



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

STATICKÉ ŘEŠENÍ KOSTELA V BRNĚ

STATIC ANALYSIS OF CHURCH IN BRNO

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Michal Rejnart

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. MILOŠ ZICH, Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608T001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Michal Rejnart
Název	Statické řešení kostela v Brně
Vedoucí práce	doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2017
Datum odevzdání	12. 1. 2018

V Brně dne 31. 3. 2017

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

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

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Stavební podklady – situace, půdorysy, řezy.

Platné předpisy a normy (včetně změn a oprav):

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1 až 7: Zatížení stavebních konstrukcí

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Pro architektonické řešení kostela navrhnete nosnou konstrukci.

Provedte statické řešení konstrukce a nadimenzujte její vybrané části: zejména se zaměřte na zastřešení, vybrané sloupy apod. Statickou analýzu proveďte v některém programovém systému pro výpočet konstrukcí (včetně kontroly zjednodušenou metodou).

Vypracujte výkres tvaru dimenzované části konstrukce a podrobné výkresy výztuže posuzovaných prvků.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady

P2. Výkresy tvaru a výztuže (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato diplomová práce řeší statický návrh střešní konstrukce přístavby kostela v Brně Lesná. Jedná se o oblou skořepinu symetrickou pouze podle jedné osy, která je v uložení sepnuta předepnutým prstencem. Zastřešení je uloženo na železobetonových stěnách, které přenáší zatížení dále do základů. Konstrukce je posouzena na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Textová část obsahuje technickou zprávu, kde je popsán konstrukční systém a postup prací během provádění, a dále průvodní zprávu statickým výpočtem, která popisuje postup návrhu a způsob posouzení navrhované konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Skořepina, střecha, předpětí, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti.

ABSTRACT

This diploma thesis deals with design of roof structure of the church in Brno Lesná. It is arched shell, which is symmetrical only by one axis. The roof is clamped by bond beam at supports of roof structure, which sits on a reinforced concrete walls, which transfers load to foundations. This structure is checked for the Ultimate Limit State and Service Limit State. Text part of design contains report, where is described structural system and technological proces. The structural design report contains assessment proces of designed structure.

KEYWORDS

Shell, roof, prestress, Ultimate Limit State, Service Limit State

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Michal Rejnart *Statické řešení kostela v Brně*. Brno, 2018. 51 s., 375 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

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

V Brně dne 12.1.2018

.....

podpis autora

Bc. Michal Rejnart

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji vedoucímu diplomové práce, panu doc. Ing. Miloši Zichovi, Ph.D., za cenné rady, konzultace a odborné vedení při zpracování této práce.

Dále děkuji své rodině a blízkým za trpělivost a oporu, kterou mi během práce i celého studia poskytovali.

ÚVOD	9
STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ, TECHNICKÁ ZPRÁVA	10
1) Popis navrženého konstrukčního systému stavby	11
2) Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky	11
3) Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu nosné konstrukce	12
4) Technologické podmínky postupu prací	12
PRŮVODNÍ ZPRÁVA STATICKÝM VÝPOČTEM	14
1) Skořepina	15
1.1) Předběžný návrh konstrukce; geometrie; shoda s architektonickým návrhem	15
1.2) Zatížení	17
1.2.1) Vlastní tíha	17
1.2.2) Užitné zatížení	18
1.2.3) Zatížení sněhem	18
1.2.4) Zatížení větrem	19
1.3) Kombinace	20
1.4) Výčet kombinovaných zatěžovacích stavů	22
1.5) Dimenzování na mezní stav únosnosti	22
1.5.1) Dimenzování na kombinaci ohybového momentu a normálové síly	22
1.5.2) Dimenzování na smyk	25
1.6) Přibližné ověření vnitřních sil výpočtem	25
1.8) Posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti	27
1.8.1) Omezení tlakového napětí v betonu	28
1.8.2) Omezení tahového napětí ve výztuži	28
1.8.3) Omezení tahového napětí v betonu	29
1.8.4) Průhyb v okamžiku dokončení	29
1.8.5) Průhyb celkový	30
2) Prstenec	31
2.1) Předběžný návrh konstrukce; geometrie; model	31
2.1.1) Model 1	31
2.1.2) Model 2	32
2.1.3) Model 3	32
2.1.4) Model 4	33
2.1.5) Srovnání modelů	33
2.2) Zatížení	34
2.3) Kombinace	34

2.4) Charakter vnitřních sil	35
2.5) Ověření vnitřních sil výpočtem	35
2.6) Výpočet předpínací síly potřebné pro zachycení normálové síly	35
2.7) Dimenzování na mezní stav únosnosti	36
2.7.1) Dimenzování na kombinaci ohybového momentu a normálové síly	36
2.7.2) Dimenzování na smyk.....	38
2.7.3) Dimenzování na kroucení	39
2.8) Posouzení na mezní stav použitelnosti.....	39
2.8.1) Omezení tlakového napětí v betonu	39
2.8.2) Omezení tahového napětí ve výztuži	40
2.8.3) Omezení tahového napětí v betonu	40
2.9) Ztráty v předpínacích lanech.....	41
2.10) Ověření mezního stavu únosnosti.....	41
2.10.1) Ověření únosnosti na kombinaci ohybového momentu a normálové síly	42
2.10.2) Ověření smykové únosnosti.....	44
2.10.3) Ověření únosnosti v kroucení	45
2.11) Ověření mezního stavu použitelnosti	45
2.11.1) Omezení tlakového napětí v betonu	45
2.11.2) Omezení tahového napětí ve výztuži	46
2.11.3) Omezení tahového napětí v betonu	46
2.11.4) Průhyb v okamžiku dokončení	47
ZÁVĚR	48
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ.....	49
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	50
SEZNAM PŘÍLOH.....	51

ÚVOD

Úkolem práce byl návrh nosné konstrukce, dimenzace vybraných částí a její statické posouzení. Jako podklad sloužila projektová dokumentace přístavby kostela v Brně Lesná.

Práce se zaměřuje na železobetonovou střešní konstrukci nad hlavním sálem, která je ve svém architektonickém návrhu řešena jako klenbová konstrukce kruhového půdorysného tvaru. Tato konstrukce je uložena na železobetonových stěnách, které se v kruhovém rastru střídají s okenními otvory. Stěny kopírují půdorysný tvar střechy a vytvářejí tím uzavřenou válcovou hmotu.

Konstrukce je posouzena na klimatické účinky zatížení sněhem a větrem a dále na užité zatížení vyvozené údržbou na střeše.

Střecha byla vymodelována a zatížena ve výpočtovém programu Scia Engineer 2017, kde byly provedeny obálkové kombinace pro mezní stav únosnosti a použitelnosti. Samotný statický posudek a dimenzace byly zpracovány v programu Microsoft Word. Výsledky vnitřních sil z výpočtového modelu byly zjednodušeně ručně ověřeny. Vybrané části statického výpočtu byly vypočteny programem FIN EC 2018.

Jsou zpracovány výkresy tvarů a výztuží řešených konstrukcí. Veškeré výkresy byly zpracovány v CAD kresličském programu Allplan 2015.

Konstrukce byla navržena dle platných norem a dalších předpisů.

STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ, TECHNICKÁ ZPRÁVA

MÍSTO STAVBY: parc. č. 202/1; k.ú. Lesná
STUPEŇ: dokumentace pro stavební povolení
DATUM: prosinec 2017
ZPRACOVAL: Bc. Michal Rejnart
VEDOUCÍ PRÁCE: doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

1) Popis navrženého konstrukčního systému stavby

Konstrukčním systémem přístavby kostela je stěnový systém z cihelných bloků a betonu založený na základové desce, na pilotách. Hlavní sál válcového tvaru je řešen jako stěnový systém ze železobetonových stěn. Tento systém se s mírným půdorysným odskokem promítá až k vlastní konstrukci řešeného střešního pláště. Střešní konstrukce je navržena ze shodného materiálu. Jedná se o kopulovitou konstrukci, která má jednu osu symetrie, vrchol je od střednice vychýlen.

2) Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky

Kopulovitá skořepina se vzepětím 3,6 m a průměrem 22,960 m je vzhledem k nesymetrickému tvaru z důvodu proveditelnosti bednění řešena z polygonálních rovinných ploch, které idealizují křivku oblouku. Samotná skořepina je navržena z betonu třídy C 25/30 – XC1 a prutové výztuže B500B. Tloušťka skořepiny je 150 mm. Krytí betonu zajištěno pomocí liniových betonových distančníků W-BET 30 pro krycí vrstvu 30 mm. Pro zajištění vrchní výztuže budou použity liniové ocelové distančníky UTH 06 výšky 60 mm. Výztuž střešní konstrukce je uvažována při vrchním i spodním povrchu skořepiny. Výztuž skořepiny Ø6 mm bude vázána v tangenciálním a radiálním směru v osových vzdálenostech 150 mm. Bude prováděno stykování výztuže s přesahem 500 mm. Prutová výztuž bude vázána vázacím drátem tloušťky 1,6 mm. Výztuž skořepiny bude provázána a ukotvena s výztuží předepnutého prstence. Konstrukcí skořepiny nebudou vedeny žádné instalace technického zařízení budovy, střecha bude celistvá.

Na střešní konstrukci bude provedeno opláštění ve skladbě:

- modifikovaný SBS pás s kovovou nosnou vložkou natavený na předem napenetrovaný povrch
- tepelně izolační tuhé desky z minerální plsti celkové tloušťky 300 mm
- mPVC fólie

Skladba střechy je mechanicky kotvena do železobetonové konstrukce. Důležitá je korozivzdornost kotvicích prvků. Součástí pláště je i systém zabezpečení proti pádu osob. Budou použity certifikované úchyty kotvené do nosné konstrukce. Prvky musejí být opatřeny protikorozií ochranou.

Kruhový prstenec kolem celé skořepiny přenášející vodorovné zatížení je proveden ze železobetonového profilu 200x350 mm. Prstenec je proveden ze stejné třídy betonu a stejné jakosti oceli. Hlavní podélná nosná výztuž je ze 3Ø18 mm při spodním i horním povrchu. Podélná výztuž je opatřena třmínky Ø6 mm. Požadavek pro krytí výztuže je shodný se střešní konstrukcí. Pro zajištění krytí budou na třmínkovou výztuž osazovány kruhové distančníky R30 pro krytí 30 mm. Prstenec bude po celé své délce předepnut čtyřmi předpínacími kabely bez soudržnosti – monostrandy. Předpínací výztuž bude situována v těžišti průřezu prstence, předpětí nebude vyvozovat ohyb ve svislém směru. Monostrandy jsou uvázány na třmínku z žebírkové výztuže Ø6 mm pod vrchním středovým prutem. Kabely budou napnuty na sílu 221,4 kN. Kotvení monostrandů bude prováděno vždy v oblastech podpory (stěny). Obdélníková kotevní hlavice s rozměry 80x160 mm bude opřena a přimontována k ocelovému boxu z plechu tloušťky 5 mm, který bude přišroubován ke stěně bednění pomocí kotevních úhelníků navařených na vnitřní strany boxu. Podélná výztuž prstence bude kotvena přesahem 1485 mm.

Železobetonová atika nad prstencem bude konstrukčně vyztužena žebírkovou výztuží $\varnothing 6$ mm, která bude navazována ke třmínkům prstence. Atika bude provedena do výšky 1500 mm nad horní hranou prstence. Stěna bude konstantní tloušťky 150 mm. Ve stěnách atiky budou provedeny otvory pro instalaci potrubí chrličů dešťové vody. Do bednění bude vložen odřezek z dřevěného hranolu 150x150x150 mm, který bude vruty přivrtán k bednicím stěnám. Takto bude připraven čtvercový otvor 150x150 pro instalaci potrubí DN 125 mm.

3) Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení uvažovaných při návrhu nosné konstrukce

Projektem je uvažováno užité zatížení na konstrukci střechy v ploše 10 m², s charakteristickou hodnotou 1 kN/m². Jedná se o kategorii zatěžovaných ploch H – střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav [2].

Navrhovaný objekt se nachází v intravilánu města Brno, kde je pro tuto lokalitu stanovena sněhová oblast II. Charakteristická hodnota zatížení sněhem je 1,0 kN/m². Zatížení sněhem pro trvalé/dočasné návrhové situace bylo vypočteno na hodnotu 0,8 kN/m². U železobetonové atiky je uvažován vznik návějí, kde hodnota zatížení dosahuje hodnoty až 2,0 kN/m². Projektem je uvažováno více způsobů zatížení, která mohou vzniknout v průběhu užívání stavby [3].

Řešený objekt spadá do větrné oblasti II, pro kterou je stanovena výchozí hodnota základní rychlosti větru na 25 m/s. Charakteristická střední rychlost je výpočtem stanovena na hodnotu 23,45 m/s. Maximální dynamický tlak je vypočten na hodnotu 894 N/m². Zatížení větrem u střešní konstrukce dosahuje maxima 1,36 kN/m². Celá střešní konstrukce je zatížena sáním. Konstrukce atiky je zatížena větrem charakterizujícím zatížení na válcové konstrukce. Zatížení atiky se pohybuje kolem 1,0 kN/m² [4].

4) Technologické podmínky postupu prací

Po sedmi dnech od vybetonování stěn bude systémové bednění Peri Rundflex demontováno a bude probíhat bednění prstence a samotné střešní konstrukce. Bednění skořepiny bude prováděno ze smrkových prken tloušťky 24 mm, které budou přibíjeny na nosné trámy. Trámy budou kopírovat kruhové vrstevnice skořepiny dělicí řady polygonálních ploch. Trámy budou řádně podstojkovány a zapřeny o pracovní rovinu na podlaze v 5.NP. Pracovní rovina v 5.NP bude sestávat z dřevěných příhradových vazníků s rovným spodním i horním pásem. Vazníky budou radiálně situovány od středu a budou uloženy na již provedené železobetonové hrubé podlaze 5. NP. Na vazníky budou v hustém rastru nabíjeny vaznice a poté bude provedena pracovní plocha z OSB desek 2x 22 mm. Tato rovina bude sloužit pro následné bednění skořepiny [13].

Po sestrojení bednění bude probíhat pokládka liniových betonových distančnicků W-BET 30 pro zajištění spodní výztuže. Distančníky budou pokládány v osové vzdálenosti 450 mm. Tyto distančníky budou pokládány v radiálním směru. V případě špatné stability distančnicku budou přivazovány k prknům bednění kolem spár mezi jednotlivými prkny, případně bude bednění provrtáno. Po rozvržení betonových distančnicků bude následovat pokládka žebříkové výztuže $\varnothing 6/150$ mm v tangenciálním směru. Tato výztuž bude stykována přesahem min. 500 mm, stykování musí být prostřídáno dle zásad vázání výztuže. Během procesu pokládky první vrstvy výztuže skořepiny bude zároveň probíhat vázání výztuže prstence. Podélná výztuž prstence bude kotvena přesahem 1485 mm. Po vyvázání armokoše prstence bude navazována radiální výztuž skořepiny, která bude spojovací výztuží svazována s výztuží prstence. U vrcholu skořepiny budou položeny dvě kari sítě KD 30 průměru $\varnothing 6$ mm s rozměrem oka 100x100 mm. Rozměr jedné sítě je 3x2 m.

Sítě budou vzájemně přes sebe přesazeny o 450 mm při kratší straně sítí. Tento celek bude středem vycentrován k vrcholu skořepiny. Kari výztuž bude následně svazována s žebříkovou výztuží. Přesah kari sítě a vázané výztuže je přibližně 500 mm. Kari výztuž ve spodní vrstvě bude navazována v úrovni tangenciální výztuže. V horní vrstvě bude kari síť svazována v úrovni radiální výztuže.

Po vyvázání spodní výztuže bude následovat pokládka liniových ocelových distančnicků UTH 06 výšky 60 mm. Tyto distančníky budou svazovány se spodní výztuží a budou pokládány v tangenciálním směru. Na distančníky bude pokládána horní výztuž v radiálním a poté zase v tangenciálním směru. Výztuž v radiálním směru bude řádně kotvena do prstence.

Hlavní výztuž prstence je tvořena z 3Ø18 při horním a při spodním povrchu. Na tuto výztuž budou navazovány dvojstřížné třmínky Ø6 v osových vzdálenostech dle výkresové dokumentace. V místě okenního nadpraží budou třmínky hustě vázány po 90 mm do minimální vzdálenosti 1 600 mm od líce podpory.

Ještě během vyvázání výztuže prstence budou vkládány do armokoše předpínací kabely. Po vyvázání horní výztuže prstence budou předpínací kabely zajištěny ve středu profilu pomocí středového třmínku Ø6 mm. Tento třmínek bude vázán v podélných vzdálenostech 200 mm. Všechna předpínací lana budou svazována ve své těsné blízkosti. Je splněno kritérium, kdy mohou být maximálně 4 nesoudržná lana vedena společně. V místě kotvení předpínacích lan dojde ke křížení vždy dvou předpínacích lan, ostatní lana budou průběžná. Jsou zpracována podrobná schémata vedení předpínací výztuže, podle kterých se bude postupovat [11].

Na třmínky prstence budou osazovány distanční kroužky R30 pro zajištění krytí 30 mm. Bude nasazováno vždy 8 kroužků na třmínek v podélné rozteči 1 m. Kotevní hlavice budou osazeny do ocelového boxu z plechu tloušťky 5 mm. Na box z vnitřní strany budou navařeny kotevní úhelníky, pomocí kterých bude box šrouby chycen ke stěnám bednění. V místě těchto plechových boxů budou třmínky přestřihány a navařeny k boxu. Boxy po realizaci betonových konstrukcí budou natřeny základovou barvou, a na box bude přišroubována krycí deska.

Předpínání bude probíhat po 7. dni od počátku betonáže. Předpínání bude prováděno před betonáží železobetonové atiky. Předpínací lana budou napnuta na napínací sílu 221,4 kN. O předpínání bude veden záznam do stavebního deníku. Přesahující lana z kotvy se zaříznou na délku 20 mm a bude provedeno zakrytí kotvy. Během realizace fasádní izolace bude v místech boxů proveden vyjímatelný kus/dvířka, aby bylo co nejvíce usnadněno přístupu ke kotvám [12].

PRŮVODNÍ VÝPOČTEM

ZPRÁVA

STATICKÝM

MÍSTO STAVBY:

parc. č. 202/1; k.ú. Lesná

STUPEŇ:

dokumentace pro stavební povolení

DATUM:

prosinec 2017

ZPRACOVAL:

Bc. Michal Rejnart

VEDOUCÍ PRÁCE:

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

1) Skořepina

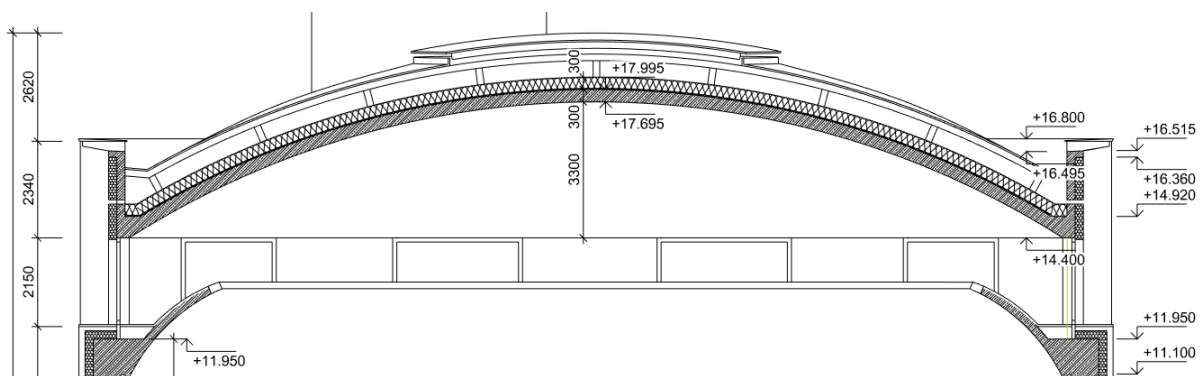
1.1) Předběžný návrh konstrukce; geometrie; shoda s architektonickým návrhem

Pro vypracování statického návrhu a posouzení se vycházelo z architektonického projektu, kde projektant stanovil tloušťku střešní konstrukce na 300 mm. Tato tloušťka konstrukce je příliš nevhodná a zbytečně zatěžuje další konstrukční prvky. Jako předběžná tloušťka skořepiny byla zvolena hodnota 200 mm. Statickým posudkem byla ale prokázána dostačující únosnost s tloušťkou konstrukce 150 mm. Se snížením tloušťky konstrukce se výrazně snížily účinky vnitřních sil, je možné použití menšího množství výztuže.

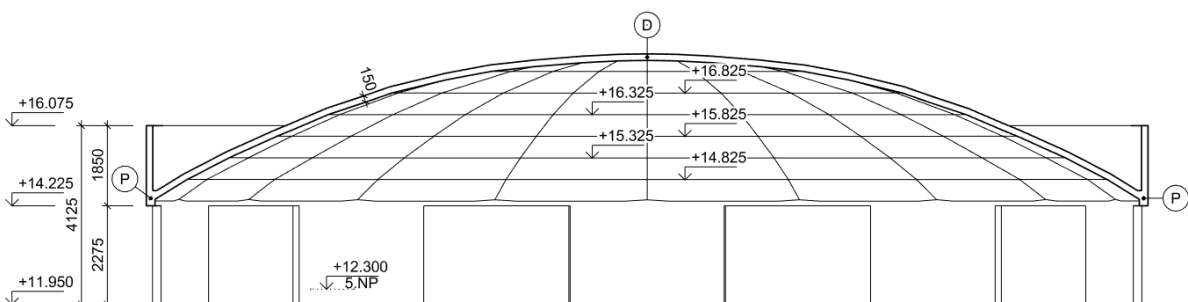
Nesymetrická kupole s rozdílnými křivkami v jednotlivých řezech byla vzhledem k nemožnosti provedení bednění idealizována na skupinu polygonálních ploch, které přibližně kopírují křivky předlohy.

Oblasti skořepiny s malými sklony kolem uložení vyvolávají nadměrné ohybové momenty při vrchním povrchu konstrukce. Střešní konstrukce tedy byla upravena nadvýšením sklonu ploch tak, aby se co nejvíce eliminovaly ohybové momenty v uložení. Úpravou se docílilo snížení ohybových momentů o polovinu.

Projektantem navržená skladba dvouplášťového střešního pláště s větranou vzduchovou mezerou byla zjednodušena na skladbu jednoplášťovou. Tím bude ušetřena práce a materiál.

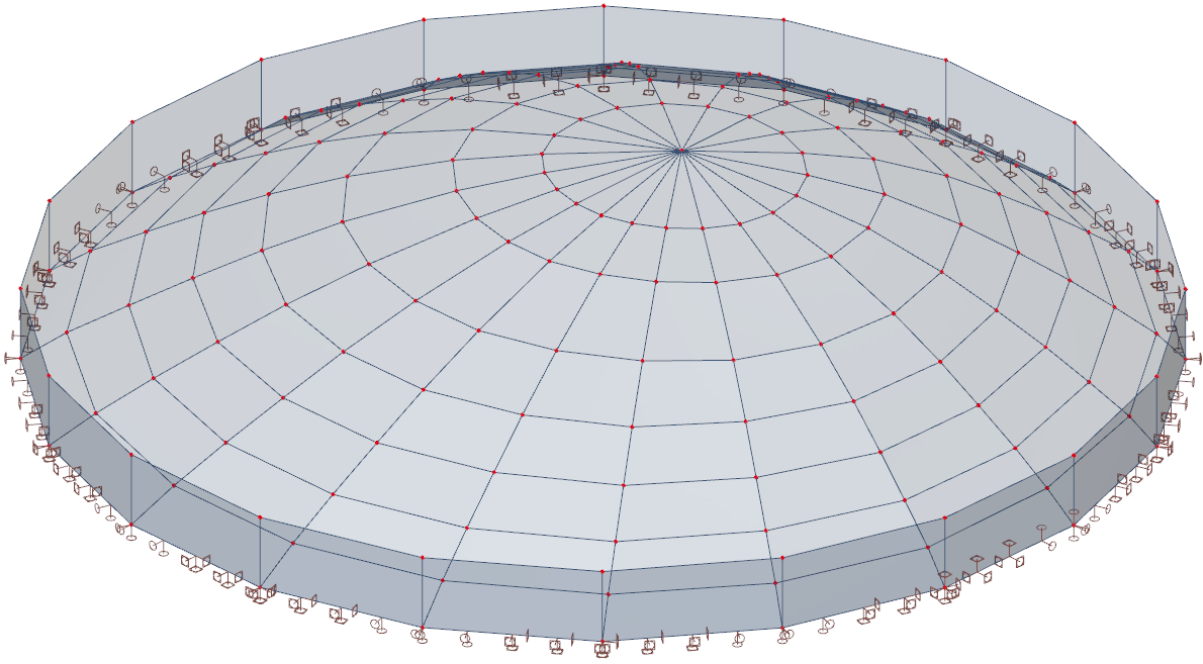


Obr. 1 Původní skořepina z architektonického návrhu

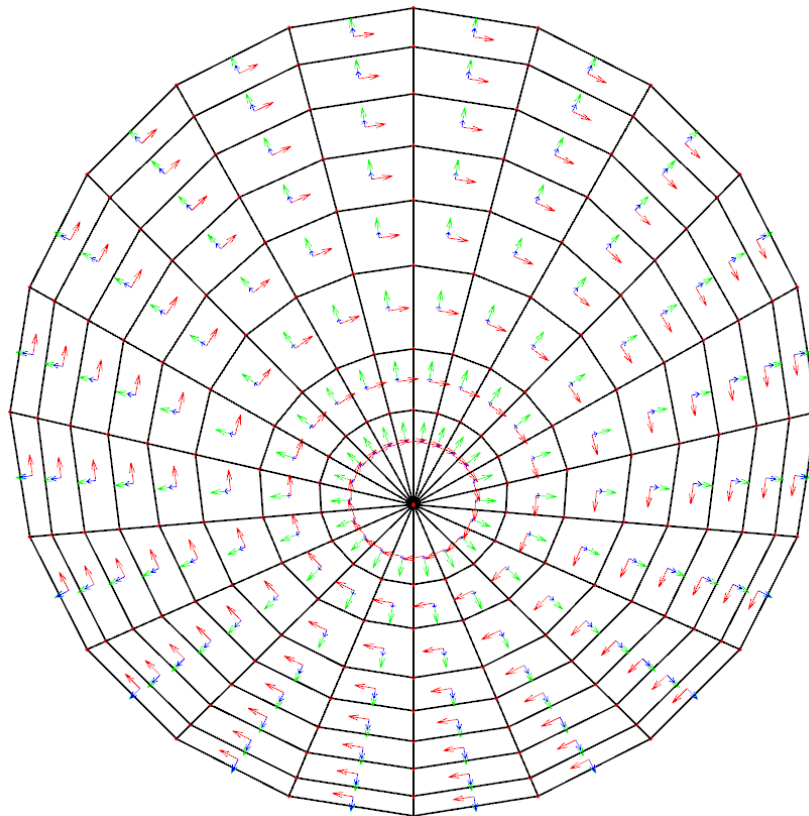


Obr. 2 Navržený tvar skořepiny

Celkové vzepětí konstrukce nebylo statickým návrhem měněno. Na obrázku č. 2 je viditelný vytvořený rastr polygonálních ploch.



Obr. 3 Výpočtový model skořepiny



Obr. 4 Orientace lokálních os

Skořepina je modelována plošnými dílci, které kopírují výsledný skutečný tvar železobetonové konstrukce. Střecha je uložena na železobetonových stěnách, které charakterizují tuhé vetknutí. V místech nadpraží jsou modelovány kloubové podpory zabraňující posunu ve svislém a radiálním vodorovném směru. Těmito podporami je charakterizován železobetonový prstenec, který bude přenášet vodorovné a svislé složky zatížení. Aby bylo možno modelovat podpory lokálně natočené k plochám, byl model

doplněn atikou, na které jsou umístěny podpory (Obrázek 3). Lokální osy plošných dílců jsou orientovány tak, že ypsilonová osa směřuje radiálním směrem od vrcholu kopule ven z objektu a osa x kopíruje levotočivě tangenciální směr. Lokální osa z směřuje vzhůru od plošných dílců (Obrázek 4).

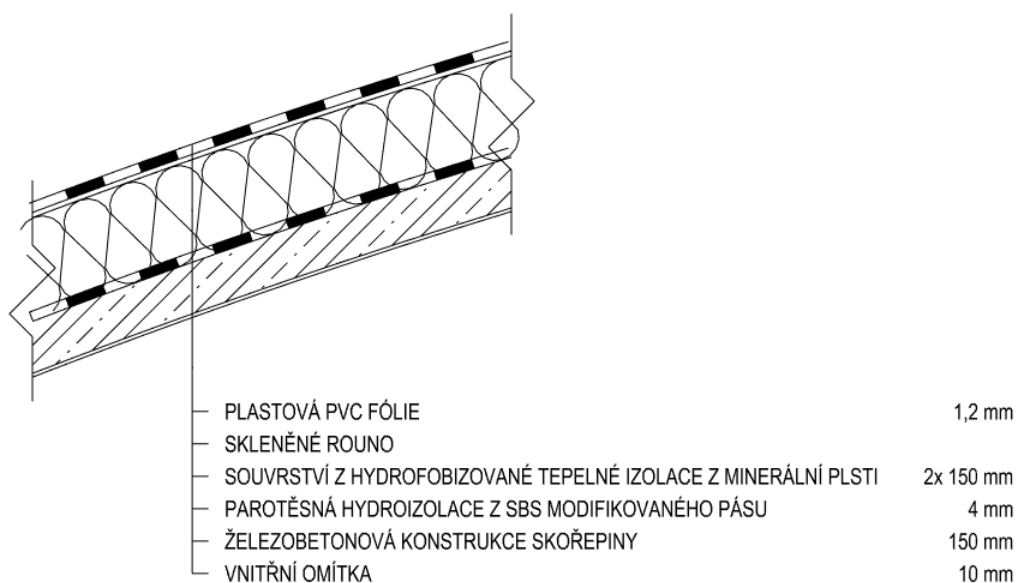
1.2) Zatížení

1.2.1) Vlastní tíha

Střešní konstrukce je navržena jako jednoplášťová střecha s klasickým pořadím vrstev. Celkové charakteristické plošné zatížení bylo vypočteno na $g_k = 4,480 \text{ kN/m}^2$. Jsou vypsány hodnoty zatížení pro jednotlivé vrstvy (Tabulka 1) [2].

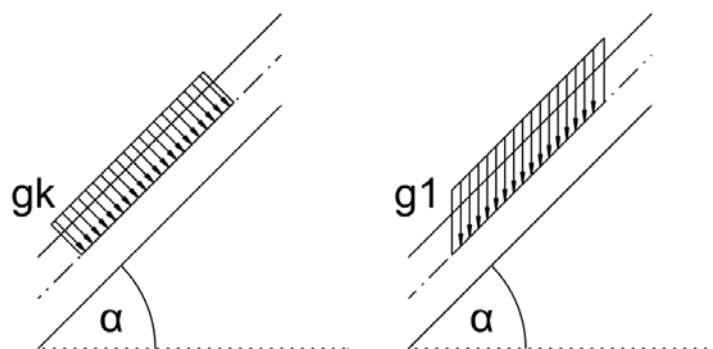
Tab. 1: Zatížení od vlastní tíhy

Název	Tloušťka [mm]	Tíha [kN/m ³]	Zatížení [kN/m ²]
PVC fólie	1,2	–	0,019
Skleněné roundo	1,0	–	0,001
Tepelná izolace	300	1,65	0,495
Hydroizolace	4	–	0,035
Skořepina	150	25	3,750
Omítka	10	18	0,18
Celkové zatížení			4,480



Obr. 5 Skladba střešního pláště

Zatížení skladbou střešního pláště je ve výpočtovém modelu přepočítáno na beton s ekvivalentní tloušťkou, která je připočtena k tloušťce skořepiny. Tato úprava je provedena z důvodu rozdílných hodnot plošného zatížení pláště na různě sklonitých polygonálních plochách. Vypočtené charakteristické zatížení a skutečné zatížení pláštěm které působí na konstrukci je rozdílné a závislé na sklonu zatěžované plochy (Obrázek 6). Celková tloušťka skořepiny pro výpočet je tedy 0,1792 m (Vzorec 1).



Obr. 6 Vypočtené zatížení g_k a skutečné zatížení g_1

$$t = \sum g_k / \gamma \quad (1)$$

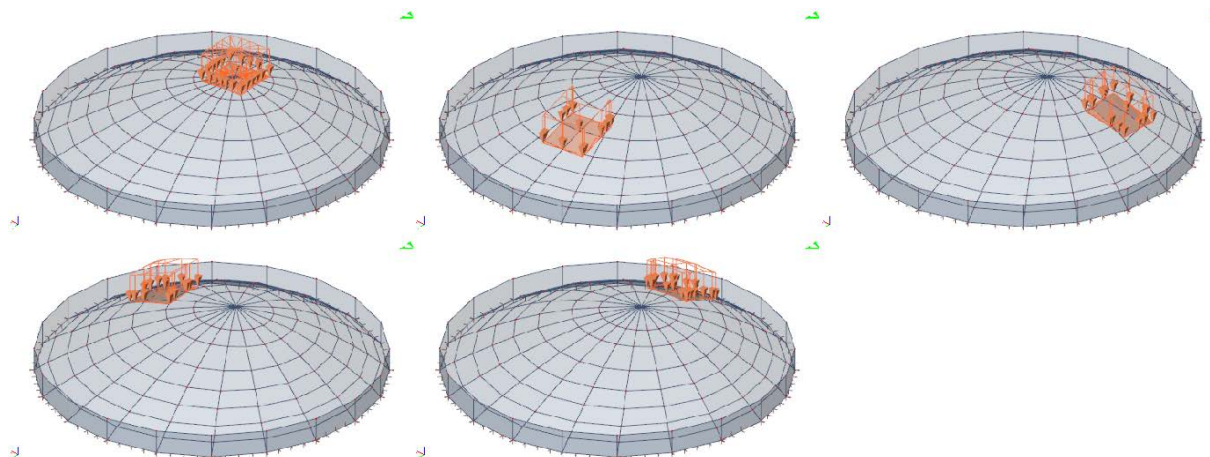
kde t – přepočtová tloušťka skořepiny [m]

g_k – vypočtené charakteristické zatížení [kN/m²]

γ – objemová tíha betonu [kN/m³]

1.2.2) Užité zatížení

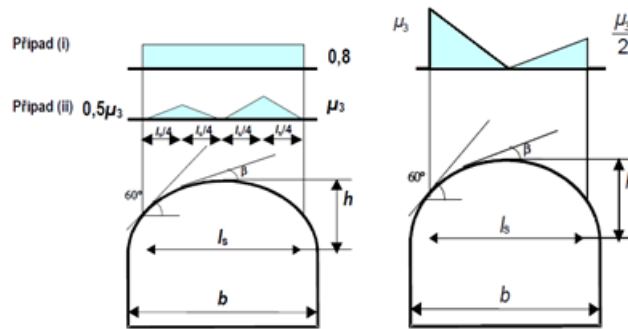
Užitné zatížení na konstrukci skořepiny je modelováno jako plošné volné zatížení se zatěžovanou plochou 10 m². Toto zatížení charakterizuje možnou údržbu a opravy během provozu budovy. Jedná se o kategorii zatěžovaných ploch H, pro kterou je stanoveno plošné zatížení o velikosti 1,0 kN/m². Užitné zatížení bylo rozepsáno do několika zatěžovacích stavů, a to tak, že v každém stavu působí zatížení v jiné poloze střechy [2].



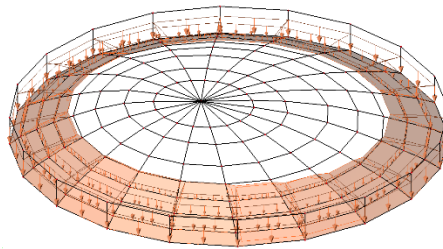
Obr. 7 Generovaná užitná zatížení

1.2.3) Zatížení sněhem

Objekt se nachází ve sněhové oblasti II. Charakteristická hodnota zatížení sněhem s_k je 1,0 kN/m². Zatížení sněhem pro trvalé/dočasné návrhové situace bylo vypočteno na hodnotu 0,8 kN/m². Sněhová návěj vznikající u atiky dosahuje hodnoty 2,0 kN/m². Trojúhelníkové zatížení návějemi vzniká 3 metry od líce atiky (Obrázek 9). Jednotlivé případy zatížení sněhem a návěje jsou modelovány v samostatných zatěžovacích stavech [3].



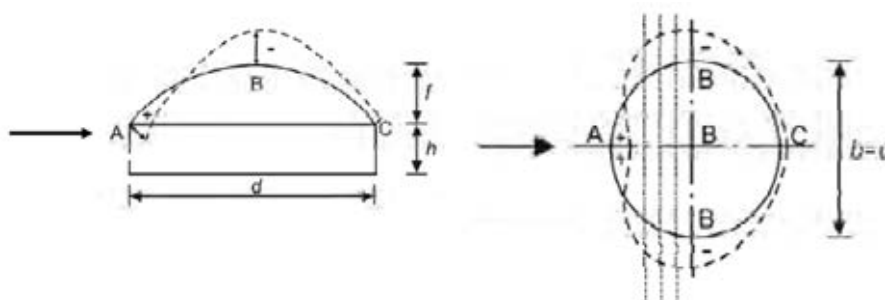
Obr. 8 Trojúhelníkové zatížení dle normy a národní přílohy



Obr. 9 Generované plošné volné zatížení návějemi

1.2.4) Zatížení větrem

Řešený objekt spadá do větrné oblasti II, pro kterou je stanovena výchozí hodnota základní rychlosti větru na $v_{b,0} = 25$ m/s. Charakteristická střední rychlost je výpočtem stanovena na hodnotu $v_m(z) = 23,45$ m/s. Maximální dynamický tlak je vypočten na hodnotu $q_p(z) = 894$ N/m². Zatížení větrem u střešní konstrukce dosahuje maxima 1,36 kN/m². Konstrukce atiky je zatížena větrem charakterizujícím zatížení na válcové konstrukce. Zatížení atiky se pohybuje kolem 1,0 kN/m². Jsou vytvořeny zatěžovací stavy zatížení větrem ze čtyř různých směrů [4].



Obr. 10 Průběh zatížení větrem na kopulovité střechy

Vypočtené hodnoty součinitelů $C_{pe,10}$ prokázali, že je celá konstrukce střechy namáhána sáním. Výsledné zatížení větrem je pro oblast A 1,361 kN/m², pro oblast B 0,804 kN/m² a pro oblast C 0,447 kN/m². Zatížení bylo manuálně modelováno [4].

SZ1_STÁLÉ	Jméno	SZ1_STÁLÉ
SZ2_UŽITNÉ	Zatížení	Stálé
SZ3_SNÍH		
SZ4_SNÍH-NÁVĚJ		
SZ5_VÍTR		
SZ6_VÍTR-ATIKA		
SZ1_STÁLÉ	Jméno	SZ2_UŽITNÉ
SZ2_UŽITNÉ	Vztah	Výběrová
SZ3_SNÍH	Zatížení	Proměnné
SZ4_SNÍH-NÁVĚJ	Konstrukce	Budova
SZ5_VÍTR	Typ zatížení	Kat H : střechy
SZ6_VÍTR-ATIKA		
SZ1_STÁLÉ	Jméno	SZ3_SNÍH
SZ2_UŽITNÉ	Vztah	Výběrová
SZ3_SNÍH	Zatížení	Proměnné
SZ4_SNÍH-NÁVĚJ	Konstrukce	Budova
SZ5_VÍTR	Typ zatížení	Sníh
SZ6_VÍTR-ATIKA		
SZ1_STÁLÉ	Jméno	SZ4_SNÍH NÁVĚJ
SZ2_UŽITNÉ	Vztah	Výběrová
SZ3_SNÍH	Zatížení	Proměnné
SZ4_SNÍH-NÁVĚJ	Konstrukce	Budova
SZ5_VÍTR	Typ zatížení	Sníh
SZ6_VÍTR-ATIKA		
SZ1_STÁLÉ	Jméno	SZ5_VÍTR
SZ2_UŽITNÉ	Vztah	Výběrová
SZ3_SNÍH	Zatížení	Proměnné
SZ4_SNÍH-NÁVĚJ	Konstrukce	Budova
SZ5_VÍTR	Typ zatížení	Vítr
SZ6_VÍTR-ATIKA		
SZ1_STÁLÉ	Jméno	SZ6_VÍTR-ATIKA
SZ2_UŽITNÉ	Vztah	Výběrová
SZ3_SNÍH	Zatížení	Proměnné
SZ4_SNÍH-NÁVĚJ	Konstrukce	Budova
SZ5_VÍTR	Typ zatížení	Vítr
SZ6_VÍTR-ATIKA		

Obr. 13 Skupiny zatížení

Obálková kombinace (STR/GEO) Soubor B vybírá mezi kombinacemi 6.10a (Vzorec 5) a 6.10b (vzorec 6) [10].

Pro mezní stav použitelnosti byla provedena kombinace charakteristická 6.14b (Vzorec 2), častá 6.15b (Vzorec 3) a kvazistálá 6.16b (Vzorec 4). Do kvazistálé kombinace byla zahrnuta pouze vlastní tíha ZS1 a ostatní stálé zatížení ZS27 pro čas t_0 [1].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

kde $G_{k,j}$ – charakteristická hodnota stálého zatížení

$Q_{k,1}$ – charakteristická hodnota hlavního nahodilého zatížení

$Q_{k,i}$ – charakteristická hodnota ostatních nahodilých zatížení

$\gamma_{G,j}$ – součinitel stálého zatížení

$\gamma_{Q,1}$ – součinitel nahodilého zatížení

Ψ, ξ – dílčí součinitele zatížení

1.4) Výčet kombinovaných zatěžovacích stavů

- ZS1: Vlastní tíha skořepiny
- ZS2–ZS6: Užité zatížení I–V
- ZS7–ZS17: Zatížení sněhem I–XI
- ZS18–ZS22: Návěje I–V
- ZS23–ZS26: Zatížení větrem I–IV
- ZS27: Ostatní stálé zatížení (zatížení fasádní izolací na atice)
- ZS28– ZS31: Zatížení větrem na atiku I–IV

Do skupiny zatížení SZ1 spadají zatěžovací stavy ZS1 a ZS27, do skupiny SZ2 spadají zatěžovací stavy ZS2–ZS6, do skupiny SZ3 spadají zatěžovací stavy ZS7–ZS17, do skupiny SZ4 spadají zatěžovací stavy ZS18–ZS22, do skupiny SZ5 spadají zatěžovací stavy ZS23–ZS26 a do skupiny SZ6 spadají zatěžovací stavy ZS28–ZS31.

1.5) Dimenzování na mezní stav únosnosti

1.5.1) Dimenzování na kombinaci ohybového momentu a normálové síly

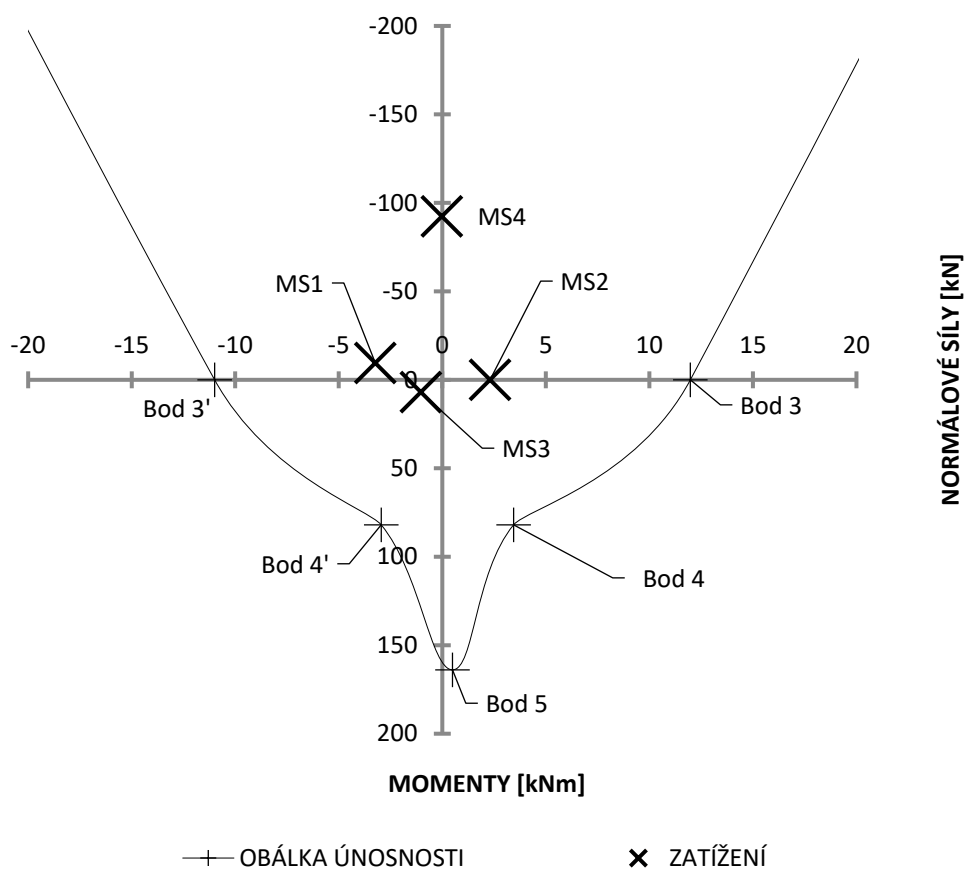
Jedná se o monumentální stavbu, kde je požadovaná životnost 120 let (kategorie 6). Je zvolen beton třídy C 25/30 –XC1 – D_{max} 16 mm. Stupeň vlivu prostředí XC1, konstrukce nebude vystavena vnějšímu prostředí. Pro třídu konstrukce S6 a stupeň prostředí XC1 je požadována minimální krycí vrstva 25 mm. Konstrukce bude dimenzována žebřikovou výztuží Ø6 mm. Návrhová odchylka $\Delta_{C_{dev}}$ je stanovena na 5 mm. Vázání výztuže bude kontrolováno nezávisle na dodavateli a budou požití kvalitní distančníky pro zajištění výztuže. Krytí výztuže je stanoveno na $c = 30$ mm.

Skořepina bude vyztužena při spodním i horním povrchu. Radiální i tangenciální výztuž bude kladena ve shodných osových vzdálenostech, a to po 150 mm. Skořepina je vyztužena na minimální stupeň vyztužení.

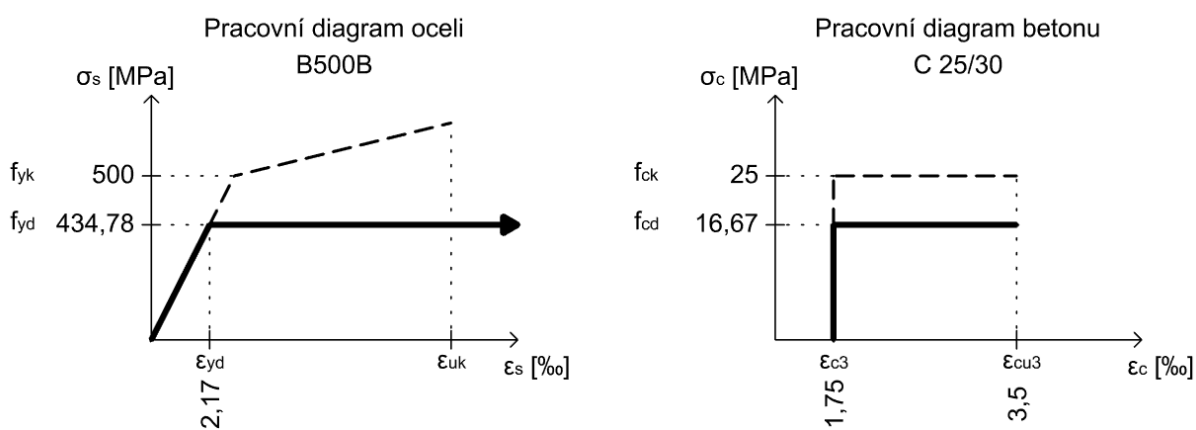
Vzhledem k přítomnosti normálových sil a ohybových momentů bude skořepina posouzena v interakčním diagramu. Zatěžovací body v interakčním diagramu charakterizují průměrované hodnoty na řezech vedených plochami skořepiny. Jsou brány vždy body s maximální normálovou silou a odpovídajícím momentem a body s maximálním ohybovým momentem a odpovídající normálovou silou pro radiální i tangenciální směr. Konstrukce je navržena na dimenzační vnitřní síly, které zahrnují i vliv kroutícího momentu [5].

Tab. 2: Zatěžovací body interakčního diagramu

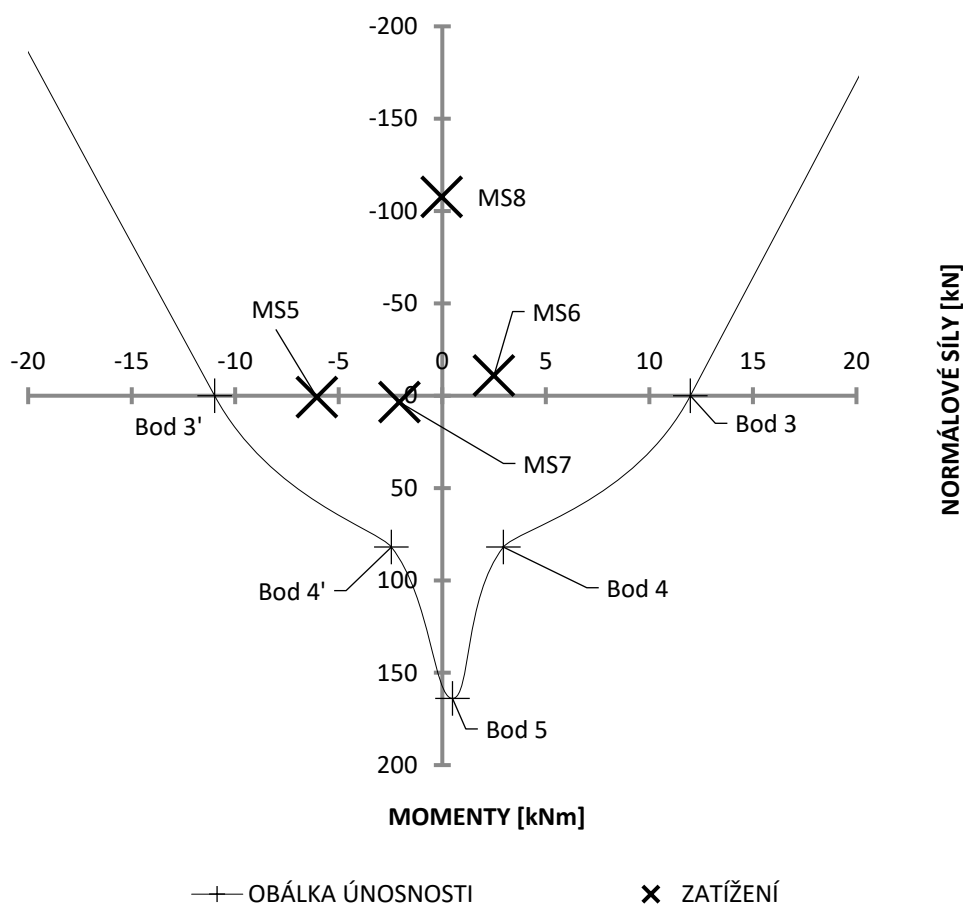
Směr	Bod	Veličina	Hodnota
Tangenciální (x)	MS1	$M_{\max -}$	-3,234 kNm
		N_{odp}	-9,494 kN
	MS2	$M_{\max +}$	2,304 kNm
		N_{odp}	0,000 kN
	MS3	$N_{\max +}$	6,976 kN
		M_{odp}	-1,032 kN
	MS4	$N_{\max -}$	-92,411 kN
		M_{odp}	-0,019 kNm
Radiální (y)	MS5	$M_{\max -}$	-6,057 kNm
		N_{odp}	0,769 kN
	MS6	$M_{\max +}$	2,494 kNm
		N_{odp}	-10,905 kN
	MS7	$N_{\max +}$	3,453 kN
		M_{odp}	0,018 kNm
	MS8	$N_{\max -}$	-107,647 kN
		M_{odp}	-0,029 kN



Graf 1: Interakční diagram skořepiny pro tangenciální směr (x)



Obr. 14 Pracovní diagram oceli a betonu



Graf 2: Interakční diagram skořepiny pro radiální směr (y)

Interakční diagramy byly vykresleny v programu Microsoft Excel. Jednotlivé body interakčního diagramu byly ručně vypočteny a jsou součástí statického výpočtu. Pro beton byl použit pravoúhlý pracovní diagram a pro výztuž pracovní diagram s vodorovnou větví bez zpevnění (Obrázek 14) [5].

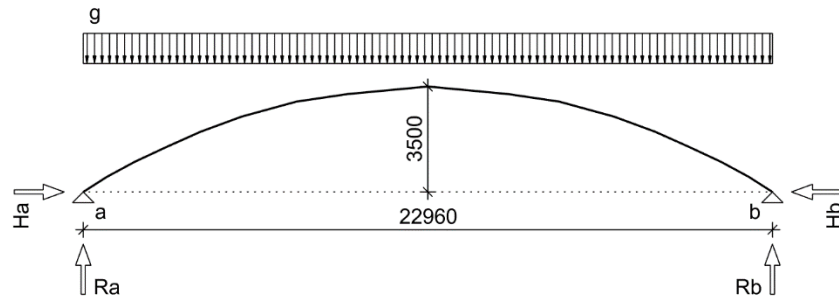
1.5.2) Dimenzování na smyk

Byla ověřena smyková únosnost skořepiny, na kterou působí maximální smykové zatížení $V_{Ed} = 3,354$ kN v tangenciálním směru (x) a 9,282 kN v radiálním směru (y). Smyková únosnost betonového průřezu bez smykové výztuže byla statickým výpočtem stanovena na hodnotu 47,517 kN. Smyková únosnost je několikanásobně vyšší než vyzovované zatížení [5, 6].

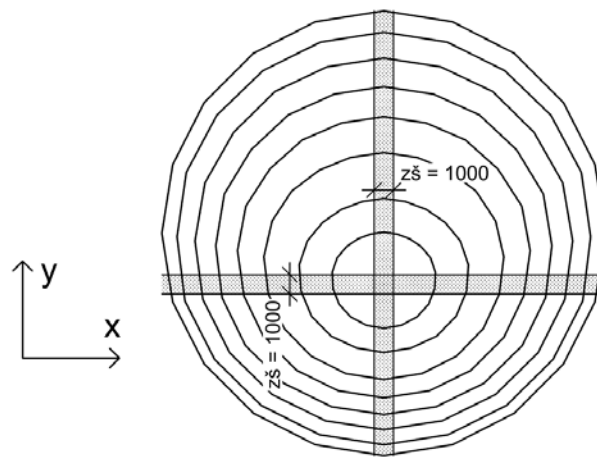
1.6) Přibližné ověření vnitřních sil výpočtem

Ověření normálové síly v patě skořepiny bude sloužit pro porovnání s vnitřními silami vypočtenými programem Scia Engineer na výpočtovém modelu. Ruční výpočet dává náhled, jakých skutečných hodnot lze dosáhnout. Pro zjednodušení bude řešená konstrukce kopule převedena na symetrický model v obou směrech. Plošné zatížení se bude rovnoměrně dělit do těchto směrů, jako v případě křížem vyztužené desky. Srovnání výsledků bude provedeno nejprve pro zatěžovací stav ZS1: Vlastní tíha, a poté bude provedeno ověření pro kombinaci.

Budou ověřovány základní veličiny. Ověření výpočtu dimenzačních veličin nebude prováděno.



Obr. 15 Model pro ověření vnitřních sil



Obr. 16 Zatěžovací šířky modelu

Byla vypočtena hodnota plošného zatížení od vlastní tíhy, která je 5,035 kN/m². Toto zatížení se rovnoměrně rozdělí do směrů x a y (Obrázek 16). Výsledná hodnota g pro zatížení oblouku je 2,517 kN/m (Obrázek 15). Hodnoty reakcí Ra a Rb jsou po zjednodušení v tomto případě shodné, dosahují hodnot 28,898 kN. Rovnoměrné liniové zatížení vyvoluje ohybový moment (Vzorec 7). Vzepětí f je funkcí ohybového momentu M a posouvající síly H (Vzorec 8). Po úpravě lze definovat vznikající vodorovnou sílu H (Vzorec 9).

$$M = \frac{1}{8} \cdot g \cdot l^2 \quad (7)$$

$$f = \frac{M}{H} \quad (8)$$

$$H = \frac{g \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad (9)$$

kde M – ohybový moment [kNm]

g – liniové zatížení [kN/m]

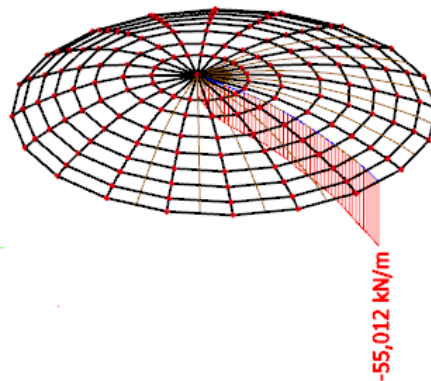
l – rozpětí oblouku [m]

f – vzepětí oblouku [m]

H – vodorovná síla vznikající od zatížení g [kN]

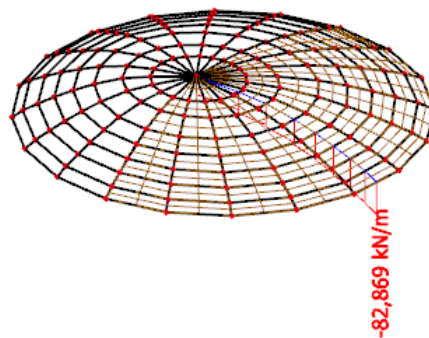
Výše uvedené vztahy platí pro oblouk kloubově uložený. Vodorovná složka zatížení H byla vypočtena na hodnotu 47,394 kN. Díky idealizaci na symetrický model jsou hodnoty H_a a H_b shodné.

Ze známých hodnot svislé a vodorovné složky lze jednoduše dopočítat normálovou sílu v místě uložení oblouku. Výsledná normálová síla v uložení od vlastní tíhy dosahuje hodnoty 55,509 kN v tlaku. Normálová síla vypočtena programem na vybraném řezu skořepiny dosahuje hodnoty 55,012 kN (Obrázek 17). Posuzované hodnoty jsou téměř totožné. Lze tedy usuzovat, že výpočtový model podává věrohodné výsledky.



Obr. 17 Normálová síla od vlastní tíhy v základních veličinách

Dále pro ověření bude sloužit kombinace 6.10a (Vzorec 3), se kterou budou kombinovány zatěžovací stavy ZS1: Vlastní tíha, ZS7: Sníh plný a ZS18: Návěj. Vypočtená hodnota normálové síly od plného sněhu je 8,821 kN a od návějí je 3,350 kN. Po provedení kombinace dostáváme výslednou hodnotu normálové síly 84,065 kN v tlaku. Vypočtena hodnota normálové síly pomocí softwaru je 82,869 kN v tlaku (Obrázek 18).



Obr. 18 Normálová síla kombinace 6.10a v základních veličinách

Konstrukce byla ověřena na normálové síly, kdy se ruční výpočet téměř shoduje se softwarovým výpočtem.

Dimenzační normálové síly v malých oblastech kolem podpor dosahují 144 kN/m v tahu. Tyto hodnoty jsou považovány za chybné, může se jednat o singularitu. Skořepina je v převážné části tlačena.

1.8) Posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti

Pro mezní stav použitelnosti byly vygenerovány průměrované vnitřní síly na řezech z MSP kombinací charakteristické, časté a kvazistálé. Konstrukce byla posouzena na omezení tlakového a tahového napětí v betonu a tahového napětí ve výztuži. Stav napětí byl ověřen

jak pro radiální směr y, tak i pro tangenciální směr x. Pro výpočet byly použity hodnoty dimenzačních veličin na řezech.

1.8.1) Omezení tlakového napětí v betonu

Posouzení omezení tlakového napětí bylo provedeno z důvodu ověření, že v konstrukci nebude docházet k podélným trhlinám a že bude beton lineárně dotvarovávat. Vzhledem k tomu, že bude bednění odebráno 7–8 den od betonáže, bude snížena pevnost na 70% hodnotu pevnosti v době 28 dní. Pro posudek vzniku podélných trhlin byla následně hodnota charakteristické pevnosti snížena o součinitel k_1 , která má velikost 0,6. Pro lineární dotvarování betonu je pevnost betonu omezena součinitelem k_2 velikosti 0,45 [5, 7].

Tab. 3: Posouzení vzniku podélných trhlin

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
Tangenciální (x)	MP1	758,367	10 500	vyhovuje
	MP4	489,964	10 500	vyhovuje
Radiální (y)	MP6	660,641	10 500	vyhovuje
	MP8	612,723	10 500	vyhovuje

Tab. 4: Posouzení lineárního dotvarování

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
Tangenciální (x)	MP1	758,367	11 250	vyhovuje
	MP4	489,964	11 250	vyhovuje
Radiální (y)	MP6	660,641	11 250	vyhovuje
	MP8	612,723	11 250	vyhovuje

Zatěžovací bod MP1 charakterizuje místo s maximálním ohybovým momentem tahající horní povrch skořepiny a odpovídající normálovou silou. Bod MP4 charakterizuje maximální normálovou sílu a odpovídající moment. Bod MP6 charakterizuje maximální moment vyvozující tah při spodním povrchu s odpovídající normálovou silou a bod MP8 charakterizuje maximální normálovou sílu a odpovídající ohybový moment.

1.8.2) Omezení tahového napětí ve výztuži

Posouzení omezení tahového napětí ve výztuži bylo provedeno, aby nedocházelo k nadměrným plastickým přetvoření ve výztuži a k širokým trhlinám betonu. Charakteristická pevnost výztuže je omezena součinitelem k_3 o velikosti 0,8 [5, 7].

Tab. 5: Posouzení tahového napětí ve výztuži

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
Tangenciální (x)	MP2	1 748	11 250	vyhovuje
	MP3	870	11 250	vyhovuje
Radiální (y)	MP5	4 789	11 250	vyhovuje
	MP7	1 808	11 250	vyhovuje

Bod MP2 charakterizuje maximální ohybový moment tahající spodní vlákna konstrukce pro výpočet napětí ve spodní výztuži. Bod MP3 charakterizuje maximální tahovou normálovou sílu s odpovídajícím momentem pro výpočet napětí v horní výztuži. Bod MP5 je pro výpočet napětí horní výztuže, kdy působí maximální moment tahající horní vlákna s odpovídající normálovou silou. Bod MP7 posuzuje také horní výztuž, ale s maximální tahovou normálovou silou a odpovídajícím momentem.

1.8.3) Omezení tahového napětí v betonu

Nejzásadnějším posudkem pro navrhovanou konstrukci je omezení tahového napětí v betonu, kdy se dá očekávat možný vznik příčných trhlin od zatížení. Posouzení bylo provedeno pro kombinaci kvazistálou a kombinaci častou. Z posouzení je zřejmé, že v konstrukci nevzniknout žádné trhliny (Tabulka 6) [5, 7].

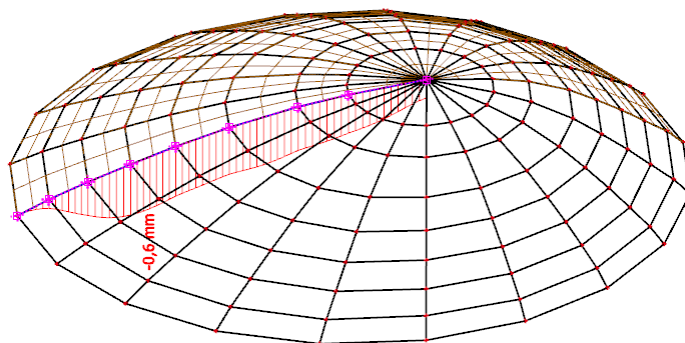
Tab. 6: Posouzení tahového napětí v betonu pro častou kombinaci

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
Tangenciální (x)	MP1	417,620	1 820	vyhovuje
	MP2	275,996	1 820	vyhovuje
	MP3	100,368	1 820	vyhovuje
Radiální (y)	MP5	802,273	1 820	vyhovuje
	MP6	85,772	1 820	vyhovuje
	MP7	301,067	1 820	vyhovuje

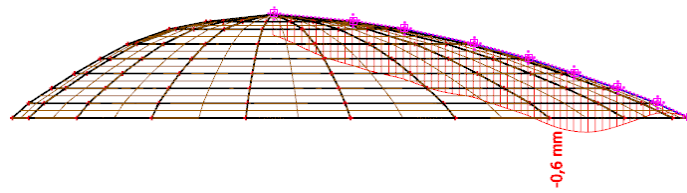
Zatěžovací body MP1–MP7 charakterizují body s maximálním ohybovým momentem a odpovídající normálovou silou a maximální normálovou silou s odpovídajícím momentem.

1.8.4) Průhyb v okamžiku dokončení

Vzhledem k tomu, že v konstrukci nevznikly žádné trhliny, může být průhyb odečten přímo z výpočtového modelu, který podává přibližnou hodnotu průhybu. K maximálnímu průhybu konstrukce dochází v oblasti nízkého sklonu skořepiny v nesymetrickém řezu. Bednění bude odstraněno v době 70% pevnosti. Tato pevnost má vliv i na sečnový modul pružnosti, který je přepočten z 31 GPa na 27,854 GPa. Výsledná hodnota průhybu je 0,6 mm (Obrázek 19 a 20).



Obr. 19 Axonometrie skořepiny, řez s maximálním průhybem



Obr. 20 Pohled na řez s maximálním průhybem

1.8.5) Průhyb celkový

Celkový průhyb se od průhybu v okamžiku dokončení liší stářím betonu, které je charakterizováno efektivním modulem pružnosti E_{ceff} , který je přepočten ze sečnového modulu pružnosti E_{cm} pomocí součinitele dotvarování $\varphi(t;t_0)$. Pro celkový průhyb lze tedy použít uvažovaný průhyb v okamžiku dokončení, který bude přepočten v poměru $E_{\text{cm}}/E_{\text{ceff}}$.

$$\frac{u_{\text{celkové}}}{u_{\text{počáteční}}} = \frac{E_{\text{cm}}}{E_{\text{c,eff}}} \quad (10)$$

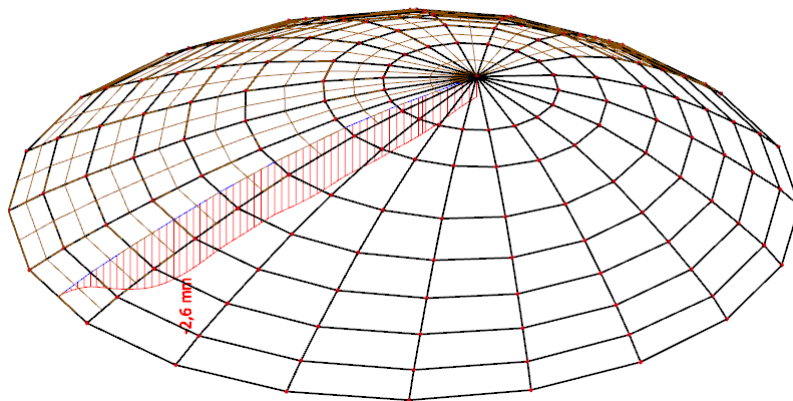
kde $u_{\text{celkové}}$ – celkový průhyb v čase t_{∞} [mm]

$u_{\text{počáteční}}$ – průhyb v okamžiku dokončení [mm]

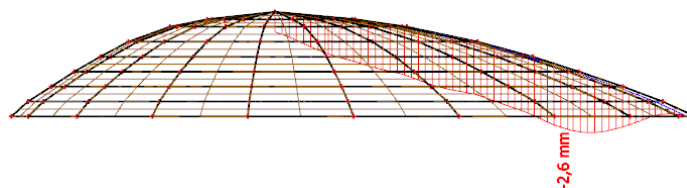
E_{cm} – sečnový modul pružnosti betonu [GPa]

$E_{\text{c,eff}}$ – efektivní modul pružnosti [GPa]

Z uvedené rovnice (Vzorec 10) se vypočte celkový průhyb $u_{\text{celkové}}$, který statickým výpočtem byl stanoven na hodnotu 2,7 mm. V softwaru Scia byly změněny materiálové charakteristiky betonu ze sečnového modulu pružnosti na efektivní. Ručně vypočtená hodnota průhybu se shoduje se softwarovým výpočtem, průhyb je 2,6 mm (Obrázek 21 a 22).



Obr. 21 Axonometrie skořepiny, řez s maximálním celkovým průhybem

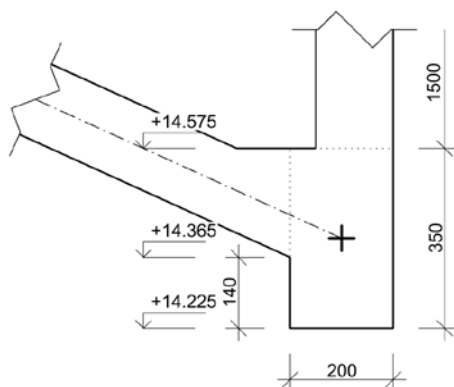


Obr. 22 Pohled na řez s maximálním celkovým průhybem

2) Prstenec

2.1) Předběžný návrh konstrukce; geometrie; model

Geometrie obvodového prstence vychází z architektonického návrhu, rozměry jsou odvislé od geometrie podpor (stěn), které byly určeny na šířku 200 mm. Tento rozměr ctí i ztužující prstenec. Profil byl volen co nejmenší, odhadem byla zvolena výška prstence na 350 mm. Prstenec je vzhledem ke konstrukci skořepiny situován tak, že osa skořepiny směřuje do těžiště prstence, aby byly eliminovány přídatné vnitřní síly od případné excentricity (Obrázek 23).

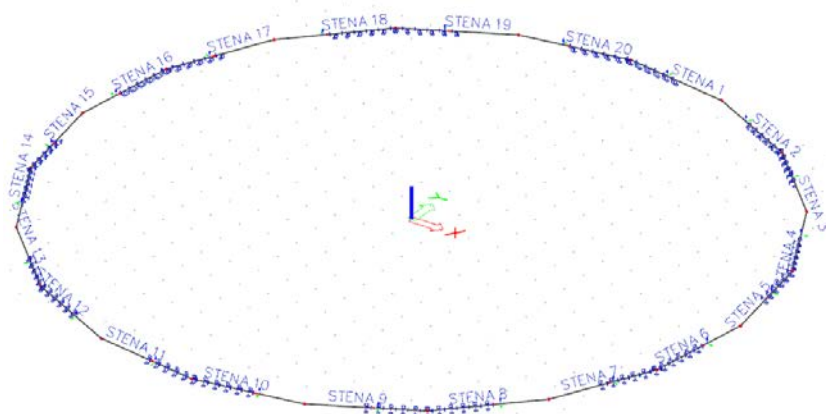


Obr. 23 Geometrie obvodového prstence

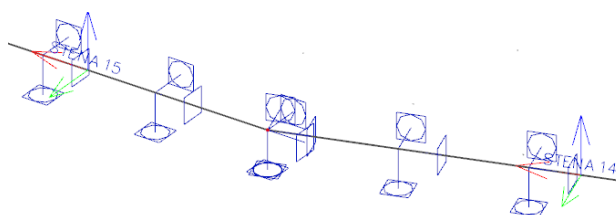
Pro výpočet vnitřních sil a pro porovnání těchto hodnot byly vytvořeny 4 modely, které se lišily způsobem uložení a geometrií modelu.

2.1.1) Model 1

První model je tuze vetknut do podpor, které charakterizují železobetonové stěny pod střešní konstrukcí. Tento model nepodává přijatelné výsledky pro výpočet. Kruhový tvar prstence je aproximován na n úhelník, který kopíruje geometrii železobetonové skořepiny.



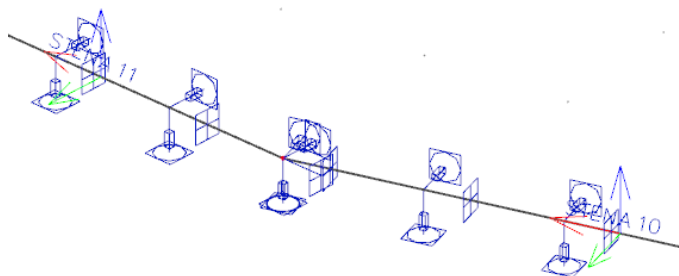
Obr. 24 1. Model prstence



Obr. 25 Podpory 1. Modelu

2.1.2) Model 2

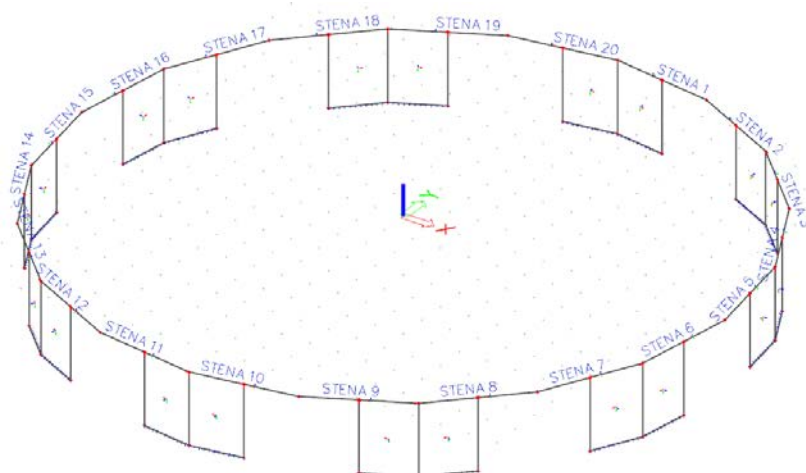
V druhém modelu je uvažováno pružné uložení prstence (Obrázek 26). Pružná podpora je nadefinována ve svislém a vodorovném směru a dále je uvažována tuhost kolem vlastní osy x. Prstenec je uložen na železobetonových stěnách, pro které byla vypočtena svislá tuhost na hodnotu $k = 2\,480\text{ MN/m}$ a vodorovná tuhost na hodnotu $4,0326\text{ MN/m}$. Ohybová tuhost kolem vlastní osy x byla stanovena výpočtem na $16,8026\text{ MNm/rad}$. Tento model podává přijatelnější výsledky o skutečném chování konstrukce.



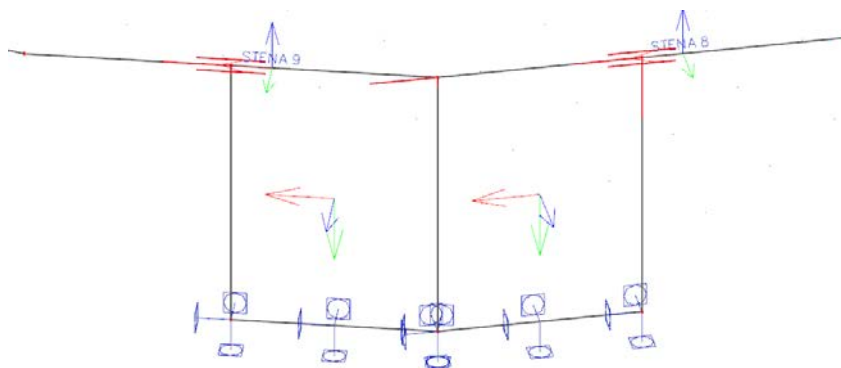
Obr. 26 Podpory 2. Modelu

2.1.3) Model 3

Tento model je uložen na stěnách. Výsledky vnitřních sil se podobají výsledkům na modelu 2. Stěny jsou v patě tuze vetknuty.



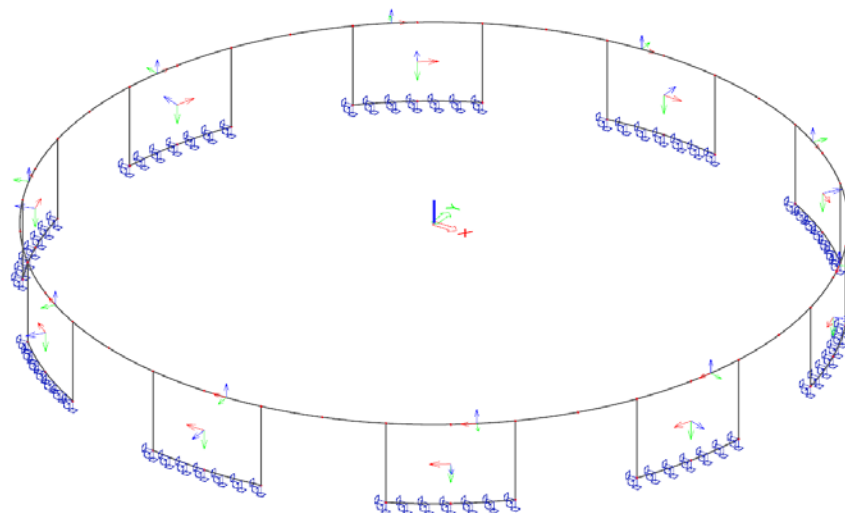
Obr. 27 3. Model prstence



Obr. 28 Podpory 3. Modelu

2.1.4) Model 4

Nejpřesnějším modelem pro výpočet vnitřních sil je model charakterizující skutečnou geometrii prstence, prstenec je kruhový. Uložení je provedeno na stěnách jako v případě modelu 3. Model 4 eliminuje nepřesnosti vnitřních sil ve vodorovném směru předchozích modelů. Stěny jsou v patě tuze vetknuty.



Obr. 29 4. Model prstence

2.1.5) Srovnání modelů

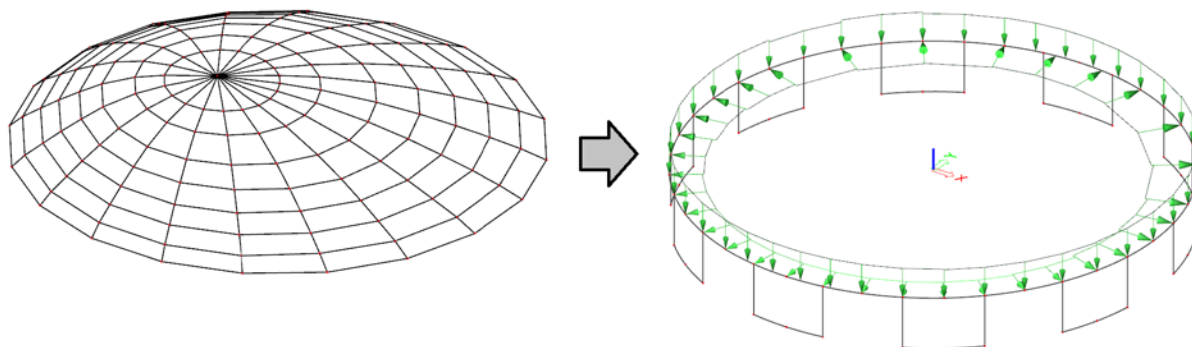
Tab. 7: Srovnání výsledků modelů 1, 2, 3 a 4

Vnitřní síly	model			
	1	2	3	4
N [kN]	128,720	723,428	813,988	864,315
V _y [kN]	133,706	128,887	130,381	16,128
V _z [kN]	121,347	121,324	121,445	105,415
M _x [kNm]	5,503	5,436	7,714	4,155
M _y [kNm] pole	34,680	34,289	43,420	44,678
M _y [kNm] podpora	-72,916	-73,265	-71,842	-68,453
M _z [kNm] pole	29,670	60,334	37,109	8,717
M _z [kNm] podpora	-73,396	-73,548	-66,622	-6,839

Byla provedena tabulka srovnávající vnitřní síly vznikající na jednotlivých modelech. Z výše uvedených hodnot (Tabulka 7) je patrná podobnost modelů 2, 3 a 4. Model č. 1 podává nejhorší výsledky vzhledem ke skutečnému stavu konstrukce. V modelu vzniká menší normálová síla, protože je prstenec upnut v tuhých podporách, které zabraňují rozvoji tahové síly v průřezu.

2.2) Zatížení

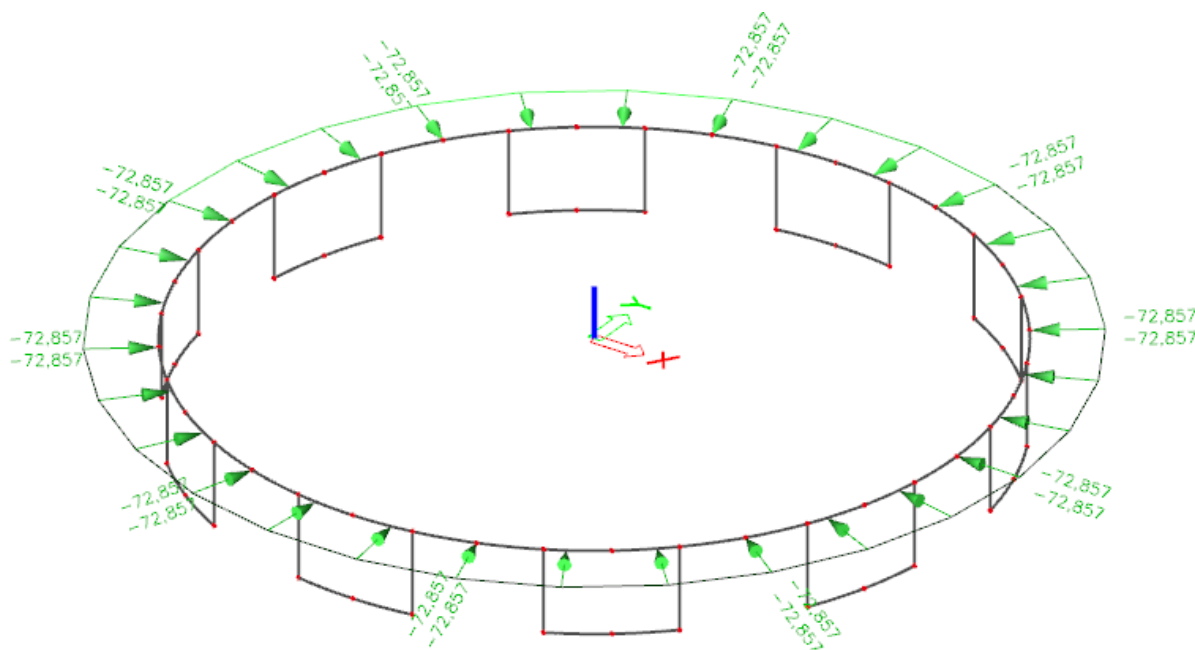
Reakce z modelu skořepiny jsou převedeny na liniové zatížení na modelu prstence. Na prstenci jsou tedy shodné zatěžovací stavy jako v případě střešního pláště. Navíc je připsán zatěžovací stav zastupující vlastní tíhu samotného prstence s označením ZS0. Na modelu je tedy celkem vymodelováno 33 zatěžovacích stavů včetně předpětí s označením ZS32.



Obr. 30 Převod modelu skořepiny do modelu prstence

2.3) Kombinace

Jako v případě střešní skořepiny, tak i u prstence jsou generovány automatické kombinace pro mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti. Pro mezní stav únosnosti je vytvořena obálková kombinace (STR/GEO) Soubor B z přílohy A1. Zatěžovací stav předpětí s označením ZS32 není zahrnut v základní kombinaci MSÚ, protože je modelován jako stálé zatížení a v MSU kombinaci by byl opravován koeficienty γ_G (Obrázek 31). Proto je pro tento případ vytvořena skupina výsledků, kde je samostatně zahrnuta kombinace MSU a samostatně zatěžovací stav ZS32. Výsledky vnitřních sil pak výpočtový program scia engineer podává jako obálku z výsledků MSU a stavu ZS32. Je třeba výsledky z MSU a stavu ZS32 mezi sebou manuálně sčítat/odčítat. O zatěžovacím stavu předpětí bude pojednááno v dalších kapitolách [10].

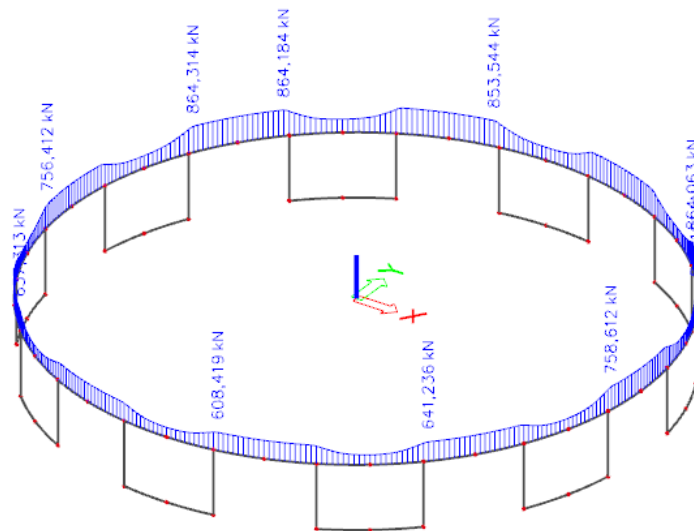


Obr. 31 Zatěžovací stav ZS32

2.4) Charakter vnitřních sil

Konstrukce prstence je zatěžována ve svislé rovině posouvající silou V_z a ohybovým momentem M_y . Ve vodorovné rovině působí složky posouvající síly V_y a momenty M_z . Dále na konstrukci vznikají kroutící momenty M_x a průřez je namáhán normálovou silou N . Bude provedeno posouzení na kombinaci ohybového momentu a normálové síly pro rovinu z a y , posouzení na smyk pro rovinu z a y a posouzení na kroucení a kombinaci kroucení s posouvající silou.

Vzhledem k vysoké tahové normálové síle o velikosti 864,315 kN (Tabulka 7) je třeba navrhnout mohutný silně vyztužený betonový průřez nebo je možné snížit tahové účinky předpínací výztuží. Pro ušetření materiálu a pro líbivější vzhled bude průřez předepnut.



Obr. 32 Průběh normálových sil na prstenci od kombinace MSU

2.5) Ověření vnitřních sil výpočtem

Pro zjištění, zda opravdu vznikají takové vnitřní síly, jaké výpočtový software podal, je zjednodušeně ověřena normálová síla v prstenci. Maximální vypočtená hodnota z obávkové kombinace je 864,315 kN. Pro ověření byla sestavena kombinace obsahující zatěžovací stavy ZS1 Vlastní tíha, ZS7 Sníh plný a ZS18 Návěj. Pro každý stav byla uvedena průměrná hodnota liniového vodorovného zatížení na prstenc. Výsledná normálová síla se vypočetla pro membránový stav, kdy je zatížení symetrické a v konstrukci by teoreticky vznikala pouze normálová síla (Vzorec 11). Výsledná hodnota normálové síly byla statickým výpočtem stanovena na 782,121 kN. Softwarové výsledky tedy lze považovat za přijatelné.

$$N = g \cdot r \quad (11)$$

kde N – Normálová síla [kN]

g – zatížení [kN/m]

r – poloměr prstence [m]

2.6) Výpočet předpínací síly potřebné pro zachycení normálové síly

Výpočtem jsou navržena nesoudržná předpínací lana, která budou situována v těžišti průřezu tak, aby nevznikaly ohybové momenty a smykové síly od předpětí. Dráha kabelů se tedy po výšce průřezu teoreticky nebude měnit, tím se ušetří na ztrátách třením. Ohybové momenty a smyk bude přenášet žebírková výztuž.

Jsou navrženy 4 kusy předpínacích lan Y1860S7–15,7–A. Pro první fázi výpočtu je předpokládána okamžitá ztráta v předpětí 5 % a provozní ztráta 5 %. Přepočtená předpínací síla P_0 vyvozuje vodorovné tlakové zatížení 72,857 kN/m². Po předepnutí jsou přepočítány maximální vnitřní síly na prstenci od kombinace MSU (Tabulka 8) [8, 11, 12].

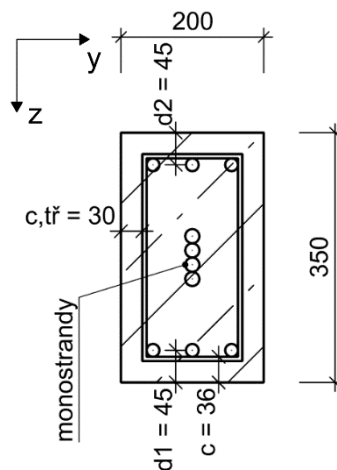
Tab. 8: Srovnání výsledků před a po předepnutí

Vnitřní síly (maximální)	model	
	4 před předepnutím	4 po předepnutí
N [kN]	864,315	136,200
V _y [kN]	16,128	6,174
V _z [kN]	105,415	105,415
M _x [kNm]	4,155	4,155
M _y [kNm] pole	44,678	44,678
M _y [kNm] podpora	-68,453	-68,453
M _z [kNm] pole	8,717	3,663
M _z [kNm] podpora	-6,839	-2,935

2.7) Dimenzování na mezní stav únosnosti

2.7.1) Dimenzování na kombinaci ohybového momentu a normálové síly

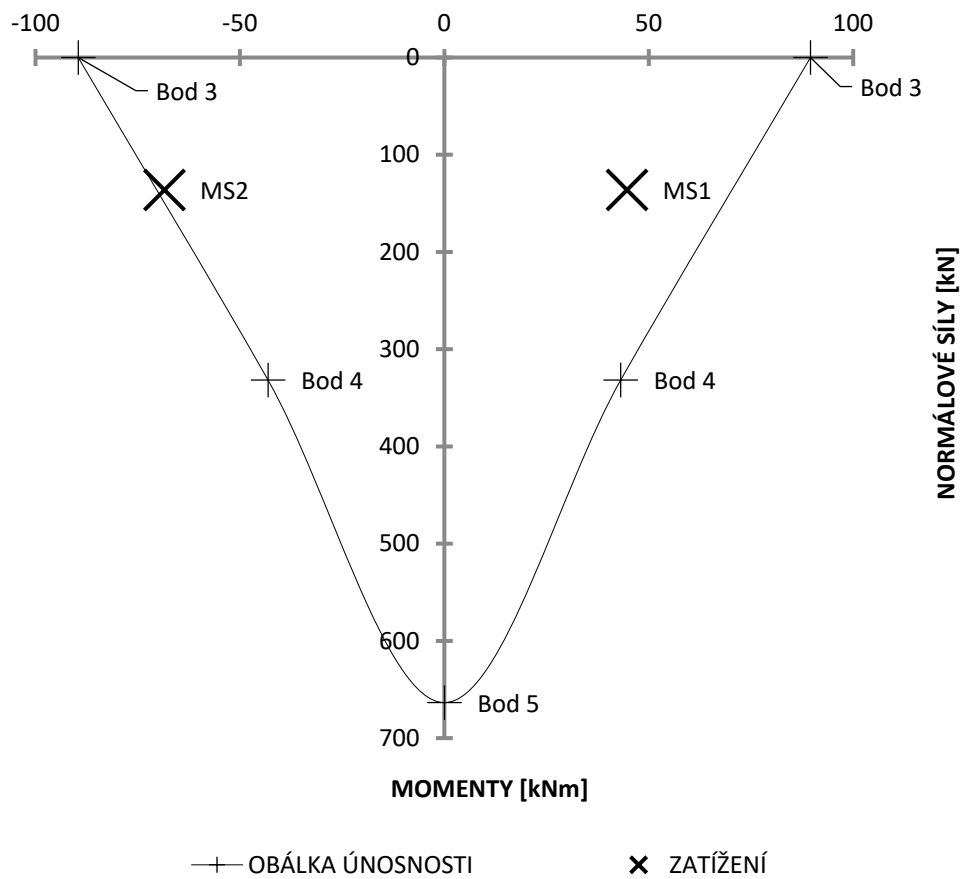
Pro předběžný průřez 200x350 mm je navržena výztuž 3Ø18 při spodním a při horním povrchu (Obrázek 33). Pro prstenec z hlediska krytí výztuže platí stejné podmínky jako v případě střešní skořepiny. Je navržena stejná třída betonu C 25/30 a jakost výztuže B500B. Posouzení na kombinaci ohybového momentu a normálové síly je provedeno pomocí interakčních diagramů, a to pro oba posuzované směry z i y. Pro zjednodušení výpočtů byl zanedbán přírůstek ohybové únosnosti předpínacích lan. Interakční diagramy jsou vykresleny pomocí programu Microsoft Excel a jednotlivé body jsou vypočteny ručně v programu Microsoft Word. Pro výpočet jsou brány stejné pracovní diagramy materiálů jako u skořepiny.



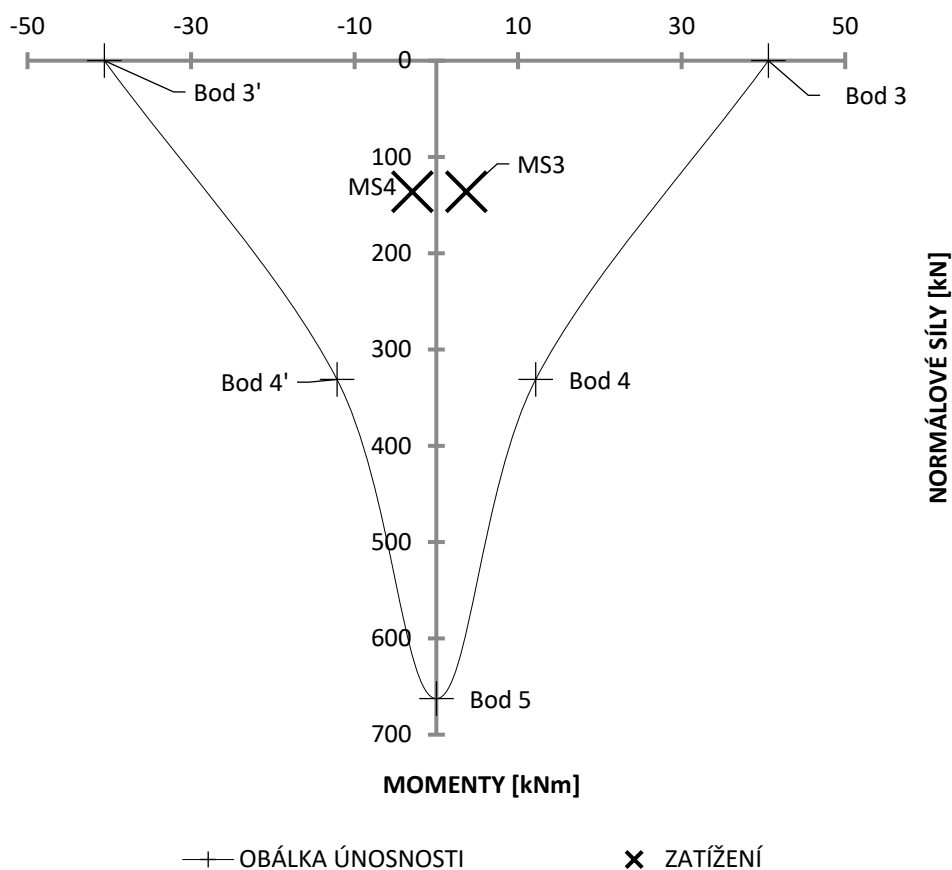
Obr. 33 Profil prstence pro posouzení

Tab. 9: Zatěžovací body interakčního diagramu

Směr	Bod	Veličina	Hodnota
z	MS1	$M_{\max +}$	44,678 kNm
		N_{\max}	136,200 kN
	MS2	$M_{\max -}$	-68,453kNm
		N_{\max}	136,200 kN
y	MS3	$M_{\max +}$	3,663 kNm
		N_{\max}	136,200 kN
	MS4	$M_{\max -}$	-2,935 kNm
		N_{\max}	136,200 kN



Graf 3: Interakční diagram prstence pro směr (z)



Graf 4: Interakční diagram prstence pro směr (y)

Pro zatížení byly předběžně vybrány pouze maximální hodnoty. Konstrukce Prstence na tyto účinky vyhovuje. K největšímu zatížení dochází v úrovni nad podporou, kde zatěžovací bod MS2 těsně hraničí s obálkou únosnosti ve svislém směru z.

2.7.2) Dimenzování na smyk

Smyková únosnost pouze betonového průřezu $V_{Rd,c}$ ve svislém směru byla vypočtena na hodnotu 23,912 kN. Maximální smykové zatížení v tomto směru je $V_{Ed} = 105,415$ kN. Byla třeba navrhnout smyková výztuž. Statickým výpočtem byla stanovena smyková výztuž 2Ø6/90 mm. Smyková výztuž je dvojstřížná. V místě, kde již není třeba smyková výztuž bude prstenec vyztužen na minimální stupeň vyztužení 2Ø6/200 mm, tato poloha se nachází 1 400 mm od líce podpory.

Smyková únosnost betonového profilu v druhém směru y je $V_{Rd,c} = 21,413$ kN a zatížení $V_{Ed} = 6,174$ kN. Betonový prvek ve směru y přeneše smykové zatížení, není třeba smykové výztuže.

Smyková únosnost byla předběžně provedena na kombinaci maximálních posouvajících sil a maximální normálové síly. Takto je konstrukce vyhovující (Tabulka 10) [5].

Tab. 10: Posouzení na smyk

Směr	Vztah posouzení	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kPa]	posouzení
z	$V_{Ed} / V_{Rd,s}$	105,415	112,480	vyhovuje
y	$V_{Ed} / V_{Rd,c}$	6,174	21,413	vyhovuje

2.7.3) Dimenzování na kroucení

Byla vypočtena hodnota kroutícího momentu při vzniku trhlin $T_{Rd,c} = 5,937$ kNm. Maximální kroutící moment je $M_x = 4,155$ kNm (Tabulka 11). Využití je 70 %. Dále byla posouzena únosnost na kombinaci kroutícího momentu M_x a posouvající síly $V_{Ed} = 6,174$ kN, kdy využití 98 % těsně hraničí s únosností. Konstrukce ale byla posouzena na maximální hodnoty, je tedy předpokládána rezerva. Důležitým parametrem bylo posouzení tlačných diagonál, kdy maximální posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd,max}$ dosáhla hodnoty 221,716 kN a kroutící moment na mezi únosnosti $T_{Rd,max}$ byl vypočten na 19,925 kN. Posouzení tlačných diagonál dosáhlo využití meze na 69 %. Konstrukce je vyhovující, nemusí být navržena přídatná výztuž [5, 6].

Tab. 11: Posouzení na kroucení

Vztah posouzení	M_x [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	posouzení
$M_x / T_{Rd,c}$	4,155	5,937	vyhovuje

2.8) Posouzení na mezní stav použitelnosti

Stejně jako v případě skořepiny, je i prsteneček posouzen na omezení napětí v betonu a výztuži. Pro přesnější výpočet napětí byly brány Maximální normálové síly a ohybové momenty a jim odpovídající ohybové momenty a normálové síly. Není tedy uvažováno jen s maximálními hodnotami jako v případě mezního stavu únosnosti.

2.8.1) Omezení tlakového napětí v betonu

Postup výpočtu je shodný s výpočtem napětí skořepiny. Pro Omezení vzniku podélných trhlin je charakteristická hodnota pevnosti betonu redukována součinitelem k_1 , který je roven hodnotě 0,6. Pro lineární dotvarování se redukuje pevnost součinitelem k_2 o velikosti 0,45. Omezení tlakového napětí se provedlo pro charakteristickou kombinaci [5, 7].

Tab. 12: Posouzení vzniku podélných trhlin pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{max} + M_{y,odp}$	9 331,538	15 000	vyhovuje
	$M_{y,max} + N_{odp}$	9 258,463	15 000	vyhovuje
y	$N_{max} + M_{z,odp}$	5 666,057	15 000	vyhovuje

Tab. 13: Posouzení lineárního dotvarování pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	9 331,538	11 250	vyhovuje
	$M_{y,\max} + N_{odp}$	9 258,463	11 250	vyhovuje
y	$N_{\max} + M_{z,odp}$	5 666,057	11 250	vyhovuje

2.8.2) Omezení tahového napětí ve výztuži

Pro posouzení omezení tahového napětí ve výztuži je charakteristická pevnost výztuže omezena součinitelem k_3 o velikosti 0,8. Omezení napětí ve výztuži je pro charakteristickou kombinaci [5, 7].

Tab. 14: Posouzení tahového napětí výztuže pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	22 774,536	400 000	vyhovuje
	$M_{y,\max} + N_{odp}$	50 495,087	400 000	vyhovuje
y	$N_{\max} + M_{z,odp}$	5 042,136	400 000	vyhovuje
	$M_{z,\max} + N_{odp}$	-13 813,227 (tlak)	400 000	vyhovuje

2.8.3) Omezení tahového napětí v betonu

Posudek omezení tahového napětí v betonu byl proveden pro kvazistálou kombinaci, kdy dojde ke vzniku trhlin prstence v místě nad podporou ve svislém směru. Vzhledem k tomu, že na prstenci bude vybetonována železobetonová atika, tak lze předpokládat, že k žádným trhlinám docházet nebude. Ve vodorovném směru nebude docházet k ohybovým trhlinám (Tabulka 15) [5, 7].

Tab. 15: Posouzení tahového napětí betonu pro čas t_0

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	-814,849	1 820	vyhovuje
	$M_{y,\max, podpora} + N_{odp}$	5 087,713	1 820	nevyhovuje
	$M_{y,\max, pole} + N_{odp}$	1 121,991	1 820	vyhovuje
y	$M_{z,\max, podpora} + N_{odp}$	-3 181,359	1 820	vyhovuje

2.9) Ztráty v předpínacích lanech

Okamžité a provozní předpokládané ztráty odhadnuté na hodnoty 5 % a 5 % byly ověřeny výpočtem. Okamžitá ztráta v předpínacích lanech byla vypočtena na hodnotu 11,12 %. Provozní ztráta je statickým výpočtem stanovena na 12,4 % (Tabulka 16) [8, 11, 12].

Tab. 16: Ztráty v předpětí okamžité a provozní

Okamžité ztráty [MPa]	
Tření	$\Delta\sigma_{p,\mu} = 132,755$
Pokluz v kotvě	$\Delta\sigma_{p,w} = 21,667$
Okamžité pružné přetvoření betonu	0,000
Postupné předpínání	0,000
Otlačení betonu	0,000
Relaxace výztuže	$\Delta\sigma_{p,r} = 9,727$
Okamžité ztráty celkem	$\Delta\sigma_p = 164,149$
Provozní ztráty [MPa]	
Relaxace výztuže	$\Delta\sigma_{p,r} = 47,460$
Smršťování betonu	$\Delta\sigma_{p,s} = 81,217$
Dotvarování betonu	$\Delta\sigma_{p,c} = 82,167$
Provozní ztráty celkem	$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 163,599$

Výpočtem je předpokládána ztráta třením v oblouku, která vznikne v polovině předpínací dráhy. Dráha má půlkruhový tvar s poloměrem 11,480 m. Ztráta Pokluzem v kotvě je předpokládán pro pokluz lana 4 mm. Vzhledem k charakteru uzavřeného kruhu se nepředpokládá ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu. Projektem není uvažováno postupné předpínání, všechna lana budou napínána společně. Ztráta otlačení betonu u rotačně symetrických konstrukcí se neuplatní, protože poloměr zakřivení lan je vyšší než 1,5 m. Ve výpočtech je uvažováno předpínání v 7. dnu, kdy beton dosáhne 70% pevnosti.

Předpokládané ztráty se od vypočtených ztrát liší více než o polovinu. Proto byl znovu proveden výpočet a posouzení pro mezní stav únosnosti a použitelnosti. Vypočtené ztráty vzhledem ke složitému modelu nebyly ověřeny softwarem.

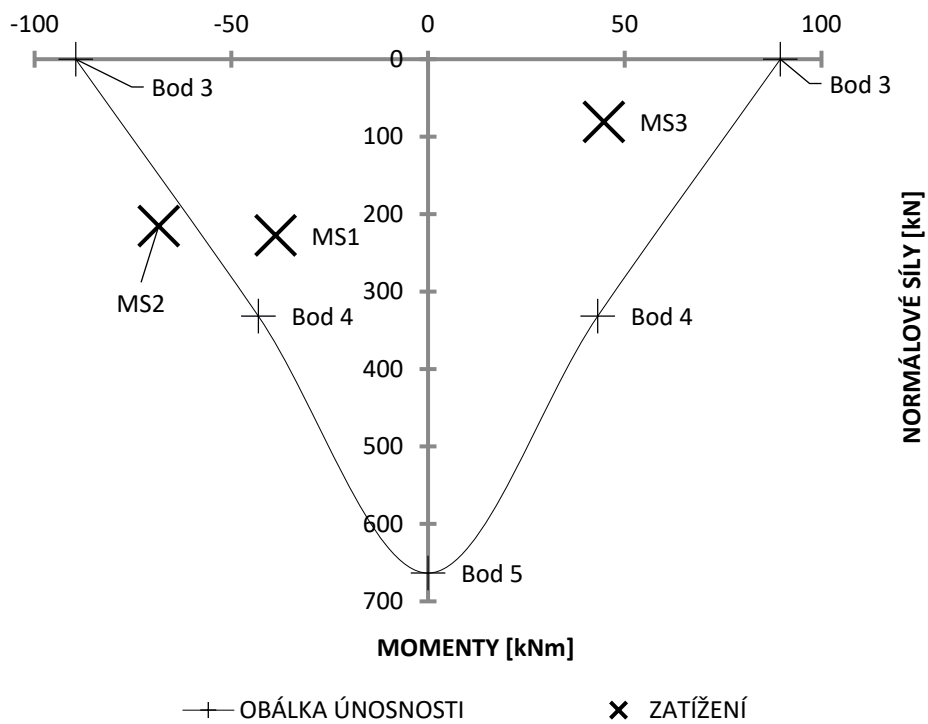
2.10) Ověření mezního stavu únosnosti

Pro ověření mezního stavu už budou použity zatěžovací body s maximální hodnotou a jejich odpovídající veličinou. Vzhledem ke snížení předpínací síly lze očekávat snížení únosnosti pro kombinaci ohybu a normálové síly a pro smyk s kroucením.

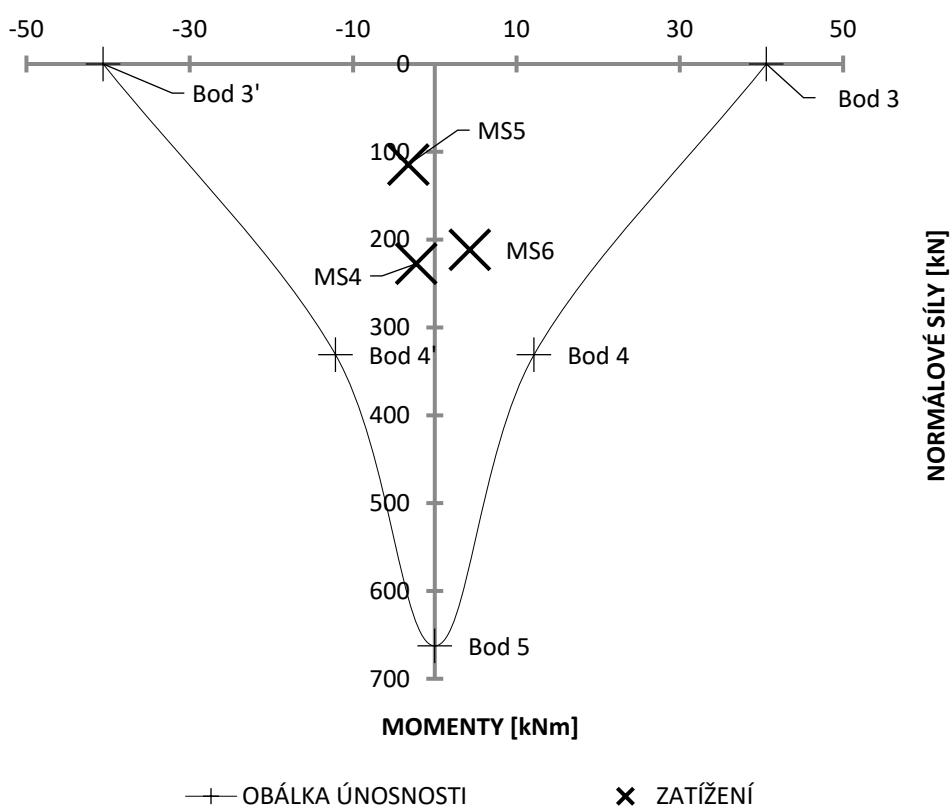
2.10.1) Ověření únosnosti na kombinaci ohybového momentu a normálové síly

Tab. 17: Zatěžovací body interakčního diagramu

Směr	Bod	Veličina	Hodnota
z	MS1	N_{\max}	227,436 kNm
		$M_{y\text{odp, podpora}}$	-38,747 kN
	MS2	$M_{y\max, podpora}$	-68,453k Nm
		N_{odp}	215,470 kN
	MS3	$M_{y\max, pole}$	44,678 kNm
		N_{odp}	80,885 kN
y	MS4	N_{\max}	227,436 kNm
		$M_{z\text{odp, podpora}}$	-2,279 kN
	MS5	$M_{z\max, podpora}$	-3,239 kNm
		N_{odp}	114,621 kN
	MS6	$M_{z\max, pole}$	4,296 kNm
		N_{odp}	211,595 kN



Graf 5: Interakční diagram prstence pro směr (z)



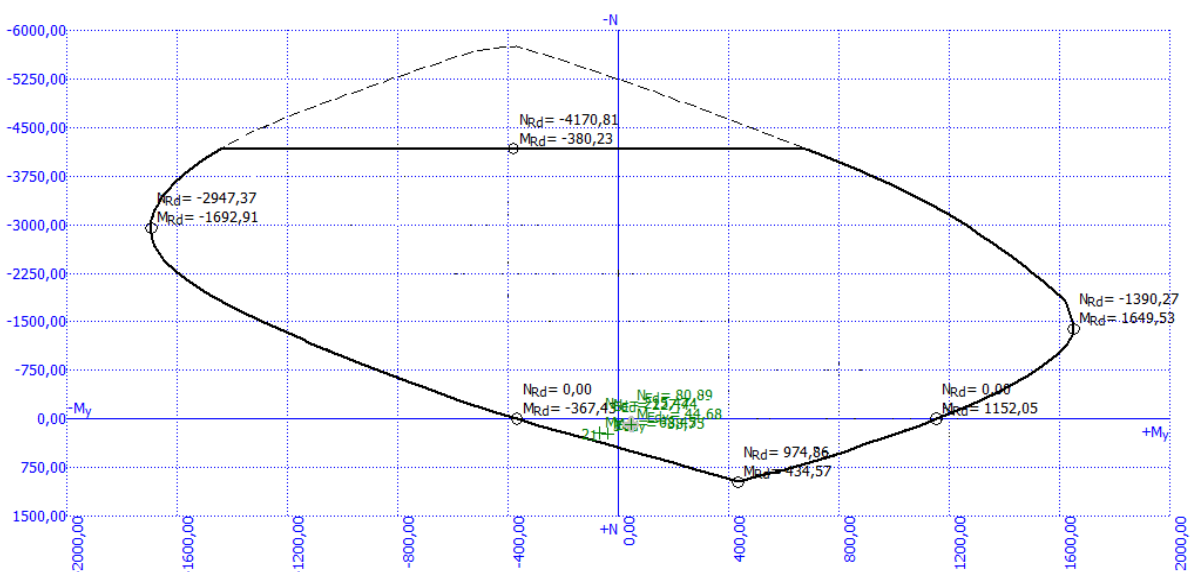
Graf 6: Interakční diagram prstence pro směr (y)

Zatěžovací bod MS2 vychází mimo obálku únosnosti (Graf 5), jedná se o zatížení situované nad podporou. Se spolupůsobící atikou se ale ohybová únosnost nepatrně zvýší a prstencem může být považován za vyhovující (Tabulka 18). Bylo provedeno rychlé ověření únosnosti pomocí výpočtového programu FIN EC 2018.

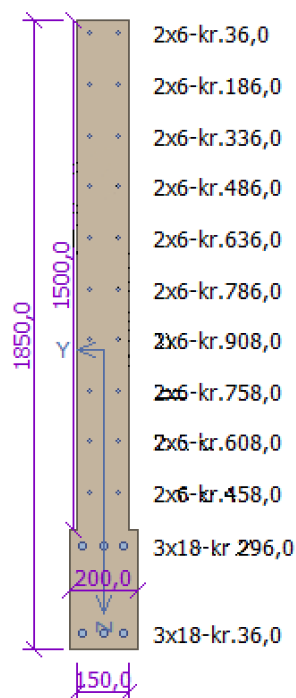
Pro výpočet je v atice navržena žebírková výztuž $\varnothing 6/150$ (Obrázek 34). Atika je vyztužena na minimální stupeň vyztužení. Betonáž atiky bude probíhat až po předeptnutí prstence, atika tedy nebude předpětím ovlivněna. Svislá výztuž atiky je kotvena do prstence.

Tab. 18: Posouzení únosnosti prstence s vlivem atiky

Č.	název	Ned [kN]	Nrd [kN]	Med [kNm]	Mrd [kNm]	využití	posouzení
1	MS1	227,43	974,86	-38,74	-180,59	49,7	vyhovuje
2	MS2	215,47	974,86	-68,45	-190,52	57,4	vyhovuje
3	MS3	80,88	974,86	44,67	1101,90	8,3	vyhovuje



Graf 7: výstup interakčního diagramu z FIN EC 2018



Obr. 34 Posuzovaný profil v programu FIN EC 2018

2.10.2) Ověření smykové únosnosti

S vyšší hodnotou normálové síly při kombinaci MSU dojde ke snížení smykové únosnosti betonového průřezu V_{Rdc} ve směru z i y. Smyková únosnost je ověřena bez vlivu atiky. Vypočtená hodnota smykové únosnosti V_{Rdc} pro směr z se zmenšila na 11,980 kN, tímto se změní vzdálenost od které lze navazovat konstrukční třmínky. Po přepočtu lze ukládat tyto třmínky ve vzdálenosti 1 600 mm od líce podpory. Zatížení smykovou silou V_{Ed} se nemění. Ve vodorovném směru se únosnost V_{Rdc} snížila na 10,795 kN, maximální smykové zatížení v tomto směru V_{Ed} je 7,857 kN. Betonový průřez přenesou posouvající sílu ze směru y. Konstrukce na posouvající síly vyhovuje (Tabulka 19) [5].

Tab. 19: Posouzení na smyk

Směr	Vztah posouzení	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kPa]	posouzení
z	$V_{Ed,max} / V_{Rd,s}$	105,415	112,480	vyhovuje
	$V_{Ed,maxN} / V_{Rd,s}$	99,090	112,480	vyhovuje
y	$V_{Ed,max} / V_{Rd,c}$	5,994	10,795	vyhovuje
	$V_{Ed,max,N} / V_{Rd,c}$	7,857	10,795	vyhovuje

2.10.3) Ověření únosnosti v kroucení

Při ověření konstrukce na kroucení byly posouzeny tři případy zatížení. V prvním případě byl posouzen maximální kroutící moment M_x s momentem na mezi vzniku trhlin $T_{Rd,c}$. Druhý případ charakterizuje kombinaci maximálního kroutícího momentu $M_{x,max}$ s odpovídající posouvající silou V_y . V posledním případě je uvážen stav při maximální posouvající síle $V_{y,max}$ a odpovídajícím kroutícím momentu M_x (Tabulka 20). Průřez na kroucení vyhověl bez nutnosti přídavné výztuže [5, 6].

Tab. 20: Posouzení na kroucení

Směr	Vztah posouzení	Hodnoty [kN][kNm]	Využití [%]	posouzení
	$M_{x,max}/T_{Rd,c}$	4,155/5,937	69,98	vyhovuje
y	$V_{y,odp}/V_{Rd,c} + M_{x,max}/T_{Rd,c}$	1,899/10,795 + 4,155/5,937	87,57	vyhovuje
	$V_{y,max}/V_{Rd,c} + M_{x,odp}/T_{Rd,c}$	7,857/10,795 + 1,432/5,937	96,90	vyhovuje

2.11) Ověření mezního stavu použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti bylo znovu ověřeno omezení napětí v betonu a výztuži, dále byl proveden zjednodušený výpočet okamžitého průhybu se spolupůsobením železobetonové atiky nad prstencem.

2.11.1) Omezení tlakového napětí v betonu

Bylo provedeno posouzení omezení tlakového napětí v betonu pro čas odbednění konstrukce t_0 a pro čas t_∞ . Pro t_∞ byla vzata charakteristická kombinace a pro t_0 kombinace odpovídá kombinaci kvazistálé, kde jsou pouze stálá zatížení. čas Konstrukce prstence vyhovuje [5, 7].

Tab. 21: Posouzení vzniku podélných trhlin pro čas t_∞

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{max} + M_{y,odp}$	8 225,459	15 000	vyhovuje
	$M_{y,max,pole} + N_{odp}$	8 079,949	15 000	vyhovuje
y	$N_{max} + M_{z,odp}$	4 397,735	15 000	vyhovuje

Tab. 22: Posouzení vzniku podélných trhlin pro čas t_0

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	9 124,603	10 500	vyhovuje
	$M_{y,\max,pole} + N_{odp}$	10 377,980	10 500	vyhovuje
	$M_{y,\max,podpora} + N_{odp}$	9 622,080	10 500	vyhovuje
y	$N_{\max} + M_{z,odp}$	4 732,914	10 500	vyhovuje

Tab. 23: Posouzení lineárního dotvarování pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	8 225,459	11 250	vyhovuje
	$M_{y,\max,pole} + N_{odp}$	8 079,949	11 250	vyhovuje
y	$N_{\max} + M_{z,odp}$	4 397,735	11 250	vyhovuje

2.11.2) Omezení tahového napětí ve výztuži

Znovu bylo provedeno ověření napětí ve výztuži pro čas t_{∞} a charakteristickou kombinaci. Ve výztuži není překročena hodnota maximálního napětí [5, 7].

Tab. 24: Posouzení tahového napětí výztuže pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	45 154,268	400 000	vyhovuje
	$M_{y,\max,podpora} + N_{odp}$	57 293,456	400 000	vyhovuje
y	$N_{\max} + M_{z,odp}$	8 047,769	400 000	vyhovuje
	$M_{z,\max,pole} + N_{odp}$	-6 403,383 (tlak)	400 000	vyhovuje

2.11.3) Omezení tahového napětí v betonu

Tahové napětí v betonu bylo ověřeno pro kvazistálou kombinaci v čase t_0 a pro častou kombinaci v čase t_{∞} . V čase t_0 dojde ke vzniku trhlin pouze v místě nad podporou (Tabulka 25). Při časté kombinaci se prvek potrhá nad podporou i v poli (Tabulka 26) [5, 7].

Tab. 25: Posouzení tahového napětí betonu pro čas t_0

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y,odp}$	-266,196	1 820	vyhovuje
	$M_{y,\max} + N_{odp}$	5 625,436	1 820	nevyhovuje
	$M_{y,\max,pole} + N_{odp}$	1 668,900	1 820	vyhovuje

Tab. 26: Posouzení tahového napětí betonu pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$N_{\max} + M_{y, \text{odp}}$	3 119,138	2 600	nevyhovuje
	$M_{y, \max, \text{podpora}} + N_{\text{odp}}$	7 261,458	2 600	nevyhovuje
	$M_{y, \max, \text{pole}} + N_{\text{odp}}$	3 120,830	2 600	nevyhovuje
y	$M_{z, \max, \text{podpora}} + N_{\text{odp}}$	-1 478,965 (tlak)	2 600	vyhovuje
	$N_{\max} + M_{z, \text{odp}}$	330,527	2 600	vyhovuje
	$M_{z, \max, \text{pole}} + N_{\text{odp}}$	-1 306,186 (tlak)	2 600	vyhovuje

V prstenci vzniknou ohybové trhliny ve svislém směru, kdy se potrhá průřez nad podporou i v poli. Trhlina nad podporou bude skladbou střešního pláště zakryta a nebude vidět, toto neplatí v případě ohybové trhliny v poli. Pro ověření bude proveden výpočet napětí se spolupůsobením železobetonové atiky. Vzhledem k tomu, že bude atika provedena až po předepnutí prstence, tak atika nebude zatížena normálovou silou od předpětí, bude tedy zjednodušeně vypočteno napětí pouze od momentu, který přenese celý průřez. V takovém stavu nebude docházet k trhlinám při časté kombinaci (Tabulka 27) ani při kvazistálé kombinaci (Tabulka 28).

Tab. 27: Posouzení tahového napětí betonu pro čas t_{∞}

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$M_{y, \text{odp, podpora}}$	153,804	2 600	vyhovuje
	$M_{y, \max, \text{podpora}}$	430,912	2 600	vyhovuje
	$M_{y, \max, \text{pole}}$	288,919	2 600	vyhovuje

Tab. 28: Posouzení tahového napětí betonu pro čas t_0

Směr	Bod	Napětí [kPa]	Limitní napětí [kPa]	posouzení
z	$M_{y, \max, \text{podpora}}$	404,489	1 820	vyhovuje

2.11.4) Průhyb v okamžiku dokončení

Byl vypočten průhyb na uvažovaném neporučeném průřezu, kdy se k prstenci zohlednil i vliv atiky. Průřezové charakteristiky ideálního průřezu byly vypočteny programem FIN EC 2018. Vypočtený průhyb s ohledem na vysokou ohybovou tuhost dosáhl zanedbatelných hodnot. Průhyb uprostřed rozpětí nad okenním otvorem je 0,006 mm. Vzhledem k nízkému průhybu nebyl ověřován celkový průhyb s vlivem dotvarování.

ZÁVĚR

Diplomová práce se zabývala statickým návrhem železobetonové konstrukce zastřešení přístavby kostela v Brně. Geometrie kupole z architektonického návrhu byla upravována tak, aby docházelo k vzniku co nejmenších ohybových momentů. Statickým posudkem byla navržena štíhlá konstrukce, která byla vyvázána na minimální stupeň vyztužení. Střešní konstrukce je v patě sepnuta předepnutým prstencem, kde byly navrženy čtyři monostrandy situované v těžišti průřezu.

Textová část byla rozdělena na technickou zprávu a průvodní zprávu statickým výpočtem řešené konstrukce. V technické zprávě byly popsány konstrukční systém a navržené materiály vybraných prvků. Dále byly sepsány technologické podmínky provádění vyztužování a betonáže. Text průvodní zprávy je doplněn obrázky, grafy a tabulkami. Průvodní zpráva je chronologicky seřazena tak, jak probíhal postup návrhu a posouzení. Pro řešené části stavby byla provedena výkresová dokumentace obsahující výkresy tvaru a výztuže.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ČSN EN 1990: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, Český normalizační institut, 2011. 100s.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, Český normalizační institut, 2004. 44s.
- [3] ČSN EN 1991-1-3: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*, Český normalizační institut, 2013. 52s.
- [4] ČSN EN 1991-1-4: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*, Český normalizační institut, 2013. 124s.
- [5] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Český normalizační institut, 2011. 202s.
- [6] ZICH, Miloš. *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů*. Praha: Dashöfer, 2010. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [7] ZICH, Miloš a Zdeněk BAŽANT. *Plošné betonové konstrukce, nádrže a zásobníky*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2010. ISBN 978-80-7204-693-5.
- [8] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [9] ČESKÁ REPUBLIKA. *Sbírka zákonů č. 62/2013: o dokumentaci staveb*. In.: 2013, číslo 62.
- [10] *Kombinace zatěžovacích stavů* [online]. 2008 [cit. 2018-01-02]. Dostupné z: <http://downloads.scia.net>
- [11] *Předpínací systémy VSL 0,5", 0,6"* [online]. Praha [cit. 2018-01-02]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/dodatecne-predpinani/>
- [12] *Zesilování konstrukcí pomocí předeprnutých lan Monostrand* [online]. Děčín [cit. 2018-01-02]. Dostupné z: <https://www.sanax.cz>
- [13] *RUNDFLEX: Plynule nastavitelné kruhové bednění pro poloměry od 1,00 m* [online]. Weissenhorn, 2011 [cit. 2018-01-02]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/>

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

g_k	charakteristické stálé zatížení
q_k	charakteristické proměnné zatížení
Y	objemová tíha
Y_G	součinitel stálého zatížení
Y_Q	součinitel proměnného zatížení
ψ	součinitel proměnného zatížení
s_k	char. Hodnota zatížení sněhem
$v_{b,0}$	základní rychlost větru
$v_m(z)$	char. střední rychlost větru
$q_p(z)$	maximální dynamický tlak
R_e	Reynoldsovo číslo
MSU	mezní stav únosnosti
MSP	mezní stav použitelnosti
ZS	zatěžovací stav
S6	třída konstrukce 6
V_{Ed}	návrhová posouvající síla
$V_{Rd,c}$	návrh. únosnost ve smyku bez výztuže
$V_{Rd,s}$	návrh. Únosnost smykové výztuže
M_{Ed}	návrhový ohybový moment
M_{Rd}	návrhová únosnost v ohybu
f	vzepětí
H	vodorovná složka reakce
M	ohybový moment
R_a, R_b	svislá složka reakce
k_1, k_2, k_3	omezující součinitele
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
E_{ceff}	efektivní modul pružnosti
$u_{celkové}$	celkový průhyb
$u_{počáteční}$	okamžitý průhyb
M_x	ohyb. moment kolem osy x
M_y	ohyb. moment kolem osy y
M_z	ohyb. moment kolem osy z
V_z	posouvající síla ve směru osy z
V_y	posouvající síla ve směru osy y

N	normálová síla
r	poloměr
\emptyset	průměr výztuže
$T_{Rd,max}$	kroučící moment na mezi únosnosti
$T_{Rd,c}$	kroučící moment na mezi vzniku trhlin
$V_{Rd,max}$	maximální návrhová posouvající síla
$\Delta\sigma$	ztráta napětí
t_0	čas počátku měření
t_∞	čas na koci životnosti

SEZNAM PŘÍLOH

- P1. Použité podklady
- P2. Výkresy tvaru a výztuže
- P3. Statický výpočet