

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**Vliv mimořádných situací na integritu nosné
konstrukce bytového domu**

**Effect of Accidental Events on the Structural
Integrity of Residential Building**

Bakalářská práce

Autor: Martin Černý (494 235)

Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2023

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Martin</u>	Jméno: <u>Čemý</u>	Osobní číslo: <u>494235</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Vliv mimořádných situací na integritu nosné konstrukce bytového domu</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Effect of accidental events on the structural integrity of residential building</u>	
Pokyny pro vypracování: Základní souhrn informací k problematice progresivního kolapsu budov, potencionální nebezpečí, přímá a nepřímá opatření. Studie vlivu zatížení od mimořádných událostí na chování konstrukčního systému bytového domu - porovnání, vyhodnocení výsledků, návrh výztuže vybraných prvků včetně zpracování výkresové dokumentace. Seznam doporučené literatury: ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings, NISTIR 7396 Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Josef Novák, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: _____	Termín odevzdání BP v IS KOS <u>22.5.2023</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
_____ Podpis vedoucího práce	_____ Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.

_____ Datum převzetí zadání

_____ Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně za použití literatury uvedené v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací a pod vedením Ing. Josefa Nováka, Ph.D.

Současně čestně prohlašuji, že tištěná verze se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

V Praze dne 15.5.2023

Černý Martin

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat především Ing. Josefu Novákovi, Ph.D. za čas strávený při konzultacích, velice vstřícný přístup a celkové vedení mé bakalářské práce. Velmi si vážím cenných a odborných rad, bez kterých by tato práce nevznikla. Dále děkuji naší Fakultě stavební, která mi poskytla přístup k ČSN a ISO normám a Národní technické knihovně, kde jsem čerpal literaturu. V neposlední řadě bych také rád poděkoval své rodině za motivaci a podporu při studiu.

Anotace

V této bakalářské práci, je zpracován souhrn informací k problematice progresivního kolapsu a mimořádných událostí, které byly převzaty z odborných článků, odborné literatury a webových zdrojů.

Praktická část se věnuje zjednodušené studii chování železobetonových sloupů umístěných v prostoru venkovní garáže v okamžiku vybrané mimořádné situace. Demonstrovanou situací je požár zatěžující spodní líc stropní desky, která je podepřená železobetonovými sloupy. Vliv ohřevu stropní desky na chování sloupů byl ověřen pomocí lineární analýzy ve softwaru SCIA Engineer a následné vyztužení a posouzení proběhlo dle programu FIN CZ BETON. Dosažené závěry demonstrují, že požár významně ovlivní návrh vyztužení sloupů či zapříčiní zřízení nepřímých opatření redukující teplotní zatížení jako jsou například sprinklery, hasící přístroje a detektory kouře

Klíčová slova

Progresivní kolaps, mimořádná zatížení, železobeton, podélná výztuž, sloup, interakční diagram, 3D interakční diagram, požár, elektromobil

Abstract

In this bachelor thesis, is a summary of information on the issue of progressive collapse and extraordinary events. This summary was compiled from academic articles, academic literature and web sources.

The practical part is focused on a simplified study of the behaviour of reinforced concrete columns placed in the space of an outdoor garage at the moment of a selected incident. The situation demonstrated is a fire loading the bottom face of a floor slab supported by reinforced concrete columns. The effect of the heating the floor slab on the behaviour of the columns was verified with using linear analysis in SCIA Engineer software and the subsequent reinforcement and design was carried out according to FIN CZ BETON. The conclusions reached demonstrate that fire will significantly affect the design of column reinforcement or cause the installation of indirect measures to reduce the thermal load such as sprinklers, fire extinguishers and smoke detectors.

Keywords

Progressive collapse, exceptional loads, reinforced concrete, longitudinal reinforcement, column, interaction diagram, 3D interaction diagram, fire, EV car

Obsah

Čestné prohlášení.....	3
Poděkování.....	4
Anotace	5
Klíčová slova	5
Abstract.....	5
Keywords	5
Úvod.....	1
1 Progresivní kolaps	2
1.1 Definice a historie	2
1.2 Vývoj problematiky	3
1.3 Příklad kolapsu vlivem zemětřesení.....	4
1.3.1 Průběh kolapsu.....	5
1.4 Příklad kolapsu vlivem požáru.....	8
1.5 Nepřímá a přímá opatření.....	10
1.5.1 Nepřímá opatření	10
1.5.2 Přímé opatření.....	14
1.6 Závěr Progresivního kolapsu.....	18
2 Mimořádná zatížení	19
2.1 Působení nárazu na konstrukci.....	20
2.2 Zatížení od výbuchů.....	23
2.2.1 Vnitřní výbuch	23
2.2.2 Vnější výbuchy	24
2.3 Zatížení od požáru.....	24
2.3.1 Elektromobil	24
2.3.2 Průběh hoření a zatížení.....	28
2.3.3 Chování betonových konstrukcí při požáru	30
3 Řešený objekt	31
3.1 Konstrukční návrh systému.....	33
3.2 Předběžný návrh konstrukčních prvků a materiálu	33
3.3 Uvažované zatížení	34
3.3.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	34
3.3.2 Zatížení od střešní konstrukce	34
3.3.3 Obvodový plášť	34
3.3.4 Konstrukce podlahy	35

3.3.5	Příčky	35
3.3.6	Proměnná zatížení	35
4	Podrobný návrh sloupů v 1.PP	36
4.1	Geometrie a popis konstrukce	36
4.2	Analýza vnitřních sil	38
4.3	Výpočet	40
4.3.1	Posouzení štíhlosti sloupů.....	40
4.3.2	Stanovení momentu 1. řádu	44
4.3.3	Výpočet návrhového ohybového momentu s účinky 2. řádu.....	45
4.3.4	Návrh podélné výztuže	50
4.3.5	Výpočet interakčního diagramu a posouzení průřezu.....	54
4.3.6	Posouzení interakčního diagramu a dvouosé namáhání	61
5	Mimořádné zatížení od požáru	67
5.1	Analýza vnitřních sil za požáru.....	72
5.2	Návrh výztuže na požár.....	82
5.2.1	Návrh tlačných sloupů	82
5.2.2	Návrh tažených sloupů.....	90
6	Porovnání výsledků	93
	Závěr	94
	Použité zdroje	96
	Seznam obrázků.....	99
	Seznam tabulek	101
	Seznam výkresových příloh.....	102

Úvod

Požár je běžně vyskytující se jev, který je součástí mimořádných zatížení a má přímý vliv na odolnost stavebních konstrukcí, a na životy lidí a zvířat. V dnešní době je cílem ochránit či navrhnout konstrukci tak, aby odolala účinkům zatížení od požáru a docílila o co nejdelší požární odolnosti, či podchytit požár na samotném začátku. Následkem požáru může být částečný či úplný progresivní kolaps, který ovšem může být vyvolán i jiným druhem mimořádného zatížení jako je například seismicita, interiérové či exteriérové výbuchy a nárazy od všelijakých vozidel.

Současný tlak na užívání elektrovozidel může v krátkém časovém horizontu vyvolat řadu mimořádných událostí spojených s požárem. Prostřednictvím ČSN EN je zajištěno, že objekty dokáží lépe odolávat tomuto zatížení.

Práce je strukturovaná celkem do dvou hlavních částí. V teoretické části práce je zpracován souhrn obecných poznatků k problematice progresivního kolapsu, kde součástí této kapitoly je znázornění důležitosti problematiky pomocí historicky významných progresivních kolapsů, které ovlivnily nebo ovlivní návrhové postupy. Budou zde přiblíženy i přímá a nepřímá opatření. Pozornost bude také věnována možným druhům mimořádných situací. Je zde prezentován i rostoucí trend prodeje elektromobilů s přiblížením možných příčin vzniku požáru. Na konci druhé kapitoly je i komparace hoření klasických automobilů a elektromobilů. Zdrojem informací pro teoretickou část jsou odborné články, zahraniční či tuzemská odborná literatura a zpravodajské články.

Praktická část práce se věnuje analýze vlivu požáru působícího na stropní konstrukci v místě parkovacích stání, jehož následkem je protažení stropní desky a ovlivnění podpůrných konstrukcí. V prvním kroku je navržen vyztužení sloupů na vnitřní síly MSÚ získané ze softwaru SCIA Engineer dle lineární analýzy. Následně je na stropní desku nad prostorem garáží aplikováno teplotní zatížení od požáru a z kombinace pro mimořádné situace získány nové vnitřní síly. Ty jsou porovnávány s původními vnitřními silami za účelem ověření podélného vyztužení.

Cílem této bakalářské práce bude určení, do jaké míry může požár, respektive ohřev a protažení stropní desky, ovlivnit chování sloupů.

Autor chce prostřednictvím této práce přispět k lepšímu pochopení rizik spojených s elektromobily a jejich dopady na bezpečnost staveb.

1 Progresivní kolaps

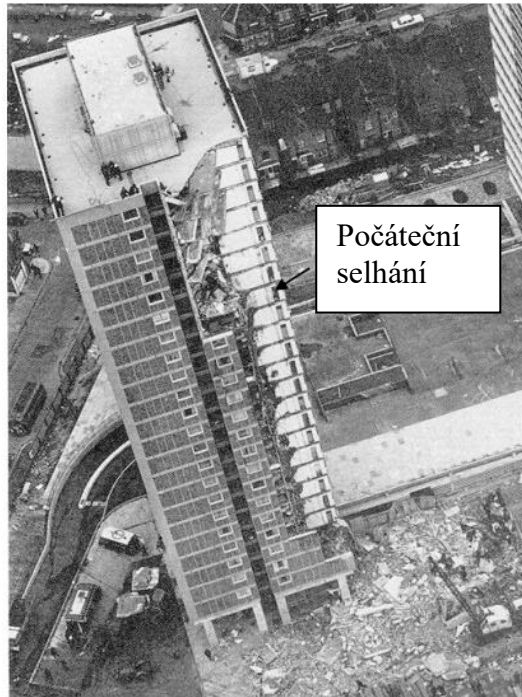
1.1 Definice a historie

Progresivní kolaps je termín používaný ve stavebnictví, který popisuje rozsah počátečního místního selhání a následnou řetězovou reakci, jejímž výsledkem je částečný nebo úplný kolaps budovy. Charakteristický znak progresivního kolapsu je takový, že finální stadium selhání konstrukce je mnohem vyšší než počáteční místní selhání, které vyvolalo celkový nebo částečný kolaps budovy. Progresivní kolaps je neúměrný k počáteční příčině, proto je také známý v některých zemích jako neúměrný kolaps.

Přesná definice v této bakalářské práci je převzata z normy ze Spojených států amerických ASCE Standard 7-05 a přesně definuje progresivní kolaps následující formulací. *„Progresivní kolaps – šíření místního poškození z počátečního stavu, od prvku k prvku, které nakonec vede ke zhroucení celé konstrukce nebo její neúměrně velké části; je také známý jako neúměrný kolaps.“ [1]*

Termín progresivní kolaps byl neznámý až do roku 1968, kdy nastal dnes už známý kolaps bytového domu Ronan Point (obr. 1.1), který se nacházel v Londýně. Konstrukce bytového domu Ronan Point byla tvořena prefabrikovanými stěnovými nosnými panely. Kolaps nastal v ranních hodinách 16. května roku 1968, kdy si nájemce jednoho z bytů v 18. patře (z celkového počtu dvaadvaceti pater) chtěl ohřát šálek čaje pomocí zapálené sirky. Následně v místnosti pro přípravu pokrmů nastala exploze vlivem úniku zemního plynu, která vymrštila stěnový panel z konstrukčního systému budovy do exteriéru a zapříčinila selhání rohu obytné budovy od střechy konstrukce až téměř na úroveň prvního nadzemního podlaží. Ačkoliv se celá budova nezřítla, rozsah poškození byl neúměrný k počátečnímu poškození. Efekt deformace zapříčinil okamžité úmrtí čtyř občanů, sedmnáct lidí bylo zraněno a z toho jeden občan na následky zranění zemřel.

Následně nastalo vyšetřování a byly nalezeny hrubé nedostatky při návrhu a realizaci konstrukce. V té době byly aktuální stavební předpisy nedostačující pro zajištění ochrany obyvatel a integrity prefabrikovaných betonových konstrukcí obytných budov. Při vyšetřování kolapsu byla postupně rozebírána konstrukce a byl zjištěn hrubý nedostatek řešení kritických spojů, kde chybělo provázání výztuží a spoléhalo se pouze na třecí síly jednotlivých panelů. Na základě výsledků vyšetřování byla v mnoha zemích vydána novela stavebních předpisů o integritě nebo robustnosti konstrukcí právě kvůli progresivnímu kolapsu Ronan Point [1, 2].



Obrázek 1.1: Budova Ronan Point s označením počátečního selhání vlivem exploze zemního plynu v 18. patře obytné budovy [1]

1.2 Vývoj problematiky

Jak už bylo zmíněno na konci kapitoly 1.1, po progresivním kolapsu Ronan Point několik zemí včetně Spojeného království a Kanady přijalo regulační prostředky, které měly zajistit prevenci proti progresivnímu kolapsu. Regulační prostředky měly zpřísnit návrh budov především tak, aby zabránily kolapsu, a to hlavně pomocí provázání jednotlivých prvků konstrukce prostřednictvím výztuže, tzn. zlepšit celistvost a soudržnost konstrukce přidáním nadbytečných nebo pojistných prvků a zajistit dostatečnou soudržnost jednotlivých prvků tak, aby vzdorovaly silám, které by mohly způsobit progresivní kolaps konstrukce.

Spojené státy americké patří mezi státy, které stále nevlastní předpisy a normy zabráňující přímo progresivnímu kolapsu, ačkoliv od roku 1980 byly normy dost zpřísněny, a to především o normu zajištění integrity konstrukce. Je k dispozici spousta historických dat, které ukazují, že riziko progresivního kolapsu je velmi malé, nicméně při návrhu integrity konstrukcí je nutné brát zřetel na ochranu životů občanů nacházejících se v jakékoliv budově, protože by mohlo dojít ke kolapsu a následně ke ztrátě životů či zranění, což je při návrhu konstrukce zásadní. Vlivem přibývajících teroristických útoků existují ve Spojených státech amerických vládní agentury, které mají vlastní návrhové požadavky pro zajištění odolnosti budov, převážně vlastněných a spravovaných Spojenými státy, proti progresivnímu kolapsu.

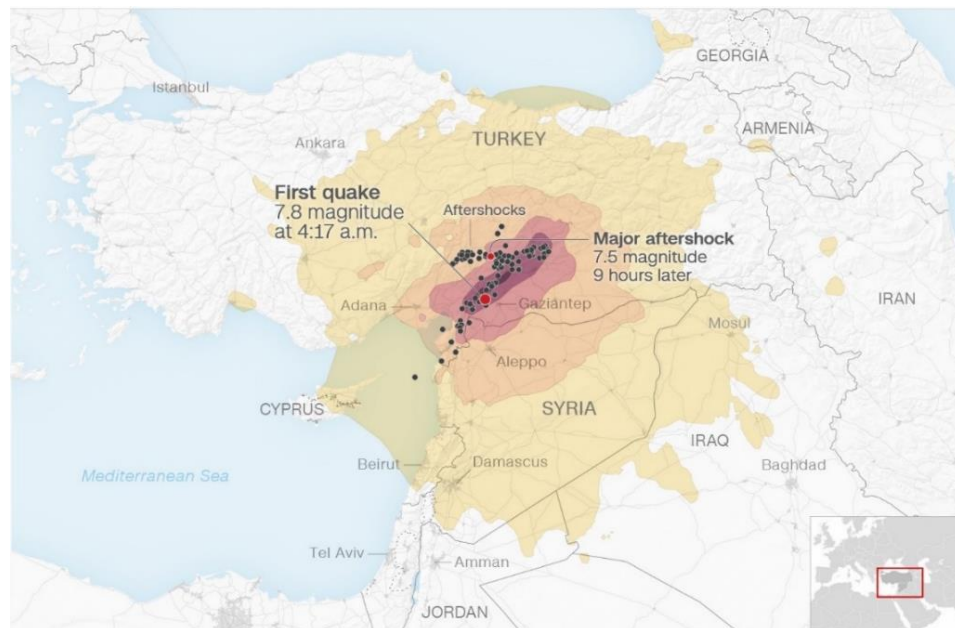
V soukromém sektoru je návrh proti progresivnímu kolapsu řešen pomocí dokumentů, které jsou sepsány dle odborných názorů profesionálů či dle stávajících znalostí. Účel tohoto dokumentu je zajištění nejlepšího návrhu proti progresivnímu kolapsu, který má vzdorovat mimořádnému zatížení a není to součástí konstrukčního standardu. Tento předpisový dokument zajišťuje návrh a rekonstrukci budov ve Spojených státech amerických a

zajímavostí je, že se nezabývá dřevem, ocelí tvarovanou za studena a nízkopodlažními konstrukcemi.

Je důležité zmínit fakt, že dokument přímo nestanovuje konkrétní postup pro navrhování proti progresivnímu kolapsu, ale je to jakési seznámení s úvahami spojené s odolností konstrukcí vůči kolapsu [1].

1.3 Příklad kolapsu vlivem zemětřesení

Skvělým příkladem pro zdůraznění důležitosti robustnosti a celistvosti konstrukcí proti abnormálnímu zatížení je soubor dvou zemětřesení na území Turecka. Zemětřesení započalo v brzkých ranních hodinách 6. února 2023, konkrétně ve 4:17 místního času, s epicentrem v Pazarcıku. První hodnota zemětřesení dosáhla hodnoty 7,8 RichtEROVY stupnice, druhá naměřená hodnota byla 7,5 RichtEROVY stupnice. Dohromady zemětřesení usmrtilo bezmála 47 000 lidí, zhruba 6 000 syrských a 41 000 tureckých občanů. Přes 110 000 občanů bylo zraněno a okolo 160 000 budov se zřítilo. Katastrofa zasáhla přes 13,5 mil. lidí napříč Tureckem a Sýrií [6, 7].



Note: Map shows quakes of 2.5 magnitude and over, recorded through 2:30 p.m. local time (3:30 a.m. ET), February 7.

Sources: US Geological Survey, LandScan
Graphic: Henrik Pettersson, CNN

Obrázek 1.2: Epicentra zemětřesení [8]

Hlavním důvodem usmrcení tolika lidí byl právě zmiňovaný progresivní kolaps, který vznikl špatným návrhem a realizací budov. Důvod vzniku progresivního kolapsu budov v Turecku a Sýrii bude přiblížen v kapitole 1.3.1.

Pro představu, jak silné zemětřesení to bylo, můžeme zmínit, že největší zemětřesení, co kdy bylo naměřeno od vzniku RichtEROVY stupnice (rok 1930), bylo zemětřesení, které dosáhlo hodnoty 9,5 RichtEROVY stupnice. Jeho ohnisko se nacházelo v Chile v roce 1960 dle USGS. Zemětřesení dokonce vytvořilo vlnu tsunami, která společně se zemětřesením usmrtila kolem 5 700 občanů, ale stále to nebylo největší zemětřesení, co se týče úmrtnosti lidí.

Největší úmrtnost způsobilo zemětřesení, které nastalo v roce 1556 v Číně v provincii Shaanxi. Síla byla odhadnuta na hodnotu zhruba 8,0 až 8,3 RichtEROVY stupnice, zemětřesení mělo za následek úmrtí 830 000 občanů. Zemětřesení na hranici Sýrie a Turecka bylo co se týče intenzity skoro totožné [4, 5].

V České republice se zemětřesení příliš nevyskytuje, a pokud ano, jeho intenzita neohrožuje již zrealizované nebo budoucí stavební konstrukce. Největší intenzita, která se vyskytla za posledních 100 let na území České republiky, byla hodnota 4,6 RichtEROVY škály v roce 1985. Škody byly minimální, praskaly stěny, padala omítka na některých budovách, rozevíraly se spoje mezi panely a nastal kolaps starších komínových těles [9].

1.3.1 Průběh kolapsu

Zemětřesení v této oblasti je běžné, důvodem je neustálé narážení tektonických desek pod touto oblastí. Lidstvo dokázalo získat spoustu znalostí o návrhových postupech konstrukcí proti zemětřesení v průběhu několika tisíc let. Norma v této oblasti říká, že budova musí vydržet zrychlení zemského povrchu o 30 až 40 % oproti normálnímu stavu. Této účinnosti je zajištěno pomocí adekvátní výztuže, efektivním rozmístěním sloupů a celkovým zajištěním robustnosti budovy. Po zmiňovaném zemětřesení bylo zjištěno, že některé železobetonové budovy postrádají jakékoliv ochranné prostředky pro zajištění odolnosti proti zemětřesení, a tak u starších budov nastal progresivní kolaps. U ostatních budov bylo zjištěno, hrubé nedodržování předpisů při realizaci budov [10, 11].

Budovy v této oblasti musí podléhat normě, která byla aktualizována v roce 2018 a jasně definuje návrhový postup. To znamená, je nutné použít vysokopevnostní vyztužený beton s efektivním rozmístěním sloupů a trámů, které musí absorbovat zemětřesení. Veřejnoprávní televize BBC porovnála dvě fotografie (obrázek 1.3) nově postavené budovy z roku 2019, tudíž budova musela podléhat aktualizované normě z roku 2018. Obytná budova měla 16 nadzemních podlaží a její umístění bylo ve městě Iskenderun. Fotograf zachytil její zřícení, kde vydržela pouze část budovy. BBC se snažila spojit se společností, která měla na starosti realizaci této obytné budovy, ale nedostala se jí žádná odpověď. Stojíme před otázkou, zda jsou normy dostačující, či byla provedena špatná realizace konstrukcí. Mnoho odborníků se shoduje s názorem, že zemětřesení bylo velmi intenzivní, ale dobře provedená budova dle platné aktualizované normy z roku 2018 by měla takovéto intenzitě vzdorovat s přehledem [10, 11].



Obrázek 1.3: Před zemětřesením (vlevo) a po zemětřesení (vpravo) nedávno postavené budovy v Iskenđerun [11]

Dle profesora Davida Alexandra, v Londýně byla maximální intenzita zemětřesení násilná, ale dobře zkonstruovaná budova by takovému zemětřesení měla odolat [11]

„Na většině míst byla úroveň otřesu nižší než maximální, takže můžeme konstatovat, že z tisíců budov, které se zřítily, téměř všechny neodpovídají žádným rozumně očekávaným stavebním předpisům pro zemětřesení“ doplňuje profesor Alexander [11]

Návrhové postupy byly zpřísněny po předchozích katastrofách, jako například bylo zemětřesení v roce 1999 poblíž města Izmit, kde po progresivním kolapsu budov zemřelo 17 000 lidí. Profesor Alexander říká, že *„problémem je malá snaha o modernizaci existujících budov a také se málo prosazují stavební předpisy u novostaveb.“* [11]

Vláda v Turecku poskytla *amnestii pro konstrukce*, což je legální oproštění od placení poplatků za stavební konstrukci, která nevyhovuje platným normám. Tato amnestie zapříčinila zřícení tisíců budov. Odborná veřejnost dlouhodobě tuto amnestii kritizovala právě kvůli možnému zemětřesení. Zhruba 75 000 budov poblíž oblasti zasažené zemětřesením byly právě budovy s amnestií dle *„Pelina Pınar Giriltioğlu, vedoucí istanbulského svazu komor tureckých inženýrů.“* Dokonce pár dnů před zmíněnou katastrofou v tureckém parlamentu čekala na schválení novela stavebního zákona, která by udělila ještě mnohem více amnestií budovám nepodléhajícím konstrukčním předpisům. Tyto amnestie jsou rovny zločinu, říká geolog Celal Sengor. Ministerstvo životního prostředí a urbanizace říká, že je v roce 2018 více než 50 % budov v Turecku postaveno v rozporu se stavebními předpisy. Ministerstvo bylo dotázáno ohledně stavebních norem, jejich dopověď je, že: *„žádná budova postavená naší správou se nezřítla. V terénu pokračují studie na vyhodnocení škod.“* [11]

Z toho všeho vyplývá, že stavební předpisy jsou dostačující, problémem byla špatná realizace stavebních konstrukcí vlivem úspory finančních prostředků, a to zejména na materiálu. Důsledkem nesprávné realizace vznikl progresivní kolaps vlivem mimořádného zatížení – seismicity a následné úmrtí tisíců osob. K datu 13.03.2023 existuje spousta důkazů o tom, že stavební konstrukce nebyly zhotoveny v souladu se stavebními předpisy, jako například obr. 1.4, kde je vidět, že beton se skládal z nevhodného kameniva – špatná zrnitost, velká zrna kameniva, což vedlo k nedostatečnému probetonování oblasti v hlavě sloupu.

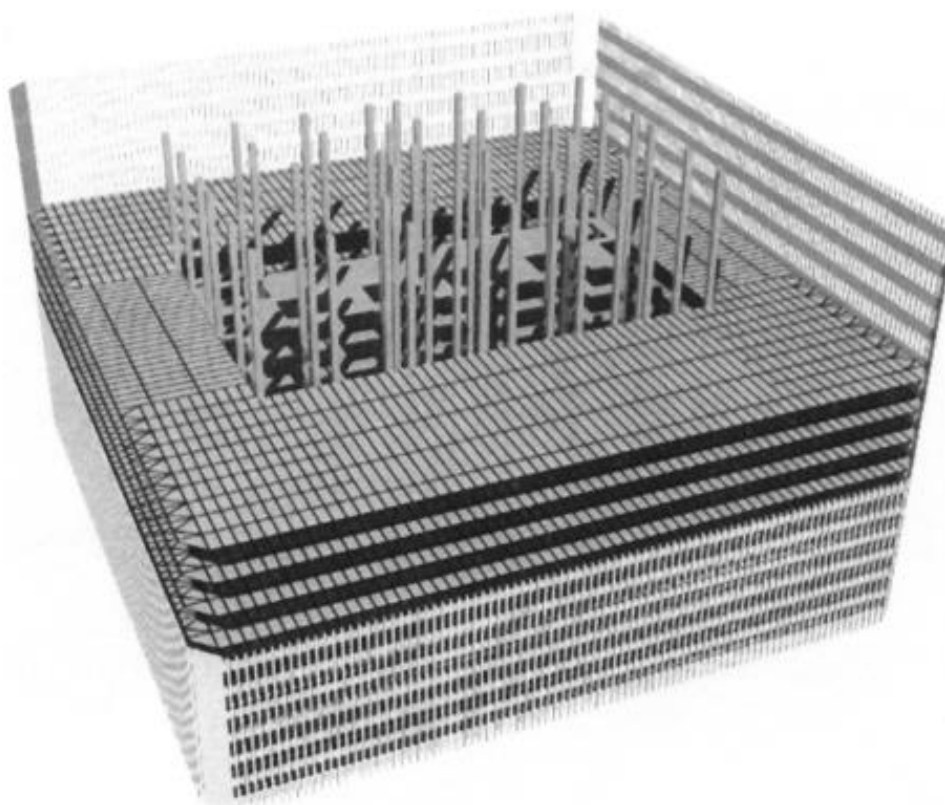


Obrázek 1.4: důkaz o záměně betonu v Turecku [12]

Skvělým příkladem toho, že stavební předpisy jsou dostačující, je město Erzin, které se nachází 112 km od epicentra zemětřesení a zhruba 20 mil od města Osmaniye, které bylo proměněno v trosky. Důvodem nezřícení ani jedné stavební konstrukce bez ztráty životů je striktní přístup předchozího vedení a současného starosty, kteří cíleně vyvíjeli tlak na rezidenty města Erzin tím, že pokud by byla jakákoliv stavba postavena bez stavebních předpisů, dojde k jejímu stržení. Spousta občanů tohoto města byla výrokem starostů rozezlena, ale starostové nepolevili a stále tvrdili občanům to stejné, že se zemětřesení může kdykoliv objevit. Po zemětřesení, které nastalo 6.2.2023, se starostům dostalo pochopení a občané města Erzin zjistili závažnost situace [13].

1.4 Příklad kolapsu vlivem požáru

Dalším populárním progresivním kolapsem je selhání výškových budov nacházejících se v New Yorku, jejichž kolaps nastal 11. září 2001 po teroristickém útoku, a to konkrétně nárazem dopravních letounů a následným požárem, který byl rozhodujícím faktorem kolapsu budov. Budovy byly navrženy jako konzoly, jejichž výška přesahovala 400 metrů nad úroveň přilehlé komunikace a 21 metrů pod úroveň komunikace. Celková vlastní tíha konstrukce přesahovala 500 000 tun, avšak při návrhu konstrukce nebylo dominantní stálé zatížení, ale proměnné, a to konkrétně zatížení větrem. Budova musela být schopná odolat rychlosti 225 km/h hurikánu a zatížení větrem o tlaku 2kPa. Pro představu se jednalo o boční zatížení zhruba 5 000 tun. Projektoví inženýři byli nuceni vlivem tohoto zatížení vymyslet lehkou prostorovou příhradovou konstrukci z obvodových ocelových vnějších trubek sestávajících z 244 exteriérových sloupů se čtvercovým průřezem, které fungovaly na principu Vierendeelových příhradových nosníků. Sloupy byly umístěny těsně vedle sebe a tvořily pevný obvodový plášť. Uvnitř tohoto vnějšího tubusu se nacházelo jádro o rozměru 27 až 40 m, jehož účelem byla schopnost přenášet svislé zatížení a nacházely se zde vertikální konstrukce pro překonání výškových úrovní, zejména výtahy a schodiště. Jádro bylo tvořeno soustavou nosníků, jejichž počátek se nacházel ve skalním podloží a ústil ve vrcholu věže. Zkrátka se jednalo o prostorovou příhradovou konstrukci, což vysvětluje výšku trosků po progresivním kolapsu [15].



Obrázek 1.5: Ukázka řešení konstrukce WTC [15]

Náraz dopravních letounů nebyl rozhodujícím faktorem kolapsu, protože budovy měly 1000krát vyšší hmotnost než letouny a budovy byly navrženy na zatížení větru o velikosti 30krát vyšší než hmotnost samotného letounu. V okamžiku nárazu letounů nepůsobilo nijak zvlášť vyšší zatížení větrem, tudíž nosná konstrukce budovy (konkrétně ocelové sloupy) byla zatížena na 1/3 své únosnosti v tlaku.

Ačkoliv nárazem došlo k poškození určité skupiny sloupů, celkový kolaps budovy prozatím nenastal. Díky robustnosti konstrukce se zatížení přerozdělilo do sloupů nepoškozených nárazem a budova zůstala téměř netknutá. Důvodem vzniku již známých kolapsů byly právě exploze palivových nádrží dopravních letounů o kapacitě zhruba 90 000 litrů, což tvořilo bezmála 1/3 hmotnosti letounů, a to způsobilo rozsáhlý požár [15].



Obrázek 1.6: Exploze palivové nádrže po nárazu do WTC [15]

Je obecně známo, že ocelové konstrukce vlivem požáru začnou měknout okolo 420 °C a zhruba při teplotě 650 °C ztrácí polovinu své pevnosti. Další příčinou kolapsu bylo působení nerovnoměrné teploty na konstrukci a vlivem účinků tepla roztažnost materiálů, která způsobila výstřednost působících sil, což vytvořilo přídatné momenty, a na základě těchto momentů nastala deformace vnějších sloupů vlivem vzpěru. Obvodová konstrukce WTC na dvou lokálně zasažených podlaží nevydržela nápor požáru a nastalo vybočení sloupů směrem do venkovního prostoru. Zasažené podlaží již nedokázalo unést tíhu podlaží, které se nacházelo nad ním (zhruba 45 000 tun) a nastal úplný progresivní kolaps s rychlostí pádu 200 km/h. Zemřelo přes 2 977 osob (bez únosců dopravních letadel) [15].

1.5 Nepřímá a přímá opatření

Rozdíl mezi nepřímou a přímou metodou je prostý, nepřímá metoda je způsob ochrany konstrukce, jejíž návrhový postup se netýká přímo nosné konstrukce (např. bariéry, zpomalovací prahy, závory, zřízení požárních úseků, detektor kouře či tepla, alarm nebo při exteriérovém výbuchu odstupová vzdálenost od možného místa výbuchu, instalace různých clon)

Přímá metoda se týká přímo nosné konstrukce (např. vazby, duktilita atd.). Odolnost proti kolapsu je zajištěna pomocí zvýšení pevnosti klíčových prvků za předpokladu mimořádného zatížení. Tato metoda využívá komplikovanější návrhové postupy než návrhové postupy uvažující pouze vlastní tíhu a proměnné zatížení. Existuje spousta návrhových postupů, které zvyšují robustnost konstrukce jako takové. Jmenování a řešení jednotlivých metod, které přímo ovlivňují chování vůči progresivnímu kolapsu, by bylo nad rámec řešení této práce [1, 17].

1.5.1 Nepřímá opatření

Nepřímá metoda se netýká nosné konstrukce a snaží se o snížení pravděpodobnosti možných mimořádných zatížení nebo snížení jejich intenzity.

1) *Mimořádné zatížení nárazem*

Pro dosažení nižší intenzity zatížení nebo pro její úplné omezení například pomocí dopravních značek, které mohou omezit vjezd těžkých a velkých automobilů či přikázat snížit rychlost jakéhokoliv vozidla. Bohužel existují i řidiči, kteří dopravní předpisy nedodržují, proto se mohou preventivně použít silniční výsuvný hydraulický válec či jiné blokující konstrukce [17].



Obrázek 1.7: Příklad zpomalovacího retardéru [17]



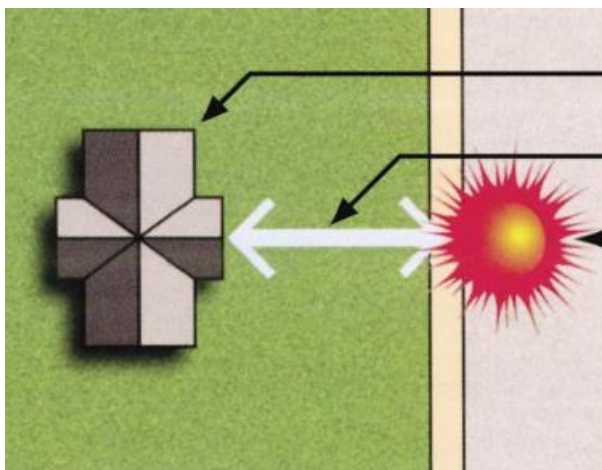
Obrázek 1.8: Blokovací prvek se závorou [17]



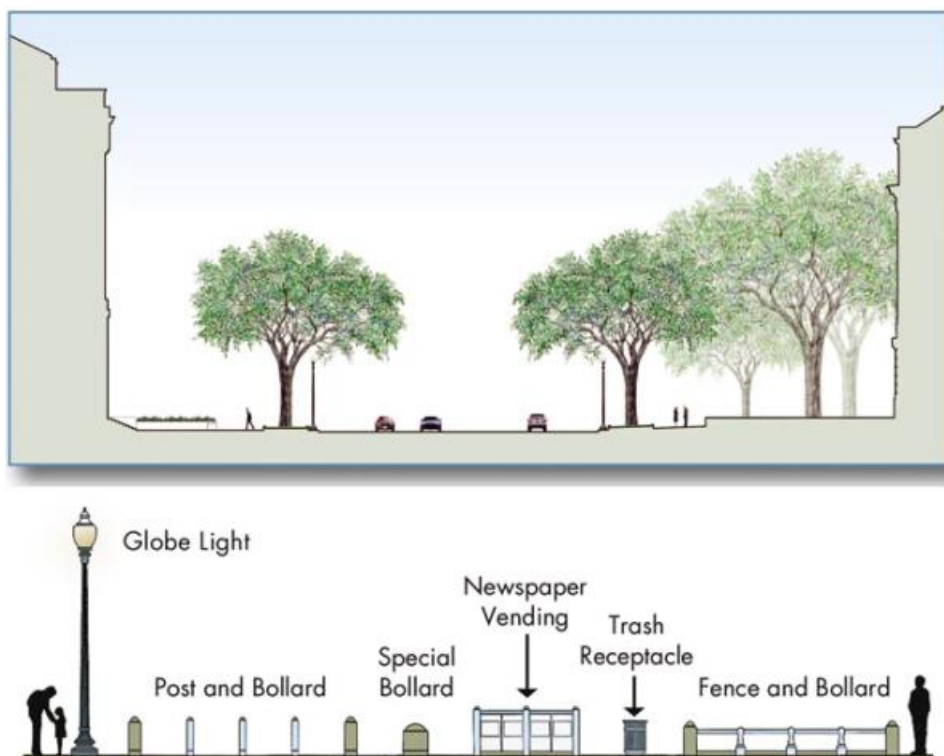
Obrázek 1.9: Hydraulický výsuvný válec [17]

2) Exteriérový výbuch

Existuje několik metod, jak se dá zredukovat intenzita mimořádného zatížení od venkovního výbuchu. Odstupová vzdálenost je jedním způsobem, jak snížit účinky zatížení, protože s rostoucí vzdáleností klesá tlak vyprodukovaný výbuchem (obr. 1.10). Pokud nelze dosáhnout odstupové vzdálenosti na veřejných prostranstvích, lze využít patníky, stromy či pouliční překážky k redukci tohoto zatížení (obr. 1.11). Pokud nejde využít ani jedna možnost, lze vybudovat clonu odolnou proti výbuchu [17].



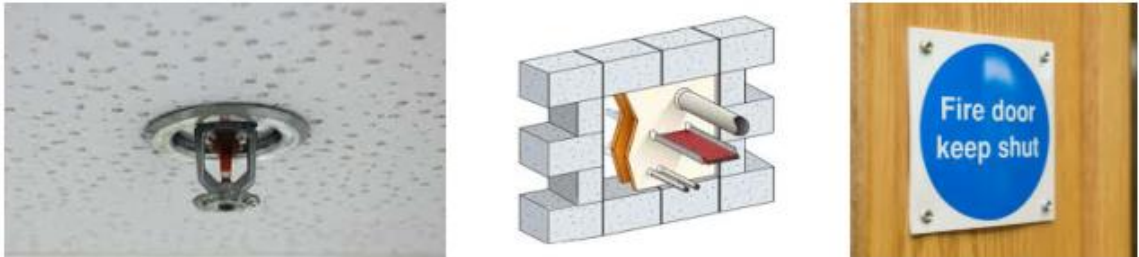
Obrázek 1.10: Odstupová vzdálenost od možného místa výbuchu [17]



Obrázek 1.11: Redukce zatížení pomocí využití: stromů (nahore), (spodní obrázek zleva): Veřejné osvětlení, poštovní schránky a patníky, speciální patníky, trafiky odpadkové koše, plot s patníky [17]

3) Požár

Požár může být vyvolaný několika možnými událostmi, například výbuchem, zemětřesením nebo vyvolaný napřímo, třeba cigaretou, neopatrným používáním zápalek, vadnou elektroinstalací, nevhodným používáním kuchyňského náčiní anebo požárem elektromobilů či nabíjecích stanic. Pro zamezení šíření požáru nepřímou metodou slouží například: hasicí přístroje, sprinklery, požární stěny či rovnou úseky, požární ucpávky, detektory kouře či tepla, alarmový systém atd [17].



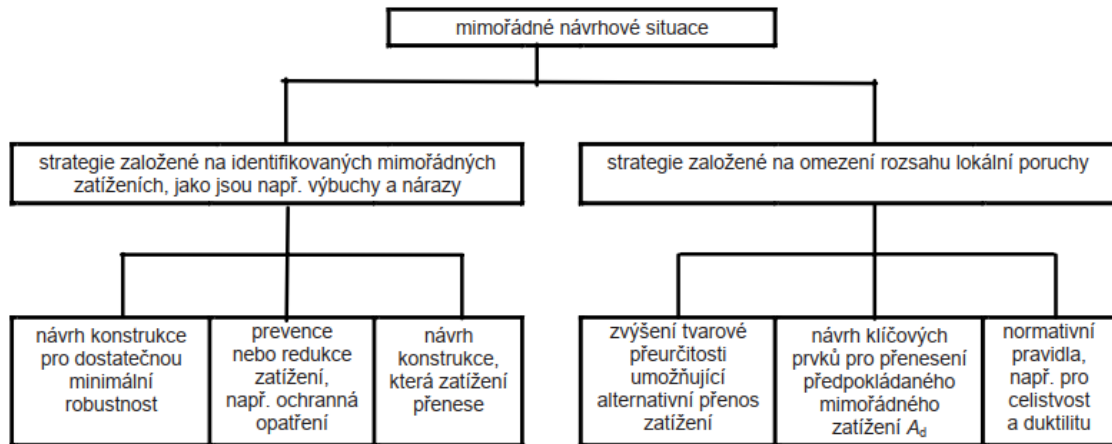
Obrázek 1.12:(zleva) Sprinklery, požární ucpávky, požární dveře [17]



Obrázek 1.13: Detektory kouře či tepla, hasičský přístroj, požární značení, hydrant [17]

1.5.2 Přímé opatření

Týká se přímo nosné konstrukce. Návrhové postupy pro zajištění robustnosti budovy proti progresivnímu kolapsu se liší podle tzv. třídy následků (CC), do které je konstrukce zařazena. Zařazenost konstrukce je určena dle obsazenosti budovy, typu a velikosti dle normy [3]. Strategie pro zamezení nebezpečí závisí na mimořádném zatížení, které je rozděleno na identifikované a neidentifikované zatížení.



Obrázek 1.14: Strategie pro mimořádné situace [3]

Přípustná strategie pro zvýšení odolnosti konstrukčního systému vůči mimořádným událostem je cílené zvýšení robustnosti proti neidentifikovaným mimořádným událostem. Stavební konstrukce jsou rozděleny do tříd následků (CC) dle typu budovy, výšky, obydlivosti, typu zatížení a další. Důvodem je zamezení ztrát nebo zranění osob, zabránění ekonomickým ztrátám a v některých případech zamezení ekologickým katastrofám (např. jaderné elektrárny či sklady munice). Dále třídy následků slouží k rozlišení spolehlivostí konstrukcí. V některých případech je přípustné jednotlivé části konstrukce rozdělovat do odlišných tříd následků například u konstrukce obsahující křídlo budovy s méně významnou funkcí [3, 17].

Tabulka 1.1: Kategorizace podle tříd následků [3]

Třída následků CC	Příklady kategorizace podle typů pozemních staveb a jejich používání
1 malá	Samostatné obytné domy do 4 podlaží Zemědělské stavby Stavby s občasným výskytem osob za předpokladu, že každá část takové stavby je vzdálena od další obytné budovy nebo oblasti navštěvované lidmi alespoň o 1,5násobek výšky stavby
2a střední – skupina menšího rizika	Samostatné 5 podlažní obytné domy Hotely do 4 podlaží Budovy s byty, apartmány a další rezidenční budovy do 4 podlaží Administrativní budovy do 4 podlaží Průmyslové stavby do 3 podlaží Obchodní plochy do 3 podlaží, s plochou každého podlaží max. 1 000 m ² Školní zařízení o 1 podlaží Veškeré budovy nepřesahující 2 podlaží, kde je povolen vstup veřejnosti a plocha jednotlivých podlaží je nanejvýš 2 000 m ²
2b střední – skupina většího rizika	Hotely, budovy s byty, apartmány a další obytné budovy vyšší než 4 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní Školská zařízení vyšší než 1 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní Obchodní plochy vyšší než 3 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní Nemocnice do 3 podlaží Administrativní budovy vyšší než 4 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní. Všechny budovy s přístupem veřejnosti a s plochou podlaží větší než 2 000 m ² , avšak na každém podlaží nanejvýš 5 000 m ² Parkoviště nanejvýš 6 podlažní
3 velká	Všechny stavby, které přesahují omezení ploch jednotlivých podlaží a jejich počtu ve třídách následků 2a a 2b Všechny stavby, kde se shromažďuje značný počet osob Stadióny s více než 5 000 diváky Stavby s nebezpečnými látkami nebo technologickými procesy

„Konstrukční přístupy mají za cíl poskytnout konstrukci alternativní přenos zatížení, které umožní redistribuci zatížení v případě lokálního selhání nosného prvku. Konstrukce je ideálně navržena s dostatečnou tažností, deformační kapacitou a tvarovou přeurčitostí a/nebo lze použít normová návrhová doporučení, jako je metoda vazeb. Metoda alternativního přenosu zatížení je použitelná pro konstrukce pravidelného tvaru. EN 1991-1-7 -> Metoda alternativního přenosu zatížení je založena na omezení rozsahu lokálního porušení zvýšením tvarové přeurčitosti a uvážením pomyslného odstranění sloupů (obr. 1.15)“ [18]

Je nespočet druhů metod pro implementaci návrhového přístupu pro přenos zatížení od mimořádných situací, např:

- Metoda vazeb (bude přiblíženo v této kapitole)
- Analytické modely
- Zjednodušené numerické přístupy
- Numerické řešení
- Předpověď dynamické odezvy [18]

Podrobné řešení jednotlivých metod je nad rámec rozsahu této bakalářské práce, proto bude pouze stručně přiblížena Metoda vazeb.

Metoda vazeb je metoda vycházející z normy ČSN EN 1991-1-7 a poskytuje minimální pevnost mezi konstrukčními prvky. Využívá vodorovné a svislé vazby dle tříd následků. [18]

a) Pozemní stavby ve třídě následků 1:

Nejsou potřeba zvlášť speciální opatření proti neidentifikovaným mimořádným zatížením za předpokladu, že stavba byla postavena a navržena dle pravidel ČSN EN 1990 až ČSN EN 1999 tak, aby byla zajištěna její stabilita při používání.

b) Pozemní stavby ve třídě následků 2a:

Platí stejná pravidla jako pro třídu následků 1 a dále je potřeba provést vodorovné vazby nebo kotvení závěsných stropů ke stěnám.

c) Pozemní stavby ve třídě následků 2b:

„Kromě strategie doporučené pro třídu následků 1 je třeba zajistit jak vodorovné vazby pro rámové konstrukce a nosné stěny společně se svislými vazbami ve všech podpěrných sloupech a stěnách, tak je zapotřebí ověřit, zda stavba zůstane stabilní a libovolné lokální poškození nepřesáhne určitou mez, když se teoreticky odstraní kterýkoliv jednotlivý sloup nebo nosník podpírající sloup nebo libovolná část nosné zdi. Pokud při tomto teoretickém odstranění sloupu nebo částí stěn dojde k porušení, které svým rozsahem překročí předem odsouhlasenou nebo jiným způsobem určenou mez, pak se takové prvky mají navrhnout jako prvky klíčové“ [14]

d) Pozemní stavby ve třídě následků 3:

V této třídě následků se provádí u staveb hodnocení rizik s předpokladem nebezpečí, které může být předpověditelné či nepředpověditelné. Hrubé lidské chyby či rychlá degradace materiálů jsou klasifikovány jako nepředpověditelné. Přijatelnou mez má každý typ budovy jiný [14].

Rámové a svislé vazby

Vodorovné vazby rámových konstrukcí a stěnového systému

1) Rámové konstrukce

Je nezbytně nutné provedení vodorovných vazeb v úrovni každého podlaží, v úrovni střešní konstrukce či ve vnitřních částech. Důvodem je bezpečné provázání konstrukčních prvků budovy. Je důležité, aby vazby byly spojitě a byly co nejbližší k okraji stropu anebo k osám sloupů či stěn. Alespoň 30 % vazeb musí být umístěno v blízkosti os sloupů či stěn. Tvoření vodorovných vazeb je možné pomocí např.:

- Ocelových válcovaných profilů
- Betonářské výztuže v deskách (nebo výztužnými sítěmi)
- Profilovaným ocelovým plechem s vyztuženými sítěmi ve spřažených ocelobetonových stropěch

2) Stěnový systém

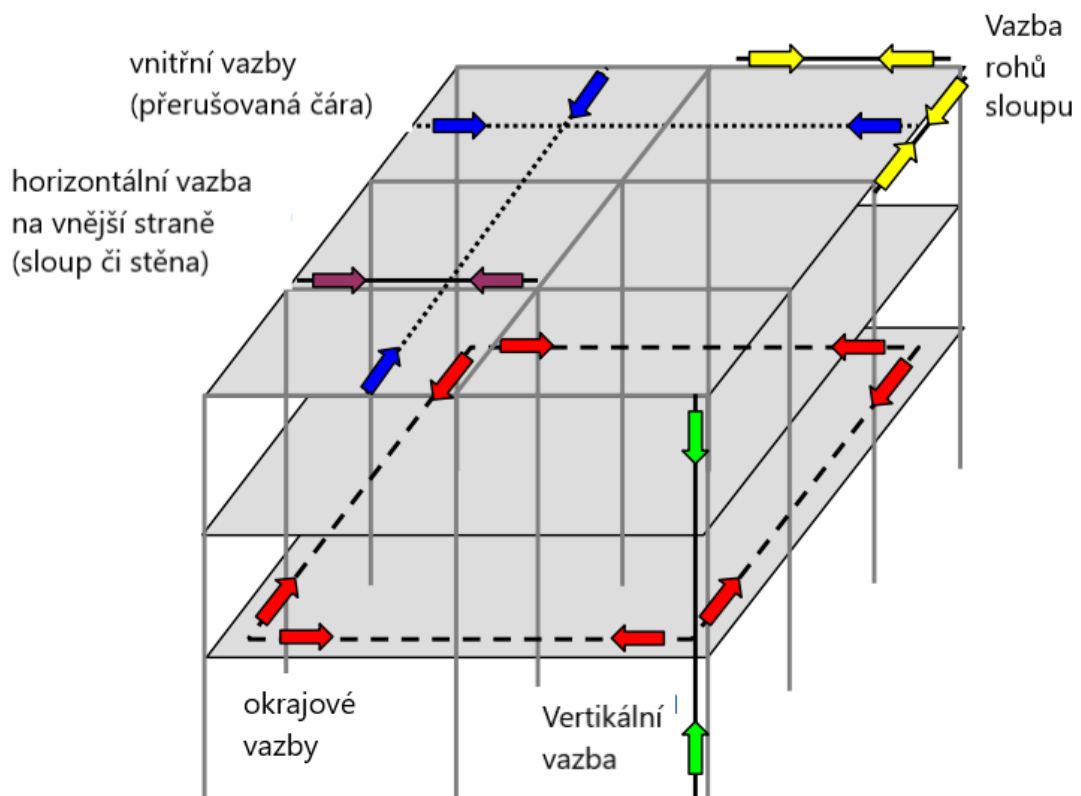
Je-li konstrukce zařazena do třídy následků CC2a, lze dosáhnout dostatečné robustnosti pomocí rozdělení konstrukce do jednotlivých úseků. Důvodem je zjednodušení spolupůsobení jednotlivých částí a efektivnější způsob ukotvení stropu ke stěnám. Pokud konstrukce spadá pod CC2b, je nutné provést ve stropních konstrukcích spojitě vodorovné vazby, které jsou ve dvou navzájem kolmých směrech.

Svislé vazby obecně

Je důležité ctít pravidlo spojitého provázání sloupů od základové konstrukce až po úroveň střešní konstrukce. U rámových konstrukcí je nutné ověřit, zda sloupy a stěny přenášející svislá zatížení, odolají mimořádné tahové síle. Avizovaná mimořádná síla je rovná největší reakci od návrhové hodnoty svislého stálého a proměnného zatížení působícího na sloup z kteréhokoliv podlaží.

Nutná kritéria splnění pro předpoklad účinnosti:

- Minimální tloušťka zděných stěn je 150 mm s minimální pevností v tlaku 5 kN/m^2
- Světlá výška mezi podlahou a stropem nepřekročí 20krát t , kde t je tloušťka stěny
- Jsou navrženy tak, aby přenesly tahovou sílu T (buď 100 kN/m , nebo vzorec dle normy)
- Svislé vazby jsou umístěny s maximální osovou vzdáleností 5 m a maximálně 2,5 m od okrajů stěn [3]



Obrázek 1.15: Vazby [1]

1.6 Závěr Progresivního kolapsu

Progresivní kolaps je úzce spjatý s řetězovou reakcí, která má za následek úplný kolaps budovy nebo její významné části. Výsledná deformace je neúměrná deformaci, která byla iniciátorem progresivního kolapsu. Pojem kolaps je relevantní, neexistují přesné limity, kdybychom mohli jasně definovat, kdy se jedná o kolaps a kdy ne. Při zhroucení konstrukčního podlaží, přesáhnutí 100 m² podlahové plochy nebo zhroucení minimálně dvou nadzemních podlaží, můžeme kolaps nazvat pojmem progresivní kolaps.

Zmíněný kolaps může být vyvolán několika způsoby. První způsob vyvolání kolapsu je špatným konstrukčním a statickým návrhem budovy tzv. špatný předpoklad zatížení, který převyšuje rámec předpokládaného zatížení či špatným provedením při realizaci.

Dalším a nejčtenějším porušením konstrukce jsou mimořádné situace (výbuch zemního plynu, náraz vozidla do budovy, požár nebo extrémní zatížení od povětrnostních vlivů¹), které nejsou pravidelně zohledněny při návrhu konstrukce. Mimořádnými zatíženími se bakalářská práce bude dále zabývat v dalších kapitolách.

Při standardním návrhu konstrukcí je počítáno se stálým zatížením (vlastní tíha stavebních prvků) a s proměnným užitným zatížením (od osob, nábytku, od sněhu a větru). Všechny parametry jsou nadhodnoceny součiniteli spolehlivosti z důvodu snížení pravděpodobnosti překročení mezního stavu únosnosti a díky tomu konstrukce dokáže vyprodukovat počáteční pevnost a nepoddajnost, která pomáhá částečně odolávat již zmíněným mimořádným zatížením. V dnešní době veškeré výpočty probíhají efektivně díky rychlé evoluci v počítačové formě s pomocí softwarů například SCIA Engineer, a proto je snadnější navrhnout konstrukce, které jsou lehčí a flexibilnější než u budov, jejichž výstavba byla konzervativnější kvůli omezeným znalostem a používané technologii [1].

Progresivní kolaps je důležitým faktorem při návrhu konstrukcí a nesmí být zapomenut, protože jak už bylo zmíněno v předchozích kapitolách, při špatném návrhu konstrukcí mohou být ohroženy životy obyvatel nacházejících se v oné budově.

V této bakalářské práci je pouze hrubé nastínění problematiky progresivního kolapsu, problém je ale daleko komplexnější a složitější, rozsah řešení tohoto problému by byl daleko obsáhlejší než tato práce, navíc to není předmětem řešení této bakalářské práce, proto se práce progresivním kolapsem dále zabývat nebude.

¹ Například: povodně, zemětřesení, cyklóny, tornáda

2 Mimořádná zatížení

V počátku návrhu jakékoliv stavební konstrukce je nutné zohlednit příslušné zatížení, kterým konstrukce během své životnosti je nebo může být zatížena. Mezi běžná zatížení, která působí na konstrukci jsou:

- 1) *Stálé zatížení (G)* – působí většinou po celou dobu životnosti budovy, proměnlivost je zanedbatelná. Do stálého zatížení můžeme zařadit zatížení jako např. vlastní tíha konstrukce, pevné vybavení a nepřímá zatížení způsobená smršněním, dotvarováním či nerovnoměrným sedáním.
- 2) *Proměnné zatížení (Q)* – tento druh zatížení, jak už z názvu vyplývá, je proměnlivý, tedy zatížení se v čase mění. Do této kategorie je zařazeno zatížení např. větrem, sněhem či užitná zatížení stropních konstrukcí od osob či nábytku.

Mezi možné zatížení spadá i zatížení v důsledku mimořádných událostí (např. nehoda automobilů, exteriérové či interiérové výbuchy, přírodní katastrofy nebo požár).

- 3) *Mimořádné zatížení (A)* – působí krátce, nahodile, výjimečně, avšak jejich velikost je významná. Příkladem mohou být např. výbuchy, požáry a nárazy, přírodní katastrofy [14].

Mimořádné zatížení jsou předmětem této bakalářské práce, budou podrobněji specifikovány v dalších kapitolách.

Norma ČSN EN 1991-1-7 disponuje pravidly pro určení mimořádných zatížení u pozemních a inženýrských staveb (není předmětem této práce). Norma rozděluje mimořádné zatížení na identifikované a neidentifikované, které obsahuje strategie pro zabezpečení staveb. Dokument zahrnuje zatížení od sil vlivem nárazu od: „*silničních vozidel, vysokozdvíhových vozíků, železniční dopravy, plavidel, vrtulníků, přetlaků od vnitřních výbuchů plynu a lokálního porušení z nespifikované příčiny. Norma se nezabývá zatížením od teroristických útoků, výbuchů a válečným zatížením*“ [14]

2.1 Působení nárazu na konstrukci

Na světě existuje spousta dopravních či průmyslových prostředků, které by mohly ohrozit jakoukoliv stavební konstrukci. Norma stanovuje pravidla pro mimořádné nárazy převážně od:

- Silničních vozidel
- Vysokozdvížných vozíků
- Vlaků
- Říčních a námořních plavidel
- Přistání vrtulníků na střechách [14]

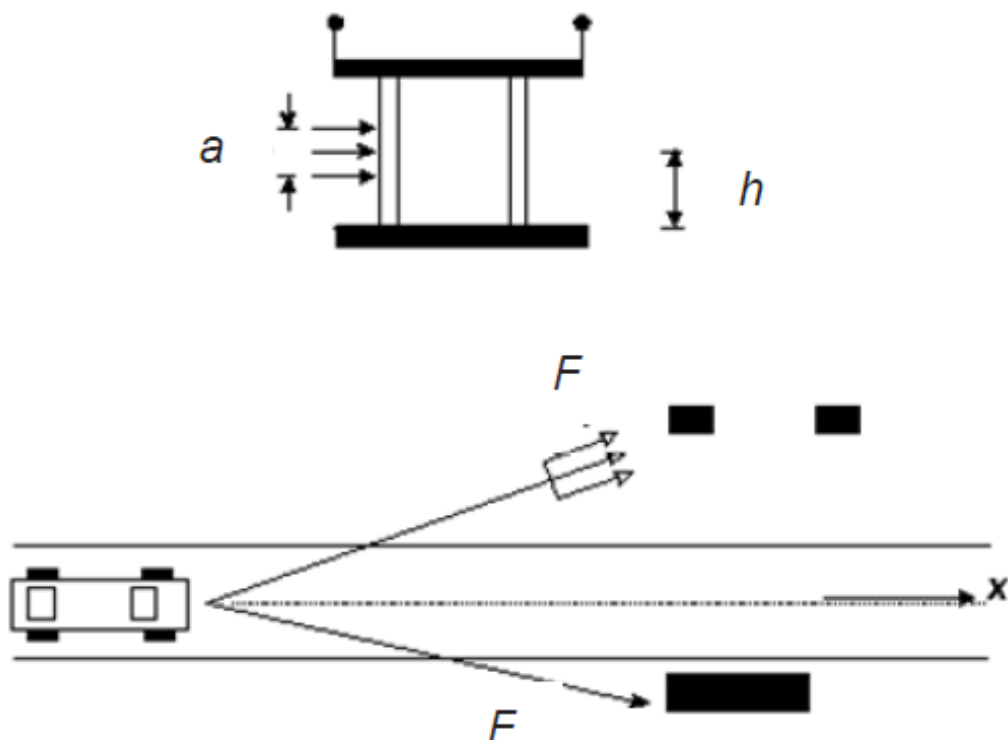
a) Náraz silničních vozidel

Nejprve by bylo vhodné definovat zatížení nárazem, náraz je vzájemné působení mezi tělesem, které se pohybuje, a konstrukcí, kde vzniká deformační energie vlivem přeměny kinetické energie tělesa. Náraz se stanovuje buď pomocí dynamické analýzy nebo pomocí ekvivalentní statické síly. Nejběžnějším postupem při návrhu je použití ekvivalentní statické síly. Jedná se o zjednodušený model k prokázání statické rovnováhy, ověření pevnosti či určení deformace konstrukce po nárazu. Důležitými veličinami pro popis nárazu je rychlost narážejícího objektu, rozložení hmot, úhel nárazu, deformační schopnosti a útlum narážejícího tělesa nebo konstrukce [3].

Tabulka 2.1: Návrhové hodnoty ekvivalentních statických sil [3]

Kategorie pozemní komunikace	Síla F_{dx} ^{a)} [kN]	Síla F_{dy} ^{a)} [kN]
Dálnice a hlavní silnice	1 000	500
Ostatní silnice	750	375
Místní komunikace	500	250
Uzavřené plochy a budovy s hromadnými garážemi s přístupem:		
– osobních vozidel	50	25
– těžkých vozidel ^{b)}	150	75
^{a)} x = směr jízdy, y = kolmo na směr jízdy.		
^{b)} Termín „těžké vozidlo“ se vztahuje k vozidlům o celkové maximální hmotnosti větší než 3,5 tuny.		

Síly působí ve výšce h , která je v rozmezí 0,5 (osobní automobily) až 1,5 m (těžká vozidla). Účinek sil je na ploše o šíři 1,5 m, případně po celé šířce prvku, kde rozhoduje menší rozměr, a výšky 0,5 m (0,25 m u osobních automobilů).



Legenda:

a je výška účinek sil plochy, která je v rozmezí 0,25 (automobil) až 0,5 m (těžká vozidla).
 h je výška výslednice nárazové síly F na úrovni vozovky. x je osa jízdního pruhu. [14]

Obrázek 2.1: Nárazová síla na podpěrnou konstrukci v blízkosti komunikace [3]

b) Náraz vysokozdvihných vozíků

Pro stanovení intenzity ekvivalentní statické síly pro náraz vysokozdvihného vozíku se dle normy doporučuje uvažovat jako $F = 5 W$. W je součet hmotností vlastní tíhy samotného vozíku a převáženého nákladu, kde síla působí ve výšce 0,75 m nad úrovní podlahy. Je nespočet druhů vysokozdvihných dopravních prostředků s různými hmotnostmi a rozměry, proto je nutné dle národní přílohy zajistit přesnější údaje od výrobců vozíků [3, 14].

c) Náraz vlaků

Případ vykolejení vlaku je nutné považovat za mimořádnou situaci. Intenzita zvolených sil je závislá na zatřídění konstrukce. Pokud je možná pravděpodobnost nárazu železniční dopravy při vykolejení, je nutné konstrukci rozdělit do dvou tříd (A nebo B). Na základě těchto dvou tříd jsou dle normy [3] zvoleny následující postupy pro určení opatření proti nárazu [3, 14].

Tabulka 2.2: Třídy konstrukcí vystavených nárazu od železniční dopravy

Třída A	Konstrukce přes nebo v blízkosti provozované železnice buď trvale obývané nebo sloužící dočasně pro veřejnost, anebo více než jednopodlažní.
Třída B	Masivní konstrukce napříč nebo v blízkosti provozované železnice, jako jsou mosty převádějící silniční dopravu nebo jednopodlažní budovy, které nejsou trvale obývané nebo neslouží jako dočasné shromažďovací místo pro veřejnost.

d) Náraz říčních a námořních plavidel

Dalším druhem nárazu je náraz plavidel, která mohou být říční či námořní. Tento druh zatížení závisí na typu vodní cesty, podmínkách při povodních a na druhu či velikosti ponoru plavidel a na jejich chování při nárazu a na charakteristice pro pohlcení energie, která vzniká při nárazu. Nárazová síla je vyjádřena ze dvou oddělených sil:

- Čelní síla F_X
- Příčná síla F_Y působící se složkou tření F_R rovnoběžná s F_X

Při stanovování sil je nutné zvážit typ konstrukce a druh plavidla, jejichž odlišnost vyvoluje značně jiné zatížení nárazem [3, 14].

e) Náraz při přistání vrtulníků

Pokud stavební konstrukce obsahuje přistávací plochu nejčastěji umístěnou v místě střešní konstrukce, je nutné brát ohled na možný vznik mimořádného zatížení způsobeného přistávací silou. Ekvivalentní statická síla je rovna: [3, 14]

$$F_d = C \cdot \sqrt{m} \quad (2.1)$$

$$C = 3 \text{ kN} \cdot \text{kg}^{-0,5}$$

$$m = \text{hmotnost vrtulníku [kg]}$$

Tvrký a měkký náraz

Při nárazu lze uvažovat, že narážející těleso pohltí veškerou energii, avšak výsledky jsou konzervativní. Nárazy dělíme na tvrdé a měkké, kdy při tvrdém nárazu je energie vyvolaná narážejícím tělesem a u měkkého nárazu jsou konstrukce navrženy tak, aby pohltily energii skrz deformující konstrukci.

1. Tvrký náraz:

U tvrdého nárazu je předpoklad tuhé a nepohyblivé konstrukce a narážející těleso se lineárně deformuje při interakci s konstrukcí.

Výsledná síle je rovna:

$$F = v_r \cdot \sqrt{m \cdot k} \quad (2.2)$$

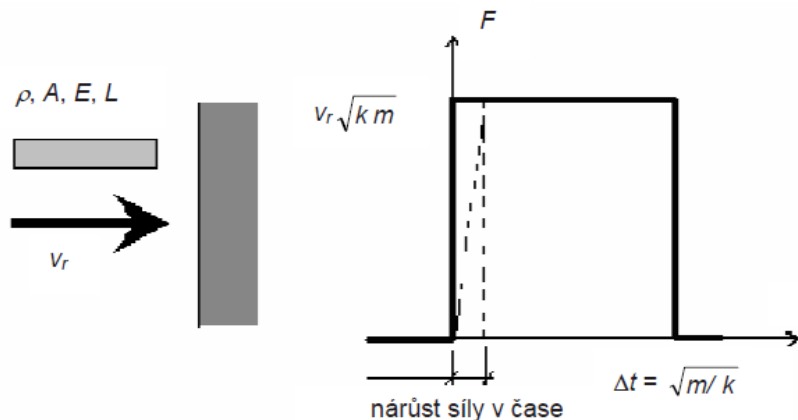
Kde v_r je rychlost nárazu [m/s], k je tuhost ekvivalentního pružného tělesa [N/m], m je hmotnost narážejícího tělesa [kg]

Pokud se zatížení od nárazu vozidla uvažuje jako impuls s obdélníkovým tvarem pulsu, vyplývá doba trvání pulsu ze vztahu:

$$F \cdot \Delta t = m \cdot k \quad (2.3)$$

alternativně

$$\Delta t = \sqrt{m/k} \quad (2.4)$$



Obrázek 2.2: Zatížení od nárazu s obdélníkovým tvarem pulsu [3]

2. Měkký náraz:

U měkkého nárazu je předpoklad takový, že narážející těleso je tuhé, a naopak konstrukce se při nárazu pružně nebo plasticky deformuje. Při měkkém nárazu vzniká tzv. rázové zatížení, které je typické rychlým nárůstem a poklesem intenzity zatížení. Svým chováním je velmi podobné impulzivnímu zatížení, v jednoduchých případech je rázové zatížení nahrazeno impulzivním [3, 14].

2.2 Zatížení od výbuchů

Výbuchy jsou také klasifikovány jako mimořádná zatížení. Výbuch je definován jako okamžitá reakce prachu, plynu či par ve vzduchu, která způsobuje rychlý nárůst vysoké teploty a přetlaku a šíří se jako tlaková vlna. Intenzita tlakové vlny a její časový průběh závisí na chemických vlastnostech výbušniny. Výbuchy jsou děleny na výbuchy vnitřní a výbuchy venkovní. Častějším výbuchem je výbuch vnitřní. Vnitřní výbuchy mohou být způsobené např. výbuchem zemního plynu v rodinném či bytovém domě nebo např. výbuchem vozidel v tunelech. Venkovní výbuchy mohou být způsobené např. vandalismem nebo teroristickým činem [3, 14].

Problematika je komplexnější, v této bakalářské práci je pouze hrubé nastínění tohoto mimořádného zatížení.

2.2.1 Vnitřní výbuch

Při návrhu pozemních a inženýrských staveb, u kterých se:

- Využívá plyn
- Reguluje plyn
- Skladují výbušné látky (plyny či kapaliny)
- Plyn skladuje nebo přepravuje (např. stavby pro odpadní vody, energovody atd.)

je nezbytně nutné brát ohled na možný výbuch právě vlivem již zmiňovaných faktorů. Opatření proti tomuto zatížení opět závisí na třídě následků (CC). Pokud je stavba klasifikována jako CC1, konstrukce nemusí mít zvláštní opatření vůči výbuchu, pouze je nutné zajistit minimální provázání konstrukce dle normy. Pokud spadá stavební konstrukce do třídy následku CC2 nebo CC3, je nezbytně nutné navrhnout klíčové prvky na příslušnou sílu [3,14]

2.2.2 Vnější výbuchy

Jeli klasifikována pozemní nebo inženýrská stavba v třídě následků CC3 nebo se jedná o národohospodářské významné či strategické stavby, je nutné uvažovat v opodstatněných případech s vnějšími výbuchy. Mezi avizované případy spadají například havárie, teroristické nebo vandalské útoky. Při výbuchu tlak působí na všechny plochy uzavírající vnitřní prostor současně a tlak může být přetlakový či podtlakový.

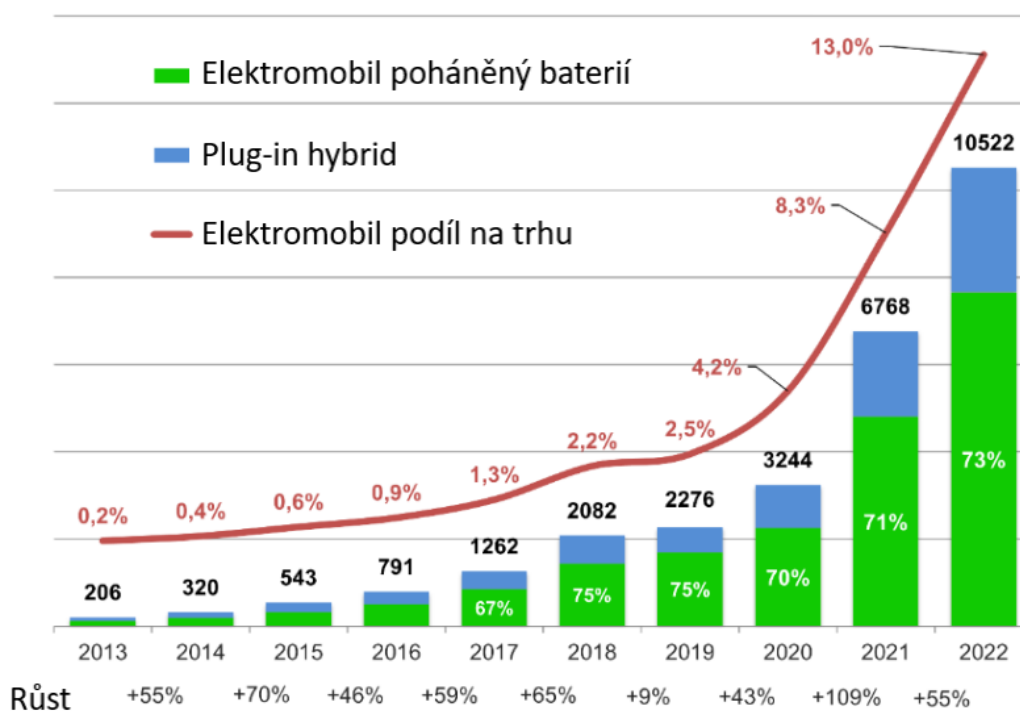
2.3 Zatížení od požáru

Zatížení od požáru se také řadí do mimořádných událostí. Požární bezpečnost staveb je v dnešní době nedílnou součástí při návrhu stavebních konstrukcí vlivem rostoucích teroristických útoků, selhání lidského faktoru, vlivem přírodních katastrof, vlivem úmyslného zhářství či vandalismem a v neposlední řadě rostoucími požáry elektromobilů v garážových stáních. Cílem této práce je zjistit do jaké míry může požár v garáži ovlivnit chování nosné konstrukce objektu.

Požár může ohrozit životy lidí, zvířat či majetek buď veřejný nebo osobní a také způsobuje ekologické škody. Požární bezpečnost konstrukcí musí zajistit bezpečnou evakuaci osob po dobu účinku požáru [19].

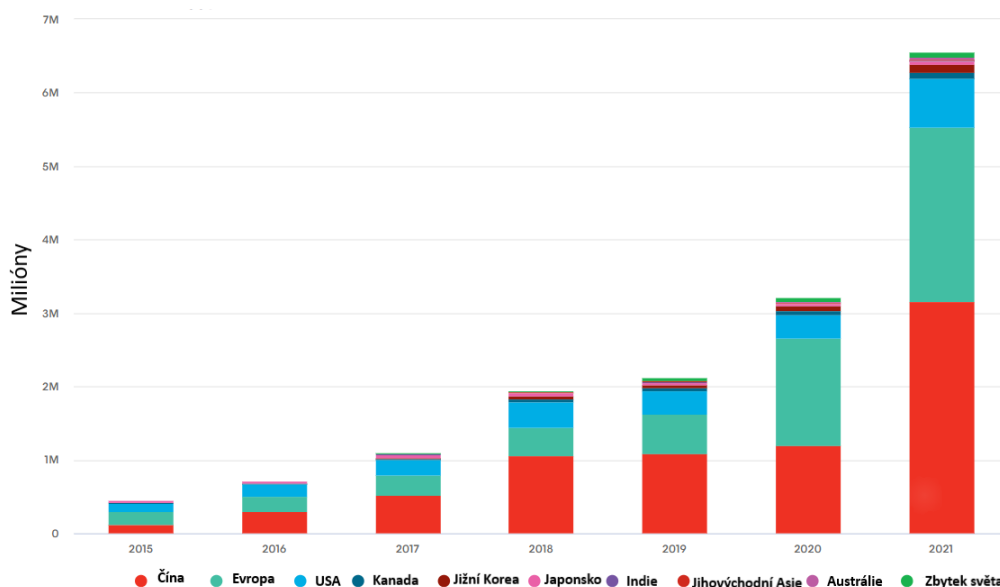
2.3.1 Elektromobil

Vlivem rostoucího nátlaku politických orgánů po celém světě roste poptávka po vozidlech poháněných baterií. Na konci roku 2022 byl zaznamenán rekordní prodej elektromobilů, konkrétně 10,5 milionů nových elektromobilů. Prodej vzrostl od roku 2021 o 55 % a podíl elektromobilů na celkovém prodeji automobilů činí 13 %. Z grafu níže je jasné, že poptávka po elektromobilech každým rokem roste [22].



Obrázek 2.3: Graf ukazující rostoucí trend prodeje elektromobilů a počet vyrobených kusů na tisíce [22]

Ačkoliv největším spotřebitelem elektromobilů a veřejných napájecích stanic je Čína (obr. 2.4), je nutné mít na paměti cíl Rady a Evropského parlamentu. Evropská unie má za cíl do roku 2035 omezit výrobu spalovacích motorů na 100 % a do roku 2050 se stát klimaticko-neutrálním kontinentem. Ačkoliv je tento plán nyní odložen na dobu neurčitou vlivem energetické krize spojené s válkou na Ukrajině, je zřejmé, jakým směrem Evropská unie směřuje [23, 24].



Obrázek 2.4: Prodej elektromobilů ve světě [24]

S rostoucím počtem prodeje elektromobilů vzroste i četnost výskytu požárů. Jsou k dispozici data, která porovnávají četnost (na 100 000 nových kusů) výskytu elektromobilů, spalovacích motorových vozidel a hybridů. Data jasně dokazují, že pravděpodobnost výskytu požáru elektromobilů je velmi nízká. Nejvyšší četnost mají hybridní vozidla, kde nám historická data říkají, že pravděpodobnost výskytu je 1 hybridní vůz z 28. Na druhém místě jsou spalovací motory, kde jejich četnost je 1 vůz ze 65. A na posledním místě je elektromobil s četností 1 automobil ze 4000 (dle NTSB).

Jak bylo řečeno, pravděpodobnost je nízká, nicméně v případě vypuknutí požáru elektromobilů je požár mnohem silnější, má mnohem delší projev a je složitější uhasit. V tomto případě vznikne masivní požár, na který i hasiči potřebují speciální výcvik k zákroku. K uhašení lithium-iontové baterie je potřeba deseti tisíce až stovky tisíce litrů vody. Dokonce nastal i případ požáru elektromobilů v Texasu, kde hasičský výbor spotřeboval přes 120 000 litrů vody, což je přibližně 30krát více než u klasického spalovacího motoru [25].



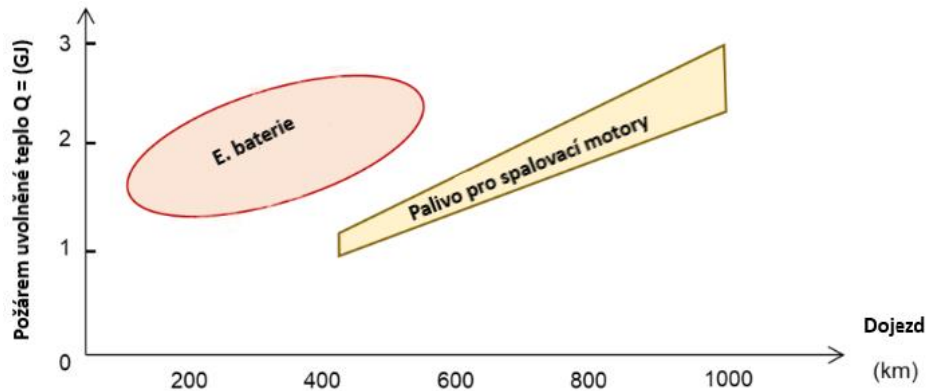
Obrázek 2.5: Ukázka lithium-iontové baterie elektromobilu [25]

Nejčastějším důvodem vzniku požárů je nehoda či vadná baterie nebo při nabíjení elektromobilů v garážových stáních či veřejně přístupných parkovištích, kde vzniká řetězová reakce lithium-iontové baterie, která produkuje více tepla, než ho dokáže odvést [25].



Obrázek 2.6: Požár elektromobilů při nabíjení [25]

Elektromobily stejně tak jako klasické motorové vozidlo obsahují velké množství hořlavých materiálů včetně pohonné jednotky a hořlavých plastových součástí. U elektromobilů je obsah plastů zhruba o 50 kg vyšší než u klasického motorového vozidla, nicméně na vývin tepla při požáru to nemá zásadní vliv. Zásadní vliv má pohonný systém a palivo (buď baterie či palivo pro motorová vozidla). Spalné teplo baterie závisí na chemickém složení baterie, kapacitě a stavu nabití. Při požáru baterie se může uvolnit 5 až 10krát více energie z nahromaděné elektrické energie, závislosti na stavu nabití [28].



Obrázek 2.7: Porovnání dojezdu a tepla uvolnění při požáru [28]

Z obr. 2.7, je jasně vidět, že lehký elektromobil v porovnání s klasickým lehkým vozidlem se spalovacím motorem má mnohem menší dojezd, ale v průměru vyšší vývin tepla při požáru. Jak již bylo zmíněno, teplo vyprodukované při požáru elektromobilů je zhruba 5 až 10násobek (pro příklad bude uvažováno 7krát) akumulované elektrické energie. Celkové teplo vyprodukované při požáru baterie o kapacitě 90 kWh je rovno 2,3 GJ.

$$Q_{LIB} = 90 \text{ kWh} \cdot 7 = 2,3 \text{ GJ} \quad (2.5)$$

Baterie o kapacitě 90 kWh může dosáhnout dojezdu zhruba 400 km. Pro lepší představu, klasický benzínový automobil při stejném dojezdu při spotřebě paliva 7,3 l/100 km činí obsah nádrže 30 litrů. Výhřevnost benzínu bude uvažovaná hodnota 47 MJ/kg s váhou 0,75 kg/l. Celkové vyprodukované teplo benzínového vozidla je rovno 1 GJ.

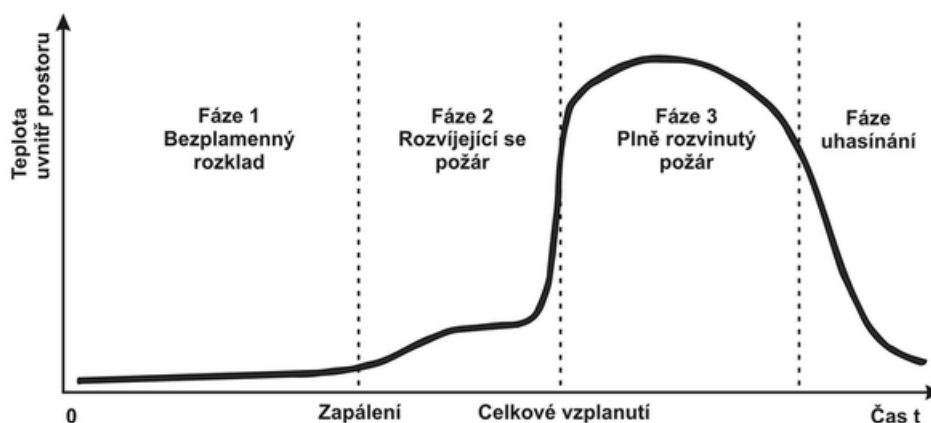
$$Q_B = 30 \text{ km} \cdot 45 \frac{\text{MJ}}{\text{kg}} \cdot 0,75 \text{ kg} = 1 \text{ GJ} \quad (2.6)$$

Výsledky hovoří za vše. Při stejném dojezdu, za stejného předpokladu obsahu plastů ve vozidlech, je teplo vyvolané při požáru u elektromobilu 2krát vyšší než u klasického motorového vozidla. Je důležité zmínit, že při rostoucí dojezdové vzdálenosti se obsah benzínu u klasického vozidla snižuje, naproti tomu celková hmotnost paliva u elektromobilu s rostoucí vzdáleností se nesnižuje, navíc teplo uvolňované při požáru baterie při stavu nabití 20 až 100 % se zásadně nemění [28].

2.3.2 Průběh hoření a zatížení

Proces hoření je fyzikální jev a vzniká chemickou reakcí hořlavých nebo nehořlavých látek s kyslíkem za vývinu tepla, světla, kouře, hořlavých nespálených plynů a nespáleného tuhého zbytku. K tomu, aby došlo k hoření, je zapotřebí hořlavá/nehořlavá látka, oxidační prostředek a iniciátor. Hoření je rozděleno na dokonalé a nedokonalé. Při dokonalém hoření nevznikají zplodiny, při nedokonalém hoření ano.

Podle sledování skutečných a experimentálních požárů lze průběh požárů rozdělit do několika fází. V první fázi nastává vznícení hořlavých materiálů. Tato fáze probíhá většinou několik minut (přibližně 3 až 5 min). Většina vzniklých požárů je likvidována v této fázi. Ve druhé fázi nastává plné rozšíření požáru, kdy hoří převážná část hořlavých hmot. Dochází k šíření plamene, uvolňuje se velké množství tepla a je zde vývin kouře a zplodin. V této fázi nastává rychlý nárůst teplot a shoření většiny paliva. Ve třetí fázi dochází k plně rozvinutému požáru [26].



Obrázek 2.8: Jednotlivé fáze požáru [27]

Požární zatížení

V České republice požární zatížení p je veličina k určení požárního rizika. Je to pomyslné množství dřeva, konkrétně kilogram smrkového dřeva na metr čtvereční požárního úseku [kg/m^2]. Z hlediska požární ochrany je rozhodující množství tepla uvolňující se při požáru Q .

$$Q = \sum_{i=1}^n H_i \cdot M_i \quad (2.7)$$

kde:

Q = celkové množství uvolněného tepla v [$\text{J}/(\text{W}/\text{s})$]

H_i = výhřevnost látky [J/kg]

M_i = hmotnost látky [kg]

Toto celkové teplo vztahujeme na půdorysnou jednotku části objektu A [m²] a představuje hodnotu specifického tepla q . Z důvodu zjednodušení výpočtu jsou výhřevnosti látek přepočteny na normovou výhřevnost suchého smrkového dřeva o intenzitě $H_d = 16,75 \cdot 10^6$ J/kg, požární zatížení p [kg/m²] je rovno:

$$p = \frac{q}{A \cdot H_d} = \frac{q}{H_d} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot M_i}{A \cdot 16,75 \cdot 10^6} \quad (2.8)$$

Požární zatížení p je součtem požárního zatížení stálého p_s a požárního zatížení nahodilého p_n .

- Stálé požární zatížení p_s

Ve stálém požárním zatížení jsou zohledněny hořlavé látky pevně zabudované v různých konstrukcích např. podlahové krytiny, dveře, rám oken a tak dále. Intenzitu požárního zatížení zjišťujeme dle tabulky 1 normy ČSN 73 0802, a závisí na velikosti požárního úseku (PÚ). Nejčastěji je stálé požární zatížení součtem požárních zatížení oken, dveří a podlahy.

- Nahodilé požární zatížení p_n

Zde jsou zohledněny všechny hořlavé látky závislé na typu provozu v požárním úseku. Nahodilé zatížení je určeno statisticky pro jednotlivé provozy z tabulky A.1 ČSN 73 0802. Je důležité zmínit, že pokud se v požárním úseku objevuje více funkcí, následně se celkové nahodilé požární zatížení vypočte jako vážený průměr jednotlivých p_{ni} dle plochy.

- Výpočtové požární zatížení p_v

Zde je zohledněn požární úsek dle dispozice, dále je zde zohledněna rychlost odhořívání materiálu či přístup vzduchu, a to dle součinitelů a součtem nahodilého požárního rizika a stálého požárního rizika.

$$p_v = (p_s \cdot p_n) \cdot a \cdot b \cdot c \quad (2.9)$$

Součinitel a (nabývá hodnot 0,8 až 1,2) je součinitel zohledňující rychlost odhořívání materiálu uvnitř požárního úseku. Tento součinitel se počítá jako vážený průměr požárního rizika stálého a nahodilého.

Součinitel b (nabývá hodnot 0,5 až 1,7, jedná se ale o uzavřený interval, pokud vyjde méně, uvažuje se striktně hodnota 0,5, pokud více jak 1,7, úvaha je 1,7), tento součinitel zohledňuje přístup vzduchu, to znamená, že se tento součinitel b zabývá velikostí otvorů např. velikostí větracích otvorů v obvodových stěnách či ve střešních konstrukcích.

Součinitel c (nabývá hodnot 0,5 až 1) a uvažuje instalaci požárně bezpečnostních zařízení v PÚ. To znamená instalaci EPS (elektrické požární signalizace), instalace ZOKT (zařízení pro odvod kouře a tepla z PÚ) a tak dále.

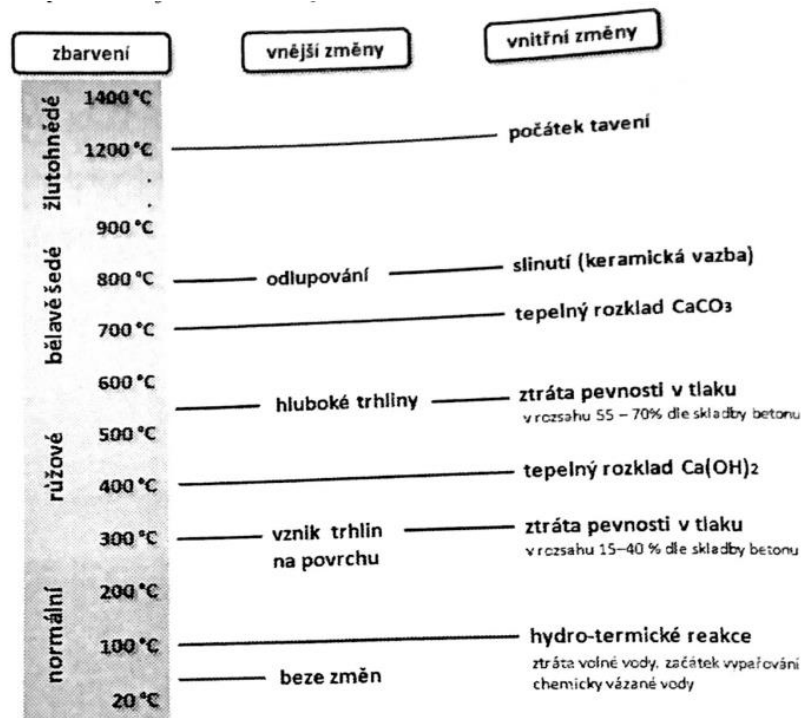
Dle výpočtového požárního zatížení a výpočtové výšky objektu určujeme tzv. stupeň požární bezpečnosti (SPB). Stupeň požární bezpečnosti je vyjádřen římskými číslicemi. Čím vyšší hodnotu SPB má, tím je daný požární úsek nebezpečnější a má být více chráněn od ostatních prostor a požadavky na požární odolnost nosných a dělicích konstrukcí budou vyšší [19, 20].

2.3.3 Chování betonových konstrukcí při požáru

Jelikož tato bakalářská práce je návazností na projekt 2 (vyučovaný na katedře zděných a betonových konstrukcí), kde je řešen objekt pomocí monolitického železobetonu, v kapitole 2.3.3 bude pouze popsáno chování betonových konstrukcí vlivem požáru.

Jak už je dávno známo, beton je kompozitní materiál, tzn., že je složen z několika prvků: Jedná se o kamenivo spojené pojivem, které již hydratovalo vlivem působení vody. Beton má vynikající pevnost v tlaku, avšak velmi nízkou tahovou pevnost. Překročením mezní únosnosti tahu betonového prvku nastává křehký lom a náhlé zřícení konstrukčního prvku. Proto se v tahových oblastech vkládá betonářská výztuž. Beton je nehořlavý materiál, ale při působení požáru samotný beton a betonářská výztuž ztrácí pevnost a soudržnost.

Při působení vysokých teplot (konkrétně požáru), dochází v betonu k fyzikálním a chemickým změnám. Rozsáhlost těchto změn závisí na vnitřních (kvalita materiálu) a vnějších (průběh teplot, délka zátěže atd.) faktorech [21].



Obrázek 2.9: Vnitřní a vnější změny při teplotách [21]

Zhruba při teplotách 200 až 250 °C, dochází k první redukci pevnosti k tlaku. Při teplotách 300 °C se pevnost v tlaku snižuje o 15 až 40 % a při působení teplot nad 550 °C, redukce pevnosti se pohybuje až kolem 70 %. Je nutné podotknout, že redukce pevnosti v tlaku vlivem požáru po odeznění požáru je nevratná změna.

U vyztužených betonových prvků je výztuž chráněna před okolním prostředím pomocí tzv. krycí vrstvy. Krycí vrstva nejen, že chrání výztuž před okolním prostředím (např. i požár), ale také plní funkci soudržnosti a trvanlivost konstrukce. Betonářská výztuž je na účinky požáru mnohem náchylnější než samotný beton, proto ji i chráníme krycí vrstvou. Kritická teplota betonářské výztuže se pohybuje kolem 500 °C. Pokud je zaznamenán nárůst teploty, ovlivňuje to soudržnost mezi ocelí a betonem. Během normálního stavu, tzn. za běžných

teplot, je spolupůsobení mezi betonem a výztuží zajištěno pomocí přibližně stejnými součiniteli tepelné roztažnosti. Při teplotách nad 100 °C dochází ke zvyšování rozdílu součinitelů tepelných roztažností, kdy ocel se začne rozpínat více než beton a nastane napětí a klesá soudržnost mezi betonem a výztuží a následně k poklesu únosnosti [21].

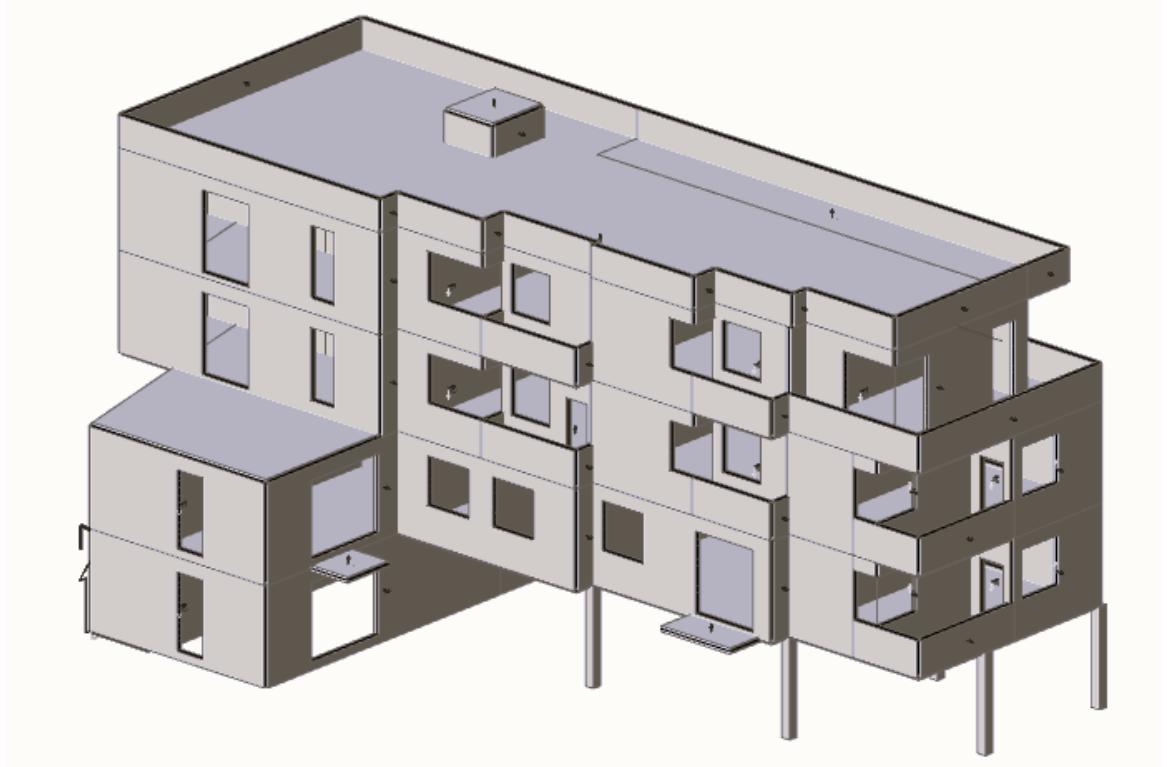
3 Řešený objekt

Jako podklad ke zpracování stavebně-konstrukčního řešení a následně i této bakalářské práce byla architektonická studie zhotovená společností Šafer Hájek architekti. Jedná se o budovu, která je již zrealizovaná společností IBS – ROKAL s.r.o., jejíž umístění se nachází na západním konci Radotína. Budova má tři nadzemní podlaží a jedno podzemní podlaží, které je osazeno do mírného svahovitého terénu, jehož podpůrná konstrukce je kombinací železobetonových stěnových systémů přilehajících k vozovce a sloupů (obr. 3.1). Díky této kombinaci bylo možné vytvořit volnou dispozici pro zřízení parkovacích stání pro automobily či jiná osobní motorová vozidla a bytových kójí. Objekt je specifický svým nepravidelným tvarem a tendencí se po délce zužovat. Dominantním prvkem domu je dvoupodlažní kvádr osazený na nebytový prostor v 1.NP (obr. 3.3) a ustoupené podlaží v 3.NP (obr. 3.1). Přístup do jednotlivých bytů je zajištěn pomocí společných chodeb obohacených výtahem nebo otevřených pavlačí na severovýchodní straně objektu.



Obrázek 3.1: Pohled na bytový dům [16]

Tato bakalářská práce vychází z globálního numerického modelu vytvořeného v programu SCIA engineer (obr. 3.2) v rámci předmětu P02C, jenž je vyučován na katedře betonových a zděných konstrukcí.



Obrázek 3.2: Globální numerický model řešeného objektu

Předmětem této práce je analýza vlivu teploty od požáru elektromobilů na vnitřní síly vybraných konstrukcí, konkrétně sloupů v 1.PP případně desky nad úrovní 1.PP. Působení možného požáru bylo vytipováno na bytovém domě (obr. 3.1)



Obrázek 3.3: Fotografie bytového domu [16]

3.1 Konstrukční návrh systému

Konstrukční systém celého objektu je navržen jako monolitický železobeton (ŽB). Systém je kombinovaný, tvořený převážně stěnami. V jihovýchodní části je stropní deska nad úrovní 1.PP bodově podepírána železobetonovými monolitickými sloupy, které tvoří podporu pro nadzemní podlaží. Jelikož se jedná z většiny o stěnový systém s použitím monolitického železobetonu, stropní konstrukce se chovají jako obousměrně pnuté nepoddajně podepřené desky. Liniovou podporu stropních desek vytváří buď stěnové či parapetní nosníky, které nadlehčují stropní konstrukci nebo přímo stěny.

Podrobné schéma konstrukčního návrhu je součástí přílohy.

3.2 Předběžný návrh konstrukčních prvků a materiálu

Každý stěnový prvek, který se nachází v objektu, je navržený jako železobetonový monolitický (ŽB) o tloušťce 200 mm. Sloupy v 1.PP jsou také navržené jako železobetonové monolitické (ŽB) o čtvercovém průřezu 300 x 300 mm. Stropní konstrukce v každém podlaží disponuje tloušťkou 180 mm a jedná se o obousměrnou pnutou, po obvodě nepoddajně podepřenou desku, která obsahuje prostupy pro ZTI či vzduchotechniku.

Schodiště je v objektu řešené jako prefabrikované deskové dvouramenné z důvodu přesnosti a zrychlení výstavby. Desková ramena jsou rozdělena na dvě části, první část je deskové schodišťové rameno jednou krát zalomené včetně mezipodesty, které je na obou stranách kloubově uloženo (buď pomocí izolačních boxů, či uloženo na hlavní podestu). Druhá část je deskové schodišťové rameno bez zalomení a také oboustranně kloubově uloženo, a to na mezipodestu a hlavní podestu navazujícího podlaží. Schodiště je oddilátováno od přiléhajících stěn pomocí spárovacích desek a kloubové uložení je s využitím pružné podložky. Výška jednoho stupně činí 175 mm a šířka 280 mm.

Základové konstrukce jsou tvořeny pomocí monolitických ŽB pasu pod stěnami a pomocí monolitických ŽB patek pod pilíři.

Celou budovou prochází ztužující monolitické železobetonové jádro a společně se stěnami zajišťuje dostatečnou tuhost objektu.

Beton:

$C25/30 - XC3 - D_{max} - 16 - CL 0,2 - S4$ obvodové vnější konstrukce

$C25/30 - XC1 - D_{max} - 16 - CL 0,2 - S4$ vnitřní konstrukce

$C25/30 - XC3 - D_{max} - 16 - CL 0,2 - S4$ základové konstrukce

$C16/20 - XC0 - D_{max} - 16 - CL 0,2 - S4$ podkladní beton prostý

Ocel:

Betonářská výztuž B 500B

Krytí výztuže $C_{min} = 25 \text{ mm}$ a $C_{nom} = 35 \text{ mm}$

3.3 Uvažované zatížení

V následujících kapitolách vztažených ke kapitole 3.3, jsou uvažovány pouze charakteristické hodnoty zatížení. Návrhové hodnoty zatížení jsou stanoveny pomocí součinitelů bezpečnosti. Pro stálá zatížení je uvažována hodnota součinitele bezpečnosti 1,35 a pro užité zatížení hodnota 1,5.

3.3.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Nosná konstrukce objektu je tvořena monolitickým železobetonem, hodnota objemové tíhy byla uvažována jako 25 kN/m³. Zatížení se odlišuje pouze tloušťkou nosných konstrukcí.

Tloušťka stropní konstrukce je rovna 180 mm.

$$g_{k_strop} = 25 \cdot 0,18 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

Tloušťka stěnové konstrukce činí 200 mm.

$$g_{k_stěna} = 25 \cdot 0,2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Rozměry železobetonových sloupů situovaných v 1.PP jsou 300 x 300 mm.

$$g_{k_sloup} = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,3 = 5 \text{ kN/m}$$

3.3.2 Zatížení od střešní konstrukce

Střešní konstrukce je navržena s klasickým pořadím vrstev za použití měkčené fólie PVC Fatrafol 810. Tříprocentní spád střechy je zajištěn pomocí spádových klínů z materiálu EPS, které jsou přikotveny společně s měkčenou PVC fólií ke stropní konstrukci. V tabulce 3.1 je znázorněna skladba a jednotlivé objemové tíhy vrstev. Objemová tíha ustoupeného podlaží a vlastní tíha konstrukcí balkónů je 0,91 kN/m² a jsou převzaty z projektu 133P02C.

Tabulka 3.1: Skladba střešní krytiny

Název	Tloušťka [mm]	objemová tíha [kg/m ³]	plošné zatížení [kN/m ²]
-hydroizolační fólie tl. 1,5 mm určená ke kotvení	1,5	35	0,001
-separační fólie	-	-	-
-tepelná izolace EPS 200S tl. 200 mm	200	13,5	0,027
-spádový klín 3%	240	13,5	0,032
-pojistná hydroizolace - asfaltový natavený pás	1,5	35	0,001
-asfaltová penetrace	-	-	-
		suma	0,060

3.3.3 Obvodový plášť

Obvodový plášť nevyvozuje zvlášť významné zatížení pro nosnou konstrukci, protože se skládá pouze z kontaktního zateplovacího systému materiálu EPS a ze skladby exteriérové omítky. V tomto případě bylo v modelu zatížení zanedbáno.

3.3.4 Konstrukce podlahy

Zatížení vyvolané konstrukcí podlahy je v celé budově téměř totožné, liší se pouze patrně, a to z důvodu nášlapné vrstvy. V globálním numerickém modelu byla uvažována jednotná hodnota $1,44 \text{ kN/m}^2$, která byla převzata z projektu 133P02C vizte tabulku 3.2.

Tabulka 3.2: Skladba podlahy objektu

Název	Tloušťka [mm]	objemová tíha [kg/m ³]	plošné zatížení [kN/m ²]
- nášlapná vrstva – keramická dlažba	10	570	0,08
- lepicí tmel Mapei	5	1300	0,065
- penetrační uzavírací nátěr	-		
- samonivelační anhydritový potěr	60	2000	1,2
- rozvody podlahového vytápění včetně systémové fólie s výstupky	-	-	-
- separační fólie	-	-	-
- kročejová izolace, deska polystyrén EPS T 4000 Rigidfloor 4000	25	13,5	0,003
- deska polystyrén EPS 100 Z	50	23	0,012
		suma	1,44

3.3.5 Příčky

V bytových jednotkách jsou použity příčky z materiálu Porotherm 11,5 AKU Profi. Jelikož v průběhu realizace nastávají různé klientské změny, to znamená, že není přesně předem definovaná poloha příček, v globální analýze jsou příčky nahrazeny plošným zatížením. Norma ČSN EN 1991-1-1 poskytuje plošné zatížení o hodnotě (0,5; 0,8; 1,2) kN/m^2 v závislosti na lineárním zatížení příčky. Jelikož zatížení Porotherm 11,5 AKU Profi je vyšší, než norma udává, byla interpolačně zvolena hodnota $1,6 \text{ kN/m}^2$.

3.3.6 Proměnná zatížení

Norma ČSN EN 1991-1-1 plochy pro domácí činnosti a obytné plochy kategorizuje do skupiny A. Na základě národní přílohy je užitné zatížení pro stropní konstrukce rovno $1,5 \text{ kN/m}^2$, a pro balkóny nebo schodiště $3,0 \text{ kN/m}^2$. Střešní konstrukce spadá do kategorie H (Nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby a oprav – kategorie H), její užitné zatížení je $0,75 \text{ kN/m}^2$. Jelikož se Radotín nachází ve sněhové oblasti I., zatížení nabývá hodnoty $0,56 \text{ kN/m}^2$. Hodnota proměnného zatížení na střešní konstrukci byla uvažována jako větší z hodnot (tudíž $0,75 \text{ kN/m}^2$), z důvodu normou neumožněného současného uvažování dvou těchto hodnot.

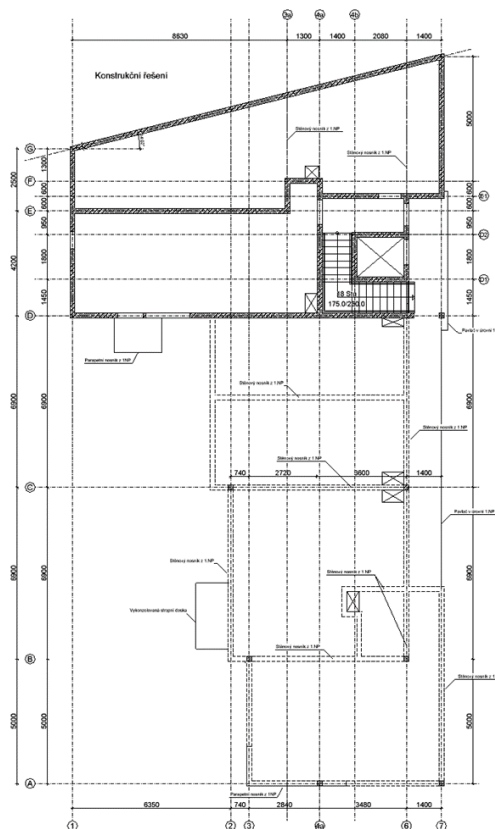
Na základě povahy konstrukce (výška budovy) a polohy budovy lze zatížení větrem v tomto modelu zanedbat.

4 Podrobný návrh sloupů v 1.PP

Předmětem této bakalářské práce je podrobný návrh vyztužení železobetonových sloupů v 1.PP a následně simulace mimořádného zatížení, a to konkrétně požáru vyvolaného vznícením lithium-iontové baterie společně s celým automobilem. V závěru nastane zkoumání, zda podrobné vyztužení pro MSÚ vyhoví i pro požár, či ne. Prvním krokem této kapitoly je analýza sloupů v 1.PP. Tím je myšleno získání vnitřních sil vyvolaných kombinací pro MSÚ, zejména normálovou sílu (N), moment kolem osy y (M_y) a moment kolem osy z (M_z), sloupy jsou dvouose namáhány momentem. Následně na základě předchozí analýzy bude vyztužen nejvíce namáhaný sloup, jehož vyztužení bude vzorem vyztužení pro ostatní sloupy nacházející se v 1.PP. V dalších kapitolách bude vytvořena kombinace pro mimořádné zatížení – požár, která bude modelována v globálním výpočetním modelu. Nutností této kombinace je zřízení nového zatěžovacího stavu teploty (požár), který bude působit na spodní líc desky 1.PP. Předpokladem je nárůst excentricity vlivem teplotní roztažnosti materiálů a vznik přidavných momentů. Cílem této práce bude zjištění, zda avizovaný požár ovlivní již navrhnuté vyztužení sloupů.

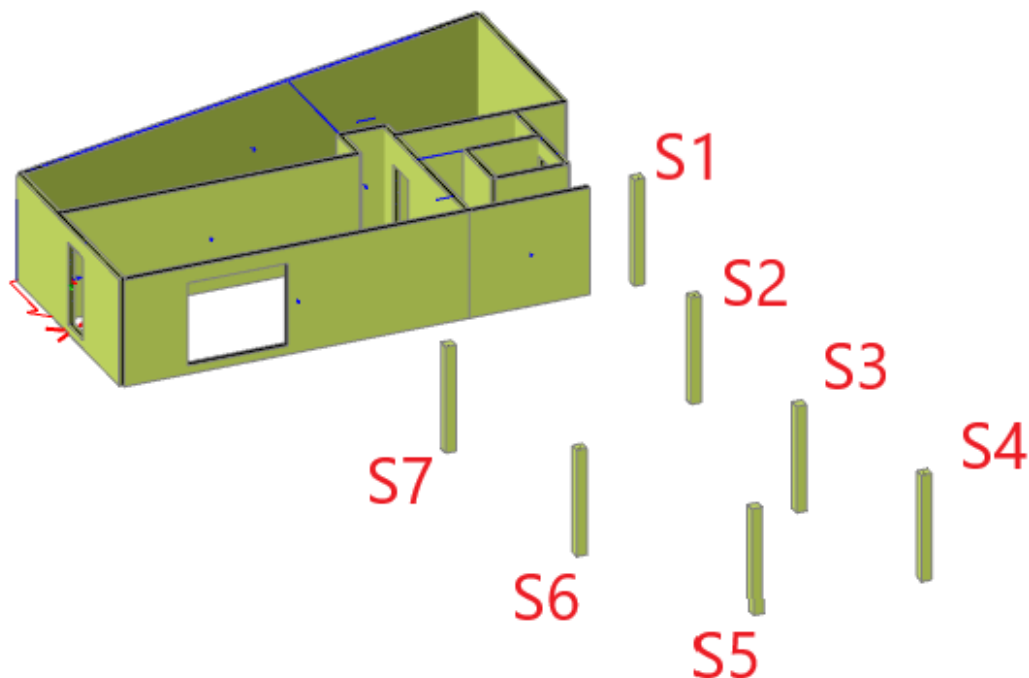
4.1 Geometrie a popis konstrukce

V 1.PP se nachází sedm monolitických železobetonových sloupů, jejichž rozměr je 300 x 300 mm, který byl určen na základě předběžného návrhu z projektu 2 (133P02C) na největší normálovou sílu. Sloupy jsou vysoké 3 070 mm. V patě sloupu jsou tuze spojeny se železobetonovou monolitickou patkou. V hlavě sloupu je tuhé propojení se stropní deskou. Statickým schématem sloupů je oboustranně vetknutý sloup.



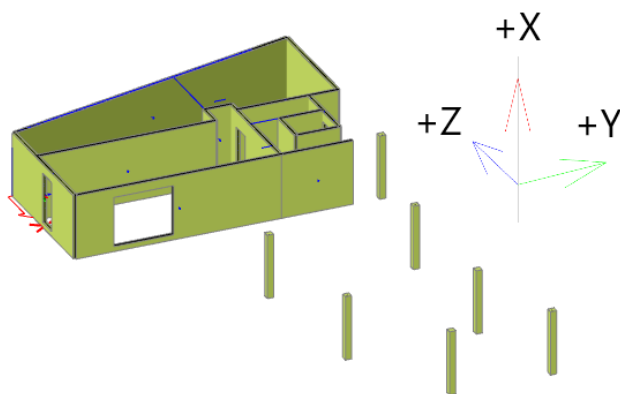
Obrázek 4.1: Konstruktivní schéma 1.PP – v příloze

Na obrázku 4.2 je poloha a označení sloupů znázorněna na globálním výpočetním modelu (SCIA), díky kterému budou zjištěny vnitřní síly působící na sloupy S1 až S7.



Obrázek 4.2: Označení sloupů na globálním výpočetním modelu

Před analýzou vnitřních sil sloupů je vhodné pro čtenáře této práce uvést, na základě jakých souřadnic jsou vykreslovány směry a hodnoty vnitřních sil, tzn. N , M_y a M_z . Vnitřní síly budou vykreslovány dle lokálních os prvků, směr osy Z je v podélném směru (na délku budovy), osa Y je ve směru příčném vizte obr. 4.3.



Obrázek 4.3: Souřadný systém

4.2 Analýza vnitřních sil

V této kapitole jsou prezentovány vnitřní síly zatížení vyvolané kombinací MSÚ.

1D vnitřní síly

Hodnoty: **N**

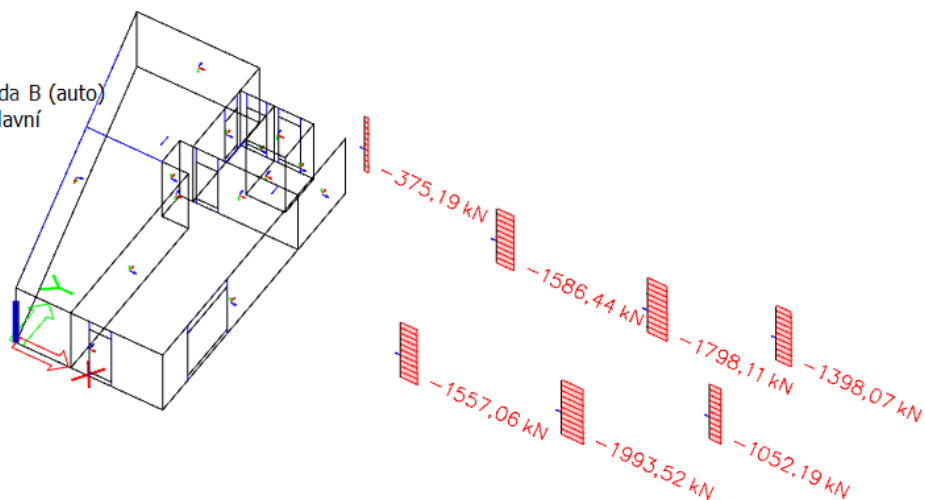
Lineární výpočet

Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)

Souřadný systém: Hlavní

Extrém 1D: Dílec

Výběr: Vše



Obrázek 4.4: Normálové síly vyvolané kombinací MSÚ

Dle globálního výpočetního modelu byly zjištěny vnitřní síly, a to konkrétně normálové síly, kde nejvíce namáhané sloupy jsou S3 a S6. Konkrétní hodnoty jednotlivých sloupů jsou přepsány v následující tabulce 4.1.

Tabulka 4.1: Hodnoty normálových sil jednotlivých sloupů dle globálního výpočetního modelu

Sloup	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
N [kN]	- 375,19	-1586,44	-1798,11	-1398,07	-1052,19	-1993,52	-1557,06

1D vnitřní síly

Hodnoty: **M_y**

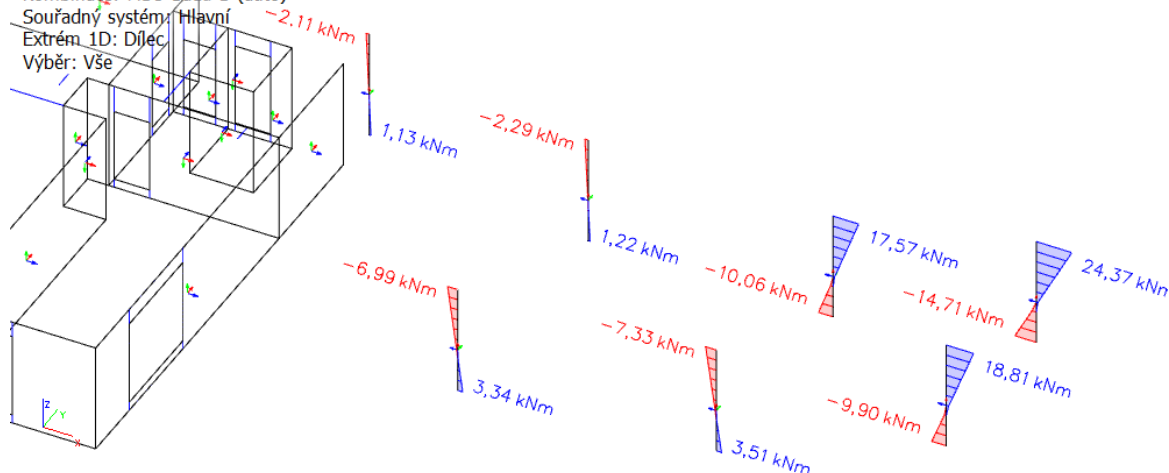
Lineární výpočet

Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)

Souřadný systém: Hlavní

Extrém 1D: Dílec

Výběr: Vše

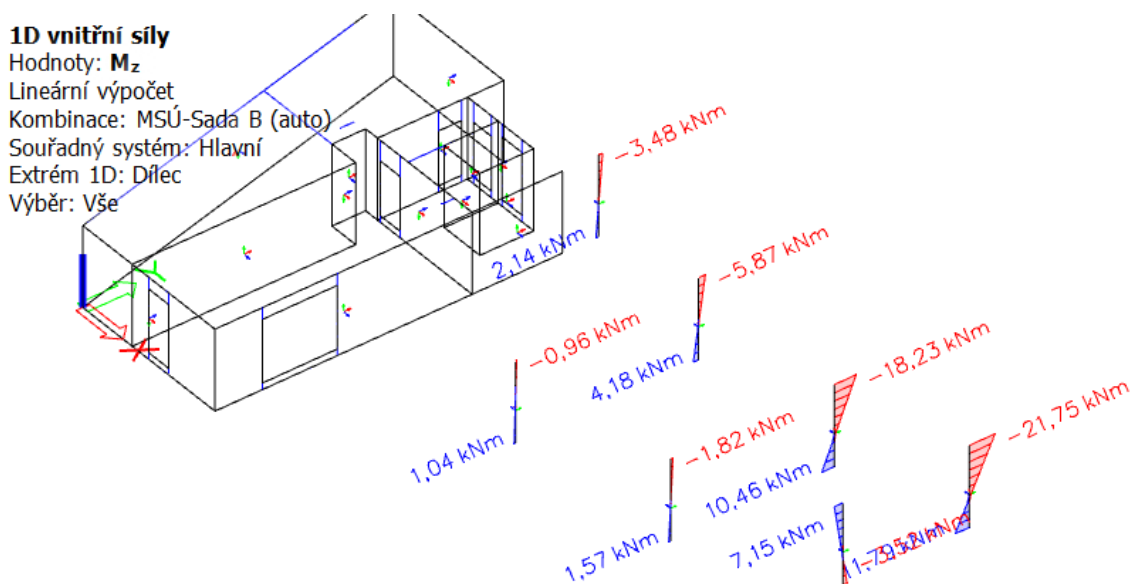


Obrázek 4.5: Průběh ohybových momentů M_y

Tabulka 4.2: Hodnoty ohybových momentů M_y jednotlivých sloupů dle globálního výpočetního modelu

Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
M_y [kNm]	M_{hlava}	-2,11	-2,29	17,57	24,37	18,81	-7,33	-6,99
	M_{pata}	1,13	1,22	-10,06	-14,71	-9,90	3,51	3,31

Na obrázku 4.5 jsou vykresleny ohybové momenty M_y a v tabulce 4.2 jsou hodnoty převzaty do tabulky.



Obrázek 4.6: Průběh ohybových momentů M_y

Tabulka 4.3: Hodnoty ohybových momentů M_z jednotlivých sloupů dle globálního výpočetního modelu

Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
M_z [kNm]	M_{hlava}	-3,48	-5,87	-18,23	-21,75	7,15	-1,82	-0,96
	M_{pata}	2,14	4,18	10,46	11,79	-3,52	1,57	1,04

Na obrázku 4.6 jsou vykresleny ohybové momenty M_z a v tabulce 4.3 jsou hodnoty převzaty do tabulky.

Tabulka 4.4: Sloučené působící síly na sloup

Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
N [kN]		-375,19	-1586,44	-1798,11	-1398,07	-1052,19	-1993,52	-1557,06
M_y [kNm]	M_{hlava}	-2,11	-2,29	17,57	24,37	18,81	-7,33	-6,99
	M_{pata}	1,13	1,22	-10,06	-14,71	-9,9	3,51	3,31
M_z [kNm]	M_{hlava}	-3,48	-5,87	-18,23	-21,75	7,15	-1,82	-0,96
	M_{pata}	2,14	4,18	10,46	11,79	-3,52	1,57	1,04

V tabulce 4.4 jsou sloučené všechny působící síly do jedné tabulky.

4.3 Výpočet

Vstupní data:

- Výška sloupů – 3070 mm
- Rozměr sloupů – 300 x 300 mm
- Beton C25/30
- Výztuž B500 B

4.3.1 Posouzení štíhlosti sloupů

V počátku podrobného návrhu sloupů je nutné vypočítat štíhlostní kritérium pro osamělé prvky dle normy ČSN EN 1992-1-1. Na základě tohoto kritéria bude rozhodnuto, zda lze zanedbat účinky druhého řádu či ne.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}}}$$

$$A = \frac{1}{(1+0,2 \cdot \varphi_{ef})} \quad (\text{součinitel dotvarování})$$

φ_{ef} ... efektivní součinitel dotvarování

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty;t_0)} \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$\varphi_{(\infty;t_0)}$... konečný součinitel dotvarování

$M_{0,Eqp}$... ohybový moment prvního řádu od kvazistálé kombinace zatížení (MSP)

Tabulka 4.5: ohybové momenty prvního řádu od kvazistálé kombinace zatížení MSP

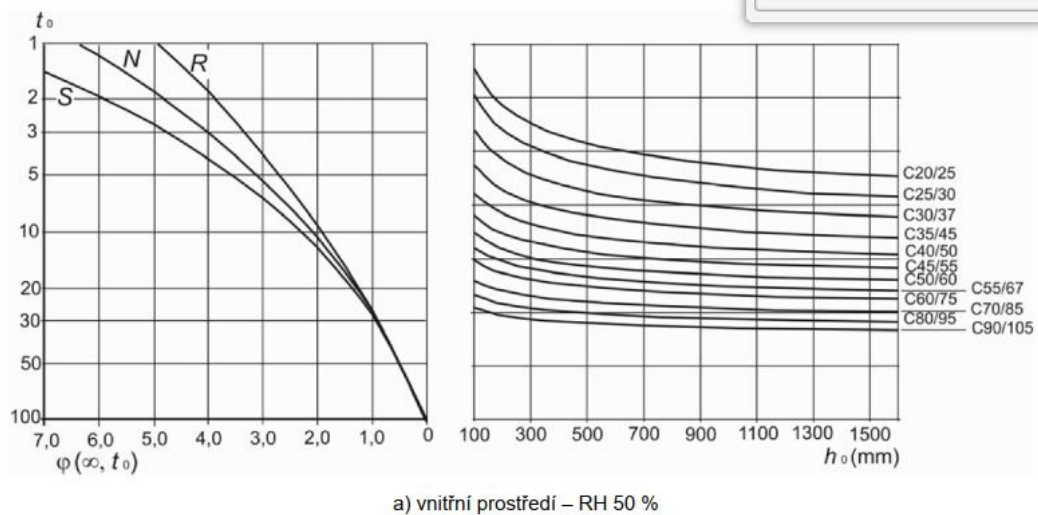
Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
N [kN]		375,19	1586,44	1798,11	1398,07	1052,19	1993,52	1557,06
M_y [kNm]	M_{hlava}	-1,38	-1,49	11,58	16,08	12,34	-4,86	-4,58
	M_{pata}	0,72	0,76	-6,65	-9,73	-6,51	2,31	2,17
M_z [kNm]	M_{hlava}	-2,29	-3,85	-12,01	-14,35	4,78	-1,22	-0,63
	M_{pata}	1,40	2,76	6,88	7,75	-2,38	1,02	0,69
θ_o		0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
α_n		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
α_m		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
e_i [m]	e_y [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	e_z [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
M_i [kNm]	M_y	1,44	6,09	6,90	5,37	4,04	7,65	5,98
	M_z	1,44	6,09	6,90	5,37	4,04	7,65	5,98
$M_{0,Eqp,y}$ [kNm]	M_{hlava}	-2,82	-7,58	18,48	21,45	16,38	-12,51	-10,56
	M_{pata}	2,16	6,85	-13,55	-15,10	-10,55	9,96	8,15
$M_{0,Eqp,z}$ [kNm]	M_{hlava}	-3,73	-9,94	-18,91	-19,72	8,82	-8,87	-6,61
	M_{pata}	2,84	8,85	13,78	13,12	-6,42	8,67	6,67

M_{0Ed} ... ohybový moment prvního řádu od návrhové kombinace zatížení (MSÚ)

Vizte tabulku 4.5.

Tabulka 4.6: Průměr poměrů ohybových momentů pro výpočet součinitele dotvarování

Průměr poměrů ($M_{0,Eqpy,hlava}/M_{0,Edy,hlava}$)	0,794	0,905	0,755	0,721	0,717	0,835	0,814
Průměr poměrů ($M_{0,Eqpy,pata}/M_{0,Edy,pata}$)	0,840	0,937	0,799	0,752	0,757	0,892	0,877
Průměr poměrů ($M_{0,Eqpz,hlava}/M_{0,Edz,hlava}$)	0,758	0,831	0,752	0,727	0,788	0,937	0,952
Průměr poměrů ($M_{0,Eqpz,pata}/M_{0,Edz,pata}$)	0,793	0,862	0,794	0,765	0,849	0,940	0,950
Průměr poměrů ($M_{0,Eqp}/M_{0,Ed}$)	0,797	0,884	0,775	0,741	0,778	0,901	0,898



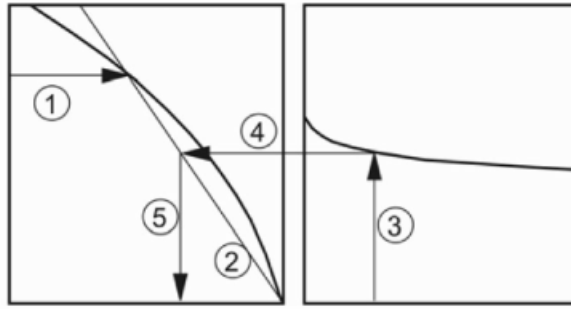
Obrázek 4.7: Graf pro zjištění konečné hodnoty dotvarování dle normy ČSN EN 1992-1-1

t_0 ... stáří betonu v okamžiku zatížení (28 dní)

h_0 ... náhradní rozměr průřezu $h_0 = 2A_c/u$

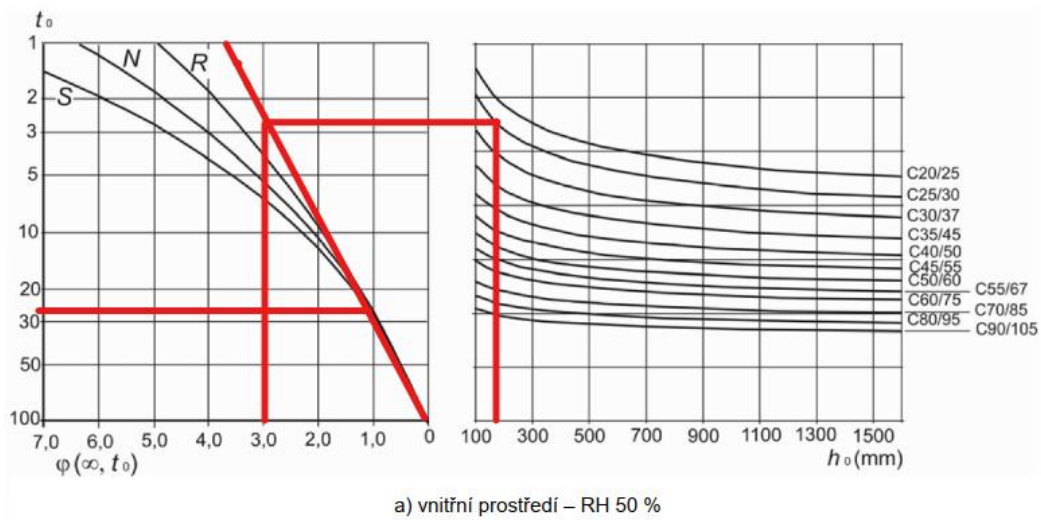
u ... obvod části průřezu vystavené vysychání, $u = \frac{2 \cdot 300 \cdot 300}{300 \cdot 4} = 150 \text{ mm}$

beton ... C25/30



Obrázek 4.8: Návod dle normy ČSN EN 1992-1-1

- Výpočet φ_{ef} pro sloup S6



Obrázek 4.9: Konečný součinitel dotvarování pro sloup S1

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,0$$

$$\varphi_{ef} = 3 \cdot 0,901 = \mathbf{2,703}$$

Poměr momentů kombinací pro sloup S6 – 0,901 (vizte tab. 4.6)

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef})}$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 2,703)}$$

$$A = 0,65$$

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (mechanický stupeň vyztužení) – neznáme – li, lze uvažovat $B = 1,1$

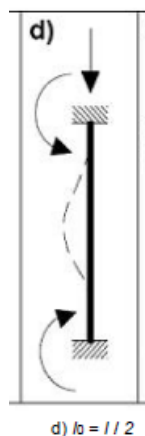
$C = 1,7 - r_m$ (poměr momentů) – uvažována hodnota $C = 1,7$

Norma ČSN EN 1992-1-1 říká, že pokud koncové momenty vyvozují tah na stejné straně, poměr r_m je kladný, tudíž $C < 1,7$. Řešené sloupy nejsou namáhány tahem na stejné straně, tudíž poměr r_m je záporný a hodnota $C > 1,7$. Bezpečně uvažována hodnota 1,7.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,65 \cdot 1,1 \cdot 1,7}{\sqrt{\frac{1993,52 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}}}}$$

$$\lambda_{lim} = 21,09$$

Pro porovnání limitní hodnoty je nutné spočítat štíhlostní poměr λ . Ten je definován jako poměr účinné délky l_0 a poloměr setrvačnosti i_y či i_z betonového průřezu bez trhlin. Jelikož sloupy jsou oboustranně vetknuté a v blízkosti sloupů působí ztužující jádro, účinná délka je rovna 0,5l (obr. 4.10).



Obrázek 4.10: Účinná délka dle normy ČSN EN 1992-1-1

Průřez sloupu je čtvercový o rozměru 300 x 300 mm, za předpokladu souměrného vyztužení průřezu. Tudíž moment setrvačnosti I_y a I_z a poloměry setrvačnosti i_y a i_z jsou totožné. Poloměr setrvačnosti:

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y = I_z}{A_c}}$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot 0,3^3}{0,3 \cdot 0,3}}$$

$$i_y = i_z = 0,0866 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{i_y = i_z}$$

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot 3,07}{0,0866}$$

$$\lambda = 17,72$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$17,72 \leq 27,09$$

Podmínka vyhovuje, sloup je klasifikován jako masivní a není nutné uvažovat **ohybový moment druhého řádu**.

4.3.2 Stanovení momentu 1. řádu

Reálná konstrukce, nikdy nemá ideální geometrii, odchylky způsobují přídatné namáhání a jsou zohledněny pomocí imperfekce.

$$e_i = \theta_i \frac{l_o}{2} = \theta_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{l_o}{2}$$

θ_o je základní hodnota úhlu odklonu od svislice

α_h je redukční součinitel zohledňující výšku sloupu

α_m je redukční součinitel pro počet prvků l

l_o je účinná délka sloupu

l_o je počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku – *osamělý prvek* $l = 3,07$ a $m = 1$

$$\theta_o = \frac{1}{200}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Přídavné ohybové momenty od geometrické imperfekce

$$M_i = N_{Ed} \cdot e_i \text{ [kNM]}$$

Ohybové momenty 1. řádu zahrnující vliv imperfekce

$$M_{o,Ed} = M_{Ed} + M_i \text{ [kNM]}$$

V tabulce 4.7 jsou připočteny ohybové momenty zahrnující počáteční imperfekci. Je zřejmé, že zásadně ovlivňují vnitřní síly konstrukce.

Tabulka 4.7: Výpočet ohybových momentů s počáteční imperfekcí

Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
N [kN]		375,19	1586,44	1798,11	1398,07	1052,19	1993,52	1557,06
M_y [kNm]	M_{hlava}	-2,11	-2,29	17,57	24,37	18,81	-7,33	-6,99
	M_{pata}	1,13	1,22	-10,06	-14,71	-9,90	3,51	3,31
M_z [kNm]	M_{hlava}	-3,48	-5,87	-18,23	-21,75	7,15	-1,82	-0,96
	M_{pata}	2,14	4,18	10,46	11,79	-3,52	1,57	1,04
θ_o		0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
α_n		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
α_m		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
e_i [m]	e_y [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	e_z [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
M_i [kNm]	M_y	1,44	6,09	6,90	5,37	4,04	7,65	5,98
	M_z	1,44	6,09	6,90	5,37	4,04	7,65	5,98
$M_{o,Edy}$ [kNm]	M_{hlava}	-3,55	-8,38	24,47	29,74	22,85	-14,98	-12,97
	M_{pata}	2,57	7,31	-16,96	-20,08	-13,94	11,16	9,29
$M_{o,Edz}$ [kNm]	M_{hlava}	-4,92	-11,96	-25,13	-27,12	11,19	-9,47	-6,94
	M_{pata}	3,58	10,27	17,36	17,16	-7,56	9,22	7,02

4.3.3 Výpočet návrhového ohybového momentu s účinky 2. řádu

Jedná se o návrhový moment, který je získán kombinací dle normy ČSN EN 1992-1-1. Kombinace zahrnuje momenty 1. řádu včetně účinků momentů řádu druhého. Jelikož jsou sloupy masivní, je zanedbán jmenovitý ohybový moment 2. řádu.

Obecně:

$$M_{Ed} = \max(|M_{02}|; M_{0e} + M_2; |M_{01}| + 0,5 \cdot M_2)$$

$$M_{Ed} \geq N_{Ed} \cdot \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

M_{0e} ... ekvivalentní koncový moment zahrnující účinky imperfekcí

$$M_{0e} = |0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}| \geq 0,4 \cdot M_{02}$$

M_{01}, M_{02} ... ohybové momenty 1. řádu v hlavě nebo v patě sloupu, M_{02} je ten, který v absolutní hodnotě je větší. Tyto hodnoty je nutné uvažovat včetně znamének.

M_2 ... jmenovitý ohybový moment druhého řádu

- Nyní bude proveden výpočet pro sloup S1, ostatní sloupy jsou již dosazeny do tabulky

1) osa Y

$$M_{01} = M_{0,Edy,01} = 2,57 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = M_{0,Edy,02} = -3,55 \text{ kNm}$$

$$M_{0e} = |0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}| \geq 0,4 \cdot M_{02}$$

$$M_{0e} = |0,6 \cdot -3,55 + 0,4 \cdot 2,57| \geq 0,4 \cdot -3,55$$

$$M_{0e} = |-1,10| \geq -1,42$$

$$M_{0e} = 1,10 \geq -1,42$$

$$\mathbf{M_{0e} = 1,10 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed} = \max(|M_{02}|; M_{0e} + M_2; |M_{01}| + 0,5 \cdot M_2)$$

$$M_2 = 0,00 \text{ kNm} \quad \dots \text{ vizte kapitolu 4.3.1, zanedbání druhého řádu}$$

$$M_{Ed} = \max(|-3,55|; 1,10; |2,57|)$$

$$M_{Ed} = \max(3,55; 1,10; 2,57)$$

$$\mathbf{M_{Ed} = 3,55 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed} \geq N_{Ed} \cdot \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

$$N_{Ed} = 375,19 \text{ kN} \quad \dots \text{ vizte tabulku 4.7}$$

$$3,55 \geq 375,19 \cdot 10^3 \cdot \max\left(\frac{300}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

$$3,55 \geq 375,19 \cdot 10^3 \cdot 20$$

$$3,55 \text{ kNm} \geq 7,50 \text{ kNm} \quad \text{NEVYHOVUJE PODMÍNKA}$$

$$\mathbf{finální M_{Edy} = 7,50 \text{ kNm}}$$

2) osa Z

$$M_{01} = M_{0,Edz,01} = 3,58 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = M_{0,Edz,02} = -4,92 \text{ kNm}$$

$$M_{0e} = |0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}| \geq 0,4 \cdot M_{02}$$

$$M_{0e} = |0,6 \cdot -4,92 + 0,4 \cdot 3,58| \geq 0,4 \cdot -4,92$$

$$M_{0e} = |-1,52| \geq -1,97$$

$$M_{0e} = 1,52 \geq -1,97$$

$$\mathbf{M_{0e} = 1,52 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed} = \max(|M_{02}|; M_{0e} + M_2; |M_{01}| + 0,5 \cdot M_2)$$

$$M_2 = 0,00 \text{ kNm} \quad \dots \text{ vizte kapitolu 4.3.1, zanedbání druhého řádu}$$

$$M_{Ed} = \max(|-4,92|; 1,52; |3,58|)$$

$$M_{Ed} = \max(4,92; 1,52; 3,58)$$

$$\mathbf{M_{Ed} = 4,92 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed} \geq N_{Ed} \cdot \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

$$N_{Ed} = 375,19 \text{ kN} \quad \dots \text{ vizte tabulku 4.7}$$

$$4,92 \geq 375,19 \cdot 10^3 \cdot \max\left(\frac{300}{30}; 20 \text{ mm}\right)$$

$$4,92 \geq 375,19 \cdot 10^3 \cdot 20$$

$$4,92 \text{ kNm} \geq 7,50 \text{ kNm} \quad \text{NEVYHOVUJE PODMÍNKA}$$

$$\mathbf{\textit{finální } M_{Edy} = 7,50 \text{ kNm}}$$

- Výsledky ohybových momentů všech sloupů, tzn. Sloup S1 až S7 osa Y a osa Z

Tabulka 4.8: Finální ohybové momenty

Sloup	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
$M_{o,Edy,01}$ [kNm]	2,57	7,31	-16,96	-20,08	-13,94	11,16	9,29
$M_{o,Edy,02}$ [kNm]	-3,55	-8,38	24,47	29,74	22,85	-14,98	-12,97
absolutní h. M_{oe} [kNm]	1,10	2,10	7,90	9,81	8,13	4,52	4,07
podmínka $> 0,4 \cdot M_{02}$	-1,42	-3,35	9,79	11,89	9,14	-5,99	-5,19
M_{oe} [kNm]	1,10	2,10	9,79	11,89	9,14	4,52	4,07
M_{Ed} [kNm]	3,55	8,38	24,47	29,74	22,85	14,98	12,97
podmínka $> N_{ed} \cdot \max(h/30; 20 \text{ mm})$	7,50	31,73	35,96	27,96	21,04	39,87	31,14
finální M_{Edy} [kNm]	7,50	31,73	35,96	29,74	22,85	39,87	31,14
$M_{o,Edz,01}$ [kNm]	3,58	10,27	17,36	17,16	-7,56	9,22	-6,94
$M_{o,Edz,02}$ [kNm]	-4,92	-11,96	-25,13	-27,12	11,19	-9,47	7,02
absolutní h. M_{oe} [kNm]	1,52	3,07	8,13	9,41	3,69	1,99	1,44
podmínka $> 0,4 \cdot M_{02}$	-1,97	-4,78	-10,05	-10,85	4,48	-3,79	2,81
M_{oe} [kNm]	1,52	3,07	8,13	9,41	4,48	1,99	2,81
M_{Ed} [kNm]	4,92	11,96	25,13	27,12	11,19	9,47	7,02
podmínka $> N_{ed} \cdot \max(h/30; 20 \text{ mm})$	7,50	31,73	35,96	27,96	21,04	39,87	31,14
finální M_{Edz} [kNm]	7,50	31,73	35,96	27,96	21,04	39,87	31,14

Je zřejmé, že rozhodující ohybové momenty pro většinu sloupů, jsou podmínkou minimální výstřednosti $\max(h/30; 20 \text{ mm})$.

- Posouzení sloupu při dvuosém namáhání dle ČSN EN 1992-1-1

Ověření dvuosého namáhání ohybem není třeba provádět, pokud:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2,0 \quad a \quad \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2,0$$

$$\lambda_y = \lambda_z$$

$$1 \leq 2,0 \quad a \quad 1 \leq 2,0$$

VYHOVUJE

Dále musí platit:

$$\frac{\frac{e_y}{h_{eq}}}{\frac{e_z}{b_{eq}}} \leq 0,2 \quad \text{nebo} \quad \frac{\frac{e_z}{b_{eq}}}{\frac{e_y}{h_{eq}}} \leq 0,2$$

e_z ... výstřednost ve směru osy Z, $e_z = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}}$

e_y ... výstřednost ve směru osy y, $e_y = \frac{M_{Edz}}{N_{Ed}}$

Posouzení bude provedeno pro sloup, který je nejvíce namáhán, tedy sloup S6.

$$e_z = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}} = \frac{39,87}{1993,37} = 20,0 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{Edz}}{N_{Ed}} = \frac{39,87}{1993,37} = 20,0 \text{ mm}$$

$$i_y = i_z = 0,0866 \text{ m}$$

$$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$$

$$b_{eq} = 0,0866 \cdot \sqrt{12} = 299,9 \text{ mm}$$

$$h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$$

$$h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12} = 299,9 \text{ mm}$$

$$\frac{\frac{e_y}{h_{eq}}}{\frac{e_z}{b_{eq}}} \leq 0,2 \quad \text{nebo} \quad \frac{\frac{e_z}{b_{eq}}}{\frac{e_y}{h_{eq}}} \leq 0,2$$

$$\frac{\frac{20}{299,9}}{\frac{20}{299,99}} \leq 0,2 \quad \text{nebo} \quad \frac{\frac{20}{299,9}}{\frac{20}{299,9}} \leq 0,2$$

$$1 \leq 0,2 \quad \text{nebo} \quad 1 \leq 0,2$$

NEVYHOVUJE

Dvousé namáhání je třeba uvažovat a posoudit v následném výpočtu interakčního diagramu (vizte kapitolu 4.3.6)

4.3.4 Návrh podélné výztuže

Návrh výztuže bude proveden pro sloup S6, jelikož je namáhán největší normálovou tlakovou silou, konkrétně $N_{Ed} = 1993,52 \text{ kN}$ (vizte tabulku 4.7) a finální $M_{Ed} = 39,87 \text{ kNm}$ (vizte tabulku 4.8). Následné posouzení v interakčním diagramu bude na ohybový moment M_{Ed} , to znamená na moment, kde není rozhodující podmínka minimální výstřednosti.

Podélná výztuž ... $\phi_s = 20 \text{ mm}$

Třmínky výztuž ... $\phi_{tř} = 8 \text{ mm}$

$d_1 = d_2$... $d_1 = d_2 = c + \phi_{tř} \cdot \frac{\phi_s}{2} = 35 + 8 + \frac{20}{2} = 53 \text{ mm}$

$\frac{d_1}{h} = \frac{53}{300} = 0,17$... výběr nomogramu

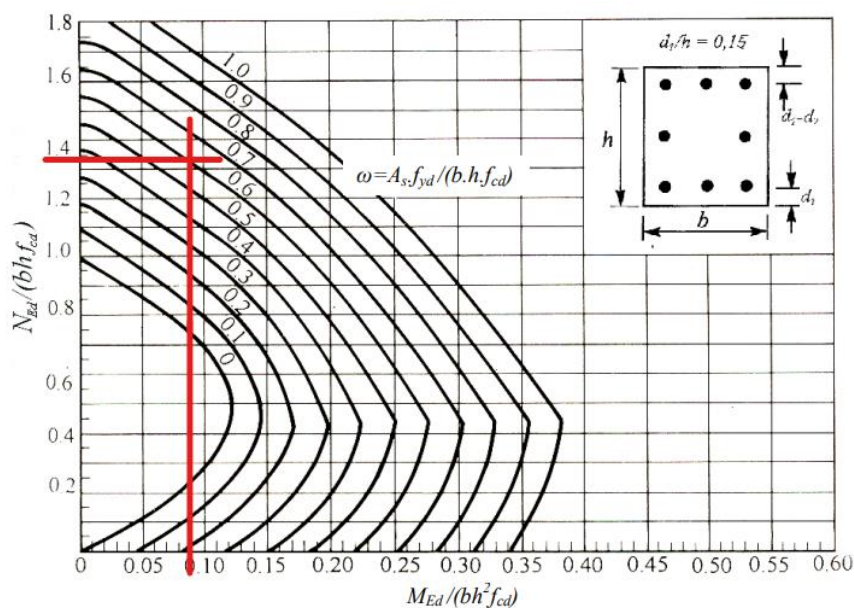
Beton ... C25/30

Výztuž ... B 500 B

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \overline{\text{nomogram}}$$

$$\omega \in < 0; 1 >$$

$$\mu = \frac{39,87 \cdot 10^6}{300 \cdot 300^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,09 \quad v = \frac{1993,52 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}} = 1,33 \quad \omega = 0,6 \text{ (obr. 4.11)}$$



Obrázek 4.11: Nomogram pro sloup S6

- Potřebná výztuž sloupu

$$A_{s,rqd,1} = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,rqd,1} = \frac{0,6 \cdot 300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}}{\frac{500}{1,15}}$$

$$A_{s,rqd,1} = \mathbf{2070 \text{ mm}^2}$$

Předpoklad dostředného tlaku

$$A_{s,rqd,2} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s,rqd,2} = \frac{1993,52 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}}{400}$$

$$A_{s,rqd,2} = \mathbf{1984 \text{ mm}^2}$$

Pro návrh výztuže je uvažovaná větší z hodnot $A_{s,rqd,1}$ a $A_{s,rqd,2}$. $A_{s,rqd} = \mathbf{2070 \text{ mm}^2}$

$$\frac{2070}{\pi \cdot 10^2} = 6,58 \rightarrow 8 \text{ prutů}$$

$$A_{s,prov} = 8 \cdot \pi \cdot 10^2 = \mathbf{2513 \text{ mm}^2}$$

- Ověření konstrukčních zásad

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right)$$

$$2513 \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{1993,52 \cdot 10^3}{434,8}; 0,002 \cdot 300 \cdot 300\right)$$

$$2513 \geq A_{s,min} = \max(458,49; 300)$$

$$2513 \geq 458,49$$

VYHOVUJE

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$$2513 \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot 300 \cdot 300$$

$$2513 \leq 3600$$

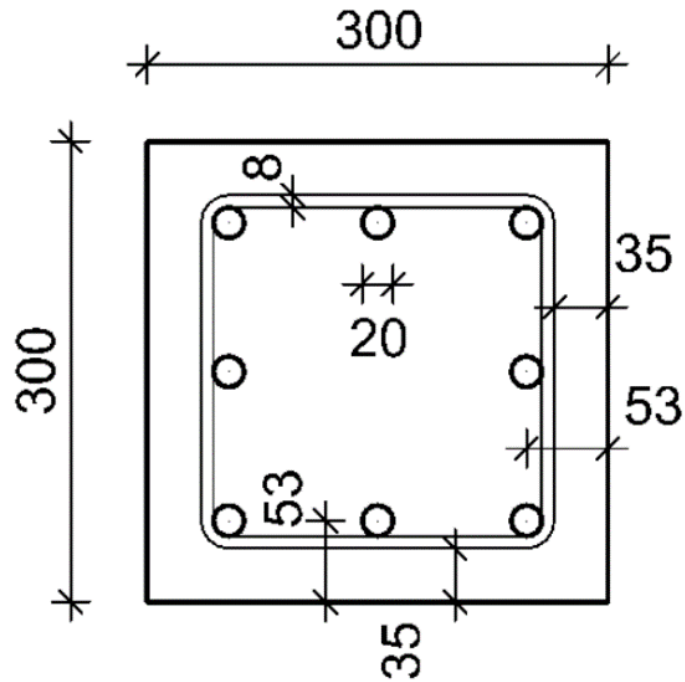
VYHOVUJE

$$\phi_s \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

NÁVRH: 8 ϕ 20 mm ($A_{s,prov} = 2513 \text{ mm}^2$)



Obrázek 4.12: Řez sloupem S6 + vyztužení sloupu

Konstrukční zásady

1) Podélná výztuž

$$\phi \geq 8 \text{ mm} \quad \dots \text{ vyhovuje}$$

Min. plocha výztuže

$$0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0,1 \cdot \frac{1993,52 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 458,51 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ vyhovuje}$$

$$\geq 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 300 \cdot 300 = 180 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ vyhovuje}$$

Max. plocha výztuže

- Mimo stykování přesahem

$$0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 300 \cdot 300 = 3600 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ vyhovuje}$$

2) Příčná výztuž

Profil třmínku

$$\phi \geq 6mm \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Osová vzdálenost třmínku s

$$s \leq \min(20 \phi; \min(b, h); 400mm)$$

$$s \leq \min(20 \cdot 20; \min(300, 300); 400mm)$$

$$s \leq \min(400mm; 300mm; 400mm)$$

$$s \leq 300mm$$

$$s = 300$$

Třmínky v blízkosti patky a stropní desky

$$vzdálenost \leq 0,6 \cdot s$$

$$vzdálenost \leq 0,6 \cdot 300$$

$$vzdálenost = 180mm$$

Kotevní délka

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 MPa$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \dots \text{součinitel zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti}$$

$$\eta_2 = 1,0, \text{ pro } \phi \leq 32mm \quad \dots \text{součinitel zohledňující průměr prutu}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 MPa$$

1) Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \cdot \frac{434,8}{1,89} = 1150,26 mm$$

2) Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

Pro tlačené pruty:

$$l_{b,min} > \max(0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$$

$$l_{b,min} > \max(690,16mm; 200mm; 100mm)$$

$$l_{b,min} = 690,16mm$$

Hodnoty součinitelů α dle normy ČSN EN 1992-1-1:

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = -$$

$$l_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1150,26 \geq 690,16$$

$$l_{bd} = 805,182 \geq 690,16$$

$$l_{bd} = \mathbf{850\text{mm}}$$

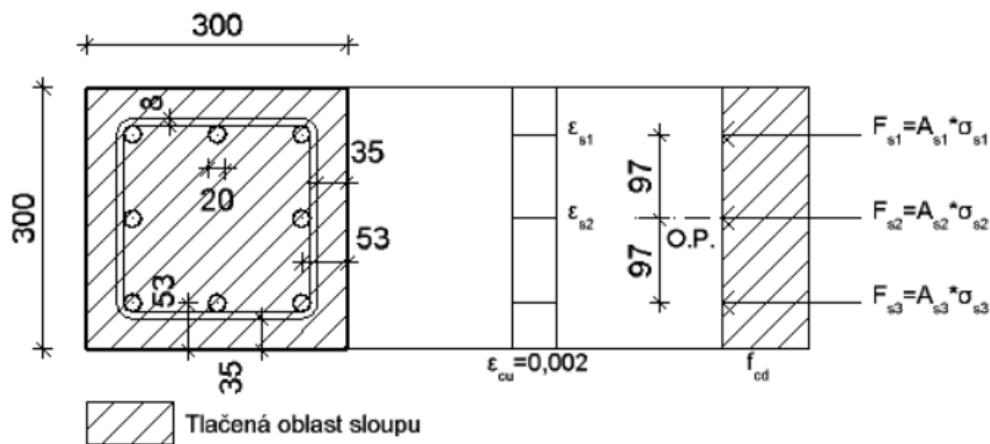
4.3.5 Výpočet interakčního diagramu a posouzení průřezu

Schéma průřezu sloupem (vizte obr. 4.12)

NÁVRH: 8 ϕ 20 mm ($A_{s,prov} = 2513 \text{ mm}^2$)

Výpočet hodnot N_{Rd} a M_{Rd} vychází ze silové či momentové podmínky:

1) BOD 0 – dostředný tlak



Obrázek 4.13: Bod 0 - dostředný tlak

Normálová únosnost:

$$N_{Rd} = -\left(h \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s3} \cdot \sigma_{s3}\right)$$

Napětí při dostředném tlaku $\sigma = E \cdot \epsilon_{cu} = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = \mathbf{400 \text{ MPa}}$

$$N_{Rd} = -\left(300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} + 942,47 \cdot 400 + 628,32 \cdot 400 + 942,47 \cdot 400\right) \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rd} = \mathbf{-2\ 505 \text{ kN}}$$

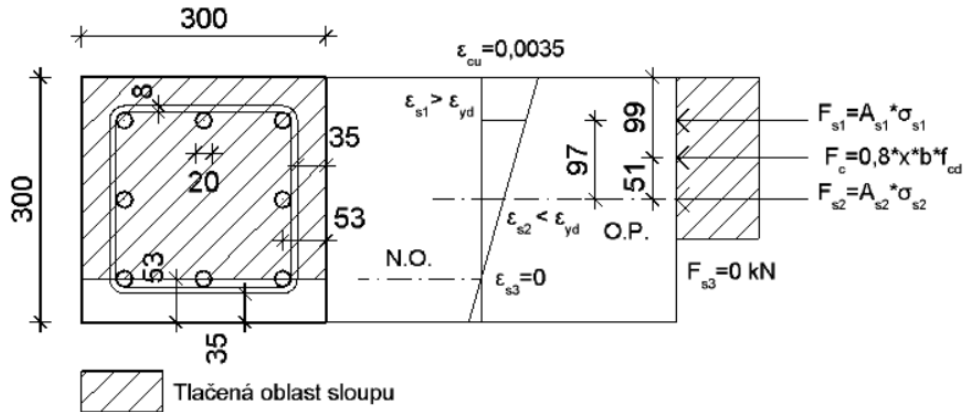
Momentová únosnost:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2}\right) - A_{s3} \cdot \sigma_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = (942,47 \cdot 400 \cdot 97 - 942,47 \cdot 400 \cdot 97) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{Rd} = 0 \text{ kNm}$$

2) BOD 1 – nulové přetvoření „tažené“ výztuže



Obrázek 4.14: Bod 1 - nulové přetvoření "tažené" výztuže

Normálová únosnost:

$$N_{Rd} = -(0,8 \cdot x \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} + A_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot E + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E)$$

Ověření přetvoření výztuže A_{s1} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{d} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - 53} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{(d - 53) \cdot \varepsilon_{cu}}{d} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{(247 - 53) \cdot 0,0035}{247} = 0,00274 > \varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = 0,00217$$

Ověření přetvoření výztuže A_{s2} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d - \frac{h}{2}} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{\left(d - \frac{h}{2}\right) \cdot \varepsilon_{cu}}{d} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{(247 - 150) \cdot 0,0035}{247} = 0,00137 < \varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,00137$$

$$x = d = 247 \text{ mm}$$

$$N_{Rd} = -(0,8 \cdot 247 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} + 942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 + 628,32 \cdot 0,00137 \cdot 200 \cdot 10^3) \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rd} = -1\,570,49 \text{ kN}$$

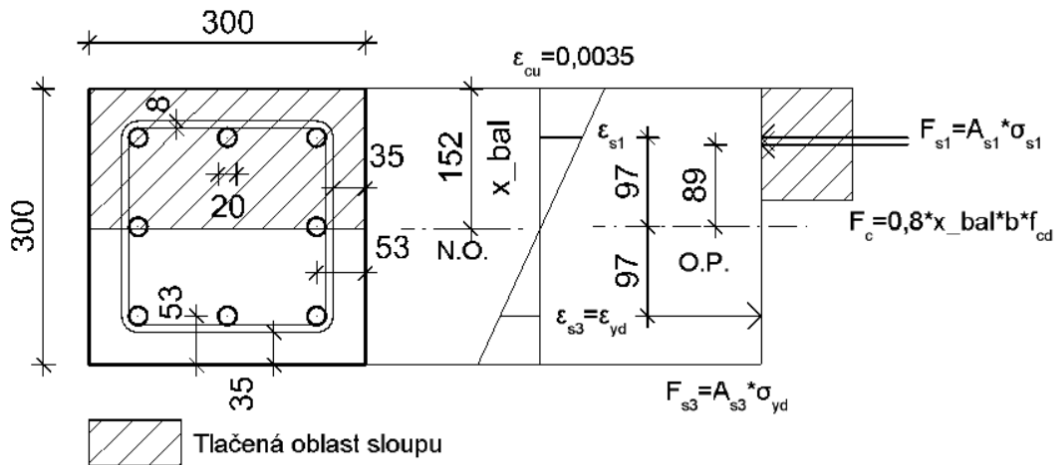
Momentová únosnost:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} \right) + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right)$$

$$M_{Rd} = \left(942,47 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 97 + 0,8 \cdot 247 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot (150 - 0,4 \cdot 247) \right) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{Rd} = 90,33 \text{ kNm}$$

3) BOD 2 – napětí v tažené výztuži právě na mezi kluzu



Obrázek 4.15: Bod 2 - napětí ve výztuži právě na mezi kluzu

Normálová únosnost:

$$N_{Rd} = - \left(0,8 \cdot x_{bal} \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} + A_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot E \right) + A_{s3} \cdot \varepsilon_{s3} \cdot E$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal}} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_{bal}} \rightarrow x_{bal} = 152,46 \text{ mm}$$

Ověření přetvoření výztuže A_{s1} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal}} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x_{bal} - (C_{nom} + \phi_{tř} + \frac{\phi}{2})} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{(x_{bal} - 53) \cdot \varepsilon_{cu}}{x_{bal}} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0,00228 > \varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = 0,00217$$

$$N_{Rd} = - \left(0,8 \cdot 152,46 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} + 942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 \right) + 942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rd} = -609,84 \text{ kN}$$

Momentová únosnost:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} \right) + 0,8 \cdot x_{bal} \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x_{bal} \right) + A_{s3} \cdot \sigma_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} \right)$$

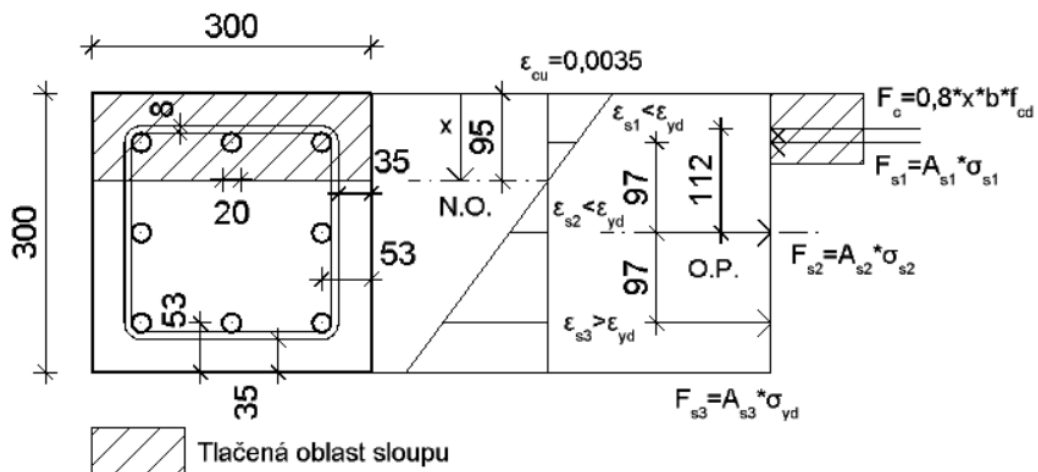
Napětí ve výztuži A_{s1} a A_{s3} je rovno mezi kluzu

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s3} = \sigma_{yd}$$

$$M_{Rd} = \left(942,47 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 97 + 0,8 \cdot 152,46 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot (150 - 0,4 \cdot 152,46) + 942,47 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 97 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{Rd} = 133,78 \text{ kNm}$$

4) BOD 3 – prostý ohyb



Obrázek 4.16: Bod 3 – prostý ohyb

Platí, že:

$$N_{Rd} = 0 \text{ kN:}$$

$$F_{s3} + F_{s2} = F_{s1} + F_c$$

$$A_{s3} \cdot \epsilon_{s3} \cdot E + A_{s2} \cdot \epsilon_{s2} \cdot E = A_{s1} \cdot \epsilon_{s1} \cdot E + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5}$$

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_{yd} = 0,00217$$

$$942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 + 628,32 \cdot \epsilon_{s2} \cdot 200 \cdot 10^3 = 942,47 \cdot \epsilon_{s1} \cdot 200 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot x \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}$$

Rovnice má tři neznámé:

a) Přetvoření výztuže A_{S1} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - 53} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{(x - 53) \cdot \varepsilon_{cu}}{x} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{(x - 53) \cdot 0,0035}{x}$$

b) Přetvoření výztuže A_{S2} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - x} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{\left(\frac{h}{2} - x\right) \cdot \varepsilon_{cu}}{x} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{(150 - x) \cdot 0,0035}{x}$$

c) Výška tlačené oblasti x :

$$942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 + 628,32 \cdot \varepsilon_{s2} \cdot 200 \cdot 10^3 = 942,47 \cdot \varepsilon_{s1} \cdot 200 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot x \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}$$

$$\text{Kde: } \varepsilon_{s1} = \frac{(x-53) \cdot 0,0035}{x}; \varepsilon_{s2} = \frac{(150-53) \cdot 0,0035}{x}$$

$$\mathbf{x = 94,52 \text{ mm}}$$

Ověření přetvoření výztuže A_{S1} :

$$\varepsilon_{s1} = \frac{(x - 53) \cdot 0,0035}{x} = \frac{(94,52 - 53) \cdot 0,0035}{94,52} = 0,001537 < \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E = 0,001537 \cdot 200 \cdot 10^3 = 307,4 \text{ MPa}$$

Ověření přetvoření výztuže A_{S2} :

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(150 - x) \cdot 0,0035}{x} = \frac{(150 - 94,52) \cdot 0,0035}{94,52} = 0,002054 < \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E = 0,002054 \cdot 200 \cdot 10^3 = 410,8 \text{ MPa}$$

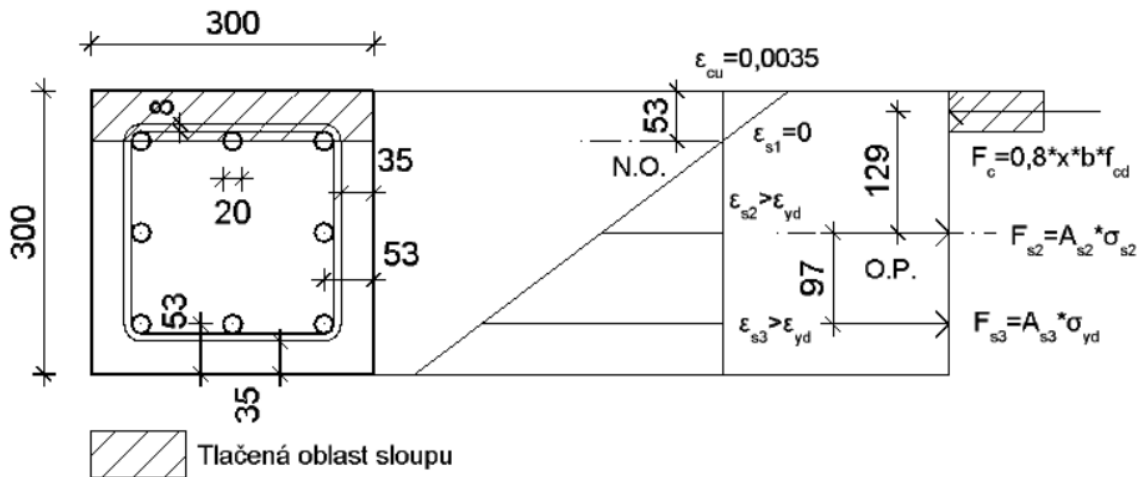
Momentová únosnost:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2}\right) + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) + A_{s3} \cdot \sigma_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = (942,47 \cdot 307,4 \cdot \left(\frac{300}{2} - 35 - 8 - \frac{20}{2}\right) + 0,8 \cdot 94,52 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot \left(\frac{300}{2} - 0,4 \cdot 94,52\right) + 942,47 \cdot 410,8 \cdot \left(\frac{300}{2} - 35 - 8 - \frac{20}{2}\right)) \cdot 10^{-6}$$

$$\mathbf{M_{Rd} = 110,07 \text{ kNm}}$$

5) BOD 4 – nulové přetvoření „tlačené“ výztuže



Obrázek 4.17: Bod 4 - nulové přetvoření "tlačené" výztuže

Normálová únosnost:

$$N_{Rd} = -\left(0,8 \cdot x \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5}\right) + A_{s3} \cdot \varepsilon_{s3} \cdot E + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E$$

$$N_{Rd} = -\left(0,8 \cdot 53 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}\right) + 942,47 \cdot \varepsilon_{s3} \cdot 200 \cdot 10^3 + 628,32 \cdot \varepsilon_{s2} \cdot 200 \cdot 10^3$$

Ověření přetvoření výztuže A_{s3} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s3}}{d - 53} \rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{(d - 53) \cdot \varepsilon_{cu}}{x} \rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{(247 - 53) \cdot 0,0035}{53} = 0,0128 > \varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_{yd}$$

Ověření přetvoření výztuže A_{s2} :

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - x} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{\left(\frac{h}{2} - x\right) \cdot \varepsilon_{cu}}{x} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{(150 - 53) \cdot 0,0035}{53} = 0,0064 > \varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd}$$

$$N_{Rd} = \left(-\left(0,8 \cdot 53 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}\right) + 942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 + 628,32 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3\right) \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rd} = 469,72 \text{ kN}$$

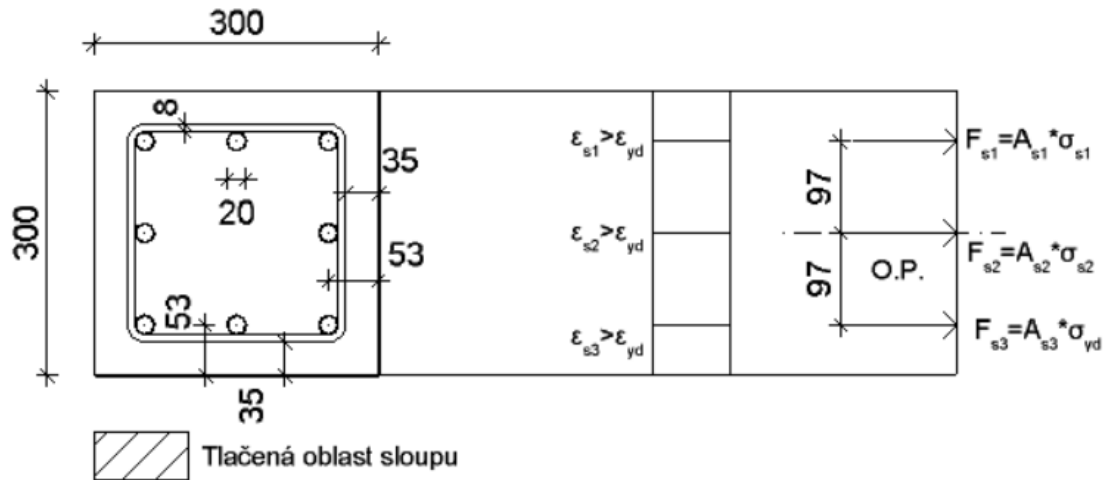
Momentová únosnost:

$$M_{Rd} = A_{s3} \cdot \sigma_{yd} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} \right) + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{1,5} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right)$$

$$M_{Rd} = 942,47 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot \left(\frac{300}{2} - 35 - 8 - \frac{20}{2} \right) + 0,8 \cdot 53 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot \left(\frac{300}{2} - 0,4 \cdot 53 \right)$$

$$M_{Rd} = 67,05 \text{ kNm}$$

6) BOD 5 – dostředný tah



Obrázek 4.18: Bod 5 - dostředný tah

Normálová únosnost:

$$N_{Rd} = A_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot E + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E + A_{s3} \cdot \varepsilon_{s3} \cdot E$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s3} = \varepsilon_{yd}$$

$$N_{Rd} = (942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 + 628,32 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3 + 942,47 \cdot 0,00217 \cdot 200 \cdot 10^3) \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rd} = 1092,75 \text{ kN}$$

Momentová únosnost:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} \right) - A_{s3} \cdot \sigma_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - C_{nom} - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = (942,47 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 97 - 942,47 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 97) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{Rd} = 0 \text{ kNm}$$

4.3.6 Posouzení interakčního diagramu a dvousměrné namáhání

Tabulka 4.9: Rekapitulace výsledků ručního interakčního diagramu

Rekapitulace bodů interakčního diagramu		
Body	N_{Rd} [kN]	M_{Rd} [kNm]
Bod 0	-2 505,00	0,00
Bod 1	-1 570,49	90,33
Bod 2	-609,84	133,78
Bod 3	0,00	110,07
Bod 4	469,72	67,05
Bod 5	1 092,75	0,00

Omezení interakčního diagramu:

- minimální výstřednost $e_0 = \max(h/30; 20 \text{ mm})$

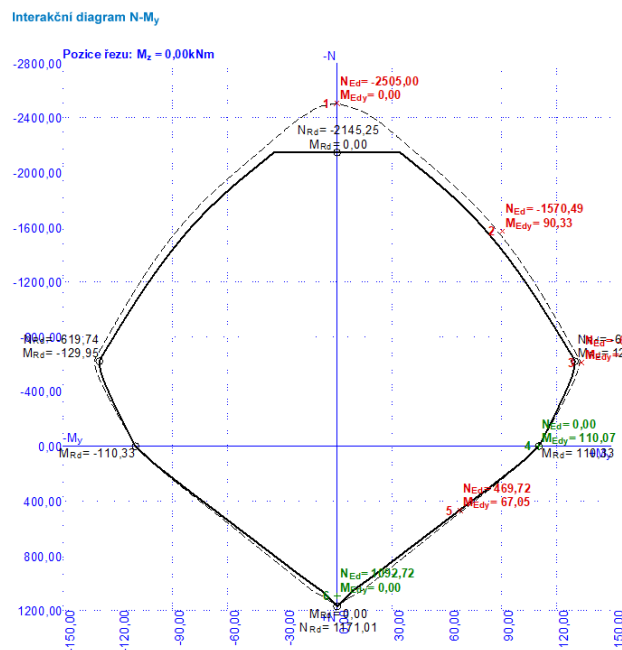
$e_0 = 20 \text{ mm}$

- výstředný moment $M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0$

$$M_0 = 2\,505 \cdot \frac{20}{1000} = 50,1 \text{ kNm}$$

Jelikož je průřez symetrický k ose y a k ose z, únosnosti v obou směrech se rovnají. Tudíž $N_{Rd,y} = N_{Rd,z}$ a $M_{Rd,y} = M_{Rd,z}$. Následně budou zkontrolovány ručně vypočítané body (tab. 4.9) s interakčním diagramem vytvořeným v software FIN EC – 2023 BETON.

V programu byl vytvořen úplně totožný průřez s průměrem třmínek 8 mm a průměrem podélné výztuže 20 mm. Beton byl zvolen také totožný, a to konkrétně C25/30, výztuž B 500 B. Z důvodu budoucího posuzování a navrhování pomocí programu FINE CZ je nutné ověřit ručně vypočítané stěžejní body interakčního diagramu, tzn. BOD 0 až BOD 5.



Obrázek 4.19: Interakční diagram ze softwaru FINE EC s vloženými ručními hodnotami

Na obrázku 4.19 je zobrazen interakční diagram vytvořený v softwaru FIN EC – 2023 BETON, kde byly vloženy ručně spočtené body (vizte tabulku 4.9). Body vložené do programu kopírují softwarově vytvořenou křivku interakčního diagramu, tudíž ruční výsledky byly prohlášeny za správné. Pro další posuzování a navrhování bude použitý program FIN EC – 2023 BETON.

Posouzení únosnosti sloupu S6 dle FIN EC – 2023 BETON

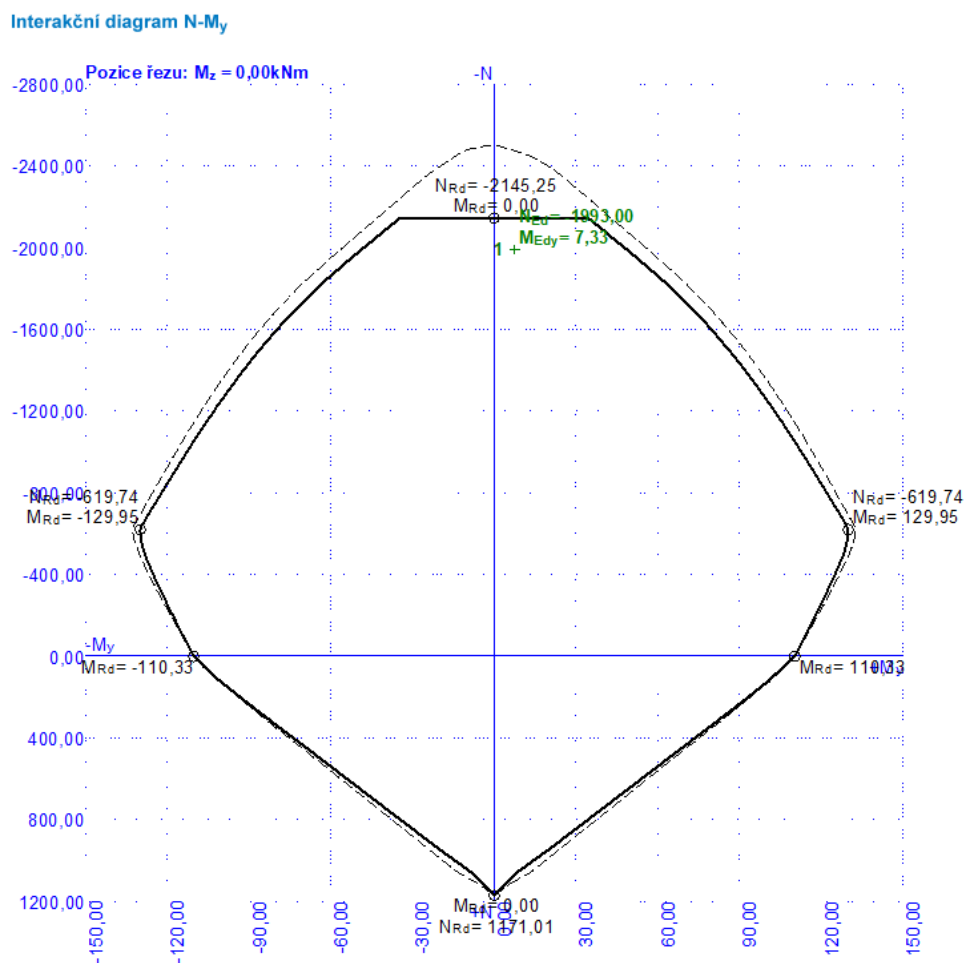
Síly zatěžující sloup S6

$$N_{Ed} = 1993 \text{ kN}$$

$$M_Y = 14,98 \text{ kNm}$$

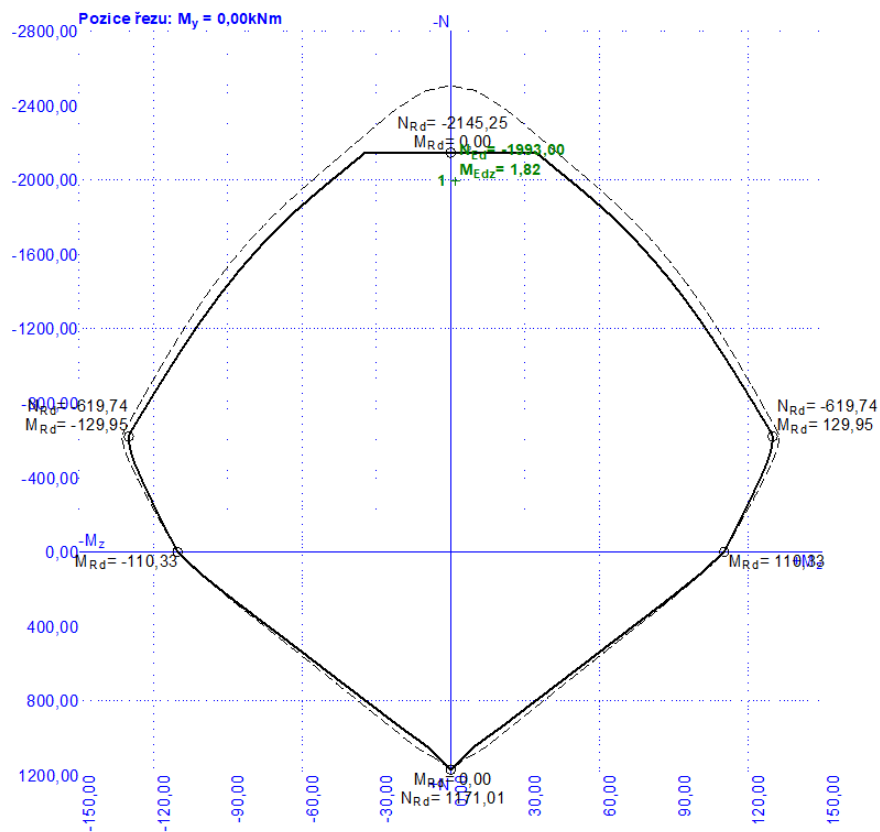
$$M_Z = 9,47 \text{ kNm}$$

Hodnota M_Y a M_Z je včetně účinků prvního řádu, do programu FIN byly dosazené hodnoty bez účinků prvního řádu, FIN je schopný si účinek prvního řádu vypočítat.



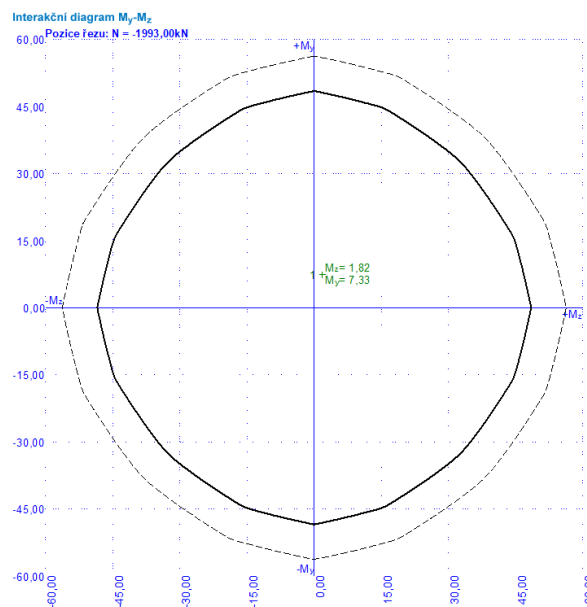
Obrázek 4.20: Interakční diagram sloupu S6, N -My

Interakční diagram N-M_z



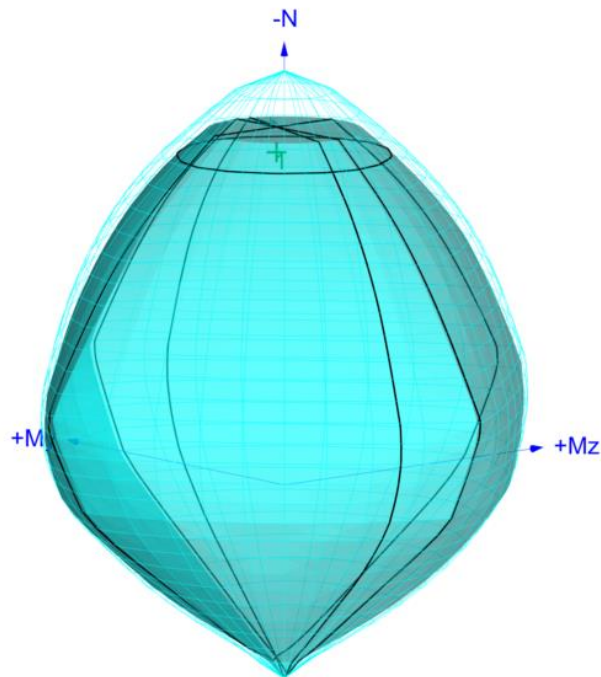
Obrázek 4.21: Interakční diagram sloupu S6, N -M_z

Je nutné provést vodorovný řez interakčním diagramem v úrovni největší normálové síly z důvodu posouzení dvouosého namáhání ohybovými momenty. Úroveň řezu je $N_{Ed} = -1993 \text{ kN}$ (vizte obr. 4.22)



Obrázek 4.22: Vodorovný řez interakčním diagramem

Kombinace zatížení se nachází uvnitř všech interakčních diagramů (obr. 4.20, 4.21, 4.22), tudíž sloup **vyhoví**.



Obrázek 4.23: 3D interakční diagram, uvnitř diagramu (zeleně) posuzovaná síla

Jelikož nevyhověla podmínka k zanedbání dvouosého namáhání (vizte kapitolu 4.3.3), je nutné provést tento krok k posouzení sloupu S6. Norma ČSN EN 1992-1-1 říká, že pokud nevyhoví podmínka (vizte stranu 49 této bakalářské práce), lze dvouosé namáhání posoudit takto:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1$$

Kde je:

$M_{Edz,y}$... návrhový moment k příslušné ose, včetně momentu 2. řádu (je zanedbán)

$M_{Rdz,y}$... ohybová únosnost k příslušné ose

a ... exponent, pro obdélníkové průřezy:

Tabulka 4.10: Exponent pro dvouosé namáhání [ČSN EN 1992-1-1]

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

N_{Ed} ... návrhová hodnota normálové síly

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} + 2513,27 \cdot \frac{500}{1,15}$$

$$N_{Rd} = 300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} + 2513,27 \cdot \frac{500}{1,15}$$

$$N_{Rd} = 2592,73 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1993,00}{2592,73} = 0,77 \rightarrow a = 1,65$$

Tabulka 4.11: Mezní stavy únosnosti dle FIN CZ – osa Y

MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]
1	Zat. případ 1	-1993,00 -2505,31	7,33 → 14,98 56,26

Tabulka 4.12: Mezní stav únosnosti dle FIN CZ – osa Z

MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]
1	Zat. případ 1	-1993,00 -2505,31	0,00 0,00	1,82 → 9,47 56,26

$$M_{Rdy} = 56,26 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdz} = 56,26 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1$$

$$M_{Edy} = 14,98 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 9,47 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{9,47}{56,26}\right)^{1,65} + \left(\frac{14,98}{56,26}\right)^{1,65} \leq 1$$

$$\left(\frac{9,47}{56,26}\right)^{1,65} + \left(\frac{14,98}{56,26}\right)^{1,65} \leq 1$$

$$0,17 \leq 1$$

VYHOVUJE NA DVOUSÉ NAMÁHÁNÍ

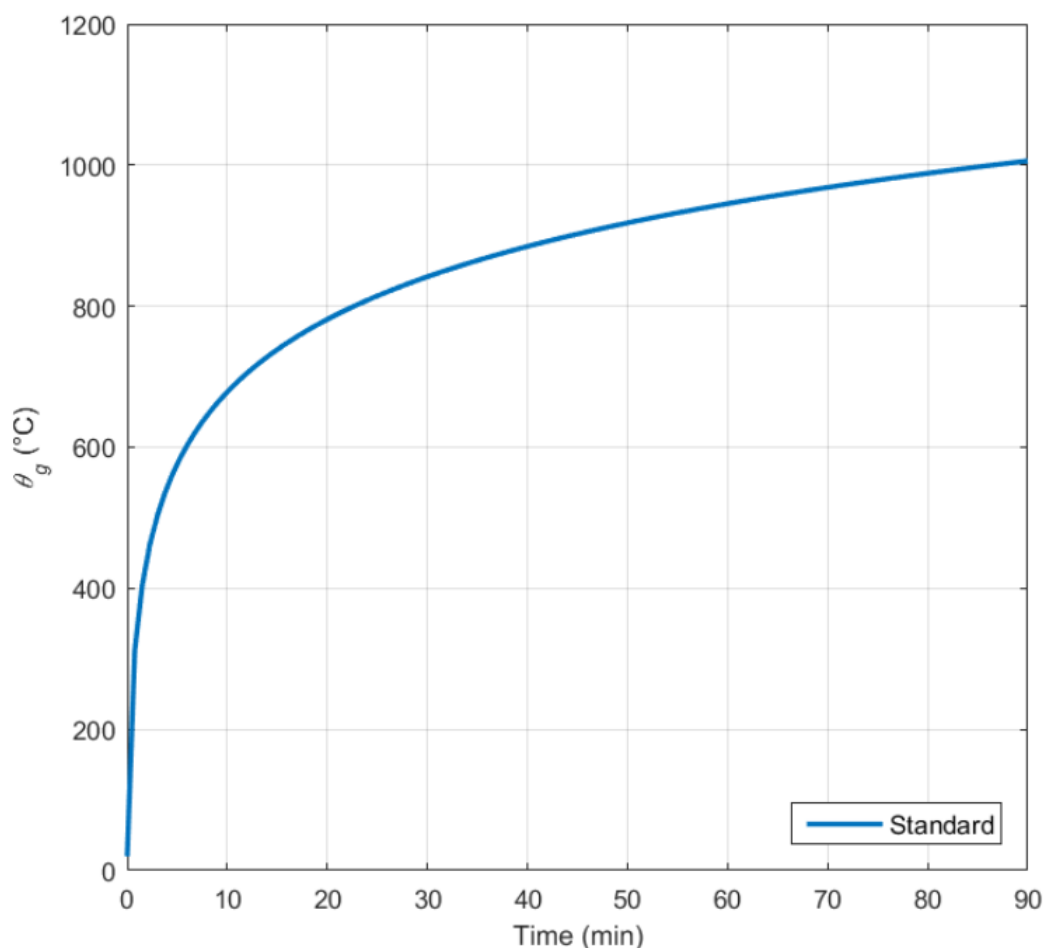
Výkres sloupů pro mezní stav únosnosti, se nachází v přílohové části této bakalářské práce.

5 Mimořádné zatížení od požáru

V této kapitole nastane simulace požáru elektromobilů v 1.PP, tzn. pod úrovní stropní desky 1.NP. Je nutné zdůraznit, že simulace bude zjednodušená, avšak bylo snahou o co nejbližší přiblížení skutečného stavu při omezených znalostech teorie požáru. Veškerá zjednodušení a ulehčení výpočtů budou přiblížena a dovysvětlena v následujícím textu.

Parkování elektromobilů je mezi sloupy pod úrovní stropní desky 1.NP (obr. 3.1). Je zřejmé, že ve skutečnosti lokální ložisko požáru působí všesměrně. Prvním zjednodušením tudíž je uvažování pouze jednosměrného působení požáru, tzn. nastala by interakce požáru pouze se stropní deskou, nikoli se sloupy či s dalšími stavebními konstrukcemi.

Předpokladem je požární odolnost stropní konstrukce 60 minut, což je nutná doba, po kterou konstrukce musí odolávat účinkům požáru. Stanovení teplotního namáhání od požáru dle normové teplotní křivky proběhlo pomocí programu FMC (obr. 5.1). Je nutné podotknout, že tento postup je konzervativní, avšak z důvodu omezených znalostí této problematiky je v tomto případě nejlepším možným postupem.

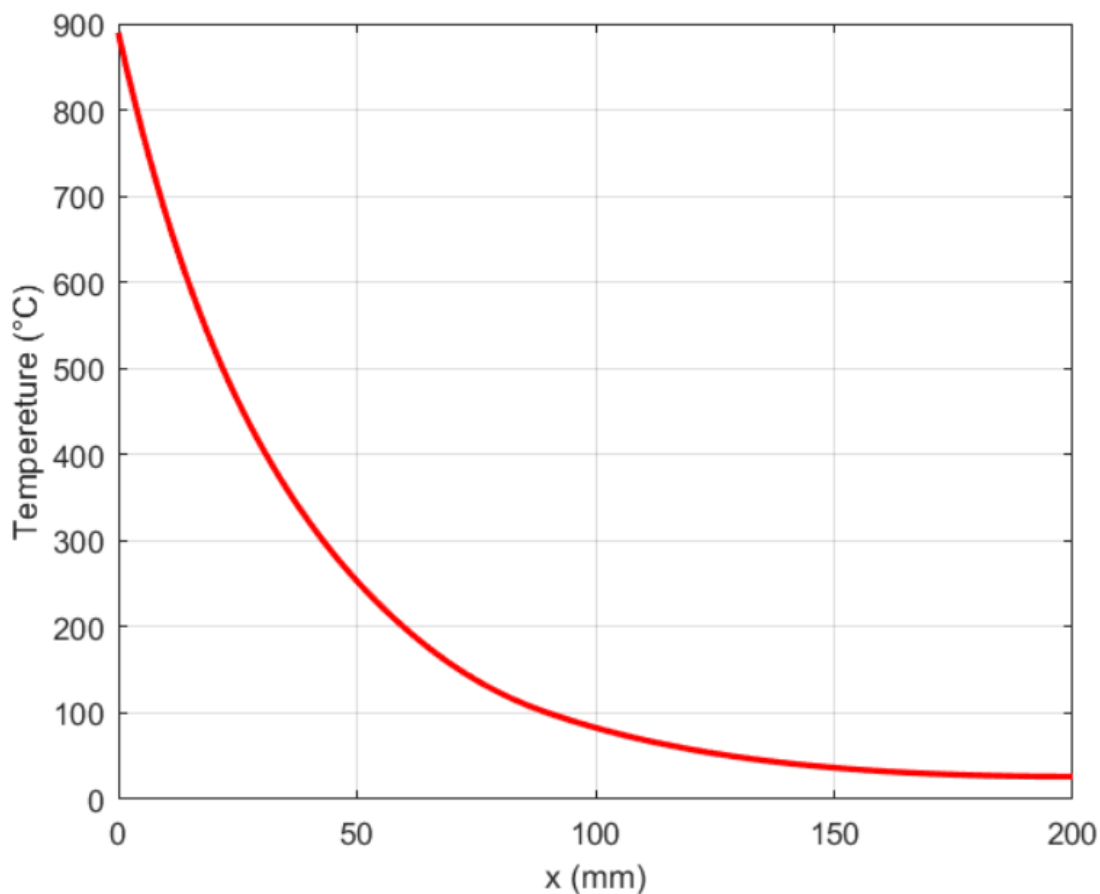


Obrázek 5.1: Normová teplotní křivka pro 60 min [FMC]

Vodorovná osa – čas (min)

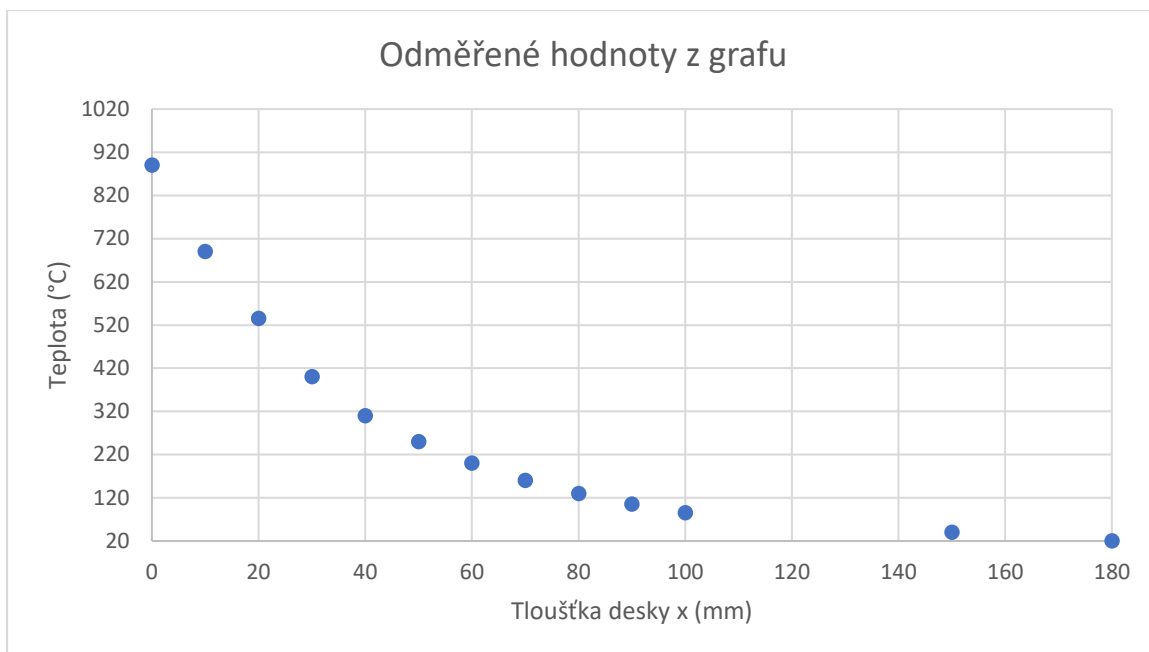
Svislá osa – teplota (°C)

Přestup tepla po průřezu desky není lineární (vizte obr. 5.2). Jelikož veškeré vnitřní síly jsou získány pomocí programu SCIA, je nutné křivku přestupu tepla pro SCIU upravit. Důvodem je omezené modelování přestupu tepla v programu SCIA, a to pouze na lineární. Tudíž je nutné křivku nahradit přímkou o stejné ploše pod křivkou a poté už je možné teplotu dosadit do softwaru.

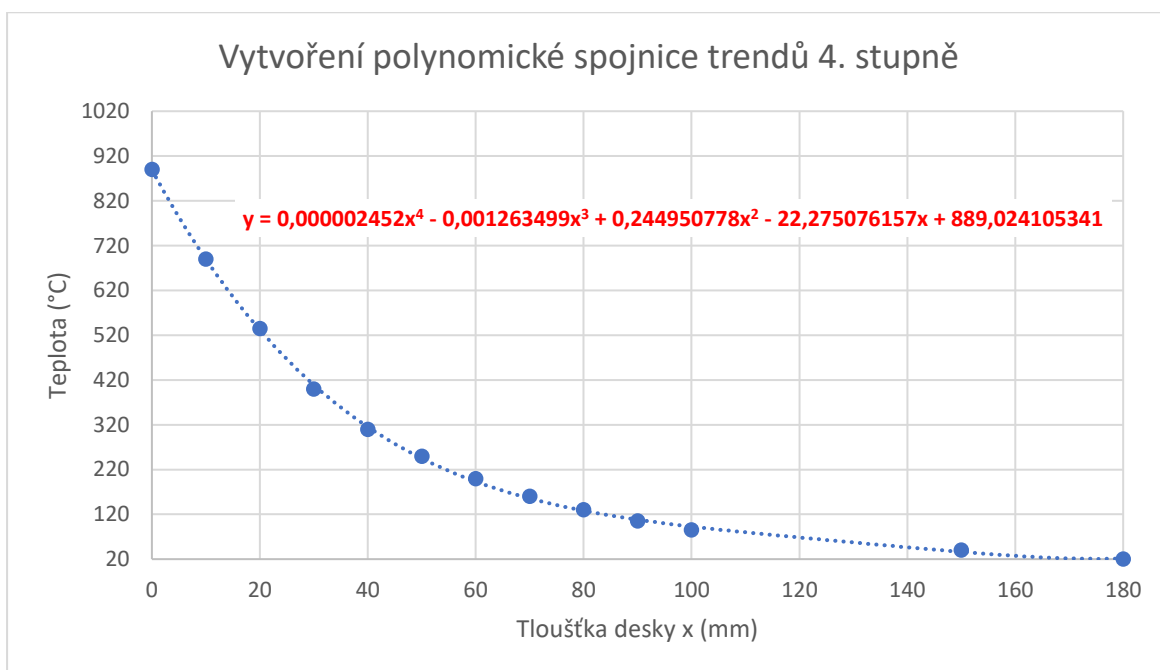


Obrázek 5.2: Přestup tepla po průřezu stropní desky

Z normové teplotní křivky byla ručně odměřena teplota při 60 minutách ($t_{\text{spodní líc}} = 890 \text{ } ^\circ\text{C}$), následně byla vytvořena křivka pro přestup tepla desky (obr. 5.2). Poté z důvodu vytvoření rovnice křivky a následného integrování plochy pod křivkou bylo nezbytně nutné ručně z grafu (obr. 5.2) odměřit hodnoty v rozmezí 0 až 180 mm (obr. 5.3). Dále v excelu byla zjištěna rovnice křivky pomocí polynomické spojnice trendů čtvrtého stupně. Jinými slovy byla nalezena funkce, která popisuje průběh teploty na průřezu (obr. 5.4).



Obrázek 5.3: Odměřené hodnoty z křivky průběhu teploty



Obrázek 5.4: Vytvoření polynommické spojnice trendů 4. stupně

Rovnice křivky průběhu teplot po průřezu stropní desky:

$$y = 0,000002452x^4 - 0,001263499x^3 + 0,244950778x^2 - 22,275076157x + 889,024105341$$

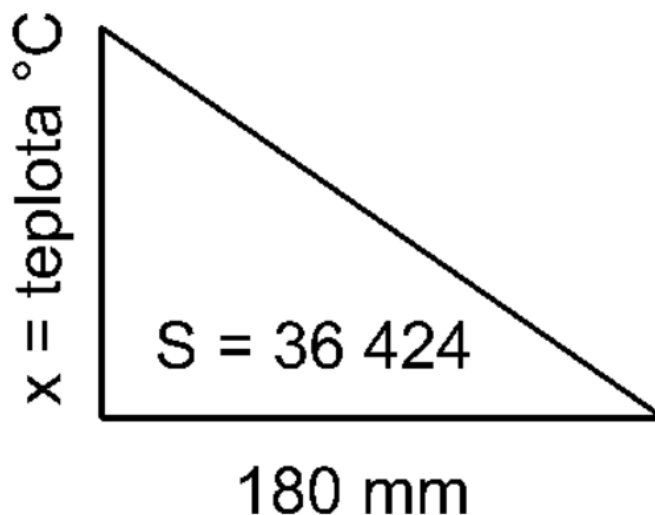
Pro výpočet plochy pod křivkou je nutné vytvořit určitý integrál se spodním limitem 0 a s horním limitem 180.

$$\int_0^{180} (0,000002452x^4 - 0,001263499x^3 + 0,244950778x^2 - 22,275076157x + 889,024105341) dx$$

Výsledek plochy pod křivkou: **S = 36 424**

Následuje nahrazení křivky lineární přímkou se stejnou plochou pod funkcí. Pro stanovení teploty povrchu v kontaktu s požárem je nutný předpoklad:

- Teplota na vnitřním povrchu je 20 °C (vychází z původních grafů)
- Lineární průběh po průřezu
- Plocha pod lineárním průběhem musí odpovídat té, která je získána integrací skutečného stavu



Obrázek 5.5: Pomůcka pro zjištění teploty lineárního průběhu

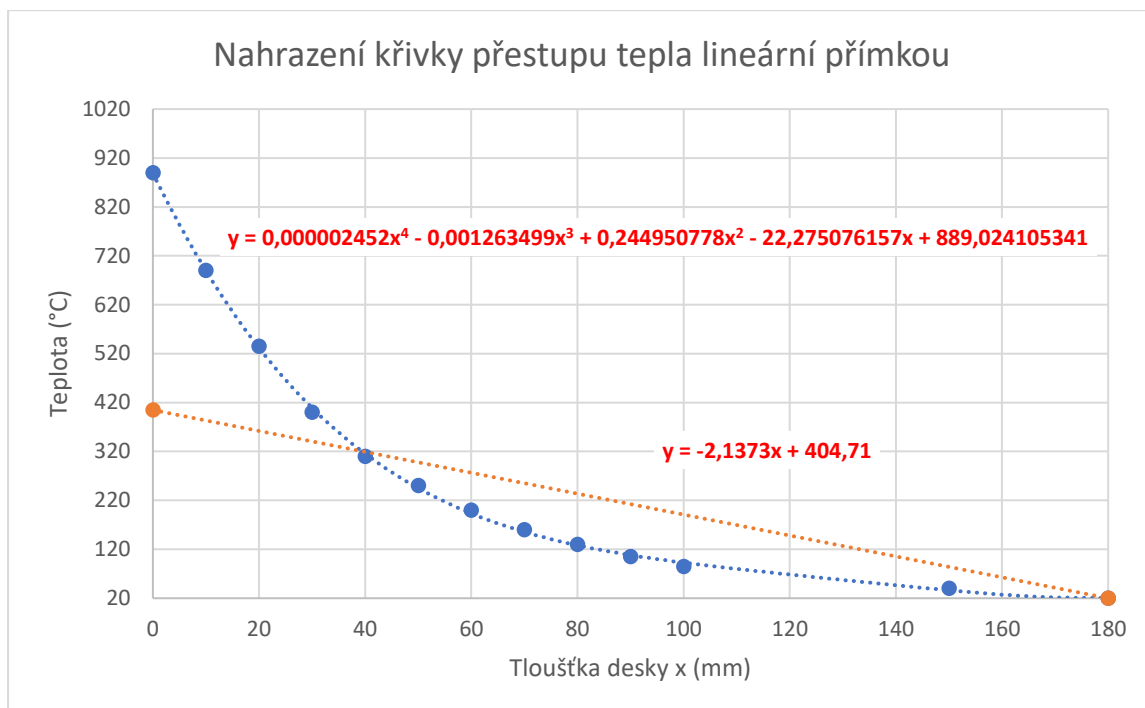
Plocha trojúhelníku se počítá jako:

$$S = \frac{180 \cdot x}{2}$$

$$S = 36\,424$$

$$36\,424 = \frac{180 \cdot x}{2}$$

$$x = 404,71 \text{ °C}$$



Obrázek 5.6: Nahrazení křivky přestupu tepla lineární přímkou

Na obr. 5.6 je křivka přestupu tepla stropní deskou nahrazena lineární přímkou. Jak už bylo avizováno, důvodem bylo zjištění teploty spodního povrchu při přestupu tepla po průřezu lineárně. SCIA dokáže pouze nasimulovat lineární průběh teploty po průřezu. Je nutné také dodat, že tato metoda je velmi zjednodušená a řeší pouze tepelnou roztažnost materiálu. Pokud by se řešila teplota ovlivňující chování výztuže v průřezu, tato metoda by nemohla být v žádném případě použita. Důvodem je dvojnásobný rozdíl teplot na spodním líci stropní desky při křivce a lineárním průběhu. Dále je zanedbána degradace materiálu vlivem požáru a interakce sloupů s požárem.

Požár spadá mezi mimořádná zatížení, a proto je nutné pro výpočet vnitřních sil ve výpočetním modelu vytvořit kombinaci zatížení pro mimořádné návrhové situace. Kombinace dle normy ČSN EN 1991-1-1:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$(\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \dots$ se má vztahovat k příslušné mimořádné návrhové situaci (požár)

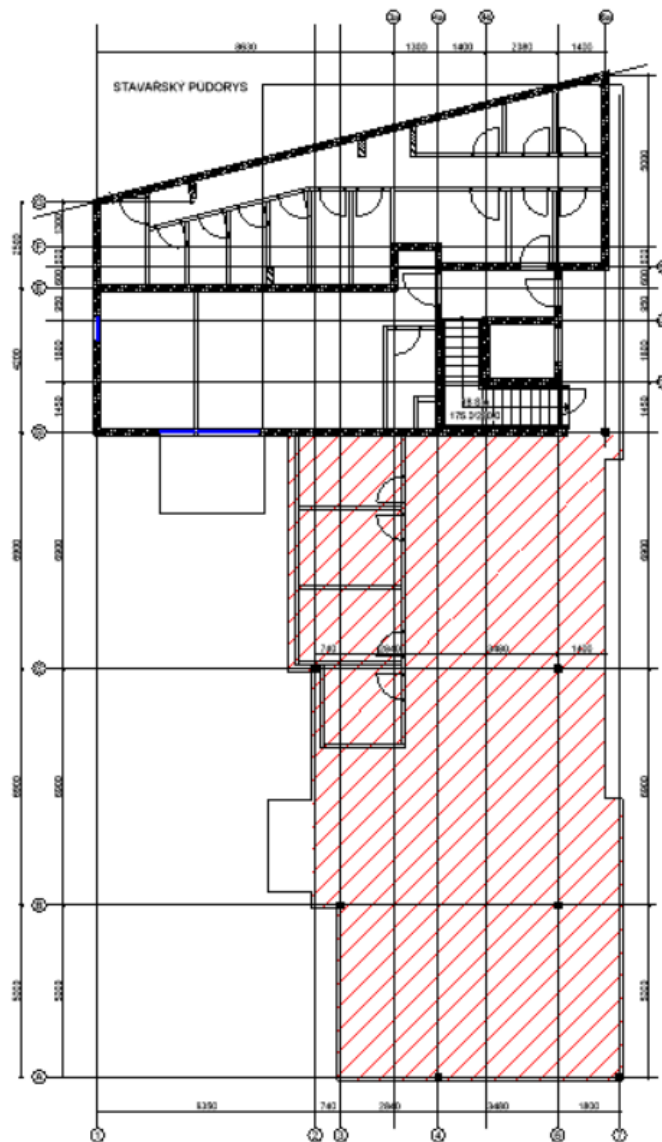
5.1 Analýza vnitřních sil za požáru

Vstupní podmínky:

$$T_{\text{spodní líc}} = 404,71 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\text{horní líc}} = 20,00 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pro zjednodušení problematiky šíření a působení požáru je předpoklad teploty na spodním líci desky pro celou oblast v místě možného parkování automobilů konstantní. Úvaha je extremistická, předpoklad je požár, několika nacházejících se elektromobilů pod úrovní stropní konstrukce 1.PP. Pro ukázkou zatížení požáru je červeně vyšrafovaná oblast, kde je uvažována teplota na spodním líci desky 404,71 °C a na horním líci 20 °C (obr. 5.7).



Obrázek 5.7: Působení teploty na spodním líci stropní desky 1.NP

Důležité je zmínit, že software SCIA engineer, který slouží v této bakalářské práci jako výpočetní model, pracuje na základě lineární analýzy. SCIA zanedbává nelineární chování betonu a trhliny, tudíž dochází k nereálnému chování desky během jejího ohřevu se současným ovlivňováním podpůrných prvků (v tomto případě sloupů). Jinými slovy software předpokládá totožnou tuhost stropní desky při požáru a bez požáru. V reálné situaci, při působení teplotního zatížení, tuhost klesá. Důvodem je změna modulu pružnosti betonu a trhliny betonu. Pro získání reálnějších výsledků, bylo nutné manuálně zredukovat tuhost desky ve SCIE. Při zohlednění různých aspektů lze odhadovat, že hodnota tuhosti stropní desky může klesnout na hodnoty cca 5 % až 20 %. Pro získání konkrétní hodnoty tuhosti stropní desky by byla potřeba podrobnější analýza, která je nad rámec řešení této bakalářské práce. Pro následující výpočty, bude uvažována redukce tuhosti 10 %.

Vnitřní síly

1D vnitřní síly

Hodnoty: **N**

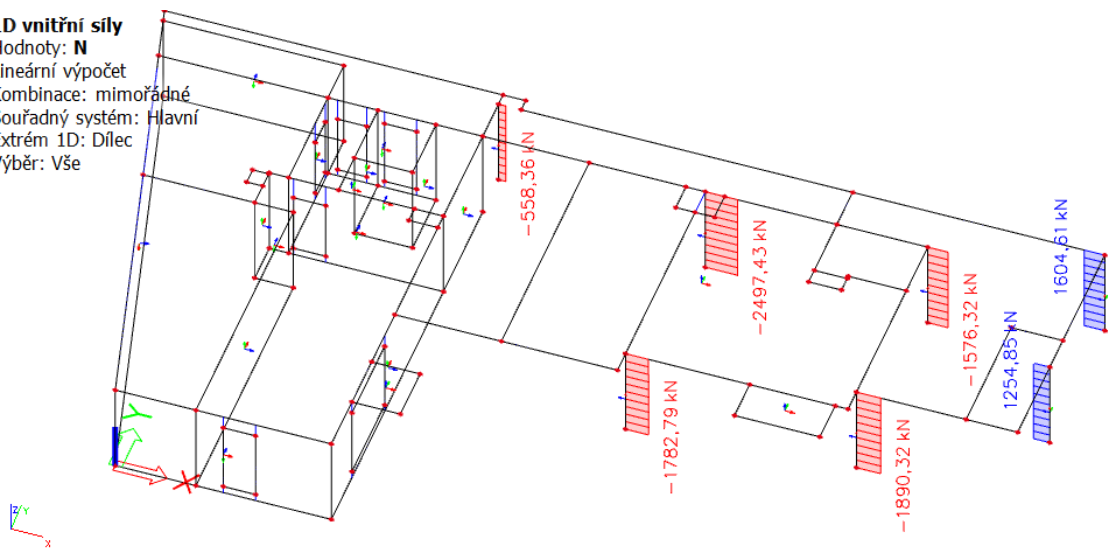
Lineární výpočet

Kombinace: mimořádné

Souřadný systém: Hlavní

Extrém 1D: Dílec

Výběr: Vše



Obrázek 5.8: Normálová síla při kombinaci mimořádného zatížení

1D vnitřní síly

Hodnoty: **M_y**

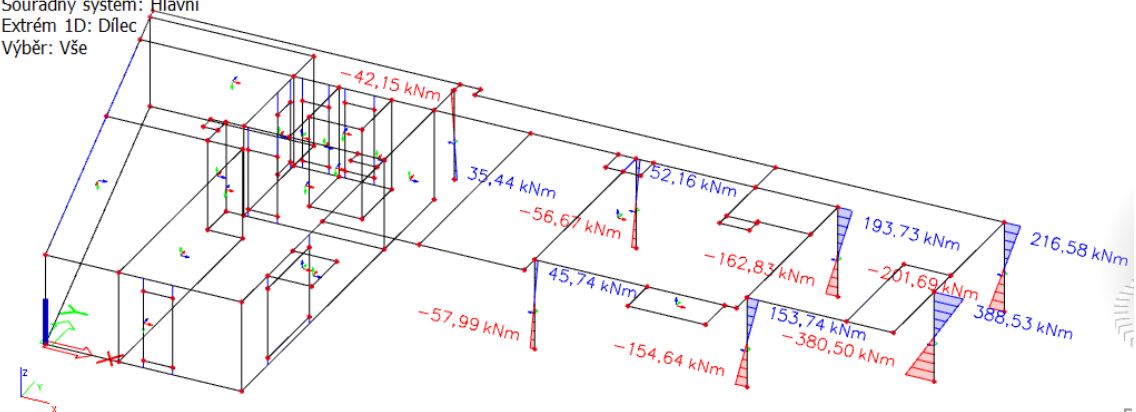
Lineární výpočet

Kombinace: mimořádné

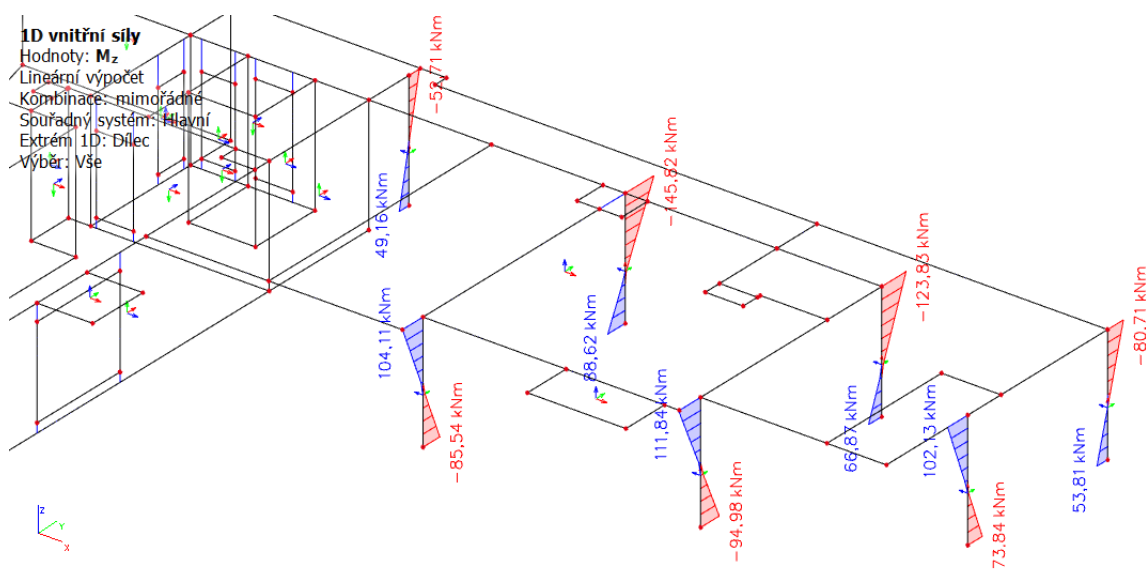
Souřadný systém: Hlavní

Extrém 1D: Dílec

Výběr: Vše



Obrázek 5.9: Ohybový moment M_y při kombinaci mimořádného zatížení



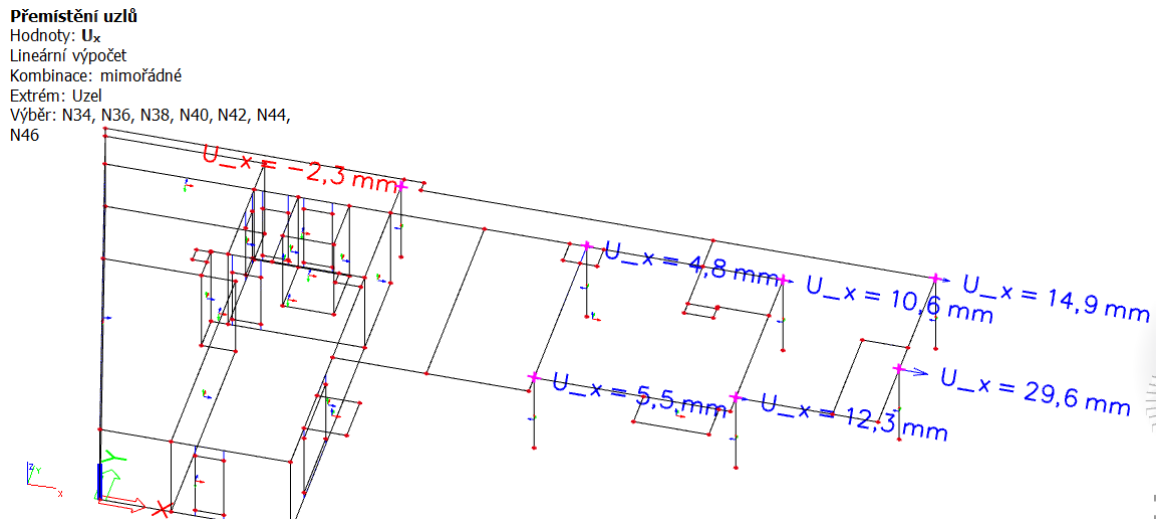
Obrázek 5.10: Ohybový moment M_z při kombinaci mimořádného zatížení

Na první pohled je zřejmé, že teplotní působení požáru na spodní líc stropní desky v 1.NP značně ovlivnilo hodnoty vnitřních sil sloupů. U sloupů S4 a S5 normálové síly nabývají kladných hodnot, tudíž jsou sloupy tažené. Tento jev se bez požáru nevyskytoval, jinak rozdílné hodnoty příliš nenastávají. Vnitřní síly ohybových momentů dosahují desetinásobku hodnot za stavu bez požáru. Rozdílnost ohybových momentů od MSÚ a od mimořádné kombinace bude zřejmě rozhodujícím faktorem při posuzování. Vnitřní síly včetně ohybových momentů prvního řádu jsou prezentovány v tab. 5.1.

Tabulka 5.1: Vnitřní síly při mimořádné kombinaci

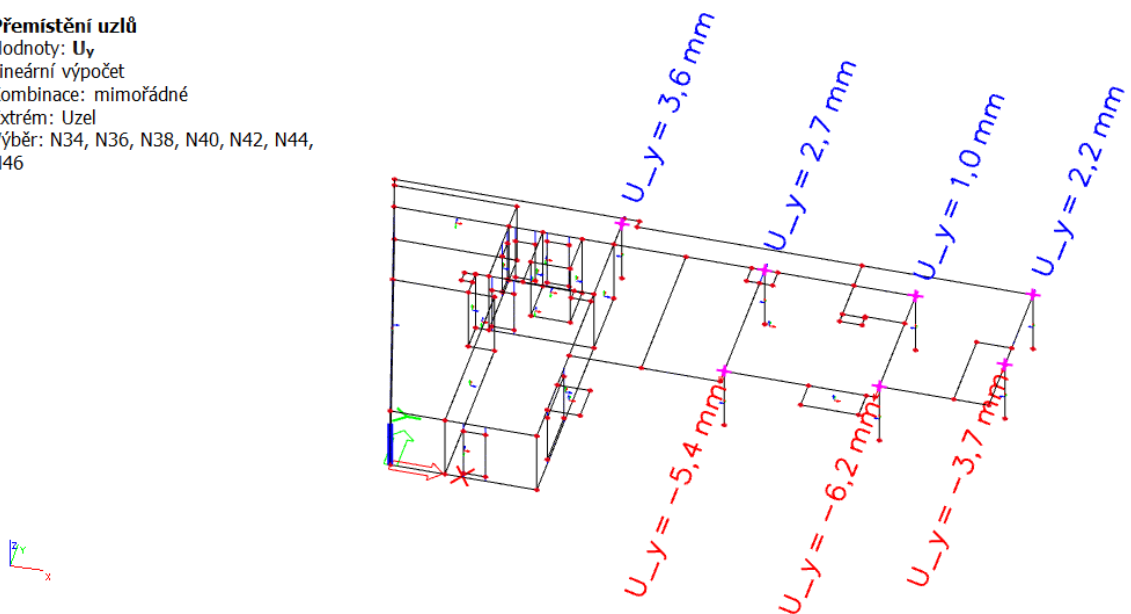
Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
N [kN]		-558,36	-2497,43	-1576,32	1604,61	1254,85	-1890,32	-1782,79
M_y [kNm]	M_{hlava}	-42,15	52,16	193,73	216,58	388,53	153,74	45,74
	M_{pata}	35,44	-56,67	-162,83	-201,69	-380,50	-154,64	-57,99
M_z [kNm]	M_{hlava}	-52,71	-145,82	-123,83	-80,71	102,13	111,84	104,11
	M_{pata}	49,16	88,62	66,87	53,81	-73,84	-94,98	-85,54
θ_o		0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
α_h		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
α_m		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
e_i [m]	e_y [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	e_z [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
M_i [kNm]	M_y	2,14	9,58	6,05	6,16	4,82	7,25	6,84
	M_z	2,14	9,58	6,05	6,16	4,82	7,25	6,84
$M_{o,Edy}$ [kNm]	M_{hlava}	-44,29	61,74	199,78	222,74	393,35	160,99	52,58
	M_{pata}	37,58	-66,25	-168,88	-207,85	-385,32	-161,89	-64,83
$M_{o,Edz}$ [kNm]	M_{hlava}	-54,85	-155,40	-129,88	-86,87	106,95	119,09	110,95
	M_{pata}	51,30	98,20	72,92	59,97	-78,66	-102,23	-92,38

Teplotní zatížení stropní desky vyvolá vodorovné posuny v hlavách sloupů, které vyvodí „extra“ ohybové momenty. Tyto momenty software SCIA opět vlivem lineární analýzy nezapočítává, proto musí být spočteny manuálně. Následně budou připočteny k výsledným ohybovým momentům v patě sloupu v rozhodujícím směru (opačný směr excentricity). Jinak řečeno, v hlavě sloupů je excentricita nulová a v patě sloupů nabývá hodnot vypočítaných ve SCIE, ohybový moment vyvolaný excentricitou od požáru bude započítán na opačnou stranu působení excentricity v patě sloupu.

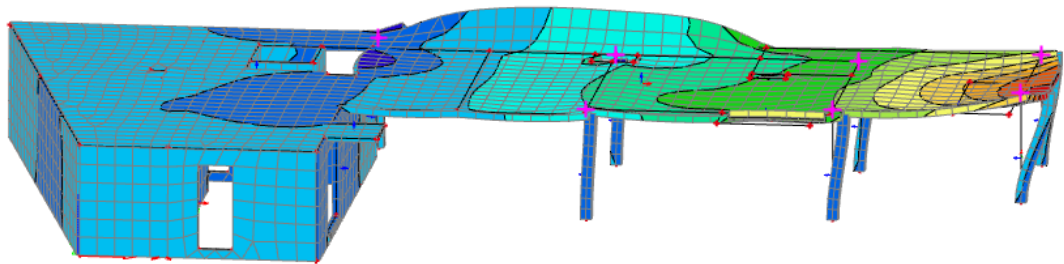


Obrázek 5.11: Posun v uzlu ve směru momentů M_y

Přemístění uzlů
 Hodnoty: U_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: mimořádné
 Extrém: Uzel
 Výběr: N34, N36, N38, N40, N42, N44, N46



Obrázek 5.12: Posun uzlů ve směru momentů M_z



Obrázek 5.13: 3D deformace výpočetního modelu

Tabulka 5.2: Ohybové momenty vyvolané excentricitou

Sloup	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Posun ve směru M_y [m]	0,0023	0,0048	0,0106	0,0149	0,0296	0,0123	0,0055
Posun ve směru M_z [m]	0,0036	0,0027	0,001	0,0022	0,0037	0,0062	0,0054
Normálová síla [kN]	-558,36	-2497,43	-1576,32	1604,61	1254,85	-1890,32	-1782,79
extrý ohybový moment směr M_y [kNm]	1,28	11,99	16,71	-23,91	-37,14	23,25	9,81
extrý ohybový moment směr M_z [kNm]	2,01	6,74	1,58	-3,53	-4,64	11,72	9,63

Jak už bylo zmíněno, ohybové momenty vyvolané excentricitou byly připočteny k ohybovým momentům na patě sloupů v příčném směru. Výsledky v tab. 5.3.

Tabulka 5.3: Ohybové momenty se započítanou excentricitou od požáru

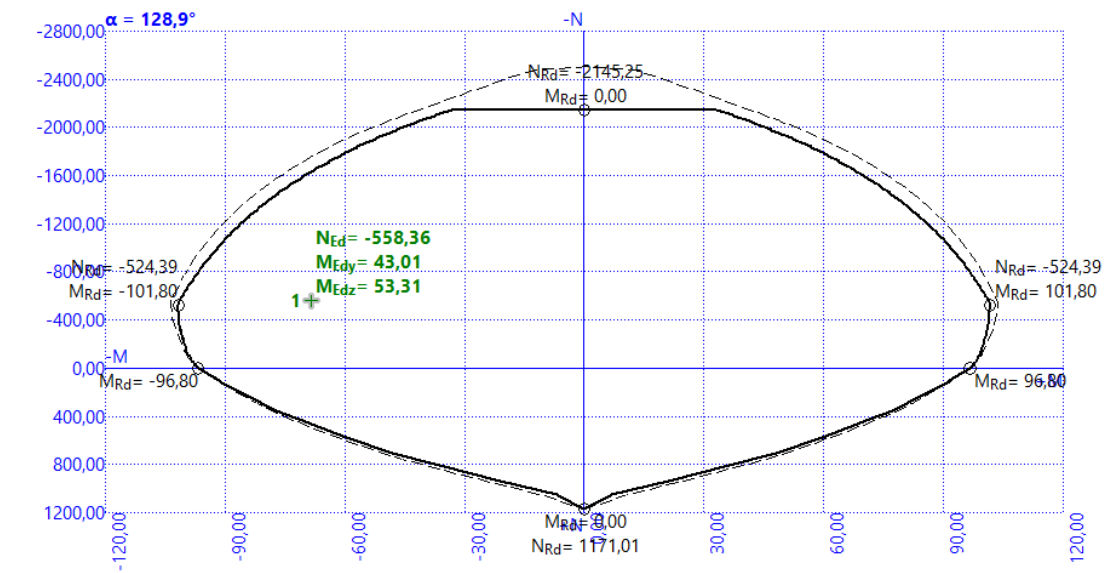
Sloup		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
N [kN]		-558,36	-2497,43	-1576,32	1604,61	1254,85	-1890,32	-1782,79
M_y [kNm]	M_{hlava}	-40,87	40,17	177,02	240,49	425,67	130,49	35,93
	M_{pata}	36,72	-68,66	-179,54	-177,78	-343,36	-177,89	-67,80
M_z [kNm]	M_{hlava}	-50,70	-139,08	-122,25	-84,24	97,49	123,56	113,74
	M_{pata}	51,17	95,36	68,45	50,28	-69,20	-83,26	-75,91
θ_o		0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
α_h		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
α_m		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
e_i [m]	e_y [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	e_z [m]	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
M_i [kNm]	M_y	2,14	9,58	6,05	6,16	4,82	7,25	6,84
	M_z	2,14	9,58	6,05	6,16	4,82	7,25	6,84
$M_{o,Edy}$ [kNm]	M_{hlava}	-43,01	49,76	183,07	246,65	430,49	137,74	42,78
	M_{pata}	38,87	-78,24	-185,59	-183,94	-348,17	-185,15	-74,64
$M_{o,Edz}$ [kNm]	M_{hlava}	-52,84	-148,66	-128,30	-90,40	102,30	130,81	120,58
	M_{pata}	53,31	104,95	74,50	56,44	-74,01	-90,51	-82,75

Výsledné ohybové momenty dle kombinace vizte kapitoly 4.3.3.

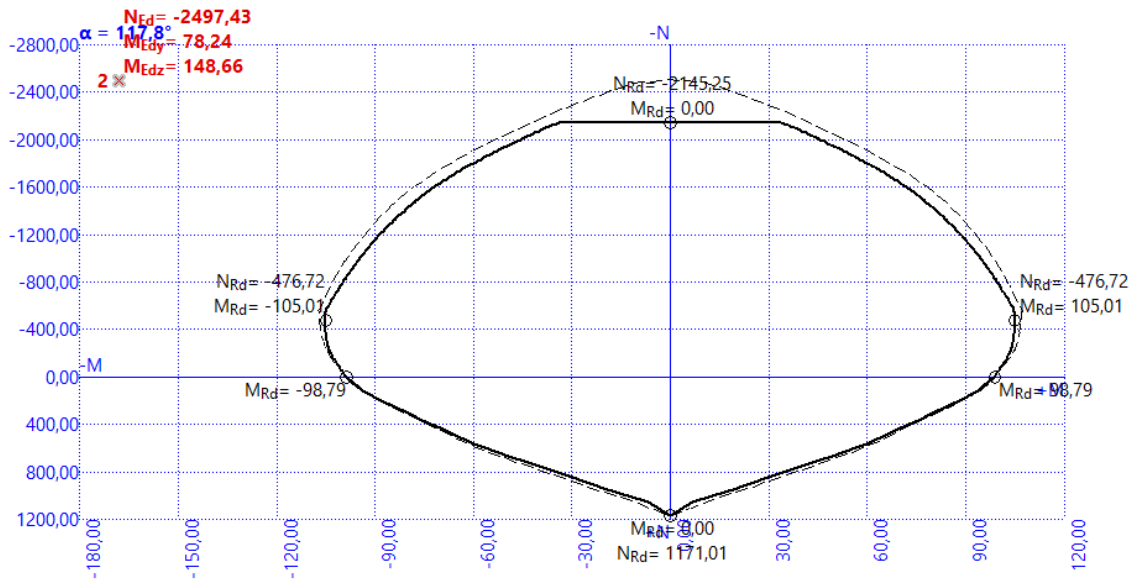
Tabulka 5.4: Výsledné ohybové momenty od požáru

Sloup	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
$M_{o,Edy,01}$ [kNm]	38,87	49,76	183,07	-183,94	-348,17	137,74	42,78
$M_{o,Edy,02}$ [kNm]	-43,01	-78,24	-185,59	246,65	430,49	-185,15	-74,64
absolutní h. M_{oe} [kNm]	10,26	27,04	38,12	74,41	119,02	55,99	27,67
podmínka $> 0,4 * M_{02}$	-17,20	-31,30	-74,24	98,66	172,20	-74,06	-29,85
M_{oe} [kNm]	10,26	27,04	38,12	98,66	172,20	55,99	27,67
M_{Ed} [kNm]	43,01	78,24	185,59	246,65	430,49	185,15	74,64
podmínka $> N_{ed} * \max(h/30; 20 \text{ mm})$	11,17	49,95	31,53	-32,09	-25,10	37,81	35,66
finální M_{Edy} [kNm]	43,01	78,24	185,59	246,65	430,49	185,15	74,64
$M_{o,Edz,01}$ [kNm]	-52,84	104,95	74,50	56,44	-74,01	-90,51	-82,75
$M_{o,Edz,02}$ [kNm]	53,31	-148,66	-128,30	-90,40	102,30	130,81	120,58
absolutní h. M_{oe} [kNm]	10,85	47,22	47,18	31,66	31,78	42,28	39,25
podmínka $> 0,4 * M_{02}$	21,33	-59,46	-51,32	-36,16	40,92	52,33	48,23
M_{oe} [kNm]	21,33	47,22	47,18	31,66	40,92	52,33	48,23
M_{Ed} [kNm]	53,31	148,66	128,30	90,40	102,30	130,81	120,58
podmínka $> N_{ed} * \max(h/30; 20 \text{ mm})$	11,17	49,95	31,53	-32,09	-25,10	37,81	35,66
finální M_{Edz} [kNm]	53,31	148,66	128,30	90,40	102,30	130,81	120,58

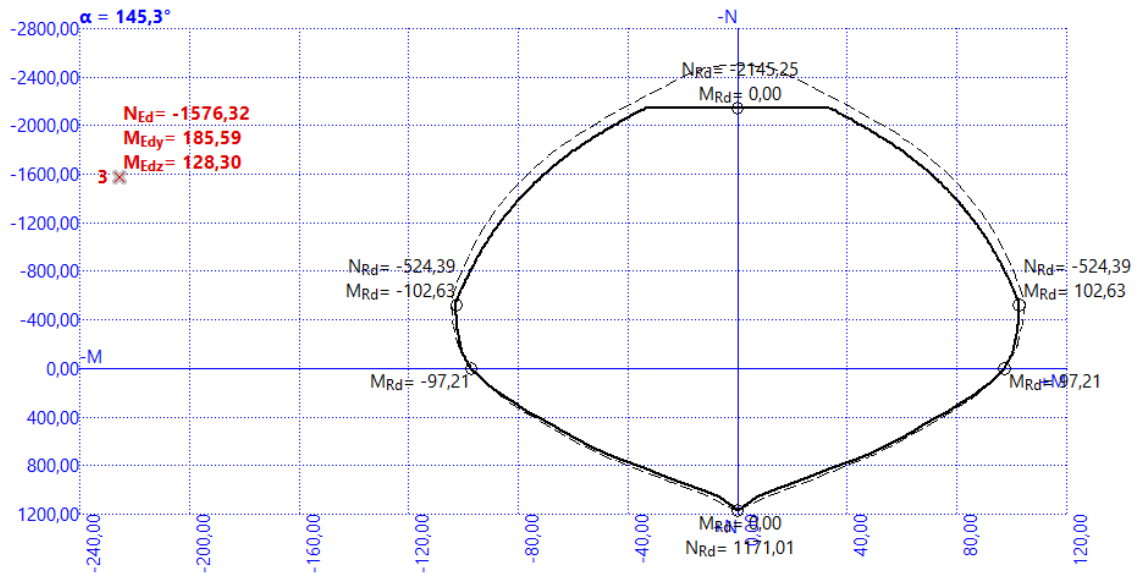
Posouzení jednotlivých sloupů bude provedeno stejným způsobem jako v kapitole 4.3.6, tzn. pouze již s programem FIN EC – 2023 BETON.



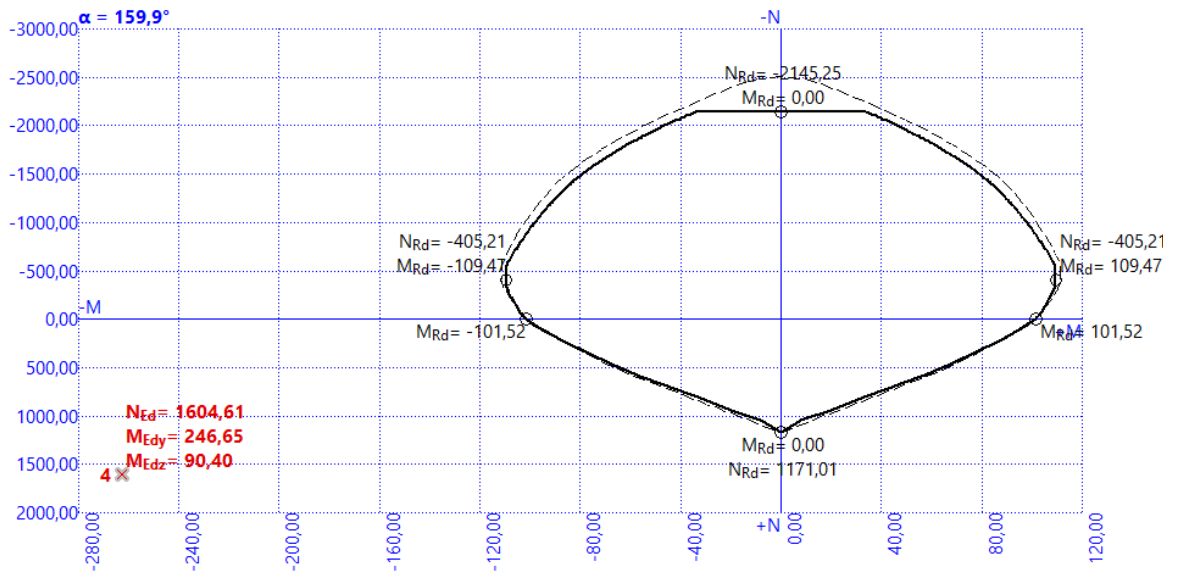
Obrázek 5.14: Posouzení sloup S1



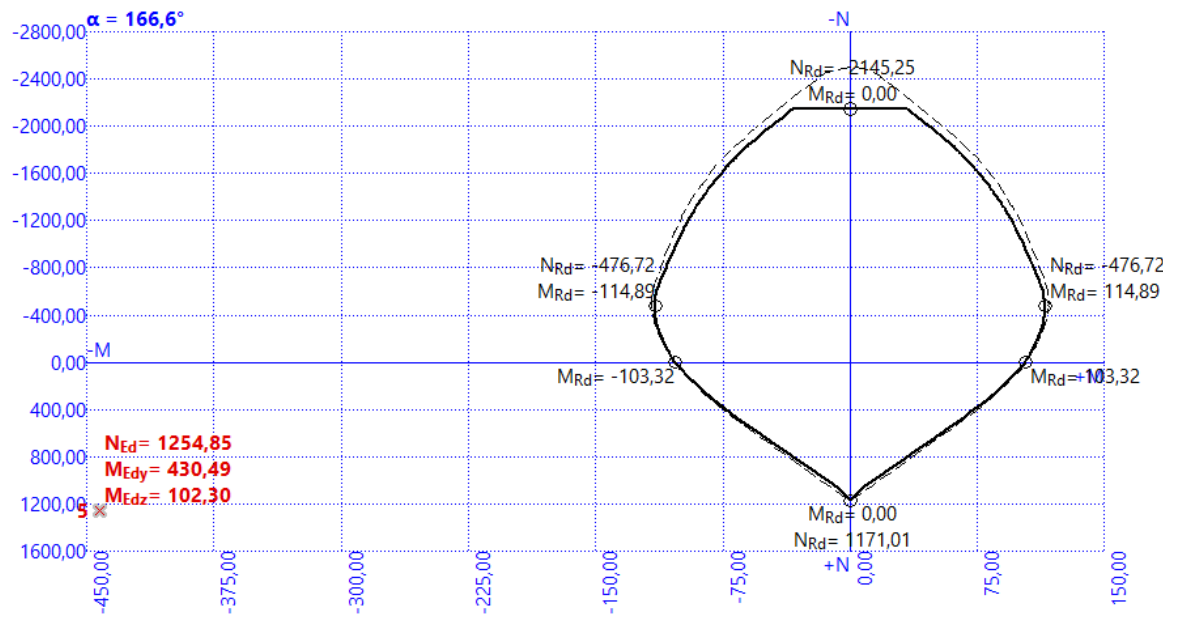
Obrázek 5.15: Posouzení sloupu S2



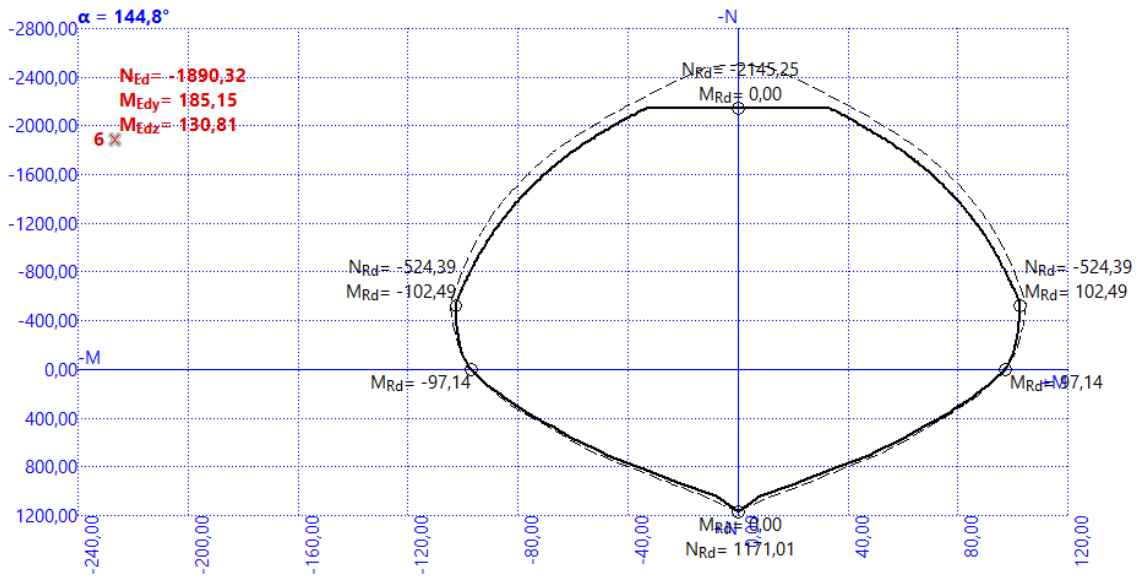
Obrázek 5.16: Posouzení sloupu S3



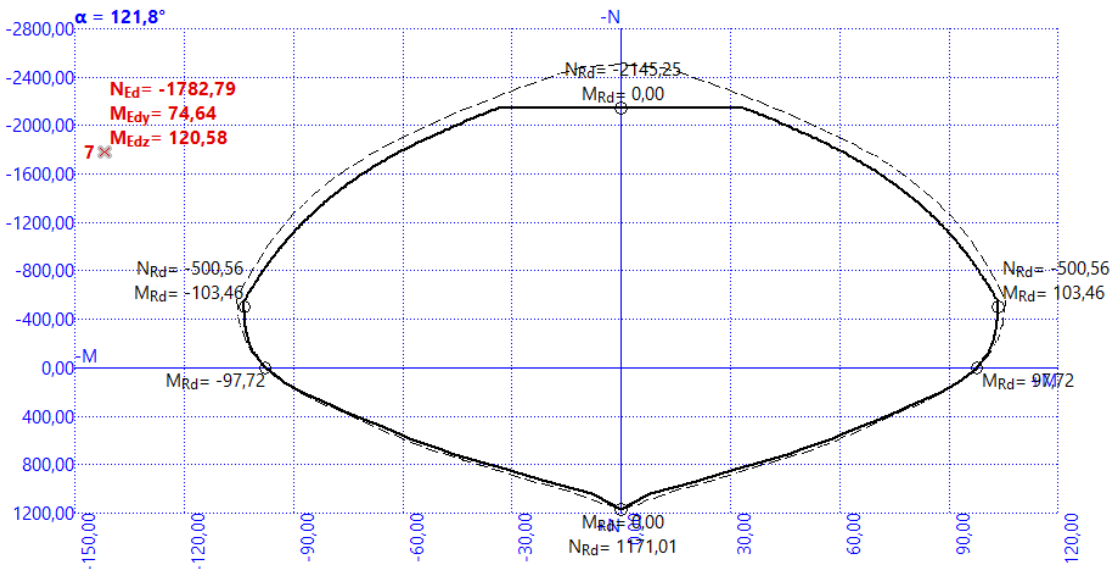
Obrázek 5.17: Posouzení sloupu S4



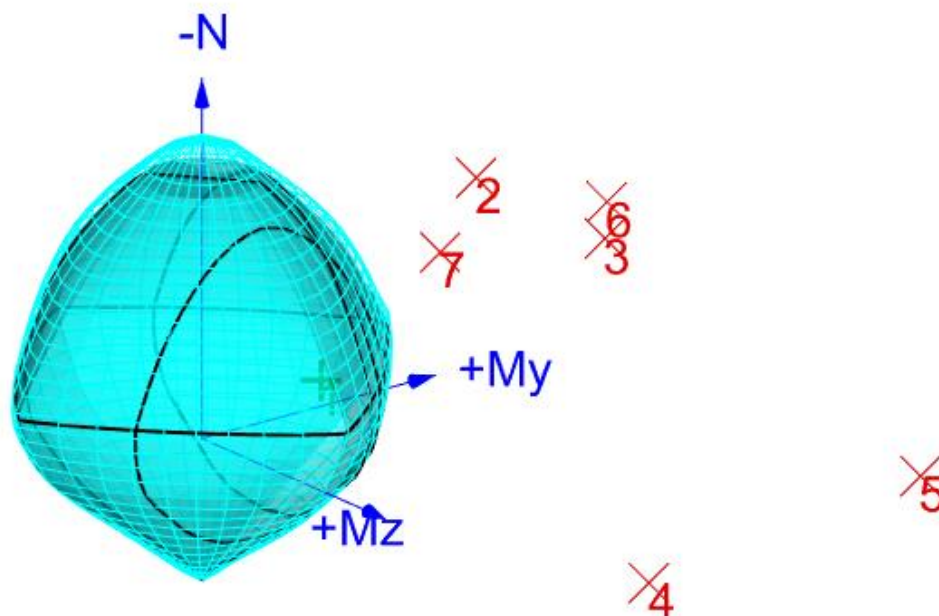
Obrázek 5.18: Posouzení sloupu S5



Obrázek 5.19: Posouzení sloupy S6



Obrázek 5.20: Posouzení sloupy S7



Obrázek 5.21: 3D interakční diagram posouzení

Z obrázků 5.14 až 5.21 je jasné, že vyhoví pouze sloup S1, protože se nachází uvnitř interakčního diagramu. Další posuzování sloupů není potřeba.

Výztuž $8 \phi 20 \text{ mm}$ ($A_{s,prov} = 2513 \text{ mm}^2$) navržená pro kombinaci mezního stavu únosnosti nevyhoví za mimořádného zatížení, a to konkrétně požáru. Je nutné nové navrzení podélné výztuže a následné posouzení.

5.2 Návrh výztuže na požár

Návrh výztuže bude rozdělen na dvě části. Návrh výztuže tlačných sloupů a tažených sloupů. Nejprve bude proveden návrh tlačných sloupů (sloup S1, S2, S3, S6, S7) a poté návrh tažené výztuže (sloup S4 a S5).

5.2.1 Návrh tlačných sloupů

Největší ohybový moment, který působí na tlačný sloup, je *finální* $M_{Ed} = 185,59 \text{ kNm}$ (vizte tabulku 5.4) zatěžující sloup S3. Největší tlačná normálová síla je $N_{Ed} = 2497,43 \text{ kN}$ (vizte tabulku 5.3) zatěžující sloup S2.

Podélná výztuž ... $\phi_s = 25 \text{ mm}$

Třmínky výztuž ... $\phi_{tr} = 10 \text{ mm}$

$$d_1 = d_2 \quad \dots \quad d_1 = d_2 = c + \phi_{tr} + \frac{\phi_s}{2} = 35 + 10 + \frac{25}{2} = 57,5 \text{ mm}$$

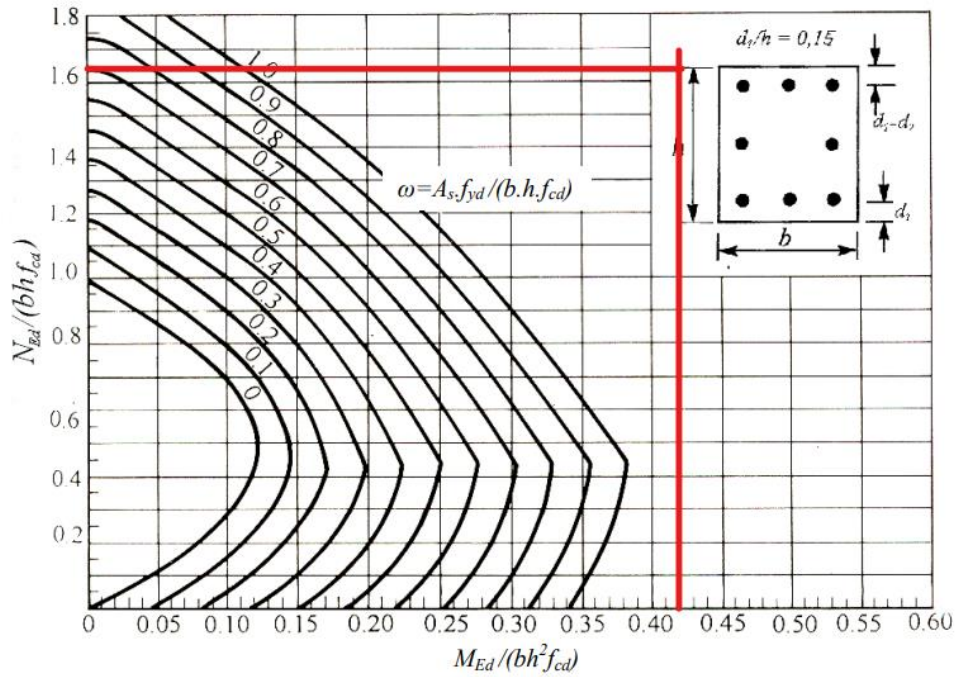
$$\frac{d_1}{h} = \frac{57,5}{300} = 0,19 \quad \dots \text{výběr nomogramu}$$

Beton ... C25/30

Výztuž ... B 500 B

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad \nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \overrightarrow{\text{nomogram}} \quad \omega \in \langle 0; 1 \rangle$$

$$\mu = \frac{185,59 \cdot 10^6}{300 \cdot 300^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,42 \quad \nu = \frac{2497,43 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}} = 1,66 \quad \omega = 0 \text{ (obr. 5.22)}$$



Obrázek 5.22: Nomogram 12.6; $\omega = 0$

Z nomogramu výše je patrné, že musíme zvětšit rozměry průřezu sloupu.

Rozměr sloupu ... $A_C = 350 \times 350 \text{ mm}$

$d_1 = d_2$... $d_1 = d_2 = c + \phi_{tř.} - \frac{\phi_s}{2} = 35 + 10 + \frac{25}{2} = 57,5 \text{ mm}$

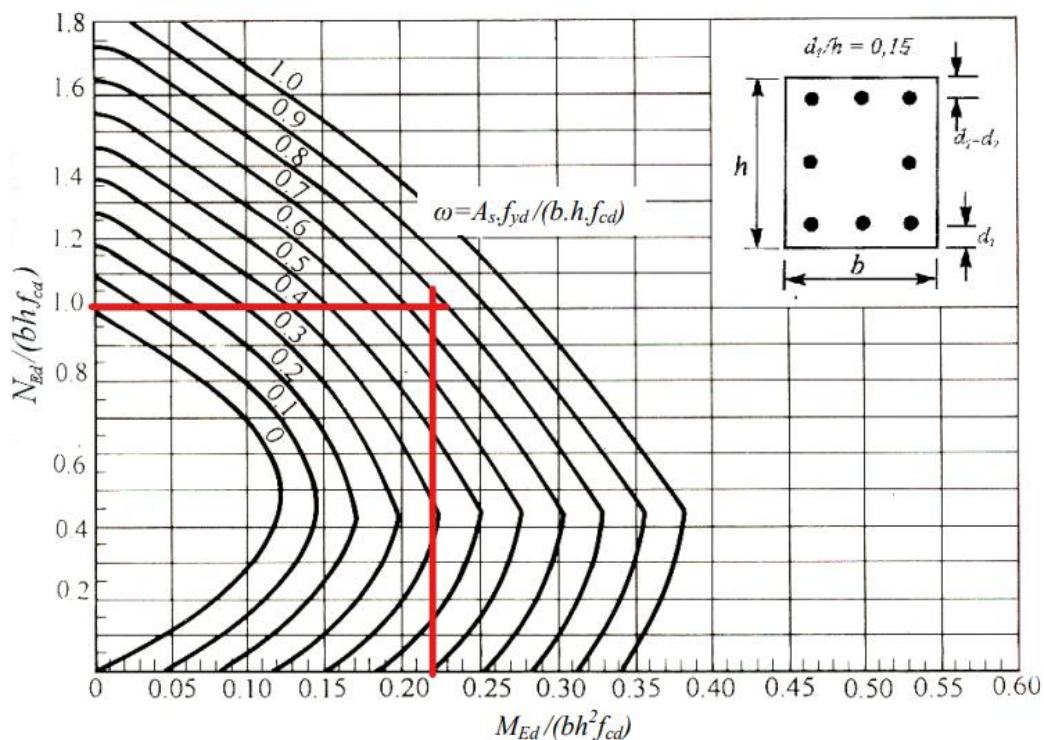
$\frac{d_1}{h} = \frac{57,5}{350} = 0,16$... výběr nomogramu

Beton ... C30/37 -> zvýšení pevnosti betonu

Výztuž ... B 500 B

$$\mu = \frac{185,59 \cdot 10^6}{350 \cdot 350^2 \cdot \frac{30}{1,5}} = 0,22 \quad \nu = \frac{2497,43 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot \frac{30}{1,5}} = 1,02 \quad \omega = 0,8 \text{ (obr. 5.23)}$$

Nomogram 12.6



Obrázek 5.23 Nomogram 12.6; $\omega = 0,8$

- Potřebná výztuž sloupu

$$A_{s,rqd,1} = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,rqd,1} = \frac{0,8 \cdot 350 \cdot 350 \cdot \frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}}$$

$$A_{s,rqd,1} = \mathbf{4508 \text{ mm}^2}$$

Předpoklad dostředného tlaku

$$A_{s,rqd,2} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s,rqd,2} = \frac{2497,43 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 350 \cdot 350 \cdot \frac{30}{1,5}}{400}$$

$$A_{s,rqd,2} = \mathbf{1343,58 \text{ mm}^2}$$

Pro návrh výztuže je uvažovaná větší z hodnot $A_{s,rqd,1}$ a $A_{s,rqd,2}$

$$A_{s,rqd} = \mathbf{4508 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{4508}{\pi \cdot 12,5^2} = 9,18 \rightarrow 12 \text{ prutů}$$

$$A_{s,prov} = 12 \cdot \pi \cdot 12,5^2 = \mathbf{5890,48 \text{ mm}^2}$$

- Ověření konstrukčních zásad

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right)$$

$$5891 \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{2497,43 \cdot 10^3}{434,8}; 0,002 \cdot 350 \cdot 350\right)$$

$$5891 \geq A_{s,min} = \max(574,39; 245)$$

$$5891 \geq 574,39$$

VYHOVUJE

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$$2513 \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot 350 \cdot 350$$

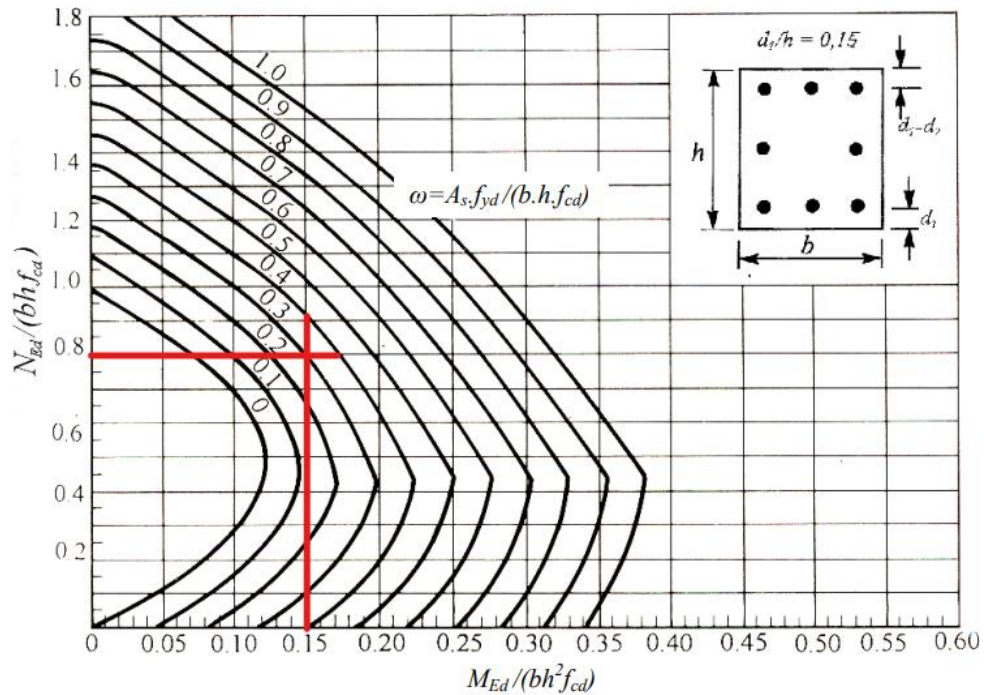
$$5891 \leq 4900$$

NEVYHOVUJE -> zvětšit průřez sloupu

Rozměr sloupu	... $A_c = 400 \times 400 \text{ mm}$ (zvětšení průřezu)
$d_1 = d_2$... $d_1 = d_2 = c + \phi_{tř.} - \frac{\phi_s}{2} = 35 + 10 + \frac{25}{2} = 57,5 \text{ mm}$
$\frac{d_1}{h} = \frac{57,5}{400} = 0,14$... výběr nomogramu
Beton	... C30/37
Výztuž	... B 500 B

$$\mu = \frac{185,59 \cdot 10^6}{400 \cdot 400^2 \cdot \frac{30}{1,5}} = 0,15 \quad \nu = \frac{2497,43 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5}} = 0,78 \quad \omega = 0,3 \text{ (obr. 5.24)}$$

Nomogram 12.6



Obrázek 5.24: Nomogram 12.6; $\omega = 0,3$

- Potřebná výztuž sloupu

$$A_{s,rqd,1} = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,rqd,1} = \frac{0,3 \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5}}{\frac{500}{1,15}}$$

$$A_{s,rqd,1} = \mathbf{2208 \text{ mm}^2}$$

Předpoklad dostředného tlaku

$$A_{s,rqd,2} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s,rqd,2} = \frac{2497,43 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 400 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1,5}}{400}$$

$$A_{s,rqd,2} = \mathbf{-156,43 \text{ mm}^2}$$

Pro návrh výztuže je uvažovaná větší z hodnot $A_{s,rqd,1}$ a $A_{s,rqd,2}$

$$A_{s,rqd} = \mathbf{2208 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{2208}{\pi \cdot 12,5^2} = 4,5 \rightarrow 8 \text{ prutů}$$

$$A_{s,prov} = 8 \cdot \pi \cdot 12,5^2 = 3926,99 \text{ mm}^2$$

- Ověření konstrukčních zásad

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right)$$

$$3927 \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{2497,43 \cdot 10^3}{434,8}; 0,002 \cdot 400 \cdot 400\right)$$

$$3927 \geq A_{s,min} = \max(574,39; 320)$$

$$3927 \geq 574,39$$

VYHOVUJE

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$$3927 \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot 400 \cdot 400$$

$$5891 \leq 6400$$

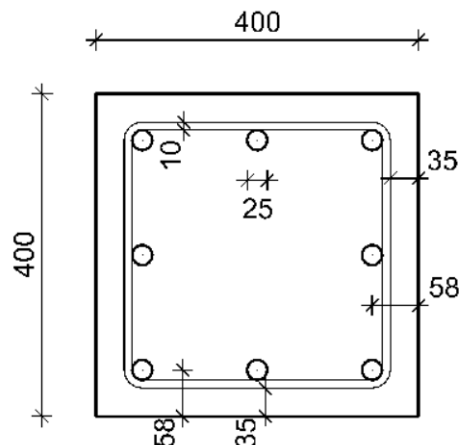
VYHOVUJE

$$\phi_s \geq 12 \text{ mm}$$

$$25 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}$$

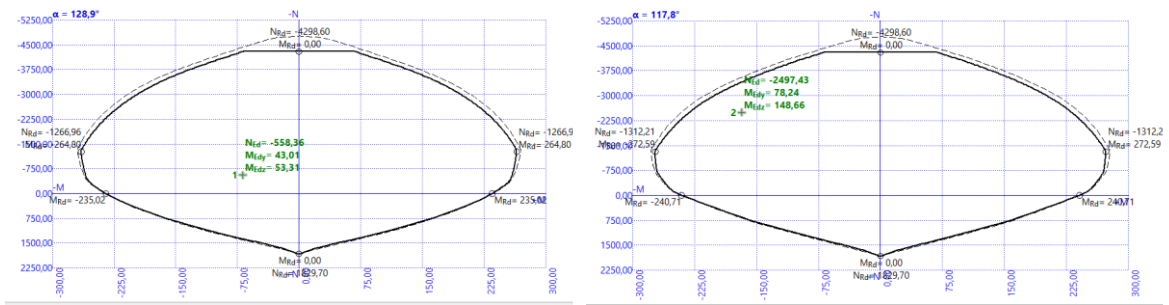
VYHOVUJE

TLAČENÉ SLOUPY - NÁVRH: 8 ϕ 25 mm ($A_{s,prov} = 3927\text{mm}^2$)

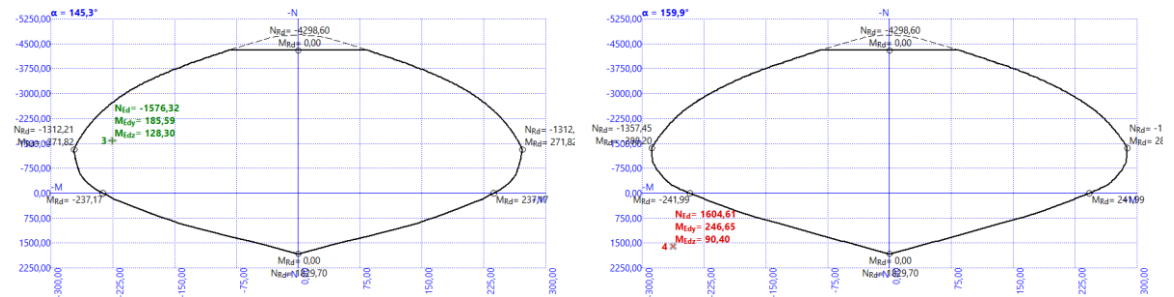


Obrázek 5.25: Schéma průřezu tlačených sloupů

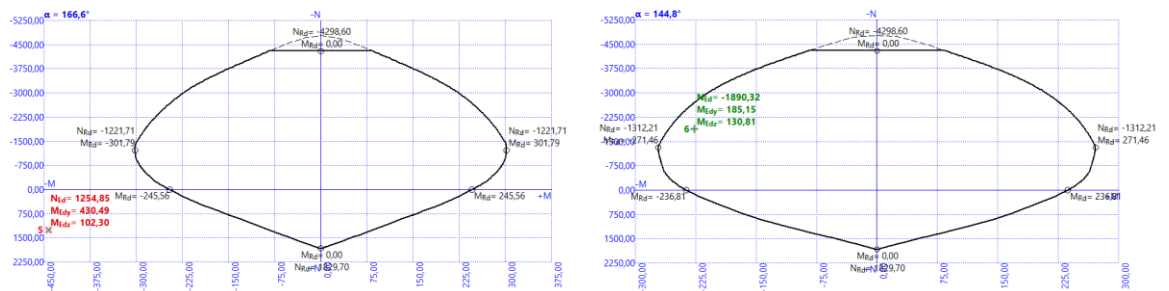
Posouzení tlačných sloupů



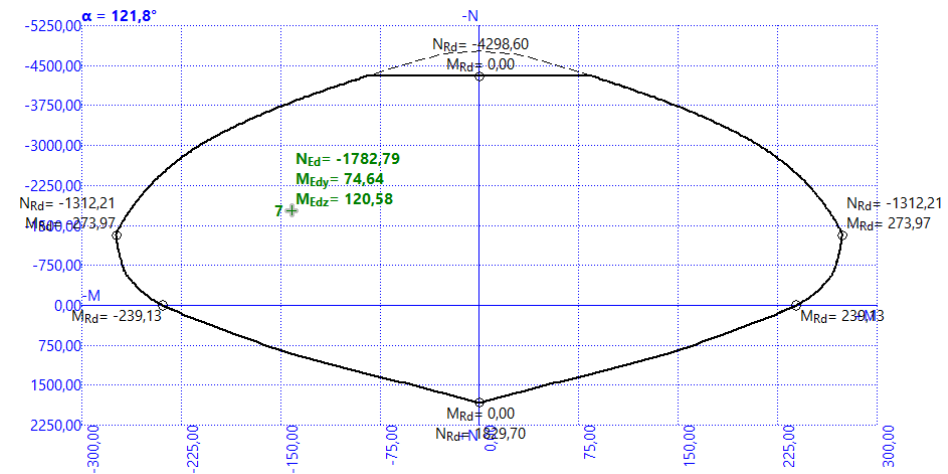
Obrázek 5.26: Sloup S1 (vlevo) a sloup S2 (vpravo)



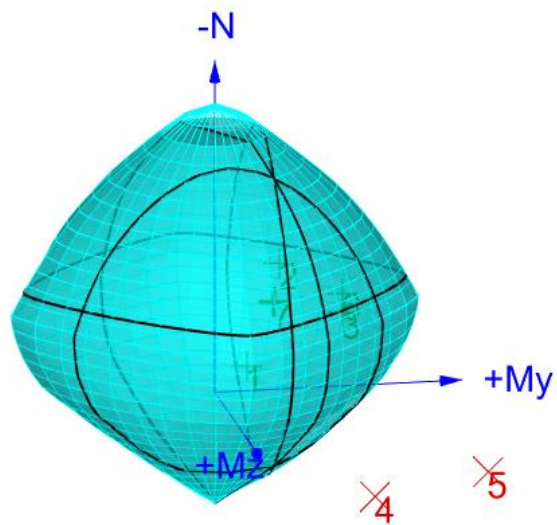
Obrázek 5.27: Sloup S3 (vlevo) a sloup S4 (vpravo)



Obrázek 5.28: Sloup S5 (vlevo) a sloup S6 (vpravo)



Obrázek 5.29: Sloup S7



Obrázek 5.30: 3D interakční diagram sloup 400 x 400 mm

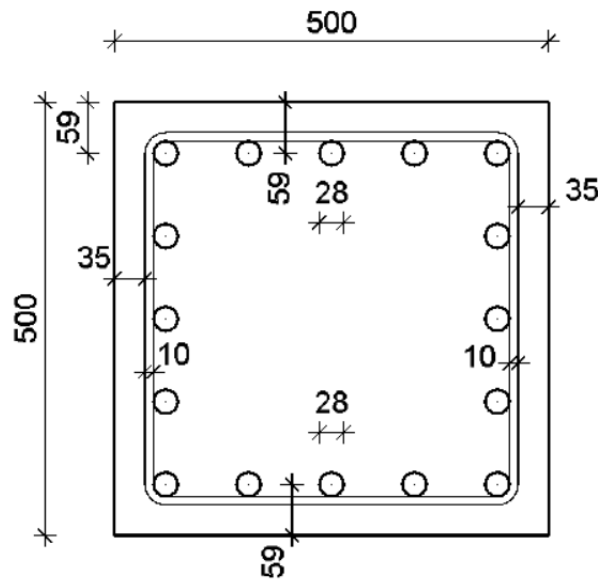
Obrázky 5.26 až 5.30 jasně dokazují, že navržená výztuž pro tlačené sloupy (S1, S2, S3, S6, S7) vyhovuje, protože se sloupy nachází uvnitř interakčního diagramu. Byly také pro ukázkou přidány do interakčního diagramu tlačných sloupů, sloup S4 a S5, které jsou vlivem deformace konstrukce tažené. Je zřetelné, že sloupy s takovým to vyztužením nevyhovují a musejí se extra vyztužit.

Výkres sloupů S1, S2, S3, S6, S7 za požáru, se nachází v příloze této bakalářské práce.

5.2.2 Návrh tažených sloupů

Jak už bylo zmíněno, sloupy S4 a S5 dle interakčních diagramů nevyhoví, proto je potřeba navrhnout jejich vyztužení. Největší tažená normálová síla je $N_{Ed} = 1604,61 \text{ kN}$ (vizte tabulku 5.3) zatěžující sloup S4 a největší ohybový moment je *finální* $M_{Ed} = 185,59 \text{ kNm}$ (vizte tabulku 5.4) zatěžující sloup S5. Pro návrh, bude uvažována jejich kombinace.

Navržení sloupů S4 a S5 proběhlo již dle softwaru FIN EC – 2023 BETON:



Obrázek 5.31: Navržení sloupů S4 a S5 dle FIN CZ

Rozměr sloupu ... $A_c = 500 \times 500 \text{ mm}$

Beton ... C30/37

Výztuž ... B 500 B

NÁVRH: 16 ϕ 28 mm ($A_{s,prov} = 9852 \text{ mm}^2$)

- Ověření konstrukčních zásad

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c\right)$$

$$9852 \geq A_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{1604,61 \cdot 10^3}{434,8}; 0,002 \cdot 500 \cdot 500\right)$$

$$9852 \geq A_{s,min} = \max(369,04; 500)$$

$$9852 \geq 500$$

VYHOVUJE

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

$$3927 \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot 500 \cdot 500$$

$$9852 \leq 10000$$

VYHOVUJE

$$\phi_s \geq 12 \text{ mm}$$

$$28 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

- Minimální vzdálenost prutů

$$\max(1,2 \cdot \phi; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

D_{max} ... 4 až 8 mm (maximální frakce kameniva)

$$S_{max} \max(1,2 \cdot 28; 8 + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$S_{max} \max(33,6; 13; 20 \text{ mm})$$

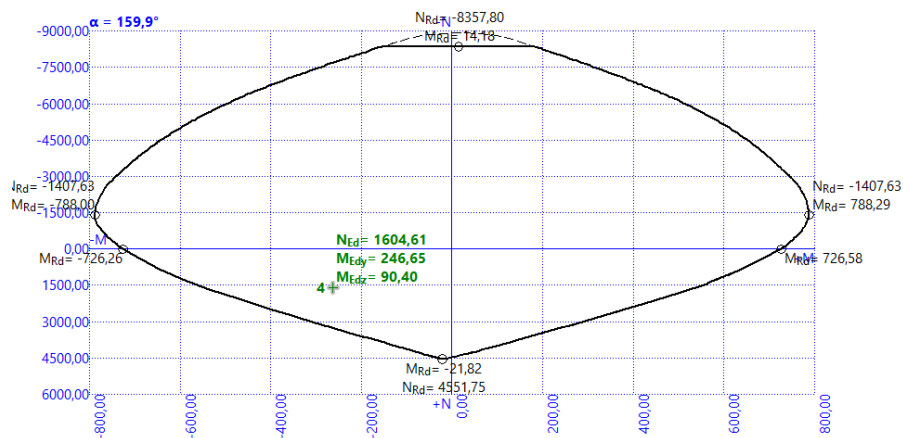
$$S_{max} = 33,6 \text{ mm} \leq 67,5 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

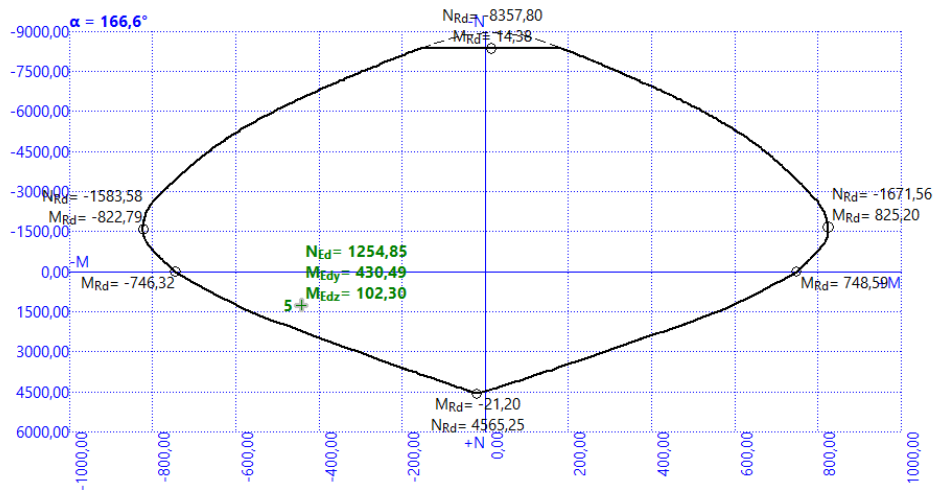
TAŽENÉ SLOUPY (S4 a S5) - NÁVRH: 16 ϕ 28 mm ($A_{s,prov} = 9852\text{mm}^2$)

Posouzení tažených sloupů

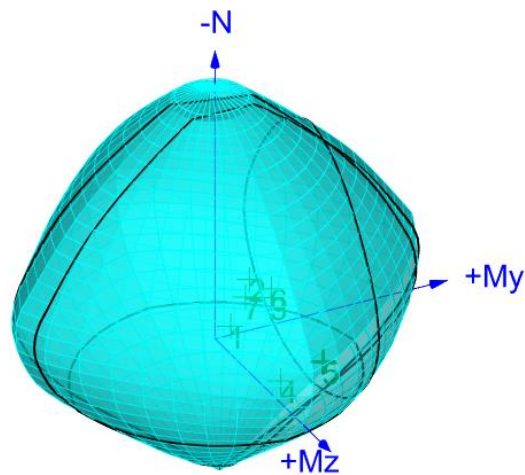
V této kapitole budou posouzeny sloupy S4 a S5, které musely být extra vyztuženy z důvodu velkého ohybového namáhání a tažené normálové síly. Posouzení opět proběhne pomocí programu FIN EC – 2023 BETON.



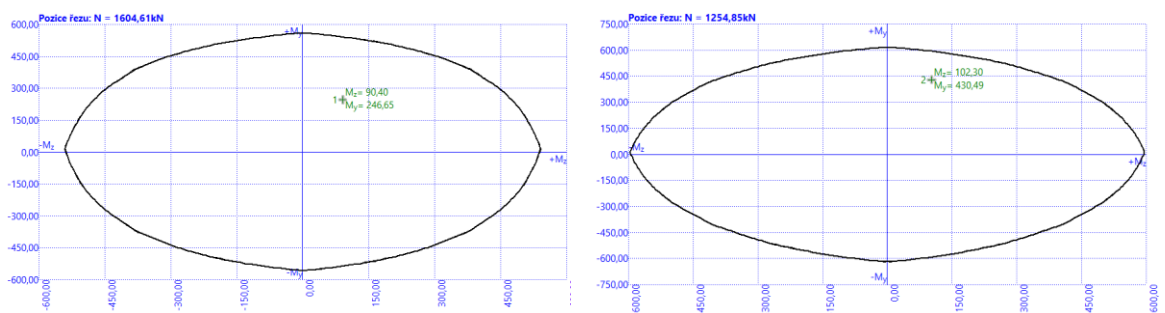
Obrázek 5.32: Posouzení sloupu S4



Obrázek 5.33: Posouzení sloupu S5



Obrázek 5.34: 3D interakční diagram kde bod 4 a 5 se nachází uvnitř diagramu



Obrázek 5.35: Posouzení dvousóého namáhání sloup S4 (vlevo) a sloup S5 (vpravo)

Je opět patrné, že sloup vyhoví, protože se nachází uvnitř interakčního diagramu.

Výkres sloupu S4 a S5 za požáru, se nachází v přílohové části této bakalářské práce.

6 Porovnání výsledků

Návrh výztuže pro mezní stav únosnosti:

NÁVRH: 8 ϕ 20 mm ($A_{s,prov} = 2513 \text{ mm}^2$)

Návrh výztuže pro mimořádnou situaci – požár:

- tlačené sloupy dle obr. 5.8:

NÁVRH: 8 ϕ 25 mm ($A_{s,prov} = 3927 \text{ mm}^2$)

- tažené sloupy dle obr. 5.8:

NÁVRH: 16 ϕ 28 mm ($A_{s,prov} = 9852 \text{ mm}^2$)

Závěr

Cílem této bakalářské práce bylo učinit závěr, zda podrobně navržené vyztužení sloupů od kombinace mezního stavu únosnosti dokáže odolat účinkům požáru od elektromobilů působícího na spodní líc stropní desky v 1.NP. Konstrukce, která byla vystavena požáru, je již zrealizovaná obytná bytová budova nacházející se v Radotíně v Praze.

V počátku této práce nastalo zkoumání vnitřních sil v již vytvořeném globálním výpočetním modelu v programu SCIA Engineer. Ze softwaru byly získány vnitřní síly působící na sloupů od kombinace MSÚ. V tomto případě kalkulovala SCIA Engineer na základě lineární analýzy, tudíž program zanedbává nelineární chování betonu, trhliny a počáteční imperfekce. Na základě tohoto předpokladu bylo nutné zjistit štíhlostní kritérium pro osamělé prvky. Ověřením štíhlosti sloupu se prokázalo, že lze zanedbat účinky druhého řádu. Při výpočtu byla zohledněna pouze počáteční imperfekce, která s ohledem na nízké ohybové momenty získané lineární analýzou měla klíčovou roli.

Po určení nejvíce namáhaného sloupu nastal manuální výpočet požadované podélné výztuže sloupů pomocí nomogramů a ověření veškerých konstrukčních zásad dle normy ČSN EN. Veškeré posuzování výztuže v této bakalářské práci bylo učiněno pomocí programu FIN EC – 2023 BETON. Správnost výsledků byla podložena i vlastním ručním výpočtem bodů interakčního diagramu a byly vloženy do softwaru FIN, kde body jasně kopírovaly křivku průběhu únosnosti průřezu vytvořené programem FIN. Závěrem podrobného výpočtu je konkrétní navržení vyztužení sloupů na MSÚ, posouzení dvouosého namáhání a zkoumání vnitřních sil nacházejících se uvnitř interakčního diagramu průřezu.

Následně nastalo zjednodušené modelování ohřevu konstrukce od požáru ve SCIE Engineer. Ve výpočetním modelu bylo nutné přidat nový zatěžovací stav od požáru, konkrétně teplotu na spodním povrchu stropní desky a mimořádnou kombinaci. Teplotní namáhání bylo stanoveno pomocí normové teplotní křivky pro odolnost konstrukce 60 minut. Je známo, že přestup tepla po průřezu desky je nelineární, ovšem SCIA Engineer tento předpoklad zohledňovat neumí. Skutečný nelineární průběh teploty po výšce průřezu stropní desky byl při analýze nahrazen lineárním průběhem, který software umožňoval vymodelovat. Je důležité podotknout, že tento postup je velmi zjednodušený a ne příliš přesný, nicméně z důvodu omezených znalostí teorie požáru to bylo nejlepší možné řešení. Poté byly z výpočetního modelu získány vnitřní síly, jejichž hodnoty byly enormní, důvodem byl opět způsob analýzy. Docházelo k nelineárnímu chování desky a ovlivnění podpůrných prvků. Příčinou byla stejná tuhost během ohřevu jako v okamžiku, kdy není vystavena teplotnímu zatížení, tudíž bylo nutné odhadem manuálně zredukovat tuhost desky na cca 10 %. Redukce zohledňuje modifikace tuhosti 2D, konkrétně osovou a ohybovou tuhost.

K výsledným ohybovým momentům byly připočteny ohybové momenty způsobené zvýšenou excentricitou vlivem tepelné roztažnosti desky. Výsledné vnitřní síly od požáru, byly vloženy do programu FIN EC – 2023 BETON, kde byl již navržený průřez pro MSÚ. V tento moment nastal proces ověřování a došlo k překvapivému závěru. Šest posuzovaných sloupů ze sedmi nevyhovělo, protože vložené vnitřní síly do softwaru, byly mimo interakční diagram.

Výsledkem této bakalářské práce je zjištění, že je nutné buď obytnou budovu ochránit před účinkem požáru, například pomocí sprinklerů, hasících přístrojů či detektorů kouře, jejichž účelem je zamezení vzniku či rozšíření požáru nebo navrhnout vyztužení a rozměr sloupů takovým způsobem, aby účinkům požáru dokázala odolat.

V závěru této práce nastalo podrobné navržení nevyhovujících sloupů z důvodu porovnání vyztužení, rozměrů a pevnosti betonu. Veškeré výkresy jsou součástí přílohy.

Analýza proběhla velmi zjednodušeně a byl vymodelován nejhorší možný případ ohřevu desky. Práce obsahuje spousty nedostatků, řešena byla pouze lineární analýza, materiálové vlastnosti za požáru se neměnily, nastala manuální redukce tuhosti desky a interakce požáru se sloupy bylo zanedbáno. Přesnější analýza by byla nad rámec bakalářské práce, proto byl zvolen tento postup. Podrobnější řešení by mohlo být tématem diplomové práce.

Použité zdroje

- [1] ELLINGWOOD, Bruce R., Robert SMILOWITZ, D O. DUSENBERRY, Dat DUTHINH, Hai S. LEW a Nicholas J. CARINO. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. USA: 50 Page Publications, November 12, 2013. ISBN 978-1493756391
- [2] PEARSON, Cynthia a Norbert DELATTE. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. Journal of performance of constructed facilities. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2005, 19(Journal Article), 172-177. ISSN 0887-3828. Dostupné z: doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(172)
- [3] ČSN EN 1991-1-7. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení. Prosinec 2007. Prosinec 2007. Dostupné z: <https://csnonlinefirmy.agentura-cas.cz/Vysledky.aspx>
- [4] , Kanamori, H. a Anderson, D. L. M 9.5 - 1960 Great Chilean Earthquake (Valdivia Earthquake). USGS [online]. U.S.A, 2016 [cit. 2023-03-09]. Dostupné z: https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official19600522191120_30/executive
- [5] The Deadliest Earthquake Ever Recorded [online]. New York, USA: HISTORY, 2023 [cit. 2023-03-10]. Dostupné z: <https://www.history.com/news/the-deadliest-earthquake-ever-recorded>
- [6] Turkey-Earthquake: Emergency Situation Report (24.02.2023) [online]. STL, 25 Feb 2023n. 1. [cit. 2023-03-10]. Dostupné z: <https://reliefweb.int/report/turkiye/turkey-earthquake-emergency-situation-report-24022023>
- [7] 2023 Turkey-Syria Earthquake Support recovery now [online]. CDP, March 6, 2023 [cit. 2023-03-10]. Dostupné z: <https://disasterphilanthropy.org/disasters/2023-turkey-syria-earthquake/>
- [8] February 7, 2023 Turkey-Syria earthquake news [online]. USA: CNN, February 8, 2023 [cit. 2023-03-10]. Dostupné z: https://edition.cnn.com/middleeast/live-news/turkey-syria-earthquake-updates-2-7-23-intl/h_0b4e4103819948e62f0f24b3e67c9ee9
- [9] V minulosti zasahovala území Česka zemětřesení o síle 6,5 stupně. Kde hrozí dnes? [online]. Česká republika: ČT24, ČTK, 2017 [cit. 2023-03-12]. Dostupné z: <https://ct24.ceskatelevize.cz/veda/2252992-v-minulosti-zasahovala-uzemi-ceska-zemetreseni-o-sile-65-stupne-kde-hrozi-dnes>
- [10] Earthquake footage shows Turkey's buildings collapsing like pancakes. An expert explains why [online]. Melbourne - Austrálie: The Conversation, February 7, 2023 3.02am [cit. 2023-03-13]. Dostupné z: <https://theconversation.com/earthquake-footage-shows-turkeys-buildings-collapsing-like-pancakes-an-expert-explains-why-199389>
- [11] Turkey earthquake: Why did so many buildings collapse? [online]. Velká Británie: BBC, 9 February 2023n. 1. [cit. 2023-03-13]. Dostupné z: <https://www.bbc.com/news/64568826>
- [12] Místo betonu kamení. Záběry odhalily kvalitu tureckých budov [online]. ČR: novinky.cz, 2023 [cit. 2023-03-13]. Dostupné z: <https://www.novinky.cz/clanek/zahranicni-blizky-a-stredni-vychod-misto-betonu-kameni-zabery-odhalily-kvalitu-tureckych-budov-40423312>
- [13] The city that didn't collapse: How Erzin became a haven from Turkey's earthquake [online]. USA: NBC NEWS, 2023 [cit. 2023-03-14]. Dostupné z: <https://www.nbcnews.com/news/world/erzin-turkey-earthquake-building-collapse-construction-codes-rcna70733>

- [14] MYNARZ, Miroslav. Mimořádná zatížení staveb. V Ostravě, 2015. ISBN 978-80-7385-174-3.
- [15] Why did the world trade center collapse? Science, engineering, and speculation [online], Prosinec 2001. USA: Springer Link [cit. 2023-03-19]. Dostupné z: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11837-001-0003-1>
- [16] Dostupné byty Malý mlýn [online], 2019. ČR: archiweb [cit. 2023-03-21]. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/dostupne-byty-maly-mlyn>
- [17] DESIGN RECOMMENDATIONS AGAINST PROGRESSIVE COLLAPSE IN STEEL AND STEEL-CONCRETE BUILDINGS, 2021. ECCS – European Convention for Constructional. ISBN 978-92-9147-172-0.
- [18] KUŘÍKOVÁ, Marta, Matyáš KOŽICH, Zuzana KUBÍKOVÁ a František WALD, 2022. FAILNOMORE Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames under exceptional events. ČR. Dostupné také z: https://www.steelconstruct.com/wp-content/uploads/Failnomore_Workshop_CZ_Presentations-merged.pdf. Prezentace. ČVUT - Fsv.
- [19] KUPILÍK, Václav, 2006. Stavební konstrukce z požárního hlediska. Praha: Grada. Stavitel. ISBN 80-247-1329-2.
- [20] Požární riziko a stupeň požární bezpečnosti [online], 2016. Česká republika: TZBINFO [cit. 2023-04-03]. Dostupné z: <https://www.tzb-info.cz/pozarni-bezpecnost-staveb/13654-pozarni-riziko-a-stupen-pozarni-bezpecnosti>
- [21] KUČERA, Petr, Tereza ČESELKÁ a Pavlína MATEČKOVÁ, 2010. Požární odolnost stavebních konstrukcí. V Ostravě: Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství. Spektrum (Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství). ISBN 978-80-7385-094-4.
- [22] Global EV Sales for 2022 [online], 2022. By Roland Irle, EV-Volumes: EVvolumes [cit. 2023-04-09]. Dostupné z: <https://www.ev-volumes.com/>
- [23] E-Mobility Europe: An Overview of Europe's Latest Electric Vehicles Data [online], 2023. RIKA MELISSA: STATEON [cit. 2023-04-09]. Dostupné z: https://statzon.com/insights/e-mobility-europe-an-overview-of-europes-latest-electric-vehicles-data?utm_term=ev%20cars&utm_campaign=Statzon+-+Emobility+-+West+Europe&utm_source=adwords&utm_medium=ppc&hsa_acc=1507215442&hsa_campaign=18593299163&hsa_grp=150081258889&hsa_ad=652282015337&hsa_src=g&hsa_tgt=kwd-13011882&hsa_kw=ev%20cars&hsa_mt=b&hsa_net=adwords&hsa_ver=3&gclid=Cj0KCQjwxMmhBhDJARIsANFGOSt5mynt_JmSmRdrEfeYwkjG0OavV4xgYBbdeb4OZicy_w6N7oMZR54aAu9sEALw_wcB
- [24] Electric Vehicle Outlook 2022 [online], 2022. USA: BloombergNEF [cit. 2023-04-09]. Dostupné z: <https://about.bnef.com/electric-vehicle-outlook/>
- [25] How Much Should You Worry About EV Fires? [online]. BY CHRIS TEAGUE: Autoweek [cit. 2023-04-09]. Dostupné z: <https://www.autoweek.com/news/a38225037/how-much-you-should-worry-about-ev-fires/>
- [26] Průběh požáru [online], 2006. ČR: FSV.ČVUT [cit. 2023-04-09]. Dostupné z: http://fire.fsv.cvut.cz/vzdelavani/specialiste/1/1-1_Prubeh_pozaru.pdf

[27] Požární bezpečnost a toxicita zplodin hoření při požárech a jejich hašení – I. díl [online], 2018. ČR: TZB-INFO [cit. 2023-04-09]. Dostupné z: <https://www.tzb-info.cz/pozarni-bezpecnost-staveb/17983-pozarni-bezpecnost-a-toxicita-zplodin-horeni-pri-pozarech-a-jejich-haseni-i-dil>

[28] A Review of Battery Fires in Electric Vehicles [online], 2020. SpringerLink [cit. 2023-04-11]. Dostupné z: <https://link.springer.com/article/10.1007/s10694-019-00944-3>

Seznam obrázků

1.1: BUDOVA RONAN POINT S OZNAČENÍM POČÁTEČNÍHO SELHÁNÍ VLIVEM EXPLOZE ZEMNÍHO PLYNU V 18. PATŘE OBYTNÉ BUDOVY [1].....	3
1.2: EPICENTRA ZEMĚTŘESENÍ [8].....	4
1.3: PŘED ZEMĚTŘESENÍM (VLEVO) A PO ZEMĚTŘESENÍ (VPRAVO) NEDÁVNO POSTAVENÉ BUDOVY V ISKENDERUN [11].....	6
1.4: DŮKAZ O ZÁMĚNĚ BETONU V TURECKU [12].....	7
1.5: UKÁZKA ŘEŠENÍ KONSTRUKCE WTC [15].....	8
1.6: EXPLOZE PALIVOVÉ NÁDRŽE PO NÁRAZU DO WTC [15].....	9
1.7: PŘÍKLAD ZPOMALOVACÍHO RETARDÉRU [17].....	10
1.8: BLOKOVACÍ PRVEK SE ZÁVOROU [17].....	11
1.9: HYDRAULICKÝ VÝSUVNÝ VÁLEC [17].....	11
1.10: ODSUPOVÁ VZDÁLENOST OD MOŽNÉHO MÍSTA VÝBUCHU [17].....	12
1.11: REDUKCE ZATÍŽENÍ POMOCÍ VYUŽITÍ: STROMŮ (NAHOŘE), (SPODNÍ ZLEVA): VEŘEJNÉ OSVĚTLENÍ, POŠTOVNÍ SCHRÁNKY A PATNÍKY, SPECIÁLNÍ PATNÍKY, TRAFIKY ODPADKOVÉ KOŠE, PLOT S PATNÍKY [17].....	12
1.12:(ZLEVA) SPRINKLERY, POŽÁRNÍ UCPÁVKY, POŽÁRNÍ DVEŘE [17].....	13
1.13: DETEKTORY KOUŘE ČI TEPLA, HASIČSKÝ PŘÍSTROJ, POŽÁRNÍ ZNAČENÍ, HYDRANT [17].....	13
1.14: STRATEGIE PRO MIMOŘÁDNÉ SITUACE [3].....	14
1.15: VAZBY [1].....	17
2.1: NÁRAZOVÁ SÍLA NA PODPĚRNOU KONSTRUKCI V BLÍZKOSTI KOMUNIKACE [3].....	21
2.2: ZATÍŽENÍ OD NÁRAZU S OBDÉLNÍKOVÝM TVAREM PULSU [3].....	23
2.3: GRAF UKAZUJÍCÍ ROSTOUCÍ TREND PRODEJE ELEKTROMOBILŮ A POČET VYROBENÝCH KUSŮ NA TISÍCE [22].....	24
2.4: PRODEJ ELEKTROMOBILŮ VE SVĚTĚ [24].....	25
2.5: UKÁZKA LITHIUM-IONTOVÉ BATERIE ELEKTROMOBILU [25].....	26
2.6: POŽÁR ELEKTROMOBILŮ PŘI NABÍJENÍ [25].....	26
2.7: POROVNÁNÍ DOJEZDU A TEPLA UVOLNĚNÍ PŘI POŽÁRU [28].....	27
2.8: JEDNOTLIVÉ FÁZE POŽÁRU [27].....	28
2.9: VNITŘNÍ A VNĚJŠÍ ZMĚNY PŘI TEPLOTÁCH [21].....	30
3.1: POHLED NA BYTOVÝ DŮM [16].....	31
4.1: KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.PP – V PŘÍLOZE.....	36
4.2: OZNAČENÍ SLOUPŮ NA GLOBÁLNÍM VÝPOČETNÍM MODELU.....	37
4.3: SOUŘADNÝ SYSTÉM.....	37
4.4: NORMÁLOVÉ SÍLY VYVOLANÉ KOMBINACÍ MSÚ.....	38
4.5: PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ MY.....	38
4.6: PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ MY.....	39
4.7: GRAF PRO ZJIŠTĚNÍ KONEČNÉ HODNOTY DOTVAROVÁNÍ DLE NORMY ČSN EN 1992-1-1.....	41
4.8: NÁVOD DLE NORMY ČSN EN 1992-1-1.....	42
4.9: KONEČNÝ SOUČINITEL DOTVAROVÁNÍ PRO SLOUP S1.....	42
4.10: ÚČINNÁ DÉLKA DLE NORMY ČSN EN 1992-1-1.....	43
4.11: NOMOGRAM PRO SLOUP S6.....	50
4.12: ŘEZ SLOUPEM S6 + VÝZTUŽENÍ SLOUPU.....	52
4.13: BOD 0 - DOSTŘEDNÝ TLAK.....	54
4.14: BOD 1 - NULOVÉ PŘETVOŘENÍ "TAŽENÉ" VÝZTUŽE.....	55
4.15: BOD 2 - NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI PŘÁVĚ NA MEZI KLUZU.....	56
4.16: BOD 3 – PROSTÝ OHYB.....	57
4.17: BOD 4 - NULOVÉ PŘETVOŘENÍ "TLAČENÉ" VÝZTUŽE.....	59
4.18: BOD 5 - DOSTŘEDNÝ TAH.....	60
4.19: INTERAKČNÍ DIAGRAM ZE SOFTWARE FINE EC S VLOŽENÝMI RUČNÍMI HODNOTAMI.....	61
4.20: INTERAKČNÍ DIAGRAM SLOUPU S6, N -MY.....	62
4.21: INTERAKČNÍ DIAGRAM SLOUPU S6, N -MZ.....	63
4.22: VODOROVNÝ ŘEZ INTERAKČNÍM DIAGRAMEM.....	63

4.23: 3D INTERAKČNÍ DIAGRAM, UVNITŘ DIAGRAMU (ZELENĚ) POSUZOVANÁ SÍLA	64
5.1: NORMOVÁ TEPLOTNÍ KŘIVKA PRO 60 MIN [FMC]	67
5.2: PŘESTUP TEPLA PO PRŮŘEZU STROPNÍ DESKY	68
5.3: ODMĚŘENÉ HODNOTY Z KŘIVKY PRŮBĚHU TEPLoty	69
5.4: VYTVOŘENÍ POLYNOMICKÉ SPOJNICE TRENDŮ 4. STUPNĚ	69
5.5: POMŮCKA PRO ZJIŠTĚNÍ TEPLoty LINEÁRNÍHO PRŮBĚHU	70
5.6: NAHRAZENÍ KŘIVKY PŘESTUPU TEPLA LINEÁRNÍ PŘÍMKOU	71
5.7: PŮSOBENÍ TEPLoty NA SPODNÍM LÍCÍ STROPNÍ DESKY 1.NP	72
5.8: NORMÁLOVÁ SÍLA PŘI KOMBINACI MIMOŘÁDNÉHO ZATÍŽENÍ.....	73
5.9: OHYBOVÝ MOMENT MY PŘI KOMBINACI MIMOŘÁDNÉHO ZATÍŽENÍ	73
5.10: OHYBOVÝ MOMENT MZ PŘI KOMBINACI MIMOŘÁDNÉHO ZATÍŽENÍ	74
5.11: POSUN V UZLU VE SMĚRU MOMENTŮ MY	75
5.12: POSUN UZLŮ VE SMĚRU MOMENTŮ MZ	75
5.13: 3D DEFORMACE VÝPOČETNÍHO MODELU.....	76
5.14: POSOUZENÍ SLOUP S1	77
5.15: POSOUZENÍ SLOUPU S2	78
5.16: POSOUZENÍ SLOUPU S3	78
5.17: POSOUZENÍ SLOUPU S4	79
5.18: POSOUZENÍ SLOUPU S5	79
5.19: POSOUZENÍ SLOUPU S6	80
5.20: POSOUZENÍ SLOUPU S7	80
5.21: 3D INTERAKČNÍ DIAGRAM POSOUZENÍ.....	81
5.22: NOMOGRAM 12.6; $\omega = 0$	83
5.23: NOMOGRAM 12.6; $\omega = 0,8$	84
5.24: NOMOGRAM 12.6; $\omega = 0,3$	86
5.25: SCHÉMA PRŮŘEZU TLACENÝCH SLOUPŮ	87
5.26: SLOUP S1 (VLEVO) A SLOUP S2 (VPRAVO).....	88
5.27: SLOUP S3 (VLEVO) A SLOUP S4 (VPRAVO).....	88
5.28: SLOUP S5 (VLEVO) A SLOUP S6 (VPRAVO).....	88
5.29: SLOUP S7	88
5.30: 3D INTERAKČNÍ DIAGRAM SLOUP 400 X 400 MM.....	89
5.31: NAVRŽENÍ SLOUPŮ S4 A S5 DLE FIN CZ	90
5.32: POSOUZENÍ SLOUPU S4	91
5.33: POSOUZENÍ SLOUPU S5	92
5.34: 3D INTERAKČNÍ DIAGRAM KDE BOD 4 A 5 SE NACHÁZÍ UVNITŘ DIAGRAMU	92
5.35: POSOUZENÍ DVOUOSÉHO NAMÁHÁNÍ SLOUP S4 (VLEVO) A SLOUP S5 (VPRAVO)	92

Seznam tabulek

1.1: KATEGORIZACE PODLE TŘÍD NÁSLEDKŮ [3]	15
2.1: NÁVRHOVÉ HODNOTY EKVIVALENTNÍCH STATICKÝCH SIL [3].....	20
2.2: TŘÍDY KONSTRUKCÍ VYSTAVENÝCH NÁRAZU OD ŽELEZNIČNÍ DOPRAVY	21
3.1: SKLADBA STŘEŠNÍ KRYTINY	34
3.2: SKLADBA PODLAHY OBJEKTU	35
4.1: HODNOTY NORMÁLOVÝCH SIL JEDNOTLIVÝCH SLOUPŮ DLE GLOBÁLNÍHO VÝPOČETNÍHO MODELU	38
4.2: HODNOTY OHYBOVÝCH MOMENTŮ MY JEDNOTLIVÝCH SLOUPŮ DLE GLOBÁLNÍHO VÝPOČETNÍHO MODELU	39
4.3: HODNOTY OHYBOVÝCH MOMENTŮ MY JEDNOTLIVÝCH SLOUPŮ DLE GLOBÁLNÍHO VÝPOČETNÍHO MODELU	39
4.4: SLOUČENÉ PŮSOBÍCÍ SÍLY NA SLOUP	39
4.5: OHYBOVÉ MOMENTY PRVNÍHO ŘÁDU OD KVAZISTÁLÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ MSP	40
4.6: PRŮMĚR POMĚRŮ OHYBOVÝCH MOMENTŮ PRO VÝPOČET SOUČINITELE DOTVAROVÁNÍ	41
4.7: VÝPOČET OHYBOVÝCH MOMENTŮ S POČÁTEČNÍ IMPERFEKČÍ.....	45
4.8: FINÁLNÍ OHYBOVÉ MOMENTY	48
4.9: REKAPITULACE VÝSLEDKŮ RUČNÍHO INTERAKČNÍHO DIAGRAMU	61
4.10: EXPONENT PRO DVOUOSÉ NAMÁHÁNÍ [ČSN EN 1992-1-1]	65
4.11: MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI DLE FIN CZ – OSA Y	65
5.1: VNITŘNÍ SÍLY PŘI MIMOŘÁDNÉ KOMBINACI	74
5.2: OHYBOVÉ MOMENTY VYVOLANÉ EXCENTRICITOU	76
5.3: OHYBOVÉ MOMENTY SE ZAPOČÍTanOU EXCENTRICITOU OD POŽÁRU	76
5.4: VÝSLEDNÉ OHYBOVÉ MOMENTY OD POŽÁRU.....	77

Seznam výkresových příloh

- A Výkres konstrukčního schématu 1.PP
- B Výkres tvaru stropní desky 1.NP
- C Výkres výztuže sloupů na mezní stav únosnosti
- D Výkres výztuže sloupů na mimořádnou situaci – tlačené
- E Výkres výztuže sloupů na mimořádnou situaci – tažené