



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Zastřešení haly letiště Cheb

Roof of the Cheb airport

Diplomová práce

Vypracovala: Bc. Simona Pěchoučková

Vedoucí diplomové práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2019



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pěchoučková Jméno: Simona Osobní číslo: 424389
Zadávající katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: (N3607) Stavební inženýrství
Studijní obor: (3607T009) Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Zatřešení haly letiště Cheb
Název diplomové práce anglicky: Roof of the Cheb airport

Pokyny pro vypracování:

Diplomová práce bude členěna do základních částí:

- řešerše variantního řešení zastřešení
- předběžný návrh zastřešení pomocí skořepinové konstrukce
- statické a konstrukční zpracování návrhu

Seznam doporučené literatury:

Navrátil, J.: Předpjaté betonové konstrukce

Šubrt, L.: Teorie desek a skořepin

Zich, M.: Plošné betonové konstrukce

Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 5/10/2018

Termín odevzdání diplomové práce: 6/1/2019

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

M. Pěchoučková
Podpis vedoucího práce

M. Foglar
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

5.10.2018

Datum převzetí zadání

Pěchoučková

Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá kompletním návrhem zastřešení letištní haly střechou ve tvaru hyperbolického paraboloidu. Návrh postupuje systematicky od teorie skořepin a matematického popisu, na jehož základě byly odvozeny a vypočteny rovnice pro řešení zjednodušeného tvaru skořepiny. Pro finální model byla nejprve komplexně řešena skladba konstrukce, pomocí které byla odvozena tloušťka celé skořepiny. Dále byla definována jednotlivá zatížení a posuzován vliv uložení konstrukce na nosné sloupy. Ze zvolených variant byla vybrána ta nejvhodnější a upravena do finální podoby, aby odpovídala požadavkům daným normami ČSN a materiálovými vlastnostmi. Jako poslední krok byla dopodrobna řešena výstavbová část včetně výběru vhodných průmyslových výstavbových a kotvicích prvků a vyšetřeny výsledné vlastnosti konstrukce na začátku a na konci životnosti.

Klíčová slova

Letištní hala, skořepina, hyperbolický paraboloid, primární předpětí, sekundární předpětí, fáze výstavby, konstrukční řešení

Abstract

The diploma thesis is focused on the complete design of the roofing of airport hall and the roof has a hyperbolic paraboloid shape. The design is systematically organized, starting with the shell theory and mathematical background which is used to the evaluation of equations solving simplified shell shape. The first step of the final model calculation deals with the composition of the construction which is used to the shell height calculation. The nominal loads are defined in next step and the influence of roof-columns-mounting is discussed. The most proper combination is chosen and modified to the final form to fulfill requirements given by the material properties and ČSN standards. Then the construction phases are deeply discussed including proper industrial constructing parts and prestressing anchors and properties of the construction in the beginning and in the end of lifetime are evaluated in the last part of the thesis.

Keywords

Airport hall, shell, hyperbolic paraboloid, primary prestressing, secondary prestressing, construction phases, construction solution

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Praze dne 6.1.2019

.....

Simona Pěchoučková

Poděkování

Ráda bych na tomto místě poděkovala vedoucímu své diplomové práce panu Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za vedení, cenné rady, energii a čas, který mně a mé práci věnoval.

.....

Simona Pěchoučková

Obsah

OBSAH	13
1 HALOVÉ STAVBY	16
1.1 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY HALOVÝCH STAVEB.....	16
1.1.1 <i>Ohýbané konstrukční systémy</i>	17
1.1.2 <i>Převážně tlačené konstrukční systémy</i>	18
1.1.3 <i>Převážně tažené konstrukční systémy</i>	20
1.2 PŘÍKLADY JEDNOTLIVÝCH KONSTRUKCÍ	22
1.2.1 <i>Terminál na mezinárodním letišti Dulles ve Washingtonu, D.C., USA</i>	22
1.2.2 <i>Tréninkové centrum Univerzity aplikovaných věd FHNW v Brugg</i>	23
1.2.3 <i>Čínský národní stadion</i>	25
1.2.4 <i>Zimní stadion Chomutov</i>	26
1.2.5 <i>Olympijský stadion „Saddledome“ v Calgary, Kanada</i>	27
1.2.6 <i>Hala Friedricha Eberta v Ludwigshafenu v Německu</i>	28
2 VARIANTY ZASTŘEŠENÍ HALY	30
2.1 PŘEDPJATÝ VAZNÝ TRÁM	30
2.2 MEMBRÁNOVÁ KONSTRUKCE	32
2.3 HYPERBOLICKÝ PARABOLOID	35
2.4 VÝBĚR FINÁLNÍ VARIANTY	36
3 SKOŘEPINY	37
3.1 DEFINICE SKOŘEPINY	37
3.2 DĚLENÍ SKOŘEPIN	37
3.2.1 <i>Skořepiny tlustostěnné</i>	38
3.2.2 <i>Skořepiny střední tloušťky</i>	38
3.2.3 <i>Skořepiny tenkostěnné</i>	38
3.2.4 <i>Nelineární tenkostěnné skořepiny</i>	39
3.2.5 <i>Membrány</i>	39
3.3 TEORIE A NÁVRH SKOŘEPIN.....	39
3.3.1 <i>Ohybová teorie skořepin</i>	40
3.3.2 <i>Membránová teorie skořepin</i>	45
3.3.3 <i>Porovnání membránové a ohybové teorie</i>	46
3.3.4 <i>Oblast použitelnosti membránové teorie</i>	46
3.3.5 <i>Podpěření a okrajové podmínky</i>	47
3.3.6 <i>Problematika dimenzování</i>	47
3.4 TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ.....	48
4 HYPERBOLICKÝ PARABOLOID	50
4.1 OBECNÉ ZADÁNÍ ÚLOHY	51
4.2 MATEMATICKÝ POPIS	52
4.2.1 <i>Vliv jednotlivých parametrů</i>	53
5 TVORBA MODELU	57
5.1 ANALYTICKÝ VÝPOČET	57
5.1.1 <i>Metoda sítí</i>	62

5.2	OVĚŘENÍ POMOCÍ ZJEDNODUŠENÉHO DESKOVÉHO MODELU.....	70
5.3	MODELACE SKOŘEPINY V PROGRAMU SCIA ENGINEER	72
5.4	POROVNÁNÍ JEDNOTLIVÝCH MODELŮ	74
5.5	TVORBA FINÁLNÍHO MODELU.....	75
6	SKLADBA KONSTRUKCÍ	77
6.1	SKLADBA KONSTRUKCE STŘECHY	77
6.2	SKLADBA OPLÁŠTĚNÍ OBJEKTU.....	77
7	MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI	78
7.1	BETON	78
7.2	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ.....	78
7.3	PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ.....	79
8	ZATÍŽENÍ	80
8.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	80
8.1.1	<i>Vlastní tíha.....</i>	<i>80</i>
8.1.2	<i>Ostatní stálé zatížení</i>	<i>80</i>
8.2	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	80
8.2.1	<i>Užitné zatížení</i>	<i>80</i>
8.2.2	<i>Zatížení sněhem [21]</i>	<i>81</i>
8.2.3	<i>Zatížení větrem [22].....</i>	<i>82</i>
8.2.4	<i>Zatížení teplotou [23]</i>	<i>89</i>
8.3	MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ	90
9	KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	91
10	NÁVRH KONSTRUKCE.....	92
10.1	KRYCÍ VRSTVA.....	92
10.1.1	<i>Předpínací výztuž</i>	<i>92</i>
10.1.2	<i>Betonářská výztuž.....</i>	<i>92</i>
10.2	ULOŽENÍ PRSTENCE NA SLOUPY	93
10.2.1	<i>Skořepina/membrána</i>	<i>93</i>
10.2.2	<i>Obvodový prstenec</i>	<i>95</i>
10.2.3	<i>Sloupy</i>	<i>98</i>
10.3	NAPĚTÍ VE SKOŘEPINĚ	105
10.3.1	<i>Obvodový prstenec</i>	<i>105</i>
10.3.2	<i>Sloupy</i>	<i>111</i>
10.3.3	<i>Předpětí.....</i>	<i>113</i>
11	VÝSTAVBA	120
11.1	PRVNÍ FÁZE	121
11.2	DRUHÁ FÁZE.....	121
11.3	TŘETÍ FÁZE	127
11.4	ČTVRTÁ FÁZE	128
11.5	PÁTÁ FÁZE	128
11.6	ŠESTÁ FÁZE	129
11.7	SEDMÁ FÁZE.....	129
11.8	SHRNUTÍ VÝSTAVBY.....	129

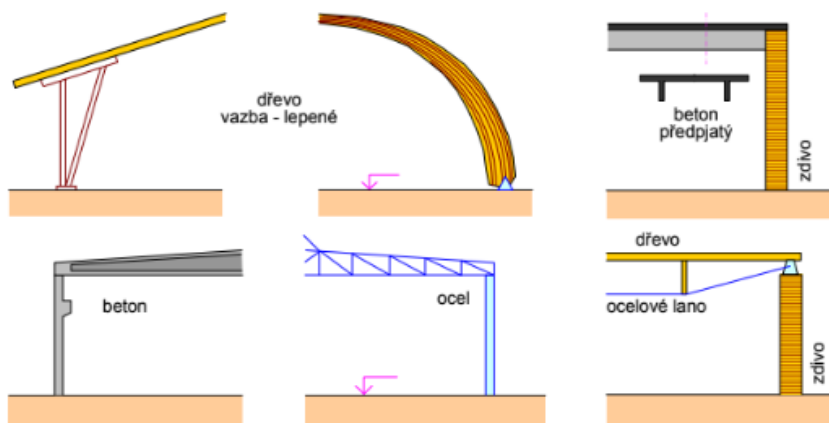
12	POSOUZENÍ HLAVNÍCH KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ	130
12.1	NÁVRH LOŽISKA	130
12.2	POSOUZENÍ SLOUPŮ	134
12.2.1	<i>Přehled vnitřních sil v jednotlivých fázích</i>	<i>134</i>
12.2.2	<i>Konstrukční zásady</i>	<i>138</i>
12.2.3	<i>Omezení napětí</i>	<i>138</i>
12.2.4	<i>Šířka trhlin</i>	<i>140</i>
12.3	POSOUZENÍ OBVODOVÉHO PRSTENCE.....	142
12.3.1	<i>Přehled vnitřních sil v jednotlivých fázích</i>	<i>142</i>
12.3.2	<i>Konstrukční zásady</i>	<i>145</i>
12.3.3	<i>Omezení napětí</i>	<i>146</i>
12.3.4	<i>Šířka trhlin</i>	<i>147</i>
12.4	POSOUZENÍ MEMBRÁNY, SKOŘEPINY	147
12.4.1	<i>Ztráty předpětí</i>	<i>148</i>
12.4.2	<i>Začátek životnosti.....</i>	<i>158</i>
12.4.3	<i>Shrnutí působení skořepiny ve fázi uvedení do provozu</i>	<i>163</i>
12.4.4	<i>Konec životnosti.....</i>	<i>164</i>
12.4.5	<i>Shrnutí působení skořepiny ve fázi konce životnosti</i>	<i>170</i>
12.4.6	<i>Shrnutí kapitoly</i>	<i>170</i>
13	KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ	171
13.1	ODVODNĚNÍ	171
13.2	SCHÉMA PŘEDPÍNÁNÍ SEKUNDÁRNÍCH KABELŮ	171
13.3	OBVODOVÝ PRSTENEC.....	172
14	ZÁVĚR.....	174
15	SEZNAM OBRÁZKŮ	176
16	SEZNAM TABULEK	181
17	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A INFORMAČNÍCH ZDROJŮ	182

1 Halové stavby

Halové objekty jsou v dnešní době využívány nejen jako výrobní a skladovací prostory, ale také jako kulturní místa; například kina, výstavní pavilony nebo shromažďovací sály. Dalším častým využitím jsou víceúčelové a sportovní haly, zastřešení tribun stadionů, plavecké bazény, ale svoje využití si najdou i v oboru dopravy jako nádražní haly, kryté doky, autobusové a automobilové garáže a hangáry.

Konstrukce haly se může dělit na obalovou funkci a nosnou funkci. Obalová funkce slouží k zabezpečení požadovaného vnitřního prostředí a její prvky jsou střešní plášť, obvodový plášť a hydroizolační systém spodní stavby. Nosná funkce přenáší statické a dynamické účinky klimatických zatížení, vlastní tíhu obalových a nosných konstrukcí, užitná a provozní zatížení.

V dnešní době máme hned několik materiálu, které jsou pro halové objekty vhodné. Vhodnost materiálu se ale volí podle charakteru namáhání nosných prvků (tlak, tah, ohyb, smyk), dalším kritériem je objemová hmotnost a v neposlední řadě cena materiálu. Je proto možné si vybrat z následujících možností, viz Obr. 1.



Obr. 1 Materiálové varianty halové stavby [1]

1.1 Konstrukční systémy halových staveb

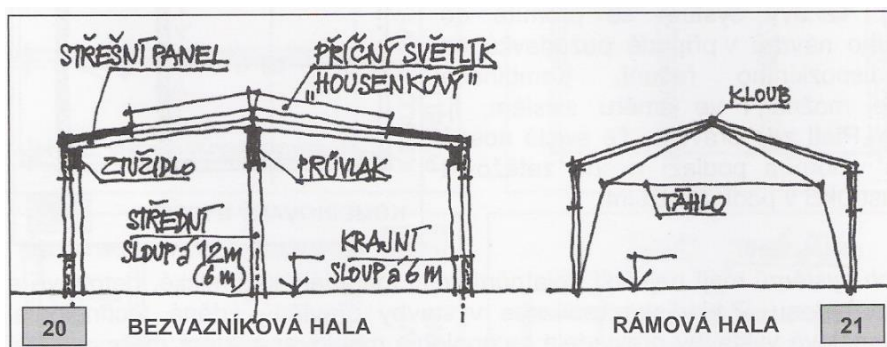
Tato kapitola je věnována rozdělení halových staveb z hlediska konstrukčního systému. Každý konstrukční systém má své výhody i nevýhody. Konstrukční systém se dělí na ohýbaný, převážně tlačný a převážně tažený systém.

1.1.1 Ohýbané konstrukční systémy

Ohýbané konstrukce mají výhodu v jednoduchosti tvaru, díky kterému je možné lépe využít vnitřní prostor a opěrná konstrukce není namáhaná vodorovnou silou.

Hlavním prvkem přenášejícím v ohybovém konstrukčním systému svislé zatížení je prostě uložený nebo vetknutý nosník. Pokud se v konstrukci nachází prostě uložený nosník, na opěrné konstrukci je ohybové namáhání nejvíce přenášeno uprostřed rozpětí. Únosnost závisí na průřezovém modulu nosníku a dovoleném namáhání materiálu. V případě vetknutí je možné mluvit o rámové konstrukci. V místě styku nosníkové konstrukce se svislou konstrukcí je ohybový moment, který se z nosníkové konstrukce přenáší i na svislou konstrukci. Díky možnosti přenášení ohybového momentu i na opěrnou konstrukci se snižují ohybové momenty na nosníkové konstrukci.

Ohýbané systémy se proto dělí ještě na deskové soustavy, vazníkové soustavy a rámové soustavy.



Obr. 2 Bezvazníková a rámová hala [2]

Deskové soustavy jsou betonové bezvazníkové, které mohou být řešeny vyztuženými žebry, zalamovanými lomenicovými deskami, zvlněnými skořepinovými dílci, nebo různé komůrkové tenkostěnné průřezy. Další možností je příhradová desková konstrukce a to buď z rovinných příhradových nosníků, nebo s prostorovým uspořádáním.

Vazníkové soustavy se liší podle tvaru na přímopasové, pultové, sedlové, lomené nebo obloukové. Na střešní vazníky můžou být rovnou pokládány plošné střešní prvky, poté hovoříme o bezvazníkovém systému, nebo použijeme-li střešní vaznice, které nesou střešní plášť, mluvíme o vaznicovém systému.



Obr. 3 Vazníková hala [2]

Soustavy s betonovými vazníky se zpravidla navrhují z předem předpjatého prefabrikovaného železobetonu. Vazníky mají velkou životnost a nevyžadují výraznou údržbu. Plné vazníky jsou výrobně jednodušší, ale používají se pro menší rozpory a to od 12 do 24 m. Na rozdíl od nich příhradové vazníky, které jsou již pracnější a vyžadují větší konstrukční výšku, se používají pro větší rozpory a to od 18 do 36m.

S častým materiálem, se kterým se u halových staveb potkáme, je ocel. Plnostěnné vazníky složené se používají pro rozpětí 12 - 15m a příhradové vazníky rovinné 15 - 30m. Nesmíme ani zapomenout na vazníky dřevěné, ale ty se používají pro menší rozpětí. Případně může být použita jiná kombinace těchto materiálů.

Betonové rámové soustavy se realizují jako monolitické, nebo prefabrikované. Pro celomontované rámové soustavy se užívají subtilní prutové dílce z betonů vysoké pevnosti, skořepinové a lomenicové rámové prvky. Tuhého spojení rámové příčle a stojky se v monolitické konstrukci docílí vhodným uspořádáním výztuže rámového rohu, případně použitím šroubovaných nebo svařovaných stykových desek.

Opět u rámových soustav se můžeme setkat i s ocelovou, nebo dřevěnou konstrukcí.

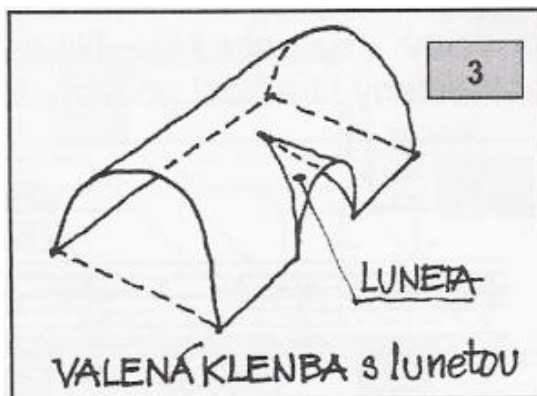
1.1.2 Převážně tlačené konstrukční systémy

O tlačných konstrukcích je možné říct, že v porovnání s ohybovými konstrukcemi mají větší únosnost, proto je možnost použít konstrukci na větší rozpětí; další výhodou je daleko architektonicky zajímavější tvar konstrukce. Konstrukce se vyznačují tvarovou stálostí, vnitřní prostor je v porovnání s taženou konstrukcí lépe využitelný. Na rozdíl od

zavěšených konstrukcí se nemusí řešit problém odvodnění a opěrná konstrukce je namáhána tlakovými silami směřujícími k základové spáře.

Pokud je tvar konstrukce navržen ve tvaru tlakové čáry působícího zatížení, je možné potom říct, že je konstrukce tlačena. Jelikož ale na konstrukci nepůsobí stále stejné zatížení, musí být část zatížení přenášena ohybovým momentem, proto je konstrukce převážně tlačena.

Obloukové soustavy jsou dimenzovány na vzpěrný tlak v kombinaci s ohybem. Vybočení v rovině oblouku brání tuhosti průřezu konstrukce, z roviny oblouku tuhost střešní tabule i vlastní ohybová tuhost. Podle zvoleného způsobu uložení je možné ovlivnit chování konstrukce; pokud bude vetknutý oblouk, bude průřez lépe staticky využitý, pokud bude dvoukloubový oblouk, bude konstrukce méně namáhána objemovými změnami a sedáním podpor, případně použitím trojkloubového oblouku zcela vyloučíme vliv objemových změn a pokles podpor.



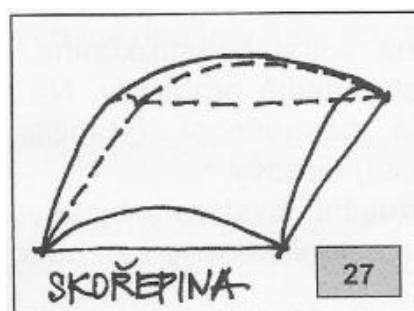
Obr. 4 Valená klenba s lunetou [2]

Opět je možné použít všechny materiály jako je prostý beton, železobeton, ocel i dřevo.

Tento konstrukční systém se dělí na klenby a skořepiny, které jsou plošné tlačené konstrukce, a prutové a lomenicové strukturální soustavy.

Klenby se používaly převážně v minulosti. Konstrukce je namáhána jak vzpěrným tlakem, tak i ohybem. Vhodným materiálem je kámen a cihla. Používaly se buď valené klenby, které byly nad obdélníkovým půdorysem nebo klenby ve tvaru kupole nad kruhovým půdorysem.

Dnes daleko využívanější konstrukcí jsou skořepiny. Konstrukce bývá velmi subtilní o malé tloušťce. Stabilita je zajištěna využíváním tvaru konstrukce nebo spolupůsobením s vyztuženými žebry a čely skořepin. Nejčastější tvary jsou válcové, rotační a skořepiny ve tvaru hyperbolického paraboloidu. Skořepiny jsou navrhovány ze železobetonu a kompozitních materiálů, přímkové plochy jsou z tyčových prvků.



Obr. 5 Skořepina [2]

Působení strukturálních soustav je do jisté míry obdobné působení plošných konstrukcí stejného tvaru. Principem plošné nebo prutové struktury je snaha o nahrazení statického působení plošné konstrukce prutovými prvky ze železobetonu, oceli a dřeva.

Lomenicové strukturální prvky jsou tvořeny z plošných trojúhelníkových elementů vytvářejících tuhou prostorovou soustavu. Vhodnou volbou tvaru lomenice lze docílit tvaru translační plochy či rotační plochy. Jednotlivé prvky mohou být tedy konvexní, konkávní, nebo se kombinují v sousedních polích.

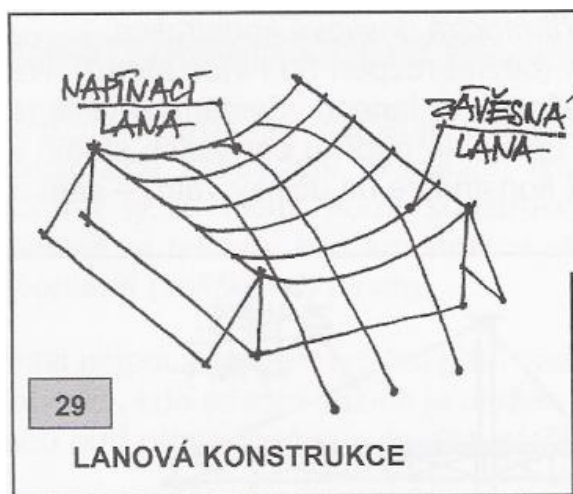
1.1.3 Převážně tažené konstrukční systémy

Konstrukce bez ohybové tuhosti není namáhána momenty a tažený průřez není namáhán vzpěrným tlakem. Mezi tažené konstrukční systémy můžeme řadit visuté, pneumatické a zavěšené konstrukce. Visuté a pneumatické konstrukce jsou charakteristické malou tvarovou stálostí vlivem nízké ohybové tuhosti.

Visuté soustavy můžeme dělit na vazníkové, deskové (skořepiny jednoho a dvojího zakřivení), lanové a membránové konstrukce.

V lanové visuté konstrukci jsou lanové prvky bez ohybové tuhosti uspořádány paralelně nebo radiálně, v jednovrstvém nebo dvouvrstvém uspořádání. Sestavují se u ocelových drátů, nekovových vláken apod., které jsou subtilní bez ohybové tuhosti, tvarem přizpůsobivé výslednicové čáře vnějšího zatížení. Přenos zatížení probíhá normálovou silou

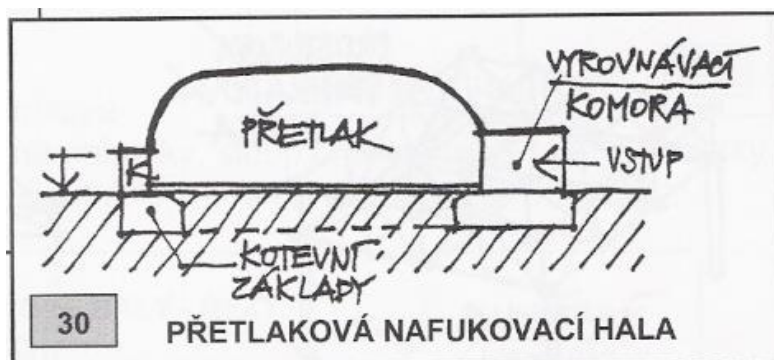
v profilu vlákna a vodorovnou složkou podporové reakce. Tato složka namáhá opěrný systém vysoko nad terénem, což vyžaduje jeho efektivní konstrukční návrh.



Obr. 6 Lanová konstrukce [2]

Membránové visuté konstrukce se navrhují z plošně působící volně zavěšené nebo napjaté tkaniny, plechu, kompozitní textilie a podobně. Síly přebírá pouze ve střednicové ploše, to znamená, že navozuje membránový stav napětí. Stabilizace tvaru tenké membrány vyžaduje ztužující žebra, tvarování s dvojitou křivostí, příp. vhodné přitížení podvěsem. Tkaninový stan se používá pro rozpětí 9 - 18 m, lanová konstrukce nebo vyztužený tkaninový stan pro 18 - 60 m a síť z předpjaté oceli s tkaninovým překrytím pro 25 - 100 m.

Pneumatické konstrukce nesené přetlakem vnitřního vzduchu jsou tvořeny tenkou membránou předepnutou vnitřním přetlakem. Při velkých rozponech se tvar stabilizuje kombinací s povrchovými ztužujícími lany. Membrána z tkaniny se používá pro rozpory 15 - 45 m, z nerezavějící oceli pro 80 - 300 m.



Obr. 7 Přetlaková hala [2]

Zavěšené soustavy nesou základní princip v zavěšení střešní nosníkové konstrukce pomocí táhel ukotvených k tlačným pilotám, obloukům, rámcům apod. Jedná se o víceúrovňový systém připomínající působení tzv. superkonstrukcí ve víceúrovňových budovách. Zavěšené konstrukce proto náleží k efektivním systémům pro zastřešení staveb velkých rozpětí. Rozpětí se může pohybovat mezi 60 - 150 metry. Táhla se nejčastěji navrhnou z ocelových lan a kabelů a tvoří tak systém pružného podepření nosníkové či obloukové konstrukce. Střešní plášť můžeme řešit jako u ostatních konstrukcí.

1.2 Příklady jednotlivých konstrukcí

1.2.1 Terminál na mezinárodním letišti Dulles ve Washingtonu, D.C., USA

Tato stavba je typickým příkladem visuté předpjaté střechy.

Skloněné pylony procházejí otvory okrajových nosníků. Visutá střecha má půdorysný rozměr 51,5 x 195,2 m a je tvořena železobetonovými prefabrikovanými panely z lehkého konstrukčního betonu. Jednotlivé panely rozměru 2,64 x 3,05 m jsou nesené a předepnuty kabely vetknutými do krajních nosníků. Nosníky jsou po 6,1 m zavěšeny na skloněné sloupy.

Při stavbě byly prefabrikované prvky zavěšeny na nosné kabely, které byly po vybetonování spar mezi prvky dopnuty.



Obr. 8 Terminál na mezinárodním letišti Dulles ve Washingtonu [3]



Obr. 9 Detail sloupu [4]

1.2.2 Tréninkové centrum Univerzity aplikovaných věd FHNW v Brugg

Jedná se o rámovou konstrukci s lomenými deskami, která je navržena z betonových prefabrikátů. Samozhutnitelný beton a technologie dočasného předpínání umožnily realizovat ekonomicky výhodnější návrh. Tloušťka konstrukčních prvků je zredukována na minimum tak, aby bylo možné umístit do konstrukce předpínací výztuž. Spoje střešních a sloupových prvků jsou zmonolitněny betonovou zálivkou a vnitřní dodatečně předpínanou výztuží.



Obr. 10 Tréninkové centrum Univerzity aplikovaných věd FHNW v Brugg [5]

Lomené desky střešních nosníků mají tloušťku 0,16 metru a jsou skloněny pod úhlem 60° . Rozměr dílců konstrukce byl volen s cílem minimalizovat počet styčniců.

Prefabrikované střešní a sloupové nosníky mají konstantní vnější rozměr průřezu 2,59 x 2,93 m, ale tvar průřezu sloupu se po výšce mění. Střešní vazníky mají konstantní délku 16,3 m.



Obr. 11 Prefabrikovaný dílec [5]

Rámové jednotky zajišťují stabilitu konstrukce v příčném směru. V podélném směru jsou do rámových rohů umístěny diagonální panely tvořící průběžné táhlo a zajišťující polohu lomenic.

Vodorovné reakce od jednotlivých ráků jsou eliminovány propojením ráků s dodatečně předpínanou betonovou deskou podlahy, která působí jako táhlo. Do založení proto přecházejí pouze svislé síly.

Nejprve byla postavena celá monolitická konstrukce, předtím než byla dokončena montáž prefabrikovaných prvků lomenice. Muselo být použito speciální ocelové bednění, proto byly v továrně vyráběny pouze čtyři typy prvků. Byl zde použit beton, který zajistil rychlý nárůst pevnosti.

Střešní nosníky byly podepřeny montážním lešením, které bylo odstraněno po vnesení dodatečného předpětí.

Při výstavbě byla táhla nejdříve ukotvena v konstrukci monolitické desky, ze které volně vychází trubkou, a po vztyčení sloupů byla s nimi spojena. Volný prostor kolem táhel dovoluje různé relativní sednutí obou částí konstrukce.

1.2.3 Čínský národní stadion

Tento stadion je charakteristický pro olympijské hry v Pekingu v roce 2008. Svým tvarem připomíná ptačí hnízdo. Již v přípravné fázi projektu se muselo do návrhu zapracovat umístění stavby. Jelikož se stavba nachází v seismické oblasti, bylo rozhodnuto o rozdělení konstrukce na betonovou superstrukturu tribun a ocelovou obálku.



Obr. 12 Čínský národní stadion [7]

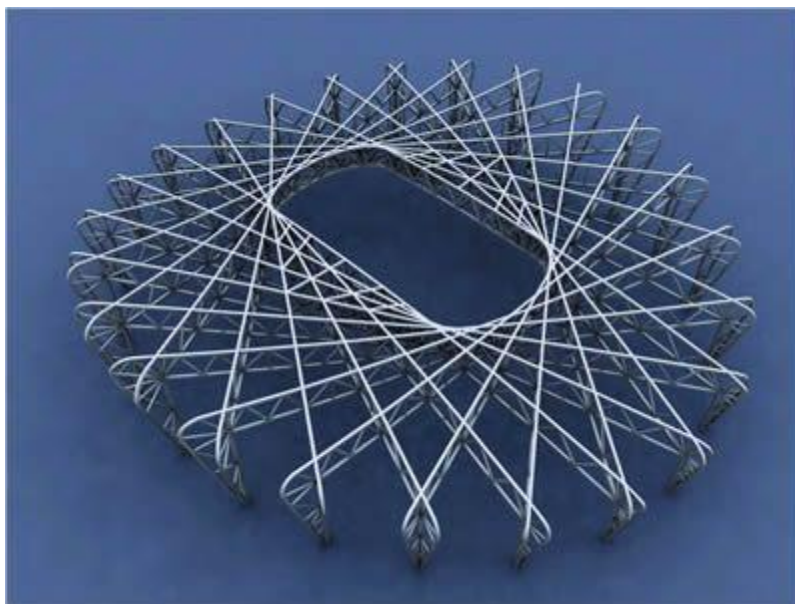
Stadion je vymodelován jako tvarově a technologicky složitá konstrukce, která se skládá z tisíce na první pohled chaoticky rozmístěných svařovaných prvků čtvercového průřezu. Ve skutečnosti ale podléhá velmi složitému konstrukčnímu řádu.

„Konstrukce obálky co nejtěsněji obepíná tribuny a má eliptický půdorys. Fasáda má sklopené stěny eliptického kužele, který postupně přechází do výseče plochy anuloidu.

Hlavní nosníky jsou 60 metrů vysoké, mají trojúhelníkový průřez a překlenují prostor 313 x 266 m. Sekundární geometrie dělicí hlavní konstrukční prvky byla rozvinuta jen na vnější části fasády. Tato geometrie vyšla z osnovy os v půdorysu a pomocí určitého algoritmu byla přenesena na řídicí obálku fasády a střechy.

Z hlediska výroby bylo nejtěžší zhotovit kontinuální nosníky čtvercového profilu, které se trojrozměrně zakřivují podle toho, jak sledují řídicí plochu obálky. Čtverec o straně 1,2

metru sledoval řídicí konstrukční plochy a vytvořil tak síť nosníků hlavní osnovy i doplňujících prvků. Podle statické analýzy se lišila tloušťka stěny pro každý úsek nosníku.“[6]



Obr. 13 Schéma rozmístění mohutných trojbokých příhradových sloupů [8]

1.2.4 Zimní stadion Chomutov

Dominantou stadionu je hlavní nosný vnější oblouk v podélné ose stadionu. Na něm je zavěšená střecha z příhradové konstrukce na šikmých předpjatých táhlech.

Oblouk je kruhového průřezu. Má vnější průměr 1m, rozpětí 120 m a vzezření 28 m. Vodorovné síly od oblouku přenáší předpjaté zemní táhlo, které je vedeno pod hrací plochou. Oblouk je u štítových stěn těsně za fasádou podepřen předpjatými táhly Macalloy ve stavu obráceného „V“. Na oblouk jsou zavěšeny na šikmých předpjatých táhlech příhradové trubkové vazníky s konstrukční výškou 2 m.

Předpnutí táhel bylo dosaženo vhodnou geometrií a redistribucí sil v konstrukci oblouku a vazníků.

Při výstavbě musely být použity speciální měřicí přístroje, které byly vyvinuté speciálně pro tyto účely.



Obr. 14 Zimní stadion Chomutov [9]

1.2.5 Olympijský stadion „Saddledome“ v Calgary, Kanada

Konstrukce stadionu je tvořena ze systému prefabrikovaných ráků, které podporují hlediště. Střecha stadionu je řešena jako skořepina z lehkého konstrukčního betonu o maximálním rozpětí 135,5 m.

Tvar skořepiny vznikl jako průnik koule a hyperbolického paraboloidu. Skořepina je sestavena z prefabrikovaných prvků nesených kabely tvořenými předpínacími lany z monostrandů. Nosné a předpínací kabely jsou umístěny ve spárách mezi prvky. Nosná a předpínací lana jsou zakotvena do okrajového prstence uloženého na ložiscích situovaných na vrcholech kruhovitě zakřivených okrajových sloupů. Prstenec je komorového průřezu a byl sestaven z korýtkového prefabrikátu, který byl doplněn na stavbě horní betonovou deskou současně se spárami mezi prvky. Stabilita celé střechy je zajištěna předpjatými ráky ve tvaru písmene „A“.

Konstrukce střechy je smontovaná bez skruže, prefabrikované prvky byly uloženy na pravoúhlou síť kabelů. Po smontování byly vybetonovány spáry a došlo k předpětí konstrukce.



Obr. 15 Hala během výstavby [10]



Obr. 16 Současná podoba haly v Calgary [11]

1.2.6 Hala Friedricha Eberta v Ludwigshafenu v Německu

Střecha je skořepina tvaru hyperbolického paraboloidu. Skořepina zastřešuje půdorys 57 x 57 m s užitnou plochou 3 000 m². Skořepinu tvoří prefabrikované deskové prvky tloušťky 65 mm, které jsou monoliticky spojené se systémem pravoúhlých žeber. Žebra jsou umístěna ve směrech hlavního namáhání a vytváří soustavu tlačných a tažených oblouků.

Tlačená žebra jsou vyztužena betonářskou výztuží a tažená žebra jsou předepnutá. Patky jsou vzájemně spojeny předpjatým táhlem.

Skořepina byla vybetonována postupně od nejvyšších bodů ke středu střechy. Prefabrikované desky byly postupně zavěšované na nosné kabely z předpínacích tyčí. Následně byla betonována žebra v pruzích odpovídajících šířce desky. Nejprve byla vybetonována všechna tlačena žebra a následně všechna tažená. Po vybetonování posledního středního pruhu bylo zatížení bloky odstraněno a tím byla konstrukce předeprnuta.



Obr. 17 Hala Friedricha Eberta v Ludwigshafenu v Německu [12]

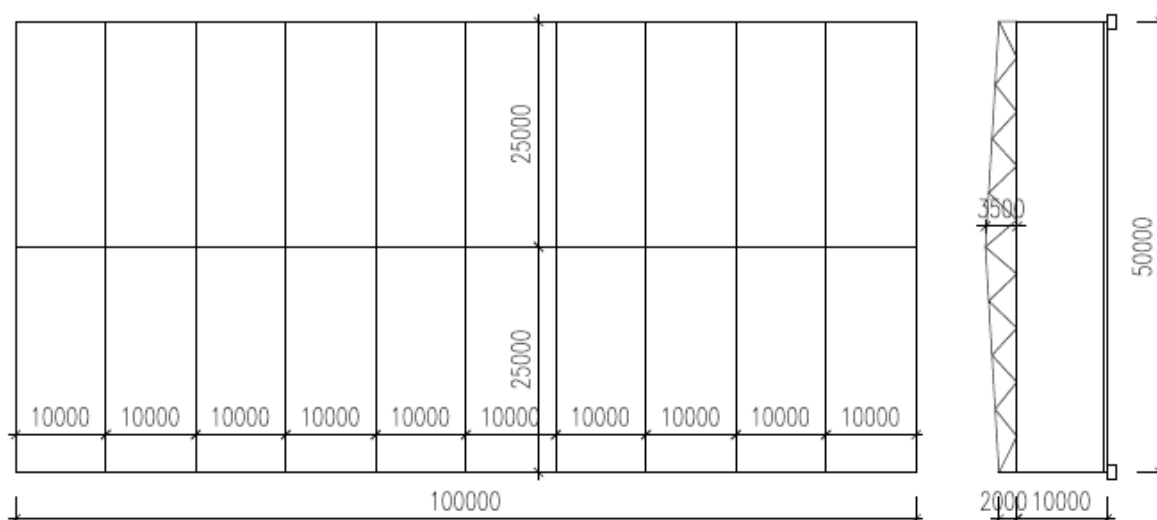
2 Varianty zastřešení haly

Na základě rešerše existujících staveb byla vybrána tři vhodná konstrukční řešení, která budou podrobena podrobnější analýze v programu SCIA Engineer.

2.1 Předpjatý vazný trám

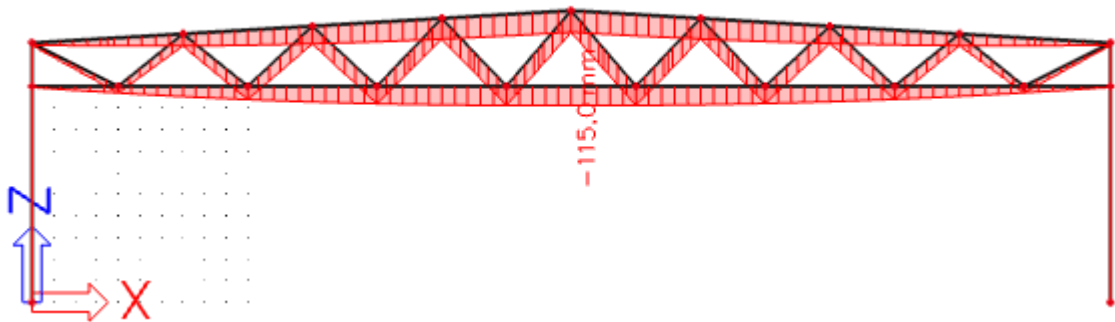
Z hlediska úspory místa se jeví toto řešení jako nejvhodnější, jelikož je zabírán pouze prostor potřebný k zastřešení. Vlivem předpětí trámu je dosaženo snížení výšky trámu. Trám bude lépe odolávat vzniku trhlin. Dojde k zapojení větší část průřezu do nosné funkce v provozním stavu. Pokud by bylo možné dosáhnout úplného předpětí, působil by celý průřez v provozním stavu. Pokud by bylo možné dosáhnout úplného předpětí, působil by celý průřez v provozním stavu.

Za cenu použití lepších materiálů by bylo možné snížit spotřebu betonu a oceli, zvýšila by se i odolnost proti dynamickým účinkům a střídavému namáhání.

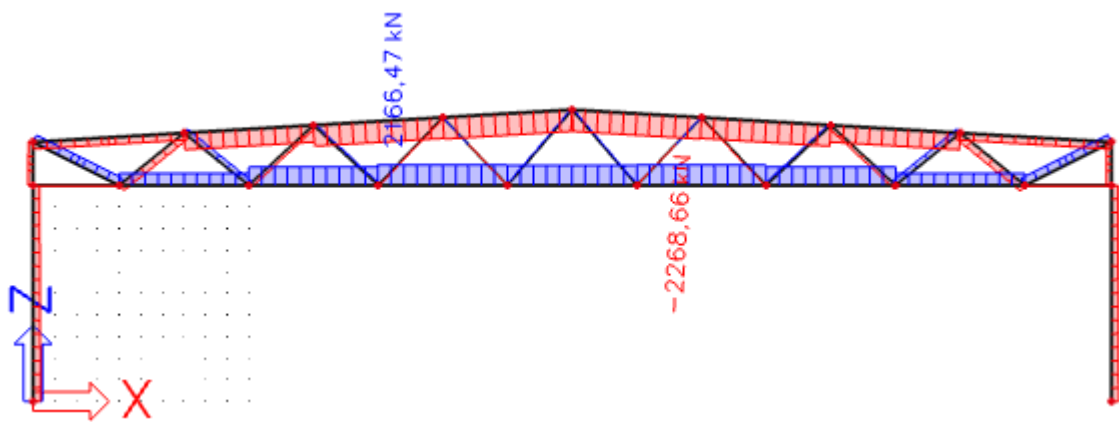


Obr. 18 Schéma příhradové konstrukce

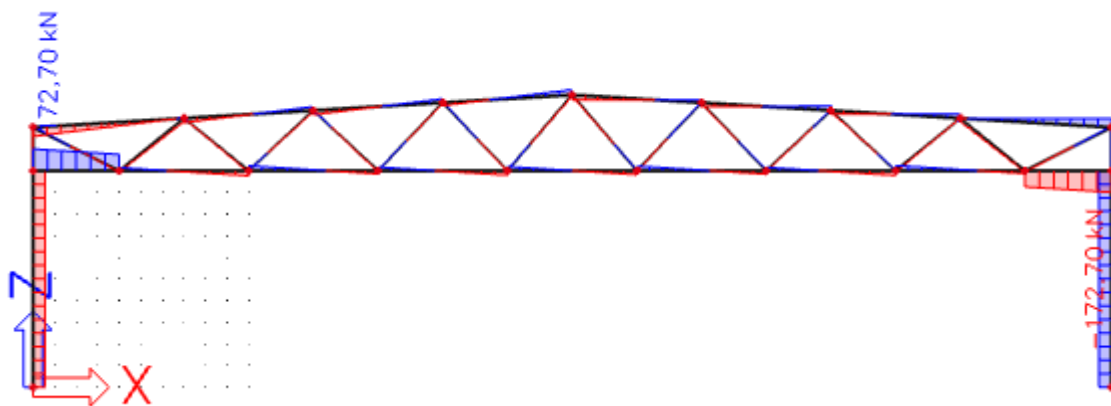
Sloupy i vazný trám, mimo diagonál, jsou z počátečních předpokladů průřezu 800 x 550 mm. Diagonály mají průřez 500 x 300 mm. Při výpočtu bylo uvažováno zatížení konstrukce sněhem, větrem, teplotou i střešní krytinou. Jelikož v této variantě bylo počítáno s předpětím vazného trámu, bylo při výpočtu uvažováno ochlazení celého vazného trámu o 200 °C k dosažení odpovídajících vlastností i přesto, že by každá část konstrukce měla být předepnuta jinou silou.



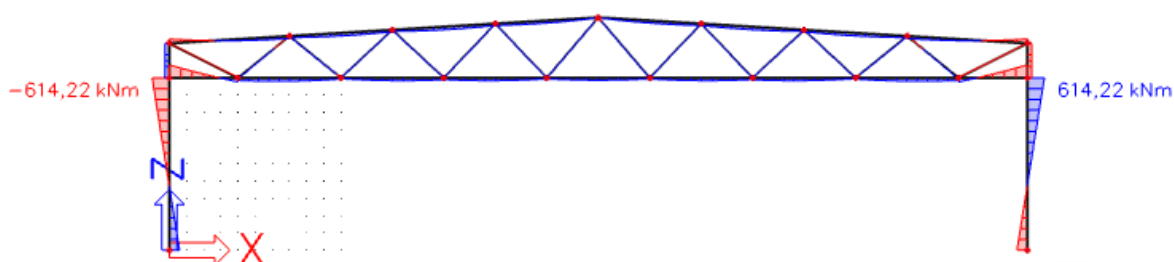
Obr. 19 Příhradová konstrukce - průhyb konstrukce



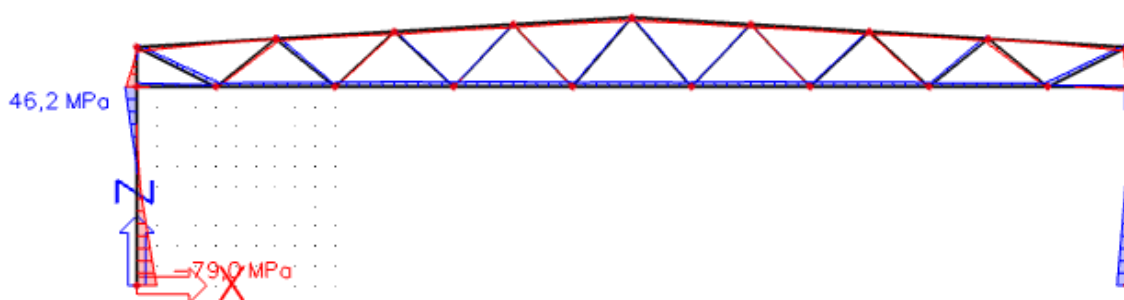
Obr. 20 Příhradová konstrukce - vnitřní síly - N



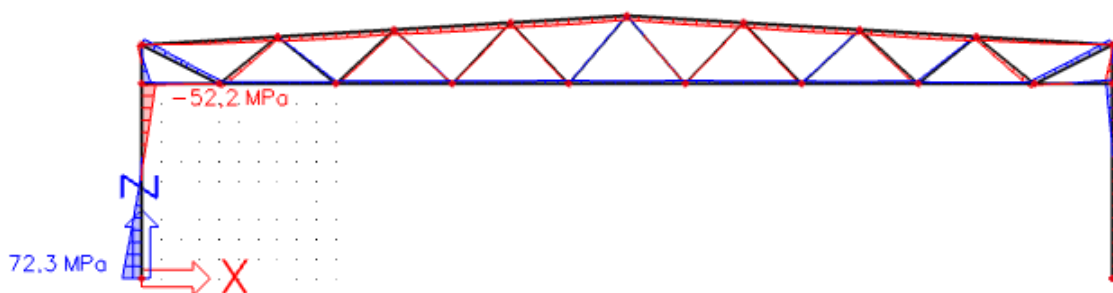
Obr. 21 Příhradová konstrukce - vnitřní síly - V



Obr. 22 Příhradová konstrukce - vnitřní síly – M



Obr. 23 Příhradová konstrukce – napětí σ_v , spodní vlákna

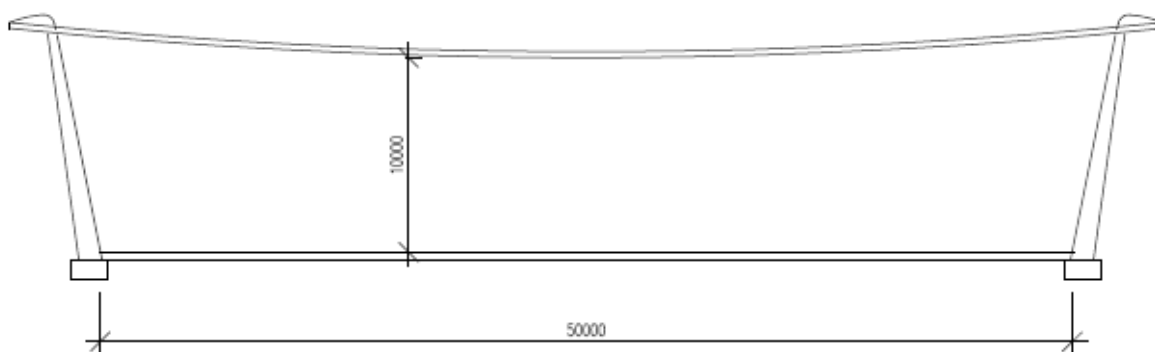


Obr. 24 Příhradová konstrukce – napětí σ_v , vrchní vlákna

Z hlediska estetiky se ale jedná o ne úplně zajímavou konstrukci. Spodní pás trámu by bylo nutné ještě dodatečně předepnout, jelikož se v konstrukci nachází tahy.

2.2 Membránová konstrukce

V případě membránové konstrukce by se jednalo o předpjatou konstrukci s nulovou ohybovou tuhostí. Tato konstrukce se vyznačuje nízkou hmotností, ale je nutné konstrukci prostorově stabilizovat.



Obr. 25 Schéma membránové konstrukce

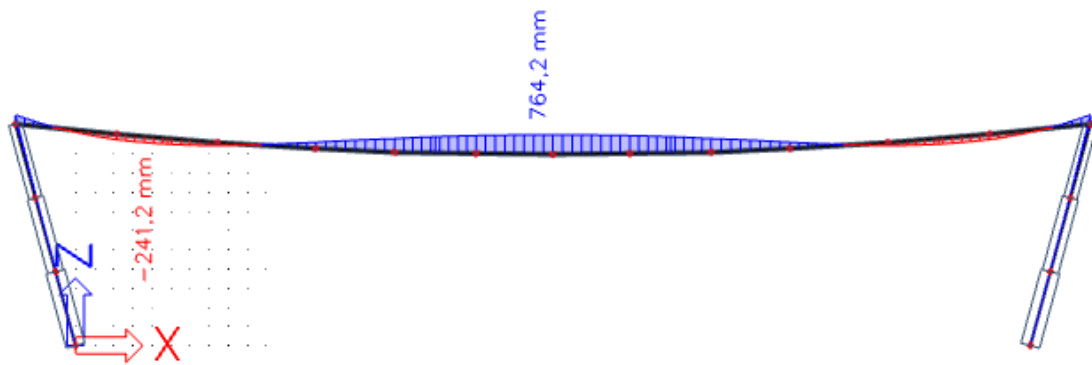
Jedná se o velice estetickou a vzdušnou konstrukci. Membránové konstrukce se snaží svůj tvar co nejvíce přiblížit nějakému tvaru, se kterým se setkáváme v přírodě, například bublina, nebo skořápka.

Vzdálenost pat sloupů je navržena na 50 metrů. Sloupy jsou odkloněné o $15,25^\circ$. V patě sloupu je navržený průřez $1\,000 \times 500$ mm, který se postupně zmenšuje na průřez 700×400 mm. Uprostřed rozpětí konstrukce je konstrukční výška 10 metrů. Pro prvotní návrh je uvažováno v patě sloupu vetknutí. Lano, na kterém budou uloženy prefabrikované dílce, je průměru 200 mm.

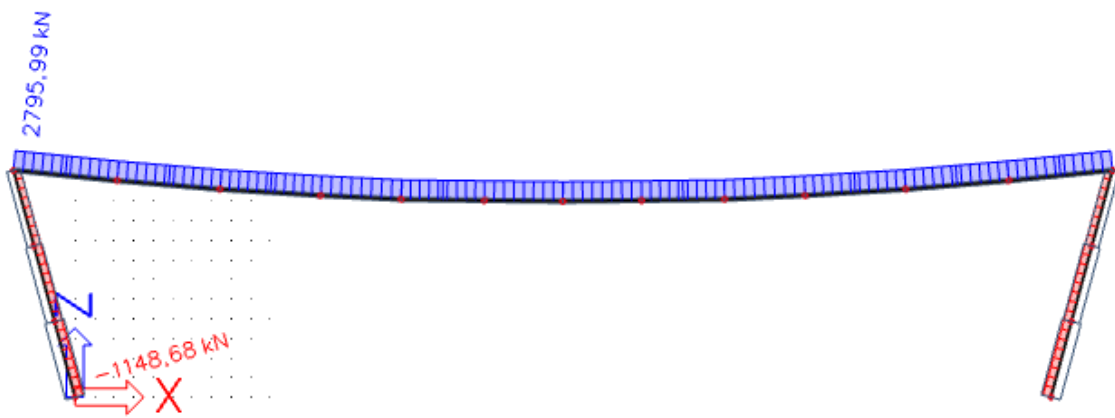
Optimální průvès lan by měl být v rozmezí $1/15 - 1/20$ rozpětí. [15], což v našem případě odpovídá povolenému průvèsu $3\,333$ mm – $2\,500$ mm.

Délka celé haly je 100 metrů a rámy jsou umístěny vždy po 5 metrech. Tloušťka prefabrikátů je 50 milimetrů.

Na konstrukci je umístěno zatížení sněhem, které by nemělo být rovnoměrné, ale pro prvotní návrh se jako rovnoměrné bude uvažovat. Dále je konstrukce zatížena rovnoměrným ochlazením a oteplením konstrukce. Předpětí lana je v programu SCIA Engineer opět uvažováno pomocí ochlazení konstrukce. Proto je lano ochlazené ve střední části o $3\,000^\circ\text{C}$ a zbytek lana o $2\,500^\circ\text{C}$.



Obr. 26 Průhyb membránové konstrukce



Obr. 27 Membránová konstrukce - vnitřní síly - N



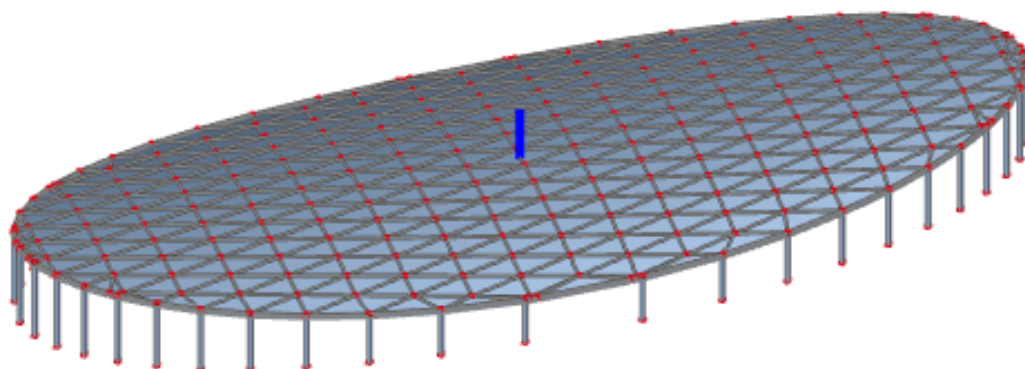
Obr. 28 Membránová konstrukce - vnitřní síly - V



Obr. 29 Membránová konstrukce – vnitřní síly – M

2.3 Hyperbolický paraboloid

Jedná se o zborcenou plochu, která se skládá ze dvou soustav přímek, v rámci nichž jsou přímky vzájemně mimoběžné a zároveň jsou rovnoběžné s danou řídicí rovinou. Každé dvě přímky různých soustav se protínají a tvoří tzv. tečnou rovinu.



Obr. 30 Hyperbolický paraboloid

Tato konstrukce je z hlediska estetiky daleko zajímavější než první varianta. Konstrukce má specifický vzhled a na první pohled se nechce uvěřit, že se jedná o přímkovou plochu.

Právě díky možnosti převedení tvaru na jednotlivé přímky je možné získat jednoduchou konstrukci, která je současně i velice pevná z pohledu statiky.

2.4 Výběr finální varianty

Po porovnání všech výhod a nevýhod všech konstrukcí byla vybrána varianta hyperbolického paraboloidu, která je nejen velice zajímavá jak z hlediska estetického, tak i z hlediska statického. Z tohoto důvodu nebyl v této kapitole popsán model konstrukce v programu SCIA Enginner, protože mu budou věnovány následující kapitoly. Jelikož se jedná o velmi složitý tvar skořepinové konstrukce, je nutné nejprve hlouběji proniknout do definice, rozdělení a teorie výpočtu skořepin jako celku.

3 Skořepiny

3.1 Definice skořepiny

Skořepina je konstrukční prvek plošného charakteru, kde převládají dva rozměry výrazně nad tloušťkou. Tato definice se shoduje s definicí pro desky, proto je důležité doplnit, že skořepiny jsou prostorově zakřivené. Definuje se proto střední plocha skořepiny, která půlí tloušťky skořepiny h .

U obecných skořepin může tato střední plocha nabývat různých tvarů. Zatížení skořepin může být libovolné. Nesmí se zapomínat ani na nerovnoměrné zatížení teplotou.

Podle velikosti zatížení a tvaru zakřivení konstrukce může dojít u konstrukce k vymizení momentových účinků. Pokud k tomuto jevu dojde, můžeme mluvit o ideální membránové napjatosti. To je stav, ke kterému se chceme při návrhu co nejvíce přiblížit.

3.2 Dělení skořepin

Stejně jako deskové konstrukce je možné i skořepiny dělit podle namáhání a podle tvaru konstrukce. Ale protože u skořepin můžeme dosáhnout různých tvarů, dělíme je podle tvaru pouze na rotační a obecných tvarů.

Někdy se skořepiny rozdělují podle Gaussovy křivosti. Gaussova křivost se určí v jednom bodě plochy, kde určíme hlavní poloměry křivosti označené jako R_1 a R_2 . Hlavní poloměry jsou takové poloměry, kdy jeden představuje největší a druhý nejmenší poloměr ze všech poloměrů křivosti v daném bodě a můžeme dokázat, že leží v rovinách, které jsou navzájem kolmé. Poté je možné vyjádřit hlavní křivosti jako:

$$k_1 = \frac{1}{R_1} \quad (1)$$

$$k_2 = \frac{1}{R_2} \quad (2)$$

Gaussovu křivost K je možné vyjádřit, jako součin hlavních křivosti

$$K = k_1 \cdot k_2 = \frac{1}{R_1} \cdot \frac{1}{R_2} \quad (3)$$

Potom je možné skořepiny dělit na skořepiny, které mají střední plochu s kladnou Gaussovou křivostí (např. koule), nebo se zápornou (např. hyperbolický paraboloid). Existují i tvary, které mají v různých bodech různé znaménko (např. anuloid), nebo plochy s nulovou křivostí (např. válec).

Důležitější je rozdělení skořepin podle namáhání. Opět se jedná o velmi podobné rozdělení jako u rozdělení desek. Na rozdíl od desek je jasně vymezená hranice mezi jednotlivými typy skořepin. Skořepiny dělíme na tlustostěnné, skořepiny střední tloušťky, tenkostěnné, nelineární tenkostěnné skořepiny a membrány.

3.2.1 Skořepiny tlustostěnné

Do této skupiny skořepin lze zařadit konstrukce, kdy je tloušťka skořepiny srovnatelná s minimálním poloměrem křivosti konstrukce. U těchto skořepin nelze zanedbávat normálová napětí kolmá ke střední ploše skořepiny ani nelze zanedbávat zprohýbání normál ke střední ploše v důsledku smykových namáhání (neplatí Kirchhoffova hypotéza). Napětí je po tloušťce skořepiny rozloženo nelineárně, což velmi komplikuje celý výpočet.

3.2.2 Skořepiny střední tloušťky

Tento typ skořepin je přechodová část mezi skořepinami tlustostěnnými, pro které platí $h/R_{min} \approx 1$ a skořepinami tenkostěnnými, pro které platí, že $h/R_{min} \ll 1$. Teorie tlustostěnná je zde velmi složitá a naopak teorie tenkostěnnou je zase nepřesná. Proto při výpočtu skořepin střední tloušťky se vychází z teorie tlustostěnných skořepin, ale zavádí se zjednodušující předpoklady. Tato teorie se používá pro jednodušší skořepiny například válec, koule, kužel.

3.2.3 Skořepiny tenkostěnné

Tloušťka skořepiny je výrazně menší než minimální poloměr křivosti. Proto lze zanedbat vliv smykových napětí na deformaci normál ke střední ploše. Je možné použít Kirchhoffovu hypotézu u zachování normál ke střední ploše podobně jako u desek. Napětí je po tloušťce skořepiny rozloženo lineárně.

Tento typ skořepin je nejvíce používaný, proto je možné se o ní dozvědět z většiny literatury věnované právě skořepinám. Pro tento typ skořepin lze poměrně jednoduše navrhnout rozměry a ty pak kontrolovat přesněji metodami. Proto, pokud je požadováno

navrhovat i jiný typ skořepiny, ne právě tenkostěnnou, vychází se z předpokladů, které jsou známé o tenkostěnných skořepinách, a pomocí moderního software pak řešení zpřesňujeme.

3.2.4 Nelineární tenkostěnné skořepiny

Skořepiny jsou tak tenké, že dochází k deformacím, které jsou srovnatelné s tloušťkou stěny skořepiny nebo i podstatně větší. Tím může dojít ke změně působení sil během zatěžování, značným tvarovým změnám skořepiny, což může zapříčinit vznik geometrické nelinearity.

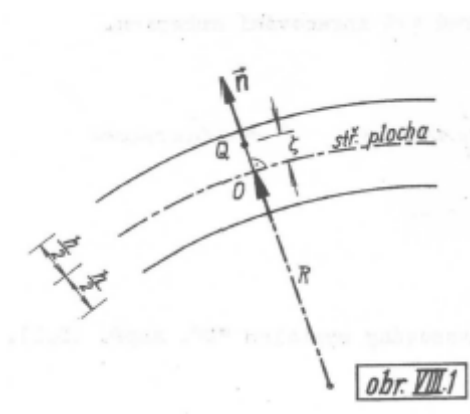
3.2.5 Membrány

Ve stěnách skořepiny se nevyskytují žádné vnitřní momenty a to ani ohybové ani krouticí. Konstrukce je namáhána pouze normálovými, nebo posouvacími silami, což má za následek rovnoměrné rozložení napětí po celé tloušťce stěny. Takové napjatosti říkáme membránová napjatost.

3.3 Teorie a návrh skořepin

Pro návrh skořepin je nutné ovládat jednotlivé teorie skořepin. Jedná se především o ohybovou a membránovou teorii, které vycházejí ze stejného teoretického základu, ale na základě vlastností konstrukce zanedbávají různé proměnné pro zjednodušení výpočtu.

Jak již bylo řečeno dříve, je snaha najít co nejvhodnější tvar skořepiny, tak aby bylo docíleno co nejlepšího rozložení vnitřních sil.



Obr. 31 Vyznačení poloměru křivosti

Stejně jako teorie desek, prošla i teorie skořepin složitým vývojem. Její současné znění vychází z možnosti rozvinout posuny a napětí v mocninové řady podle parametru ζ , který představuje vzdálenost obecného bodu Q od střednicové plochy skořepiny.

Pokud se budou uvažovat pouze první dva členy řady, tj. absolutní a lineární vzhledem k ζ , lze odvodit tzv. ohybovou teorii skořepin, která je obdobou Kirchhoffovy teorie ohybu tenkých desek. Pokud se vynechá lineární člen, bude řešení na ζ nezávislé a zredukuje se na tzv. membránovou teorii.

Pokud by byl uvažován nekonečný počet členů v každé řadě, mohl by dojít k exaktnímu řešení, které by bylo obdobou tzv. Cauchy-Poissonova řešení. Konvergenci těchto řad se ale nepodařilo dokázat.

3.3.1 Ohybová teorie skořepin

Vychází z následujících dvou Kirchhoffových předpokladů:

1. „Normály ke střednicové ploše skořepiny přejdou po deformaci opět v normály, avšak zdeformované střednicové plochy. Přitom vzdálenost bodů ležících na téže normále se deformací skořepiny nemění.
2. Normálové napětí σ_n , orientované do směru normály \vec{n} , je oproti složkám působícím rovnoběžně se střednicovou plochou zanedbatelné.“ [13]

Všechny rovnice, které budou níže odvozené, platí pro skořepiny tenkostěnné. Dále musí platit, že tloušťka skořepiny je konstantní, případně slabě proměnné tloušťky. Všechny následující odvození a rovnice jsou převzaty z [16] a nebudou zde dopodrobna rozepisovány všechny vztahy a odvození.

Pro analytické vyjádření soustavy rovnic pro řešení skořepin bude nutné zavést pravoúhlý křivočarý souřadnicový systém $O_{\alpha\beta}$ a radiusvektor obecného bodu na skořepině lze vyjádřit jako

$$\vec{r} = x(\alpha, \beta)\vec{i} + \beta(\alpha, \beta)\vec{j} + z(\alpha, \beta)\vec{k} \quad (4)$$

Derivace radiusvektoru $\frac{\partial \vec{r}}{\partial \alpha}$ a $\frac{\partial \vec{r}}{\partial \beta}$ jsou směnicemi tečen k souřadnicím $\alpha = \text{konst.}$ a $\beta = \text{konst.}$ Lze nyní zavést tzv. Lamého parametry A a B , které značí délky těchto derivací, tedy

$$A = \left| \frac{\partial \vec{r}}{\alpha} \right|$$

$$B = \left| \frac{\partial \vec{r}}{\beta} \right|$$
(5)

Mezi Lamého parametry a poloměry křivosti definovanými v kapitole 3.2 platí následující vztahy (tzv. Godiazziho-Gaussovy rovnice):

$$\frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{A}{R_1} \right) = \frac{1}{R_2} \frac{\partial A}{\partial \beta}$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{B}{R_2} \right) = \frac{1}{R_1} \frac{\partial B}{\partial \alpha}$$
(6)

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{1}{A} \frac{\partial B}{\partial \alpha} \right) + \frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{1}{B} \frac{\partial A}{\partial \beta} \right) = - \frac{AB}{R_1 R_2}$$

V obecném bodě plochy je ještě nutné zavést normovanou ortogonální bázi, jejíž tři směrové vektory jsou definovány jako:

$$\vec{e}_1 = \frac{1}{A} \frac{\partial \vec{r}}{\partial \alpha}$$

$$\vec{e}_2 = \frac{1}{B} \frac{\partial \vec{r}}{\partial \beta}$$

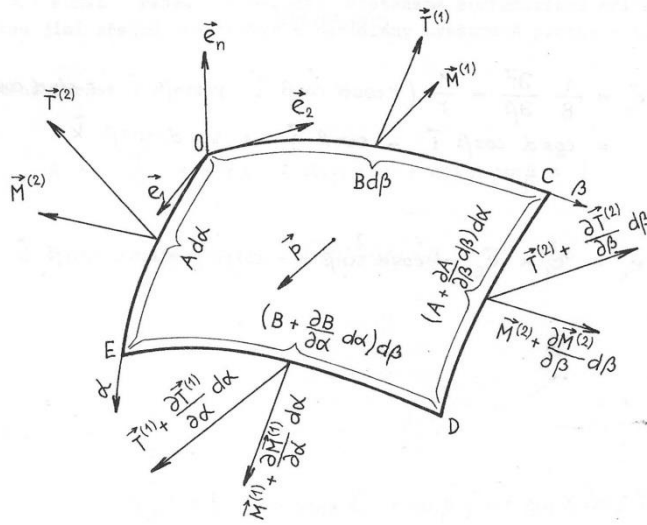
$$\vec{e}_n = \vec{e}_1 \times \vec{e}_2$$
(7)

Libovolný vektor \vec{T} lze tak zapsat ve složkovém tvaru jako

$$\vec{T} = T_1 \vec{e}_1 + T_2 \vec{e}_2 + T_3 \vec{e}_n$$
(8)

Rovnice rovnováhy elementu

Každý element vyjmutý ze skořepiny musí mít silové účinky v rovnováze. Vzhledem k omezení výpočtu na střední plochu skořepiny je dostačující uvažovat pouze rovnováhu elementu střední plochy. Element bude vyřiznutý hlavními rovinami křivosti, tj. omezený souřadnicemi $\alpha = \text{konst.}$, $\beta = \text{konst.}$, $\alpha + d\alpha = \text{konst.}$, $\beta + d\beta = \text{konst.}$, viz Obr. 32, kde $\vec{T}^{(i)}$ je výsledná síla a $\vec{M}^{(i)}$ výsledný moment vztažený na jednotku délky.



Obr. 32 Element střední plochy [16]

Lze napsat dvě rovnice rovnováhy elementu. První, silová, je ve tvaru

$$\left(\vec{T}^{(1)} + \frac{\partial \vec{T}^{(1)}}{\partial \alpha} d\alpha \right) \left(B + \frac{\partial B}{\partial \alpha} d\alpha \right) d\beta - \vec{T}^{(1)} B d\beta + \left(\vec{T}^{(2)} + \frac{\partial \vec{T}^{(2)}}{\partial \beta} d\beta \right) \left(A + \frac{\partial A}{\partial \beta} d\beta \right) d\alpha - \vec{T}^{(2)} A d\alpha + \vec{p} A d\alpha B d\beta = 0 \quad (9)$$

Vektory \$\vec{T}^{(1)}\$ a \$\vec{T}^{(2)}\$ a vnější sílu \$\vec{p}\$ lze rozepsat do složek v ortogonální bázi jako

$$\begin{aligned} \vec{T}^{(1)} &= N_1 \vec{e}_1 + S_{12} \vec{e}_2 + Q_1 \vec{e}_n \\ \vec{T}^{(2)} &= S_{21} \vec{e}_1 + N_2 \vec{e}_2 + Q_2 \vec{e}_n \\ \vec{p} &= p_1 \vec{e}_1 + p_2 \vec{e}_2 + p_n \vec{e}_n \end{aligned} \quad (10)$$

Po úpravách, rozdělení vektorů do složek a vyjádření rovnic pro jednotlivé složky zvlášť lze odvodit tři silové rovnice rovnováhy:

$$\begin{aligned} \frac{1}{AB} \left[\frac{\partial(BN_1)}{\partial \alpha} + \frac{\partial(AS_{21})}{\partial \beta} + \frac{\partial A}{\partial \beta} S_{12} - \frac{\partial B}{\partial \alpha} N_2 \right] + \frac{Q_1}{R_1} + p_1 &= 0 \\ \frac{1}{AB} \left[\frac{\partial(BS_{12})}{\partial \alpha} + \frac{\partial(AN_2)}{\partial \beta} + \frac{\partial B}{\partial \alpha} S_{21} - \frac{\partial A}{\partial \beta} N_1 \right] + \frac{Q_2}{R_2} + p_2 &= 0 \\ \frac{1}{AB} \left[\frac{\partial(BQ_1)}{\partial \alpha} + \frac{\partial(AQ_2)}{\partial \beta} \right] - \frac{N_1}{R_1} - \frac{N_2}{R_2} + p_n &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

Druhá rovnice rovnováhy je momentová a platí pro ni:

$$\frac{\partial(\vec{M}^{(1)} B)}{\partial \alpha} + \frac{\partial(\vec{M}^{(2)} A)}{\partial \beta} + [Q_2 \vec{e}_1 - Q_1 \vec{e}_2 + (S_{12} - S_{21}) \vec{e}_n] AB = 0 \quad (12)$$

Složky momentů jsou

$$\begin{aligned}\vec{M}^{(1)} &= -M_{12}\vec{e}_1 + M_1\vec{e}_2 \\ \vec{M}^{(2)} &= -M_2\vec{e}_1 + M_{21}\vec{e}_2\end{aligned}\quad (13)$$

a složkové rovnice momentové rovnováhy mají výsledný tvar

$$\begin{aligned}\frac{1}{AB} \left[\frac{\partial(BM_{12})}{\partial\alpha} + \frac{\partial(AM_2)}{\partial\beta} + \frac{\partial B}{\partial\alpha} M_{21} - \frac{\partial A}{\partial\beta} M_1 \right] - Q_2 &= 0 \\ \frac{1}{AB} \left[\frac{\partial(BM_1)}{\partial\alpha} + \frac{\partial(AM_{21})}{\partial\beta} + \frac{\partial A}{\partial\beta} M_{12} - \frac{\partial B}{\partial\alpha} M_2 \right] - Q_1 &= 0 \\ S_{12} - S_{21} + \frac{M_{12}}{R_1} - \frac{M_{21}}{R_2} &= 0\end{aligned}\quad (14)$$

Třetí rovnice je momentová podmínka k ose \vec{n} , jen jinou formou vyjádření známé věty o vzájemnosti smykových napětí ($\sigma_{12}=\sigma_{21}$) a proto musí být splněna identicky. Proto platí $S_{12} = S_{21}$ a $M_{12} = M_{21}$ a dále budou používány pouze indexy 12. Nyní je definováno 5 rovnic rovnováhy elementu pro 8 silových účinků. Zbývající rovnice je tedy nutné určit pomocí deformace skořepiny.

Deformace skořepiny

Původně ortogonální báze $\vec{e}_1, \vec{e}_2, \vec{e}_n$ přejde vlivem deformace na novou bázi $\vec{e}_1', \vec{e}_2', \vec{e}_n'$, která už obecně nebude ortogonální. Lze odvodit, že mezi novými vektory platí relace

$$\vec{e}_n' = \vec{e}_1' \times \vec{e}_2' = \vec{e}_n + \vartheta \vec{e}_1 + \Psi \vec{e}_2, \quad (15)$$

kde

$$\begin{aligned}\vartheta &= -\frac{1}{A} \frac{\partial w}{\partial \alpha} + \frac{u}{R_1} \\ \Psi &= -\frac{1}{B} \frac{\partial w}{\partial \beta} + \frac{v}{R_2}\end{aligned}\quad (16)$$

Pro poměrné prodloužení ve směru \vec{e}_1 a \vec{e}_2 platí odvozené vztahy

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{1}{A} \frac{\partial u}{\partial \alpha} + \frac{1}{AB} \frac{\partial A}{\partial \beta} v + \frac{w}{R_1} \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{B} \frac{\partial v}{\partial \beta} + \frac{1}{AB} \frac{\partial B}{\partial \alpha} u + \frac{w}{R_2}\end{aligned}\quad (17)$$

a zkos střední plochy je definovaný jako

$$\gamma_{12} = \frac{A}{B} \frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{u}{A} \right) + \frac{B}{A} \frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{v}{B} \right) \quad (18)$$

Posledními účinky vyvolanými deformacemi jsou změny křivosti souřadnicových čar α a β , κ_1 a κ_2 a zkrut střední plochy κ_{12} :

$$\begin{aligned}\kappa_1 &= \frac{1}{A} \frac{\partial \vartheta}{\partial \alpha} + \frac{1}{AB} \frac{\partial A}{\partial \beta} \Psi \\ \kappa_2 &= \frac{1}{B} \frac{\partial \Psi}{\partial \beta} + \frac{1}{AB} \frac{\partial B}{\partial \alpha} \vartheta \\ \kappa_{12} &= \frac{1}{A} \frac{\partial \Psi}{\partial \alpha} - \frac{1}{AB} \frac{\partial A}{\partial \beta} \vartheta + \left(\frac{1}{B} \frac{\partial u}{\partial \beta} - \frac{1}{AB} \frac{\partial B}{\partial \alpha} v \right) \frac{1}{R_1}\end{aligned}\tag{19}$$

Vztahy mezi deformacemi a vnitřními silovými účinky

Odvození vztahů mezi deformacemi a vnitřními silovými účinky je využito rozšířeného Hookova zákona pro rovinou napjatost, kterou lze u tenkostěnných skořepin předpokládat. Výsledné vztahy pro N_1 , N_2 , S_{12} , M_1 , M_2 a M_{12} jsou:

$$\begin{aligned}N_1 &= \frac{Eh}{1 - \mu^2} (\varepsilon_1 + \mu \varepsilon_2) \\ N_2 &= \frac{Eh}{1 - \mu^2} (\varepsilon_2 + \mu \varepsilon_1) \\ S_{12} &= \frac{Eh}{2(1 + \mu)} \gamma_{12} \\ M_1 &= \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)} (\kappa_1 + \mu \kappa_2) = D(\kappa_1 + \mu \kappa_2) \\ M_2 &= D(\kappa_2 + \mu \kappa_1) \\ M_{12} &= (1 - \mu) D \kappa_{12}\end{aligned}\tag{20}$$

Nyní jsou obecně vyjádřené všechny potřebné vztahy k řešení skořepiny. Tyto rovnice představují nejjednodušší bezesporou formulaci fyzikálních vztahů v teorii skořepin. Zajímavé je, že víme, že pro fyzikální vztahy musíme znát osm silových a osm deformačních faktorů. Jak už bylo dříve řečeno, pro popis pole deformace nám stačí jen šest parametrů, proto nám musí existovat i pouze šest silových veličin (N_1 , N_2 , S_{12} , M_1 , M_2 , M_{12}).

Stejně jako v obecné teorii pružnosti existují i v teorii skořepin dva základní postupy řešení a to silová a deformační metoda. V deformační metodě, která bude použita v této práci, jsou neznámými posuny u , v , w bodů ležících na střednicové ploše. Získáme je integrací tří statických rovnic, v kterých vyloučíme posouvající síly Q_1 , Q_2 pomocí prvních dvou momentových podmínek (14), které dosadíme do rovnic pro silové podmínky (11). Zbývající

vnitřní síly N_1 , N_2 , S_{12} , M_1 , M_2 , M_{12} vyjádříme jako funkce posunů u , v , w na základě fyzikálních a geometrických rovnic (16) - (20).

V silové metodě jsou neznámé silové faktory N_1 , N_2 , T , M_1 , M_2 , S . Pro ty máme tři statické rovnice, které můžeme rozšířit o tři rovnice kompatibility.

V teorii skořepin se ale nejlépe ujala smíšená metoda s jednou rovnicí rovnováhy a jednou rovnicí kompatibility, v nichž vystupují dvě neznámé – průhyb w a funkce napětí F (nebo jiná silová veličina). Tyto dvě rovnice tvoří podobně jako rovnice deformační a silové metody opět diferenční systém osmého řádu. Jelikož i toto řešení je pro praxi velmi složité, vznikla technická teorie skořepin, která zanedbává vliv tečných posunů u_1 , u_2 ve střednicové ploše na pootočení normály.

3.3.2 Membránová teorie skořepin

Při řešení skořepin pomocí membránové teorie je možné vyloučit všechny členy vyjadřující ohybové a kroučící účinky. Ve statických rovnicích jsou ohybové a kroučící momenty a posouvací síly rovny nule.

$$\begin{aligned} M_1 = M_2 = M_{12} = M_{21} = 0 \\ Q_1 = Q_2 = 0 \end{aligned} \quad (21)$$

Z fyzikálních rovnic vyplývá, že předpoklady jsou splněny ve dvou případech. První nastává u membrán, které jsou dokonale ohebné, přitom ale odolávají silám, působícím v tečné rovině ke střednicové ploše. Tyto síly lze vyjádřit pomocí parametrů deformace fyzikálními vztahy pro N_1 , N_2 a S_{12} v rovnici (20).

Druhý případ nastává u reálných skořepin, které sice mohou přenášet ohybové účinky, ale při daném tvaru a způsobu podepření a zatížení skořepiny jsou změny křivostí střednicové plochy, popsané parametry κ_1 , κ_2 , κ_{12} zanedbatelné. Z inženýrského hlediska je vždy snaha se co nejvíce přiblížit ke stavu membránové napjatosti.

Jelikož je řešení skořepin staticky určitou úlohou. Je možné vidět, že k určení vnitřních sil N_1 , N_2 , S_{12} vystačí pouze statické rovnice a okrajové podmínky. Pokud jsou tyto hodnoty známé, může se přejít k výpočtu parametrů deformace ε_1 , ε_2 , γ_{12} , viz rovnice (17) a (18).

V této soustavě rovnic jsou neznámé posuvy u , v , w . Po vyřešení neznámých je možné vypočítat změny křivosti střednicové plochy $\kappa_1, \kappa_2, \kappa_{12}$. Membrána změnám křivosti nevzdoruje. V reálné skořepině vznikají ohybové a kroutící momenty. Proto je důležité se na závěr výpočtu přesvědčit, zda jsou tyto hodnoty opravdu zanedbatelné.

3.3.3 Porovnání membránové a ohybové teorie

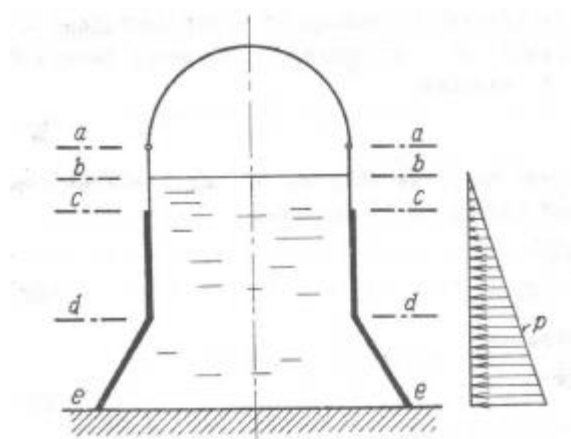
V membránové teorii je možné snadno použít deformační metodu. Každé souřadnicové křivce, pokud je okrajem skořepiny, se musí předepsat dvě okrajové podmínky.

Membránová teorie je v porovnání s ohybovou teorií mnohem jednodušší především po matematické stránce. Její základní rovnice jsou jednoduše integrovatelné pro širokou třídu úloh, s čímž je možné se setkat i v praxi. Naproti tomu diferenciální rovnice ohybové teorie tvoří obtížně řešitelný systém osmého řádu, který vyžaduje na každém kraji skořepiny zavést čtyři okrajové podmínky.

3.3.4 Oblast použitelnosti membránové teorie

Na Obr. 33 můžeme vidět hned několik křivek poruch napjatosti:

1. Okraje skořepiny – řez e-e
2. Zlomy ve střednicové ploše (řez d-d) případně křivky, na nichž se mění skokem křivost střednicové plochy (řez a-a)
3. Křivky podél kterých se mění skokem tuhost skořepiny (řez c-c)
4. Křivky nespojitosti složek zatížení či jejich derivací (řez b-b, derivace p)



Obr. 33 Oblasti použitelnosti [13]

Poruchy se vyšetřují ve dvou krocích. V prvním kroku se řeší skořepina podle membránové teorie. Toto řešení vyhovuje pouze některým okrajovým podmínkám. Proto se

považuje jen za přibližné řešení. K získání úplného řešení, které by vyhovovalo všem okrajovým podmínkám, je třeba vyřešit v druhém kroku homogenní soustavu diferenciálních rovnic ohybové teorie.

3.3.5 Podepření a okrajové podmínky

Aby bylo možné řešit výše uvedené předpoklady, je potřeba vhodně zvolit okrajové podmínky.

- 1) Okraj skořepiny je neposuvně podepřen

Pevně podepřený okraj nám nepovolí žádným posunům a jsou na něm tedy nulové všechny složky posunu. Navíc kloubové uložení nezachytí žádný moment.

$$u = 0, v = 0, w = 0, M_2 = 0$$

- 2) Okraj skořepiny je posuvně vetknut

V tomto případě jsou opět vyloučeny všechny posuny a navíc je vyloučeno i otáčení v místě vetknutí.

$$u = 0, v = 0, w = 0, \frac{\partial w}{\partial \beta} = 0$$

- 3) Okraj skořepiny je volný

V tomto případě na uvažovaném okraji nemohou působit žádné silové účinky.

$$N_2 = 0, M_2 = 0, Q_2 = 0, S_{21} = 0, M_{21} = 0$$

- 4) Okraj skořepiny je posuvně podepřen

Je uvažován případ, kdy okraj $\beta = \text{konst.}$ je podepřen tak, že podepření umožňuje posuny ve směru kolmém ke střední ploše skořepiny. Toto uložení nezachytí žádná moment ani žádnou sílu kolmou ke střední ploše.

$$u = 0, v = 0, m_2 = 0, q_2 + \frac{1}{A} \frac{\partial m_{21}}{\partial \alpha} = 0$$

3.3.6 Problematika dimenzování

Při návrhu skořepiny se musí počítat se všemi možnými poruchami, které mohou vzniknout během životnosti konstrukce. Nejdůležitější poruchy je postupný nárůst plastické deformace až k dosažení meze pevnosti a následné poruše, malocyklová únava, ztráta stability, křehký lom, tečení za vysokých teplot (creep), koroze pod napětím, únava (vysokocyklová). Všechny uvedené způsoby porušení se musí brát v úvahu.

Při modelování okrajových podmínek, je vždy dobré skutečně modelovat podpůrné konstrukce. Rozdíl ve velikosti výsledků pro pružnou a ideální podporu může být opravdu značný.

Pokud je do konstrukce nutné umístit otvory, je důležité se zamyslet, kam otvor umístíme; nejlepším řešením je umístění otvoru do vrcholu nebo v polovině vzdálenosti mezi rohovými podporami. Otvory se umísťují symetricky a je dobré použít ztužující prvky.

Je vhodné skořepinu doplnit o ztužující prstenec, který zajistí prostorovou stabilitu celé konstrukce. Pokud jsou jako ztužující prvek použita žebra, nebude se už konstrukce chovat jako skořepina, ale zachová se tak vnější vzhled skořepiny.

V oblastech, kde dochází ke styku skořepiny a ztužujícího prvku, se mluví o přechodové oblasti. Lze zde předpokládat větší porušení membránové konstrukce. Proto se v těchto místech nejčastěji navrhuje lokální zvětšení tloušťky skořepiny.

Z hlediska architektonického vzhledu není možné tvar konstrukce příliš měnit. Proto může dojít k tomu, že je konstrukce z hlediska statického neproveditelná. Je třeba potom udělat zásahy například do tloušťky konstrukce. Další možností je například použít právě zmiňované ztužující prvky a uvažovat konstrukci jako hybridní. Případně se může využít předpětí konstrukce.

Z hlediska zatížení je dobré se vyhnout náhlým změnám zatížení; toto hledisko je důležité zahrnout při rekonstrukci objektu. Dále potom nerovnoměrné zatížení a lokální břemena bývají velmi náchylná pro skořepinové konstrukce. Proto je důležité je nevynechávat ve statickém výpočtu, protože často mají rozhodující roli. Lokálním břemenům je nejlepší se zcela vyhnout. Pokud ale na konstrukci musí působit lokální břemeno, je dobré navrhnout roznášecí desku pod místo působení zatížení.

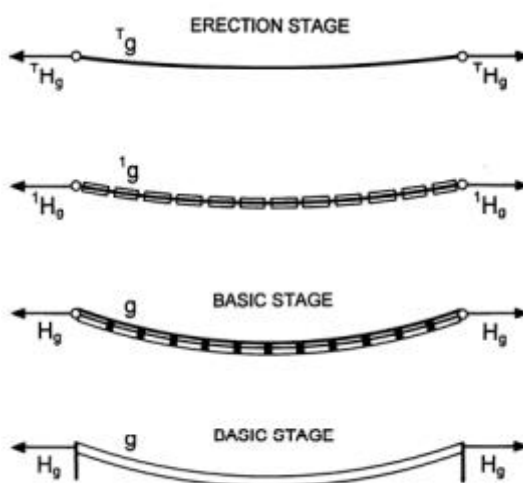
3.4 Technologie provádění

Z hlediska materiálu je možné se setkat se skořepinami z prostého betonu, železobetonu, předpjatého betonu, nebo s betonem s rozptýlenou výztuží.

Prostý beton byl využíván zejména v historii pro stavbu střešních kopulí. Železobeton je dnes asi nejrozšířenějším řešením. Výztuž je v nepodporové oblasti spíše konstrukční, v krajní

oblasti pak pomáhá přenést ohybové účinky. Předpjatý beton se využije tam, kde nelze měnit tvar tak, aby ideálně přenášel zatížení. Beton s rozptýlenou výztuží se využije tam, kde není možné použít železobeton. Tento typ výztuže zvýší modul pružnosti výsledného materiálu a tím se sníží deformace.

Konstrukce, která je tvarem blízká hyperbolickému paraboloidu, můžeme vytvořit z lanové sítě. Na tuto konstrukci lze zavěsit deskové prvky, a tak vytvořit plochu podobnou hyperbolickému paraboloidu. Po předepnutí kabelů tvořících lanovou síť dostaneme konstrukci požadovaného tvaru.



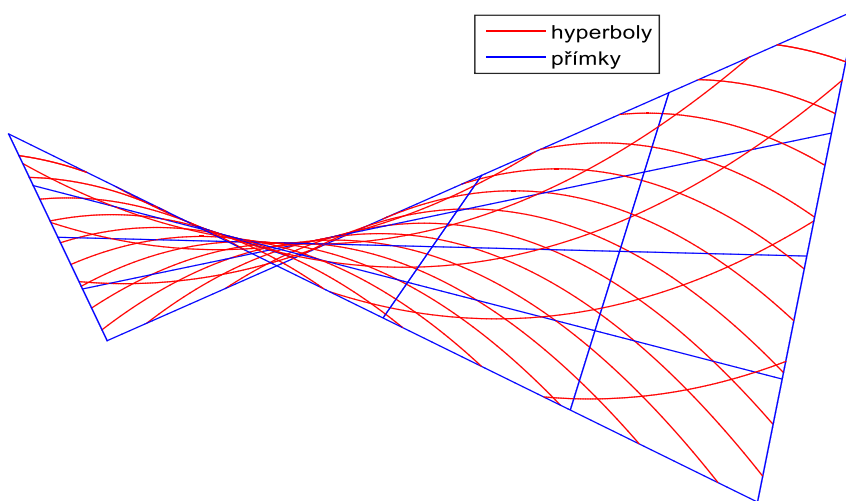
Obr. 34 Schéma provádění konstrukce [17]

4 Hyperbolický paraboloid

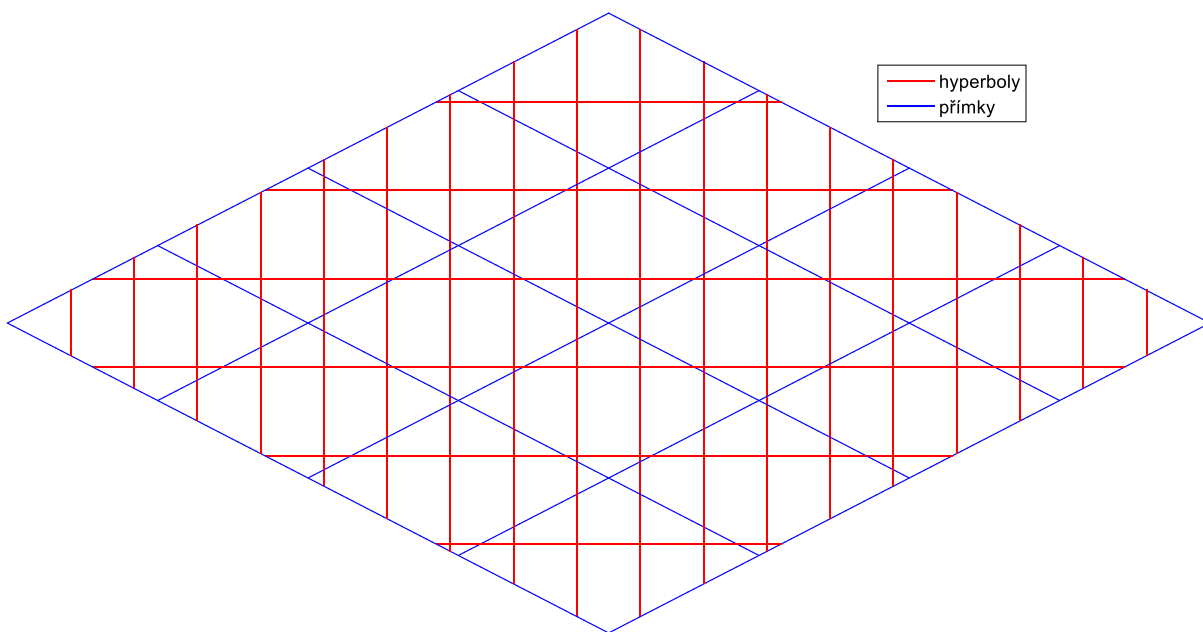
Tato konstrukce je představitelem visuté konstrukce dvojí křivosti. U konstrukcí jednoduché křivosti je tuhost dána ohybovou tuhostí, u konstrukcí s dvojí křivostí je navíc zvýšena tuhost o smykovou únosnost a zkroucení povrchu skořepiny.

Jedná se o komplikovanější konstrukci, proto je i komplikovanější výstavba, zejména se jedná o nákladnou skruž.

Tento tvar je přímkový, proto je možné vybetonovat konstrukci na skruži tvořené přímkovými bednicími prvky. Paraboloid, je namáhám ve dvou na sebe kolmých směrech, které vytváří tažené a tlačené pruhy.



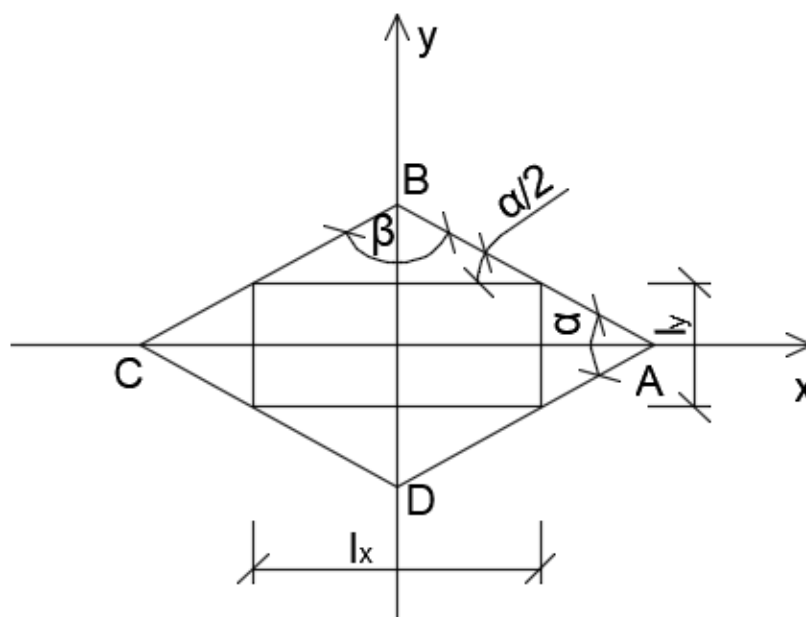
Obr. 35 Hyperbolický paraboloid v kosoúhlém promítání



Obr. 36 Půdorys hyperbolického paraboloidu

4.1 Obecné zadání úlohy

Abychom se nevěnovali čistě matematickému popisu bez vazby na reálný technický problém, definujme si úlohu takto: Mějme plochu obdélníkového půdorysu o rozměrech l_x a l_y , kterou máme za úkol zastřešit obecně střechou kosočtvercového půdorysu, viz Obr. 37.



Obr. 37 Vstupní zadání

Pro zjednodušení uvažujme, že vrcholy obdélníku leží po jednom na stranách kosočtverce. Protože lze dokázat, že přímky tvořící hyperbolický paraboloid jsou v půdorysu vzájemně rovnoběžné (v jednu i druhém směru), mění se matematická úloha v nalezení vrcholů daného kosočtverce.

4.2 Matematický popis

Hyperbolický paraboloid je kvadrika, pro kterou v daném kartézském souřadném systému O_{xyz} platí rovnice

$$z(x, y) = \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \quad (22)$$

a, b jsou délky os hyperbolického paraboloidu; $a, b > 0$

K tomu abychom mohli vyjádřit jednotlivé směrnice přímek ležících na hyperbolickém paraboloidu, musíme učinit několik úprav. Pokud rovnici (22) převedeme na společný jmenovatel, získáme rovnici (23). Následně na novou rovnici můžeme uplatnit rozklad na součin pomocí vzorců, čímž dojdeme k rovnici (24).

$$z(x, y) = \frac{x^2 b^2 - y^2 a^2}{a^2 b^2} \quad (23)$$

$$z(x, y) = \frac{(xb - ya)(xb + ya)}{a^2 b^2} \quad (24)$$

$$a^2 b^2 = \frac{1}{q}, (xb - ya) = x', (xb + ya) = y' \rightarrow z(x, y) = qx'y' \quad (25)$$

Matematický popis soustav přímek tvořících hyperbolický paraboloid v obou směrech lze vyjádřit jako

$$z_{x'}(x, y) = k'_x \cdot x', \text{ kde } k'_x = q(xb + ya) = \text{konst.} \quad (26)$$

$$z_{y'}(x, y) = k'_y \cdot y', \text{ kde } k'_y = q(xb - ya) = \text{konst.} \quad (27)$$

Položíme-li postupně směrnice k'_x a k'_y rovny nule, dostaneme rovnice

$$y = \frac{b}{a}x = k_x x \quad (28)$$

$$y = -\frac{b}{a}x = k_y x, \quad (29)$$

kteří udávají množinu všech bodů hyperbolického paraboloidu, pro které platí $z = 0$ a zároveň rovnice průměten do roviny xy , které procházejí počátkem souřadného systému.

Protože jsou přímky v obou směrech půdorysu vzájemně rovnoběžné, směrnice k_x a k_y udávají směrnice všech průmětových přímek hyperbolického paraboloidu.

Velikost úhlu α (viz Obr. 37) lze pak snadno určit z rovnice

$$\tan \frac{\alpha}{2} = \frac{b}{a} \quad (30)$$

Souřadnice vrcholů $A[x_{max}, 0]$, $B[0, y_{max}]$, $C[-x_{max}, 0]$ a $D[0, -y_{max}]$ lze vypočítat z rovnic

$$\tan \frac{\alpha}{2} = \frac{b}{a} = \frac{\frac{l_y}{2}}{x_{max} - \frac{l_x}{2}} \quad (31)$$

$$\tan \frac{\alpha}{2} = \frac{b}{a} = \frac{y_{max} - \frac{l_y}{2}}{\frac{l_x}{2}}, \quad (32)$$

kde úpravou získáme výsledný tvar

$$x_{max} = \frac{l_x}{2} + \frac{a l_y}{b} \quad (33)$$

$$y_{max} = \frac{b l_x}{a} + \frac{l_y}{2}. \quad (34)$$

Vrcholy ABCD je definován nejen půdorysný kosočtverec, ale i celý hyperbolický paraboloid. Rovnice jednotlivých přímek lze získat následujícím postupem. Zvolením vybraného bodu v rovině xy , který náleží kosočtverci ABCD, lze pomocí rovnice (26) nebo (27) získat směrnici přímky hyperboloidu k'_x nebo k'_y .

Délka půdorysného průmětu hrany střechy s je pak

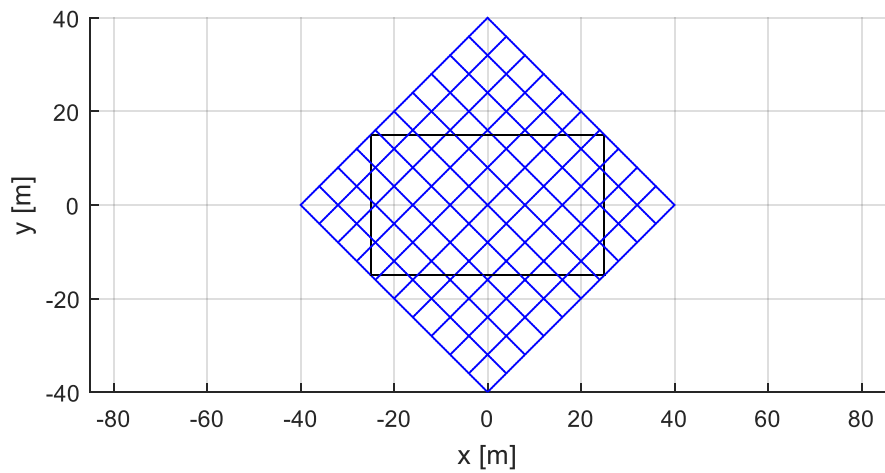
$$s = \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}. \quad (35)$$

Z definice prochází hyperbolický paraboloid středem souřadného systému, což však není v dané aplikaci žádoucí. Proto bude celá kvadrika posunutá ve směru osy z o vzdálenost z_0 a bude mít výsledný předpis

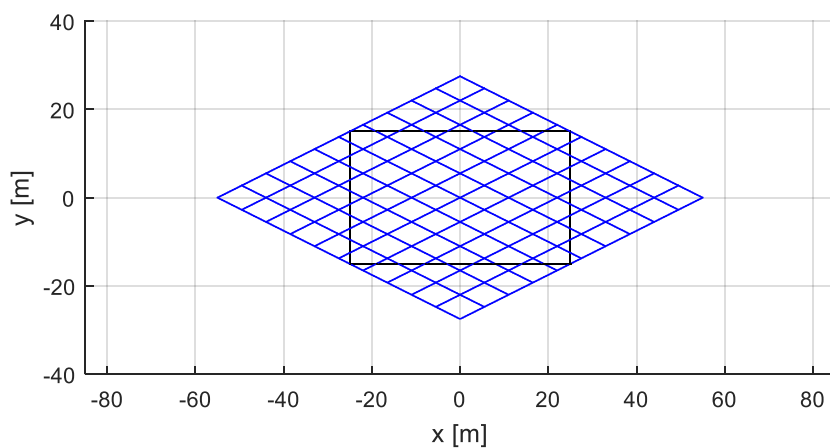
$$z(x, y) = q(xb - ya) \cdot (xb + ya) + z_0. \quad (36)$$

4.2.1 Vliv jednotlivých parametrů

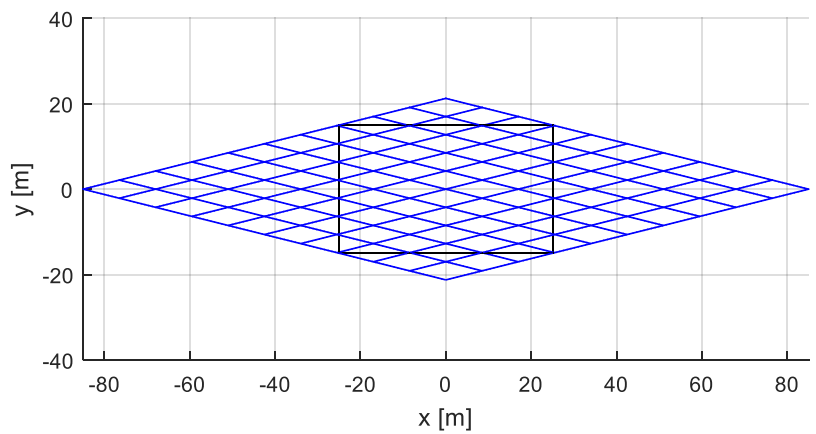
Volbou jednotlivých parametrů můžeme měnit půdorysný tvar a zploštění hyperbolického paraboloidu. Ke změně půdorysných rozměrů dojdeme změnou parametru a a b . Při zvoleném půdorysu můžeme změnit zploštění pomocí parametru q .



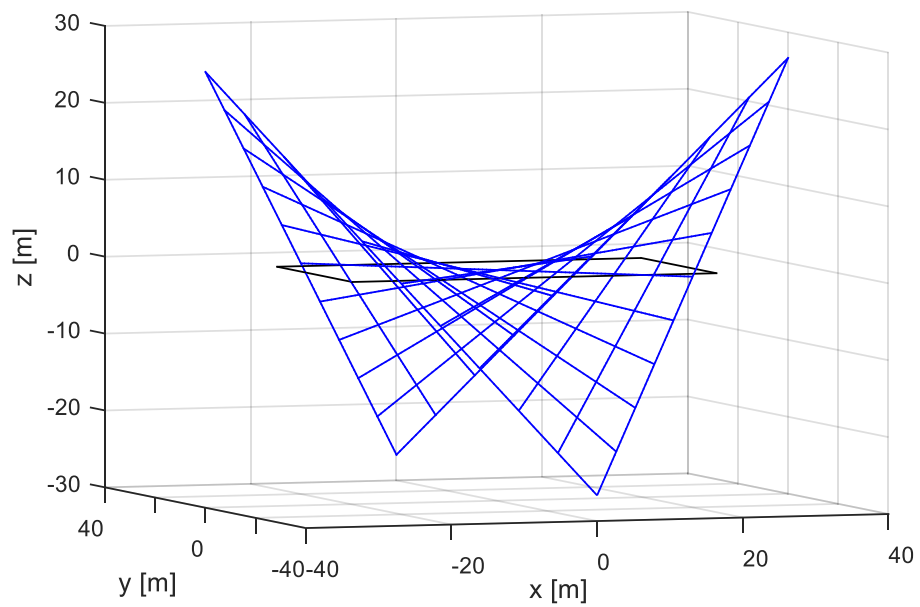
Obr. 38 Parametry a a b jsou v poměru 1:1



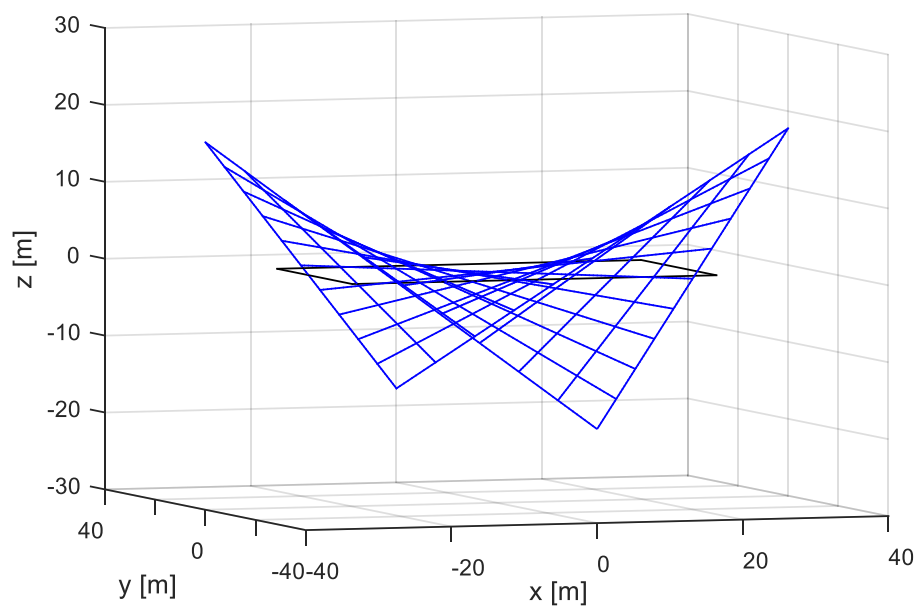
Obr. 39 Parametry a a b jsou v poměru 1:2



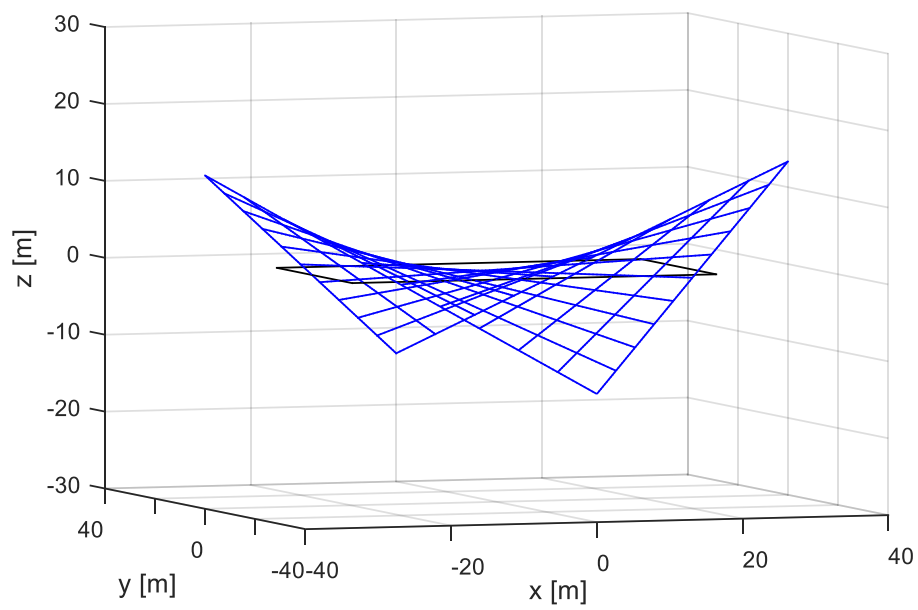
Obr. 40 Parametry a a b jsou v poměru 1:4



Obr. 41 Parametry a a b jsou v poměru 1:1 a q má velikost 1/60



Obr. 42 Parametry a a b jsou v poměru 1:1 a q má velikost 1/90



Obr. 43 Parametry a a b jsou v poměru 1:1 a q má velikost 1/120

5 Tvorba modelu

Před samotným numerickým návrhem skořepiny ve tvaru hyperbolického paraboloidu bude nejprve proveden analytický výpočet namáhání skořepiny, vnitřních silových účinků a posuvů dle postupu popsáno v [16]. Parametry hyperbolického paraboloidu a materiálové vlastnosti jsou zvoleny následovně:

Materiálové parametry a tloušťka skořepiny:

$$E = 32,8 \cdot 10^9 \text{ [Pa]}$$

$$\mu = 0,2 \text{ [-]}$$

$$h = 0,2 \text{ [m]}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu)} = 27,3 \cdot 10^7 \text{ [Nm]}$$

Rozměry zastřešené budovy:

$$l_x = 100 \text{ [m]}$$

$$l_y = 50 \text{ [m]}$$

$$h = 9 \text{ [m]}$$

Parametry hyperbolického paraboloidu:

$$a = 4$$

$$b = 1$$

$$q = 1/260$$

5.1 Analytický výpočet

Analytický výpočet je náročný a proveditelný pouze pro jednoduché tvary. Proto bude uvažovaný zjednodušený tvar hyperbolického paraboloidu, kdy délky os hyperbolického paraboloidu jsou si rovny, $a = b = 1$. Rovnice (22) tak přejde do tvaru

$$z(x, y) = \frac{x^2 - y^2}{a^2} = q(x^2 - y^2) = q(x - y)(x + y) \quad (37)$$

a zavedením nového souřadného systému dle rovnic (23) - (25) je získán výsledný matematický zápis hyperbolického paraboloidu

$$z(x', y') = qx'y' \quad (38)$$

Bod střední plochy skořepiny lze v novém kartézském souřadném systému vyjádřit jako

$$\vec{r} = x'\vec{i} + y'\vec{j} + z\vec{k}, \quad (39)$$

kde \vec{i} , \vec{j} , \vec{k} jsou jednotkové vektory ve směru os x' , y' a z . Ortogonální křivočarý souřadný systém α a β je zaveden v souladu s původním kartézským souřadným systémem takto:

$$\begin{aligned} \alpha &= x' \\ \beta &= y' \end{aligned} \quad (40)$$

a daný bod střední plochy lze nově popsat jako

$$\vec{r} = \alpha\vec{i} + \beta\vec{j} + q\alpha\beta\vec{k}. \quad (41)$$

Lamého parametry A a $B(5)$ jsou tedy

$$\begin{aligned} A &= \left| \frac{\partial \vec{r}}{\partial \alpha} \right| = \left| \frac{\partial}{\partial \alpha} (\alpha\vec{i} + \beta\vec{j} + q\alpha\beta\vec{k}) \right| = |\vec{i} + q\beta\vec{k}| = \sqrt{1 + q^2\beta^2} \\ B &= \left| \frac{\partial \vec{r}}{\partial \beta} \right| = \left| \frac{\partial}{\partial \beta} (\alpha\vec{i} + \beta\vec{j} + q\alpha\beta\vec{k}) \right| = |\vec{j} + q\alpha\vec{k}| = \sqrt{1 + q^2\alpha^2} \end{aligned} \quad (42)$$

Hyperbolický paraboloid je tvořen soustavou přímk, které jsou pro tento případ ($a = b$) na sebe kolmé. Proto lze definovat hlavní směry křivosti ve směru souřadnic α a β a poloměry křivosti budou rovny

$$\begin{aligned} R_1 &\rightarrow \infty \\ R_2 &\rightarrow -\infty, \end{aligned} \quad (43)$$

čímž je splněna podmínka o největší a nejmenší křivosti v daném bodě a o záporné Gaussově křivosti hyperbolického paraboloidu. Na tuto definici lze nahlížet i z pohledu zjednodušení rovnic pro řešení skořepiny, kdy při uvažování dostatečně malého činitele q v (38) budou všechny výrazy obsahující R_1 a R_2 zanedbatelné (poloměry křivosti se vždy nachází ve jmenovateli zlomku).

Normovaná ortogonální báze definovaná v (7) má pro tuto skořepinu tvar

$$\begin{aligned}\vec{e}_1 &= \frac{1}{A} \frac{\partial \vec{r}}{\partial \alpha} = \frac{1}{\sqrt{1+q^2\beta^2}} (\vec{i} + q\beta\vec{k}) \\ \vec{e}_2 &= \frac{1}{B} \frac{\partial \vec{r}}{\partial \beta} = \frac{1}{\sqrt{1+q^2\alpha^2}} (\vec{j} + q\alpha\vec{k})\end{aligned}\quad (44)$$

$$\vec{e}_n = \vec{e}_1 \times \vec{e}_2 = \frac{1}{\sqrt{1+q^2\beta^2}\sqrt{1+q^2\alpha^2}} (-q\beta\vec{i} - q\alpha\vec{j} + \vec{k})$$

Pro vyjádření rovnic rovnováhy jsou důležité křížové derivace Lamého parametrů, které lze vypočítat jako

$$\begin{aligned}\frac{\partial A}{\partial \beta} &= \frac{\partial \sqrt{1+q^2\beta^2}}{\partial \beta} = \frac{1}{2} (1+q^2\beta^2)^{-\frac{1}{2}} \cdot 2q^2\beta = \frac{q^2\beta}{A} \\ \frac{\partial B}{\partial \alpha} &= \frac{\partial \sqrt{1+q^2\alpha^2}}{\partial \alpha} = \frac{1}{2} (1+q^2\alpha^2)^{-\frac{1}{2}} \cdot 2q^2\alpha = \frac{q^2\alpha}{B}\end{aligned}\quad (45)$$

Soustavu rovnic (11) lze upravit do tvaru

$$\begin{aligned}\frac{1}{AB} \left[\frac{\alpha}{B} (N_1 - N_2) + B \frac{\partial N_1}{\partial \alpha} + 2 \frac{\beta}{A} S_{12} + \frac{\partial S_{21}}{\partial \beta} \right] + p_1 &= 0 \\ \frac{1}{AB} \left[2 \frac{\alpha}{B} S_{12} + B \frac{\partial S_{12}}{\partial \alpha} + \frac{\beta}{A} (N_2 - N_1) N_2 + A \frac{\partial N_2}{\partial \beta} \right] + p_2 &= 0 \\ \frac{1}{AB} \left[\frac{\alpha}{B} Q_1 + B \frac{\partial Q_1}{\partial \alpha} + \frac{\beta}{A} Q_2 + A \frac{\partial Q_2}{\partial \beta} \right] + p_n &= 0\end{aligned}\quad (46)$$

Posouvající síly Q_1 a Q_2 jsou z (14) vyjádřené ve tvaru

$$\begin{aligned}Q_1 &= \frac{q^2\alpha}{AB^2} M_1 + \frac{1}{AB} \frac{\partial M_1}{\partial \alpha} + 2 \frac{q^2\beta}{A^2B} M_{12} + \frac{1}{AB} \frac{\partial M_{12}}{\partial \beta} - \frac{q^2\alpha}{AB^2} M_2 \\ Q_2 &= 2 \frac{q^2\alpha}{AB^2} M_{12} + \frac{1}{AB} \frac{\partial M_{12}}{\partial \alpha} + \frac{q^2\beta}{A^2B} M_2 + \frac{1}{AB} \frac{\partial M_2}{\partial \beta} - \frac{q^2\beta}{A^2B} M_1\end{aligned}\quad (47)$$

Před dosazením Q_1 a Q_2 do (11) je nutné určit jejich derivace. Obě posouvající síly jsou dány součtem několika členů, takže pro přehlednost budou nejprve určeny jednotlivé dílčí derivace:

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{1}{B} \right) &= \frac{\partial}{\partial \alpha} (1+q^2\alpha^2)^{-\frac{1}{2}} = -\frac{1}{2} (1+q^2\alpha^2)^{-\frac{3}{2}} \cdot 2q^2\alpha = \frac{-q^2\alpha}{B^3} \\ \frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{1}{A} \right) &= \frac{-q^2\beta}{A^3} \\ \frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{\alpha}{B^2} \right) &= \frac{B^2 - \alpha \cdot 2q^2\alpha}{B^4} = \frac{1+q^2\alpha^2 - 2q^2\alpha^2}{B^4} = \frac{1-q^2\alpha^2}{B^4} \\ \frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{\beta}{A^2} \right) &= \frac{1-q^2\beta^2}{A^4}\end{aligned}\quad (48)$$

a výsledné derivace posouvajících sil Q_1 a Q_2 jsou

$$\begin{aligned}
\frac{\partial Q_1}{\partial \alpha} &= \frac{q^2}{A} \cdot \frac{1 - q^2 \alpha^2}{B^4} (M_1 - M_2) + \frac{q^2 \alpha}{AB^2} \left(\frac{\partial M_1}{\partial \alpha} - \frac{\partial M_2}{\partial \alpha} \right) - \frac{q^2 \alpha}{AB^3} \left(\frac{\partial M_1}{\partial \alpha} + \frac{\partial M_{12}}{\partial \beta} \right) \\
&\quad + \frac{1}{AB} \left(\frac{\partial^2 M_1}{\partial \alpha^2} + \frac{\partial^2 M_{12}}{\partial \alpha \partial \beta} \right) + 2 \frac{q^2 (\alpha - \beta)}{A^2 B^3} M_{12} + 2 \frac{q^2 \beta}{A^2 B} \frac{\partial M_{12}}{\partial \alpha} \\
\frac{\partial Q_2}{\partial \beta} &= \frac{q^2}{B} \cdot \frac{1 - q^2 \beta^2}{A^4} (M_2 - M_1) + \frac{q^2 \beta}{A^2 B} \left(\frac{\partial M_2}{\partial \beta} - \frac{\partial M_1}{\partial \beta} \right) - \frac{q^2 \beta}{A^3 B} \left(\frac{\partial M_2}{\partial \beta} + \frac{\partial M_{12}}{\partial \alpha} \right) \\
&\quad + \frac{1}{AB} \left(\frac{\partial^2 M_2}{\partial \beta^2} + \frac{\partial^2 M_{12}}{\partial \alpha \partial \beta} \right) + 2 \frac{q^2 (\alpha - \beta)}{A^3 B^2} M_{12} + 2 \frac{q^2 \alpha}{AB^2} \frac{\partial M_{12}}{\partial \beta}
\end{aligned} \tag{49}$$

Posouvající síly Q_1 a Q_2 a jejich derivace dosadíme do třetí rovnice v (46) a následně jednotlivé silové a momentové účinky nahradíme vztahy ve (20). Tím je obdržena soustava tří rovnic se třemi neznámými posuny u , v , w . Po náročných dosazováních a úpravách je obdržena výsledná soustava rovnic ve tvaru:

$$\begin{aligned}
C_{1ua2} \frac{\partial^2 u}{\partial \alpha^2} + C_{1ub2} \frac{\partial^2 u}{\partial \beta^2} + C_{1vab} \frac{\partial^2 v}{\partial \alpha \partial \beta} + C_{1ua} \frac{\partial u}{\partial \alpha} + C_{1ub} \frac{\partial u}{\partial \beta} + C_{1va} \frac{\partial v}{\partial \alpha} + C_{1vb} \frac{\partial v}{\partial \beta} + C_{1u} u \\
+ C_{1v} v = -p_1 \frac{2AB(1 + \mu)}{Eh} \\
C_{2vb2} \frac{\partial^2 v}{\partial \beta^2} + C_{2va2} \frac{\partial^2 v}{\partial \alpha^2} + C_{2uab} \frac{\partial^2 u}{\partial \alpha \partial \beta} + C_{2vb} \frac{\partial v}{\partial \beta} + C_{2va} \frac{\partial v}{\partial \alpha} + C_{2ub} \frac{\partial u}{\partial \beta} + C_{2ua} \frac{\partial u}{\partial \alpha} + C_{2v} v \\
+ C_{2u} u = -p_2 \frac{2AB(1 + \mu)}{Eh} \\
C_{wa4} \frac{\partial^4 w}{\partial \alpha^4} + C_{wb4} \frac{\partial^4 w}{\partial \beta^4} + C_{wa2b2} \frac{\partial^4 w}{\partial \alpha^2 \partial \beta^2} + C_{wa3} \frac{\partial^3 w}{\partial \alpha^3} + C_{wa2b} \frac{\partial^3 w}{\partial \alpha^2 \partial \beta} + C_{wab2} \frac{\partial^3 w}{\partial \alpha \partial \beta^2} + \\
C_{wb3} \frac{\partial^3 w}{\partial \beta^3} + C_{wa2} \frac{\partial^2 w}{\partial \alpha^2} + C_{wab} \frac{\partial^2 w}{\partial \alpha \partial \beta} + C_{wb2} \frac{\partial^2 w}{\partial \beta^2} + C_{wa} \frac{\partial w}{\partial \alpha} + C_{wb} \frac{\partial w}{\partial \beta} = -p_n \frac{AB}{D},
\end{aligned} \tag{50}$$

kde

$$\begin{aligned}
C_{1ua2} &= \frac{-2B}{A(\mu - 1)} \\
C_{1ub2} &= \frac{A}{B} \\
C_{1vab} &= \frac{1 - 2\mu}{(\mu - 1)} \\
C_{1ua} &= \frac{-2q^2 \alpha}{AB(\mu - 1)} \\
C_{1ub} &= \frac{q^2 \beta}{AB}
\end{aligned} \tag{51}$$

$$\begin{aligned}
C_{1va} &= \frac{q^2\beta}{A^2} - \frac{2q^2\beta}{A^2(\mu-1)} \\
C_{1vb} &= \frac{2q^2\alpha}{B^2(\mu-1)} - \frac{q^2\alpha}{B^2} \\
C_{1u} &= \frac{(-q^4\alpha^2 - 3q^2)\mu + 3q^4\alpha^2 + q^2}{AB^3(\mu-1)} \\
C_{1v} &= \frac{q^4\alpha\beta(\mu+1)}{A^2B^2(\mu-1)} \\
C_{2uab} &= \frac{1-2\mu}{(\mu-1)} \\
C_{2va2} &= \frac{B}{A} \\
C_{2vb2} &= \frac{-2A}{B(\mu-1)} \\
C_{2ua} &= \frac{2q^2\beta}{A^2(\mu-1)} - \frac{q^2\beta}{A^2} \\
C_{2ub} &= \frac{q^2\alpha}{B^2} - \frac{2q^2\alpha}{B^2(\mu-1)} \\
C_{2va} &= \frac{q^2\alpha}{AB} \\
C_{2vb} &= \frac{-2q^2\beta}{AB(\mu-1)} \\
C_{2u} &= \frac{q^4\alpha\beta(\mu+1)}{A^2B^2(\mu-1)} \\
C_{2v} &= \frac{(-q^4\beta^2 - 3q^2)\mu + 3q^4\beta^2 + q^2}{A^3B(\mu-1)} \\
C_{wa4} &= -\frac{B}{A^3} \\
C_{wb4} &= -\frac{A}{B^3} \\
C_{wa2b2} &= -\frac{2}{AB} \\
C_{wa3} &= -\frac{2q^2\alpha}{A^3B} \\
C_{wa2b} &= \frac{2q^2\beta}{A^3B} \\
C_{wab2} &= \frac{2q^2\alpha}{AB^3} \\
C_{wb3} &= \frac{-2q^2\beta}{AB^3}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_{wa2} &= \frac{-q^4\alpha^2 - q^4\beta^2 - 2q^2}{A^5B^3}\mu + \frac{-3q^6\alpha^2\beta^2 + 4q^4\alpha^2 - 5q^4\beta^2 + 2q^2}{A^5B^3} \\
C_{wab} &= \frac{6q^4\alpha\beta}{A^3B^3} \\
C_{wb2} &= \frac{-q^4\alpha^2 - q^4\beta^2 - 2q^2}{A^3B^5}\mu + \frac{-3q^6\alpha^2\beta^2 + 4q^4\beta^2 - 5q^4\alpha^2 + 2q^2}{A^3B^5} \\
C_{wa} &= \frac{q^6\alpha^3 + 3q^6\alpha\beta^2 + 4q^4\alpha}{A^5B^5}\mu + \frac{-5q^8\alpha^3\beta^2 - 2q^6\alpha\beta^2 + 3q^4\alpha}{A^5B^5} \\
C_{wb} &= \frac{q^6\beta^3 + 3q^6\alpha^2\beta + 4q^4\beta}{A^5B^5}\mu + \frac{-5q^8\alpha^2\beta^3 - 2q^6\alpha^2\beta + 3q^4\beta}{A^5B^5}
\end{aligned}$$

Vzhledem ke složitosti odvození všech koeficientů byly výpočty zkontrolovány pomocí *SymbolicMathToolboxu*TM pro MATLAB[®]. Je zřejmé, že soustava tří parciálních diferenciálních rovnic se rozpadla na soustavu dvou rovnic pro řešení posuvů u a v a jednu diferenciální parciální rovnici pro vyřešení posuvu w . Rovnice jsou příliš složité pro analytický výpočet, proto byla pro jejich vyřešení zvolena numerická metoda sítí.

5.1.1 Metoda sítí

Metoda sítí je jednou z nejjednodušších numerických metod, též nazývána metodou konečných diferencí. Spojením obou názvů dohromady lze lehce vysvětlit její princip. Vyšetřovaná plocha se rozdělí na síť s poli nejčastěji obdélníkového nebo čtvercového tvaru. Rozložení dané veličiny se řeší v uzlech vytvořené sítě, kdy se derivace ve zvoleném bodě nahradí diferencí vypočtenou pomocí okolních bodů. Pro čtvercovou síť s délkou hrany dh a pro obecnou proměnnou $\Phi(\alpha, \beta)$ definovanou v souřadném systému α, β , lze ve zvoleném bodě $\Phi_{i,j}$ nahradit parciální derivace pomocí diferencí [18]:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial\Phi}{\partial\alpha} &\approx \frac{\Phi_{i+1,j} - \Phi_{i-1,j}}{2dh} \\
\frac{\partial\Phi}{\partial\beta} &\approx \frac{\Phi_{i,j+1} - \Phi_{i,j-1}}{2dh} \\
\frac{\partial^2\Phi}{\partial\alpha^2} &\approx \frac{\Phi_{i+1,j} - 2\Phi_{i,j} + \Phi_{i-1,j}}{(dh)^2} \\
\frac{\partial^2\Phi}{\partial\beta^2} &\approx \frac{\Phi_{i,j+1} - 2\Phi_{i,j} + \Phi_{i,j-1}}{(dh)^2} \\
\frac{\partial^2\Phi}{\partial\alpha\beta} &\approx \frac{\Phi_{i+1,j+1} + \Phi_{i-1,j-1} - \Phi_{i+1,j-1} - \Phi_{i-1,j+1}}{4(dh)^2}
\end{aligned} \tag{52}$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^3 \Phi}{\partial \alpha^3} &\approx \frac{\Phi_{i+2,j} - 2\Phi_{i+1,j} + 2\Phi_{i-1,j} - \Phi_{i-2,j}}{2(dh)^3} \\
\frac{\partial^3 \Phi}{\partial \beta^3} &\approx \frac{\Phi_{i,j+2} - 2\Phi_{i,j+1} + 2\Phi_{i,j-1} - \Phi_{i,j-2}}{2(dh)^3} \\
\frac{\partial^3 \Phi}{\partial \alpha^2 \beta} &\approx \frac{\Phi_{i+1,j+1} - 2\Phi_{i,j+1} + \Phi_{i-1,j+1} - \Phi_{i+1,j-1} + 2\Phi_{i,j-1} - \Phi_{i-1,j-1}}{2(dh)^3} \\
\frac{\partial^3 \Phi}{\partial \alpha \beta^2} &\approx \frac{\Phi_{i+1,j+1} - 2\Phi_{i+1,j} - \Phi_{i-1,j+1} + \Phi_{i+1,j-1} + 2\Phi_{i-1,j} - \Phi_{i-1,j-1}}{2(dh)^3} \\
\frac{\partial^4 \Phi}{\partial \alpha^4} &\approx \frac{\Phi_{i+2,j} - 4\Phi_{i+1,j} + 6\Phi_{i,j} - 4\Phi_{i-1,j} - \Phi_{i-2,j}}{(dh)^4} \\
\frac{\partial^4 \Phi}{\partial \beta^4} &\approx \frac{\Phi_{i,j+2} - 4\Phi_{i,j+1} + 6\Phi_{i,j} - 4\Phi_{i,j-1} - \Phi_{i,j-2}}{(dh)^4} \\
\frac{\partial^4 \Phi}{\partial \alpha^2 \beta^2} &\approx \frac{\Phi_{i+1,j+1} - 2\Phi_{i+1,j} + \Phi_{i+1,j-1} - 2(\Phi_{i,j+1} - 2\Phi_{i,j} + \Phi_{i,j-1})}{(dh)^4} \\
&\quad + \frac{\Phi_{i-1,j+1} - 2\Phi_{i-1,j} + \Phi_{i-1,j-1}}{(dh)^4}
\end{aligned}$$

Pro numerické řešení okrajové úlohy pro daný posuv je nutné definovat okrajové podmínky. Okraj skořepiny bude uvažován neposuvně podepřen, a proto dle kapitoly 3.3.5 budou všechny posuvy $u = v = w = 0$ pro všechny okrajové body skořepiny se souřadnicemi $[i,1]$, $[i,j_{max}]$, $[1,j]$, $[i_{max},j]$. Derivace v (50) se nahradí diferencemi ze (52), rovnice se upraví a vyjádří koeficienty jednotlivých bodů sousedních k bodu o souřadnici $[i,j]$. Pro každý bod řešené plochy se tak vyjádří lineární algebraická rovnice a celou soustavu rovnic lze vyjádřit v maticovém tvaru

$$\mathbf{M}\Phi = \mathbf{b} \quad (53)$$

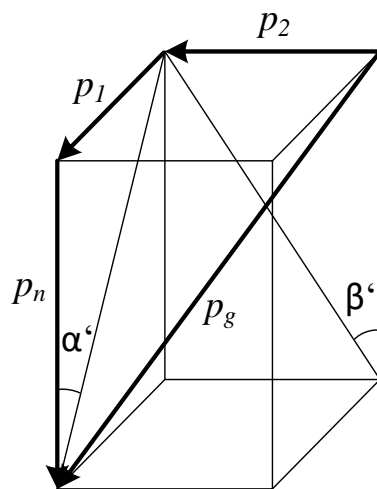
kde matice \mathbf{M} je matice koeficientů jednotlivých bodů, kdy každý řádek odpovídá rovnici pro jeden bod a každý sloupec přísluší koeficientům jednoho bodu, viz Tab. 1. \mathbf{M} bývá výhradně pásová matice, kdy nenulové prvky se nacházejí podél hlavní diagonály, jak je naznačeno v tabulce, a většina prvků je nulových.

Vektor pravých stran \mathbf{b} je přímo definován pravými stranami rovnic v (50). E , D a μ jsou materiálové konstanty a h je tloušťka skořepiny konstantní v celé skořepině. Zbývá tedy pouze vyšetřit velikost jednotlivých složek působící vnější síly p_1 , p_2 a p_n . Při uvažování vlastní tíhy konstrukce má vždy působící gravitační síla p_g pouze složku v záporném směru

Tab. 1 Příklad pásové matice M

	[1, 1]	[2, 1]	[3, 1]	...	[i_{max} , 1]	[1, 2]	[2, 2]	[3,2]	...	[i_{max} , j_{max}]
[1, 1]										
[2, 1]										
[3, 1]										
...										
[i_{max} , 1]										
[1, 2]										
[2, 2]										
[3, 2]										
...										
[i_{max} , j_{max}]										

osy z . Na skořepině je však zaveden křivočarý systém a složky síly p_1 , p_2 a p_n jsou vztaženy k němu. Rozklad síly p_g do těchto tří složek je znázorněn na Obr. 44.



Obr. 44 Rozklad síly zatížení

Skořepina je v obecném bodě popsána rovnicí $z = qxy = q\alpha\beta$ a směrnice tečen podle jednotlivých souřadnic α a β jsou rovny

$$\begin{aligned}\frac{\partial z}{\partial \alpha} &= q\beta = \operatorname{tg} \alpha' \\ \frac{\partial z}{\partial \beta} &= q\alpha = \operatorname{tg} \beta',\end{aligned}\tag{54}$$

kde α' a β' jsou úhly odklonu tečny od roviny $z = 0$. Směrnice zároveň udávají poměry mezi velikostmi složek působící vnější síly p_1 , p_2 a p_n , protože platí:

$$\begin{aligned}\operatorname{tg} \alpha' = q\beta &= \frac{p_1}{p_n} \rightarrow p_1 = p_n \cdot q\beta \\ \operatorname{tg} \beta' = q\alpha &= \frac{p_2}{p_n} \rightarrow p_2 = p_n \cdot q\alpha\end{aligned}\tag{55}$$

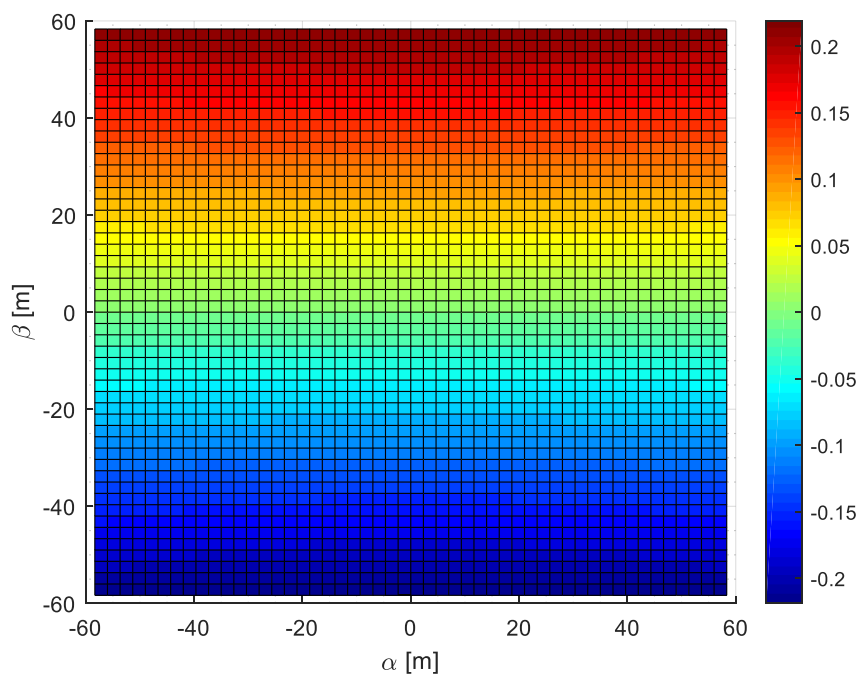
Výsledná síla p_g je dána vektorovým součtem všech tří složek

$$p_g = \sqrt{p_1^2 + p_2^2 + p_n^2} = p_n \sqrt{1 + q^2\alpha^2 + q^2\beta^2}\tag{56}$$

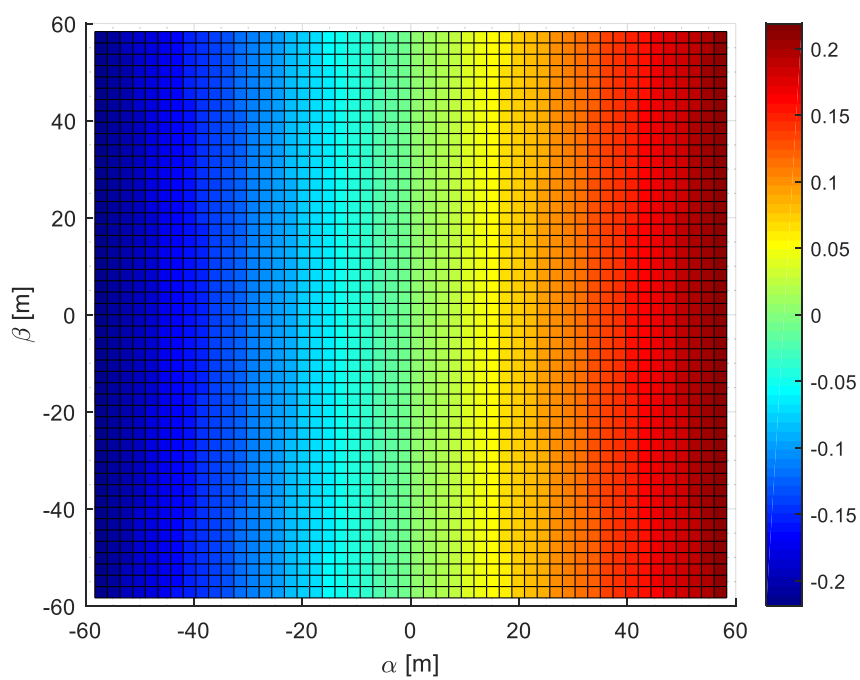
Jednotlivé složky jsou tedy vyjádřeny takto:

$$\begin{aligned}p_1 &= \frac{p_g}{\sqrt{1 + q^2\alpha^2 + q^2\beta^2}} q\beta \\ p_2 &= \frac{p_g}{\sqrt{1 + q^2\alpha^2 + q^2\beta^2}} q\alpha \\ p_n &= \frac{p_g}{\sqrt{1 + q^2\alpha^2 + q^2\beta^2}}\end{aligned}\tag{57}$$

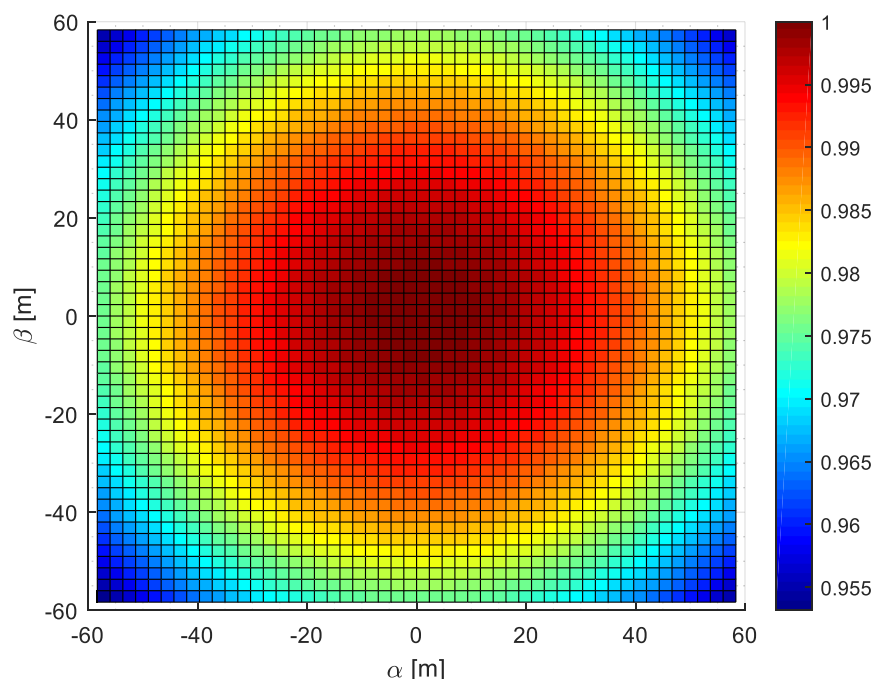
Na Obr. 45 až Obr. 47 je zobrazeno rozložení jednotlivých složek vnější gravitační síly v závislosti na poloze ve skořepině v poměrných jednotkách.



Obr. 45 Závislost poměru p_1/p_g v závislosti na souřadnicích α , β



Obr. 46 Závislost poměru p_2/p_g v závislosti na souřadnicích α , β



Obr. 47 Závislost poměru p_n/p_g v závislosti na souřadnicích α , β

Je potvrzeno, že v bodě $[0, 0]$ působí veškerá síla ve směru normály p_n a směrem k okrajům skořepiny se tato složka zmenšuje, nicméně díky zvolenému koeficientu q zůstává pořád majoritní složkou. Pro železobeton je uvažována objemová hustota $\rho = 2500 \text{ kg m}^{-3}$ a gravitační síla vztažená na jednotku plochy skořepiny p_g má tudíž velikost

$$p_g = \rho \cdot g \cdot h = 2500 \cdot 9,81 \cdot 0,2 = 4905 \text{ Pa} , \quad (58)$$

kde g je tíhové zrychlení, které má v naší zeměpisné šířce hodnotu $g = 9,81 \text{ m s}^{-2}$.

Vyšetřovaná plocha má čtvercový půdorys. Při rozdělení každé hrany tohoto čtverce na N dílů bude mít řešená soustava $(N-1)^2$ rovnic (v každém směru bude $N+1$ bodů, avšak oba krajní body nejsou ve výpočtu zahrnuty, protože je daný posuv roven nule, tedy celkem $N-1$ bodů v každém směru). Pro jednoduchost je nejprve řešena diferenční rovnice pro posuv w a $N = 50$. Bohužel, řešení soustavy diferenčních rovnic pro posuv w nekonverguje a bylo by nutné použít nějakou odlišnou numerickou metodu (např. metodu konečných prvků), jejíž vytvoření je však nad rámec této práce, protože existuje řada dlouho vyvíjených specializovaných programů, které tuto metodu používají.

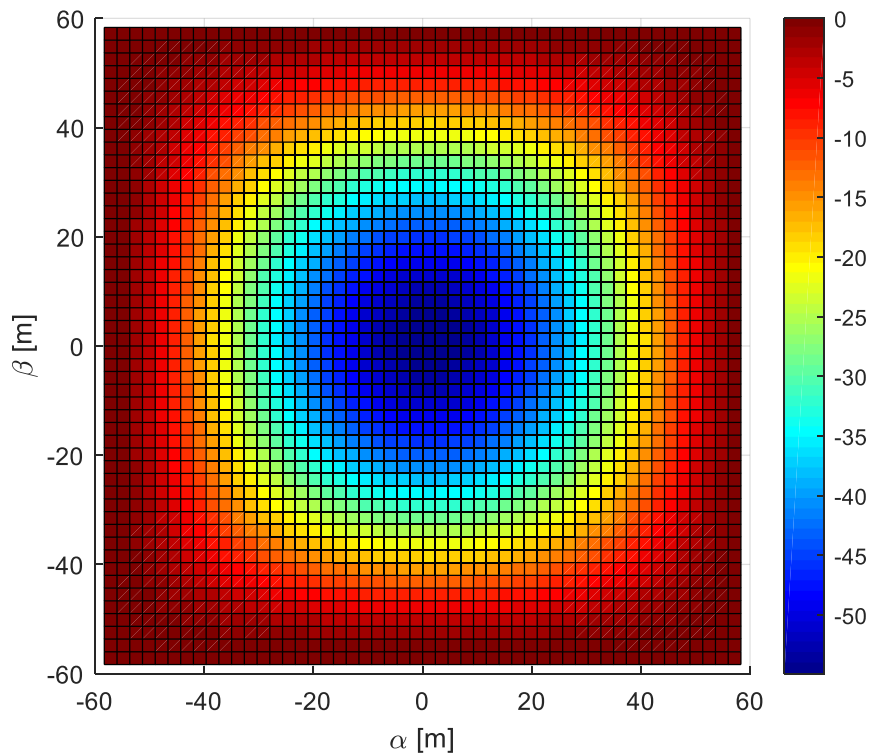
Pro ukázkou lze alespoň zobrazit průhyb rovné desky, který lze obdržet, pokud budeme předpokládat, že $q \rightarrow 0$ a tudíž $A = B = 1$. Koeficienty diferenční rovnice pro řešení posuvu w tak přecházejí to tvaru

$$\begin{aligned}
C_{wa4} &= -1 \\
C_{wb4} &= -1 \\
C_{wa2b2} &= -2 \\
C_{wa3} &= 0 \\
C_{wa2b} &= 0 \\
C_{wab2} &= 0 \\
C_{wb3} &= 0 \\
C_{wa2} &= 0 \\
C_{wab} &= 0 \\
C_{wb2} &= 0 \\
C_{wa} &= 0 \\
C_{wb} &= 0
\end{aligned}
\tag{59}$$

a výsledná diferenciální rovnice pro řešení posuvu w rovné desky má tvar

$$\frac{\partial^4 w}{\partial \alpha^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial \beta^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial \alpha^2 \partial \beta^2} = \frac{p_n}{D},
\tag{60}$$

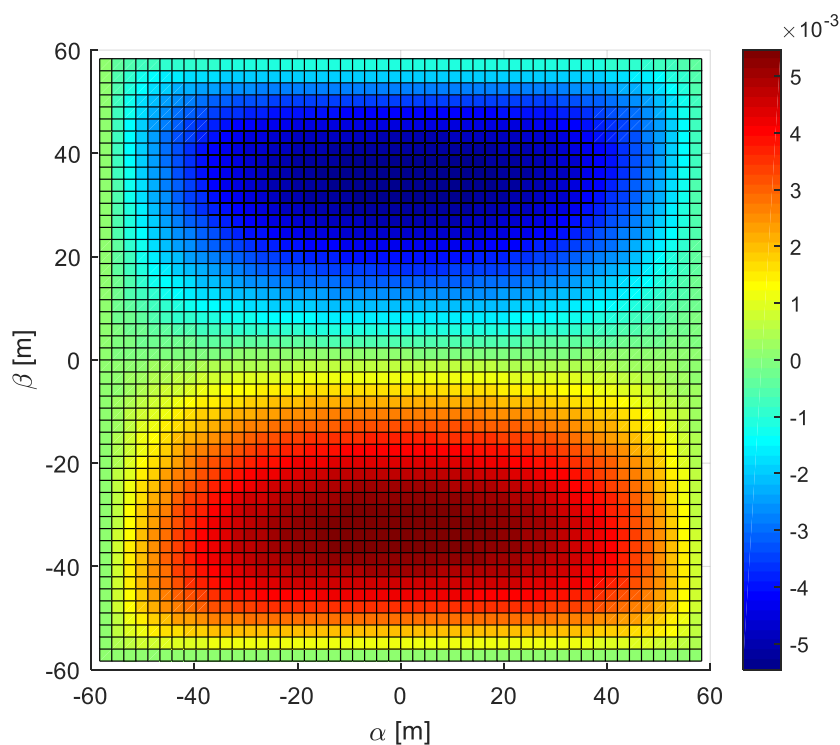
a její numerické řešení metodou sítí je zobrazeno na Obr. 48.



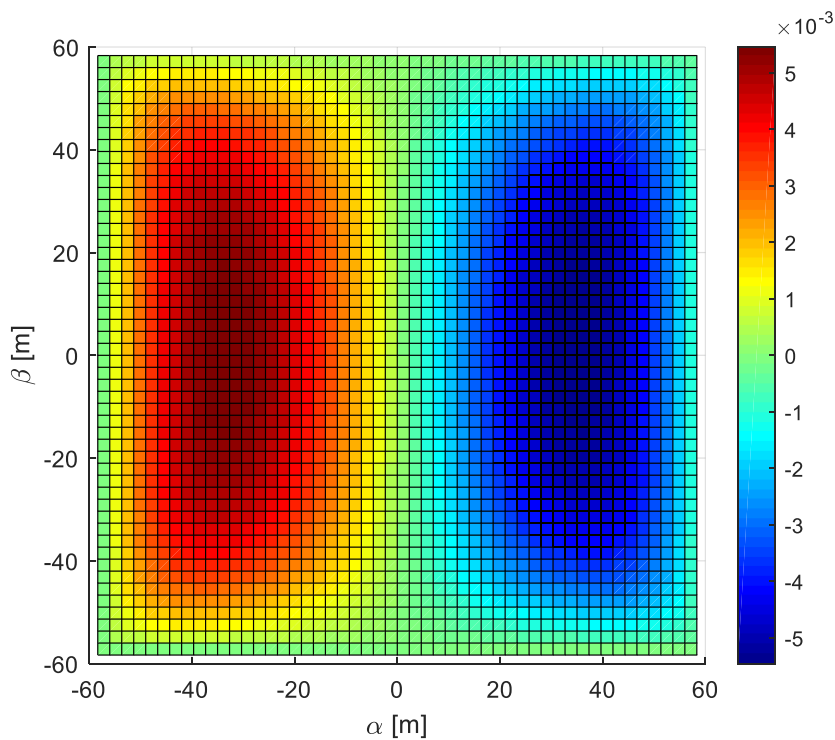
Obr. 48 Posuv w [m]

Rozložení průhybů je správné, kdy v krajních bodech jsou průhyby rovny nule a uprostřed jsou největší. Avšak velikost průhybu nebude mít příliš velkou vypovídající hodnotu, protože při odvozování rovnic v [16] byla na základě předpokládaných průhybů menších, než tloušťka skořepiny h zavedena určitá zjednodušení. Tento předpoklad však zde nebyl dodržen, neboť dle výpočtu dochází k průhybu většímu než 50 metrů a tyto výsledky nemohou být považovány za reálné.

Rovnice pro popis posuvů u a v jsou svázané, a proto je nutné je řešit jako soustavu dvou rovnic o dvou neznámých. Matice M tak bude rozdělena na dvě poloviny, kdy horní polovina řádků řeší první rovnici v (50) a druhá polovina řádků řeší druhou rovnici. Obdobně první polovina sloupců přísluší posuvům u v bodech o souřadnicích $[i, j]$ a druhá polovina sloupců přísluší postupně posuvům v v bodech o stejných souřadnicích. Bude tedy nutno vyřešit $2(N-1)^2$ rovnic. Výsledky jsou zobrazeny na Obr. 49 a Obr. 50.



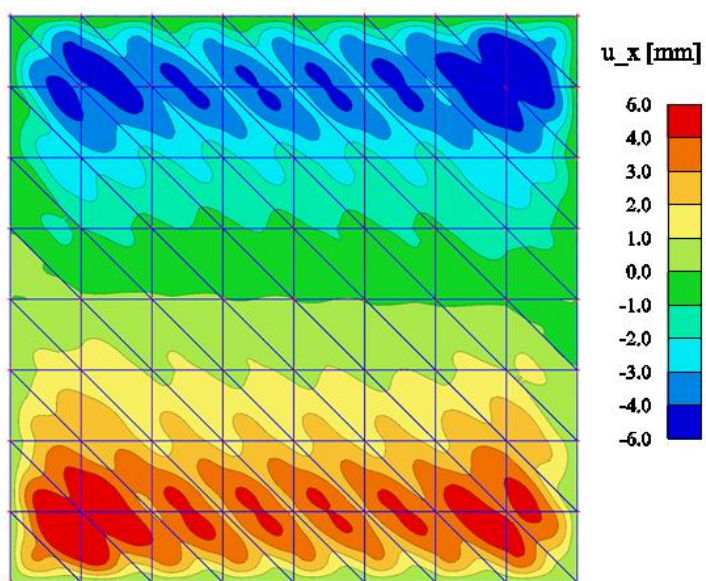
Obr. 49 Posun u [m]



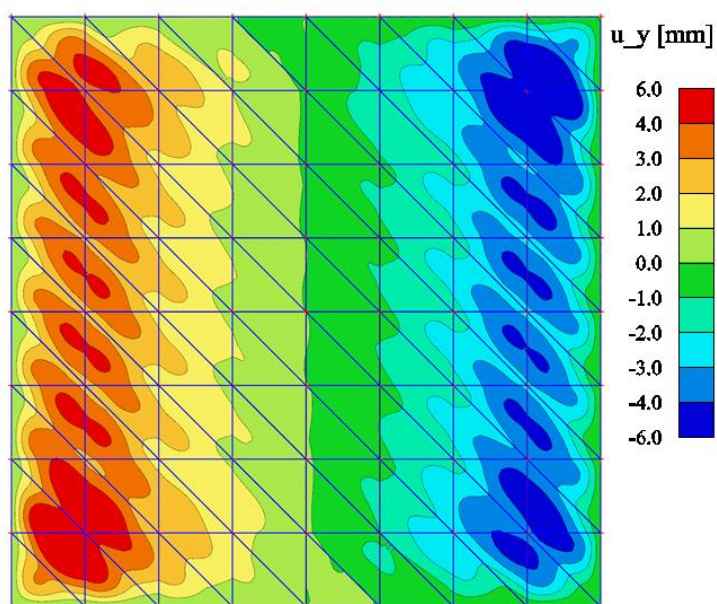
Obr. 50 Posun v [m]

5.2 Ověření pomocí zjednodušeného deskového modelu

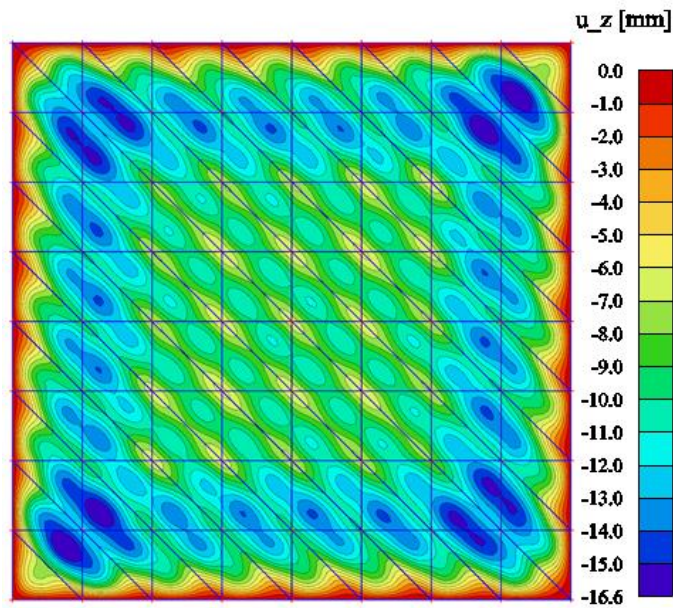
Geometrie použitá pro analytický postup musela být upravena, a proto bude tento upravený tvar ověřen pomocí metody konečných prvků. Před vytvořením tohoto modelu bylo potřeba připravit v programu AutoCAD síť, aby bylo možno zastřešení nahradit jednotlivými rovnými plochami. Každá rovina je definována třemi body, proto je celá souvislá plocha hyperbolického paraboloidu nahrazena trojúhelníkovými plochami. Na následujících obrázcích jsou zobrazeny jednotlivé posuny pro porovnání s analytickým výpočtem.



Obr. 51 Průhyb konstrukce u_x od vlastní tíhy



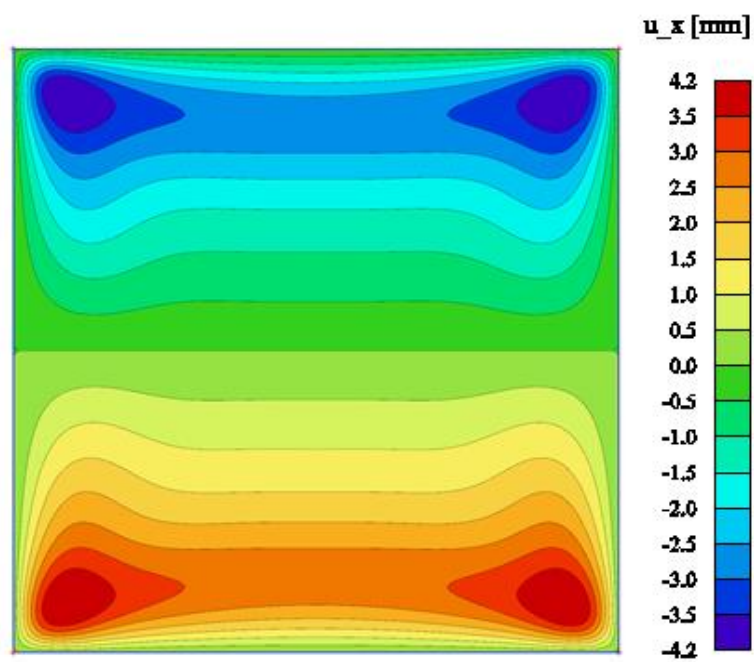
Obr. 52 Průhyb konstrukce u_y od vlastní tíhy



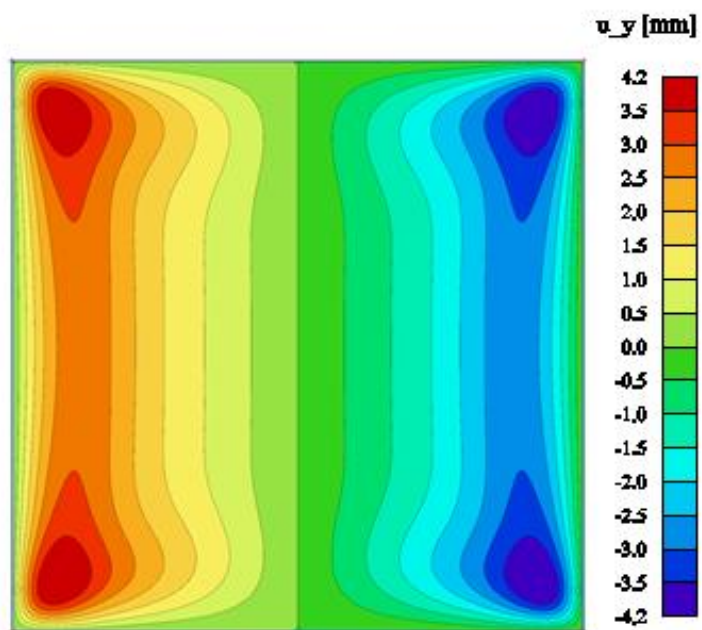
Obr. 53 Průhyb konstrukce u_z od vlastní tíhy

5.3 Modelace skořepiny v programu SCIA Engineer

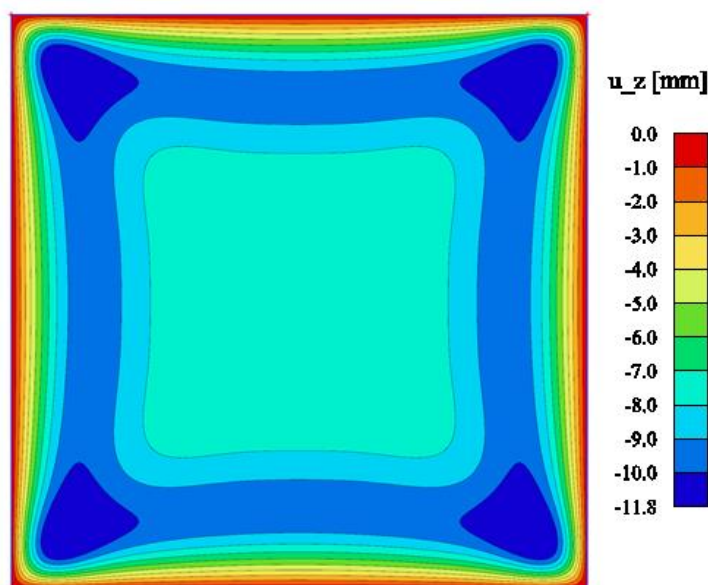
Program umožňuje vytvoření skořepiny pouze pomocí definování čtyř rohových bodů, kdy program pomocí modulu „skořepina“ proloží mezi vrcholy zakřivenou plochu. Pro modelování skořepiny na kruhovém půdorysu je možno skořepinu jednoduše oříznout pomocí jiné plochy. Jelikož není možno ovlivnit tvar skořepiny žádným dalším parametrem, je potřeba porovnat výsledky s ostatními modely.



Obr. 54 Průhyb konstrukce u_x od vlastní tíhy



Obr. 55 Průhyb konstrukce u_y od vlastní tíhy



Obr. 56 Průhyb konstrukce u_z od vlastní tíhy

5.4 Porovnání jednotlivých modelů

V následující tabulce je zobrazeno porovnání jednotlivých modelů. Jsou zde shrnuty výhody i nevýhody jednotlivých modelů. Přestože byly použity tři odlišné přístupy, je patrné, že bylo dosaženo podobných výsledků.

Tab. 2 Porovnání jednotlivých modelů

	Analytický popis	Rozložení modelu na jednotlivé desky	Modelace skořepiny pomocí programu SCIA Engineer
Nevýhody	<ul style="list-style-type: none"> - Použitelné pouze pro jednoduché geometrie - Složitý výpočet - Nelze zachytit např. zatížení teplotou 	<ul style="list-style-type: none"> - Pracnost, nutnost připravit si model již v jiném programu 	<ul style="list-style-type: none"> - Nelze přesně ovlivnit tvar skořepiny, zadání skořepiny pomocí čtyř bodů
Výhody	<ul style="list-style-type: none"> + Rozdělení do dílčích výpočtů + Kontrola nad výpočtem 	<ul style="list-style-type: none"> + přesné zachycení tvaru konstrukce + zatížení konstrukce můžeme pouze na určité části konstrukce bez použití volného zatížení 	<ul style="list-style-type: none"> + Rychlá tvorba modelu
max u_x	5,4	6,0	4,2
max u_y	5,4	6,0	4,2
odchylka	0%	+ 11,1%	- 22,2%

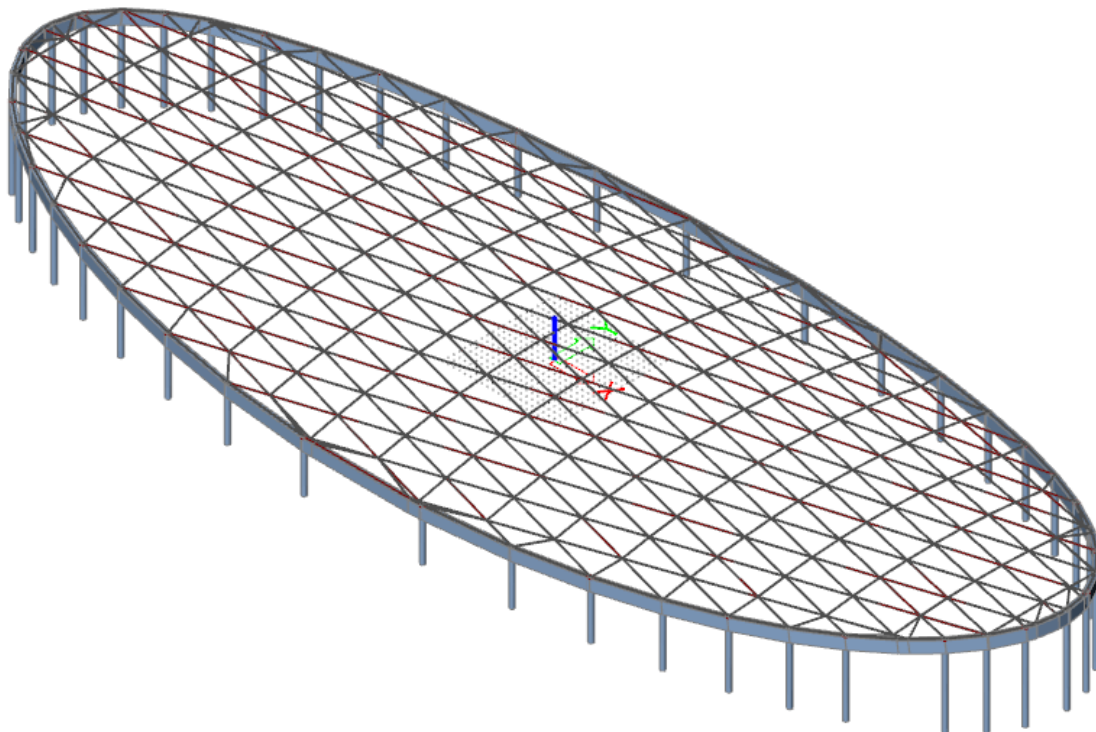
Bylo ověřeno, že je možné použít analytický výpočet, ale pouze pro jednoduché geometrie. I přes to je nutné výsledné diferenciální rovnice pro svoji složitost vyřešit numericky. Pokud bychom uvažovali střechu složitějšího půdorysu, analytickou metodu nebude možné použít a musíme sáhnout po čistě numerickém řešení.

Pro tvorbu výsledného modelu bude vytvořen model s jednotlivými deskami. Ale bude muset být zvolena vhodná velikost desek, aby byla zachována přesnost a co největší přiblížení se správnému výsledku.

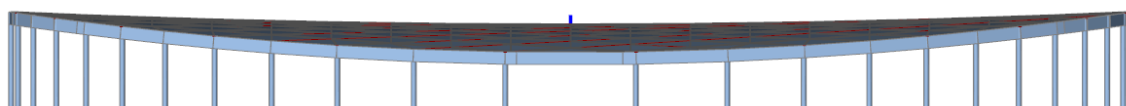
5.5 Tvorba finálního modelu

Nejprve bude v programu AutoCAD vytvořena kosočtvercová síť, která bude oříznuta od válcové plochy. V místě styku hyperbolického paraboloidu a válcové plochy bude vytvořen otisk přímky, čímž se získá přesný otisk konstrukce.

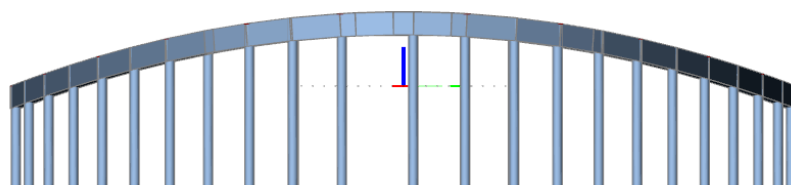
Z takto připravené polygonové sítě bude vytvořený blok, který bude vložen do programu SCIA Engineer. V programu bude připravená síť pokryta jednotlivými plochami.



Obr. 57 3D pohled na konstrukci



Obr. 58 Čelní pohled na konstrukci



Obr. 59 Boční pohled na konstrukci

6 Skladba konstrukcí

6.1 Skladba konstrukce střechy

Konstrukce střechy byla zvolena z katalogového listu firmy DEK a.s. [19] Skladba je označována jako DEK 311-02-16, neboli DEKROOF 01-B. Tato skladba se obvykle používá pro rodinné domy, bytové domy a administrativní budovy.

Specifikace skladby

Tab. 3 Skladba konstrukce střechy

	VRSTVA	TL (mm)	POPIS
1	MAPEPLAN T M	1,5; 1,8; 2,0	Folie z TPO/FPO určená k mechanickému kotvení, hydroizolační vrstva
2	EPS 100	min 80	Desky ze stabilizovaného pěnového polystyrenu, tepelně izolační vrstva
3	GLASTEK AL 40 MINERAL	4	Pás z SBS modifikovaného asfaltu s hliníkovou vložkou a jemnozrnným posypem, parotěsnicí, vzduchotěsnicí a provizorní hydroizolační vrstva
4	DEKPRIMER	-	Asfaltová, vodou ředitelná emulze, připravený nátěr podkladu
5	Masivní silikátová vrstva	200	Železobetonová nosná konstrukce

Aby konstrukce vyhověla z hlediska požadované hodnoty součinitele prostupu tepla, je potřeba minimální tloušťka tepelné izolace 160 mm. Toto hodnocení konstrukce je dle vyhlášky 268/2009 Sb.

6.2 Skladba opláštění objektu

Tab. 4 Skladba obvodového pláště

	VRSTVA	TL (mm)	POPIS
1	Vápenocementová omítka	10	
2	POROTHERM 24 PROFİ DRYFIX	240	Vyzdívka z pálených cihel
3	ISOVER UNI	120	Tepelná izolace z minerální vaty
4	TYVEK SOFT	0,2	Difúzně otevřená hydroizolace
5	PROVĚTRÁVANÁ MEZERA	50	
6	HERAKLITH C	25	Velkoformátové panely na ocelovém rámu

Tato skladba splňuje doporučený součinitel prostupu tepla, který je požadován menší než 0,25 W/m²K.

7 Materiálové vlastnosti

7.1 Beton

Všechny typy betonových konstrukcí jsou třídy prostředí XC1. Pro prvotní návrh bude uvažováno, že všechny konstrukce budou z betonu třídy C45/55. Této třídě betonu odpovídají následující vlastnosti:

Tab. 5 Vlastnosti betonu

Značení	Hodnota	Popis
f_{ck}	45 MPa	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cm}	53 MPa	Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	30 MPa	Návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 45,0 / 1,5 = 30$ MPa α_{cc} – součinitel dlouhodobých nepříznivých vlivů (1,0) γ_c – součinitel spolehlivosti betonu (pro trvalé a dočasné návrhové situace 1,5, pro mimořádné situace 1,2)
$f_{ctk;0,05}$	2,7 MPa	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu – dolní hodnota
$f_{ctk;0,05}$	4,9 MPa	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu – horní hodnota
f_{ctm}	3,8 MPa	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu – průměrná hodnota
E_{cm}	36 000 MPa	Sečnový modul pružnosti betonu
ε_{cu}	3,5 ‰	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
N	0,2	Poissonův součinitel
α_t	$10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$	Součinitel teplotní délkové roztažnosti

7.2 Betonářská výztuž

Pro vyztužení betonářskou výztuží je použita výztuž B500B.

Tab. 6 Vlastnosti betonářské výztuže

Značení	Hodnota	Popis
f_{yk}	500 MPa	Charakteristická mez kluzu
γ_s	1,15	Součinitel spolehlivosti výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace
f_{yd}	434,78 MPa	Návrhová mez kluzu
E_s	200 000 MPa	Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli

7.3 Předpínací výztuž

Pro předpětí nosné konstrukce byla vybrána předpínací výztuž od společnosti Freyssinet CS a.s., která je dle prEN 10138-3 označována Y1770. V souladu s národními předpisy do počátku platnosti EN 10138 je nutno používat sedmidrátová lana.

Tab. 7 Vlastnosti předpínací výztuže

Značení	Hodnota	Popis
f_{pk}/R_m	1 860 MPa	Pevnost v tahu
D	15,3 mm	Jmenovitý průměr
S_n	140 mm ²	Jmenovitá průřezová plocha
M	1,093 kg/m	Jmenovitá hmotnost ($\pm 2\%$)
$F_{p0,1k}$	229 kN	Charakteristická hodnota síly na mezi kluzu 0,1%
F_{pk}	260 kN	Charakteristická hodnota síly na mezi pevnosti
$f_{p0,1k}$	1 635,71 MPa	Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% $f_{p0,1k} = F_{p0,1k} / S_n = 229 / 0,14 = 1635,71 \text{ MPa}$
γ_s	1,15	Součinitel spolehlivosti výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace
f_{pd}	1617,39 MPa	Návrhová mez kluzu
$\sigma_{p,max}$	1472 MPa	Maximální napětí při předpínání $\sigma_{p,max} = \min(0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k}) = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1635,71) = \min(1488; 1472)$
$\sigma_{p,max}$	1390,35 MPa	Maximální přípustné napětí po vnesení předpětí $\sigma_{p,max} = \min(0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k}) = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1635,71) = \min(1395; 1390)$
E	195 000 MPa	Modul pružnosti
A_{gt}	3,5 %	Minimální tažnost
	2,5%	Maximální relaxace při 1000 hod a 70% F_{ma}

Konstrukce je zavěšena na primárně nosných lanových kabelech, které jsou uvažovány bez soudržnosti s jednotlivými lany v polyethylenovém obalu, takzvanými monostandardy, a zainjektované cementovým tmelem ve společném kanálku.

Sekundární předpínací lana jsou navržena jako kabely pro vnitřní předpětí se soudržností zainjektované cementovým tmelem ve společném plochém kanálku.

8 Zatížení

8.1 Stálé zatížení

Stálé zatížení působí po celou dobu trvání uvažované situace. Velikost zatížení se během doby trvání nemění.

8.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce bude počítaná programem SCIA Engineer, protože vlivem složitého tvaru konstrukce se bude jednat o přesnější řešení. Kdyby byla vlastní tíha počítána ručně, byl by výpočet velmi nepřesný.

8.1.2 Ostatní stálé zatížení

Jako ostatní stálé zatížení bude uvažováno zatížení střešní konstrukce skladbou střechy. Součinitel zatížení je uvažován $\gamma_g = 1,35$ v souladu s ČSN EN 1991.

MAPEPLAN T M		0,015 kN/m ²
EPS 100	0,16·20=	3,2 kN/m ²
GLASTEK AL 40 MINERAL		0,045 kN/m ²
DEKPRIMER		-
<hr/>		
Celkem	$g_k =$	3,260 kN/m ²
	$g_d =$	4,401 kN/m ²

8.2 Proměnné zatížení

Mezi proměnné zatížení patří takové zatížení, které nepůsobí po celou dobu uvažované návrhové situace. Velikost je s časem výrazně proměnlivá. Patří sem například užitné zatížení, zatížení sněhem, větrem a teplotou.

8.2.1 Užitné zatížení

Podle ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb je uvažována kategorie zatížení H, což jsou nepochozí střechy.

Součinitel zatížení je uvažován $\gamma_q = 1,5$ v souladu s ČSN EN 1991.

Nepochozí střecha	0,750 kN/m ²
Celkem	$q_k = 0,750 \text{ kN/m}^2$
	$q_d = 1,125 \text{ kN/m}^2$

8.2.2 Zatížení sněhem [21]

Zatížení sněhem dle normy ČSN EN 1991-1-3ed2 Zatížení sněhem není pro daný typ konstrukce definováno. Proto je potřeba propojit zatížení plochých střech se zatížením válcové střechy.

Stavba se nachází v II. sněhové oblasti. Ze stránek ČHMU, kde je možné vybrat přesnou polohu stavby je charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi $s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$.

Pohyb sněhu po konstrukci je uvažován dle následujících schémat. Sníh se nejprve posune do středu konstrukce, kde je konstrukce blízká konstrukci válcové střechy. Proto je počítáno zatížení válcové střechy právě uprostřed konstrukce.



Obr. 60 Boční pohled na konstrukci



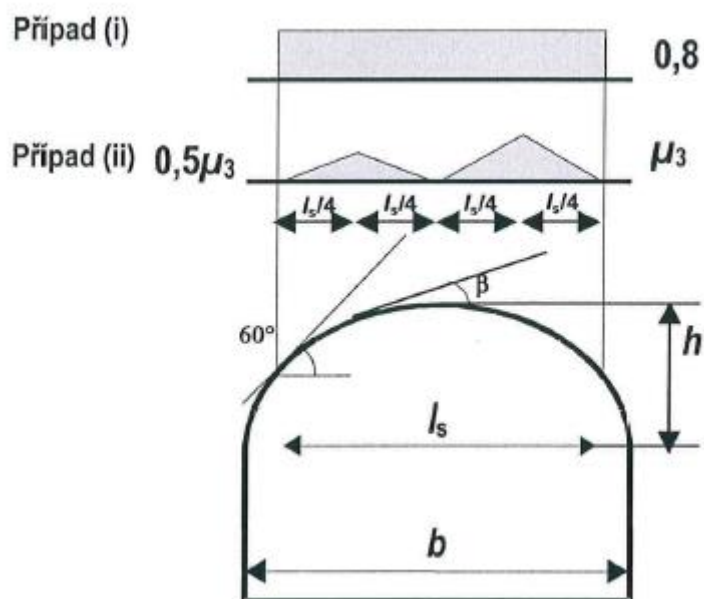
Obr. 61 Řez uprostřed konstrukce

Vzepětí střechy h je rovno 4 580 mm, šířka konstrukce 68 560 mm.

Tvarový součinitel $\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot (h / b) = 0,868$

Tvarový součinitel $\mu_1 = 0,8$

Pro vypuklé střechy jsou dány dle normy dva zatěžovací stavy, viz Obr. 62.



Obr. 62 Zatěžovací stavy konstrukce – sníh [21]

Jelikož se jedná o otevřenou krajinu, bude uvažován součinitel expozice $C_e = 0,8$. Tepelný součinitel bude uvažován $C_t = 1,0$.

Pro stanovení zatížení sněhem platí vzorec (61).

$$s = \mu_i C_e C_t S_k \quad (61)$$

Pro případ (i) bude hodnota zatížení $0,576 \text{ kN/m}^2$. Pro případ (ii) bude vyšší hodnota zatížení $0,625 \text{ kN/m}^2$ a nižší $0,313 \text{ kN/m}^2$.

Součinitel zatížení pro zatížení sněhem je $\gamma_q = 1,50$.

8.2.3 Zatížení větrem [22]

Zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí – zatížení větrem“ opět není pro zvolený tvar konstrukce definovaný. Proto je potřeba si konstrukci přiblížit k normou definované konstrukci.

Stavba se bude nacházet v I. větrné oblasti, ve které se normová hodnota rychlosti větru pohybuje mezi $22,5$ až 25 m/s . Pro výpočet bude počítáno s $v_{bo} = 23,5 \text{ m/s}$. Pro všechny výpočty bude uvažován součinitel směru větru $C_{dir} = 1,0$ a součinitel ročního období $C_{season} = 1,0$.

Z normové rychlosti zatížení je nutné vypočítat základní rychlost větru, viz vzorec (62).

$$v_b = C_{dir} C_{season} v_{bo} \quad (62)$$

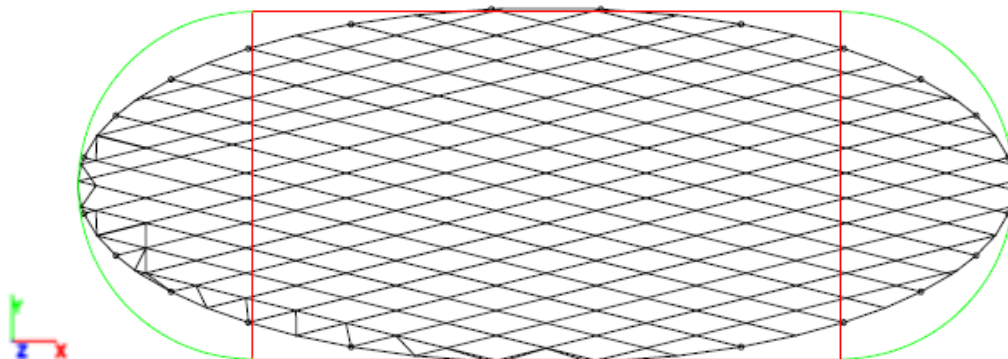
Pro následující výpočty bude počítáno se základní rychlostí větru 23,5 m/s.

Stavba patří do kategorie terénu II, tedy oblast s nízkou vegetací a izolovanými překážkami. Pro tuto kategorii jsou definovány parametry drsnosti terénu $z_o = z_{o,II} = 0,05$ m a minimální výška překážky $z_{min} = 2$ m.

Konstrukce zvoleného tvaru by musela být zatížena větrem ve větrném tunelu, ale aby bylo zatížení větrem obsaženo i v modelu, musí se vypočítat přibližné hodnoty zatížení pro tvary konstrukce, které jsou normou definované.

8.2.3.1 Zatížení obvodového pláště

Konstrukce je rozdělena na dvě poloviny kruhového válce a kvádr viz Obr. 63.



Obr. 63 Schéma rozdělení konstrukce pro zatížení větrem

Kruhový válec

Pro výpočet střední rychlosti větru (64) musíme znát součinitel drsnosti terénu. Stanovení součinitele drsnosti terénu pomocí následující rovnice.

$$C_r(h) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) = 0,19 \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0,17} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,17} \cdot \ln\left(\frac{15}{0,05}\right) = 1,084 \quad (63)$$

$$v_m(15,0) = C_r(15,0) \cdot C_o(15,0) \cdot v_b = 1,084 \cdot 1,0 \cdot 23,5 = 25,467 \text{ m/s} \quad (64)$$

Do výpočtu je nutné zahrnout turbulence větru (65), které budou mít vliv na výpočet maximálního dynamického tlaku (66) na budovu.

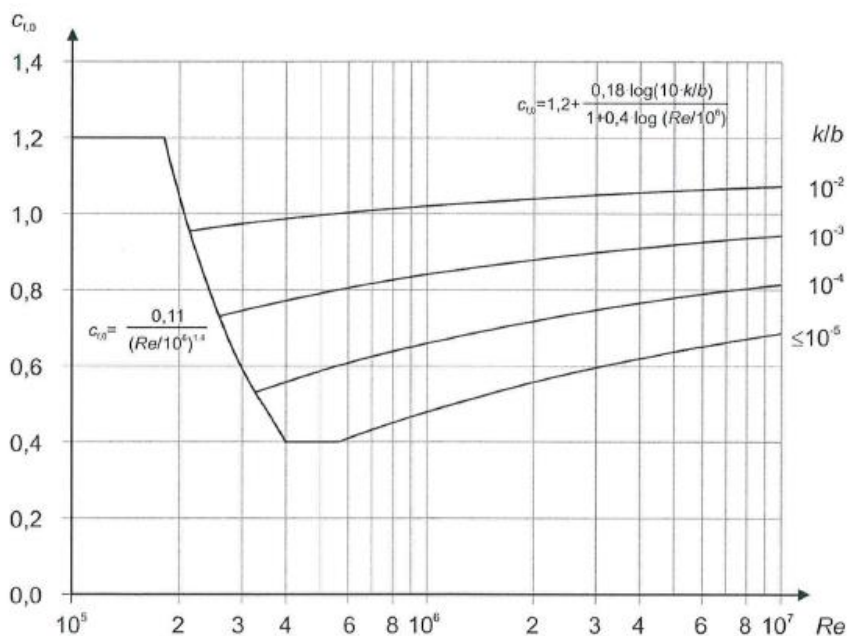
$$l_v(15,0) = \frac{k_I}{C_0(15,0) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{15}{0,05}\right)} = 0,175 \quad (65)$$

$$q_p(15,0) = (1 + 7 \cdot l_v(15,0)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,175) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 25,467^2 = 0,902 \text{ kN/m}^2 \quad (66)$$

Pro určení součinitele síly $C_{f,0}$ z grafu na Obr. 64 je nutné znát Reynoldsovo číslo (67) a poměrnou drsnost (68).

$$Re = \frac{\sqrt{2 \frac{q_p(15,0)}{\rho}} \cdot b}{v} = \frac{\sqrt{2 \cdot \frac{0,902}{1,25}} \cdot 68,56}{15 \cdot 10^{-6}} = 5,49 \cdot 10^6 \quad (67)$$

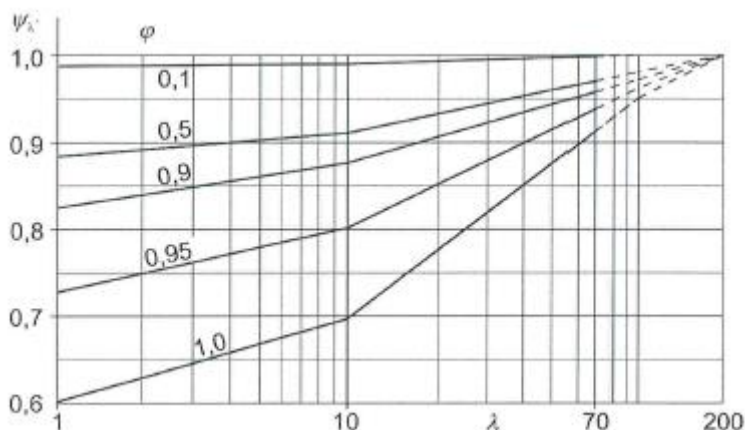
$$\frac{k}{b} = \frac{0,5}{68560} = 7,3 \cdot 10^{-6} \quad (68)$$



Obr. 64 Součinitel síly $C_{f,0}$ pro kruhové válce bez vlivu proudění kolem volných konců a pro různé ekvivalentní drsnosti k/b [22]

Součinitel síly $C_{f,0}$ je roven 0,4. Jelikož ale není zohledněné proudění kolem kruhového válce, je nutné vypočítat součinitel koncového efektu, díky kterému se může vyjádřit dynamický tlak na kruhový válec při globálním větru. K vyjádření součinitele koncového efektu pomocí grafu Obr. 65 potřebujeme vyjádřit efektivní štíhlost (69).

$$\lambda = \min\left(\frac{0,7 \cdot b}{h}; 70\right) = \min\left(\frac{0,7 \cdot 68,56}{15}; 70\right) = \min(3,2; 70) = 3,2 \text{ mm} \quad (69)$$



Obr. 65 Směrné hodnoty součinitele koncového efektu ψ_λ , jako funkce součinitele plnosti ϕ v závislosti na štíhlosti λ [22]

Součinitel plnosti konstrukce je uvažovaný jako 1,0. Jsou známé všechny hodnoty, díky kterým je možné vyjádřit z grafu hodnotu součinitele koncového efektu. Součinitel koncového efektu ψ_λ je 0,64.

Nyní můžeme stanovit výsledný součinitel síly $C_f(70)$ a dynamický tlak na obvodový plášť (71).

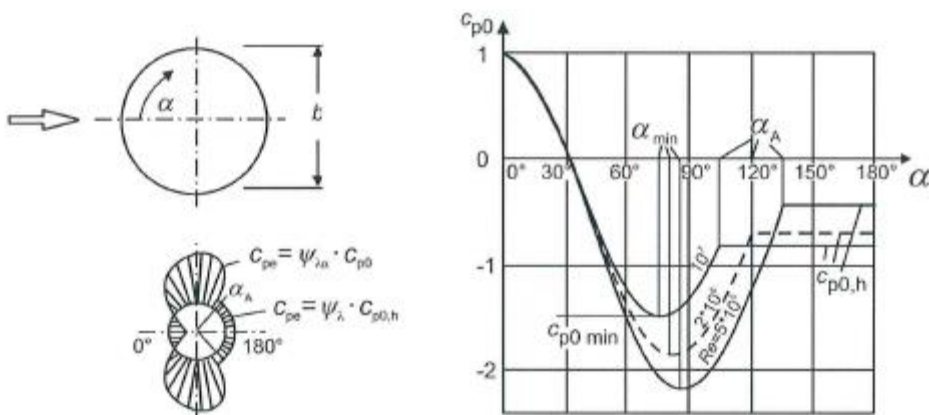
$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,4 \cdot 0,64 = 0,256 \quad (70)$$

$$q(15,0) \cdot C_f = 0,902 \cdot 0,256 = 0,231 \text{ kN/m}^2 \quad (71)$$

Poslední hodnota, která bude pro zatížení konstrukce větrem zapotřebí, je maximální lokální tlaku na konstrukci (72) a maximální lokální sání (73). Všechny potřebné koeficienty jsou získány z

$$q_w = q(15,0) \cdot C_{p,0} \cdot \psi_{\lambda\alpha} = 0,902 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,902 \text{ m/s} \quad (72)$$

$$q_{w,min} = q(15,0) \cdot C_{p,0,min} \cdot \psi_{\lambda\alpha} = 0,902 \cdot (-1,85) \cdot 1,0 = -1,669 \text{ m/s} \quad (73)$$



Obr. 66 Rozdělení tlaku pro válec s kruhovým průřezem, pro různé rozsahy Reynoldsova čísla a bez vlivu proudění kolem volných konců [22]

Tímto by bylo zatížení větrem na kruhový válec vypočítáno a podobný výpočet se musí provést i pro zbylou část konstrukce. Bude se vycházet z již vypočítané normové rychlosti větru 23,5 m/s. Nejprve se ale musí znova vypočítat střední rychlost větru (75), jelikož se uvažuje s výškou konstrukce již pouze 9,0 m. Následně se vypočítají turbulence větru (76) jako v předchozím případě a poté se dopočítá maximální dynamický tlak (77).

$$C_r(h) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,17} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,17} \cdot \ln\left(\frac{9,0}{0,05}\right) = 0,987 \quad (74)$$

$$v_m(9,0) = C_r(9,0) \cdot C_0(9,0) \cdot v_b = 0,987 \cdot 1,0 \cdot 23,5 = 23,195 \text{ m/s} \quad (75)$$

$$l_v(9,0) = \frac{k_I}{C_0(9,0) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{9}{0,05}\right)} = 0,193 \quad (76)$$

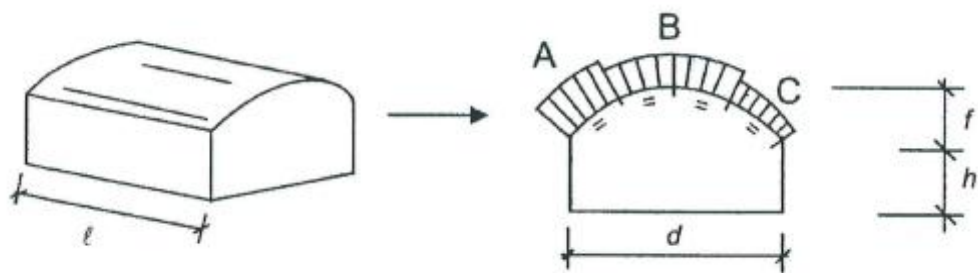
$$q_p(9,0) = (1 + 7 \cdot l_v(9,0)) \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,193) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 23,195^2 \quad (77)$$

$$= 0,791 \text{ kN/m}^2$$

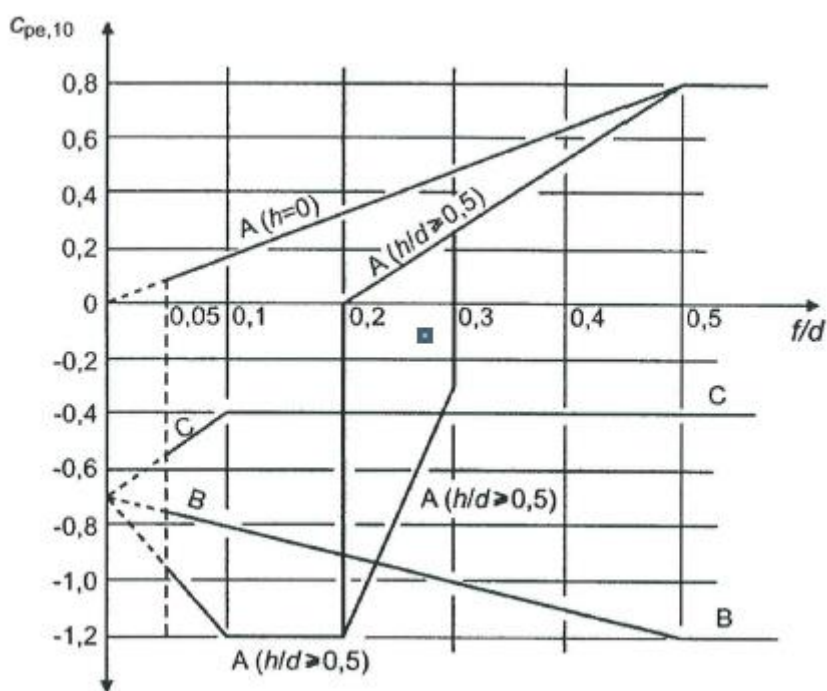
Pro konstrukci platí, že $h < b$, proto je možné vypočtené zatížení uvažovat jako konstantní. Dle Obr. 67 a Tab. 8 je možné určit jednotlivé součinitele vnějšího tlaku $C_{pe,1}$.

Šířka střechy d je 68,56 m, výška sloupů 9,0 m a vzepětí klenby 4,58 m. Poměr vzepětí a šířky klenby je 0,07. Poměr výšky sloupu a šířky je 0,13. Z Obr. 69 můžeme určit součinitele vnějšího tlaku.

Výsledné hodnoty zatížení jsou vypočtené podle (78) a souhrn výsledků je vidět v Tab. 10.



Obr. 68 Zatížení střechy větrem [22]



Obr. 69 Doporučené hodnoty součinitelů vnějšího tlaku C_{pe} pro klenbové střechy s pravoúhlým půdorysem [22]

Tab. 10 Zatížení střechy větrem

Oblast	$C_{pe,10}$ – doporučený součinitel vnějšího tlaku	w_e – tlak větru (m/s)
A	+ 0,14	0,111
B	-0,77	-0,609
C	-0,49	-0,388

Ve druhém směru budeme uvažovat zatížení stejné jako zatížení plochých střech.

8.2.4 Zatížení teplotou [23]

Stavba se bude nacházet v oblasti, kde je možné podle [23] určit maximální a minimální teplotu vzduchu ve stínu

$$T_{max} = 37 \text{ °C}$$

$$T_{min} = -31 \text{ °C}$$

Teplota, při které bude konstrukce zhotovena, je uvažována 15 °C. Všechny pozemní stavby mají dvě složky teploty. Rovnoměrnou složku a složku po výšce lineárně proměnnou.

8.2.4.1 Léto

Svrchní materiál skladby střechy je světlý, proto pro výpočet informativní teploty T_{out} u nadzemích staveb orientovaných jihozápadně nebo vodorovně je vypočtená hodnota podle vztahu (79).

$$T_{out} = T_{max} + T_3 = 37 + 18 = 55 \text{ °C} \quad (79)$$

Vnitřní teplota konstrukce bude díky klimatizovanému prostoru udržována na 25 °C. Výpočet průběhu teplot skladbou střešní konstrukce byl proveden výpočetním programem TEPL0 2017 EDU za daných okrajových podmínek. Odtud jsou získány teploty na líci betonu.

$$T_{IN-BETON} = 26,3 \text{ °C} \quad (80)$$

$$T_{OUT-BETON} = 27,0 \text{ °C} \quad (81)$$

Rovnoměrná složka teploty se stanoví ze vztahu (82).

$$\Delta T_u = T - T_o = \frac{27,0 + 26,3}{2} - 15 = + 11,65 \text{ °C} \quad (82)$$

Lineárně proměnná složka teploty se stanoví ze vztahu (83).

$$\Delta T_u = T_{OUT-BETON} - T_{IN-BETON} = 27,0 - 26,3 = + 0,7 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (83)$$

8.2.4.2 Zima

V zimních měsících je teplota v interiéru udržována na 20 °C. Teplota exteriéru je rovna minimální teplotě vzduchu -31 °C.

$$T_{IN-BETON} = 18,2 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (84)$$

$$T_{OUT-BETON} = 16,9 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (85)$$

Rovnoměrná složka teploty se stanoví ze vztahu (86).

$$\Delta T_u = T - T_o = \frac{18,2 + 16,9}{2} - 15 = + 2,55 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (86)$$

Lineárně proměnná složka teploty se stanoví ze vztahu (87).

$$\Delta T_u = T_{OUT-BETON} - T_{IN-BETON} = 16,9 - 18,2 = -1,3 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (87)$$

8.3 Mimořádné zatížení

Mimořádné zatížení je takové zatížení, které na konstrukci působí velmi krátce a jeho výskyt je během životnosti výjimečný. Žádné takové zatížení nebude v návrhu konstrukce vystupovat.

9 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení budou vytvořeny dle normy ČSN EN 1990 včetně zavedení všech redukčních součinitelů. Kombinace pro mimořádné zatížení nebudou uvažovány, protože do výpočtu není zahrnuto žádné mimořádné zatížení.

Kombinace budou vytvořené pro příznivé i nepříznivé kombinace zatížení. Dále bude vytvořena kombinace pro návrh předpětí, kde budou zahrnuta pouze zatížení vlastní silou a to jak desky, tak samotných lan, ostatní stálé zatížení a polovina užitého zatížení.

Nepříznivé kombinace

$$(6.10a): 1,35 \cdot G_{kj.sup} + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (88)$$

$$(6.10b): 1,35 \cdot 0,85 \cdot G_{kj.sup} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (89)$$

Příznivé kombinace

$$(6.11a): G_{kj.sup} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (90)$$

$$(6.11b): G_{kj.inf} + A_d + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (91)$$

10 Návrh konstrukce

Na základě kombinace zatížení byl vytvořen model, a jak se předpokládalo, je nutné konstrukci předepnout. Proto, abychom mohli určit polohu předpínacích kabelů, je nutné stanovit krycí vrstvu pro předpínací i betonářské výztuže.

Pro správné chování modelu je nutné určit způsob napojení obvodového prstence na sloupy ve formě vetknutí či nějakého druhu ložiska. Na základě povolené velikosti napětí ve skořepině je nutné dále upravit rozměry a tvar obvodového prstence a nosných sloupů.

10.1 Krycí vrstva

10.1.1 Předpínací výztuž

Pro celou konstrukci je stanovena doba životnosti na 100 let. Stupeň vlivu prostředí je XC4. Je použita třída betonu C45/55.

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm) \quad (92)$$

c_{min} minimální krycí vrstva betonu

$c_{min,b}$ minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, odpovídá průměru kanálku

$c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva z hlediska prostředí, podle třídy S4 je 15 mm

$\Delta c_{dur,\gamma}$ přídatná bezpečnostní složka, 0 mm

$\Delta c_{dur,st}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli, 0 mm

$\Delta c_{dur,add}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití přídatné ochrany, 0 mm

$$c_{min} = \max(100; 15 + 0 - 0 - 0; 10mm) = 95 \text{ mm} \quad (93)$$

10.1.2 Betonářská výztuž

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (94)$$

c_{min} minimální krycí vrstva betonu, výpočet viz (92)

$c_{min,b}$ minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, odpovídá průměru výztuže

$c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva z hlediska prostředí, podle třídy S4 je 10 mm

Δc_{dev} přídavek návrhové odchylky, 10 mm

$$c_{nom} = \max(8; 10 + 0 - 0 - 0; 10) + 10 = 10 + 10 = 20 \text{ mm} \quad (95)$$

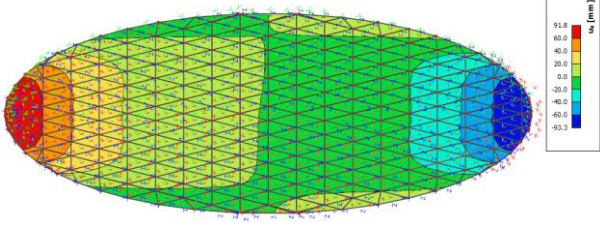
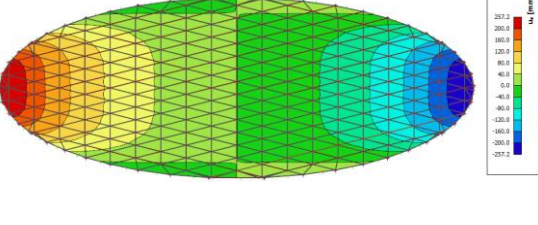
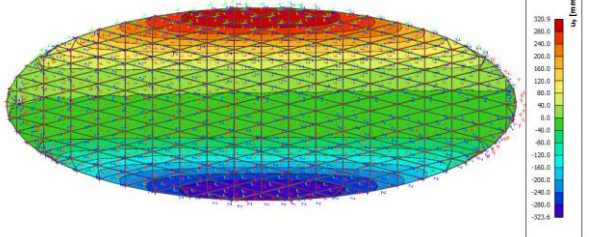
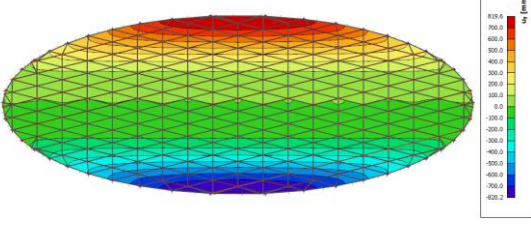
10.2 Uložení prstence na sloupy

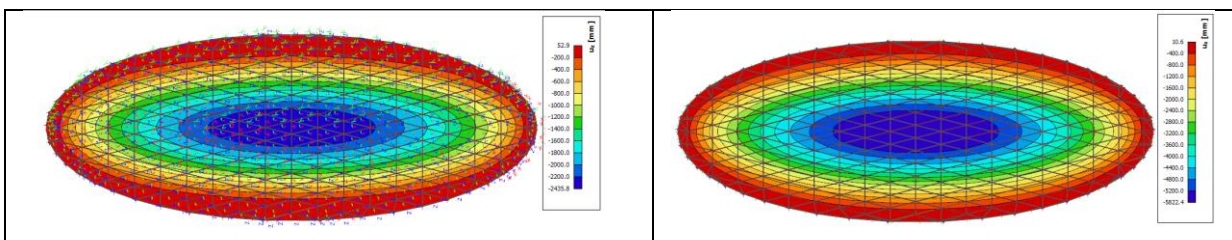
Po obvodu konstrukce je rozloženo 46 sloupů tak, aby úhlová rozteč mezi sloupy byla přibližně konstantní. Počet a rozmístění sloupů zůstává během výpočtu neměnné. Při prvotním pozorování chování konstrukce bylo zjištěno, že jednotlivé konstrukční prvky jsou velmi namáhané. Při tvorbě modelu bylo počítáno s tím, že bude obvodový prstenec pevně spojený se sloupy. Byl vytvořen proto druhý model, kde je umožněno deformacím obvodového prstence díky elastomerovým ložiskům.

V jednotlivých podkapitolách jsou porovnány výsledky deformací, vnitřních sil a napětí na jednotlivých částech konstrukce.

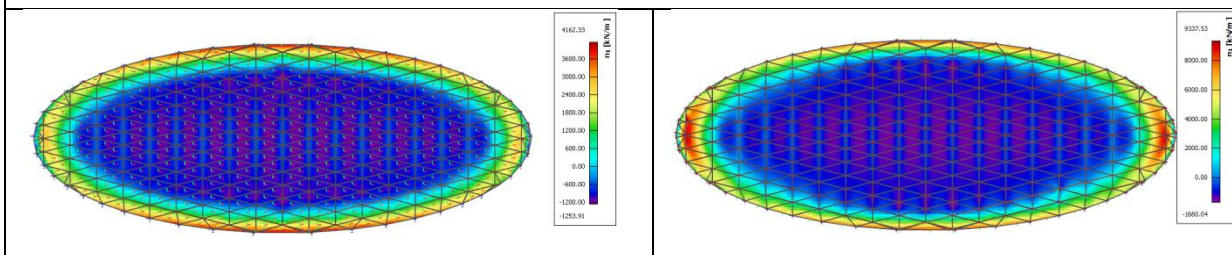
10.2.1 Skořepina/membrána

Tab. 11 Vnitřní síly, deformace a napětí ve skořepině

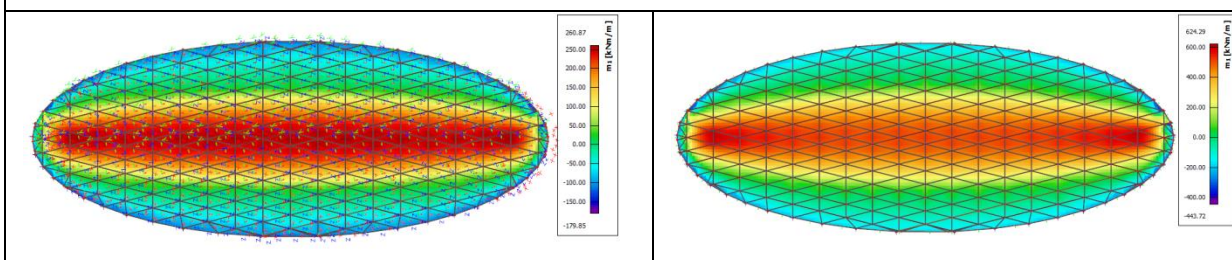
Model s pevným uložením	Model s ložisky
	
<p>Na obrázcích jsou vidět globální deformace ve směru x. Na konstrukci s pevným uložením je maximální deformace 91,8 mm, kdežto na modelu s ložisky jsou deformace téměř trojnásobné a to 257,2 mm.</p>	
	
<p>Ve stejném poměru jsou zvětšené i deformace ve směru y. Na modelu č. 1 je deformace 320,9 mm a na modelu č. 2 je deformace 819,4 mm.</p>	



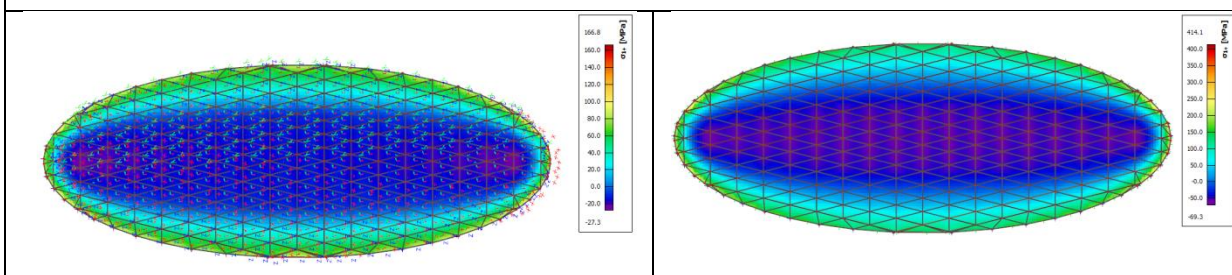
Průhyb se uprostřed konstrukce také zvětšil, ale naopak nadzvednutí konstrukce na kraji skořepiny se výrazně zmenšilo. Na modelu č. 1 je průhyb 2 439 mm a na druhém 5 822 mm.



Tláčená normálová síla n_I se zvětšila z 1 259 kN/m na 1 660 kN/m. K výrazné změně došlo u tahové normálové síly, která se ze 4 160 kN/m zvětšila na 9 338 kN/m.



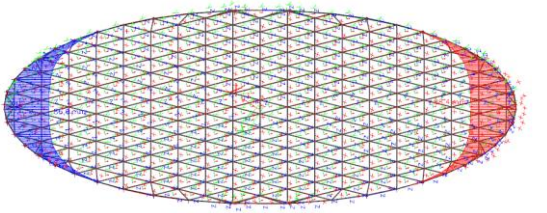
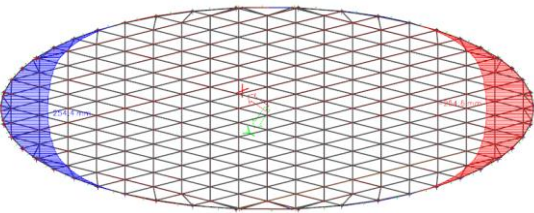
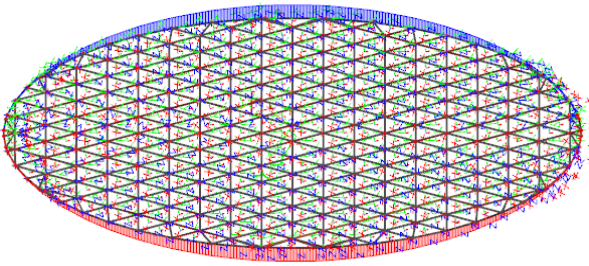
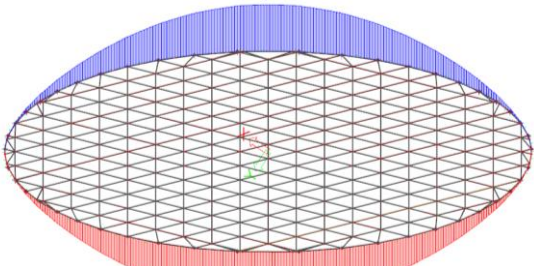
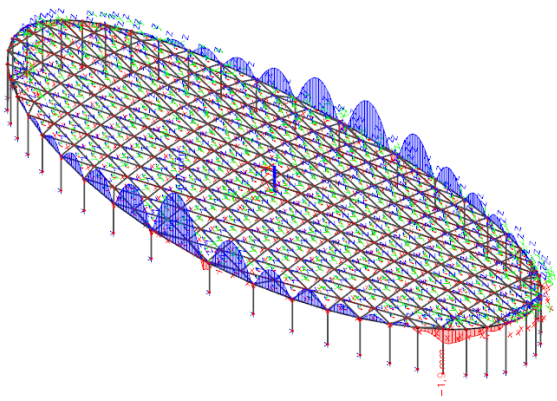
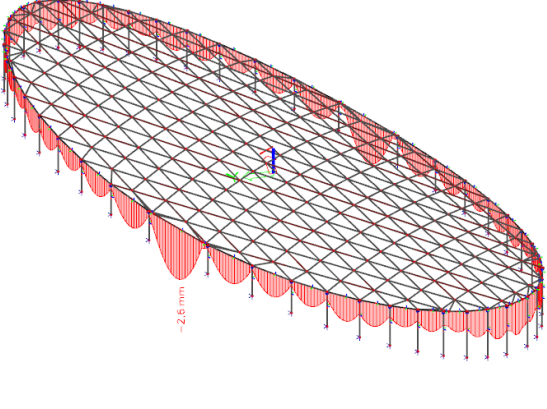
Momentové namáhání m_I je také zvětšeno trojnásobně.

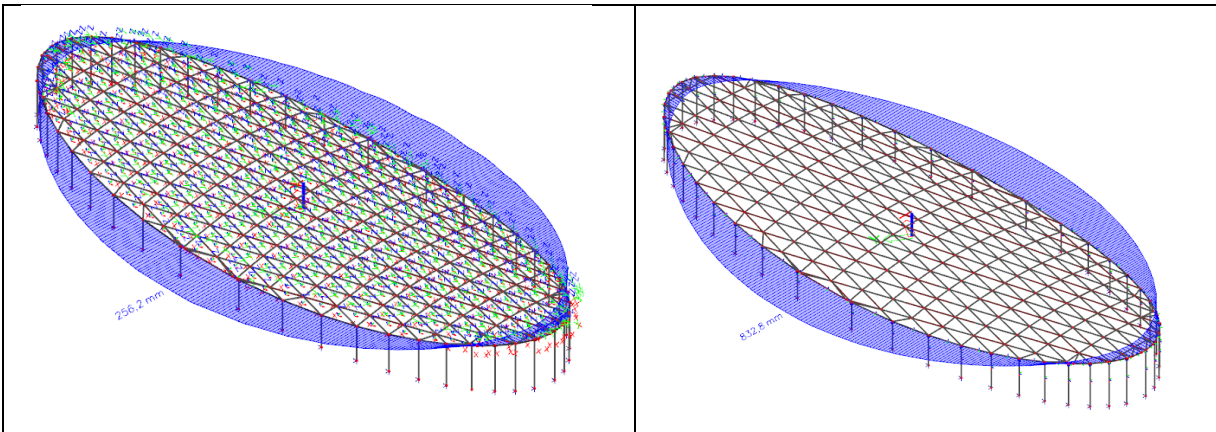


Napětí σ_x se také skoro trojnásobně zvětšilo. Maximální tlakové namáhání bylo na modelu č.1 166,8 MPa a na modelu č. 2 je 414,1 MPa. Tlakové napětí bylo na modelu č.1 -27,5 MPa a na druhém modelu - 69,5 MPa.

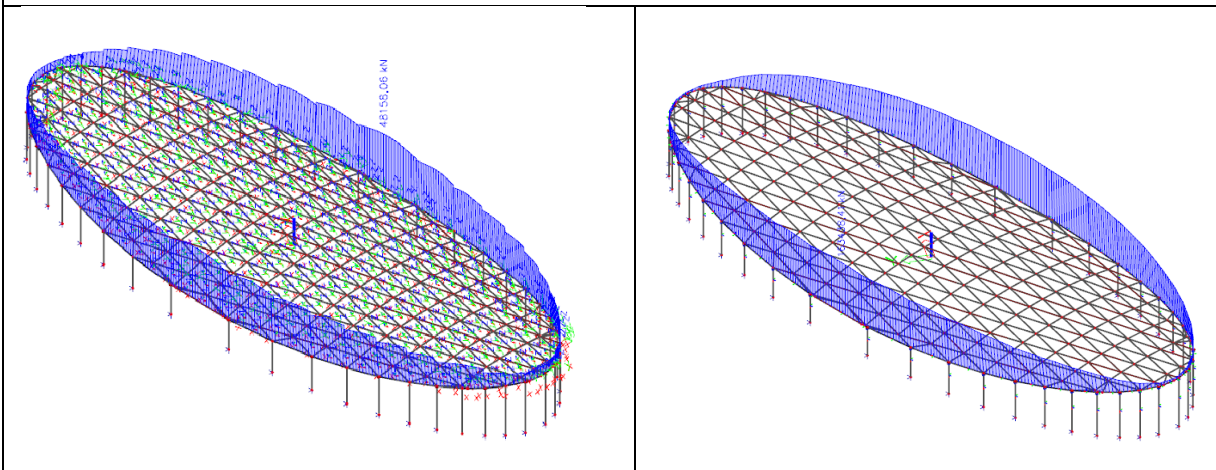
10.2.2 Obvodový prstenec

Tab. 12 Vnitřní síly, deformace a napětí obvodový prstenec

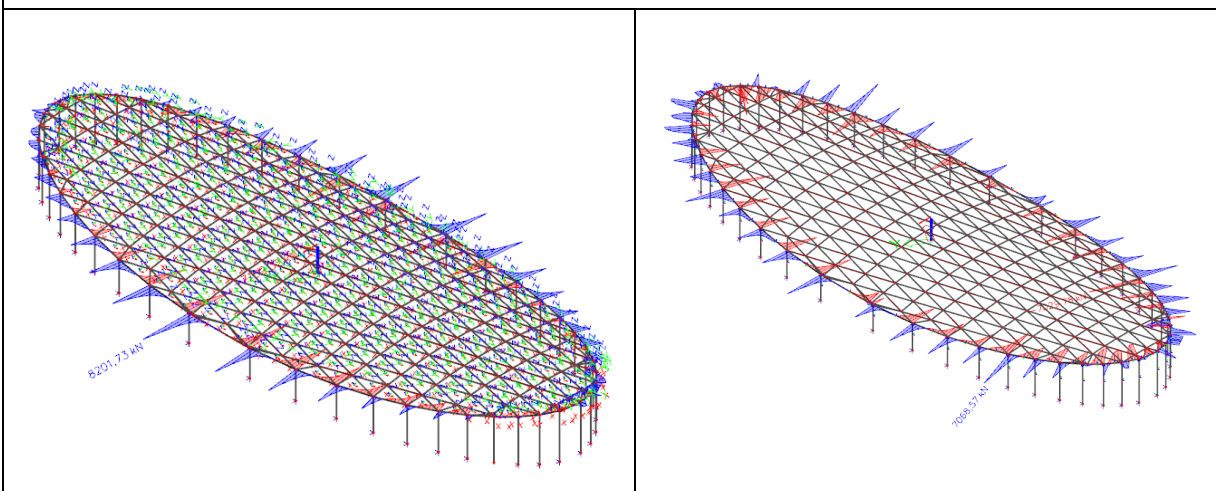
Model s pevným uložením	Model s ložisky
	
<p>Deformace ve směru x se změnily stejně jako deformace skořepiny. Na modelu č. 1 je doformace 88,4 mm a na modelu č. 2 254,8 mm.</p>	
	
<p>Na obrázcích je vidět, že ani u deformace ve směru y došlo opět k nárůstu deformací trojnásobně. Původní deformace byla 256,6 mm a na modelu s elastomerovými ložisky je deformace 832,9 mm.</p>	
	
<p>U posunů ve směru z nedošlo jen ke zvětšení hodnot, ale je vidět, že se výsledky celkově změnily. Na celém obvodovém prstenci působí deformace směrem dolu. To je pozitivní věc, ale bohužel na posunu o pouze 2,5 mm zanedbatelná s ostatními posuny.</p>	



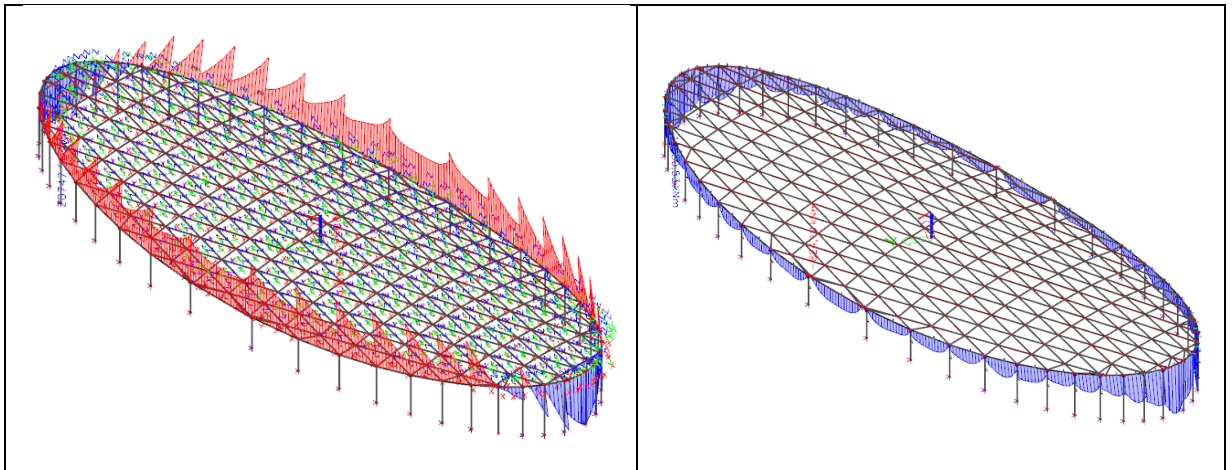
Na výsledném posunutí je možné vidět, že se elipsa chce v delším směru roztáhnout, což vysvětluje i důvod, proč je obvodový prstenec namáhaný tak velkou normálovou silou.



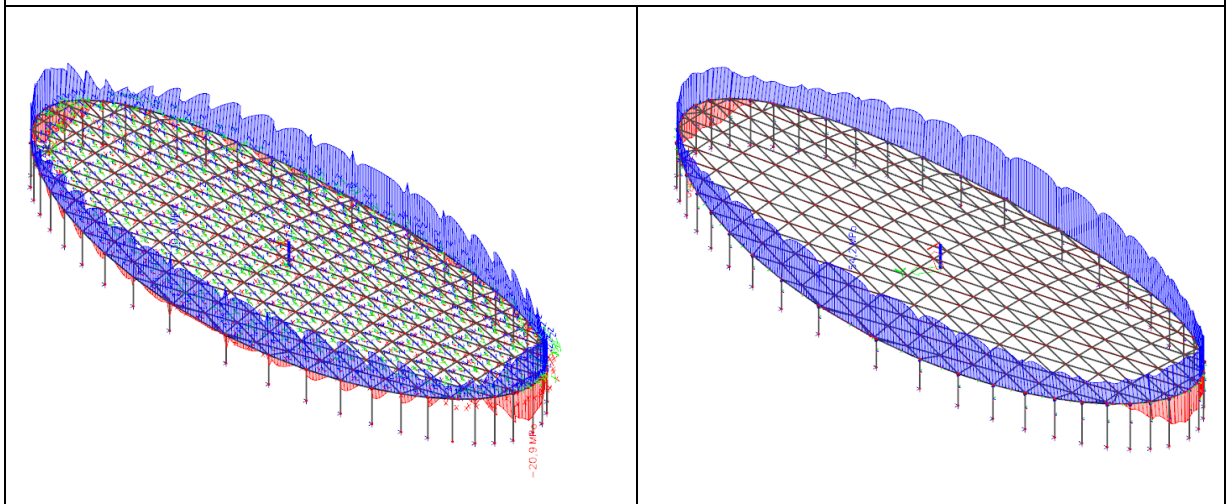
Normálová síla vzrostla z 48,1 MN na 163,4 MN. Což je zapříčiněné velkým nárůstem deformací.



Na posouvací síle V_y doslo k mírnému poklesu. Model č. 1 byl namáhan posouvací silou 8 201,73 kN. Na modelu č.2 je posouvací síla 7 065,57 kN.



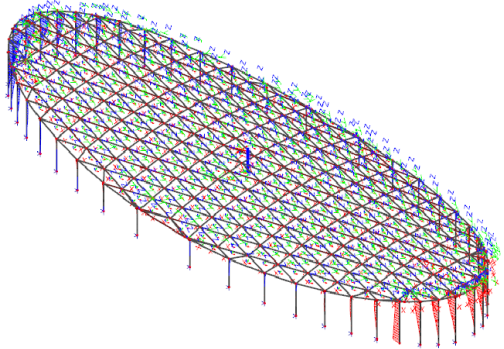
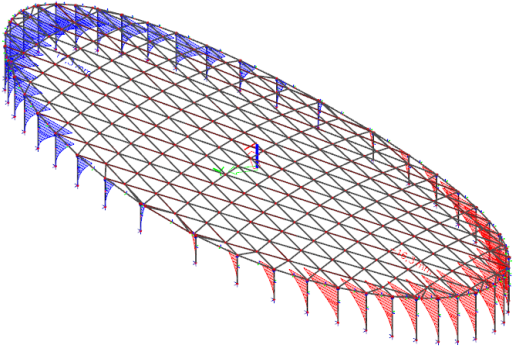
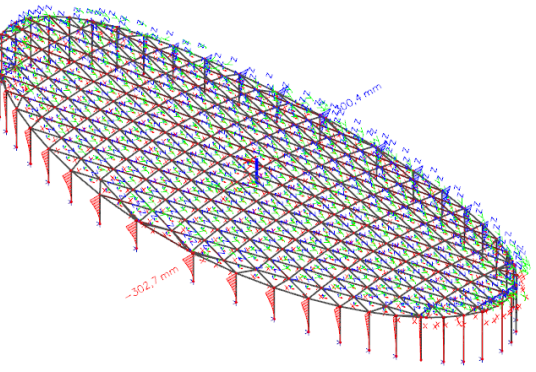
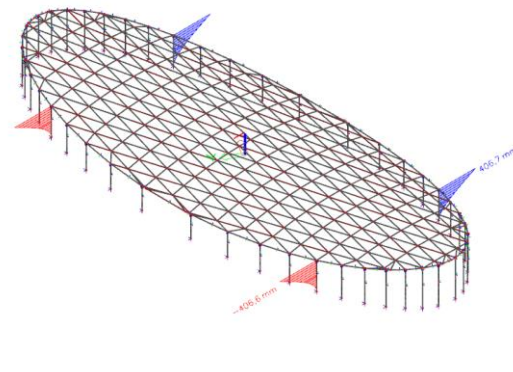
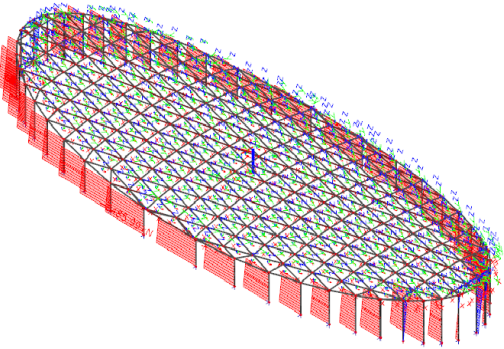
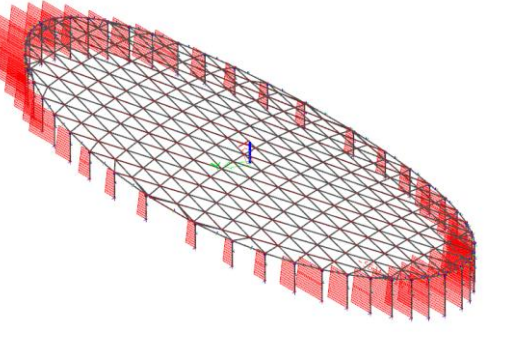
U modelu č. 2 došlo ke změně a to, že na celém konstrukčním prvku je ohybový moment pouze kladný. Maximální ohybový moment na modelu č. 1 byl 20 747 kNm jak kladný, tak i záporný, kdežto na modelu č. 2 je ohybový moment 14 580 kNm.

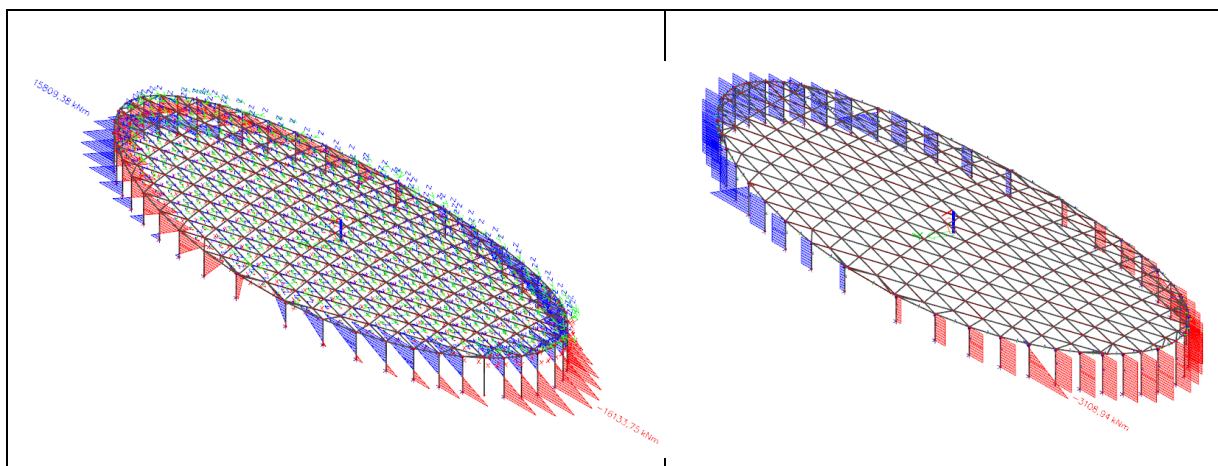


I přesto, že došlo ke snížení ohybových momentů, tak vlivem velkého nárůstu normálové síly došlo k nárůstu napětí. Původně bylo tlakové napětí 20,9 MPa, nově vzrostlo na 31,5 MPa. Tahové napětí bylo 30,9 MPa, nově nabývá hodnoty 54,2 MPa.

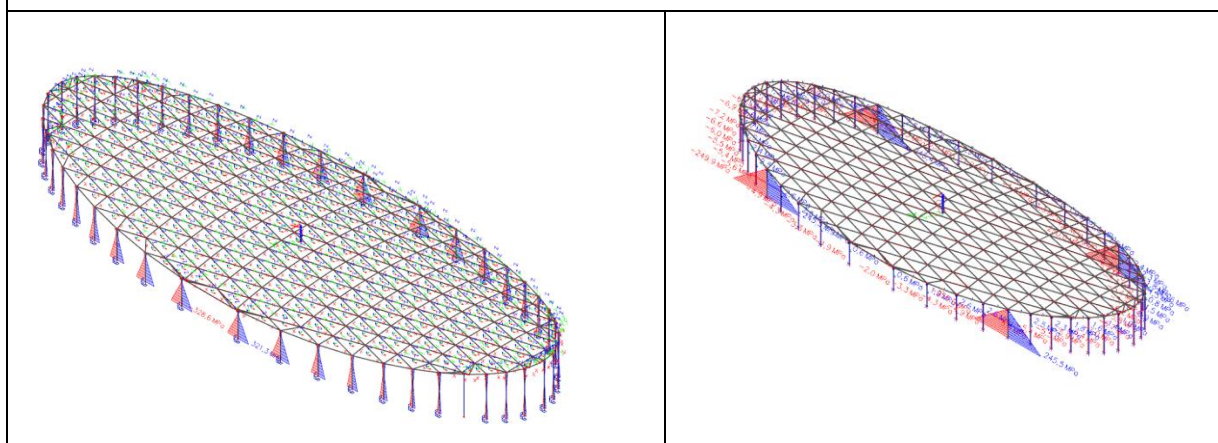
10.2.3 Sloupy

Tab. 13 Vnitřní síly, deformace a napětí na sloupech

Model s pevným uložením	Model s ložisky
	
<p>Klesly výrazně deformace ve směru x na sloupech. Z původních 92,5 mm, došlo ke zmenšení na 16,3 mm.</p>	
	
<p>Deformace ve směru y budou na nově vzniklé konstrukci nulové, deformace 406,6 mm budou muset přenést elastomerová ložiska.</p>	
	
<p>Na sloupech došlo ke zmenšení normálové síly. Z původních maximálních -6 485 kN je na modelu s elastomerovým ložiskem -5 631 kN.</p>	



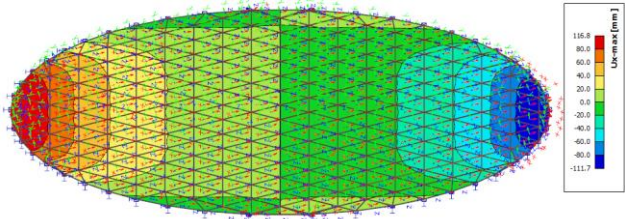
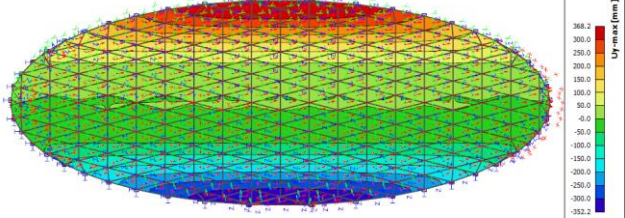
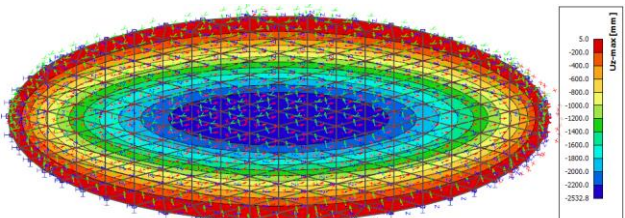
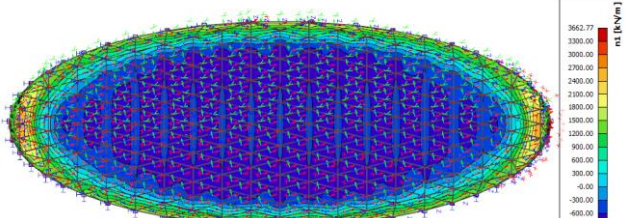
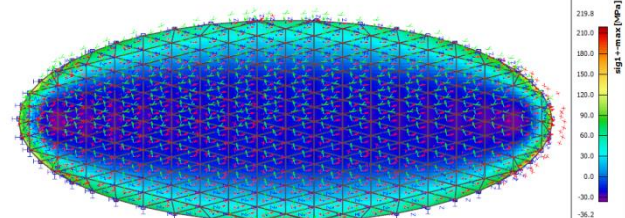
Ohybové momenty se dle předpokladů výrazně zmenšily z původních 16 133 kNm na 3 108,94 kNm.



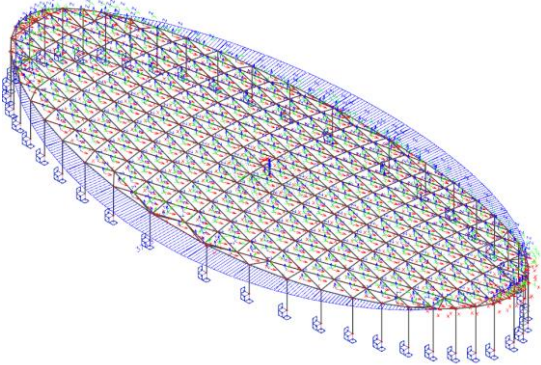
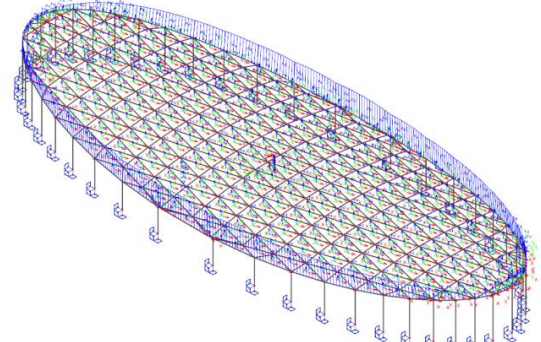
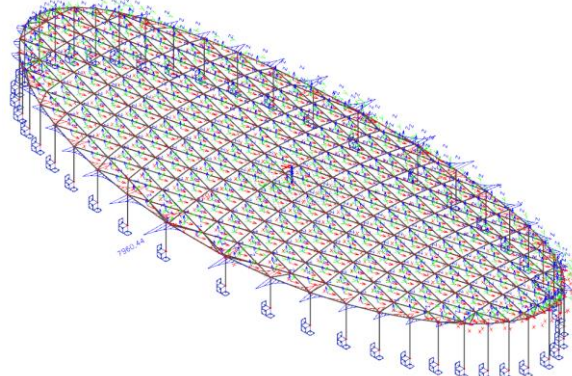
K největší změně došlo na napětí na sloupech, kdy napětí kleslo z 321,3 MPa pouze na 7,2 MPa. Na modelu vychází velké napětí na sloupech, na kterých budou pevná elastomerová ložiska, která posouvací sílu, která vyvolává takové napětí, budou muset přenést.

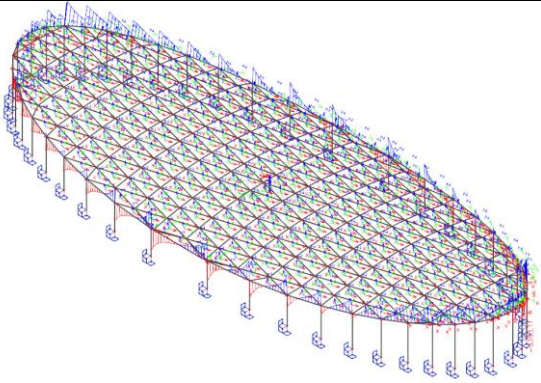
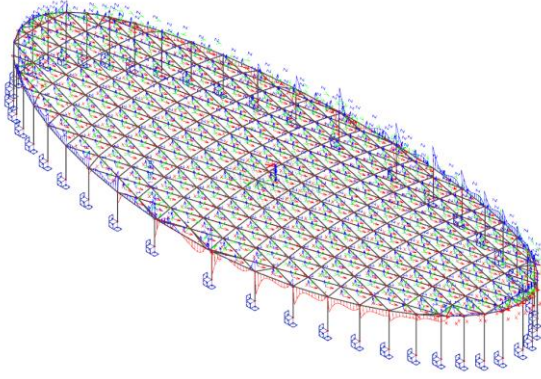
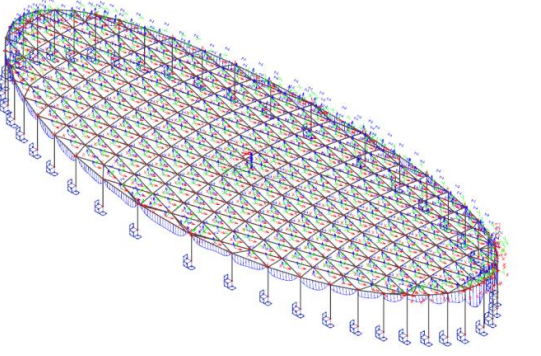
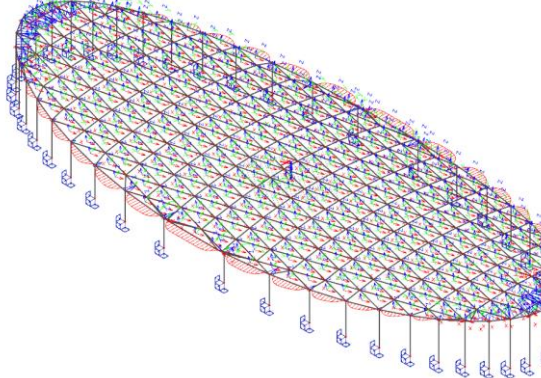
Uvolněním posunů došlo k velké deformaci konstrukce, proto by možná bylo lepším řešením uložení konstrukce pouze na kloubová ložiska. Vnitřní síly, deformace a napětí jsou vidět v následující tabulce.

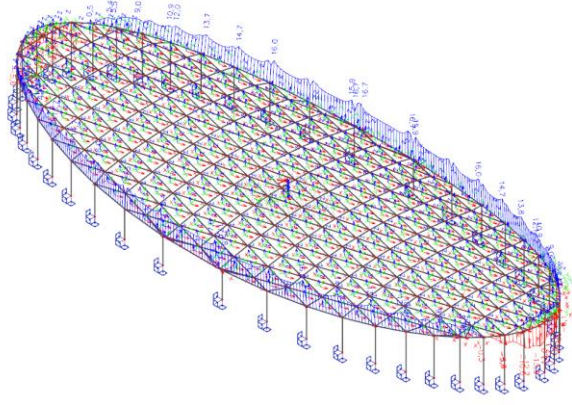
Tab. 14 Vnitřní síly, deformace a napětí ve skořepině, kloubové uložení

Membrána/skořepina	
	<p>Deformace ve směru x nabývá hodnoty 111 mm.</p>
	<p>Deformace ve směru y nabývá hodnoty 360 mm.</p>
	<p>Maximální deformace ve směru z je 2 533 mm.</p>
	<p>Na obrázku je vidět průběh normálové síly n_1 na skořepině/membráně. Maximální tlaková síla je 1 174 kN/m a maximální tahová síla 3 663 kN/m.</p>
	<p>Napětí σ_1 nabývá v tlaku hodnoty až 36,2MPa a v tahu 219,8 MPa.</p>

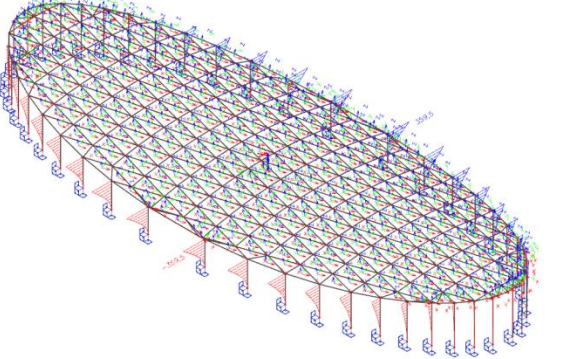
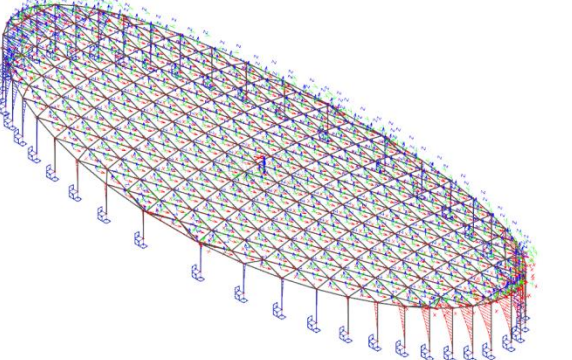
Tab. 15 Vnitřní síly, deformace a napětí v obvodovém průvlaku, kloubové uložení

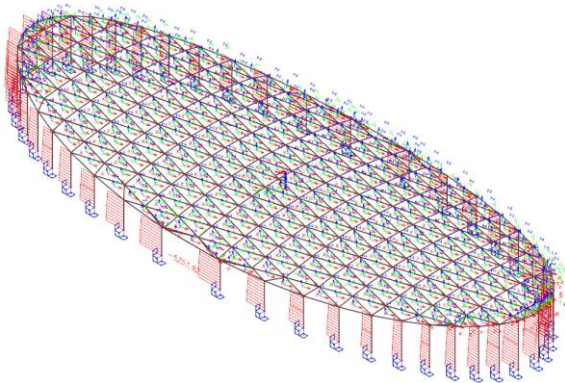
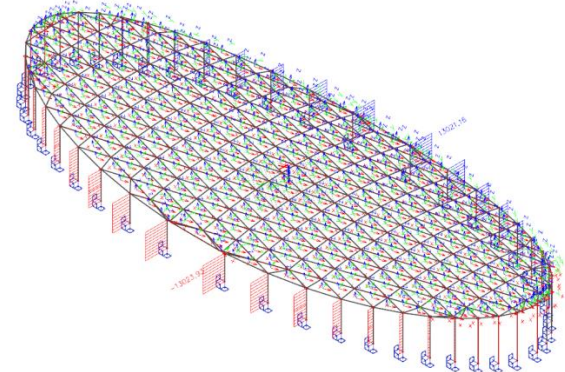
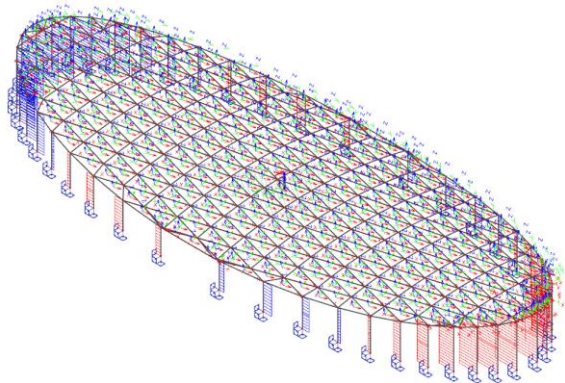
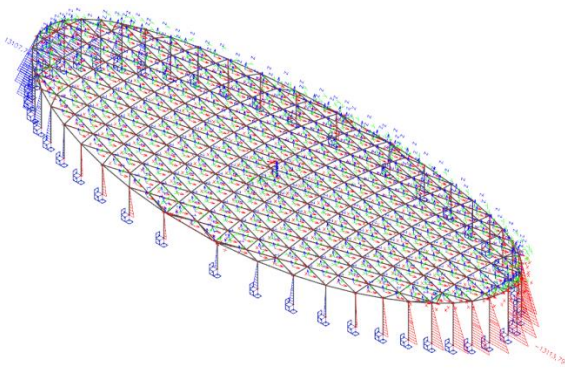
Obvodový průvlak	
	<p>Maximální deformace ve směru y nabývá hodnoty 336 mm.</p>
	<p>Maximální normálová síla je 72,4 MN.</p>
	<p>Na vedlejším obrázku je vidět průběh posouvací síly ve směru y. Maximální posouvací síla V_y je 7 960 kN.</p>

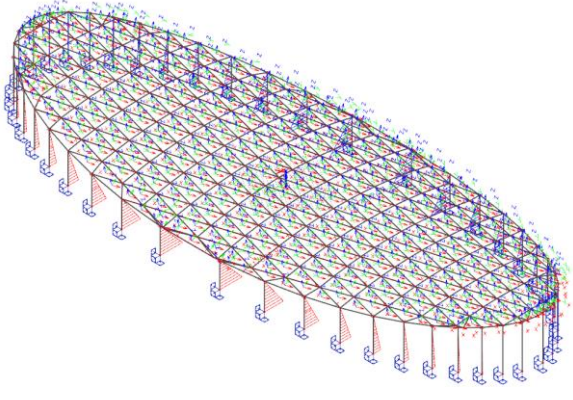
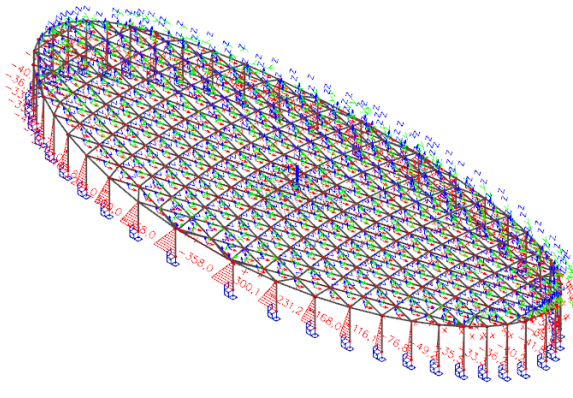
	<p>Maximální posouvací síla V_z je 3 407 kN.</p>
	<p>Krouticí moment M_x má maximální hodnotu 7 156,89 kNm.</p>
	<p>Ohybový moment M_y nabývá hodnotu až 4 614,13 kNm.</p>
	<p>Ohybový moment M_z nabývá hodnot od -5 878,25 kNm do 12 461,10 kNm.</p>

	<p>Napětí na obvodovém prstenci nabývá hodnot -12,2 MPa až 16,7 MPa.</p>
---	--

Tab. 16 Vnitřní síly, deformace a napětí na sloupech, kloubové uložení

Sloupy	
	<p>Maximální deformace ve směru y je 359,5 mm.</p>
	<p>Sloupy se deformují v hlavě o 116 mm.</p>

	<p>Maximální normálová síla je 5 253,9 kN.</p>
	<p>Maximální posouvací síla ve směru y je 13 023,93 kN.</p>
	<p>Ve směru z je maximální posouvací síla 847 kN.</p>
	<p>Maximální ohybový moment M_y je 13 113,79 kNm.</p>

	<p>Ohybový moment M_z nabývá hodnoty 117 636,92 kNm.</p>
	<p>Maximální napětí v patě sloupu je 358 MPa.</p>

Po porovnání všech výsledků všech tří modelů se zdá, že nejlepší je zvolit model s kloubovými ložisky. Proto pro další výpočet bude uvažován model s kloubovými ložisky.

10.3 Napětí ve skořepině

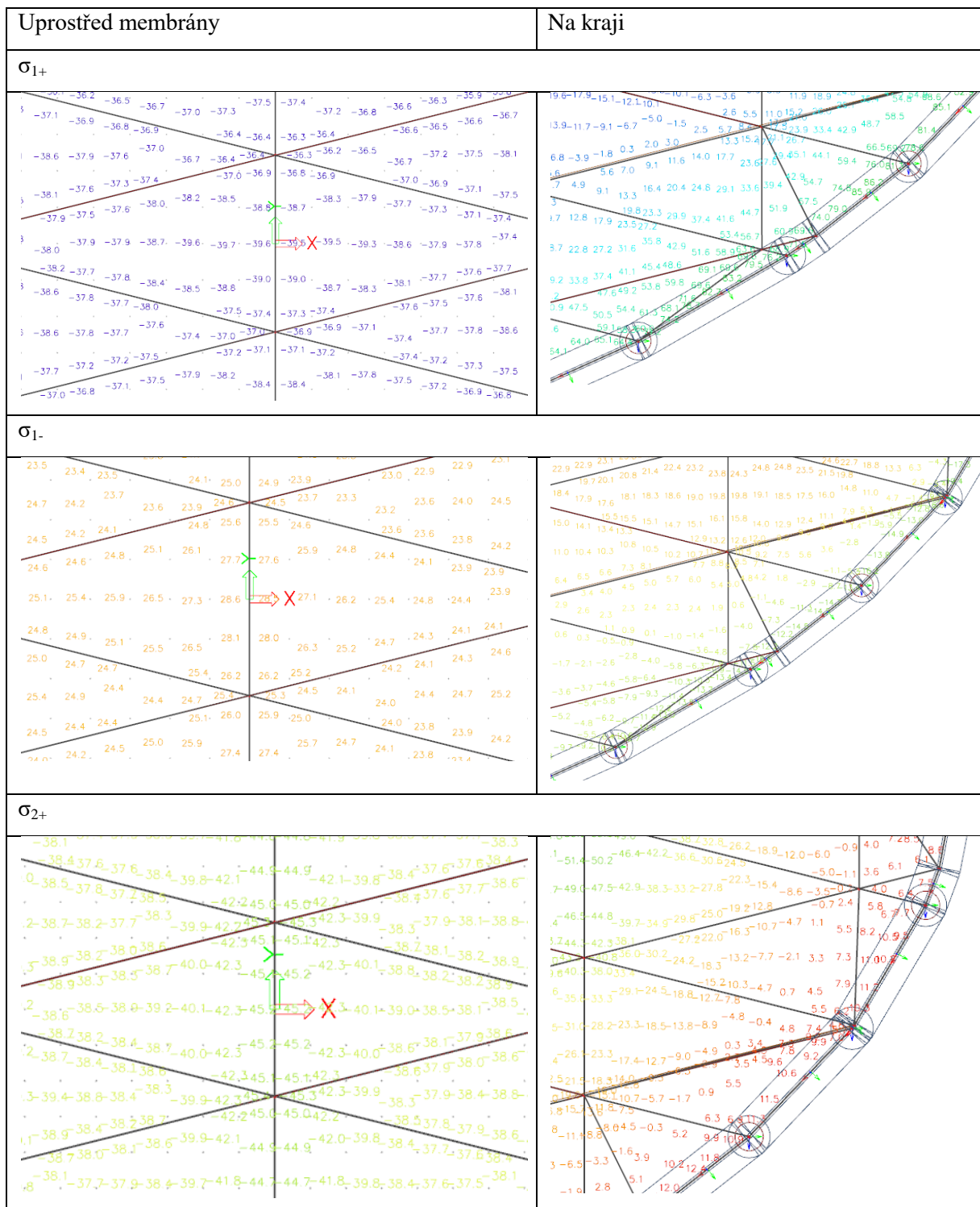
Jelikož se ve skořepině stále nachází velká napětí, přichází na řadu několik možných řešení, jak napětí zmenšit. Proto jsou položeny následující otázky:

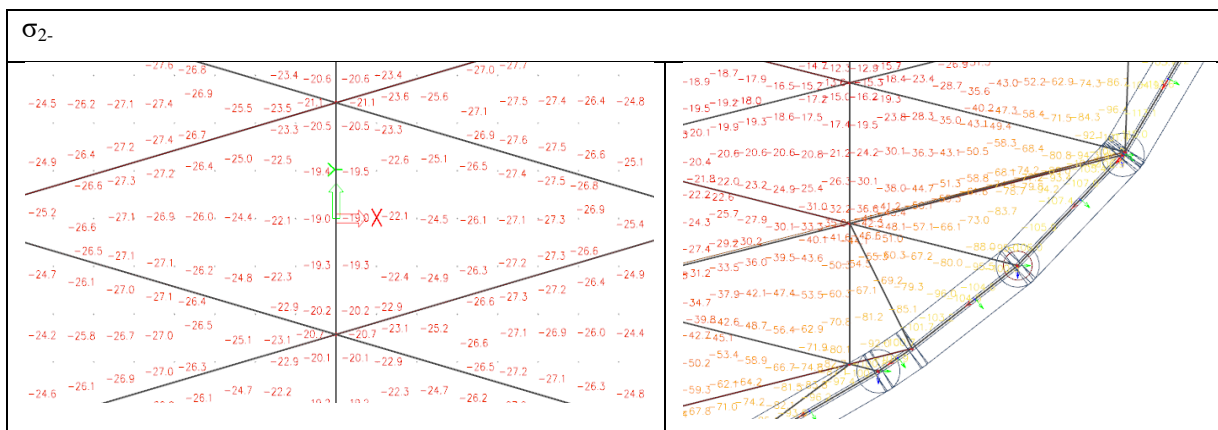
- 1) Jaký vliv má obvodový prstenec na napětí v membráně?
- 2) Jaký vliv mají sloupy na konstrukci?
- 3) Jaký vliv bude mít předpětí membrány?

10.3.1 Obvodový prstenec

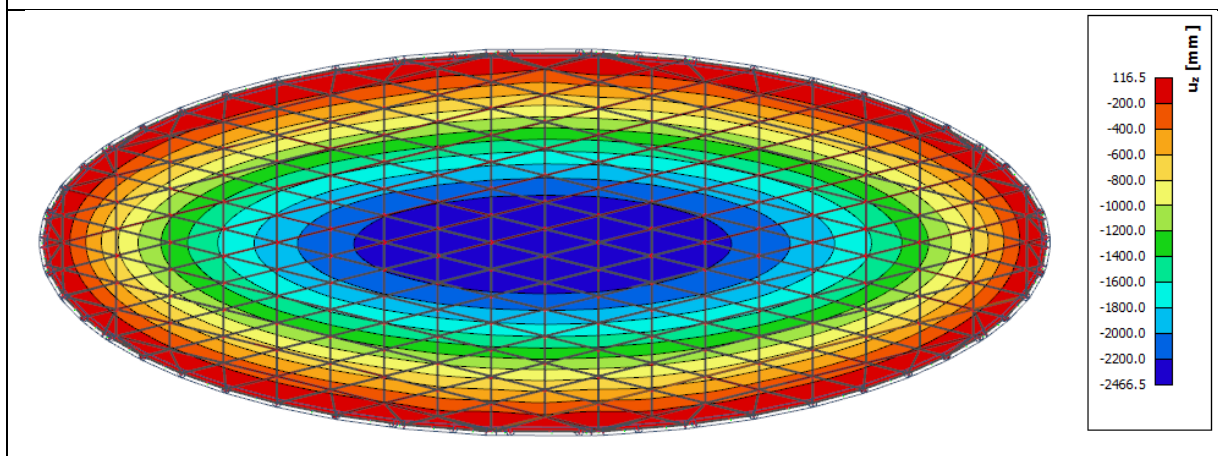
Pro zvolení nejvhodnější varianty obvodového prstence, je třeba uvažovat několik odlišných tvarů a materiálů. V prvním případě jsou zaznamenány výsledky z varianty s obvodovým prstencem o rozměru 2,5 x 1,5 metru. Prstenec má tudíž větší výšku, než šířku.

Tab. 17 Napětí na skořepině, obvodový prstec 2,5 x 1,5 m.



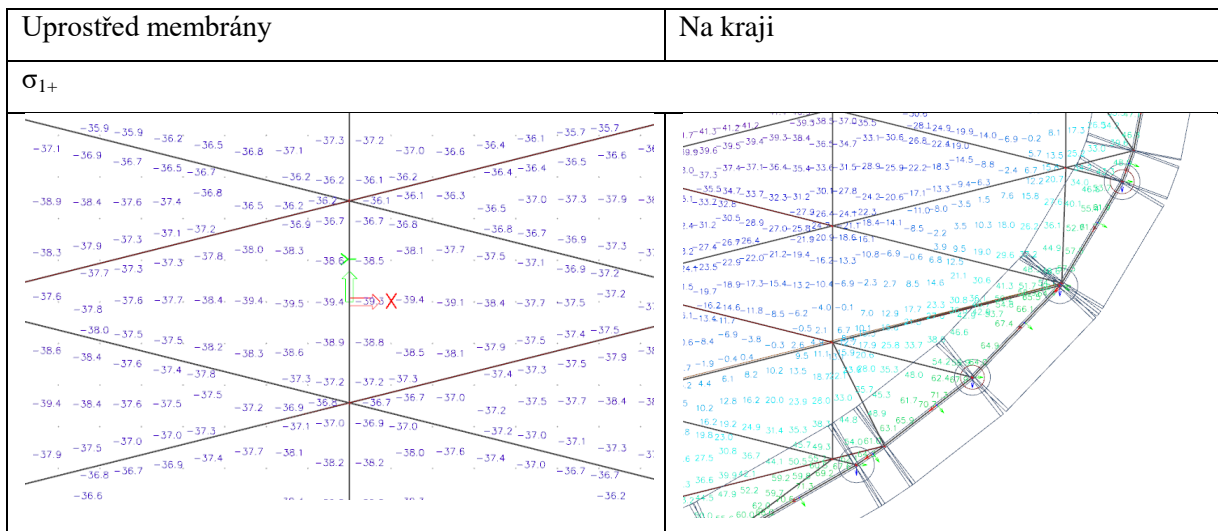


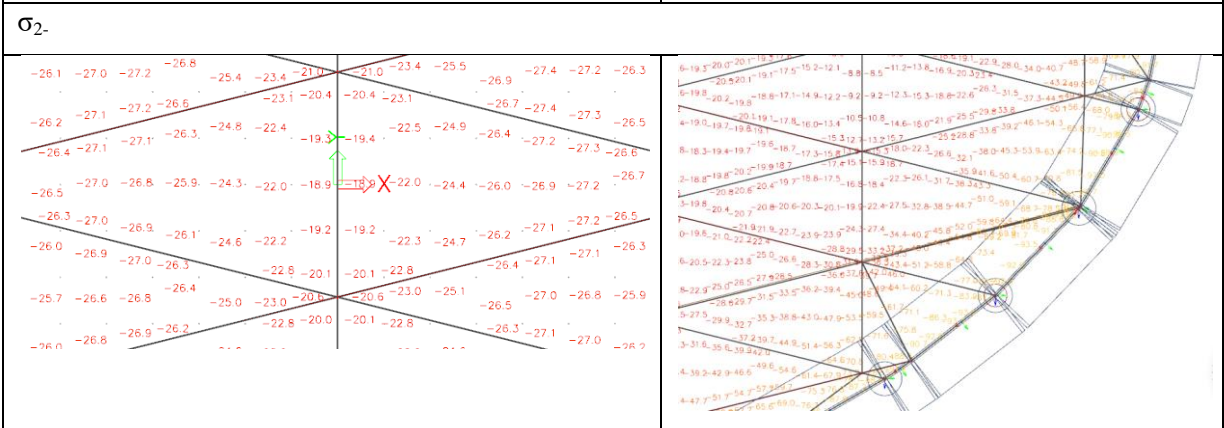
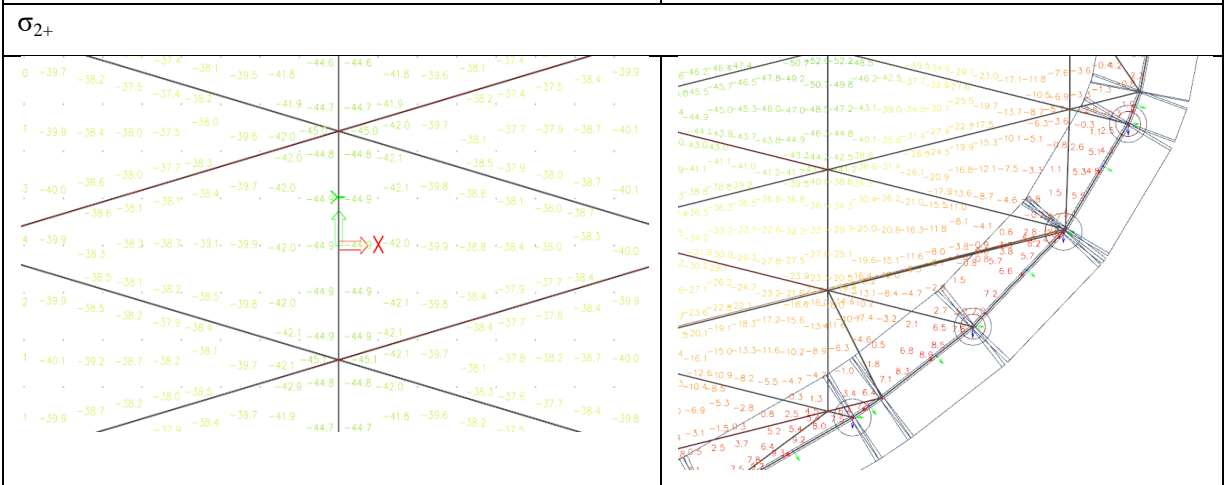
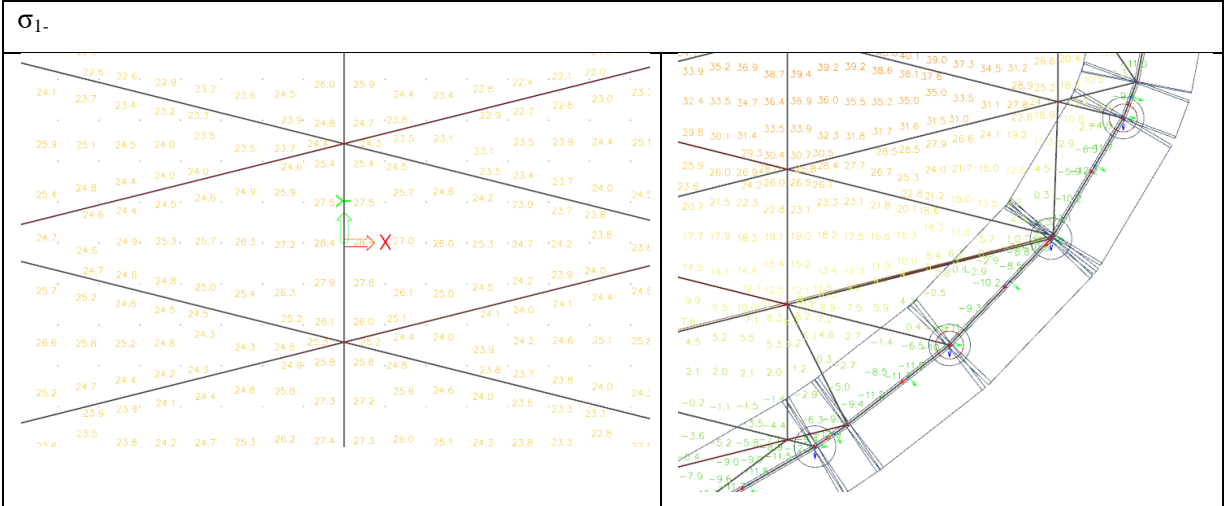
Průhyb konstrukce u_z



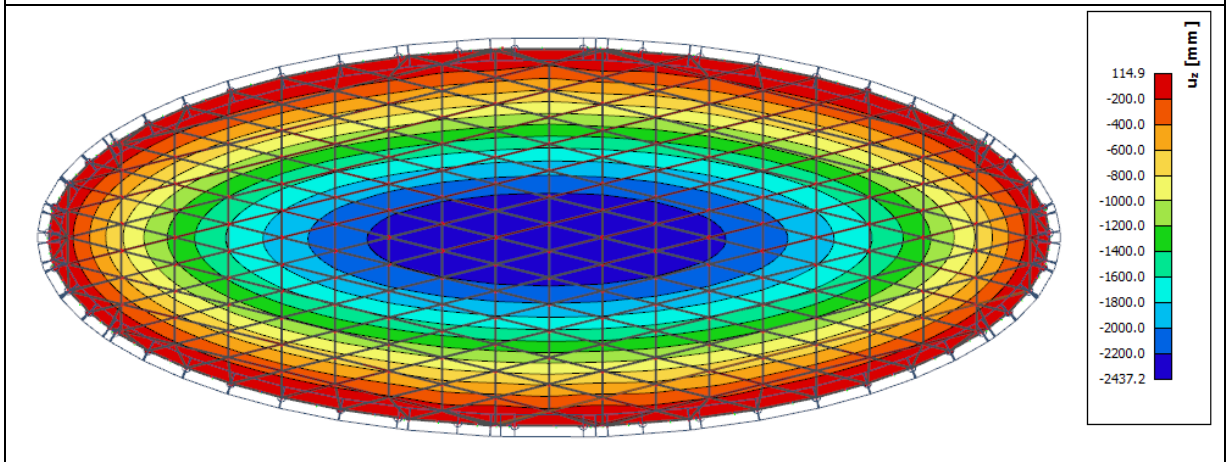
Další uvažovaná varianta prstence je opět betonová, avšak o rozměrech 1,5 x 4,0 m. U prstence převažuje šířka nad výškou.

Tab. 18 Napětí na skořepině, obvodový prstec 1,5 x 4,0 m.



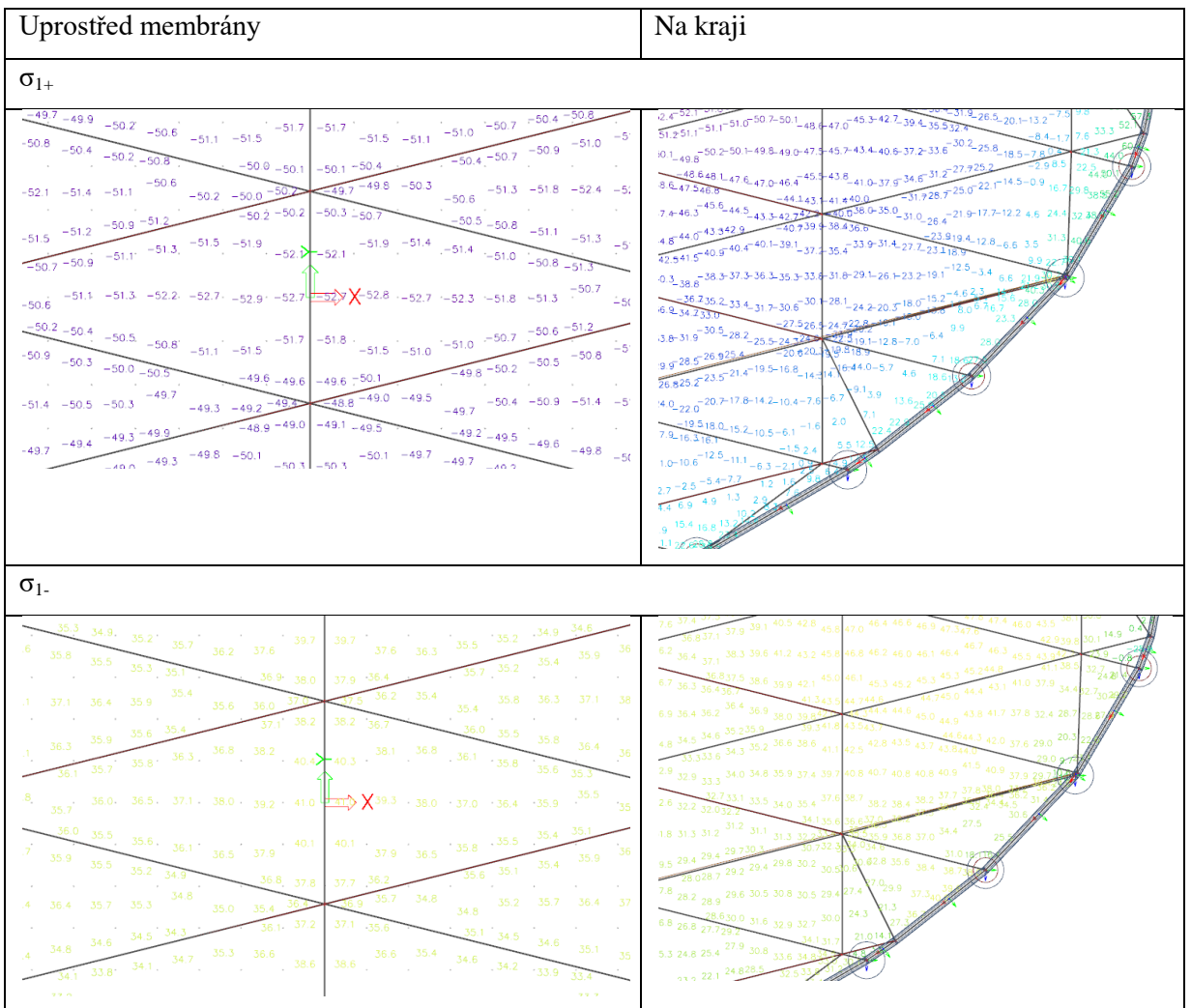


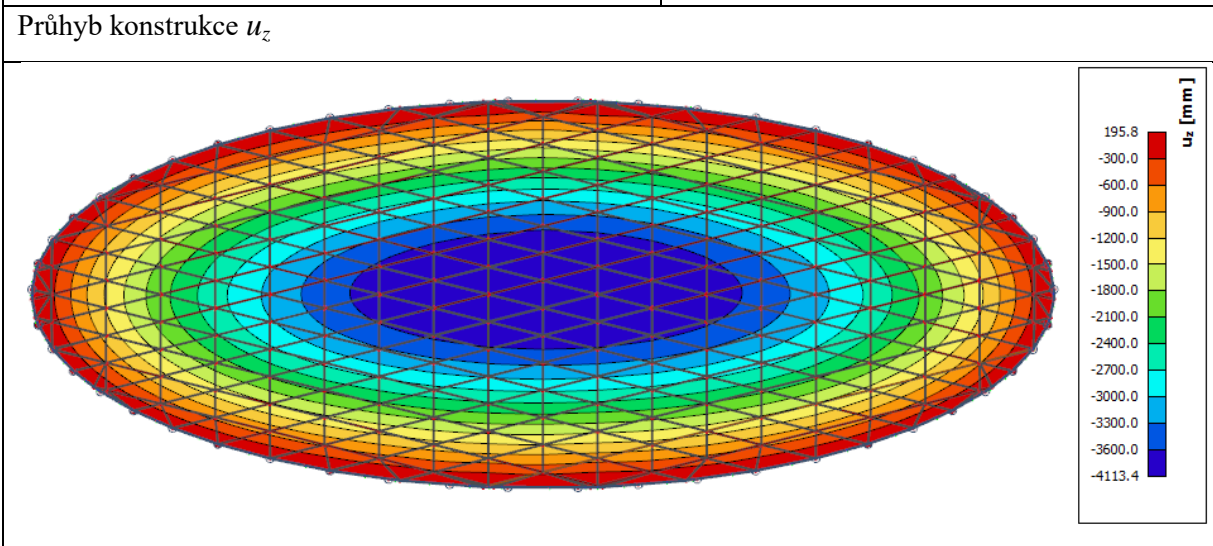
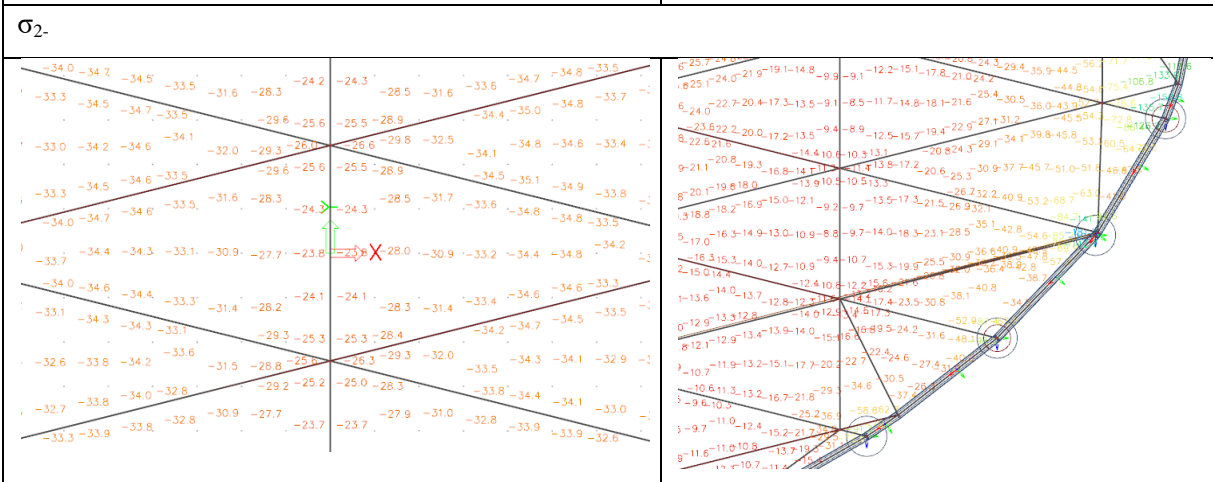
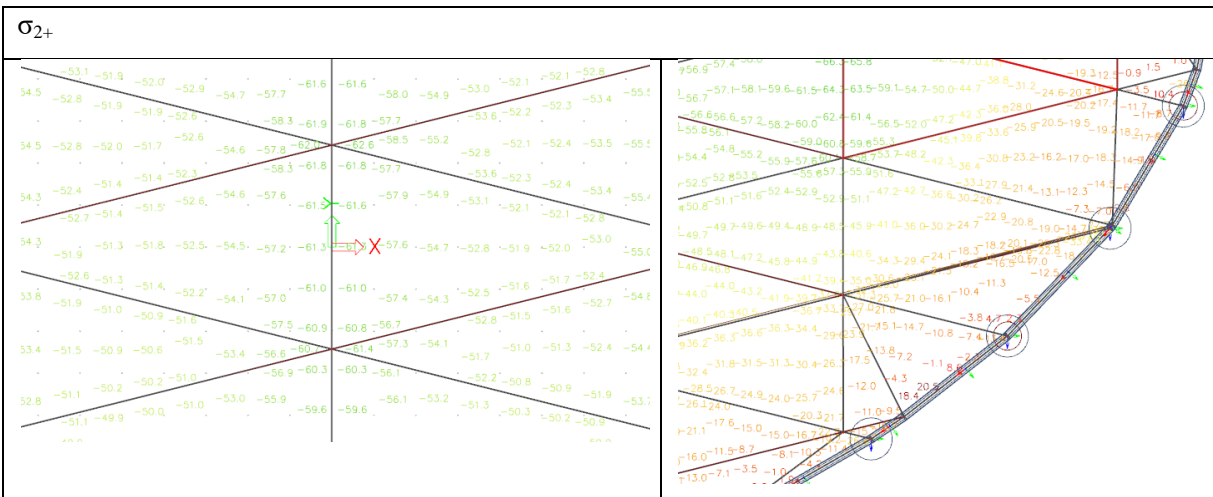
Průhyb konstrukce u_z



Jako třetí varianta bude použití ocelového prstence o průřezu 500/300/20,0.

Tab. 19 Napětí na skořepině, ocelový obvodový prstec



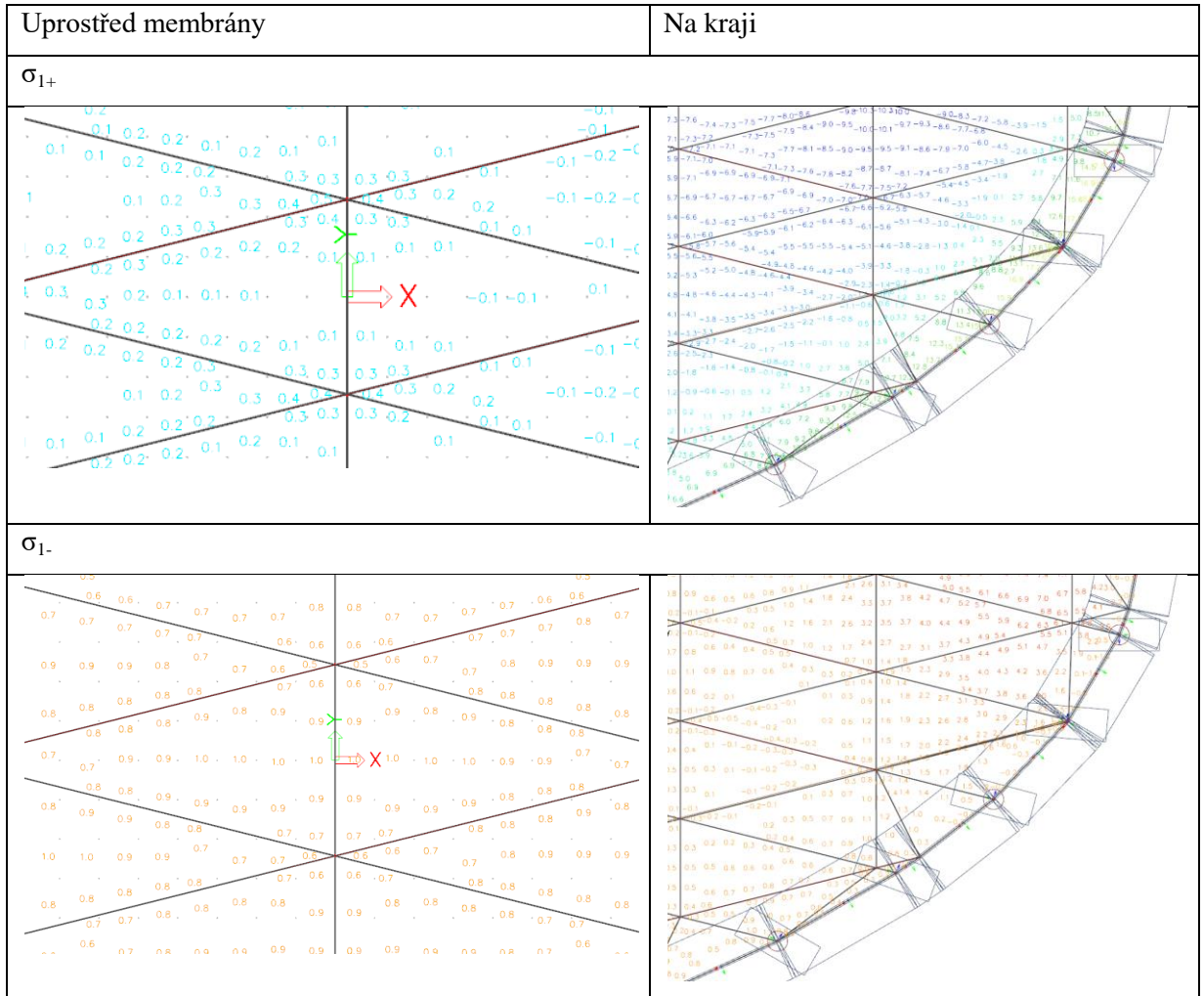


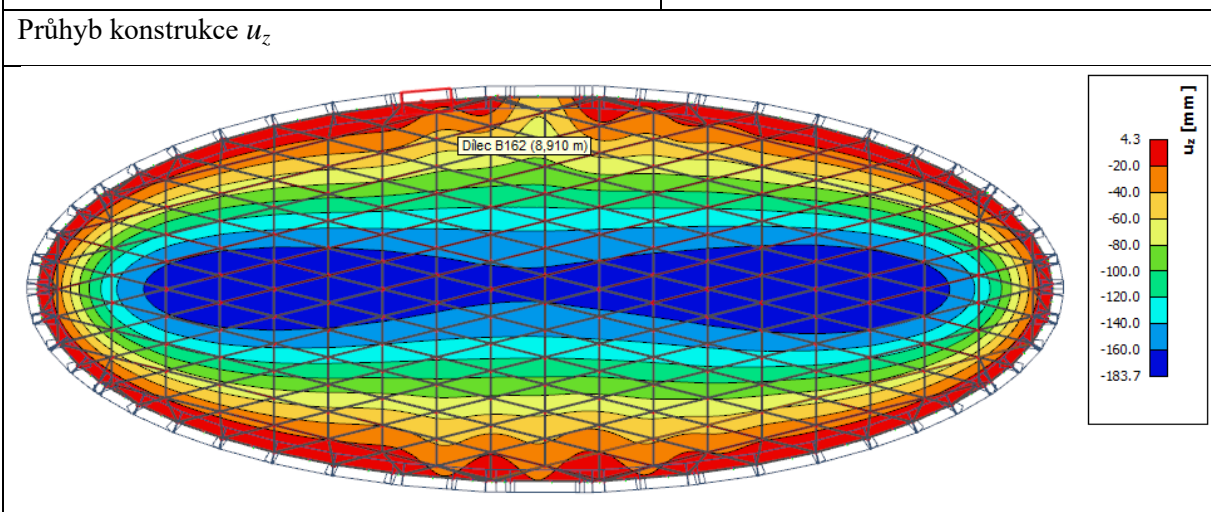
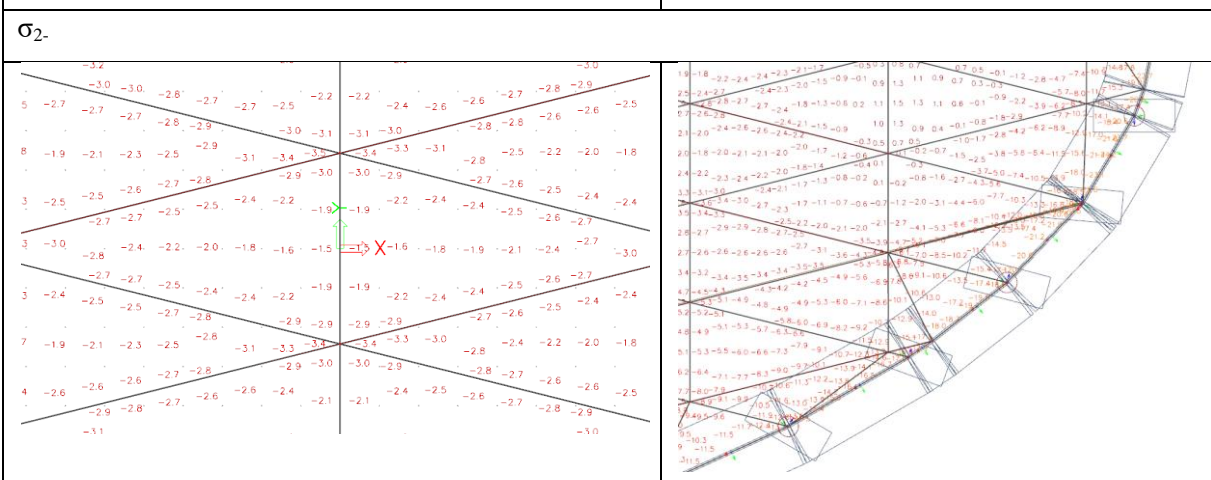
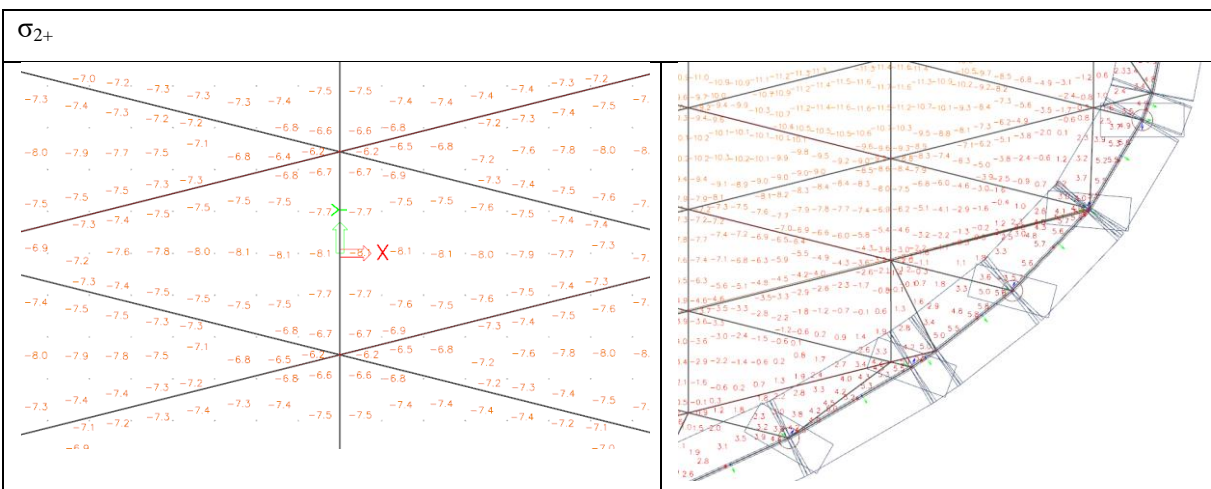
Ze všech tří možných variant se zdá být varianta číslo dvě jako nejlepší, protože je prstenec ve vodorovném směru nejtužší.

10.3.2 Sloupy

Jelikož se jako dobré řešení ukázala volba tužších prvků ve směru namáhání, bude provedena úprava průřezů sloupů. V prvotních výpočtech byly sloupy uvažovány kruhové s průměrem 1,5 metru. Nově budou sloupy obdélníkového průřezu umístěné hvězdicově ke středu konstrukce.

Tab. 20 Napětí na skořepině, změna sloupů





10.3.3 Předpětí

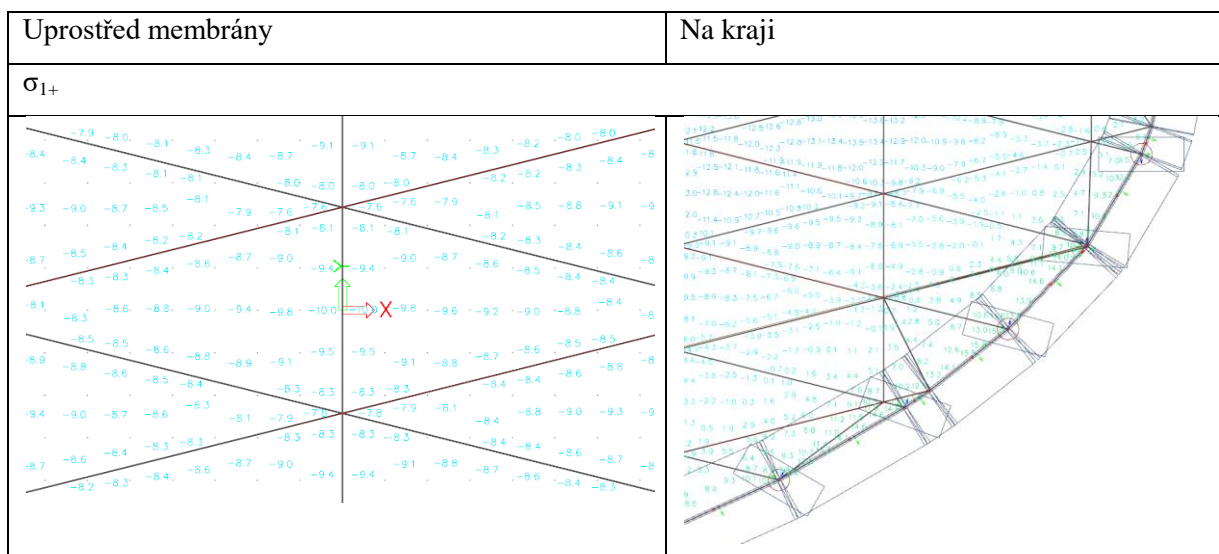
Jelikož se jedná o velmi náročnou konstrukci, kdy lana budou umístěna ve dvou různých směrech, lze předpokládat, že konstrukce bude hodně citlivá na předpětí. Proto v programu SCIA Engineer zavedeme předpětí pomocí jednotlivých sil, které budou působit ve směru jednotlivých směrnic předpínacích lan.

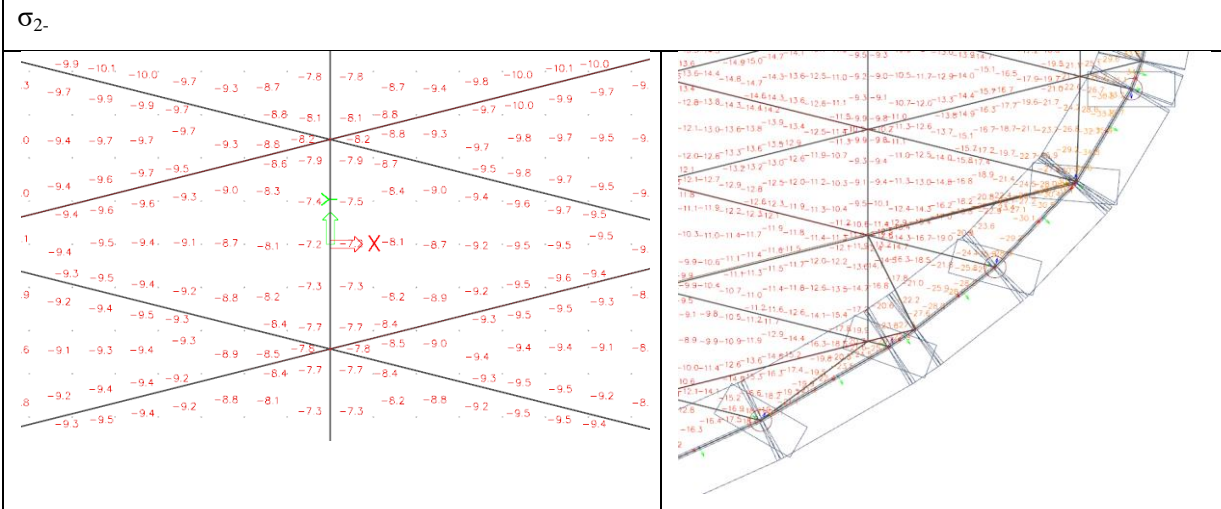
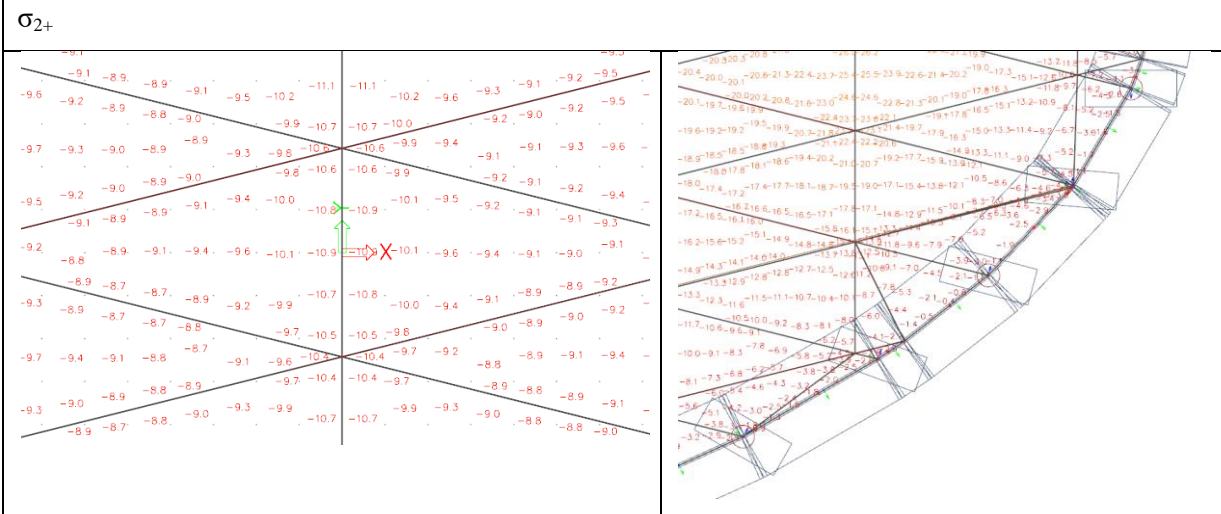
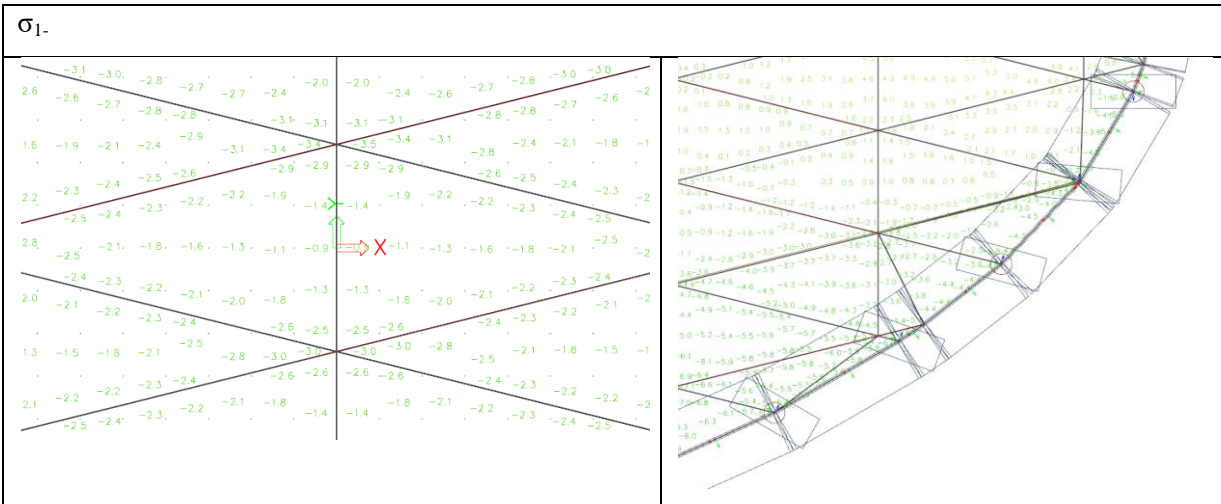
Tab. 21 Výpočet směrnice předpínací síly

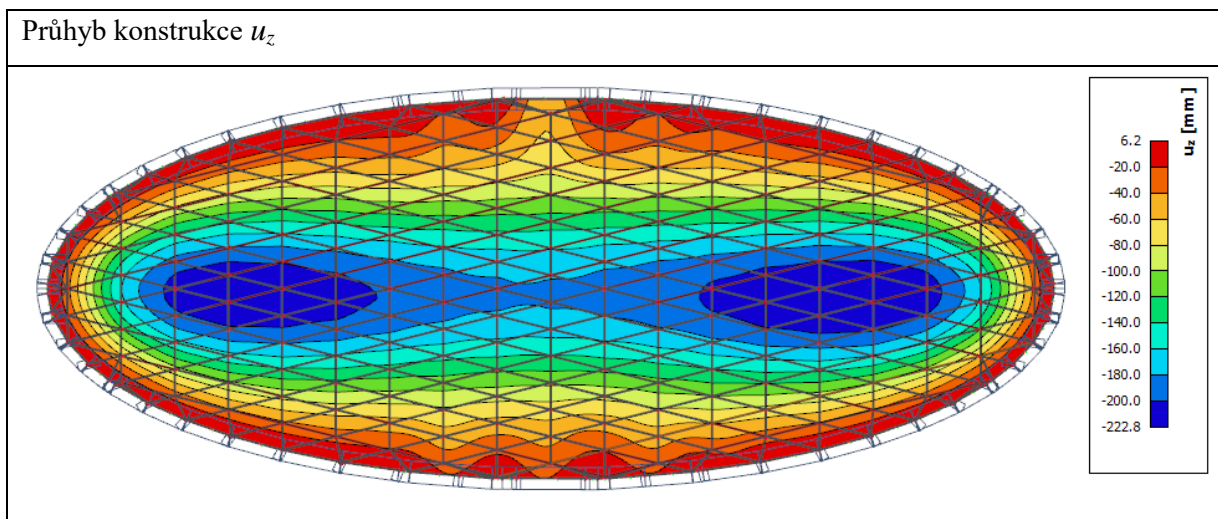
a= 4
b= 1
q= 0,003846

souřadnice bodu ležícího na směrnici		označení přímky	kx'	arctg(kx') (rad)	arctg(kx') (deg)	označení přímky	ky'	arctg(ky') (rad)	arctg(ky') (deg)
x	y								
0	-31,544	1	-0,485	-0,452	-25,887	1'	0,485	0,452	25,887
0	-26,69	2	-0,411	-0,390	-22,324	2'	0,411	0,390	22,324
0	-21,837	3	-0,336	-0,324	-18,570	3'	0,336	0,324	18,570
0	-16,985	4	-0,261	-0,256	-14,644	4'	0,261	0,256	14,644
0	-12,133	5	-0,187	-0,185	-10,573	5'	0,187	0,185	10,573
0	-7,279	6	-0,112	-0,112	-6,390	6'	0,112	0,112	6,390
0	-2,427	7	-0,037	-0,037	-2,138	7'	0,037	0,037	2,138
0	2,427	8	0,037	0,037	2,138	8'	-0,037	-0,037	-2,138
0	7,279	9	0,112	0,112	6,390	9'	-0,112	-0,112	-6,390
0	12,133	10	0,187	0,185	10,573	10'	-0,187	-0,185	-10,573
0	16,985	11	0,261	0,256	14,644	11'	-0,261	-0,256	-14,644
0	21,837	12	0,336	0,324	18,570	12'	-0,336	-0,324	-18,570
0	26,69	13	0,411	0,390	22,324	13'	-0,411	-0,390	-22,324
0	31,544	14	0,485	0,452	25,887	14'	-0,485	-0,452	-25,887
-29,12	29,117	15	0,336	0,324	18,570	-	-	-	-
19,409	-31,543	16	-0,411	-0,390	-22,324	-	-	-	-
19,409	31,543	-	-	-	-	15'	-0,411	-0,390	-22,324
-29,12	-29,117	-	-	-	-	16'	0,336	0,324	18,570

Tab. 22 Napětí na skořepině, předpětí







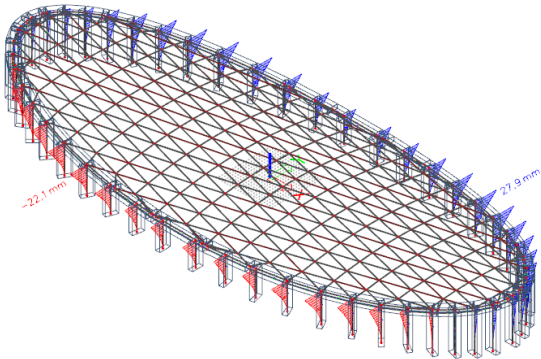
Z Tab. 22 je patrné, že membrána je celá v tlaku. Proto bude pro další výpočty a posouzení uvažována tloušťka membrány 300 mm. Obvodový prstenec má rozměr 4,0 x 1,5 m, přičemž šířka je větší, než výška průřezu. Sloupy jsou průřezu 1,5 x 4,0 m, přičemž jsou umístěné hvězdicovitě do středu konstrukce.

V následující tabulce jsou uvedeny síly, deformace a napětí na obvodovém prstenci a sloupech po provedení popsanych změn konstrukce.

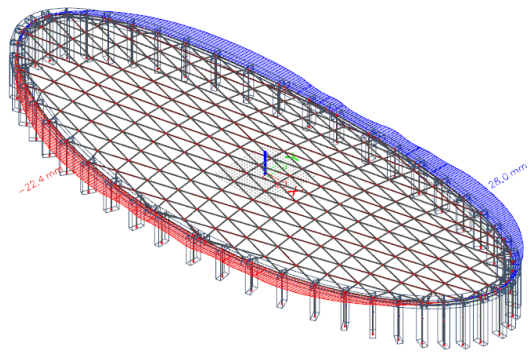
Tab. 23 Vnitřní síly, deformace a napětí obvodový průvlak a sloupy

Obvodový průvlak	Sloupy
u_x	
<p>Max 39,4mm</p>	<p>Max 39,4mm</p>

u_y

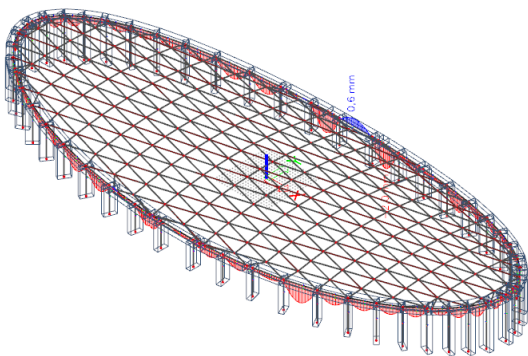


Max 28 mm

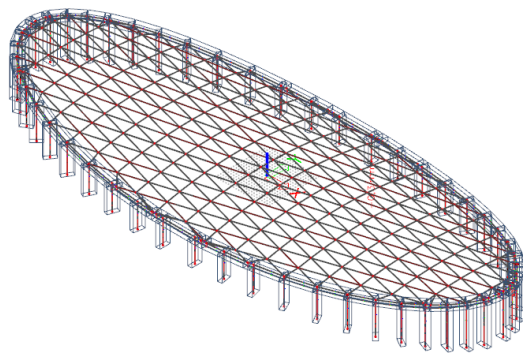


Max 28 mm

u_z

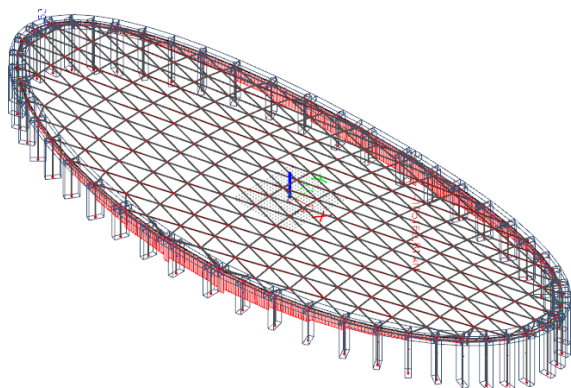


Max 2,0 mm

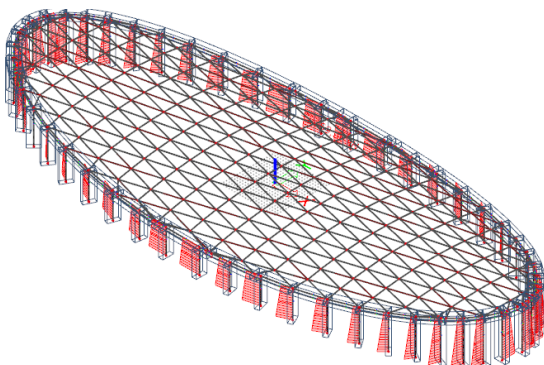


Max 0,3 mm

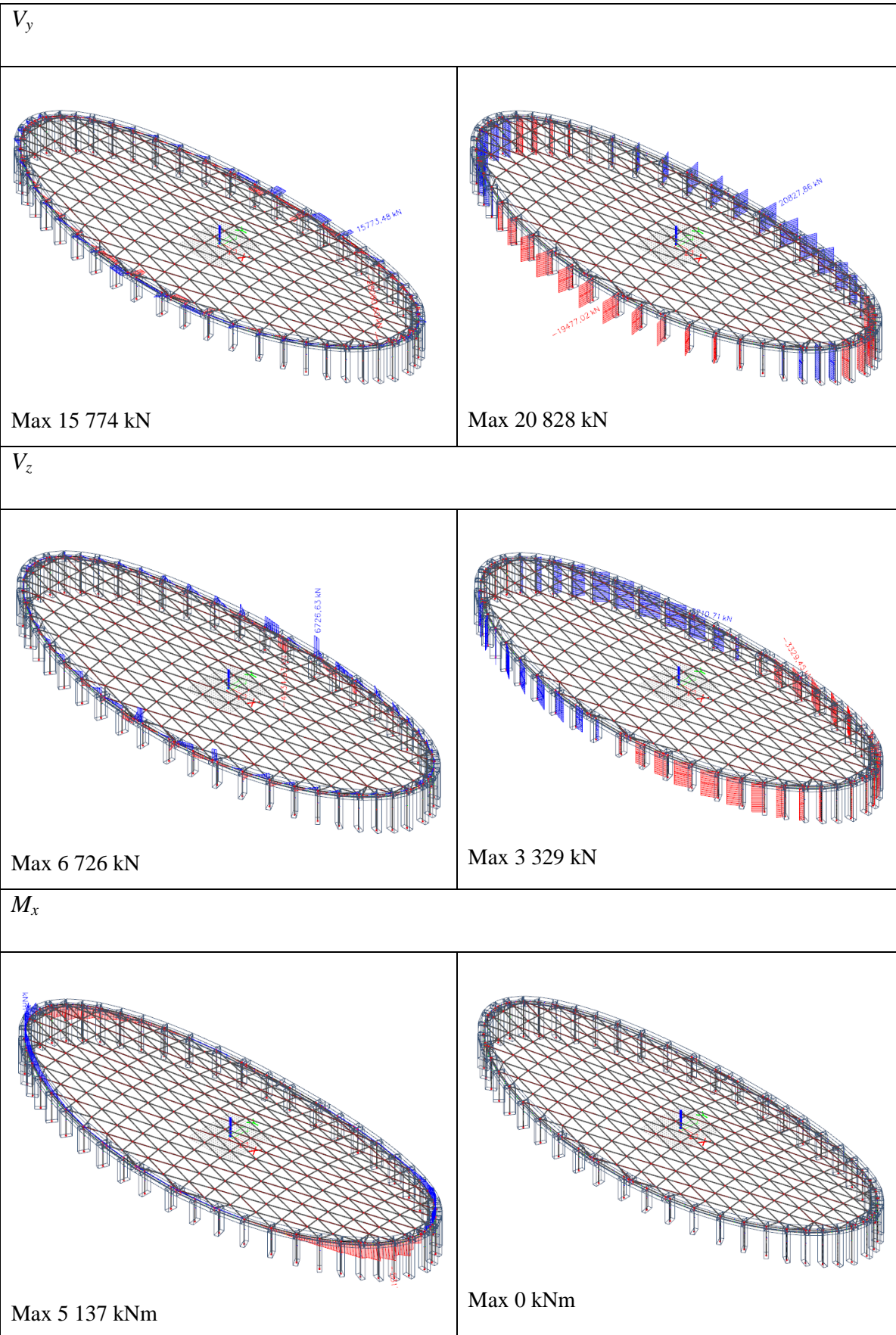
N



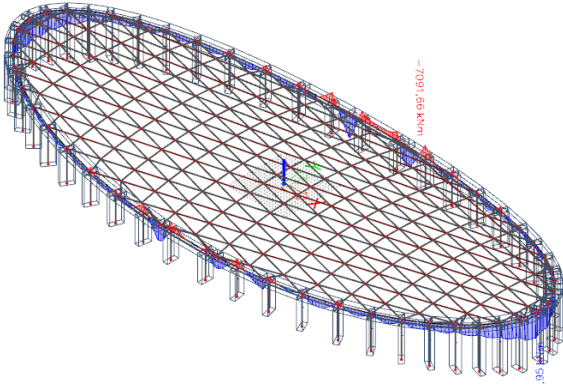
Max -105 170 kN



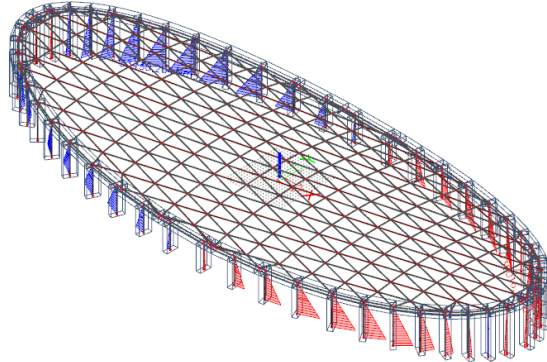
Max -9 070 kN



M_y

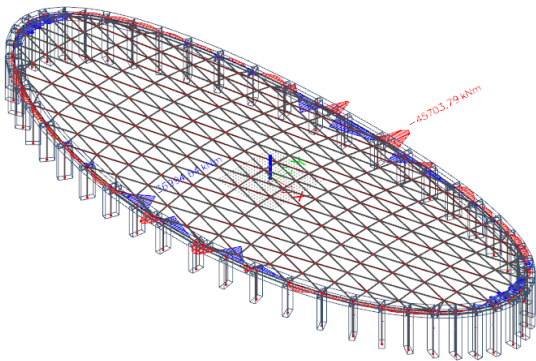


Max 14 369 kNm

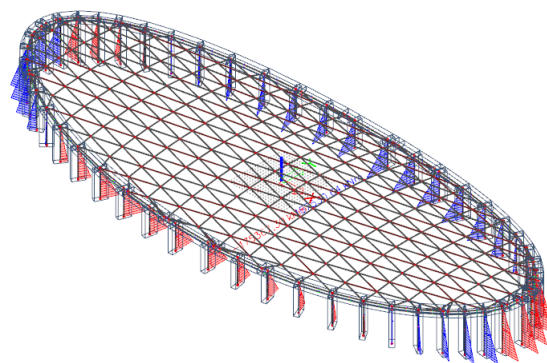


Max 33 430 kNm

M_z

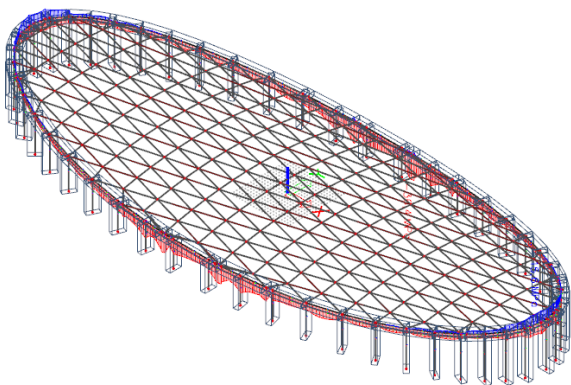


Max -45 704 kNm

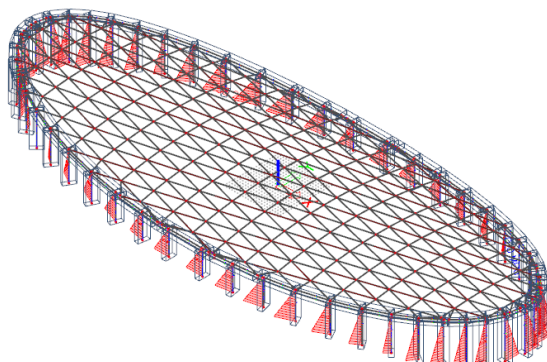


Max 175 367 kNm

σ_x



Max -36,4 MPa



Max -44,9 MPa

Z průběhu sil na jednotlivých částech konstrukce je patrné, že došlo nejen ke snížení napětí na skořepině, ale i k celkovému poklesu namáhání všech částí konstrukce. Byla tedy prokázána realizovatelnost výsledné konstrukce. Nyní je však nutné detailně prozkoumat fáze výstavby a zhodnotit, zda je možné stavbu realizovat. Na základě použitých reálných prvků výstavby může dojít ke změně finálních rozměrů.

11 Výstavba

Pro výstavbu takovéto konstrukce existují dvě možnosti. Konstrukce skořepiny může být vybetonována na skruži, kdy je ale cena bednění přibližně stejná, jako cena samotné konstrukce, což je velmi neekonomické. Tento způsob výstavby se provádí, pokud se nejedná o ojedinělý návrh, ale bude postaveno několik stejných konstrukcí.

Častěji se tudíž přechází ke kombinaci železobetonu a předpjatého betonu. Díky přímkové ploše se může vytvořit prostorový polygon. Nejprve se napnou primární lana v jednom směru, která se předeplnou s ohledem na výsledný požadovaný tvar. V další fázi dojde k nasunutí prefabrikátů na stávající lana. Na nosná lana se postupně zavěsí prefabrikáty z UHPC. Díky tomuto materiálu může být použita tloušťka prefabrikátu větší než 25 mm. Zborcená plocha se vytváří tak, že se vždy pod jeden závěs prefabrikátového prvku vloží podsadek. Zborcení střechy je potom dosaženo ve spárách. Po smontování prefabrikátových dílců se u obvodového prstence osadí bednění klínů, ztracené bednění spár a betonářská výztuž. Následně se vybetonují spáry a po dosažení dostatečné pevnosti betonu se konstrukce příčně a podélně předeplne.

Pro konstrukci bude použito kotvení řady F pro tenkostěnné konstrukce od firmy Freyssinet, které je navrženo pro minimální válcovou pevnost $f_{c,min} = 22$ MPa. Jelikož jsou na konstrukci poměrně dlouhá lana, bude použito strkací zařízení Freyssinet, které může být použito pro ukládání kabelů o délce až 200 m.

Pro injektáž předpínacího kanálku bude použitý syntetický vosk s dlouhým řetězcem, který je navržen tak, aby byl dlouhodobě stabilní a minimalizoval segregaci.

Při statickém posouzení konstrukce je uvažováno, že vlastní tíhu lan, tíhu betonových prvků a spár přenáší nosná lana, která působí jako dokonale ohebná vlákna. Ve výpočtu je důležité zohlednit nelineární působení konstrukce a postup výstavby.

Předpjatá membránová konstrukce přenáší všechna ostatní zatížení, jako je tíha izolace, sníh, vítr, teplota a užité zatížení.

11.1 První fáze

V této fázi dojde k výstavbě sloupů a obvodového prstence.

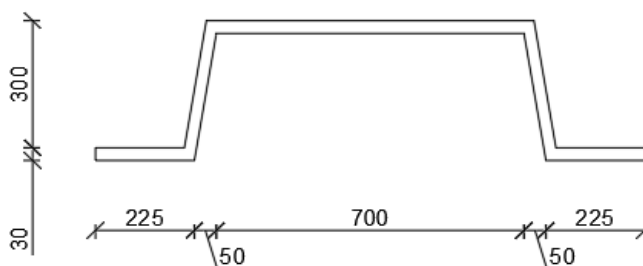
11.2 Druhá fáze

V této fázi dojde k napnutí lan. V kapitole 10.3.3 byla pro výstavbu uvažována lana odpovídající jednotlivým přímkám, ze kterých je hyperbolický paraboloid složen. Po dohodě s vedoucím práce bylo od této možnosti upuštěno z důvodu nerealizovatelnosti. Lana by nemohla být do přímkového tvaru. Proto budou primární i sekundární lana ve tvaru parabol, viz Obr. 35 a Obr. 36. Lana musí být napnutá přesně tak, aby při dokončení čtvrté fáze byla konstrukce v tzv. nulovém stavu. Pokud bychom napnuly lana přesně podle požadované výsledné geometrie, došlo by k průhybu při maximálním možném předpětí 1 500 mm. Proto je potřeba s tímto nadvýšením konstrukce počítat.

Toto nadvýšení není ale v tomto výpočtu zahrnuté.

Výsledný tvar prefabrikátu musel být zvolený tak, aby bylo možné do spáry umístit předpětí tak, aby výsledně působilo pro daný prvek centricky; primární předpětí bude tedy umístěno přesně v těžišti prvku. Přesné výškové uspořádání předpínacích kabelů je vidět na Obr. 71.

Jednotlivé prefabrikáty jsou rozměru 1 250 x 1 250 mm.

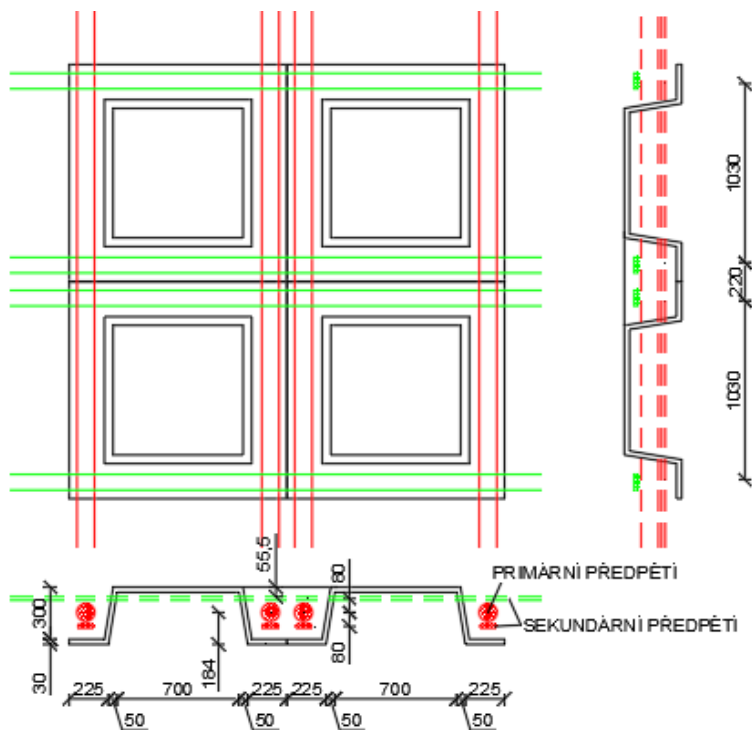


Obr. 70 Tvar prefabrikátu

Tab. 24 Výpočet těžiště prefabrikátu

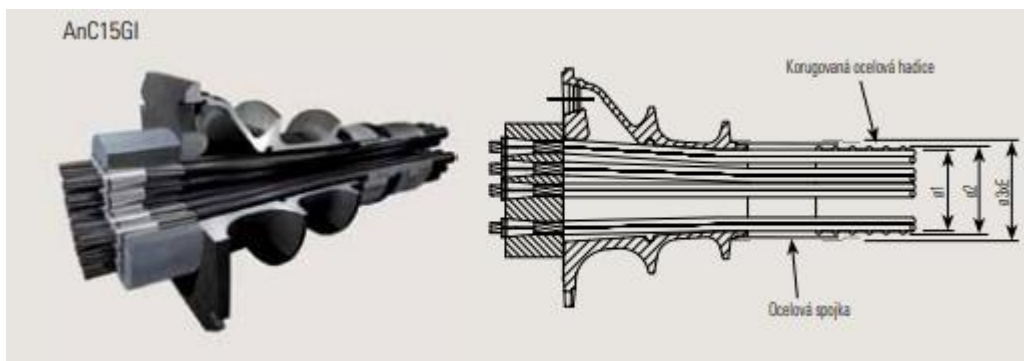


	b	h	A	zt	A.zt
1	0.25	0.03	0.0075	0.015	0.0001125
2	0.005	0.03	0.000075	0.02	0.0000015
3	0.030414	0.27	0.008212	0.165	0.00135494
4	0.005	0.03	0.000075	0.32	0.000024
5	0.694388	0.03	0.020832	0.315	0.00656196
6	0.005	0.03	0.000075	0.32	0.000024
7	0.030414	0.27	0.008212	0.165	0.00135494
8	0.005	0.03	0.000075	0.02	0.0000015
9	0.25	0.03	0.0075	0.00375	2.8125E-05
10	0.227806	0.3	0.068342	0.18	0.01230153
11	0.05	0.3	0.0075	0.23	0.001725
12	0.227806	0.3	0.068342	0.18	0.01230153
13	0.05	0.3	0.0075	0.23	0.001725
			0.204239	0.184	0.03751652

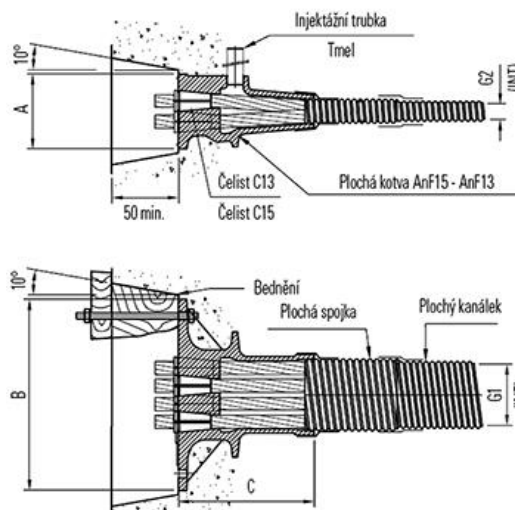


Obr. 71 Výsledné rozmístění předpínacích lan

Rozmístění lan v obvodovém prstenci je omezeno prostorovým uspořádáním kotev daných výrobcem, viz. Obr. 76.

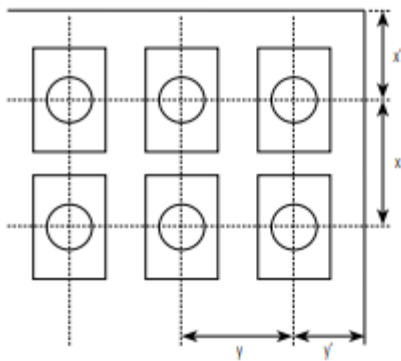


Obr. 72 Schéma předpínací kotvy primárních lan [25]



Obr. 73 Schéma předpínací kotvy sekundárních lan [25]

Do konstrukce je potřeba vložit dva kanálky v každém směru, ve kterých bude umístěno sekundární předpětí, které vytvoří tlakovou rezervu; typ kotvy A5 F13/15 (viz Obr. 73). Jelikož se jedná o ploché kanálky, je potřeba provléci kabely před betonáží. Proto budou kanálky v obou směrech protaženy již ve fázi napnutí primárních lan. Pro kotvy řady F musí platit tyto požadavky:



Rozměry x a y musí splňovat následující podmínky:

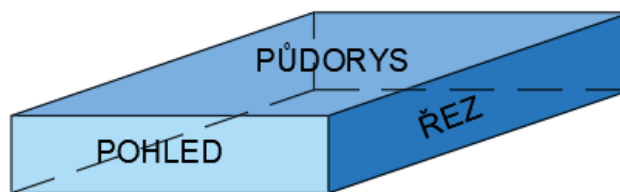
- $x \geq A + 30$ (mm)
- $y > B + 30$ (mm)
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$
- $x' \geq 0,5 x + \text{krytí betonu} - 10$ (mm)
- $y' \geq 0,5 y + \text{krytí betonu} - 10$ (mm)

Obr. 74 Podmínky rozmístění v kotevní oblasti [25]

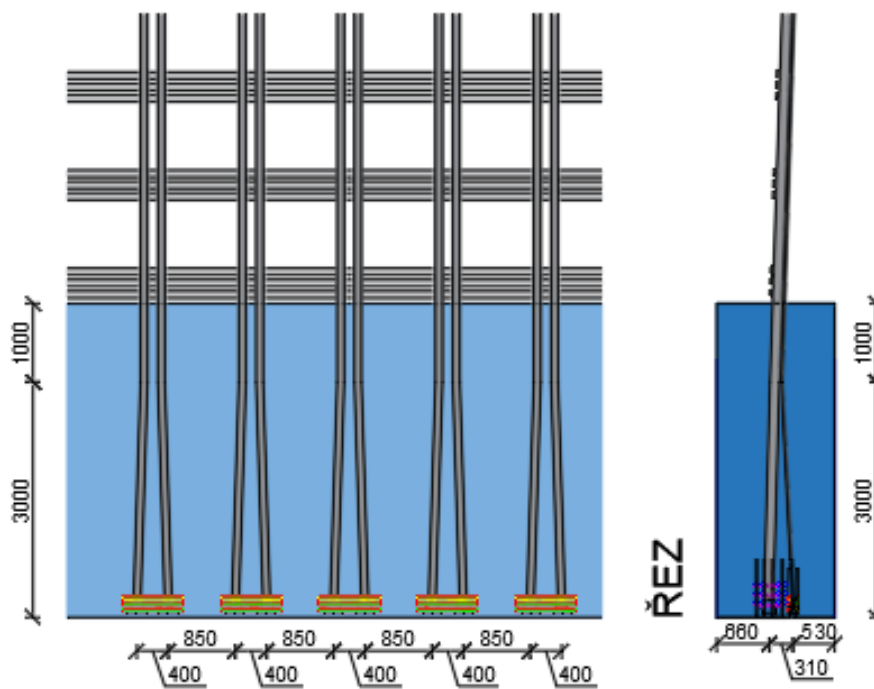
Kotvení předpínacích lan v obvodovém prstenci je zobrazeno na Obr. 75.

Tab. 25 Minimální vzdálenosti předpínacích lan v místě obvodového prstence

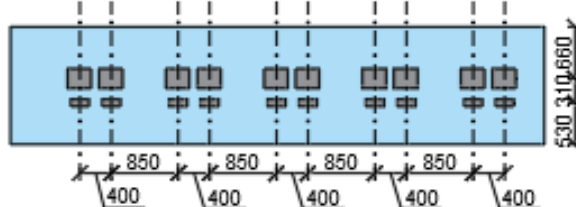
sekundární lana		primární lana	
A	90	A	300
B	270	B	250
G1	90	d	95
G2	21	x	330
x	120	y	280
y	300	x'	250
x'	80	y'	225
y'	180		



PŮDORYS



POHLED



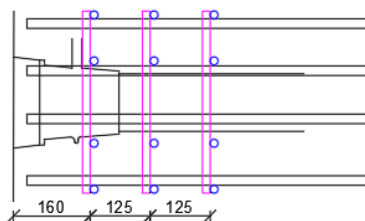
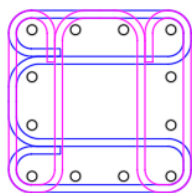
Obr. 75 Výsledné rozmístění předpínacích lan v obvodovém prstenci

Pro všechny kotvy je dána výrobcem požadovaná výztuž podkotevní oblasti. Požadovaná výztuž je vidět na Obr. 76 jak pro primární, tak i pro sekundární předpětí.

PRIMÁRNÍ PŘEDPĚTÍ

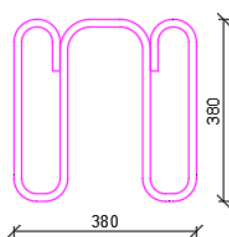
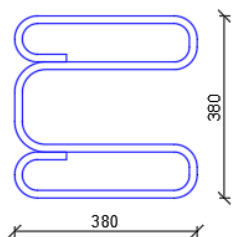
SKLADBA VÝZTUŽE

ŘEZ



TYP Č.1

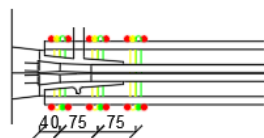
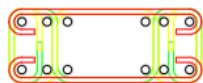
TYP Č.2



SEKUNDÁRNÍ PŘEDPĚTÍ

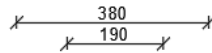
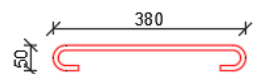
SKLADBA VÝZTUŽE

ŘEZ

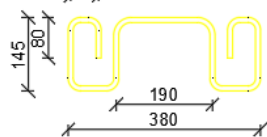


TYP Č.1

TYP Č.3



TYP Č.2

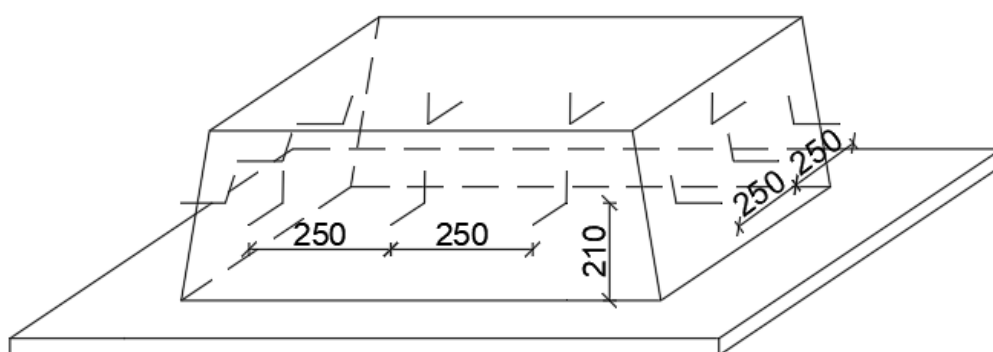


Obr. 76 Výztuž podkotevní oblasti

11.3 Třetí fáze

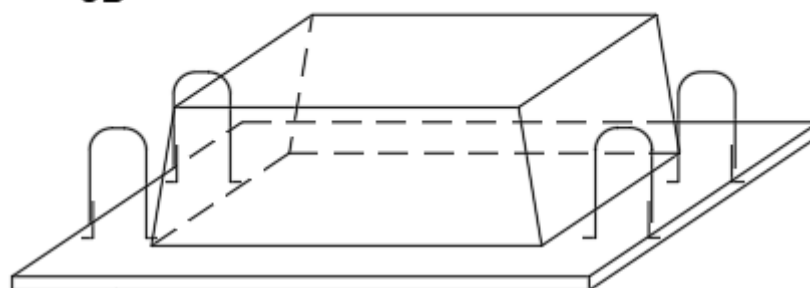
Ve třetí fázi dojde k uložení prefabrikátů na nosná lana. Prefabrikáty budou na lana přichyceny pomocí speciálního kotvení. Schéma rozmístění je vidět na Obr. 78.

V prefabrikátech budou osazeny trny, které zajistí spolupůsobení prefabrikátu a betonového zmonolitnění konstrukce. Trny budou od sebe vzdáleny 250 mm, ve výšce 210 mm od horní hrany betonového prefabrikátu, viz Obr. 77.



Obr. 77 Osazení trnů pro spolupůsobení prefabrikátu a monolitické části

3D



ŘEZ



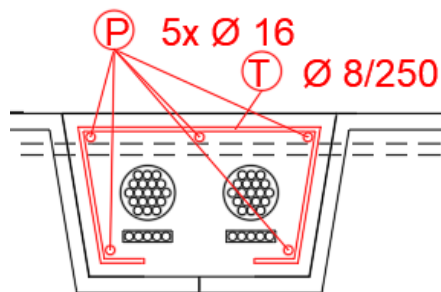
Obr. 78 Schéma rozmístění háků

11.4 Čtvrtá fáze

Ve čtvrté fázi dojde k vyztužení a vybetonování spár. Primární lana jsou napnuta na napětí 1 330 MPa.

11.5 Pátá fáze

V této fázi dojde k osazení betonářské výztuže a zmonolitnění celé konstrukce. Jelikož se na konstrukci nenachází tahové napětí po zmonolitnění, bude navržena pouze výztuž podle konstrukčních zásad.



Obr. 79 Schéma výztuže

Minimální rozteče prutů:

$$\Delta = 200 - 16 = 184 \text{ mm} \geq \max(20; 1,2\phi; D_{max} + 5) = \max(20; 19,2; 21) = 21 \text{ mm} \quad (96)$$

Vyhovuje

Maximální rozteče prutů:

$$s = 200 \text{ mm} \leq \min(2h; 250) = \min(600; 250) = 250 \text{ mm} \quad (97)$$

Vyhovuje

Ověření minimální plochy výztuže

$$\begin{aligned} A_s &= 1005,3 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) \quad (98) \\ &= \max\left(0,26 \cdot \frac{3,8}{500} \cdot 450 \cdot 210; 0,0013 \cdot 450 \cdot 210\right) \\ &= \max(186,7; 122,85) = 186,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Vyhovuje

Ověření maximální plochy výztuže:

$$A_s = 1005,3 \text{ mm}^2 > A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 3780 \text{ mm}^2 \quad (99)$$

Vyhovuje

11.6 Šestá fáze

Po vyzrání betonu dojde k dodatečnému předpětí membrány tak, aby byla vytvořena dostatečná tlaková rezerva.

11.7 Sedmá fáze

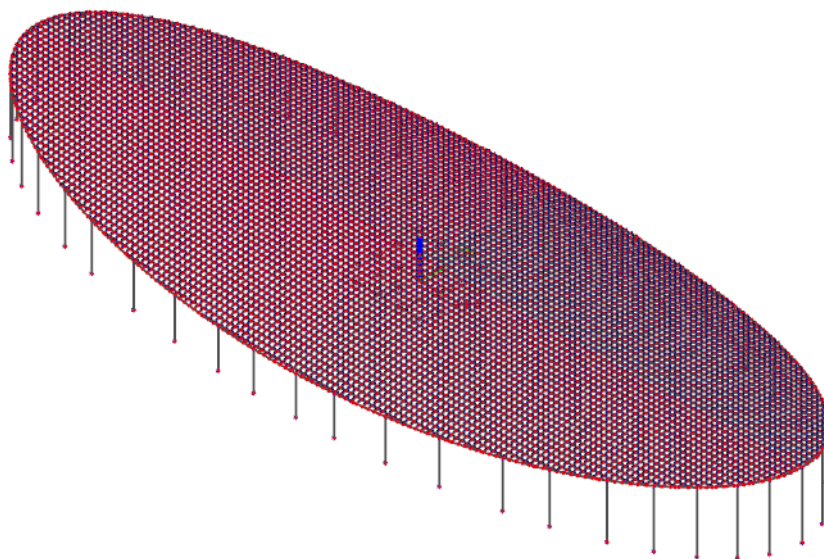
V této fázi dojde k zhotovení skladby střechy a následně uvedení stavby do provozu.

11.8 Shrnutí výstavby

Z důvodu aby byla ověřena celá výstavba konstrukce, musel být vytvořen nový model konstrukce, aby byly vymodelovány všechny lana, která vytvářejí řetězovou síť. Konstrukce je citlivá na předpětí, jelikož se kabely navzájem ovlivňují.

Nejprve se postaví obvodová konstrukce, následně se napnou jak primární, tak i sekundární lana. Na primární lana se budou postupně zavěšovat prefabrikátové dílce z UHPC. Následně se konstrukce předepe na napětí 1330 MPa, jelikož se lana po zmonolitnění konstrukce prohnu o 1,5 metru, musí být v lanech rezerva, jelikož vznikne napětí vlivem deformace kabelu.

Z důvodu průhybu by musela být konstrukce o 1,5 metru nadvýšena, ale tento výpočet není součástí této diplomové práce.



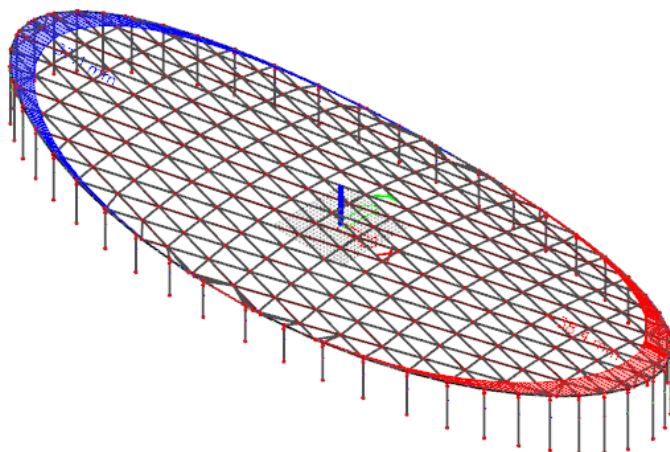
Obr. 80 Nový model s jednotlivými lany

12 Posouzení hlavních konstrukčních prvků

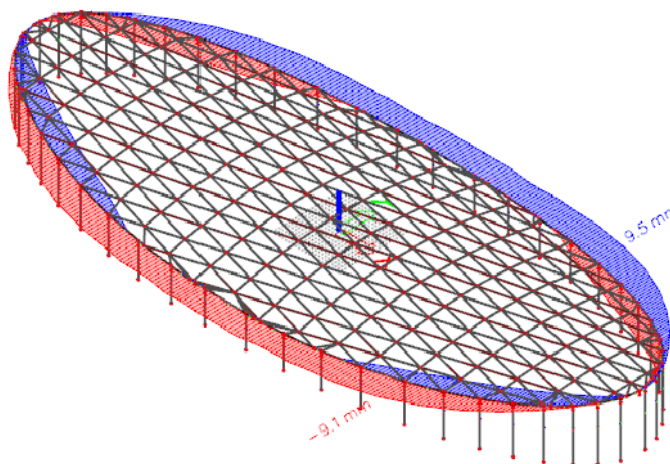
V této kapitole bude navržený typ ložiska, které bude umístěné na sloupech. Dále bude navržena a posouzena výztuž sloupů a obvodového prstence. A v neposlední řadě bude posouzena celá skořepina.

12.1 Návrh ložiska

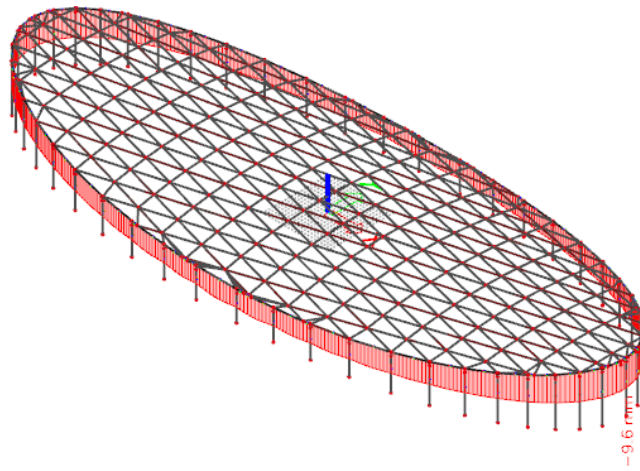
Nejprve je nutné zjistit, k jakým deformacím dochází v místě styku sloupů a obvodového prstence. Díky těmto údajům a katalogu od firmy Freyssinet [26] se určí, jaké ložisko bude pro danou konstrukci vhodné.



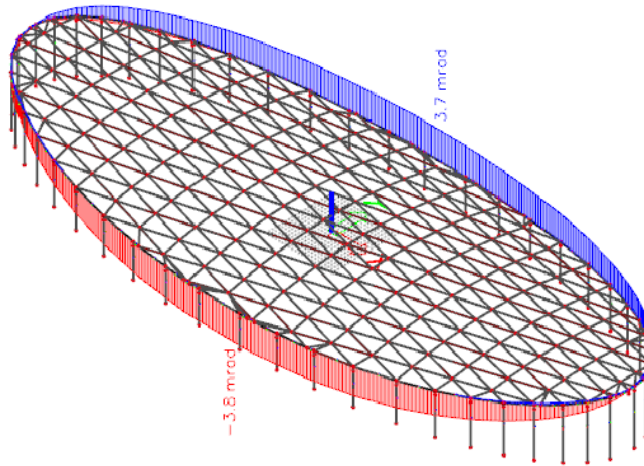
Obr. 81 Deformace obvodového prstence u_x



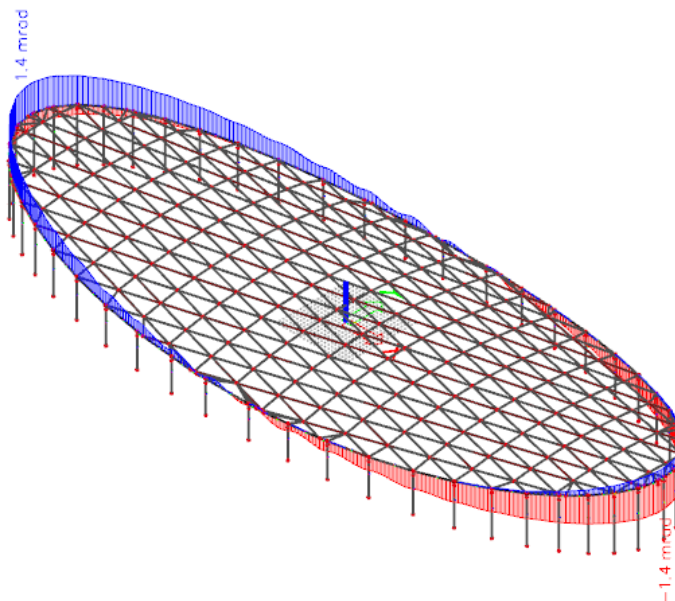
Obr. 82 Deformace obvodového prstence u_y



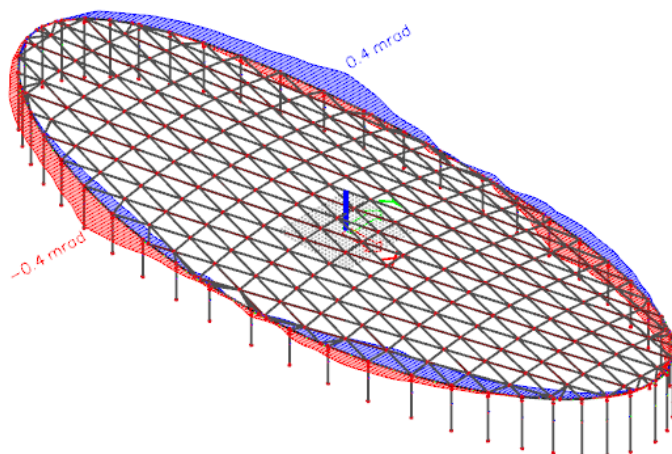
Obr. 83 Deformace obvodového prstence u_z



Obr. 84 Natočení obvodového prstence φ_x



Obr. 85 Natočení obvodového prstence φ_y



Obr. 86 Natočení obvodového prstence φ_z

Tab. 26 Shrnutí deformací obvodového prstence

ux	-38.4	mm
uy	9.5	mm
uz	-9.6	mm
φ_x	3.7	mrاد
φ_y	1.4	mrاد
φ_z	0.4	mrاد

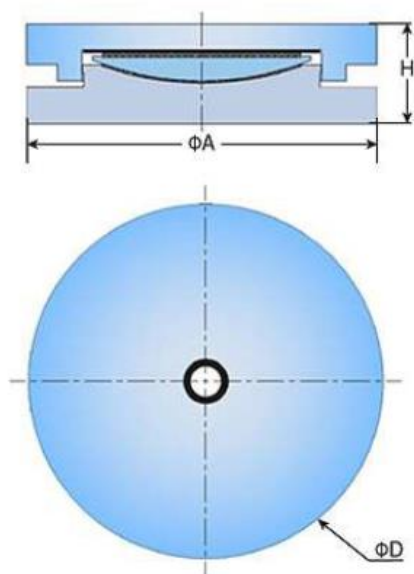
Tab. 27 Zatížení ložiska

Jméno	Svislé zatížení [kN]	Vodorovné zatížení [kN]	Vodorovné zatížení [kN]
B93	-300.19	5477.05	67.41
B76	-2798.91	-11023.78	-495.07
B81	-2789.48	11256.46	-440.72
B86	-7406.83	-2334.4	2255.31

Řada kalotových ložisek pro zatížení H = 30 % ze zatížení V

		PTFE					
		PTFE			Isoslid [®]		
		ΦA	ΦD	H	ΦA	ΦD	H
FX 500 - 150		225	225	100	235	235	95
FX 1 000 - 300		285	285	120	255	255	110
FX 1 500 - 450		345	345	135	270	270	125
FX 2 000 - 600		395	395	150	310	310	140
FX 2 500 - 750		435	435	160	340	340	140
FX 3 000 - 900		475	475	165	370	370	150
FX 4 000 - 1200		540	540	175	420	420	155
FX 5 000 - 1500		605	605	195	465	465	180
FX 6 000 - 1800		665	665	205	510	510	180
FX 8 000 - 2400		765	765	220	580	580	190
FX 10 000 - 3000		855	855	245	650	650	215
FX 12 000 - 3600		930	930	270	705	705	235
FX 16 000 - 4800		1070	1070	285	860	860	270
FX 20 000 - 6000		1195	1195	320	920	920	295
FX 24 000 - 7200		1315	1315	355	985	985	320
FX 28 000 - 8400		1420	1420	375	1090	1090	335
FX 30 000 - 9000		1475	1475	375	1105	1105	365
FX 35 000 - 10500		1590	1590	415	1190	1190	400
FX 40 000 - 12000		1695	1695	450	1325	1325	410
FX 45 000 - 13500		1790	1790	480	1420	1420	435
FX 50 000 - 15000		1910	1910	480	1670	1670	450

Rozměry v mm

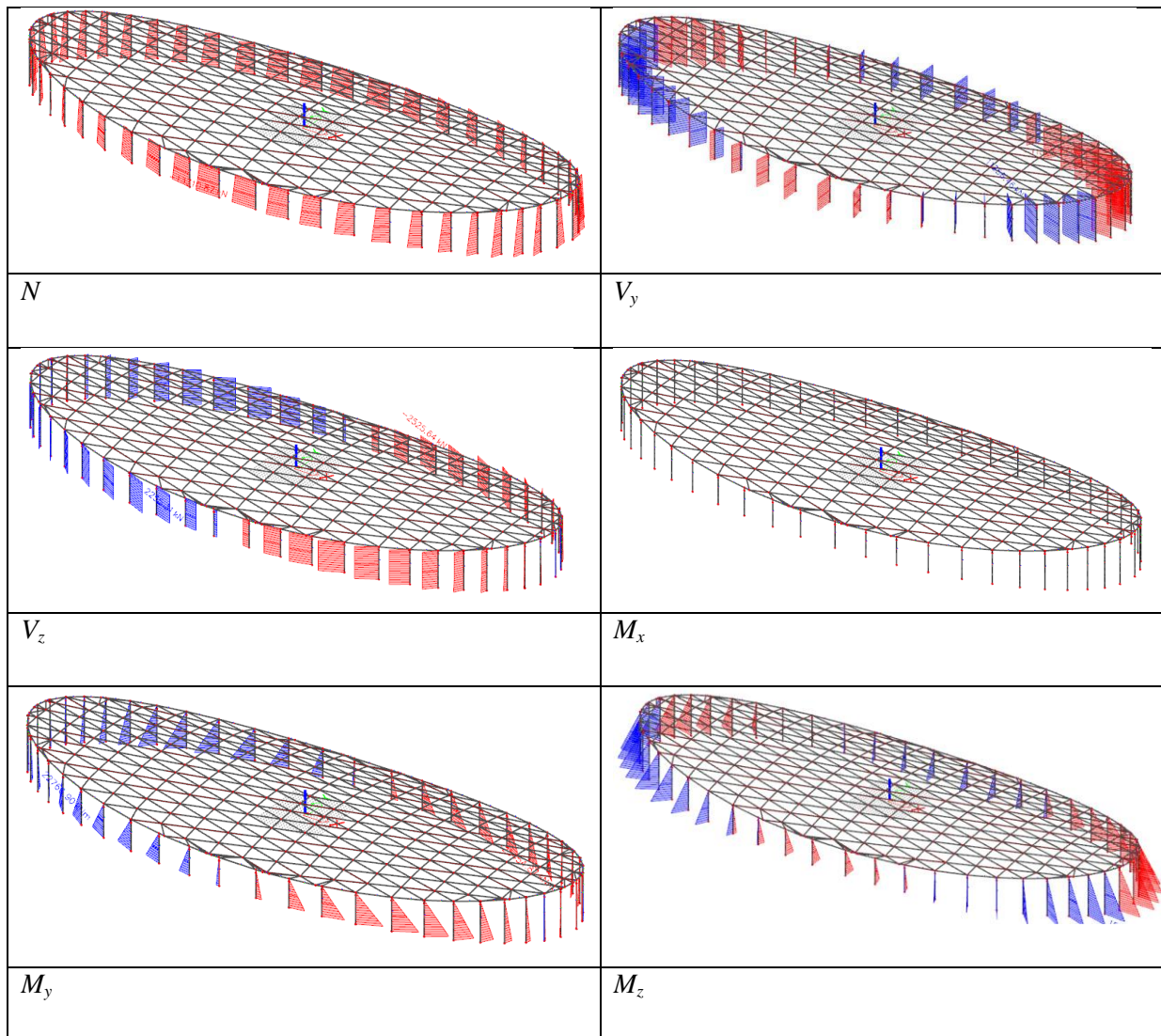


Obr. 87 Typy kalotových ložisek [26]

Jak je vidět z Tab. 27, rozhodujícím zatížením je zatížením vodorovné. Z toho důvodu je zvolen typ ložiska FX 40 000 – 12 000.

12.2 Posouzení sloupů

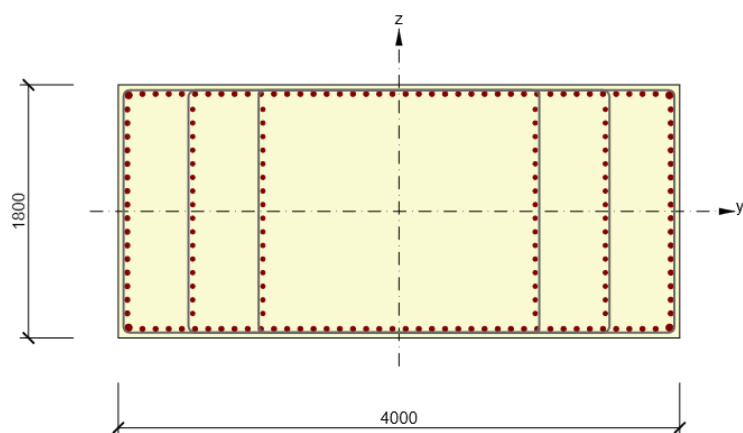
12.2.1 Přehled vnitřních sil v jednotlivých fázích



Tab. 28 Tabulka vnitřních sil na sloupech ve všech fázích výstavby

Fáze výstavby	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	
1. fáze	-3488.34	0.30	0.34	0.00	4.27	3.75	
4.fáze	-6094.27	7570.21	-6425.48	279.67	-64755.90	76069.80	
Uvedení do provozu	-9351.19	-4620.14	-481.21	0.00	-4332.69	-41598.50	
Provoz	K01	-13310.90	-8895.82	-648.73	0.00	-5841.07	-80096.20
	K02	-13310.87	-8891.62	-645.71	0.00	-5836.56	-80053.20
	K03	-13138.10	-8308.91	-651.66	0.00	-5867.40	-74811.82
	K04	-13138.10	-8256.32	-623.56	0.00	-5812.30	-74721.30
	K05	-12910.66	-7346.63	-649.25	0.00	-5845.76	-66147.60
	K06	-12895.30	-7312.31	-631.12	0.00	-5823.10	-66112.30
	část 01	-12584.58	-6072.33	-649.68	0.00	-5849.63	-54674.05
	část 02	-12584.55	-6069.46	-646.66	0.00	-5845.11	-54644.70
	část 03	-12421.21	-5671.70	-652.61	0.00	-5876.00	-51066.91
	část 04	-12421.21	-5635.80	-624.47	0.00	-5820.82	-51005.12
	část 05	-12206.18	-5014.85	-650.20	0.00	-5854.33	-45152.67
	část 06	-12191.66	-4991.42	-632.04	0.00	-5831.63	-45128.57
	kvazi 01	-12413.97	-5423.43	-649.90	0.00	-5851.59	-48831.50
	kvazi 02	-12413.94	-5420.87	-646.87	0.00	-5847.07	-48805.28
	kvazi 03	-12252.81	-5065.61	-652.84	0.00	-5877.97	-45609.82
	kvazi 04	-12252.81	-5033.55	-624.68	0.00	-5822.77	-45554.64
	kvazi 05	-12040.70	-4478.95	-650.42	0.00	-5856.29	-40327.59
	kvazi 06	-12026.37	-4458.03	-632.26	0.00	-5833.59	-40306.07
	char. 01	-9791.67	-6325.32	-480.63	0.00	-4327.52	-56951.90
	char. 02	-9791.65	-6322.33	-478.39	0.00	-4324.18	-56921.33
	char. 03	-9664.56	-5908.00	-482.80	0.00	-4347.03	-53194.47
char. 04	-9664.56	-5870.61	-461.98	0.00	-4306.20	-53130.11	
char. 05	-9497.25	-5223.78	-481.02	0.00	-4330.99	-47033.84	
char. 06	-9485.95	-5199.37	-467.58	0.00	-4314.21	-47008.74	

Ve fázi posouzení bylo zjištěno, že rozměr sloupu 1,5 x 4,0 m je nedostatečný, proto musel být sloup zvětšený na rozměr 1,8 x 4,0 m.



Obr. 88 Vyztužení sloupu

V rozích průřezu je výztuž profilu 50. Po obvodu průřezu je rozmístěna výztuž profilu 36, ve vzdálenosti 100mm. Uvnitř průřezu je podélná výztuž profilu 32 také ve vzdálenosti 100 mm. Třmínky jsou profilu 16 ve vzdálenosti 150 mm.

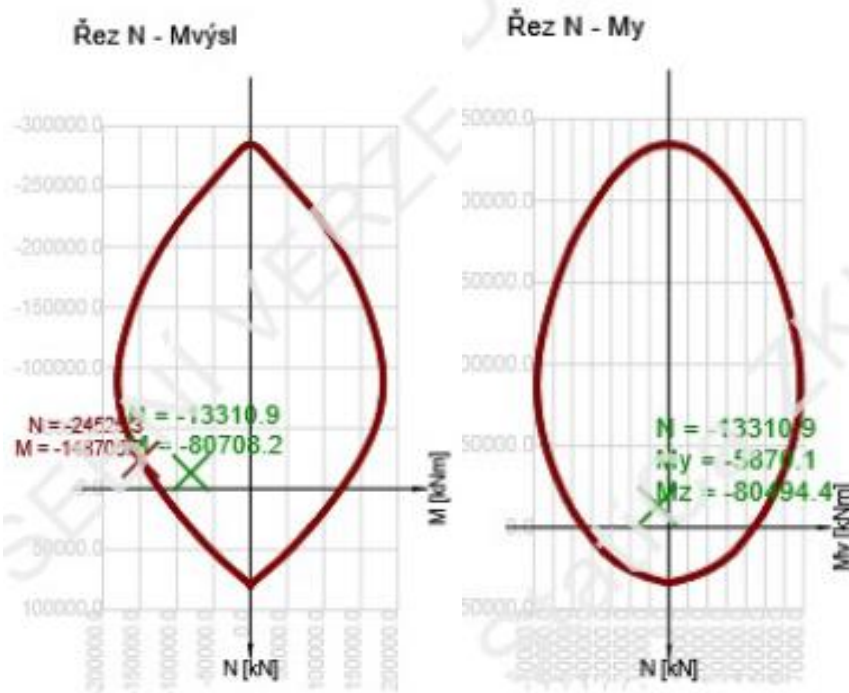
V programu IDEA StatiCa byla ověřena výztuž v únosnosti v kombinaci N-M-M, smyk, kroucení, omezení napětí, šířka trhlin i konstrukční zásady.

Posouzení konstrukčních zásad, omezení napětí i šířka trhlin bude provedeno i ručním výpočtem. Ze souhrnu posudků je vidět, že rozhodujícím posudkem je omezení napětí.

Tab. 29 Souhrn posudků průřezu

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-12414.0	-5852.0	-48832.0			98.7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-13310.9	-5870.1	-80494.4			54.3	OK
Smyk	-13310.9			8919.4	0.0	95.4	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-13310.9	-5870.1	-80494.4	8919.4	0.0	87.8	OK
Omezení napětí	-12414.0	-5852.0	-48832.0			98.7	OK
Šířka trhliny	-12414.0	-5852.0	-48832.0			81.2	OK



Obr. 89 Interakční diagram

Výpočet účinné délky sloupu se vypočte jako dvojnásobek délky sloupu. Pro posouzení výztuže sloupu se musí určit, zda se jedná o sloup I. nebo II. řádu. Štíhlost prvku λ musí být menší, než limitní hodnota λ_{lim} .

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

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

$$B = \sqrt{(1 + 2\omega)}$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (100)$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}, \text{ účinný součinitel dotvarování}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}, \text{ mechanický stupeň vyztužení}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}, \text{ poměr momentů}$$

$$\lambda = \frac{l}{i} \quad (101)$$

Štíhlost		Součinitel dotvarování	
$\omega =$	0.35	$h_0 =$	1241 mm
$n_u =$	1.35	$A_c =$	7200000 mm ²
$\phi_{ef} =$	1.23	$u =$	11600 mm
$A =$	0.80	$t =$	18250 dní
$B =$	1.30	$t_0 =$	28 dní
$C =$	0.7	$t_3 =$	7 dní
$n =$	0.06	$RH =$	65 %
$\lambda_{lim} =$	58.98		
$i_y =$	520	mm	
$i_z =$	1155	mm	
$\lambda_y =$	36.54	<	$\lambda_{lim} = 58.98$ účinky druhého řádu lze zanedbat
$\lambda_z =$	16.45	<	$\lambda_{lim} = 58.98$ účinky druhého řádu lze zanedbat

12.2.2 Konstrukční zásady

Ověření minimální plochy výztuže

$$\begin{aligned} A_s = 173\,328\text{ mm}^2 > A_{s,min} &= \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) & (102) \\ &= \max\left(0,26 \cdot \frac{3,8}{500} \cdot 1800 \cdot 3878; 0,0013 \cdot 1800 \cdot 3878\right) \\ &= \max(13793,9075) = 13\,793\text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Vyhovuje

Ověření maximální plochy výztuže:

$$A_s = 173\,328\text{ mm}^2 > A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 279\,216\text{ mm}^2 \quad (103)$$

Vyhovuje

Ověření minimální rozteče prutů:

$$\Delta = 100 - 36 = 64\text{ mm} \geq \max(20; 1,2\phi; D_{max} + 5) = \max(20; 43; 21) = 43\text{ mm} \quad (104)$$

Vyhovuje

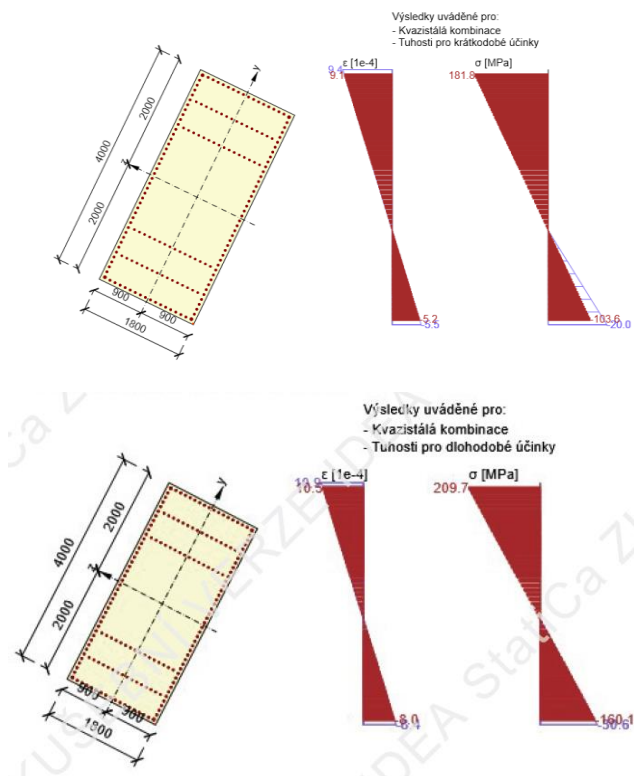
Ověření maximální rozteče prutů:

$$s = 100\text{ mm} \leq \min(2h; 250) = \min(8000; 250) = 250\text{ mm} \quad (105)$$

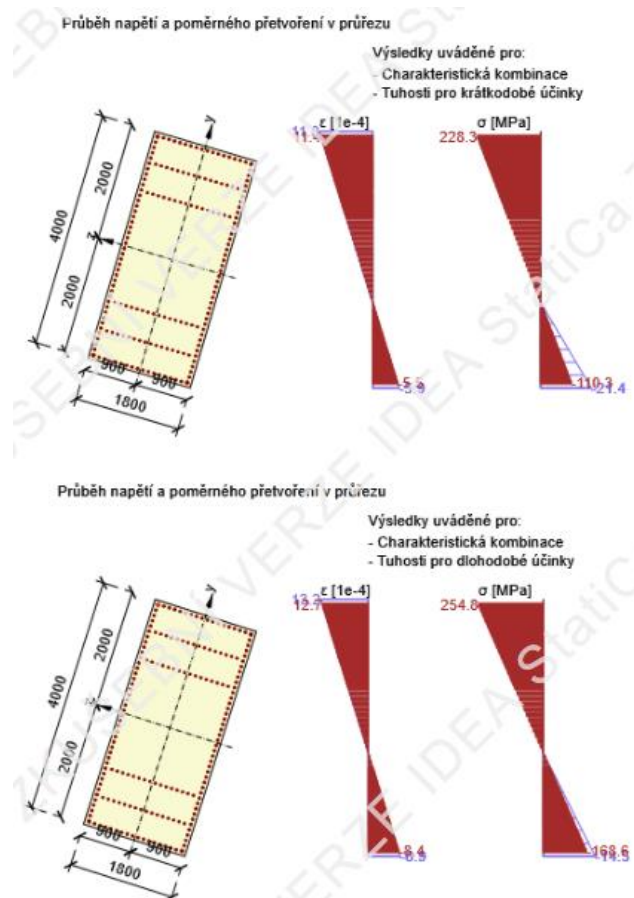
Vyhovuje

12.2.3 Omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je omezeno vztahem $0,6 \cdot f_{ck}$. Pro zvolený beton C45/50 je hodnota maximálního tlakového napětí při charakteristické kombinaci 27 MPa. Při kvazistálé kombinaci je napětí omezeno na $0,45 \cdot f_{ck}$ z důvodu možnosti uvažování lineárního dotvarování. Tato hodnota je 20,25 MPa při uvažování dlouhodobých ztrát. Napětí ve výztuži je omezeno na $0,8 \cdot f_{yk}$. Z Obr. 90 je patrné, že rozhodující byla kvazistálá kombinace, při které je maximální tlakové napětí v betonu 20 MPa.



Obr. 90 Průběh napětí a přetvoření na průřezu, kvazistálá kombinace



Obr. 91 Průběh napětí a přetvoření na průřezu, charakteristická kombinace

12.2.4 Šířka trhlin

Posouzení šířky trhliny se může provést přímým výpočtem. Na ideálním průřezu se určí tahové napětí v betonu. Pokud je menší, než pevnost betonu v tahu (f_{ctm}), trhliny nevzniknou. Pokud ale tato podmínka není splněna, musí se určit šířka trhlin, která musí být menší, než limitní šířka.

Limitní šířka je 0,3 mm.

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$
$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2} \right\} \quad (106)$$
$$k_t = 0,4$$
$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$
$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \sigma}{\rho_{p,eff}}$$

Pro posouzení průřezu, musíme vyjádřit působení prvku při krátkodobém a dlouhodobém zatížení.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t)} \quad (107)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff,ST}} \quad (108)$$

Působení prvku při krátkodobém zatížení

$E_{c,eff,ST}$	36000	MPa
$\alpha_{e,ST}$	5.56	
x	1618	mm
$h_{c,eff}$	922	mm
d	3878.000	mm
$A_{c,eff}$	1059920.000	
$A_{s,eff}$	37630.00	
$\rho_{p,eff}$	3.55E-02	
k_t	0.40	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	6.50E-04	
k_1	0.800	
k_2	0.54	
k_3	3.40	
k_4	0.43	
c	48	mm
ϕ	36	
$s_{r,max}$	321	mm
w_k	0.22	mm
w_{lim}	0.3	mm
$w_k < w_{lim}$	73.33%	

Působení prvku při krátkodobém zatížení

$E_{c,eff,LT}$	16143.50	MPa
$\alpha_{e,LT}$	12.39	
x	1910	mm
$h_{c,eff}$	823	mm
d	3918.000	mm
$A_{c,eff}$	829129.000	
$A_{s,eff}$	32022.00	
$\rho_{p,eff}$	3.86E-02	
k_t	0.40	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	7.60E-04	
k_1	0.800	
k_2	0.50	
k_3	3.40	
k_4	0.43	
c	48	mm
ϕ	36	
$s_{r,max}$	321	mm
w_k	0.24	mm
w_{lim}	0.3	mm
$w_k < w_{lim}$	81.33%	

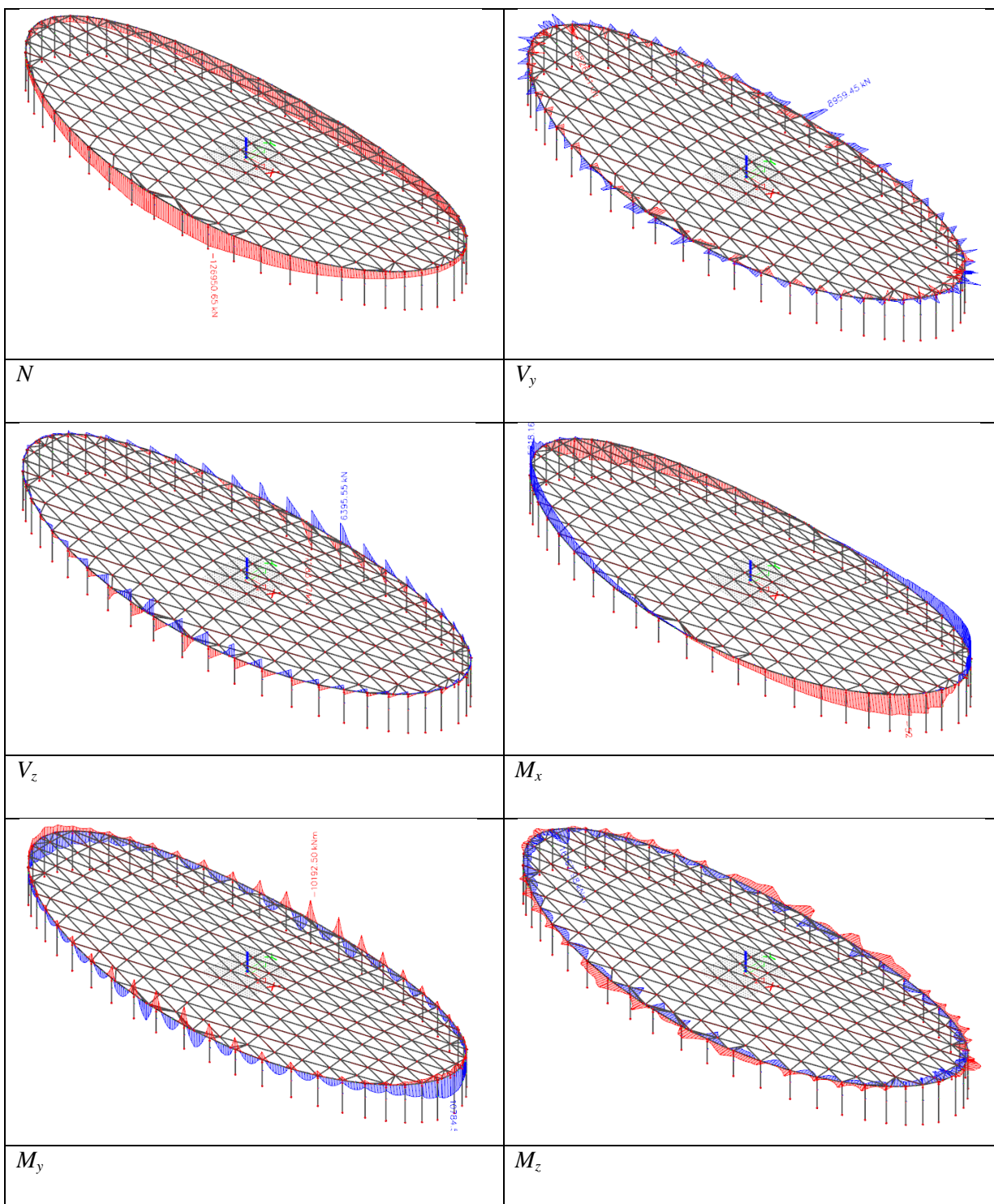
Dojde ke vzniku trhlin, avšak je splněna podmínka, že trhliny nebudou větší než 0,3 mm. Navržený průřez a výztuž daného průřezu splnily všechny posudky, které byly vyhodnocovány v patě sloupu. Bylo ověřeno, že v hlavě sloupu je dostatečná vzdálenost třmíneků 250 mm.

Pro obvodový prstenec bude posouzen pouze jeden nejvíce namáhaný řez. Pro jednodušší vyztužování bude uvažována výztuž v celém prstenci stejná.

12.3 Posouzení obvodového prstence

Dalším konstrukčním prvkem, ve kterém je potřeba navrhnout výztuž a posoudit průřez, je obvodový prstenec. Jelikož celý prstenec působí v tlaku, není potřeba prstenec předeprnout.

12.3.1 Přehled vnitřních sil v jednotlivých fázích

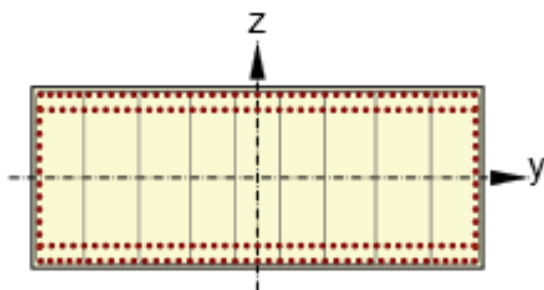


Tab. 30 Vnitřní síly obvodový prsteneč

Fáze výstavby	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
1. fáze	-6.71	0.20	792.42	20.98	-1166.44	8.55	
4.fáze	-151733.01	-1342.49	791.72	-52.69	928.18	156.06	
Uvedení do provozu	-89457.94	953.71	-2927.62	-598.73	-5358.85	5811.54	
Provoz	K01	-121963.20	2482.98	-4251.32	-820.25	-7594.05	10256.15
	K02	-121995.96	1986.06	-4183.16	-1376.34	-7174.99	9709.91
	K03	-122140.72	1691.15	-4115.07	-1533.47	-6926.31	9285.18
	K04	-122107.61	2188.07	-4183.22	-977.38	-7345.37	9831.41
	K05	-126917.54	1381.09	-4101.42	-1077.69	-7274.69	11364.38
	K06	-126950.65	884.18	-4033.27	-1633.78	-6855.64	10818.14
	častá 01	-120694.20	1213.37	-3933.77	-807.60	-7212.14	7696.15
	častá 02	-120726.62	970.54	-3870.70	-1355.11	-6814.15	7286.25
	častá 03	-120869.87	826.42	-3807.70	-1509.82	-6577.98	6967.54
	častá 04	-120837.11	1069.25	-3870.76	-962.31	-6975.97	7377.43
	častá 05	-125596.99	674.90	-3795.07	-1061.07	-6908.84	8527.76
	častá 06	-125629.76	432.08	-3732.01	-1608.58	-6510.87	8117.86
	kvazi 01	-120403.20	921.59	-3860.79	-804.69	-7124.37	7107.80
	kvazi 02	-120435.54	737.15	-3798.89	-1350.23	-6731.23	6729.24
	kvazi 03	-120578.45	627.69	-3737.06	-1504.38	-6497.93	6434.89
	kvazi 04	-120545.76	812.13	-3798.95	-958.84	-6891.07	6813.44
	kvazi 05	-125294.17	512.61	-3724.66	-1057.25	-6824.76	7875.83
	kvazi 06	-125326.86	328.17	-3662.77	-1602.79	-6431.63	7497.27
	char. 01	-90224.10	1720.45	-3119.41	-606.41	-5589.49	7357.62
	char. 02	-90248.33	1376.14	-3069.40	-1017.53	-5281.05	6965.75
	char. 03	-90355.42	1171.79	-3019.44	-1133.69	-5098.01	6661.06
	char. 04	-90330.93	1516.11	-3069.44	-722.58	-5406.45	7052.92
	char. 05	-93889.15	956.95	-3009.42	-796.74	-5354.43	8152.65
	char. 06	-93913.64	612.65	-2959.42	-1207.85	-5045.99	7760.78

Výztuž obvodového prstence je navržena jako pět třmínek profilu 12, kterými je rovnoměrně vyskládán v celém průřezu. Hlavní nosná výztuž je rozmístěna vždy ve dvou radách u dolního a horního povrchu. Tyto řady jsou od sebe vzdáleny 100 mm. Jedná se o 36 profilů 32 v každé řadě. Na bocích se nachází ještě 12 profilů 32.

Z Tab. 30 je vidět, že se největší normálová síla nachází ve fázi po zmonolitnění konstrukce. Proto byl i tento stav posouzen a navržená výztuž vyhovuje.



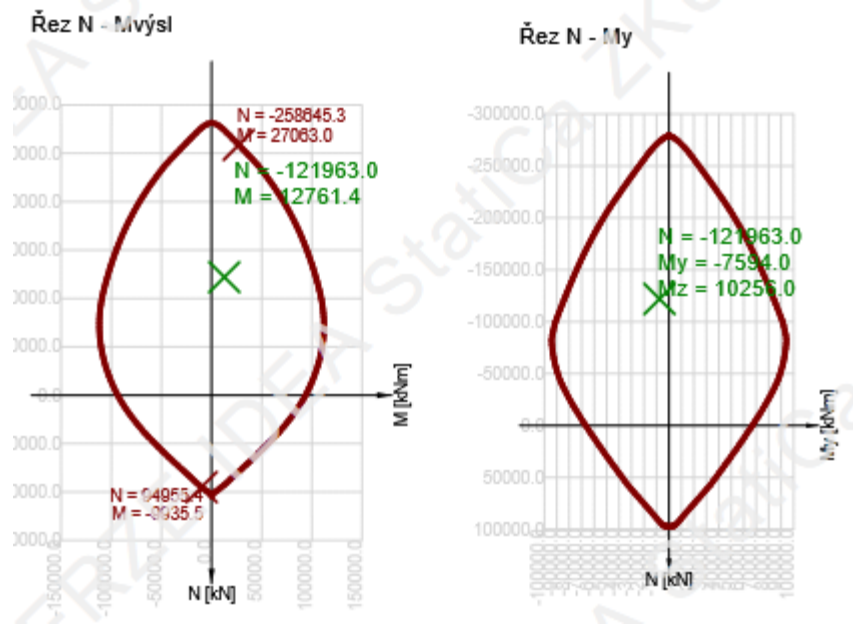
Obr. 92 Výztuž obvodového prstence

Tab. 31 Souhrn posudků

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Ohybová štíhlost	-120403.0	-7124.4	7108.0			1000.0	Nevyhovuje
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-121963.0	-7594.0	10256.0			47.2	OK
Smyk	-121963.0			4923.9	-820.0	30.9	OK
Kroucení					-820.0	4.4	OK
Interakce	-121963.0	-7594.0	10256.0	4923.9	-820.0	32.9	OK
Omezení napětí	-120403.0	-7124.4	7108.0			99.6	OK
Šířka trhliny	-120403.0	-7124.4	7108.0			0.0	OK

Z Tab. 31 je vidět, že rozhodujícím posudkem je opět omezení napětí.



Obr. 93 Interakční diagram

Jak je patrné z Obr. 93, navržený průřez splňuje s přehledem hledisko mezního stavu únosnost.

12.3.2 Konstrukční zásady

Ověření minimální plochy výztuže

$$\begin{aligned}
 A_s &= 191\,361\text{ mm}^2 > A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) & (109) \\
 &= \max\left(0,26 \cdot \frac{3,8}{500} \cdot 4000 \cdot 1478; 0,0013 \cdot 4000 \cdot 1478\right) \\
 &= \max(11682, 7686) = 11\,682\text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Vyhovuje

Ověření maximální plochy výztuže:

$$A_s = 191\,361\text{ mm}^2 > A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 236\,480\text{ mm}^2 \quad (110)$$

Vyhovuje

Ověření minimální rozteče prutů:

$$\begin{aligned}
 \Delta &= 100 - 36 = 64\text{ mm} \geq \max(20; 1,2\phi; D_{max} + 5) = \max(20; 43; 21) = & (111) \\
 &43\text{ mm}
 \end{aligned}$$

Vyhovuje

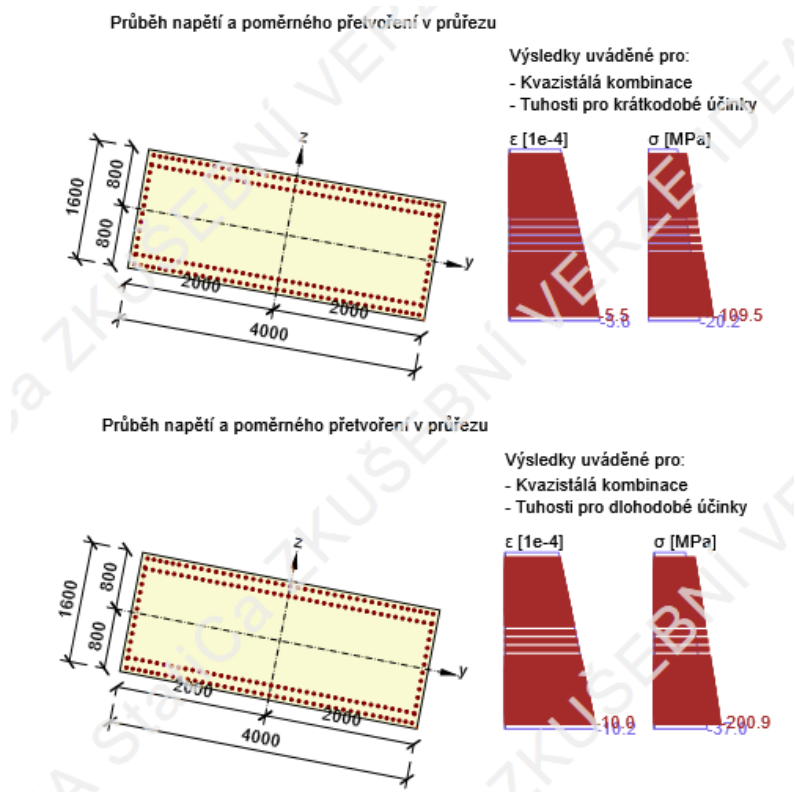
Ověření maximální rozteče prutů:

$$s = 100\text{ mm} \leq \min(2h; 250) = \min(8000; 250) = 250\text{ mm} \quad (112)$$

Vyhovuje

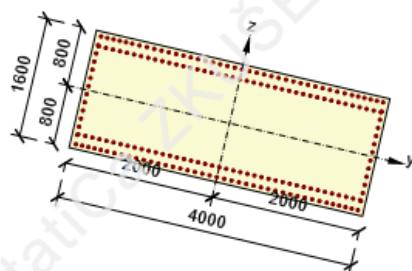
12.3.3 Omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je omezeno vztahem $0,6 \cdot f_{ck}$. Pro zvolený beton C45/50 je hodnota maximálního tlakového napětí při charakteristické kombinaci 27 MPa. Navržená výztuž vyhovuje s využitím 50,4% při krátkodobém působení a na 47,4% při dlouhodobých účincích. Při kvazistálé kombinaci je napětí omezeno na $0,45 \cdot f_{ck}$ z důvodu možnosti uvažování lineárního dotvarování. Tato hodnota je 20,2 MPa při uvažování dlouhodobých ztrát. Napětí ve výztuži je omezeno na $0,8 \cdot f_{yk}$. Z Obr. 94 je patrné, že rozhodující je kvazistálá kombinace, při které je maximální tlakové napětí v betonu 20 MPa.

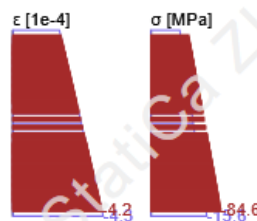


Obr. 94 Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu, kvazistálá kombinace

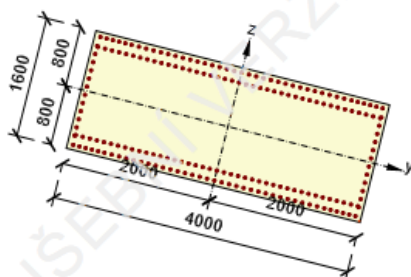
Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



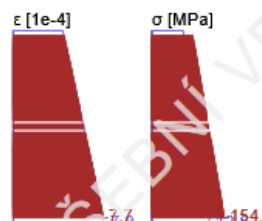
Výsledky uváděné pro:
- Charakteristická kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky



Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Výsledky uváděné pro:
- Charakteristická kombinace
- Tuhosti pro dlouhodobé účinky



Obr. 95 Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu, charakteristická kombinace

12.3.4 Šířka trhlin

Trhliny v průřezu nevzniknou.

12.4 Posouzení membrány, skořepiny

Skořepina bude posouzena stejně jako ostatní konstrukční prvky ve dvou časech a to na začátku životnosti a na konci životnosti; životnost konstrukce se uvažuje na 100 let. Celkové dlouhodobé ztráty jsou odhadnuty na 20%.

Jedná se o předpjatou konstrukci, a proto se uvažuje jako rozhodující kvazistálá kombinace. Budou ale vyobrazena i napětí pro charakteristickou kombinaci a v mezním stavu únosnosti. Charakteristické napětí bude posouzeno z důvodu omezení napětí ve výztuži.

Napětí bude vykresleno pro oba směry a oba povrchy konstrukce.

12.4.1 Ztráty předpětí

Ztráty třením

Ztráty třením vznikají v důsledku tření kabelu o stěny kabelového kanálku. Změna napětí v průřezu po délce konstrukce se stanoví ze vztahu (113). Jelikož se jedná o lano dlouhé více než 180 metrů, je uvažováno předpínání z obou stran.

$$\Delta\sigma_{p,1} = -\sigma_{p,0,max} \cdot (1 - e^{-\mu(\alpha+k \cdot l)}) \quad (113)$$

Vstupní parametry

σ_{nap}	=	1330 MPa	napínací napětí
μ	=	0.19 (-)	součinitel tření v kanálku
k	=	0.01 m ⁻¹	součinitel tření vlivem zakřivení
w	=	5 mm	pokluz v kotvě
E_p	=	195 GPa	modul pružnosti předpínací výztuže
L	=	185.660 m	rozpětí
z_{podp}	=	2.350 m	vzepětí kabelu v místě uložení
$z_{střed}$	=	0.150 m	vzepětí kabelu ve středu rozpětí
$L/2$	=	92.830 m	polovina délky rozpětí
v	=	2.200 m	excentricita předpínacího kanálku
R	=	1959.602 m	poloměr zakřivení předpínacího kanálku
α	=	0.095 rad	úhel kruhové výseče

Ztráty pokluzem

Ztráty pokluzem vznikají v důsledku proklouznutí kotevních kuželíků v kotvení lan předpínací výztuže. Hodnota pokluzu je dána výrobcem předpínacího systému, pro zvolený systém je to hodnota 5 mm. Velikost ztrát pokluzem je ovlivněna třením v kabelovém kanálku. Velikost a průběh pokluzu se stanoví z průběhu napětí v předpínací výztuži. Platí tento vztah:

$$\int_0^x \frac{\sigma_p(x)}{E_p} dx = w \quad (114)$$
$$\int_0^x \sigma_p(x) dx = E_p \cdot w = A_w$$

A_w je plocha mezi křivkami napětí bez vlivu pokluzu a s jeho vlivem.

Tab. 32 Ztráty pokluzem a třením, primární předpětí

Geometrie kabelu		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Bod		0.0000	4.6415	9.2830	13.9245	18.5660	23.2075	27.8490	32.4905	37.1320	41.7735	46.4150	51.0565	55.6980	60.3395	64.9810	69.6225	74.2640	78.9055	83.5470	88.1885	92.8300
x(m)		92.8300	88.1885	83.5470	78.9055	74.2640	69.6225	64.9810	60.3395	55.6980	51.0565	46.4150	41.7735	37.1320	32.4905	27.8490	23.2075	18.5660	13.9245	9.2830	4.6415	0.0000
fi		0.0474	0.0450	0.0426	0.0403	0.0379	0.0355	0.0332	0.0308	0.0284	0.0261	0.0237	0.0213	0.0189	0.0166	0.0142	0.0118	0.0095	0.0071	0.0047	0.0024	0.0000
z1		0.0000	0.2146	0.4182	0.6107	0.7923	0.9628	1.1223	1.2708	1.4083	1.5348	1.6502	1.7547	1.8482	1.9306	2.0021	2.0626	2.1120	2.1505	2.1780	2.1945	2.2000
z(m)		2.3500	2.1354	1.9518	1.7393	1.5577	1.3872	1.2277	1.0792	0.9417	0.8152	0.6998	0.5953	0.5018	0.4194	0.3479	0.2874	0.2380	0.1995	0.1720	0.1555	0.1500
Li(m)		0.0000	4.6465	4.6460	4.6455	4.6450	4.6446	4.6442	4.6439	4.6435	4.6432	4.6429	4.6427	4.6424	4.6422	4.6421	4.6419	4.6418	4.6417	4.6416	4.6415	4.6415
alfa (rad)		-0.0462	-0.0462	-0.0439	-0.0415	-0.0391	-0.0367	-0.0344	-0.0320	-0.0296	-0.0272	-0.0249	-0.0225	-0.0201	-0.0178	-0.0154	-0.0130	-0.0107	-0.0083	-0.0059	-0.0036	-0.0012

Ztráty třením

Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
D.alfa (rad)	0.0000	0.0000	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
SUMA alfa (rad)	0.0000	0.0000	0.0024	0.0048	0.0071	0.0095	0.0119	0.0142	0.0166	0.0190	0.0214	0.0237	0.0261	0.0285	0.0308	0.0332	0.0356	0.0379	0.0403	0.0427	0.0451	0.0475
SUMA Li (m)	0.00	4.65	9.29	13.94	18.58	23.23	27.87	32.52	37.16	41.80	46.45	51.09	55.73	60.37	65.01	69.66	74.30	78.94	83.58	88.22	92.86	97.50
ZTRÁTA TŘENÍM (MPa)	0.00	11.69	23.87	35.93	47.88	59.71	71.44	83.06	94.57	105.97	117.27	128.46	139.55	150.53	161.42	172.20	182.88	193.47	203.95	214.34	224.63	234.92
NAPĚTÍ V KABELU (MPa)	1330.00	1318.31	1306.13	1294.07	1282.12	1270.29	1258.56	1246.94	1235.43	1224.03	1212.73	1201.54	1190.45	1179.47	1168.58	1157.80	1147.12	1136.53	1126.05	1115.66	1105.37	1095.08

Ztráty pokluzem

Plocha napětí = 975 plocha napětí vyznačená pokluzem v kotvě
 napětí v místě protnutí křivky ztráty třením a pokluzem
 dosah pokluzu = 14.7762
 plocha napětí = 974.715 odpovídající plocha mezi křivkami ztrát

Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
Plocha napětí	0	368.026	377.674	229.015	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
x(m)	0.000	4.642	9.283	13.925	18.566	23.208	27.849	32.491	37.132	41.774	46.415	51.057	55.698	60.340	64.981	69.623	74.264	78.906	83.547	88.189	92.830	
Ztráta pokluzem	76.24	52.8602	28.5088	4.38504	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Napětí v kabelu	1253.76	1265.45	1277.63	1289.69	1282.12	1270.29	1258.56	1246.94	1235.43	1224.03	1212.73	1201.54	1190.45	1179.47	1168.58	1157.80	1147.12	1136.53	1126.05	1115.66	1105.37	1095.08

Přírůstek napětí vlivem průhybu kabelu

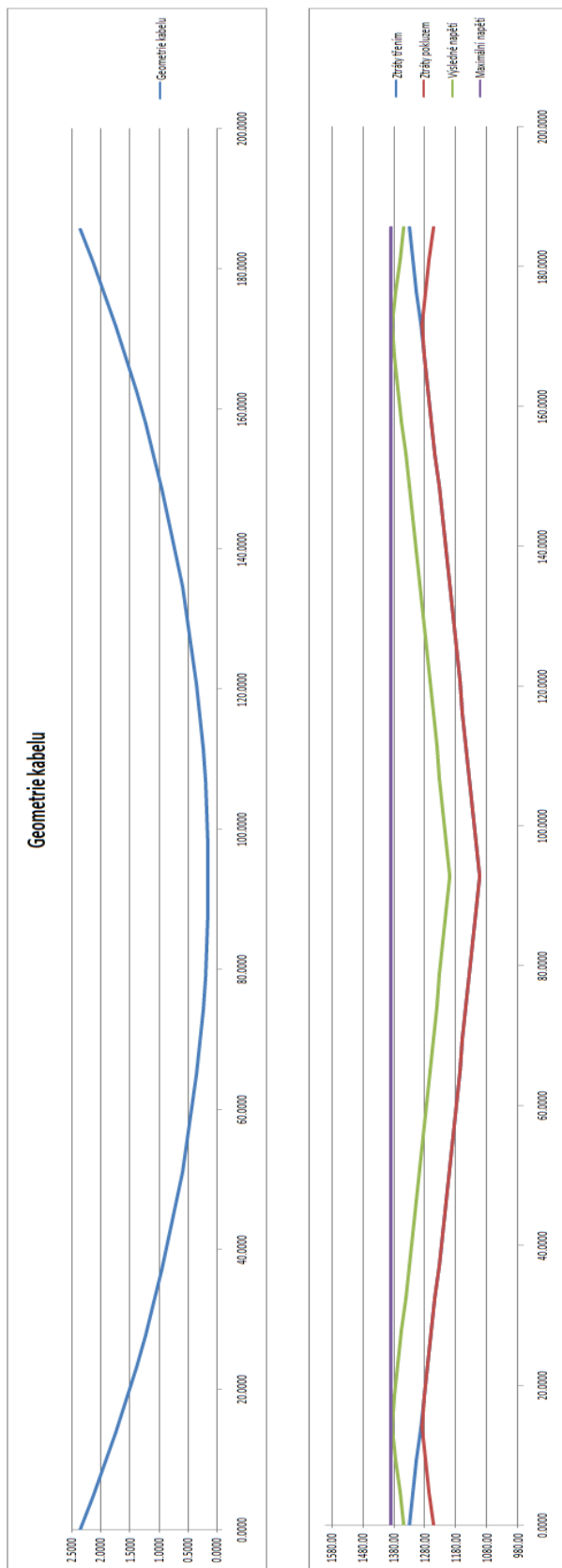
L= 185.66 m
 Δl= 0.091 m
 E= 195 GPa
 G_{přírůstek}= 95.5779 MPa

Napětí v kabelu	1349.34	1361.03	1373.2	1385.27	1377.7	1365.86	1354.14	1342.52	1331.01	1319.61	1308.31	1297.12	1286.03	1275.04	1264.16	1253.38	1242.7	1232.11	1221.63	1211.24	1200.94
-----------------	---------	---------	--------	---------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	--------	---------	---------	---------	---------

σ_{pm0} = 1390.35 MPa Maximální přípustné napětí po vnesení předpětí
 σ_{pm0,max} = 1385.27 MPa maximální skutečné napětí

σ_{pm0,σpm0,max}

σ_{pm0,σřed} = 1105.37 MPa



Obr. 96 Geometrie kabelu a ztráty předpětí, primární předpětí

Relaxace předpínací výztuže

Pro předpínací výztuž budou uvažována lana s nízkou relaxací. Velikost ztráty relaxací je závislá na typu použité předpínací výztuže, působením napětí a čase t , pro který je ztráta právě vypočtena. Výpočet velikosti ztráty relaxací je dán vztahem (115).

$$\Delta\sigma_{p,relax} = \sigma_{pm0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}\right) \cdot 10^{-5} \quad (115)$$

Hodnota σ_{pm0} je stanovena na základě hodnoty napětí v předpínací výztuži po zakotvení lana ve středu rozpětí. Napětí σ_{pm0} nabývá hodnoty 1 390,35MPa.

Tab. 33 Ztráty relaxací, primární předpětí

$\sigma_{pm0} =$ 1105.365 MPa

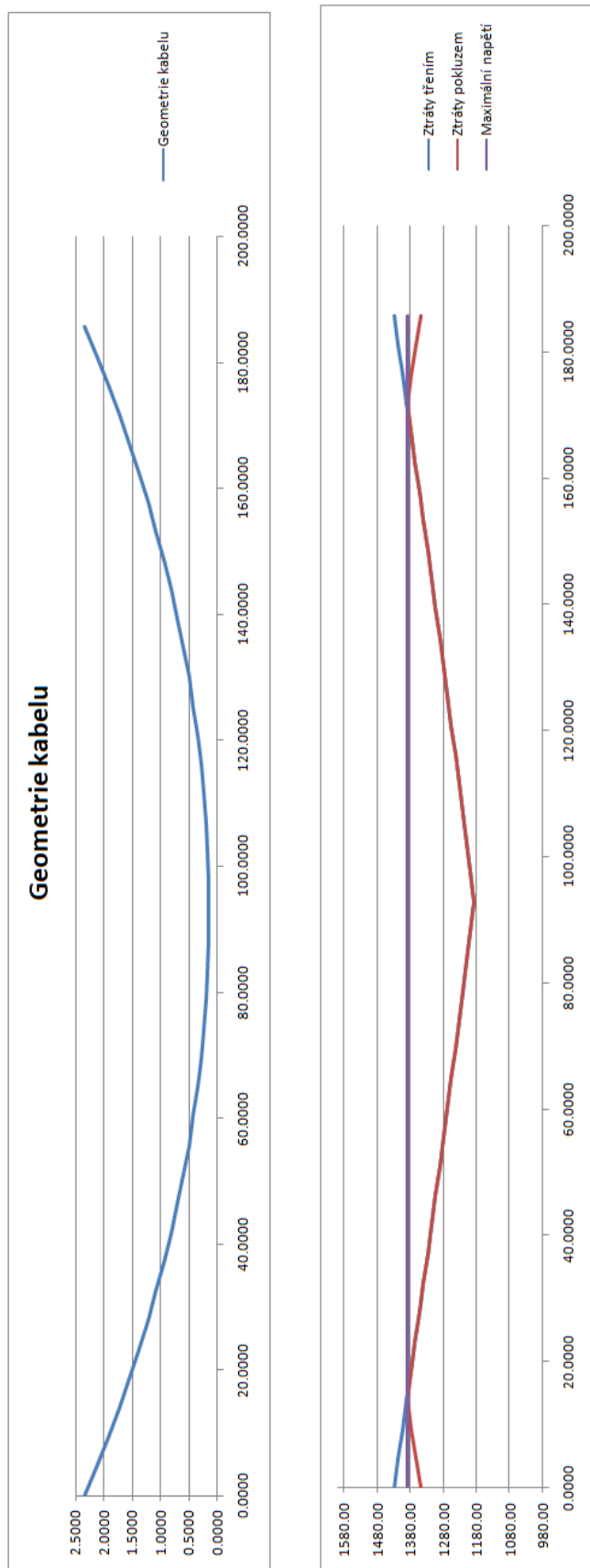
$f_{pk} =$ 1860 MPa

čas (dny)	čas (hod)	$\Delta\sigma_{p,relax}$	
3	72	1.827853	0.17%
365000	8760000	64.46126	5.83%

Bod	tření + pokluz	$\sigma_{pm0} = \sigma_{pm0} - \Delta\sigma_{p,relax}$	
		3	365000
1	1349.338	1347.51	1284.877
5	1377.701	1375.873	1313.24
10	1319.605	1317.777	1255.144
15	1264.16	1262.332	1199.699
20	1211.236	1209.409	1146.775
21	1200.943	1199.115	1136.482
22	1211.236	1209.409	1146.775
27	1264.16	1262.332	1199.699
32	1319.605	1317.777	1255.144
37	1377.701	1375.873	1313.24
41	1349.338	1347.51	1284.877

Tab. 34 Ztráty pokluzem a třením, sekundární předpětí

Geometrie kabelu																					
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
X(m)	0.0000	4.6415	9.2830	13.9245	18.5660	23.2075	27.8490	32.4905	37.1320	41.7735	46.4150	51.0565	55.6980	60.3395	64.9810	69.6225	74.2640	78.9055	83.5470	88.1885	92.8300
x1	92.8300	88.1885	83.5470	78.9055	74.2640	69.6225	64.9810	60.3395	55.6980	51.0565	46.4150	41.7735	37.1320	32.4905	27.8490	23.2075	18.5660	13.9245	9.2830	4.6415	0.0000
fi	0.0474	0.0450	0.0426	0.0403	0.0379	0.0355	0.0332	0.0308	0.0284	0.0261	0.0237	0.0213	0.0189	0.0166	0.0142	0.0118	0.0095	0.0071	0.0047	0.0024	0.0000
z1	0.0000	0.2146	0.4182	0.6107	0.7923	0.9628	1.1223	1.2708	1.4083	1.5348	1.6502	1.7547	1.8482	1.9306	2.0021	2.0626	2.1120	2.1505	2.1780	2.1945	2.2000
z(m)	2.3500	2.1354	1.9318	1.7393	1.5577	1.3872	1.2277	1.0792	0.9417	0.8152	0.6998	0.5953	0.5018	0.4194	0.3479	0.2874	0.2380	0.1995	0.1720	0.1555	0.1500
li(m)	0.0000	4.6465	4.6460	4.6455	4.6450	4.6446	4.6442	4.6439	4.6435	4.6432	4.6429	4.6427	4.6424	4.6422	4.6421	4.6419	4.6418	4.6417	4.6416	4.6415	4.6415
alfa (rad)	-0.0462	-0.0462	-0.0439	-0.0415	-0.0391	-0.0367	-0.0344	-0.0320	-0.0296	-0.0272	-0.0249	-0.0225	-0.0201	-0.0178	-0.0154	-0.0130	-0.0107	-0.0083	-0.0059	-0.0036	-0.0012
Ztráty třením																					
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
D,alfa (rad)	0.0000	0.0000	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
SUMA.alfa (rad)	0.0000	0.0000	0.0024	0.0048	0.0071	0.0095	0.0119	0.0142	0.0166	0.0190	0.0214	0.0237	0.0261	0.0285	0.0308	0.0332	0.0356	0.0379	0.0403	0.0427	0.0451
SUMA.L (m)	0.00	4.65	9.29	13.94	18.58	23.23	27.87	32.52	37.16	41.80	46.45	51.09	55.73	60.37	65.01	69.66	74.30	78.94	83.58	88.22	92.86
ZTRÁTA TŘENÍM (MPa)	0.00	12.57	25.66	38.63	51.48	64.20	76.81	88.31	101.68	113.94	126.09	138.12	150.04	161.85	173.55	185.15	196.63	208.01	219.29	230.46	241.52
NAPĚTÍ V KABELU (MPa)	1430.00	1417.43	1404.34	1391.37	1378.52	1365.80	1353.19	1340.69	1328.32	1316.06	1303.91	1291.88	1279.96	1268.15	1256.45	1244.85	1233.37	1221.99	1210.71	1199.54	1188.48
Ztráty pokluzem																					
Plocha napětí =	975	plocha napětí vyvolaná pokluzem v kotvě																			
napětí vx =	1390.22	napětí v místě průtnuti křivky ztráty třením a pokluzem																			
dosah pokluzu =	14.3404	dosah ztráty pokluzem																			
plocha napětí =	975.222	odpovídající plocha mezi křivkami ztrát																			
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Plocha napětí	0	378.901	383.677	212.644	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
x(m)	0.000	4.642	9.283	13.925	18.566	23.208	27.849	32.491	37.132	41.774	46.415	51.057	55.698	60.340	64.981	69.623	74.264	78.906	83.547	88.189	92.830
ztráta pokluzem	79.56	54.4223	28.24	2.30241	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Napětí v kabelu	1350.44	1363.01	1376.1	1389.07	1378.52	1365.8	1353.19	1340.69	1328.32	1316.06	1303.91	1291.88	1279.96	1268.15	1256.45	1244.85	1233.37	1221.99	1210.71	1199.54	1188.48
opm0 =	1390.35 MPa	Maximální přípustné napětí po vnesení předpětí																			
opm0,max =	1389.07 MPa	maximální skutečné napětí																			
opm0 > opm0,max																					
opm0.střed =	1188.48 MPa																				



Obr. 97 Geometrie kabelu a ztráty předpětí, sekundární předpětí

Tab. 35 Ztráty relaxací, sekundární předpětí

$\sigma_{pm0} = 1188.476$ MPa

$f_{pk} = 1860$ MPa

čas (dny)	čas (hod)	$\Delta\sigma_{p,relax}$	
3	72	3.223364	0.27%
365000	8760000	76.78063	6.46%

Bod	tření + pokluz	$\sigma_{pm0} = \sigma_{pm0} - \Delta\sigma_{p,relax}$	
		3	365000
1	1350.44	1347.217	1273.659
5	1378.524	1375.3	1301.743
10	1316.059	1312.836	1239.279
15	1256.446	1253.222	1179.665
20	1199.543	1196.319	1122.762
21	1188.476	1185.252	1111.695
22	1199.543	1196.319	1122.762
27	1256.446	1253.222	1179.665
32	1316.059	1312.836	1239.279
37	1378.524	1375.3	1301.743
41	1350.44	1347.217	1273.659

Z průběhu napětí primárních lan je patrné, že nemůže být provedeno další dopnutí lan, jelikož už je napětí na maximální možné mezi. Primární lana jsou tedy důležitá pouze ve fázích výstavby konstrukce. Pro řešení napětí na skořepině jsou důležitá právě sekundární lana.

Sekundární lana jsou navržena tak, že ve směru primárních lan jsou lana napnuta na maximální možné napětí tj. 1 430 MPa. V kolmém směru jsou lana napnuta už pouze na napětí 500 MPa. Průběh napětí na sekundárních lanech ve směru stejném se směrem primárních lan je zobrazen v předchozím textu. Průběh napětí na lanech kolmých je vypočten v Tab. 36 a Tab. 37.

Lana budou napínána rovnoměrně od osy konstrukce.

Tab. 36 Ztráty pokluzem a třením, sekundární předpětí

Geometrie kabelu																					
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
x(m)	0.0000	1.6175	3.2350	4.8525	6.4700	8.0875	9.7050	11.3225	12.9400	14.5575	16.1750	17.7925	19.4100	21.0275	22.6450	24.2625	25.8800	27.4975	29.1150	30.7325	32.3500
x1	32.3500	30.7325	29.1150	27.4975	25.8800	24.2625	22.6450	21.0275	19.4100	17.7925	16.1750	14.5575	12.9400	11.3225	9.7050	8.0875	6.4700	4.8525	3.2350	1.6175	0.0000
fi	0.2387	0.2266	0.2145	0.2024	0.1903	0.1783	0.1663	0.1543	0.1424	0.1304	0.1185	0.1066	0.0947	0.0829	0.0710	0.0592	0.0473	0.0355	0.0236	0.0118	0.0000
z1	0.0000	0.3833	0.7459	1.0880	1.4097	1.7113	1.9927	2.2543	2.4960	2.7180	2.9204	3.1032	3.2666	3.4106	3.5353	3.6407	3.7269	3.7939	3.8417	3.8704	3.8800
z(m)	0.1500	0.5333	0.8959	1.2380	1.5597	1.8613	2.1427	2.4043	2.6460	2.8680	3.0704	3.2532	3.4166	3.5606	3.6853	3.7907	3.8769	3.9439	3.9917	4.0204	4.0300
L(m)	0.0000	1.6623	1.6576	1.6533	1.6492	1.6454	1.6418	1.6385	1.6355	1.6327	1.6301	1.6278	1.6257	1.6239	1.6223	1.6209	1.6198	1.6189	1.6182	1.6178	1.6175
alfa (rad)	0.2370	0.2370	0.2242	0.2115	0.1989	0.1864	0.1740	0.1617	0.1494	0.1373	0.1251	0.1130	0.1010	0.0890	0.0771	0.0652	0.0533	0.0414	0.0296	0.0177	0.0059

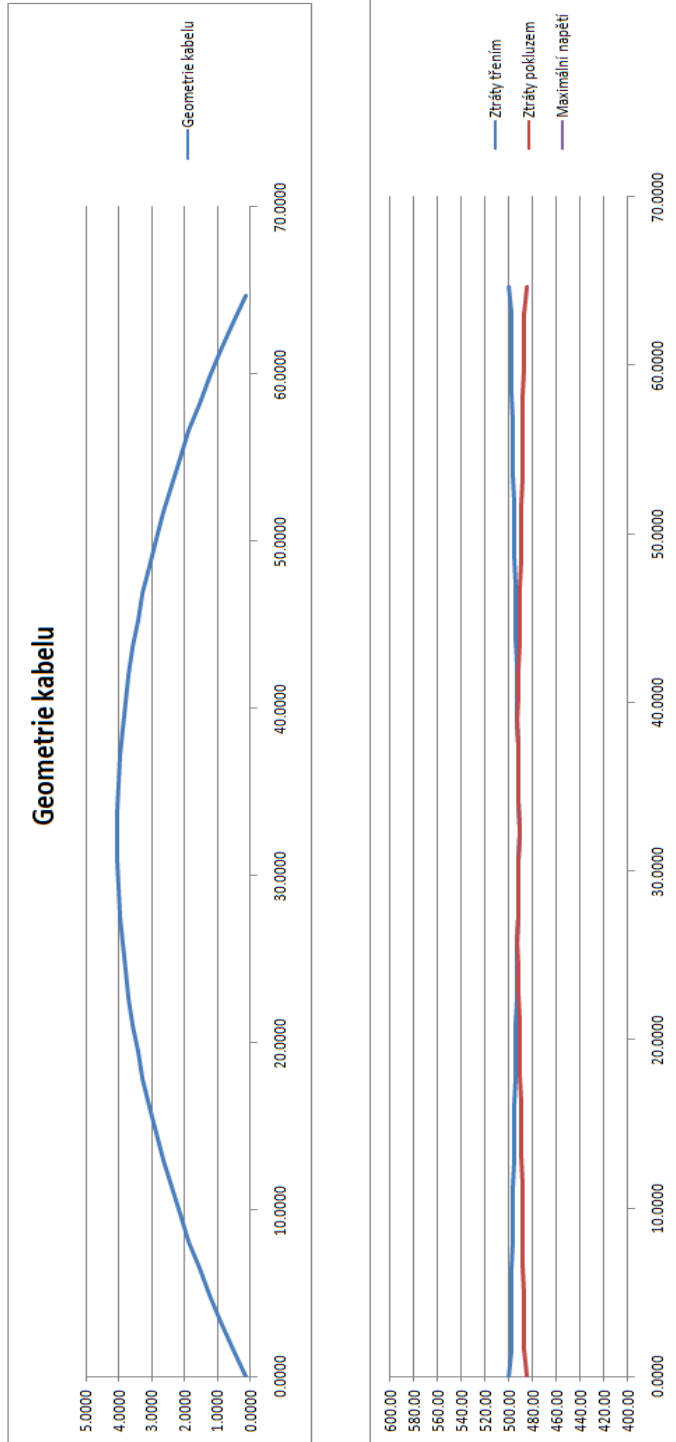
Ztráty třením																					
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
D.alfa (rad)	0.0000	0.0000	-0.0128	-0.0127	-0.0126	-0.0125	-0.0124	-0.0123	-0.0123	-0.0122	-0.0121	-0.0121	-0.0120	-0.0120	-0.0119	-0.0119	-0.0119	-0.0119	-0.0118	-0.0118	-0.0118
SUMA alfa (rad)	0.0000	0.0000	-0.0128	-0.0255	-0.0380	-0.0505	-0.0629	-0.0753	-0.0875	-0.0997	-0.1118	-0.1239	-0.1359	-0.1479	-0.1599	-0.1718	-0.1837	-0.1955	-0.2074	-0.2192	-0.2310
SUMA L (m)	0.00	1.86	3.32	4.97	6.62	8.27	9.91	11.55	13.18	14.82	16.45	18.07	19.70	21.32	22.95	24.57	26.19	27.81	29.42	31.04	32.66
ZTRÁTA TŘENÍM (MPa)	0.00	1.58	1.94	2.30	2.67	3.05	3.42	3.81	4.19	4.58	4.98	5.37	5.77	6.17	6.57	6.97	7.37	7.78	8.18	8.59	9.00
INAPĚTÍ V KABELU (MPa)	500.00	498.42	498.06	497.70	497.33	496.95	496.58	496.19	495.81	495.42	495.02	494.63	494.23	493.83	493.43	493.03	492.63	492.22	491.82	491.41	491.00

Ztráty pokluzem																					
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Plocha napětí =	975	plocha napětí vyvolaná pokluzem v kotvě																			
napětí v x =	492.61	napětí v místě průtnutí křivky ztráty třením a pokluzem																			
dosah pokluzu =	27.106	dosah ztráty pokluzem																			
plocha napětí =	975.486	odpovídající plocha mezi křivkami ztrát																			

Napětí v kabelu																					
Bod	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Plocha napětí	0	28.2091	36.4493	51.1592	63.4583	73.3024	80.652	85.4721	87.7322	87.4058	84.4704	78.9074	70.7016	59.8417	46.3196	30.1307	11.2736	0	0	0	0
x(m)	0.000	1.618	3.235	4.853	6.470	8.088	9.705	11.323	12.940	14.558	16.175	17.793	19.410	21.028	22.645	24.263	25.880	27.498	29.115	30.733	32.350
ztráta pokluzem	14.78	11.6266	10.9077	10.178	9.43819	8.68914	7.93156	7.16618	6.39367	5.61469	4.82988	4.03986	3.24522	2.44654	1.6444	0.83933	0.03189	0	0	0	0
Napětí v kabelu	485.22	486.797	487.156	487.521	487.891	488.265	488.644	489.027	489.413	489.803	490.195	490.59	490.987	491.387	491.788	492.19	492.594	492.221	491.816	491.41	491.004

opm0 =	1390.35 MPa	Maximální přípustné napětí po vnesení předpětí
opm0,max =	492.626 MPa	maximální skutečné napětí
opm0 ≈opm0,max		
opm0,sřed =	491.004 MPa	

Obr. 98 Geometrie kabelu a ztráty předpětí, sekundární předpětí



Tab. 37 Ztráty relaxací, sekundární předpětí

$\sigma_{pm0} = 491.0044$ MPa

$f_{pk} = 1860$ MPa

čas (dny)	čas (hod)	$\Delta\sigma_{p,relax}$	
3	72	0.020945	0.00%
365000	8760000	13.43265	2.74%

Bod	tření + pokluz	$\sigma_{pm0}' = \sigma_{pm0} - \Delta\sigma_{p,relax}$	
		3	365000
1	485.22	485.1991	471.7874
5	487.8909	487.87	474.4583
10	489.8027	489.7817	476.37
15	491.7878	491.7669	478.3552
20	491.4103	491.3893	477.9776
21	491.0044	490.9835	477.5718
22	491.4103	491.3893	477.9776
27	491.7878	491.7669	478.3552
32	489.8027	489.7817	476.37
37	487.8909	487.87	474.4583
41	485.22	485.1991	471.7874

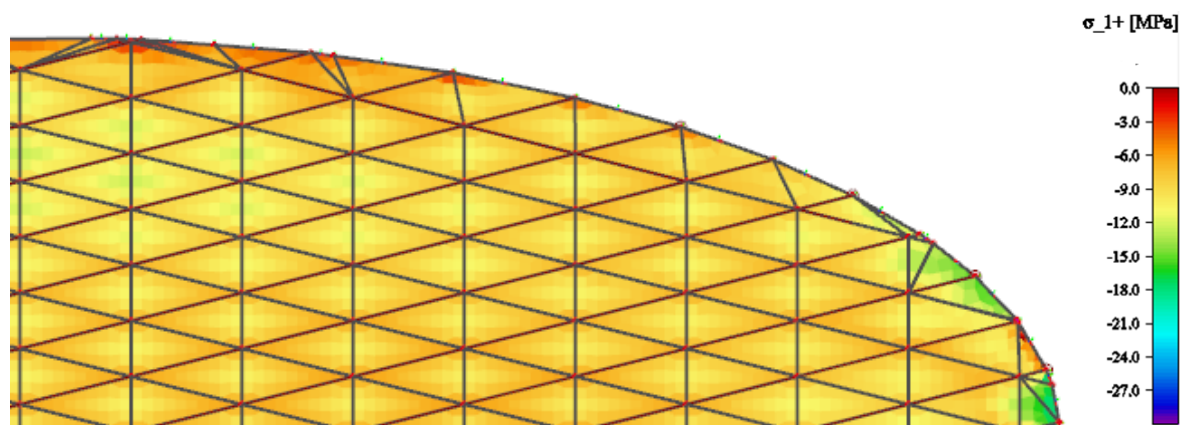
Dotvarování skořepiny

Jelikož se jedná o prefabrikáty z UHPC betonu, bude se uvažovat, že prefabrikáty budou na stavbu dodány ve fázi, kdy už nebudou probíhat žádné výrazné objemové změny betonu.

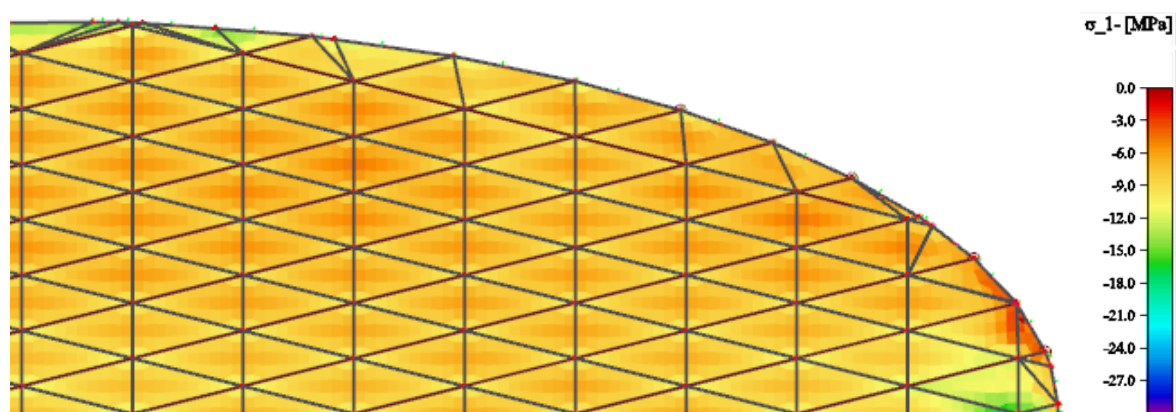
Pro posouzení konstrukce na konci životnosti je odhadnuto zvětšení deformací o 20%, přitom tato změna bude do modelu zanesena pomocí zatížení konstrukce teplotou.

12.4.2 Začátek životnosti

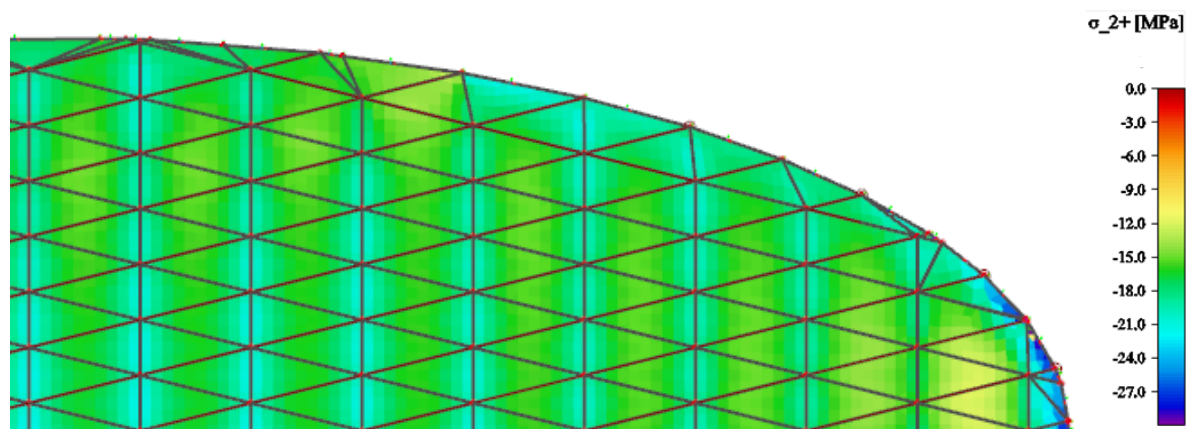
Kvazistálá kombinace



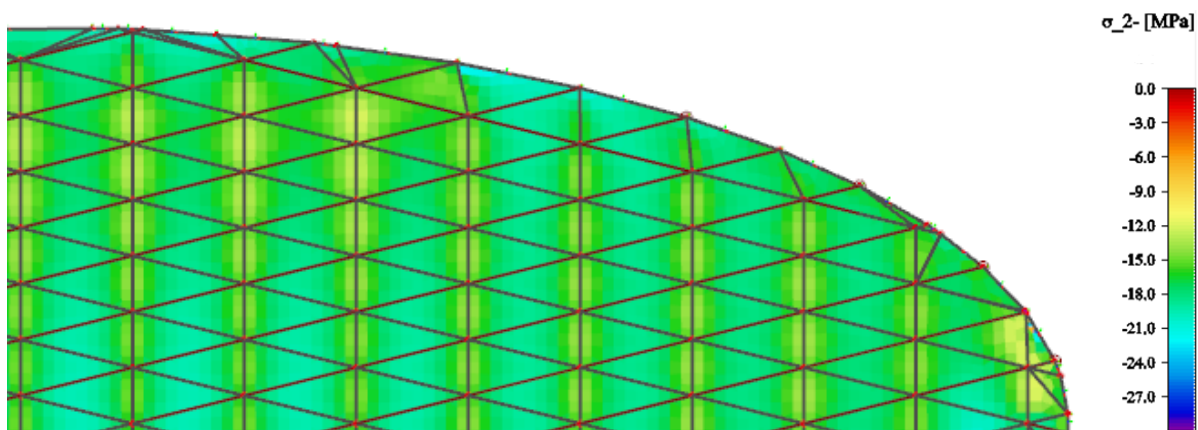
Obr. 99 Napětí na skořepině σ_1^+



Obr. 100 Napětí na skořepině σ_1^-

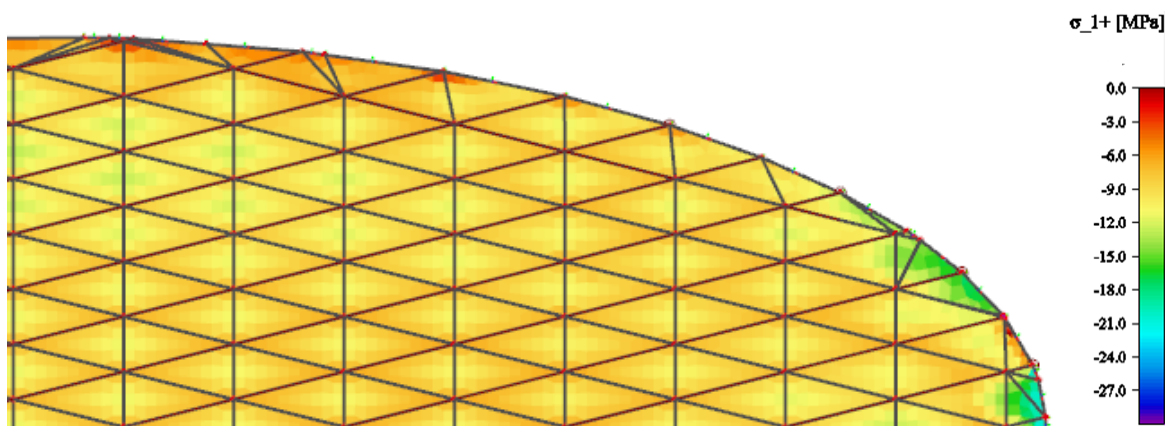


Obr. 101 Napětí na skořepině σ_2^+

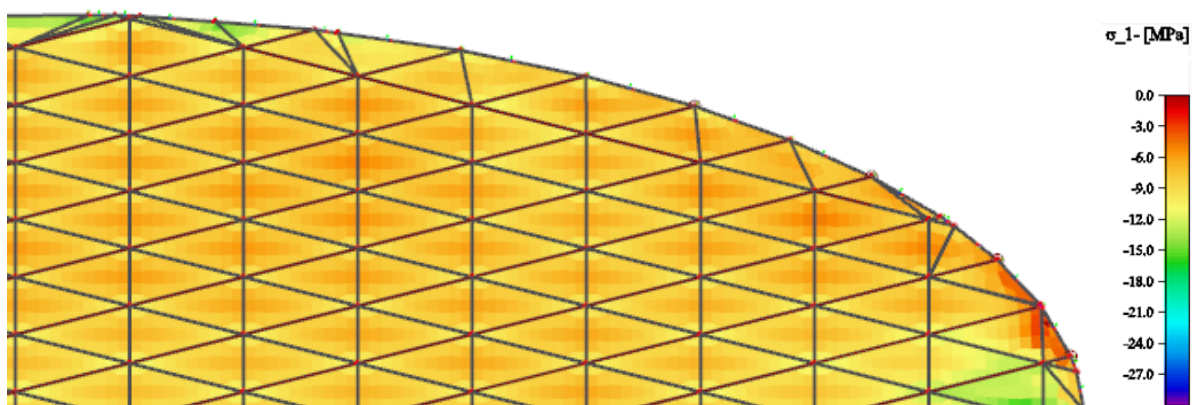


Obr. 102 Napětí na skořepině σ_2^-

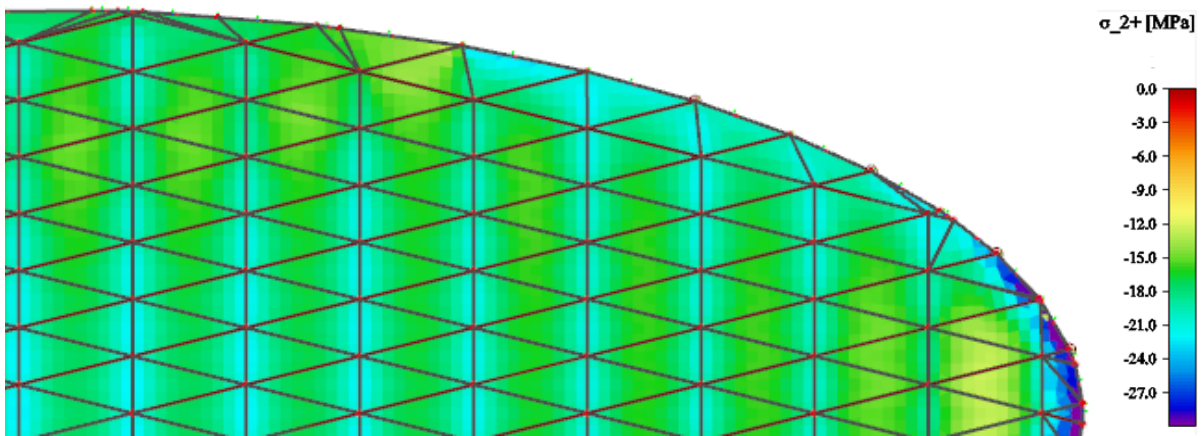
Častá kombinace



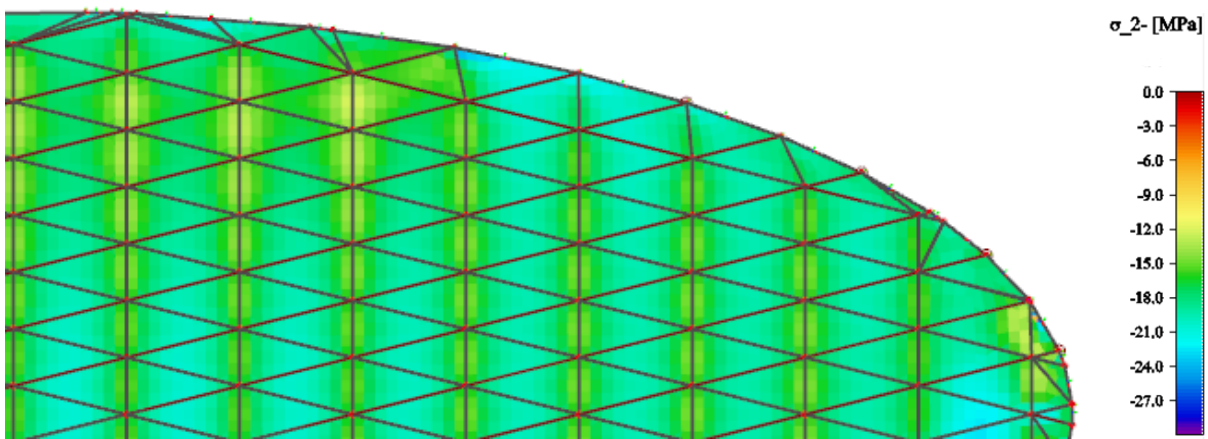
Obr. 103 Napětí na skořepině σ_1^+



Obr. 104 Napětí na skořepině σ_1^-

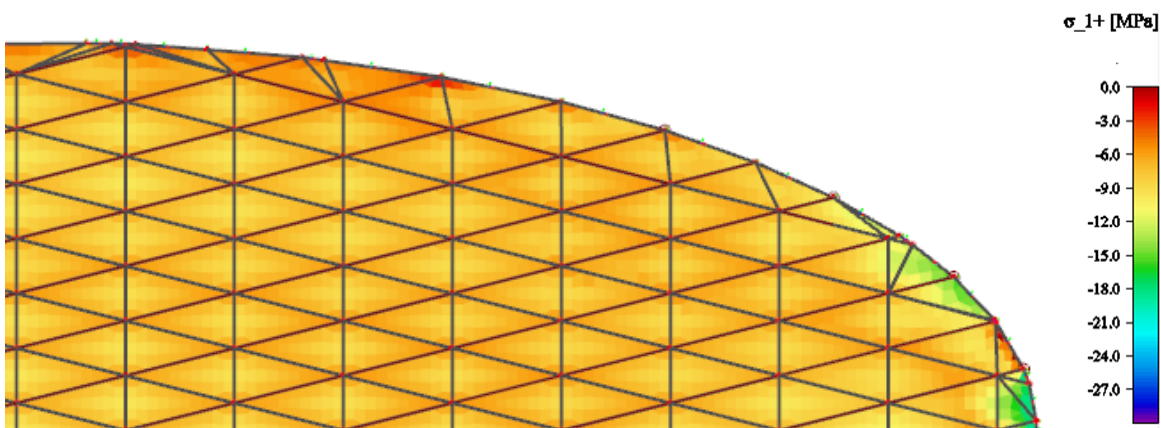


Obr. 105 Napětí na skořepině σ_2^+

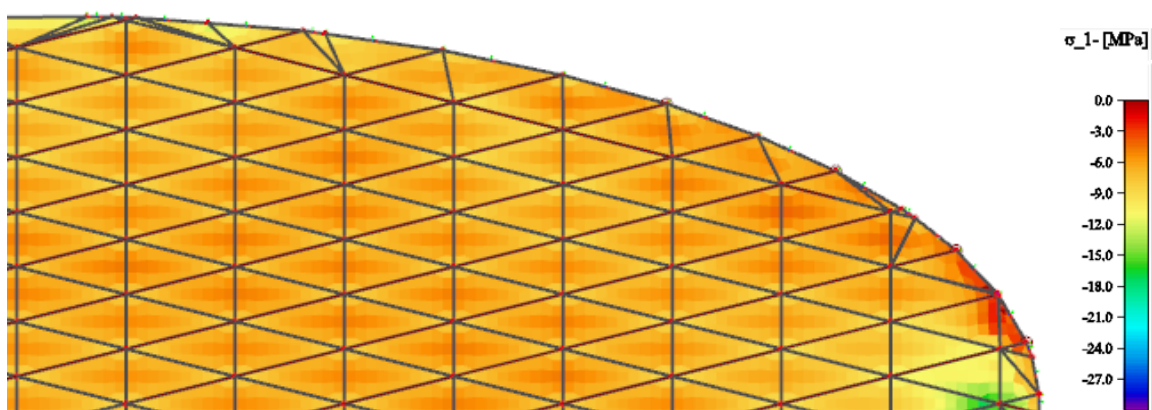


Obr. 106 Napětí na skořepině σ_2^-

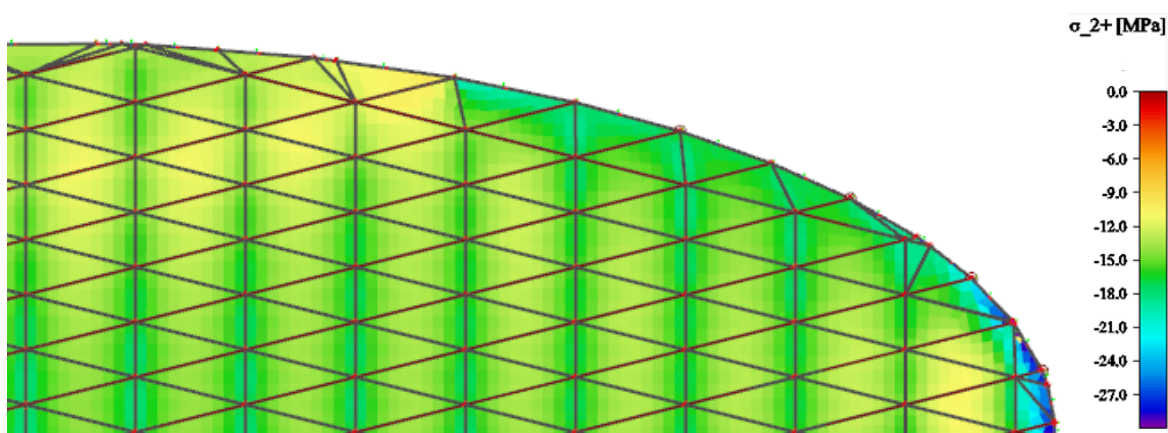
Charakteristická kombinace



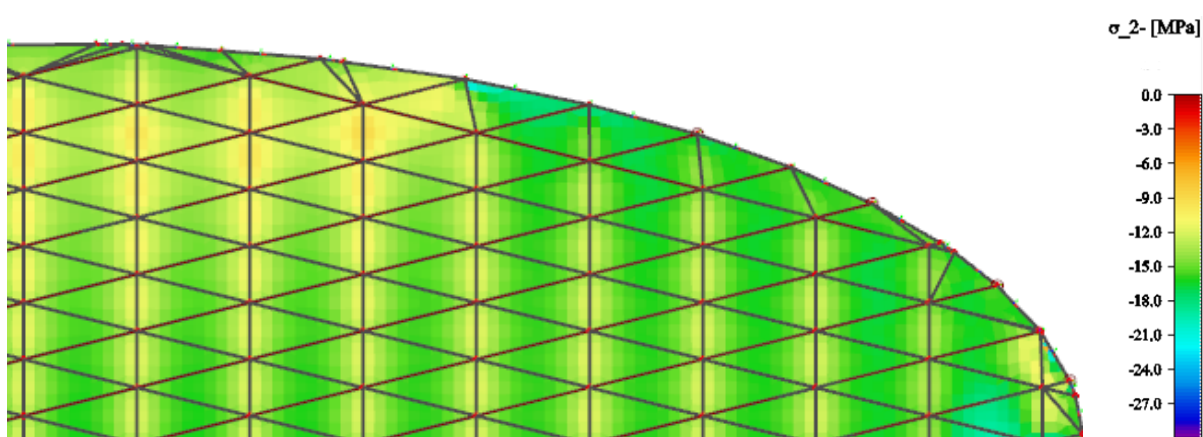
Obr. 107 Napětí na skořepině σ_1^+



Obr. 108 Napětí na skořepině σ_1^-

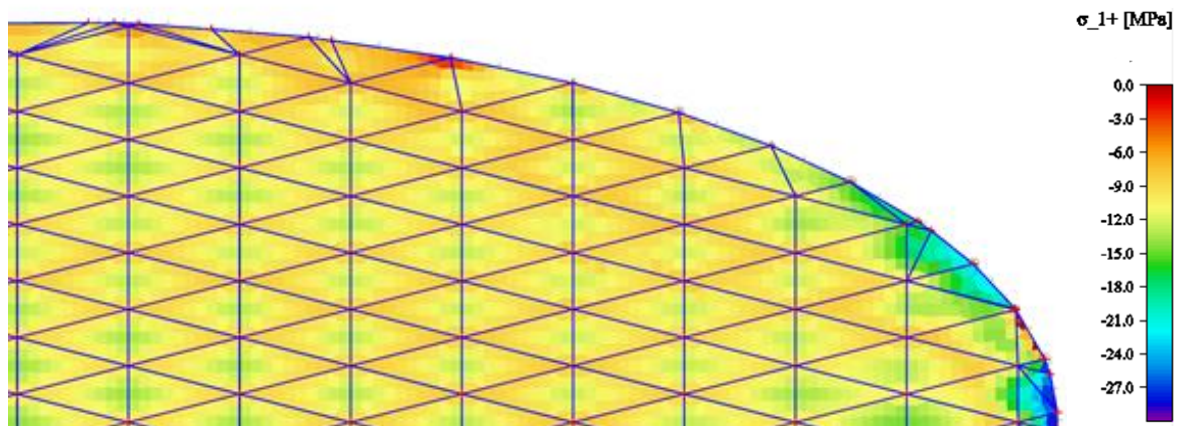


Obr. 109 Napětí na skořepině σ_2^+

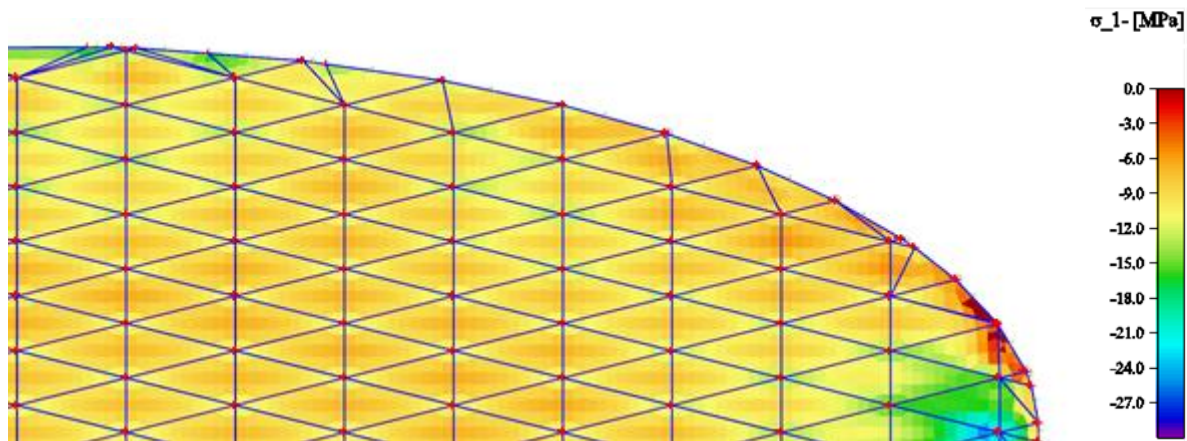


Obr. 110 Napětí na skořepině σ_2^-

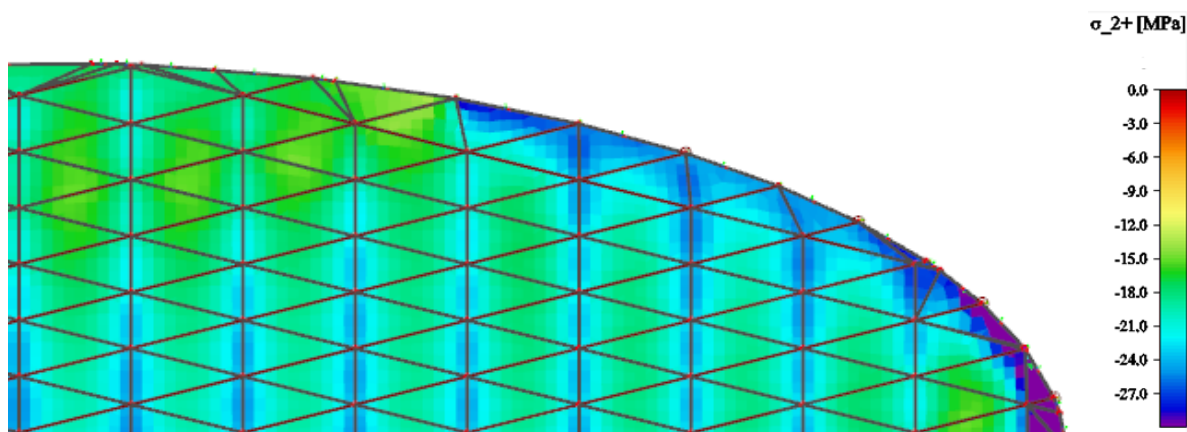
Mezní stav únosnosti



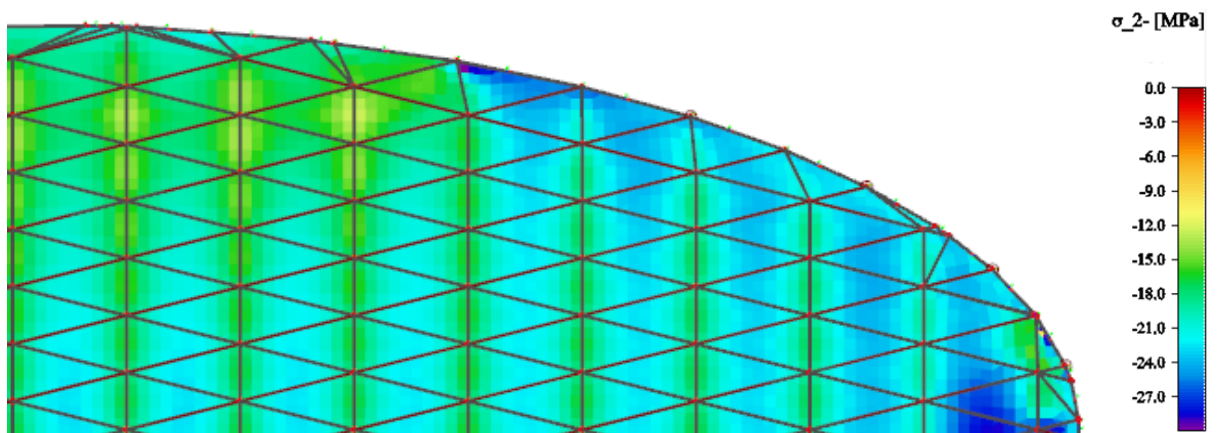
Obr. 111 Napětí na skořepině σ_1^+



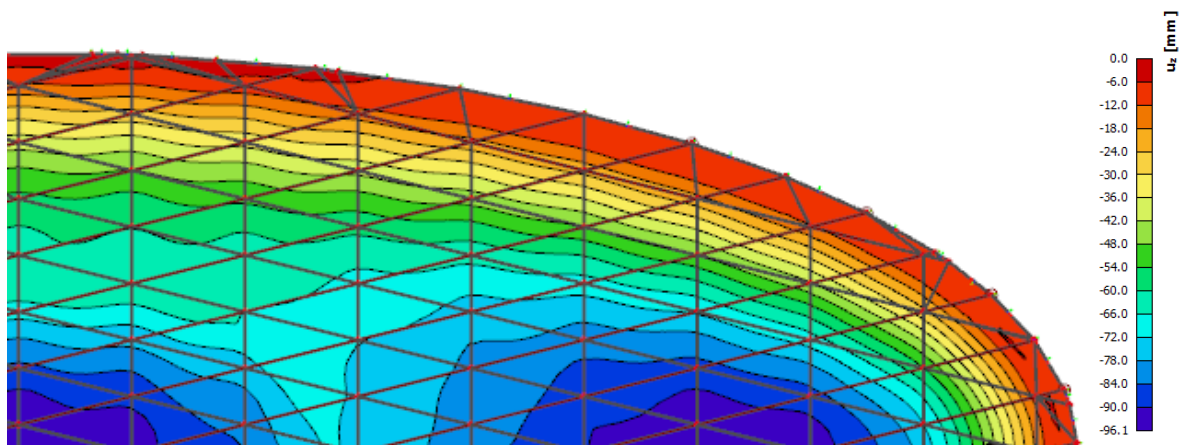
Obr. 112 Napětí na skořepině σ_1^-



Obr. 113 Napětí na skořepině σ_2^+



Obr. 114 Napětí na skořepině σ_2



Obr. 115 Průhyb konstrukce u_z při uvedení do provozu

12.4.3 Shrnutí působení skořepiny ve fázi uvedení do provozu

Ve fázi uvedení do provozu působí plné předpětí, které je pouze snížené o krátkodobé ztráty. Je vidět, že na skořepině se nachází napětí maximálně -30 MPa. Je uvažován UHPC beton o následujících vlastnostech:

$$f_{ck} = 165 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 48,5 \text{ GPa.}$$

Potom o konstrukci můžeme prohlásit, že se skořepina bude lineárně dotvarovávat, protože je splněna podmínka, že maximální tlakové napětí na konstrukci při kvazistálé kombinaci je menší než $0,45f_{ck}$, což odpovídá hodnotě -74,25 MPa.

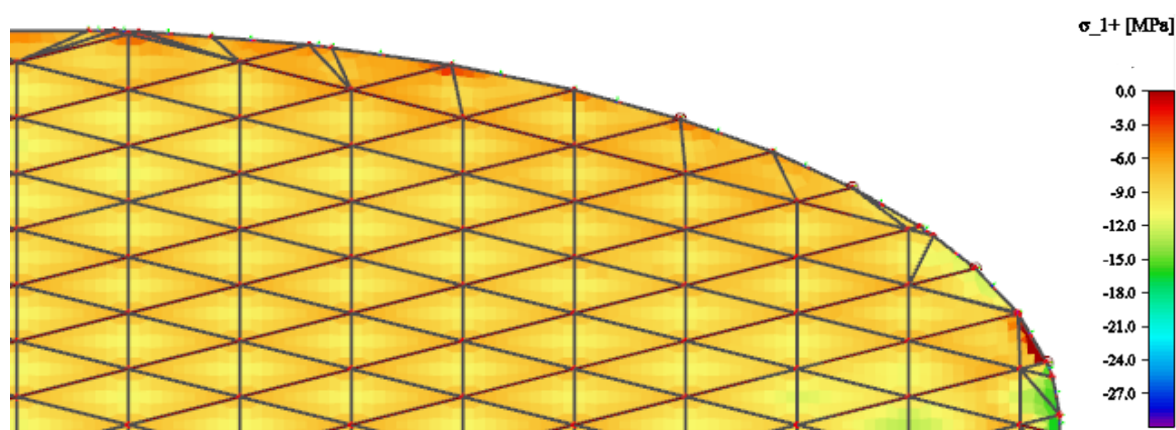
Na konstrukci se nenachází skoro žádné tahy. Tahová napětí se nachází jen v místech, kde bude ve skutečnosti skořepina už vetknutá do obvodového prstence, proto je možné tato napětí zanedbat a můžeme prohlásit, že výztuž dobetonávky bude stačit opravdu jen konstrukční.

Jak je známo, ve fázi uvedení do provozu jsou největší tlaková napětí, proto je důležité ověřit, jestli nebudou vznikat tahová napětí ve fázi konce životnosti.

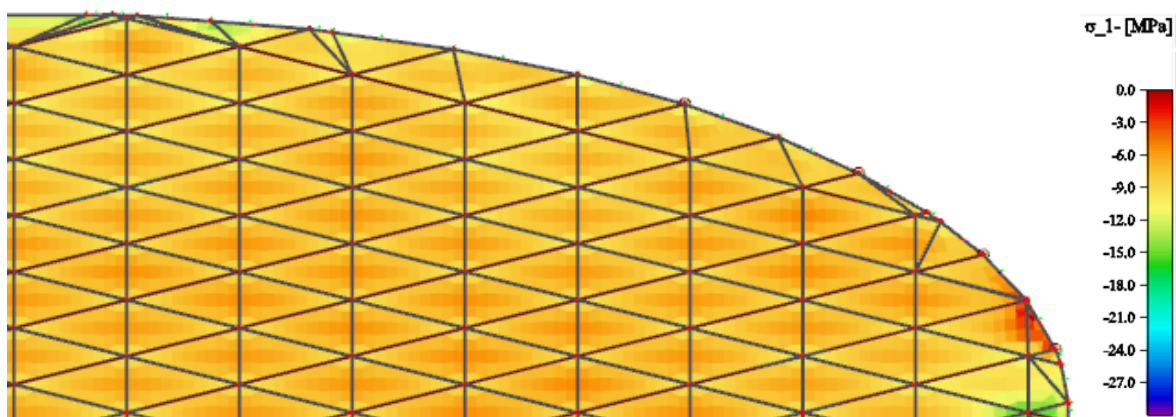
Jak už bylo řečeno, ve fázi na konci životnosti dojde ke ztrátám předpětí a dotvarování betonu. Proto se předpokládá, že průhyby narostou a napětí se zmenší.

12.4.4 Konec životnosti

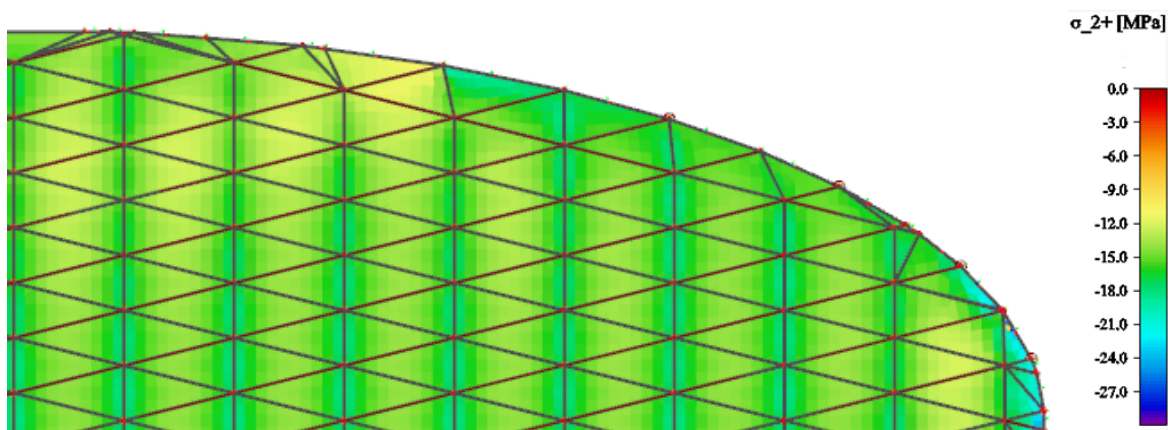
Kvazistálá kombinace



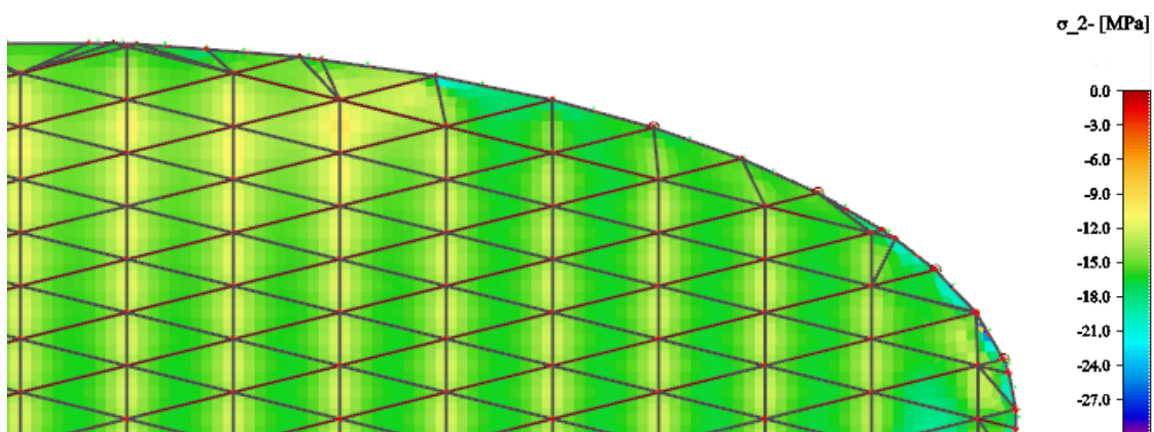
Obr. 116 Napětí na skořepině σ_1^+



Obr. 117 Napětí na skořepině σ_1^-

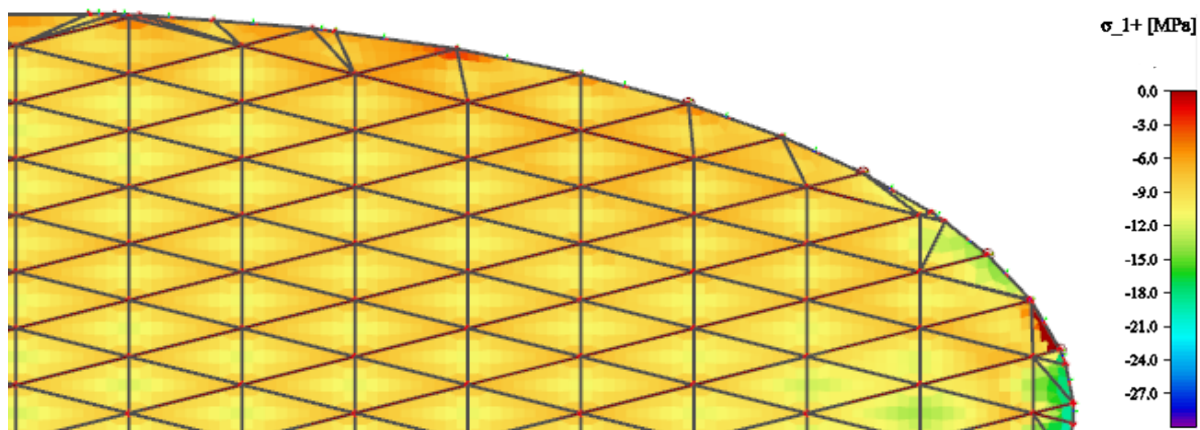


Obr. 118 Napětí na skořepině σ_2^+

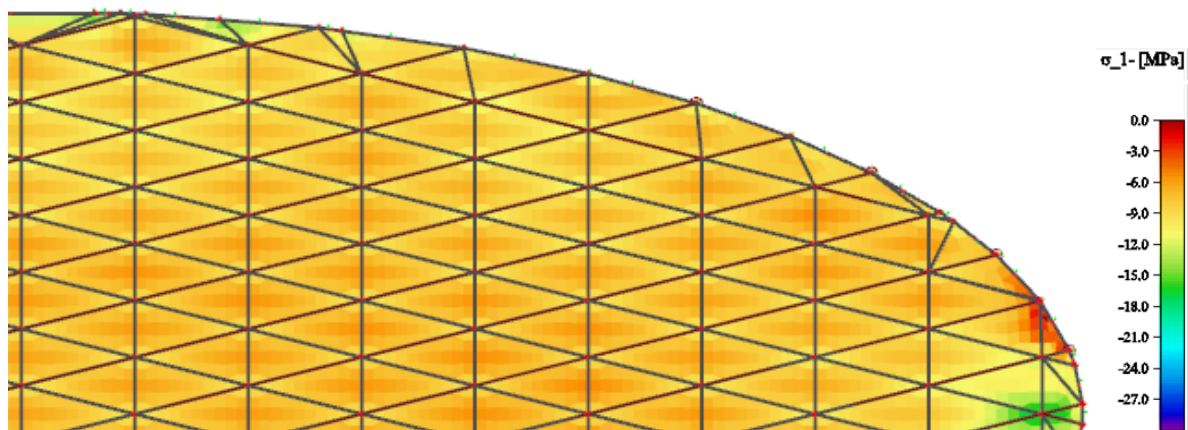


Obr. 119 Napětí na skořepině σ_2^-

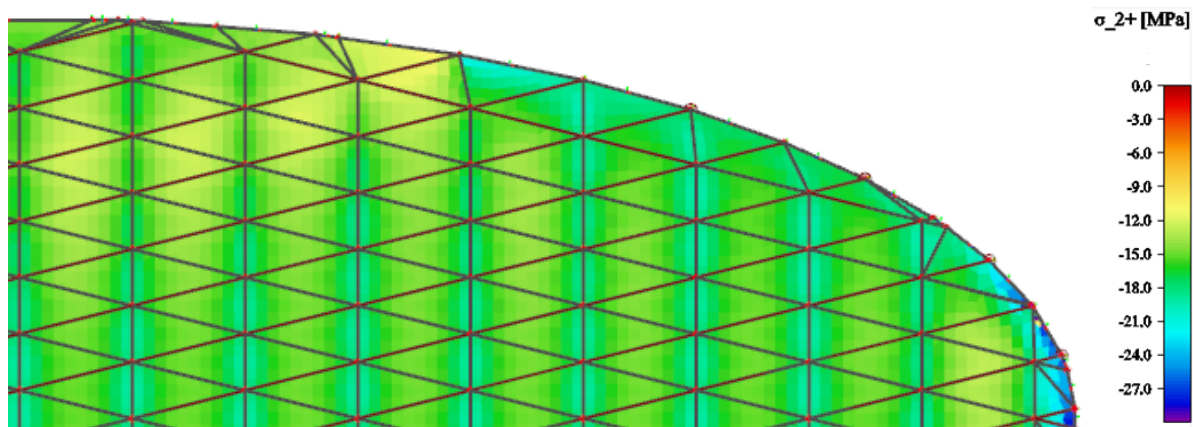
Častá kombinace



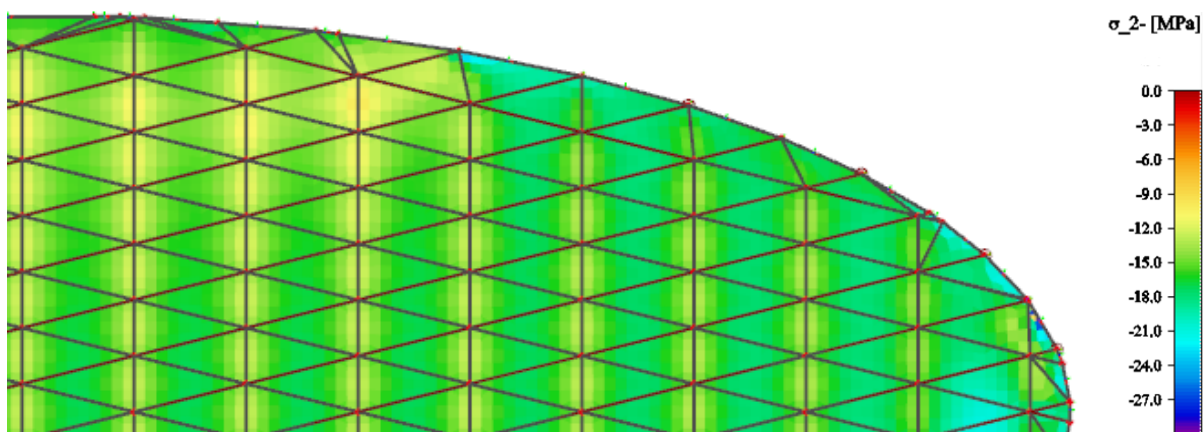
Obr. 120 Napětí na skořepině σ_1^+



Obr. 121 Napětí na skořepině σ_1^-

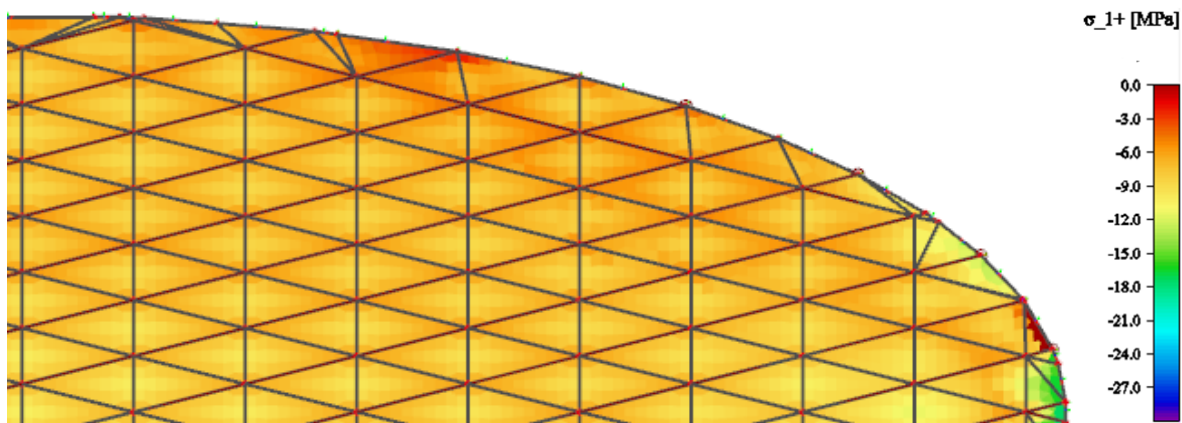


Obr. 122 Napětí na skořepině σ_2^+

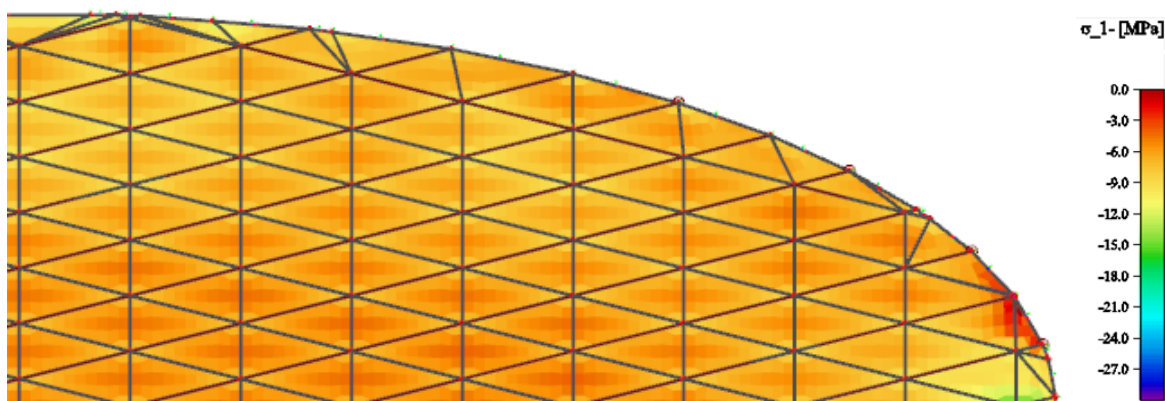


Obr. 123 Napětí na skořepině σ_2^-

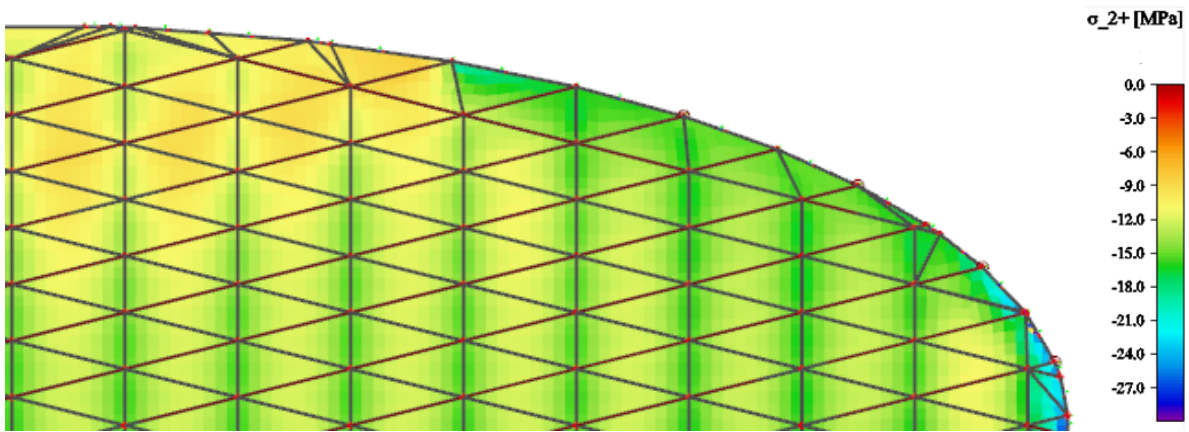
Charakteristická kombinace



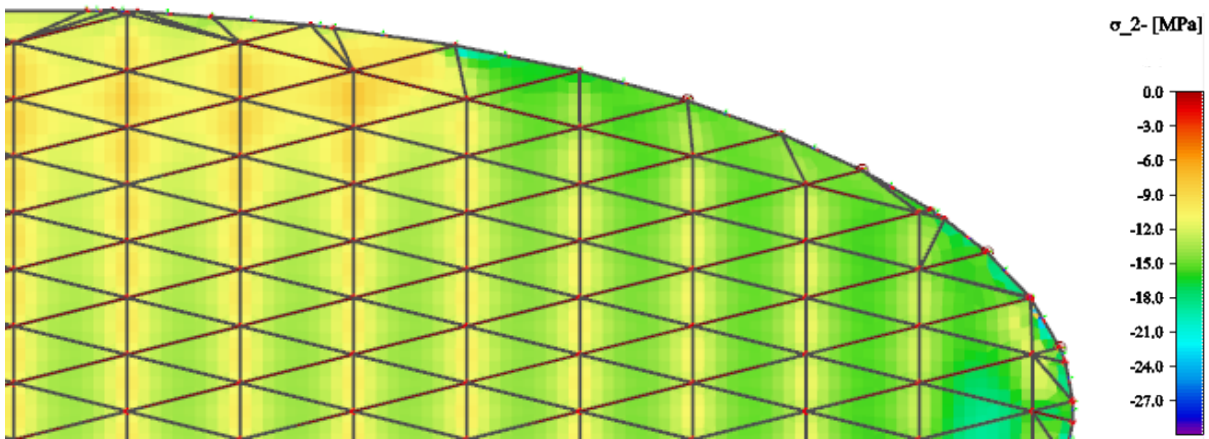
Obr. 124 Napětí na skořepině σ_1^+



Obr. 125 Napětí na skořepině σ_1^-

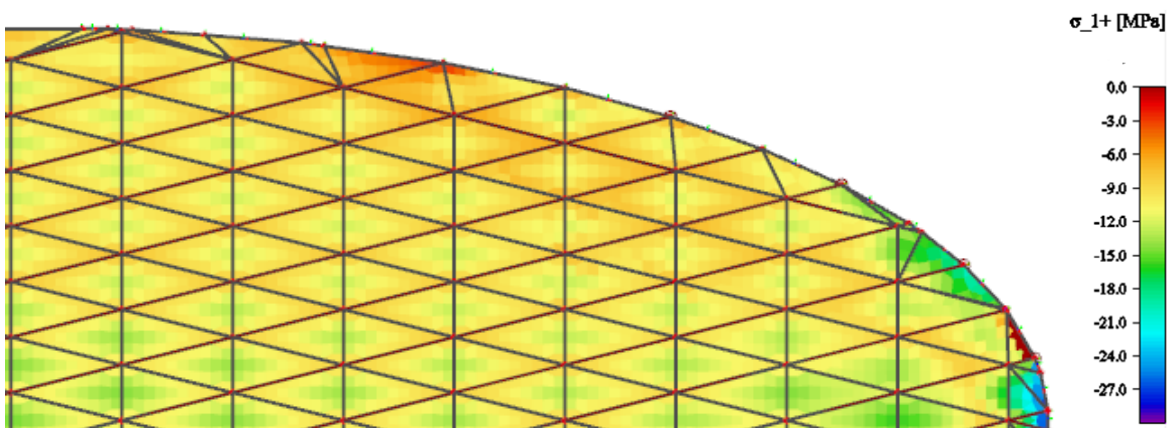


Obr. 126 Napětí na skořepině σ_2^+

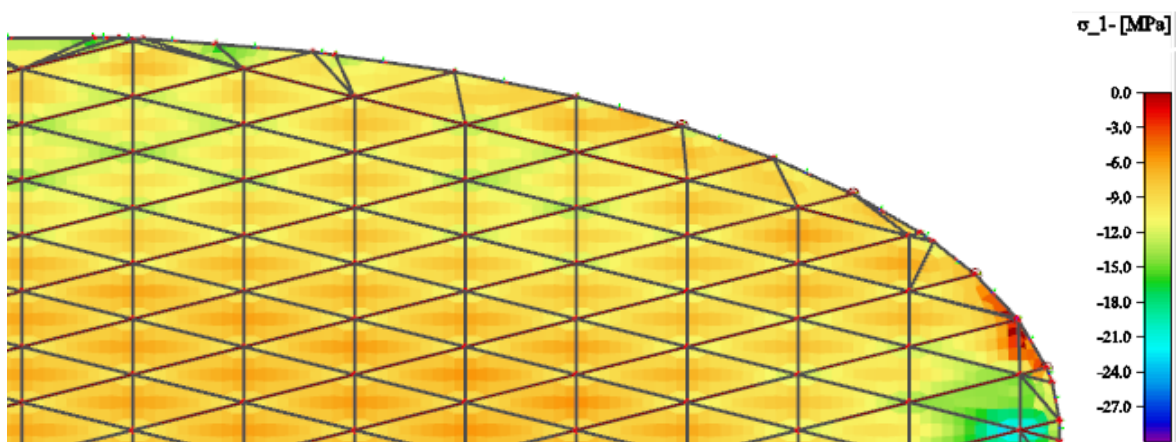


Obr. 127 Napětí na skořepině σ_2^-

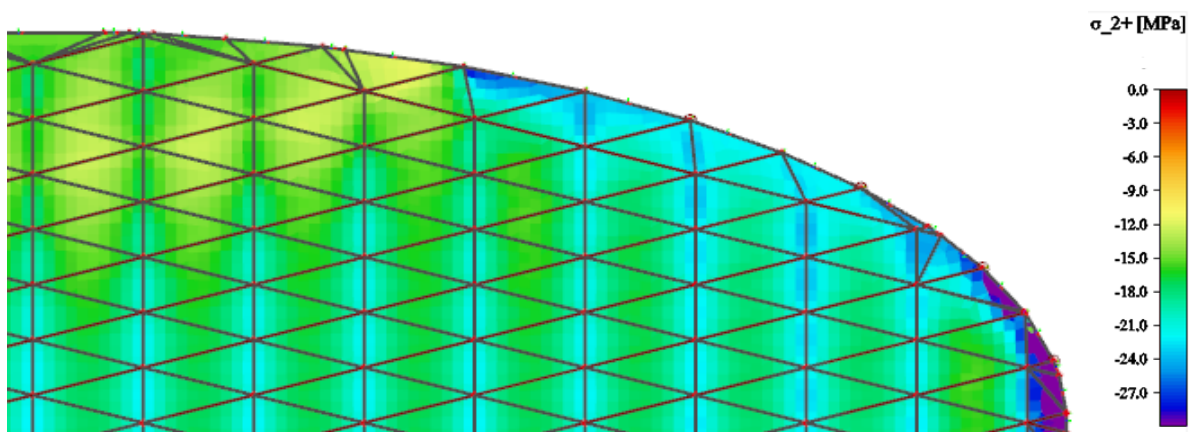
Mezní stav únosnosti



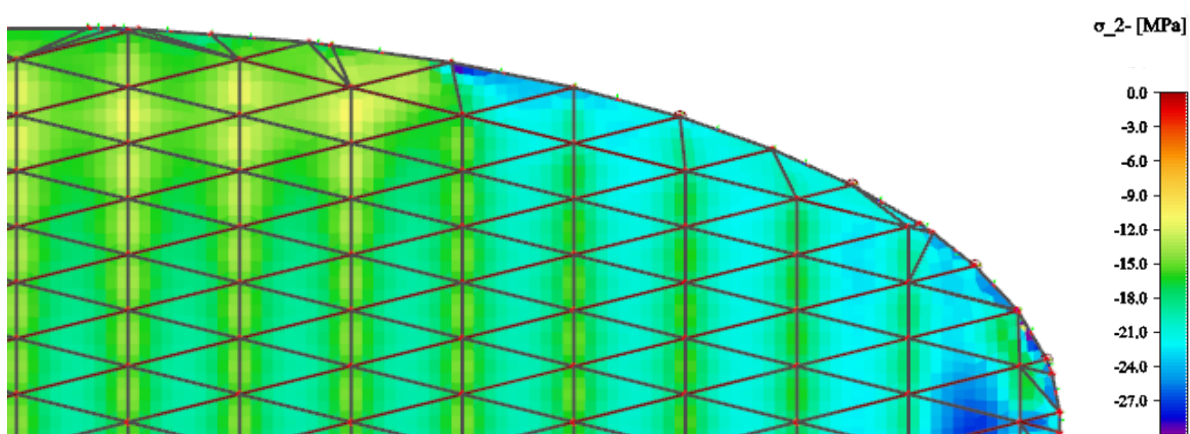
Obr. 128 Napětí na skořepině σ_1^+



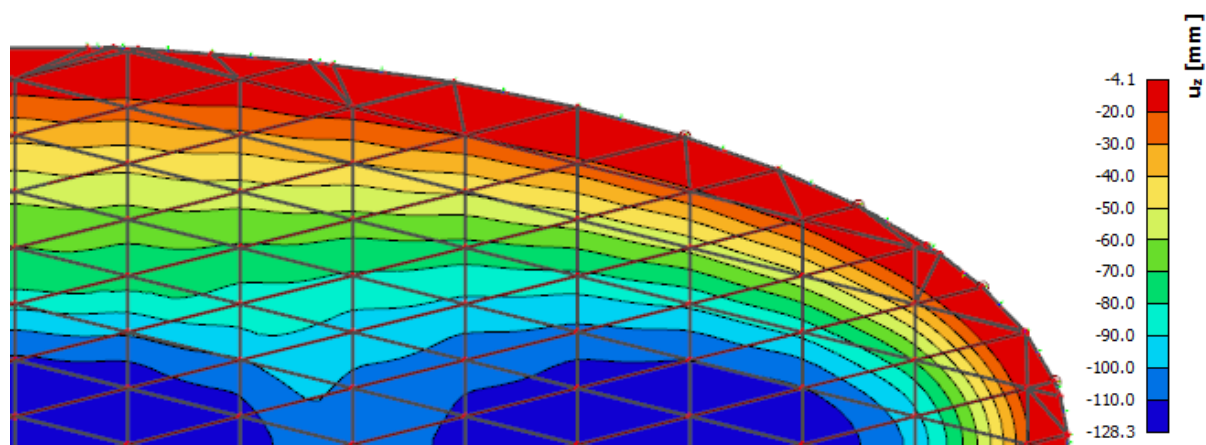
Obr. 129 Napětí na skořepině σ_1^-



Obr. 130 Napětí na skořepině σ_2^+



Obr. 131 Napětí na skořepině σ_2^-



Obr. 132 Průhyb konstrukce u_z na konci životnosti

12.4.5 Shrnutí působení skořepiny ve fázi konce životnosti

Je patrné, že vytvořená tlaková rezerva pomocí sekundárního napětí byla dostatečná, jelikož na konstrukci nevznikají tahová napětí. Proto je možné prohlásit, že návrh byl zvolený správně.

12.4.6 Shrnutí kapitoly

V této kapitole byla navržena a posouzena výztuž obvodových sloupů i obvodového prstence. Tato výztuž vyhovuje ve všech posudcích. Dále byla navržena ložiska, na kterých je umístěný obvodový prstenec. A v neposlední řadě byla posouzena i samotná skořepina.

Posledním bodem návrhu je vyřešení konstrukčních otázek, aby bylo možné prohlásit, že realizace této konstrukce je možná.

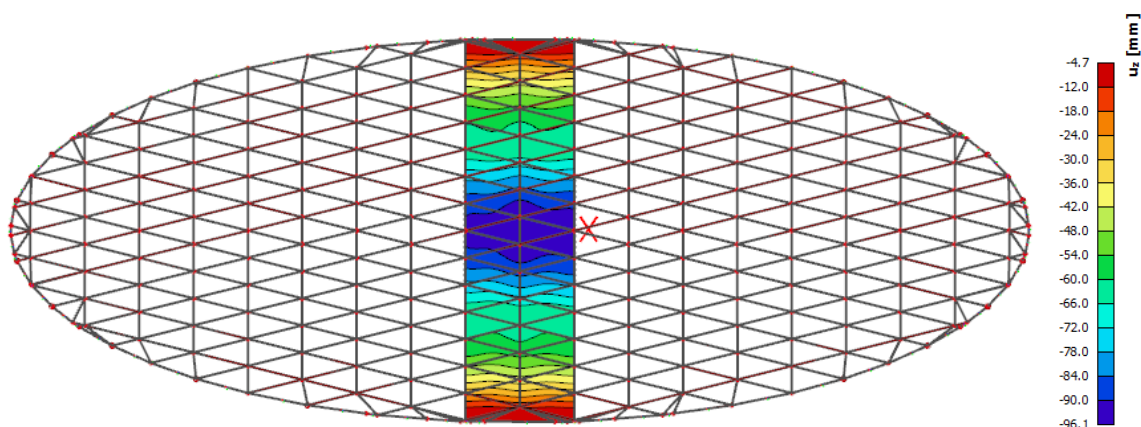
13 Konstrukční řešení

13.1 Odvodnění

Jelikož se jedná o konstrukci dvojí křivosti, musí se ověřit, že v nejnižším místě konstrukce na Obr. 133, nedojde ke vzniku prověšení v druhém směru. Jinými slovy, že nebudou vznikat místa, kde by se voda usazovala.



Obr. 133 Řez konstrukcí



Obr. 134 Průhyb konstrukce

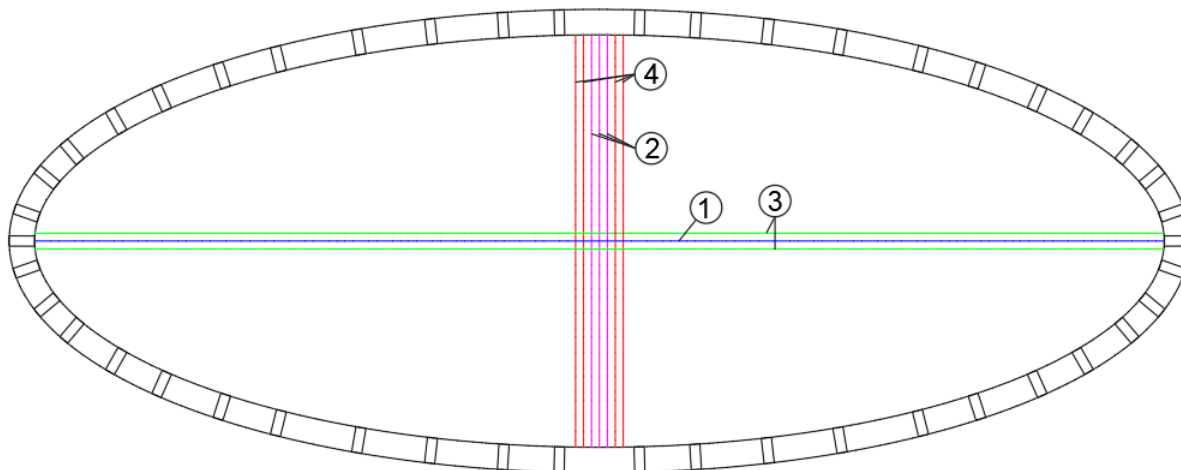
Ve všech kombinacích, je takový průhyb, při kterém se nevytváří žádná místa, kde by mohl nastat problém z hlediska odvodnění střešní konstrukce.

13.2 Schéma předpínání sekundárních kabelů

1. Předepne se nejdelší konvexní kabel.
2. Předepnou se tři nejdelší konkávní kabely.
3. Dále se přejde opět ke konvexním kabelům. Na každou stranu od již předepnutého kabelu se předepne další konvexní kabel.
4. Opět se přejde k předpínání konkávních kabelů. Tentokrát se ale předepnou dva kabely na

každou stranu od již předepnutých kabelů.

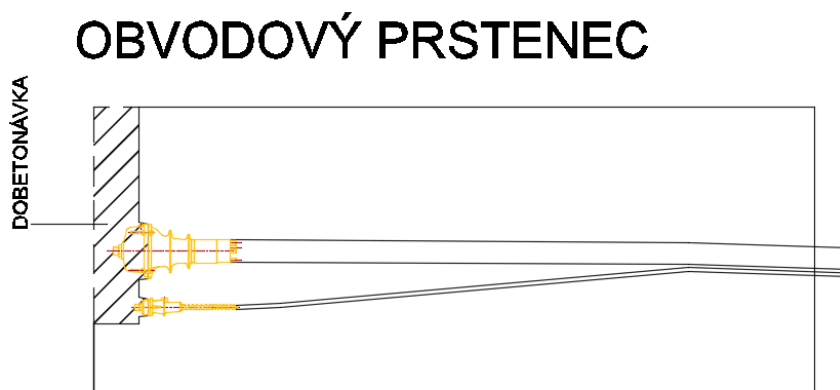
5. Body 3. a 4. se opakují, dokud není předepnutá celá skořepina.



Obr. 135 Schéma předpínání sekundárních kabelů

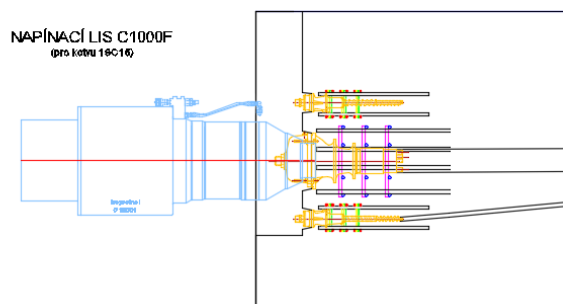
13.3 Obvodový prstenec

Obvodový prstenec bude do fáze předepnutí sekundárních kabelů řešen s odskokem. Na Obr. 137 a Obr. 138 je vidět ověření, že předpínacím lisům nebude odskok překážet.



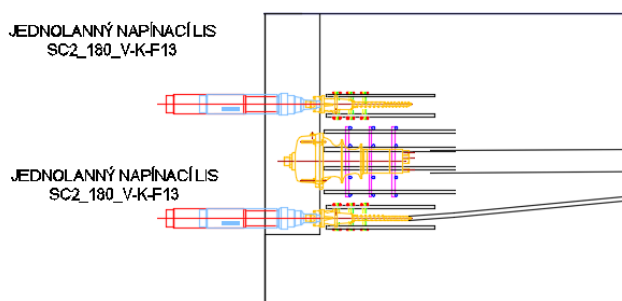
Obr. 136 Schéma odskoku obvodového prstence a dobetonávky

PRIMÁRNÍ PŘEDPĚTÍ



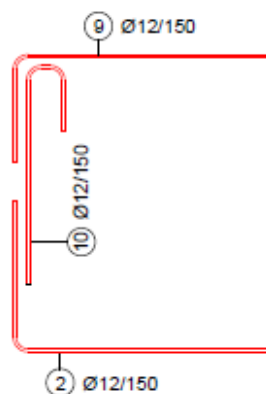
Obr. 137 Primární předpětí

SEKUNDÁRNÍ PŘEDPĚTÍ



Obr. 138 Sekundární předpětí

Z důvodu předpínání bylo nutné vyřešit výztuž dobetonávky tak, aby bylo možné mezi betonářskou výztuž umístit lisy. Proto ve fázi předpínání budou v obvodovém prstenci zabetonovány pouze profily číslo 2 a 9, které jsou průměru 12, a proto je možné jejich polohu ještě pozměnit dle aktuální potřeby během výstavby. Po předepnutí i sekundárních kabelů se do konstrukce umístí profil číslo 10, který je také průměru 12. Tím dojde k spojení celé výztuže. Schéma je vidět na Obr. 139.



Obr. 139 Schéma výztuže dobetonávky

14 Závěr

Návrh zastřešení letištní haly je velmi komplexní problém. Zadání práce nebylo nijak konkretizováno, proto bylo nutné postupovat komplexně a systematicky. Začátek diplomové práce je proto věnován halovým stavbám obecně, rozdělení jejich konstrukcí a základním limitům a vlastnostem. Pro jednotlivá konstrukční řešení byla provedena rešerše světových existujících staveb včetně popsání konstrukčních zajímavostí a detailů jednotlivých staveb. Na základě této rešerše byli vybráni tři vhodní kandidáti pro návrh letištní haly – klasická příhradová konstrukce, konstrukce na základě hyperbolického paraboloidu a membránová konstrukce. Na základě prvotního výpočtu, ale také estetického a statického hlediska, byla pro finální návrh zvolena konstrukce vycházející z hyperbolického paraboloidu.

Jedná se o tenkostěnnou skořepinu, kterou lze díky svému tvaru a záporné Gaussově křivosti považovat částečně jak za skořepinu, tak za membránu. K oběma typům tenkostěnných konstrukcí je vybudována rozsáhlá teorie popisující vnitřní účinky a deformace. Pro ověření těchto rovnic je část práce věnována odvození výsledných rovnic a následně jejich numerickému výpočtu pomocí vlastních algoritmů založených na metodě sítí. Zadání bylo takové, že bylo za úkol navrhnout a vypočítat zastřešení obdélníkové plochy o rozměrech 100 x 50 m. Analytické odvození rovnic pro libovolný tvar hyperbolického paraboloidu by bylo nad rámec této práce, proto je odvozen zjednodušený tvar čtvercového půdorysu. Výsledné deformace ve směru osy x a y jsou následně porovnány se dvěma výpočty metodou konečných prvků, kdy rozložení i velikosti posuvů si dobře odpovídají.

Výsledný model je odvozen z kosočtvercového půdorysu, ohraničený eliptickým nosným prstencem. Jako první je tedy nutné rozmyslet skladbu jednotlivých částí vybranou na základě skutečných katalogů v souladu s normami platnými na území České republiky. Skladba udává zároveň např. požadavky na skutečnou tloušťku skořepiny. Dále bylo nutné vypočítat jednotlivé druhy zatížení, které budou aplikovány při posuzování stavby. Skořepina má specifický tvar, který není v žádné normě popsán, a proto např. pro výpočet namáhání sněhem a větrem musel být odvozen vlastní přístup založený na tvarech definovaných normou.

Pro uložení obvodového prstence na sloupy byly uvažovány tři varianty – pevné uložení a uložení s elastomerovými a kloubovými ložisky. Jako nejvhodnější vychází model

s kloubovými ložisky. V dalším kroku bylo nutné odladit vliv tvaru konstrukčních prvků na napětí ve skořepině. Na základě modelů byl vybrán prstenec s větší tuhostí ve směru namáhání o rozměrech 1,5 x 4 m a sloupy původně kruhového průřezu byly nahrazeny obdélníkovým průřezem 1,5 x 4 m umístěny hvězdicovitě ke středu konstrukce. V této fázi bylo dosaženo požadovaných parametrů hotové střechy.

Důležitějším úkolem je pro takto navrženou konstrukci vytvořit plán výstavby a zajistit její proveditelnost a stabilitu ve všech fázích výstavby. Po výstavbě sloupů a obvodového prstence je nutné napnout primární lana tak, aby po uložení prefabrikátů, ze kterých je střecha složena, a vybetonování spár poklesla lana do nulové polohy. Bylo nutné také detailně vyšetřit pozici předpínacích lan a jejich ukotvení do obvodového prstence. Po osazení zbývající výztuže a zmonolitnění celé konstrukce dojde k dodatečnému předpětí a zhotovení skladby celé střechy.

Poslední body práce byly zaměřeny na návrh ložisek, a posouzení namáhání sloupů, obvodového prstence a skořepiny samotné na začátku a na konci živostnosti.

Návrh skořepiny ve tvaru hyperbolického paraboloidu byl výzvou, při které bylo často nutné hledat kompromis mezi parametry definovanými pro základní geometrické tvary. Vzhledem ke složitosti konstrukce bylo nutné od začátku pro všechny výpočty používat numerické metody. V rámci návrhu byla řešena nejen namáhání výsledné konstrukce, ale i průběh výstavby a byl dbán důraz zejména na proveditelnost stavby.

15 Seznam obrázků

Obr. 1 Materiálové varianty halové stavby [1]	16
Obr. 2 Bezvazníková a rámová hala [1].....	17
Obr. 3 Vazníková hala [2]	18
Obr. 4 Valená klenba s lunetou [2].....	19
Obr. 5 Skořepina [2]	20
Obr. 6 Lanová konstrukce [2].....	21
Obr. 7 Přetlaková hala [2].....	21
Obr. 8 Terminál na mezinárodním letišti Dulles ve Washingtonu [3]	22
Obr. 9 Detail sloupu [4].....	23
Obr. 10 Tréninkové centrum Univerzity aplikovaných věd FHNW v Brugg [5].....	23
Obr. 11 Prefabrikovaný dílec [5]	24
Obr. 12 Čínský národní stadion [7]	25
Obr. 13 Schéma rozmístění mohutných trojbokých příhradových sloupů [8].....	26
Obr. 14 Zimní stadion Chomutov [9]	27
Obr. 15 Hala během výstavby [10].....	28
Obr. 16 Současná podoba haly v Calgary [11]	28
Obr. 17 Hala Friedricha Eberta v Ludwigshafenu v Německu [12].....	29
Obr. 18 Schéma příhradové konstrukce.....	30
Obr. 19 Příhradová konstrukce - průhyb konstrukce.....	31
Obr. 20 Příhradová konstrukce - vnitřní síly - N	31
Obr. 21 Příhradová konstrukce - vnitřní síly - V	31
Obr. 22 Příhradová konstrukce - vnitřní síly - M	32
Obr. 23 Příhradová konstrukce – napětí σ_x spodní vlákna.....	32
Obr. 24 Příhradová konstrukce – napětí σ_x vrchní vlákna	32
Obr. 25 Schéma membránové konstrukce	33
Obr. 26 Průhyb membránové konstrukce	34
Obr. 27 Membránová konstrukce - vnitřní síly - N	34
Obr. 28 Membránová konstrukce - vnitřní síly - V	34
Obr. 29 Membránová konstrukce – vnitřní síly - M	35
Obr. 30 Hyperbolický paraboloid.....	35
Obr. 31 Vyznačení poloměru křivosti	39

Obr. 32 Element střední plochy [16]	42
Obr. 33 Oblasti použitelnosti [13].....	46
Obr. 34 Schéma provádění konstrukce [17]	49
Obr. 35 Hyperbolický paraboloid v kosoúhlém promítání	50
Obr. 36 Půdorys hyperbolického paraboloidu	51
Obr. 37 Vstupní zadání	51
Obr. 38 Parametry a a b jsou v poměru 1:1	54
Obr. 39 Parametry a a b jsou v poměru 1:2	54
Obr. 40 Parametry a a b jsou v poměru 1:4	54
Obr. 41 Parametry a a b jsou v poměru 1:1 a q má velikost 1/60.....	55
Obr. 42 Parametry a a b jsou v poměru 1:1 a q má velikost 1/90.....	55
Obr. 43 Parametry a a b jsou v poměru 1:1 a q má velikost 1/120.....	56
Obr. 44 Rozklad síly zatížení.....	64
Obr. 45 Závislost poměru p_1/p_g v závislosti na souřadnicích α , β	66
Obr. 46 Závislost poměru p_2/p_g v závislosti na souřadnicích α , β	66
Obr. 47 Závislost poměru p_n/p_g v závislosti na souřadnicích α , β	67
Obr. 48 Posuv w [m]	68
Obr. 49 Posun u [m].....	69
Obr. 50 Posun v [m].....	70
Obr. 51 Průhyb konstrukce u_x od vlastní tíhy	71
Obr. 52 Průhyb konstrukce u_y od vlastní tíhy	71
Obr. 53 Průhyb konstrukce u_z od vlastní tíhy	72
Obr. 54 Průhyb konstrukce u_x od vlastní tíhy	73
Obr. 55 Průhyb konstrukce u_y od vlastní tíhy	73
Obr. 56 Průhyb konstrukce u_z od vlastní tíhy	74
Obr. 57 3D pohled na konstrukci.....	75
Obr. 58 Čelní pohled na konstrukci	76
Obr. 59 Boční pohled na konstrukci	76
Obr. 60 Boční pohled na konstrukci	81
Obr. 61 Řez uprostřed konstrukce	81
Obr. 62 Zatěžovací stavy konstrukce – sníh [21]	82
Obr. 63 Schéma rozdělení konstrukce pro zatížení větrem	83

Obr. 64 Součinitel síly $C_{f,0}$ pro kruhové válce bez vlivu proudění kolem volných konců a pro různé ekvivalentní drsnosti k/b [22].....	84
Obr. 65 Směrné hodnoty součinitele koncového efektu ψ_λ , jako funkce součinitele plnosti ϕ v závislosti na štíhlosti λ [22]	85
Obr. 66 Rozdělení tlaku pro válec s kruhovým průřezem, pro různé rozsahy Reynoldsova čísla a bez vlivu proudění kolem volných konců [22]	86
Obr. 67 Zatížení větrem pro svislé stěny [22]	87
Obr. 68 Zatížení střechy větrem [22].....	88
Obr. 69 Doporučené hodnoty součinitelů vnějšího tlaku C_{pe} pro klenbové střechy s pravoúhlým půdorysem [22]	88
Obr. 70 Tvar prefabrikátu	121
Obr. 71 Výsledné rozmístění předpínacích lan.....	122
Obr. 72 Schéma předpínací kotvy primárních lan [25]	123
Obr. 73 Schéma předpínací kotvy sekundárních lan [25].....	123
Obr. 74 Podmínky rozmístění v kotevní oblasti	124
Obr. 75 Výsledné rozmístění předpínacích lan v obvodovém prstenci	125
Obr. 76 Výztuž podkotevní oblasti.....	126
Obr. 77 Osazení trnů pro spolupůsobení prefabrikátu a monolitické části.....	127
Obr. 78 Schéma rozmístění háků.....	127
Obr. 79 Schéma výztuže	128
Obr. 80 Nový model s jednotlivými lany	129
Obr. 81 Deformace obvodového prstence u_x	130
Obr. 82 Deformace obvodového prstence u_y	130
Obr. 83 Deformace obvodového prstence u_z	131
Obr. 84 Natočení obvodového prstence ϕ_x	131
Obr. 85 Natočení obvodového prstence ϕ_y	131
Obr. 86 Natočení obvodového prstence ϕ_z	132
Obr. 87 Typy kalotových ložisek [26]	133
Obr. 88 Vyztužení sloupu	135
Obr. 89 Interakční diagram.....	136
Obr. 90 Průběh napětí a přetvoření na průřezu, kvazistálá kombinace	139
Obr. 91 Průběh napětí a přetvoření na průřezu, charakteristická kombinace	139
Obr. 92 Výztuž obvodového prstence	144

Obr. 93 Interakční diagram	145
Obr. 94 Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu, kvazistálá kombinace	146
Obr. 95 Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu, charakteristická kombinace	147
Obr. 96 Geometrie kabelu a ztráty předpětí, primární předpětí	150
Obr. 97 Geometrie kabelu a ztráty předpětí, sekundární předpětí	153
Obr. 98 Geometrie kabelu a ztráty předpětí, sekundární předpětí	156
Obr. 99 Napětí na skořepině σ_1^+	158
Obr. 100 Napětí na skořepině σ_1^-	158
Obr. 101 Napětí na skořepině σ_2^+	158
Obr. 102 Napětí na skořepině σ_2^-	159
Obr. 103 Napětí na skořepině σ_1^+	159
Obr. 104 Napětí na skořepině σ_1^-	159
Obr. 105 Napětí na skořepině σ_2^+	160
Obr. 106 Napětí na skořepině σ_2^-	160
Obr. 107 Napětí na skořepině σ_1^+	160
Obr. 108 Napětí na skořepině σ_1^-	161
Obr. 109 Napětí na skořepině σ_2^+	161
Obr. 110 Napětí na skořepině σ_2^-	161
Obr. 111 Napětí na skořepině σ_1^+	162
Obr. 112 Napětí na skořepině σ_1^-	162
Obr. 113 Napětí na skořepině σ_2^+	162
Obr. 114 Napětí na skořepině σ_2^-	163
Obr. 115 Průhyb konstrukce u_z při uvedení do provozu	163
Obr. 116 Napětí na skořepině σ_1^+	164
Obr. 117 Napětí na skořepině σ_1^-	165
Obr. 118 Napětí na skořepině σ_2^+	165
Obr. 119 Napětí na skořepině σ_2^-	165
Obr. 120 Napětí na skořepině σ_1^+	166
Obr. 121 Napětí na skořepině σ_1^-	166
Obr. 122 Napětí na skořepině σ_2^+	166
Obr. 123 Napětí na skořepině σ_2^-	167
Obr. 124 Napětí na skořepině σ_1^+	167
Obr. 125 Napětí na skořepině σ_1^-	167

Obr. 126 Napětí na skořepině σ_2^+	168
Obr. 127 Napětí na skořepině σ_2^-	168
Obr. 128 Napětí na skořepině σ_1^+	168
Obr. 129 Napětí na skořepině σ_1^-	169
Obr. 130 Napětí na skořepině σ_2^+	169
Obr. 131 Napětí na skořepině σ_2^-	169
Obr. 132 Průhyb konstrukce u_z na konci životnosti	170
Obr. 133 Řez konstrukcí	171
Obr. 134 Průhyb konstrukce	171
Obr. 135 Schéma předpínání sekundárních kabelů	172
Obr. 136 Schéma odskoku obvodového prstence a dobetonávky	172
Obr. 137 Primární předpětí	173
Obr. 138 Sekundární předpětí	173
Obr. 139 Schéma výztuže dobetonávky	173

16 Seznam tabulek

Tab. 1 Příklad pásové matice M	64
Tab. 2 Porovnání jednotlivých modelů.....	74
Tab. 3 Skladba konstrukce střechy	77
Tab. 4 Skladba obvodového pláště	77
Tab. 5 Vlastnosti betonu	78
Tab. 6 Vlastnosti betonářské výztuže	78
Tab. 7 Vlastnosti předpínací výztuže.....	79
Tab. 8 Doporučené hodnoty součinitele vnějšího tlaku pro svislé stěny pozemních staveb s pravoúhlým půdorysem [22].....	87
Tab. 9 Zatížení konstrukce větrem	87
Tab. 10 Zatížení střechy větrem.....	89
Tab. 11 Vnitřní síly, deformace a napětí ve skořepině	93
Tab. 12 Vnitřní síly, deformace a napětí obvodový prstenec	95
Tab. 13 Vnitřní síly, deformace a napětí na sloupech	98
Tab. 14 Vnitřní síly, deformace a napětí ve skořepině, kloubové uložení	100
Tab. 15 Vnitřní síly, deformace a napětí v obvodovém průvlaku, kloubové uložení.....	101
Tab. 16 Vnitřní síly, deformace a napětí na sloupech, kloubové uložení.....	103
Tab. 17 Napětí na skořepině, obvodový prstenec 2,5 x 1,5 m.....	106
Tab. 18 Napětí na skořepině, obvodový prstenec 1,5 x 4,0 m.....	107
Tab. 19 Napětí na skořepině, ocelový obvodový prstenec	109
Tab. 20 Napětí na skořepině, změna sloupů	111
Tab. 21 Výpočet směrnice předpínací síly.....	113
Tab. 22 Napětí na skořepině, předpětí	113
Tab. 23 Vnitřní síly, deformace a napětí obvodový průvlak a sloupy.....	115
Tab. 24 Výpočet těžiště prefabrikátu.....	121
Tab. 25 Minimální vzdálenosti předpínacích lan v místě obvodového prstence.....	123
Tab. 26 Shrnutí deformace obvodového prstence.....	131
Tab. 27 Zatížení ložiska.....	132
Tab. 28 Tabulka vnitřních sil na sloupech ve všech fázích výstavby.....	135
Tab. 29 Souhrn posudků průřezu.....	135
Tab. 30 Vnitřní síly obvodový prstenec.....	143

Tab. 31 Souhrn posudků.....	143
Tab. 32 Ztráty pokluzem a třením, primární předpětí	149
Tab. 33 Ztráty relaxací, primární předpětí.....	151
Tab. 34 Ztráty pokluzem a třením, sekundární předpětí.....	152
Tab. 35 Ztráty relaxací, sekundární předpětí.....	153
Tab. 36 Ztráty pokluzem a třením, sekundární předpětí.....	155
Tab. 37 Ztráty relaxací, sekundární předpětí.....	156

17 Seznam použité literatury a informačních zdrojů

- [1] HÁJEK, Petr. *Konstrukce pozemních staveb 10: nosné konstrukce I*. Vyd. 2. přeprac. Praha: ČVUT, 2000. ISBN 80-01-02243-9.
- [2] NOVOTNÝ, Jan a Josef MICHÁLEK. *Pozemní stavitelství v kresbách: pro 1. až 4. ročník SPŠ stavebních*. Vydání první. Praha: Sobotáles, 2006. 110 stran. ISBN 80-86817-16-4.
- [3] VAYALI, Siva. Washington Dulles to have underground Metro Rail Station. In: *FlyersChat: Just what flyers need to know* [online]. 7.4.2011 [cit. 12.5.2018]. Dostupné z: <http://www.flyerschat.org/tag/new-york-jfk/>.
- [4] GLYNN, Simon. Dulles International Airport by Saarinen. In: *galinsky* [online]. 2006 [cit. 12.5.2018]. Dostupné z: <http://www.galinsky.com/buildings/dulles/>
- [5] LAFRANCHI, Massimo, FÜRST, Armand. Velkorozponová konstrukce sportovní haly z prefabrikovaných betonových lomenic. *Beton – Technologie, konstrukce, sanace*. 2012. Praha: BETON TKS s.r.o., 5/2012. ISSN 1212-3116.
- [6] KOPŘIVA, Miloš a Pavel HLADÍK. *Mobilita, víceúčelovost, proměnnost ve sportovních stavbách*. V Praze: ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04781-1.
- [7] Places for humanity. In: *Pinterest* [online]. [cit. 12.5.2018]. Dostupné z: <https://cz.pinterest.com/pin/38913984250156546/>
- [8] Stadiums. In: *Pinterest* [online]. [cit. 12.5.2018]. Dostupné z: <https://cz.pinterest.com/pin/482377810064577796/>
- [9] Nový zimní stadion. In: *novychomutov.cz* [online]. [cit. 22.6.2018]. Dostupné z: <http://www.novychomutov.cz/centrum-sportu-a-volneho-casu/postup-realizace/novy-zimni-stadion>
- [10] Fan's guide to Calgary's Scotiabank Saddledome. In: *canada.com* [online]. 19.12.2011 [cit. 22.6.2018]. Dostupné z: <http://www.canada.com/health/guide+Calgary+Scotiabank+Saddledome/5849118/story.html>
- [11] Calgary Flames. In: *nhlnews.cz* [online]. [cit. 22.6.2018]. Dostupné z: <http://nhlnews.cz/tymy/calgary-flames/scotiabank-saddledome/>
- [12] Architecture. In: *Pinterest* [online]. [cit. 12.5.2018]. Dostupné z: <https://cz.pinterest.com/pin/441282463468150968/>
- [13] ŠEJNOHA, Jiří. *Skořepiny: doplňkové skriptum*. Praha: ČVUT, 1999. ISBN 80-01-01944-6.
- [14] ŠEJNOHA, Jiří. *Stabilita skořepin: doplňkové skriptum*. Praha: ČVUT, 1999. ISBN 80-01-02016
- [15] PŠENIČKA, František. *Pozemní stavitelství: nosné konstrukce zastřešení*. Vyd. 2. přeprac. Praha: ČVUT, 2000. ISBN 80-01-02128-9.
- [16] ŠUBRT, Ladislav. *Teorie desek a skořepin*. Vyd. 5. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN 978-80-01-03897-0.
- [17] STRÁSKÝ, Jiří. *Stress ribbon and cable supported pedestrian bridges*. Brno, 2006. Teze doktorské disertační práce. Akademie věd České republiky.

- [18] KREJSA, Martin. *Pružnost a plasticita II* [online]. [cit. 12.5.2018]. Dostupné z: http://fast10.vsb.cz/krejsa/studium/pp2_cv_11.pdf
- [19] DEKROOF 01-B. In: *Stavebniny DEK* [online]. [cit. 30.9.2018]. Dostupné z: https://www.dek.cz/get_dokument.php?id=564582367
- [20] ČSN EN 1991-1-1:2004. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI.. 44s.
- [21] ČSN EN 1991-1-3:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: ČNI.. 52s.
- [22] ČSN EN 1991-1-4:2007. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem*. Praha: ČNI. 124s.
- [23] ČSN EN 1991-1-5:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Zatížení teplotou*. Praha: ČNI. 44s.
- [24] ČSN EN 1990:2011. (ČSN 73 0002) Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI. 97s.
- [25] Předpínací systém Freyssinet. In: *FREYSSINET - Sustainable Technology* [online]. [cit. 30.11.2018]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [26] Kalotová mostní ložiska . In: *FREYSSINET - Sustainable Technology* [online]. [cit. 4.12.2018]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/265-kalotova_mostni_loziska