

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA OCELOVÉ KONSTRUKCE

STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL STRUCTURE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jan Uherek

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. ZBYNĚK VLK, Ph.D.

BRNO 2020



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Jan Uherek
Název	Statická a dynamická analýza ocelové konstrukce
Vedoucí práce	Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2019
Datum odevzdání	10. 1. 2020

V Brně dne 31. 3. 2019

prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Základní normy:

ČSN 736201 Projektování mostních konstrukcí.

ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí.

Anil K. Chopra : Dynamics of structures

Z.Bittnar, J. Šejnoha : Numerické metody 1,2

Baťa M., Plachý V., Trávníček F. : Dynamika stavebních konstrukcí

Belytschko, T., Liu, W. K., Moran B.: Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures, John Wiley & sons, ISBN 0-471-98773-5, New York, (2000)

Němec, I. at all. (2010) Finite Elements Analysis of Structures. Aachen: Shaker Verlag.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Cílem práce je statická a dynamická analýza vybrané ocelové konstrukce. Pro výpočet budou použity různé metody a postupy. Získané výsledky budou vzájemně porovnány. Modelování vybrané konstrukce a seismická analýza bude provedena v běžně dostupném programovém systému.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

Ing. Zbyněk Vlk, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá popisem a statickou a dynamickou analýzou stávající vyhlídkové konstrukce. Jedná se o ocelovou rozhlednu v obci Město Albrechtice, kterou tvoří dvě příhradové věže spojené lávkou. Pro dynamickou i statickou analýzu byly vytvořeny podrobné výpočtové modely v programu SCIA Engineer 19.1, který pracuje na principu metody konečných prvků. Pozornost byla věnována zatížení větrem podle Eurokódu 1 a Eurokódu 3, zatížení námrazou, výpočtu dynamického součinitele. Práce obsahuje také posouzení vybraných částí konstrukce podle Eurokódů.

KLÍČOVÁ SLOVA

Scia Engineer
Rozhledna
Ocelová věž
Ocelová konstrukce
Prostorový model
Statická analýza
Dynamická analýza
Modální analýza
Dynamický tlak větru
Síla od větru
Ekvivalentní statická metoda
Zatížení námrazou

ABSTRACT

The thesis deals with a description and a static and dynamic analysis for an existing construction of lookout tower. The steel watchtower is located in Město Albrechtice and is made up of two lattice towers connected by a bridge. Main point was to create calculation models for the purpose of dynamic and static analysis, in the software SCIA Engineer 19.1, which is based on the principle of finite element method. Attention was paid to load created by winds according to Eurocode 1 and Eurocode 3, glaze and rime ice load and dynamic coefficient calculation. The thesis also includes an assesment of selected parts of the construction according to Eurocodes.

KEYWORDS

Scia Engineer
View tower
Steel tower
Steel truss
Spatial model
Static analysis
Dynamic analysis
Modal analysis
Peak velocity pressure
Wind force
Equivalent static procedure
Glaze and rime ice load

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Jan Uherek *Statická a dynamická analýza ocelové konstrukce*. Brno, 2019. 122 s., 40 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební
mechaniky. Vedoucí práce Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Statická a dynamická analýza ocelové konstrukce* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 10. 1. 2019

Bc. Jan Uherek
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Statická a dynamická analýza ocelové konstrukce* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 10. 1. 2019

Bc. Jan Uherek
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat svému vedoucímu diplomové práce, panu Ing. Zbyňku Vlkovi, Ph.D. za cenné rady, odborné vedení, trpělivost a čas strávený při konzultování této práce bez ohledu na množství a náročnost mých otázek.



OBSAH

1. ÚVOD	10
2. POPIS KONSTRUKCE	11
2.1. NOVÁ KONSTRUKCE	12
2.1.1. VĚŽ A.....	13
2.1.2. VĚŽ B.....	13
2.1.3. LÁVKA	14
2.1.4. VYHLÍDKOVÉ PLOŠINY.....	14
2.1.5. STŘECHY.....	15
2.1.6. TÁHLA	15
3. GLOBÁLNÍ VÝPOČTOVÝ MODEL	16
4. ZATÍŽENÍ STÁLÉ.....	20
4.1. VLASTNÍ TÍHA.....	20
4.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	20
5. ZATÍŽENÍ UŽITNÉ	24
6. ZATÍŽENÍ SNĚHEM	25
7. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA VĚŽÍCH.....	28
7.1. RYCHLOST VĚTRU A DYNAMICKÝ TLAK.....	28
7.1.1. OBECNĚ.....	28
7.1.2. VÝPOČET	31
7.2. SOUČINITEL SÍLY	34
7.2.1. OBECNĚ.....	34
7.2.2. VÝPOČET	37
7.3. SOUČINITEL KONSTRUKCE	39
7.3.1. OBECNĚ.....	39
7.3.2. VÝPOČET	44
7.4. SÍLY OD VĚTRU.....	46
7.4.1. OBECNĚ.....	46
7.4.2. VÝPOČET	47
8. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA SCHODIŠTI	49
9. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA LÁVCE A PLOŠINÁCH	51
10. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA STŘEŠNÍCH KONSTRUKCÍCH VĚŽÍ.....	52
10.1. STŘECHA NA VĚŽI A.....	53
10.2. STŘECHA NA VĚŽI B.....	55
11. ZATÍŽENÍ NÁMRAZOU.....	56
11.1. OBECNĚ.....	56



11.1.1. LEDOVKA.....	57
11.1.2. NÁMRAZA.....	58
11.1.3. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA NAMRZLÝCH KONSTRUKCÍCH	61
11.2. VÝPOČET	63
11.3. VÝPOČET NÁMRAZY NA LÁVCE A PLOŠINÁCH	67
12. PŘEHLED ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ A JEJICH KOMBINACE	68
12.1. KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	69
12.2. PŘEDEPNUTÍ TÁHEL – POSTUP VÝPOČTU	71
13. STATICKÁ ANALÝZA.....	73
13.1. ZPŮSOBY NAMÁHÁNÍ PRVKŮ V KONSTRUKCI	73
13.2. POSOUZENÍ VYBRANÝCH PRVKŮ NA MSÚ (MODEL M3)	75
13.3. POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ Z MODELŮ M1, M2 A M3	79
13.3.1. NÁROŽNÍKY VĚŽE A	79
13.3.2. NÁROŽNÍKY VĚŽE B	81
13.3.3. ŠIKMÁ ZTUŽIDLA.....	84
13.3.4. LÁVKA	85
14. MODÁLNÍ ANALÝZA	90
14.1. VÝPOČET VLASTNÍCH FREKVENCÍ KONSTRUKCE	91
14.1.1. VLASTNÍ FREKVENCE SAMOTNÉ VĚŽE A.....	91
14.1.2. VLASTNÍ FREKVENCE SAMOTNÉ VĚŽE B	92
14.2. VLASTNÍ FREKVENCE GLOBÁLNÍCH MODELŮ	94
14.2.1. POROVNÁNÍ VYBRANÝCH VÝSLEDKŮ.....	95
15. ZATÍŽENÍ SEISMICITOU	102
15.1. OBECNĚ.....	102
15.2. VÝPOČET	106
15.3. VYHODNOCENÍ	107
16. ZÁVĚR.....	112
17. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	114
18. SEZNAM OBRÁZKŮ.....	116
19. SEZNAM TABULEK.....	120



1. ÚVOD

Předmětem této diplomové práce je statická a dynamická analýza vyhlídkové konstrukce. Jedná se o ocelovou konstrukci rozhledny Hraniční vrch, která se nachází v obci Město Albrechtice na Osoblažsku. Rozhlednu tvoří dvě vyhlídkové plochy spojené ocelovou lávkou. Ocelové příhradové věže byly původně anténní věže, postaveny za účelem přenosu telefonního signálu mezi obcemi Krnov, Město Albrechtice a Osoblaha. Po několika letech nevyužívání věží bylo rozhodnuto upravit věže na unikátní objekt rozhledny s ocelovou konstrukcí [1].

Jeden z důvodů, proč bylo toto téma práce zvoleno, je prohloubení si znalostí o zatížení větrem na štíhlé stavební konstrukce. Toto zatížení bývá velmi často u konstrukcí stěžejní a je poměrně náročné jej určit. Poté je zde problematika zatížení námrazou, která nebyla během studií probírána. Dalším z důvodů bylo také vyzkoušení a osvojení si možnosti dynamického výpočtu ve výpočetním programu Scia Engineer.

Po podrobném prostudování teorie k řešené problematice bylo přikročeno k výpočtům zatížení uvažované konstrukce a vytvoření jejích modelů. Pro statickou a dynamickou analýzu byly v souladu s projektovou dokumentací stavby [2] vytvořeny podrobné výpočtové modely v programu Scia Engineer. Modelů bylo vytvořeno více za účelem porovnání výsledků.

Z těchto modelů byly převzaty informace o vnitřních silách konstrukce. Dále byly metodou konečných prvků spočteny vlastní frekvence. Zatížení konstrukce bylo určeno s ohledem na provozní řád a spočteno dle Eurokódů. Pro zatížení větrem byl proveden výpočet součinitele konstrukce. Na základě výsledků statické analýzy bylo provedeno posouzení dle Eurokódů.

2. POPIS KONSTRUKCE



Obr. č. 1 – Původní konstrukce anténních věží [1]

Rozhledna byla uvedena do provozu na podzim roku 2011. Příhradové věže byly ovšem postaveny již v roce 1980 a do roku 1999 byly využívány jako anténní věže společností Eurotel (SPT Telecom). Poté však z důvodu moderních technologií ztratily význam, staly se nepotřebnými a zůstaly bez využití. V roce 2006 se majitelem stala obec Město Albrechtice, která, vzhledem k umístění věží na hřebeni Hraničního vrchu (536 m n.m.), dospěla k záměru vytvořit z původních telekomunikačních věží atypickou rozhlednu, tvořenou dvěma vyhlídkami spojenými ocelovou lávkou [1; 3].

Obě původní konstrukce telekomunikačních věží byly výšky 24,5 m nad terénem. Jejich osová vzdálenost je 19,9 m, jsou vzájemně pootočené o 9°. Konstrukce jsou čtvercového půdorysu, sestaveny z typizovaných částí (sekcí) a všechny nosné prvky se skládají z trubek různých průřezů. Výjimkou jsou vodorovné plošiny na vrcholech, které sloužily k uchycení anténních systémů – tyto prvky ovšem nebyly zdokumentovány (jejich průřezy nebyly podstatné, vzhledem k tomu, že byly demontovány). Na obou věžích byly instalovány žebříky s uzamykatelným roštem [2; 4].

2.1. NOVÁ KONSTRUKCE



Obr. č. 2 – Nová konstrukce rozhledny [1]

Při realizování záměru rozhledny byly z původních konstrukcí odebrány vysílací panely, ostatní prvky byly zachovány. Vrcholy obou věží byly přizpůsobeny pro pohyb návštěvníků a přidaly se vyhlídkové plošiny. Všechny nové prvky byly navrženy z běžných válcovaných profilů jako IPE, HEA, HEB, UPE, T a trubek, které se opatřily povrchovou úpravou v podobě žárového zinkování. Nově jsou věže spojeny ocelovou lávkou, která působí jako tuhý prvek, kloubově připojený k věžím. Věže jsou stabilizovány čtveřicí šikmých předpjatých táhel, které vedou z vrcholů věží do kotevních bloků na terénu. Kotvení věží je řešeno přišroubováním první nadzemní sekce k podzemní sekci zabetonované v základu [2; 4].

Rozlišujeme větší věž jako věž A (Obr. č. 2 - vlevo) a menší jako věž B (Obr. č. 2 - vpravo).

2.1.1. VĚŽ A

Výška věže A je v místě vrcholu střechy 28,74 m nad terénem a její půdorysné rozměry jsou 3,2 x 3,2 m. Po jejím obvodu je zhotoveno ocelové schodiště, které umožňuje vystoupit z úrovně terénu na horní plošinu věže. Schodiště je ke konstrukci věže přišroubováno přes svislé styčnickové plechy tloušťky 15 mm, které jsou přivařené k nárožníkům.

Dispozičně je schodiště sedmnácti ramenné se sedmnácti podestami a celkem se 4x otočí kolem věže. Dolní rameno nad terénem a horní rameno s podestou u vyhlídkové plošiny jsou atypické, zbývající části schodiště tvoří opakující se typická ramena a podesty. Hlavními nosnými prvky schodiště je dvojice profilů UPE220, mezi kterými jsou vešroubované typizované pororoštové stupně P340-33-3. Na typickém rameni je devět schodišťových stupňů, na rameni nad terénem sedm schodišťových stupňů a na horním výstupním rameni je pět schodišťových stupňů. Podesty jsou pokryty lisovanými pororošty P340-33-3.

Zábradlí schodiště je tvořeno madlem ve výšce 1250 mm a sloupky ve vzdálenostech cca 1 m. Sloupky jsou z profilů T80x8,5, madlo je stejně jako na vyhlídkách z profilů TR60,3x4. Výplň tvoří rámy z ploché oceli 40x5 mm a svislými výplňovými prvky 30x4 mm [2].

2.1.2. VĚŽ B

Pata věže B je výškově o 0,8 m níže než pata věže A. V místě vrcholu střechy je výška konstrukce 29,27 m nad terénem a její půdorys je rozměrů 2,26 x 2,26 m [2].



Obr. č. 3 – Věž A se schodištěm [1]



Obr. č. 4 – Věž B [1]

2.1.3. LÁVKA

Lávka umožňuje návštěvníkům přejít z vyhlídkové plošiny na věži A na plošinu na věži B. Dispozičně je přímá, vodorovná, konstantní výšky a šířky. Délka lávky v ose je 17,3 m a její rozpětí je 16,1 m s průchozí šířkou 1,4 m. Konstrukčně se jedná o příhradu s taženými diagonálami a s příčnými polorámy, kterými je zajištěna stabilita horního pásu. Podélné pásy příhradových nosníků jsou z profilů HEA160, svislice z IPE120 a diagonály z profilů TR76,1x4.



Obr. č. 5 – Lávka [4]

Pochozí plocha je tvořena protiskluzovým (slzičkovým) plechem tloušťky 4 mm vyztuženým v podélném směru profily L60x5. Příhradové vazníky jsou doplněny zábradelní výplní, kterou tvoří svařované rámy z ploché oceli 40x5 mm se svislými prvky 30x4 mm po vzdálenostech 120 mm [2].

2.1.4. VYHLÍDKOVÉ PLOŠINY

Plošiny tvoří pochozí vyhlídkovou plochu na vrcholech věží a zároveň se do nich kotví zábradlí a sloupy nesoucí střechu. Jsou pokryty slzičkovým plechem tloušťky 4 mm s výztuhami L60x5. Výškově jsou plošiny obou věží na stejné úrovni. Staticky fungují jako prostorové rámy s krátkými sloupy uloženými shora do sloupů věží. Podélníky plošin jsou z profilů HEA220 a příčníky z profilů IPE160. Obě plošiny mají na stranách přilehlých k lávce příčník profilu HEB200, který je zesponu přišroubovaný k podélníkům a tvoří platformu pro uložení lávky.

Půdorysně je plošina na věži A pouze v prostoru mezi sloupy a tvoří výstupní plochu schodiště. Kdežto na věži B přesahuje obrys věže a je částečně na konzolách, její obvodový profil je UPE160.

Zábradlí tvoří sloupky z profilu T80x8,5 a madlo TR60,3x4. Výplně zábradlí jsou svařované rámy z ploché oceli 40x5 mm se svislými prvky 30x4 mm, vešroubované mezi stěny sloupků [2].

2.1.5. STŘECHY

Střechy nad oběma plošinami jsou jehlanové ve sklonu 30°. Obě střechy jsou uloženy na čtveřici sloupků profilu HEB140, které jsou vetknuté do plošin. Nahoře jsou sloupy spojeny rámovými příčlemi HEA140 a doplněny ztužením tvaru obráceného V z profilů TR76,1x4. Střechy obou věží mají stejnou světlou



Obr. č. 6 – Montáž střechy věže B [1]

výšku pod okapy (2,75 m). Liší se ovšem půdorysnými rozměry, které u věže A činí 6,2 x 6,2 m a u věže B 5,26 x 5,26 m. Samotný tvar jehlanu tvoří hřebenové vaznice profilů IPE200. Kolmo na spádnici jsou vazničky profilu UPE160 (krajní) a UPE140 (ostatní). Pokrytí střech je složeno ze záklopu z OSB desek tloušťky 22 mm a titanzinkového plechu tl. 0,7 mm [2].

2.1.6. TÁHLA

Obě konstrukce věží jsou kotvené systémovými táhly MacAlloy z ušlechtilé oceli S460 opatřenými žárovým zinkem, které byly při montáži předepnuty na předepsané síly. Dimenze táhel je M30 (průměr 28 mm). Táhla jsou kotvena do železobetonových patek s mikropilotami [2].

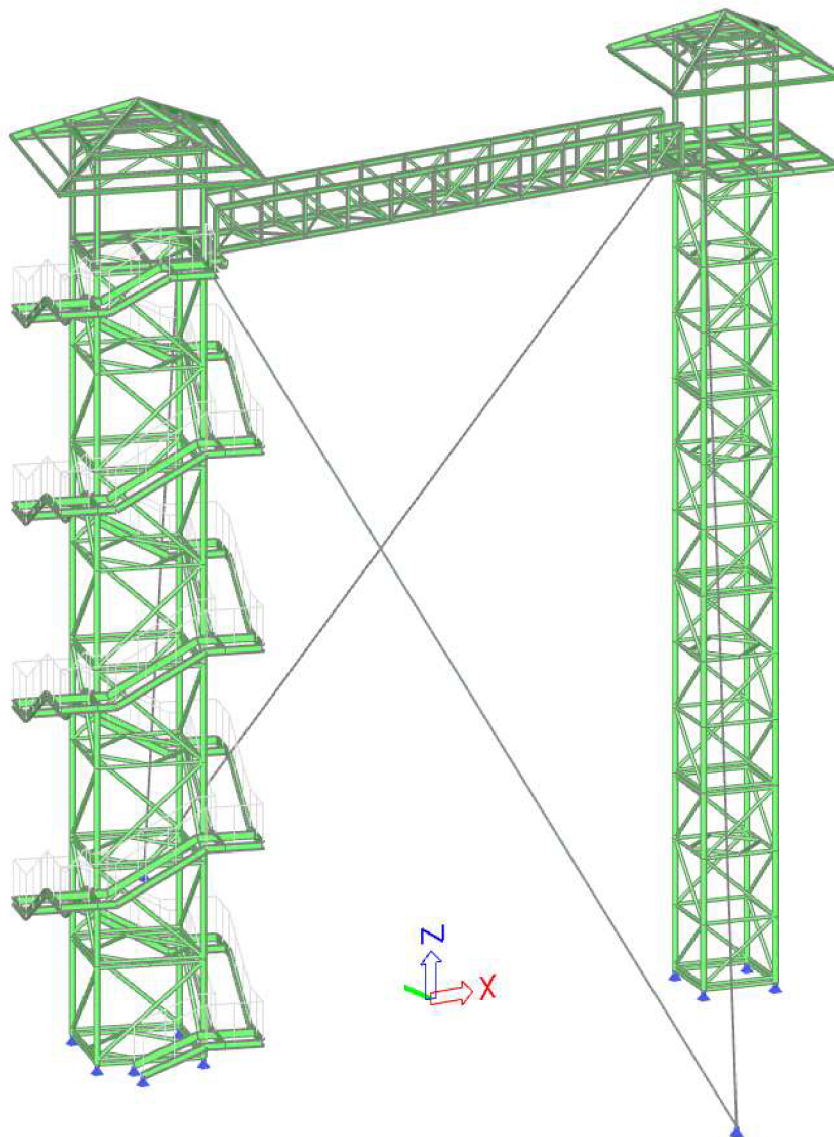


Obr. č. 7 – Kotvení táhel [1]

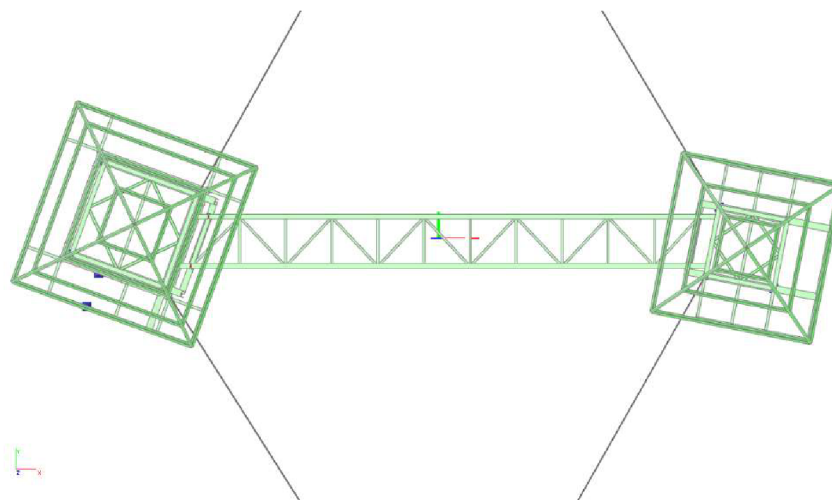
3. GLOBÁLNÍ VÝPOČTOVÝ MODEL

Konstrukce byla modelována jako prutová a její spoje převážně jako kloubové. Model je tvořen celkem ze 24 typů prvků a jeho umístění je provedeno tak, aby byl podélný směr lávky rovnoběžný s globálním souřadným systémem.

Materiál použitý při modelování konstrukce je pro všechny běžné prvky ocel S235 a ocel S460N/NL pro táhla. Objemová hmotnost oceli se uvažovala 7850 kg/m^3 .



Obr. č. 8 – Axonometrický pohled



Obr. č. 9 – Půdorysný pohled

Tabulka 1 – Výpis použitých prvků a průřezů věže A

OZN	PRŮŘEZ	PRVEK	KS	DÉLKA/KS [m]	HMOTNOST [kg]
CS1	TR168,3x8,8	Nárožník	8	3,0	830,8
CS2	TR168,3x7,1	Nárožník	8	3,0	678,2
CS3	TR168,3x4,5	Nárožník	16	3,0	874,2
CS5	TR108,0x8,0	Šikmé ztužidlo	16	4,4	1382,7
CS6	TR108,0x5,6	Šikmé ztužidlo	16	4,4	991,6
CS7	TR88,9x5,6	Vodorovné ztužidlo	56	3,2	2067,9
CS7	TR88,9x5,6	Vodorovné ztužidlo	24	2,3	626,7
CS8	TR168,3x8,0	Nárožník	4	0,2	25,3
CS10	HEB200	Platforma pro lávku	1	3,2	196,1
CS11	IPE160	Příčník plošiny	2	3,2	101,0
CS12	TR76,1x4,0	Vodorovné ztužidlo plošiny	4	2,3	64,4
CS12	TR76,1x4,0	Vodorovné ztužidlo střechy	4	2,3	64,4
CS12	TR76,1x4,0	Ztužení pod konstrukcí střechy	8	1,8	104,5
CS13	HEB140	Sloupek na plošině	4	3,6	487,8
CS14	HEA140	Příčle pod konstrukcí střechy	4	3,2	315,5
CS15	HEA220	Podélník plošiny	2	3,8	383,6
CS15	HEA220	Příčník plošiny	1	3,2	161,5
CS16	UPE160	Vaznička (krajní)	4	6,2	422,5
CS17	UPE140	Vaznička	4	5,2	298,2
CS17	UPE140	Vaznička	4	3,6	208,1
CS17	UPE140	Vaznička	4	1,9	108,1
CS18	IPE200	Hřebenová vaznice	4	4,7	423,7

Tabulka 2 – Výpis použitých prvků a průřezů věže B

OZN	PRŮŘEZ	PRVEK	KS	DÉLKA/KS [m]	HMOTNOST [kg]
CS2	TR168,3x7,1	Nárožník	12	2,0	678,2
CS3	TR168,3x4,5	Nárožník	24	2,0	874,2
CS4	TR168,3x10,0	Nárožník	12	2,0	936,3
CS7	TR88,9x5,6	Šikmé ztužidlo	48	3,0	1672,8
CS7	TR88,9x5,6	Šikmé ztužidlo	4	2,5	114,1
CS7	TR88,9x5,6	Vodorovné ztužidlo	68	2,3	1773,4
CS7	TR88,9x5,6	Vodorovné ztužidlo	16	1,6	295,0
CS8	TR168,3x8,0	Nárožník	4	1,0	126,5
CS10	HEB200	Platforma pro lávku	1	2,3	138,5
CS11	IPE160	Příčník plošiny	2	5,1	159,7
CS11	IPE160	Příčník plošiny	1	2,3	35,7
CS12	TR76,1x4,0	Vodorovné ztužidlo plošiny	4	1,6	45,5
CS12	TR76,1x4,0	Vodorovné ztužidlo střechy	4	1,6	45,5
CS12	TR76,1x4,0	Ztužení pod konstrukcí střechy	8	1,3	74,2
CS13	HEB140	Sloup na plošině	4	3,6	487,9
CS14	HEA140	Příčle pod konstrukcí střechy	4	2,3	222,8
CS15	HEA220	Podélník plošiny	2	4,3	430,1
CS16	UPE160	Obvodový profil plošiny	2	1,4	47,7
CS16	UPE160	Obvodový profil plošiny	2	3,7	124,7
CS16	UPE160	Obvodový profil plošiny	1	5,1	86,2
CS16	UPE160	Vaznička (krajní)	4	5,3	358,4
CS17	UPE140	Vaznička	4	3,5	203,8
CS17	UPE140	Vaznička	4	1,8	103,8
CS18	IPE200	Hřebenová vaznice	4	4,0	359,6

Tabulka 3 – Výpis použitých prvků a průřezů lávky

OZN	PRŮŘEZ	PRVEK	KS	DÉLKA/KS [m]	HMOTNOST [kg]
CS12	TR76,1x4,0	Diagonála	20	2,0	282,4
CS12	TR76,1x4,0	Diagonála	1	2,0	14,5
CS12	TR76,1x4,0	Diagonála	1	1,9	13,8
CS12	TR76,1x4,0	Diagonála	1	1,7	12,2
CS12	TR76,1x4,0	Diagonála	1	1,6	11,6
CS14	HEA140	Příčník	1	1,7	42,0
CS14	HEA140	Příčník	1	1,6	40,2
CS19	HEA160	Dolní pás	1	17,4	531,3
CS19	HEA160	Dolní pás	1	17,2	523,3
CS19	HEA160	Horní pás	1	16,2	493,3
CS19	HEA160	Horní pás	1	15,9	485,2
CS20	HEA120	Svislice	4	1,3	103,3
CS21	IPE120	Svislice	20	1,3	269,4
CS22	IPE140	Příčník	10	1,6	206,0
CS23	L70x6	Příčné ztužení	9	2,2	126,0
CS23	L70x6	Příčné ztužení	1	2,2	14,3
CS23	L70x6	Příčné ztužení	1	2,2	13,7

Tabulka 4 – Výpis použitých prvků a průřezů schodiště

OZN	PRŮŘEZ	PRVEK	KS	DÉLKA/KS [m]	HMOTNOST [kg]
CS24	UPE220	Schodnice nad terénem	2	2,0	108,9
CS24	UPE220	Schodnice běžná	30	3,1	2466,1
CS24	UPE220	Schodnice u plošiny	2	2,0	108,1
CS24	UPE220	Podesta běžná	62	1,7	2791,7
CS24	UPE220	Podesta (před výstupní)	2	1,5	79,4
CS24	UPE220	Podesta (výstup na plošinu)	2	1,4	71,9
CS24	UPE220	Podesta (výstup na plošinu)	1	1,2	30,7
CS15	HEA220	Podesta (výstup na plošinu)	1	1,5	75,7

4. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Jako stálá zatížení se u stavebních konstrukcí uvažuje vlastní tíha nosných a nenosných prvků včetně pevných vybavení.

4.1. VLASTNÍ TÍHA

Zde se uvažuje jako stálé zatížení rozhledny její vlastní tíha, která byla vygenerována automaticky v závislosti na stavebních prvcích zahrnutých ve výpočtovém modelu (viz tabulka 1 až 4).

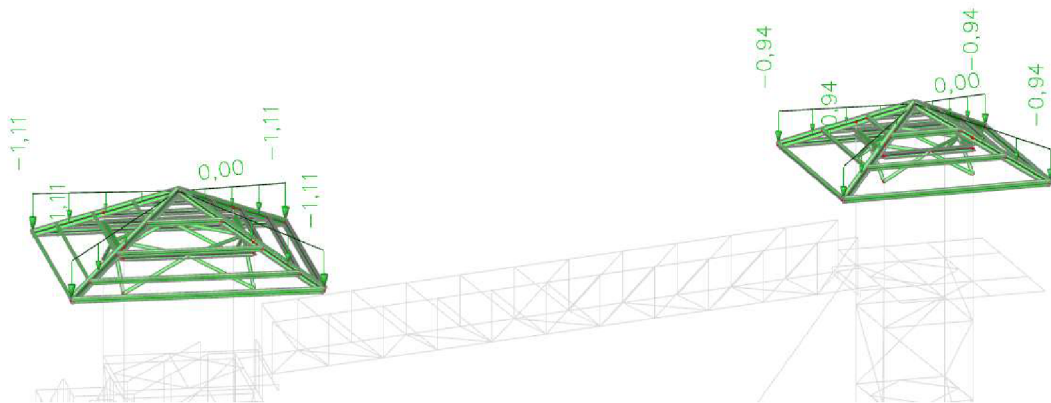
4.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Konstrukční vrstvy střešní konstrukce

Jedná se o součet zatížení od jednotlivých konstrukčních vrstev střešního pláště. Zatížení je podle roznášecích šířek a objemových tíh rozpočítáno jako spojitě zatížení na jednom běžném metru prutu. Roznášecí šířky jsou dány vzdáleností hřebenových vaznic, na něž se zatížení nanášelo a které tvoří tvar čtyřbokého jehlanu. Vzhledem ke geometrii střešní konstrukce bylo zatížení zadáno jako trojúhelníkové v globálním směru na lokální osu prvku.

Tabulka 5 – Zatížení od konstrukčních vrstev střešní konstrukce

KONSTRUKČNÍ VRSTVA	ZATÍŽENÍ [kN/m]
VĚŽ A (vzdálenost mezi hranami vaznic 0 ~ 6,20 m)	
OSB/3 desky 4PD, tl. 22 mm, $\rho = 600 \text{ kg/m}^3$	0,80
TiZn plech, tl. 0,7 mm, $m = 5,04 \text{ kg/m}^2$	0,31
$\Sigma =$	1,11
VĚŽ B (vzdálenost mezi hranami vaznic 0 ~ 5,26 m)	
OSB/3 desky 4PD, tl. 22 mm, $\rho = 600 \text{ kg/m}^3$	0,68
TiZn plech, tl. 0,7 mm, $m = 5,04 \text{ kg/m}^2$	0,26
$\Sigma =$	0,94



Obr. č. 10 –Zatížení od konstrukčních vrstev střešní konstrukce

Vyhlídkové plošiny a lávka

Plošné zatížení vyvolané pochozí vrstvou vyhlídkových plošin a lávky bylo podle zatěžovacích šířek převedeno na spojitě rovnoměrné zatížení. Zatěžovaly se jím pouze profily v příčném směru konstrukce.

Z vnější strany věže B je poslední příčný profil vyhlídky od předchozího osově vzdálený 1,4 m. V tabulce 6 jsou uvedeny hodnoty pouze pro základní osovou vzdálenost profilů.

Tabulka 6 – Ostatní stálé zatížení vyhlídkových plošin

KONSTRUKČNÍ PRVEK	ZATÍŽENÍ [kN/m ²]	ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKA [m]	ZATÍŽENÍ [kN/m]
VĚŽ A			
Slzičkový plech, tl. 4 mm, $m = 32,0 \text{ kg/m}^2$	0,32	1,6	0,51
Výztuhy v podélném směru L60x5, $A = 5,82 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, 5 ks	0,07	1,6	0,11
$\Sigma =$			0,63
$\Sigma_{1/2} =$			0,31
VĚŽ B			
Slzičkový plech, tl. 4 mm, $m = 32,0 \text{ kg/m}^2$	0,32	1,13	0,36
Výztuhy v podélném směru L60x5, $A = 5,82 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, 7 ks	0,06	1,13	0,07
$\Sigma =$			0,43
$\Sigma_{1/2} =$			0,22

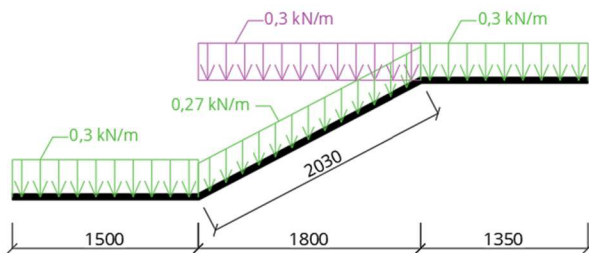
Zábradlí

Na obou vyhlídkách, lávce i schodišti je umístěno zábradlí se svislou výplní. Zatížení bylo nanášeno jako rovnoměrné spojité na obvodové profily lávky i vyhlídkových plošin a na nosníky schodiště.

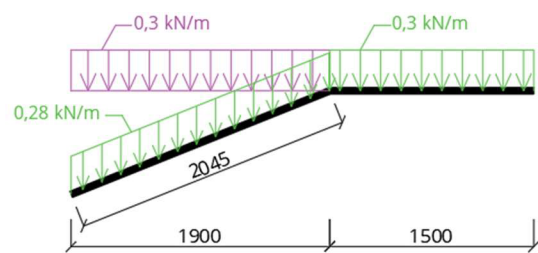
Tabulka 8 – Zatížení od zábradlí

PRVEK	PRŮŘEZ	POPIS PRVKU	A [mm ²]	ρ [kg/m ³]	ZATÍŽENÍ [kN/m]
Madlo	TR60,3x4	-	707	7850	0,06
Sloupky	T80x8,5	dl. 1,25 m, os. vzdálenost 1,0 m	1290	7850	0,13
Výplň – rámy	P5x40	rozvinutá délka 3,78 m	200	7850	0,06
Výplň – svislé prvky	P4x30	dl. 0,89 m, 7 ks/m	120	7850	0,06
Σ=					0,30

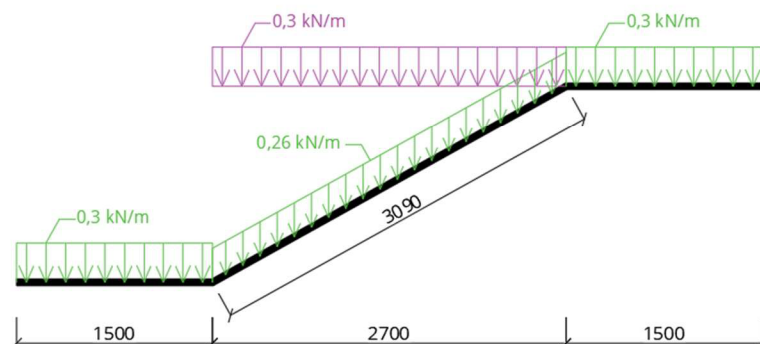
Při zatěžování schodnic bylo nutné zatížení přepočítat na šikmý prut, což je znázorněno na obrázcích č. 13 až 15.



Obr. č. 13 – Schodnice na výstupním rameni



Obr. č. 14 – Schodnice na nástupním rameni



Obr. č. 15 – Běžná schodnice

Schodiště

Na podesty a schodišťové stupně je použit ocelový pororošt, jehož tíha byla přepočítána na rovnoměrné spojité zatížení, které bylo naneseno na nosníky schodiště.

Tabulka 9 – Zatížení od podest působící na 1 schodnici

Podesta – pororošt P340-33-3			
PRVEK	TÍHA [kg/m ²]	ZŠ [m]	ZATÍŽENÍ [kN/m]
pororošt P340-33-3	37,5	1,1	0,21

Tabulka 10 – Zatížení od schodišťových stupňů na 1 schodnici

Schodišťové stupně – pororošt P340-33-3			
RAMENO	TÍHA [kg/ks]	KS/RAMENO	ZATÍŽENÍ [kN/m]
výstupní	12,5	7	0,22
běžné	12,5	8	0,16
nástupní	12,5	5	0,15

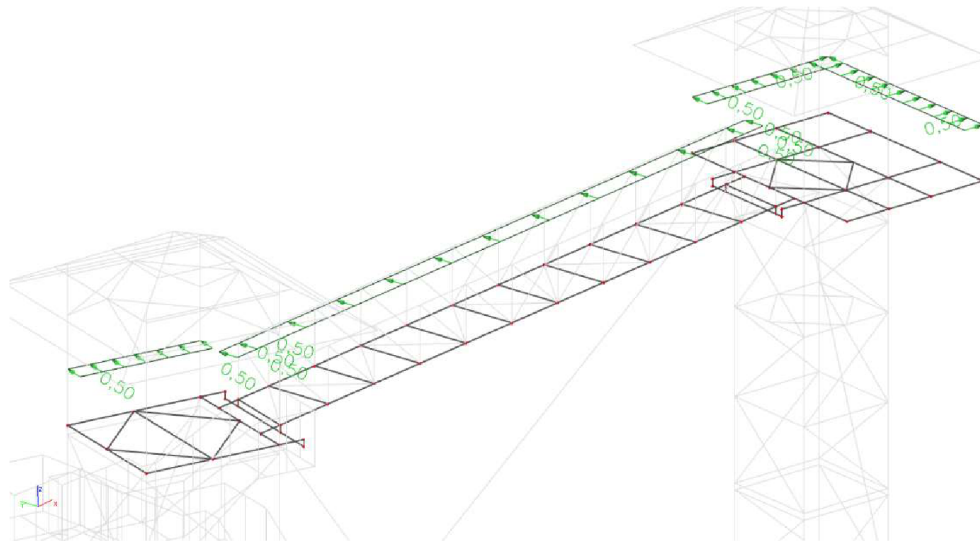
5. ZATÍŽENÍ UŽITNÉ

Výpočet užitného zatížení byl proveden dle normy ČSN en 1991-1-1 [6]. Pro užitné zatížení plošin a lávky byla zvolena doporučená hodnota zatížení dle kategorie C5: *plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí*. Z hlediska provozního řádu rozhledny by však nikdy neměla nastat situace, kdy se na konstrukci v jednu chvíli pohybuje taková masa lidí. Tato kategorie je tedy uvažována na stranu bezpečnou. Pro schodiště byla uvažována doporučená hodnota zatížení dle kategorie A – *schodiště*. Na vyhlídkových plošinách a lávce bylo určeno užitné vodorovné zatížení na zábradlí pro kategorii A – *balkóny*. Toto zatížení působí ve výšce madla (1,25 m) a jeho působení bylo pro nejméně příznivý účinek uvažováno jen na polovině konstrukce (viz Obr. č. 16). Vzhledem k charakteru stavby není na střešních konstrukcích užitné zatížení uvažováno.

Do modelu bylo zatížení zadáno jako spojité s přenásobením příslušnými zatěžovacími šířkami.

Tabulka 11- Užitné zatížení

Oblast použití	kategorie	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
Vyhlídkové plošiny a lávka	C5	<u>5,0</u>	4,5
Schodiště	A	<u>3,0</u>	2,0
Zábradlí (vodorovné zat.)	A	<u>0,5</u>	-



Obr. č. 16 – Působení vodorovného užitečného zatížení

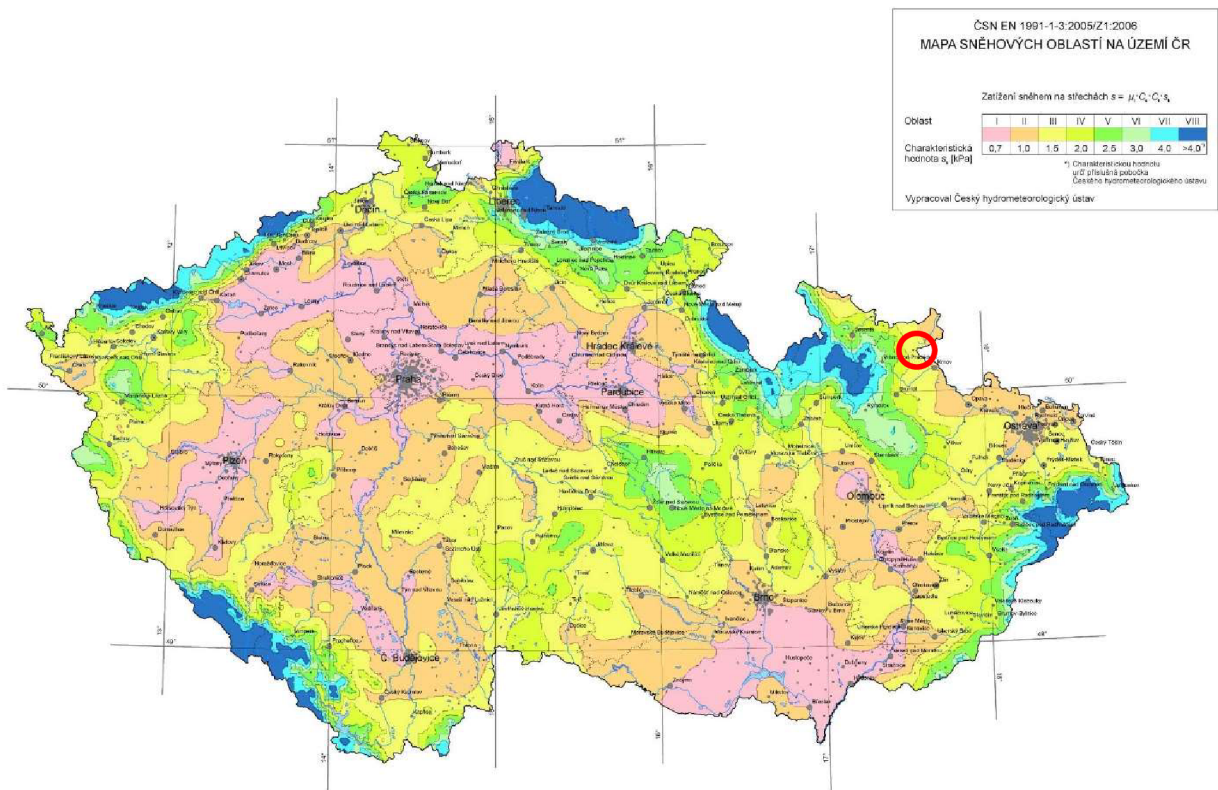
6. ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Podlaha podest schodiště a schodišťové stupně jsou tvořeny ocelovými pororošty s oky. Na těchto roštích se sníh neuvažoval a byl vzat v úvahu pouze na lávce a střechách rozhledny. Podle normy [7] se rozlišuje zatížení nenavátým sněhem a zatížení sněhem navátým. Z dané situace vyplívá 5 zatěžovacích stavů, kde v prvním se předpokládá plné zatížení na celé plochy střech. Druhý až pátý stav vyplívají ze dvou hlavních směru větru, který může zapříčinit odváti sněhu. Uvažovalo se tedy, že na návětrné straně působí poloviční zatížení, kdežto na straně závětrné působí plná tíha sněhu. Sníh na lávce byl ve všech zatěžovacích stavech uvažován s plnou tíhou.

Síly od sněhu působící na konstrukci se spočtou dle vztahu

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (6.1)$$

- kde μ_1 je tvarový součinitel zatížení sněhem
 s_k charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi
 C_e součinitel expozice
 C_t tepelný součinitel.



Obr. č. 17 – Mapa sněhových oblastí na území České republiky [7]

Zatížení sněhem bylo určeno podle lokality z mapy sněhových oblastí a typu terénu. Uvažovaná konstrukce spadá do sněhové oblasti III. V krajině nedochází na stavbách k výraznému přemístění sněhu větrem, kvůli okolnímu terénu, jiným stavbám nebo stromům [7]. Krajina byla tedy uvažována jako normální.

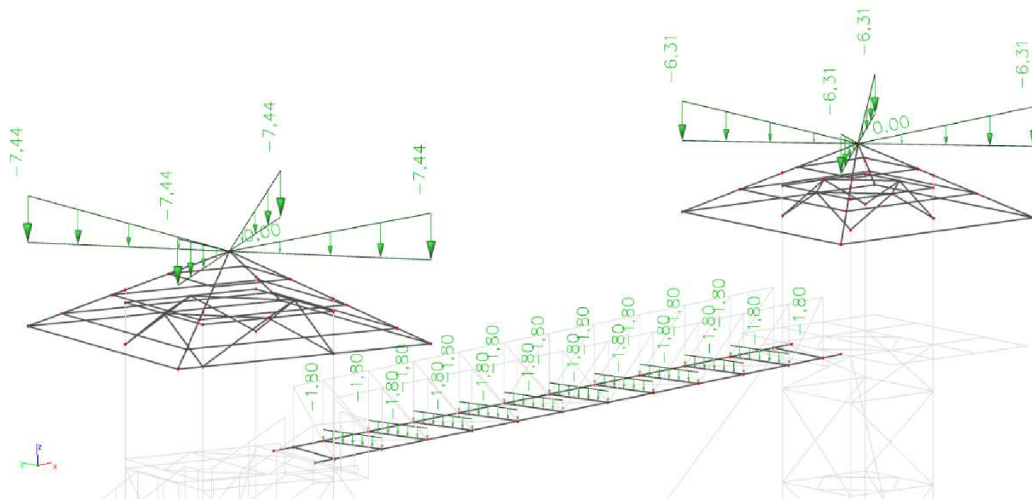
Tabulka 12 – Tvarové součinitele [7]

úhel sklonu střechy α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1,6	–

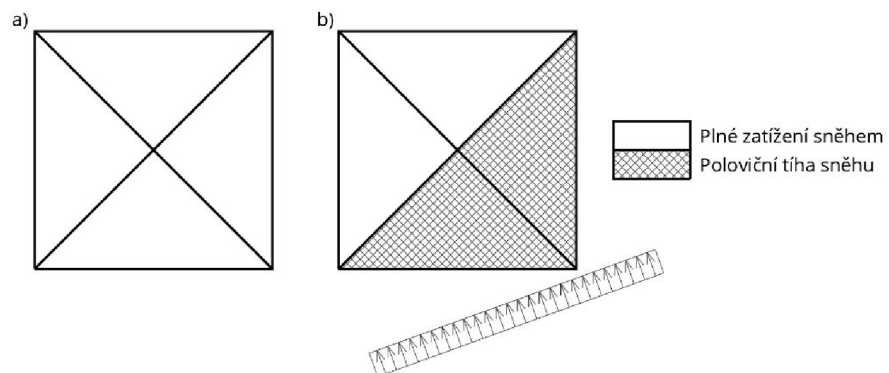
Tabulka 13 – Výpočet zatížení sněhem

Lokalita	Město Albrechtice
Sklon střechy	$\alpha = 30,00^\circ$
Základní tíha sněhu (char. hodnota)	$s_k = 1,500 \text{ kN/m}^2$
Součinitel expozice	$C_e = 1,00$
Tepelný součinitel	$C_t = 1,00$
Tvarový součinitel střechy	$\mu_1 = 0,80$
Plné zatížení sněhem na střeše	$s = 1,20 \text{ kN/m}^2$
Plné zatížení sněhem na střeše	$s_{1/2} = 0,60 \text{ kN/m}^2$

S ohledem na geometrii střešní konstrukce bylo zatížení zadáno jako trojúhelníkové, s vodorovným průmětem na šikmost střechy.



Obr. č. 18 – Plné zatížení sněhem na konstrukci



Obr. č. 19 – Schéma zatížení sněhem – a) plné, b) poloviční při působení větru

7. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA VĚŽÍCH

Správné stanovení zatížení větrem patří k nejsložitější problematice zatížení konstrukcí a pro štíhlou konstrukci, kterou rozhledna bezesporu je, bude vítr stěžejním zatížením.

Podle normy zatížení větrem [8] se dynamické účinky větru řeší převedením na statický výpočet pomocí soustavy vyčíslitelných koeficientů. Je zde zaveden například součinitel konstrukce $c_s c_d$ jako parametr, díky kterého se navyšuje statické zatížení od větru.

Při výpočtu zatížení větrem se nevycházelo z globálního modelu, jelikož se ke stanovení součinitele konstrukce vychází z vlastní frekvence počítané konstrukce a také protože jsou věže děleny na segmenty v rozdílných výškách nad terénem. Stavba byla tedy rozdělena zvláště na *model věže A* a *model věže B*. U věží, lávky i schodiště se postupovalo separátně.

Účinky zatížení uvedeny dále v této kapitole, byly spočteny podle normy [8], avšak k určení některých hodnot se přistupovalo podle normy [9].

Z důvodu přehlednosti jsou v práci uvedeny pouze výpočty konstrukce věže A pro jeden směr větru. Výsledky pro druhý směr větru jsou uvedeny v příloze P.1. Postup kalkulace pro věž B byl téměř totožný a je uveden v přílohách P.2 a P.3.

7.1. RYCHLOST VĚTRU A DYNAMICKÝ TLAK

7.1.1. OBECNĚ

Dynamický tlak a rychlost větru se skládají ze střední a flukтуаční složky. Střední rychlost větru v_m má být stanovena ze základní rychlosti větru v_b , která je závislá na větrných podmínkách, a na změně větru s výškou, stanovené z drsnosti terénu a orografie. Flukтуаční složka větru je vyjádřena intenzitou turbulence.

Základní rychlost větru v_b je upravená hodnota výchozí základní rychlosti větru s ohledem na směr větru a roční období:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (7.1)$$

kde $v_{b,0}$ je výchozí základní rychlost větru

C_{dir} součinitel směru větru (*pro ČR je doporučena hodnota 1,0*)

C_{season} součinitel ročního období (*pro ČR je doporučena hodnota 1,0*).



Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$ je charakteristická desetiminutová střední rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem bez překážek (kategorie II), nezávislá na směru větru a ročním obdobím. Určuje se podle mapy větrových oblastí na území České republiky. Je rozlišováno pět větrových oblastí, které mají rozdílné výchozí základní rychlosti větru.

Střední rychlost větru $v_m(z)$ se uvažuje ve výšce z nad terénem a je závislá na drsnosti terénu, orografii a základní rychlosti větru.

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (7.2)$$

kde $C_r(z)$ je součinitel drsnosti terénu
 $C_o(z)$ součinitel orografie.

Drsnost terénu je popsána součinitelem drsnosti $C_r(z)$, vyjadřujícím změnu střední rychlosti větru v místě konstrukce způsobenou výškou nad terénem a drsností povrchu terénu na návětrné straně konstrukce pro uvažovaný směr větru.

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pro } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (7.3)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{pro } z \leq z_{min} \quad (7.4)$$

kde z_0 je parametr drsnosti terénu, závisí na kategorii terénu
 z_{min} minimální výška, závisí na kategorii terénu
 z_{max} se uvažuje 200 m
 k_r součinitel terénu, závislý na uvažovaném parametru drsnosti terénu.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (7.5)$$

kde $z_{0,II} = 0,05$ dle kategorie terénu II.

Tabulka 14 – Kategorie terénů a jejich parametry [8]

Kategorie terénu	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Moře nebo pobřežní oblasti vystavené otevřenému moři	0,003	1
I Jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací a bez překážek	0,01	1
II Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), jejichž vzdálenosti jsou větší než 20násobek výšky překážek	0,05	2
III Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami, nebo s izolovanými překážkami, jejichž vzdálenost je maximálně 20násobek výšky překážek (jako jsou vesnice, předměstský terén, souvislý les)	0,3	5
IV Oblasti, ve kterých je nejméně 15 % povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15 m	1,0	10
POZNÁMKA Kategorie terénu jsou zobrazeny v A.1.		

Účinky orografie se mají uvážit použitím součinitele c_o tam, kde orografie zvyšuje rychlosti větru o více než 5 %. Lze je zanedbat v případě, že průměrný sklon návětrného svahu je menší než 3° .

Intenzita turbulence $I_v(z)$ je definována jako podíl směrodatné odchylky turbulence a střední rychlosti větru. Stanovení je dáno výrazy:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{pro } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (7.6)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{pro } z \leq z_{min} \quad (7.7)$$

kde k_l je součinitel turbulence, jehož doporučená hodnota je 1,0
 c_o součinitel orografie.

Maximální dynamický tlak $q_p(z)$ zahrnuje střední a krátkodobé fluktuace rychlosti větru. Doporučený výpočet je dán výrazem:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (7.8)$$

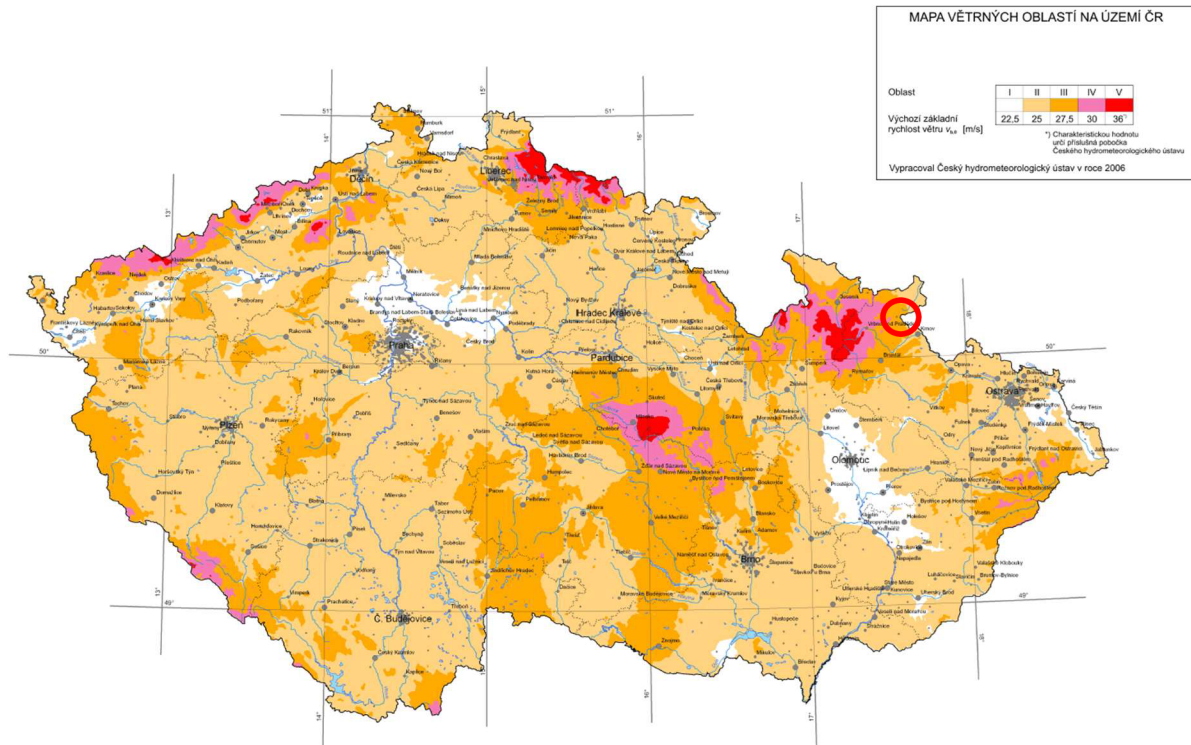
kde ρ je měrná hmotnost vzduchu, její doporučená hodnota je $1,25 \text{ kg/m}^3$
 $c_e(z)$ součinitel expozice, definovaný výrazem (4.10)
 q_b základní dynamický tlak větru, definovaný výrazem (4.11).

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (7.9)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(z) \quad (7.10)$$

7.1.2. VÝPOČET

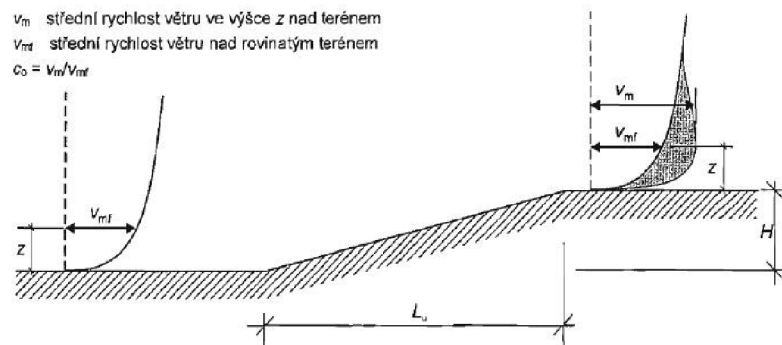
Podle mapy větrných oblastí a kategorie terénu se určil základní dynamický tlak působící na konstrukci. Stavební objekt leží ve větrné oblasti III, v krajině s nízkou vegetací.



Obr. č. 20 – Mapa větrných oblastí na území České republiky [8]

Výpočet součinitelů orografie

Na izolovaných kopcích, hřebenech nebo srážech a strmých svazích se vyskytují jiné rychlosti větru, závislé na sklonu $\Phi = H/L_u$ návětrného svahu ve směru větru, kde výška H a délka L_u jsou definované na obr. č. 21 [8].



Obr. č. 21 – Zvýšení rychlosti větru způsobené orografií [8]

Na základě velikosti sklonu ϕ byla určena účinná délka návětrného svahu L_e (viz tabulka 16), pomocí které bylo možno dopočítat hodnoty součinitelů A a B . Dalším krokem bylo stanovit z vypočtených hodnot součinitel umístění s , vztažený k účinné délce návětrného svahu. Podrobný výpočet je uveden v příloze A, v normě [8].

Součinitel orografie je posléze definován takto

$$c_o(z) = 1 + 2s \cdot \phi \quad \text{pro } 0,05 < \phi < 0,3 \quad (7.11)$$

Tabulka 15 – Vstupní data

$V_{b,0}$	27,50 m/s	C_{dir}	1,00
V_b	27,50 m/s	C_{season}	1,00
$Z_0 = Z_{0,II}$	0,05 m	ρ	1,25 kg/m ³
Z_{min}	2,00 m	k_l	1,00
Z_{max}	200,00 m	σ_v	5,225
k_r	0,19	q_b	472,66 N/m ²

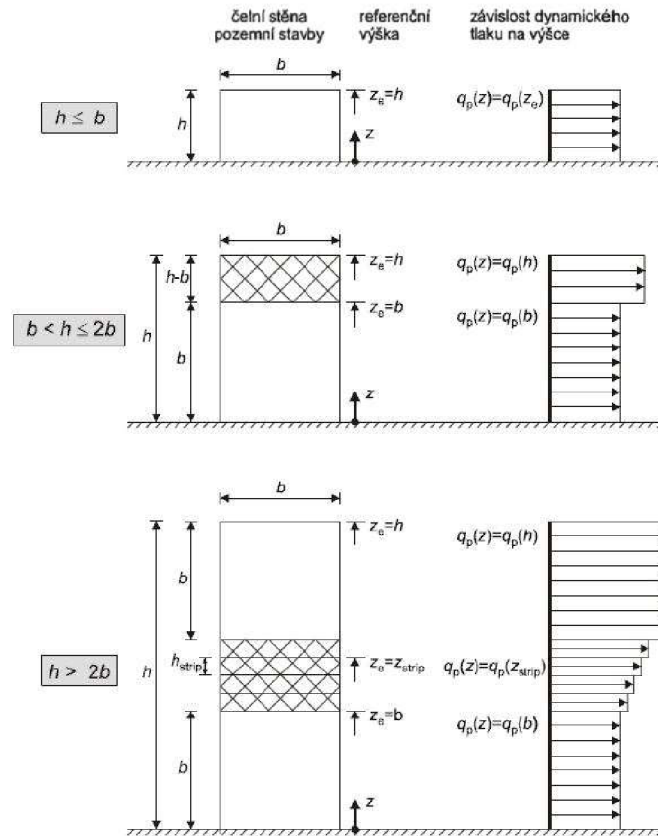
Jako nejméně příznivý směr větru se jeví směr působící kolmo k lávce. V projektu byly uvažovány dva směry větru, z nichž jeden je kolmý lávce a druhý působí ve směru lávky. Směr větru v obou případech svírá s normálou jedné stěny věže A úhel 19,9° a s normálou druhé stěny 70,1°. Jelikož jsou k sobě věž A a věž B pootočené, jsou úhly svírané směrem větru a normálou stěn věže B rozdílné. Konkrétní hodnoty jsou 11,14° a 78,86°.

Tabulka 16 – Velikost sklonu pro orografii

vítr kolmý k lávce (Y)		vítr ve směru lávky (X)	
L_u	470,00 m	L_u	700,00 m
H	83,00 m	H	83,00 m
ϕ	0,177	ϕ	0,119
$L_e=L_u$	470,00 m	$L_e=L_u$	700,00 m

Při výpočtu maximálního dynamického tlaku větru je potřeba znát celkovou geometrii řešeného objektu. Zejména pak výšku h , šířku b a z nich stanovenou referenční výšku z_e .

Konstrukce věže A byla rozdělena po výšce na části odpovídající jednotlivým patřům (3,0 m, poslední patro 3,2 m) až po vyhlídky, dále po světlu výšku pod okapy. Věž B byla dělena na segmenty po dvou patrech (výška jednoho patra jsou 2,0 m, poslední patro je vysoké 1,0 m), dále obdobným způsobem jako věž A. Zastřešení obou věží je řešeno zvlášť.



Obr. č. 22 - Referenční výška z_e a odpovídající profil dynamického tlaku [8]

Tabulka 17 - Věž A, rychlost a max. dynamický tlak větru (vítr kolmo k lávce)

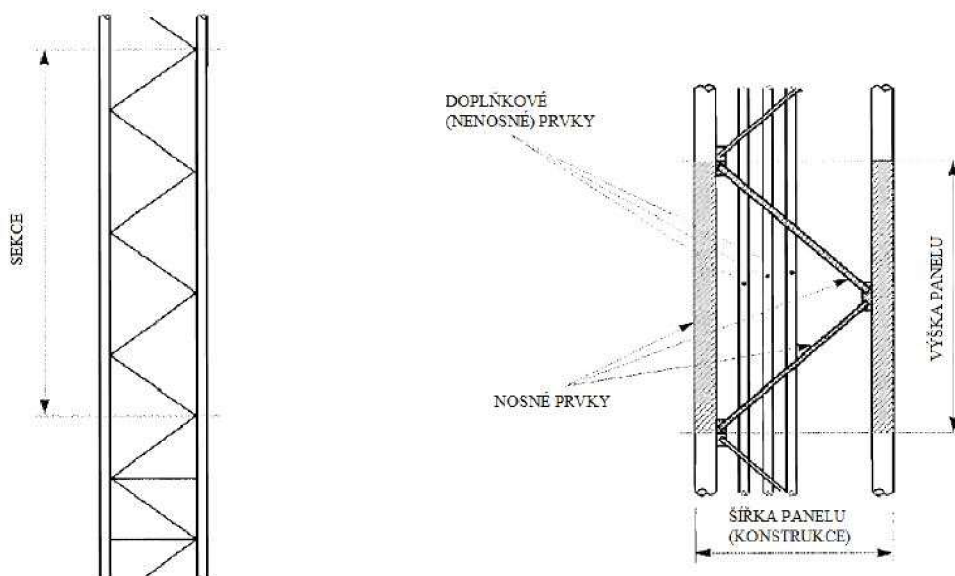
z [m]	$c_r(z)$ [-]	x/L_u [-]	z/L_e [-]	A	B	s	$c_o(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$l_v(z)$ [-]	c_e [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]
3	0,778	0	0,006	1,00	2,64	1,00	1,353	28,95	0,180	2,508	1185,64
6	0,910	0	0,013	0,99	2,63	0,99	1,349	33,75	0,155	3,138	1483,17
9	0,987	0	0,019	0,98	2,63	0,98	1,345	36,49	0,143	3,526	1666,39
12	1,041	0	0,026	0,96	2,62	0,96	1,341	38,39	0,136	3,806	1798,98
15	1,084	0	0,032	0,95	2,61	0,95	1,337	39,84	0,131	4,025	1902,42
18	1,118	0	0,038	0,94	2,61	0,94	1,333	40,99	0,127	4,203	1986,76
21	1,148	0	0,045	0,93	2,60	0,93	1,329	41,93	0,125	4,353	2057,54
24,2	1,175	0	0,051	0,92	2,59	0,92	1,324	42,78	0,122	4,489	2121,92
26,95	1,195	0	0,057	0,91	2,59	0,91	1,321	43,41	0,120	4,591	2170,09

7.2. SOUČINITEL SÍLY

7.2.1. OBECNĚ

Součinitel síly může být stanoven podle postupů a doporučení uvedených v jiných normách. Použitím normy [8] jej lze získat výpočtem založeným na vyjádření hodnoty součinitele plnosti φ , součinitele koncového efektu ψ_2 a součinitele síly bez vlivu proudění kolem volných konců $c_{f,0}$. Součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců se přitom určuje z grafů v závislosti na velikosti Reynoldsova čísla Re .

Vzhledem k řešené konstrukci lze s výhodou použít postup vycházející z normy pro navrhování stožárů [9]. Pro účely výpočtu je vhodná konstrukce rozdělit na sekce, které se mohou skládat z několika panelů. Panely obsahují prvky se stejným nebo téměř stejným průřezem dle obr. č. 23.



Obr. č. 23 – Sekce a panely [9]

Celkový součinitel síly c_f ve směru působící na pole konstrukce se má uvažovat podle vztahu (7.12).

$$c_f = c_{f,S} + c_{f,A} \quad (7.12)$$

kde $c_{f,S}$ je součinitel síly na holou část konstrukce stanovený s použitím součinitele plnosti φ

$c_{f,A}$ součinitel síly příslušenství.

Součinitel síly $c_{f,s}$ lze pro příhradovou konstrukci se čtvercovým půdorysem, která má totožné plochy na každé stěně, stanovit podle (7.13).

$$c_{f,s} = K_{\theta} \cdot c_{f,s,0} \quad (7.13)$$

kde K_{θ} je součinitel zohledňující směr větru vůči návětrné straně konstrukce; pro věže o čtvercovém půdorysném tvaru jej lze stanovit dle (7.14)

$c_{f,s,0}$ celkový součinitel síly úseku bez koncových efektů

$$K_{\theta} = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta \quad (7.14)$$

$$\text{kde } K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8 \cdot (A_c + A_{c,sup})}{A_s} \quad (7.15)$$

$$K_2 = 0,2 \quad \text{pro } 0 \leq \varphi \leq 0,2 \text{ a } 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \quad (7.16)$$

$$K_2 = \varphi \quad \text{pro } 0,2 < \varphi \leq 0,5 \quad (7.17)$$

$$K_2 = 1 - \varphi \quad \text{pro } 0,5 < \varphi \leq 0,8 \quad (7.18)$$

přičemž θ je úhel mezi půdorysnými průměty směru působení větru a normály ke stěně, viz obr. č. 24

φ součinitel plnosti dle [8]

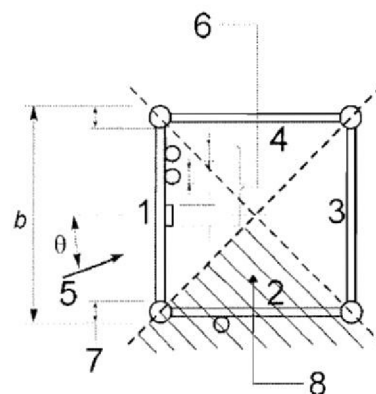
A_f celkový kolmý průmět plochy plochých prvků ve stěně do roviny této stěny

A_c celkový kolmý průmět plochy kruhových prvků v podkritickém režimu ve stěně do roviny této stěny

$A_{c,sup}$ celkový kolmý průmět plochy kruhových prvků v nadkritickém režimu ve stěně do roviny této stěny

A_s celkový kolmý průmět prvků konstrukce včetně těch prvků

Příslušenství ($A_s = A_f + A_c + A_{c,sup}$).



Obr. č. 24 – Znázornění úhlu θ [9]

Režim obtékání je charakterizován velikostí tlaků na obtékané těleso a proudění za tělesem. Zdá se jedná o kruhové prvky v nadkritickém či podkritickém režimu, je dáno velikostí Reynoldsova čísla Re . V případě, že je Reynoldsovo číslo daného prvku menší než $4 \cdot 10^5$, mluvíme o kruhových prvcích v podkritickém režimu.

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (7.19)$$

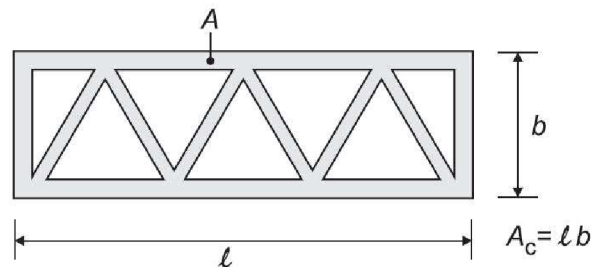
kde b je průměr prvku

ν kinematická viskozita vzduchu ($\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

$v(z_e)$ maximální rychlost větru dle vztahu $v = \sqrt{2 \cdot q_p / \rho}$.

Součinitel plnosti φ je poměr součtu průmětů ploch prvků A ku celkové ploše sekce A_c . Zde může být matoucí označení A_c , jelikož jsou jím označeny dvě různé veličiny. V normě [8] je takto označována plocha ohraničená okraji čelní plochy, zatímco v normě [9] se jedná pouze o plochu kruhových průřezů.

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (7.20)$$



Obr. č. 25 - Definice součinitele plnosti φ [8]

Součinitel $c_{f,s,0}$ lze stanovit ze vztahu:

$$c_{f,s,0} = c_{f,0,f} \cdot \frac{A_f}{A_s} + c_{f,0,c} \cdot \frac{A_c}{A_s} + c_{f,0,c,sup} \cdot \frac{A_{c,sup}}{A_s} \quad (7.21)$$

kde $c_{f,0,f}$, $c_{f,0,c}$, $c_{f,0,c,sup}$ jsou součinitele síly v poli složeném z plochých prvků, prvků s kruhovým průřezem v podkritickém a nadkritickém režimu

$$c_{f,0,f} = 1,76 \cdot C_1 \cdot [1 - C_2 \cdot \varphi + \varphi^2] \quad (7.22)$$

$$c_{f,0,c} = C_1 \cdot (1 - C_2 \cdot \varphi) + (C_1 + 0,875) \cdot \varphi^2 \quad (7.23)$$

$$c_{f,0,c,sup} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi) \cdot (2,8 - 1,14 \cdot C_1 + \varphi)\}} \quad (7.24)$$

přičemž C_1 je rovno: 2,25 pro čtvercovou konstrukci
 1,9 pro trojúhelníkovou konstrukci

C_2 je rovno: 1,5 pro čtvercovou konstrukci
 1,4 pro trojúhelníkovou konstrukci

7.2.2. VÝPOČET

Tabulka 18 – Věž A, součinitele plnosti (vítr kolmo k lávce)

z [m]	A [m ²]	A _c [m ²]	φ [-]
3	4,72	12,80	0,369
6	4,36	12,80	0,340
9	4,17	12,80	0,326
12	4,17	12,80	0,326
15	4,17	12,80	0,326
18	4,17	12,80	0,326
21	4,17	12,80	0,326
24,2	4,13	13,65	0,302
26,95	1,64	11,81	0,139

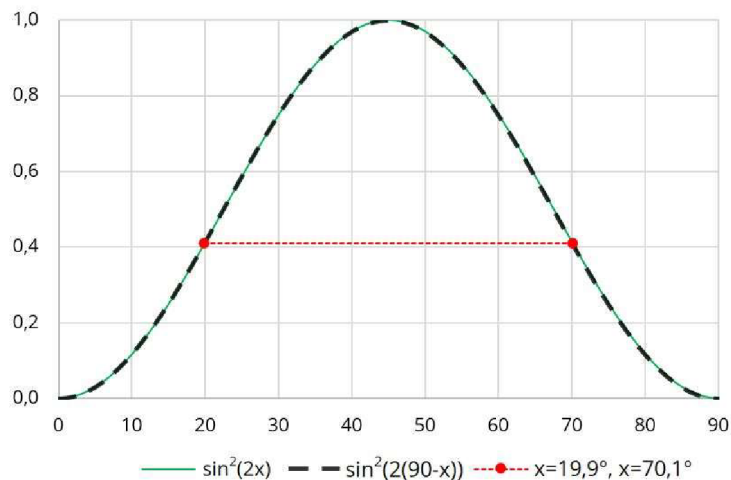
Tabulka 19 – Věž A, Reynoldsova čísla válcových prvků (vítr kolmo k lávce)

z [m]	v [m/s]	φ [mm]	Re _{168,3} [-]	φ [mm]	Re _{108,0} [-]	φ [mm]	Re _{88,9} [-]
3	43,55	168,3	4,9E+05	108,0	3,1E+05	88,9	2,6E+05
6	48,71		5,5E+05		3,5E+05		2,9E+05
9	51,64		5,8E+05		3,7E+05		3,1E+05
12	53,65		6,0E+05		3,9E+05		3,2E+05
15	55,17		6,2E+05		4,0E+05		3,3E+05
18	56,38		6,3E+05		4,1E+05		3,3E+05
21	57,38		6,4E+05		4,1E+05		3,4E+05
24,2	58,27		6,5E+05		4,2E+05		3,5E+05

Tabulka 20 – Věž A, vstupní hodnoty pro součinitele síly (vítr kolmo k lávce)

z [m]	K_2 [-]	A_f [m ²]	A_c [m ²]	$A_{c,sup}$ [m ²]	A_s [m ²]	K_1 [-]	$c_{f,0,f}$ [-]	$c_{f,0,c}$ [-]	$c_{f,0,c,sup}$ [-]	$c_{f,s,0}$ [-]
3	0,37	0	2,70	2,02	4,72	0,80	2,308	1,430	1,283	1,367
6	0,34	0	2,34	2,02	4,36	0,80	2,397	1,463	1,284	1,380
9	0,33	0	2,15	2,02	4,17	0,80	2,444	1,482	1,285	1,387
12	0,33	0	2,15	2,02	4,17	0,80	2,444	1,482	1,285	1,387
15	0,33	0	2,15	2,02	4,17	0,80	2,444	1,482	1,285	1,387
18	0,33	0	0,55	3,63	4,17	0,80	2,444	1,482	1,285	1,311
21	0,33	0	0,55	3,63	4,17	0,80	2,444	1,482	1,285	1,311
24,2	0,30	0	0,36	3,76	4,13	0,80	2,527	1,515	1,288	1,308
26,95	0,20	1,64	0	0	1,64	0,55	3,212	1,842	1,333	3,212

Na konstrukci mimo nárožníky působí vítr z jedné strany pod úhlem $19,9^\circ$ a ze strany druhé pod úhlem $70,1^\circ$. Vzhledem k vlastnostem funkce sinus a tomu, že se jedná o stěny na sebe kolmé, jsou hodnoty součinitele K_θ dle vztahu (7.14) pro oba úhly stejné.


 Obr. č. 26 – Graf k vysvětlení součinitele K_θ

Výpočet součinitele c_f byl tedy pro upraven prostřednictvím úhlu $\theta = 19,1^\circ$. Je zřejmé, že pro nárožníky z trubek, jelikož jsou tvaru válce, tento úhel neplatí. Proto byl součinitel c_f pro tyto nárožníky stanoven při úhlu $\theta = 0^\circ$.

Tabulka 21 – Věž A, součinitele síly (vítr kolmo k lávce)

NA NÁROŽNÍKY				MIMO NÁROŽNÍKY		
z [m]	θ [°]	K_θ [-]	$C_f = C_{f,s}$ [-]	θ [°]	K_θ [-]	$C_f = C_{f,s}$ [-]
3	0,0	1,000	1,367	19,9	1,121	1,532
6	0,0	1,000	1,380	19,9	1,112	1,534
9	0,0	1,000	1,387	19,9	1,107	1,535
12	0,0	1,000	1,387	19,9	1,107	1,535
15	0,0	1,000	1,311	19,9	1,107	1,451
18	0,0	1,000	1,311	19,9	1,107	1,451
21	0,0	1,000	1,311	19,9	1,107	1,451
24,2	0,0	1,000	1,308	19,9	1,099	1,437
26,95	19,9	1,045	3,357	-	-	-

7.3. SOUČINITELE KONSTRUKCE

7.3.1. OBECNĚ

Součin konstrukce má vzít v úvahu účinek zatížení větrem při nesoučasném výskytu maximálních tlaků větru na povrchu konstrukce (c_s), společně s účinkem kmitání konstrukce, vyvolaného turbulencí (c_d).

U konstrukcí splňujících podmínky dle [8] lze součinitel konstrukce $c_s c_d$ lze uvažovat roven 1,0. Jedná se o pozemní stavby menší než 15 m, fasády a prvky střech, pozemní stavby s rámovou konstrukcí nižší než 100 m a výškou nepřesahující 4násobek délky ve směru větru, komíny s kruhovým průřezem nižší než 60 m nebo menší než 6,5násobek jejich průměru. Pro konstrukce, které svými charakteristikami nespádají do výše jmenovaných, se součinitel konstrukce určí dle vztahu (7.25).

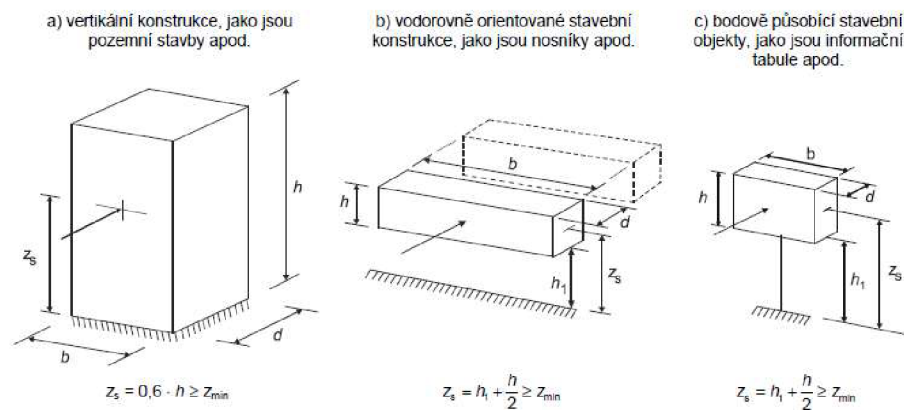
$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (7.25)$$

kde z_s je referenční výška pro stanovení součinitele konstrukce podle obr. č. 27.

k_p součinitel maximální hodnoty, definovaný jako poměr maximální hodnoty flukтуаční složky odezvy a její směrodatné odchylky

B^2 součinitel odezvy pozadí, který bere v úvahu nedostatek úplné korelace tlaků na povrchu konstrukce

R^2 rezonanční část odezvy, která bere v úvahu turbulenci v rezonanci s tvarem kmitání.



Obr. č. 27 - Obecné tvary konstrukcí, stanovení referenční výšky [8]

Měřítka délky turbulence $L(z)$ znázorňuje průměrnou velikost nárazu větru v přírodě. Pro referenční výšky nižší než 200 m lze měřítko délky turbulence vypočítat podle výrazů (7.26) či (7.27).

$$L(z_s) = L_t \cdot \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha \quad \text{pro } z \geq z_{min} \quad (7.26)$$

$$L(z_s) = L(z_{min}) \quad \text{pro } z < z_{min} \quad (7.27)$$

$$\alpha = 0,76 + 0,05 \cdot \ln(z_0) \quad (7.28)$$

kde z_t je referenční výška 200 m

L_t referenční měřítko délky 300 m.

Bezrozměrná výkonová spektrální hustota $S_L(z,n)$ vyjadřuje závislost energie větru na frekvenci.

$$S_L(z,n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z,n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z,n))^{5/3}} \quad (7.29)$$

kde $f_L(z,n)$ je bezrozměrná frekvence, stanovená pro základní vlastní frekvenci konstrukce $n = n_{1,x}$.

$$f_L(z,n) = n \cdot L(z)/v_m(z) \quad (7.30)$$

Součinitel odezvy pozadí B^2 bere v úvahu vliv neúplné korelace tlaků na povrchu konstrukce.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} \quad (7.31)$$

kde b, h je šířka a výška konstrukce dle obr. č. 27.

Součinitel maximální hodnoty k_p je definovaný poměrem maximální hodnoty flukтуаční složky odezvy k její směrodatné odchylce.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \leq 3 \quad (7.32)$$

kde v je frekvence přechodů s kladnou směrnici stanovený dle výrazu (7.33)

T doba integrace při stanovení střední rychlosti větru; $T = 600$ s.

$$v = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (7.33)$$

kde $n_{1,x}$ je základní vlastní frekvence konstrukce.

Základní ohybovou frekvenci kmitání n_1 vícepodlažní budovy vyšší než 50 m lze stanovit použitím výrazu (7.34)

$$n_1 = \frac{46}{h} [\text{Hz}] \quad (7.34)$$

Základní tvar ohybového kmitání $\phi_1(z)$ budov, věží a komínů, které působí jako konzoly uložené v zemi, lze odhadnout použitím výrazu (7.35).

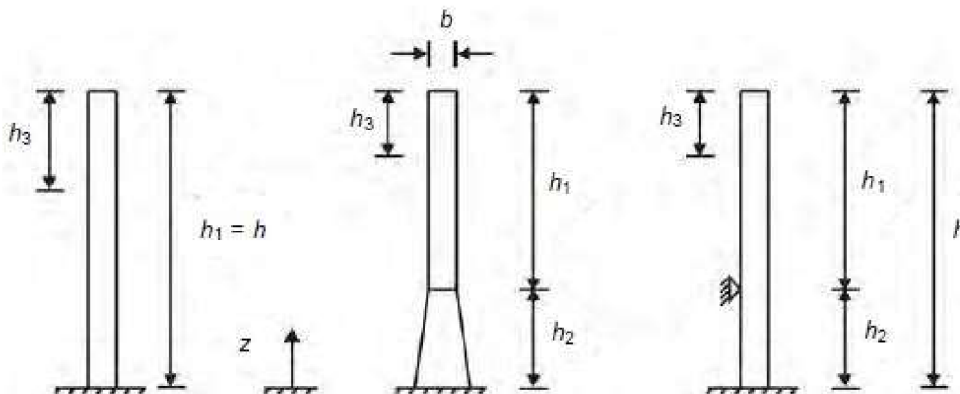
$$\phi_1(z_s) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \quad \text{pro příhradové ocelové věže } \zeta = 2,5 \quad (7.35)$$

Základní ohybová frekvence a základní tvar ohybového kmitání dle výrazů (7.34) a (7.35) dostatečně nevystihují řešenou konstrukci. Závisí pouze na výšce budovy h a nezohledňují její skutečnou hmotnost a tuhost. Z tohoto důvodu bylo nutné určit tyto hodnoty použitím modální analýzy.

Ekvivalentní hmotnost na jednotku délky m_e lze pro svislé konzolové konstrukce s nerovnoměrně rozdělenou hmotou přibližně aproximovat jako průměrnou hodnotu v horní třetině konstrukce h_3 dle obr. č. 28. Pro základní tvar kmitání je definována vztahem (7.36).

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \phi_1^2(s) \cdot ds}{\int_0^l \phi_1^2(s) \cdot ds} \quad (7.36)$$

kde $m(s)$ je hmotnost na jednotku délky
 l výška nebo rozpětí konstrukce nebo konstrukčního prvku.



Obr. č. 28 – Geometrické parametry konstrukcí [8]

Rezonanční část odezvy R^2 bere v úvahu turbulenci v rezonanci s uvažovaným tvarem kmitání konstrukce.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (7.37)$$

kde δ je celkový logaritmický dekrement útlumu

R_h, R_b aerodynamické admitance spočtené dle (7.38) a (7.39).

Aerodynamické admitance R_h a R_b pro základní tvar kmitu lze aproximovat:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad R_h = 1 \text{ pro } \eta_h = 0 \quad (7.38)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad R_b = 1 \text{ pro } \eta_b = 0 \quad (7.39)$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (7.40)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (7.41)$$

Logaritmický dekrement útlumu δ základního ohybového tvaru kmitání je možné dopočítat z výrazu (7.42).

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (7.42)$$

kde δ_s je logaritmický dekrement konstrukčního útlumu; jeho přibližné hodnoty jsou uvedeny v příloze F normy [8]

δ_a logaritmický dekrement aerodynamického útlumu při základním tvaru kmitání; lze jej vypočítat podle výrazu (7.43)

δ_d logaritmický dekrement útlumu od zvláštních zařízení.

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (7.43)$$

7.3.2. VÝPOČET

Součinitel konstrukce závisí na geometrických rozměrech konstrukce, střední rychlosti větru, hmotnosti konstrukce, vlastní frekvenci, útlumových charakteristikách a součiniteli síly. Zjednodušený vzorec pro vlastní frekvenci (7.34) dostatečně nevystihuje řešenou konstrukci a je tudíž jen orientační. Hodnota vlastní frekvence byla určena pomocí modální analýzy, popsané blíže v kapitole 14.

Tabulka 22 – Věž A, ekvivalentní hmotnost (vítr kolmo k lávce)

s [m]	z [m]	u_y [mm]	$\phi_1(z)$ [-]	$\phi_1^2(z)$ [-]	m(s) [kg/m]	$m(s) \cdot \phi_1^2(z)$	$\int m(s) \cdot \phi_1^2(z) ds$	$\int \phi_1^2(z) ds$
3	3	0,25	0,018	0,000	1086,19	0,35	1,058	0,0010
3	6	0,60	0,043	0,002	1003,42	1,88	5,629	0,0056
3	9	1,16	0,084	0,007	979,32	6,98	20,948	0,0214
3	12	1,83	0,133	0,018	895,25	15,85	47,545	0,0531
3	15	2,74	0,198	0,039	906,89	35,72	107,148	0,1181
3	18	3,73	0,270	0,073	822,85	60,06	180,175	0,2190
3	21	4,84	0,351	0,123	906,89	111,63	334,899	0,3693
3,2	24,2	6,04	0,438	0,192	818,93	157,28	503,302	0,6146
2,75	26,95	12,97	0,941	0,885	757,40	670,23	1843,122	2,4335
1,79	28,74	13,79	1,000	1,000	1604,03	1604,03	2871,210	1,7900
$\Sigma =$							5915,035	5,6255
m_e [kg/m] =							1051,46	

Tabulka 23 – Věž A, součinitel konstrukce (vítr kolmo k lávce)

h	28,740 [m]
b	4,098 [m]
L_t	300,00 [m]
z_t	200,00 [m]
z_s	17,244 [m]
α	0,6102 [-]
$L(z_s)$	67,238 [m]
$c_r(z_s)$	1,1102 [-]
z/L_e	0,0367 [-]
$A = s$	0,9447 [-]
$c_o(z_s)$	1,3336 [-]
$v_m(z_s)$	40,72 [m/s]
n_1	1,5301 [Hz]
$f_L(z_s, n)$	2,5266 [-]
$S_L(z_s, n)$	0,0717 [-]
η_h	4,9677 [-]
η_b	0,7083 [-]
R_h	0,1810 [-]
R_b	0,6569 [-]
δ_s	0,0500 [-]
δ_a	0,0850 [-]
δ_d	0,0000 [-]
δ	0,1350 [-]
c_f	1,3108 [-]
B^2	0,6357 [-]
R^2	0,3118 [-]
v	0,8777 [Hz]
T	600,00 [s]
k_p	3,7097 [-]
$l_v(z_s)$	0,1283 [-]
$c_s c_d$	1,0150 [-]

7.4. SÍLY OD VĚTRU

7.4.1. OBECNĚ

Síly od větru na celou konstrukci nebo nosný prvek se mají stanovit výpočtem sil použitím součinitelů sil.

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{prvky}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (7.44)$$

kde $c_s c_d$ je součinitel konstrukce
 c_f součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky
 A_{ref} referenční plocha konstrukce nebo nosného prvku.

Pro výpočet byla použita ekvivalentní statická metoda pro příhradové věže, pro jejíž použití by měla být splněna následující podmínka [9]

$$\frac{7m_T}{\rho_s c_{f,T} A_T \sqrt{d_B} \tau_0} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 < 1,00 \quad (7.45)$$

kde $c_{f,T} A_T$ je suma součinů součinitele síly c_f a referenční plochy jednotlivých panelů A_{ref} , od shora dolů, která tvoří méně než jednu třetinu celkové sumy $c_{f,T} A_T$
 ρ_s hustota materiálu příhradové věže
 m_T hmotnost panelů odpovídající sumě $c_{f,T} A_T$
 h výška věže
 h_T výška panelů odpovídající sumě $c_{f,T} A_T$, nebo je menší než jedna třetina celkové výšky h
 τ_0 konstanta hodnoty 0,001
 d_B šířka základny věže.

Odezva větru na příhradové věže se na základě ekvivalentní statické metody stanoví podle vztahů:

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7 \cdot I_v(z)} \sum c_f \cdot A_{ref} \quad (7.46)$$

$$F_{T,w}(z) = F_{m,w}(z) \left[1 + \left(1 + 0,2 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right) \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z)} \right] \quad (7.47)$$

7.4.2. VÝPOČET

Tabulka 24 – Věž A, ověření použití ekvivalentní statické metody (vítr kolmo k lávce)

d_B [m]	τ_0 [m]	h [m]	ρ_s [kg/m ³]	m_T [kg]	$c_{f,T}A_T$ [m ²]	h_T [m]	(7.45)
3,2	0,001	28,7	7850	2800,06	21,03	8,95	0,5717
VYHOVUJE							

Tabulka 25 – Věž A, síly od větru na nárožníky (vítr kolmo k lávce)

z [m]	b [mm]	l [mm]	A_{ref} [m ²]	c_f [-]	$I_v(z)$ [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]	$F_{m,w}(z)$ [kN]	$c_o(z)$ [-]	$F_{T,w}(z)$ [kN]	$w_{T,k}$ [kN/m]
3	168,3	3000	0,50	1,367	0,180	1185,6	0,36	1,353	0,71	0,24
6	168,3	3000	0,50	1,380	0,155	1483,2	0,50	1,349	0,91	0,30
9	168,3	3000	0,50	1,387	0,143	1666,4	0,58	1,345	1,04	0,35
12	168,3	3000	0,50	1,387	0,136	1799,0	0,65	1,341	1,13	0,38
15	168,3	3000	0,50	1,311	0,131	1902,4	0,66	1,337	1,15	0,38
18	168,3	3000	0,50	1,311	0,127	1986,8	0,69	1,333	1,21	0,40
21	168,3	3000	0,50	1,311	0,125	2057,5	0,73	1,329	1,27	0,42
24,2	168,3	3200	0,54	1,308	0,122	2121,9	0,81	1,324	1,42	0,44
26,95	140,0	2750	0,39	3,357	0,120	2170,1	1,52	1,321	2,70	0,98

Tabulka 26 – Věž A, síly od větru na šikmá ztužidla (vítr kolmo k lávce)

z [m]	b [mm]	l [mm]	A _{ref} [m ²]	c _f [-]	l _v (z) [-]	q _p (z) [N/m ²]	F _{m,w} (z) [kN]	c _o (z) [-]	F _{T,w} (z) [kN]	w _{T,k} [kN/m]
3	108,0	4386	0,47	1,532	0,180	1185,6	0,38	1,353	0,75	0,17
6	108,0	4386	0,47	1,534	0,155	1483,2	0,52	1,349	0,95	0,22
9	108,0	4386	0,47	1,535	0,143	1666,4	0,61	1,345	1,08	0,25
12	108,0	4386	0,47	1,535	0,136	1799,0	0,67	1,341	1,18	0,27
15	108,0	4386	0,47	1,451	0,131	1902,4	0,68	1,337	1,19	0,27
18	108,0	4386	0,47	1,451	0,127	1986,8	0,72	1,333	1,26	0,29
21	108,0	4386	0,47	1,451	0,125	2057,5	0,76	1,329	1,32	0,30
24	108,0	4386	0,47	1,437	0,122	2121,9	0,78	1,324	1,37	0,31

Tabulka 27 – Věž A, síly od větru na vodorovná ztužidla (vítr kolmo k lávce)

z [m]	b [mm]	l [mm]	A _{ref} [m ²]	c _f [-]	l _v (z) [-]	q _p (z) [N/m ²]	F _{m,w} (z) [kN]	c _o (z) [-]	F _{T,w} (z) [kN]	w _{T,k} [kN/m]
3	88,9	3200	0,28	1,532	0,180	1185,6	0,23	1,353	0,45	0,14
6	88,9	3200	0,28	1,534	0,155	1483,2	0,31	1,349	0,57	0,18
9	88,9	3200	0,28	1,535	0,143	1666,4	0,36	1,345	0,65	0,20
12	88,9	3200	0,28	1,535	0,136	1799,0	0,40	1,341	0,71	0,22
15	88,9	3200	0,28	1,451	0,131	1902,4	0,41	1,337	0,72	0,22
18	88,9	3200	0,28	1,451	0,127	1986,8	0,43	1,333	0,76	0,24
21	88,9	3200	0,28	1,451	0,125	2057,5	0,45	1,329	0,79	0,25
24	88,9	3200	0,28	1,437	0,122	2121,9	0,47	1,324	0,82	0,26

8. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA SCHODIŠTI

Referenční výška schodiště byla uvažována jako pro atiky. Schodiště bylo po výšce rozděleno na části odpovídající dvěma patřům věže A (výška jednoho patra jsou 3,0 m, poslední patro je výšky 3,2 m) s připočtením výšky zábradlí (1,25 m).

Tabulka 28 – Schodiště, rychlost a max. dynamický tlak větru (vítr kolmo k lávce)

SCHODIŠTĚ – VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
z [m]	$c_r(z)$ [-]	x/L_u [-]	z/L_e [-]	A [-]	B [-]	s [-]	$c_o(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$ [-]	c_e [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]
7,25	0,946	0	0,015	0,98	2,63	0,98	1,347	35,03	0,149	3,317	1568,01
13,25	1,060	0	0,028	0,96	2,62	0,96	1,339	39,04	0,134	3,903	1844,90
19,25	1,131	0	0,041	0,94	2,60	0,94	1,331	41,40	0,126	4,269	2017,67
25,45	1,184	0	0,054	0,91	2,59	0,91	1,323	43,08	0,121	4,537	2144,54

Tabulka 29 – Schodiště, rychlost a max. dynamický tlak větru (vítr ve směru lávky)

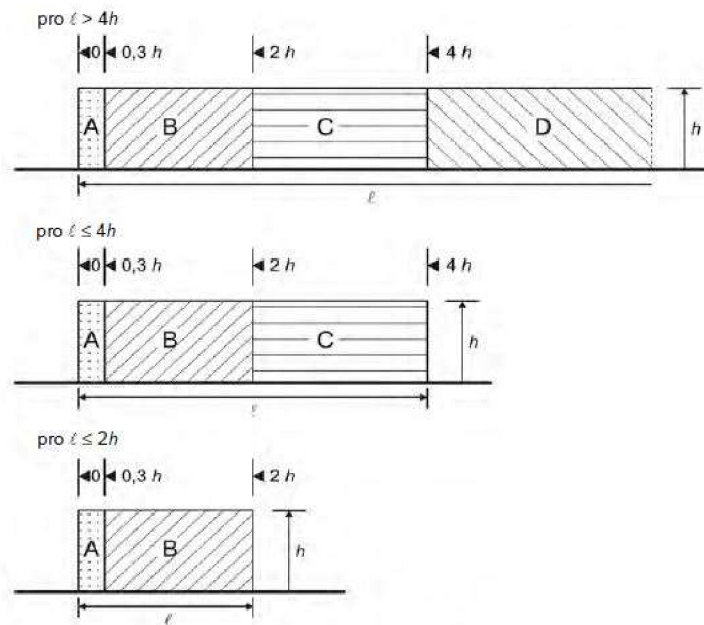
SCHODIŠTĚ – VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
z [m]	$c_r(z)$ [-]	x/L_u [-]	z/L_e [-]	A [-]	B [-]	s [-]	$c_o(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$ [-]	c_e [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]
7,25	0,946	0	0,010	0,99	2,63	0,99	1,235	32,13	0,163	2,918	1379,40
13,25	1,060	0	0,019	0,98	2,63	0,98	1,232	35,91	0,146	3,442	1626,69
19,25	1,131	0	0,028	0,96	2,62	0,96	1,228	38,20	0,137	3,776	1784,96
25,45	1,184	0	0,036	0,95	2,61	0,95	1,224	39,86	0,131	4,029	1904,50

Působení větru na schodiště se zábradlím bylo uvažováno na stranu bezpečnou jako na volně stojící zděnou stěnu dle normy [8] (viz obr. č. 29). Součinitel plnosti pro zábradlí byl stanoven na hodnotu $\varphi = 0,8$.

Tabulka 30 – Doporučené hodnoty součinitelů tlaku $c_{p,net}$ pro volně stojící stěny [8]

Součinitel plnosti	Oblast	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	Bez vedlejšího průčelí	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	S vedlejšími průčelími s délkou $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

^a Pro vedlejší průčelí s délkami mezi 0,0 a h lze použít lineární interpolaci.



Obr. č. 29 – Legenda pro volně stojící stěny a zděná zábradlí [8]

Součinitel tlaku $c_{p,net}$ pro jednotlivé oblasti byl určen dle tabulky 30.

 Tabulka 31 – Schodiště, výpočet součinitele tlaku $c_{p,net}$

	rameno nad terénem	běžné rameno	horní rameno
φ [-]	0,8	0,8	0,8
A [m ²]	4,25	7,13	5,81
l [m]	3,40	5,70	4,65
h [m]	1,25	1,25	1,25
součinitel tlaku $c_{p,net}$ [-]			
oblast A	1,20	1,20	1,20
oblast B	1,20	1,20	1,20
oblast C	1,20	1,20	1,20
oblast D	-	1,20	-

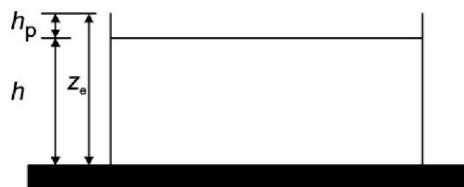
Tabulka 32 – Schodiště, síly od větru

		rameno nad terénem		běžné rameno		horní rameno	
SMĚR KOLMO K LÁVCE (Y)							
z [m]	w_k [kN/m ²]	$F_{k,w}$ [kN]	w_k [kN/m ²]	$F_{k,w}$ [kN]	w_k [kN/m ²]	$F_{k,w}$ [kN]	
7,25	1,88	8,00	1,88	13,41	-	-	
13,25	-	-	2,21	15,77	-	-	
19,25	-	-	2,42	17,25	-	-	
25,45	-	-	2,57	18,34	2,57	14,96	
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)							
7,25	1,66	7,03	1,66	11,79	-	-	
13,25	-	-	1,95	13,91	-	-	
19,25	-	-	2,14	15,26	-	-	
25,45	-	-	2,23	16,28	2,28	13,28	

9. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA LÁVCE A PLOŠINÁCH

Zatížení větrem na lávku a plošiny bylo dle normy [8] stanoveno jako na volně stojící stěny a zděná zábradlí. Výška zábradlí na plošinách je 1,25 m. Na lávce přesahuje výšku zábradlí samotná konstrukce lávky, která činí 1,3 m. Při zatěžování se uvažovalo se součinitelem plnosti $\varphi = 0,8$. Postup výpočtu je tedy obdobný jako v případě zatížení větrem na schodišti. Toto zatížení je voleno na stranu bezpečnou, jelikož je větší, než kdyby byla konstrukce uvažována jako příhradovina.

Lávka je ve výšce 24,2 m nad terénem a její referenční výška je uvažována jako pro atiky na budovách, tedy $h + h_p$ dle obr. č. 30.



Obr. č. 30 – Legenda ke stanovení referenční výšky [8]

Tabulka 33 – Lávka a plošiny, rychlost a max. dynamický tlak větru

LÁVKA											
VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
z_e [m]	$c_r(z)$ [-]	x/L_u [-]	z/L_e [-]	A [-]	B [-]	s [-]	$c_o(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$l_v(z)$ [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]	c_e [-]
25,5	1,185	0	0,054	0,914	2,589	0,914	1,323	43,09	0,121	2145,4	4,539
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
25,5	1,185	0	0,036	0,945	2,608	0,945	1,224	39,88	0,131	1905,3	4,031
PLOŠINY											
VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
25,45	1,184	0	0,054	0,914	2,589	0,914	1,323	43,08	0,121	2144,5	4,537
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
25,45	1,184	0	0,036	0,945	2,608	0,945	1,224	39,86	0,131	1904,5	4,029

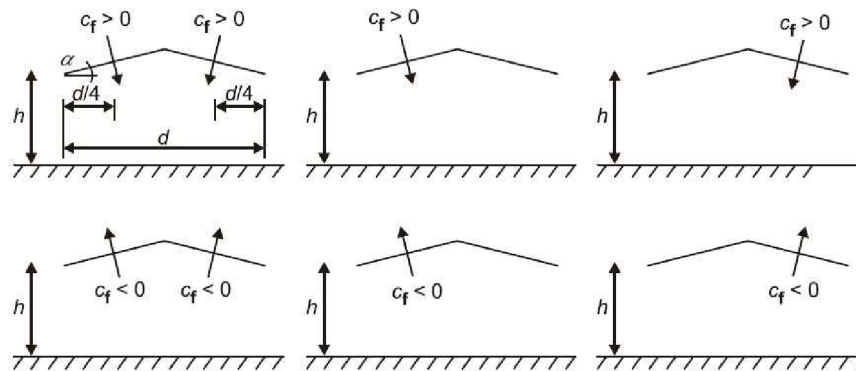
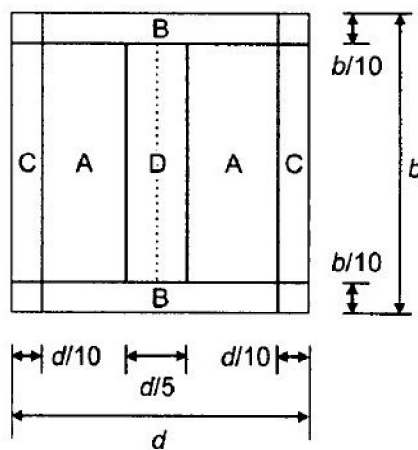
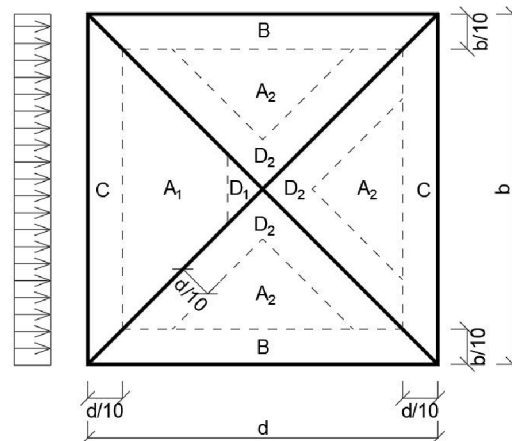
Tabulka 34 -Lávka a plošiny, síly od větru

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)									
LÁVKA									
φ [-]	h [m]	l [m]	A [-]	B [-]	C [-]	D [-]	$c_{p,net}$ [-]	w_k [kN/m ²]	w_k [kN/m]
0,8	1,30	21,95	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,57	3,35
PLOŠINY									
0,8	1,25	3,4~3,73	1,2	1,2	1,2	-	1,2	2,57	3,22
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)									
PLOŠINY									
0,8	1,25	3,4~5,16	1,2	1,2	1,2	-	1,2	2,29	2,86

10. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA STŘEŠNÍCH KONSTRUKCÍCH VĚŽÍ

Střechy věží rozhledny nemají trvalé stěny, tudíž jsou dle normy [8] považovány za přístřešky. Pro výpočet bylo nutné stanovit stupeň uzavření průřezů pod přístřešky neboli součinitel plnosti φ . Ten byl určen poměrem plochy možných překážek pod přístřeškem a průřezu pod přístřeškem, přičemž obě plochy jsou kolmé ke směru větru.

Vzhledem k tomu, že je v normě [8] popsáno řešení pouze pro pultové a sedlové přístřešky, bylo nutné pro rozhlednu řešení modifikovat. V případě přístřešků jsou uváděny součinitele celkové síly c_f a výsledného tlaku $c_{p,net}$. Ty přihlížejí ke kombinovanému účinku větru, působícího na horní a dolní povrchy přístřešků pro všechny směry větru.


 Obr. č. 31 – Vysvětlení k uvážené referenční výšce $z_e=h$ [8]

 Obr. č. 33 – Rozdělení oblastí sedlových střech
 dle normy [8]


Obr. č. 32 – Modifikace dělení oblastí pro řešenou konstrukci

10.1. STŘECHA NA VĚŽI A

Tabulka 35 – Střecha věže A, součinitel plnosti

Výpočet součinitele plnosti	plocha A [m ²]
sloupky HEB140 2,750 [m] x 148,9 [mm] x 4 [ks]	1,638
zábradlí v=1,25m 0,5 x 4,098 [m] x 1,25 [m]	2,561
plocha A _c [m ²] 4,098 [m] x 2,75 [m]	11,270
$\varphi = A / A_c = (1,638+2,561) / 11,270 =$	0,37

Norma [8] uvádí hodnoty součinitele celkové síly c_f a výsledného tlaku $c_{p,net}$ pro součinitele plnosti $\varphi = 0$ a $\varphi = 1$. Proto bylo použito interpolace ke stanovení hodnot odpovídajících součiniteli plnosti $\varphi = 0,37$.

Tabulka 36 – Střecha věže A, rychlost a max. dynamický tlak větru

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
z_e [m]	$c_r(z)$ [-]	x/L_u [-]	z/L_e [-]	A [-]	B [-]	s [-]	$c_o(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$ [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]	c_e [-]
26,95	1,195	0	0,057	0,909	2,586	0,909	1,321	43,41	0,120	2170,1	4,591
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
26,95	1,195	0	0,039	0,941	2,605	0,941	1,223	40,20	0,130	1929,0	4,081

Tabulka 37 – Střecha věže A, součinitel celkové síly a výsledného tlaku

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
φ [-]	α [°]	C_f [-]		$C_{p,net,A}$ [-]		$C_{p,net,B}$ [-]		$C_{p,net,C}$ [-]		$C_{p,net,D}$ [-]	
0,37	30,00	0,90	-1,11	1,30	-1,40	1,90	-1,86	1,60	-1,40	0,70	-2,00
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
0,37	30,00	0,90	-1,11	1,30	-1,40	1,90	-1,86	1,60	-1,40	0,70	-2,00

Tabulka 38 – Střecha věže A, tlaky působící na jednotlivé oblasti

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)							
$w_{k,A}$ [kN/m ²]		$w_{k,B}$ [kN/m ²]		$w_{k,C}$ [kN/m ²]		$w_{k,D}$ [kN/m ²]	
↓	↑	↓	↑	↓	↑	↓	↑
2,54	3,38	3,71	4,49	3,12	3,38	1,37	4,83
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)							
$w_{k,A}$ [kN/m ²]		$w_{k,B}$ [kN/m ²]		$w_{k,C}$ [kN/m ²]		$w_{k,D}$ [kN/m ²]	
↓	↑	↓	↑	↓	↑	↓	↑
2,257	3,003	3,299	3,995	2,778	3,003	1,215	4,289

Zatížení je podle roznášecích šířek rozpočítáno jako spojité zatížení na jednom běžném metru prutu. S ohledem na geometrii střešní konstrukce bylo zatížení zadáno jako trojúhelníkové, působící na lokální souřadnicový systém hřebenových vaznic kolmě.

10.2. STŘECHA NA VĚŽI B

Tabulka 39 – Střecha věže B, součinitel plnosti

Výpočet součinitele plnosti	plocha A [m ²]
sloupky HEB140 2,750 [m] x 142,7 [mm] x 4 [ks]	1,570
zábradlí v=1,25m 0,5 x 2,654 [m] x 1,25 [m]	1,659
plocha A _c [m ²] 4,098 [m] x 2,75 [m]	7,299
$\varphi = A / A_c = (1,570+1,659) / 7,299 =$	0,44

Tabulka 40 – Střecha věže B, rychlost a max. dynamický tlak větru

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
z _e [m]	c _r (z) [-]	x/L _u [-]	z/L _e [-]	A [-]	B [-]	s [-]	c _o (z) [-]	v _m (z) [m/s]	I _v (z) [-]	q _p (z) [N/m ²]	c _e [-]
27,75	1,201	0	0,059	0,906	2,584	0,906	1,320	43,58	0,120	2183,1	4,619
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
27,75	1,201	0	0,040	0,939	2,604	0,939	1,223	40,37	0,129	1941,6	4,108

Tabulka 41 – Střecha věže B, součinitel celkové síly a výsledného tlaku

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)											
φ [-]	α [°]	C _f [-]		C _{p,net,A} [-]		C _{p,net,B} [-]		C _{p,net,C} [-]		C _{p,net,D} [-]	
0,44	30,0	0,90	-1,13	1,30	-1,40	1,90	-1,86	1,60	-1,40	0,70	-2,00
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)											
0,44	30,0	0,90	-1,13	1,30	-1,40	1,90	-1,86	1,60	-1,40	0,70	-2,00

Tabulka 42 – Střecha věže B, tlaky působící na jednotlivé oblasti

VÍTR KOLMO K LÁVCE (Y)							
w _{k,A} [kN/m ²]		w _{k,B} [kN/m ²]		w _{k,C} [kN/m ²]		w _{k,D} [kN/m ²]	
↓	↑	↓	↑	↓	↑	↓	↑
2,55	3,46	3,73	4,59	3,14	3,46	1,38	4,95
VÍTR VE SMĚRU LÁVKY (X)							
w _{k,A} [kN/m ²]		w _{k,B} [kN/m ²]		w _{k,C} [kN/m ²]		w _{k,D} [kN/m ²]	
↓	↑	↓	↑	↓	↑	↓	↑
2,27	3,08	3,32	4,08	2,80	3,08	1,22	4,40

11. ZATÍŽENÍ NÁMRAZOU

11.1. OBECNĚ

Námrazou jsou chápány všechny jevy, kdy dochází k mrznutí vodních kapek, deště, mrholení, mokrého sněhu a ulpívání na objektech, které jsou vystaveny povětrnostním podmínkám. Námraza způsobuje navýšení svislých zatížení na konstrukci a zvětšuje plochy expozice, čímž se zvyšuje účinek větru. Zatížení větrem může tedy být významnější než u konstrukcí bez námrazy. U konstrukce s námrazou lze zatížení větrem stanovit podle stejných zásad jako na konstrukci bez námrazy. Avšak rozměry prvků konstrukce a jejich součinitele tlaku jsou odlišné.

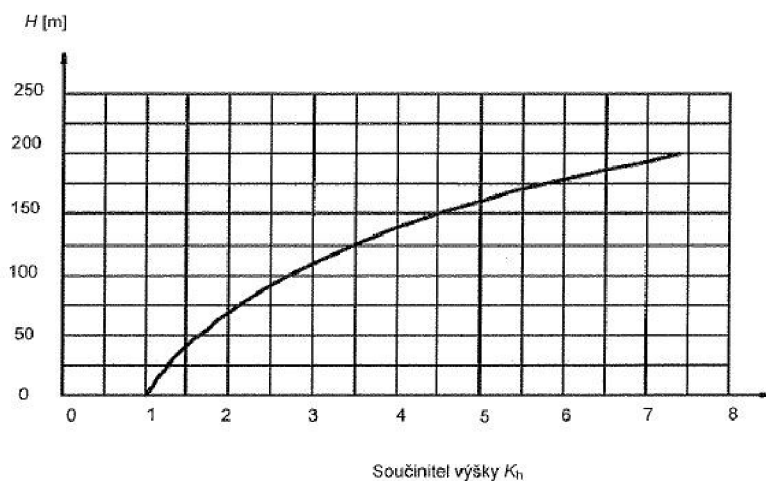
Faktorem významně ovlivňujícím dynamické chování konstrukce jsou její vlastní frekvence. V případech, kdy je konstrukce zatížena silnou námrazou, obvykle významně klesá její vlastní frekvence. To je důležité z hlediska dynamické analýzy, poněvadž menší frekvence bývají většinou kritické [10].

Kapitola byla zpracována dle normy [10] s použitím informací uvedených v [11].

S výškou prvku nad terénem se může značně měnit množství námrazy na konstrukci. Vliv výšky lze na základě tříd námraz vyjádřit pro různé výškové úrovně vysoké konstrukce součinitelem K_h [10].

$$K_h = e^{0,01H} \quad (11.1)$$

kde H je výška nad terénem [m].



Obr. č. 34 – Typická variabilita velikosti námrazy s výškou H nad terénem [10]

Nejvýznamnější námraza se bude tvořit na prvku a malém průřezu, který je umístěn v rovině kolmé ke směru větru. Tvary výsledné námrazy primárně závisí na množství, typu a velikosti námrazy, na tvaru a orientaci objektu vystavenému námraze. Námraza je klasifikována podle procesů vzniku na *ledovku* (glaze – G) a *námrazu* (rime – R) [10].

Tabulka 43 – Typické vlastnosti námrazy [10]

Typ námrazy	Objemová hmotnost v kg/m ³	Adheze a koheze	Klasifikace	
			Barva	Tvar
Ledovka	900	silná	průhledná	rovnoměrně rozložený/rampouchy
Mokrý sníh	300 – 600	slabá (při utváření), silná (zmrznutí)	bílá	rovnoměrně rozložený/nerovnoměrný
Těžká námraza	600 – 900	silná	neprůhledná	nerovnoměrně rozložený, oválný vůči návětrnému směru
Lehká námraza	200 – 600	nízká až střední	bílá	nerovnoměrně rozložený, oválný vůči návětrnému směru

Aby se mohlo popsat očekávané množství námrazy v místě stavby, byly zavedeny třídy námrazy *IC*, které se rozlišují zvláště na třídy *ICR* pro námrazu a třídy *ICG* pro ledovku. Ty jsou definovány na základě tloušťky námrazy na referenčním kolektoru se střední dobou návratu 50 let. Referenční kolektor je válec o průměru 30 mm a délce nejméně 0,5 m, umístěný ve výšce 10 m nad terénem a pomalu se otáčející kolem své osy [10].

11.1.1. LEDOVKA

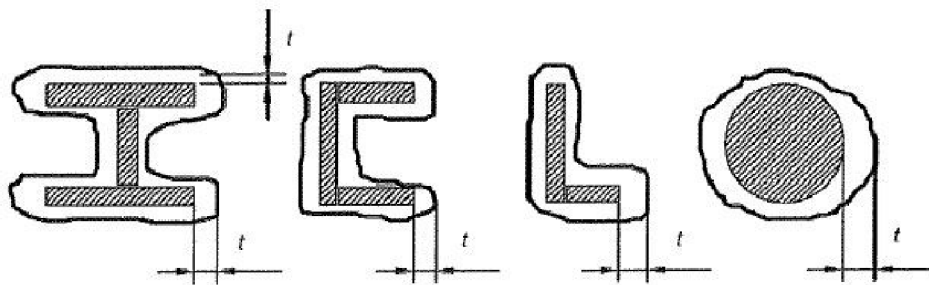
Obvykle je rovnoměrně rozložená. Vzniká mrznutím deště, mrholení nebo mlhy a má největší objemovou hmotnost. Mohou jí být pokryty objekty kdekoliv, kde se mrholení nebo déšť vyskytne při teplotách pod bodem mrazu. Povrchová teplota ledovky je blízko bodu mrazu, tudíž může voda vlivem větru a gravitace obtékat objekt a namrznat také na jeho závětrné straně [10].

Ledovka je rozdělena do 5 tříd, které jsou definovány na základě tloušťky ledovky na referenčním kolektoru. Třída ledovky by měla být volena s ohledem na lokalitu a na základě informací poskytovaných ČHMÚ.

Tabulka 44 - Třídy ledovky (ICG) [10]

Třída (IC)	Tloušťka ledu t [mm]	Hmotnost ledovky m [kg/m]			
		Průměr válce v mm			
		10	30	100	300
G1	10	0,6	1,1	3,1	8,8
G2	20	1,7	2,8	6,8	18,1
G3	30	3,4	5,1	11	28,0
G4	40	5,7	7,9	15,8	38,5
G5	50	8,5	11,3	21,2	49,5
G6	Použije se při extrémní ledovce				

Pro prvky obalené ledovkou platí předpoklad, že je průřez obalen ledovkou konstantní tloušťky t dle obr. č. 35. Tloušťka se měří kolmo k podélné ose prutu.



Obr. č. 35 - Model ledovky [10]

11.1.2. NÁMRAZA

Je obvykle oválného tvaru na návětrné straně liniových prvků, u kterých nedochází k rotaci kolem podélné osy. Jedná se o nejčastější typ namrzání. Nejvýznamnější námraza nastává na nechráněných pohořích. Rychlost nárůstu námrazy se mění zejména podle rychlosti větru, teploty vzduchu, rozměrů exponovaného objektu, množství vlhkosti ve vzduchu a rozdělení velikosti kapek [10].

Obdobně jako ledovka, je i námraza rozdělena do tříd, které jsou tentokrát definovány jistou hmotností námrazy m na referenčním kolektoru. Česká republika je rozdělena do 9 tříd námraz.

Tabulka 45 – Třídy námraz (ICR) [10]

Třída (IC)	Hmotnost ledu m [kg/m]	Průměr námrazy D v mm pro prvek o průměru 30 mm			
		Objemová hmotnost námrazy [kg/m ³]			
		300	500	700	900
R1	0,5	55	47	43	40
R2	0,9	69	56	50	47
R3	1,6	88	71	62	56
R4	2,8	113	90	77	70
R5	5,0	149	117	100	89
R6	8,9	197	154	131	116
R7	16,0	262	204	173	153
R8	28,0	346	269	228	201
R9	50,0	462	358	303	268
R10	Použije se pro extrémní námrazy				

Na základě tříd námraz je možné s pomocí součinitele K_h vyjádřit vliv výšky pro různé výškové úrovně konstrukce.

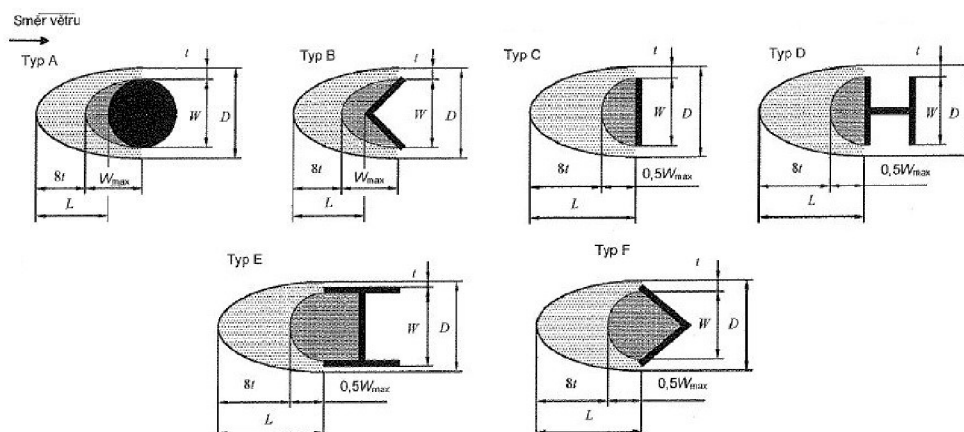
$$m(z) = m \cdot K_h \quad (11.2)$$

kde m je hmotnost námrazy [kg/m] dle tabulky 45

$m(z)$ hmotnost námrazy [kg/m] na prvku ve výšce nad terénem

zároveň je jí určena náhradní třída ICR pro daný prvek.

Námraza narůstá proti směru větru a předpokládá se se zaoblením orientovaným k návětrné straně. Modely narůstání námrazy pro štíhlé prvky o šířce menší než 300 mm se podle tvaru průřezu prvku rozdělují na několik typů dle obr. č. 36.



Obr. č. 36 – Model narůstání námrazy [10]

Počáteční nárůst námrazy W_{max} lze stanovit ze vztahu

$$W_{max} = \sqrt{\frac{8 \cdot 10^6 \cdot m(z)}{\pi \cdot \gamma}} \quad \text{pro modely A, B, C, D} \quad (11.3)$$

$$W_{max} = \sqrt{\frac{8 \cdot 10^6 \cdot m(z)}{(\pi + 2) \cdot \gamma}} \quad \text{pro modely E, F} \quad (11.4)$$

kde γ je objemová hmotnost [kg/m^3] dle tabulky 43.

Průměr námrazy D pro základní typy průřezů se vypočítá podle vztahu

$$D = \left(\frac{4 \cdot 10^6 \cdot m(z)}{\gamma \cdot \pi} + d^2 \right)^{0,5} \quad (11.5)$$

kde d je šířka prvku [mm], dle obr. č. 36 značena jako W .

Délka zaoblení námrazy L zvětšuje expozici původních profilů a při výpočtu zatížení větrem s námrazou se musí připočítat k původnímu rozměru W bez námrazy.

$$L = \frac{4 \cdot 10^6 m(z)}{\pi \cdot \gamma \cdot W} \quad \text{pro } W \geq W_{max}, \text{ modely A, B, C, D} \quad (11.6)$$

$$L = \frac{4 \cdot 10^6 m(z)}{\pi \cdot \gamma \cdot W} - \frac{W}{\pi} \quad \text{pro } W \geq W_{max}, \text{ modely E, F} \quad (11.7)$$

$$L = \frac{W}{2} + 8t \quad \text{pro } W < W_{max}, \text{ modely A, B, C, D, E, F} \quad (11.8)$$

$$L = 0 \quad \text{pro } W \geq \sqrt{2 \cdot 10^6 \cdot m(z) / \gamma}, \text{ modely E, F} \quad (11.9)$$

Tloušťka námrazy t bude vypočtena, pokud platí $W < W_{max}$, dle vztahu

$$t = \frac{1}{32} \left\{ -10W + \left[68W^2 + 8,149 \cdot 10^7 \frac{m(z)}{\gamma} \right]^{0,5} \right\} \quad \text{pro modely A, B} \quad (11.10)$$

$$t = \frac{1}{32} \left\{ -9W + \left[49W^2 + 8,149 \cdot 10^7 \frac{m(z)}{\gamma} \right]^{0,5} \right\} \quad \text{pro modely C, D} \quad (11.11)$$

$$t = 0,0398 \left\{ -7,07W + \left[17,68W^2 + 5,027 \cdot 10^7 \frac{m(z)}{\gamma} \right]^{0,5} \right\} \quad \text{pro modely E, F} \quad (11.12)$$

V případě, že nastane situace, kdy $W \geq W_{max}$, vyplývá tloušťka námrazy z obr. č. 36 a je rovna

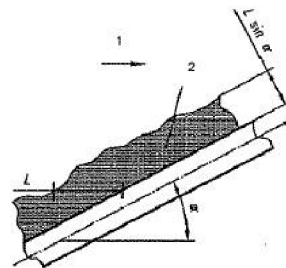
$$t = (D - W) / 2 \quad (11.13)$$

Rozměr D dle obr. č. 36 se při zatížení větrem uvažuje u výpočtu referenční plochy místo původního rozměru prvku. Lze jej stanovit na základě následujících podmínek.

$$D = W \quad \text{pro } L < W/2 \quad (11.14)$$

$$D = W + 2t \quad \text{pro } L \geq W/2 \quad (11.15)$$

Podélná osa oválného tvaru námrazy musí být vždy vodorovná, takže jsou všechny rozměry námrazy měřeny ve vodorovné rovině. Sklon konstrukce k větru se měří ve vodorovné rovině dle obr. č. 37. Takže se hmotnost námrazy podél osy prvku stanoví jako $m \sin \alpha$. Aby bylo možné určit námrazu na vodorovných prvcích s podélnou osou ve směru větru, úhel α se nesmí uvažovat menší než 10° , který odpovídá změně směru větru $\pm 10^\circ$ během narůstání námrazy [10].



Legenda

- 1 směr větru
- 2 hmotnost námrazy m na jednotku délky

Obr. č. 37 – Výpočet pro šikmé prvky (válcového tvaru) [10]

11.1.3. ZATÍŽENÍ VĚTREM NA NAMRZLÝCH KONSTRUKCÍCH

Pro stanovení zatížení větrem u namrzlé konstrukce je zapotřebí znát její součinitele tlaku $c_{p,ice}$. Pro stanovení hodnot $c_{p,ice}$ se vychází z násobků hodnoty c_p , což je součinitel tlaku stanovený pro konstrukci bez námrazy (v [8] a [9] je nazýván součinitelem síly a značen c_f).

Součinitel tlaku $c_{p,ice}$ pro ledovku na tyčích lze stanovit dle tabulky 46, případně výpočtem ze vztahu (11.16).

Tabulka 46 – Součinitele $c_{p,ice}$ pro ledovku na tyčích [10]

Třída ledovky (IC)	Tloušťka ledu [mm]	Součinitele $c_{p,ice}$ pro ledovku na tyčích						
		Součinitele tlaku c_p bez ledovky						
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
G1	10	0,68	0,88	1,08	1,28	1,48	1,68	1,88
G2	20	0,86	1,01	1,16	1,31	1,46	1,61	1,76
G3	30	1,04	1,14	1,24	1,34	1,44	1,54	1,64
G4	40	1,22	1,27	1,32	1,37	1,42	1,47	1,52
G5	50	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
G6	Používá se v případech extrémní ledovky							

$$c_{p,ice} = c_p - \left(\frac{c_p - 1,4}{5} \right) X \quad (11.16)$$

kde X je hodnota třídy ledovky ICG.

Součinitel tlaku $c_{p,ice}$ pro tyče s námrazou je možné stanovit podle tabulky 47, nebo ze vztahu (11.17).

Tabulka 47 – Součinitele $c_{p,ice}$ pro tyče s námrazou [10]

IC	Hmotnost námrazy m [kg/m]	Součinitele $c_{p,ice}$ pro tyče s námrazou						
		Součinitel tlaku bez námrazy, c_p						
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
R1	0,5	0,62	0,84	1,07	1,29	1,51	1,73	1,96
R2	0,9	0,74	0,94	1,13	1,33	1,52	1,72	1,91
R3	1,6	0,87	1,03	1,20	1,37	1,53	1,70	1,87
R4	2,8	0,99	1,13	1,27	1,41	1,54	1,68	1,82
R5	5,0	1,11	1,22	1,33	1,44	1,56	1,67	1,78
R6	8,9	1,23	1,32	1,40	1,48	1,57	1,65	1,73
R7	16,0	1,36	1,41	1,47	1,52	1,58	1,63	1,69
R8	28,0	1,48	1,51	1,53	1,56	1,59	1,62	1,64
R9	50,0	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
R10	Používá se pro extrémní námrazu							

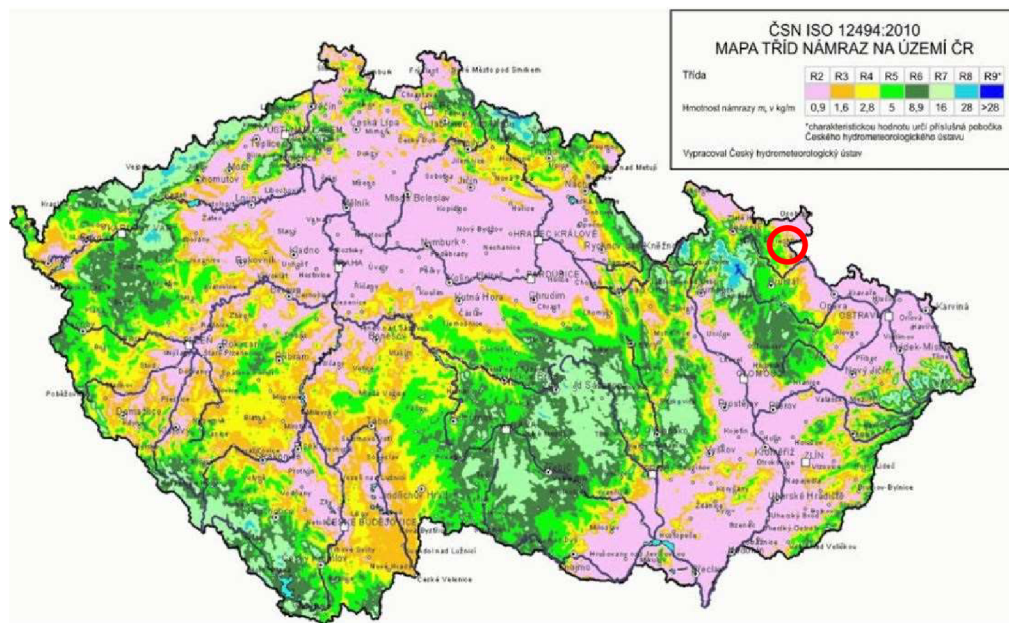
$$c_{p,ice} = c_p - \left(\frac{c_p - 1,6}{9} \right) X \quad (11.17)$$

kde X je hodnota třídy námrazy ICR.

11.2. VÝPOČET

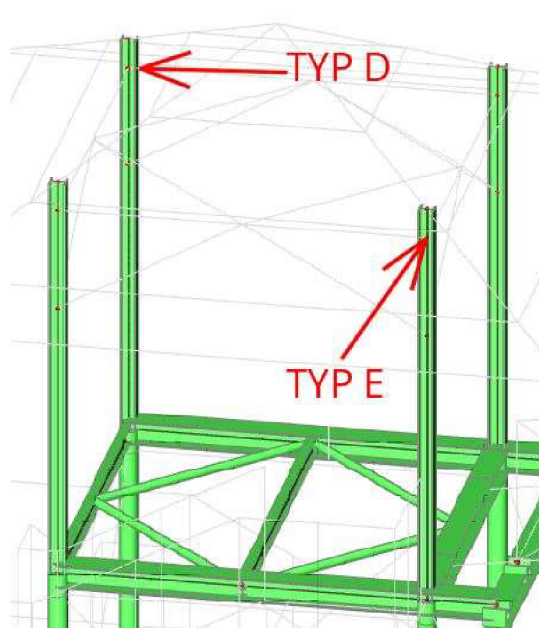
Podle mapy tříd námraz na území ČR [10] spadá obec Město Albrechtice do třídy *ICR3*. Této situaci odpovídá výchozí hmotnost námrazy $m = 1,6 \text{ kg/m}$. Objemová hmotnost námrazy byla uvažována $\gamma = 500 \text{ kg/m}^3$. Ve výpočtu byl uvažován vliv výšky nad terémem na hmotnost námrazy součinitelem K_h dle (11.2).

Dále bylo zapotřebí stanovit rozměry námrazy, k čemuž bylo zapotřebí stanovit modely nárůstu námrazy. Všechny prvky vyjma oválných prvků lávky a sloupků plošin byly při všech směrech větru uvažovány jako typ A. Ostatní prvky lávky a sloupky plošin byly uvažovány jako typ D, případně typ E, v závislosti na směru větru.



Obr. č. 38 – Mapa tříd námraz na území ČR [10]

Pro přehlednost je v práci zobrazen pouze výpočet zatížení námrazou na věži A při působení větru kolmo k lávce. Působení námrazy při větru působícím v podélném směru lávky je uvedeno v příloze 4. Dále je zobrazen výpočet pro námrazu na lávce a na plošinách. Věž B se řešila analogicky k věži A s menšími změnami, které lze pozorovat v příloze P.4.



Obr. č. 39 – Přidělení modelu námrazy

Z důvodu uvážení nejméně příznivého účinku, bylo pracováno se situací, kdy se vítr kolem konstrukce otáčí a působí tudíž na všechny prvky kolmě (v průběhu času). Tímto způsobem vzniká na prvcích největší množství námrazy.

Jelikož se zatížení námrazou aplikuje pouze na prvky modelu (není uvažována na prvky zábradlí apod.), je hmotnost námrazy navýšena o 100 %.

Tabulka 48 – Věž A, rozměry námrazy pro nárožníky

z [m]	W [mm]	$K_n(z)$ [-]	$m(z)$ [kg/m]	W_{max} [mm]	D [mm]	t [mm]	L [mm]	D [mm]
3	168,3	1,03	3,30	130	192	12	50	168,3
6	168,3	1,06	3,40	132	192	12	51	168,3
9	168,3	1,09	3,50	134	193	12	53	168,3
12	168,3	1,13	3,61	136	194	13	55	168,3
15	168,3	1,16	3,72	138	194	13	56	168,3
18	168,3	1,20	3,83	140	195	13	58	168,3
21	168,3	1,23	3,95	142	196	14	60	168,3
24,2	168,3	1,27	4,08	144	197	14	62	168,3
26,95	140	1,31	4,19	114	174	17	0	140,0
	140	1,31	4,19	146	174	1	75	141,4

Pozn.: pro sloupky plošin jsou uvedeny hodnoty pro model E (vítr kolmo k lávce) a model D (vítr ve směru lávky)

Tabulka 49 – Věž A, rozměry námrazy pro šikmá ztužidla

z [m]	W [mm]	$K_h(z)$ [-]	$m(z)$ [kg/m]	W_{max} [mm]	D [mm]	t [mm]	L [mm]	D [mm]
3	108	1,03	3,30	130	142	2	51	108,0
6	108	1,06	3,40	132	143	3	52	108,0
9	108	1,09	3,50	134	143	3	54	108,0
12	108	1,13	3,61	136	144	3	55	114,0
15	108	1,16	3,72	138	145	3	56	114,4
18	108	1,20	3,83	140	146	3	58	114,9
21	108	1,23	3,95	142	147	4	59	115,4
24,2	108	1,27	4,08	144	148	4	61	116,0

Tabulka 50 – Věž A, rozměry námrazy pro vodorovná ztužidla

z [m]	W [mm]	$K_h(z)$ [-]	$m(z)$ [kg/m]	W_{max} [mm]	D [mm]	t [mm]	L [mm]	D [mm]
3	88,9	1,03	3,30	130	128	5	14	88,9
6	88,9	1,06	3,40	132	129	5	14	88,9
9	88,9	1,09	3,50	134	130	5	15	88,9
12	88,9	1,13	3,61	136	131	5	15	88,9
15	88,9	1,16	3,72	138	132	6	16	88,9
18	88,9	1,20	3,83	140	133	6	16	88,9
21	88,9	1,23	3,95	142	134	6	16	88,9
24,2	88,9	1,27	4,08	144	135	6	17	88,9

Po vypočtení rozměrů a hmotnosti námrazy byla provedena modální analýza konstrukce, pro stanovení dynamických charakteristik. Postup výpočtu byl totožný jako v odstavci 7.3, rozdíl představuje pouze přidaná tíha námrazy. Po stanovení těchto charakteristik byl proveden výpočet sil od větru při působení námrazy.

Tabulka 51 – Věž A, výpočet ekvivalentní hmotnosti (vl. tíha + námraza při větru kolmo k lávce)

s	z	u _y	φ ₁ (z)	φ ₁ ² (z)	m(s)	m(s)*φ ₁ ² (z)	∫m(s)*φ ₁ ² (z) ds	∫φ ₁ ² (z) ds
[m]	[m]	[mm]	[-]	[-]	[kg/m]			
3	3	0,25	0,018	0,000	1132,35	0,38	1,129	0,0010
3	6	0,60	0,044	0,002	1044,20	2,00	5,989	0,0057
3	9	1,17	0,085	0,007	1014,33	7,37	22,122	0,0218
3	12	1,84	0,134	0,018	938,55	16,93	50,775	0,0541
3	15	2,75	0,200	0,040	944,07	37,84	113,527	0,1203
3	18	3,74	0,272	0,074	868,83	64,39	193,172	0,2223
3	21	4,85	0,354	0,125	946,37	118,30	354,912	0,3750
3,2	24,2	6,06	0,441	0,195	867,85	169,08	541,067	0,6235
2,75	26,95	12,91	0,941	0,885	774,16	684,84	1883,304	2,4327
1,79	28,74	13,73	1,000	1,000	1604,03	1604,03	2871,210	1,7900
Σ =							6037,207	5,6464
m _e [kg/m] =							1069,21	

Tabulka 52 – Věž A, součinitel konstrukce (námraza při větru kolmo k lávce)

n ₁	f _L (z _s ,n)	S _L (z _s ,n)	η _h	η _b	R _h	R _b	δ _s
1,5113	2,4935	0,0723	4,9028	0,6991	0,1832	0,6601	0,0500
δ _a	δ	c _{p,ice}	B ²	R ²	v	k _p	c _s c _d
0,0950	0,1450	1,4715	0,6357	0,2974	0,8524	3,7018	1,0102

Tabulka 53 – Věž A, síly od větru při působení námrazy (vítr kolmo k lávce)

z	l	A _{ref}	ICR	c _p =c _f	c _{p,ice}	l _v (z)	q _p (z)	F _{m,w} (z)	c _o (z)	F _{T,w} (z)	w _{T,k}
[m]	[mm]	[m ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/m ²]	[kN]	[-]	[kN]	[kN/m]
NÁROŽNÍKY											
3	3000	0,50	5	1,367	1,497	0,180	1186	0,40	1,353	0,77	0,26
6	3000	0,50	5	1,380	1,502	0,155	1483	0,54	1,349	0,99	0,33
9	3000	0,50	5	1,387	1,505	0,143	1666	0,63	1,345	1,12	0,37
12	3000	0,50	5	1,387	1,505	0,136	1799	0,70	1,341	1,23	0,41
15	3000	0,50	5	1,311	1,471	0,131	1902	0,74	1,337	1,28	0,43
18	3000	0,50	5	1,311	1,471	0,127	1987	0,78	1,333	1,36	0,45
21	3000	0,50	5	1,311	1,471	0,125	2058	0,82	1,329	1,42	0,47
24,2	3200	0,54	5	1,308	1,470	0,122	2122	0,91	1,324	1,59	0,50
26,95	2750	0,39	5	3,357	2,381	0,120	2170	1,08	1,321	1,91	0,69

pokračování tabulky 53											
ŠIKMÁ ZTUŽIDLA											
3	4386	0,47	4	1,532	1,562	0,180	1186	0,39	1,353	0,757	0,17
6	4386	0,47	4	1,534	1,563	0,155	1483	0,53	1,349	0,963	0,22
9	4386	0,47	4	1,535	1,564	0,143	1666	0,62	1,345	1,095	0,25
12	4386	0,50	4	1,535	1,564	0,136	1799	0,72	1,341	1,261	0,29
15	4386	0,50	4	1,451	1,517	0,131	1902	0,76	1,337	1,314	0,30
18	4386	0,50	4	1,451	1,517	0,127	1987	0,80	1,333	1,395	0,32
21	4386	0,51	4	1,451	1,517	0,125	2058	0,84	1,329	1,471	0,34
24,2	4386	0,51	5	1,437	1,528	0,122	2122	0,89	1,324	1,558	0,36
VODOROVNÁ ZTUŽIDLA											
3	3200	0,28	2	1,532	1,547	0,180	1186	0,23	1,353	0,45	0,14
6	3200	0,28	2	1,534	1,549	0,155	1483	0,31	1,349	0,57	0,18
9	3200	0,28	2	1,535	1,549	0,143	1666	0,37	1,345	0,65	0,20
12	3200	0,28	2	1,535	1,549	0,136	1799	0,41	1,341	0,71	0,22
15	3200	0,28	2	1,451	1,484	0,131	1902	0,42	1,337	0,73	0,23
18	3200	0,28	2	1,451	1,484	0,127	1987	0,44	1,333	0,77	0,24
21	3200	0,28	2	1,451	1,484	0,125	2058	0,46	1,329	0,81	0,25
24,20	3200	0,28	2	1,437	1,474	0,122	2122	0,48	1,324	0,84	0,26

11.3. VÝPOČET NÁMRAZY NA LÁVCE A PLOŠINÁCH

Vzhledem k zatížení větrem na lávku a plošiny, kdy se se uvažuje s působením větru jako na pás osob, nebude zatížení větrem navyšováno. Výpočet bude proveden pouze ke stanovení navýšení hmotnosti od námrazy.

Protože se zatížení námrazou aplikuje pouze na prvky modelu a není uvažováno na prvcích zábradlí apod., je hmotnost námrazy navýšena o 100 %.

Tabulka 54 – Lávka, výpočet hmotnosti námrazy

LÁVKA	dolní pás	horní pás	diagonály	sloupky
	(HEA 160)	(HEA 160)	(TR 76,1x4)	(IPE 120)
z [m]	24,2	25,5	25,5	25,5
W [mm]	152	152	76,1	64
$K_h(z)$ [-]	1,27	1,29	1,29	1,29
m(z) [kg/m]	4,08	4,13	4,13	4,13

Tabulka 55 – Plošiny věží, výpočet hmotnosti námrazy

PLOŠINY VĚŽÍ	podélník	příčník	obvodový profil
	(HEA 220)	(IPE 160)	(UPE 160)
z [m]	24,2	24,2	25
W [mm]	210	160	160
$K_h(z)$ [-]	1,27	1,27	1,28
$m(z)$ [kg/m]	4,08	4,08	4,11

12. PŘEHLED ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ A JEJICH KOMBINACE

Zatěžovací stavy byly pro přehlednost rozděleny do skupin.

Tabulka 56 – Přehled zatěžovacích stavů

SKUPINA	TYP ZATÍŽENÍ	ZATĚŽOVACÍ STAVY	OBSAH
S1	stálé	ZS 1 – ZS 5	vlastní tíha, ostatní stálá zatížení [schodiště, zábradlí, plošiny, lávka, střechy, předeprnutí táhel (viz 12.2)]
S2	užitné	ZS 6	užitná zatížení, kategorie C (lávka, plošiny)
S3	užitné	ZS 7 – ZS 8	Užitná zatížení, kategorie A (schodiště, zábradlí)
S4	sníh	ZS 9 – ZS 13	plné zatížení sněhem, poloviční zatížení sněhem při směrech větru X+, X-, Y+, Y-
S5	vítr	ZS 14 – ZS 21	zatížení větrem ve směrech X+, X-, Y+, Y- se zohledněním tlaku/sání na střechách
S6	námraza	ZS 22	zatížení námrazou
S7	vítr při námraze	ZS 23 – ZS 30	zatížení větrem při námraze ve směrech X+, X-, Y+, Y- se zohledněním tlaku/sání na střechách
S8	seismicita	ZS 31	seismicita ve směru X
S9	seismicita	ZS 32	seismicita ve směru Y

12.1. KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Při kombinování účinků zatížení bylo využito funkce softwaru pro tvorbu automatických kombinací, do kterých byly navoleny požadované skupiny zatížení. Seznam jednotlivých kombinačních stavů je uveden v příloze P.5. Jako typ kombinace mezního stavu únosnosti bylo zvoleno EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor b, kterému odpovídají rovnice 6.10a a 6.10b z normy ČSN EN 1990 [5]. Uvažuje se méně příznivá hodnota z obou těchto kombinací.

$$(6.10a) \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (12.1)$$

$$(6.10b) \quad \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (12.2)$$

Pro mezní stav použitelnosti se užívá kombinace charakteristických zatížení EN-MSP charakteristická. Posouzení na MSP není předmětem této diplomové práce.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (12.3)$$

Pro seismickou návrhovou situaci se uvažuje kombinace dle vztahu (12.4).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (12.4)$$

Tabulka 57 – Kombinační součinitele

Součinitel zatížení	stálá zatížení	příznivé účinky	$\gamma_G = 1,00$	
		nepříznivé účinky	$\gamma_G = 1,35$	
	proměnná zatížení	příznivé účinky	$\gamma_Q = 1,00$	
		nepříznivé účinky	$\gamma_Q = 1,35$	
Kombinační součinitel	užitné zatížení	kategorie C	$\psi_0 = 0,7$	$\psi_2 = 0,6$
		kategorie A	$\psi_0 = 0,7$	$\psi_2 = 0,3$
	zatížení větrem		$\psi_0 = 0,6$	$\psi_2 = 0$
	zatížení sněhem		$\psi_0 = 0,5$	$\psi_2 = 0$
Redukční součinitel			$\xi = 0,85$	

Při zatížení námrazou platí odlišná pravidla pro tvoření kombinací s větrem. Charakteristická hodnota zatížení námrazou je definována jako hodnota se střední dobou návratu 50 let. Musí se uvažovat dvě kombinace zatížení větrem a námrazou. V prvním případě se zatížení větrem o malé pravděpodobnosti překročení kombinuje s námrazou, která může mít velkou pravděpodobnost překročení. V druhém případě je tomu naopak. Vliv na kombinace má také třída zatížení námrazou, protože těžká námraza s vyšší třídou IC může být doprovázena vyššími rychlostmi větru. V následujících kombinacích se uvažuje s kombinacemi padesátileté doby návratu jednoho zatížení a tříleté doby návratu druhého [10].

Tabulka 58 – Zásady pro kombinace zatížení větrem a námrazou [10]

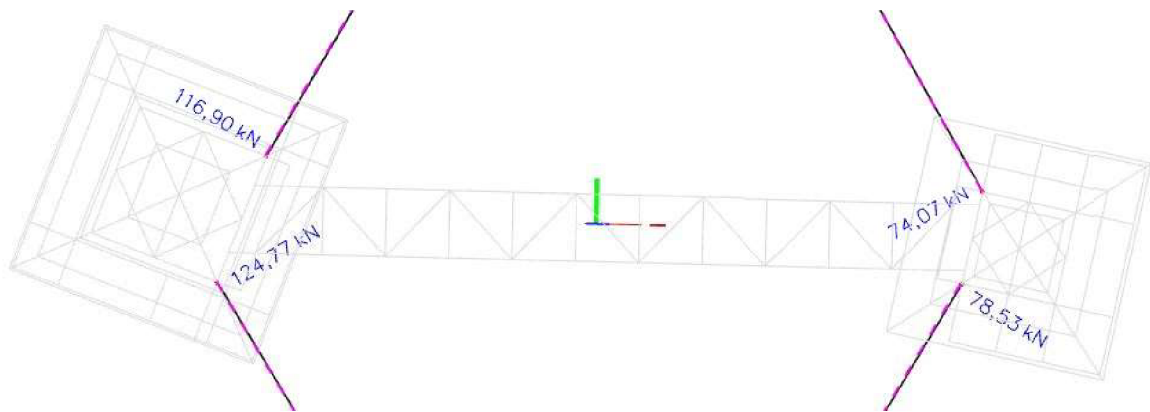
Kombinace	Zatížení větrem		Zatížení námrazou	
	Tlak větru	T v letech	Hmotnost námrazy	T v letech
I	$k q_{50}$	50	$\psi_{ice} m$	3
II	$\psi_w k q_{50}$	3	m	50

Součinitel ψ_{ice} se používá pro zmenšení padesátileté doby návratu zatížení námrazou na tříletou dobu návratu a je roven hodnotě 0,3. Součinitel ψ_w se uváží dle příslušné normy pro vítr [10]. Hodnota součinitele pro snížení tlaku větru k je pro třídu námrazy ICR3 rovna 0,5.

Dle provozního řádu je zakázán vstup na rozhlednu za snížené viditelnosti, za námrazy, přítomnosti sněhu, silného větru, deště nebo bouřky [1]. Z tohoto důvodu nebyla uvažována kombinace užitečného zatížení a námrazy. U ostatních kombinací je zavedena redukce užitečného zatížení jako vedlejšího v kombinaci s rozhodujícím zatížením větrem či sněhem. Součinitel redukce byl stanoven na hodnotu 0,2.

12.2. PŘEDEPNUTÍ TÁHEL – POSTUP VÝPOČTU

V globálním modelu jsou konstrukce věží v příčném směru zajištěna předepnutými táhly. Po stanovení zatížení a provedení výpočtu kombinací byl zjištěn stav, ve kterém jsou táhla nejvíce namáhána tahem.



Obr. č. 40 – Namáhání táhel bez předepnutí

Jedná se o systém konstrukčních táhel Macalloy M30 z ušlechtilé oceli S460 [12]. Únosnost v tahu těchto prvků byla stanovena dle (12.5), přičemž se následně z vnitřních sil zjistilo jejich procentuální využití. Po zhodnocení tohoto výstupu bylo uváženo předepnout táhla silou odpovídající 30 % využití, jelikož tím nebude překročena jejich únosnost v tahu.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12.5)$$

kde A je plocha průřezu
 f_y mez kluzu materiálu
 γ_{M0} součinitel bezpečnosti (1,0)

Tabulka 59 – Materiálové charakteristiky táhel

E [GPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	A [mm ²]	$N_{pl,Rd}$ [kN]
205	460	610	541	249

Tabulka 60 – Procentuální využití táhel bez předepnutí; předpínací síla

tahová síla od zatížení [kN]	124,8	78,53	74,07	116,9
procentuální využití od zatížení [%]	50	32	30	47
předpínací síla (při 30 % využití) [kN]	75			

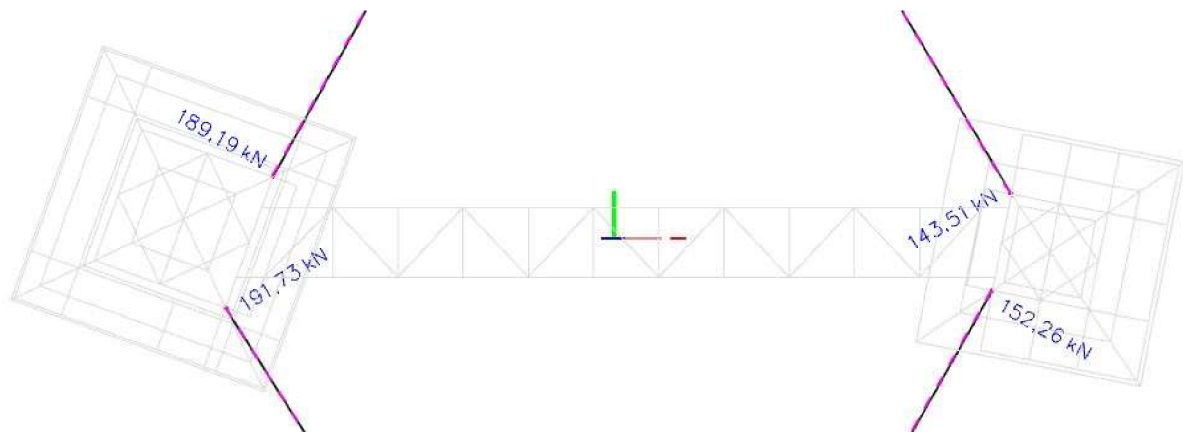
Předpínací síla byla v projektu zadána jako samostatný zatěžovací stav, který se sice zahrnul do kombinací, ale jeho hodnota nebyla násobena dílčím součinitelem zatížení. V modelu se síla od předpětí zohlednila změnou teploty na prutech táhel, která se stanovila s využitím Hookova zákona (12.6).

$$\Delta T = \frac{N}{E \cdot \alpha_T \cdot A} = \frac{75 \cdot 10^3}{205 \cdot 10^3 \cdot 14 \cdot 10^{-6} \cdot 541} \approx 50^\circ\text{C} \quad (12.6)$$

kde ΔT je změna teploty

N požadovaná tahová síla

α_T teplotní roztažnost materiálu ($14 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$)



Obr. č. 41 – Namáhání předepnutých táhel

Na obrázku č. 41 lze pozorovat, že výsledná síla z rozhodující kombinace s předpětím v táhlech, odpovídá 60 – 80 % využití táhel a nepřekračuje tak jejich maximální únosnost.

13. STATICKÁ ANALÝZA

Statická analýza byla provedena na 3 rozdílných globálních modelech konstrukce. Jedná se o model konstrukce bez táhel (M1), s táhly bez předepnutí (M2) a s předpjatými táhly (M3). Program Scia Engineer provádí výpočty na základě metody konečných prvků. Metoda konečných prvků (MKP), nebo také FEM (Finite Element Method), je numerická metoda pro řešení diferenciálních rovnic. Zakládá se na diskretizaci tělesa na konečný počet prvků s jednoduchou geometrií, jež jsou popisovány pomocí polí (pole posunutí, deformací a napětí). Výsledky na jednom prvku se pak stanou vstupem pro sousední prvky, a tak jsou spočteny hledané veličiny na celém modelu.

V kapitole 13.2 jsou uvedeny posudky vybraných (nejvíce namáhaných) prvků modelu skutečně zhotovené stavby (M3 – s předpjatými táhly), a to pro nejméně příznivou kombinaci zatížení.

13.1. ZPŮSOBY NAMÁHÁNÍ PRVKŮ V KONSTRUKCI

TLAK

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.1)$$
$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pro průřezy třídy 1, 2 nebo 3}$$
$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pro průřezy třídy 4}$$

OHYB

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.2)$$
$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pro průřezy třídy 1 nebo 2}$$
$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pro průřezy třídy 3}$$
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pro průřezy třídy 4}$$

kde $W_{el,min}$ a $W_{eff,min}$ odpovídají vláknům s největším pružným napětím

SMYK

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.3)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{v případě, že nepůsobí kroucení}$$

kde $V_{c,Rd}$ je návrhová únosnost ve smyku

A_v smyková plocha

KOMBINACE OHYBU A OSOVÉHO TLAKU

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (13.4)$$

$$\frac{\gamma_{M1} N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{\gamma_{M1} M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{\gamma_{M1} M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad (13.5)$$

kde k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{zy} jsou součinitele interakce

χ_y , χ_z součinitele vzpěrnosti při rovinném vzpěru

χ_{LT} součinitel klopení

VZPĚŘ

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.6)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pro průřezy třídy 1, 2 a 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pro průřezy třídy 4}$$

kde $N_{b,Rd}$ je návrhová vzpěrná únosnost tlačeného prutu

χ součinitel vzpěrnosti pro příslušný způsob vybočení

KROUCENÍ

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (13.7)$$

kde T_{Ed} je celkový kroutící moment složený z prostého a vázaného kroucení

SMYK S KROUCENÍM

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (13.8)$$

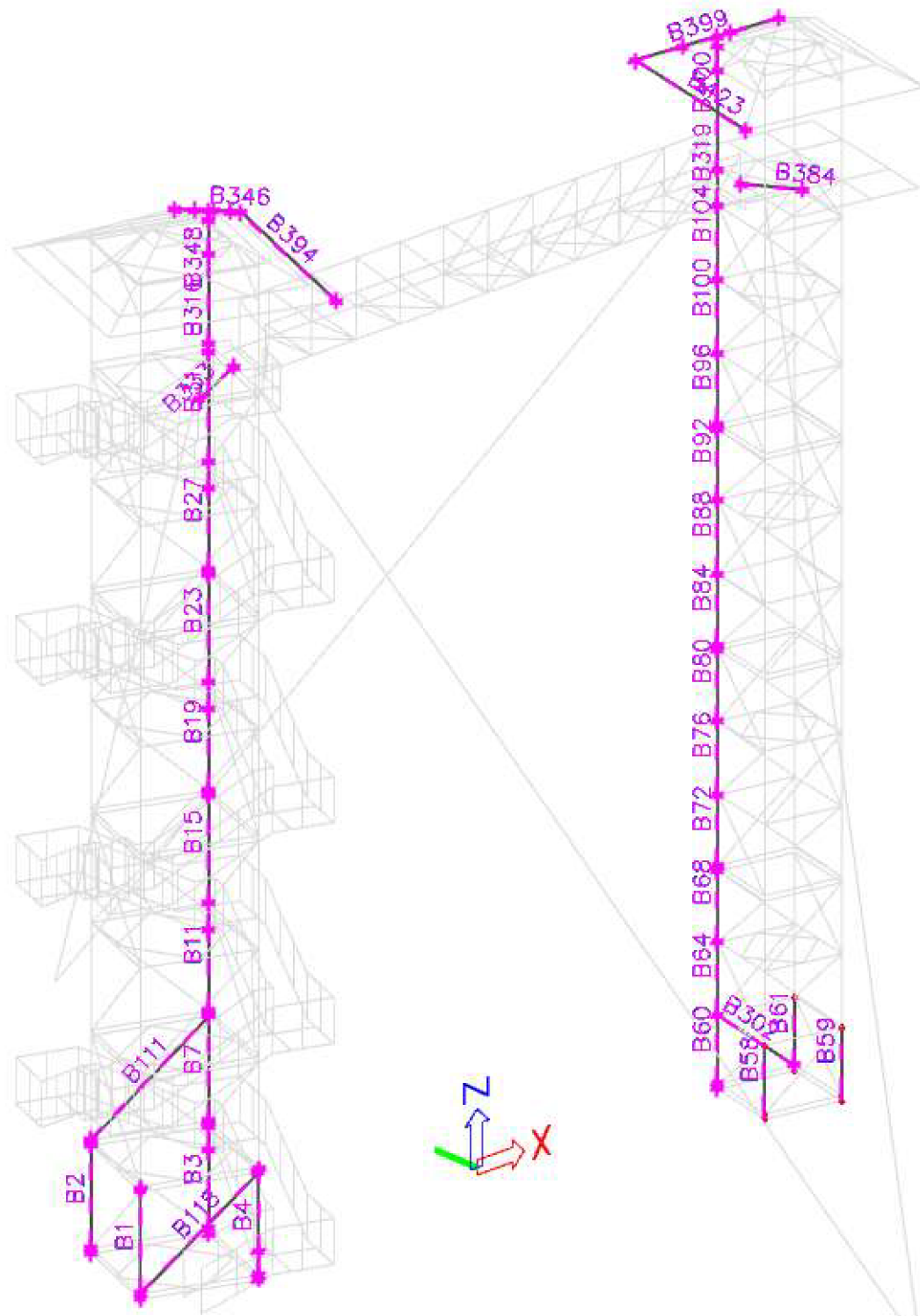
$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y / \sqrt{3}} \cdot \frac{1,25}{\gamma_{M0}}} \cdot V_{pl,Rd} \quad \text{pro I nebo H průřezy}$$

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y / \sqrt{3}} \cdot \frac{1,25}{\gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd} \quad \text{pro konstrukční duté průřezy}$$

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y / \sqrt{3}} \cdot \frac{1,25}{\gamma_{M0}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{f_y / \sqrt{3}} \cdot \frac{1,25}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} \quad \text{pro U průřezy}$$

13.2. POSOUZENÍ VYBRANÝCH PRVKŮ NA MSÚ (MODEL M3)

Pro tento globální model je rozhodující kombinací K11. Jedná se o kombinaci zatížení, v níž je rozhodujícím zatížením vítr. Tato práce se nezabývá posouzením schodnic. Pro posouzení byly vybrány pouze nejvíce namáhané hlavní nosné prvky. Jedná se především o nárožníky prvního nadzemního segmentu věže A, nárožníky prvního nadzemního segmentu věže B, hřebenovou vaznici, vodorovná ztužidlo a šikmá ztužidla konstrukce. Jelikož se jedná o příhradovou konstrukci, hlavní nosné prvky jsou namáhány převážně tahem a tlakem. Od zatížení větrem však vznikají i ohybové momenty, tudíž je nutné jednotlivé prvky posoudit na kombinaci osových sil a ohybových momentů. Posouzení bylo provedeno dle normy [13].



Obr. č. 42 – Posuzované prvky (M3)



Tabulka 61 – MSÚ, nárožníky věže A

PRVEK	N _{Ed}	V _{y,Ed}	V _{z,Ed}	M _{x,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	tř. průř.	(13.1)	(13.2) _y	(13.2) _z	(13.3) _y	(13.3) _z	(13.4)	(13.5)	(13.6)	(13.7)	(13.8) _y	(13.8) _z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]												
B1	-823,6	21,5	-105,3	0,0	0,3	-0,1	1	0,79	0,01	0,00	0,06	0,28	1,27	1,16	0,88	-	-	-
B2	-806,8	-103,3	-26,2	0,0	0,0	0,3	1	0,78	0,00	0,10	0,27	0,07	1,18	1,28	0,86	-	-	-
B3	-713,2	-27,8	80,2	0,0	-0,4	0,0	1	0,69	0,01	0,00	0,07	0,21	1,12	1,09	0,76	-	-	-
B4	-793,7	115,3	12,4	0,0	0,1	-0,3	1	0,77	0,00	0,10	0,30	0,03	1,38	1,43	0,85	-	-	-
B7	-547,6	-34,4	20,0	-3,6	-2,8	-4,1	1	0,53	0,05	0,08	0,09	0,05	0,81	0,82	0,59	0,07	0,10	0,06
B11	-407,7	-4,7	72,5	-3,2	-0,8	2,9	1	0,48	0,02	0,07	0,02	0,23	0,74	0,73	0,53	0,08	0,02	0,25
B15	-253,8	0,5	-0,2	-0,1	-2,6	-0,5	1	0,30	0,06	0,01	0,00	0,00	0,47	0,44	0,33	0,00	-	-
B19	-138,5	4,6	-5,9	-0,4	0,8	-2,0	1	0,25	0,03	0,07	0,02	0,03	0,80	0,75	0,28	0,02	-	-
B23	-187,1	-3,2	-15,9	1,9	3,4	-0,1	1	0,34	0,12	0,00	0,02	0,08	0,57	0,55	0,38	0,07	0,02	0,09
B27	-215,5	3,5	-5,3	1,9	1,2	-0,6	1	0,40	0,04	0,02	0,02	0,03	0,89	0,85	0,44	0,07	0,02	0,03
B31	-196,4	2,5	-3,2	5,3	4,7	-4,6	1	0,36	0,17	0,16	0,01	0,02	0,61	0,58	0,40	0,21	0,02	0,02
B316	-225,3	-19,6	-30,2	3,9	-0,3	1,0	1	0,24	0,01	0,02	0,06	0,09	0,37	0,34	-	0,09	0,06	0,10
B348	-57,5	-3,8	-1,0	0,0	0,0	0,0	1	0,06	-	-	0,01	0,01	0,28	0,25	0,16	0,00	0,00	0,00

Tabulka 62 – MSÚ, nárožníky věže B

PRVEK	N _{Ed}	V _{y,Ed}	V _{z,Ed}	M _{x,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	tř. průř.	(13.1)	(13.2) _y	(13.2) _z	(13.3) _y	(13.3) _z	(13.4)	(13.5)	(13.6)	(13.7)	(13.8) _y	(13.8) _z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]												
B58	-392,2	7,3	-32,3	0,0	0,0	0,0	1	0,34	0,00	0,00	0,02	0,08	0,44	0,42	0,35	-	-	-
B59	-393,2	0,1	-1,6	0,0	2,1	-1,7	1	0,34	0,04	0,03	0,00	0,00	0,40	0,40	0,35	0,00	-	-
B61	-511,9	-9,8	37,5	0,0	0,0	0,0	1	0,44	0,00	0,00	0,02	0,09	0,57	0,54	0,46	-	-	-
B60	-346,1	-37,2	-5,3	0,0	0,0	0,1	1	0,30	0,00	0,00	0,09	0,01	0,37	0,40	0,31	-	-	-
B64	-302,7	-1,9	1,1	0,0	-1,0	2,6	1	0,23	0,02	0,04	0,00	0,00	0,30	0,29	-	0,00	-	-
B68	-237,9	1,4	1,4	0,0	-0,1	-1,7	1	0,20	0,00	0,30	0,00	0,00	0,26	0,25	-	0,00	-	-
B72	-228,2	-1,0	0,9	0,0	-0,8	0,8	1	0,27	0,02	0,02	0,00	0,00	0,30	0,30	-	0,00	-	-
B76	-179,8	1,5	-0,7	0,0	0,9	-1,6	1	0,21	0,02	0,04	0,00	0,00	0,24	0,24	-	0,00	-	-
B80	-168,7	0,2	0,8	0,0	-0,9	0,6	1	0,20	0,02	0,01	0,00	0,00	0,24	0,25	-	0,00	-	-
B84	-139,1	-25,8	-2,6	0,0	0,8	-0,2	1	0,26	0,03	0,01	0,13	0,01	0,32	0,34	-	0,00	-	-
B88	-124,7	-1,6	0,5	0,0	-0,5	1,4	1	0,23	0,02	0,05	0,01	0,00	0,26	0,26	-	0,00	-	-
B92	-133,0	-3,3	18,1	0,0	-2,1	1,2	1	0,24	0,07	0,04	0,02	0,09	0,34	0,33	-	0,00	-	-
B96	-149,8	-1,1	0,3	0,0	0,6	0,7	1	0,27	0,02	0,03	0,01	0,00	0,31	0,31	-	0,00	-	-
B100	-154,2	1,5	-0,4	0,0	0,7	-1,0	1	0,28	0,02	0,04	0,01	0,00	0,31	0,31	-	0,00	-	-
B104	-171,7	-1,1	0,8	0,0	-0,5	1,2	1	0,31	0,02	0,04	0,01	0,00	0,35	0,35	0,33	0,00	-	-
B319	-171,5	0,7	6,7	0,2	0,2	-0,5	1	0,18	0,00	0,01	0,00	0,02	0,31	0,26	-	0,00	-	-
B400	-42,1	-3,2	-1,1	0,0	0,0	0,0	1	0,04	-	-	0,01	0,01	0,24	0,21	0,13	0,00	-	-

Tabulka 63 – MSÚ, šikmá ztužidla

PRVEK	N _{Ed}	V _{y,Ed}	V _{z,Ed}	M _{x,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	tř. průř.	(13.1)	(13.2) _y	(13.2) _z	(13.3) _y	(13.3) _z	(13.4)	(13.5)	(13.6)	(13.7)	(13.8) _y	(13.8) _z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]												
B111	-178,0	0,2	0,0	-0,2	0,0	0,0	1	0,30	-	-	0,00	0,00	0,64	0,65	0,63	0,01	-	-
B118	-183,8	0,1	0,1	0,6	0,0	0,0	1	0,31	-	-	0,00	0,00	0,65	0,66	0,64	0,03	-	-
B302	-75,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1	0,22	-	-	0,00	0,00	0,35	0,35	0,35	0,00	-	-

Tabulka 64 – MSÚ, vodorovná ztužidla

PRVEK	N _{Ed}	V _{y,Ed}	V _{z,Ed}	M _{x,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	tř. průř.	(13.1)	(13.2) _y	(13.2) _z	(13.3) _y	(13.3) _z	(13.4)	(13.5)	(13.6)	(13.7)	(13.8) _y	(13.8) _z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]												
B333	-41,5	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	1	0,19	-	-	-	0,00	0,29	0,28	0,28	0,01	-	-
B384	-16,6	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	1	0,08	-	-	-	0,00	0,08	0,08	-	0,00	-	-

Tabulka 65 – MSÚ, hřebenové vaznice

PRVEK	N _{Ed}	V _{y,Ed}	V _{z,Ed}	M _{x,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	tř. průř.	(13.1)	(13.2) _y	(13.2) _z	(13.3) _y	(13.3) _z	(13.4)	(13.5)	(13.6)	(13.7)	(13.8) _y	(13.8) _z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]												
B346	-24,3	0,1	5,3	0,0	-1,6	0,0	2	0,04	0,03	0,00	0,00	0,03	0,53	0,16	0,34	0,00	-	-
b399	-21,9	0,1	-0,5	0,0	-0,9	0,0	2	0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	0,42	0,11	0,31	0,00	-	-

Tabulka 66 – MSÚ, běžné vaznice

PRVEK	N _{Ed}	V _{y,Ed}	V _{z,Ed}	M _{x,Ed}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	tř. průř.	(13.1)	(13.2) _y	(13.2) _z	(13.3) _y	(13.3) _z	(13.4)	(13.5)	(13.6)	(13.7)	(13.8) _y	(13.8) _z
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]												
B394	-16,8	0,0	0,0	0,0	0,7	0,4	1	0,03	0,02	0,04	-	-	0,12	0,42	0,34	0,00	-	-
B423	-15,9	0,0	0,0	0,0	0,5	0,3	1	0,03	0,02	0,03	0,00	0,00	0,09	0,29	0,24	0,00	-	-

Barevně jsou zvýrazněny posudky, které byly u daných prvků rozhodující. Z uvedených výsledků je patrné, že nárožníky věže A v prvním nadzemním segmentu nevyhoví. Tyto výsledky jsou zavádějící, protože se při výpočtu uvažovala ocel S235, ale konstrukce by ve skutečnosti měla být zhotovena z oceli vyšší jakosti. Nicméně přesnou jakost použité oceli se dle dostupných informací nepodařilo s jistotou určit. Tudíž byla z hlediska bezpečnosti uvažována S235.

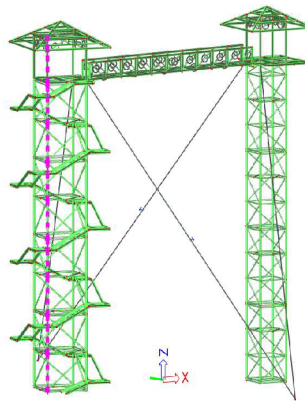
13.3. POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ Z MODELŮ M1, M2 A M3

Pro porovnání výsledků musela být určena kombinace, při které jsou prvky z globálního hlediska nejvíce namáhány. U modelu bez táhel se jednalo o kombinace K6 a K7, kde je rozhodující užitné zatížení. Oba modely s táhly jsou také nejvíce namáhané při kombinacích K6 a K7, ale stejně tak jsou zde významné i kombinace K10 a K11, ve kterých je rozhodující zatížení větrem.

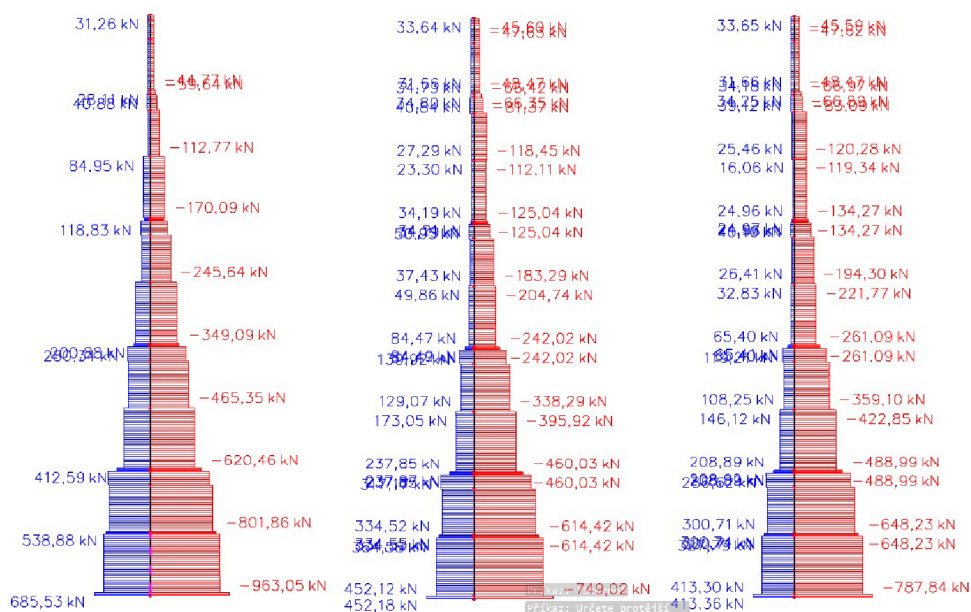
Pro porovnání výsledků mezi modely byla zvolena kombinace K6.

13.3.1. NÁROŽNÍKY VĚŽE A

Zobrazené výstupy vnitřních sil jsou provedeny na nárožníku zvýrazněném na obr. č.42.



Obr. č. 43 – Sledovaná část konstrukce



Obr. č. 44 – Normálové síly při kombinaci K6 (zleva: M1, M2, M3)

NEJMÉNĚ PŘÍZNIVÉ KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL

Tabulka 67 – Nárožník věže A (M1)

PRVEK	dx	N_{Ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	JEDNOKOVÝ POSUDEK
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
B1	0,15	-962,99	18,39	-93,33	0,00	-13,75	2,68	2,27
B5	0	-801,86	34,31	-16,27	-0,13	3,77	3,36	1,18
B9	0	-620,46	7,36	-69,42	-0,91	0,98	-2,78	0,96
B13	0	-465,35	-4,55	1,22	-0,59	1,63	3,33	0,93
B17	0,075	-327,63	0,84	0,72	0,45	-1,57	0,46	0,88
B21	0	-245,64	-3,49	0,36	0,66	1,11	2,35	1,04
B25	0,075	-170,09	0,70	0,49	2,96	-0,54	0,32	0,47
B29	0	-94,24	-2,15	1,61	2,77	-0,22	0,76	0,87
B314	0	-59,09	16,46	21,30	2,39	-4,43	5,24	0,26
B340	0	-44,77	2,63	0,96	0,00	0,00	0,00	0,24

Tabulka 68 – Nárožník věže A (M2)

PRVEK	dx	N_{Ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	JEDNOKOVÝ POSUDEK
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
B1	0	-749,02	16,00	-79,89	0,00	0,21	-0,09	1,08
B5	0	-614,42	28,54	-12,89	-0,14	2,87	3,22	0,96
B9	0	-460,03	5,87	-52,95	-0,89	0,42	-1,92	0,72
B13	0	-338,29	-4,41	1,29	-0,58	1,16	3,02	0,76
B17	0	-242,02	5,94	-31,64	0,49	0,47	-1,37	0,59
B21	0	-119,84	-6,87	7,22	0,46	-3,06	3,39	0,88
B25	0	-101,98	-4,04	30,09	3,71	-5,68	2,74	0,45
B29	0	-91,10	-1,70	1,87	2,79	-0,54	0,86	0,89
B314	0	-66,42	27,39	6,14	2,02	-0,01	4,69	0,25
B340	0	-48,47	-2,51	-0,93	0,00	0,00	0,00	0,23

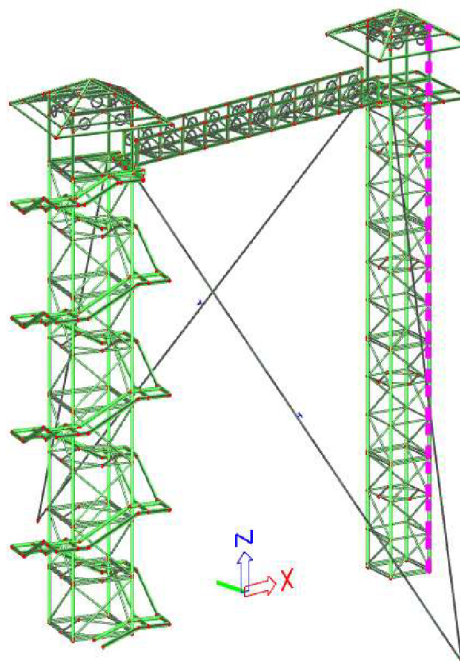
Tabulka 69 – Nárožník věže A (M3)

PRVEK	dx	N_{Ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	JEDNOKOVÝ POSUDEK
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
B1	0	-787,84	17,06	-81,58	0,00	0,20	-0,10	1,13
B5	0	-648,23	31,30	-13,14	-0,14	3,04	3,32	1,00
B9	0	-488,99	6,40	-54,52	-0,92	0,30	-2,08	0,77
B13	0	-359,10	-4,50	1,19	-0,61	1,31	3,14	0,79
B17	0	-261,09	6,52	-33,20	0,46	0,34	-1,48	0,64
B21	0	-182,84	-3,46	0,35	0,63	0,92	2,24	0,90
B25	0	-111,22	-3,45	28,61	3,68	-5,83	2,70	0,48
B29	0	-92,94	-1,76	1,79	2,77	-0,44	0,91	0,89
B314	0	-59,08	17,73	6,96	2,18	-3,32	5,04	0,25
B340	0	-48,47	-2,51	-0,93	0,00	0,00	0,00	0,23

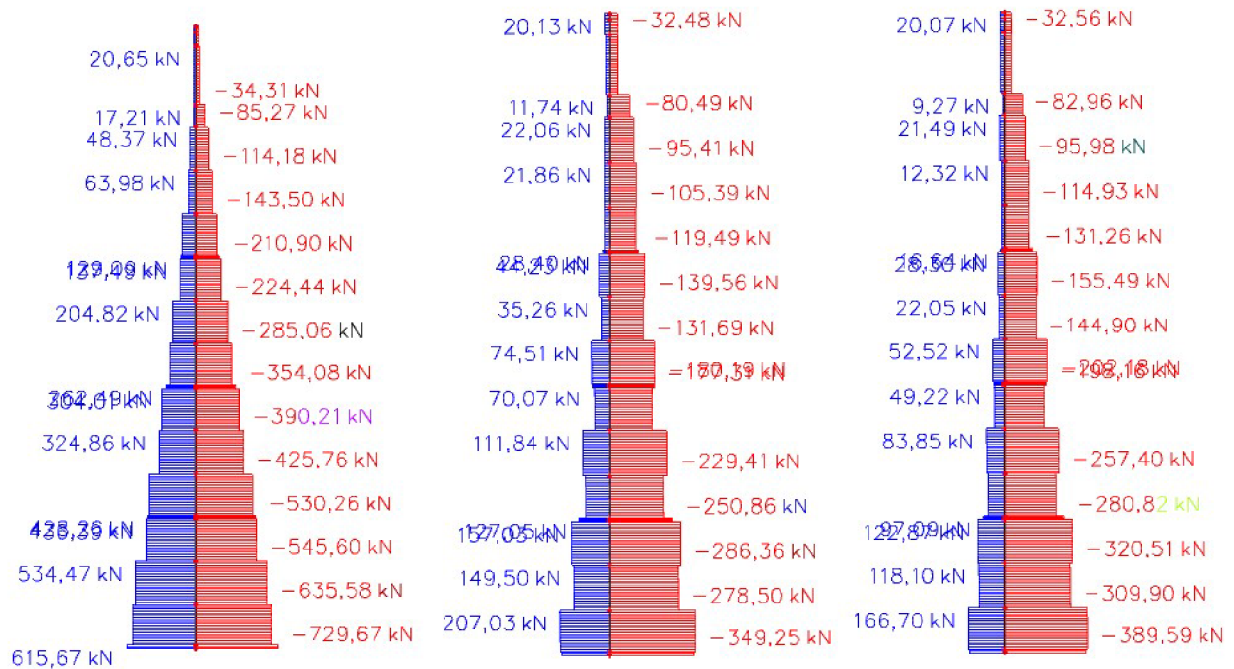
Z výsledků lze pozorovat, že nárožníky modelů s táhly jsou výrazně méně zatíženy tlakovou silou, která je při jejich posouzení stěžejní. U modelu s předpjatými táhly dochází k většímu namáhání nárožníků a ze statického hlediska působí méně příznivě.

13.3.2. NÁROŽNÍKY VĚŽE B

Uvedené grafické a numerické výstupy náleží zvýrazněnému nárožníku na obr. č. 44.



Obr. č. 45 – Sledovaná část konstrukce



Obr. č. 46 Normálové síly při kombinaci K6 (zleva: M1, M2, M3)

NEJMÉNĚ PŘÍZNIVÉ KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL

Tabulka 70 – Nárožník věže B (M1)

PRVEK	dx	N_{Ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	JEDNOKOVÝ POSUDEK
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
B59	0	-729,67	39,21	12,47	0,00	-0,03	-0,02	0,76
B63	0	-635,58	2,79	-2,07	-0,02	1,55	-4,15	0,64
B67	0	-545,60	-1,72	1,75	0,00	-2,77	0,96	0,57
B71	0	-530,26	3,79	18,72	-0,01	1,79	-2,54	0,75
B75	0	-425,76	-0,08	2,72	0,00	-3,08	0,64	0,60
B79	0	-390,21	-0,02	-2,44	-0,02	2,12	-1,55	0,57
B83	0	-354,1	31,92	8,23	-0,01	-2,17	0,19	0,80
B87	0	-285,06	1,93	-1,35	-0,01	1,47	-2,29	0,62
B91	0	-224,44	-0,97	0,94	0,00	-1,46	0,86	0,52
B95	0	-210,90	3,90	14,24	-0,01	1,14	-1,33	0,49
B99	0	-143,50	-0,51	1,25	0,00	-1,38	0,63	0,32
B103	0	-114,18	1,47	-0,18	0,01	0,82	-1,17	0,25
B320	0	-78,65	-8,26	-11,62	-0,10	0,94	1,63	0,33
B402	0	-34,31	2,34	0,76	0,00	0,00	0,00	0,18

Tabulka 71 – Nárožník věže B (M2)

PRVEK	dx	N_{Ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	JEDNOKOVÝ POSUDEK
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
B59	0	-333,78	19,52	7,42	0,00	-0,03	0,01	0,35
B63	0	-278,50	1,69	-0,78	-0,01	0,66	-2,05	0,26
B67	0	-286,36	-1,70	-1,11	0,00	-0,17	2,04	0,30
B71	0	-250,86	-6,16	32,13	0,00	-0,39	-1,52	0,38
B75	0	-229,41	-1,93	1,11	0,00	-1,29	2,02	0,31
B79	1,925	-177,31	-6,18	4,46	0,02	-1,17	1,93	0,27
B83	0,075	-180,19	-1,24	0,76	0,01	-0,50	1,03	0,40
B87	0	-131,69	1,04	-0,16	0,01	0,39	-1,15	0,27
B91	0,00	-139,54	-1,07	0,28	0,01	-0,54	1,16	0,29
B95	0,00	-119,38	-3,48	16,88	0,02	0,61	-0,92	0,31
B99	0,00	-105,39	-1,14	1,15	0,00	-1,00	1,03	0,23
B103	0,00	-95,41	0,72	-0,31	0,00	0,68	-0,93	0,21
B320	0,00	-77,15	-7,94	-10,90	0,14	0,73	1,50	0,31
B402	0,00	-31,24	-2,27	-0,73	0,00	0,00	0,00	0,16

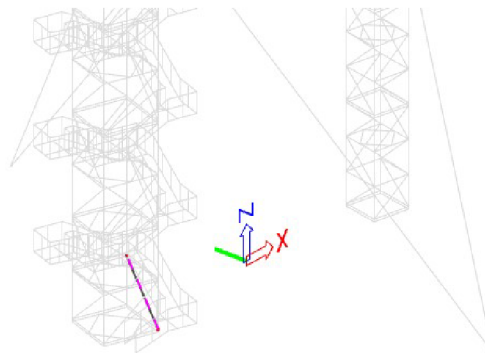
Tabulka 72 – Nárožník věže B (M3)

PRVEK	dx	N_{Ed}	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	JEDNOKOVÝ POSUDEK
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
B59	0,15	-389,59	-0,12	-1,17	-0,02	1,73	-1,36	0,39
B63	0	-309,90	1,89	-0,82	-0,01	0,69	-2,21	0,29
B67	0	-320,51	-1,89	-1,20	0,00	-0,23	2,27	0,34
B71	0	-280,82	-7,04	36,35	0,00	-0,32	-1,71	0,43
B75	0	-257,40	-2,16	1,30	0,00	-1,50	2,27	0,36
B79	1,925	-198,16	-7,59	5,14	0,02	-1,37	2,22	0,30
B83	0,075	-202,18	-1,36	0,91	0,01	-0,59	1,11	0,45
B87	0	-144,90	1,18	-0,30	0,01	0,58	-1,29	0,30
B91	0	-155,47	-1,16	0,29	0,01	-0,62	1,28	0,33
B95	0	-131,14	-4,41	20,84	0,02	0,84	-1,04	0,35
B99	0	-114,93	-1,24	1,40	0,00	-1,20	1,14	0,26
B103	0	-95,98	0,79	-0,52	-0,06	0,97	-1,02	0,22
B320	0	-79,62	-8,15	-10,30	0,13	0,60	1,57	0,31
B402	0	-31,35	-2,27	-0,73	0,00	0,00	0,00	0,16

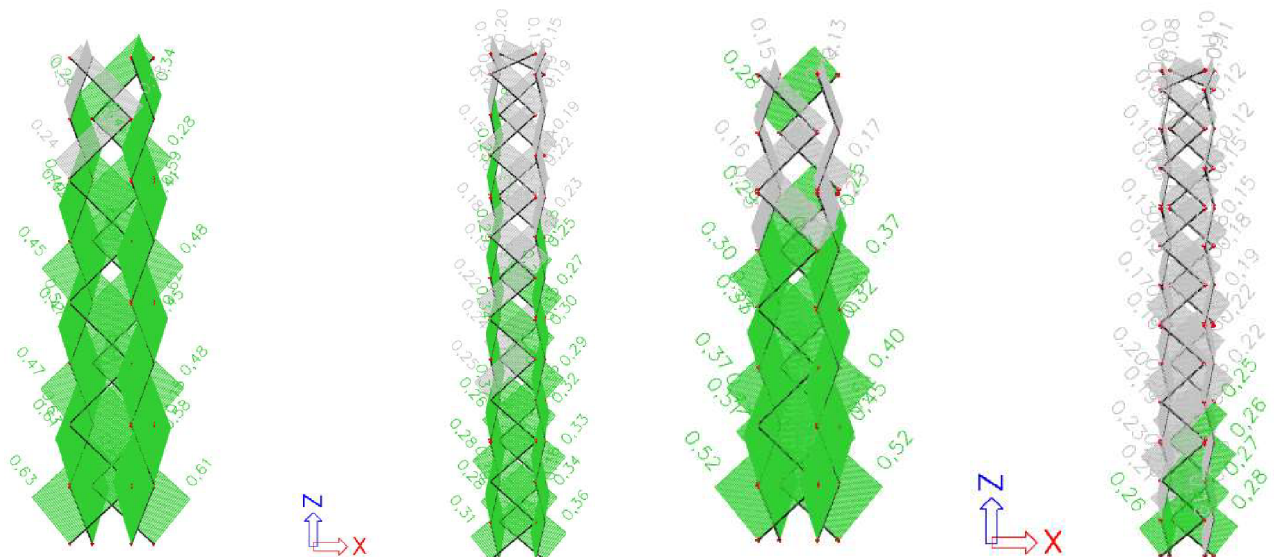
I v případě věže B je vidno, že u konstrukcí s táhly jsou nárožníky méně namáhané tlakem. V případě nárožníku v segmentech přímo nad terénem se jedná o snížení tlakové síly až o 50 %.

13.3.3. ŠIKMÁ ZTUŽIDLA

Využití šikmých ztužidel z hlediska únosnosti bylo u modelů s táhly opět menší než u modelu bez táhel (u většiny ztužidel obvykle o 10 %). Ve všech třech modelech bylo z obou věží nejvíce namáháno ztužidlo zvýrazněné na obr. č. 46. Jeho vnitřní síly a jednotkový posudek je k náhledu v tabulce 67.

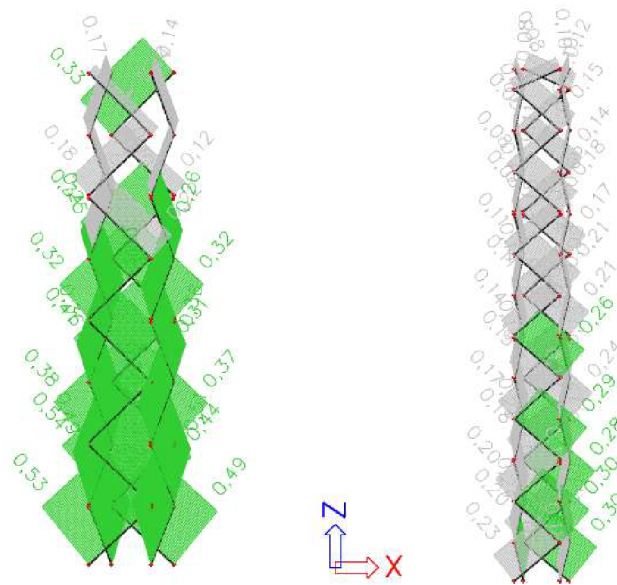


Obr. č. 49 – Nejvíce namáhané šikmé ztužidlo



Obr. č. 47 – Jednotkový posudek šikmých ztužidel (M1)

Obr. č. 48 – Jednotkový posudek šikmých ztužidel (M2)



Obr. č. 50 – Jednotkový posudek šikmých ztužidel (M3)

Tabulka 73 – Vnitřní síly nejvíce namáhaného ztužidla

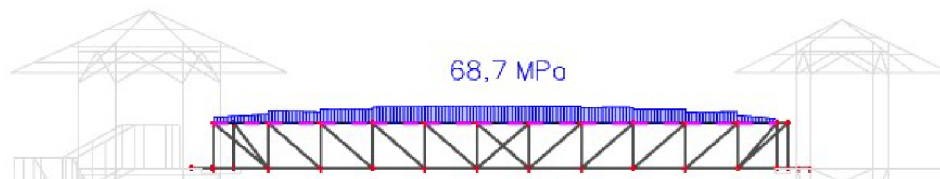
MODEL (prvek)	dx [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{y,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{x,d}$ [kNm]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	JEDNOKOVÝ POSUDEK
M1 (B106)	0	-233,89	0,11	0,16	-0,61	0,00	0,00	0,84
M2 (B106)	0	-160,76	0,11	0,16	-0,66	0,00	0,00	0,58
M3 (B106)	0	-158,99	0,11	0,16	-0,67	0,00	0,00	0,57

13.3.4. LÁVKA

NORMÁLOVÁ SÍLA A EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V HORNÍM PÁSU – M1

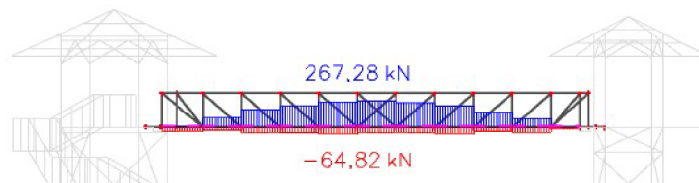


Obr. č. 51 – Normálová síla v HP (M1)

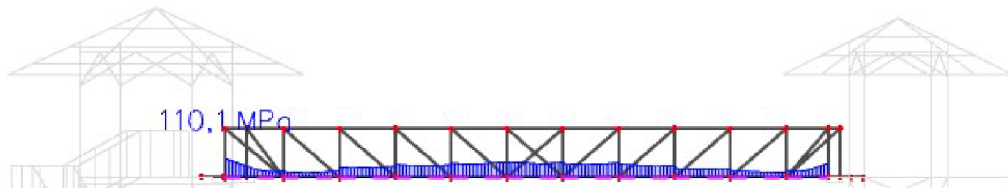


Obr. č. 52 – Ekvivalentní napětí v HP (M1)

NORMÁLOVÁ SÍLA A EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V DOLNÍM PÁSU – M1

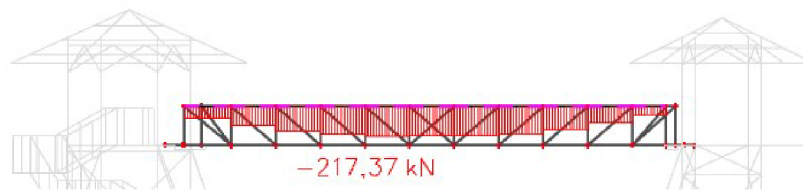


Obr. č. 53 – Normálová síla v DP (M1)

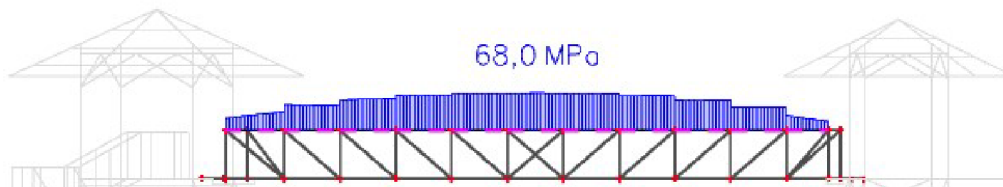


Obr. č. 54 – Ekvivalentní napětí v DP (M1)

NORMÁLOVÁ SÍLA A EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V HORNÍM PÁSU – M2



Obr. č. 55 – Normálová síla v HP (M2)

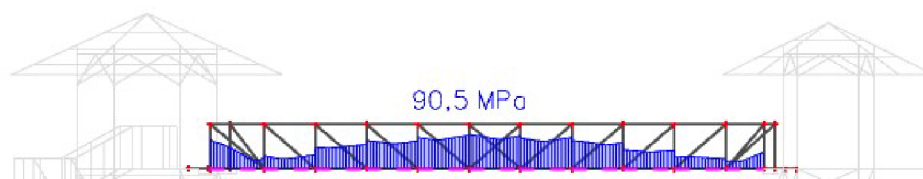


Obr. č. 56 – Ekvivalentní napětí v HP (M2)

NORMÁLOVÁ SÍLA A EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V DOLNÍM PÁSU – M2

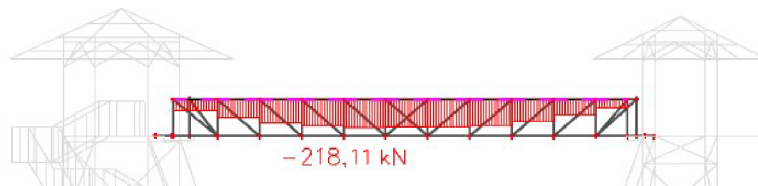


Obr. č. 57 – Normálová síla v DP (M2)

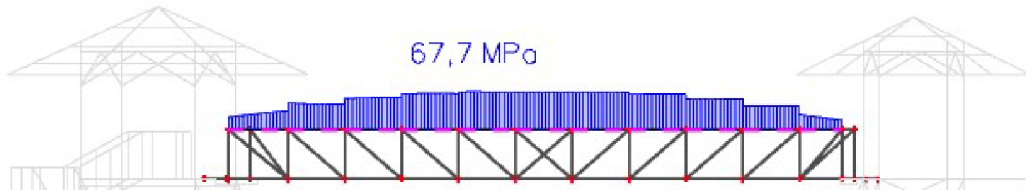


Obr. č. 58 – Ekvivalentní napětí v DP (M2)

NORMÁLOVÁ SÍLA A EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V HORNÍM PÁSU – M3

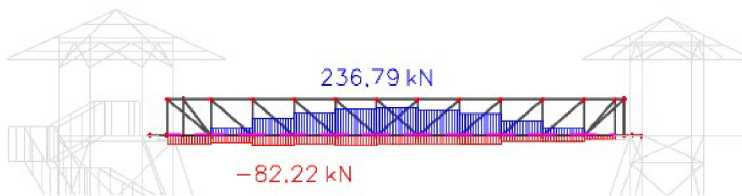


Obr. č. 59 – Normálová síla v HP (M3)

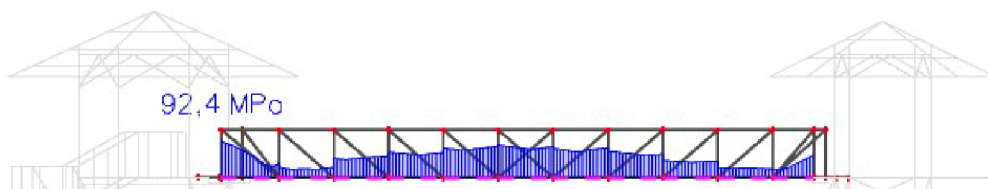


Obr. č. 60 – Ekvivalentní napětí v HP (M3)

NORMÁLOVÁ SÍLA A EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V DOLNÍM PÁSU – M3

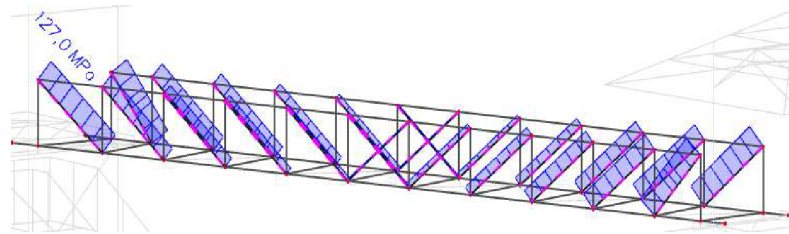


Obr. č. 61 – Normálová síla v DP (M3)

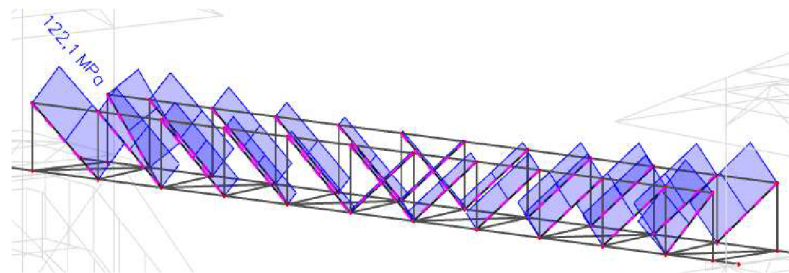


Obr. č. 62 – Ekvivalentní napětí v DP (M3)

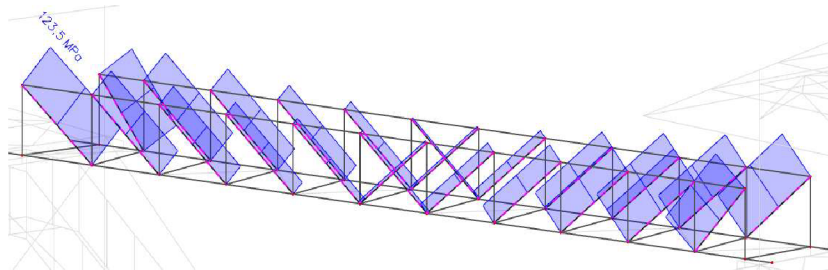
EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ V DIAGONÁLÁCH



Obr. č. 63 – Ekvivalentní napětí v diagonálách (M1)

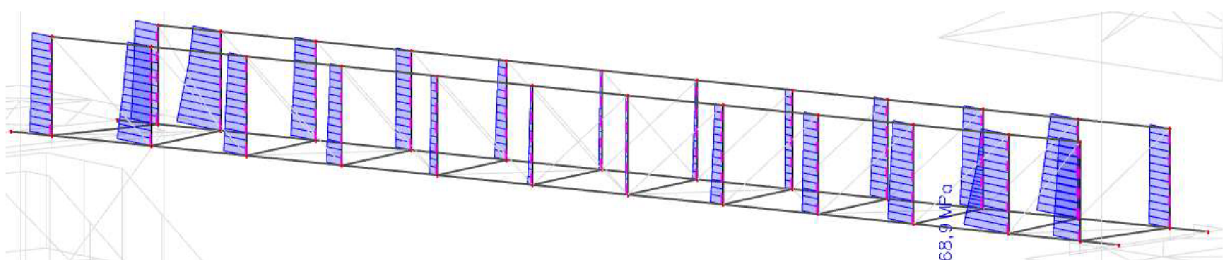


Obr. č. 64 – Ekvivalentní napětí v diagonálách (M2)

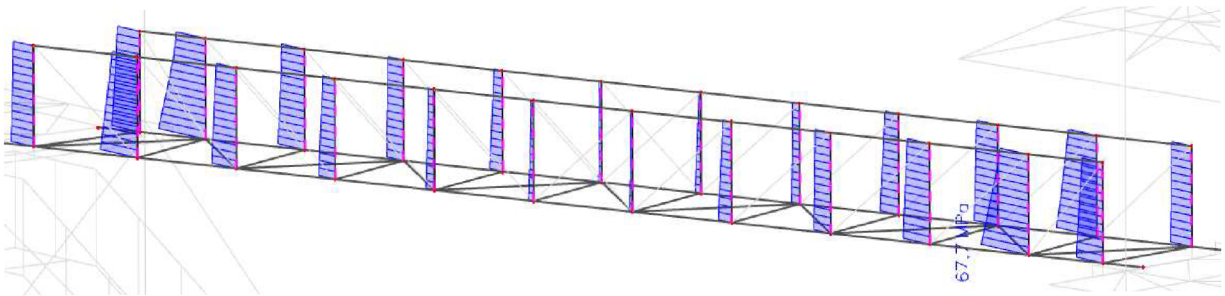


Obr. č. 65 – Ekvivalentní napětí v diagonálách (M3)

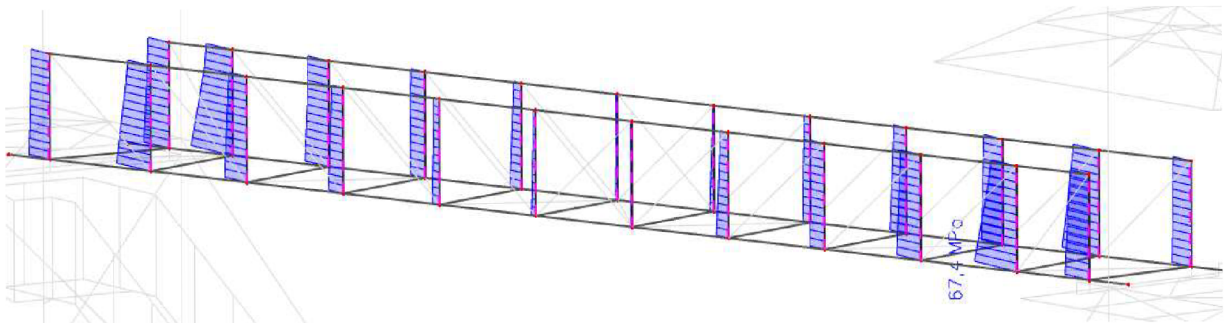
EKVIVALENTNÍ NAPĚTÍ VE SVISLICÍCH



Obr. č. 66 – Ekvivalentní napětí ve svislicích (M1)



Obr. č. 67 – Ekvivalentní napětí ve svislicích (M2)



Obr. č. 68 – Ekvivalentní napětí ve svislicích (M3)

Mezi jednotlivými modely nejsou na lávce pozorovány výraznější změny, přesto se nejpříznivěji jeví konstrukce s předepnutými táhly. Všechny výše uvedené prvky lávky lze jednoduše posoudit, díky ztužidlům zajišťujícím malé vzpěrné délky, vztahem pro pružné ověření (13.8) dle normy [13]. Maximální zjištěné ekvivalentní na prvcích je 127 MPa (viz obr. č. 50 až 67).

$$\sigma_E \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (13.8)$$

$$\sigma_{E,max} = 127 \text{ MPa} \leq \frac{235}{1,0} = 235 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

14. MODÁLNÍ ANALÝZA

Modální analýza se používá ke stanovení dynamických charakteristik, jako jsou vlastní frekvence a vlastní tvary kmitání konstrukce, nebo její části. Často modální analýza také slouží jako výchozí krok pro další dynamické analýzy pomocí metody rozkladu vlastních tvarů kmitu. Vlastní frekvence a vlastní tvary kmitů jsou důležité při návrhu dynamicky zatěžovaných konstrukcí. Při modální analýze se neuvažuje s tlumením ani zatížením konstrukce. Výpočet vychází z pohybové rovnice netlumené soustavy.

$$[M]\ddot{u} + [K]u = \{0\} \quad (14.1)$$

kde $[M]$ je matice hmotnosti

$\{\ddot{u}\}$ vektor zrychlení

$[K]$ matice tuhosti

$\{u\}$ vektor posunutí

při počátečních podmínkách $u(0) = u_0$ a $\ddot{u}(0) = \ddot{u}_0$

Pro modální analýzu se předpokládá harmonický pohyb s uplatněním vztahů

$$u = U \cdot \cos(\omega t - \alpha) \quad (14.2)$$

$$\ddot{u} = -\omega^2 \cdot U \cdot \cos(\omega t - \alpha) \quad (14.3)$$

kde ω_i je vlastní úhlová frekvence kmitání (vlastní číslo)

U vlastní vektor

t čas.

Po dosazení do pohybové rovnice (14.1) a následné úpravě se získá soustava lineárních algebraických rovnic. Zobecněný problém vlastních čísel.

$$(K - \omega^2 M)U = 0 \quad (14.4)$$

kde K je matice tuhosti

M matice hmotnosti.

Rovnice má netriviální řešení v případě, kdy je determinant soustavy roven nule. Zjištění vlastních vektorů a vlastních úhlových frekvencí je problém získání vlastních čísel soustavy.

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (14.5)$$

14.1. VÝPOČET VLASTNÍCH FREKVENCÍ KONSTRUKCE

Při výpočtu zatížení větrem na konstrukci bylo ke stanovení součinitele konstrukce potřeba určit vlastní frekvence a vlastní tvary kmitu. Pro získání těchto parametrů byla provedena modální analýza programem Scia Engineer s využitím polynomické metody.

Výpočet byl proveden na modelech samotné věže A a samotné věže B, přičemž se uvažovaly 2 stavy. První stav byl výpočet jen s vlastní tíhou konstrukce. Ve druhém stavu se k vlastní tíze konstrukce uvažovala také tíha námrazy.

14.1.1. VLASTNÍ FREKVENCE SAMOTNÉ VĚŽE A

Tabulka 74 - Výstup modální analýzy věže A (vlastní tíha)

Režim	mega [rad/s]	Perioda [s]	Frekv. [Hz]	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}
1	9.6137	0,65	1,5301	0,0531	0,4149
2	10.5513	0,60	1,6793	0,4904	0,0625
3	10.7258	0,59	1,7071	0,0023	0,0003
4	12.4292	0,51	1,9782	0,0000	0,0000
5	20.0519	0,31	3,1914	0,0183	0,1592
6	20.4825	0,31	3,2599	0,0036	0,0130
7	25.9511	0,24	4,1302	0,1026	0,0149
8	27.251	0,23	4,3371	0,0011	0,0001
9	29.452	0,21	4,6874	0,0000	0,0000
10	29.4773	0,21	4,6915	0,0000	0,0000



Obr. č. 69 - Vlastní tvary kmitu ve směru osy y ($f_1 = 1,5301$ Hz, $f_2 = 3,1914$ Hz)

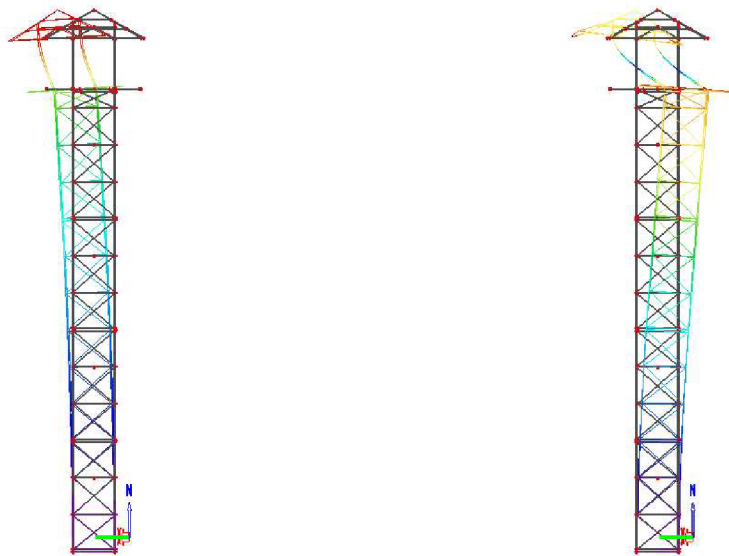
Tabulka 75 - Výstup modální analýzy pro věž A (vl. tíha + námraza)

Režim	mega [rad/s]	Perioda [s]	Frekv. [Hz]	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}
1	9.49599	0,66	1,5113	0,0534	0,4173
2	10.3729	0,61	1,6509	0,4930	0,0628
3	10.7157	0,59	1,7055	0,0005	0,0001
4	12.4263	0,51	1,9777	0,0000	0,0000
5	19.6542	0,32	3,1281	0,0197	0,1658
6	20.4457	0,31	3,2540	0,0015	0,0029
7	25.6142	0,25	4,0766	0,1032	0,0145
8	27.2064	0,23	4,3300	0,0005	0,0002
9	29.4519	0,21	4,6874	0,0000	0,0000
10	29.4773	0,21	4,6915	0,0000	0,0000

14.1.2. VLASTNÍ FREKVENCE SAMOTNÉ VĚŽE B

Tabulka 76 – Výstup modální analýzy pro věž B (vlastní tíha)

Režim	mega [rad/s]	Perioda [s]	Frekv. [Hz]	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}
1	8.88864	0,71	1,4147	0,0696	0,5266
2	9.53388	0,66	1,5174	0,5739	0,0755
3	10.8389	0,58	1,7251	0,0000	0,0001
4	22.8835	0,27	3,6420	0,0131	0,1012
5	30.4676	0,21	4,8491	0,0500	0,0066
6	32.0649	0,20	5,1033	0,0002	0,0038
7	40.8917	0,15	6,5081	0,0000	0,0000
8	40.9483	0,15	6,5171	0,0000	0,0000
9	41.869	0,15	6,6637	0,0000	0,0000
10	42.1394	0,15	6,7067	0,0000	0,0000


 Obr. č. 70 - Vlastní tvary kmitu věže B ve směru osy y ($f_1=1,4147$ Hz, $f_2=3,6420$ Hz)

Tabulka 77 – Výstup modální analýzy pro věž B (vl. tíha + námraza)

Režim	mega [rad/s]	Perioda [s]	Frekv. [Hz]	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}
1	8,78444	0,72	1,3981	0,0686	0,5188
2	9,38835	0,67	1,4942	0,5653	0,0744
3	10,8303	0,58	1,7237	0,0000	0,0001
4	22,3269	0,28	3,5534	0,0131	0,1016
5	29,8521	0,21	4,7511	0,0519	0,0065
6	31,1926	0,20	4,9645	0,0003	0,0043
7	40,8916	0,15	6,5081	0,0000	0,0000
8	40,9483	0,15	6,5171	0,0000	0,0000
9	41,8643	0,15	6,6629	0,0000	0,0000
10	42,1192	0,15	6,7035	0,0000	0,0000

Pro ověření výsledků výpočtním programem byl zvolen ruční výpočet na zjednodušeném výpočtovém modelu. Ověřována byla první vlastní frekvence samotné věže B.

Konstrukce věže B byla ve vrcholu zatížena vodorovnou silou $F=1000$ N. V dalším kroku se ze softwaru zjistila celková deformace konstrukce od působení dané síly. Výslednou vlastní frekvenci konstrukce poté lze určit dle vztahů (14.5) a (14.6).

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (14.5)$$

kde ω je úhlové zrychlení [rad/s]

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{\sum F_i}{\sum m_i \cdot u_i}} \quad (14.6)$$

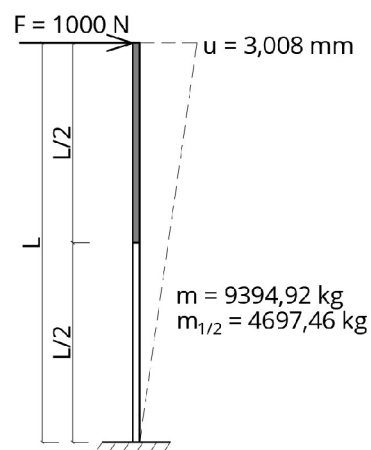
kde F_i je vodorovná síla působící v úrovni i-té hmoty

u_i vodorovná deformace na úrovni i-té hmoty

m_i idealizovaná hmota

Periodu T poté lze získat ze vztahu

$$T = \frac{1}{f} \quad (14.7)$$



Obr. č. 71 - Schéma pro ruční výpočet

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{1000}{4697,46 \cdot 0,003}} = 1,3407 \text{ Hz} \quad (f_{scia} = 1,4147 \text{ Hz})$$

$$T = \frac{1}{1,3407} = 0,75 \text{ s} \quad (T_{scia} = 0,71 \text{ s})$$

14.2. VLASTNÍ FREKVENCE GLOBÁLNÍCH MODELŮ

Modální analýza byla provedena na modelech, kde byla zohledněna vlastní tíha, změna hmotnosti od námrazy, sněhu a případné užité zatížení. Při výpočtu není uvažována kombinace plného užitého zatížení při námraze, a to z důvodu zákazu vstupu na rozhlednu za nepříznivých klimatických podmínek (uvažuje se redukční součinitel 0,2). Navýšení hmotnosti od námrazy bylo zohledněno přidáním spojitě hmoty na prutech dle výpočtu v kapitole 11. Celkem byly na modelech M1 (globální model bez táhel), M2 (globální model s táhly bez předepnutí) a M3 (globální model s předpjatými táhly) stanoveny modální charakteristiky pro 8 kombinačních situací.

- *KM 1: pouze vlastní tíha a ostatní stálé zatížení konstrukce*
- *KM 2: vl. tíha a ost. stálé zatížení s plným užitným zatížením*
- *KM 3: vl. tíha a ost. stálé zatížení s námrazou*
- *KM 4: vl. tíha a ost. stálé zatížení s přitížením sněhem*
- *KM 5: vl. tíha a ost. stálé zatížení s námrazou a přitížením sněhem*
- *KM 6: vl. tíha a ost. stálé zatížení s námrazou a redukováným užitným zatížením*
- *KM 7: vl. tíha a ost. stálé zatížení s přitížením sněhem a reduk. užitným zatížením*
- *KM 8: vl. tíha a ost. stálé zatížení s námrazou, s přitížením sněhem a reduk. užitným zatížením*

Na základě výsledků modální analýzy byly určeny významné vlastní frekvence jednotlivých modelů. Podrobná data analýzy jsou uvedena v podobě tabulkových výstupů v příloze P.6. V tabulkách byly zvýrazněny frekvence, při nichž kmitá významné množství hmoty.

14.2.1. POROVNÁNÍ VYBRANÝCH VÝSLEDKŮ

Z výsledků uvedených v příloze P.6 je zřejmé, že chování modelu konstrukce s předpjatými táhly se jen minimálně liší oproti chování modelu konstrukce s táhly bez předpětí. Proto budou v této části práce mezi sebou porovnávány pouze modely M1 (bez táhel) a M3 (s předpjatými táhly). Grafická komparace vybraných modelů je provedena pro dvě kombinální situace, a to MA 1 (v této kapitole) a MA 8 (v příloze P.7).

KOMBINACE KM 1

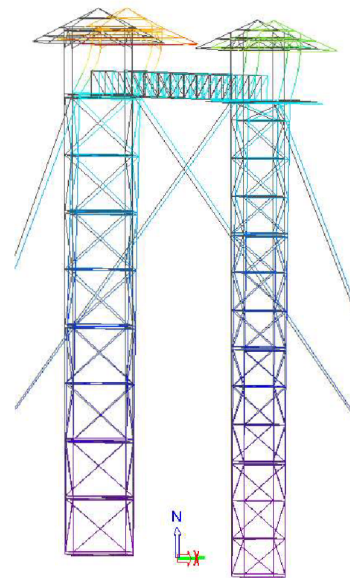
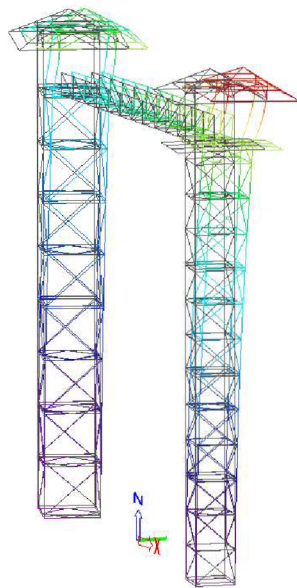
MODEL M1

MODEL M3

1. VLASTNÍ TVAR

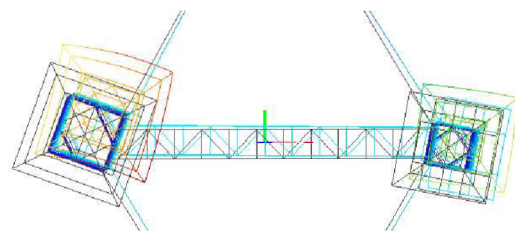
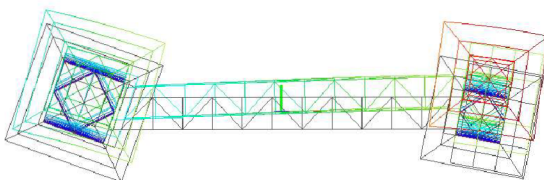
$$f = 1,341 \text{ Hz}$$

$$f = 1,869 \text{ Hz}$$



Obr. č. 72 – Model M1, KM 1, $f = 1,341 \text{ Hz}$

Obr. č. 73 – Model M3, KM 1, $f = 1,869 \text{ Hz}$

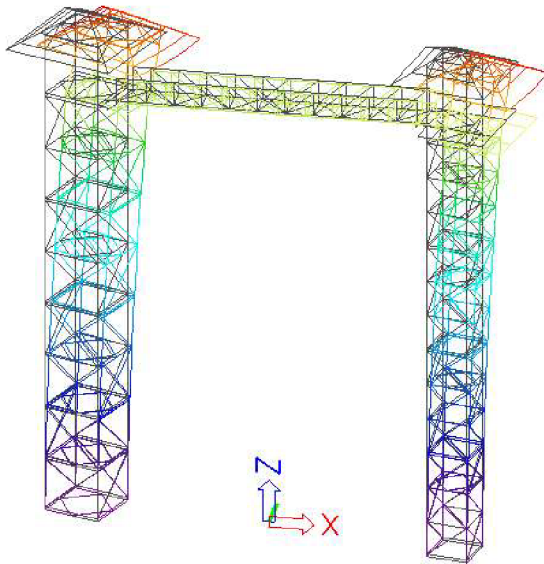


Obr. č. 74 – Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 1,341 \text{ Hz}$

Obr. č. 75 – Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 1,869$

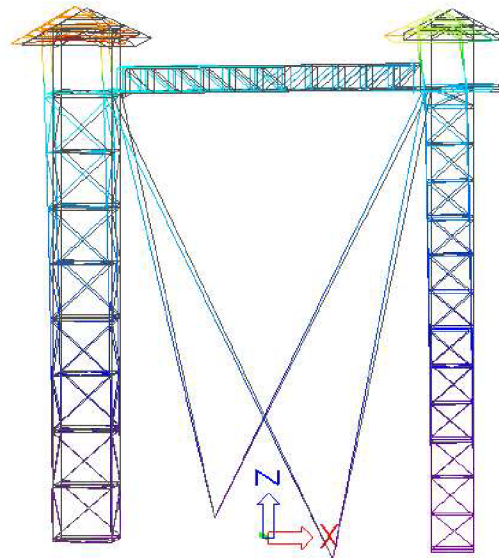
2. VLASTNÍ TVAR

$f = 1,474 \text{ Hz}$

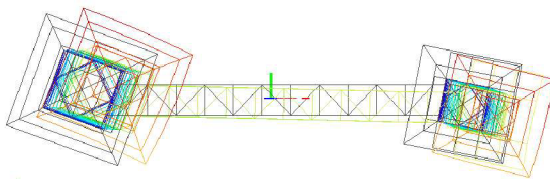


Obr. č. 76 – Model M1, KM 1, $f = 1,474 \text{ Hz}$

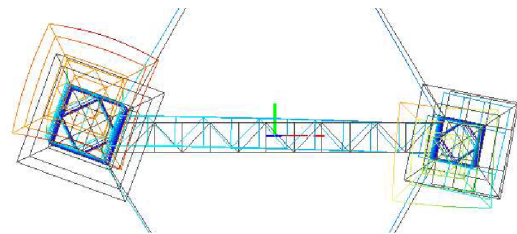
$f = 2,028 \text{ Hz}$



Obr. č. 77 - Model M3, KM 1, $f = 2,028 \text{ Hz}$



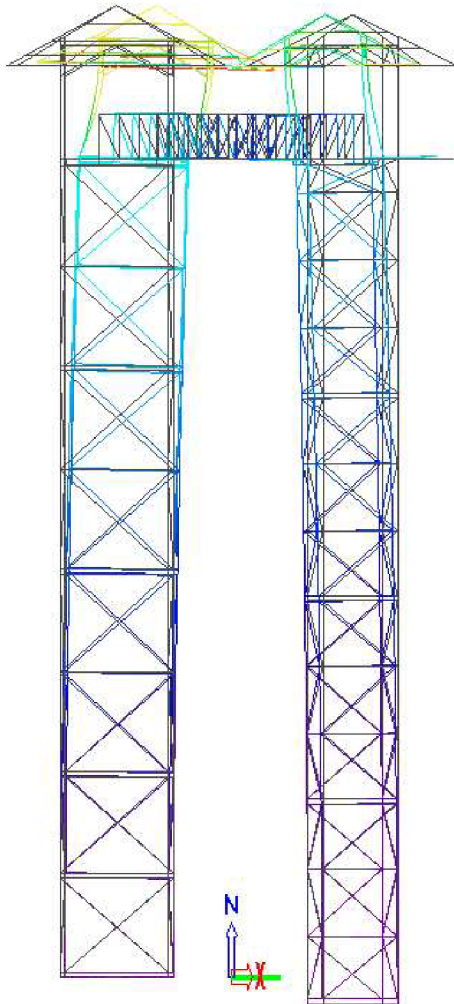
Obr. č. 78 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 1,474 \text{ Hz}$



Obr. č. 79 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 2,028 \text{ Hz}$

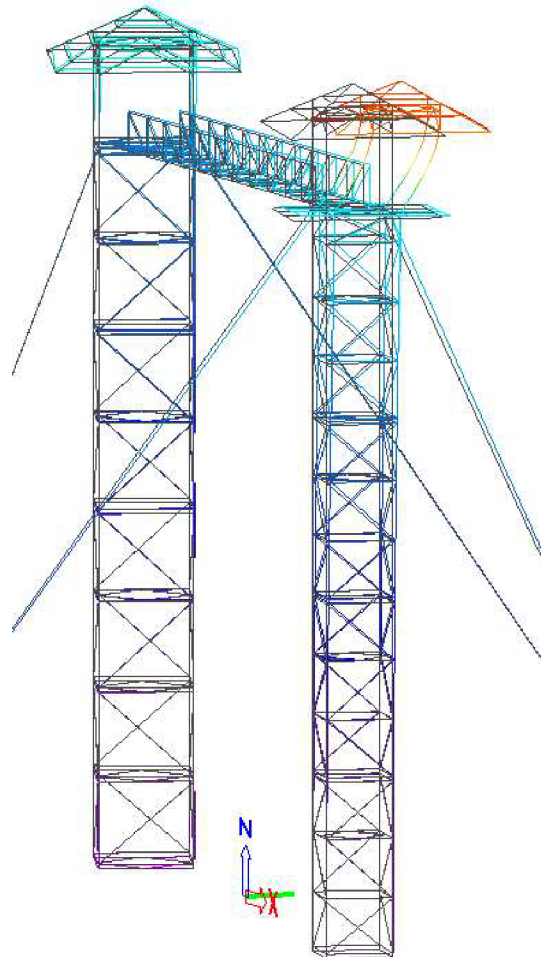
3. VLASTNÍ TVAR

$f = 1,557 \text{ Hz}$

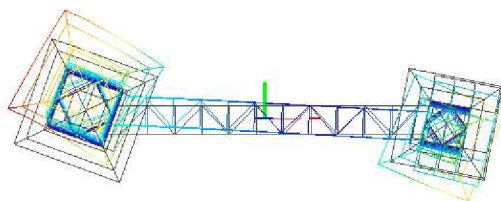


Obr. č. 80 - Model M1, KM 1, $f = 1,557 \text{ Hz}$

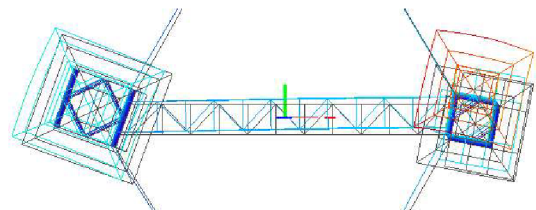
$f = 2,113 \text{ Hz}$



Obr. č. 81 - Model M3, KM 1, $f = 2,113 \text{ Hz}$



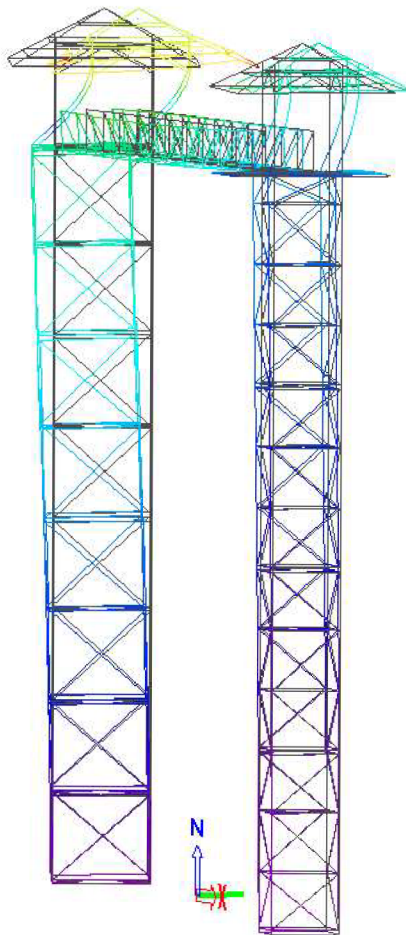
Obr. č. 82 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 1,557 \text{ Hz}$



Obr. č. 83 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 2,113 \text{ Hz}$

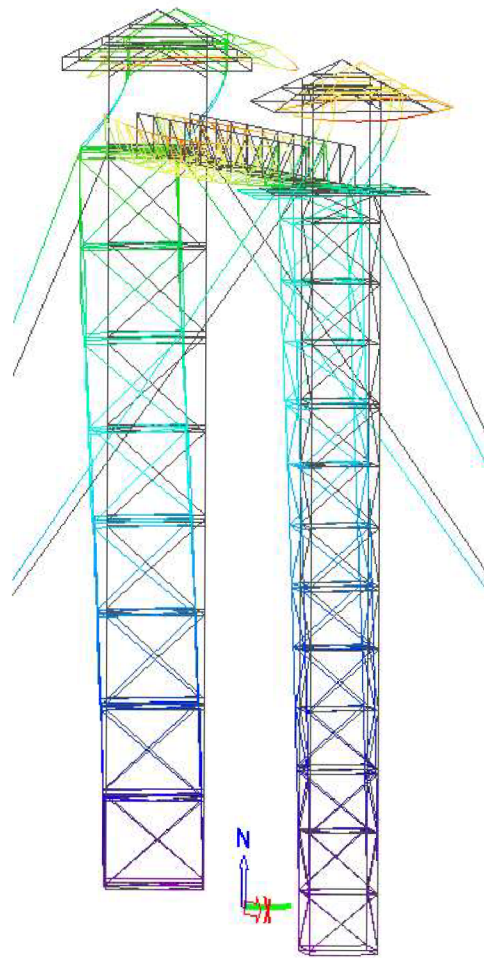
4. VLASTNÍ TVAR

$f = 2,916 \text{ Hz}$

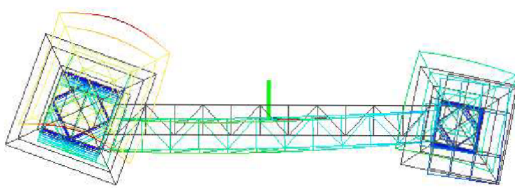


Obr. č. 84 – Model M1, KM 1, $f = 2,916 \text{ Hz}$

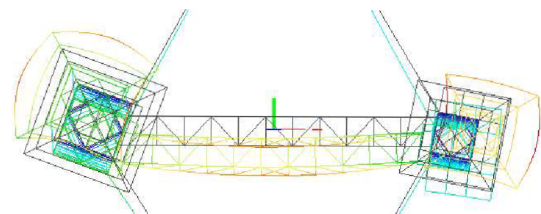
$f = 3,505 \text{ Hz}$



Obr. č. 85 – Model M3, KM 1, $f = 3,505 \text{ Hz}$



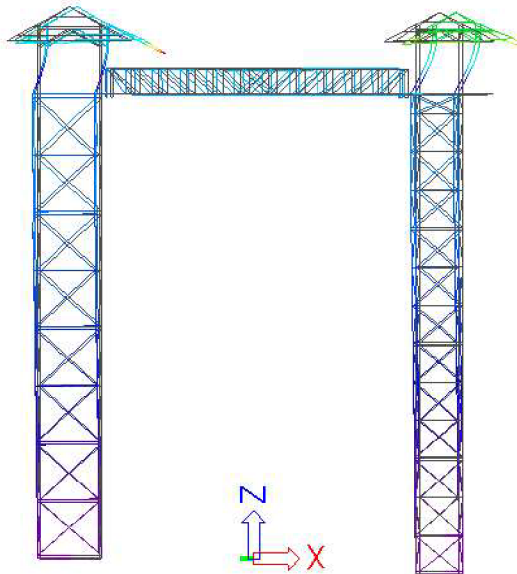
Obr. č. 86 – Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 2,916 \text{ Hz}$



Obr. č. 87 – Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 3,505 \text{ Hz}$

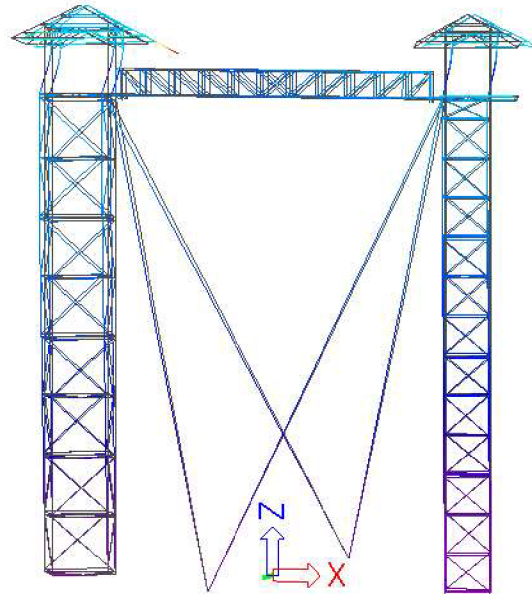
5. VLASTNÍ TVAR

$f = 4,150 \text{ Hz}$

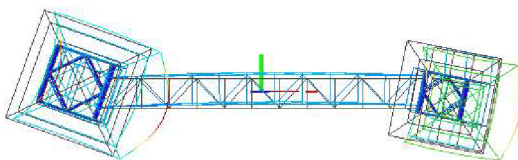


Obr. č. 88 – Model M1, KM 1, $f = 4,150 \text{ Hz}$

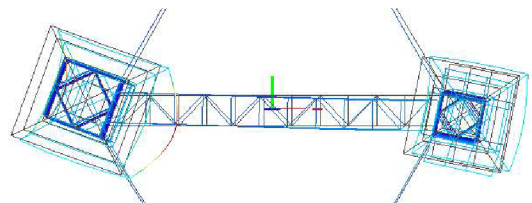
$f = 4,147 \text{ Hz}$



Obr. č. 89 – Model M3, KM 1, $f = 4,147 \text{ Hz}$



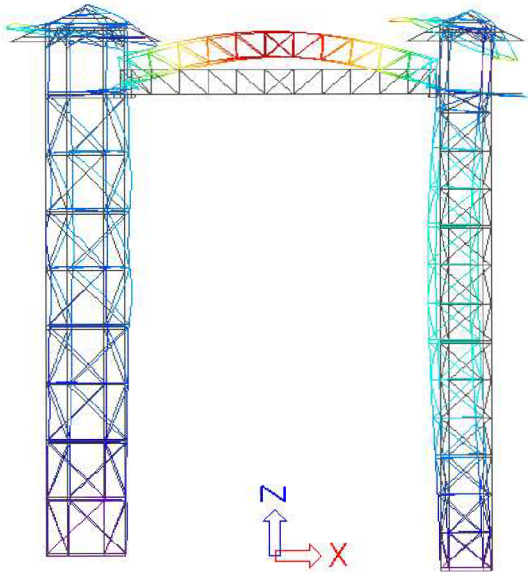
Obr. č. 90 – Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 4,150 \text{ Hz}$



Obr. č. 91 – Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 4,147 \text{ Hz}$

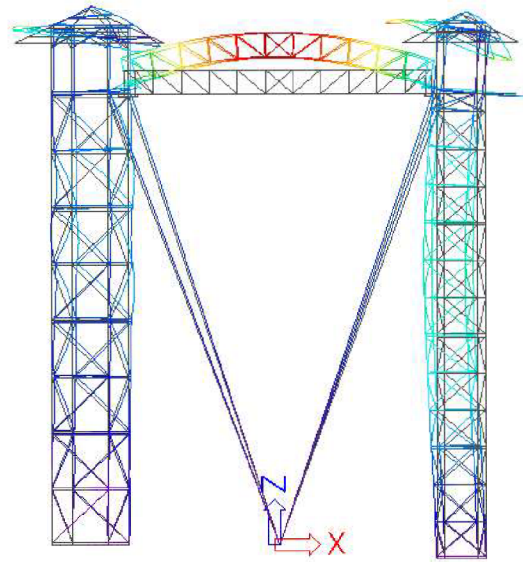
6. VLASTNÍ TVAR

$f = 8,484 \text{ Hz}$

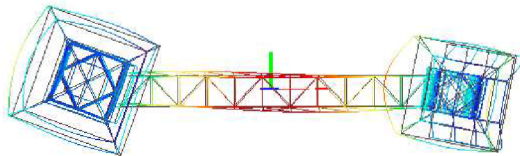


Obr. č. 92 – Model M1, KM 1, $f = 8,484 \text{ Hz}$

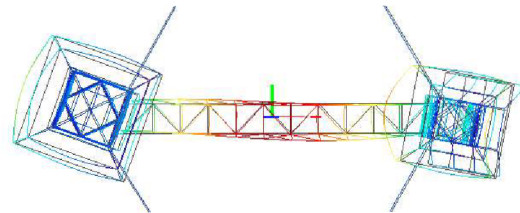
$f = 8,510 \text{ Hz}$



Obr. č. 93 – Model M3, KM 1, $f = 8,510 \text{ Hz}$



Obr. č. 94 – Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 8,484 \text{ Hz}$



Obr. č. 95 – Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 8,510 \text{ Hz}$

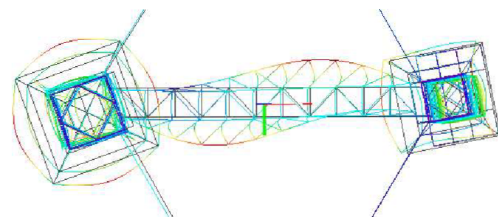
7. VLASTNÍ TVAR

$f = 10,870 \text{ Hz}$



Obr. č. 96 – Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 10,870 \text{ Hz}$

$f = 10,927$



Obr. č. 97 – Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 10,927 \text{ Hz}$



Při analýze se stálým zatížením si vlastní tvary obou modelů ve většině případů odpovídají. Výjimku tvoří třetí vlastní tvar, kdy u modelu konstrukce bez táhel (M1) dochází ke kmitání věže A ve směru osy y , kdežto v modelu konstrukce s předpjatými táhly (M3) tato věž kmitá kolmo ke zmiňované ose (kmit ve směru osy x). Pro šestý a sedmý vlastní tvar je významná kmitající hmota ve směru osy z , což můžeme sledovat na obrázcích č. 92 až 97. Pátý vlastní tvar se nejvíce jeví jako globální, nýbrž jako lokální zakmitání konstrukce. Při prvním až čtvrtém vlastním tvaru kmitů lze pozorovat, že táhla na konstrukci výrazně ovlivňují vlastní frekvence.

Z hlediska vlastních frekvencí se jako nejvýznamnější jeví kombinace KM 8, při které se dostáváme k nejnižším vlastním frekvencím konstrukce (viz příloha P.6, P.7). Tvary kmitu modelů si již z větší části neodpovídají a u modelu M3 se vyskytuje více tvarů kmitů, ve kterých se jedná pouze o lokální kmitání dílce, nikoliv o globální tvar kmitu.

15. ZATÍŽENÍ SEISMICITOU

15.1. OBECNĚ

Norma, která řeší zatížení přírodní seismicitou na stavební konstrukce je v České republice ČSN EN 1998-1 [14]. V národní příloze této normy je uvedena mapa seismických oblastí, kterým je přiřazeno referenční zrychlení základové půdy a_{gR} , které je pro danou oblast konstantní.



Obr. č. 98 - Mapa seismických oblastí České republiky [14]

Dle mapy seismických oblastí řešená konstrukce leží v místě, kterému přísluší referenční zrychlení základové půdy $a_{gR} = 0,10 g$.

SPEKTRUM ODEZVY

Pohyb při zemětřesení v daném místě na povrchu je pro účely normy udán spektrem pružné odezvy na zrychlení podloží. Vodorovné seismické zatížení je popsáno dvěma kolmými složkami, u kterých se předpokládá, že jsou vzájemně nezávislé a mají stejná spektra odezvy [14].

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (15.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (15.2)$$

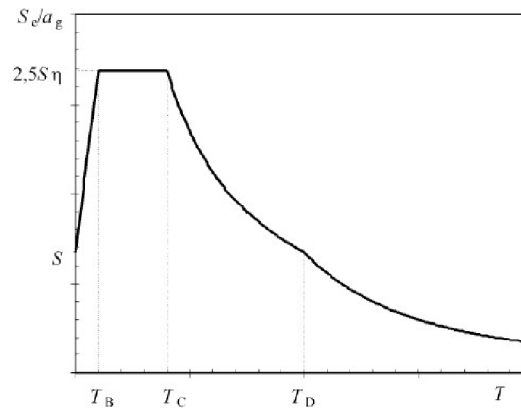
$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (15.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (15.4)$$

kde	$S_e(T)$	je	spektrum pružné odezvy
	T		perioda vlastních kmitů lineární soustavy s jedním stupněm volnosti
	a_g		návrhové zrychlení podloží typu A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$)
	T_B		nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
	T_C		největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
	T_D		doba kmitů, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu
	S		součinitel podloží
	η		korekční součinitel útlumu, s referenční hodnotou $\eta = 1$ pro poměrný viskózní útlum 5 % (15.5)

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (15.5)$$

kde ξ je poměrný viskózní útlum konstrukce, vyjádřený v procentech (pro příhradové ocelové věže $\xi = 2,5$ %)



Obr. č. 99 – Tvar spektra pružné odezvy [14]

Ke stanovení seismických účinků na konstrukci musíme znát parametry spektra pružné odezvy. Parametry spektra pružné odezvy se přiřadí pro daný typ základové půdy a pro konkrétní spektrum pružné odezvy.

Tabulka 78 – Typy základových půd [14]

Typ	Popis stratigrafického profilu	Parametry		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{6PT} [počet úderů/30 cm]	c_u [kPa]
A	Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkkého materiálu v maximální mocnosti do 5 m	> 800	–	–
B	Sedimenty velmi ulehého písku, štěrk nebo velmi tuhý jíl v tloušťce alespoň několik desítek metrů, s mechanickými vlastnostmi rostoucími s hloubkou	360–800	> 50	> 250
C	Mocné sedimenty středně ulehého nebo ulehého písku, štěrk nebo tuhý jíl v tloušťce od několika desítek do stovek metrů	180–360	15–50	70–250
D	Sedimenty z kyprých až středně ulehých nesoudržných zemin (případně s nebo bez vrstev soudržných zemin) nebo převážně měkkých až pevných soudržných zemin	< 180	< 15	< 70
E	Profil sestávající z povrchových aluviálních vrstev s hodnotami v_s podle typu C nebo D, o mocnosti 5 až 20 m, na tužším podkladě s $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Sedimenty sestávající z jílu nebo siltů s číslem plasticity $PI > 40$ s velkým obsahem vody, nebo sedimenty, obsahující uvedené zeminy, o mocnosti nejméně 10 m	< 100 (informativně)	–	10–20
S ₂	Sedimenty ze zemin náchylných ke ztekucení, z citlivých jílu, jiné zeminy nezahnuté v typech A–E, případně S ₁			

V oblasti, ve které se konstrukce vyskytuje byl dle geologické mapy zjištěn půdní typ jako kambizem mesobazická, která by měla spadat do stratigrafického profilu A, B, nebo C. V této práci byl uvažován typ C.

Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy byly dle normy [14] uvažovány pro spektrum pružné odezvy typu 1.

Tabulka 79 – Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1 [14]

Typ základové půdy	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Pozemní stavby jsou klasifikovány do 4 tříd významu, v závislosti na následcích zřícení pro lidský život, na důležitosti pro veřejnou bezpečnost a občanskou ochranu v čase bezprostředně po zemětřesení a na společenský následek zřícení [14].

Tabulka 80 – Třídy významu pozemních staveb [14]

Třída významu	Pozemní stavby
I	Pozemní stavby s menším významem pro veřejnou bezpečnost, např. zemědělské stavby atd.
II	Obvyklé pozemní stavby, nepatřící do ostatních kategorií
III	Pozemní stavby, jejichž seismická odolnost je důležitá z hlediska následků spojených s jejich zřícením, např. školy, společenské haly, kulturní instituce, atd.
IV	Pozemní stavby, jejichž neporušenost během zemětřesení je životně důležitá pro ochranu občanů, např. nemocnice, hasičské stanice, elektrárny, atd.

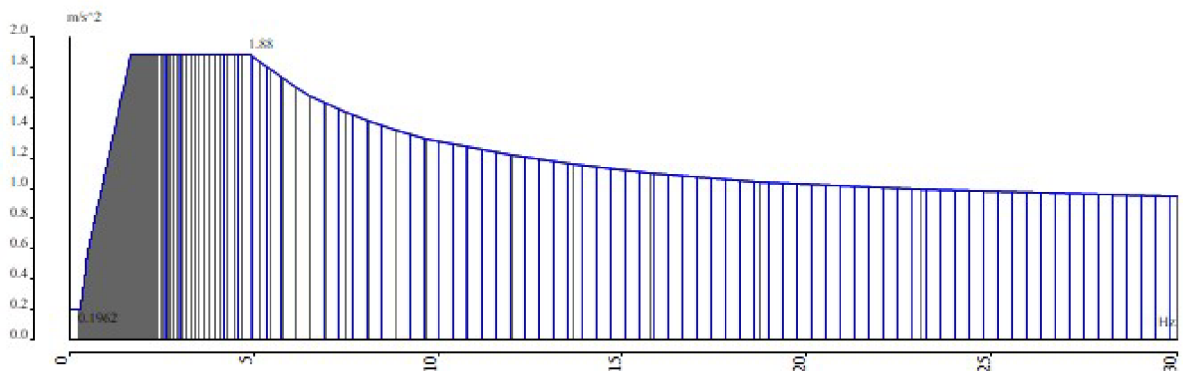
Třídy významu jsou charakterizovány součiniteli významu γ , které se využívají ke stanovení návrhového zrychlení podloží a_g (15.1-15.5).

Tabulka 81 – Součinitel významu [14]

Třída významu pozemních staveb	I	II	III	IV
Součinitel významu γ	0,8	1,0	1,2	1,4

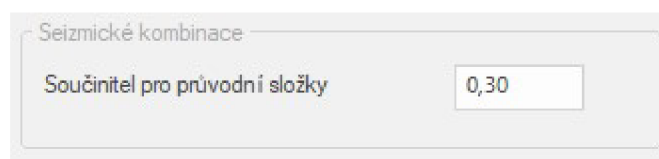
15.2. VÝPOČET

Při analýze konstrukce se uvažovalo pouze s horizontální pružnou odezvou, neboť se ve směru osy Z napodařilo vykmitat dostatečné množství hmoty. Program Scia Engineer umožňuje hodnoty spektra odezvy zadat přímo v grafickém rozhraní a následně z těchto hodnot vygenerovat příslušná spektra pro horizontální nebo vertikální směr. Vertikální směr se v práci neuvažuje. Návrhové spektrum pro výpočet ve směru X a Y bylo následující:



Obr. č. 100 - Návrhové spektrum odezvy

Pro výpočet byla nastavena pravidla pro kombinaci účinků CQC navíc s tlumením 2,5 %. Kombinace účinků ze směrů X a Y je zohledněna již v nastavení projektu v softwaru. Jelikož jsou vytvořeny 2 zatěžovací stavy, kdy jeden platí pro směr X a druhý pro směr Y, které jsou zařazeny do skupiny zatížení typu společné.



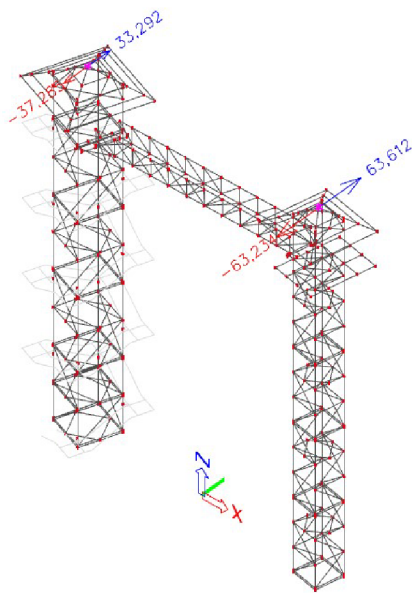
Obr. č. 101 – Kombinace účinků seismicity

15.3. VYHODNOCENÍ

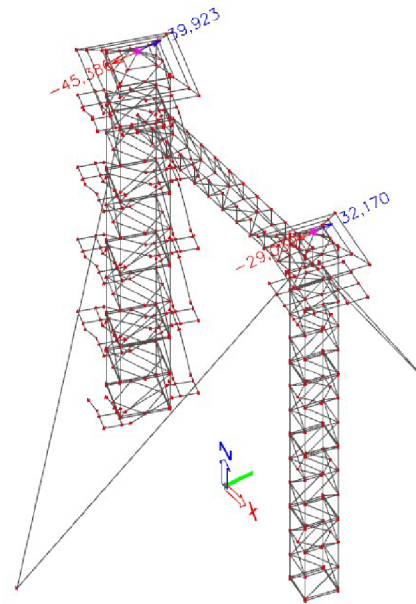
Tato část bude věnována získaným výsledkům a jejich porovnávání. Pro potřeby uspořádání výsledků bylo z obou konstrukcí vybráno několik elementů, a to tak, aby výsledné hodnoty dávaly extrémní porovnávaných výsledků, nebo aby byla zobrazena významná data.

Tabulka 82 – Přehled významných vlastních frekvencí a vykmítané hmoty

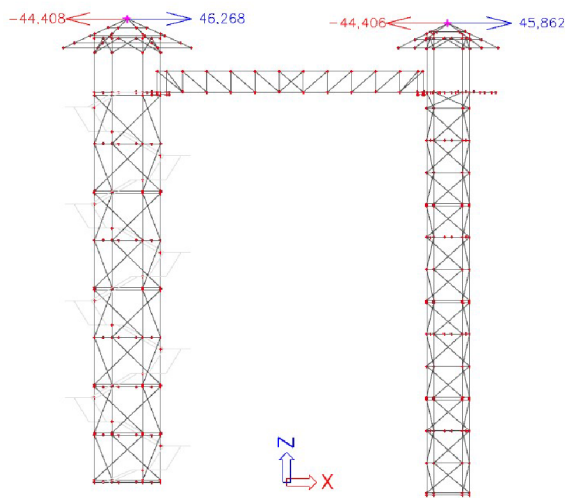
n	MODEL M1				MODEL M3			
	Frekvence [Hz]	Hmota X [-]	Hmota Y [-]	Hmota Z [-]	Frekvence [Hz]	Hmota X [-]	Hmota Y [-]	Hmota Z [-]
1	1,024	0,004	0,557	0,000	1,513	0,691	0,002	0,000
2	1,125	0,717	0,004	0,000	1,576	0,018	0,005	0,000
3	1,335	0,000	0,144	0,000	1,749	0,000	0,007	0,000
4	1,584	0,000	0,000	0,000	1,776	0,001	0,060	0,000
5	1,757	0,000	0,000	0,000	1,814	0,010	0,496	0,000
6	1,794	0,000	0,000	0,000	1,932	0,000	0,012	0,000
7	2,513	0,004	0,030	0,000	2,604	0,004	0,014	0,000
8	2,608	0,000	0,005	0,000	2,684	0,006	0,140	0,000
9	2,681	0,000	0,000	0,000	2,947	0,000	0,000	0,000
24	5,072	0,012	0,043	0,011	5,106	0,012	0,032	0,012
25	5,402	0,001	0,002	0,212	5,419	0,002	0,001	0,203
26	5,500	0,008	0,002	0,002	5,512	0,006	0,002	0,007
63	7,892	0,002	0,000	0,063	7,902	0,004	0,000	0,003
64	7,909	0,002	0,000	0,050	7,934	0,000	0,000	0,109
65	8,065	0,001	0,010	0,000	8,090	0,001	0,010	0,000
79	8,813	0,010	0,000	0,015	8,818	0,010	0,000	0,011
80	8,922	0,000	0,000	0,046	8,940	0,000	0,000	0,054
81	9,060	0,001	0,005	0,000	9,063	0,001	0,005	0,001
99	9,952	0,000	0,000	0,001	9,953	0,000	0,000	0,001
100	10,070	0,000	0,000	0,006	10,088	0,000	0,000	0,007
		0,904	0,906	0,572		0,905	0,908	0,563



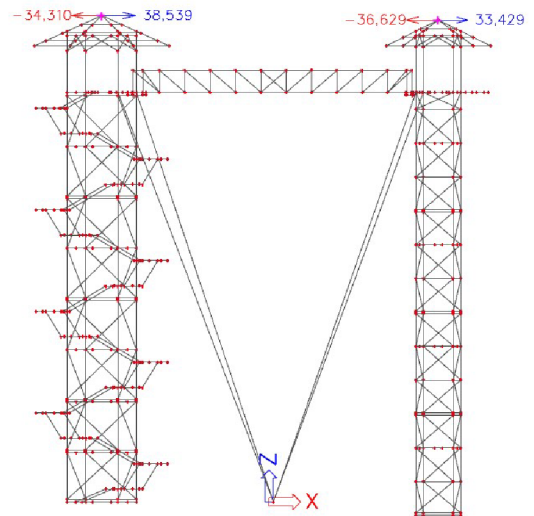
Obr. č. 102 – Model M1, posuny u_y



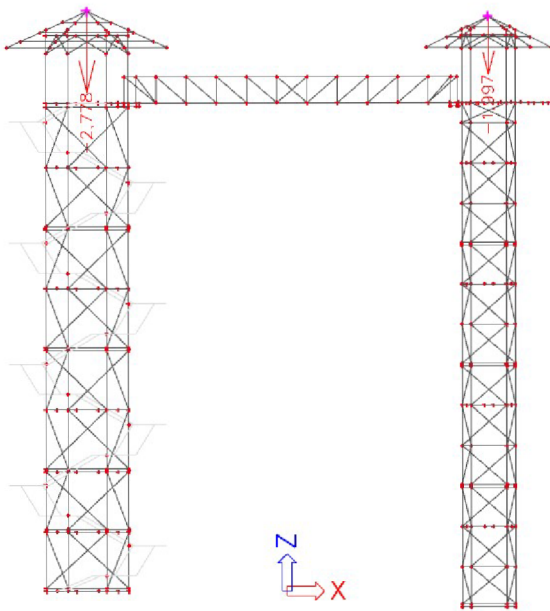
Obr. č. 103 – Model M3, posuny u_y



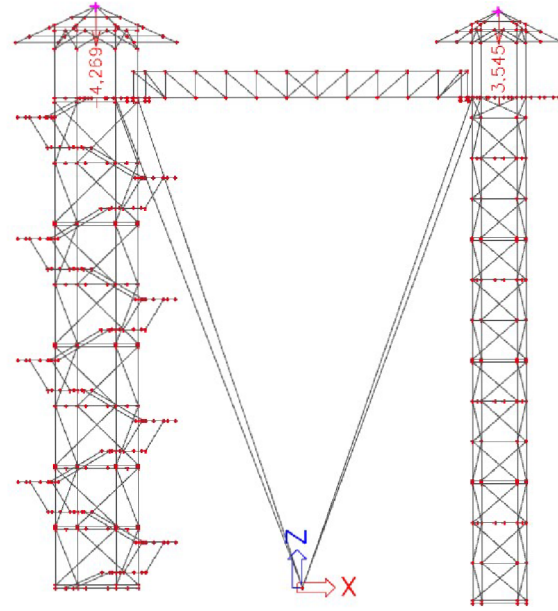
Obr. č. 104 – Model M1, posuny u_x



Obr. č. 105 – Model M3, posuny u_x

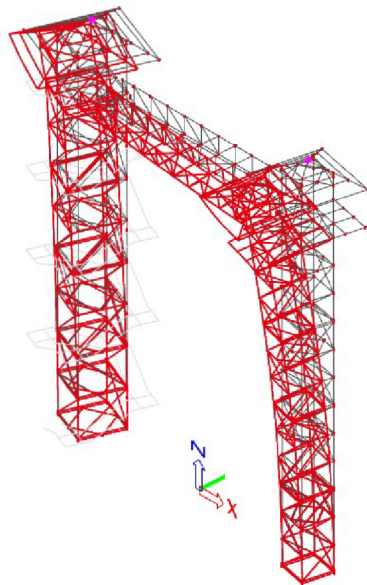


Obr. č. 106 – Model M1, posun u_z

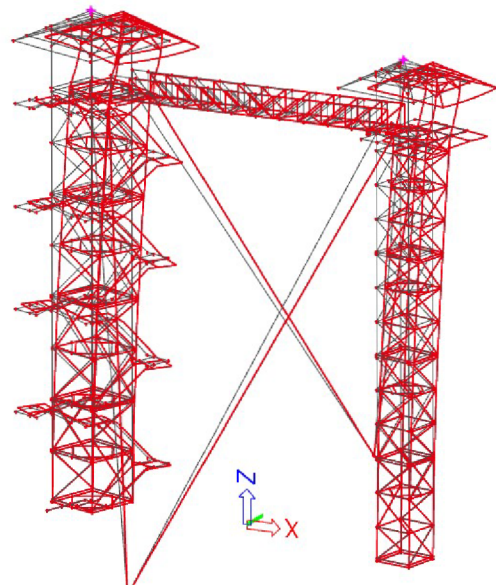


Obr. č. 107 – Model M1, posun u_z

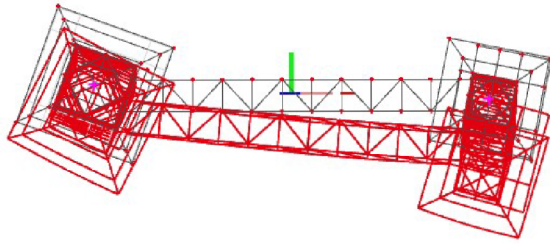
Z grafického výstupu je zřejmé, že model konstrukce M1 má výrazně větší posuny v horizontálním směru. Oproti tomu model s předpjatými táhly (M3) disponuje většími posuny ve směru vertikálním. Horizontálním posunům brání předpjatá táhla, která konstrukci „tlačí“ dolů a celkově ji stabilizují.



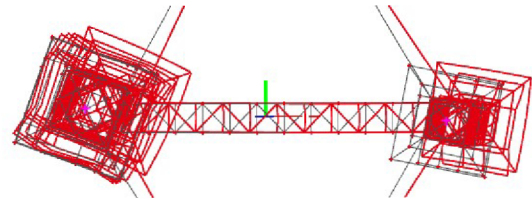
Obr. č. 108 – Model M1, 1. vlastní tvar ($f = 1,0235$ Hz)



Obr. č. 109 – Model M3, 1. vlastní tvar ($f = 1,5134$ Hz)

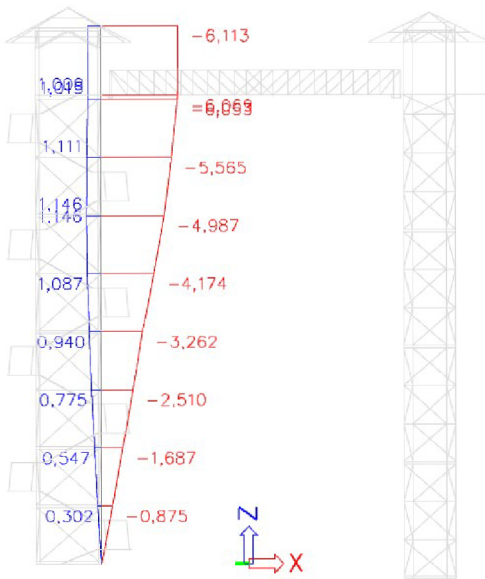


Obr. č. 110 – Model M1 (půdorys), 1. vlastní frekvence
 ($f = 1,0235 \text{ Hz}$)

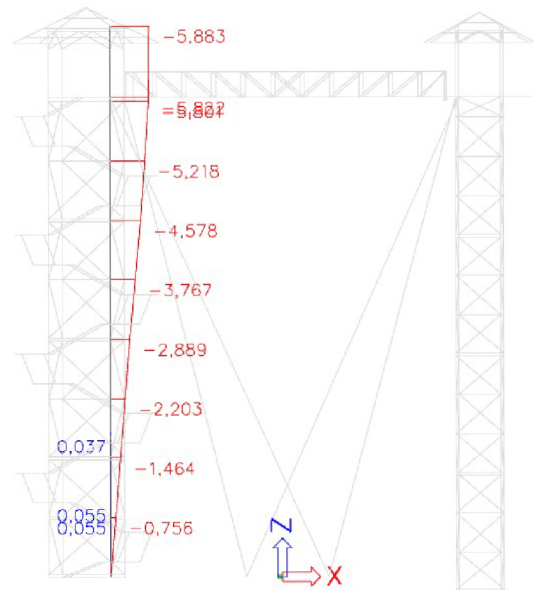


Obr. č. 111 – Model M3 (půdorys), 1. vlastní frekvence
 ($f = 1,5134 \text{ Hz}$)

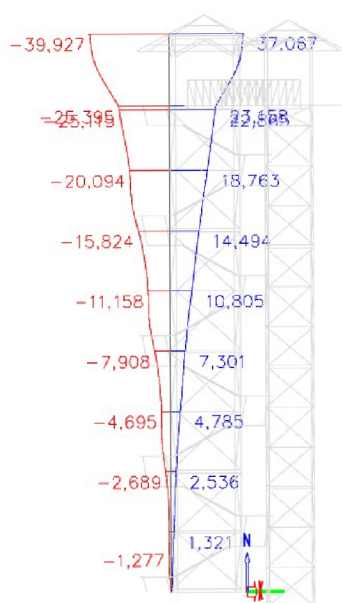
První vlastní tvary jednotlivých modelů se výrazně liší. Model M1 globálně vybočuje ve směru osy Y, kdežto u modelu M3 první vlastní tvar výrazně ovlivňují stabilizující táhla a konstrukce poté vybočuje v podélném směru.



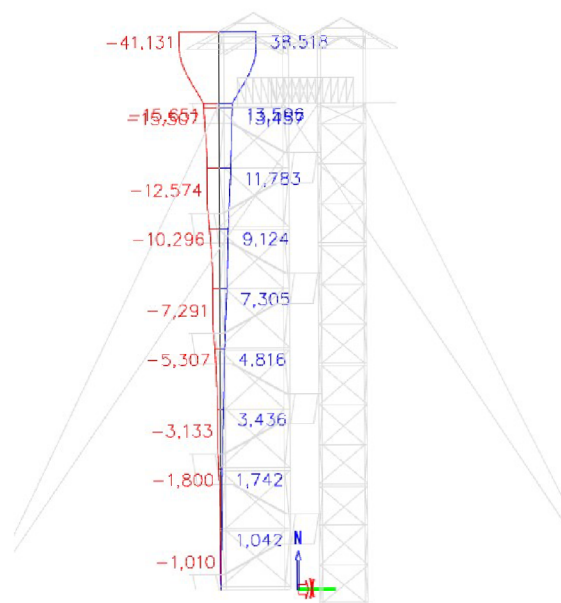
Obr. č. 112 – M1, deformace nárožníků u_x



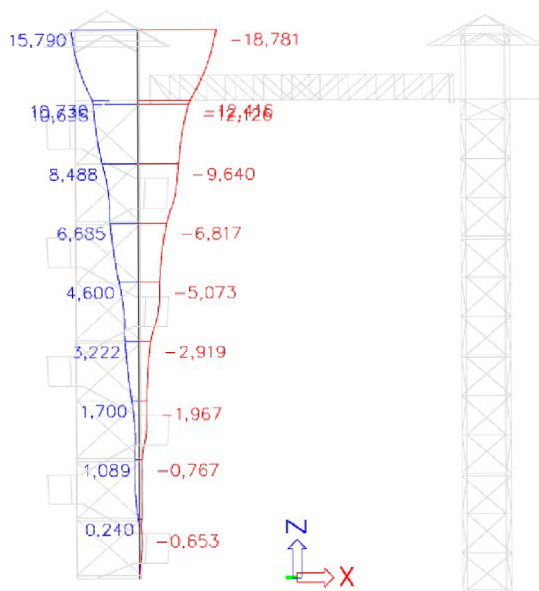
Obr. č. 113 – M3, Deformace nárožníků u_x



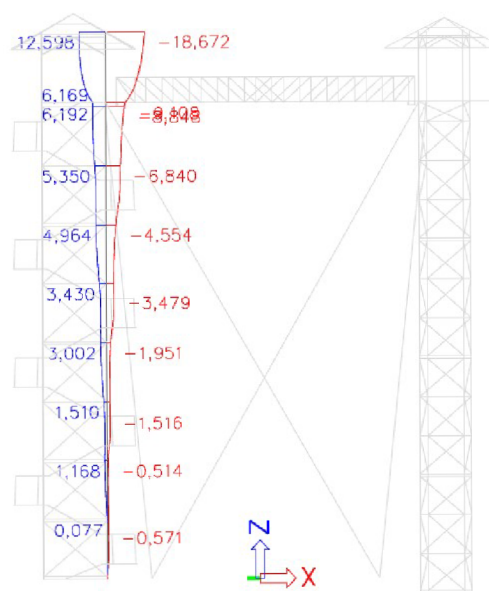
Obr. č. 114 – M1, deformace nárožníků u_y



Obr. č. 115 – M3, deformace nárožníků u_y



Obr. č. 116 – M1, deformace nárožníků u_z



Obr. č. 117 – M3, deformace nárožníků u_z

Z uvedených výstupů lze pozorovat, že táhla až do místa kotvení k nárožníkům příznivě ovlivňují jejich deformace.

16. ZÁVĚR

Ve výpočtovém programu Scia Engineer byly vytvořeny dílčí i globální výpočtové modely, které byly analyzovány z více hledisek. Za pomoci výsledků modální analýzy dílčích modelů byly určeny vlastní frekvence, které vstupovaly do výpočtů ke stanovení součinitele konstrukce $c_s c_d$ potřebného k určení zatížení větrem.

Zatížení větrem bylo spočteno na dílčí části globálního modelu, a to jak pro nenamrzlou, tak i namrzlou konstrukci. Při stanovování zatížení větrem bylo postupováno dle norem ČSN EN 1991-1-4 v kombinaci s ČSN EN 1993-3-1. Tato problematika se ukázala jako poměrně pracná, a to zejména díky řadě součinitelů, které se během výpočtu musely určit.

Navzdory předpokladům vykazovalo zatížení námrazou z hlediska statiky zanedbatelné účinky. Výskyt námrazy a extrémního větru zároveň bývá v nižších polohách málo pravděpodobný, což bylo zohledněno redukčním součinitelem pro jejich kombinaci.

Po stanovení veškerého potřebného zatížení k vyšetření globálního modelu, byla v práci provedena statická analýza na modelu skutečného provedení konstrukce (model M3). Ukázalo se, že nárožníky prvního nadzemního segmentu věže A z globálního modelu M3, nevyhoví na posouzení únosnosti dle ČSN EN 1993-1-1. Nevyhovující posudek únosnosti je způsoben zvolením oceli S235, která má horší vlastnosti než reálně použitá ocel. Bližší specifikace použité oceli nejsou známy, tudíž byl model uvažován na stranu bezpečnou, proto použití nižší třídy oceli.

Následně byla provedena statická analýza na třech globálních modelech, z nichž jeden z nich je výše zmíněný model M3 (s předpjatými táhly), zbylé dva modely jsou oproti skutečnosti modifikované. Jedná se o model M2 s táhly bez předepnutí a model M1 bez táhel. Na základě porovnání výsledků globálních modelů například vyplývá, že nárožníky konstrukce ve výpočtových modelech s táhly jsou výrazně méně namáhány tlakovou silou, která je při jejich posouzení stěžejní.



Dále byla v práci blíže popsána modální analýza jak dílčích, tak i globálních modelů. U jednoho z dílčích modelů byla softwarem udávaná vlastní frekvence ověřena ručním výpočtem na zjednodušeném modelu, přičemž se výsledky lišily jen minimálně. Dále se při porovnávání výstupů z modální analýzy na globálních modelech potvrdilo, že táhla na konstrukci výrazně ovlivňují její vlastní frekvence. V závěru práce bylo řešeno zatížení seismicitou za pomoci spektra odezvy. Analyzovány a vzájemně porovnávány byly globální modely M1 a M3.

17. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] Rozhledna Hraniční vrch. *Město Albrechtice* [online]. [cit. 2019-12-26]. Dostupné z: <https://www.mesto-albrechtice.cz/navstevnik/rozhledna-hranicni-vrch/>
- [2] FEVIA S.R.O. *Projektová dokumentace – Rozhledna Město Albrechtice: Úprava stávajících anténních věží*. Brno, 2011.
- [3] Albrechticko: Rozhledna Hraniční vrch. *Silesiatourism* [online]. [cit. 2019-12-26]. Dostupné z: <http://www.silesiatourism.com/www/cz/mesto-albrechtice/albrechticko/>
- [4] LUKÁŠEK, Michal. Rozhledna Hraniční vrch, Město Albrechtice: přestavba anténních věží na rozhlednu. *Časopis KONSTRUKCE: odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. 2012 [cit. 2019-12-26]. Dostupné z: <http://old.konstrukce.cz/clanek/rozhledna-hranicni-vrch-mesto-albrechtice-prestavba-antennich-vezi-na-rozhlednu/>
- [5] ČSN EN 1990 ED.2 (730002) *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2015
- [6] ČSN EN 1991-1-1 (730035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004
- [7] ČSN EN 1991-1-3 ED.2 (730035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2013
- [8] ČSN EN 1991-1-4 ED.2 (730035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2013
- [9] ČSN EN 1993-3-1 (731431) *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 3-1: Stožáry a komíny – Stožáry*. Praha: Český normalizační institut, 2008
- [10] ČSN ISO 12494 (730034) *Zatížení konstrukcí námrazou*. Praha: Český normalizační institut, 2018
- [11] KOMÁRKOVÁ, Petra. *Účinky větru na příhradové výškové konstrukce*. Brno, 2013: Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně. Vedoucí práce Aleš Nevařil.
- [12] Tension systems. *Táhla Macalloy* [online]. Praha [cit. 2019-12-26]. Dostupné z: <https://www.tension.cz/produkty/tahla-macalloy>



- [13] ČSN EN 1993-1-1 (731401) *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2007
- [14] ČSN EN 1998-1 (730036) *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006

18. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. č. 1 – Původní konstrukce anténních věží [1]	11
Obr. č. 2 – Nová konstrukce rozhledny [1]	12
Obr. č. 3 – Vež A se schodištěm [1]	13
Obr. č. 4 – Vež B [1]	13
Obr. č. 5 – Lávka [4]	14
Obr. č. 6 – Montáž střechy věže B [1]	15
Obr. č. 7 – Kotvení táhel [1]	15
Obr. č. 8 – Axonometrický pohled	16
Obr. č. 9 – Půdorysný pohled	17
Obr. č. 10 – Zatížení od konstrukčních vrstev střešní konstrukce	21
Obr. č. 11 – Ostatní stálé zatížení vyhlídek	22
Obr. č. 12 – Ostatní stálé zatížení lávky	22
Obr. č. 13 – Schodnice na výstupním rameni	23
Obr. č. 14 – Schodnice na nástupním rameni	23
Obr. č. 15 – Běžná schodnice	23
Obr. č. 16 – Působení vodorovného užitého zatížení	25
Obr. č. 17 – Mapa sněhových oblastí na území České republiky [7]	26
Obr. č. 18 – Plné zatížení sněhem na konstrukci	27
Obr. č. 19 – Schéma zatížení sněhem – a) plné, b) poloviční při působení větru	27
Obr. č. 20 – Mapa větrných oblastí na území České republiky [8]	31
Obr. č. 21 – Zvýšení rychlosti větru způsobené orografií [8]	31
Obr. č. 22 – Referenční výška z_e a odpovídající profil dynamického tlaku [8]	33
Obr. č. 23 – Sekce a panely [9]	34
Obr. č. 24 – Znázornění úhlu θ [9]	35
Obr. č. 25 – Definice součinitele plnosti φ [8]	36
Obr. č. 26 – Graf k vysvětlení součinitele K_θ	38
Obr. č. 27 – Obecné tvary konstrukcí, stanovení referenční výšky [8]	40
Obr. č. 28 – Geometrické parametry konstrukcí [8]	42
Obr. č. 29 – Legenda pro volně stojící stěny a zděná zábradlí [8]	50
Obr. č. 30 – Legenda ke stanovení referenční výšky [8]	51
Obr. č. 31 – Vysvětlení k uvážené referenční výšce $z_e=h$ [8]	53
Obr. č. 32 – Modifikace dělení oblastí pro řešenou konstrukci	53
Obr. č. 33 – Rozdělení oblastí sedlových střech dle normy [8]	53
Obr. č. 34 – Typická variabilita velikosti námrazy s výškou H nad terénem [10]	56
Obr. č. 35 – Model ledovky [10]	58
Obr. č. 36 – Model narůstání námrazy [10]	59
Obr. č. 37 – Výpočet pro šikmé prvky (válcového tvaru) [10]	61



Obr. č. 38 – Mapa tříd námraz na území ČR [10]	63
Obr. č. 39 – Přidělení modelu námrazy	64
Obr. č. 40 – Namáhání táhel bez předepnutí.....	71
Obr. č. 41 – Namáhání předepnutých táhel.....	72
Obr. č. 42 – Posuzované prvky (M3).....	76
Obr. č. 43 – Sledovaná část konstrukce.....	79
Obr. č. 44 – Normálové síly při kombinaci K6 (zleva: M1, M2, M3).....	79
Obr. č. 45 – Sledovaná část konstrukce.....	81
Obr. č. 46 Normálové síly při kombinaci K6 (zleva: M1, M2, M3)	82
Obr. č. 47 – Jednotkový posudek šikmých ztužidel (M1)	84
Obr. č. 49 – Nejvíce namáhané šikmé ztužidlo	84
Obr. č. 48 – Jednotkový posudek šikmých ztužidel (M2)	84
Obr. č. 50 – Jednotkový posudek šikmých ztužidel (M3)	85
Obr. č. 51 – Normálová síla v HP (M1)	85
Obr. č. 52 – Ekvivalentní napětí v HP (M1).....	85
Obr. č. 53 – Normálová síla v DP (M1)	86
Obr. č. 54 – Ekvivalentní napětí v DP (M1).....	86
Obr. č. 55 – Normálová síla v HP (M2)	86
Obr. č. 56 – Ekvivalentní napětí v HP (M2).....	86
Obr. č. 57 – Normálová síla v DP (M2)	86
Obr. č. 58 – Ekvivalentní napětí v DP (M2).....	86
Obr. č. 59 – Normálová síla v HP (M3)	87
Obr. č. 60 – Ekvivalentní napětí v HP (M3).....	87
Obr. č. 61 – Normálová síla v DP (M3)	87
Obr. č. 62 – Ekvivalentní napětí v DP (M3).....	87
Obr. č. 63 – Ekvivalentní napětí v diagonálách (M1).....	88
Obr. č. 64 – Ekvivalentní napětí v diagonálách (M2).....	88
Obr. č. 65 – Ekvivalentní napětí v diagonálách (M3).....	88
Obr. č. 66 – Ekvivalentní napětí ve svislicích (M1).....	88
Obr. č. 67 – Ekvivalentní napětí ve svislicích (M2).....	89
Obr. č. 68 – Ekvivalentní napětí ve svislicích (M3).....	89
Obr. č. 69 – Vlastní tvary kmitu ve směru osy y ($f_1 = 1,5301$ Hz, $f_2 = 3,1914$ Hz)	91
Obr. č. 70 - Vlastní tvary kmitu věže B ve směru osy y ($f_1=1,4147$ Hz, $f_2=3,6420$ Hz).....	92
Obr. č. 71 – Schéma pro ruční výpočet.....	93
Obr. č. 72 – Model M1, KM 1, $f = 1,341$ Hz.....	95
Obr. č. 73 - Model M3, KM 1, $f = 1,869$ Hz	95
Obr. č. 74 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 1,341$ Hz	95
Obr. č. 75 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 1,869$	95
Obr. č. 76 – Model M1, KM 1, $f = 1,474$ Hz.....	96



Obr. č. 77 - Model M3, KM 1, $f = 2,028$ Hz	96
Obr. č. 78 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 1,474$ Hz	96
Obr. č. 79 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 2,028$ Hz	96
Obr. č. 80 - Model M1, KM 1, $f = 1,557$ Hz	97
Obr. č. 81 - Model M3, KM 1, $f = 2,113$ Hz	97
Obr. č. 82 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 1,557$ Hz	97
Obr. č. 83 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 2,113$ Hz	97
Obr. č. 84 - Model M1, KM 1, $f = 2,916$ Hz.....	98
Obr. č. 85 - Model M3, KM 1, $f = 3,505$ Hz.....	98
Obr. č. 86 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 2,916$ Hz.....	98
Obr. č. 87 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 3,505$ Hz.....	98
Obr. č. 88 - Model M1, KM 1, $f = 4,150$ Hz.....	99
Obr. č. 89 - Model M3, KM 1, $f = 4,147$ Hz.....	99
Obr. č. 90 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 4,150$ Hz.....	99
Obr. č. 91 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 4,147$ Hz.....	99
Obr. č. 92 - Model M1, KM 1, $f = 8,484$ Hz.....	100
Obr. č. 93 - Model M3, KM 1, $f = 8,510$ Hz.....	100
Obr. č. 94 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 8,484$ Hz.....	100
Obr. č. 95 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 8,510$ Hz.....	100
Obr. č. 96 - Model M1 (půdorys), KM 1, $f = 10,870$ Hz	100
Obr. č. 97 - Model M3 (půdorys), KM 1, $f = 10,927$ Hz	100
Obr. č. 98 - Mapa seismických oblastí České republiky [14]	102
Obr. č. 99 - Tvar spektra pružné odezvy [14]	104
Obr. č. 100 - Návrhové spektrum odezvy	106
Obr. č. 101 - Kombinace účinků seismicity.....	106
Obr. č. 102 - Model M1, posuny u_y	108
Obr. č. 103 - Model M3, posuny u_y	108
Obr. č. 104 - Model M1, posuny u_x	108
Obr. č. 105 - Model M3, posuny u_x	108
Obr. č. 106 - Model M1, posun u_z	109
Obr. č. 107 - Model M1, posun u_z	109
Obr. č. 108 - Model M1, 1. vlastní tvar ($f = 1,0235$ Hz).....	109
Obr. č. 109 - Model M3, 1. vlastní tvar ($f = 1,5134$ Hz).....	109
Obr. č. 110 - Model M1 (půdorys), 1. vlastní frekvence ($f = 1,0235$ Hz).....	110
Obr. č. 111 - Model M3 (půdorys), 1. vlastní frekvence ($f = 1,5134$ Hz).....	110
Obr. č. 112 - M1, deformace nárožníků u_x	110
Obr. č. 113 - M3, Deformace nárožníků u_x	110
Obr. č. 114 - M1, deformace nárožníků u_y	111
Obr. č. 115 - M3, deformace nárožníků u_y	111



Obr. č. 116 – M1, deformace nárožníků u_z	111
Obr. č. 117 – M3, deformace nárožníků u_z	111



19. SEZNAM TABULEK

Tabulka 1 – Výpis použitých prvků a průřezů věže A	17
Tabulka 2 – Výpis použitých prvků a průřezů věže B	18
Tabulka 3 – Výpis použitých prvků a průřezů lávky	19
Tabulka 4 – Výpis použitých prvků a průřezů schodiště	19
Tabulka 5 – Zatížení od konstrukčních vrstev střešní konstrukce.....	20
Tabulka 6 – Ostatní stálé zatížení vyhlídkových plošin	21
Tabulka 7 – Ostatní stálé zatížení působící na konstrukci lávky	22
Tabulka 8 – Zatížení od zábradlí.....	23
Tabulka 9 – Zatížení od podest působící na 1 schodnici	24
Tabulka 10 – Zatížení od schodišťových stupňů na 1 schodnici.....	24
Tabulka 11- Užitné zatížení.....	24
Tabulka 12 – Tvarové součinitele [7]	26
Tabulka 13 – Výpočet zatížení sněhem.....	26
Tabulka 14 – Kategorie terénů a jejich parametry [8]	30
Tabulka 15 – Vstupní data	32
Tabulka 16 – Velikost sklonu pro orografii.....	32
Tabulka 17 – Věž A, rychlost a max. dynamický tlak větru (vítr kolmo k látce).....	33
Tabulka 18 – Věž A, součinitele plnosti (vítr kolmo k látce).....	37
Tabulka 19 – Věž A, Reynoldsova čísla válcových prvků (vítr kolmo k látce).....	37
Tabulka 20 – Věž A, vstupní hodnoty pro součinitele síly (vítr kolmo k látce)	38
Tabulka 21 – Věž A, součinitele síly (vítr kolmo k látce)	39
Tabulka 22 – Věž A, ekvivalentní hmotnost (vítr kolmo k látce).....	44
Tabulka 23 – Věž A, součinitel konstrukce (vítr kolmo k látce).....	45
Tabulka 24 – Věž A, ověření použití ekvivalentní statické metody (vítr kolmo k látce)	47
Tabulka 25 – Věž A, síly od větru na nárožníky (vítr kolmo k látce)	47
Tabulka 26 – Věž A, síly od větru na šikmá ztužidla (vítr kolmo k látce).....	48
Tabulka 27 – Věž A, síly od větru na vodorovná ztužidla (vítr kolmo k látce).....	48
Tabulka 28 – Schodiště, rychlost a max. dynamický tlak větru (vítr kolmo k látce).....	49
Tabulka 29 – Schodiště, rychlost a max. dynamický tlak větru (vítr ve směru lávky)	49
Tabulka 30 – Doporučené hodnoty součinitelů tlaku $c_{p,net}$ pro volně stojící stěny [8].....	49
Tabulka 31 – Schodiště, výpočet součinitele tlaku $c_{p,net}$	50
Tabulka 32 – Schodiště, síly od větru.....	51
Tabulka 33 – Lávka a plošiny, rychlost a max. dynamický tlak větru	52
Tabulka 34 -Lávka a plošiny, síly od větru	52
Tabulka 35 – Střecha věže A, součinitel plnosti	53
Tabulka 36 – Střecha věže A, rychlost a max. dynamický tlak větru	54
Tabulka 37 – Střecha věže A, součinitel celkové síly a výsledného tlaku.....	54



Tabulka 38 – Střecha věže A, tlaky působící na jednotlivé oblasti.....	54
Tabulka 39 – Střecha věže B, součinitel plnosti	55
Tabulka 40 – Střecha věže B, rychlost a max. dynamický tlak větru	55
Tabulka 41 – Střecha věže B, součinitel celkové síly a výsledného tlaku	55
Tabulka 42 – Střecha věže B, tlaky působící na jednotlivé oblasti.....	55
Tabulka 43 – Typické vlastnosti námrazy [10]	57
Tabulka 44 – Třídy ledovky (ICG) [10].....	58
Tabulka 45 – Třídy námraz (ICR) [10]	59
Tabulka 46 – Součinitele $c_{p,ice}$ pro ledovku na tyčích [10].....	62
Tabulka 47 – Součinitele $c_{p,ice}$ pro tyče s námrazou [10]	62
Tabulka 48 – Věž A, rozměry námrazy pro nárožníky	64
Tabulka 49 – Věž A, rozměry námrazy pro šikmá ztužidla.....	65
Tabulka 50 – Věž A, rozměry námrazy pro vodorovná ztužidla	65
Tabulka 51 – Věž A, výpočet ekvivalentní hmotnosti (vl. tíha + námraza při větru kolmo k lávce)	66
Tabulka 52 – Věž A, součinitel konstrukce (námraza při větru kolmo k lávce).....	66
Tabulka 53 – Věž A, síly od větru při působení námrazy (vítr kolmo k lávce).....	66
Tabulka 54 – Lávka, výpočet hmotnosti námrazy.....	67
Tabulka 55 – Plošiny věží, výpočet hmotnosti námrazy.....	68
Tabulka 56 – Přehled zatěžovacích stavů	68
Tabulka 57 – Kombinační součinitele	69
Tabulka 58 – Zásady pro kombinace zatížení větrem a námrazou [10]	70
Tabulka 59 – Materiálové charakteristiky táhel	71
Tabulka 60 – Procentuální využití táhel bez předepnutí; předpínací síla	72
Tabulka 61 – MSÚ, nárožníky věže A	77
Tabulka 62 – MSÚ, nárožníky věže B	77
Tabulka 63 – MSÚ, šikmá ztužidla.....	78
Tabulka 64 – MSÚ, vodorovná ztužidla.....	78
Tabulka 65 – MSÚ, hřebenové vaznice	78
Tabulka 66 – MSÚ, běžné vaznice	78
Tabulka 67 – Nárožník věže A (M1)l.....	80
Tabulka 68 – Nárožník věže A (M2).....	80
Tabulka 69 – Nárožník věže A (M3).....	81
Tabulka 70 – Nárožník věže B (M1).....	82
Tabulka 71 – Nárožník věže B (M2).....	83
Tabulka 72 – Nárožník věže B (M3).....	83
Tabulka 73 – Vnitřní síly nejvíce namáhaného ztužidla	85
Tabulka 74 - Výstup modální analýzy věže A (vlastní tíha).....	91
Tabulka 75 – Výstup modální analýzy pro věž A (vl. tíha + námraza).....	91



Tabulka 76 – Výstup modální analýzy pro věž B (vlastní tíha)	92
Tabulka 77 – Výstup modální analýzy pro věž B (vl. tíha + námraza).....	92
Tabulka 78 – Typy základových půd [14].....	104
Tabulka 79 – Hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy typu 1 [14]	105
Tabulka 80 – Třídy významu pozemních staveb [14]	105
Tabulka 81 – Součinitel významu [14]	105
Tabulka 82 – Přehled významných vlastních frekvencí a vykmitané hmoty	107