

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

MODELOVÁNÍ A ANALÝZA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ V PROSTŘEDÍ ANSYS WORKBENCH

MODELLING AND ANALYSIS OF CIVIL STRUCTURES IN ANSYS WORKBENCH ENVIRONMENT

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ONDŘEJ KRŇÁVEK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. ALEŠ NEVAŘIL, Ph.D.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Ondřej Krňávek

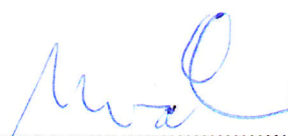
Název Modelování a analýza stavebních konstrukcí v prostředí ANSYS Workbench

Vedoucí bakalářské práce Ing. Aleš Nevařil, Ph.D.


Datum zadání bakalářské práce 30. 11. 2011

Datum odevzdání bakalářské práce 25. 5. 2012

V Brně dne 30. 11. 2011


.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu




.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Logan, D.L. A First Course in the Finite Element Method, Brooks/Cole, Pacific Grove, USA, 2000, ISBN 0-534-38517-6.

ANSYS Users' Manual: ANSYS 13.0 Documentation, SAS IP. Inc., 2010.

ČSN P-ENV 1991 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí.

Zásady pro vypracování

Seznámení se s výpočtním programem ANSYS Workbench. Sestavení prostorového konečněprvkového výpočtového modelu železobetonové konstrukce patrového parkovacího domu. Zkoumání účinků zatížení na konstrukci. Zjištění hodnot napětí, případně vnitřních sil, vybraných konstrukčních částí. Zhodnocení vhodnosti produktu ANSYS Workbench z hlediska využití pro modelování a analýzu stavebních konstrukcí.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací



.....
Ing. Aleš Nevařil, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá využitím softwarového prostředí ANSYS Workbench pro modelování a analýzu stavebních konstrukcí. Úvodní část práce je zaměřena na metodu konečných prvků, která je prostředím používána. Hlavní část práce je pak věnována praktickému využití prostředí ANSYS Workbench pro statickou lineární analýzu železobetonového parkovacího domu. V rámci práce je řešen především model geometrie, dále je aplikováno zatížení modelu dle platné normativy a na závěr jsou uvedeny vypočtené hodnoty deformací a napětí vybraných konstrukčních částí.

Klíčová slova

Metoda konečných prvků, ANSYS Workbench, lineární analýza, parkovací dům, geometrický model, model zatížení, deformace, napětí

Abstract

This thesis deals with the use of the ANSYS Workbench software environment for modelling and analysing of civil structures. The introductory part is focused on finite element method, which is used by the ANSYS environment. The main part is dedicated to practical use of ANSYS Workbench environment for linear static analysis of reinforced concrete parking house. The thesis deals primarily geometric model, load model according to valid standards and at the end are listed calculated values of deformation and stress of selected components.

Keywords

Finite element method, ANSYS Workbench, linear analysis, parking house, geometric model, load model, deformation, stress

Bibliografická citace VŠKP

KRŇÁVEK, Ondřej. *Modelování a analýza stavebních konstrukcí v prostředí ANSYS Workbench*. Brno, 2012. 62 s., 23 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Aleš Nevařil, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně, a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 23.5.2012

.....

podpis autora

Poděkování

Na tomto místě chci poděkovat především Ing. Aleši Nevařilovi, Ph.D., vedoucímu mé bakalářské práce, za inspiraci, cenné rady a ochotnou pomoc při zpracování této práce. Dále chci poděkovat své rodině a přátelům za jejich trpělivost, podporu a pomoc během mého studia.

Obsah

1. Úvod.....	1
2. Teorie metody konečných prvků.....	2
2.1. Vznik metody a systému ANSYS	2
2.2. Princip metody	3
2.3. Použité prvky	6
2.4. Tvorba sítě v systému ANSYS Workbench	8
3. Obecný popis úlohy.....	10
3.1. Popis řešené konstrukce.....	10
3.2. Předpoklady řešení.....	13
4. Model geometrie	14
4.1. Jednotlivé části modelu.....	14
4.1.1. Základy	14
4.1.2. Jádru	15
4.1.3. Schodiště.....	16
4.1.4. Rampy.....	18
4.1.5. Parkovací podlaží	18
4.1.6. Obchodní prostory	21
4.1.7. Konstrukce střechy	22
4.1.8. Fasáda	23
4.2. Použitý materiál a jeho charakteristiky.....	25
4.3. Okrajové podmínky modelu	25
5. Model zatížení.....	26
5.1. Zatížení stálá.....	26
5.2. Zatížení vozidly	29
5.3. Zatížení užitná.....	30
5.4. Zatížení sněhem	30
5.5. Zatížení větrem	34
6. Tvorba sítě a výpočet	39
7. Výsledky.....	43
7.1. Vybrané výsledky	43
7.2. Shrnutí výsledků	54
8. Závěr.....	56

Seznam použitých zdrojů.....	58
Seznam použitých zkratk a symbolů.....	59
Seznam příloh.....	62
Příloha č.1 – Výpočet zatížení	

1. Úvod

Metoda konečných prvků je pro řešení inženýrských úloh používána již několik desítek let. Za tuto dobu metoda zdomácněla v řadě odvětví, přičemž ani stavební inženýrství není v tomto případě výjimkou. Nepostradatelnou součástí procesu využití metody konečných prvků se stala výpočetní technika opatřená vhodným softwarovým vybavením. Jedním z těchto softwarových produktů, založených na využití výše zmíněné metody, je výpočetní systém ANSYS. Tento špičkový inženýrský systém zaujímá přední postavení na trhu již mnoho let. V rámci několika posledních vydání tohoto výpočetního balíku zaujalo významné postavení nové, progresivně se vyvíjející prostředí s názvem ANSYS Workbench. Toto uživatelsky přívětivé prostředí nabízí uživateli celou řadu nových možností včetně využití implementovaného parametrického CAD modeláře, nového prostředí Mechanical aplikace, apod., jejichž propojení dává novému produktu společnosti ANSYS, Inc. značný potenciál. Následující bakalářská práce se bude věnovat využití výše zmíněného prostředí pro modelování a analýzu stavebních konstrukcí.

První část práce shrnutá v kapitole nazvané *Teorie metody konečných prvků* bude zaměřena na vznik, vývoj a základní principy této výpočetní metody. Dále se tato kapitola krátce zaměří na historii systému ANSYS, specifikuje konečné prvky použité v dalších částech práce a závěr kapitoly bude věnován stručnému popisu tvorby sítě v prostředí ANSYS Workbench.

Druhá, hlavní část práce bude věnována praktickému využití softwarového prostředí ANSYS Workbench pro statickou lineární analýzu železobetonového parkovacího domu na úrovni odpovídající předběžnému návrhu tvaru nosné konstrukce. První kapitola této části práce bude zaměřena na obecnou specifikaci řešené konstrukce a předpoklady řešení. V rámci následující dvojice kapitol pak bude postupně specifikován geometrický model konstrukce, výpočet zatížení dle platné normativy a jeho aplikace do modelu. Šestá kapitola shrne tvorbu sítě modelu a jeho následný výpočet. Poslední kapitola praktické části práce pak čtenáře seznámí s vybranými vypočtenými hodnotami napětí a deformací včetně jejich vlivu na navrženou geometrii.

Nedílnou součástí práce, uvedenou v jejím závěru, bude též zhodnocení vhodnosti produktu ANSYS Workbench z hlediska využití pro modelování a analýzu stavebních konstrukcí. V rámci tohoto zhodnocení budou uvedeny praktické poznatky autora získané při práci s výše uvedeným prostředím.

2. Teorie metody konečných prvků

Následující kapitola se zabývá metodou konečných prvků a systémem ANSYS z hlediska jejich vzniku, principu a využití. V kapitolách 2.3 a 2.4 jsou dále uvedeny a popsány prvky použité v praktické části práce a teorie tvorby sítě v systému ANSYS Workbench.

2.1. Vznik metody a systému ANSYS

Metoda konečných prvků je numerická metoda, jejíž vznik spadá do padesátých let minulého století. Za vývojem metody stojí výzkumný tým ústavu aeronautické a kosmické mechaniky v Ohiu (USA) vedený prof. R.W. Cloughem (Horyl, 2002, s. 2). První použití metody spadá právě do oblasti strojírenství, a to především do odvětví kosmického rozvoje a leteckého průmyslu. Odtud se využití metody konečných prvků rozšířilo do mnoha dalších odvětví, ve kterých se používá pro řešení lineárních i nelineárních analýz napětí, přenosu tepla, proudění tekutin či elektromagnetismu (Moaveni, 1999, s. 5). Samotná metoda poskytuje možnost získání přibližného řešení takových inženýrských úloh, které nejsou běžnými analytickými postupy bez použití výrazných zjednodušení řešitelné, přičemž takovýchto úloh je velké množství. Rozšíření metody do běžné praxe bylo velkou měrou umožněno rozšířením počítačů, bez kterých by metoda konečných prvků byla prakticky nepoužitelná. Nutnost využití výpočetní techniky je dána zejména vysokým počtem rovnic, které je pro získání výsledků analýz nutno vyřešit (Horyl, 2002, s. 2).

V průběhu druhé poloviny dvacátého a první dekády jednadvacátého století bylo vyvinuto velké množství výpočetních programových systémů na bázi metody konečných prvků, přičemž mezi přední z nich patří systém ANSYS. Tento systém byl poprvé uživatelům poskytnut v roce 1971, přičemž od tohoto roku se vyvíjel na různých platformách. V průběhu let bylo rozvíjeno nejen uživatelské rozhraní (v roce 1987 byla vydána první verze systému v barvě, ve verzi 5.1 v roce 1994 se objevuje motiv GUI, který byl v roce 2002 nahrazen rozhraním Tcl/Tk), ale v první řadě byl systém ANSYS postupně obohacován mnoha novými funkcemi. Například v roce 1994 byl ve verzi 5.1 do systému ANSYS plně implementován FLOTRAN, v roce 1996 byla vydána verze 5.3 s první podporou LS-DYNA, atd. (Chen, 2011). Novinkou několika posledních let je spojení síly jádrových produktových řešičů ANSYSu s novými nástroji pro správu projektu v podobě ANSYS Workbench. V prostředí ANSYS Workbench se jednotlivé analýzy tvoří jako systémy, které lze v rámci workflow strukturně kombinovat, a tím celý projekt řídit (ANSYS, Inc., 2010, *Workbench*). V rámci jednoho projektu tak lze řešit například analýzu

šíření tepla konstrukcí, a na základě jejích výsledků vyřešit průběh napětí v konstrukci od zatížení teplotou.

2.2. Princip metody

Základní myšlenkou metody konečných prvků je rozdělení kontinua na konečný počet malých částí (těles) – konečných prvků, které jsou geometricky jednoduché (úsečka, obdélník, trojúhelník, hranol, atd). Tento proces se nazývá diskretizace. Každý jednotlivý prvek pak obsahuje uzly, v nichž jsou definovány jednotlivé neznámé „uzlové parametry“ – přemístění, jež závisí na počtu stupňů volnosti v uzlu a na typu prvku. Uzel může být umístěn na konci (v rozích) prvku, na jeho jednotlivých stranách a výjimečně i v jeho středu. Jednotlivé prvky se následně pomocí uzlů „spojí“ a za přispění dále uvedených principů lze poté vypočítat jednotlivé uzlové parametry – přemístění. Z těchto hodnot lze následně odvodit další veličiny tělesa, jako jsou deformace, napětí, respektive vnitřní síly působící v tělese.

Dle Salajky (2010, s. 43) „vychází metoda konečných prvků z Ritz-Galerkinových variačních principů, kdy jsou používány báze funkce aproximující určitá pole v závislosti na zvoleném rozdělení řešené oblasti na konečné prvky.“ Z toho vyplývá skutečnost, že hodnoty veličin, ke kterým tato metoda vede, jsou pouze přibližným řešením na základě konečného počtu neznámých parametrů (Horyl, 2002, s. 2-3). Salajka (2010, s. 43) dále uvádí, že nejčastěji využívanou variantou metody konečných prvků je varianta deformační, jejíž jednoduchost spočívá v energetickém pojetí úlohy. Tato varianta se zakládá na hledání extrému (v tomto případě minima) nějakého operátoru (funkcionálu), v tomto případě celkové energie π , který má aditivní povahu. Aditivní povaha funkcionálu (celkové energie π) znamená, že jeho hodnota je pro celou oblast rovna součtu hodnot energie na jednotlivých prvcích. Uplatní se tak Lagrangeova věta o absolutním minimu celkové potenciální energie soustavy: „Ze všech kinematicky přípustných přemístění jedině skutečná přemístění (odpovídající rovnovážnému stavu) dávají potenciální energii soustavy minimální hodnotu.“

V manuálu systému ANSYS (ANSYS, Inc., 2010) je pro obecné odvození hodnot parametrů přemístění na prvku využit princip virtuálních prací. Tento princip uvádí, že změna vnitřní deformační energie tělesa (virtuální práce vnitřních sil) musí být vyrovnána stejnou změnou virtuální práce vnějších sil, způsobenou vnějším zatížením tělesa (síla na

přemístění). Z výše uvedeného vyplývají dle manuálu k systému ANSYS (ANSYS, Inc., 2010) následující vztahy:

$$\delta U = \delta V \quad (2.1)$$

kde U je deformační energie (práce vnitřních sil), která je rovna $U_1 + U_2$, V je práce vnějších sil, která je rovna $V_1 + V_2$ a δ je virtuální operátor. Virtuální deformační energie je pak:

$$\delta U_1 = \int_{V_e} \{\delta \varepsilon\} \{\sigma\} dV_e^T \quad (2.2)$$

kde $\{\varepsilon\}$ je vektor deformace, $\{\sigma\}$ je vektor napětí a V_e je objem prvku. Následným odvozením, za předpokladu materiálové a geometrické linearity, upravíme rovnici 2.2 následujícím způsobem:

$$\delta U_1 = \int_{V_e} \{\delta \varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon\} dV_e \quad (2.3)$$

kde D je matice pružnostních konstant (materiálová matice), jež odvozuje vztah mezi polem napětí a polem deformací. Vektor deformací může být na základě vektoru uzlových parametrů odvozen dle vztahu:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{u\} \quad (2.4)$$

kde $[B]$ je matice deformace-přemístění založená na báзовých (tvarových) funkcích prvku a $\{u\}$ je vektor uzlových parametrů. Předpokládá se, že veškeré účinky jsou vztaženy ke globálnímu souřadnému systému. Za předpokladu, že je vektor uzlových posunů $\{u\}$ konstantní ve zvoleném objemu, lze kombinací rovnic 2.3 a 2.4 dospět ke vztahu:

$$\delta U_1 = \{\delta u\}^T \int_{V_e} \{B\}^T [D] [B] dV_e \{u\} \quad (2.5)$$

Další část virtuální deformační energie je, když se povrch přesouvá proti distribuovanému odporu, podobně jako tuhost podloží, což může být zapsáno vztahem:

$$\delta U_2 = \int_{A_f} \{\delta w_n\}^T \{\sigma\} dA_f \quad (2.6)$$

kde $\{w_n\}$ je vektor posunutí ve směru normály k povrchu, $\{\sigma\}$ je vektor napětí (tlaku) působícího na povrch a A_f je plocha distribuovaného odporu. Jak vektor $\{w_n\}$, tak i vektor $\{\sigma\}$ mají obvykle jednu nenulovou složku. Bodový normálový posun lze převést na uzlové posuny dle následujícího vztahu:

$$\{w_n\} = [N_n] \{u\} \quad (2.7)$$

kde $[N_n]$ je matice tvarových funkcí pro posuny ve směru normály k povrchu. Vektor napětí je lze pak zapsat jako:

$$\{\sigma\} = k\{w_n\} \quad (2.8)$$

kde k je tuhost podloží v jednotkách síly na délku na jednotku plochy. Kombinací rovnic 2.6 až 2.8 lze za předpokladu, že k je konstantní po celé ploše dospět ke vztahu:

$$\delta U_2 = \{\delta u\}^T k \int_{A_f} [N_n]^T [N_n] dA_f \{u\} \quad (2.9)$$

Dále budou uvažovány virtuální práce vnějších sil. Virtuální práci konanou plošnými zatíženími lze formulovat vztahem:

$$\delta V_1 = \int_{A_p} \{\delta w_n\}^T \{P\} dA_p \quad (2.10)$$

kde $\{P\}$ je aplikovaný vektor plošných zatížení (obvykle obsahující pouze jednu nenulovou složku) a A_p je plocha, na kterou působí tlak. Posuny v rámci prvku lze vztáhnout vzhledem k uzlovým posunům podle:

$$\{w\} = [N]\{u\} \quad (2.11)$$

kde $[N]$ je matice tvarových funkcí. Kombinací rovnic 2.10 a 2.11 lze dospět ke vztahu:

$$\delta V_1 = \{\delta u\}^T \int_{A_p} [N_n]^T \{P\} dA_p \quad (2.12)$$

Pokud není uvedeno jinak, jsou tlaky aplikovány na vnější povrch každého prvku a v případě potřeby jsou vedeny ve směru normály k zakřivené ploše.

Další složkou virtuální práce vnějších sil jsou uzlové síly působící na prvek, které jsou zohledněny následujícím způsobem:

$$\delta V_2 = \{\delta u\}^T \{F_e^{nd}\} \quad (2.13)$$

kde $\{F_e^{nd}\}$ je vektor uzlových sil působících na prvek. Výslednou kombinací vztahů 2.1, 2.5, 2.9, 2.12 a 2.13 dojdeme ke vztahu:

$$\begin{aligned} \{\delta u\}^T \int_{V_e} \{B\}^T [D] [B] dV_e \{u\} + \{\delta u\}^T k \int_{A_f} [N_n]^T [N_n] dA_f \{u\} = \\ = \{\delta u\}^T \int_{A_p} [N_n]^T \{P\} dA_p + \{\delta u\}^T \{F_e^{nd}\} \end{aligned} \quad (2.14)$$

Vektor virtuálních přemístění $\{\delta u\}^T$ se ve výše uvedeném vztahu vyskytuje ve všech členech, a proto se rovnice 2.14 redukuje:

$$\{[K_e] + [K_e^f]\}\{u\} = \{F_e^{pr}\} + \{F_e^{nd}\} \quad (2.15)$$

kde:

$[K_e] = \int_{V_e} \{B\}^T [D] [B] dV_e$ je matice tuhosti prvku,

$[K_e^f] = \int_{A_f} [N_n]^T [N_n] dA_f$ je matice tuhosti podloží prvku,

$\{F_e^{pr}\} = \int_{A_p} [N_n]^T \{P\} dA_p$ je vektor tlaku působícího na prvek (zatěžovací vektor),

$\{F_e^{nd}\}$ je vektor uzlových sil působících na prvek (zatěžovací vektor).

Vztah 2.15 platí pro rovnováhu na prvku, přičemž pro výpočet všech uzlových parametrů konstrukce je nutno tento vztah aplikovat na všechny její prvky, čímž vzniknou matice tuhosti, vektory uzlových parametrů a zatěžovací vektory jednotlivých prvků. „Sečtením“ matic tuhosti a zatěžovacích vektorů jednotlivých prvků dostaneme globální matici tuhosti a zatěžovací vektor. Dosazením globální matice tuhosti a zatěžovacího vektoru do rovnice obdobné rovnici 2.15 dostaneme finální soustavu rovnic, po jejímž vyřešení dojdeme k hodnotám uzlových parametrů. Výše uvedené „sečtení“ je pro potřeby sestavení globální matice tuhosti a zatěžovacího vektoru nutno provést řízeně (někdy se též používá termín kódovaně), přičemž řídicím členem je vektor uzlových parametrů. Každému uzlovému parametru v konstrukci tedy musí náležet unikátní označení. Jednotlivé členy matic tuhostí a zatěžovacích vektorů jednotlivých prvků pak sčítáme podle toho, ke kterému uzlovému parametru daný člen přísluší. Příklad uvedeného postupu uvádí například Moaveni (1999, s. 30-32).

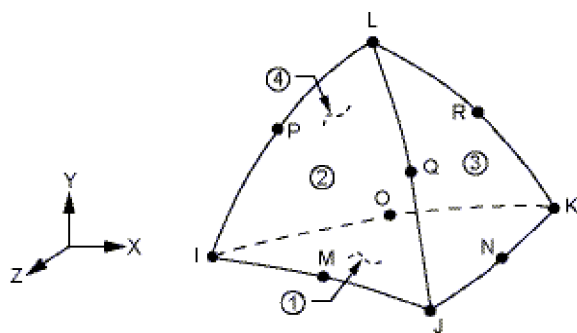
2.3. Použité prvky

Pro diskretizaci dále řešené konstrukce byly použity níže uvedené prvky. Podrobnější informace o těchto prvcích, jako jsou například použité báze funkce, lze získat z dokumentace systému ANSYS (ANSYS, Inc., 2010).

SOLID187

Celý objem konstrukce je modelován 10uzlovým prvkem SOLID187. Tento prvek je díky kvadraticky definovaným bázevým funkcím vhodný pro tvorbu nepravidelných sítí, jako jsou například sítě vycházející z geometrie, jež byla vytvořena různými CAD systémy (což je též případ DesignModeleru, který se v systému ANSYS Workbench pro tvorbu geometrie defaultně používá). Tento prvek je definován 10 uzly (viz obrázek 1.1), přičemž

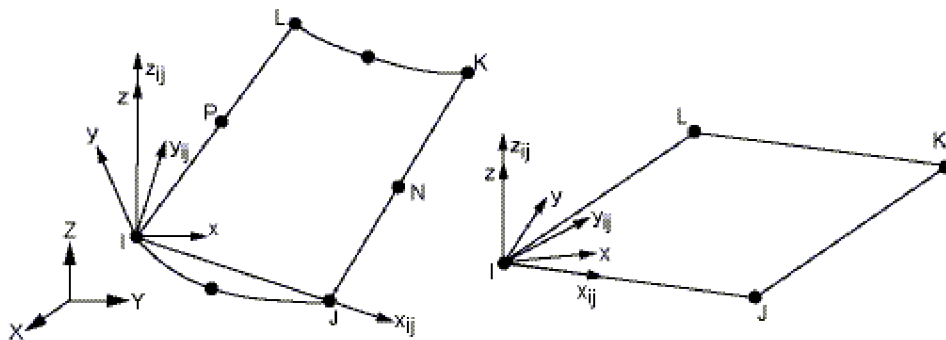
každý z nich disponuje 3 stupni volnosti (posuny v ose x , y a z). SOLID187 umožňuje přidání velkého množství materiálových vlastností, přičemž pro potřeby dále uvedené analýzy byly použity: Youngův modul pružnosti $E_X = E_Y = E_Z$ (byl použit izotropní materiál), koeficient teplotní roztažnosti $C_{TEX} = C_{TEY} = C_{TEZ}$, Poissonův součinitel $PR_{XY} = PR_{YZ} = PR_{XZ}$ a hustota $DENS$. Zatížení prvku může být realizováno stěnovými tlaky, teplotou a jeho vlastní tíhou.



Obrázek 2.1 – Geometrie prvku SOLID187

SURF154

Prvek SURF154 je v rámci 3-D analýz určen pro překrytí stěny jakéhokoli 3-D prvku povrchem. V řešené konstrukci je prvek použit právě pro tvorbu povrchů a jejich následné plošné zatížení (povrchy jsou v konstrukci vytvořeny z důvodu potřeby aplikace různých intenzit zatížení na různé části stěn). Geometrie prvku je velmi variabilní. Element může být tvořen 4 až 8 uzly (dle hodnoty KEYOPT(4)) se 3 stupni volnosti (posuny v ose x , y a z), přičemž trojúhelníkového tvaru prvku lze dosáhnout překrytím uzlu K a L. Mezi průřezové charakteristiky prvku patří například tloušťka (TKI až TKL), přičemž její standardní hodnota je 0. SURF154 umožňuje definovat tři materiálové vlastnosti, v úloze však byla zadána pouze hustota $DENS$. Zatížení prvku může být realizováno stěnovými tlaky – ve směru os x , y a z , případně ve směru zadaného vektoru a dále teplotou.



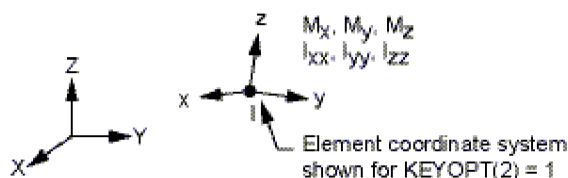
Obrázek 2.2 – Geometrie prvku SURF154

CONTA174 a TARGE170

8uzlový prvek CONTA174 tvoří spolu s prvkem TARGE170 (1 až 8uzlový) kontaktní pár, který se používá pro vytvoření kontaktu mezi deformovatelnými stěnami prostorových prvků (jako jsou například prvky SOLID187) a povrchy. V řešené konstrukci jsou povrchy vytvořeny přímo na stěnách modelu (z důvodu potřeby aplikace různých intenzit zatížení na různé části stěn). Uvedeného kontaktního páru je pak použito pro korektní propojení objemových a plošných prvků. Podrobné informace o těchto prvcích lze získat z dokumentace systému ANSYS (ANSYS, Inc., 2010).

MASS21

Tento speciální bodový prvek disponuje až šesti stupni volnosti – uzlovými posuvy ve směru x , y a z , a dále pootočeními okolo os x , y a z . Element MASS21 se používá pro vymodelování soustředěné hmotnosti na stanoveném místě modelu, přičemž toto využití nalezneme také v dále řešené konstrukci. Prvek umožňuje použití až 6 charakteristik. Jejich nastavením lze docílit toho, že element vykazuje odlišnou hmotnost v různých směrech ($MASSX$ až $MASSZ$) a pro různé směry lze též nastavit různé momenty setrvačnosti prvku (IXX až IZZ). Jak je zřejmé z obrázku 2.3, souřadný systém prvku může být nastaven paralelně s globálním nebo uzlovým souřadným systémem.



Obrázek 2.3 – Prvek MASS21

2.4. Tvorba sítě v systému ANSYS Workbench

Tvorba sítě je jeden ze zásadních kroků každé analýzy. Systém ANSYS Workbench umožňuje zjednodušení procesu tvorby sítě určitým zautomatizováním, přičemž uživateli umožňuje úpravu sítě do té míry, jakou si sám zvolí.

Základním principem tvorby sítě v systému ANSYS Workbench je definování základních parametrů, které budou použity pro celou síť, a možnost použití dalších nástrojů pro úpravu sítě, která již závisí pouze na uživateli. Základní parametry pro tvorbu sítě musí být definovány vždy (ať už defaultně, nebo změněny uživatelem). Další nástroje pro úpravu sítě mohou být dodatečně definovány uživatelem tak, aby se síť přizpůsobila jeho potřebám.

Při definování základních parametrů sítě si uživatel nejprve volí fyzikální podstatu (preferenci) řešeného problému. Tato preference je defaultně nastavována dle typu výchozího systému, ale může být uživatelem dodatečně změněna. Dle hodnoty této preference se základní parametry pro tvorbu sítě v programu přednastaví, uživatel si však jejich hodnoty může dále měnit dle potřeby. Mezi tyto parametry patří například základní velikost prvků sítě, tvarová kontrola, atd. V případě, že si již uživatel nechce pomocí dalších nástrojů volit žádné upravující parametry, si generátor sítě další potřebné vstupy (jako například tvar prvků) zvolí automaticky.

Automaticky vytvořená síť s použitím samotných základních parametrů je však většinou pro potřeby uživatele nedostačující. Zde je na místě použití dalších nástrojů pro úpravu sítě. Základním nástrojem pro úpravu sítě je volba metody, pomocí níž lze ovlivnit použitý tvar prvků a algoritmus, který bude použit při tvorbě sítě vybrané geometrie. Pro definování dále uvedených nástrojů je velmi důležitý právě použitý algoritmus, jelikož jeho typ výrazně ovlivní jejich zohlednění při tvorbě sítě. Těmito nástroji lze přímo ovlivnit (opravit) výslednou geometrii vybrané části sítě. Je to například nástroj Sizing (kterým lze upravit velikost prvků na stěně tělesa či v okolí jeho hran a rohů), Refinement (který se používá pro zjemnění sítě ve vybrané části geometrie) či Mapped Face Meshing (který se používá pro nastavení mapované sítě stěny tělesa).

Systém ANSYS Workbench disponuje dvěma algoritmy pro tvorbu sítě – Patch Conforming a Patch Independent. Při použití algoritmu Patch Conforming (Shodující se s opravami) jsou zadané opravy dodrženy s velmi malými tolerancemi, přičemž při použití defeaturingu, který je určen pro vyčištění geometrie, bude generátor sítě nadále respektovat též virtuální hranice buněk. Výhodou tohoto algoritmu je také to, že podporuje zjemňování sítě a že při změně umístění zatížení, okrajových podmínek či jiných objektů, které jsou závislé na geometrii, není třeba síť znovu generovat. Při použití algoritmu Patch Independent (Nezávisle na opravách) nemusí být při současném umístění objektů závislých na geometrii všechny zadané opravy dodrženy. Tento algoritmus je však užitečný například v případě, že je nutno dodržet velmi rovnoměrně utvořenou síť. Mezi nevýhody použití toho algoritmu můžeme zařadit například to, že nepodporuje zjemňování sítě a že je závislý na objektech, jež jsou přiřazeny k řešené geometrii. Při jeho použití je tedy nutno nejprve definovat všechny tyto objekty, a až poté generovat síť, jelikož při použití opačného postupu bychom byli nuceni generování sítě opakovat (ANSYS, Inc., 2010).

3. Obecný popis úlohy

Praktická část práce se zabývá modelováním a analýzou železobetonové konstrukce parkovacího domu. Následující kapitola se zaměřuje na popis řešené konstrukce a předpoklady řešení úlohy. Řešená úloha vychází ze stávajícího objektu parkovacího domu Rozmarýn, který je situován na rohu ulic Kounicova a Koliště v Brně (městská část Brno-střed). Výše zmíněný objekt byl vybrán z důvodu hojné přítomnosti stěnových a deskových prvků v konstrukci, což dává úloze výrazný potenciál jak z hlediska modelování geometrie, tak i z pohledu výsledků analýzy.

3.1. Popis řešené konstrukce

Řešený železobetonový objekt slouží z převážné části pro účely parkování. Kromě tohoto využití jsou v přízemí budovy situovány také prostory, které slouží k obchodnímu využití. Plocha těchto prostor činí 200 m². Budova je situována v městské zástavbě srovnatelné výšky, přičemž celá její východní stěna a část stěny severní přiléhají k vedlejší zástavbě. Parkovací stání umístěná v objektu jsou určena pro osobní automobily (lehká vozidla do celkové tíhy 30 kN s nejvýše 8 sedadly kromě řidiče) velikostní kategorie O2. Výška vozidel je omezena dopravní značkou na 2,1 m. V budově se nachází celkem 298 stání standardních a dále je v přízemí budovy umístěno 8 stání vyhrazených pro osoby se sníženou schopností pohybu. Celkové půdorysné rozměry budovy jsou 34,75 m ve směru východ – západ a 43,9 m ve směru sever – jih. Šířka budovy (ve směru východ – západ) se na severní straně budovy na délce 9,8 m snižuje na hodnotu 29,2 m. Výška budovy se odlišuje dle příslušné úrovně střechy (viz dále), přičemž maximální výška je 27,3 m. Objekt disponuje celkem 17 parkovacími podlažními (úrovněmi), které jsou vzájemně spojeny pomocí ramp. Všechna podlaží objektu jsou nadzemní (podzemní podlaží byla pro potřeby práce odstraněna). Konstrukční výška lichých a suchých podlaží činí 2,6 m, přičemž výškový rozdíl následujících úrovní je 1,3 m. Světlá výška lichých a sudých podlaží je 2,4 m. Vjezd do budovy je situován na severní stranu a je tvořen dvojicí jízdních pruhů pro vjezd do domu a dále stejným počtem pruhů pro výjezd.

Založení budovy je realizováno pilotami v místech sloupů a v ostatních částech objektu plošně. Zastřešení objektu je tvořeno plochými střechami v celkem 5 výškových úrovních. Největší část střechy se nachází nad jižní částí objektu v úrovni 23,6 m nad okolním terénem, je vybavena atikami o výšce 0,4 m a její půdorysná plocha činí 755,8 m². V jihozápadní části této úrovně se nachází železobetonový přístřešek o rozměrech 7,8 m na

14,6 m, výšky 2,6 m, tvořený šesticí sloupů o průměru 0,25 m a střešní deskou tloušťky 0,2 m. Nejvyšší úroveň střechy se nachází nad jádrem objektu ve výšce 26,4 m nad terénem. Tato 429,2 m² velká střecha je opatřena atikami o výšce 0,9 m. Nižší střední část střechy je situována ve výšce 22,3 m, přičemž atiky činí dalších 0,4 m. Půdorysná plocha této úrovně střechy činí 134,4 m². Vyšší severní část střechy se nachází v úrovni 19,7 m, je vybavena atikami o výšce 1,0 m, a její půdorysná plocha se rovná 63,2 m². Nejnižší část střechy je situována nad vjezdem do domu ve výšce 9,3 m. Tato 78,8 m² velká střecha je vybavena atikami o výšce 0,7 m. V oblasti vjezdu se dále nachází ocelový přístřešek. Střecha objektu neslouží k parkování, a i přesto, že je střecha spojena s nižšími podlažími pomocí ramp, je vjezd na střechu trvale omezen.

Jádro domu je tvořeno stěnovými a deskovými prvky. Půdorysné rozměry jádra jsou 34,75 m na 12,35 m, výška jádra včetně střechy je 27,3 m. V prostoru jádra budovy je umístěna výtahová šachta se dvěma výtahy, hlavní a nouzové schodiště, rampy spojující jednotlivá parkovací podlaží a prostor zázemí pro obsluhu parkoviště. Vnitřní rozměry výtahové šachty jsou 2,45 m na 5,3 m. Hlavní schodiště se nachází na západní straně jádra v těsné blízkosti výtahů. Spojení jednotlivých výškových úrovní je tvořeno vždy jedním přímým schodišťovým ramenem o šířce 1,2 m s 9 schodišťovými stupni o výšce 0,144 m a délce 0,341 m. Sklon hlavního schodiště je 22,9°. Nouzové schodiště je situováno na východní straně jádra a navazuje na únikovou chodbu ústící na jižní straně budovy. Toto schodiště spojuje pouze lichá podlaží a je tvořeno třemi 1,2 m širokými rameny s celkem 17 schodišťovými stupni o výšce 0,153 m a délce 0,325 m. Sklon nouzového schodiště je 25,2°. Spojení jednotlivých parkovacích podlaží je tvořeno přímými rampami o sklonu 7,96° a šířce 3,0 m. Tloušťka ramp je 0,2 m. Každá 2 následující podlaží spojují vždy 2 ramena ramp (každé pro 1 směr jízdy), vzájemně v prostoru jádra oddělená 3 parkovacími stánkami a šachtou pro vedení požárního potrubí. Pro spojení 2 lichých či sudých podlaží disponuje jádro vždy 2 soustavami výše zmíněných ramp (každá soustava pro jeden směr jízdy). Rampy jsou rozděleny do 2 bloků přiléhajících k výše zmíněným schodištím. Jednotlivá ramena jsou v rámci jednoho bloku oddělena stěnou tloušťky 0,2 m. V přízemním podlaží přiléhajícím k vjezdu do domu se v prostoru jádra nachází též prostor zázemí pro obsluhu parkoviště o podlahové ploše 7,9 m². Schodiště, výtahové šachty i prostor pro obsluhu jsou vybaveny okny směřujícími na západ.

Jednotlivá parkovací podlaží jsou tvořena obdélníkovými sloupy o rozměrech 0,3 m na 0,6 m a stropními deskami o tloušťce 0,2 m. Na okraji stropních konstrukcí jsou

zbudována betonová zábradlí o výšce 0,7 m. Při vjezdu do domu jsou umístěny 4 kruhové sloupy o průměru 0,5 m a v prostorách obchodních ploch jsou umístěny taktéž sloupy kruhového průřezu (2 sloupy o průměru 0,5 m a 2 sloupy o průměru 0,4 m). První dvě lichá parkovací podlaží (nacházející se na jižní straně objektu) jsou zmenšena o výše zmíněné obchodní prostory, jejichž světlá výška je 5,0 m. Jak již bylo zmíněno výše, přízemní liché podlaží obsahuje též únikovou chodbu ústící na jižní straně budovy. O šířku této chodby je plocha tohoto parkovacího podlaží snížena.

Fasádu domu tvoří předsazená ocelová konstrukce opatřená skleněnými tabulemi (o tloušťce 20 mm). Tato konstrukce je k železobetonové nosné konstrukci domu uchycena po 2,0 m pomocí ocelových konzol. Celkové vyložení fasády činí 0,7 m.

Budova je dále vybavena ocelovými zábranami proti zafoukávání sněhu na severní straně jádra budovy, šachtou pro vedení požárního potrubí o vnitřních rozměrech 0,78 m na 4,83 m a samoobslužným odbavovacím systémem. Okna, dveře a výlohy obchodních prostor domu jsou zhotoveny výplněmi vyrobenými z hliníkových profilů.



Obrázek 3.1 – Parkovací dům Rozmarýn (<http://www.imos-development.cz>, 2005)

3.2. Předpoklady řešení

Celá úloha byla řešena v softwarovém prostředí ANSYS Workbench jako statická lineární analýza. Modelovaný materiál je uvažován jako izotropní. Pro potřeby zkoumání vlivu zatížení na konstrukci byla uvažována vlastní tíha konstrukce, zatížení vozidly, chodci a dále pak zatížení sněhem a větrem. Pro výpočet zatížení sněhem byly uvažovány nevýjimečné hodnoty spadu sněhu a návějí.

V rámci analýzy konstrukce nebyly uvažovány vlivy seismicity, nárazů vozidel ani zatížení požárem. Podpory konstrukce byly uvažovány jako dokonale tuhé. Z výše zmíněných uvažovaných zatížení nebyly vyšetřovány lokální účinky od zatížení vozidly ani chodci, zatížení výtahy a účinky sání větru v oblastech I střechy (viz příloha č. 1). Dále bylo pro výpočet zatížení větrem zanedbáno vysazení pláště budovy.

Z hlediska geometrie konstrukce nebylo modelováno:

- Zaoblení ramp výškovými oblouky
- Strojovna výtahu
- Konzolově vyložená část pláště v oblasti vchodu do budovy
- Ocelový přístřešek zastřešení vjezdu
- Železobetonové zábradlí v oblasti vjezdu do budovy oddělující jízdní pruhy od přiléhajícího chodníku
- Betonové rozdělovací obrubníky mezi vjezdovými a výjezdovými pruhy z budovy
- Některé otvory v oblasti jádra – okna v místě výtahové šachty, ventilační otvor schodiště a otvory v šachtě požárního potrubí v úrovni sudých podlaží
- Ocelové části zábradlí v budově
- Ocelové zábrany proti návátí sněhu

Geometrie modelu byla do jisté míry zjednodušena. Přesný popis těchto zjednodušení je popsán v kapitole 4 u jednotlivých prvků.

4. Model geometrie

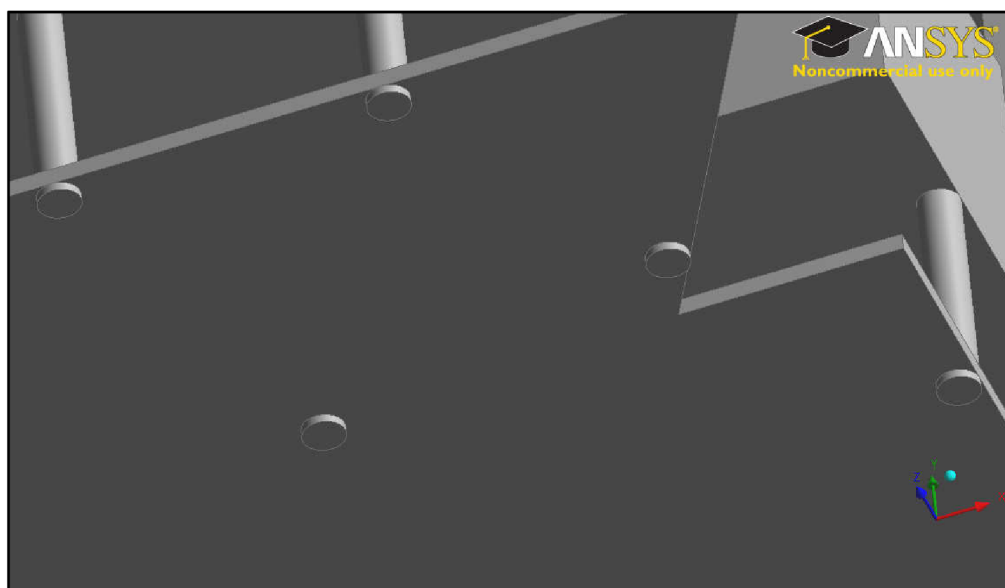
Následující kapitola se zabývá modelem geometrie konstrukce. V první podkapitole jsou detailně popsány jednotlivé části modelu a v dalších dvou podkapitolách jsou uvedeny použité materiály a okrajové podmínky konstrukce. Celý model geometrie byl vytvořen jako objemový ve výchozí aplikaci prostředí ANSYS Workbench – DesignModeleru.

4.1. Jednotlivé části modelu

V následující podkapitole jsou detailně popsány jednotlivé části modelu řešené konstrukce včetně jejich případných zjednodušení. Jednotlivé části modelu byly tvořeny postupně, přičemž v aplikaci modeláře dochází k jejich automatickému spojení ihned po vytvoření. Pro umožnění další práce s modelem (přístup k vnitřním prostorům z důvodu zatížení, atd.) v prostoru Mechanical aplikace bylo nutné celý model rozdělit na části (Bodies) po lichých podlažích. Celá geometrie byla dále z důvodu správné tvorby sítě vložena do jednoho dílu (Partu).

4.1.1. Základy

Model základů byl ve velké míře zjednodušen. Vzhledem ke skutečnosti, že podzemní podlaží byly pro potřeby práce odstraněny, došlo k posunutí základových konstrukcí přímo pod úroveň 1. nadzemního podlaží. Založení celého objektu je provedeno kombinací plošných a hlubinných základů. Plošné základy byly modelovány v podobě základové desky tloušťky 0,2 m. V oblastech šikmých ramp bylo založení uvažováno pouze v místech spodních ploch stěn jádra prodloužených na úroveň základové spáry. To



Obrázek 4.1 – Model geometrie základů

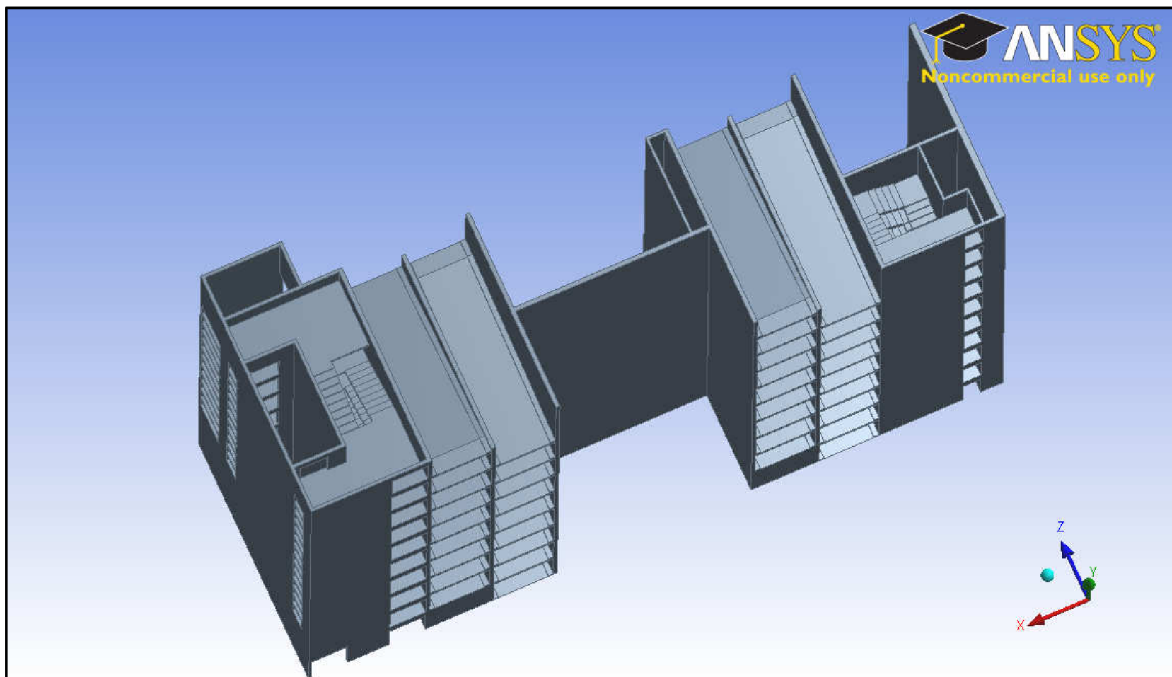
znamená, že konstrukce ramp nejsou plošně podporovány základovou půdou. Hlubinné založení bylo uvažováno pouze pod sloupy objektu. Geometrie hlubinných základů byla nahrazena vytažením průřezů sloupů navazujících na základovou spáru z 1. nadzemního podlaží. Vytažení průřezů sloupů je zobrazeno na obrázku 4.1 a je provedeno na délce 0,1 m. Specifikace použitých okrajových podmínek je uvedena v kapitole 4.3.

4.1.2. Jádru

Jádru budovy je tvořeno soustavou stěnových konstrukčních prvků (viz obrázek 4.2). Celkové rozměry jádra odpovídají rozměrům udaným v kapitole 3.1. Půdorysné rozměry jádra jsou tedy 34,75 m ve směru západ – východ a 12,35 m ve směru sever – jih. Z celkové výšky budovy 27,3 m tvoří stěny jádra 26,0 m a 1,3 m připadá na základovou desku a zastřešení. Při popisu této části modelu budeme postupovat ze směru od západu. První část jádra tvoří vnější stěna tloušťky 0,15 m. V této stěně jsou umístěny okenní otvory. V sudých podlažích 6 až 16 se jedná vždy o dvojici otvorů rozměrů 1,05 m na 2,0 m a další dvojici otvorů 1,05 m na 1,0 m. V lichých podlažích 5 až 17 je umístěna vždy dvojice otvorů rozměrů 1,05 m na 1,0 m. Tato okna navazují na prostor schodiště, popř. přímo na prostor sudých podlaží. Okna výtahové šachty byla v modelu zanedbána. Ve směru na východ navazuje na vnější stěnu výtahová šachta vnitřních půdorysných rozměrů 2,45 m na 5,3 m. Tato šachta je od prostoru schodiště oddělena třemi stěnami tloušťky 0,15 m s dveřními otvory rozměru 2,0 m na 1,4 m v každém podlaží. Prostor schodiště je od navazujících parkovacích podlaží oddělen dvojicí podélných stěn tloušťky 0,15 m. Tyto stěny jsou v každém podlaží opatřeny dveřními otvory o rozměrech 2,0 m na 1,8 m.

Konstrukce jádra dále pokračuje třemi příčnými stěnami tloušťky 0,2 m vzájemně oddělujícími prostor schodiště, dvojici ramp a následující část jádra. Tyto stěny jsou od sebe osově vzdáleny o 3,2 m. Dále následuje jedna podélná stěna tloušťky 0,2 m délky 9,7 m. Na severovýchodní straně této stěny je umístěna šachta požárního potrubí o vnitřních rozměrech 0,78 m na 4,83 m, přičemž od prostoru parkovacích podlaží je oddělena dvěma stěnami tloušťky 0,12 m. Při modelování těchto stěn byly zanedbány otvory pro vyústění požárního potrubí. Dále následuje opět trojice 0,2 m tlustých stěn (viz výše). Tyto stěny oddělují prostor lichých parkovacích podlaží a šachty požárního potrubí, dvojici ramp a prostor nouzového schodiště. Toto schodiště je vedeno v jižní části sektoru jádra a je přístupné pouze z lichých parkovacích podlaží. Na severní straně téhož sektoru jsou umístěna parkovací stání. Nouzové schodiště je od dalších prostor odděleno dvojicí podélných stěn tloušťky 0,15 m a dalšími třemi stěnami tloušťky 0,12 m. Přístup z prostoru

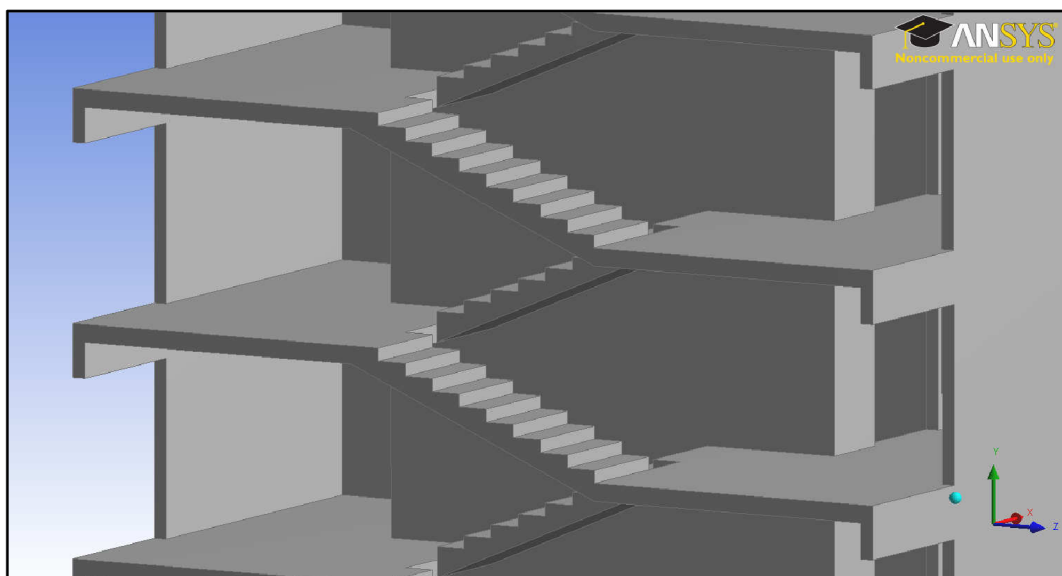
nouzového schodiště do prostoru parkovacích podlaží zajišťuje dveřní otvor velikosti 2,0 m na 0,9 m. Konstrukce jádra je zakončena příčnou stěnou tloušťky 0,3 m.



Obrázek 4.2 – Model geometrie jádra budovy

4.1.3. Schodiště

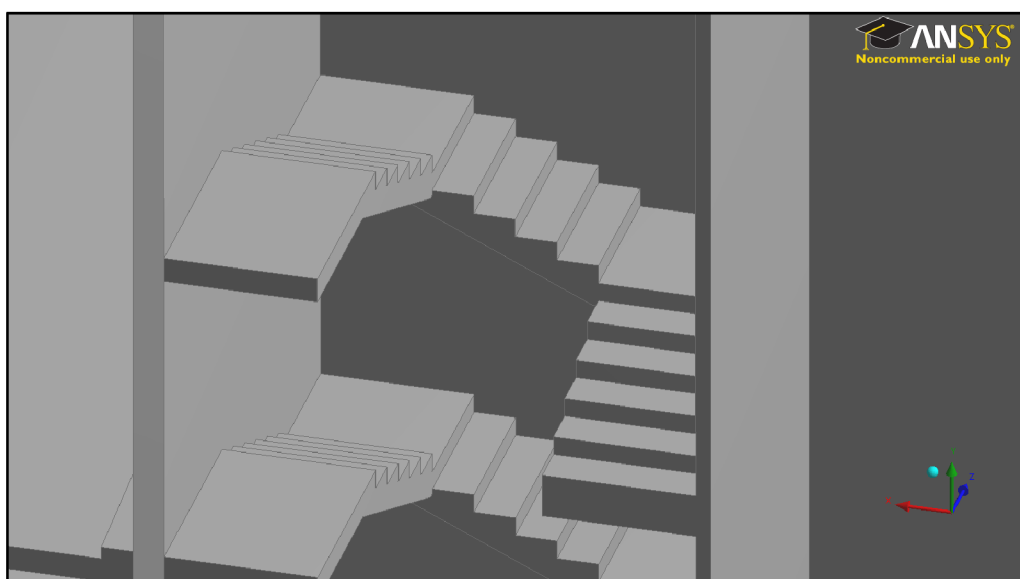
V budově se nachází hlavní a nouzové schodiště. Hlavní schodiště je situováno v západní části jádra (viz obrázek 4.2 vlevo), je trvale přístupné a umožňuje přístup do sudých i lichých podlaží. Celé schodiště je tvořeno 19 přímými rameny sklonu $22,9^\circ$, přičemž každé z nich překonává výšku 1,3 m. Každé rameno je široké 1,2 m a disponuje



Obrázek 4.3 – Model geometrie hlavního schodiště

9 schodišťovými stupni délky 0,341 m a výšky 0,144 m uloženými na desce tloušťky 0,185 m. Dvojice navazujících ramen jsou umístěny vedle sebe tak, že zrcadlo umístěné mezi nimi je široké 0,7 m. Podesty hlavního schodiště mají tloušťku 0,2 m a umožňují přístup jak do jednotlivých parkovacích podlaží, tak i ke dveřím výtahů přilehlé výtahové šachty. Obě schodiště jsou vybavena ocelovým zábradlím, které nebylo modelováno.

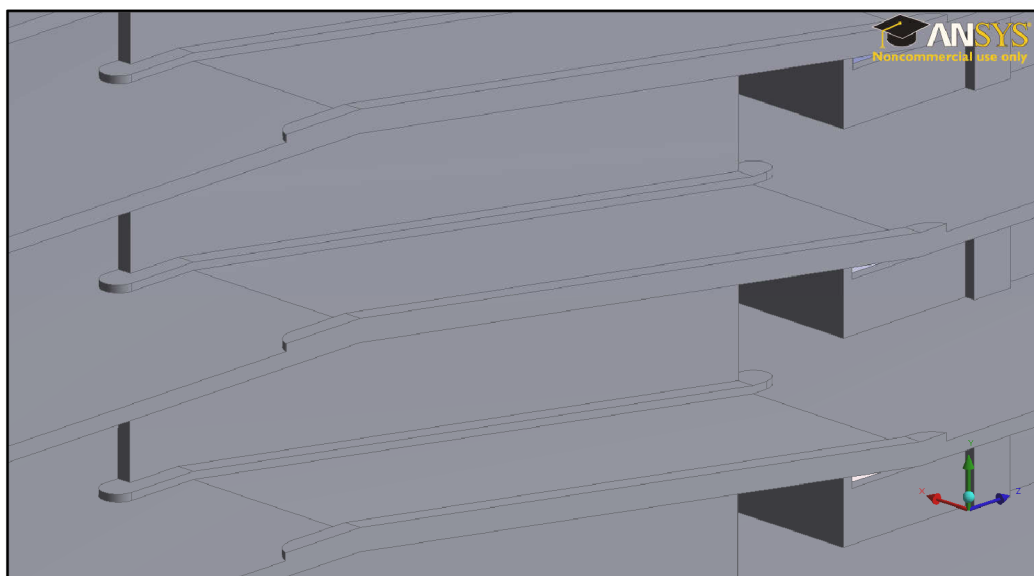
Nouzové schodiště je situováno ve východní části jádra (viz obrázek 4.2 vpravo). Toto schodiště není trvale přístupné a spojuje pouze lichá podlaží. Schodiště je v každém podlaží tvořeno trojicí schodišťových ramen šířky 1,2 m, přičemž nástupní a výstupní rameno disponuje vždy 6 stupni a mezilehlé rameno má stupňů 5. Rozměry stupňů jsou pro všechna ramena schodiště stejné. Jejich výška je 0,153 m a délka je 0,325 m. Sklon ramen je též konstantní a činí $25,2^\circ$. Jednotlivá ramena jsou na sebe kolmá a mezipodesty umístěné mezi nimi jsou čtvercové (o straně 1,2 m). V úrovni každého lichého podlaží je umístěna podesta spojující prostor schodiště s prostorem přilehlých parkovacích podlaží. Tloušťka nosné desky schodišťových ramen, mezipodest i podest je shodná a její hodnota činí 0,2 m. Na nouzové schodiště navazuje v úrovni prvního nadzemního podlaží úniková chodba šířky 1,85 m. Její světlá výška činí v části navazující na schodiště 2,4 m (z důvodu zvýšení počtu parkovacích stání) a v části přiléhající k obchodním prostorám je tato výška zvětšena na hodnotu 5,0 m. Tato chodba končí nouzovým východem na jižní straně objektu. Vedle tohoto východu je situována místnost o rozměrech 3,8 m na 2,85 m. Přístup do místnosti je umožněn dveřním otvorem velikosti 2,2 m na 0,8 m, umístěným v únikové chodbě ve vzdálenosti 1,9 m od vnějšího líce budovy.



Obrázek 4.4 – Model geometrie nouzového schodiště

4.1.4. Rampy

Pro zajištění pohybu vozidel mezi jednotlivými parkovacími podlažími jsou v prostoru jádra zřízeny rampy. Jejich prostorové uspořádání je popsáno v kapitole 3.1 a je dobře viditelné na obrázku 4.2. Celkově je v objektu umístěno 36 ramp ve 4 sloupcích. Rampy jsou řešeny jako přímé a překonávají výšku 1,3 m na délce 9,3 m. Podélný sklon ramp je tedy $7,96^\circ$. Pro potřeby práce bylo zanedbáno zaoblení hran ramp výškovými oblouky. Konstrukce ramp je řešena jako deska tloušťky 0,2 m a světlá šířka ramp je 3,0 m. Rampy jsou v celé délce po stranách vybaveny obrubníky výšky 0,1 m. Šířka těchto obrubníků je 0,25 m, z čehož plyne, že šířka ramp mezi obrubníky je 2,5 m. Obrubníky lemující rampy přesahují o 0,45 m dále do prostor parkovacích podlaží a jsou zaobleny kruhovými oblouky. Obrubníky u krajních stěn jsou zaobleny oblouky o poloměru 0,225 m a u obrubníků u stěny oddělující rampy mezi sebou je použit poloměr 0,35 m. Z důvodu odstranění podzemních podlaží pro potřeby práce je prostor pod nejnižší umístěnou rampou uzavřen stěnou tloušťky 0,2 m. Úprava ramp v prostoru střechy je shodná s ostatními rampami s výjimkou úpravy střední stěny oddělující rampy mezi sebou. Ta je snížena tak, aby její horní líc kopíroval tvar rampy ve výšce 0,4 m nad jejím povrchem. Na této stěně je zřízeno ocelové zábradlí, které nebylo modelováno.



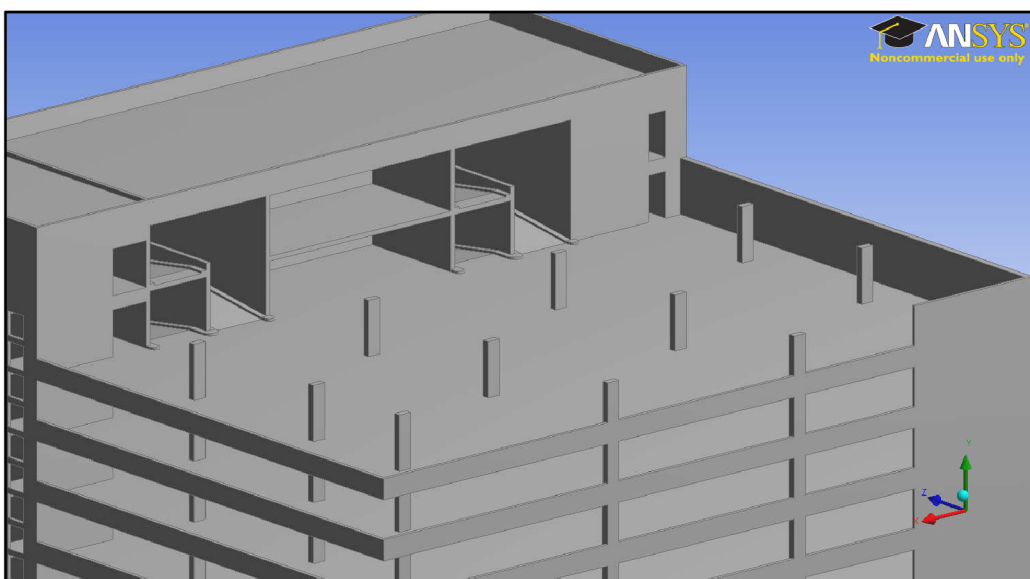
Obrázek 4.5 – Model geometrie ramp

4.1.5. Parkovací podlaží

Objekt parkovacího domu disponuje celkem 17 nadzemními parkovacími podlažími (úrovněmi), jejichž variabilita je velká hlavně v nižší části budovy. Lichá podlaží jsou situována na jih a první dvě z nich jsou zmenšena o obchodní prostory, které budou

podrobně popsány v kapitole 4.1.6, a dále o šířku 1,95 m na západní straně objektu. První parkovací podlaží je dále zmenšeno o šířku únikové chodby (viz kapitola 4.1.3), prostory zázemí domu umístěné na západní straně objektu ($7,8 \text{ m}^2$) a chodbu vedoucí k hlavnímu schodišti ($5,7 \text{ m}^2$). Prostor tohoto podlaží určený pro parkování a pohyb vozidel má půdorysnou plochu $366,0 \text{ m}^2$, jsou v něm umístěna 4 standardní stání a zároveň se v něm nachází 7 stání vyhrazených. V této části podlaží jsou umístěny 4 obdélníkové sloupky o rozměrech 0,3 m na 0,6 m, přičemž 2 z nich jsou zčásti zapuštěny do okolních stěn. Stěny v tomto podlaží mají s výjimkou vnější západní stěny, která má tloušťku 0,2 m, tloušťku 0,15 m. Následující (třetí) parkovací podlaží je prakticky shodné s podlažím prvním. Plocha třetího parkovacího podlaží je ovšem oproti výše zmíněnému podlaží zvětšena o plochu únikové chodby ($24,0 \text{ m}^2$), což umožňuje umístění 13 standardních parkovacích stání. V tomto podlaží je umístěn stejný počet obdélníkových sloupků jako v prvním parkovacím podlaží, ovšem do stěny je zapuštěn pouze jeden z nich.

Podlaží číslo 5 je již plně využíváno k parkování. Toto podlaží má půdorysnou plochu $787,1 \text{ m}^2$ a je v něm umístěno celkem 30 parkovacích stání. Všechny 11 sloupků, které jsou v tomto podlaží instalovány, má výše zmíněný obdélníkový tvar i rozměry. Na východní straně přiléhá objekt k zástavbě a je zde stejně jako ve všech dalších podlažích zřízena stěna tloušťky 0,3 m. Kolmo na tuto stěnu přiléhá na jižní straně domu další, 6,0 m dlouhá, stěna tloušťky 0,15 m. Zbytek jižní strany a západní stranu podlaží již uzavírá pouze prosklená fasáda a 1,1 m vysoké zábradlí. Zábradlí je tvořeno ze dvou částí, přičemž modelována byla pouze 0,7 m vysoká betonová část tloušťky 0,15 m. Ocelová část zábradlí

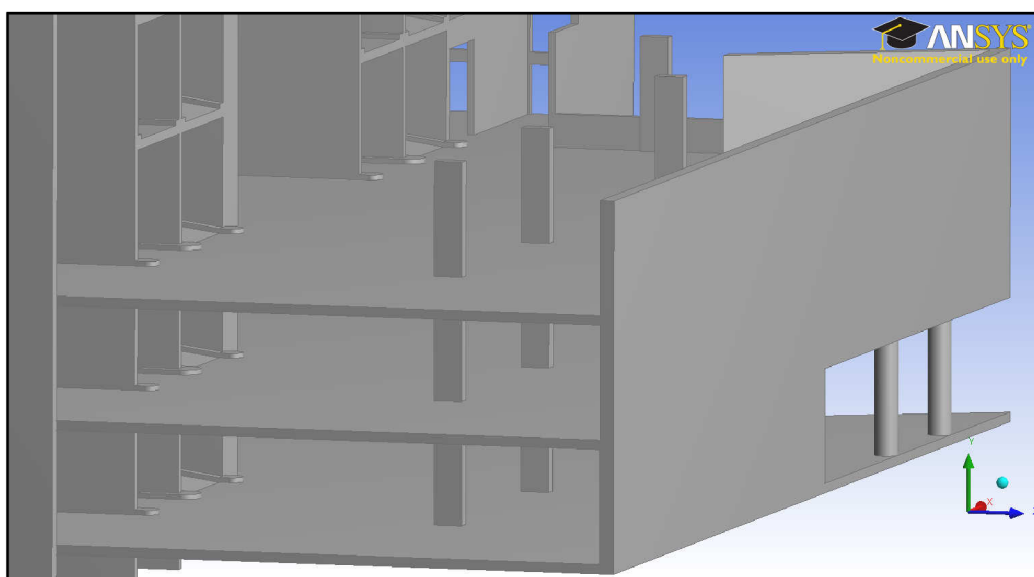


Obrázek 4.6 – Model geometrie lichého parkovacího podlaží

výšky 0,4 m modelována nebyla. Následující podlaží (7 až 17) jsou shodná s podlažím pátým. V jižní části budovy je umístěno celkem 227 standardních a 7 vyhrazených stání.

Sudá podlaží domu jsou situována na sever. Druhé podlaží slouží převážně k vjezdu a výjezdu vozidel z budovy. Menší část podlaží pak slouží k vlastnímu parkování (je zde umístěno celkem 5 parkovacích stání, z toho 1 stání vyhrazené). Celková plocha podlaží činí 412,8 m². V prostoru podlaží je umístěno 5 kruhových sloupů o průměru 0,5 m a dále se zde nachází 2 sloupy obdélníkové, jejichž rozměry jsou 0,3 m na 0,6 m. Část severní strany podlaží, stejně jako celá východní strana, přiléhá k okolní zástavbě a je opatřena stěnou tloušťky 0,3 m. V severní části východní stěny je v tomto podlaží umístěn vstup do přilehlé budovy. Poslední částí tohoto podlaží je prostor pro obsluhu domu, jehož půdorysná plocha činí 7,9 m². Vstup do tohoto prostoru je umožněn ze strany jádra budovy. Stěny této místnosti mají tloušťku 0,15 m a krom dveří velikosti 2,0 m na 0,8 m je prostor vybaven též odbavovacím oknem o rozměrech 1,4 m na 2,0 m.

Parkovací podlaží číslo 4 a 6 jsou již v celém rozsahu využívána k parkování vozidel. Plocha určená k parkování a pohybu vozidel je v každém z těchto podlaží zvýšena na 414,5 m², což umožňuje umístění dohromady 26 standardních parkovacích stání. Na sedm sloupů z níže umístěného podlaží navazují 4 obdélníkové sloupy o velikosti 0,3 m na 0,6 m. Ostatní tři sloupy jsou nahrazeny prodloužením severní stěny (viz výše) na celou délku podlaží a zřízením stěny stejné tloušťky též na západní straně podlaží. V šestém podlaží je stěnou uzavřena pouze šikmá část západní strany a zbytek podlaží je stejně jako v podlaží číslo 5 opatřen prosklenou fasádou a 1,1 m vysokým zábradlím. Dále následuje

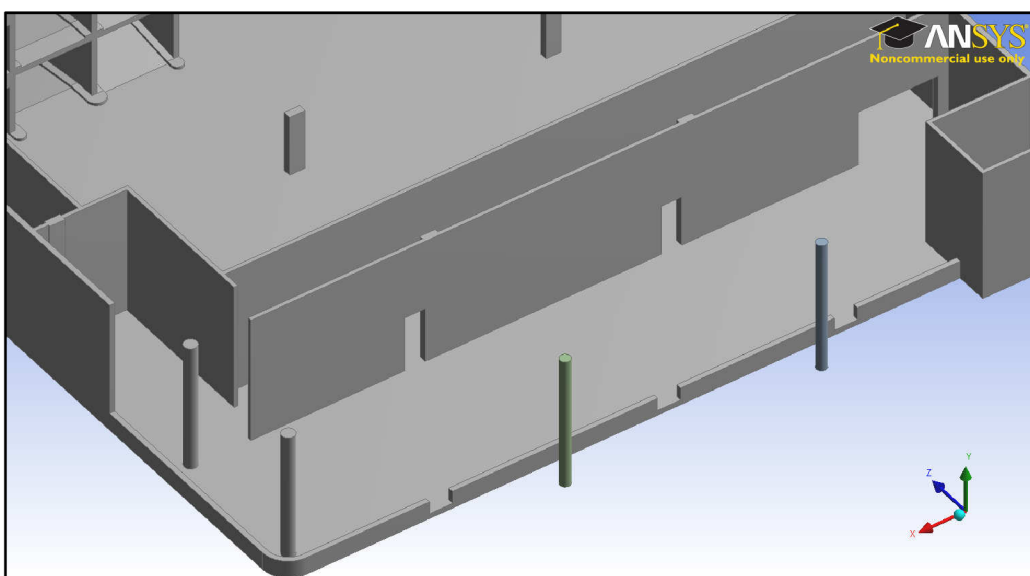


Obrázek 4.7 – Model geometrie sudého parkovacího podlaží

čtveřice shodných podlaží 8 až 14. Jejich plocha je oproti šestému podlaží snížena o plochu nejnižší úrovně střechy na $340,0 \text{ m}^2$, což dovoluje umístění pouze 9 parkovacích stání v každém z nich. Prosklená fasáda s $1,1 \text{ m}$ vysokým zábradlím je zde umístěna i na větší části severní strany podlaží a upravena je též západní stěna (dle tvaru střechy nejnižší úrovně). V šestnáctém podlaží je již umístěno pouze 5 stání, jelikož je jeho plocha opět zmenšena o plochu střechy. Plocha tohoto podlaží je $279,4 \text{ m}^2$. Ze čtyř sloupů z níže umístěných podlaží pokračují pouze 2. Ostatní 2 sloupy jsou plně nahrazeny posunutím severní stěny směrem na jih. Stropní konstrukce jsou ve všech parkovacích podlažích tvořeny deskami tloušťky $0,2 \text{ m}$. Světla výška podlaží je též všude konstantní, přičemž její hodnota činí $2,4 \text{ m}$.

4.1.6. Obchodní prostory

Na jižní straně objektu se v přízemí nacházejí obchodní prostory o celkové ploše 200 m^2 . V těchto prostorách je umístěna kavárna a 2 prodejny, přičemž jejich oddělení nebylo do modelu zahrnuto. Světla výška těchto prostor odpovídá dvěma přiléhajícím podlažím (podlaží 1 a 3), jejichž plocha byla o tyto prostory zmenšena. Její hodnota je tedy $5,0 \text{ m}$. Nosnou konstrukci v těchto prostorách tvoří na západní i východní straně stěna tloušťky $0,2 \text{ m}$ a dále pětice sloupů, z nichž 2 jsou volně stojící, kruhové o průměru $0,5 \text{ m}$ a zbylé 3 jsou obdélníkové o rozměrech $0,3 \text{ m}$ na $0,6 \text{ m}$. Tyto obdélníkové sloupy jsou zapuštěny do další části nosné konstrukce, kterou tvoří $0,15 \text{ m}$ tlustá $23,7\text{m}$ etrová stěna oddělující samotné obchodní prostory od prostor jejich zázemí a toalet. Tyto toalety jsou z obchodních prostor přístupné třemi otvory o výšce $2,0 \text{ m}$ a šířkách $2 \times 0,8 \text{ m}$ a $1 \times 3,1 \text{ m}$.

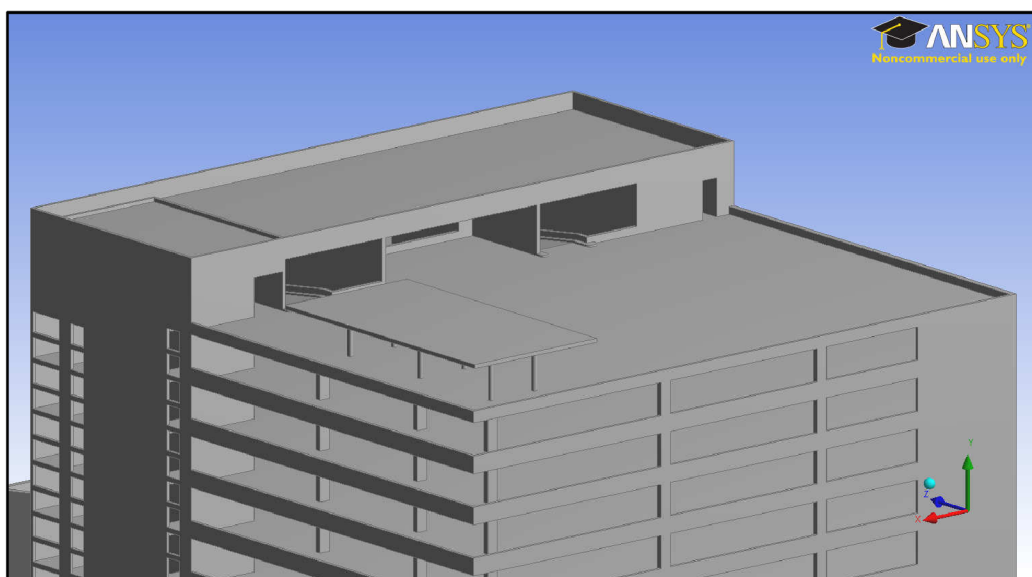


Obrázek 4.8 – Model geometrie obchodních prostor

Každý otvor připadá na jednu provozovnu. Dále jsou prostory toalet přístupné i z prostor prvního parkovacího podlaží dvěma otvory o rozměrech 2,0 m na 0,8 m. Jižní strana a část západní strany prostor jsou opatřeny výlohovými skleněnými výplněmi, které jsou umístěny na 0,5 m vysokém soklu tloušťky 0,2 m. Tento sokl je opatřen třemi výřezy pro vstupní dveře šířky 0,9 m. Poslední nosnou část prvního nadzemního podlaží tvoří dva kruhové sloupy průměru 0,4 m umístěné na jižní straně mimo vnitřní prostory budovy. Na tyto sloupy navazují v dalších podlažích sloupy obdélníkové.

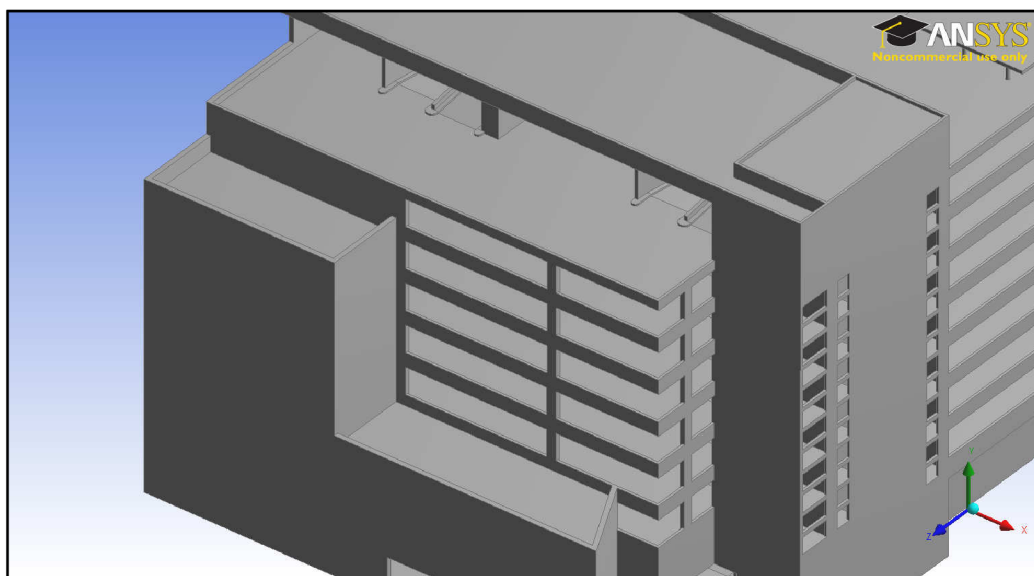
4.1.7. Konstrukce střechy

Objekt disponuje celkem 5 úrovněmi konstrukce střechy. Všechny střešní konstrukce byly modelovány jako ploché desky tloušťky 0,2 m se sklonem 0 %. Spádové vrstvy a zařízení pro odvodnění střechy včetně nutných otvorů modelovány nebyly. Při popisu jednotlivých úrovní budeme postupovat ve směru od jihu. Jižní, největší část střechy se nachází nad lichými parkovacími podlažími, její plocha činí 755,8 m² a může být výjimečně částečně pojížďena. Konstrukce střechy je tvořena výše zmíněnou deskou, která je po obvodu opatřena 0,15 m širokými atikami výšky 0,4 m. Na těchto atikách je umístěno ocelové, 0,7 m vysoké zábradlí, které nebylo modelováno. V jihozápadní části střechy se nachází 2,6 m vysoký přístřešek velikosti 7,8 m na 14,6 m. Tento přístřešek je tvořen šesti kruhovými sloupy průměru 0,25 m a deskou tloušťky 0,2 m. Ocelové zábradlí pod přístřeškem nebylo stejně jako ocelové opláštění desky uvažováno. Vyšší střední část střechy se nachází nad prostorem jádra a její plocha je 429,2 m². Nad prostorem výtahové šachty je úroveň zastřešení oproti zbytku střechy dále zvýšena o 0,7 m. Střešní konstrukce



Obrázek 4.9 – Model geometrie jižních částí střech

je po obvodu opatřena 0,15 m širokými atikami o výšce 0,9 m. Tato úroveň je v prostoru zvýšení dorovnána atikami stejné šířky o výšce 0,2 m. Zbylé 3 úrovně střechy se nachází na severní straně objektu nad sudými podlažími. Nižší střední část střechy má plochu 134,4 m², může být výjimečně pojížďena a disponuje celkem 5 parkovacími stáními v prostoru jádra. Tato stání nejsou však stejně jako prostor střechy standardně přístupná, a nebyla tak počítána do celkové parkovací kapacity domu. I tato část střechy je vybavena betonovými 0,15 m širokými atikami o výšce 0,4 m, na kterých je umístěno ocelové, 0,7 m vysoké zábradlí, které nebylo modelováno. Vyšší severní úroveň střechy je zároveň nejmenší částí střechy. Její plocha činí 63,2 m² a je vybavena 0,3 m širokými atikami o výšce 1,0 m. Tato střecha přiléhá na východní i severní straně k okolní zástavbě. Nižší severní úroveň střechy disponuje plochou 78,8 m². Oproti výše zmíněným částem střechy nemá tato část zastřešení obdélníkový půdorys, ale západní strana střechy je zkosená o 2,65 m směrem k jádru (viz obrázek 4.10), a kopíruje tak tvar druhého až šestého podlaží. Stejně jako výše zmíněné úrovně je i tato úroveň střechy opatřena po obvodu atikami. Rozměry těchto atik jsou 0,7 m na výšku a 0,3 m na šířku.

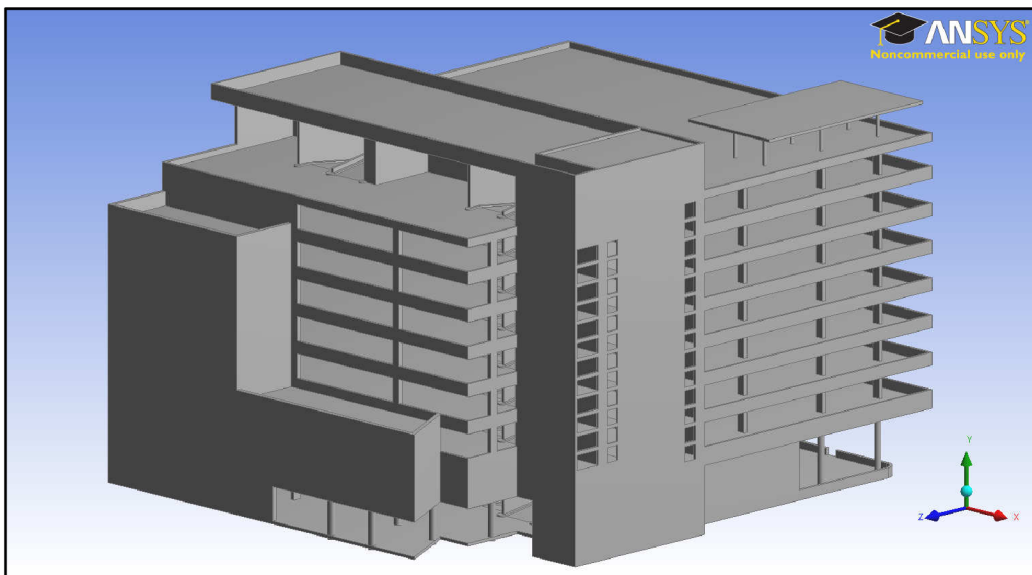


Obrázek 4.10 – Model geometrie severních částí střech

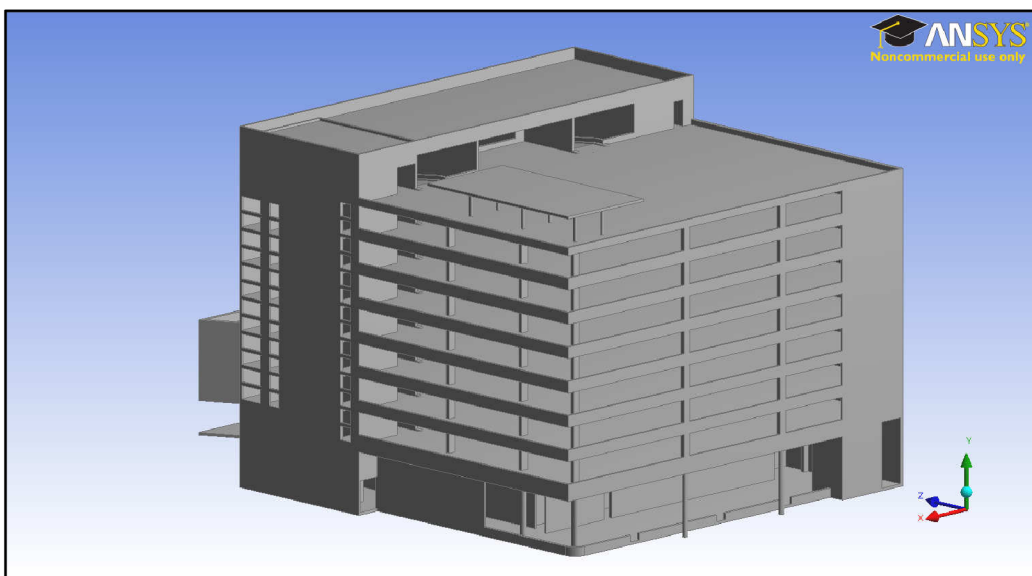
4.1.8. Fasáda

Fasáda domu je tvořena přesazenou ocelovou konstrukcí sestávající se z 0,6 m dlouhých ocelových konzol IPE 120, podélných profilů UPE 120 a ocelových táhel průměru 11 mm. Na podélníky jsou pak pomocí speciálních prvků připevněny skleněné tabule tloušťky 20 mm. Připojení konzol k železobetonové konstrukci je realizováno po 2,0 metrových vzdálenostech pomocí čelních desek rozměru 120 x 120 mm v úrovni stropních konstrukcí.

Každá čelní deska je ke konstrukci přichycena pomocí čtveřice kotevních šroubů. Pro údržbu fasády je konstrukce v úrovni každého podlaží dále opatřena pochůzným ocelovým roštem. Celkové vyložení fasády činí 0,7 m. Geometrie fasády nebyla do modelu zahrnuta. Účinky zatížení od fasády byly do konstrukce vneseny náhradním způsobem specifikovaným v kapitole 5.1, přičemž vyložení a hmotnost fasády byly zachovány.



Obrázek 4.12 – Celkový pohled na model ze severozápadu



Obrázek 4.11 – Celkový pohled na model z jihozápadu

4.2. Použitý materiál a jeho charakteristiky

Celá konstrukce je vytvořena z betonu. Pro model byl proto v souladu s předpoklady řešení, specifikovanými v kapitole 3.2, vybrán z nabídky lineálních materiálů aplikace ANSYS Workbench materiál Concrete (beton). Některé charakteristiky materiálu byly převzaty z aplikace a některé byly upraveny dle norem ČSN EN 1991-1-1 a ČSN EN 1992-1-1, přičemž byl použit beton třídy C35/45. Upraveny byly tyto charakteristiky:

- Objemová hmotnost: $\rho = 2500 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ (Příloha A normy ČSN EN 1991-1-1, tabulka A.1)
- Koeficient teplotní roztažnosti: $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Modul pružnosti betonu: $E = 34 \text{ GPa}$ (Norma ČSN EN 1992-1-1, tabulka 3.1)
- Pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ (Norma ČSN EN 1992-1-1, tabulka 3.1)
- Pevnost betonu v tahu: $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$ (Norma ČSN EN 1992-1-1, tabulka 3.1)

4.3. Okrajové podmínky modelu

Tato kapitola se zabývá okrajovými podmínkami modelu, přičemž jako jediné byly definovány podpory konstrukce. Jak již bylo uvedeno v kapitole 4.1, model základů byl vzhledem k odstranění podzemních podlaží ve velké míře zjednodušen. Založení celého objektu je pak tvořeno kombinací plošných a hlubinných základů. Model plošného založení byl v Mechanical aplikaci systému ANSYS Workbench vytvořen pomocí okrajové podmínky Displacement aplikované na spodní líc základové desky. Tato okrajová podmínka upravuje hodnoty přemístění v konstrukci. Jejím použitím lze docílit předepsaného přemístění v požadovaném směru. Pro potřeby úlohy bylo v místě základové spáry definováno nulové přemístění ve směru osy y (kolmo na plochu základu – viz obrázek 4.1) a ostatní složky přemístění zůstaly volné. Model hlubinného založení byl vytvořen pomocí 0,1 m dlouhých vysunutí průřezů sloupů pod spodní líc základové desky (viz obrázek 4.1). Na spodní líc těchto vysunutí byla v Mechanical aplikaci systému ANSYS Workbench aplikována okrajová podmínka Fixed Support. Tato podmínka předepisuje nulové hodnoty přemístění v místě simulovaných pilot. Konstrukce je tak v těchto místech dokonale vetknuta do podloží.

5. Model zatížení

Následujících 5 podkapitol se zabývá zatížením modelu. V modelu jsou uvažována zatížení stálá a proměnná, přičemž do skupiny zatížení proměnných patří zatížení vozidly, zatížení užitná, sníh a vítr. Výpočet účinků zatížení vychází z norem ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí. Podrobný postup výpočtu je uveden v příloze č. 1. Jak již bylo zmíněno v kapitole 4.1, model geometrie byl pro účely aplikace zatížení rozdělen do celkem 11 částí po lichých podlažích. Dále bylo z důvodu potřeby aplikace různých intenzit zatížení na různé části stěn, stropních konstrukcí a střechy modelu vytvořeno celkem 510 povrchů. Tyto povrchy vytváří na konstrukci oddělené zóny, které je pak možno zatížit různými spojitými plošnými zatíženími.

5.1. Zatížení stálá

Ve skupině stálých zatížení byla uvažována vlastní tíha železobetonové konstrukce, příček v prostorách zázemí budovy (první nadzemní podlaží) a fasády. Zatížení ostatními prvky, které nebyly fyzicky modelovány, uvažováno nebylo. Tyto prvky jsou uvedeny v kapitole 3.2. Dále nebylo uvažováno zatížení od podhledů v obchodních prostorách budovy.

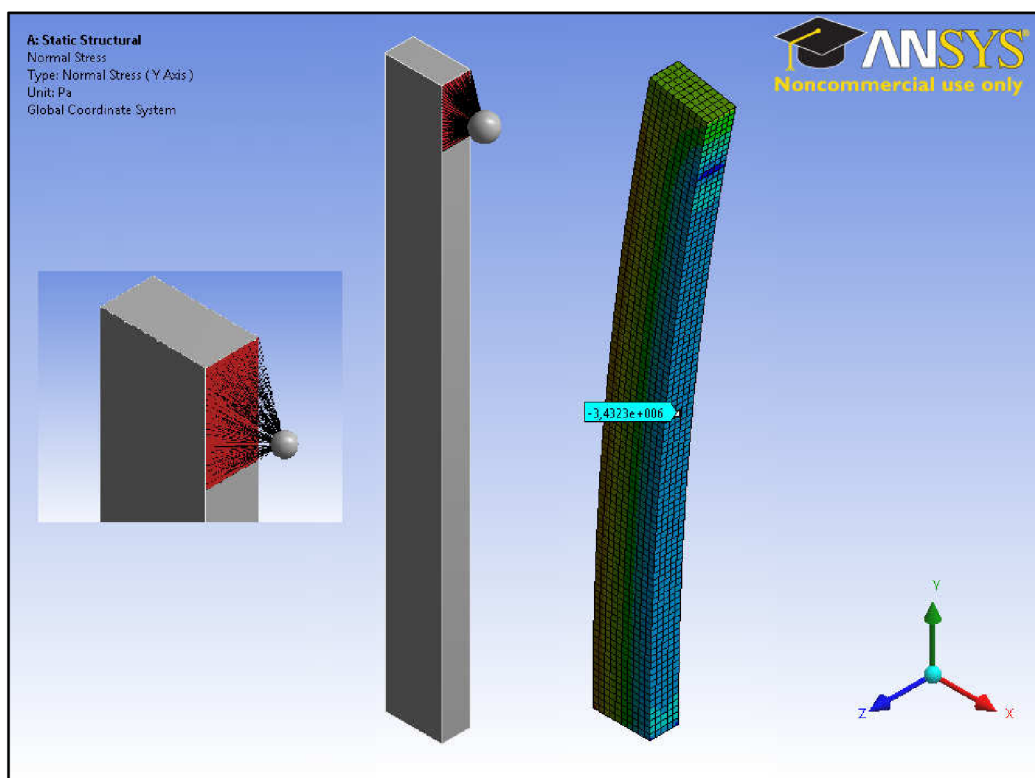
Vlastní tíha nosné železobetonové konstrukce domu byla v prostředí ANSYS Workbench řešena zavedením standardního gravitačního zrychlení Země (Standard Earth Gravity) a nastavením objemové hmotnosti materiálu modelu na hodnotu $\rho = 2500 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$. Hodnota gravitačního zrychlení je v Mechanical aplikaci přednastavena na hodnotu $g = 9,8066 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$. Výchozí hodnota zrychlení byla ponechána a upraven byl pouze směr gravitace, a to do záporného směru osy y .

V prostorách zázemí budovy se nachází 14 pět metrů vysokých příček tloušťky 0,1 m. Tyto příčky jsou vyžděny z pórobetonových tvárníc YTONG, přičemž objemová hmotnost zdiva $\rho = 600 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ (<http://www.ytong.cz>, 2012). Příčky jsou dále opatřeny VC omítkou o objemové tíze $20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ (Příloha A normy ČSN EN 1991-1-1, tabulka A.1). Celková tíha příček byla stanovena na $5,95 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$. Zatížení příčkami bylo do modelu zavedeno plošným spojitým zatížením.

Poslední položkou ve skupině stálých zatížení je zatížení fasádou domu. Jednotlivé prvky fasády objektu jsou popsány v kapitole 4.1.8. Hmotnost 1 m^2 fasády byla stanovena na 70 kg, přičemž její výslednice působí ve vzdálenosti 0,69 m od líce budovy. Pro zavedení účinků vlastní tíhy fasády do modelu se nabízelo více možných řešení. První zvažovanou variantou bylo použití náhradních sil a momentů. Tato náhradní zatížení by bylo nutné

přiřadit k jednotlivým povrchům velikosti 120 x 120 mm, reprezentujícím dotykové plochy čelních desek. Nevýhodou této varianty byla v první řadě její pracnost v podobě nutnosti vytvoření jednotlivých povrchů s dvojicí náhradních zatížení (síla + moment) a dále absence hmotnostní podoby zatížení nutné pro případné výhledové využití modelu pro zkoumání dynamických účinků zatížení. Druhou variantou bylo samotné vymodelování fasády za použití ekvivalentního materiálu a tuhosti konstrukce. Jednou z výhod této varianty je její hmotnostní charakter, nevýhodou je ovšem pracnost a složitost modelování geometrie s ohledem na zachování skutečné hmotnosti, vyložení a tuhosti fasády. Poslední, třetí variantou je využití tzv. Point Mass. Mechanical aplikace prostředí ANSYS Workbench umožňuje zavedení bodové soustředěné hmotnosti na určité místo v modelu pomocí výše zmíněných prvků. Těmto prvkům je přiřazena hmotnost a vztažná geometrie. Výhodou tohoto řešení je zachování hmotnostního charakteru fasády a nutnost definice pouze jednoho náhradního břemene. Stejně jako u první varianty je ovšem nutné jednotlivé prvky přiřadit k vztažným povrchům velikosti 120 x 120 mm. I přes tuto skutečnost byla zvolena právě tato varianta.

Podmínkou použití třetí varianty bylo detailní pochopení mechanismu, jakým způsobem aplikace s Point Mass prvky pracuje. Z tohoto důvodu byl vytvořen samostatný projekt, na



Obrázek 5.1 – Připojení prvku Point Mass k modelu

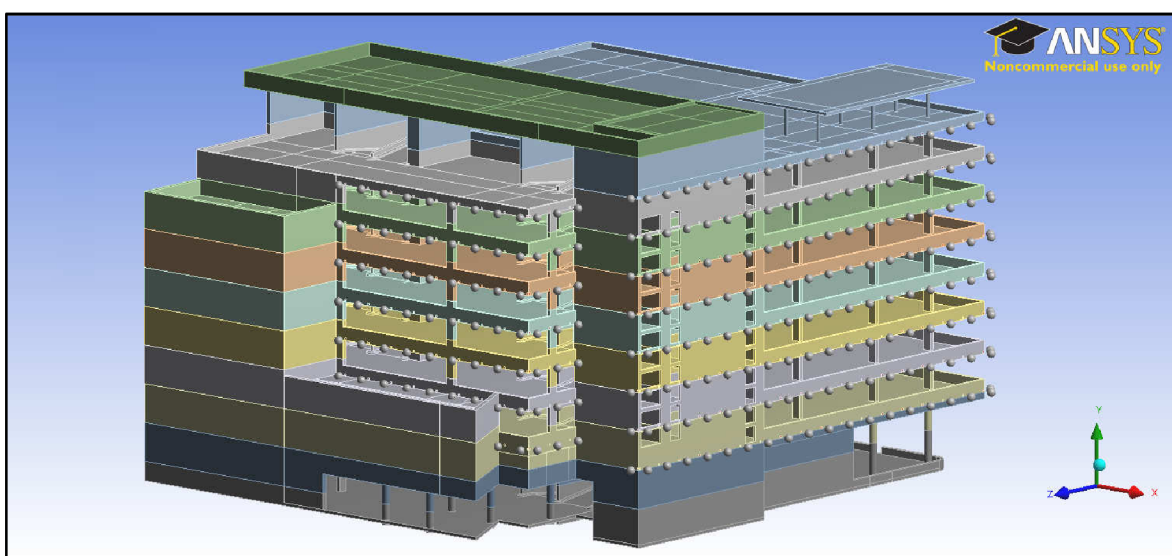
kterém bylo chování těchto prvků zkoumáno. Geometrie projektu byla zvolena jako svislá konzola obdélníkového průřezu nulové hustoty s vytvořeným povrchem, ke kterému byl vztážen 1000 kg vážící Point Mass. Tento Point Mass byl umístěn do vzdálenosti 0,2 m od osy konzoly a přetransformován na Remote Point (vzdálený bod), čímž bylo docíleno názornosti úlohy. Jak je patrné z obrázku 5.1, přiřazením prvku k danému povrchu docílíme propojení prvku a modelu tak, že svislé i ohybové zatížení od Point Mass prvku je rovnoměrně rozneseno po celé ploše povrchu. Napětí vniklé na konzole pak přesně odpovídá kombinaci tlakového a ohybového namáhání:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} \quad (5.1)$$

kde N je normálová síla na konzole odpovídající tíze prvku, b a h jsou rozměry průřezu konzoly a e je zadaná excentricita. Po dosazení konkrétních hodnot použitých v projektu lze například pro tlačena vlákna průřezu dospět k následující hodnotě normálového napětí:

$$\sigma = -\frac{9806,6 \cdot 10^3}{0,1 \cdot 0,2} - \frac{9806,6 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{\frac{1}{6} \cdot 0,1 \cdot 0,2^2} = -3,4323 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (5.2)$$

Jak je patrné z výše zmíněného obrázku, tlakové napětí vypočtené ve vztahu 5.2 přesně odpovídá napětí v modelu. Pro připojení fasády k železobetonové nosné konstrukci objektu bylo použito celkem 349 ocelových konzol. Pro snížení pracnosti se proto nabízela jednodušší alternativa této varianty, při níž by byl místo vysokého počtu malých povrchů rozměru 120x120 mm vytvořen pouze jeden povrchový pruh výšky 120 mm v každém podlaží, k němuž by byly následně vztaheny odpovídající Point Mass prvky. Toto řešení

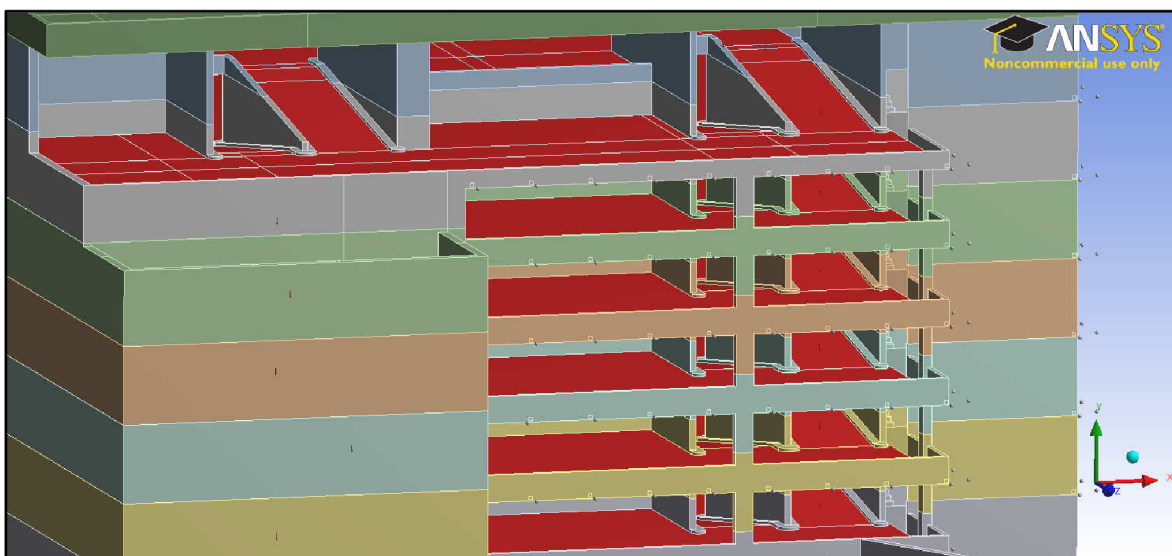


Obrázek 5.2 – Model zatížení fasádou s využitím Point Mass prvků

ovšem nebylo použito z toho důvodu, že tato varianta neumožňuje zohlednit rozdílnou hmotnost krajních prvků (zatížení by bylo rozneseno na celou délku podlaží) a při aplikaci zatížení větrem, které se fasádou přenáší, by nebylo možné zohlednit rozdělení zón. Z obrázku 5.2 je patrné, že byla použita přesnější varianta a bylo vymodelováno všech 349 malých povrchů a odpovídající počet Point Mass prvků. Jednotlivým prvkům byl pak přiřazen příslušný povrch, poloha a hmotnost vycházející z plochy fasády, kterou daná konzola vynáší.

5.2. Zatížení vozidly

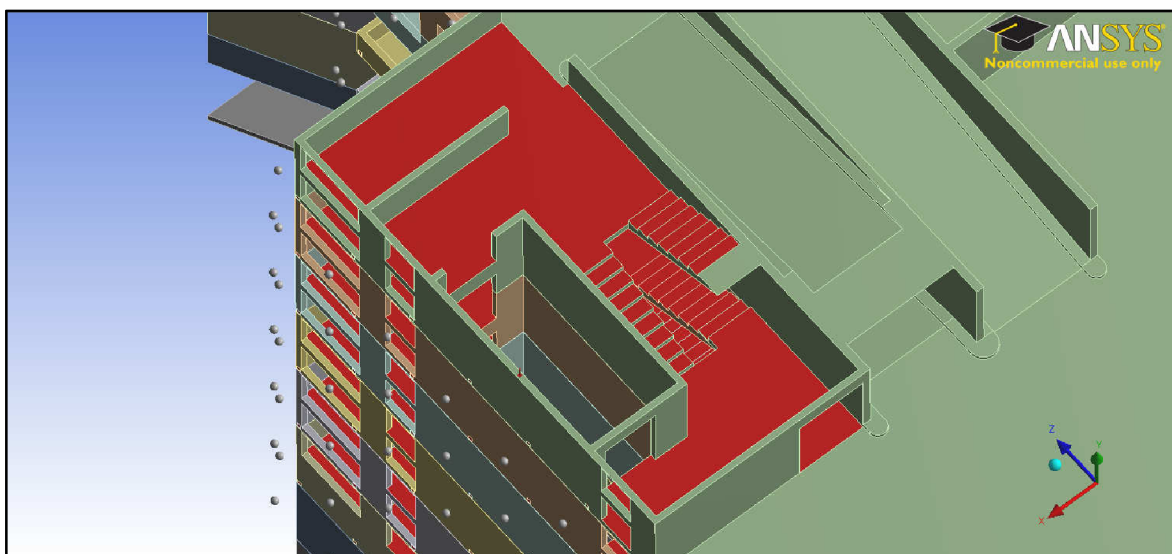
Model zatížení konstrukce vozidly vychází z normy ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení. Tato norma předepisuje model plošného spojitého zatížení q_k pro stanovení celkových účinků zatížení a dále model jedné nápravy tíhy Q_k pro stanovení účinků lokálních. Lokální účinky ovšem nebyly v rámci práce řešeny. Dle kapitoly 6.3.3.1 výše uvedené normy spadá zatížení objektu parkovacího domu vozidly do kategorie F – dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla (≤ 30 kN celkové tíhy vozidla a s nejvýše 8 sedadly kromě řidiče). Dle bodu 2.8 národní přílohy zmíněné normy byla pro spojitě rovnoměrné zatížení od vozidel použita hodnota $q_k = 2,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$. Toto zatížení bylo v modelu aplikováno plošně ve všech parkovacích prostorech a také v prostoru ramp ve svislém směru. V oblasti střech objektu bylo zatížení použito na celou plochu severní pojížděné části střechy a dále na část jižní střechy v blízkosti jádra, která je též určena k výjimečnému pojíždění.



Obrázek 5.3 – Detail modelu zatížení vozidly

5.3. Zatížení užitná

Hodnoty proměnných zatížení užitných vycházejí stejně jako zatížení vozidly z normy ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení. Tato norma předepisuje návrh zatížených ploch na základě hodnot rovnoměrného a soustředěného zatížení. Ověření lokálních účinků užitných zatížení na konstrukci soustředěným zatížením však v rámci práce řešeno nebylo. Přiřazení jednotlivých ploch v budově k příslušným užitným kategoriím bylo provedeno dle tabulky 6.1 výše uvedené normy. Hodnoty plošných zatížení pak byly stanoveny dle článku 2.4 příslušné národní přílohy. V prostoru schodišť a chodeb domu byla použita užitná kategorie C3 (přístupové plochy ve veřejných budovách). Této kategorii přísluší hodnota plošného rovnoměrného zatížení $q_k = 5,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$. Obchodní prostory objektu byly dle užitné kategorie D1 (plochy v malých obchodech) zatíženy plošným zatížením $q_k = 5,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$. Poslední užitnou kategorií použitou v objektu je kategorie A pro prostory zázemí a toalet. Pro tuto kategorii stanovuje národní příloha hodnotu plošného zatížení $q_k = 1,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$.



Obrázek 5.4 – Detail zatížení hlavního schodiště užitným zatížením

5.4. Zatížení sněhem

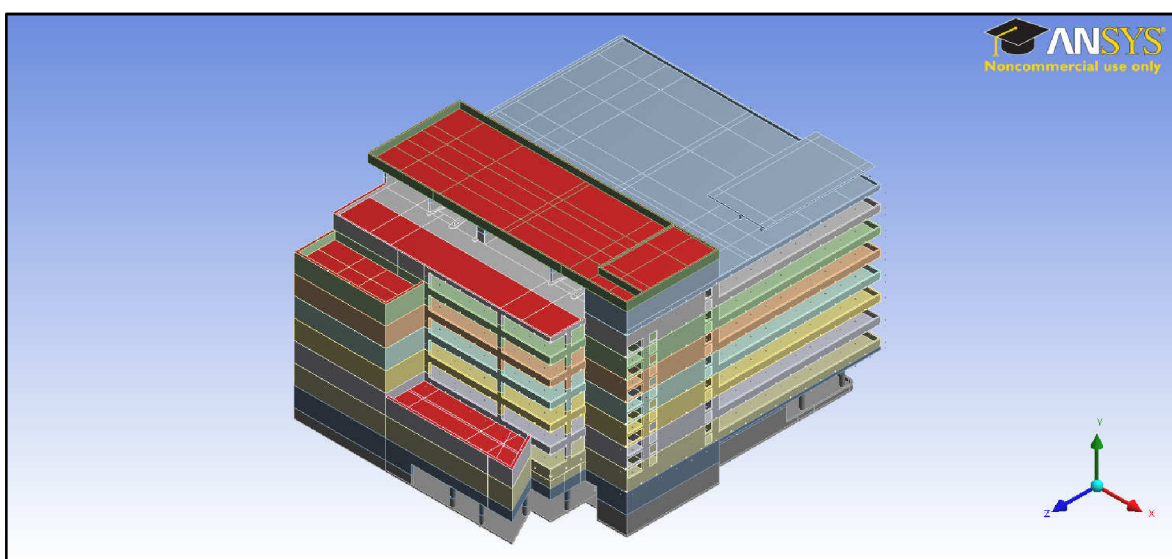
Model zatížení sněhem je definován na základě normy ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Dle mapy sněhových oblastí spadá objekt nacházející se ve střední části města Brna do oblasti II, přičemž této oblasti odpovídá charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi $s_k = 1,0 \text{ kPa}$. Pro zahrnutí všech účinků zatížení sněhem, jež na konstrukci působí, byly uvažovány celkem 4 zatěžovací stavy. K těmto zatěžovacím stavům dojdeme vzájemnou kombinací následujících rozdělení.

V prvé řadě byla konstrukce střechy pomyslně rozdělena na levou (severní) a pravou (jižní) část. Dále byl na základě článku (1)P kapitoly 5.2 výše uvedené normy uvažován sníh nenavátý a navátý. Levou část střechy tvoří čtveřice střešních úrovní při postupu ze severu (až po oblast jádra, včetně). Pravou část střechy tvoří zbývající úroveň, tedy úroveň jižní. V případě nenavátého sněhu se uvažuje pouze jeho svislý spad. To znamená, že na otevřené plochy konstrukce, které jsou kryty další úrovní střechy, zatížení sněhem nepůsobí. Jedinou výjimku tvoří železobetonový přístřešek nacházející se v jižní části střechy. Absence zatížení pod tímto přístřeškem byla z důvodu složitosti dělení střechy pomocí povrchů zanedbána. V případě navátého sněhu je uvažováno ovlivnění směru jeho spadu působením větru. Tím pádem dochází k zavátí sněhu i do krytých otevřených částí střechy. Jedinou výjimku tvoří rampy a střešní parkovací stání v oblasti jádra budovy, kde je navátí sněhu zabráněno instalací ocelových zábran.

Výpočet charakteristických hodnot zatížení sněhem na střeše byl proveden dle následujícího vzorce obsaženého ve výše zmíněné kapitole výše zmíněné normy:

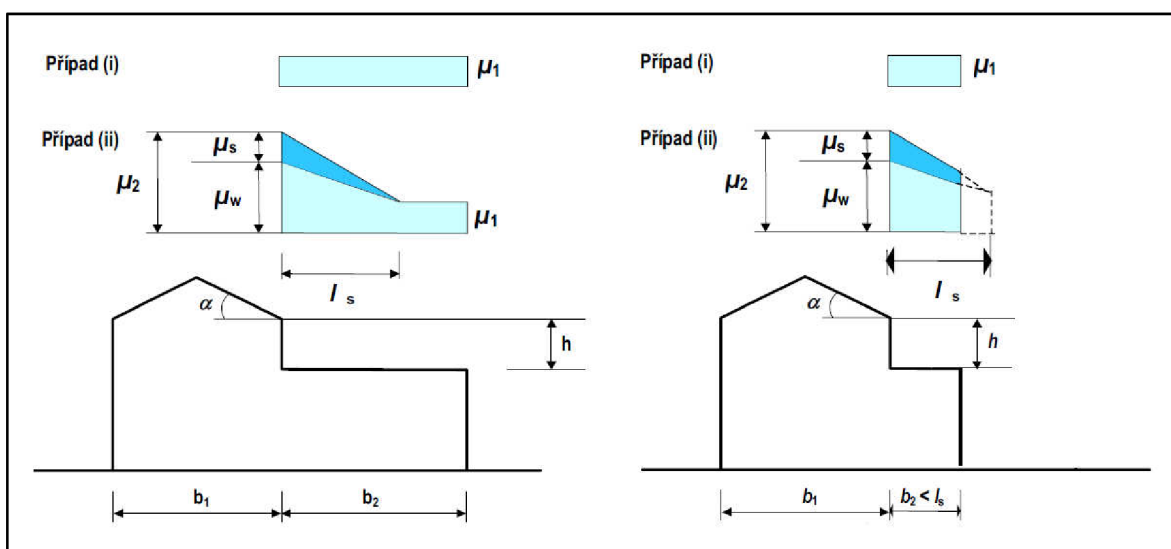
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (5.3)$$

kde μ_i je tvarový součinitel zatížení sněhem (viz dále), C_e je součinitel okolního prostředí uvažovaný hodnotou 1,0 (normální topografie terénu) a C_t je tepelný součinitel uvažovaný též hodnotou 1,0. Pro oba zatěžovací stavy nenavátého sněhu byl dle tabulky 5.2 normy ČSN EN 1991-1-3 použit tvarový součinitel střechy $\mu_1 = 0,8$ (plochá střecha). Ze vzorce 5.3 pak vyplývá charakteristická hodnota nenavátého sněhu na střeše $s = 0,8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$.



Obrázek 5.5 – Zatížení levým nenavátým sněhem

Základní zatížení navátým sněhem na plochých, resp. pultových střechách se dle kapitoly 5.3.2 příslušné normy uvažuje stejnou hodnotou i průběhem jako zatížení sněhem nenavátým. Z důvodu členitosti konstrukce bylo však nutno vzít do úvahy to, že nižší úrovně střechy přiléhají k vyšším částem stavby, a dále též vliv místních účinků způsobený přítomností atik na střeše. Zbývající dva zatěžovací stavy (pravý a levý navátý sníh) tedy krom rovnoměrného spojitého zatížení sněhem zohledňují také výše zmíněné účinky zatížení tam, kde tyto vlivy nastávají. Výpočet účinků navátí sněhu na střechách přiléhajících k vyšším částem budovy byl proveden dle kapitoly 5.3.6 dané normy (pro nevýjimečný spád sněhu a nevýjimečné návěje). Uspořádání zatížení, které norma pro



Obrázek 5.6 – Uspořádání zatížení sněhem. Vlevo případ, kdy $l_s < b_2$, vpravo případ opačný.

Případ *i* platí pro sníh nenavátý, případ *ii* pro sníh navátý. (ČSN EN 1991-1-3 2004: 22-23)

střechy přiléhající k vyšším stavbám předepisuje, je zobrazeno na obrázku 5.6. Z tohoto obrázku je též patrné, že tvarový součinitel μ_2 odpovídá součtu součinitelů μ_s a μ_w . Tvarový součinitel μ_s zohledňuje sesun sněhu z horní střechy, přičemž pro ploché střechy je roven nule. Tvarový součinitel μ_w zohledňuje působení větru, a to dle následujícího vztahu:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/(2 \cdot h) \leq \gamma \cdot h/s_k \quad (5.4)$$

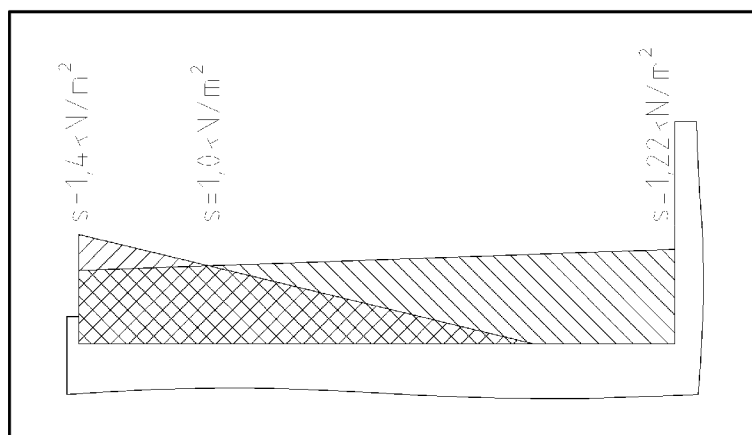
kde γ je objemová tíha sněhu rovnající se hodnotě $2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$. Délka návěje l_s se rovná dvojnásobku výšky h . Jak již bylo řečeno výše, další místa, kde mohou při působení větru vznikat oblasti aerodynamického stínu, ve kterých může docházet ke sněhovým návějím, jsou oblasti atik. Místní účinky tohoto zatížení řeší výše zmíněná norma v kapitole 6.2.

V této kapitole jsou pro výpočet tvarových součinitelů navátí předepsány následující vzorce:

$$\mu_1 = 0,8 \quad (5.5)$$

$$\mu_2 = \gamma \cdot h/s_k \quad (0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0) \quad (5.6)$$

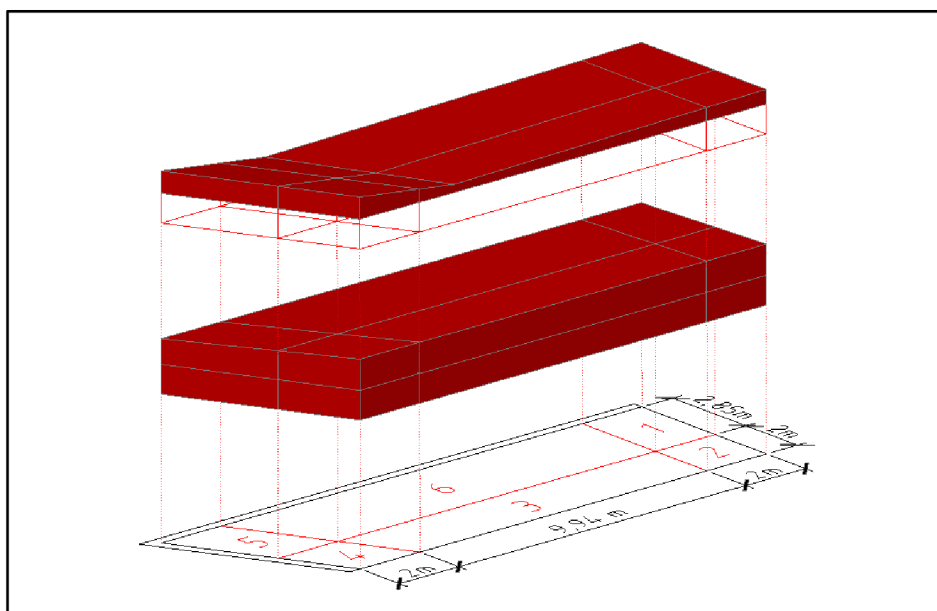
Hodnota délky návěje l_s se rovná dvojnásobku výšky překážky (atiky) h s omezením $5,0 \text{ m} \leq l_s \leq 15,0 \text{ m}$. Výsledné uspořádání zatížení sněhem je pak tvořeno lichoběžníkem, jehož vyšší vrchol přiléhající k atice odpovídá součiniteli μ_2 a nižší vrchol, který je od atiky vzdálen o délku l_s , odpovídá součiniteli μ_1 . Dosazením příslušných hodnot do vzorců 5.4 až 5.6 dostaneme potřebné tvarové součinitele zatížení sněhem, které je pak možno dosadit do vzorce 5.3, a získat tak hledanou intenzitu zatížení. Konkrétním dosazením bylo zjištěno, že na nižší střední úrovni střechy nedojde k žádnému z výše popsaných stavů, na jižní části střechy dojde pouze k navátí vlivem přiléhající části budovy a na střechě jádra se projeví pouze účinky místní (návěje v oblasti atik). Na zbylých dvou částech střechy (severní strana) se pak projeví jejich kombinace. Tato kombinace byla řešena překrytím výsledných tvarů zatížení sněhem z obou výše uvedených výpočtů a „obkreslením obvodu“ vzniklého obrazce. Tímto postupem bylo vytvořeno výsledné uspořádání zatížení na celé délce střechy. Tento postup je zobrazen na obrázku 5.7 na příkladu zatížení navátým sněhem nejnižší úrovně střechy v řezu východ – západ. Další



Obrázek 5.7 – Kombinace navátí sněhu vlivem přiléhající části budovy a atiky (měřítko zatížení sněhem bylo zvětšeno)

kombinací, kterou bylo nutno provést, byla kombinace zatížení sněhem na nejnižší úrovni střechy. Z důvodu, že je tato střecha umístěna „v rohu“ mezi dvěma přilehlými vyššími stěnami, bylo nutno výpočet navátého sněhu provést ve dvou na sebe kolmých směrech. Kromě uspořádání zobrazeného na obrázku 5.7 tak vzniklo ještě podobné uspořádání ve

směru sever – jih, ve kterém však stoprocentně převládlo zatížení vlivem přiléhající části budovy. Protože může dojít k navátí sněhu v obou směrech střechy současně, byl zvolen následující postup. Při kombinaci obou směrů bylo využito rovnosti základní hodnoty zatížení sněhem $s = 0,8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ v obou směrech, ke které byly přičteny hodnoty zatížení sněhem v obou řezech snížené o základní hodnotu zatížení. Pro umožnění zadání zatížení v Mechanical aplikaci, bylo vzniklé velmi složité uspořádání upraveno rozdělením plochy střechy na 6 zón a na těchto zónách bylo použito spojité rovnoměrné zatížení. Pro výpočet intenzit zatížení působících v jednotlivých zónách byl vytvořen prostorový model navátého sněhu, což umožnilo přesně určit tíhu sněhu připadající na konkrétní zónu. Příklad výše uvedeného postupu je zobrazen na obrázku 5.8.



Obrázek 5.8 – Kombinace zatížení sněhem ve směru S-J a V-Z

Zavedení trojúhelníkových zatížení od navátého sněhu do výpočtového modelu bylo v Mechanical aplikaci prostředí ANSYS Workbench provedeno pomocí tlaku lineálně proměnné intenzity. Průběh tlaku byl definován tabulkou v závislosti na zetové souřadnici lokálního souřadnicového systému, který byl pro tento účel vytvořen.

5.5. Zatížení větrem

Model zatížení větrem byl řešen zjednodušeně, přičemž hlavním důvodem uplatnění dále uvedených zjednodušení je to, že zatížení větrem na takto členitou konstrukci norma neřeší a podrobné zkoumání účinků větru není předmětem práce. Základním zavedeným předpokladem pro výpočet zatížení byly následující úpravy geometrie:

- fasáda domu byla uvažována jako dokonale těsná a její vyložení bylo pro výpočet zanedbáno
- otvor v prostoru vjezdu do budovy byl uvažován jako uzavřený
- otvory v oblasti jádra v úrovni střechy byly uvažovány jako zaslepené (tím bylo zamezeno vzniku přístřešku s atikami přiléhajícího k vedlejším stěnám)

Tlaky větru působící na konstrukci byly počítány následujícím přibližným způsobem za použití normy ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení větrem. Základní vztah pro tlak větru uvádí výše zmíněná norma v kapitole 5.2:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.7)$$

kde $q_p(z_e)$ je maximální dynamický tlak větru v referenční výšce z_e , a c_{pe} je součinitel vnějšího tlaku (viz dále). Jelikož je konstrukce domu členitá a sestává z celkem 5 výškových úrovní, byl výpočet maximálního dynamického tlaku $q_p(z)$ proveden pro každou úroveň zvlášť. Rozhodujícím parametrem pro výpočet výše zmíněné veličiny byla přitom referenční výška každé úrovně. Tato výška byla pro případ řešené konstrukce uvažována hodnotou $z = z_e = h$ (kapitola 7.2.2 výše uvedené normy). Postup výpočtu maximálního dynamického tlaku větru je dle kapitoly 4.5 příslušné normy následující:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (5.8)$$

kde ρ je měrná hmotnost vzduchu uvažovaná hodnotou $1,25 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, $v_m(z)$ je střední rychlost větru ve výšce z nad terénem a $I_v(z)$ je intenzita turbulence ve výšce z :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (5.9)$$

dle kapitoly 4.4 dané normy. Zde k_l je součinitel turbulence o hodnotě 1,0, $c_o(z)$ je součinitel orografie rovný hodnotě 1,0 a z_0 je parametr drsnosti terénu o hodnotě 1,0 m (kategorie terénu IV dle tabulky 4.1 normy). Střední rychlost větru $v_m(z)$ obsažená ve vzorci 5.8 je v normě ČSN EN 1991-1-4 definována v kapitole 4.3 takto:

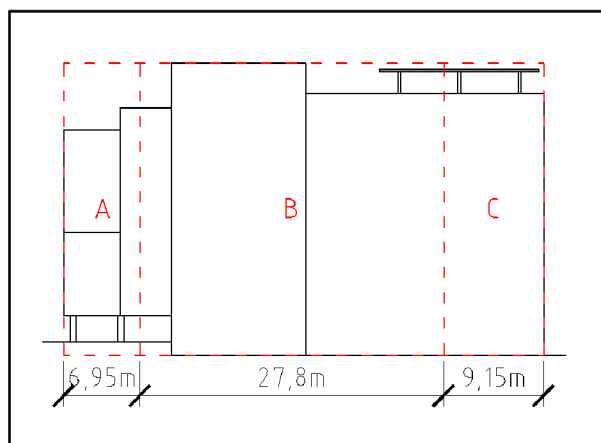
$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (5.10)$$

kde $c_r(z)$ je součinitel drsnosti terénu závislý na výšce nad terénem, parametru drsnosti terénu a součiniteli terénu (rovnému hodnotě 0,234) a v_b je základní rychlost větru definovaná v kapitole 4.2 výše zmíněné normy dle vztahu:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b.o} \quad (5.11)$$

kde c_{air} je součinitel směru větru a c_{season} je součinitel ročního období. Oba tyto součinitele nabývají hodnoty 1,0. Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ (dle mapy větrných oblastí spadá objekt nacházející se ve střední části města Brna do oblasti II).

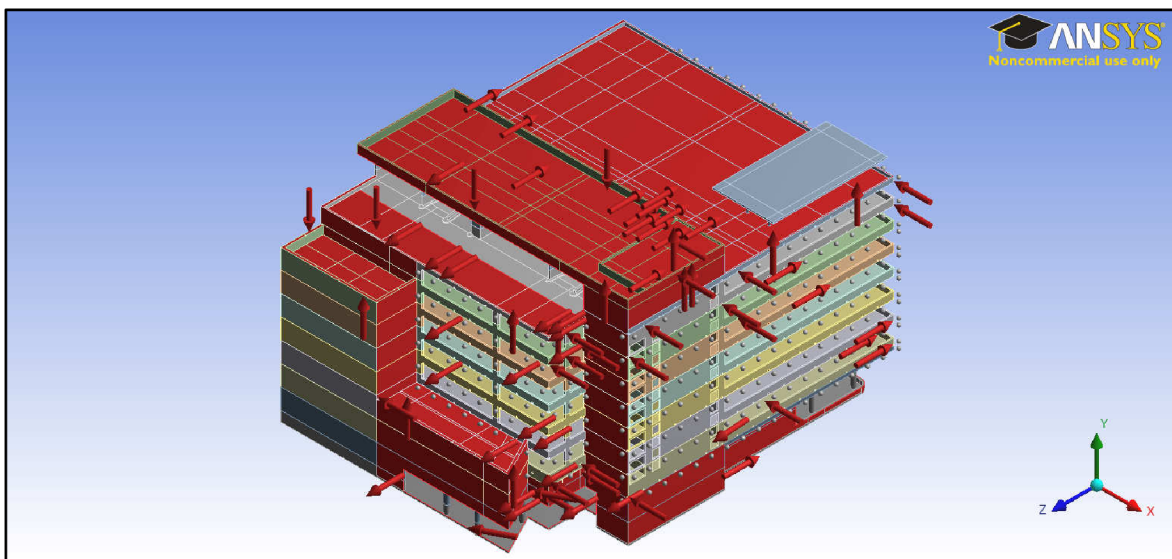
Na základě vzorců 5.8 až 5.11 byly dosazením příslušných výšek vypočteny hodnoty maximálních dynamických tlaků jednotlivých úrovní objektu. Jak však plyne ze vzorce 5.7, bylo pro určení výsledných tlaků větru w_e nutno dále zjistit ještě příslušné hodnoty součinitelů vnějšího tlaku a budovu rozdělit na oblasti. Z důvodu, že norma tyto součinitele a rozdělení na oblasti předepisuje pouze pro objekty pravoúhlého půdorysu s jednou úrovní ploché střechy, byl konstrukci opsán kvádr o půdorysných rozměrech 43,9 m na 34,75 m. Dle tohoto kvádru byly na základě kapitoly 7.2.2 a 7.2.3 výše zmíněné normy určeny oblasti působení větru a jim příslušné součinitele vnějšího tlaku. Jedinou výjimkou bylo rozdělení oblastí střechy. Při tomto rozdělení byla pro trojici severních střech použita snížená šířka budovy (28,9 m) a pro dvojici jižních střech byla použita snížená délka budovy (34,1 m). Shrnutím výše uvedených odstavců je to, že výsledný tlak větru, působící na libovolnou část budovy, je určen maximálním dynamickým tlakem větru (závislým na výšce příslušné úrovně) a oblastí, ve které se daná část budovy nachází (rozměry a poloha oblasti vycházejí z celkových rozměrů budovy).



Obrázek 5.9 – Příklad rozdělení západní stěny na oblasti

Konečný model zatížení větrem se sestává z celkem 6 zatěžovacích stavů. První čtveřice zatěžovacích stavů obsahuje zatížení větrem ze 4 světových stran a zbývající 2 stavy zohledňují účinky větru na železobetonový přístřešek umístěný na jižní střeše (viz dále). Zatížení větrem bylo aplikováno na všechny významné vnější povrchy konstrukce krom povrchů, které jsou chráněny fasádou a přiléhající zástavbou. Nezatížená tak zůstává celá

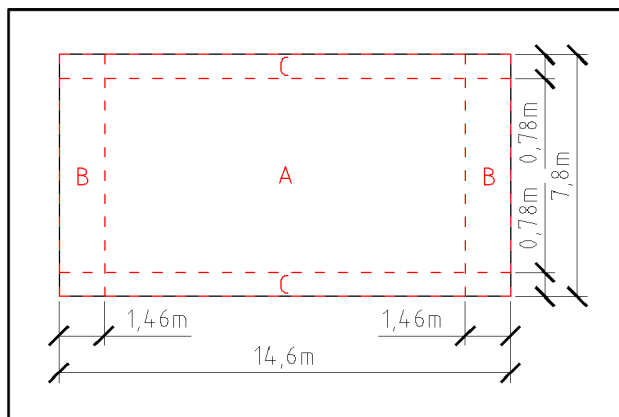
východní stěna a zastavěná část severní stěny. Zatížení větrem v oblastech fasády je do konstrukce přenášeno ocelovými konzolami. Tato zatížení byla do modelu vnesena pomocí ekvivalentních tlaků působících na plochách, na nichž je realizováno připojení konzol. Hodnoty ekvivalentních tlaků byly určeny na základě poměru zatížených a zatěžovaných ploch. Zatížení tlakem větru v místech okenních a dveřních otvorů, stejně jako otvorů zaslepených pro potřeby výpočtu (viz první odstavec kapitoly), bylo v modelu rozpočteno rovnoměrně po jejich obvodu a aplikováno silami na hranách otvorů.



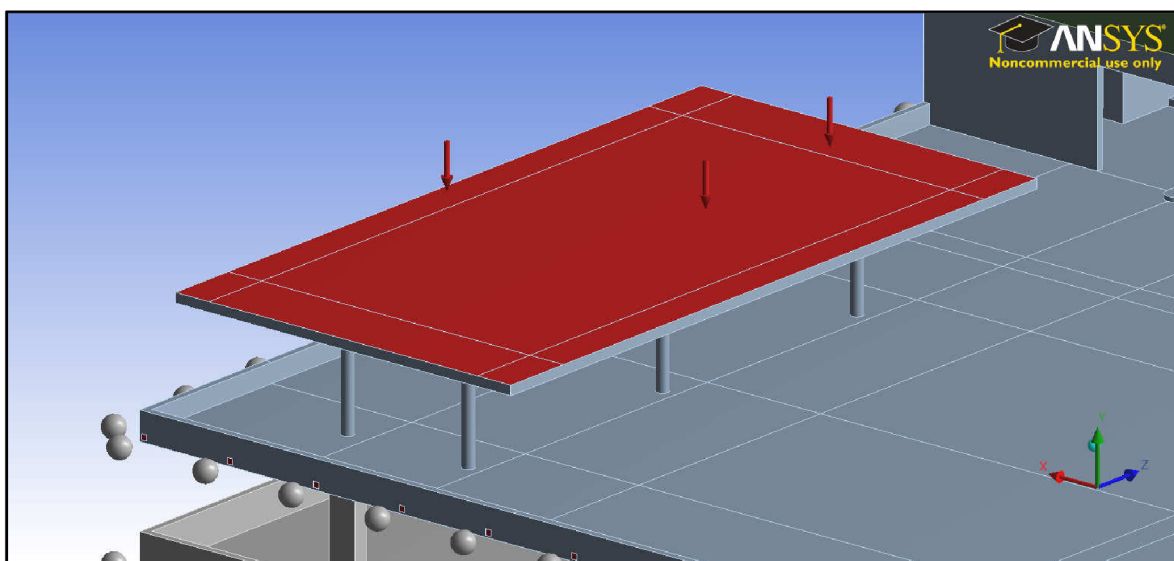
Obrázek 5.10 – Zatížení větrem ve směru ze západu

Účinky větru na pultové přístřešky jsou normou ČSN EN 1991-1-4 řešeny v kapitole 7.4. Na základě tohoto ustanovení byl zatížen také železobetonový přístřešek, který se nachází v jižní části střechy. Hodnota maximálního dynamického tlaku $q_p(z)$ byla v tomto případě určena na základě střední rychlosti větru ve výšce $z = 26,6$ m nad úrovní přilehlého terénu, ve které se nachází horní plocha přístřešku. Pro zjištění hodnot tlaků větru působících na povrch přístřešku uvádí výše zmíněná norma součinitele výsledného tlaku $c_{p,net}$. Tyto součinitele zohledňují kombinaci účinků větru na horní a spodní povrch přístřešku a jsou závislé na součiniteli plnosti φ . Tento součinitel je roven poměru ploch překážek pod přístřeškem a průřezu přístřešku. V případě řešeného přístřešku tvoří plochy překážek pouze průměty ploch sloupů v příslušném směru. Získané hodnoty součinitelů výsledného tlaku byly pro vypočtení hodnot tlaků větru dosazeny do vzorce 5.7. Na základě ustanovení normy mají být řešeny vždy 2 stavy (tlak a sání) v každém směru působení větru (celkem tedy 4 stavy). Z důvodu, že pro oba směry působení větru vycházejí v daném případě hodnoty tlaků s malou odchylkou (maximálně 8 %), byly pro

snížení počtu zatěžovacích stavů využity v daných oblastech přístřešku pouze maximální hodnoty tlaků. Tímto postupem byl počet zatěžovacích stavů přístřešku zredukován na konečný počet dvou (tlak a sání). Zatížení přístřešku bylo pro zefektivnění práce zadáno do modelu samostatně (viz obrázek 5.12).



Obrázek 5.11 – Rozdělení přístřešku na oblasti



Obrázek 5.12 – Zatížení přístřešku větrem – tlak

6. Tvorba sítě a výpočet

Následující kapitola se věnuje tvorbě sítě a výpočtu úlohy. První část kapitoly popisuje tvorbu a vlastnosti použitých variant sítě konečných prvků, druhá polovina kapitoly je pak zaměřena na použité zatěžovací stavy, kombinace a samotný výpočet úlohy.

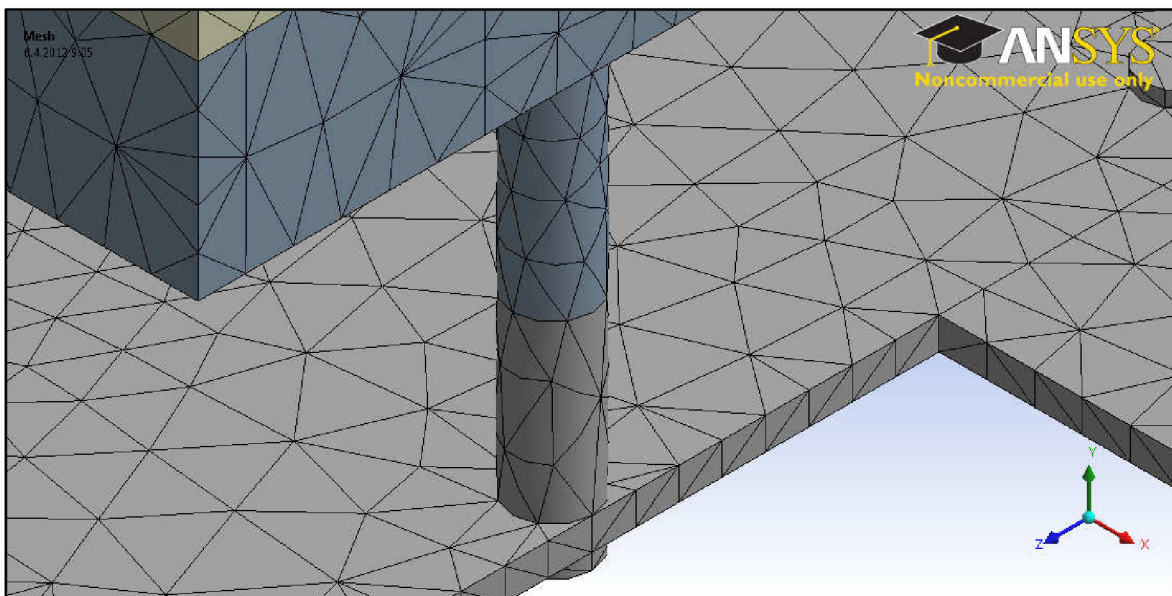
Tvorba sítě Static Structural analýzy v prostředí ANSYS Workbench se stejně jako její výpočet provádí v rámci Mechanical aplikace. Celý výpočet úlohy byl řešen variantně, přičemž byly vytvořeny celkem 3 různé sítě konečných prvků a celkový výpočet byl proveden pro 2 přesnější z nich. Jak již bylo zmíněno v kapitole 2.4, systém ANSYS Workbench umožňuje definování základních parametrů pro tvorbu sítě, které jsou používány globálně, a dále zavedení dalších nástrojů pro uživatelské úpravy sítě ve vybraných částech geometrie. Pro všechny řešené varianty byly použity pouze základní parametry, přičemž upravován byl pouze parametr definující velikost prvků (Element Size). Ostatní parametry byly ponechány jako výchozí. Atributy jednotlivých variant sítě, které byly pro výpočet vytvořeny, jsou shrnuty v následující tabulce:

Varianta	Velikost prvků [m]	Počet uzlů	Počet Solid prvků	Počet kontaktních prvků
I	0,4	918 552	466 425	1018
II	0,3	1 192 892	607 629	918
III	0,2	2 449 962	1 251 524	1006

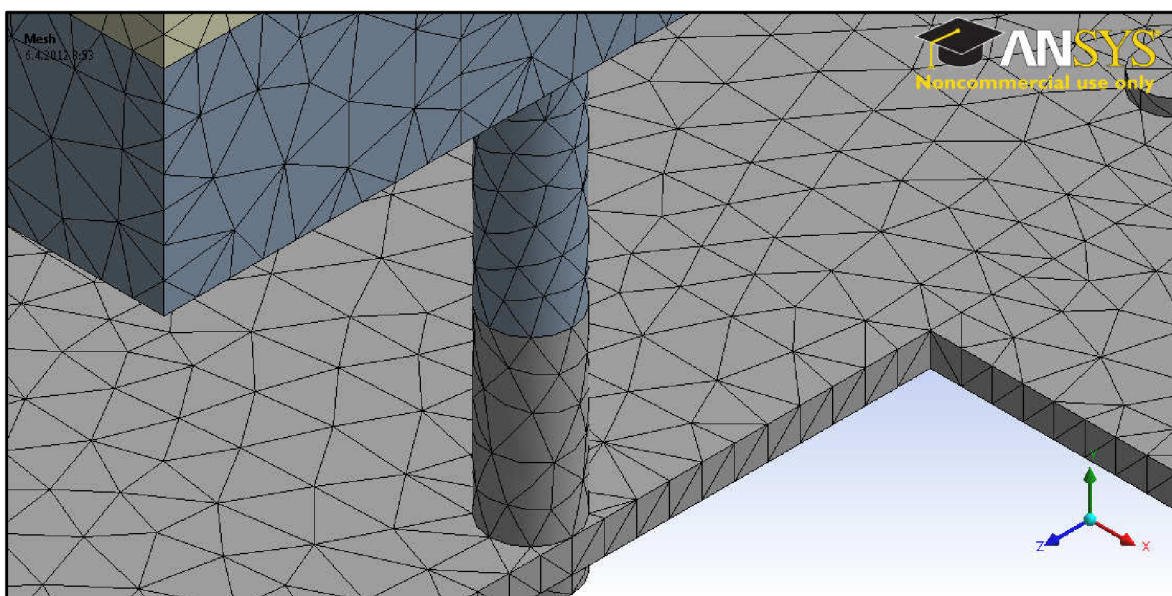
Tabulka 6.1 – Atributy řešených variant sítě

Typy prvků použité při tvorbě sítě jsou uvedeny a popsány v kapitole 2.3. Z těchto prvků byly ve všech variantách sítě nejvíce zastoupeny čtyřstěnné prvky SOLID187, které byly využity pro diskretizaci celého objemu konstrukce (3897 m³). Počet použitých čtyřstěnných a kontaktních prvků v závislosti na dané variantě sítě je uveden v tabulce 6.1. Použití Hex Dominantní metody, která do modelu zavádí šestistěnné prvky SOLID186, nebylo z důvodu geometrie konstrukce možné. Povrchové prvky SURF154 se ve všech variantách sítě objevují v řádu stovek a prvky MASS21, kterými bylo modelováno zatížení fasádou, byly zastoupeny vždy shodným počtem 349 prvků. Varianty dělení sítě konečných prvků II a III jsou zobrazeny na obrázcích 6.1 a 6.2.

Z páté kapitoly vyplývá, že pro výpočet konstrukce bylo definováno celkem 13 zatěžovacích stavů. Tyto stavy byly v rámci Mechanical aplikace řešeny jako samostatné systémy, a následně byla provedena jejich kombinace s využitím funkce Solution Combination. Použité zatěžovací stavy jsou uvedeny v tabulce 6.2.



Obrázek 6.1 – Detail sítě s velikostí prvků 0,3 m (varianta II)



Obrázek 6.2 – Detail sítě s velikostí prvků 0,2 m (Varianta III)

ZS	Název zatěžovacího stavu	ZS	Název zatěžovacího stavu
1	Stálá zatížení (vlastní tíha)	8	Vítr – západní strana
2	Zatížení vozidly	9	Vítr – severní strana
3	Zatížení užitná	10	Vítr – jižní strana
4	Sníh levý nenavátý	11	Vítr – východní strana
5	Sníh levý navátý	12	Vítr – účinky na přístřešek – sání
6	Sníh pravý nenavátý	13	Vítr – účinky na přístřešek – tlak
7	Sníh pravý navátý		

Tabulka 6.2 – Definované zatěžovací stavy

Kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů, použité pro vyhodnocení úlohy, byly definovány na základě normy ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Kapitola 6.4.3.2 této normy, definující základní kombinace (kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace), předepisuje pro mezní stav STR následující kombinační vztahy:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Z takto vypočtené dvojice kombinací se volí vždy méně příznivá varianta. Na základě vztahů 6.10a a 6.10b bylo v Mechanical aplikaci definováno celkem 46 kombinací. Dílčí součinitele zatížení γ a součinitele kombinací zatížení ψ , použité při tvorbě kombinací, jsou uvedeny v příloze A1 normy ČSN EN 1990 a shrnuty v tabulce 6.3. Redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení byl na základě výše zmíněné normy uvažován hodnotou $\xi = 0,85$. Krom kombinací definovaných pro mezní stav STR bylo v Mechanical aplikaci definováno také dalších 7 kombinací pro mezní stav použitelnosti. Charakteristické kombinace pro tento stav definuje výše zmíněná norma v kapitole 6.5.3 vztahem:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Jednotlivé kombinace použité u vybraných výsledků jsou uvedeny v kapitole 7.

Součinitel	Typ zatížení	Hodnota součinitele
Dílčí součinitel zatížení γ	Stálá zatížení	1,35
	Proměnná zatížení	1,5
Kombinační součinitel ψ	Zatížení vozidla	0,7
	Zatížení užitná	0,7
	Zatížení sněhem	0,5
	Zatížení větrem	0,6

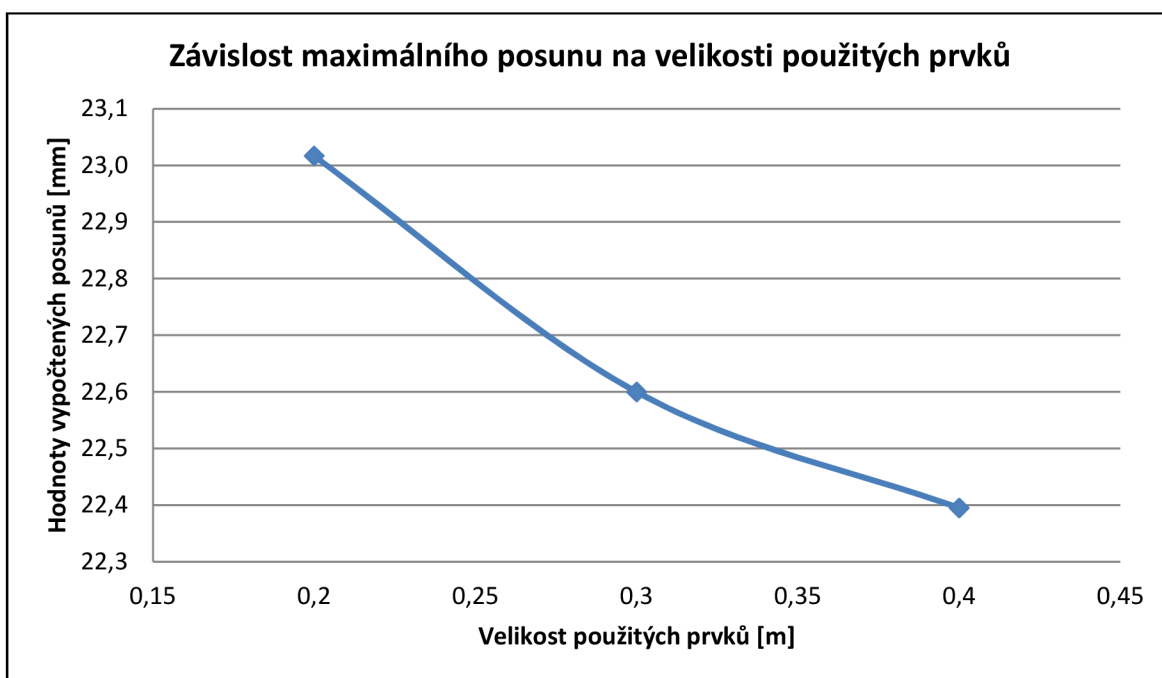
Tabulka 6.3 – Hodnoty použitých součinitelů

Jak již bylo uvedeno výše, celkový výpočet úlohy byl proveden pro dvě přesnější varianty sítě. Varianta sítě s velikostí prvků 0,4 m byla vytvořena z důvodu porovnání výsledků jednotlivých variant výpočtu v závislosti na velikosti použitých prvků. Pro tuto variantu byl řešen pouze 1 zatěžovací stav. Parametrem vybraným pro porovnání výsledků jednotlivých variant řešení byl zvolen maximální posun konstrukce od její vlastní tíhy (zatěžovací stav 1). V rámci modelované konstrukce bylo tohoto posunu dosaženo v severovýchodním rohu přístřešku, který se nachází se na jižní střeše objektu. Hodnoty maximálního posunu od vlastní tíhy konstrukce v závislosti na řešené variantě sítě

a velikosti použitých prvků shrnuje tabulka 6.4. Jak je patrné z grafu 6.1, hodnoty výsledků posunů rostou se zvětšující se hustotou sítě. Dále je pak z tabulky 6.4 patrné, že při dvojnásobném zmenšení velikosti použitých prvků dosahuje růst sledovaného maximálního posunu přibližně 2,7 %.

Varianta	Velikost použitých prvků	Maximální posun (ZS1)
I	0,4 m	22,395 mm
II	0,3 m	22,600 mm
III	0,2 m	23,017 mm

Tabulka 6.4 – Hodnoty maximálního posunu v závislosti na velikosti použitých prvků



Graf 6.1 – Závislost maximálního posunu na velikosti použitých prvků

Poslední veličinou, která byla v závislosti na hustotě sítě sledována, byl čas nutný na výpočet zatěžovacích stavů jednotlivých variant. Ačkoli se počet uzlů (a tedy i počet stupňů volnosti) varianty III zvýšil oproti variantě II přibližně 2x, čas potřebný na výpočet zatěžovacích stavů se zvýšil cca o 270 %.

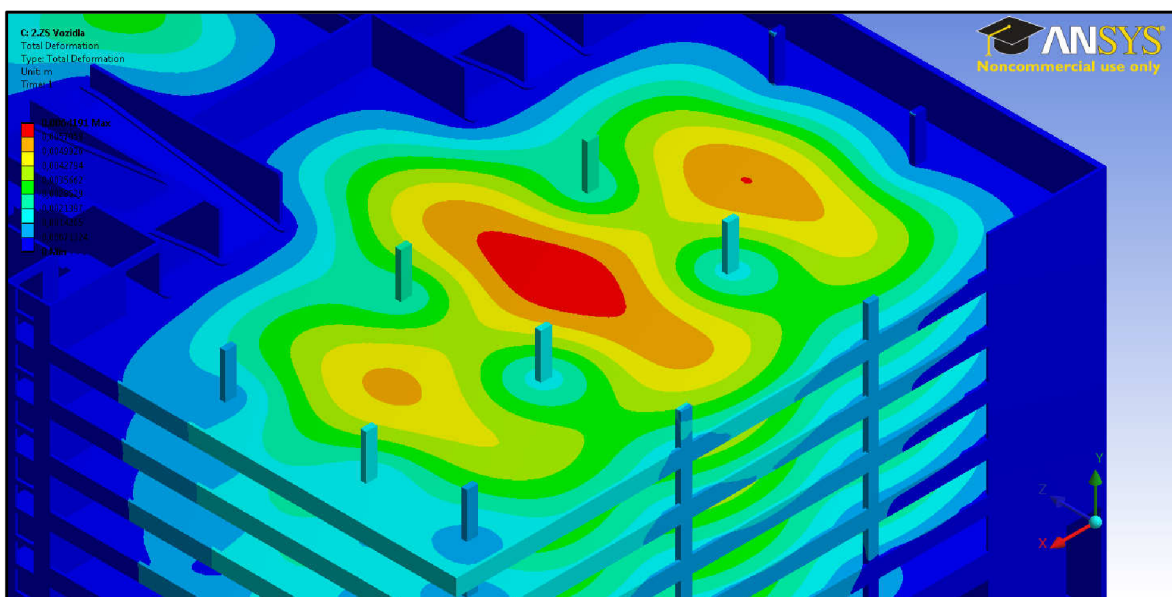
7. Výsledky

Poslední kapitola praktické části práce je věnována výsledkům prováděné analýzy. Podkapitola 7.1 je zaměřena na vybrané hodnoty deformací a napětí v různých oblastech konstrukce a podkapitola 7.2 je pak věnována shrnutí výsledků.

7.1. Vybrané výsledky

Pro zobrazení výsledků prováděné analýzy byly vybrány celkem 4 části konstrukce. Uvedené výsledky jsou v rámci kapitoly rozděleny do dvou skupin, přičemž první část kapitoly se zaměřuje na vzniklé deformace a druhá část na vzniklá napětí. Výpočet vnitřních sil nebyl v důsledku objemové povahy modelu proveden.

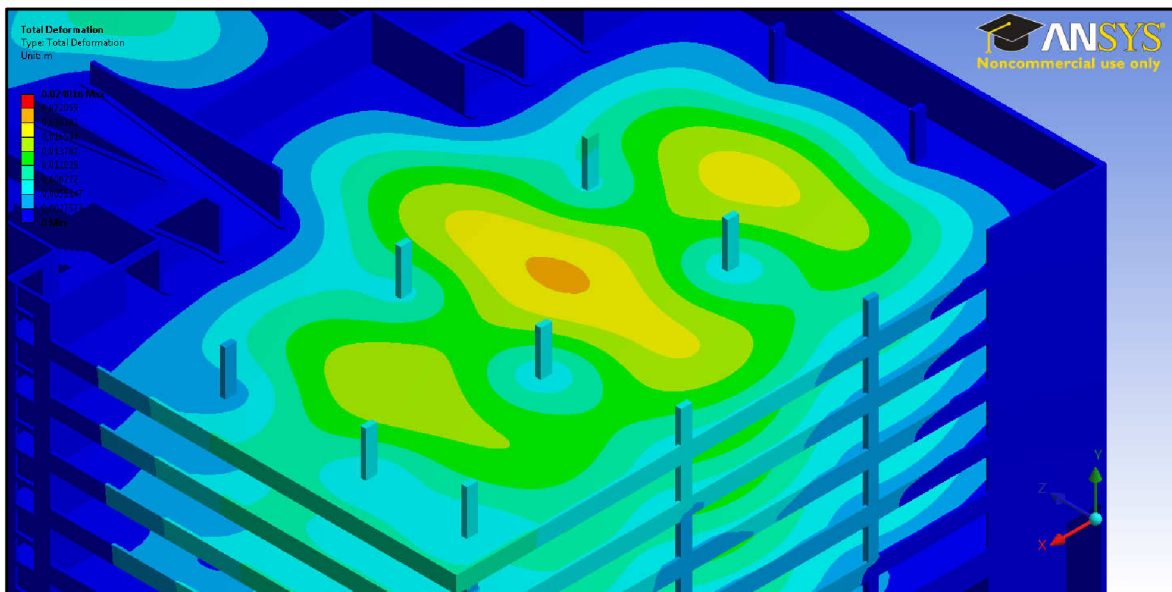
První zobrazovanou část konstrukce tvoří stropní deska pod patnáctým parkovacím podlažím. Celkové deformace konstrukce vzniklé působením vozidel (zatěžovací stav 2) jsou zobrazeny na obrázku 7.1. Z tohoto obrázku je patrné, že největších deformací bylo dosaženo ve středním poli desky. V tomto poli činil maximální celkový posun 6,42 mm. V západním poli bylo dosaženo maximálního posunu o velikosti 5,15 mm, v poli východním byl pak vypočten posun 5,70 mm.



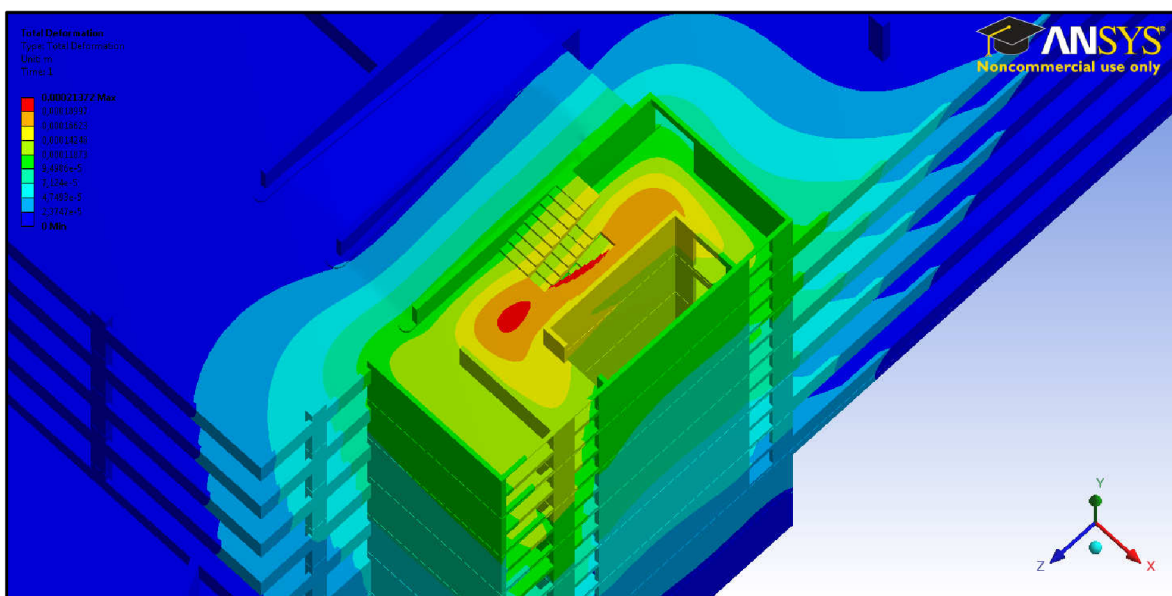
Obrázek 7.1 – Celkové deformace v oblasti 15. parkovacího podlaží – zatěžovací stav 2

Pro výše zmíněnou zobrazovanou část konstrukce byly dále vykresleny celkové deformace od kombinace vytvořené na základě vztahu 6.14b. Do této kombinace byly zahrnuty první tři zatěžovací stavy, přičemž hlavním proměnným zatížením bylo zvoleno zatížení vozidly. Celkové deformace od této kombinace jsou zobrazeny na obrázku 7.2. Stejně jako

v předchozím případě došlo k největším posunům ve středním poli desky. Maximální posun činil v tomto případě 19,76 mm.

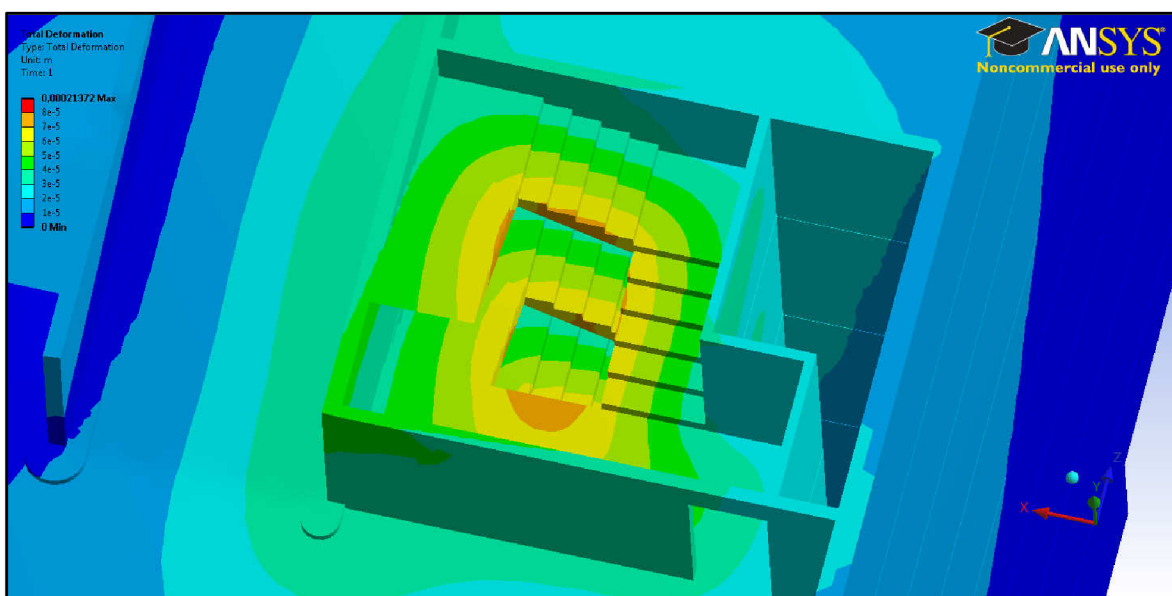


Obrázek 7.2 – Celkové deformace v oblasti 15. parkovacího podlaží – charakteristická kombinace Druhou vybranou část analyzované konstrukce tvoří prostory schodišť v oblasti jádra budovy spojující patnácté, šestnácté a sedmnácté podlaží. Pozornost byla v tomto případě zaměřena na celkové deformace od užitečného zatížení (zatěžovací stav 3). Tyto deformace jsou pro oblast hlavního schodiště a přilehajících prostor zobrazeny na následujícím obrázku:



Obrázek 7.3 – Celkové deformace v oblasti hlavního schodiště – zatěžovací stav 3

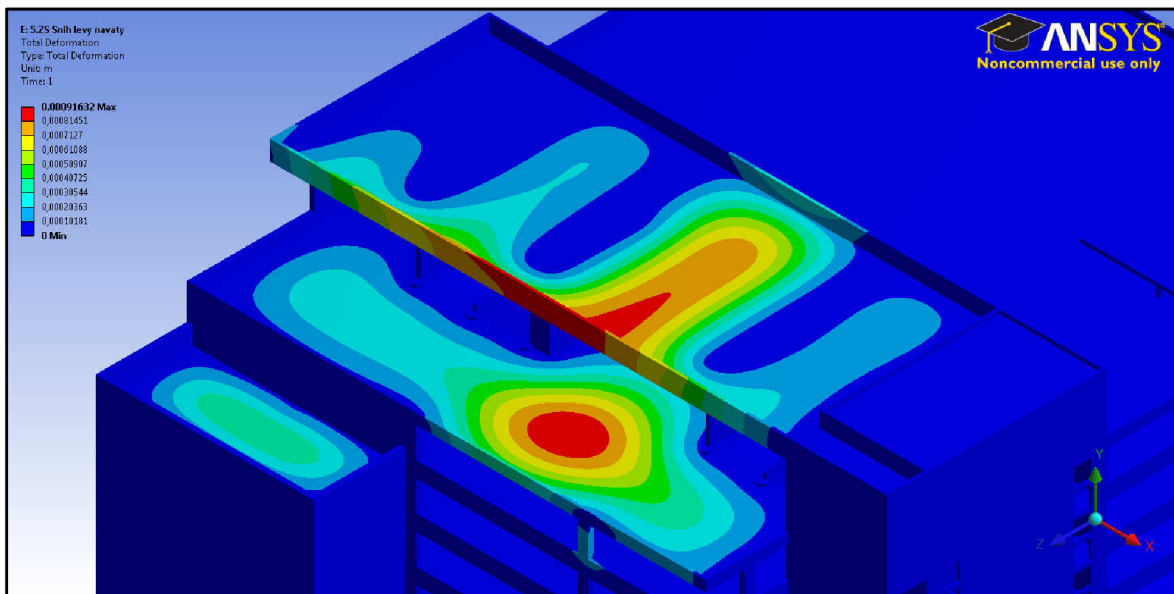
Z obrázku 7.3 je patrné, že zóna největších posunů se v oblasti hlavního schodiště soustředila na volný okraj západního schodišťového ramene. Maximální posun konstrukce od třetího zatěžovacího stavu činí v tomto místě 0,21 mm. Druhým nejvíce deformovaným místem prostoru hlavního schodiště je střední část horní podesty. V tomto místě bylo dosaženo maximálního posunu 0,194 mm. Z výše zmíněného obrázku je též dobře patrný vliv užitečného zatížení umístěného v prostorách jádra (viz obrázek 5.4) na deformace přiléhajících částí konstrukce. Deformace od užitečného zatížení v oblasti nouzového schodiště jsou zobrazeny na obrázku 7.4. Jak je z tohoto obrázku patrné, zóny největších posunů jsou v tomto případě situovány podobným způsobem jako v oblasti hlavního schodiště na volné okraje schodišťových ramen a dále pak na volný okraj podesty umístěné v patnáctém podlaží. Maximálního posunu v této oblasti bylo dosaženo právě na volném okraji podesty. Největší celkový posun v tomto místě činil 0,0752 mm.



Obrázek 7.4 – Celková deformace v oblasti vedlejšího schodiště – zatěžovací stav 3

Třetí vybranou část konstrukce tvoří oblast střechy. Pro vykreslení deformací levé části střechy byl vybrán pátý zatěžovací stav (Sníh levý navátý). Celkové deformace střechy od tohoto zatěžovacího stavu jsou zobrazeny na obrázku 7.5. Maximální hodnoty posunu 0,91 mm bylo v rámci tohoto stavu dosaženo ve středním poli nižší střední části střechy. Druhým nejvyšším posunem byl pak posun dosažený na severní atice nejvyšší úrovně střechy, tento posun činil 0,87 mm. Na obrázku 7.5 je také dobře patrný vliv rozpětí střešní desky nad jádrem objektu na vzniklé deformace. Zatímco nad střední plochou parkovacích stání, která disponuje volným rozpětím 9,7 m, bylo dosaženo posunů v řádu 7 desetin

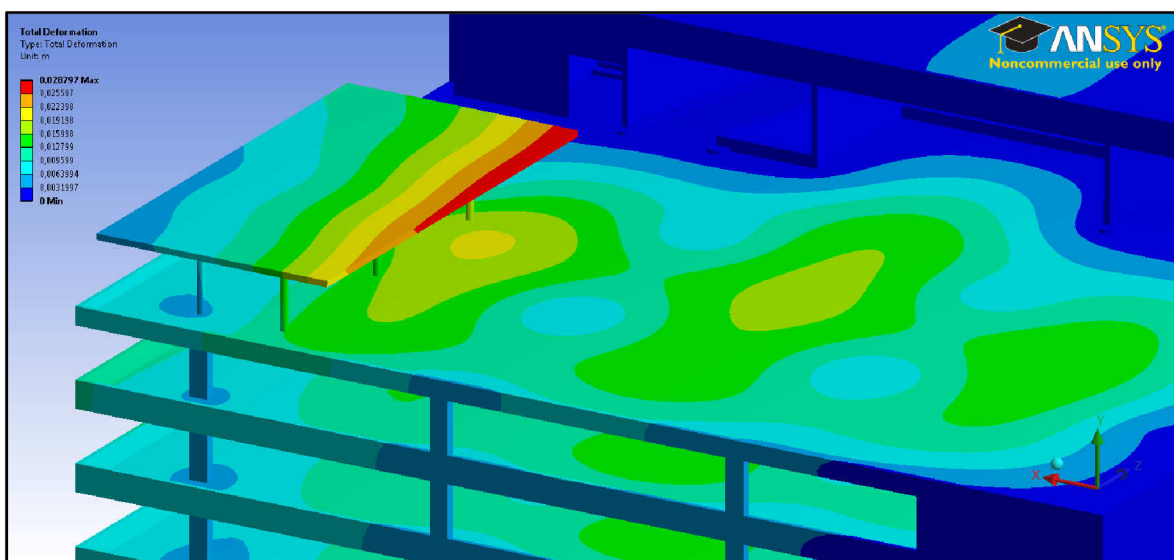
milimetru, nad prostory ramp, které disponují o 3,5 m menším rozpětím, bylo dosaženo posunů v řádu 1 až 3 desetín milimetru.



Obrázek 7.5 – Celková deformace na levé části střechy – zatěžovací stav 5

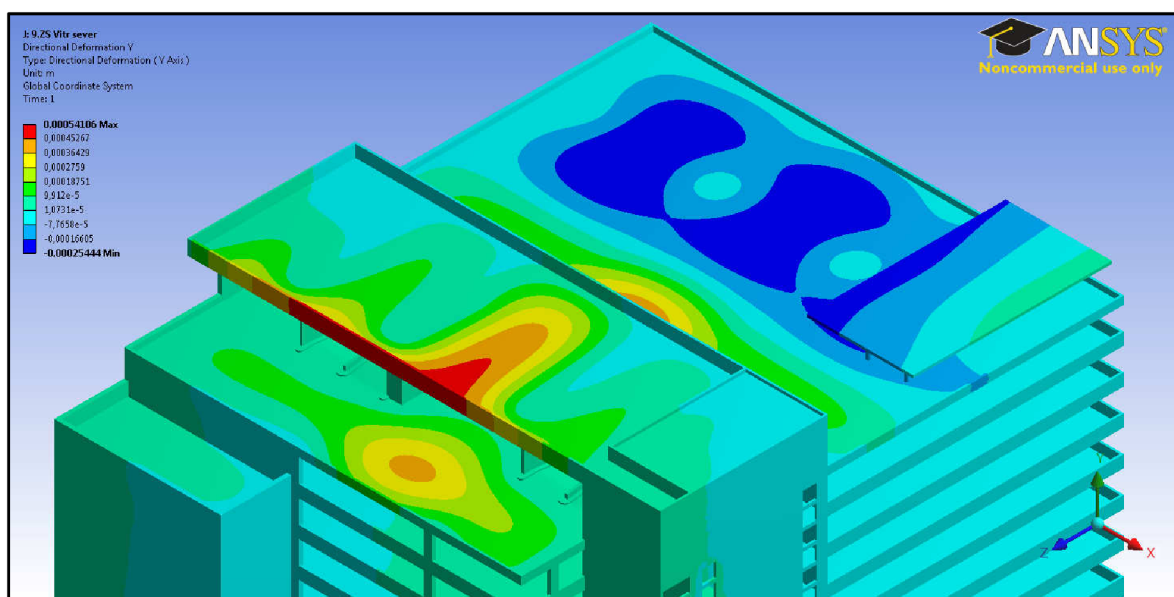
Pro vykreslení deformací pravé části střechy byla vybrána charakteristická kombinace vytvořená na základě vztahu 6.14b, přičemž jako hlavní proměnné zatížení bylo zvoleno zatížení navátým sněhem. Použitou kombinaci uvádí vztah 7.1 a deformace od této kombinace jsou zobrazeny na obrázku 7.6.

$$ZS1 + 0,7 \cdot ZS2 + 0,7 \cdot ZS3 + ZS5 + ZS7 + 0,6 \cdot ZS9 + 0,6 \cdot ZS13 \quad (7.1)$$



Obrázek 7.6 – Celková deformace na levé části střechy – charakteristická kombinace 7.1

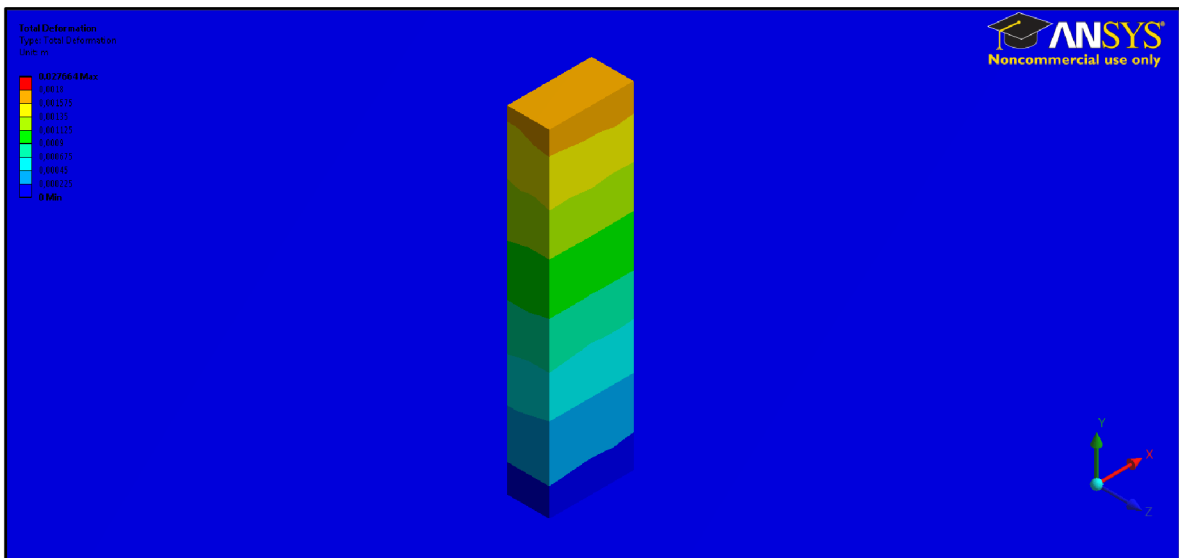
Z výše uvedeného obrázku je patrné, že největších deformací bylo dosaženo v severovýchodním rohu přístřešku. Maximální posun tohoto místa konstrukce činil 28,8 mm, přičemž tato hodnota je zároveň maximem v rámci celého objektu. Největší podíl deformací v rámci použité kombinace byl způsoben vlastní tíhou konstrukce. Průběh deformace střešní desky přístřešku jasně vypovídá o příčině umístění extrému deformace konstrukce právě v tomto místě. Vlivem absence podepření střešní desky pod východními sloupy přístřešku totiž dochází k pootočení desky v rovině YZ, a tím pádem k vychýlení celé východní části přístřešku. Na obrázku 7.6 je rozdíl v deformacích západní (přímo sloupy podepřené) a východní (sloupy nepodepřené) části přístřešku jasně patrný. Deformace jižní úrovně střechy ve středním poli střešní desky dosahují maximální hodnoty 17,3 mm, východní pole pak vykazuje maximální deformaci o 1,6 mm nižší. Poslední zobrazenou deformací střechy je deformace od působení větru vanoucího ze severní strany objektu (ZS9) zobrazená na obrázku 7.7. Na tomto obrázku je dobře patrný rozdíl mezi kladnými a zápornými deformacemi střechy v oblastech sání a tlaku větru.



Obrázek 7.7 – Deformace střechy ve směru osy Y – zatěžovací stav 9

Čtvrtou vybranou část konstrukce tvoří nejvíce namáhaný sloup nacházející se v jižní části prvního parkovacího podlaží. Pro vykreslení deformací této části konstrukce byla vybrána charakteristická kombinace uvedená ve vztahu 7.2, pro niž bylo jako hlavní proměnné zatížení zvoleno zatížení vozidly. Průběh deformace je zobrazen na obrázku 7.8, její maximum činí 1,806 mm.

$$ZS1 + ZS2 + 0,7 \cdot ZS3 + 0,7 \cdot ZS5 + 0,7 \cdot ZS7 + 0,6 \cdot ZS9 + 0,6 \cdot ZS13 \quad (7.2)$$

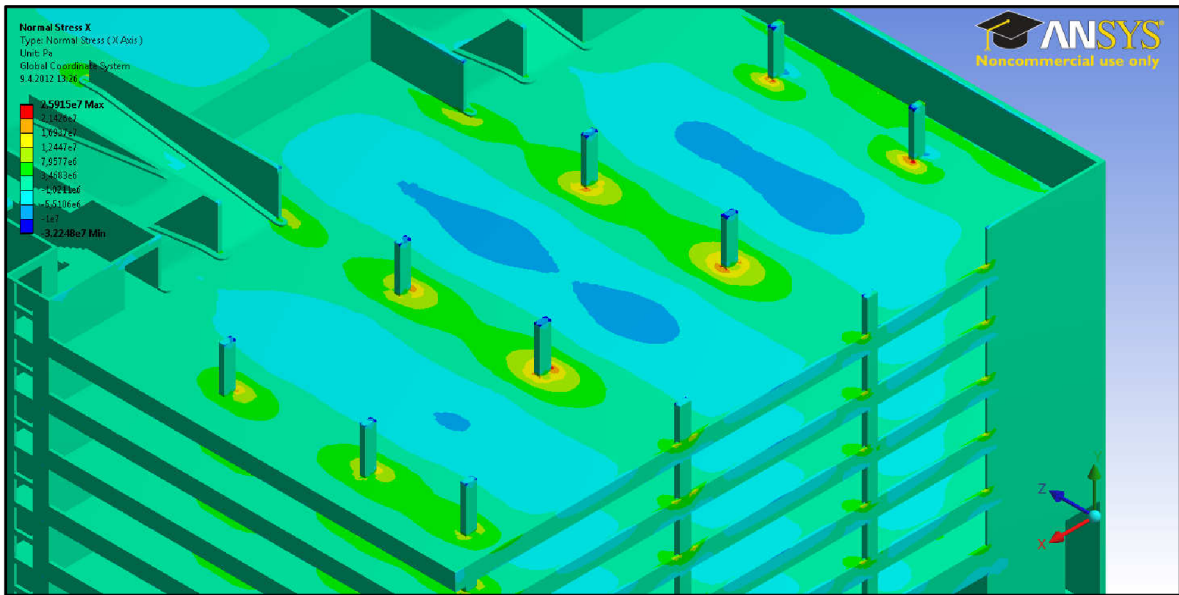


Obrázek 7.8 – Celková deformace nejvíce namáhaného sloupu – charakteristická kombinace 7.2

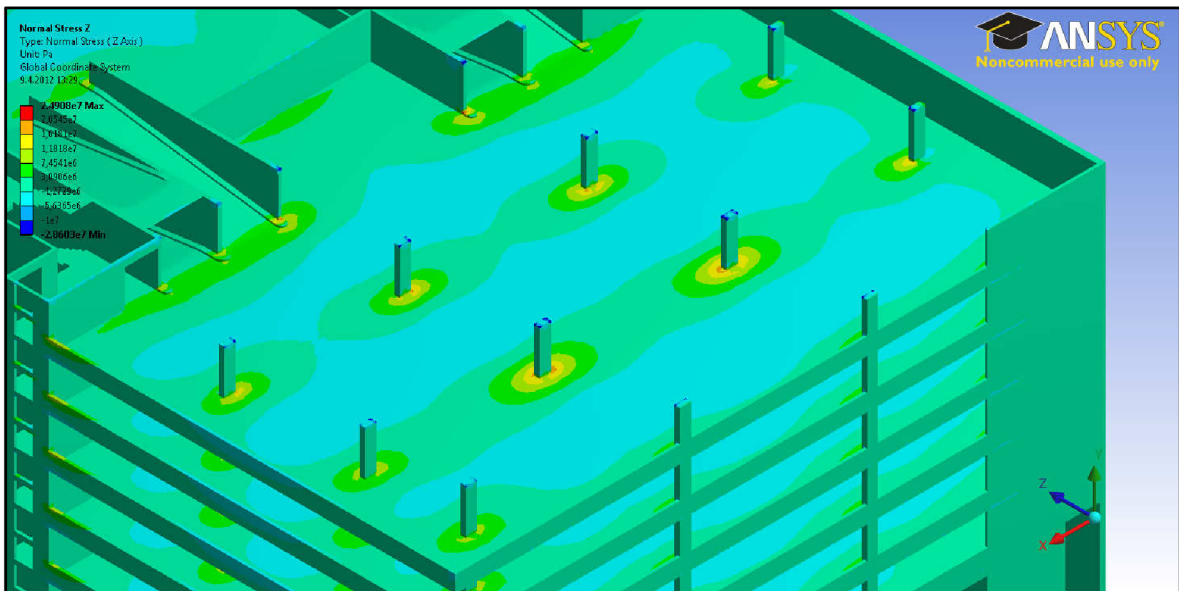
Druhá část kapitoly je zaměřena na vzniklá normálová napětí. První zobrazovanou část konstrukce tvoří stejně jako ve výše uvedeném případě stropní deska pod patnáctým parkovacím podlažím. Pro vykreslení normálových napětí této části konstrukce byla vytvořena dvojice kombinací podle vztahů 6.10a a 6.10b, v nichž bylo jako hlavní proměnné zatížení uvažováno zatížení vozidly. Z této dvojice kombinací byla následně vybrána extrémnější varianta, kterou uvádí následující vztah:

$$0,85 \cdot 1,35 \cdot ZS1 + 1,5 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot ZS3 \quad (7.3)$$

Normálová napětí ve směru osy X vzniklá od této kombinace jsou zobrazena na obrázku 7.9. Na tomto obrázku jsou dobře patrná pole tahových napětí vznikající v blízkosti sloupů, která ve směru osy X přechází do oblastí napětí tlakových vznikajících v polích. Jelikož je výše zmíněný průběh napětí zobrazen pro horní povrch desky, lze jej interpretovat vznikem záporných ohybových momentů v oblastech sloupů a kladných ohybových momentů v polích. Z obrázku 7.9 jsou dále dobře patrné poklesy napětí mezi sloupy v severojižním směru, jejichž průběh dokresluje představu o celkovém rozložení ohybových momentů rovnoběžných s osou X. Dalším průběhem napětí vykresleným pro vybranou stropní desku je průběh normálových napětí ve směru osy Z zobrazený na obrázku 7.10. Podobně jako v předešlém případě lze i zde sledovat střídání tahových a tlakových napětí v oblastech sloupů a polí. Hodnoty normálových napětí jsou však v tomto případě nižší. Z obrázku 7.10 jsou též v některých místech desky dobře patrné poklesy napětí mezi sloupy ve směru východ – západ až do jeho záporných hodnot, což vede ke vzniku kladných ohybových momentů v těchto částech desky.



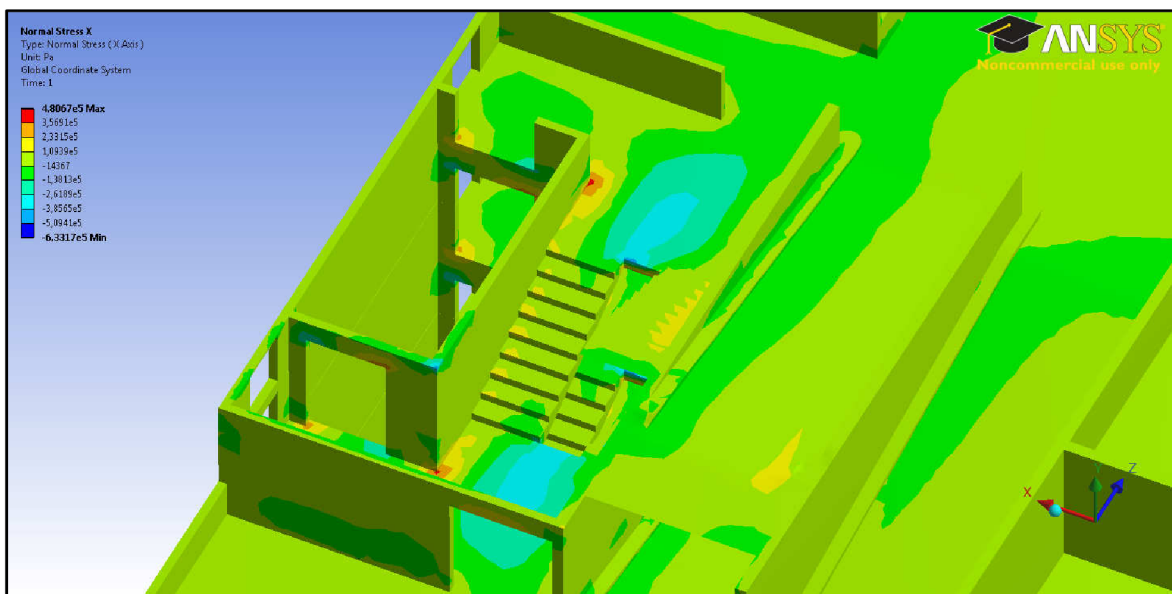
Obrázek 7.9 – Normálové napětí ve směru osy X v 15. parkovacím podlaží – kombinace 7.3



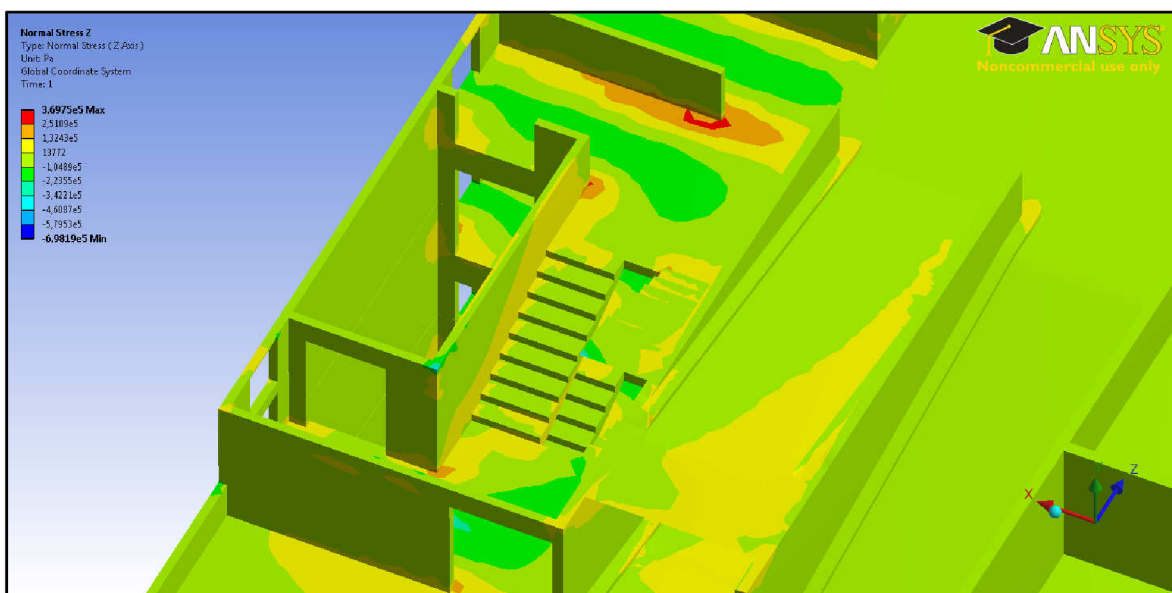
Obrázek 7.10 – Normálové napětí ve směru osy Z v 15. parkovacím podlaží – kombinace 7.3

Další vybranou část konstrukce tvoří prostor hlavního schodiště umístěný v jádře budovy v úrovni šestnáctého parkovacího podlaží. Pro vykreslení napětí vzniklých v této části konstrukce byl stejně jako v případě zobrazení deformací zvolen třetí zatěžovací stav. Průběh normálových napětí ve směru osy X je zobrazen na obrázku 7.11. Na tomto obrázku je dobře patrná například oblast tlakových napětí uprostřed horní podesty, v níž bylo dosaženo maxima o velikosti 0,285 MPa. V rámci zobrazených schodišťových ramen bylo maximální hodnoty napětí dosaženo v oblasti vetknutí východního ramene schodiště do přilehlé stěny. Hodnota tohoto napětí dosáhla 0,21 MPa v tahu. Dalším průběhem zobrazeným pro tuto část konstrukce je průběh normálových napětí ve směru osy

Z uvedený na obrázku 7.12. V tomto případě bylo maximální hodnoty napětí dosaženo v oblasti vetknutí stropní desky horní podesty do severní stěny jádra. Hodnota napětí se v tomto místě rovnala 0,27 MPa v tahu. Maximální hodnoty tlakového napětí 0,252 MPa bylo dosaženo ve střední části dolní podesty. Střední část horní podesty disponovala napětím o 0,062 MPa nižším.



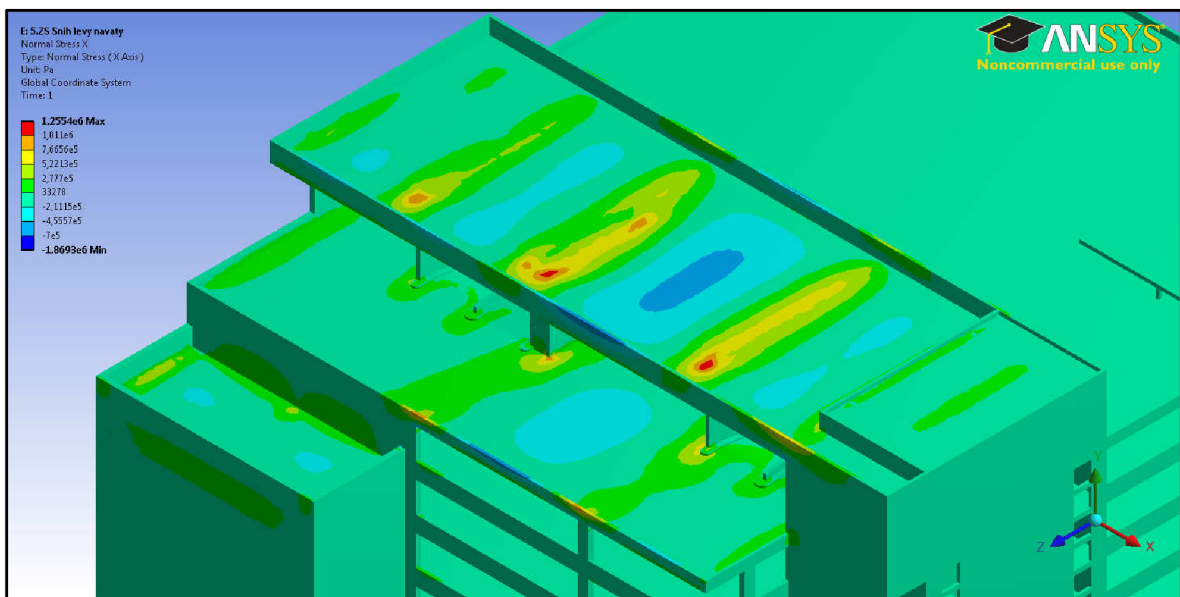
Obrázek 7.11 – Normálové napětí ve směru osy X v oblasti hlavního schodiště – zatěžovací stav 3



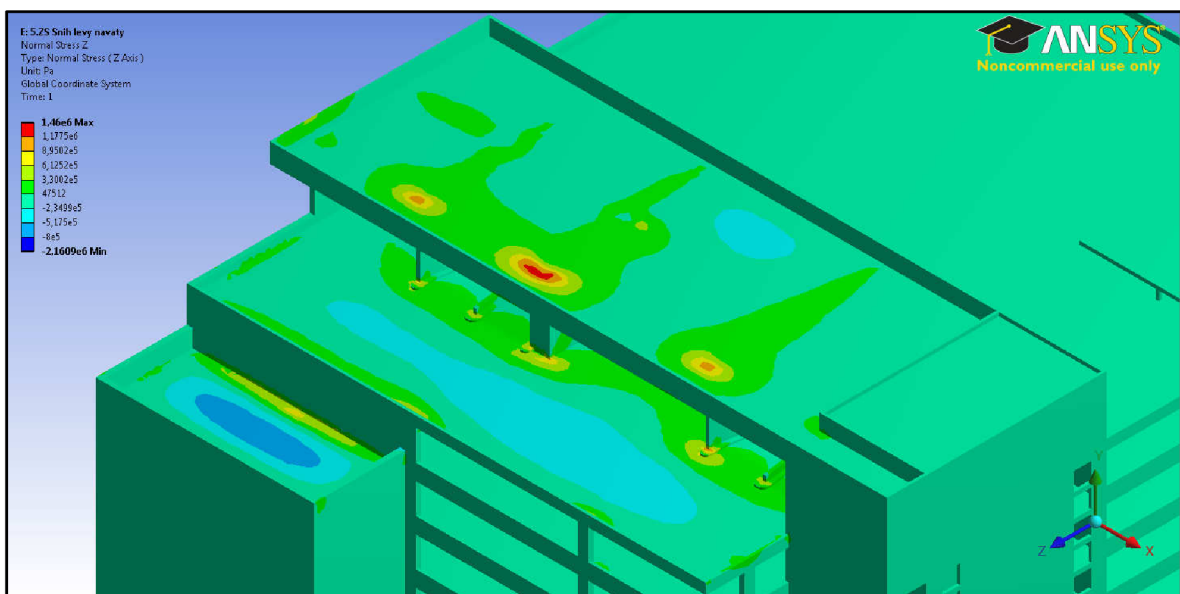
Obrázek 7.12 – Normálové napětí ve směru osy Z v oblasti hlavního schodiště – zatěžovací stav 3

Jak již bylo zmíněno při popisu vzniklých deformací, třetí část konstrukce vybranou pro zobrazení výsledků tvoří oblast střechy. Při vykreslování napětí na její levé části byl opět vybrán pátý zatěžovací stav. Průběh normálových napětí ve směru osy X od tohoto

zatěžovacího stavu je zobrazen na obrázku 7.13. Na střešní desce nejvyšší úrovně střechy je podobně jako v oblasti parkovacích podlaží dobře patrné střídání kladných a záporných hodnot napětí v polích a nad podporami, které jsou v tomto případě tvořeny stěnami jádra. Maximální hodnoty tlakového napětí o velikosti 0,50 MPa bylo v rámci výše zmíněné úrovně střechy dosaženo nad prostorem středních parkovacích stání. Extrémní tahová napětí byla v tomto případě situována nad severní okraje podporových stěn, na kterých dochází k lokálnímu namáhání. Hodnoty tahových napětí nad středními částmi stěn, kde je jejich průběh přibližně rovnoměrný, dosahují velikosti okolo 0,6 MPa.



Obrázek 7.13 – Normálové napětí ve směru osy X na levé části střechy – zatěžovací stav 5



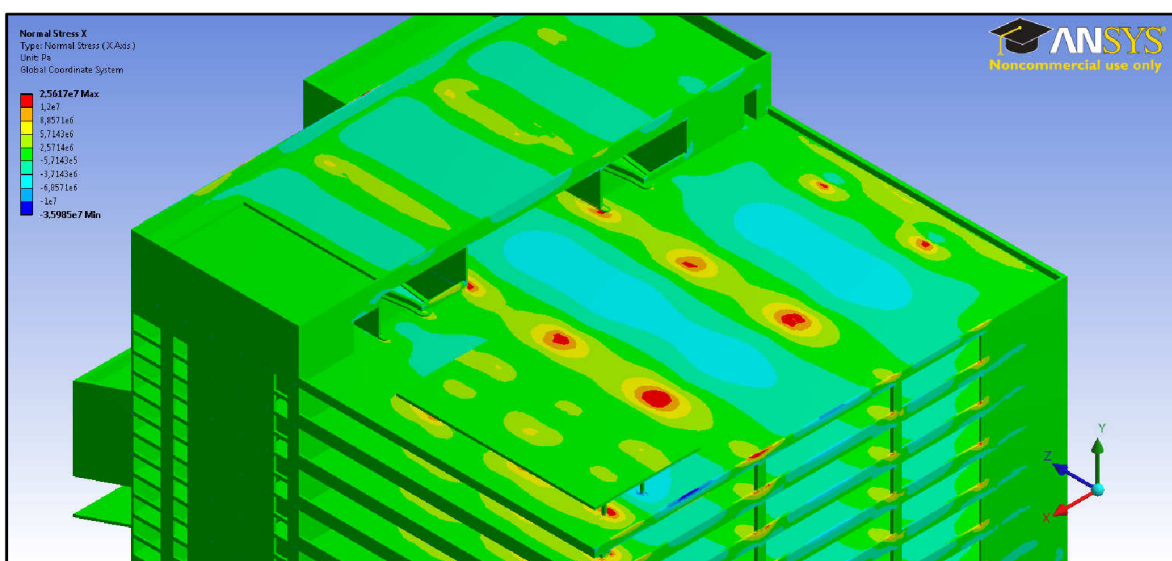
Obrázek 7.14 – Normálové napětí ve směru osy Z na levé části střechy – zatěžovací stav 5

Pro levou část střechy byl dále zobrazen průběh normálových napětí ve směru osy Z uvedený na obrázku 7.14. Na severní straně střešní desky nejvyšší úrovně střechy jsou v tomto případě dobře patrné zvýšené hodnoty tahových napětí způsobené vyložení této strany střešní konstrukce nad prostor níže položené úrovně střechy. V rámci vyšší severní úrovně střechy je pak dobře znatelné vystřídání kladných a záporných hodnot napětí ve směru osy Z. Porovnáním tohoto průběhu s průběhem normálového napětí ve směru osy X zobrazeným na obrázku 7.13 lze pozorovat, že nejvýznamnější část přenosu zatížení je realizována ve směru kratšího rozpětí konstrukce.

Vykreslení normálových napětí na pravé části střechy bylo realizováno pro extrémnější variantu zatížení vycházející z dvojice kombinací vytvořených dle vztahů 6.10a a 6.10b, v níž bylo jako hlavní proměnné zatížení uvažováno zatížení sněhem:

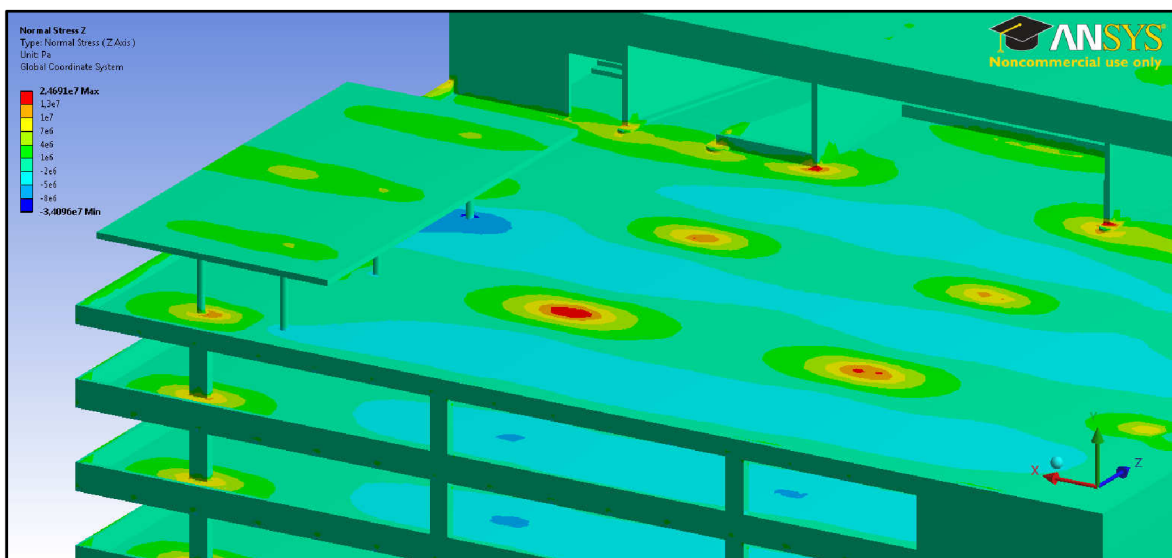
$$1,35 \cdot ZS1 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot ZS3 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot ZS5 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot ZS7 + \\ + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS9 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13 \quad (7.4)$$

Průběh normálových napětí ve směru osy X na této části střechy od výše zmíněné kombinace je zobrazen na obrázku 7.15. Na tomto obrázku jsou opět patrná střídající se pole tahů a tlaků v oblastech sloupů a polí ve směru osy X. Zvláště dobře zřetelné jsou pak oblasti maximálních tahových napětí vznikající v místech lokálních podepření střešní konstrukce za pomoci sloupů, v nichž velikost těchto napětí dosahuje hodnot až 17 MPa. Maximální hodnoty tlakového napětí o velikosti 5,7 MPa je v tomto případě dosaženo v rámci středního a východního pole střešní desky.



Obrázek 7.15 – Normálové napětí ve směru osy X na pravé části střechy – kombinace 7.4

Druhým průběhem zobrazeným pro kombinaci 7.4 je průběh normálových napětí ve směru osy Z uvedený na obrázku 7.16. Maximální hodnoty tlakového napětí je v tomto případě dosaženo v oblasti vetknutí severovýchodního sloupu přístřešku do střešní desky. Tento fakt je zapříčiněn skutečnostmi popsány v první polovině kapitoly zabývající se vzniklými deformacemi. Extrémy tahových napětí jsou obdobně jako v předešlém případě opět soustředěny do míst lokálních podepření střešní desky. Maximální hodnota tahového napětí dosahuje v tomto případě hodnoty 14,7 MPa.



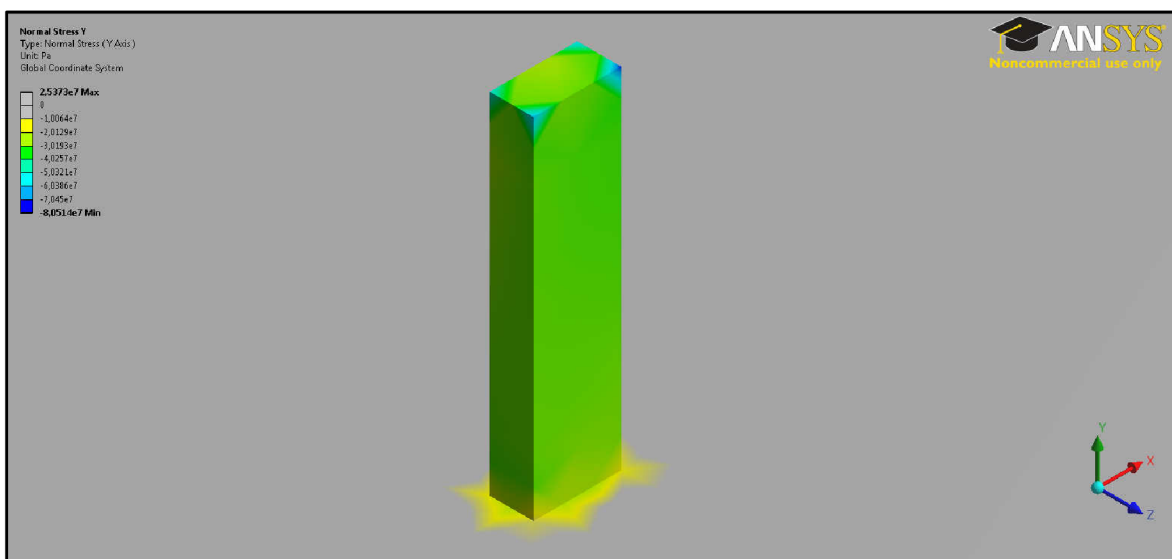
Obrázek 7.16 – Normálová napětí ve směru osy Z na pravé části střechy – kombinace 7.4

Poslední vybranou část tvoří nejvíce namáhaný sloup v rámci celé konstrukce domu. Pro vykreslení normálových napětí ve směru osy Y působících v rámci tohoto sloupu byla vytvořena dvojice kombinací dle vztahů 6.10a a 6.10b, v níž bylo jako hlavní proměnné zatížení uvažováno zatížení vozidla. Následující vztah uvádí extrémnější variantu vytvořeného kombinačního předpisu:

$$1,35 \cdot ZS1 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot ZS3 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot ZS5 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot ZS7 + \\ + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13 \quad (7.5)$$

Normálové napětí ve směru osy Y je zobrazeno na obrázku 7.17. Na tomto obrázku je dobře patrný přibližně rovnoměrný průběh napětí po výšce sloupu. Ve středním průřezu sloupu bylo dosaženo hodnot tlakových napětí pohybujících se v rozmezí 27,6 až 29,4 MPa. Maximální odchylka těchto napětí tedy tvoří přibližně 6,5 %, což odpovídá převážnému působení normálových sil na úkor ohybových momentů. Zajímavým detailem je vznik napěťových špiček v horních rozích sloupu, v nichž vykreslená normálová napětí

dosahují hodnot mezi 55 a 80 MPa. Vznik těchto špiček je však způsoben výpočtem a při reálném působení dojde k jejich přerodění.



Obrázek 7.17 – Normálové napětí ve směru osy Y – nejvíce namáhaný sloup – kombinace 7.5

7.2. Shrnutí výsledků

Z výsledků provedené analýzy uvedených v kapitole 7.1 vyplývají s ohledem na geometrii konstrukce pro vybrané konstrukční prvky skutečnosti shrnuté v následujících dvou odstavcích.

První vybraný konstrukční prvek v rámci prováděné analýzy tvořila stropní deska o tloušťce 0,2 m umístěná v patnáctém parkovacím podlaží. S ohledem na vypočtené hodnoty napětí a deformací lze dimenzi této desky považovat za dostačující. Obdobnou tloušťku střešní desky zastřešující jižní polovinu budovy lze ovšem za dostačující kvalifikovat jen s ohledem na vypočtené hodnoty napětí. Vlivem absence podepření desky pod východní částí na ní uloženého přístřešku dochází k celkovému pootočení tohoto přístřešku v západovýchodním směru doprovázenému též relativně velkým průhybem desky (viz obrázek 7.6). Takto vzniklé deformace by bylo pro následný návrh konstrukce vhodné eliminovat příhodnou konstrukční úpravou.

Další vybranou část konstrukce tvořily oblasti schodišť nacházející se v jádře budovy. Z vypočtených výsledků je zřejmé, že dimenze jednotlivých prvků schodišť plně dostačují. Za dostačující lze označit také rozměry stěn jádra a konstrukcí ramp. Poslední vybranou část konstrukce tvořil nejvíce namáhaný sloup disponující obdélníkovým průřezem o rozměrech 0,3 m x 0,6 m nacházející se v přízemí budovy. Jak již bylo uvedeno výše, tlakové napětí ve střední části sloupu dosahuje hodnoty až 29,4 MPa. S přihlédnutím k této

hodnotě, návrhové hodnotě pevnosti betonu v tlaku a standardnímu stupni vyztužení betonu by bylo vhodné navržené rozměry sloupů umístěných ve spodních podlažích budovy zvětšit. Dalším možným řešením je též použití betonu třídy C40/50 disponující vyšší hodnotou charakteristické tlakové pevnosti.

8. Závěr

V rámci bakalářské práce *Modelování a analýza stavebních konstrukcí v prostředí ANSYS Workbench* se autor seznámil s prostředím „kmenové“ aplikace, s prací v obsaženém CAD modeláři (DesignModeleru) a dále též s Mechanical aplikací, jež je používána v samotném průběhu analýzy. Za pomoci těchto aplikací byl sestaven prostorový konečněprvkový výpočtový model železobetonové konstrukce patrového parkovacího domu. Následně byly zkoumány účinky zatížení na konstrukci objektu, vypočtené na základě platné normativy, a zjištěny hodnoty deformací a napětí vybraných konstrukčních částí. Výpočet vzniklých vnitřních sil nebyl v důsledku objemové povahy modelu proveden.

Prezentovaná statická analýza odpovídá úrovni předběžného návrhu tvaru nosné konstrukce. Vhodnost použití jednotlivých dimenzí analyzovaných konstrukčních prvků je shrnuta v kapitole 7.2. Na tomto místě je třeba uvést, že navržený tvar nosné konstrukce budovy je v kombinaci s použitou třídou betonu C35/45 vhodný a potřebné lokální úpravy tvaru konstrukce vykazují pouze malý rozsah.

V souladu s provedenou analýzou je dále nutné připomenout zavedení několika zjednodušení, které byly pro potřeby práce definovány. Pro podrobnější návrh konstrukce by bylo vhodné některé tyto vlivy do analýzy zahrnout. Jedná se zejména o začlenění vlivu zatížení konstrukce technologií výtahů včetně doplnění modelu o jejich strojovnu, vyšetření lokálních účinků zatížení vozidly na stropní konstrukce a zpřesnění okrajových podmínek modelu. S ohledem na výraznou členitost konstrukce by bylo též vhodné provést podrobný výpočet zatížení konstrukce větrem. Zvláště zajímavý detail by v tomto případě činila horní část jádra disponující řadou otvorů a netypických tvarů.

Poslední dva odstavce práce jsou věnovány praktickým poznatkům autora získaným při práci s výpočtním prostředím ANSYS Workbench.

Jak již bylo zmíněno v kapitole 2.1, hlavní síla nového prostředí systému ANSYS tkví v možnosti spojení prováděných analýz zastoupených jednotlivými analytickými systémy v rámci „kmenové“ Workbench aplikace. Při vytváření této bakalářské práce bylo využito struktury systémů Static Structural, jež obsahují odkazy na 2 navazující aplikace. První z těchto aplikací představuje implementovaný parametrický CAD modelář s názvem DesignModeler. Práce s tímto modelářem, stejně jako s celým kmenovým prostředím systému, je v zásadě velmi rychlá a efektivní a její podstata je velmi podobná obdobným konvenčním aplikacím. Jediným vážnějším nedostatkem, zjištěným při práci s tímto

modelářem, je absence možnosti zamezení automatického připojování právě vytvářených částí modelu k jeho dříve vytvořeným úsekům, jež se negativně projeví především při práci s povrchy. Po vytvoření modelu geometrie následuje samotná analýza prováděná v rámci Mechanical aplikace. I přesto, že je tato aplikace dobře propracovaná, lze v souvislosti s využitím Mechanicalu v oblasti stavebního inženýrství definovat dva následující nedostatky. Prvním zjištěným nedostatkem je správa zatěžovacích stavů. Zatěžovací stavy lze totiž do Mechanicalu vkládat pouze jako samostatné systémy s využitím „kmenové“ Workbench aplikace. Tato skutečnost má za následek nutnost opakované definice okrajových podmínek pro každý zatěžovací stav zvlášť. Druhý zjištěný problém tvoří absence možnosti přesného umístění lokálního zatížení na dané místo v síti, což má negativní vliv především na práci s 2D modely.

I přes výše zmíněné nedostatky lze obecně systém ANSYS Workbench pro využití v rámci stavebního inženýrství doporučit. Své místo si tento systém najde hlavně v případě projektů malých a středních rozsahů, při jejichž tvorbě uživatel ocení zejména rychlost a jednoduchost celého procesu analýzy.

Seznam použitých zdrojů

ANSYS, Inc. *ANSYS 13.0 Help* [počítačový program]. Release 13.0. USA: SAS IP, Inc., 2010 [cit. 2012-02-25]. Počítačový manuál k systému ANSYS.

HORYL, Petr. *Inženýrské základy MKP* [online]. Ostrava, 2002 [cit. 2012-02-25]. Dostupné z: http://www.337.vsb.cz/materialy/Inz_zakl_MKP_2002.pdf. Elektronické skriptum. VŠB Ostrava. 31 s.

CHEN, Shen-Yeh. *The Unofficial History of ANSYS* [online]. 2002, poslední revize 28. 12. 2011 [cit. 2012-02-25]. Dostupné z: <http://www.fea-optimization.com/ansys/ANS-history.txt>

MOAVENI, Saaed. *Finite Element Analysis: Theory and application with ANSYS*. 1st edition. New Jersey: Prentice-Hall, 1999. 528 p. ISBN 0-13-785098-0.

SALAJKA, Vlastislav. *Pružnost a plasticita* [počítačový soubor]. Brno, 2010 [cit. 2012-02-25]. Poskytnuto autorem pro účely studia. 131 s. Soubor přednášek k předmětu Pružnost a plasticita na VUT FAST Brno.

Parkovací dům Rozmarýn - IMOS development a.s. [online]. c2011 [cit. 2012-03-02]. Dostupné z: <http://www.imos-development.cz/reference/parkovaci-dum-rozmaryn>

Přesné příčkovky [online]. c2012, poslední revize 22. 3. 2012 [cit. 2012-03-23]. Dostupné z: <http://www.ytong.cz/cs/content/presne-prickovky.php>

ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004. 76 s.

ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004. 43 s.

ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 37 s.

ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 124 s.

ČSN EN 1991-1-4 OPRAVA 1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2008. 2 s.

ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 213 s.

ČSN 73 6056:1987. *Odstavné a parkovací plochy silničních vozidel*. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1987. 24 s.

ČSN 73 6058:1987. *Hromadné garáže – základní ustanovení*. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1987. 32 s.

Seznam použitých zkratek a symbolů

A	Plocha průřezu
A_f	Plocha distribuovaného odporu
A_p	Plocha, na kterou působí tlak
b	Šířka průřezu
b_1, b_2	Dílčí délka budovy
c_{dir}	Součinitel směru větru
$c_o(z)$	Součinitel orografie
c_{pe}	Součinitel vnějšího tlaku
$c_{p,net}$	Součinitel výsledného tlaku
$c_r(z)$	Součinitel drsnosti terénu
c_{season}	Součinitel ročního období
C_e	Součinitel okolního prostředí
C_t	Tepelný součinitel
e	Excentricita
E	Modul pružnosti betonu
f_{ck}	Pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	Pevnost betonu v tahu
g	Hodnota gravitačního zrychlení
$G_{k,j}$	Charakteristická hodnota stálého zatížení
h	Výška průřezu, převýšení přiléhajících střech, výška překážky, výška budovy
$I_v(z)$	Intenzita turbulence ve výšce z
k	Tuhost podloží
k_l	Součinitel turbulence
l_s	Délka návěje
M	Ohybový moment
N	Normálová síla
P	Hodnota zatížení od předpětí
q_k	Charakteristická hodnota spojitého proměnného zatížení
$q_p(z)$	Maximální dynamický tlak větru ve výšce z
$q_p(z_e)$	Maximální dynamický tlak větru v referenční výšce
Q_k	Charakteristická hodnota lokálního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	Charakteristická hodnota proměnného zatížení
s	Charakteristická hodnota zatížení sněhem
s_k	Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi
U	Deformační energie (práce vnitřních sil)
V	Práce vnějších sil
v_b	Základní rychlost větru
$v_{b,0}$	Výchozí základní rychlost větru
$v_m(z)$	Střední rychlost větru ve výšce z nad terénem
V_e	Objem prvku
W	Průřezový modul

w_e	Tlak větru
z	Výška nad terénem
z_e	Referenční výška
α	Koeficient teplotní roztažnosti
γ	Objemová tíha sněhu, dílčí součinitel zatížení
$\gamma_{G,j}$	Dílčí součinitel stálého zatížení
γ_P	Dílčí součinitel předpjetí
$\gamma_{Q,i}$	Dílčí součinitel proměnného zatížení
δ	Virtuální operátor
μ_i	Tvarový součinitel zatížení sněhem
μ_s	Tvarový součinitel zohledňující sesun sněhu z horní střechy
μ_w	Tvarový součinitel zohledňující působení větru
ξ_j	Redukční součinitel
π	Celková energie
ρ	Objemová hmotnost, měrná hmotnost vzduchu
σ	Normálové napětí
σ_v	Směrodatná odchylka turbulence větru
φ	Součinitel plnosti
ψ	Součinitel kombinace zatížení
$[B]$	Matice deformace-přemístění,
$[D]$	Matice pružnostních konstant (materiálová matice)
$[K_e]$	Matice tuhosti prvku
$[K_e^f]$	Matice tuhosti podloží prvku
$[N]$	Matice tvarových funkcí
$[N_n]$	Matice tvarových funkcí ve směru normály k povrchu
$\{F_e^{nd}\}$	Vektor uzlových sil působících na prvek (zatěžovací vektor)
$\{F_e^{pr}\}$	Vektor tlaku působícího na prvek (zatěžovací vektor)
$\{P\}$	Vektor plošných zatížení
$\{u\}$	Vektor uzlových parametrů
$\{w\}$	Vektor posunutí
$\{w_n\}$	Vektor posunutí ve směru normály k povrchu
$\{\varepsilon\}$	Vektor deformace
$\{\sigma\}$	Vektor napětí
CAD	Computer-aided design (Počítačově podporované navrhování)
<i>CTEX</i>	Koeficient teplotní roztažnosti v ose X
<i>CTEY</i>	Koeficient teplotní roztažnosti v ose Y
<i>CTEZ</i>	Koeficient teplotní roztažnosti v ose Z
<i>DENS</i>	Hustota
<i>EX</i>	Youngův modul pružnosti v ose X
<i>EY</i>	Youngův modul pružnosti v ose Y
<i>EZ</i>	Youngův modul pružnosti v ose Z

<i>IXX</i>	Moment setrvačnosti prvku okolo osy X
<i>IZZ</i>	Moment setrvačnosti prvku okolo osy Z
<i>KEYOPT</i>	Key option
<i>MASSX</i>	Hmotnost prvku ve směru osy X
<i>MASSZ</i>	Hmotnost prvku ve směru osy Z
<i>PRXY</i>	Poissonův součinitel v rovině XY
<i>PRYZ</i>	Poissonův součinitel v rovině YZ
<i>PRXZ</i>	Poissonův součinitel v rovině XZ
<i>TKI</i>	Tloušťka prvku v uzlu I
<i>TKL</i>	Tloušťka prvku v uzlu L
<i>USA</i>	Spojené státy americké
<i>VC</i>	Vápenocementová
<i>ZS</i>	Zatěžovací stav
<i>2D</i>	Dvojdímenzionální
<i>3-D</i>	Třídímenzionální

Seznam příloh

Příloha č. 1 – Výpočet zatížení