

Soutěž o Cenu akademika Bažanta

Statická analýza sv. Mikuláše na Staroměstském náměstí v Praze

Jméno studenta, ročník, odbor:

Tereza Fajmanová, 4. ročník, C

Vedoucí práce:

prof. Ing. Pavel Kuklík CSc.

Katedra:

Katedra mechaniky

Obsah

Abstract	3
1 Úvod a cíle	4
2 Historie chrámu Svatého Mikuláše	5
3 Popis konstrukce	6
4 Výpočet vnitřních sil.....	7
4.1 Statické modely konstrukce	7
4.2 Výpočet zatížení	9
4.3 Řešení statických modelů	11
4.4 Řešení zjednodušeným modelem.....	11
5 Posouzení	15
5.1 Posouzení únosnosti zdiva z opuky (ohyb a tlak, tah)	15
5.2 Posouzení únosnosti zdiva z cihel CP (ohyb a tlak, tah).....	16
5.3 Posouzení únosnosti dřevěného žebra (ohyb a tlak)	18
6 Závěr	19
7 Seznam použité literatury a softwaru.....	20

Abstrakt

Práce se zaměřuje na historii a konstrukci barokního kostela sv. Mikuláše na Staroměstském náměstí v Praze, posouzení jeho klenby a jaký vliv má dobový lustr vážící 1,5 t na klenbu. V práci je výpočet proveden pomocí programu Scia Engineer a ověření pomocí přibližných výsledků ručním výpočtem podle membránové teorie. Porovnání výstupních hodnot je provedeno na třech různých materiálových modelech – opukového, zděného a dřevěného modelu – zatížených vlastní tíhou, klimatickými podmínkami a lustrem. Vyhodnocena je i stabilita celkové konstrukce.

Abstract

The work is focused on the history and structure of the baroque church Saint Nicholas in Old Town Square in Prague, on assessing its vault and the effect of the period chandelier weighing 1.5 tons on the vault. In this work the computation is performed using Scia Engineer and verification of the results using approximate handmade results according to membrane theory. Comparison of the output values is carried out at three different material models - marl, brick and wood model - loaded with its own weight, climatic conditions and chandelier. The stability of the overall design is also processed.

1 Úvod a cíle

V práci je popsána historie, konstrukce a posouzení klenby barokního kostela sv. Mikuláše na Staroměstském náměstí v Praze. Kostel je postaven podle návrhu barokního mistra Kiliána Ignáce Dientzenhofera. Pro zjištění stavu konstrukce bylo nutné kontaktovat správu kostela, která umožnila nahlédnout i do běžně nepřístupného podkroví, kde se nalézá krov z ležaté stolice. Krov je podle předběžného průzkumu v dobrém stavu, stejně jako samotný kostel. Historie kostela i mnohé výkresové podklady, které byly využity k modelaci hlavní klenby, byly získány ze zprávy stavebně historického průzkumu od Architektonické kanceláře DOUBNER spol. s r. o.. V práci je provedeno posouzení klenby barokního kostela, která je zatížena nejen svou vlastní tíhou a přírodními vlivy, ale i historickým lustrem, který váží 15 kN. Vzhledem k tomu, že se v kostele v současnosti konají bohoslužby i koncerty s vážnou hudbou, bylo nutné prokázat, že lustr neohrožuje bezpečnost klenby. K výpočtu byl použit softwarový program Scia Engineer 2011.1, který řeší vnitřní síly na konstrukci a umožňuje získat kritické zatížení při ztrátě stability. Celá práce je rozdělena na dvě části: popis historie a výpočet vnitřních sil s posouzením vybraných prvků.

Cíle:

- Provedení historického přehledu barokního kostela
- Vytvoření statického modelu kopule a modelu pro ruční zjednodušený výpočet
- Posouzení kopule, která je zatížena nejen svou vlastní tíhou a přírodními vlivy, ale i historickým lustrem, který váží 15 kN.



Obr. 1: Lustr v chrámu sv. Mikuláše

2 Historie chrámu Svatého Mikuláše

První historicky ověřené zmínky o kostelu svatého Mikuláše sahají až do roku 1273, kde se kostel objevil ve zprávě o velké povodni, která zatopila Staré město včetně kostela. Přesto je i tato zmínka považována za značně pozdní a podle předpokladů byl středověký kostel postaven už mnohem dříve. Zajímavou informací o stáří kostela obsahuje dopis opata Anselma Vlacha z roku **1732, kdy se začalo s bořením původního kostela, a tak bylo v jeho věži nalezeno několik pamětních listin. Jedna z nich datovala budování první věže kostela už do roku 1069.** Ačkoli o pravosti listiny, která se bohužel nedochovala, nejsou pochybnosti, je však možné, že se týkala kostela, který byl dříve při přestavbě zničen. I z toho to lze však usuzovat, že původní kostel byl v jádru románský, ačkoliv, jak vyobrazují některé známé kresby, rytiny a dřevořezby, přestavěn v gotickém slohu a rozšířen.

Němečtí kupci, kteří se přistěhovali k tržišti, zde založili původně raně gotický kostel, který až do dostavby Týnského chrámu sloužil jako farní kostel Starého Města. V roce 1714 se objevují první zmínky o plánování opravě kostela, když stavitelé Vít Václav a František Maxmilián Kaňka vyhotovili pro opata Maura Roučku zprávu o stavu klášterních budov a nákladech potřebných k opravě. Po opatově smrti pokračoval jeho nástupce opat Anselm Vlach, který brzy po svém zvolení provedl i určité změny, jako například najmutí nového stavitele Kiliána Ignáce Dientzenhofera, který v roce 1724 taktéž po prohlídce kostela napsal zprávu o stavu kostela. **Z jeho závěru vyplývá, že doporučuje celý kostel zbourat a postavit úplně nový.** Novostavba by tak přišla nejméně na 50 000 zlatých, kdežto oprava – ponechání zdí, které budou opatřeny novou klenbou a střechou, opravení věže by vyšlo na 12 000 zlatých ročně. I když finanční situace kostela nebylo dobrá, rozhodl se opat Vlach starý kostel strhnout a postavit nový podle Kiliánova návrhu.

Dluhy stále nebylo možné splácet, a taky když se za vlády Josefa II, v rámci jeho reformy, začalo rozhodovat, které kláštery budou zrušeny, důležitým faktorem byla současná hospodářská situace, a proto byl kostel v roce 1785, za opata Emiliána Muhlwenzla, zrušen a veškeré cenné vnitřní zařízení se odstranilo a rozprodalo. V roce 1789 nakonec došlo k rozprodání klášterních budov. O dva roky později byl vydražen i sám kostel, a však pražský magistrát si to rozmyslel, výsledek dražby anuloval a koupil kostel pro Pražskou obec.

I po té však kostel stále zůstával bez využití. Změnu přinesly až napoleonské války, během nichž byl kostel provizorně přebudován na sýpku pro uskladnění obilí. V roce 1830 se kostelu dostalo dalšího uplatnění, a tentokrát se stal kostel místem uskladnění starých magistrátních spisů, díky čemuž se opět prováděly opravy střechy a znovu osazovaly mříže do oken. V roce 1863 se obrátil ředitel Schenkel na vídeňskou centrální komisi s návrhem, aby byl kostel sv. Mikuláše, propůjčen přátelům staré



obr. 2: Snímek z nejranějšího období asanace ghetta (1896-1898)

církevní hudby k jejich koncertům. Kdyby kostel zůstal pod správou Spolku přátel staré církevní hudby, dočkal by se s velkou pravděpodobností značné renovace.

Po vypuknutí první světové války, v roce 1915, byl kostel postoupen pražské posádce a katolickým bohoslužbám jako skladiště či posádkový kostel, díky čemuž nastala další rekonstrukce výzdoby. Avšak už od počátku bylo rozhodnuto, že veškeré úpravy budou provádět sami vojáci a někteří umělci a řemeslníci, což kostelu opět spíše jen přitížilo. Nově opravený chrám Vojenské posádky u sv. Mikuláše ve starém městě Pražském byl 27. srpna 1916 posvěcen a v jejich správě zůstal do konce první světové války. V roce 1920 bylo opět projednáváno využití kostela, poté, co o něj požádala církev československá, a bylo jí vyhověno, i přes protesty České obce pravoslavné, která žádala o obnovení nájmu.

Během období komunismu využívala komunistická státní bezpečnost 70 metrů vysokou zvonici, ze které v té době bylo vidět do všech sídel či bytů prominentů, jako svou pozorovatelnu.

Kostel se nyní využívá nejen k pravidelným nedělním bohoslužbám od 10 hodin, ale vrátil se i k jedné ze svých původních funkcí, kdy kostel od roku 1865 sloužil jako **koncertní síň**. Kromě klasických koncertů vážné hudby, pořádá Náboženská obec spolu s uměleckými agenturami či charitativními organizacemi benefiční koncerty, kde vystupují hudební i pěvečtí umělci.

3 Popis konstrukce

Jedná se o barokní sakrální stavbu o půdorysných rozměrech 35 m x 25 m. Výška stavby je přibližně 40 m. Konstrukční systém je stěnový doplněný sloupy. Vnitřní prostor je z větší části zaklenut klenbami. Balkony tvoří dřevěné trámové stropy. Celkový obestavěný prostor stavby čítá 11 900 m³. Konstrukce je částečně podsklepená. V přízemí se nachází svatyně, kolumbárium a sakristie.

Hlavní prostor chrámu je obdobou schématu řeckého kříže. Jádro je tvořeno monumentálním oktogonálním prostorem zaklenutým klenbou s tamburem. Na západní straně se nachází vstupní prostor o hloubce dvou polí, východní prostor kněžiště o hloubce tří polí a závěr s půloválným půdorysem. Klenba je umístěna nad osmiboký půdorys, jehož strany na hlavních osách jsou širší a lehce pravouhlé vystouplé, strany na diagonálách pak užší, lehce zasunuté a konvexně vyduť. Přibližný obdélníkový půdorys má rozměry 18,23 m a 16,81 m a sahá do výšky 8,8 m, kde je v této výšce umístěn místo vrcholu klenby otvor o průměru 4 m, nad nímž se tyčí do výšky 4 m lucerna ukončena klenbou o výšce 1,85 m. Klenbu kostela nelze přesně zařadit mezi určitý typ klenby, jde spíše o konstrukci, která připomíná kopuli nebo klenbu klášterní, která vznikla kolmým průnikem čtyř valených kleneb. U obou typů se zatížení přenáší do podpor po celém obvodu. Ve vrcholu klenby se nachází otvor, nad kterým je umístěna lucerna s klenbou, na které je umístěn lustr viz obr. 3. Způsob kotvení lustru lze pouze předpokládat, protože do lucerny, v současné době, není snadný přístup. Zdivo je tvořeno smíšenými opukovými kvádry s menším rozsahem cihlového zdiva. Ve sklepech a základech je zdivo výhradně opukové, ojedinělé části



Obr. 3: Pohled do hlavní klenby

mohou být datově zařazeny až do středověku. Zdivo není staticky porušeno ani nevykazuje známky zvýšené vlhkosti, až na výjimku v úseku průčelí, které navlhá kvůli poruše okapních rour. Omítky jsou vápenné, obnovené během poslední opravy přibližně v roce 1970.

4 Výpočet vnitřních sil

K výpočtu vnitřních sil byly namodelovány tři statické a materiálové modely v programu Scia Engineer. Vybrané zatěžovací stavy - stálé zatížení, zatížení sněhem a zatížení větrem, a jejich následná kombinace je navržena podle EN. Z výpočetního programu Scia byly převzaty výsledky lineární stability od zatížení stabilitní kombinací a výsledky lineárního výpočtu od zatížení kombinací CO V k posouzení únosnosti jednotlivých modelů na ohyb a tlak a tah. Na řešeném zjednodušeném modelu je vyčíslen podíl zatížení zavěšeného lustru o tíze 15kN na celkovém zatížení klenby.

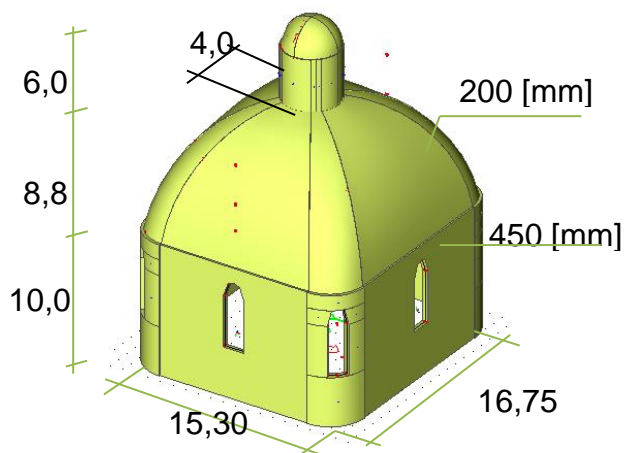
4.1 Statické modely konstrukce

Jednotlivé statické modely jsou vytvořeny v programu Scia Engineer 2011.1.

Scia Engineer je grafický softwarový systém pro návrh, výpočet a posouzení konstrukcí podle norem. Původně byl vyvinut, aby sloužil stavebním inženýrům; nicméně našel své uplatnění i v dalších oblastech. Scia Engineer představuje užitečný nástroj pro různě složité výpočty od prostých nosníků (1D), přes samostatné desky (2D) k celým budovám (3D) a detailní analýze distribuce vnitřních sil předpjatých konstrukcí v čase (4D).^[11]

Konstrukce je řešena metodou konečných prvků, což je pouze přibližná metoda výpočtu (přibližné řešení diferenciální rovnice stěnodesky). Další nepřesnost je v tom, že se membránová a ohybová tuhost vzájemně neovlivňují, protože stěnodeskový prvek je rovinný. Velikost chyby řešení závisí na dělení konstrukce na jednotné prvky. Čím je dělení jemnější, tím se řešení více blíží teoretickému. Jemné dělení však vede k nárůstu vnitřních sil v místech singulárních bodů. V reálné konstrukci dojde k zplastizování materiálu a rozprostření do větší plochy. Tento proces řeší fyzikálně nelineární programy, které však pro tuto úlohu nebyly použity. Program Scia Engineer umožňuje použít prvky s vyloučením tahu. V dané konstrukci, která je téměř celá tlačaná, však toto řešení není odlišné od lineárního.

V práci se počítá se dvěma statickými modely, které jsou tvořeny prutovými a/nebo stěnodeskovými prvky. Model ze stěnodeskových prvků se dále ještě uvažuje ve dvou materiálových variantách z opuky a cihel. Model s prutovými prvky je sendvičová konstrukce ze dřeva. Důvod, proč se uvažují celkem tři konstrukčně a materiálově odlišné modely je ten, že není známé



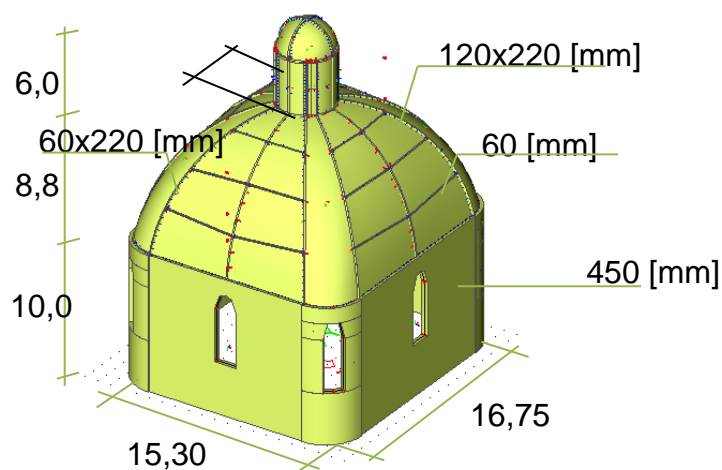
Obr. 4: Model opuka nebo cihly

materiálové složení hlavní klenby a nebylo možno ho ověřit. Dalším důvodem bylo zjistit odlišnosti chování klenby jako plošné konstrukce a konstrukce s nosnými žebry.

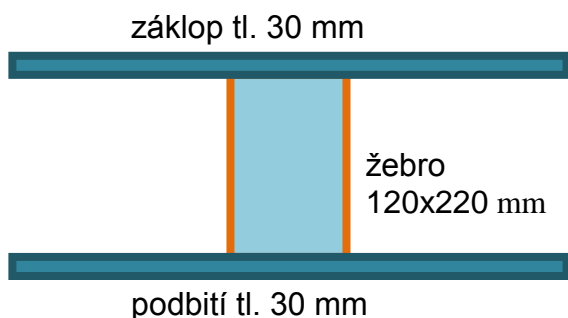
Model z opukových bloků je tvořen stěnodeskovými prvky. Předpokládanou skladbu konstrukce tvoří opukové bloky s tl. 200 mm viz obr. 4. Na vnitřní straně klenby je štuková omítka s freskami, jejíž průměrná tloušťka je zvolena 20 mm. Na vnější straně klenby je krytina neboli oplechování. Tloušťka tamburových stěn, které jsou prolomeny okny, se pravděpodobně pohybuje v rozmezí 450 až 600 mm. Pro výpočet je zvolena tloušťka 450mm, a protože se jedná o méně bezpečný případ, je návrh na straně bezpečnosti. Pokud konstrukce vyhoví, vyhoví i stěna o tloušťce 600 mm. V počítaném modelu se uvažuje štuková omítka jako stálé zatížení s měrnou tíhou 18 kN/m^3 , vlastní tíha plechu je zanedbána.

Model z cihel je stejně jako model z opuky tvořen stěnodeskovými prvky. Předpokládanou skladbu konstrukce tvoří plné pálené cihly o rozměrech $200 \times 140 \times 65 \text{ mm}$ a výsledná tloušťka klenby je 200 mm. Na vnitřní straně klenby je štuková omítka, jejíž průměrná tloušťka je zvolena 20 mm. Na vnější straně klenby je krytina neboli oplechování. Tloušťka tamburových stěn, které jsou prolomeny okny, se pravděpodobně pohybuje v rozmezí 450 až 600 mm, je zvolena 450 mm. Předpokládá se, že tambur je vyzděn taktéž plnými pálenými cihlami o rozměrech $290 \times 140 \times 65 \text{ mm}$ a jedná se o křížovou skladbu zdiva. V počítaném modelu se zjednodušeně počítá štuková omítka jako stálé zatížení s měrnou tíhou 18 kN/m^3 , vlastní tíha plechu je zanedbána.

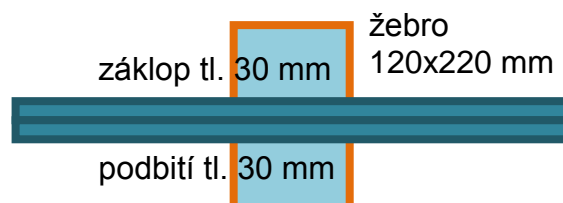
Model v dřevěné variantě pracuje s prutovými a stěnodeskovými prvky. Předpokládaná skladba konstrukce je tvořena hlavními nosnými dřevěnými žebry o rozměrech $120 \times 220 \text{ mm}$, mezi kterými se nacházejí stropničky o rozměrech $60 \times 220 \text{ mm}$ viz obr. 5.1.2. Na žebrech je z vnitřní strany klenby připevněno spodní podbití o tl. 30 mm. Na podbití se nachází štuková omítka. Průměrná tloušťka štukové omítky je zvolena 20 mm. Omítka je brána jako stálé zatížení s měrnou tíhou 18 kN/m^3 . Na vnější straně žebra je přichycen záklop s tl. 30 mm, na kterém se nachází krytina neboli oplechování. Vlastní tíha plechu je zanedbána. Tloušťka tamburových stěn z cihelného zdiva byla opět zvolena 450mm. V počítaném modelu se zjednodušeně počítá se záklopem i podbitím v těžišti žebra viz obr. 7. To vede ke snížení ohybové tuhosti, normálová tuhost je zachována. Tento zjednodušený model konstrukce je na straně bezpečnosti.



obr. 5: Model dřevěná kce



obr.6: Schéma předpokládané konstrukce



obr.7: Schéma zjednodušené verze

4.2 Výpočet zatížení

Kostel svatého Mikuláše se nachází v hustě zastavěné oblasti na Staroměstském náměstí v Praze 1.

Zatížení vlastní tíhou a ostatní stálé zatížení

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno výpočtním programem SCIA a započítává se do všech kombinací jako stálé zatížení. Do stálého zatížení se započítává tíha štukové omítky o tíze 18 kN/m³ a vlastní tíha zavěšeného lustru 1 500 kg.

Zatížení větrem

Stavba se nachází v zastavěné části, a proto je zařazena do kategorie IV – městské oblasti, ve kterých je méně než 15% nezastavěné plochy:

$$z_0 = 1 \quad z_{\min} = 10$$

součinitel expozice c_e (33) = 2,2

$$w_e = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe}$$

$$q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 390,6 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3; \quad v_b = 25 \text{ m/s}$$

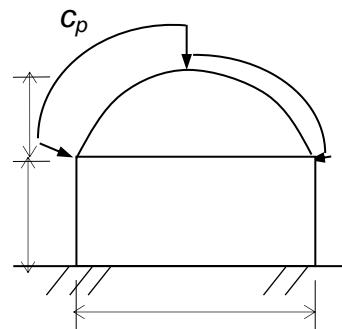
$$h = 33 \text{ m}$$

$$f = 9 \text{ m}$$

$$d = 18,23 \text{ m}$$

$$h/d = 33/18,23 = 1,81$$

$$f/d = 9/18,23 = 0,49$$



Obr. 8: Rozložení větru po konstrukci

A	$c_{pe} = 0,8$	$w_A = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe} = 390,625 \times 2,2 \times 0,8 = 0,69 \text{ kN/m}^2$
C	$c_{pe} = -0,4$	$w_C = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe} = 390,625 \times 2,2 \times -0,4 = -0,34 \text{ kN/m}^2$
D	$c_{pe} = 0,8$	$w_D = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe} = 390,625 \times 2,2 \times 0,8 = 0,69 \text{ kN/m}^2$
E	$c_{pe} = -0,7$	$w_E = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe} = 390,625 \times 2,2 \times -0,7 = -0,60 \text{ kN/m}^2$
Boční tlak-sání		
F	$c_{pe} = -1,2$	$w_D = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe} = 390,625 \times 2,2 \times -1,2 = -1,03 \text{ kN/m}^2$

Oblast B se na kopuli kvůli lucerně neuvažuje.

Zatížení sněhem

Praha ... sněhová oblast I ... $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Rozmístění sněhu po kopuli není přesně normou definované. Je možné vyjít z válcové střechy, kde jsou pro danou příslušnou oblast dané dva stavy. První je s rovnoměrným rozprostřením (obr. 9 horní tvar), druhý s nerovnoměrným (obr. 9 prostřední tvar). Ten se zde nedá použít – vzhledem k lucerně. Proto je vhodnější využít rozmístění sněhu na střeše s možným nahromaděním sněhu kvůli lucerně (obr. 9 spodní tvar).

Součinitel μ_2 , je závislý na úhlu horní střechy a nabývá hodnot od 0,8 do 1,6 dle tabulky 1.

Tab. 1 Součinitel μ_2

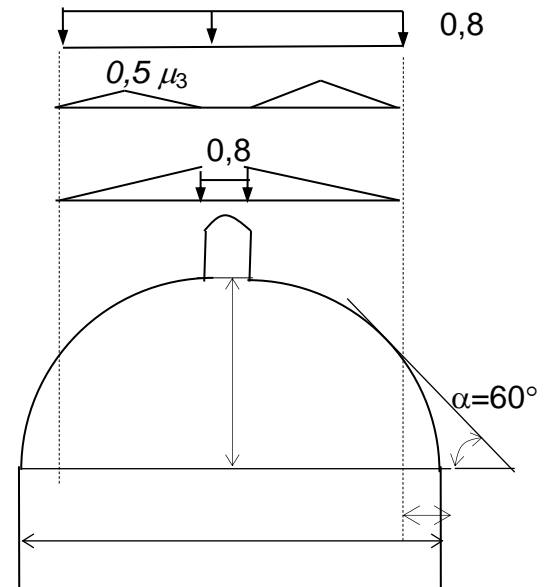
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$\alpha \geq 30^\circ$
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6

$$h = 9 \text{ m}, \quad l = 18,23 \text{ m},$$

$$l_0 = 0,5 \cdot (l - l \cdot \cos 30^\circ) = 1,22 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{9}{18,23} = 0,49$$

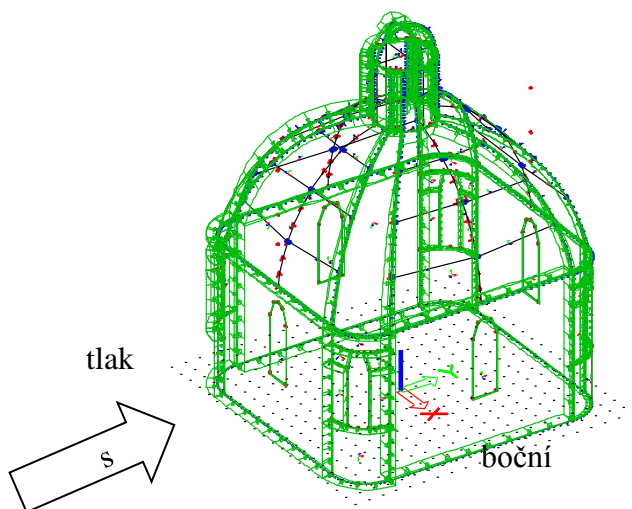
$$\mu_2 = 1,6, \quad c_e = 1, \quad c_t = 1$$



obr. 9: Zatížení sněhem

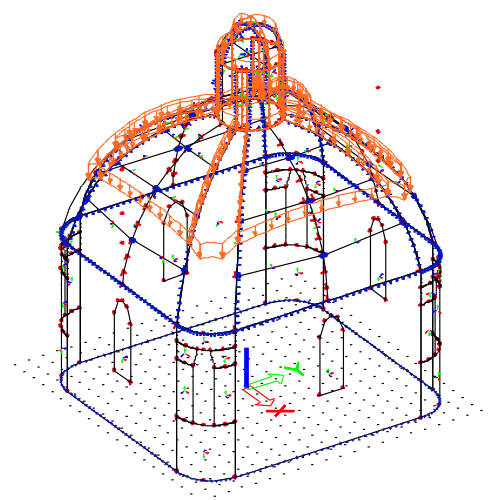
Sníh I $s = c_e \times c_t \times \mu \times s_k = 1 \times 1 \times 0,8 \times 0,7 = \underline{0,56 \text{ kN/m}^2}$ (působí na průmět)

Sníh II $s = c_e \times c_t \times \mu_2 \times s_k = 1 \times 1 \times 1,6 \times 0,7 = \underline{1,12 \text{ kN/m}^2}$ (působí na průmět)



obr. 10: Zatížení větrem ve směru osy y

sání



obr. 11: Zatížení sněhem Sníh I - rovnoměrné na průmět

Kombinace zatížení

Kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů je stanovena podle eurokodu. Program si sám vytvoří všechny možné kombinace a udělá jejich obálku.

Scia nerozlišuje mezi primárním a sekundárním nahodilým stavem. V daném kroku uvažuje jeden vybraný zatěžovací stav za primární a všechny ostatní za sekundární, kterým jsou přiřazeny odpovídající součinitelé ψ_0 . Žádná kombinace by neměla obsahovat více jak jeden nahodilý stav s plným součinitelem 1,5.

Ke kombinacím dochází dle vzorců uvedených v ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí.

Kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace (bez únavových posouzení).

$$\gamma G + \gamma_Q Q_{K1} + \sum \gamma_Q \psi_{Ki} Q_{Ki}$$

4.3 Řešení statických modelů

Lineární stabilita:

Součinitel kritického zatížení udává míru ohrožení konstrukce. Je to násobek hodnoty zatížení, při kterém dojde ke ztrátě stability konstrukce.

Z obrázků deformací konstrukce jsou získány vzpěrné délky, které jsou převzaty do posouzení.

Stabilitní kombinace zatížení

$$S1 = (\text{vlastní tíha} + \text{lustr} + \text{stálé zatížení}) \times 1,35 + \text{vítr směr Y} \times 1,5 + \text{sníh} \times 1,05$$

Obě konstrukce jsou dostatečně stabilní. Nebezpečná hodnota násobku je menší než 3.

Výsledky všech modelů jsou vypsány v následující tabulce a detailně popsány na následujících stránkách.

Klenba z	Součinitele kritického zatížení f []	Vzpěrná délka l_{ef} [m]
opuky	182,69	6,1
cihel	70,29	3,85
dřeva	19,04	3,9

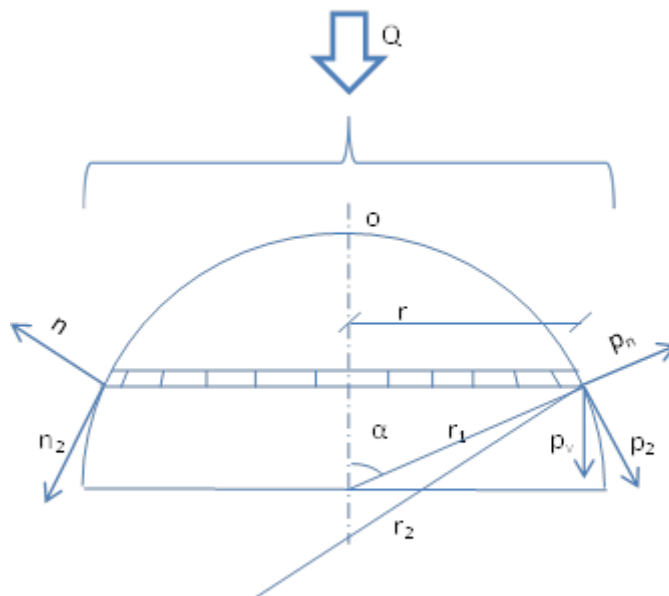
Tab. 2 Tabulka souhrnných výsledků součinitele kritického zatížení a vzpěrné délky

Lineární výpočet:

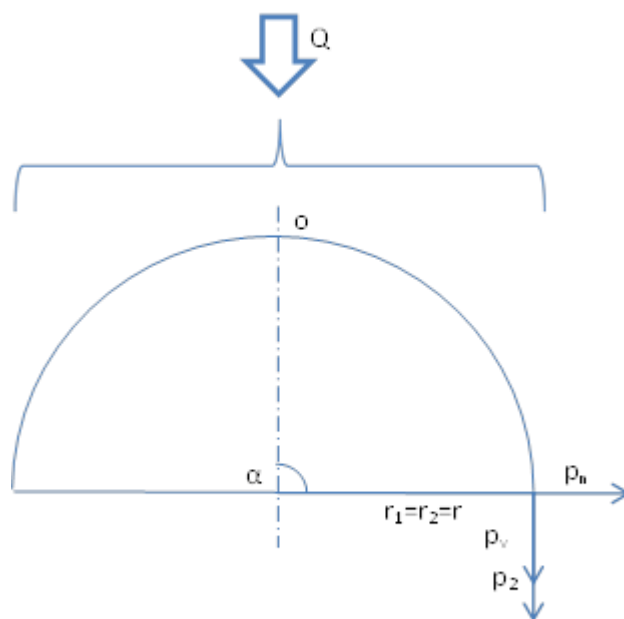
Vykreslení vnitřních sil na konstrukci kombinace MSU: **CO V = (vlastní tíha+ lustr + stálé zatížení) x 1,35 + sníh x 1,05 + vítr směr Y x 1,5**

4.4 Řešení zjednodušeným modelem

Vzhledem k tomu, že se jedná o tvar podobný kopuli, pokusíme se zjistit rozdíl výsledků oproti modelu rotačně symetrické polokoule. Zároveň zjistíme, kolik procent dělá lustr z celkového stálého zatížení.



Obr. 12: Obecný model podle membránové napjatosti rotačně symetrických skořepin



Obr. 13: Bod pro vyčíslení membránových sil rotačně symetrické skořepiny

Legenda

- Q zatížení
- r_1 poloměr rotace
- r_2 poloměr křivosti křivky meridiánu
- r průmět poloměru rotace

Výpočet vnitřních sil za membránové napjatosti rotačně symetrické skořepiny
 Vznikají zde dvě síly – svislá n_1 , a ve směru rovnoběžky n_2 :

Podmínka rovnováhy ve svislém směru viz obr. 12:

$$2\pi r n_2 \sin\alpha = - \int_0^\alpha p_v (2\pi r) r_2 d\alpha - Q_A \quad (1)$$

Pro kouli platí $r = r_1 \sin \alpha$

$$2\pi r_1 n_2 \sin^2 \alpha = -p_v 2\pi r_1 r_2 \int_0^\alpha \sin \alpha \, d\alpha - Q_A$$

$$2\pi r_1 n_2 \sin^2 \alpha = p_v 2\pi r_1 r_2 \cos \alpha - p_v 2\pi r_1 r_2 - Q_A$$

$$2\pi r_1 n_2 \sin^2 \alpha = p_v 2\pi r_1 r_2 (\cos \alpha - 1) - Q_A$$

$$\text{položíme, že pravá strana je } Q = p_v 2\pi r_1 r_2 (\cos \alpha - 1) - Q_A \quad (2)$$

$$n_2 = \frac{1}{2\pi r_2 \sin^2 \alpha} (p_v 2\pi r_1 r_2 (\cos \alpha - 1) - Q_A) = \frac{Q}{2\pi r_2 \sin^2 \alpha} \quad (3)$$

Pro sílu ve směru rovnoběžky platí [12] :

$$n_1 = r_1 (p_n - \frac{n_2}{r_2}) \quad (4)$$

Dle obr. 12 platí

$$p_n = -p_v \cos \alpha \quad (5)$$

Po dosazení rovnic 2, 3 a 5 do 4 postupně dostaneme :

$$n_1 = r_1 \left[-p_v \cos \alpha - Q \frac{1}{2\pi r_2^2 \sin^2 \alpha} \right]$$

$$n_1 = r_1 \left[-p_v \cos \alpha - (p_v 2\pi r_1 r_2 (\cos \alpha - 1) - Q_A) \frac{1}{2\pi r_2^2 \sin^2 \alpha} \right]$$

$$n_1 = \frac{r_1}{2\pi r_2^2 \sin^2 \alpha} [p_v 2\pi r_2 (-r_2 \sin^2 \alpha \cos \alpha - r_1 \cos \alpha + r_1) + Q_A]$$

Pro kopuli platí $r_1 = r_2$

$$n_1 = \frac{1}{2\pi r_1 \sin^2 \alpha} [p_v 2\pi r_1^2 (-\sin^2 \alpha \cos \alpha - \cos \alpha + 1) + Q_A] \quad (6)$$

Opukové (Cihelné) zdivo

zadané hodnoty v patě kopule $\alpha = \pi/2$; $r_2 = 8,9$ m; tíha lustru $Q = 15$ kN; rozměry $r_L = 2$ m; $h = 4$ m; $\delta_1 = 0,3$ m; $\delta_2 = 0,2$ m; materiálové charakteristiky: $\gamma_{\text{opuka}} = 21$ kN/m³; $\gamma_{\text{cihly}} = 19$ kN/m³

$$p_v = \delta \gamma = 0,2 \cdot 21 = 4,2 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (3,8 [kN/m}^2\text{])}$$

Tíha lucerny :

$$Q_{A1} = [2\pi r_L h + 2\pi r_L^2 - \pi r_L^2] \delta \gamma = [2\pi r_L h \delta_1 + \pi r_L^2 \delta_2] \gamma = [2\pi \cdot 2 \cdot 4 \cdot 0,3 + \pi \cdot 2^2 \cdot 0,2] \cdot 21 = [15,08 + 2,51] \cdot 21 = 369,47 \text{ kN (334,2 kN)}$$

Tíha lustru :

$$Q_{A2} = 15 \text{ kN}$$

Síla ve směru rovnoběžky

$$n_1 = \frac{1}{2\pi r_1 \sin^2 \alpha} [p_v 2\pi r_1^2 (-\sin^2 \alpha \cos \alpha - \cos \alpha + 1) + Q_A]$$

$$n_1 = 0,0179 (4,2 \cdot 497,7 + 369,47 + 15) = 37,42 + 6,61 + 0,27 = 44,3 \text{ kN/m (40,1 kN/m)}$$

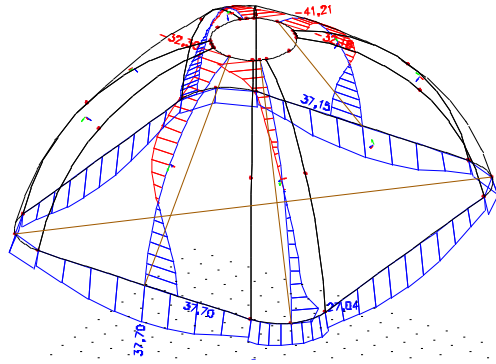
Svislá síla

$$n_2 = \frac{1}{2\pi r_2 \sin^2 \alpha} (p_v 2\pi r_1 r_2 (\cos \alpha - 1) - Q_A) = \frac{Q}{2\pi r_2 \sin^2 \alpha}$$

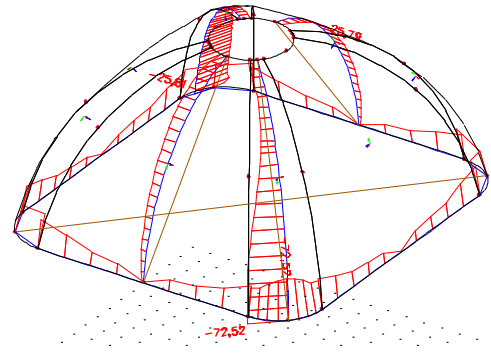
$$n_2 = 0,0179 (-4,2 \cdot 497,7 - 369,47 - 15) = -37,42 - 6,61 - 0,27 = -44,3 \text{ kN/m (-40,1 kN/m)}$$

Podíl tíhy lustru k vlastní tíze 0, 27 z 44,0 = 0,6% (0, 27 z 39,8 = 0,7%)

Ze zjednodušeného výpočtu vyplývá, že zatížení, kterým působí lustr na klenbu z opuky, je 0,6 % z celkového stálého zatížení konstrukce. Při výpočtu klenby z cihel vyplývá ze zjednodušeného výpočtu, že zatížení, které působí lustr je 0,7% z celkového stálého zatížení konstrukce.



Obr. 14: Normálové síly ve směru x (ve směru rovnoběžky) od kombinace vlastní tíhy a lustru n_1 (opuka)



Obr. 15: Normálové síly ve směru svislém od kombinace vlastní tíhy a lustru n_2 (opuka)

Dřevo

Určení průměrné tloušťky konstrukce stanovíme rozložením všech ($n=12$) prutů o rozměrech $b \times h = 120 \times 220$ mm po celé konstrukci:

$$\delta' = \frac{b \cdot h \cdot n \cdot \pi \cdot r}{2 \cdot 2 \pi r^2} = \frac{b \cdot h \cdot n}{4 \cdot r} = \frac{0,12 \cdot 0,22 \cdot 12}{4 \cdot 8,9} = 0,009 \text{ m}$$

$$\delta = \text{tl. bednění} + \delta' = 0,06 + 0,009 \cong 0,07 \text{ m}$$

zadané hodnoty: $\alpha = 90^\circ$; $r_2 = 8,9$ m; tíha lustru $Q = 15$ kN; rozměry $r_L = 2$ m; $h = 4$ m; materiálové charakteristiky: $\gamma = 4,2$ kN/m³

$$p_v = \delta \gamma = 0,07 \text{ [m]} \cdot 4,2 \text{ [kN/m}^3\text{]} = 0,29 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Tíha lucerny :

$$Q_{A1} = [2\pi r_L h + \pi r_L^2] \delta \gamma = [2\pi \cdot 2 \cdot 4 + \pi \cdot 2^2] \cdot 0,29 = [50,26 + 12,57] \cdot 0,29 = 18,22 \text{ kN}$$

Tíha lustru :

$$Q_{A2} = 15 \text{ kN}$$

Síla ve směru rovnoběžky

$$n_1 = \frac{1}{2\pi r_1 \sin^2 \alpha} [p_v 2\pi r_1^2 (-\sin^2 \alpha \cos \alpha - \cos \alpha + 1) + Q_A]$$

$$n_1 = 0,0179 (0,29 \cdot 497,7 + 18,22 + 15) = 2,58 + 0,33 + 0,27 = 3,18 \text{ kN/m}$$

Svislá síla

$$n_2 = \frac{1}{2\pi r_2 \sin^2 \alpha} (p_v 2\pi r_1 r_2 (\cos \alpha - 1) - Q_A) = \frac{Q}{2\pi r_2 \sin^2 \alpha}$$

$$n_2 = 0,0179 (-0,29 \cdot 497,7 - 18,22 - 15) = -2,58 - 0,33 - 0,27 = -3,18 \text{ kN/m}$$

Podíl tíhy lustru k vlastní tíze klenby 0,27 z 2,91 = 9,3%

Ze zjednodušeného výpočtu vyplývá, že zatížení, kterým působí lustr na klenbu ze dřeva, je 9,3% k celkovému stálému zatížení konstrukce. Porovnání výsledků s modelem MKP nelze provést, protože v MKP modelu se jedná o klenbu s žebry, která hlavní zatížení přenáší pruty.

Zhodnocení výsledků zjednodušeného modelu pomocí rotační symetrie a modelu MKP (skutečné konstrukce)

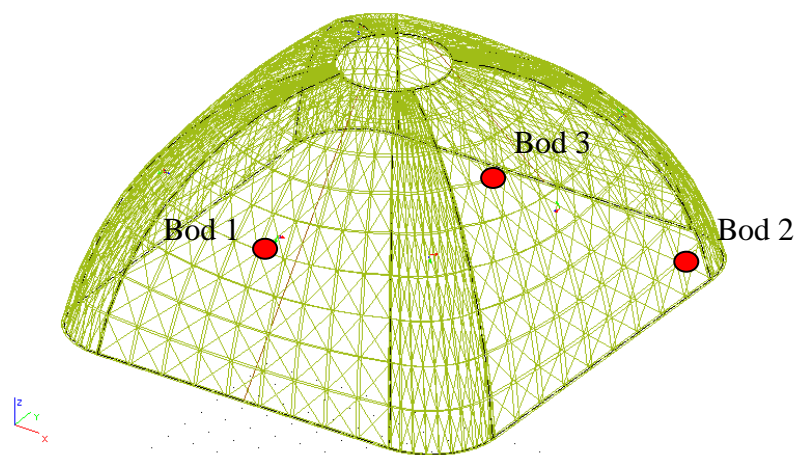
Výsledky se odlišují hlavně průběhem. U rotačně symetrické úlohy jsou síly n_1 (ve směru rovnoběžky) a n_2 (svislé) rozmístěny po obvodu rovnoměrně a jejich

velikost je na kulové ploše stejná. Výslednice svislých sil je u opukového zdiva 2477 kN, u cihelného zdiva 2242kN a u dřeva 178 kN.

U reálné konstrukce, která není kulová, jsou síly n_1 soustředěny do rovných ploch, svislé síly n_2 naopak do zaoblených rohů. Výslednice svislých sil je u opuky 2357 kN, u zdiva 2148 kN a u dřeva 191 kN.

5 Posouzení

5.1 Posouzení únosnosti zdiva z opuky (ohyb a tlak, tah)



Obr. 16: Posuzované body v konstrukci

Ve výpočtu klenby byly uvažovány opukové kvádry o tloušťce 200 mm s pevností zdicího prvku v tlaku 35MPa uložené na vápenné obyčejné maltě označené podle ČSN 72 2430 a EC 6 s pevností v tlaku 2,5MPa o tloušťce spáry 10mm bez výskytu podélné styčné spáry.

Vstupní parametry

Délka posuzované stěny	$l = 12,05 \text{ m}$
Šířka posuzované stěny	$b = 1 \text{ m}$
Tloušťka posuzované stěny	$t = 0,2 \text{ m}$

Materiálové charakteristiky zdicích prvků

Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva	$\gamma_M = 2$
Pevnost zdicího prvku v tlak	$f_u = 35 \text{ MPa}$
Pevnost malty v tlaku	$f_m = 2,5 \text{ MPa}$
Součinitel	$K_E = 1\,500$
Objemová hmotnost zdicího prvku	$\rho = 2\,100 \text{ kg/m}^3$
Rozměry zdicího prvku	200x200x200 mm
Skupina zdicích prvků: 1 (Objem všech otvorů v % objemu zdicího prvku ≤ 25)	
Součinitele při užití obyčejné malty na zdicí prvek kamenných kvádrů skupiny 1: K = 0,45	
Hodnoty součinitele tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdicího prvku	1,15
Normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku	$f_b = f_u = 1,15 \cdot 35 = 40,25 \text{ MPa}$

Materiálové charakteristiky zdiva

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku $f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,45 \cdot 40,25^{0,7} \cdot 2,5^{0,3} = 7,87 \text{ MPa}$

návrhová pevnost zdiva v tlaku
Modul pružnosti
vzpěrná délka

$$f_d = f_k / \gamma_M = 7,87 / 2 = 3,94 \text{ MPa}$$
$$E = 7,87 \text{ MPa}$$
$$l_{ef} = 6,1 \text{ m}$$

Ověření únosnosti průřezu v bodu 1 :

Vstupní hodnoty vnitřních sil

Posuzovaný průřez O1; hodnoty: $m_{y1} = 0,1 \text{ kNm/m}$; $n_{y1} = 65,89 \text{ kNm/m}$
výstřednost od návrhového zatížení $e_{Em} = m_{y1} / n_{y1} = 0,6 / 38,6 = 0,0015 \text{ m}$
počáteční výstřednost $e_{init} = l_{ef} / 450 = 6,1 / 450 = 0,0135 \text{ m}$
výstřednost v průřezu 1 $e_m = e_{Em} + e_{init} = 0,015 \text{ m}$
minimální výstřednost $0,05t = 0,0100 \text{ m}$
výsledná výstřednost $e_m = 0,0150 \text{ m}$
poměrná výsledná výstřednost $e_m/t = 0,0150 / 0,2 = 0,752$
zmenšující součinitel ($K_E, h_{ef}/t_{ef}, e_m/t$) $\Phi_m = 0,4509$
návrhová únosnost v průřezu 1 $N_{RD1} = \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0,4509 \cdot 1,0 \cdot 2,3,94 = 354,86 \text{ kN/m}$
Normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 1 $n_{y1} = 65,89 \text{ kN/m} < N_{RD1} = 354,86 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Ověření únosnosti průřezu v bodě 2 v patě stěny:

Vstupní hodnoty vnitřních sil

Posuzovaný průřez O2; hodnoty: $m_{y2} = 2,76 \text{ kNm/m}$; $n_{y2} = 175,87 \text{ kNm/m}$
výstřednost od návrhového zatížení $e_{E2} = m_{y2} / n_{y2} = 2,76 / 175,87 = 0,0157 \text{ m}$
počáteční výstřednost $e_{init} = l_{ef} / 450 = 6,1 / 450 = 0,0135 \text{ m}$
výstřednost v průřezu 2 $e_2 = e_{E2} + e_{init} = 0,0292 \text{ m}$
minimální výstřednost $0,05t = 0,0100 \text{ m}$
výsledná výstřednost $e_2 = 0,0292 \text{ m}$
zmenšující součinitel $\Phi_2 = 1 - 2(e_2/t) = 1 - 2(0,0292/0,2) = 0,708$
návrhová únosnost v průřezu 2 $N_{RD2} = \Phi_2 \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0,708 \cdot 1,0 \cdot 2,3,94 = 557,01 \text{ kN/m}$
Normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 2 $n_{y2} = 175,87 \text{ kN/m} < N_{RD2} = 557,01 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Výpočet vodorovných napětí v patě klenby v bodě 3:

Vstupní hodnoty vnitřních sil

Posuzovaný průřez O3; hodnoty: $n_x = 108,21 \text{ kNm/m}$; $m_x = 1,56 \text{ kNm/m}$; $h = 0,2 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\sigma_x = \frac{n_x}{A} + \frac{m_x}{\frac{1}{12}h^3b} \left(\mp \frac{h}{2} \right) = \frac{108,21}{0,2} + \frac{1,56}{\frac{1}{12}0,2^3 \cdot 1} \left(\mp \frac{0,2}{2} \right) = 541,05 \mp 234 \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_{x+} = 775,05 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x-} = 307,05 \text{ kPa}$$

Z hlediska únosnosti je překročena tahová únosnost, která se pohybuje kolem hodnot 200 kPa. V tomto případě by bylo potřeba vyztužit konstrukci po obvodě například ocelovými kleštinami.

5.2 Posouzení únosnosti zdiva z cihel CP (ohyb a tlak, tah)

Ve výpočtu klenby byly uvažovány plné pálené cihly 200x140x65 mm s pevností zdicího prvku v tlaku 10MPa uložené na vápenné obyčejné maltě označené podle ČSN 72 2430 a EC 6 s pevností v tlaku 2,5MPa o tloušťce spáry 10mm bez výskytu podélné styčné spáry.

Vstupní parametry

Délka posuzované stěny	$l = 12,05 \text{ m}$
Šířka posuzované stěny	$b = 1 \text{ m}$
Tloušťka posuzované stěny	$t = 0,2 \text{ m}$

Materiálové charakteristiky zdicích prvků

Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva	$\gamma_M = 2$
Pevnost zdicího prvku v tlak	$f_u = 10 \text{ MPa}$
Pevnost malty v tlaku	$f_m = 2,5 \text{ MPa}$
Součinitel	$K_E = 750$
Objemová hmotnost zdicího prvku	$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$
Rozměry zdicího prvku	$200 \times 140 \times 65 \text{ mm}$
Skupina zdicích prvků: 1 (Objem všech otvorů v % objemu zdicího prvku ≤ 25)	
Součinitele při užití obyčejné malty na zdicí prvek kamenných kvádrů skupiny 1: K = 0,55	

Hodnoty součinitele tvaru vyjadřující vliv šířky a výšky zdicího prvku 0,77
Normalizovaná pevnost zdicího prvku v tlaku $f_b = f_u = 0,77 \cdot 10 = 7,7 \text{ MPa}$

Materiálové charakteristiky zdiva

Charakteristická pevnost zdiva v tlaku	$f_k = K_f \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,55 \cdot 7,7^{0,7} \cdot 2,5^{0,3} = 3,02 \text{ MPa}$
návrhová pevnost zdiva v tlaku	$f_d = f_k / \gamma_M = 3,02 / 2 = 1,51 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E = 3 \text{ MPa}$
vzpěrná délka	$l_{ef} = 3,85 \text{ m}$

Ověření únosnosti průřezu v bodě 1 :

Vstupní hodnoty vnitřních sil

Posuzovaný průřez C1; hodnoty: $m_{y1} = 1,77 \text{ kNm/m}$; $n_{y1} = 117,86 \text{ kN/m}$	
výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E2} = m_{y2} / n_{y2} = 2,0 / 119,4 = 0,0168 \text{ m}$
počáteční výstřednost	$e_{init} = l_{ef} / 450 = 3,85 / 450 = 0,0086 \text{ m}$
výstřednost v průřezu 1	$e_m = e_{E2} + e_{init} = 0,0253 \text{ m}$
minimální výstřednost	$0,05t = 0,0100 \text{ m}$
výsledná výstřednost	$e_m = 0,0253 \text{ m}$
poměrná výsledná výstřednost	$e_m/t = 0,0253 / 0,2 = 0,1266$
zmenšující součinitel ($K_E, h_{ef}/t_{ef}, e_m/t$)	$\Phi_m = 0,4073$
návrhová únosnost v průřezu 1	$N_{RD1} = \Phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0,407 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,51 = 123,08 \text{ kN/m}$
normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 1	$n_{y1} = 117,86 \text{ kN/m} < N_{RD1} = 123,08 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Ověření únosnosti průřezu v bodě 2 v patě stěny:

Vstupní hodnoty vnitřních sil

Posuzovaný průřez C2; hodnoty: $m_{y2} = 2,82 \text{ kNm/m}$; $n_{y2} = 208,48 \text{ kN/m}$	
výstřednost od návrhového zatížení	$e_{E2} = m_{y1} / n_{y1} = 2,82 / 208,48 = 0,0135 \text{ m}$
počáteční výstřednost	$e_{init} = l_{ef} / 450 = 3,85 / 450 = 0,0086 \text{ m}$
výstřednost v průřezu 2	$e_2 = e_{E1} + e_{init} = 0,0221 \text{ m}$
minimální výstřednost	$0,05t = 0,0100 \text{ m}$
výsledná výstřednost	$e_2 = 0,0221 \text{ m}$
zmenšující součinitel	$\Phi_2 = 1 - 2(e_2/t) = 1 - 2(0,0221 / 0,2) = 0,779$
návrhová únosnost v průřezu 2	$N_{RD2} = \Phi_2 \cdot b \cdot t \cdot f_d = 0,779 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 1,51 = 235,43 \text{ kN/m}$
Normálová síla od návrhového zatížení v průřezu 2	$n_{y2} = 175,87 \text{ kN/m} < N_{RD2} = 235,43 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Výpočet vodorovných napětí v patě klenby v bodě 3:

Vstupní hodnoty vnitřních sil

Posuzovaný průřez C3; hodnoty: $n_x = 98,07$ kNm/m; $m_x = -0,94$ kNm/m; $h = 0,2$ m; $b = 1$ m

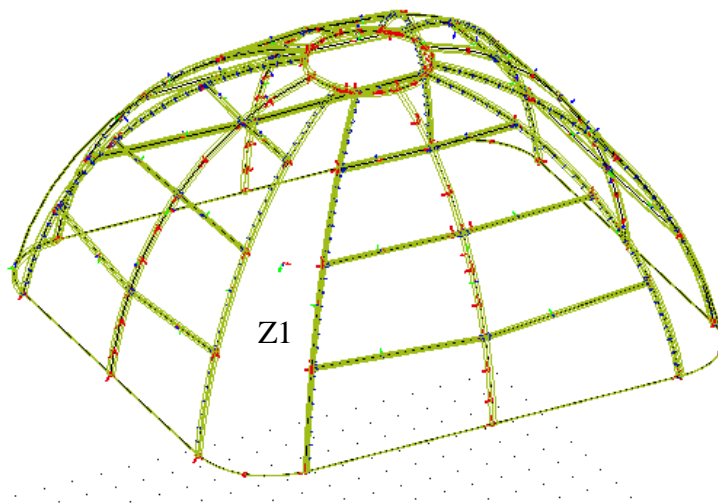
$$\sigma_x = \frac{n_x}{A} + \frac{m_x}{\frac{1}{12}h^3b} \left(\mp \frac{h}{2} \right) = \frac{98,07}{0,2} + \frac{-0,94}{\frac{1}{12}0,2^3 \cdot 1} \left(\mp \frac{0,2}{2} \right) = 490,35 \mp 141 \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_{x+} = 631,35 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x-} = 349,35 \text{ kPa}$$

Z hlediska únosnosti je překročena tahová únosnost, která se pohybuje kolem hodnot 200 kPa. V tomto případě by bylo potřeba vyztužit konstrukci po obvodě například ocelovými kleštinami.

5.3 Posouzení únosnosti dřevěného žebra (ohyb a tlak)



Obr. 17: Posuzované prvky v konstrukci

Ve výpočtu klenby byly uvažovány žebra z rostlého jehličnatého dřeva třídy pevnosti C24 podle ČSN EN 338 s charakteristickou pevností v ohybu 24 MPa.

Materiálové charakteristiky dřeva

Rostlé dřevo C24

Objemová hmotnost

$$\rho = 420 \text{ kg/m}^3$$

Charakteristická pevnost v ohybu

$$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost tlaku rovnoběžně s vlákny

$$f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$$

5% kvantil modulu pružnosti rovnoběžně s vlákny

$$E_{0,05} = 7,4 \text{ GPa}$$

Dílčí součinitel

$$\gamma_M = 1,3$$

Modifikační součinitel

$$k_{mod} = 0,8$$

Součinitel

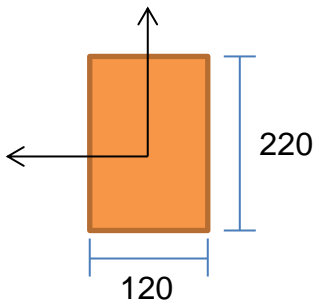
$$\beta_c = 0,2$$

Návrhová pevnost v ohybu

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 \cdot 24 / 1,3 = 14,77 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost tlaku rovnoběžně s vlákny

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 0,8 \cdot 21 / 1,3 = 12,92 \text{ MPa}$$



Žebro Z1

Vstupní hodnoty vnitřních sil

$N = 41,69 \text{ kN}$

$M_y = -1 \text{ kNm}$

uvažujeme $M_z = 0 \text{ kNm}$

Vzpěrná délka $l_{ef} = 3,9 \text{ m}$

Tlak

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{41,69 \cdot 10^3}{120 \cdot 220} = 1,58 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Ohyb

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W} = \frac{1 \cdot 10^6}{\frac{1}{6} b h^2} = \frac{1 \cdot 10^6}{\frac{1}{6} 120 \cdot 220^2} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0 + 0,7 \frac{1,03}{14,77} = 0,049 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0 + \frac{1,03}{14,77} = 0,07 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Kombinace ohybu a osového tlaku

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,58}{0,696 \cdot 12,92} + 0 + \frac{1,03}{14,77} = 0,24 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,095 + \sqrt{1,095^2 - 1,04^2}} = 0,696$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,5) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,04 - 0,5) + 1,04^2) = 1,095$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} = \sqrt{\frac{21}{19,35}} = 1,04 > 0,5 \quad \Rightarrow \text{posuzujeme na vzpěr}$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2} = \frac{3,14^2 \cdot 7400}{61,41^2} = 19,35 \text{ MPa}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\frac{\frac{1}{12} b h^3}{A}}} = \frac{3900}{\sqrt{\frac{\frac{1}{12} 120 \cdot 220^3}{26400}}} = 61,41$$

6 Závěr

Při porovnání výsledků zjednodušeného rotačně symetrického modelu a modelu skutečné klenby tvořené pomocí metody konečných prvků z rovných částí nad téměř čtvercovým půdorysem se ukázala odlišnost přístupů. Ve zjednodušeném modelu vycházejí menší vnitřní membránové síly ve směru rovnoběžek než v reálném modelu počítaném metodou konečných prvků. U rotačně symetrické úlohy jsou síly n_1 a n_2 rozmístěny po obvodu rovnoměrně. U reálné konstrukce jsou síly n_1 soustředěny do rovných ploch, svislé síly n_2 naopak do zaoblených rohů.

Vliv zatížení lustrem na napjatosti klenby závisí na jejím stálém zatížení. Pokud je klenba z opukového či cihelného zdiva, lustr o tíze 15 kN přitěžuje klenbu

necelým jedním procentem k vlastní tíze. Pokud je konstrukce klenby dřevěná, tíha lustru je téměř 10% k vlastní tíze.

Z hlediska stability má klenba dostatečnou rezervu. U klenby z opuky dojde k vybočení až při 180 násobku zatížení, u zděné konstrukce při 70 násobku zatížení, u dřevěné konstrukce při 20 násobku zatížení.

Z hlediska únosnosti má klenba značné rezervy. U konstrukce z opuky je normálová síla od návrhového zatížení v průřezu $2 n y_2 = 175,87 \text{ kN/m} < N_{RD2} = 557,01 \text{ kN/m}$ a využití je cca. 30%. U dřevěné konstrukce je žebro Z1 využito na 24%, ale u cihelné konstrukce je konstrukce využita už na 96%.

Vodorovná napětí po obvodě konstrukci dosahují tahových hodnot, které překračují tahovou únosnost zdiva, a bylo by vhodné danou konstrukci vyztužit. Vzhledem k faktu, že stavba stojí už 300 let, je pravděpodobné, že je konstrukce vyztužena kleštinami.

7 Seznam použité literatury a softwaru

- [1] Stavebně historický průzkum Prahy, 1985
- [2] Vilímková, M.: Stavitelé paláců a chrámů, 1986
- [3] Chrám sv. Mikuláše - <http://www.svmikulas.cz/>
- [4] Chrám sv. Mikuláše - <http://www.radio.cz/cz/rubrika/cestujeme/pribeh-kostelu-i-ostatku-svateho-mikulase>
- [5] Osvětlení pražských památek - <http://www.praguewelcome.cz/cs/informace/o-praze/pamatky/dalsi-zajimava-mista/osvetleni-pamatek.shtml>
- [6] Svatý Mikuláš - <http://www.vira.cz/mikulas/>
- [7] Kilián Ignác Dientzenhofer - <http://zivotopis.osobnosti.cz/kilian-ignac-dientzenhofer.php>
- [8] Opuka – <http://www.spongilit.cz>
- [9] Dřevo – <http://wood.mendelu.cz>
- [10] ČSN EN 1990 (730002) Eurokód - Zásady navrhování konstrukcí, (Eurocode: Basis of structural design), Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí. (Eurocode: Action on structures), Eurokód 5 – Navrhování dřevěných konstrukcí, Eurokód 6 – Navrhování zděných konstrukcí
- [11] Scia Engineer 2011.1 – program a manuál
- [12] Microsoft Word a Excel 2010
- [13] Kott J.: Dvojúrovňová analýza opěrných systémů katedrál, disertační práce, ČVUT, Praha, 2012
- [14] Servít R., Drahonovský Z., Šejnoha J., Kufner V. : Teorie pružnosti a plasticity I, II, SNTL/Alfa, Praha, 1984
- [15] Navrhování konstrukcí z kamene (1986) - ČSN 73 3251
- [16] Zdivo – <http://cs.wikipedia.org/wiki/Cihla>