

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**KONSTRUKČNÍ NÁVRH KOSTELA  
SE SKOŘEPINOVOU STŘECHOU**

**STRUCTURAL DESIGN OF THE CHURCH  
WITH A SHELL ROOF**

**Diplomová práce**

**Autor práce: Bc. Jan Rozkošný**

**Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.**

Praha 2024

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Rozkošný** Jméno: **Jan** Osobní číslo: **484591**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Konstrukční návrh kostela se skořepinovou střechou**

Název diplomové práce anglicky:

**Structural design of the church with a shell roof**

Pokyny pro vypracování:

- Souhrn informací k betonovým skořepinovým konstrukcím - podstata chování, příklady realizací
- Konstrukční návrh zadaného objektu
- Podrobná studie konstrukčního řešení skořepiny - návrh vyztužení, výkresy tvaru, výkresy vyztuže

Seznam doporučené literatury:

Design Principles and Analysis of Thin Concrete Shells, Domes and Folders. Iskhakov I., Ribakov Y.

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

**Ing. Josef Novák, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv**

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **04.10.2023**

Termín odevzdání diplomové práce: **08.01.2024**

Platnost zadání diplomové práce: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
Ing. Josef Novák, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) práce

\_\_\_\_\_  
doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

\_\_\_\_\_  
prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_  
Podpis studenta

## SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Jan Rozkošný

Název diplomové práce: Konstrukční návrh kostela se skořepinovou střechou

Základní část: Katedra betonových a zděných konstrukcí podíl: 95 %

Formulace úkolů: Souhrn informací k betonovým skořepinovým konstrukcím - podstata chování, příklady realizací, konstrukční návrh zadaného objektu, podrobná studie konstrukčního řešení skořepiny - návrh vyztužení, výkresy tvaru, výkresy výztuže

Podpis vedoucího DP: .....

Datum: 10.10.2023

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: Katedra geotechniky podíl: 5 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Alena Zemanová, Ph.D.

Formulace úkolů: *Pečlivě příkladový poměr v dané lokalitě a specifické podmínky. Především návrh polozemí.*

Podpis konzultanta: .....

Datum: 28.11.2023

3. Část: \_\_\_\_\_ podíl: \_\_\_\_\_ %

Konzultant (jméno, katedra): \_\_\_\_\_

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: .....

Datum: .....

4. Část: \_\_\_\_\_ podíl: \_\_\_\_\_ %

Konzultant (jméno, katedra): \_\_\_\_\_

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: .....

Datum: .....

## Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně za použití literatury uvedené v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací a pod vedením Ing. Josefa Nováka, Ph.D.

Současně čestně prohlašuji, že tištěná verze práce se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

V Praze dne 8. ledna 2024

---

Jan Rozkošný

## **Poděkování**

Tímto bych chtěl poděkovat především Ing. Josefu Novákovi, Ph.D. za čas strávený při konzultacích, velice vstřícný přístup a celkové vedení mé diplomové práce. Velmi si vážím cenných a odborných rad, bez kterých by tato práce nevznikla. Děkuji také své rodině a blízkým za motivaci a podporu při studiu.

## **Anotace**

Diplomová práce se zabývá analýzou chování betonových skořepinových konstrukcí. Obsahuje konstrukční návrh a posouzení vybraných prvků na zadaném objektu kostela, především nosné střešní konstrukce tvořené skořepinami různých tvarů a velikostí. Součástí návrhu byla také technologická proveditelnost konstrukcí navržených jako bílé vany. Přílohami této práce jsou schematické výkresy konstrukčního systému, výkresy tvarů a výkresy výztuže vybraných konstrukčních prvků.

## **Klíčová slova**

Analýza konstrukce, železobeton, skořepinové konstrukce, 3D model, lineární analýza, bílá vana, smršťování, šířka trhlin, výztuž

## **Annotation**

The diploma thesis deals with the analysis of the behaviour of concrete shell structures. It includes the structural design and assessment of selected elements on the specified church building, in particular the load-bearing roof structure consisting of shells of various shapes and sizes. The design also included the technological feasibility of the structures designed as white tanks. The appendices of the thesis are schematic drawings of the structural system, drawings of the formwork and drawings of the reinforcement of selected structural elements.

## **Keywords**

Structural analysis, reinforced concrete, shell structures, 3D model, linear analysis, white tank, shrinkage, crack width, reinforcement

# Obsah

<b>1 Úvod</b>	<b>8</b>
<b>2 Skořepinové konstrukce</b>	<b>9</b>
2.1 Rozdělení . . . . .	9
2.2 Příklady zrealizovaných skořepinových konstrukcí . . . . .	12
2.2.1 Bazilika svatého Petra, Vatikán . . . . .	12
2.2.2 Opera v Sydney, Austrálie . . . . .	13
2.2.3 Letové středisko TWA, USA . . . . .	14
2.2.4 Sportovní hala Palazzetto dello Sport, Itálie . . . . .	15
2.2.5 Kresgeho auditorium, MIT, USA . . . . .	16
2.2.6 Další příklady staveb . . . . .	17
<b>3 Namáhání a vnitřní síly skořepin</b>	<b>18</b>
3.1 Ohybová teorie . . . . .	20
3.2 Membránová teorie . . . . .	22
<b>4 Navrhování skořepinových konstrukcí</b>	<b>24</b>
<b>5 Konstrukční návrh kostela</b>	<b>25</b>
5.1 Základní popis objektu . . . . .	25
5.2 Popis navrženého konstrukčního systému . . . . .	26
5.3 Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky . . . . .	27
5.4 Zatížení, zatěžovací stavy a kombinace . . . . .	28
5.4.1 Stálé zatížení od vlastní tíhy nosné konstrukce . . . . .	28
5.4.2 Ostatní stálé zatížení . . . . .	28
5.4.3 Proměnné zatížení užitné . . . . .	29
5.4.4 Proměnné zatížení sněhem . . . . .	29
5.4.5 Proměnné zatížení větrem . . . . .	31
5.4.6 Zatížení teplotou . . . . .	38

5.4.7	Smršťování . . . . .	38
5.4.8	Shrnutí zatěžovacích stavů a kombinace zatížení . . . . .	42
5.5	Předběžný návrh a posouzení konstrukčních prvků . . . . .	43
5.5.1	Skořepina – hlavní loď . . . . .	43
5.5.2	Skořepina – oltář se sakristií . . . . .	59
5.5.3	Skořepina – kaple . . . . .	68
5.5.4	Skořepina – sakristie . . . . .	76
5.5.5	Založení objektu . . . . .	84
<b>6</b>	<b>Závěr</b>	<b>97</b>
	<b>Seznam obrázků</b>	<b>102</b>
	<b>Seznam tabulek</b>	<b>103</b>
	<b>Reference</b>	<b>107</b>



# 1 Úvod

Diplomová práce se zabývá lineární analýzou skořepinových konstrukcí.

V literární rešerši diplomové práce se nachází obecný souhrn poznatků z oblasti návrhu skořepinových konstrukcí. Ty se věnují zejména definici skořepin, jejich členění, výpočtovým teoriím a v neposlední řadě i hledání optimálního tvaru konstrukcí.

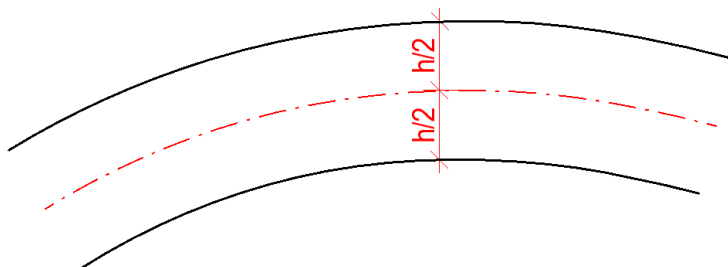
V návrhové části se zjištěné informace aplikovaly na podrobný konstrukční návrh kostela se skořepinovou střechou, konkrétně kostel svatého Františka z Assisi ve městě Belo Horizonte v Brazílii. Pro návrh sloužily podklady převzaté z odborné literatury a na jejich základě byl vyhotoven celkový 3D model. Ten sloužil primárně pro pochopení působení vnitřních sil vyskytujících se v dané konstrukci na vypočítané reálné zatížení. Do modelu bylo zavedeno nejen standardní zatížení silového charakteru, ale i zatížení nesilové (zatížení teplotou a účinky smršťování).

Ve výpočetní části se práce věnuje také oblasti geotechniky a problematice založení objektu. Stavba osazená do pražského prostředí byla navržena na reálné inženýrskogeologické poměry v dané lokalitě a následně také posouzena z hlediska mezního stavu únosnosti (MSÚ) a mezního stavu použitelnosti (MSP). Prostředí bylo vymodelováno také v softwaru SCIA Engineer 22.0 za pomoci modulu Soil-in, který umožňuje výpočet interakce horní stavby a zadaného podloží.

Cílem práce bylo seznámit čtenáře s tenkostěnnými betonovými konstrukcemi, s principy navrhování skořepin a s metodikou návrhu bílých van a kromě toho i ověření vlivu nesilových účinků zatížení na skořepinové konstrukce. Výsledkem práce je konstrukční návrh vybraného objektu se zaměřením na skořepinové konstrukce a diskuse dílčích postupů použitých k jeho vytvoření.

## 2 Skořepinové konstrukce

Za skořepinové konstrukce jsou označovány plošné konstrukční prvky, u kterých je jeden rozměr výrazně menší než zbylé dva. Tuto tenkou zakřivenou plochu neboli „skořepinu“ lze geometricky popsat pomocí střednicové plochy (tj. veškeré body ležící na střednicové ploše půlí tloušťku skořepiny  $h$ ).



Obrázek 2.0.1: Střednicová plocha skořepiny – definice.

Jednou z hlavních výhod skořepinových konstrukcí je jejich schopnost rovnoměrně rozložit zatížení po celé ploše, což vede k efektivnějšímu využití materiálů ve srovnání s jinými konstrukčními systémy. Zakřivený povrch skořepinové konstrukce umožňuje přenášet zatížení ve více směrech, čímž se snižuje potřeba vnitřních podpěr nebo sloupů.

Skořepinové konstrukce mají široké uplatnění v současnosti a lze je nalézt v různých aplikacích, od velkých budov až po malé objekty.

### 2.1 Rozdělení

Skořepiny lze obecně rozdělit podle tvaru střednicové plochy na dvě základní skupiny: skořepiny rotační a obecných tvarů. Mnohdy se také využívá pro rozdělení skořepinových konstrukcí tzv. Gaussova křivost  $\kappa$ . Ta vychází z hlavních křivostí plochy  $\kappa_1$  a  $\kappa_2$ , případně z hlavních poloměrů křivosti  $R_1$  a  $R_2$ . Jedná se vždy o minimální a maximální hodnotu v konkrétním bodě plochy v navzájem kolmých směrech (obdoba hlavních momentů či hlavních napětí).

$$\kappa = \kappa_1 \cdot \kappa_2 = \frac{1}{R_1} \cdot \frac{1}{R_2}, \quad (2.1.1)$$

kde je

- $\kappa_1$  a  $\kappa_2$       maximální a minimální hodnota křivosti hlavních křivek,
- $R_1$  a  $R_2$       maximální a minimální hodnota poloměru křivosti hlavních křivek.

**Plochy s nulovou Gaussovou křivostí ( $\kappa = 0$ )**

rozvinutelné, např. rovinná, válcová a kuželová plocha

**Plochy s kladnou Gaussovou křivostí ( $\kappa > 0$ )**

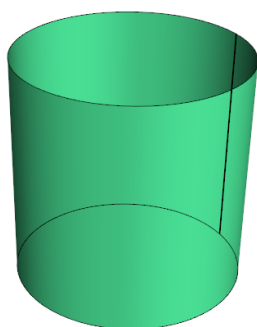
nerozvinutelné, např. kulová plocha nebo rotační paraboloid

**Plochy se zápornou Gaussovou křivostí ( $\kappa < 0$ )**

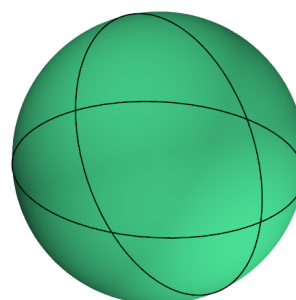
nerozvinutelné, např. hyperbolický paraboloid nebo rotační hyperboloid

**Plochy s proměnou Gaussovou křivostí ( $\kappa < 0$  a  $\kappa > 0$ )**

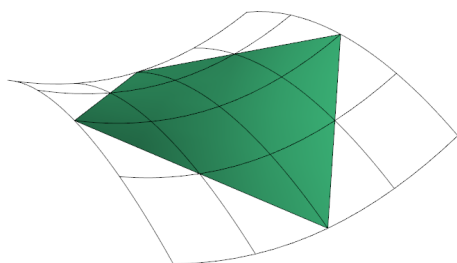
nerozvinutelné, křivosti různé dle polohy bodu na skořepině, např. torus



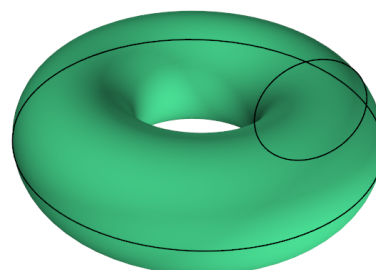
(a) válcová plocha



(b) koule



(c) hyperbolický paraboloid



(d) torus

Obrázek 2.1.1: Příklady ploch s různou Gaussovou křivostí ( $\kappa$ ).

Druhý a také důležitější způsob, jak lze skořepiny dělit, je podle typu namáhání:

**Tlustostěnné skořepiny** jsou konstrukce, kde jejich tloušťka  $h$  odpovídá přibližně hodnotě minimální poloměru křivosti plochy ( $R_2$ ). Z důvodu, že u těchto konstrukčních prvků nelze zanedbat normálová napětí působící v kolmém směru na střednicovou plochu ani smyková napětí, která mají za následek deformaci normál ke střednicové ploše, je patrné, že zde neplatí Kirchhoffova hypotéza tenkých desek. Důsledkem toho je nelineární rozložení napětí po tloušťce skořepiny, a proto řešení těchto konstrukcí je velice složité, podobné řešení tlustých desek.

**Skořepiny střední tloušťky** se definují jako konstrukce nespádající do tlustostěnných skořepin ani do skořepin tenkostěnných, nýbrž se zařazují právě do celého intervalu mezi tyto dva typy konstrukcí. Řešení skořepin složitějších tvarů s pomocí této teorie není mnohdy vůbec výhodné. Pro tyto konstrukce se využívá řešení numerickou metodou konečných prvků.

**Tenkostěnné skořepiny** jsou konstrukce, kde jejich tloušťka  $h$  je velice malá oproti hodnotě minimální poloměru křivosti plochy ( $R_2$ ). U těchto konstrukcí lze zanedbat vliv smykových složek na deformaci normál vzhledem ke střednicové ploše prvku. Důsledkem tohoto zjednodušení je lineární rozložení normálového napětí po tloušťce skořepiny. Na základě toho lze říci, že řešení za pomoci této teorie je podstatně snazší než u předcházejících typů konstrukcí.

**Nelineární tenkostěnné skořepiny** jsou velmi tenké skořepiny, jejichž deformace jsou srovnatelné s jejich tloušťkou nebo i větší. Při výpočtu je nutné uvažovat geometrickou nelinearitu konstrukce, která vzniká v důsledku se změnami působících sil během zatěžování a velkých deformací skořepiny.

**Membrány** jsou speciální typ skořepin, kde je zatížení přenášeno pouze normálovými případně smykovými silami. Konstrukce není namáhána žádnými momenty (ani ohybové, ani krouticí). Z toho vyplývá, že napětí je rovnoměrně rozloženo po tloušťce konstrukce. Tento stav napjatosti je též označován jako membránová napjatost, případně membránový stav skořepiny.

## 2.2 Příklady zrealizovaných skořepinových konstrukcí

### 2.2.1 Bazilika svatého Petra, Vatikán

Bazilika svatého Petra je známý katolický kostel nacházející se ve Vatikánu. Je považována za jedno z nejposvátnějších míst křesťanství, jehož počátky sahají až do období římské architektury raného křesťanského umění. Původní bazilika, postavená ve 4. století, byla nahrazena současnou podobou stavby během 16. a 17. století.

Bazilika je mistrovským dílem renesanční a barokní architektury. Mezi umělce, kteří spolupracovali na návrhu, stavbě a výzdobě, patří Donato Bramante, Michelangelo Buonarroti, Carlo Maderno, Gian Lorenzo Bernini a Raffael Santi [21].



Obrázek 2.2.1: Bazilika svatého Petra, Vatikán [32].

Celý kostel o rozloze 2,3 hektaru se rozprostírá v samém centru Říma, přičemž hlavní loď baziliky je dlouhá přibližně až 187 metrů. Objektu baziliky dominuje mohutná kopule, kterou navrhl Michelangelo Buonarroti. Ta se tyčí až do výše 136 metrů, a dominuje tak celému panoramatu Říma. Jedinečná kupole je složená z vnitřní (strmější) a vnější (plošší) skořepiny, které jsou vzájemně provázány.

Kromě kupole se v exteriéru i interiéru nachází i mnoho dalších zdobných prvků. Tím nejvýraznějším je ohromný bronzový baldachýn, též známý jako Baldacchino di San Pietro, který stojí nad hlavním oltářem. Interiér je zdoben převážně mramorem, dále i různými mozaikami a sochami náboženského charakteru.

## 2.2.2 Opera v Sydney, Austrálie

Opera v Sydney navržená, dánským architektem Jørnem Utzonem, je jednou nejikoničtějších staveb známých po celém světě. Tato stavba se nachází na australském poloostrově Bennelong Point a je proslulá svým jedinečným a výrazným moderním designem, který připomíná plachty lodí. Od svého otevření v roce 1973 je považována za symbol Austrálie.



Obrázek 2.2.2: Opera v Sydney, Austrálie [16].

Hlavním charakteristickým prvkem stavby je řada plachet tvořící skořepinové střešní konstrukce. Ty jsou uspořádány v sadách po dvou a vytváří tak harmonickou a vizuálně působivou kompozici. Skořepinové konstrukce jsou vyrobeny z prefabrikovaných žebrových dílců z železobetonu, které jsou následně pokryty keramickými bílými obklady.

Z hlediska geometrie se stavba rozkládá na ploše přibližně 18 hektarů a tyčí se až do výšky 66 metrů nad hladinu moře. Objekt je založen na 580 pilířích z betonu, které sahají až 25 metrů pod hladinu moře [39].

Při návrhu tohoto objektu se využila jedna z prvních počítačových analýz pro lepší pochopení chování konstrukce a rozložení vnitřních sil působících v konstrukci.

### 2.2.3 Letové středisko TWA, USA

Letové středisko společnosti Trans World Airlines byla reprezentativní budova terminálu 5 na mezinárodním letišti Johna F. Kennedyho v New Yorku. Stavba, kterou navrhl architekt Eero Saarinen, byla dokončena v roce 1962 a sloužila jako hlavní terminál společnosti TWA. Objekt se stal symbolem moderního designu druhé poloviny 20. století se svým jedinečným futuristickým vzhledem a inovativními konstrukčními prvky. Střešní konstrukce připomínající tvar křídel je navržena jako tenkostěnná železobetonová skořepina. Ta je podpírána v rozích objektu čtyřmi mohutnými sloupy ve tvaru Y.



Obrázek 2.2.3: Letové středisko TWA, New York [23].

Skořepinová konstrukce je vykonzolovaná do délky až 24 metrů a sahá až do výšky 23 metrů. V krajních oblastech skořepiny je tloušťka konstrukce 180 milimetrů a směrem k podporám se rozšiřuje až na hodnotu 1000 milimetrů. Z hlediska použití materiálu se jedná o efektivně navrženou konstrukci. Vzhledem k tomu, jak je konstrukce prostorově veliká, bylo docíleno malé spotřeby materiálu [12].

## 2.2.4 Sportovní hala Palazzetto dello Sport, Itálie

Tato nevšední sportovní hala v Římě byla postavena v rámci příprav na letní olympijské hry v roce 1960 a v dalším průběhu let byla využívána pro různé sportovní akce a koncerty. Konaly se zde basketbalové zápasy, volejbalové zápasy a další halové sportovní soutěže. Aréna byla také místem konání koncertů a kulturních akcí díky své univerzální dispozici může pojmout velké množství diváků (5000 míst na sezení).

Stavbu navrhl slavný italský architekt Pier Luigi Nervi a je ukázkou jeho zkušeností v oblasti železobetonových konstrukcí. Zaoblená konstrukce kruhového půdorysu uchvátí návštěvníky svým vzhledem, umožní divákům dobrý výhled a zároveň je docíleno rovnoměrnému rozložení hmotnosti skořepiny a přenosu zatížení do oblasti podpor.



Obrázek 2.2.4: Sportovní hala Palazzetto dello Sport, Itálie [24].

Výrazným znakem sportovní haly je střešní skořepinová konstrukce nad kruhovým půdorysem o vnějším průměru 78 metrů. Vnitřní průměr sportovní haly je 52 metrů. Kupole je vytvořena z prefabrikovaných dílců z předpjatého betonu, které byly během montáže klade-ny na pomocnou ocelovou konstrukci, což zrychlilo a zefektivnilo celou výstavbu. Tloušťka železobetonové skořepiny je 120 milimetrů a navazuje přímo na podpůrné šikmé sloupy ve tvaru Y [13].



## 2.2.5 Kresgeho auditorium, MIT, USA

Auditorium pojmenované po Sebastianu Spring Kresgeovi se nachází v areálu Massachusettského technologického institutu (MIT). Stavbu navrhl finsko-americký architekt Eero Saarinen v roce 1950, následně byla v letech 1953–1955 zrealizována.

V interiéru posluchárny je navrženo hlediště, které dokáže pojmout až 1200 lidí. Budova je využívána pro různé přednášky, zasedání, divadelní představení, koncerty a mnoho dalších akcí.

Geometrie stavby odpovídá trojúhelníkovému půdorysu. Zastřešení objektu je tvořeno jednou osminou kulové plochy vystupující z terénu a je pokryta plechovou krytinou. Obvodový plášť tvoří lehká prosklená fasáda. Celková výška konstrukce dosahuje 15,24 metru.



Obrázek 2.2.5: Kresgeho auditorium, MIT, USA [31].

Primární nosná konstrukce střechy byla navržena z tenké železobetonové skořepiny. Její tloušťka se pohybuje mezi 180–460 milimetrů. Podél okrajů byla doplněna o ztužující žebrové nosníky. Rozpon skořepiny je roven 34,5 metru. Jako podklad pro střešní krytinu byla použita navíc sekundární roznášecí vrstva z lehkého betonu o průměrné tloušťce 64 milimetrů.

Skořepinová konstrukce byla původně dle návrhu podpíraná pouze v rozích trojúhelníkového půdorysu bez dalších podpor. V průběhu let bylo nutné doplnit i další nosné sloupy v místech prosklené fasády, které spolupůsobí se samotnou skořepinou a přenáší část zatížení působící na střešní konstrukci. Důvodem byly nadměrné deformace okrajových ztužujících nosníků



Obrázek 2.2.6: Kresgeho auditorium, MIT – průběh výstavby [38].

oproti původním předpokladům a zjištěné trhliny. Dále byla také vyměněna olověná střešní krytina za měděnou.

### 2.2.6 Další příklady staveb

Všude po světě se nachází spousta staveb, které disponují tenkostěnnými skořepinovými konstrukcemi. Mezi ně můžeme zařadit dále např. katedrálu Santa Maria del Fiore v Itálii, Pantheon v Římě, Lotosový chrám v Indii, restauraci Los Manantiales v Mexiku, Norfolk Scope arénu ve Virginii, USA a mnoho dalších.

### 3 Namáhání a vnitřní síly skořepin

V případě analytického řešení tenkostěnných skořepin lze vycházet z elementu vyjmutého z obecné skořepiny. Ty mohou být namáhány různým zatížením, které uvnitř konstrukce vytváří napětí.

Obecně lze zatížení působící na danou konstrukci rozdělit na zatížení působící ve střednicové rovině a zatížení působící ve směru normálovém (princip superpozice). Stejným způsobem je možné rozložit i vzniklá napětí uvnitř konstrukce na napětí ohybové a membránové. Pro normálové napětí ( $\sigma$ ) a smykové napětí ( $\tau$ ) platí:

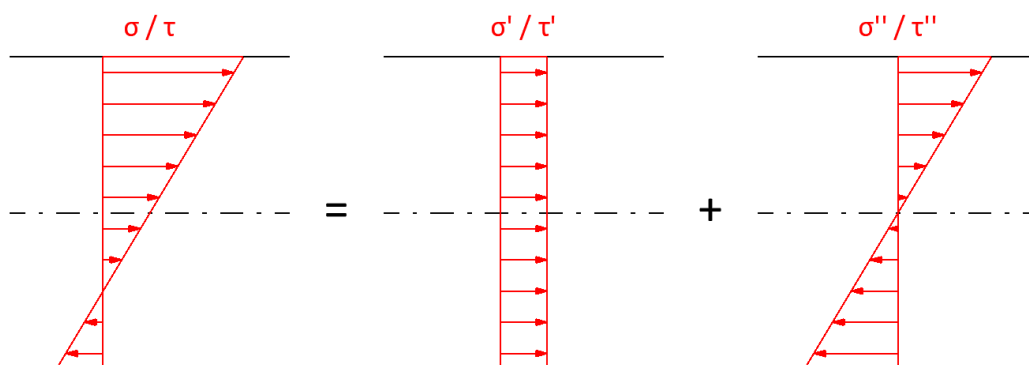
$$\sigma = \sigma^I + \sigma^{II} \quad a \quad \tau = \tau^I + \tau^{II}, \quad (3.0.1)$$

kde je

$\sigma / \tau$  napětí vyvozené působením obecného zatížení,

$\sigma^I / \tau^I$  napětí membránové (zatížení působící ve střednicové rovině),

$\sigma^{II} / \tau^{II}$  napětí ohybové (zatížení působící kolmo na střednicovou rovinu).

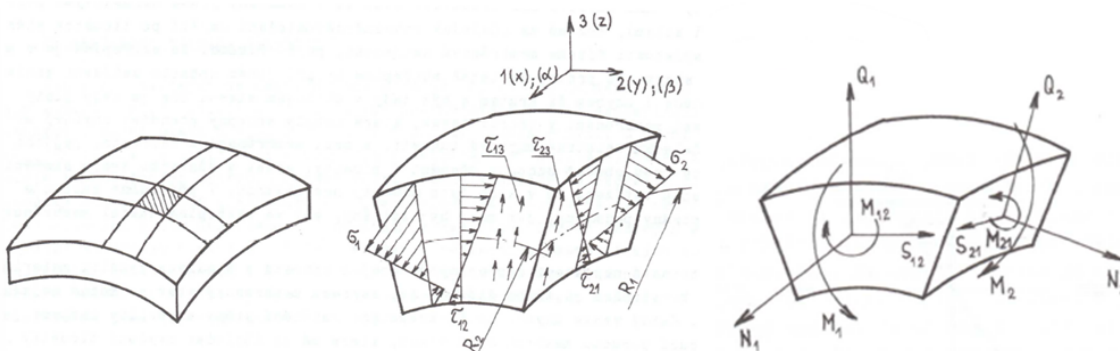


Obrázek 3.0.1: Rozložení celkového napětí na membránové (uprostřed) a ohybové (vpravo).

Rozložená napětí lze obecně nahradit výslednými silovými účinky vztahenými ke střednicové ploše na jednotku délky. Veškeré silové účinky působící na uvnitř konstrukce jsou uvedeny v Tabulce 3.0.1 a vykresleny na Obrázku 3.0.2.

Tabulka 3.0.1: Vnitřní silové účinky působící na vyjmutý element [35].

Složka napětí	Výsledný vnitřní účinek
$\sigma_1$	$N_1$ normálová síla ve směru $x$
	$M_1$ ohybový moment okolo osy $y$
$\sigma_2$	$N_2$ normálová síla ve směru $y$
	$M_2$ ohybový moment okolo osy $x$
$\tau_{12}$	$S_{12}$ smyková síla ve směru $y$
	$M_{12}$ kroticí moment v rovině $yz$
$\tau_{21}$	$S_{21}$ smyková síla ve směru $x$
	$M_{21}$ kroticí moment ve směru $xz$
$\tau_{13}$	$Q_1$ posouvající síla ve směru $z$
$\tau_{31}$	$Q_2$ posouvající síla ve směru $z$



Obrázek 3.0.2: Vnitřní silové účinky působící na vyjmutý element [35].

Závislost mezi napětími a vnitřními silovými účinky lze odvodit na základě stanovených podmínek rovnováhy vyjmutého elementu skořepinové konstrukce a následnou integrací elementárních sil.

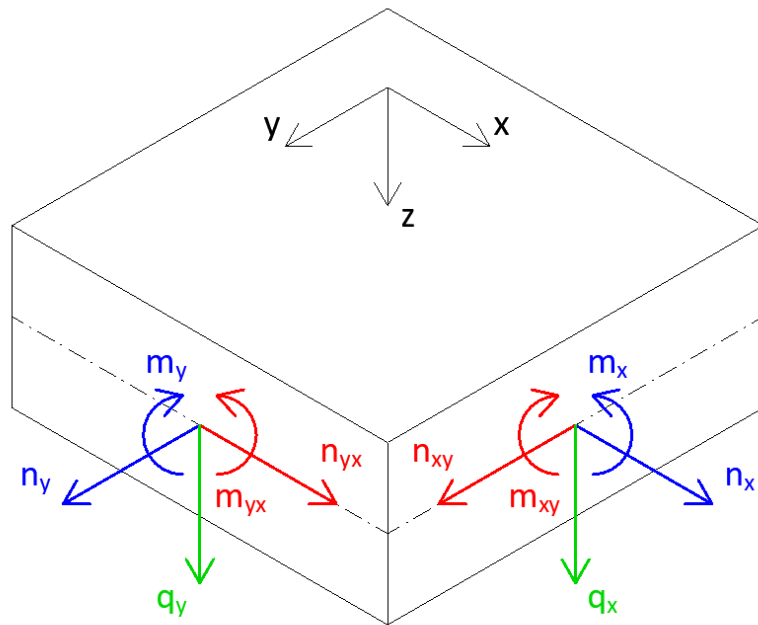
Výsledné vztahy (3.0.2) pro nahrazené silové účinky definují vnitřní síly působící na střednicové ploše a jejich platnost je omezena pouze na tenkostěnné skořepiny. Podrobné odvození je obsaženo v [35].

Pro řešení neznámých vnitřních silových účinků je nutné využít krom podmínek rovnováhy na vyjmutém elementu také deformační vztahy, které vychází z rozšířeného Hookova zákona pro rovinnou napjatost.

$$\begin{aligned}
N_1 &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_1 \cdot dz = \sigma_1^I \cdot h & M_1 &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_1 \cdot z \cdot dz = \frac{1}{6} \cdot \sigma_1^I \cdot h^2 \\
N_2 &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_2 \cdot dz = \sigma_2^I \cdot h & M_2 &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_2 \cdot z \cdot dz = \frac{1}{6} \cdot \sigma_2^I \cdot h^2 \\
S_{12} &= \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{12} \cdot dz = \tau_{12}^I \cdot h & M_{12} &= \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{12} \cdot z \cdot dz = \frac{1}{6} \cdot \tau_{12}^I \cdot h^2 \\
S_{21} &= \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{21} \cdot dz = \tau_{21}^I \cdot h & M_{21} &= \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{21} \cdot z \cdot dz = \frac{1}{6} \cdot \tau_{21}^I \cdot h^2 \\
Q_1 &= \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{13} \cdot dz & Q_2 &= \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{23} \cdot dz
\end{aligned} \tag{3.0.2}$$

### 3.1 Ohybová teorie

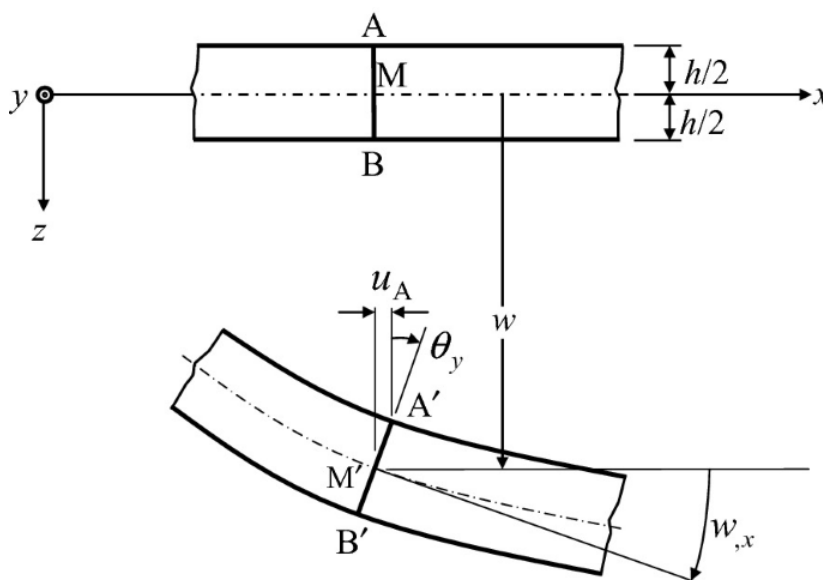
Ohybovou teorii lze použít v případech, kdy konstrukce není namáhána pouze měrnými normálovými silami působící ve střednicové ploše, ale také vnitřními silami působící mimo střednicovou plochu. Těmi se rozumí měrné momenty a posouvající síly.



Obrázek 3.1.1: Ohybový stav skořepiny – měrné vnitřní síly.

Při řešení tenkých skořepinových konstrukcí lze vycházet z Kirchhoffovy teorie tenkých desek. Ta je založena na následujících předpokladech:

1. platí Hookův zákon a princip superpozice,
2. tloušťka desky není příliš velká ( $h/R_{\min} < 1/10$ ),
3. dochází k malé deformaci střednicové plochy vzhledem k tloušťce konstrukce,
4. normálové napětí působící ve směru normály k ploše je oproti složkám napětí působících ve střednicové ploše malé a zanedbatelné ( $\sigma_z = 0$ ),
5. body ležící na střednicové ploše se deformují pouze ve svislém směru, nikoliv ve směru radiálním,
6. body ležící na normále ke střednicové ploše před deformací zůstávají na normále i po její deformaci a vzdálenosti bodů na téže normále zůstává konstantní ( $\epsilon_z = 0$ ).



Obrázek 3.1.2: Deformace konstrukce podle Kirchhoffovy teorie [1].

Kirchhoffova teorie říká, že tenká skořápka je dvourozměrná plocha, která se může volně deformovat ve své rovině, ale v kolmém směru zůstává tuhá. Jinými slovy, předpokládá se, že skořepina nemá ve směru tloušťky žádný ohybový odpor ani tuhost a všechny deformace probíhají v ploše skořepiny.

Při výpočtu skořepinových konstrukcí se uvažuje nekonečně malý element vyjmutý z konstrukce. Na něm se naznačí veškeré působící vnější i vnitřní silové účinky a sestaví se **statické rovnice** rovnováhy. Následně se vyobrazí tvar elementu před a po deformaci a na základě toho lze stanovit **geometrické rovnice** popisující vztahy mezi přemístěními (posuny a natočení) a přetvořeními (poměrné prodloužení, zkosení atd.).

Pro vyjádření závislosti mezi již znázorněnými vnitřními silovými účinky a poměrnými přetvořeními se využijí **fyzikální rovnice** vycházející z rozšířeného Hookova zákona pro rovinnou napjatost:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{E \cdot h}{1 - \mu^2} \cdot (\varepsilon_1 + \mu \cdot \varepsilon_2) & M_1 &= \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot (\kappa_1 + \mu \cdot \kappa_2) \\
 N_2 &= \frac{E \cdot h}{1 - \mu^2} \cdot (\varepsilon_2 + \mu \cdot \varepsilon_1) & M_2 &= \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot (\kappa_2 + \mu \cdot \kappa_1) \\
 S_{12} = S_{21} &= \frac{E \cdot h}{2 \cdot (1 + \mu)} \cdot \gamma_{12} & M_{12} = M_{21} &= \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 + \mu)} \cdot \kappa_{12},
 \end{aligned} \tag{3.1.1}$$

kde je

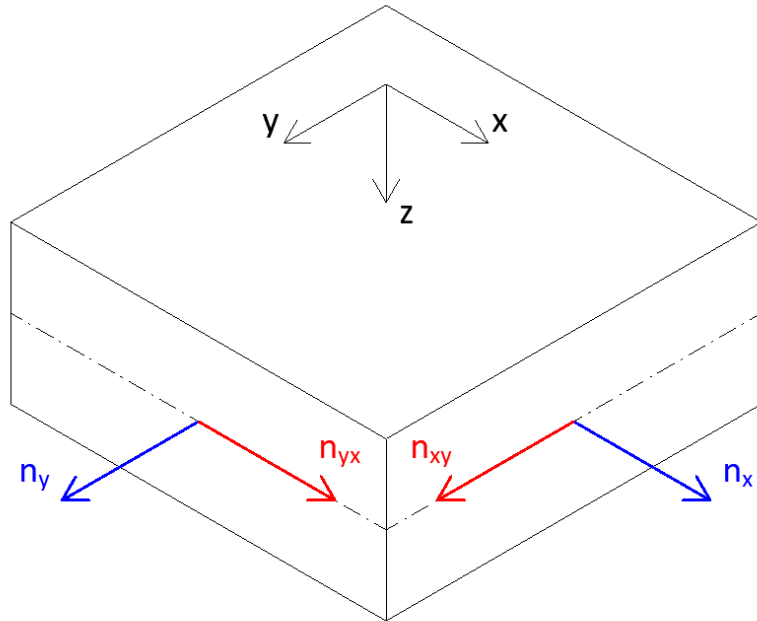
$E$	Yongův modul pružnosti materiálu skořepiny,
$h$	tloušťka skořepinové konstrukce,
$\mu$	Poissonův součinitel materiálu skořepiny,
$\varepsilon_1 / \varepsilon_2$	poměrná prodloužení střednicové plochy,
$\kappa_1 / \kappa_2$	změny křivostí střednicové plochy,
$\gamma$	zkos střednicové plochy,
$\kappa_{12}$	zkrut střednicové plochy.

Po sdružení všech typů rovnic a jednotlivých úpravách lze sestavit soustavu tří rovnic.

## 3.2 Membránová teorie

V membránové teorii oproti teorii ohybové není uvažováno s účinky posouvajících sil, ohybových ani kroutících momentů. V konstrukci se tedy vyskytují pouze vnitřní návrhové síly působící ve střednicové rovině a nastává tak membránový stav napjatosti (viz Obrázek 3.2.1).

Při navrhování konstrukcí pomocí této teorie je nutné dbát zvýšenou pozornost kritickým oblastem, které mohou narušit celkovou integritu konstrukce. Mezi ně se řadí např. oblasti s lokálním zatížením, náhlými změnami geometrie a poblíž otvorů konstrukce.



Obrázek 3.2.1: Membránový stav skořepiny – měrné vnitřní síly.

Zanedbání účinků od ohybových momentů a zjednodušení rovnice je možné pouze v případech, kdy se dodrží následující předpoklady:

1. spojitě změny křivosti střednicové plochy,
2. konstantní či plynulá změna tloušťky a křivosti konstrukce (bez náhlých změn),
3. působení vnitřních sil pouze ve střednicové rovině,
4. rovnoměrné zatížení konstrukce ve směru normál k dané střednicové ploše.

Při zanedbání daných účinků od ohybových a krouticích momentů je možné rovnice z ohybové teorie (3.1.1) zjednodušit pouze na tři rovnice popisující normálové a smykové síly působící ve střednicové ploše konstrukce:

$$N_1 = \frac{E \cdot h}{1 - \mu^2} \cdot (\varepsilon_1 + \mu \cdot \varepsilon_2), \quad N_2 = \frac{E \cdot h}{1 - \mu^2} \cdot (\varepsilon_2 + \mu \cdot \varepsilon_1), \quad (3.2.1)$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{E \cdot h}{2 \cdot (1 + \mu)} \cdot \gamma_{12}.$$

V případě reálných konstrukcí nelze však zcela jednoznačně předpokládat čistý membránový stav. Je zde mnoho faktorů i z hlediska technologické proveditelnosti, které mohou negativně přispět k výskytu nepatrných ohybových momentů. Z toho důvodu, pokud by se reálné konstrukce navrhovaly dle membránové teorie, je zapotřebí se přesvědčit, zda jsou ohybové složky skutečně nepatrné a zanedbatelné.



## 4 Navrhování skořepinových konstrukcí

Při navrhování skořepinových konstrukcí je mnoho proměnných. Tvar skořepinových konstrukcí může odpovídat jednoduchým geometrickým plochám, např. válcové, kuželové atd. To ovšem dle poznatků z historických publikací není z hlediska návrhu a přenosu vnitřních sil optimální.

Důsledkem toho se více a více zkoumaly možnosti, jakým způsobem lze získat takové tvary skořepinových konstrukcí, které budou navrženy z minimálního množství materiálu pro předem definované zatížení.

V historii se tyto jednoduché tvary konstrukcí začaly nahrazovat složitějšími, které začaly být definovány ručními matematickými postupy. Tuto **analytickou metodu**, při které nešlo pouze o nalezení vhodného tvaru konstrukce, ale také celkově o matematický popis střednicové roviny skořepiny, využíval především slavný italský architekt Pier Luigi Nervi, který pomocí ní navrhl a postavil několik staveb.

Mezi nejznámější statiky zabývajícími se skořepinovými konstrukcemi patří Švýcar Heinz Isler, které se taktéž věnoval zkoumání a hledání optimálního tvaru skořepin. V roce 1994 na mezinárodním semináři demonstroval princip hledání tvaru skořepiny pomocí obrácené volně zavěšené textilie [33]. Dříve byla podobná metoda využívána jen pro 1D konstrukční prvky, např. pro návrh mostních oblouků tvaru obráceného zavěšeného lana. Jedná se tedy o **experimentální metodu**, kterou se lze přiblížit k optimálnímu tvaru konstrukce.

Návrh tvaru skořepiny za pomoci **numerických metod**, kterou je např. metoda konečných prvků, je velice náročné a mnohdy až nemožné. Tyto metody se spíše používají pro kontrolu již navrženého tvaru konstrukce. Oproti tomu pomocí teorie tenkostěnných skořepin lze předběžné rozměry skořepin navrhnout relativně snadno. Z toho důvodu se tato teorie používá často pro předběžné návrhy konstrukcí a následně se pro ověření a zpřesnění daného návrhu použijí sofistikovanější algoritmy počítačových programů využívající metodu konečných prvků.

## 5 Konstrukční návrh kostela

### 5.1 Základní popis objektu

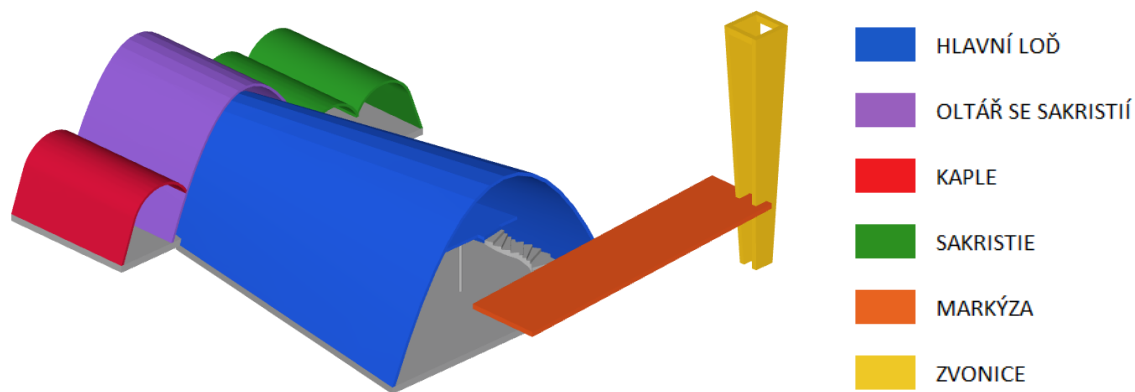
Pro konstrukční návrh byl vybrán kostel svatého Františka z Assisi (Obrázek 5.1.1). Kostel se nachází ve městě Belo Horizonte v Brazílii. Pro účely návrhu nosné konstrukce dle Eurokódů byla daná stavba uvažována na území České republiky, a to konkrétně v městské části Praha 7-Holešovice.



Obrázek 5.1.1: Kostel sv. Františka z Assisi [22].

Jedná se o jednopodlažní nepodsklepený objekt, který lze rozčlenit na dílčí segmenty. Mezi ně patří hlavní loď, oltář se sakristií, kaple, sakristie (nyní obchod se suvenýry), markýza a zvonice (viz Obrázek 5.1.2).

Část hlavní lodi vyniká především svoji geometrií. Otevřený prostor se vstupem do objektu propojuje oltář nacházející se v zadní části kostela. Prostor hlavní lodi je veřejnosti přístupný a slouží pro náboženské a společenské účely. Za oltářem se nachází sakristie propojující kapli a druhou sakristii. Jedná se o prostory zázemí pro vykonavatele bohoslužeb a prostory se zpovědnicemi.



Obrázek 5.1.2: Rozčlenění navrhovaného objektu na jednotlivé segmenty.

Celá stavba je navržena ve světle modré barvě společně s prvky z pohledového betonu. V interiéru je možno vidět spousty zdobných prvků a maleb náboženského charakteru. Z hlediska dispozičního členění je do volného prostoru částečně vsazena konstrukce mezipodlaží s točitým schodištěm.

## 5.2 Popis navrženého konstrukčního systému

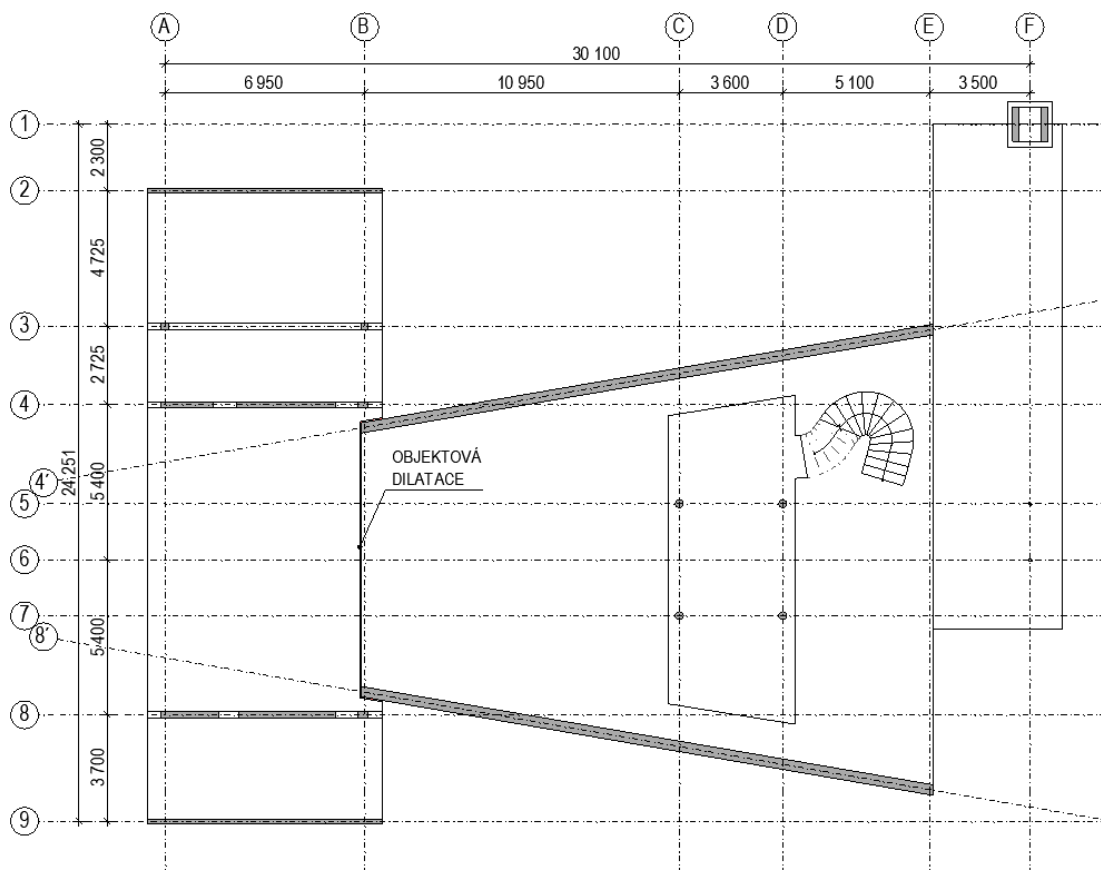
Stavba je velmi členěná a specifická svým konstrukčním systémem (Obrázek 5.2.1).

Hlavními nosnými prvky jsou zejména tenké železobetonové skořepiny ve tvaru válcových a parabolických ploch. Tyto skořepiny využívají klenbového efektu, plní funkci jak vodorovných, tak i svislých nosných konstrukcí a přenáší tak zatížení do základů. Jsou pnuty ve směru jejich zakřivení a byly navrženy jako samonosné, tedy bez dalších nosných podpůrných prvků.

Celá technologie provádění krom vsazeného prefabrikovaného vnitřního schodiště je uvažována v monolitickém provedení přímo na staveništi. Z toho důvodu byl návrh přizpůsoben technologické proveditelnosti a jednotlivé skořepiny se rozdělily na jednotlivé pracovní záběry (etapy) betonáže.

Mezi další nosné konstrukce patří stropní deska mezipodlaží v hlavní lodi objektu, k ní připojené prefabrikované schodiště, podpůrné sloupy a výztužná žebra. Těmto prvkům není v této diplomové práci kladen veliký důraz a jejich rozměry jsou navrženy pouze předběžně dle empirických vztahů. Nicméně jsou důležitou součástí pro návrh ostatních prvků v programu SCIA Engineer. Bližší popis jednotlivých navržených konstrukčních prvků je obsaženo v Části 5.3.

Součástí komplexu je také mohutná zvonice stojící před samotným objektem. Jedná se o železobetonový rám vytvořený ze sloupů spojených v horní části trámy a v úrovni základů ukotvených k základové patce. Celá konstrukce v exteriéru je uvažována jako samostatný celek, který je od konstrukce hlavní skořepiny oddilátován.



Obrázek 5.2.1: Půdorysné schéma konstrukčního systému.

### 5.3 Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky

Mezi navržené konstrukční prvky patří skořepinové konstrukce zastřešení objektu. Skořepina hlavní lodi o tloušťce 200 mm, ostatní tloušťky 150 mm. Vnitřní nosné konstrukce byly navrženy pouze předběžně, neboť tato práce se primárně věnuje podrobnému návrh prvků vnější skořepinové konstrukce.

Sloupy v hlavní lodi byly navrženy kruhového průřezu o průměru 200 mm, sloupy v sakristii průřezu ve tvaru čtverce o rozměrech hran 200 mm. Konstrukce mezipodlaží navazující na skořepinu hlavní lodi je staticky navržena jako lokálně podepřená deska s tloušťkou desky 200 mm. Markýze a zvonice, nacházející se v exteriéru kostela, není věnována v této práci pozornost.

- Beton:** C30/37 XC4, XF4 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S4 vnější konstrukce  
C25/30 XC2, XF3 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S4 základové konstrukce  
provzdušnění betonu pro základové konstrukce min. 4 %
- Ocel:** betonářská výztuž B 500B

## 5.4 Zatížení, zatěžovací stavy a kombinace

V Částech 5.4.1 až 5.4.7 jsou uvedeny jednotlivé zatěžovací stavy s charakteristickými hodnotami zatížení. Návrhové hodnoty jsou získány z těchto hodnot přenásobením patřičnými dílčími součiniteli, které jsou podrobně popsány v Části 5.4.8.

### 5.4.1 Stálé zatížení od vlastní tíhy nosné konstrukce

Vlastní tíha nosné konstrukce je generována v softwaru SCIA Engineer (uvažováno 25 kN/m<sup>3</sup>).

### 5.4.2 Ostatní stálé zatížení

Střešní plášť je tvořen keramickou mozaikou přímo na nosné konstrukci. Obálku objektu krom nosné konstrukce skořepin doplňují z části lehké obvodové pláště, kotvené k nosné konstrukci skořepin a k základové desce, a z části také výplňové nenosné zdivo. To se nachází hlavně v zadní části objektu, kde je pro vnější povrchovou úpravu použita keramická mozaika. Podlahy jsou tvořeny keramickou dlažbou v celém objektu. V interiéru hlavní lodi kostela jsou použity jako podhled dřevěné obklady. Pro malé hodnoty nebudou tato zatížení ve výpočtech dále uvažována.

V objektu jsou navrženy také zděné příčky tloušťky 150 mm pro dělicí a nenosné konstrukce. Objemová hmotnost je uvažována 1900 kg/m<sup>3</sup>. Liniové zatížení od vlastní tíhy těchto příček není konstantní z důvodu obloukových skořepinových konstrukcí a proměnné světlé výšky místnosti. Pro zjednodušení byly uvažovány průměrné hodnoty světlých výšek v zadní části objektu, a to 3,7 m a 6,8 m.

Liniové zatížení:

$$g_{k,1} = \frac{1900}{100} \cdot 0,15 \cdot 3,7 = 10,6 \text{ kN/m} \quad g_{k,2} = \frac{1900}{100} \cdot 0,15 \cdot 6,8 = 19,4 \text{ kN/m}$$

### 5.4.3 Proměnné zatížení užité

Dle ČSN EN 1991-1-1 [4] plochy se zabudovanými sedadly, kde může docházet ke shromažďování lidí, spadají do kategorie zatěžovacích ploch C2. Na základě národní přílohy vyplývá, že užité zatížení pro stropní konstrukce, balkóny a schodiště odpovídá hodnotě  $4,0 \text{ kN/m}^2$ .

Pro střešní konstrukci, která spadá do kategorie H (střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav), nabývá užité zatížení hodnoty  $0,75 \text{ kN/m}^2$ .

Na střeších kategorie H se neuvažuje současné působení zatížení sněhem a užitého zatížení. Vzhledem k geometrii střešní konstrukce objektu nebude užité zatížení na střešní konstrukci uvažováno a bude uvažováno pouze zatížení sněhem.

### 5.4.4 Proměnné zatížení sněhem

Objekt pro účely návrhu nosné konstrukce s použitím Eurokódů je uvažován v Praze 7. Tato lokalita spadá do I. sněhové oblasti, tudíž charakteristická hodnota zatížení sněhem je  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$ . Pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci se zatížení sněhem určí dle:

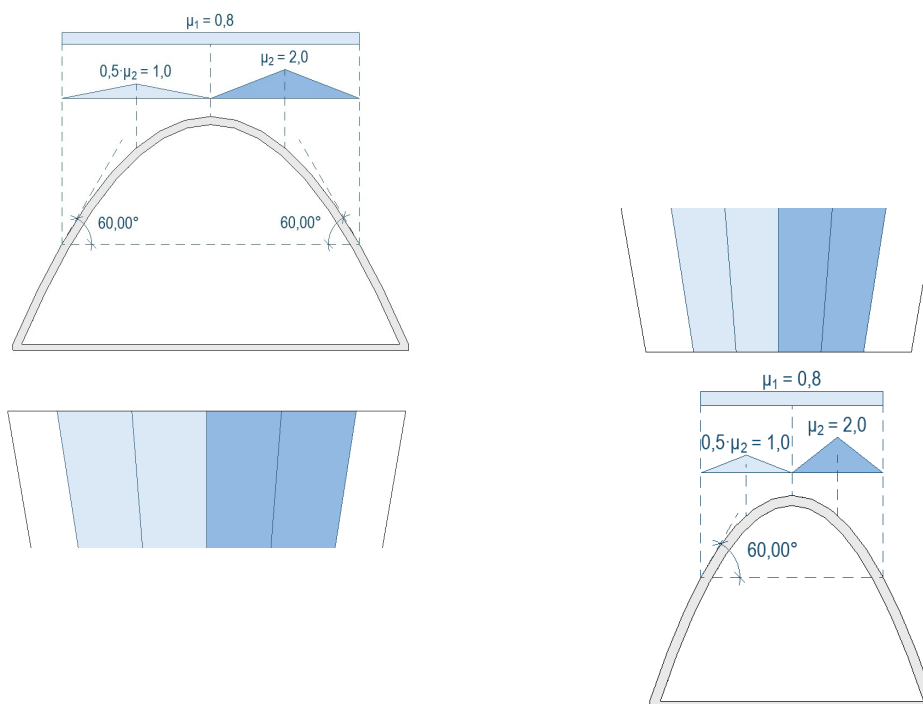
$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (5.4.1)$$

kde je

- $\mu$  tvarový součinitel střešní konstrukce,
- $C_e$  součinitel expozice,  $C_e = 1,0$ ,
- $C_t$  teplotní součinitel,  $C_t = 1,0$ .

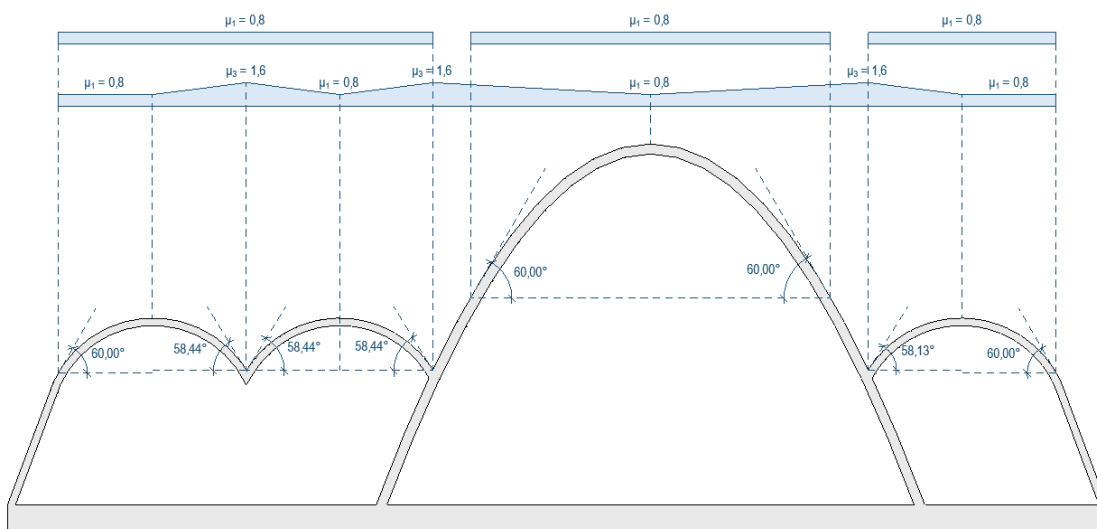
Dle ČSN EN 1991-1-3 [5] má každý tvarový součinitel své číselné označení. V této práci je uvažováno celkem se čtyřmi tvarovými součiniteli ( $\mu_1 - \mu_4$ ):

- Tvarový součinitel pro rovnoměrné pokrytí sněhem odpovídá hodnotě  $\mu_1 = 0,8$ .
- U válcových střech se sníh uvažuje pouze na těch částech, kde sklon tečny k dané skořepině je menší než  $60^\circ$ . V tomto případě se jedná o trojúhelníkové zatížení sněhem, přičemž ve vrcholu trojúhelníku je hodnota tvarového součinitele spočtena dle vztahu  $\mu_2 = 0,2 + 10 \cdot h/b$ , kde je zohledněna závislost poměru vzepětí ku rozpětí konstrukce ( $h/b$ ). Doporučená horní hodnota je  $\mu_2 = 2$  při  $h/b > 0,18$ .



Obrázek 5.4.1: Tvarové součinitele – hlavní loď.

- Pro vícelodní haly v částech úžlabí střešní konstrukce je uvažován zvýšený tvarový součinitel  $\mu_3$  pro případ navátí sněhem. Zprůměrovaný úhel  $\bar{\alpha}$  obou přiléhajících střech k úžlabí spadá do rozmezí od  $30^\circ$  do  $60^\circ$ , proto je uvažován součinitel  $\mu_3 = 1,6$ .



Obrázek 5.4.2: Tvarové součinitele – zadní část objektu.

- U střech přiléhajících k vyšším stavbám se pro tvarový součinitel zohledňuje sesuv sněhu z horní střech  $\mu_s$  a působení větru  $\mu_w$ . Výsledný tvarový součinitel pak odpovídá součtu těchto dílčích složek, tedy  $\mu_4 = \mu_s + \mu_w$ . V tomto případě je součinitel  $\mu_s = 0$  (sklon

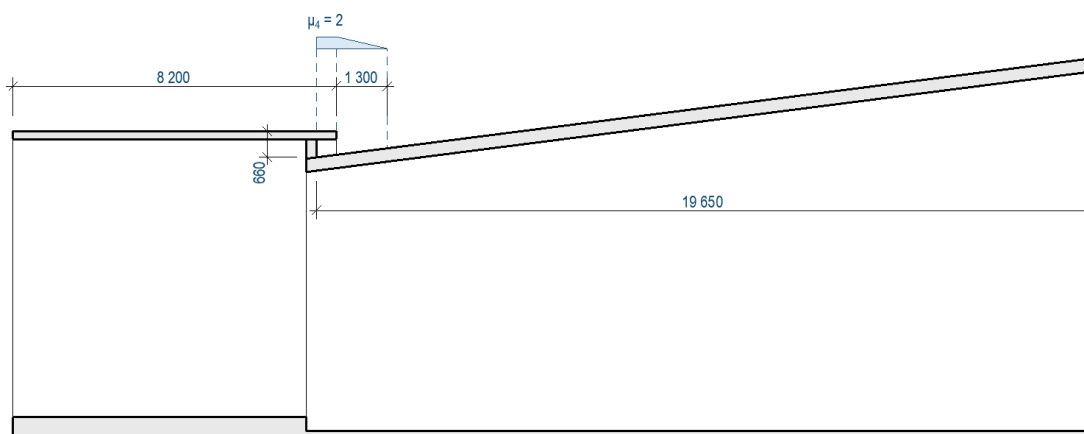
přiléhající horní střechy  $\alpha = 0$ ) a součinitel  $\mu_w = 2$  (maximální hodnota dle Národní přílohy ČSN EN 1991-1-3 [5] při nesplnění vztahu 5.4.2).

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} \quad (5.4.2)$$

$$\mu_w = \frac{(8,2 + 19,65)}{2 \cdot 0,65} \leq \frac{2 \cdot 0,65}{0,7}$$

$$\mu_w = 21,4 \not\leq 1,86 \rightarrow \mu_w = 2$$

Délka návěje se určí dle vztahu  $l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,65 = 1,3$  m.



Obrázek 5.4.3: Tvarový součinitel návěje.

Průměrné hodnoty zatížení sněhem:

$$s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

$$0,5 \cdot s_2 = 0,5 \cdot \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$s_3 = \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

$$s_4 = \mu_4 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.4.5 Proměnné zatížení větrem

Objekt se nachází v I. větrné oblasti (Praha 7 - Holešovice), tudíž výchozí hodnota základní rychlosti větru odpovídá hodnotě  $v_{b,0} = 22,5$  m/s.

V blízkém okolí se nachází různé zástavby a další objekty. Jedná se tedy o III. kategorii terénu (plocha rovnoměrně pokrytá vegetací, budovami a překážkami).



Základní rychlost větru:

$$v_b = C_{\text{dir}} \cdot C_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 22,5 = 22,5 \text{ m/s},$$

kde je

$C_{\text{dir}}$  součinitel směru větru, doporučená hodnota  $C_{\text{dir}} = 1,0$ ,

$C_{\text{season}}$  součinitel ročního období, doporučená hodnota  $C_{\text{season}} = 1,0$ .

Základní dynamický tlak větru:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 = 0,32 \text{ kN/m}^2,$$

kde je

$\rho$  měrná hmotnost vzduchu,  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Maximální dynamický tlak větru:

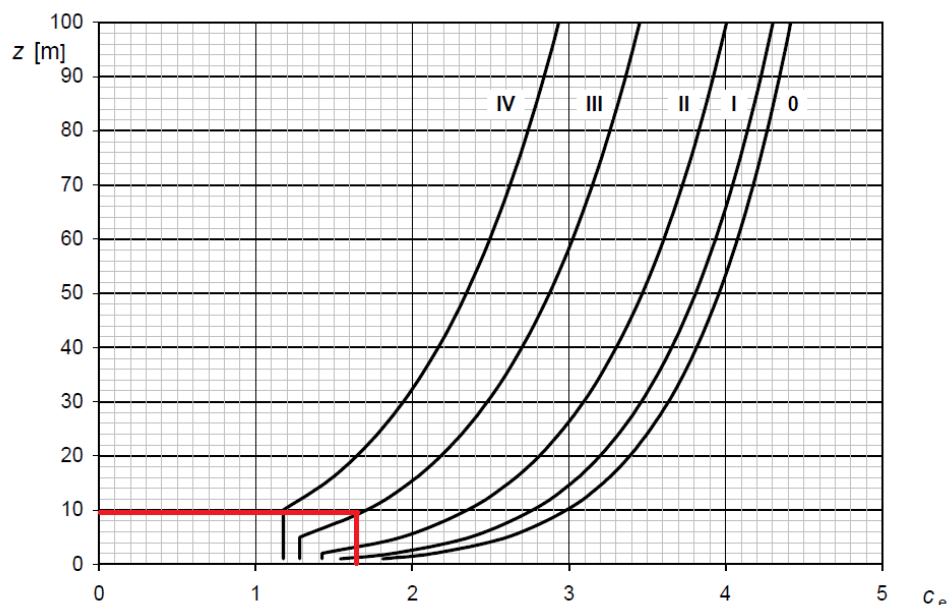
$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b = 1,65 \cdot 0,32 = 0,53 \text{ kN/m}^2,$$

kde je

$C_e(z)$  součinitel expozice,  $C_e(z) = 1,65$  pro výšku stavby 9,7 m (viz Obrázek 5.4.4).

Tlak (+) / sání (-) větru na povrchy objektu:

$$w_{e,k} = q_p(z) \cdot C_{pe,10} \text{ [kN/m}^2\text{]},$$



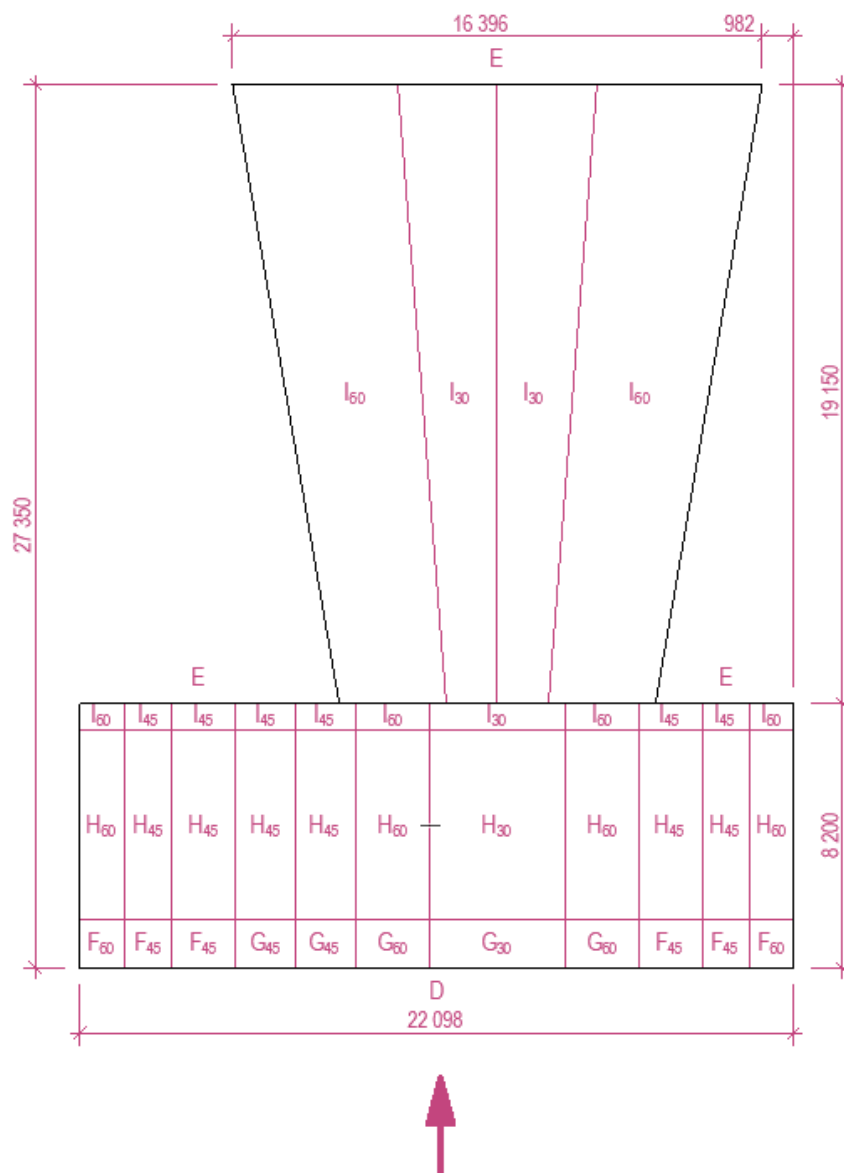
Obrázek 5.4.4: Graf se součinitelem expozice  $C_e(z)$ .

kde je

$C_{pe,10}$  součinitel vnějšího tlaku (+) a sání (-) pro nosné konstrukce.

Pro určení součinitelů vnějších tlaků na dané povrchy objektu bude následně uvažováno proudění větru ze všech čtyř směrů vzhledem k nesymetrickému tvaru stavby. Pro výpočet dílčích součinitelů se použila norma ČSN EN 1991-1-4 [6], kde jsou definovány hodnoty v závislosti na geometrie konstrukce.

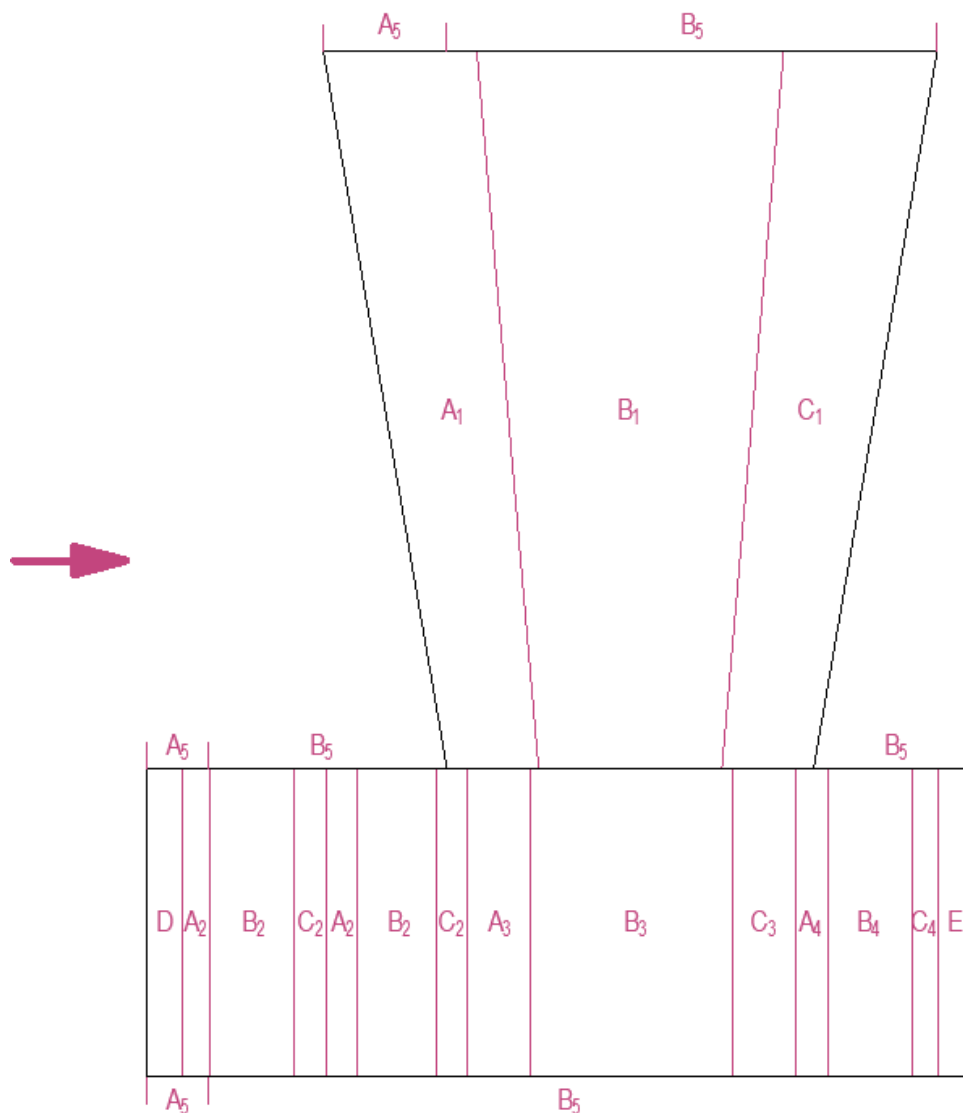
V tomto případě došlo k několika aproximacím vzhledem k parabolickým a válcovým tvarům skořepinových střech pro různé směry. Při výpočtu bylo nutné daný oblý povrch konstrukcí rozdělit na několik dílů a k nim zvolit průměrnou hodnotou sklonu střechy (střešní skořepinová konstrukce má proměnný sklon).



Obrázek 5.4.5: Rozdělení ploch pro  $C_{pe,10}$  – směr 1.

Tabulka 5.4.1: Hodnoty součinitelů  $C_{pe,10}$  a vnějších tlaků/sání  $w_{e,k}$  – směr 1.

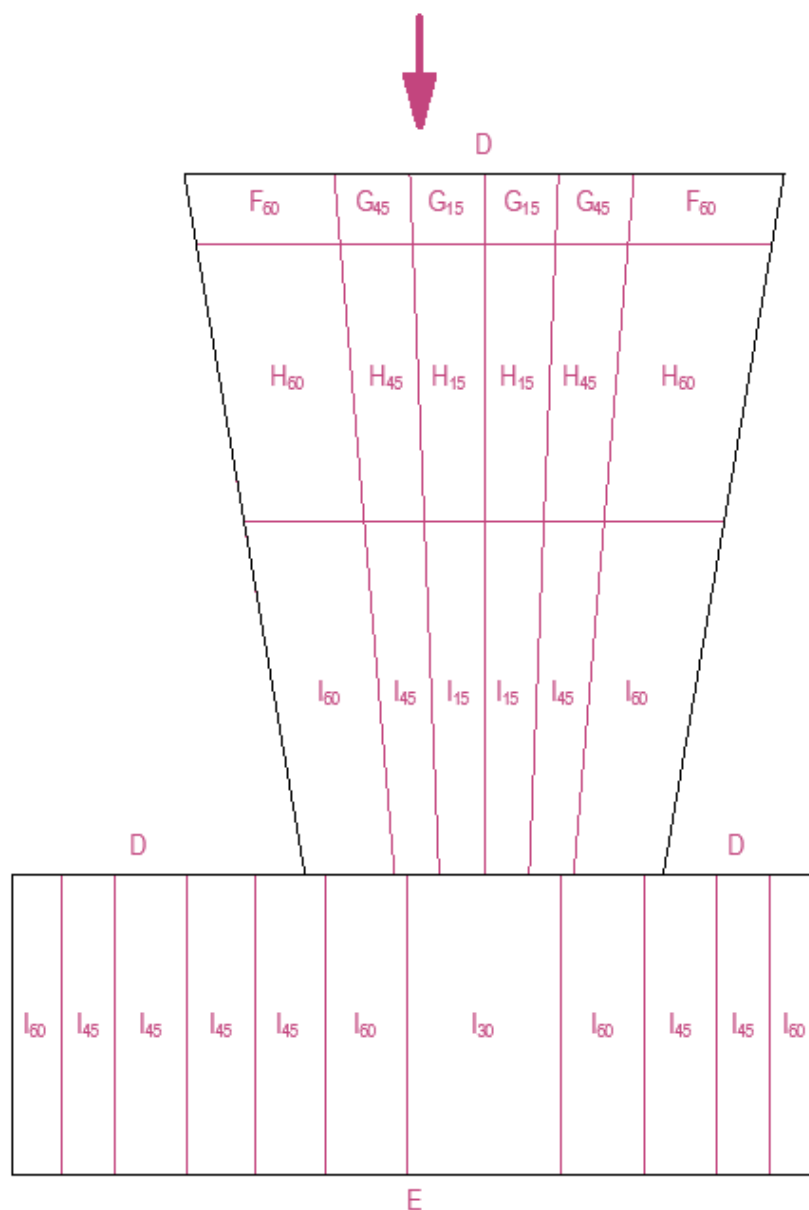
	$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$D$	0,8	0,43	$E$	-0,5	-0,27			
$F_{60}$	-1,1	-0,58	$F_{45}$	-1,1	-0,58			
$G_{60}$	-1,2	-0,64	$G_{45}$	-1,4	-0,74	$G_{30}$	-1,4	-0,74
$H_{60}$	-0,8	-0,43	$H_{45}$	-0,9	-0,48	$H_{30}$	-0,8	-0,43
$I_{60}$	-0,5	-0,27	$I_{45}$	-0,5	-0,27	$I_{30}$	-0,5	-0,27



Obrázek 5.4.6: Rozdělení ploch pro  $C_{pe,10}$  – směr 2.

Tabulka 5.4.2: Hodnoty součinitelů  $C_{pe,10}$  a vnějších tlaků/sání  $w_{e,k}$  – směr 2.

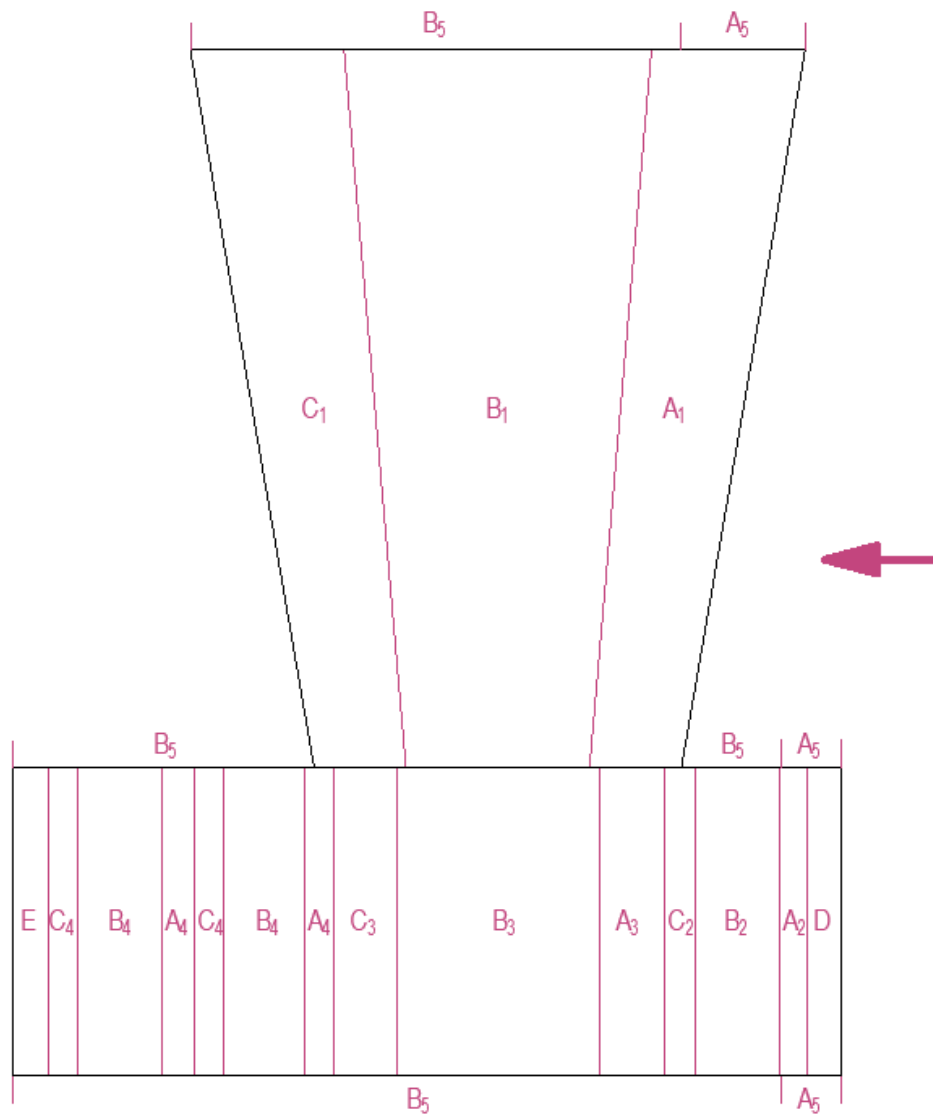
	$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	–			–			–	
$A_1$	0,8	0,43	$B_1$	–1,2	–0,64	$C_1$	–0,4	–0,21
$A_2$	0,2	0,11	$B_2$	–0,9	–0,58	$C_2$	–0,4	–0,21
$A_3$	0,6	0,32	$B_3$	–1,1	–0,58	$C_3$	–0,4	–0,21
$A_4$	–0,4	–0,21	$B_4$	–0,4	–0,21	$C_4$	–0,4	–0,21
$A_5$	–1,2	–0,64	$B_5$	–0,8	–0,43	$D$	0,7	0,37
						$E$	–0,3	–0,16



Obrázek 5.4.7: Rozdělení ploch pro  $C_{pe,10}$  – směr 3.

Tabulka 5.4.3: Hodnoty součinitelů  $C_{pe,10}$  a vnějších tlaků/sání  $w_{e,k}$  – směr 3.

	$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$D$	0,8	0,43	$E$	-0,5	-0,27	$I_{30}$	-0,5	-0,27
$F_{60}$	-1,1	-0,58	$G_{45}$	-1,4	-0,74	$G_{15}$	-1,3	-0,69
$H_{60}$	-0,8	-0,43	$H_{45}$	-0,9	-0,48	$H_{15}$	-0,6	-0,32
$I_{60}$	-0,5	-0,27	$I_{45}$	-0,5	-0,27	$I_{15}$	-0,5	-0,27



Obrázek 5.4.8: Rozdělení ploch pro  $C_{pe,10}$  – směr 4.

Tabulka 5.4.4: Hodnoty součinitelů  $C_{pe,10}$  a vnějších tlaků/sání  $w_{e,k}$  – směr 4.

	$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		$C_{pe,10}$	$w_{e,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	–			–			–	
A <sub>1</sub>	0,8	0,43	B <sub>1</sub>	–1,2	–0,64	C <sub>1</sub>	–0,4	–0,21
A <sub>2</sub>	0,2	0,11	B <sub>2</sub>	–0,9	–0,58	C <sub>2</sub>	–0,4	–0,21
A <sub>3</sub>	0,6	0,32	B <sub>3</sub>	–1,1	–0,58	C <sub>3</sub>	–0,4	–0,21
A <sub>4</sub>	–0,4	–0,21	B <sub>4</sub>	–0,4	–0,21	C <sub>4</sub>	–0,4	–0,21
A <sub>5</sub>	–1,2	–0,64	B <sub>5</sub>	–0,8	–0,43	D	0,7	0,37
						E	–0,3	–0,16

#### 5.4.6 Zatížení teplotou

Vzhledem k účelu daného objektu se jedná o stavbu bez požadavků na vnitřní prostředí z hlediska tepelné ochrany budov. Konstrukce je tedy uvažována bez zateplení a je nutné brát v úvahu zatížení způsobené změnami teplot ze strany exteriéru. Pro výpočet zatížení teplotou bylo uvažována pouze rovnoměrná složka teploty  $\Delta T_u$ . Dle ČSN EN 1991-1-5 [7] byly stanoveny průměrné teploty v dané lokalitě. Pro letní období je uvažovaná průměrná teplota 45 °C, pro zimní období –3 °C.

Rovnoměrná složka zatížení teplotou (rozhoduje větší rozdíl):

$$\Delta T_{u,1} = T - T_0 = 45\text{ °C} - 20\text{ °C} = 25\text{ °C},$$

$$\Delta T_{u,2} = T - T_0 = -3\text{ °C} - 20\text{ °C} = -23\text{ °C},$$

kde je

$T_0$  teplota při zabudování prvku,  $T_0 = 20\text{ °C}$ .

#### 5.4.7 Smršťování

V rámci diplomové práce bylo uvažováno i s účinkem smršťování betonu. Výpočet byl proveden dle ČSN EN 1991-1-1 [4]. U konstrukcí dochází obecně ke smršťování po celé výšce průřezu, nicméně na površích v kontaktu se vzduchem působí výrazněji. U skořepinových konstrukcí jsou to oba povrchy, a naopak u základové desky pouze u horního povrchu.

##### Smršťování skořepin

Třída betonu:	Beton	C 30/37	
	$f_{ck}$	30	MPa
	$f_{cm}$	38	MPa
Typ cementu:		N	
Součinitel:	$\alpha_{ds1}$	4	-
Součinitel:	$\alpha_{ds2}$	0,12	-
Relativní vlhkost prostředí:	RH	50	%
Doba začátku vysychání:	$t_s$	5	dní
Doba životnosti: (50 let)	t	18 250	dní

### Hlavní skořepina - tloušťka 200 mm

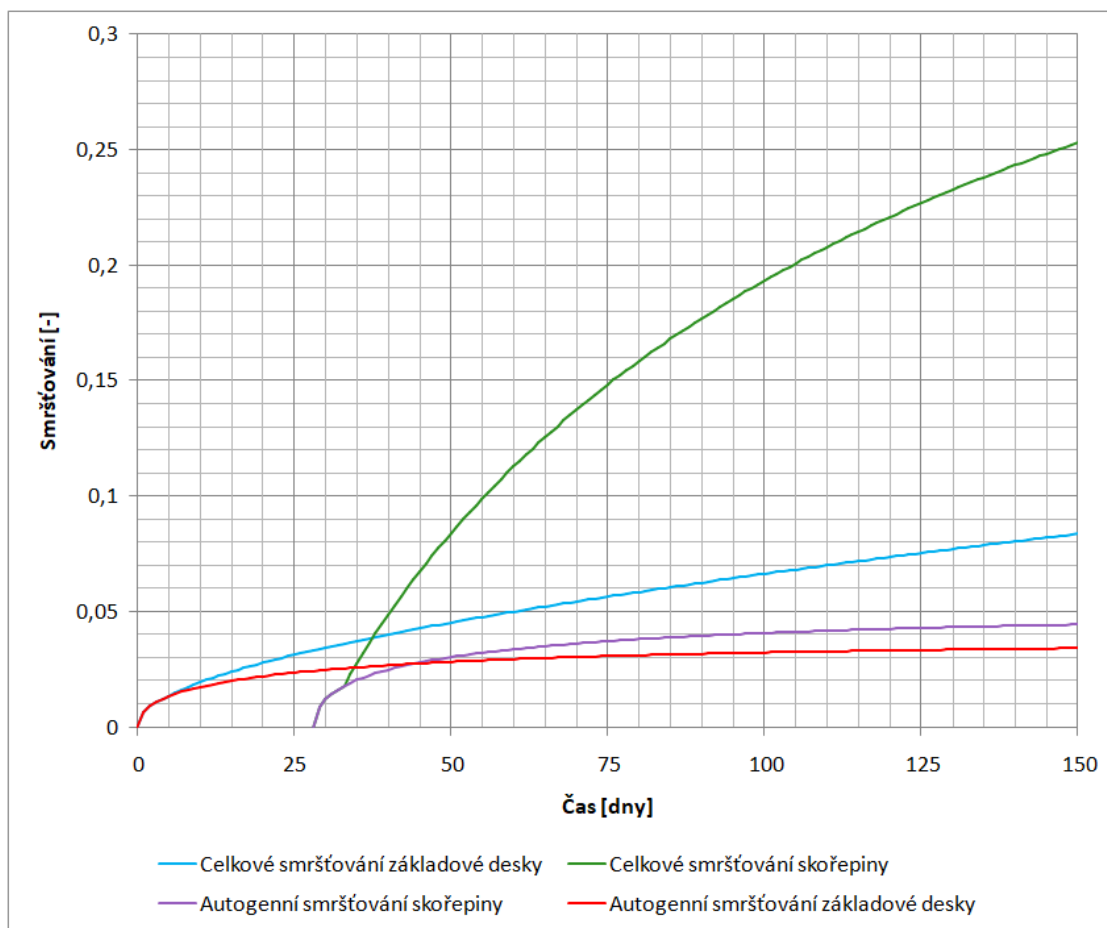
Typ konstrukce:		deska	
Tloušťka desky:	$h_d$	200	mm
Náhradní tloušťka:	$h_o$	200	mm
Součinitel:	$k_h$	0,85	-
<hr/>			
Součinitel:	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,994	-
Součinitel:	$\beta_{RH}$	1,356	-
Základní smršťování vysycháním:	$\epsilon_{cd,0}$	0,4822	‰
Poměrné smršťování vysycháním:	$\epsilon_{cd}(t)$	0,4074	‰
<hr/>			
Součinitel:	$\beta_{as}(t)$	1,000	-
Základní autogenní smršťování:	$\epsilon_{ca,\infty}$	0,0500	‰
Poměrné autogenní smršťování:	$\epsilon_{ca}(t)$	0,0500	‰
<hr/>			
<b>Celkové poměrné smršťování:</b>	<b><math>\epsilon_{cs}(t)</math></b>	<b>0,4574</b>	<b>‰</b>

### Vedlejší skořepiny - tloušťka 150 mm

Typ konstrukce:		deska	
Tloušťka desky:	$h_d$	150	mm
Náhradní tloušťka:	$h_o$	150	mm
Součinitel:	$k_h$	0,925	-
<hr/>			
Součinitel:	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,996	-
Součinitel:	$\beta_{RH}$	1,356	-
Základní smršťování vysycháním:	$\epsilon_{cd,0}$	0,4822	‰
Poměrné smršťování vysycháním:	$\epsilon_{cd}(t)$	0,4443	‰
<hr/>			
Součinitel:	$\beta_{as}(t)$	1,000	-
Základní autogenní smršťování:	$\epsilon_{ca,\infty}$	0,0500	‰
Poměrné autogenní smršťování:	$\epsilon_{ca}(t)$	0,0500	‰
<hr/>			
<b>Celkové poměrné smršťování:</b>	<b><math>\epsilon_{cs}(t)</math></b>	<b>0,4943</b>	<b>‰</b>

Ve výpočtu byl zohledněn postup betonáže a technologie provádění, a to konkrétně stanovená doba ošetřování konstrukcí po betonáži na 5 dní a technologická pauza mezi betonáží základové desky a navazujících skořepin na 28 dní (viz Obrázek 5.4.9).





Obrázek 5.4.9: Graf začátku průběhu smršťování.

S ohledem na trend vývoje smršťování obou prvků bude rozhodující rozdíl v přetvoření na konci životnosti skořepin (tj. 50 let).

### Smršťování základové desky

Třída betonu:	Beton	C 25/30	
	$f_{ck}$	25	MPa
	$f_{cm}$	33	MPa
Typ cementu:		N	
Součinitel:	$\alpha_{ds1}$	4	-
Součinitel:	$\alpha_{ds2}$	0,12	-
Relativní vlhkost prostředí:	RH	50	%
Doba začátku vysychání:	$t_s$	5	dní
Doba životnosti: (50 let)	$t$	18 250	dní

Typ konstrukce:	základová deska		
Tloušťka desky:	$h_d$	400	mm
Náhradní tloušťka:	$h_0$	800	mm
Součinitel:	$k_h$	0,7	-
<hr/>			
Součinitel:	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,953	-
Součinitel:	$\beta_{RH}$	1,356	-
Základní smršťování vysycháním:	$\epsilon_{cd,0}$	0,5121	‰
Poměrné smršťování vysycháním:	$\epsilon_{cd}(t)$	0,3415	‰
<hr/>			
Součinitel:	$\beta_{as}(t)$	1,000	-
Základní autogenní smršťování:	$\epsilon_{ca,\infty}$	0,0375	‰
Poměrné autogenní smršťování:	$\epsilon_{ca}(t)$	0,0375	‰
<hr/>			
<b>Celkové poměrné smršťování:</b>	<b><math>\epsilon_{cs}(t)</math></b>	<b>0,3790</b>	<b>‰</b>

Vzhledem k tomu, že výpočetní software SCIA Engineer 22.0 nezohledňuje účinky smršťování, byly tyto účinky započítány jako přídavné náhradní zatížení teplotou dle (5.4.3), přičemž je nutno vzít v úvahu i záporné znaménko značící ochlazení prvků:

$$\Delta T = -\frac{\epsilon}{\alpha}, \quad (5.4.3)$$

kde je

$\Delta T$  náhradní zatížení teplotou,

$\epsilon$  smršťování betonu,

$\alpha$  součinitel teplotní délkové roztažnosti, pro beton  $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ .

Hlavní skořepina:

$$\Delta T_1 = -\frac{0,4574 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 10^{-5}} = -45,74 \text{ K}^{-1}$$

Vedlejší skořepiny:

$$\Delta T_2 = -\frac{0,4943 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 10^{-5}} = -49,43 \text{ K}^{-1}$$

Základová deska:

$$\Delta T_3 = -\frac{0,3790 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 10^{-5}} = -37,90 \text{ K}^{-1}$$

Tyto hodnoty byly následně aplikovány na výpočetní 3D model k jednotlivým prvkům.

### 5.4.8 Shrnutí zatěžovacích stavů a kombinace zatížení

Pro vytvořené zatěžovací stavy (viz Tabulka 5.4.5) byly následně vytvořeny jejich kombinace.

Tabulka 5.4.5: Stručný přehled zatěžovacích stavů

Označení	Popis	Typ zatížení	Označení	Popis	Typ zatížení
ZS1	vlastní tíha	stálé	ZS7	vítr B	proměnné
ZS2	ostatní stálé	stálé	ZS8	vítr L	proměnné
ZS3	sníh nenavátý	proměnné	ZS9	vítr R	proměnné
ZS4	sníh navátý L	proměnné	ZS10	užitné	proměnné
ZS5	sníh navátý P	proměnné	ZS11	teplota	proměnné
ZS6	vítr T	proměnné	ZS12	smršťování	stálé

Pro mezní stav únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace se využilo vztahu (6.10) uvedeného v ČSN EN 1990 [1]:

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

Využilo se součinitelů zatížení ( $\gamma$ ) a kombinačních součinitelů ( $\Psi_0$ ). Konkrétní hodnoty pro mezní stav únosnosti (MSÚ) jsou shrnuty v Tabulce 5.4.6. Pro mezní stav použitelnosti (MSP) se uvažují součinitele  $\gamma = 1,0$  jak pro stálé tak i pro proměnné zatížení.

Tabulka 5.4.6: Přehled součinitelů  $\gamma$  a  $\Psi_0$  pro MSÚ

Typ zatížení	$\gamma$	$\Psi_0$
stálé	1,35	
proměnné – užitné	1,5	0,7
proměnné – sníh	1,5	0,5
proměnné – vítr	1,5	0,6
proměnné – teplota	1,5	0,6

Zobrazení zadaného zatížení na 3D modelu v programu SCIA Engineer je samostatnou přílohou této práce.

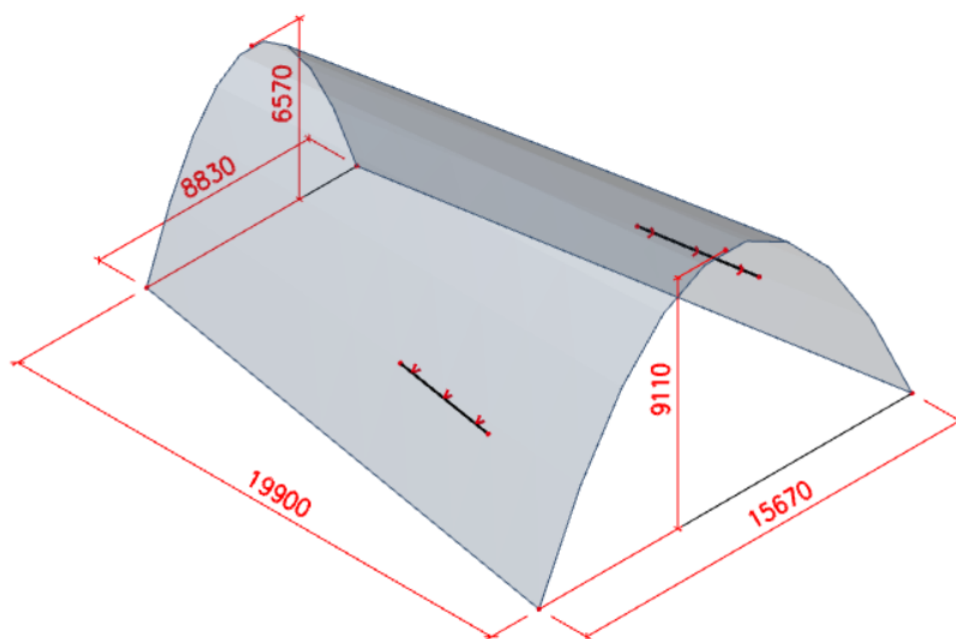
## 5.5 Předběžný návrh a posouzení konstrukčních prvků

V rámci této diplomové práce byly podrobně navrženy vybrané konstrukční prvky daného objektu zejména skořepinové konstrukce. Ty lze na základě shrnutých poznatků obsažených v teoretické části (Kapitola 2) zařadit do ploch s nulovou Gaussovou křivostí a dle typu namáhání do tenkostěnných skořepin.

Podkladem pro návrh prvků byly převzaté studie z odborných publikací a na jejich bázi globální 3D model vytvořený ve výpočetním softwaru SCIA Engineer 22.0.

### 5.5.1 Skořepina – hlavní loď

Prvním navrženým prvkem byla skořepinová konstrukce tvořící zastřešení hlavní lodi objektu. Skořepina má kónický tvar a její příčné řezy tvoří paraboly s proměnnými rozměry po její délce (viz Obrázek 5.5.1). Skořepina o tloušťce 200 mm byla navržena z betonu třídy C30/37 s výztuží B 500B.



Obrázek 5.5.1: 3D schéma geometrie konstrukce – hlavní loď.

Výpočetní model byl vytvořen včetně základové desky i konstrukce mezipodlaží. Skořepinová konstrukce je ke konstrukci mezipodlaží a k základové desce kloubově připojena a to z důvodu eliminace vzniku nadměrných ohybových momentů na skořepinách a přiblížení se tak k stavu membránové napjatosti (viz Část 3.2).

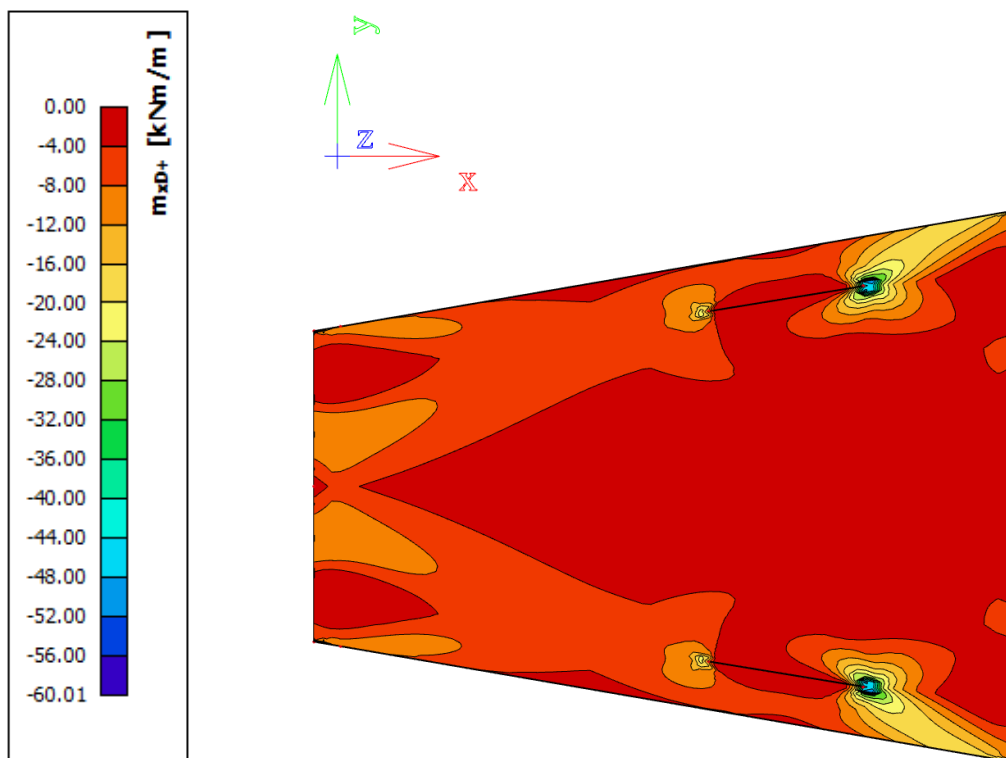
I přesto však ohybové momenty není možné zcela zanedbat, a proto byl proveden výpočet v programu SCIA Engineer metodou konečných prvků (MKP) podle Kirchhoffovy teorie

(viz Část 3.1). Velikost sítě MKP byla určena dle tloušťky skořepiny na 0,2 m. V oblastech napojení na konstrukci mezipodlaží a základovou desku byla síť zjemněna a byly také použity průměrovací pásy s využitím průměrování do obou směrů pro získání relevantnějších výsledků.

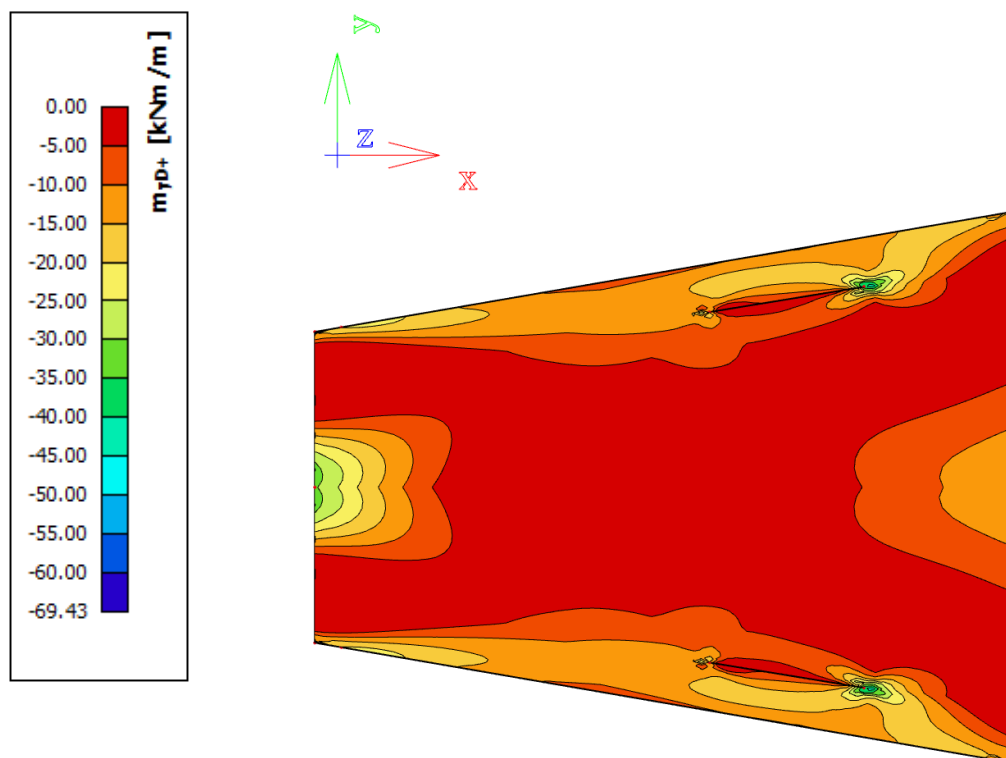
### Krycí vrstva výztuže

Návrhová životnost:	50	let	
Pevnostní třída betonu:	C 30/37		
Desková konstrukce:	Ano		
Zvláštní kontrola kvality:	Ne		
Stupeň vlivu prostředí:	XC4		
<hr/>			
Třída konstrukce:	S3		
Průměr výztuže:	$\varnothing_s$	10	mm
Náhradní průměr výztuže:	$\varnothing_n$	-	mm
Uspořádání prutů:		oddělené	
Velikost zrna kameniva:	$D_{max}$	16	mm
	$c_{min,b}$	10	mm
<hr/>			
Druh výztuže:		betonářská	
	$c_{min,dur}$	25	mm
<hr/>			
bezpečnostní složka	$\Delta c_{dur,g}$	0	mm
korozivzdorná ocel	$\Delta c_{dur,g}$	0	mm
přídavná ochrana betonu	$\Delta c_{dur,st}$	0	mm
<hr/>			
Obrus konstrukce:		-	
	$c_{min}$	25	mm
<hr/>			
Typ konstrukce:		monolitická	
	$\Delta c_{dev}$	10	mm
<hr/>			
Betonáž k povrchu:		rovný povrch	
	$c_{nom}$	35	mm

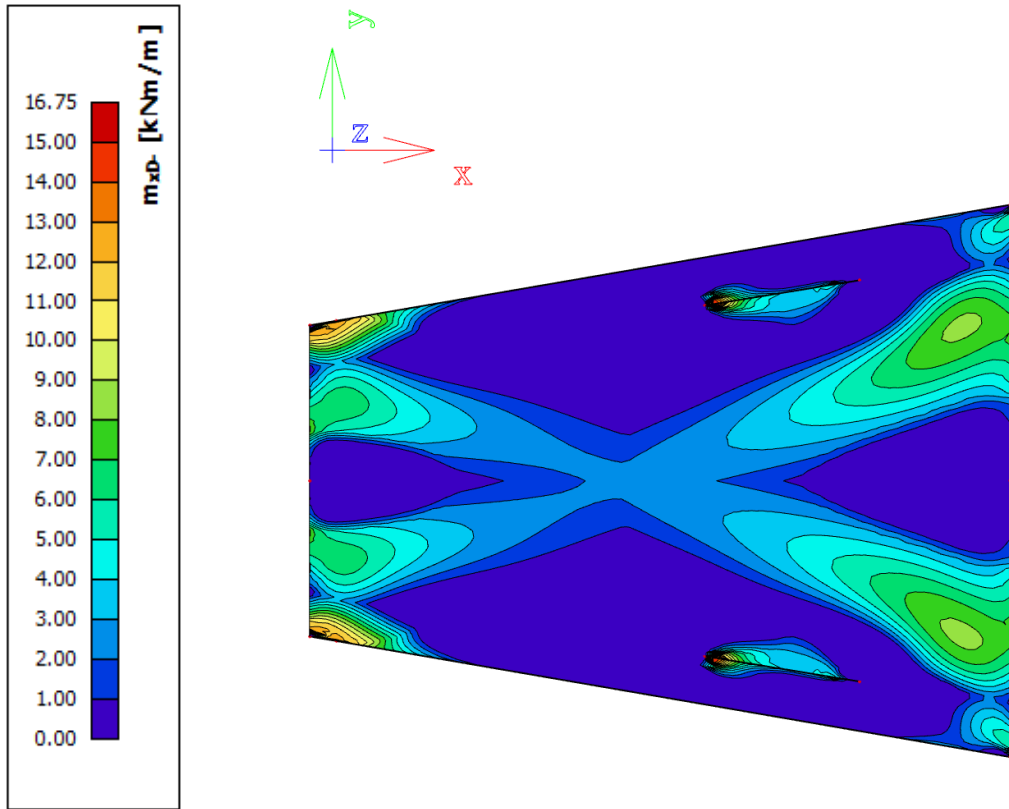
Pro posouzení skořepiny byly z výpočetního softwaru získány návrhové vnitřní síly (normálové síly a dimenzační momenty). Normálové síly působí v střednicové ploše skořepiny, a proto jsou rozlišeny pouze dle směru x a y. Zatímco dimenzační momenty zohledňují nejenom směry, ve kterých působí, ale i povrchy na kterých působí – horní povrch (+) a spodní povrch (-).



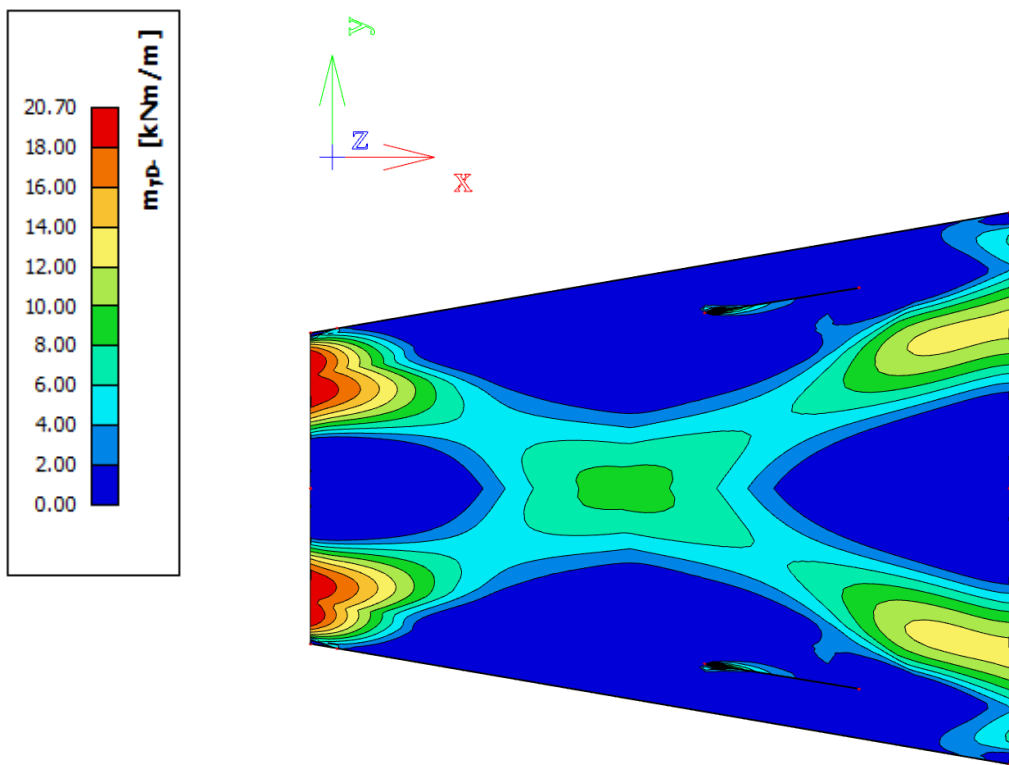
Obrázek 5.5.2: Dimenzační moment  $m_{xD+}$ .



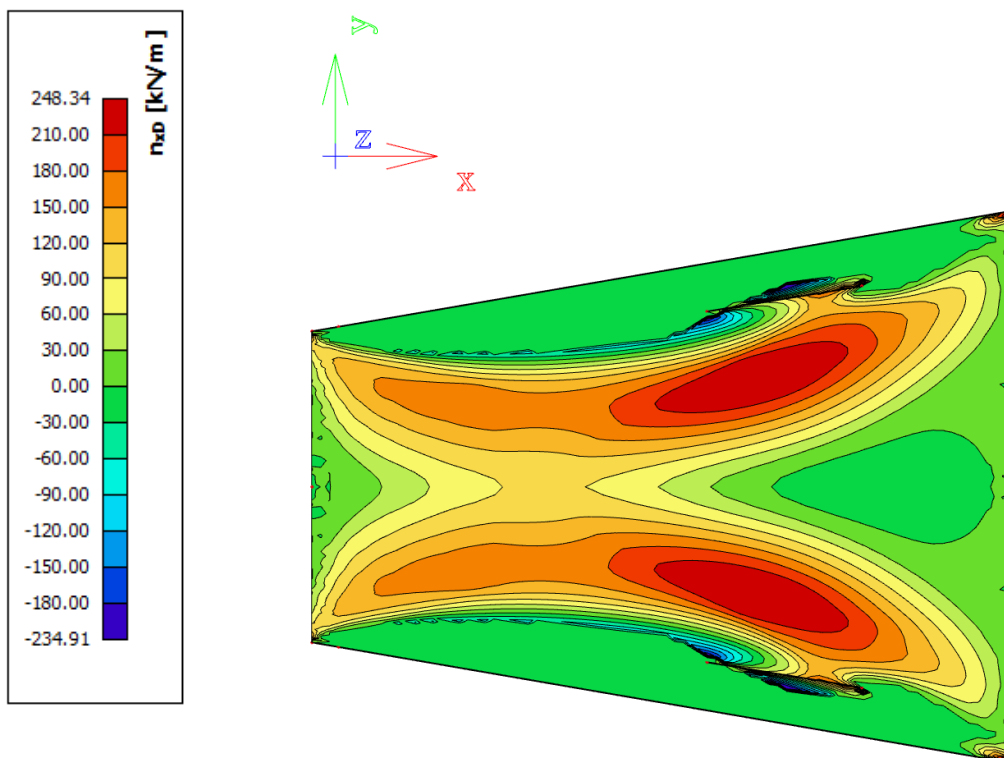
Obrázek 5.5.3: Dimenzační moment  $m_{yD+}$ .



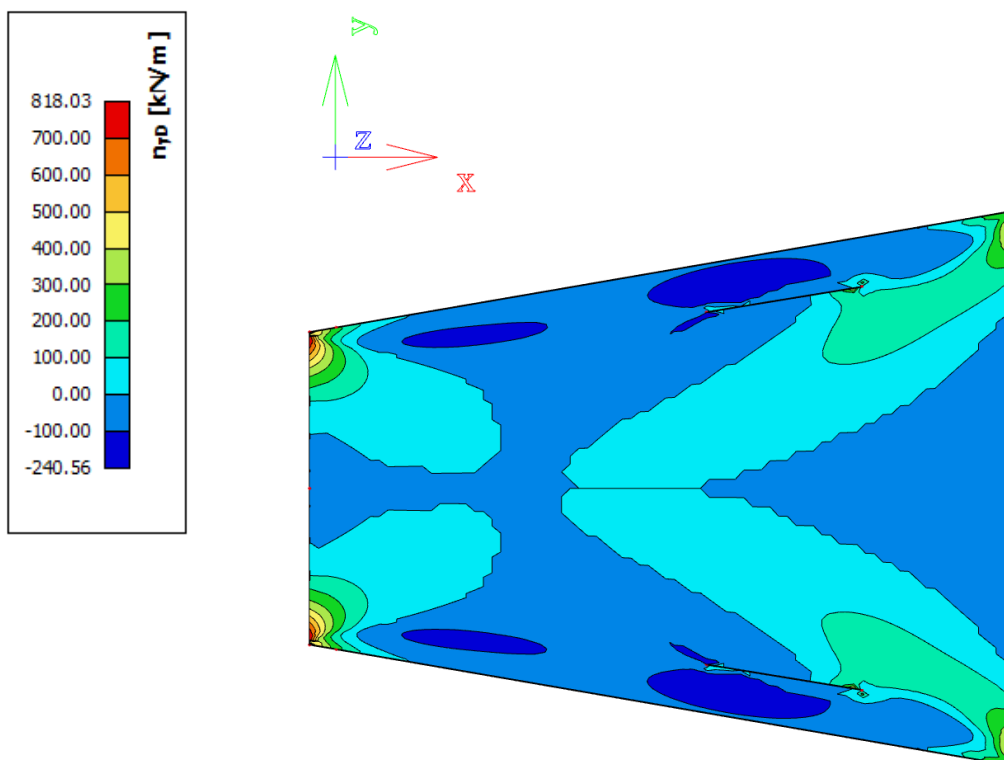
Obrázek 5.5.4: Dimenzační moment  $m_{xD}$ .



Obrázek 5.5.5: Dimenzační moment  $m_{yD}$ .



Obrázek 5.5.6: Normálová síla  $n_{xD}$ .



Obrázek 5.5.7: Normálová síla  $n_{yD}$ .



Z vykreslených vnitřních sil je patrné, že v rozích u paty skořepiny i v místě napojení na mezipodlaží vznikají singularity. Běžně byly tyto singulární oblasti řešeny průměrovacími pásy. Nicméně software umožňuje umístit průměrovací pásy pouze na ploché rovinné desce, tudíž byly výsledné špičky vnitřních sil na skořepinových konstrukcích omezeny manuálně.

Idealizovaným postupem by bylo vážené zprůměrování, kde váhami by byly jednotlivé plochy ( $A_i$ ), na kterých by se vyskytovaly hodnoty počítané návrhové veličiny ( $m_i$ ). Celková plocha průměrované oblasti ( $A$ ) by měla být stanovena v rozumných mezích v závislosti na tloušťce konstrukce. Potom by se výslednou hodnotu návrhové veličiny ( $m$ ) dalo vypočítat dle:

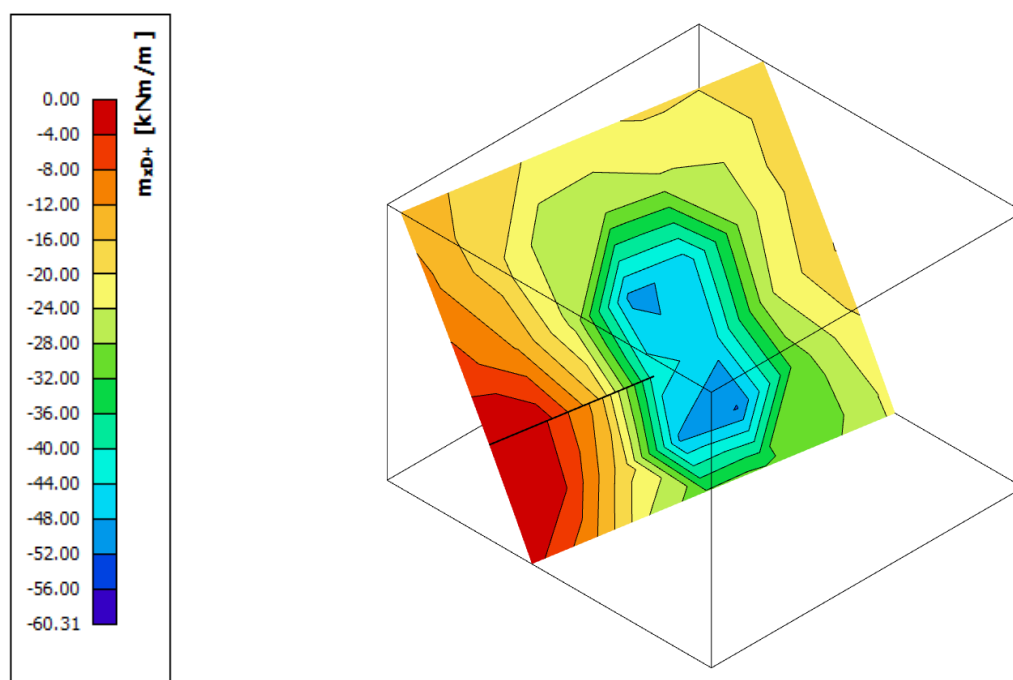
$$m = \frac{\sum(A_i \cdot m_i)}{A}. \quad (5.5.1)$$

Avšak pro zjednodušení se postupovalo odlišným způsobem a využilo se klasického zprůměrování. To bylo provedeno pomocí výstupů z výpočetního programu SCIA Engineer, kde se poblíž singulární oblasti vytvořily fiktivní řezy (viz Obrázek 5.5.9) a výsledné hodnoty návrhové veličiny byly klasicky zprůměrovány dle:

$$m = \frac{\sum(n_i \cdot m_i)}{n}, \quad (5.5.2)$$

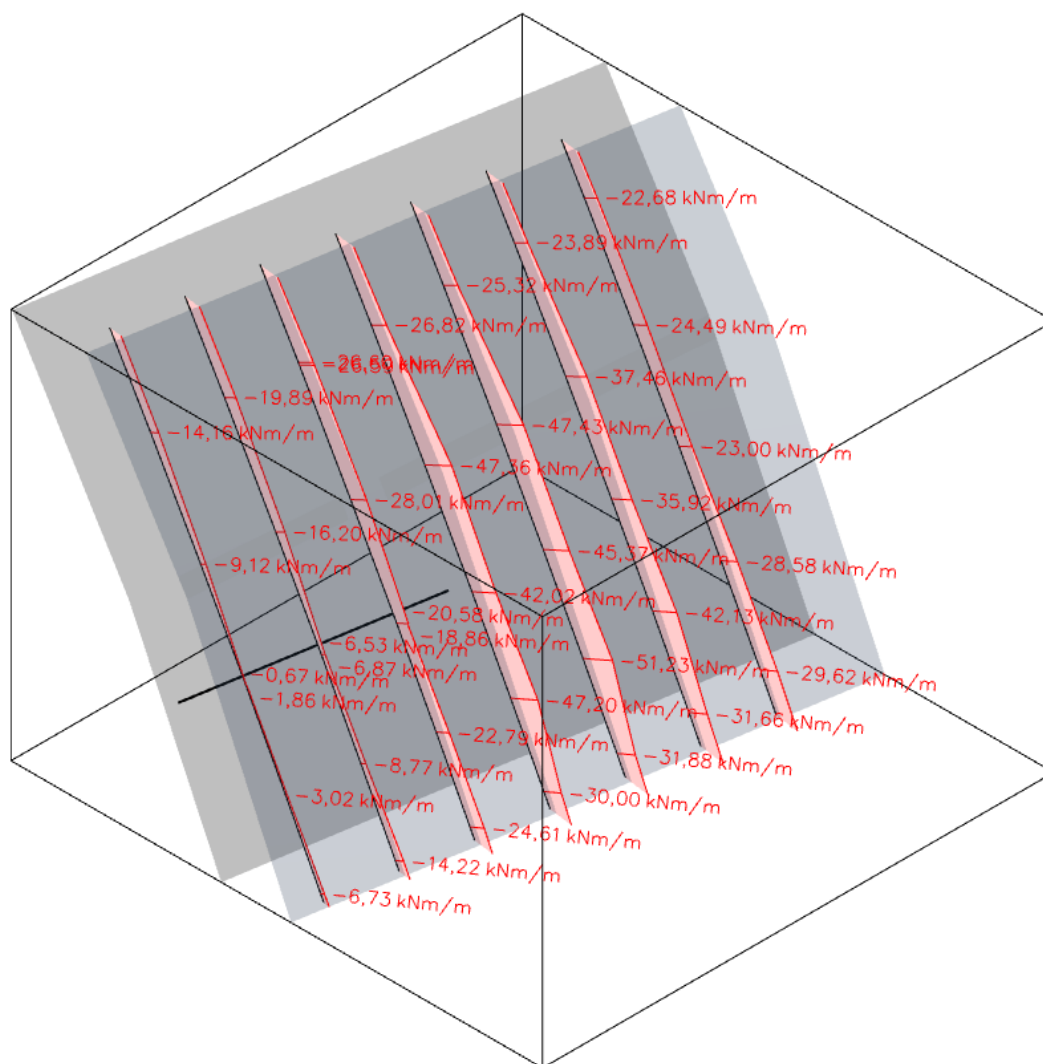
kde je

- $n_i$       dílčí hodnota návrhové veličiny,
- $n$         počet dílčích hodnot návrhové veličin.



Obrázek 5.5.8: Zobrazené standardní výsledky v singulární oblasti skořepiny.

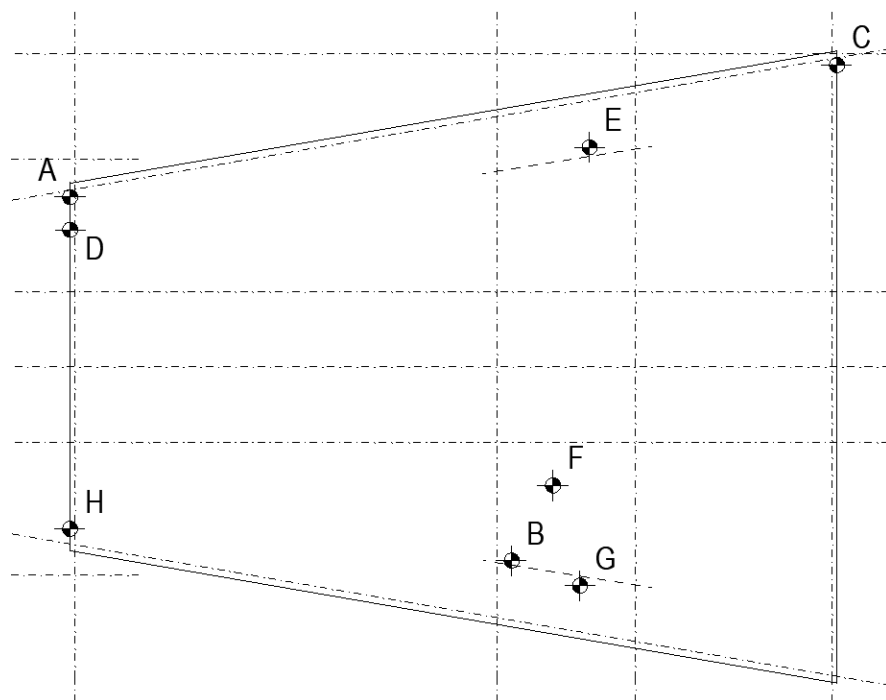
V porovnání s výstupem se standardními výsledky (viz Obrázek 5.5.8), došlo ke snížení lokálního singulárního extrému a vypočtená hodnota přibližně odpovídala nejvíce četné hodnotě standardních výsledků.



Obrázek 5.5.9: Zobrazené výsledky na řezech v singulární oblasti skořepiny.

Únosnost vyztuženého průřezu namáhaného kombinací normálové síly a ohybových momentů je nutno provést pomocí interakčního diagramu. Je zapotřebí, aby každý bod nacházející se na dané konstrukci vyhověl. Z výpočetního softwaru byla nalezena a posouzena kritická místa A–H (viz Obrázek 5.5.10) a k nim příslušné kombinace návrhových vnitřních sil.

Pro takto vytvořeně skupiny vnitřních sil se provedl návrh vyztužení průřezu, jeho posouzení pomocí interakčního diagramu a následně vynesení do grafů. Pro základní rastr se navrhly pruty  $\varnothing 10/200$  mm ( $A_{s,prov} = 393$  mm<sup>2</sup>/m).



Obrázek 5.5.10: Kritická místa – skořepina – hlavní loď.

A			B			C		
$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	-5,14	kN/m
$m_{xD}^+$	<b>-60,01</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^+$	-41,44	kNm/m
$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	<b>16,75</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m
$n_{yD}$	148,79	kN/m	$n_{yD}$	20,00	kN/m	$n_{yD}$	0,00	kN/m
$m_{yD}^+$	-55,76	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	<b>-69,43</b>	<b>kNm/m</b>
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	13,81	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m
D			E			F		
$n_{xD}$	58,34	kN/m	$n_{xD}$	<b>-234,91</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	<b>248,34</b>	<b>kN/m</b>
$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^+$	-3,53	kNm/m	$m_{xD}^+$	-3,76	kNm/m
$m_{xD}^-$	5,14	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,20	kNm/m
$n_{yD}$	479,63	kN/m	$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	37,91	kN/m
$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	-13,81	kNm/m	$m_{yD}^+$	-2,70	kNm/m
$m_{yD}^-$	<b>20,70</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	1,26	kNm/m
G			H					
$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	139,85	kN/m			
$m_{xD}^+$	-3,43	kNm/m	$m_{xD}^+$	-7,33	kNm/m			
$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	12,32	kNm/m			
$n_{yD}$	<b>-240,56</b>	<b>kN/m</b>	$n_{yD}$	<b>818,03</b>	<b>kN/m</b>			
$m_{yD}^+$	-13,45	kNm/m	$m_{yD}^+$	-10,07	kNm/m			
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	9,57	kNm/m			

### Základní rastr

Výška průřezu:	$h$	200	mm
Šířka průřezu:	$b$	1 000	mm
Nominální krycí vrstva:	$c_{nom}$	35	mm
Průměr dolní výztuže:	$\varnothing_{s1}$	10	mm
Průměr horní výztuže:	$\varnothing_{s2}$	10	mm
Plocha dolní výztuže:	$a_{s1}$	393,0	mm <sup>2</sup> /m
Plocha horní výztuže:	$a_{s2}$	393,0	mm <sup>2</sup> /m
<hr/>			
Vzdálenost dolní výztuže k líci:	$d_1$	40	mm
Vzdálenost horní výztuže k líci:	$d_2$	40	mm
Výška tlačené oblasti:	$d$	160	mm

Pro výpočet únosnosti průřezu se využilo 6 bodů interakčního diagramu. Každý jednotlivý bod se vyznačuje stavem, podle kterého lze jednoduše stanovit normálovou a ohybovou únosnost průřezu [36].

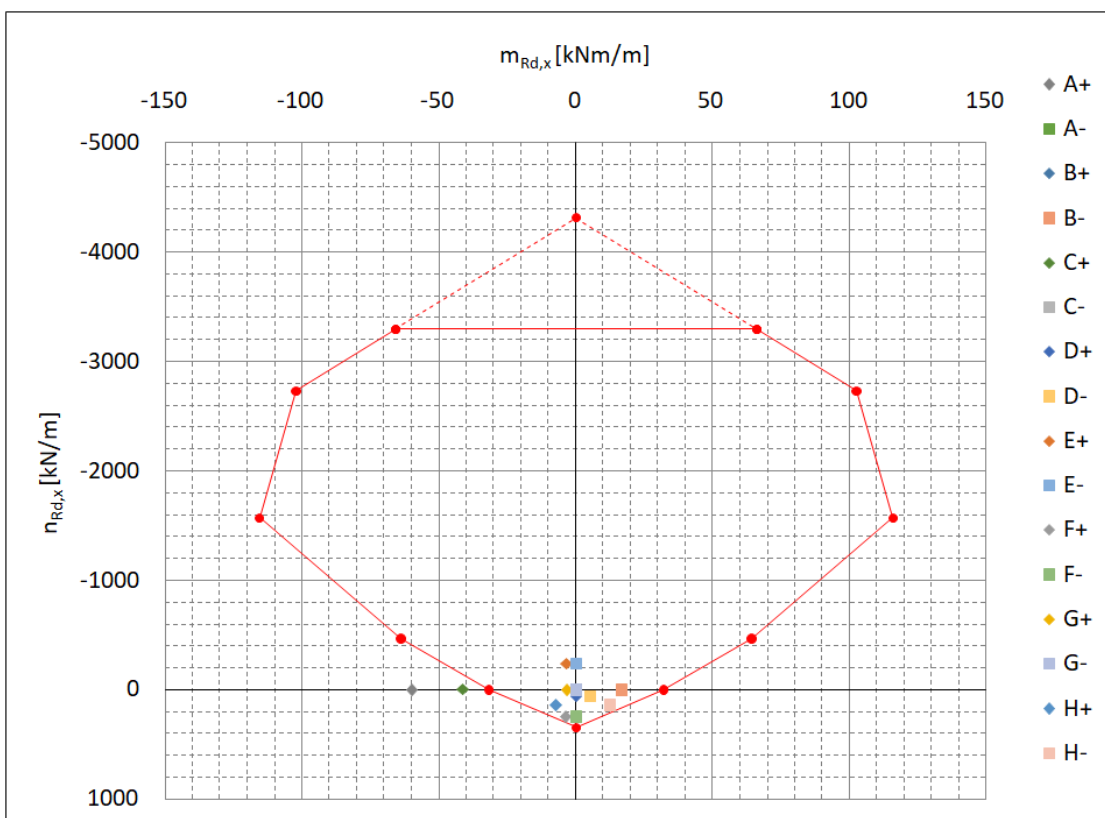
Bod 0 se vyznačuje únosností dostředně tlačeného průřezu. Bod 1 předpokládá nulové přetvoření tažené výztuže. Bod 2 je definován stavem, kdy je tažená výztuž na mezi kluzu. Bodu 3 odpovídá únosnost průřezu v prostém ohybu a jeho výpočet byl proveden vyřešením soustavy dvou rovnic, ve kterých účinkovaly proměnné veličiny: výška tlačené oblasti ( $x$ ) a poměrné přetvoření tlačené výztuže ( $\epsilon_{s2}$ ). Bod únosnosti 4 byl stanoven za předpokladu nulového přetvoření tlačené výztuže. A poslední bod 5 je definován únosností průřezu v dostředném tahu. Spojením všech 6 bodů se následně vykreslila obálka únosnosti interakčního diagramu.

Z důvodu možných nehomogenit a imperfekcí průřezu se uvažuje minimální výstřednost normálové síly a provádí se omezení interakčního diagramu.

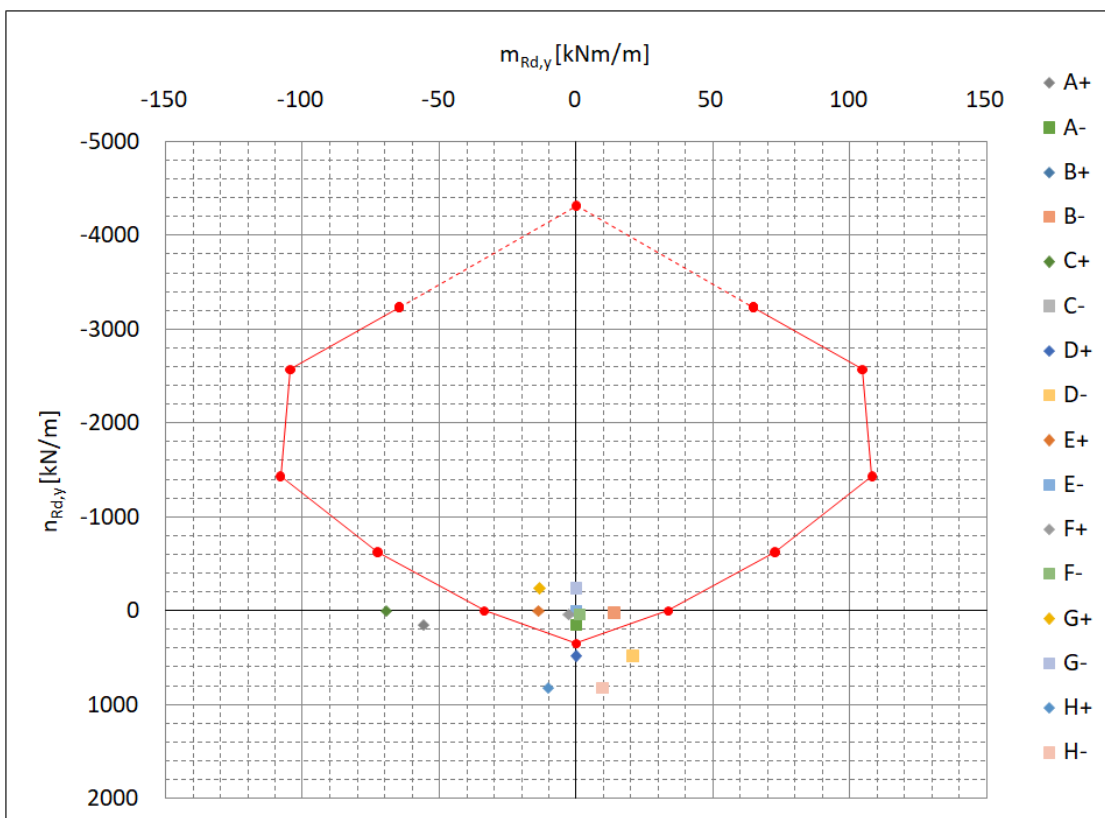
Minimální výstřednost:	$e_0$	20	mm
Výstředný moment:	$M_0$	86,29	kNm/m

bod 0			bod 1			bod 2		
$\epsilon_{cu}$	2	‰	x	160	mm	$\epsilon_{cu}$	3,5	‰
$\epsilon_{s1}$	2	‰	$\epsilon_{cu}$	3,5	‰	$\epsilon_{s1}$	2,1739	‰
$\epsilon_{s2}$	2	‰	$\epsilon_{s1}$	0	‰	$x_{bal.1}$	98,70	mm
$\sigma_{s2}$	400	MPa	$\epsilon_{s2}$	2,63	‰	$\epsilon_{s2}$	2,08	‰
$\sigma_c$	20	MPa	$\sigma_{s1}$	0	MPa	$\sigma_{s1}$	435	MPa
$F_{s1}$	-157,20	kN	$\sigma_{s2}$	435	MPa	$\sigma_{s2}$	416	MPa
$F_{s2}$	-157,20	kN	$\sigma_c$	20	MPa	$\sigma_c$	20	MPa
$F_c$	-4000	kN	$F_{s1}$	0,00	kN	$F_{s1}$	170,87	kN
$z_{s1}$	60,00	mm	$F_{s2}$	-170,87	kN	$F_{s2}$	-163,61	kN
$z_{s2}$	60,00	mm	$F_c$	-2560	kN	$F_c$	-1 579,16	kN
$n_{Rd.0}$	<b>-4 314,40</b>	<b>kN/m</b>	$z_{s1}$	60,00	mm	$z_{s1}$	60,00	mm
$m_{Rd.0}$	<b>0,00</b>	<b>kNm/m</b>	$z_{s2}$	60,00	mm	$z_{s2}$	60,00	mm
			$z_c$	36	mm	$z_c$	60,52	mm
			$n_{Rd.1}$	<b>-2 730,87</b>	<b>kN/m</b>	$n_{Rd.2}$	<b>-1 571,90</b>	<b>kN/m</b>
			$m_{Rd.1}$	<b>102,41</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{Rd.2}$	<b>115,64</b>	<b>kNm/m</b>
bod 3			bod 4			bod 5		
$\epsilon_{cu}$	3,5	‰	x	40	mm	$\epsilon_{s1}$	2,1739	‰
$\epsilon_{s1}$	20,6699	‰	$\epsilon_{cu}$	3,5	‰	$\epsilon_{s2}$	2,1739	‰
$\epsilon_{s2}$	-2,5425	‰	$\epsilon_{s2}$	0	‰	$\sigma_{s1}$	435	MPa
x	23,17	mm	$\epsilon_{s1}$	10,50	‰	$\sigma_{s2}$	435	MPa
$\sigma_{s1}$	435	MPa	$\sigma_{s1}$	435	MPa	$F_{s1}$	170,87	kN
$\sigma_{s2}$	-508	MPa	$\sigma_{s2}$	0	MPa	$F_{s2}$	170,87	kN
$\sigma_c$	20	MPa	$\sigma_c$	20	MPa	$z_{s1}$	60,00	mm
$F_{s1}$	170,87	kN	$F_{s1}$	170,87	kN	$z_{s2}$	60,00	mm
$F_{s2}$	199,84	kN	$F_{s2}$	0,00	kN	$n_{Rd.5}$	<b>341,74</b>	<b>kN/m</b>
$F_c$	-370,71	kN	$F_c$	-640	kN	$m_{Rd.5}$	<b>0,00</b>	<b>kNm/m</b>
$z_{s1}$	60,00	mm	$z_{s1}$	60,00	mm			
$z_{s2}$	60,00	mm	$z_{s2}$	60,00	mm			
$z_c$	90,73	mm	$z_c$	84	mm			
$n_{Rd.3}$	<b>0,00</b>	<b>kN/m</b>	$n_{Rd.4}$	<b>-469,13</b>	<b>kN/m</b>			
$m_{Rd.3}$	<b>31,90</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{Rd.4}$	<b>64,01</b>	<b>kNm/m</b>			

Pro druhý směr byl použit v principu totožný postup, akorát se navíc uvažovalo snížení výšky tlačené oblasti z důvodu odlišné polohy prutů v kolmém směru, které se nacházejí blíže k povrchu prvku.



Obrázek 5.5.11: Interakční diagram – základní rastr – směr X.



Obrázek 5.5.12: Interakční diagram – základní rastr – směr Y.

Ověřeny byl také konstrukční zásady a veškeré podmínky byly splněny.

#### Konstrukční zásady

<b>Plocha výztuže průřezu</b>	$a_{s,prov}$	<b>393</b>	<b>mm<sup>2</sup> / m</b>
Minimální množství výztuže	$a_{s,min}$	241	mm <sup>2</sup> / m
Maximální množství výztuže	$a_{s,max}$	8 000	mm <sup>2</sup> / m
Minimální světlá vzdálenost	$s_{l,min}$	27	mm
Maximální osová vzdálenost	$s_{max}$	250	mm
<b>Světlá vzdálenost mezi pruty</b>	$s_l$	<b>190</b>	<b>mm</b>

Na výše uvedených grafech (Obrázky 5.5.11 a 5.5.12) byly některé body mimo hranici únosnosti průřezu s navrženým základním rastrem výztuže, nicméně řada bodů na konstrukci (i včetně neznázorněných bodů v málo exponovaných oblastech) vyhověla základnímu rastru. Lze tedy tento návrh považovat za optimální a nevyhovující oblasti byly dodatečně opatřeny příložkami.

Pro ty se navrhly pruty  $\varnothing 16/200$  mm ( $A_{s,prov} = 1005$  mm<sup>2</sup>/m) a celková navržená plocha výztuže včetně základního rastru odpovídá  $A_{s,prov} = 1398$  mm<sup>2</sup>/m pro jeden povrch konstrukce.

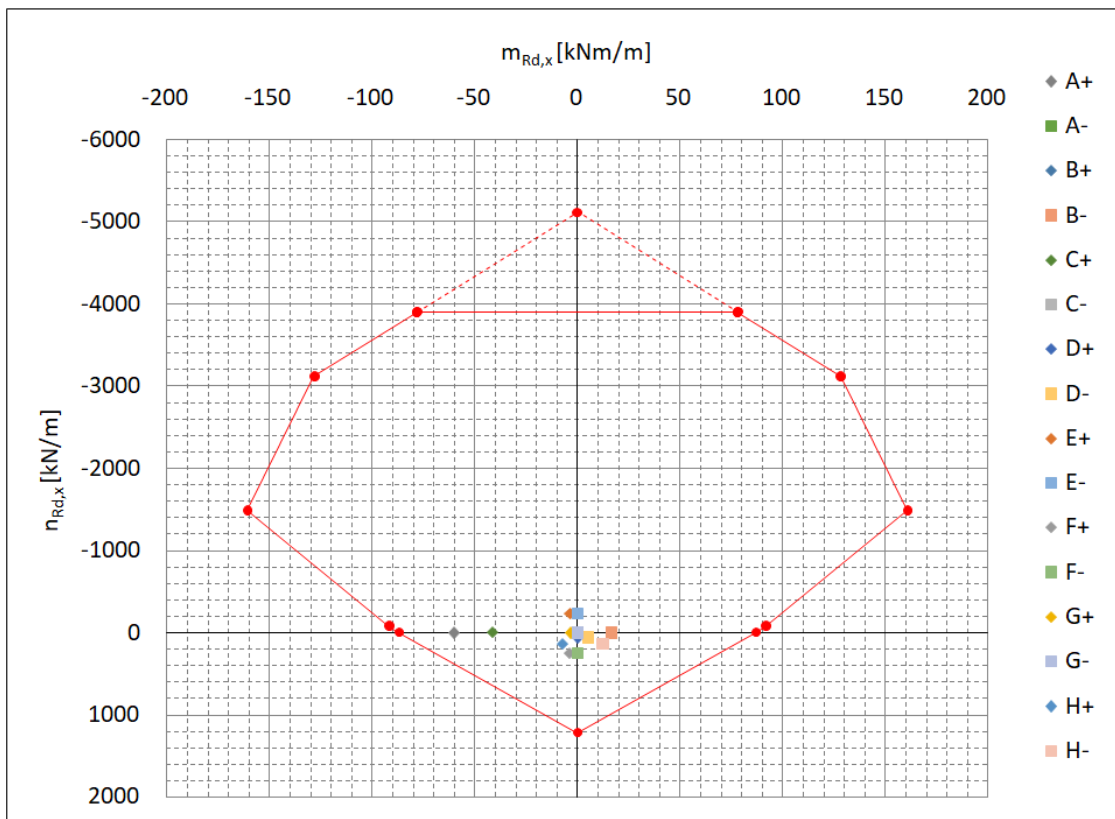
#### Základní rastr + příložky

Výška průřezu:	$h$	200	mm
Šířka průřezu:	$b$	1 000	mm
Nominální krycí vrstva:	$c_{nom}$	35	mm
Průměr dolní výztuže:	$\varnothing_{s1}$	16	mm
Průměr horní výztuže:	$\varnothing_{s2}$	16	mm
Plocha dolní výztuže:	$a_{s1}$	1 398,0	mm <sup>2</sup> /m
Plocha horní výztuže:	$a_{s2}$	1 398,0	mm <sup>2</sup> /m

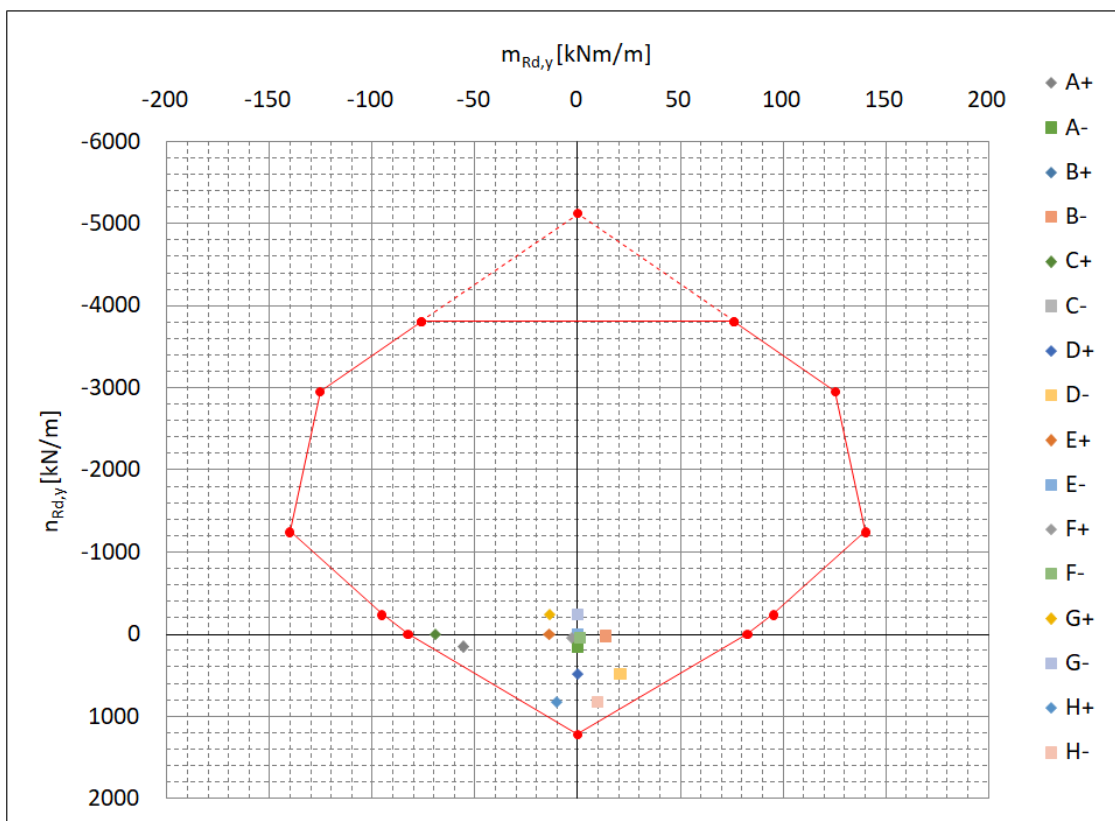
Konstrukční zásady splněny i pro oblasti základního rastru s příložkami.

#### Konstrukční zásady

<b>Plocha výztuže průřezu</b>	$a_{s,prov}$	<b>1 398</b>	<b>mm<sup>2</sup> / m</b>
Minimální množství výztuže	$a_{s,min}$	241	mm <sup>2</sup> / m
Maximální množství výztuže	$a_{s,max}$	8 000	mm <sup>2</sup> / m
Minimální světlá vzdálenost	$s_{l,min}$	27	mm
Maximální osová vzdálenost	$s_{max}$	250	mm
<b>Světlá vzdálenost mezi pruty</b>	$s_l$	<b>87</b>	<b>mm</b>



Obrázek 5.5.13: Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr X.



Obrázek 5.5.14: Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.



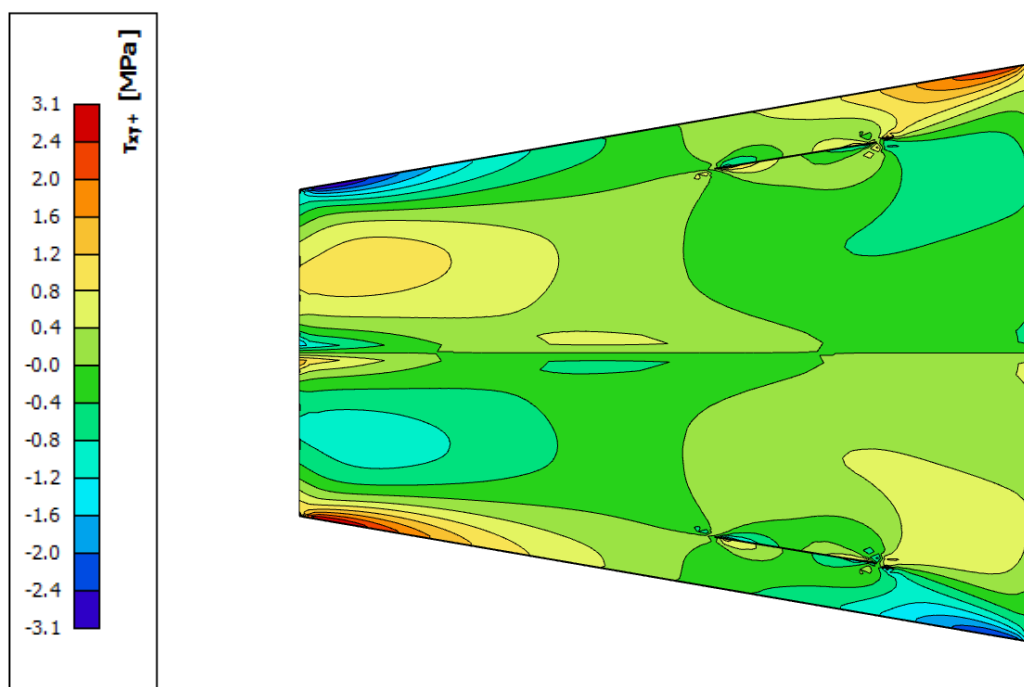
Z hlediska MSÚ u stěnových konstrukcí s výztuží při obou površích je nutné ověřit i podmínku pro napětí ve smyku [9]:

$$|\tau_{xy}| \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}, \quad (5.5.3)$$

kde je

- $\tau_{xy}$  smykové napětí,
- $\nu$  redukční součinitel pevnosti,
- $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku.

Z výpočetního programu byly zjištěny maximální hodnoty smykových napětí  $\tau_{xy}$  pro horní i spodní povrch. Na Obrázku 5.5.15 je ukázán pouze horní povrch, na kterém se vyskytovala rozhodující hodnota smykového napětí.



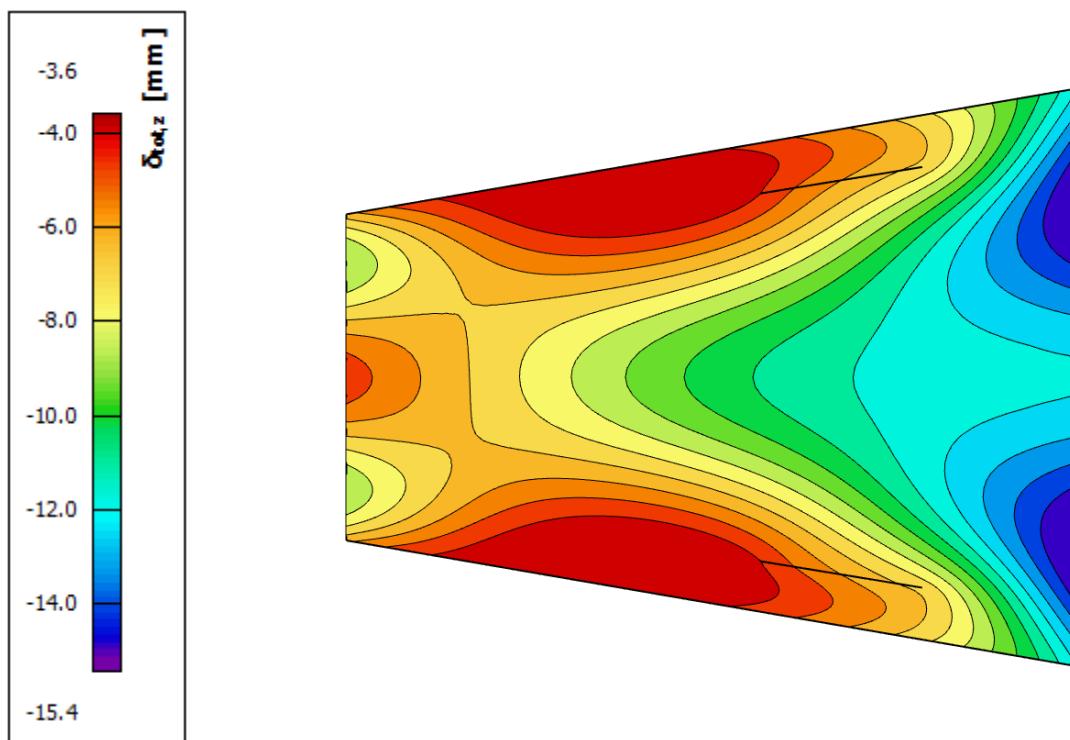
Obrázek 5.5.15: Smykové napětí  $\tau_{xy}+$ .

Smykové napětí:	$ \tau_{xy} $	3,10	MPa
Třída betonu:	<b>Beton</b>	<b>C 30/37</b>	
	$f_{ck}$	30	MPa
	$f_{cd}$	20	MPa
Redukční součinitel pevnosti:	$\nu$	0,528	-
Limitní hodnota:	$0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$	5,28	MPa
<b>Posouzení:</b>		<b>58,7</b>	<b>%</b>

Konstrukce byla také posouzena na MSP, a to konkrétně z hlediska průhybů a maximální šířky trhlin. Pro ověření průhybů je definována limitní hodnota jako 1/250 rozpětí prvku.

$$u_{\max} = \frac{15\,670}{250} = 62,7 \text{ mm}$$

Na Obrázku 5.5.16 jsou vidět vykreslené hodnoty dlouhodobého nelineárního průhybu s uvažováním vlivu dotvarování a geometrických nelinearit.



Obrázek 5.5.16: Svislý pružný průhyb  $u_z$ .

Pro posouzení byla uvažovaná maximální hodnota:

$$u = 15,4 \text{ mm} < u_{\max} = 62,7 \text{ mm}$$

Posudek vyhovuje.

Konstrukce z hlediska celkových průhybů je navržena s dostatečnou rezervou a bylo by možné snížit tloušťku skořepiny. Nicméně by došlo ke snížení výšky tlačené oblasti, snížení ohybové únosnosti průřezu a s velkou pravděpodobností by konstrukce na MSÚ nevyhověla.

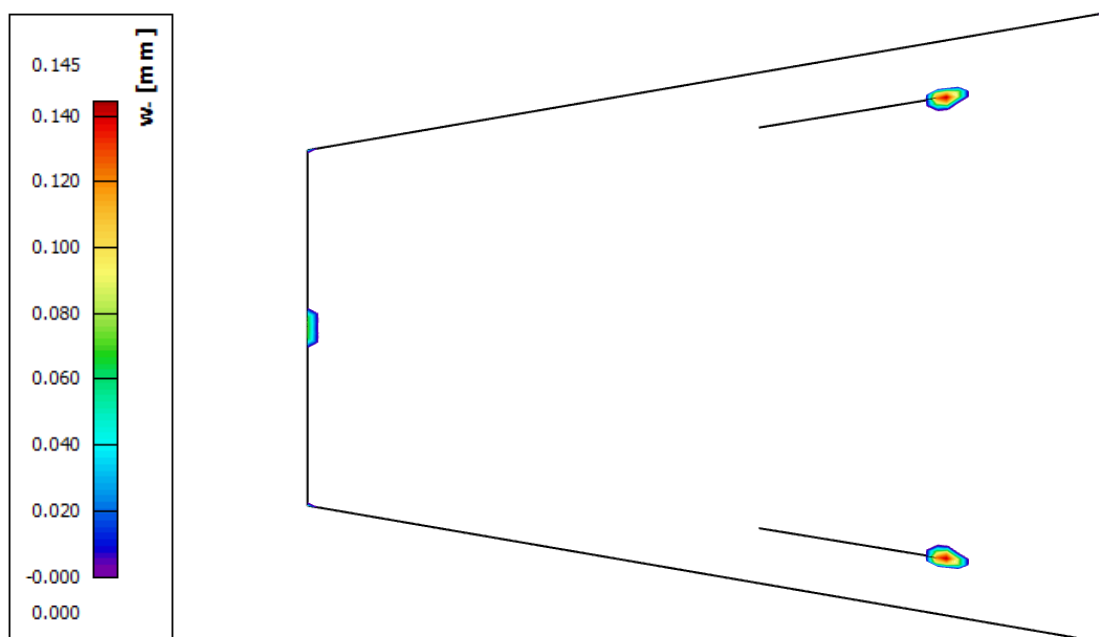
Konstrukce navrhované jako bílé vany jsou takové, které plní funkci nejen nosnou, ale i těsnící vůči průsaku vody. K tomu může dojít několika místy: betonem, trhlinami, pracovními, dilatačními a řízenými spárami a případnými prostupy konstrukcí [26]. Celá metodika navrhování bílých van je uvedena v Technických pravidlech ČBS 04: Vodonepropustné betonové konstrukce [19].

U vodonepropustných konstrukcí se maximální hloubka průsaku se stanoví dle ČSN EN 12390-8 (73 1202) [2], přičemž maximální dovolená hloubka průsaku vody je 50 mm [19]. Aby byly dodrženy požadavky pro maximální dovolený průsak vody, musí být dodrženo doporučené složení betonu a jeho vlastnosti.

Na základě výše zmíněných shrnutých poznatků o vodonepropustných konstrukcích se odvíjí požadavek na šířku trhlin. Ten se určí zařazením konstrukce do třídy namáhání a třídy užívání podle výše zmíněné metodiky. V tomto případě skořepinové konstrukce patří do třídy namáhání 2 a třídy užívání B a tím je definovaná i maximální možná hodnota šířky trhlin 0,2 mm. Jedná se totiž o konstrukce v kontaktu s vlhkostí nebo prosakující vodou bez trvalého kontaktu konstrukce s vodou a jsou přípustné i malé vlhké skvrny na povrchu konstrukce.

Výpočet šířky trhlin byl proveden ve výpočetním programu SCIA Engineer, ve kterém se předpokládalo pouze nutné vyztužení stanovené dle rozložení vnitřních sil. Z toho vyplývá, že při navrženém vyztužení, které pokrývá s rezervou veškeré návrhové vnitřní síly ze softwaru, budou skutečné šířky trhlin nižší než vypočtené hodnoty.

Výpočet se provedl pro oba povrchy konstrukce, nicméně pro vykreslení byl uvažován pouze ten povrch, kde se vyskytovala maximální hodnota (viz Obrázek 5.5.17).



Obrázek 5.5.17: Šířka trhlin na spodním povrchu  $w-$ .

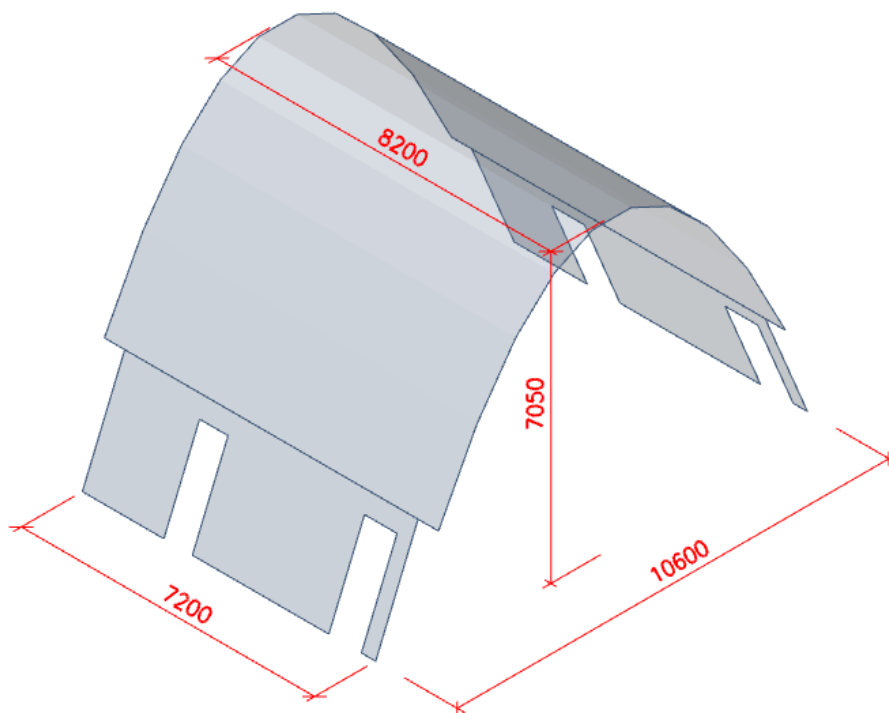
Tato rozhodující hodnota byla následně uvažována pro posouzení:

$$w = 0,145 \text{ mm} < w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$$

Posudek vyhovuje a celkově skořepinová konstrukce vyhovuje i na MSP.

### 5.5.2 Skořepina – oltář se sakristií

V zadní části objektu se nacházejí válcové skořepinové konstrukce zakřivené pouze v jednom směru. Nad oltářem se sakristií příčné řezy této válcové plochy tvoří paraboly se stejnými rozměry. Konstrukce je částečně vykonzolovaná směrem na obě boční strany z důvodu architektonického záměru dodržení jednotné nástěnné mozaiky umístěné na celé zadní stěně kostela.

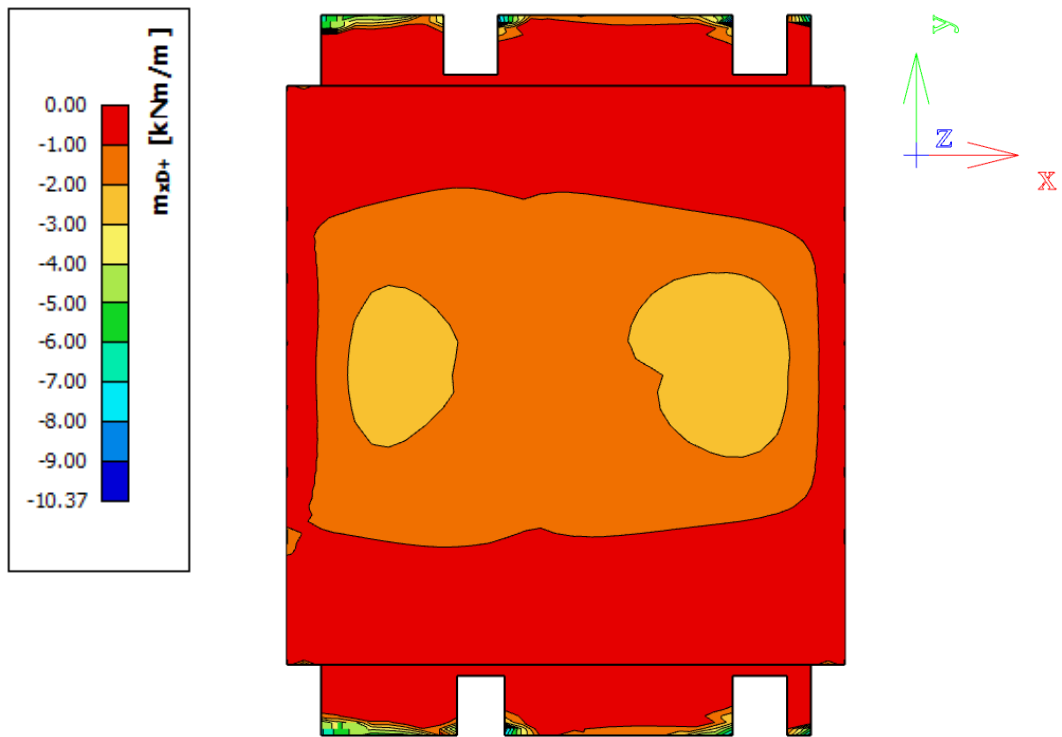


Obrázek 5.5.18: 3D schéma geometrie konstrukce – oltář se sakristií.

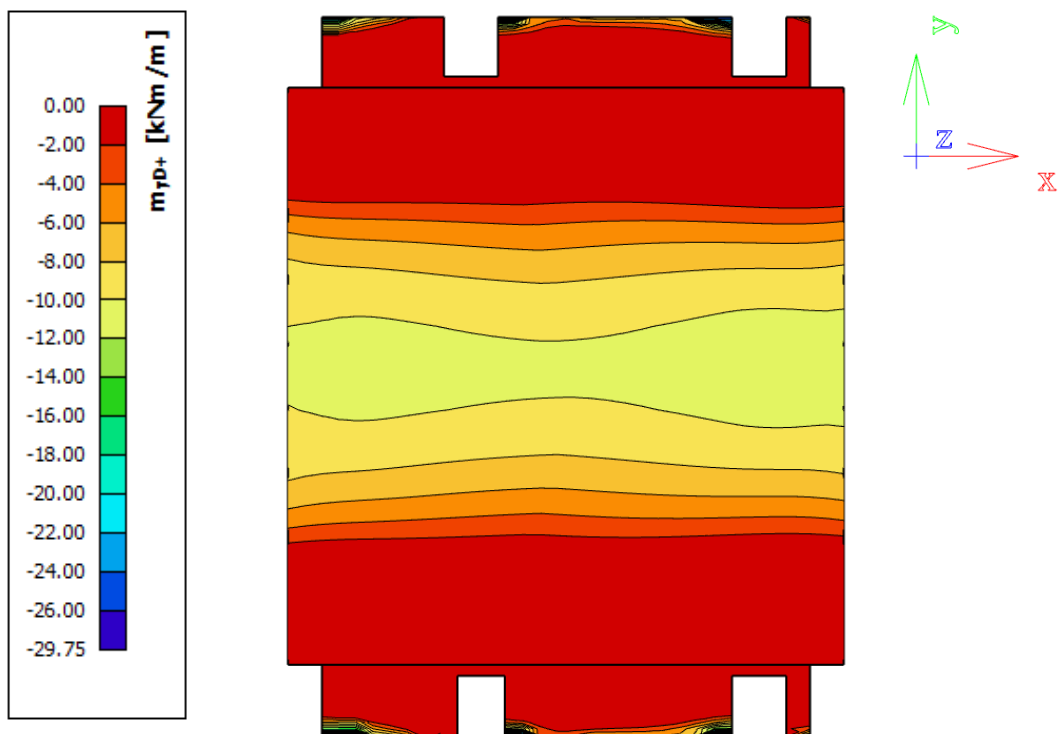
Ve výpočetním modelu je při návrhu uvažováno i napojení na přiléhající skořepinové konstrukce, a to na skořepinu nad kaplí a také nad druhou sakristií. V místě stykování skořepin i v oblastech kotvení do základové desky je uvažováno s kloubovým připojením. Výpočetní model respektuje skutečnou geometrii převzatou ze studie objektu a byl vymodelován včetně dveřních otvorů.

Krytí výztuže je uvažováno stejné jako u skořepiny hlavní lodi  $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$  (výpočet viz Část 5.5).

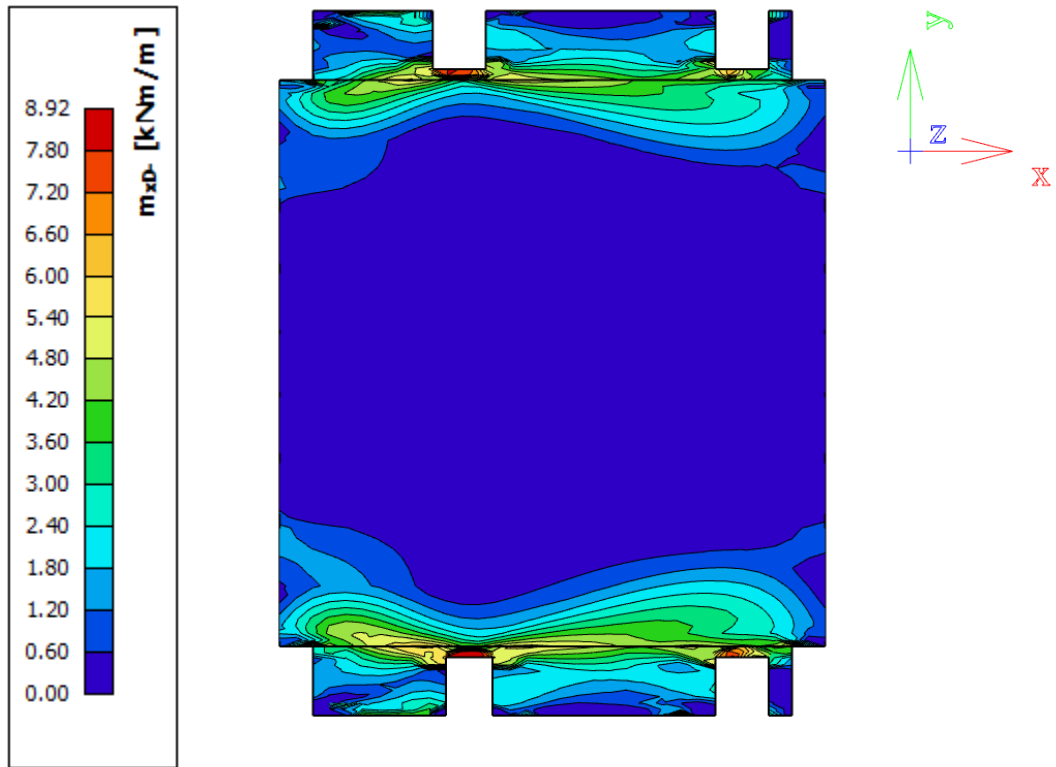
Na Obrázcích 5.5.19 až 5.5.24 byly vykresleny návrhové vnitřní síly, na kterých jsou patrné průběhy dimenzačních momentů a normálových sil. V oblastech napojení na přiléhající skořepiny vznikají vlivem normálových sil od vedlejších konstrukcí špičky dimenzačních momentů. Největší normálové síly se nacházejí v patách skořepiny a v oblasti u vytvořených konstrukčních otvorů.



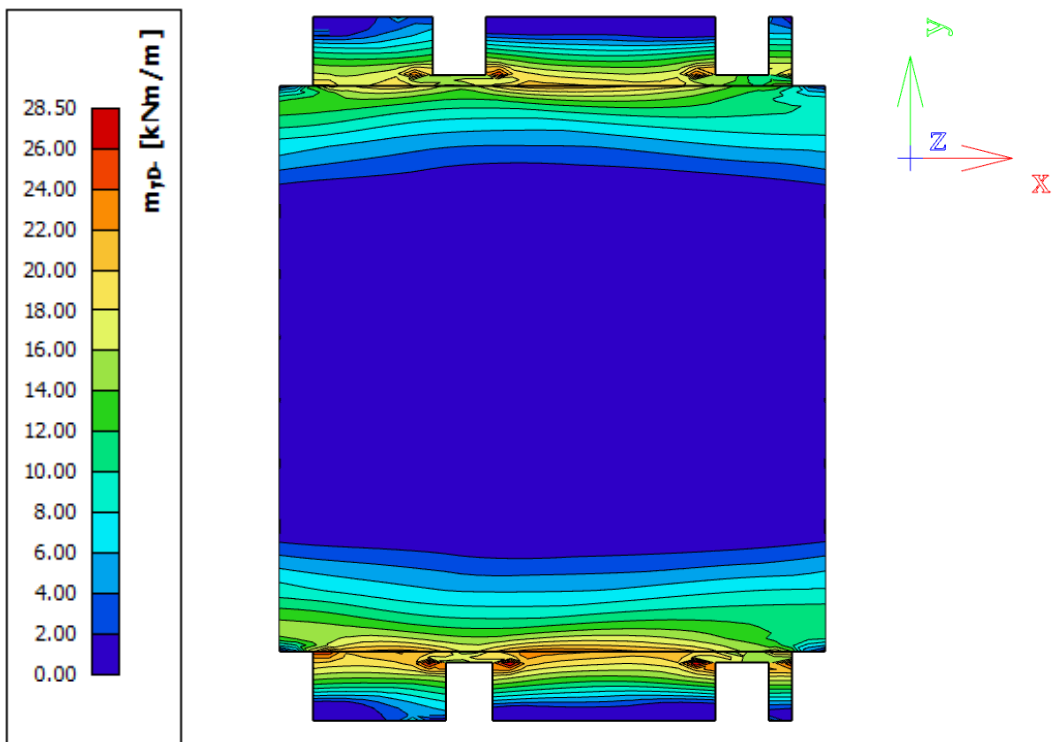
Obrázek 5.5.19: Dimenzační moment  $m_{xD}^+$ .



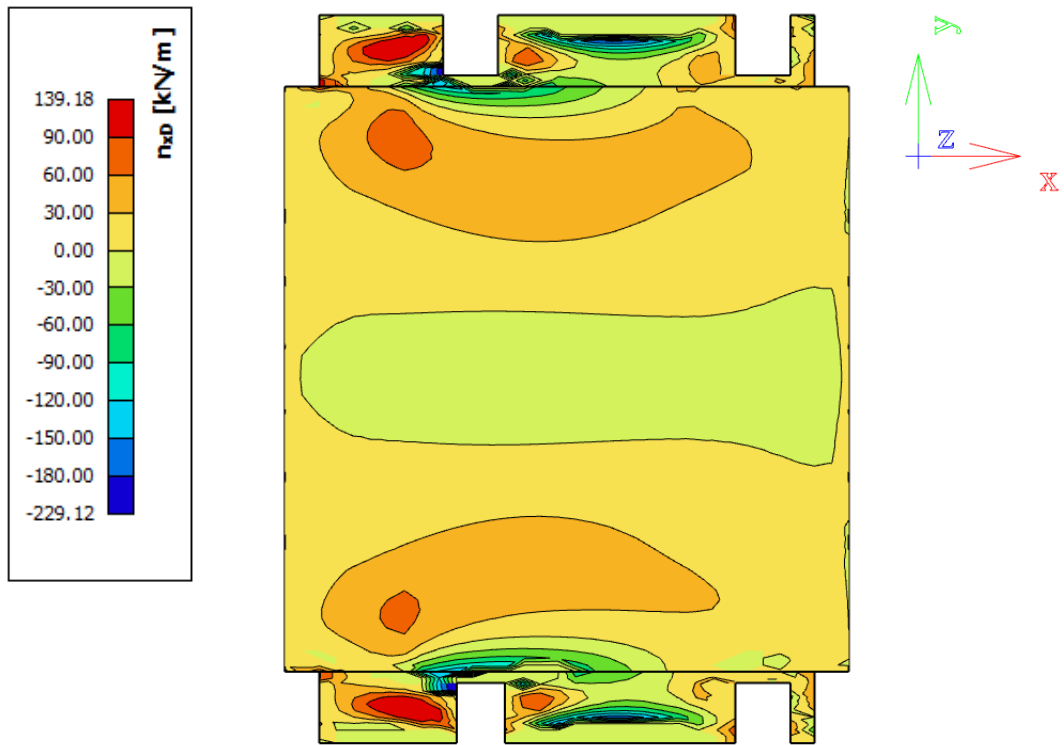
Obrázek 5.5.20: Dimenzační moment  $m_{yD}^+$ .



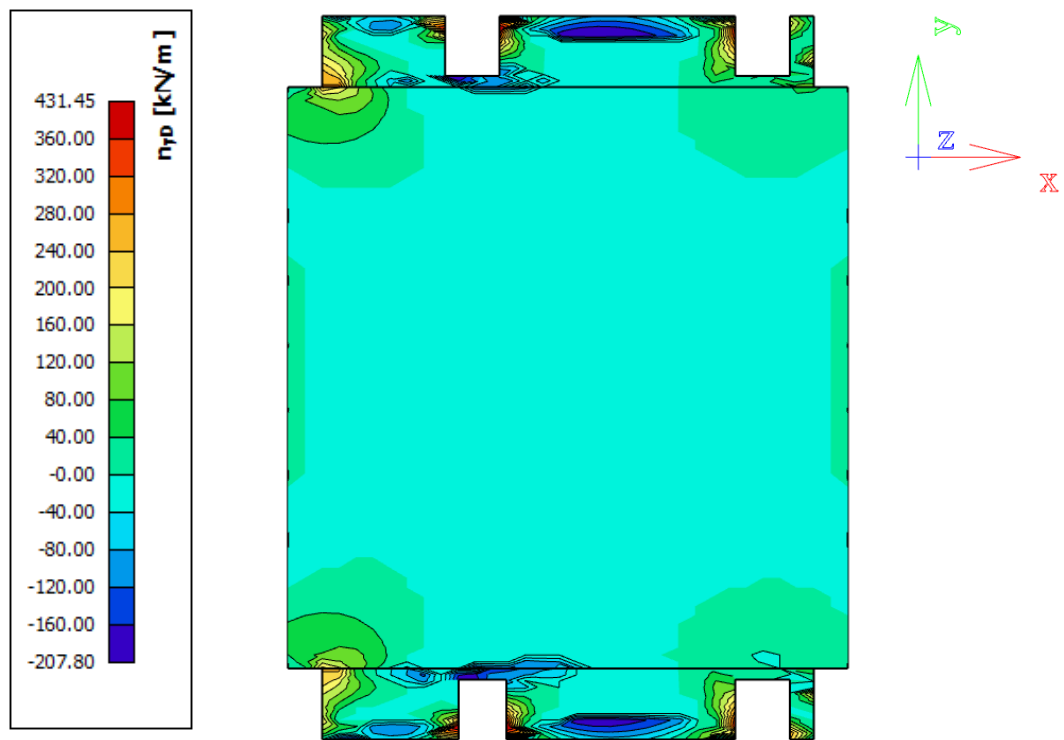
Obrázek 5.5.21: Dimenzační moment  $m_{xD}^-$ .



Obrázek 5.5.22: Dimenzační moment  $m_{yD}^-$ .

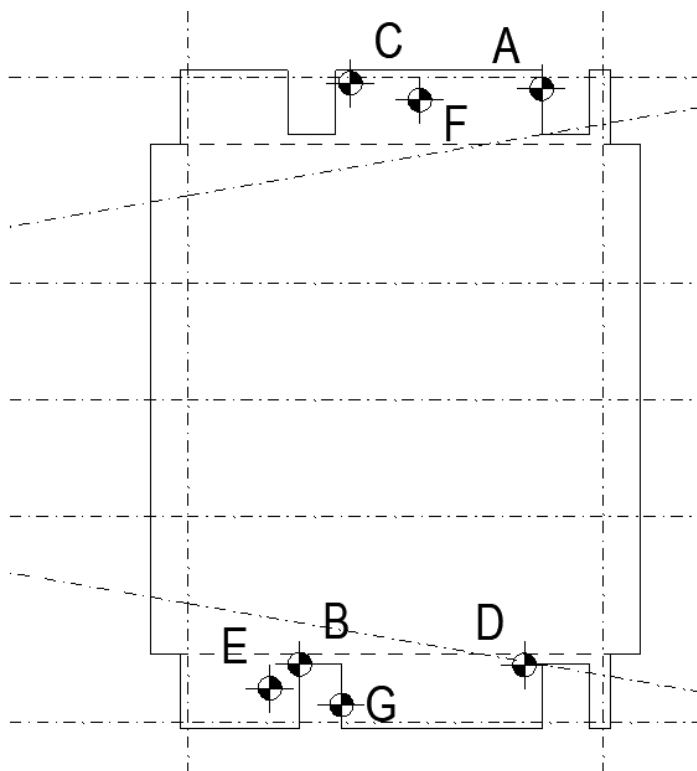


Obrázek 5.5.23: Normálová síla  $n_{xD}$ .



Obrázek 5.5.24: Normálová síla  $n_{yD}$ .

V souvislosti s vnitřními silami se určila nejvíce zatížená místa na konstrukci A–G (viz Obrázek 5.5.25). Ke každému kritickému bodu se vypsaly příslušné kombinace vnitřních sil.



Obrázek 5.5.25: Kritická místa – skořepina – oltář se sakristií.

A			B			C		
$n_{xD}$	67,46	kN/m	$n_{xD}$	<b>-229,12</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	0,00	kN/m
$m_{xD}^+$	<b>-10,37</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^+$	-4,67	kNm/m
$m_{xD}^-$	1,38	kNm/m	$m_{xD}^-$	<b>8,92</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^-$	0,14	kNm/m
$n_{yD}$	224,60	kN/m	$n_{yD}$	-181,36	kN/m	$n_{yD}$	-95,93	kN/m
$m_{yD}^+$	-18,66	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	<b>-29,75</b>	<b>kNm/m</b>
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	22,15	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m
D			E			F		
$n_{xD}$	17,84	kN/m	$n_{xD}$	<b>139,18</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	0,00	kN/m
$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m
$m_{xD}^-$	4,37	kNm/m	$m_{xD}^-$	1,29	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,70	kNm/m
$n_{yD}$	79,20	kN/m	$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	<b>-207,80</b>	<b>kN/m</b>
$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m
$m_{yD}^-$	<b>28,50</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{yD}^-$	10,11	kNm/m	$m_{yD}^-$	2,47	kNm/m



G

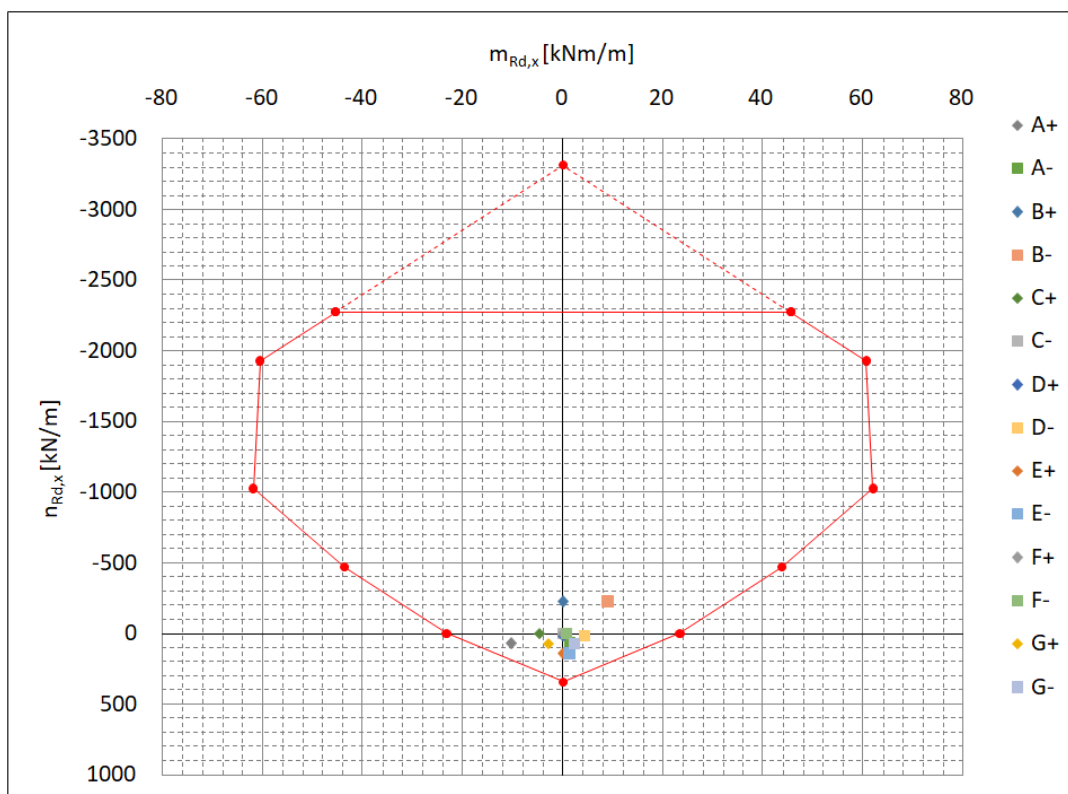
$n_{xD}$	69,07	kN/m
$m_{xD}^+$	-2,90	kNm/m
$m_{xD}^-$	2,34	kNm/m
$n_{yD}$	<b>431,45</b>	<b>kN/m</b>
$m_{yD}^+$	-3,57	kNm/m
$m_{yD}^-$	1,67	kNm/m

Stejně tak jako u předchozí skořepiny se provedl návrh vyztužení a posouzení pomocí interakčního diagramu.

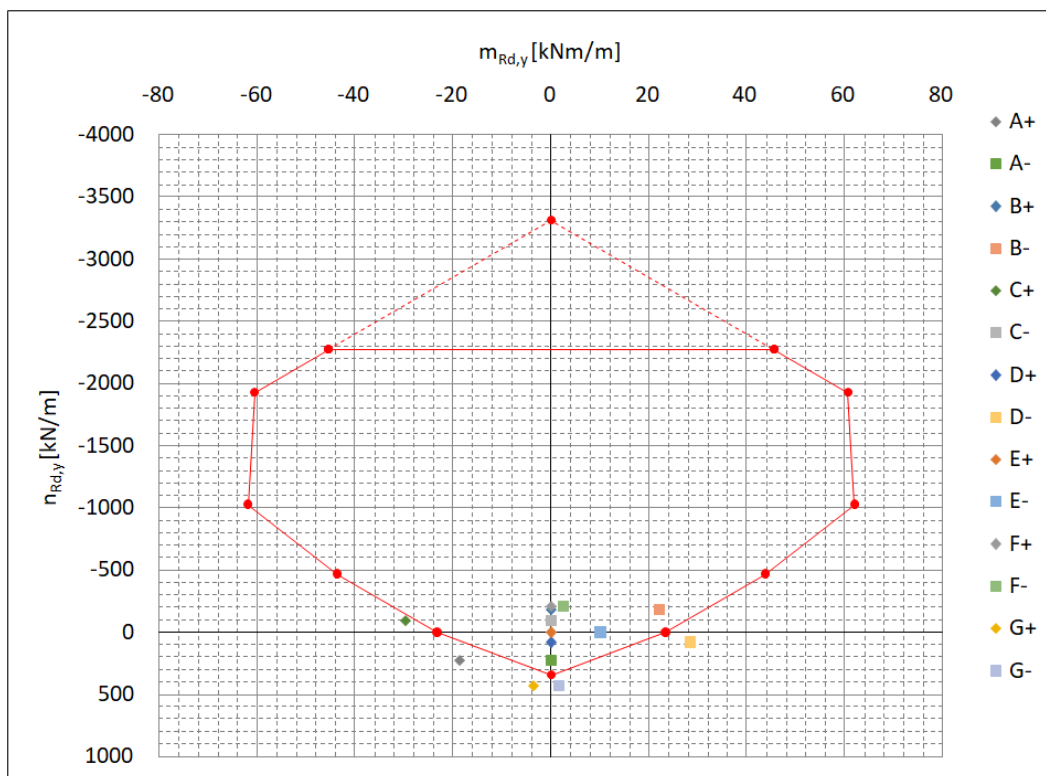
Pro základní rastr se navrhly pruty  $\varnothing 10/200$  mm ( $A_{s,prov} = 393$  mm<sup>2</sup>/m).

### Konstrukční zásady

<b>Plocha vyztuže průřezu</b>	$a_{s,prov}$	<b>393</b>	<b>mm<sup>2</sup> / m</b>
Minimální množství vyztuže	$a_{s,min}$	166	mm <sup>2</sup> / m
Maximální množství vyztuže	$a_{s,max}$	6 000	mm <sup>2</sup> / m
Minimální světlá vzdálenost	$s_{l,min}$	27	mm
Maximální osová vzdálenost	$s_{max}$	250	mm
<b>Světlá vzdálenost mezi pruty</b>	$s_l$	<b>190</b>	<b>mm</b>

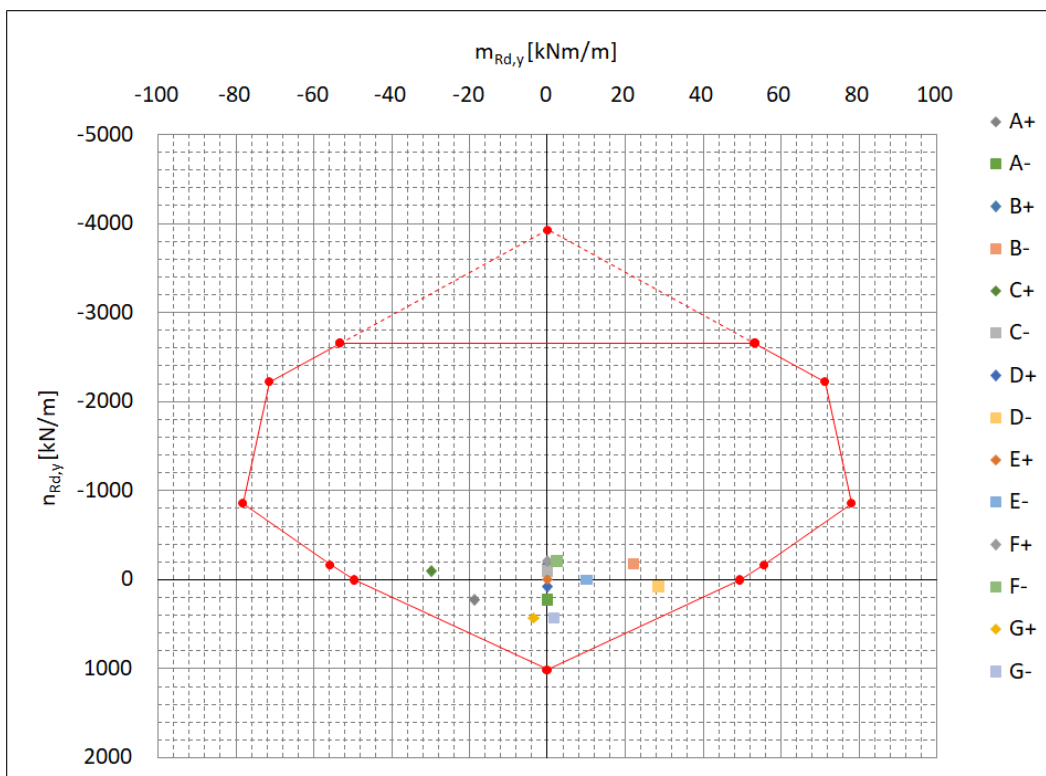


Obrázek 5.5.26: Interakční diagram – základní rastr – směr X.



Obrázek 5.5.27: Interakční diagram – základní rastr – směr Y.

Pro příložky se navrhly pruty  $\varnothing 14/200$  mm ( $A_{s,prov} = 770$  mm<sup>2</sup>/m). Celková navržená plocha výztuže včetně základního rastru odpovídá  $A_{s,prov} = 1163$  mm<sup>2</sup>/m.



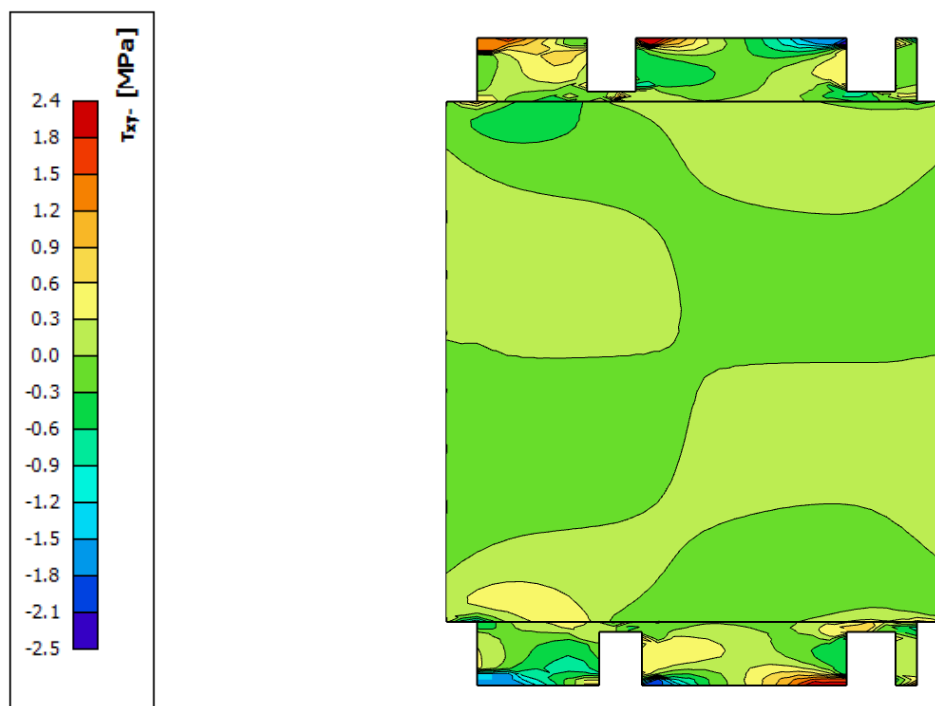
Obrázek 5.5.28: Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.

Konstrukční zásady byly splněny i pro základní rastr s příložkami.

### Konstrukční zásady

<b>Plocha výztuže průřezu</b>	$a_{s,prov}$	<b>1 163</b>	<b>mm<sup>2</sup> / m</b>
Minimální množství výztuže	$a_{s,min}$	166	mm <sup>2</sup> / m
Maximální množství výztuže	$a_{s,max}$	6 000	mm <sup>2</sup> / m
Minimální světlá vzdálenost	$s_{l,min}$	27	mm
Maximální osová vzdálenost	$s_{max}$	250	mm
<b>Světlá vzdálenost mezi pruty</b>	$s_l$	<b>88</b>	<b>mm</b>

Posouzení smykového napětí:

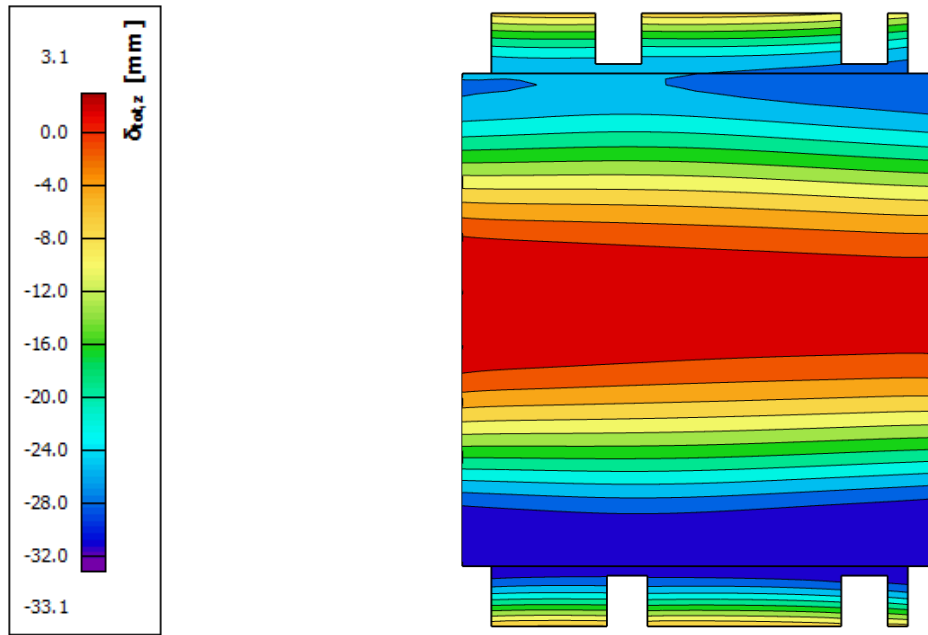


Obrázek 5.5.29: Smykové napětí  $\tau_{xy}$ .

Smykové napětí:	$ \tau_{xy} $	2,50	MPa
Třída betonu:	<b>Beton</b>	<b>C 30/37</b>	
	$f_{ck}$	30	MPa
	$f_{cd}$	20	MPa
Redukční součinitel pevnosti:	$\nu$	0,528	-
Limitní hodnota:	$0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$	5,28	MPa
<b>Posouzení:</b>		<b>47,3</b>	<b>%</b>

Posudek vyhovuje.

Posouzení průhybu:

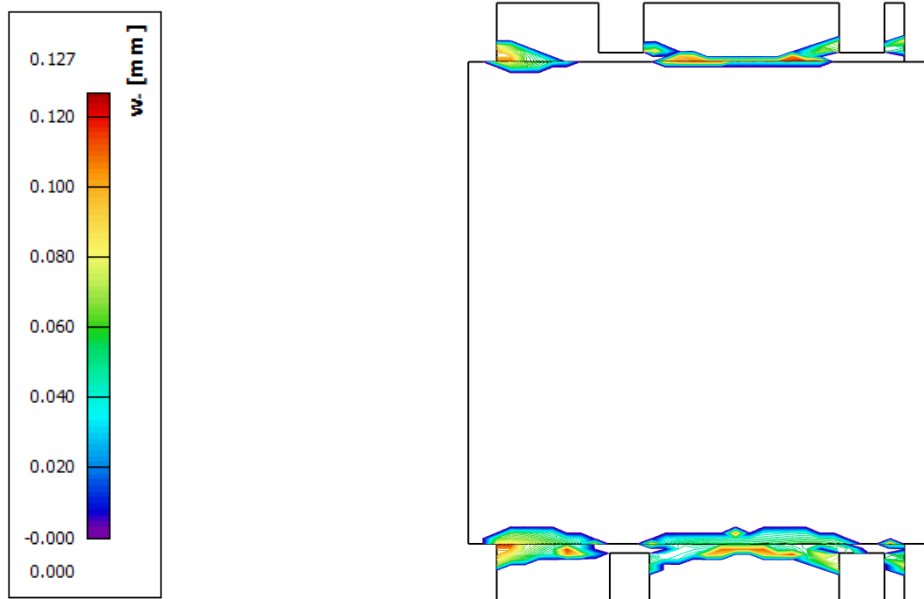


Obrázek 5.5.30: Svislý pružný průhyb  $u_z$ .

$$u = 33,1 \text{ mm} < u_{\max} = \frac{10\,600}{250} = 42,4 \text{ mm}$$

Posudek vyhovuje.

Posouzení šířky trhlin:



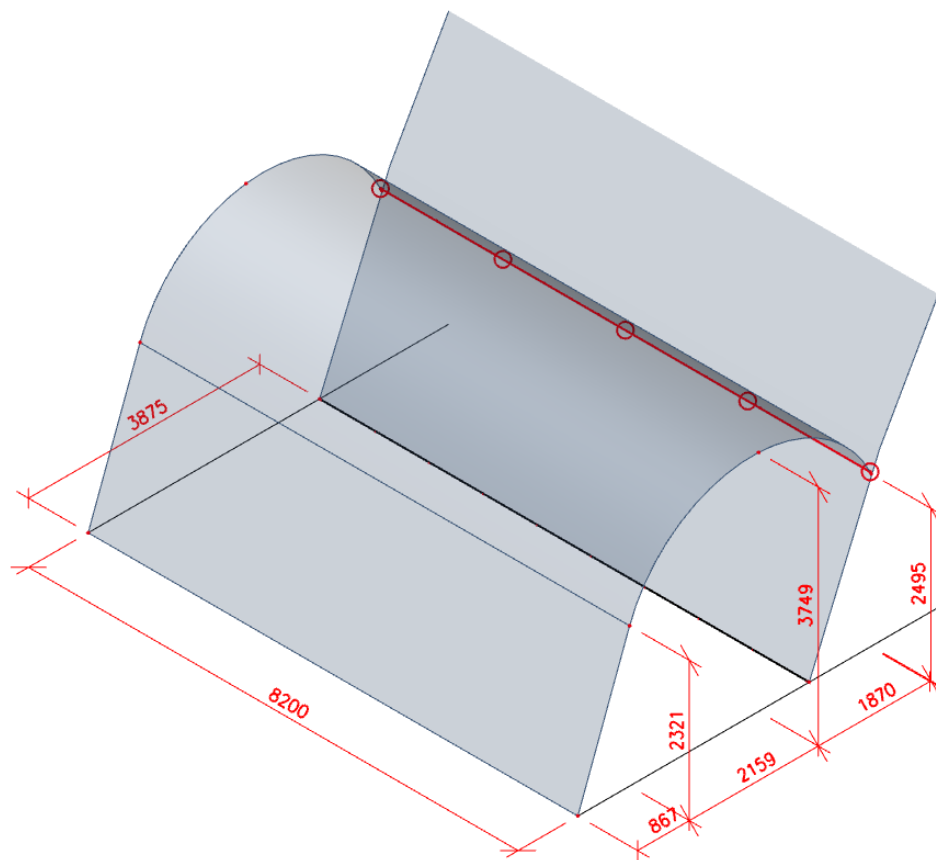
Obrázek 5.5.31: Šířka trhlin na spodním povrchu  $w$ .

$$w = 0,127 \text{ mm} < w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$$

Skořepinová konstrukce vyhovuje i na maximální šířku trhlin a celkově i na MSP.

### 5.5.3 Skořepina – kaple

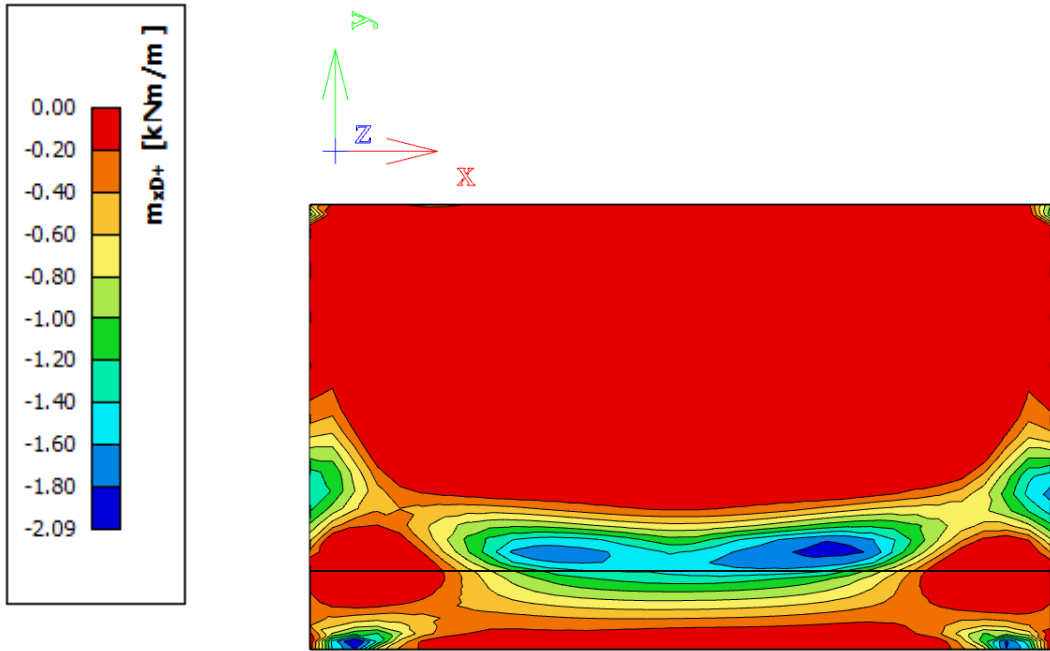
Skořepina válcového tvaru nad prostorem kaple je popírána vedlejší skořepinou. Jedná se o jednosměrně pnutou konstrukci. Ve výpočetním modelu je v oblasti napojení na přiléhající skořepinu ve středním traktu a v místě kotvení do základové konstrukce uvažováno kloubové napojení.



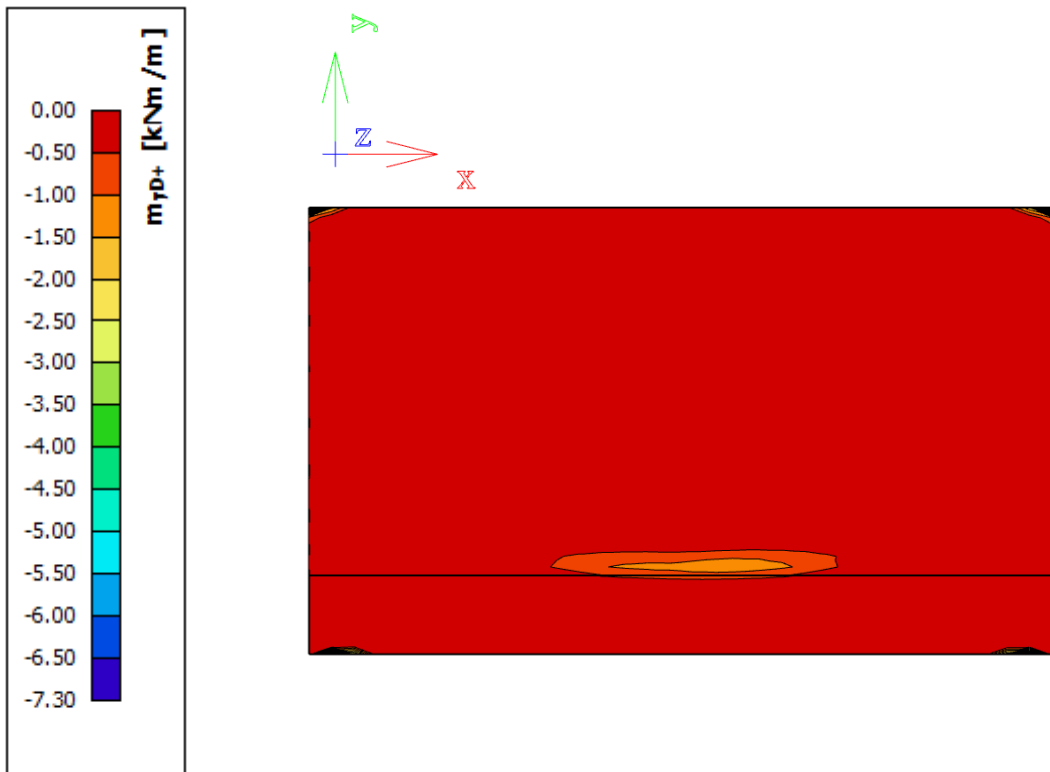
Obrázek 5.5.32: 3D schéma geometrie konstrukce – kaple

Krycí vrstva výztuže je uvažovaná stejná jako u předchozí skořepiny  $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$  (výpočet viz Část 5.5).

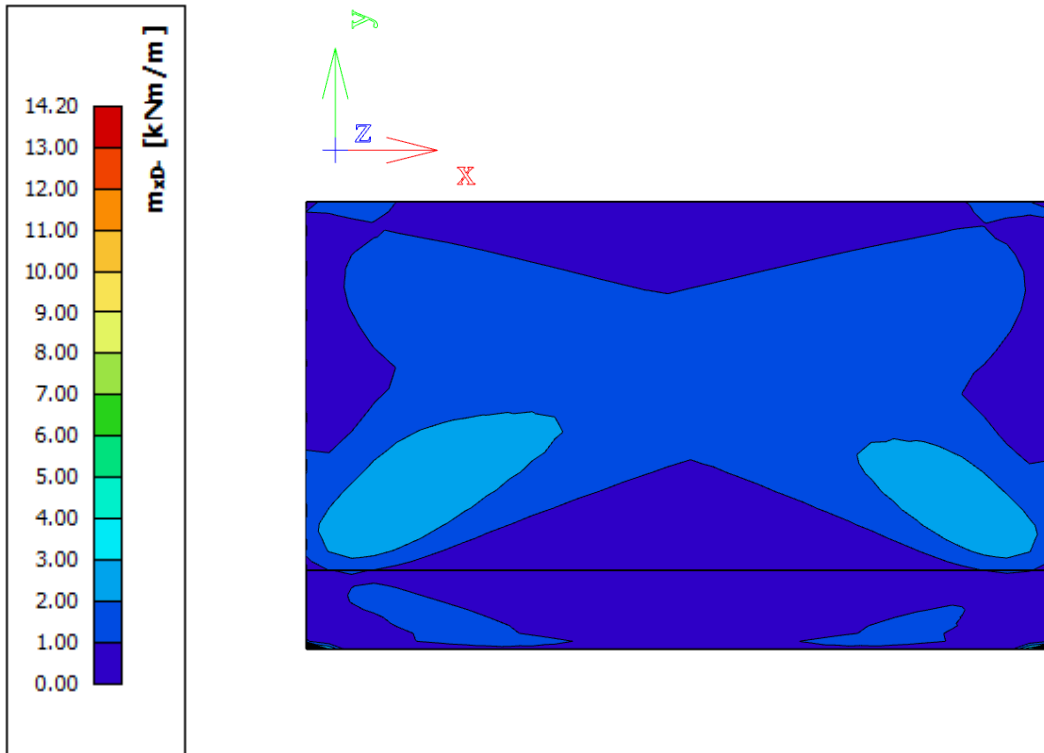
Dle vykreslených vnitřních sil na Obrázcích 5.5.33 až 5.5.38 jsou patrná místa s největšími ohybovými účinky v nárožních oblastech paty skořepiny. Dále jsou patrné i tažené části konstrukce.



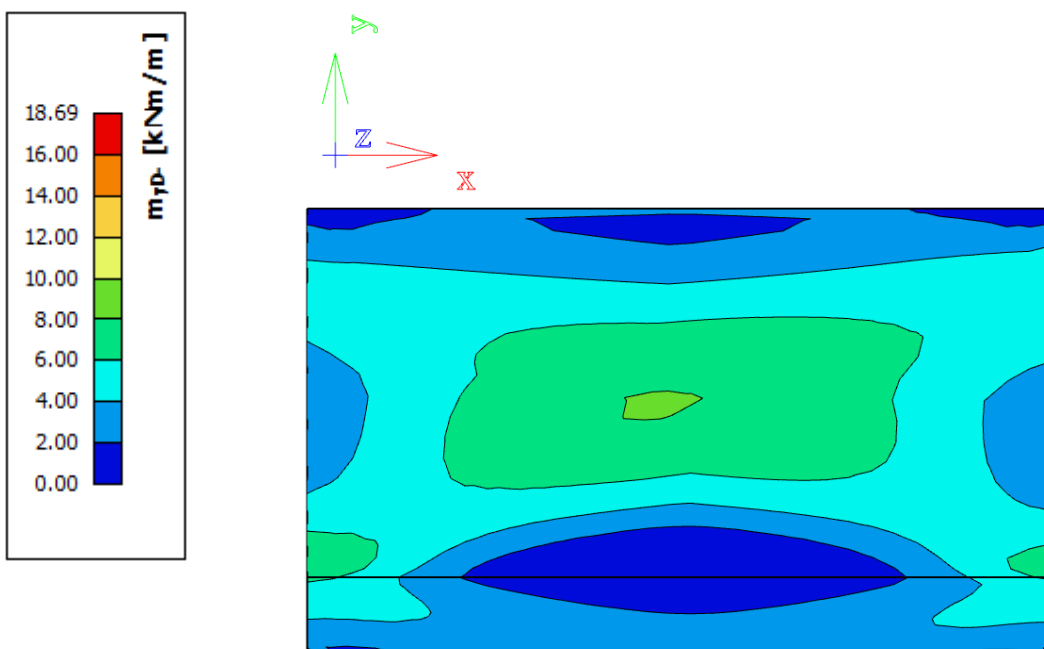
Obrázek 5.5.33: Dimenzační moment  $m_{xD}^+$ .



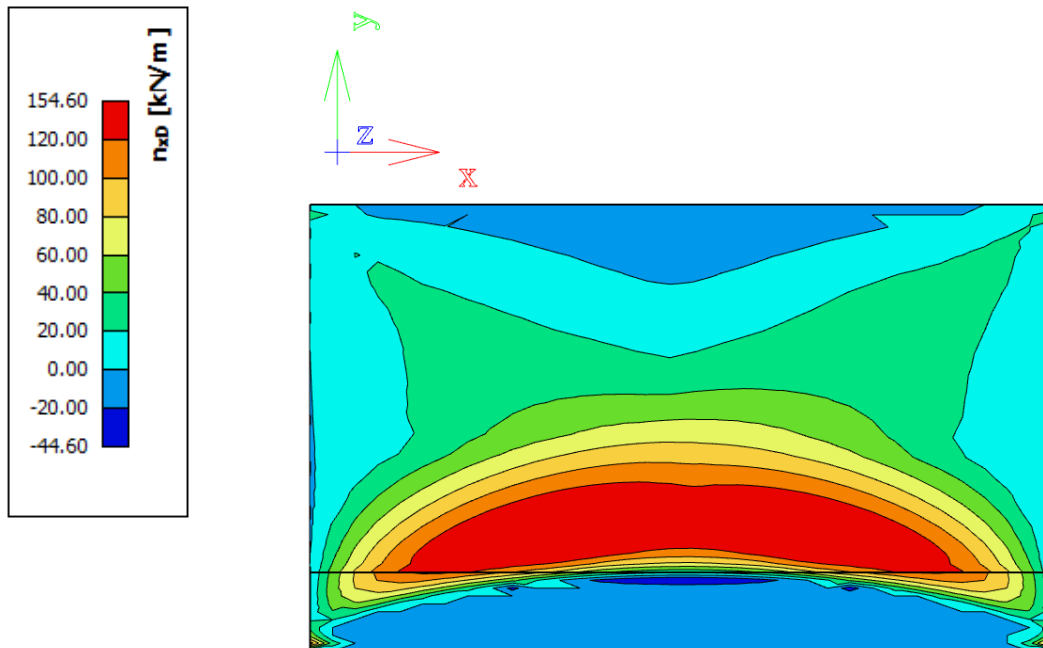
Obrázek 5.5.34: Dimenzační moment  $m_{yD}^+$ .



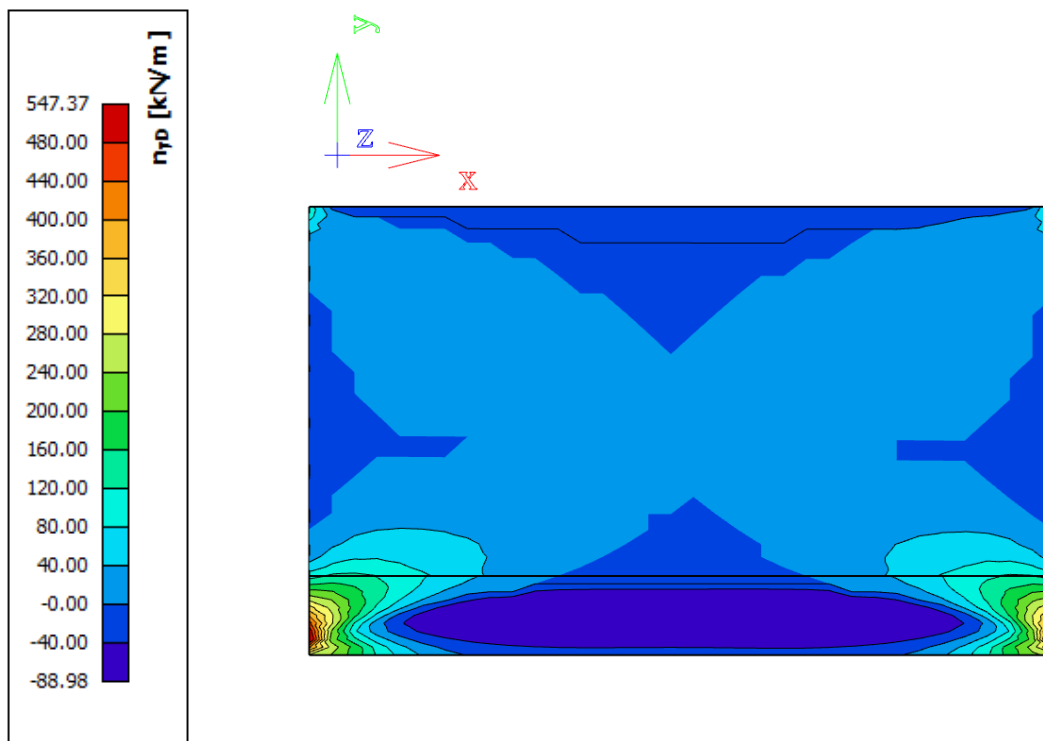
Obrázek 5.5.35: Dimenzační moment  $m_{xD}^-$ .



Obrázek 5.5.36: Dimenzační moment  $m_{yD}^-$ .



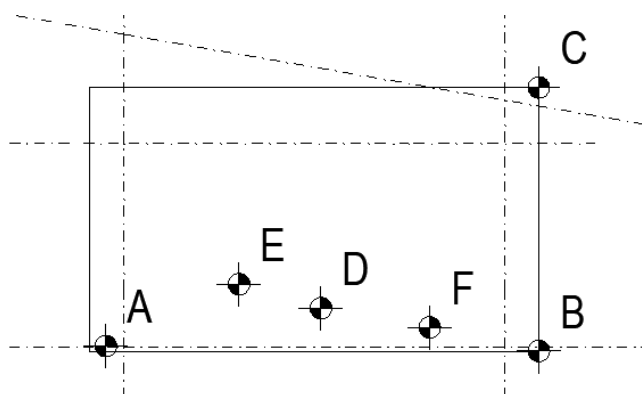
Obrázek 5.5.37: Normálová síla  $n_{xD}$ .



Obrázek 5.5.38: Normálová síla  $n_{yD}$ .



Mezi nejvíce zatížená místa patří kritické body na konstrukci A–F (viz Obrázek 5.5.39) a pro každý z nich byla vygenerována ze softwaru kombinace vnitřních silových účinků.



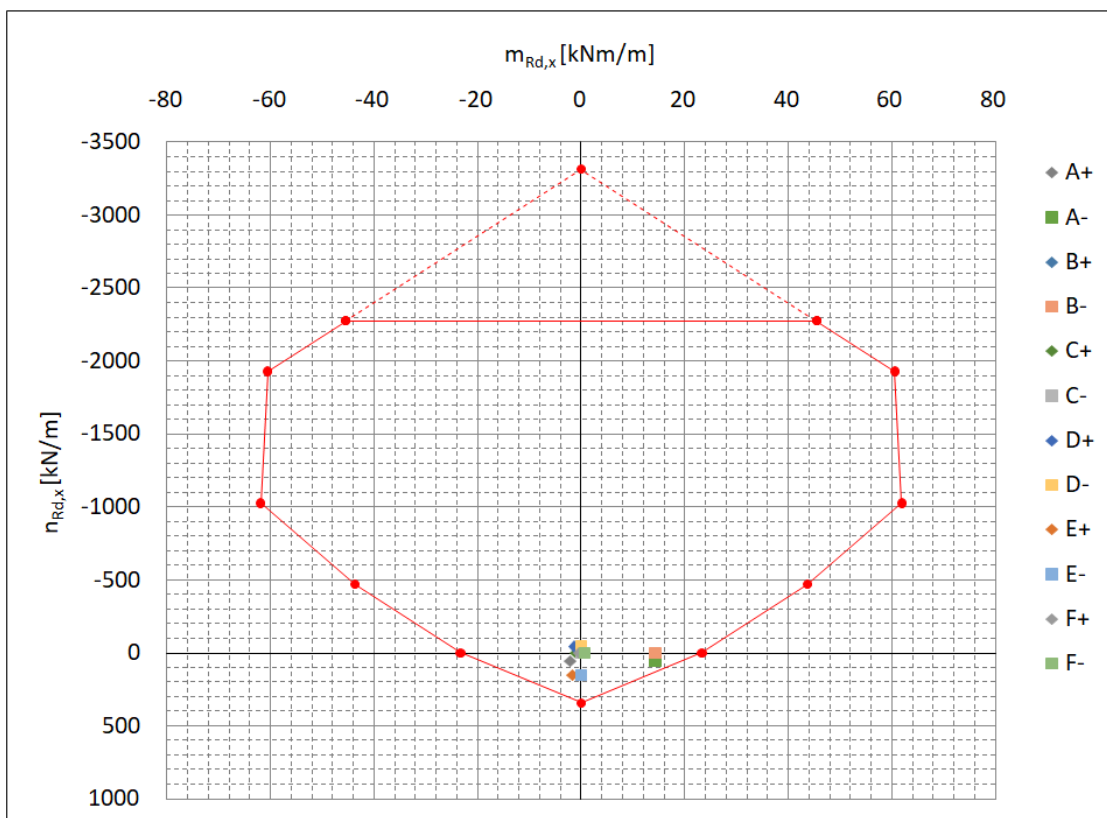
Obrázek 5.5.39: Kritická místa – skořepina – oltář se sakristií.

A			B			C		
$n_{xD}$	52,96	kN/m	$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	0,00	kN/m
$m_{xD}^+$	<b>-2,12</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^+$	-1,02	kNm/m
$m_{xD}^-$	14,32	kNm/m	$m_{xD}^-$	<b>14,32</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m
$n_{yD}$	<b>545,15</b>	<b>kN/m</b>	$n_{yD}$	252,90	kN/m	$n_{yD}$	112,05	kN/m
$m_{yD}^+$	-0,25	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	<b>-7,24</b>	<b>kNm/m</b>
$m_{yD}^-$	19,04	kNm/m	$m_{yD}^-$	<b>19,04</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m
D			E			F		
$n_{xD}$	<b>-45,06</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	<b>154,02</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	0,00	kN/m
$m_{xD}^+$	-1,39	kNm/m	$m_{xD}^+$	-1,69	kNm/m	$m_{xD}^+$	-0,38	kNm/m
$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,65	kNm/m
$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	16,25	kN/m	$n_{yD}$	<b>-89,01</b>	<b>kN/m</b>
$m_{yD}^+$	-0,27	kNm/m	$m_{yD}^+$	-0,07	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	1,38	kNm/m	$m_{yD}^-$	3,41	kNm/m

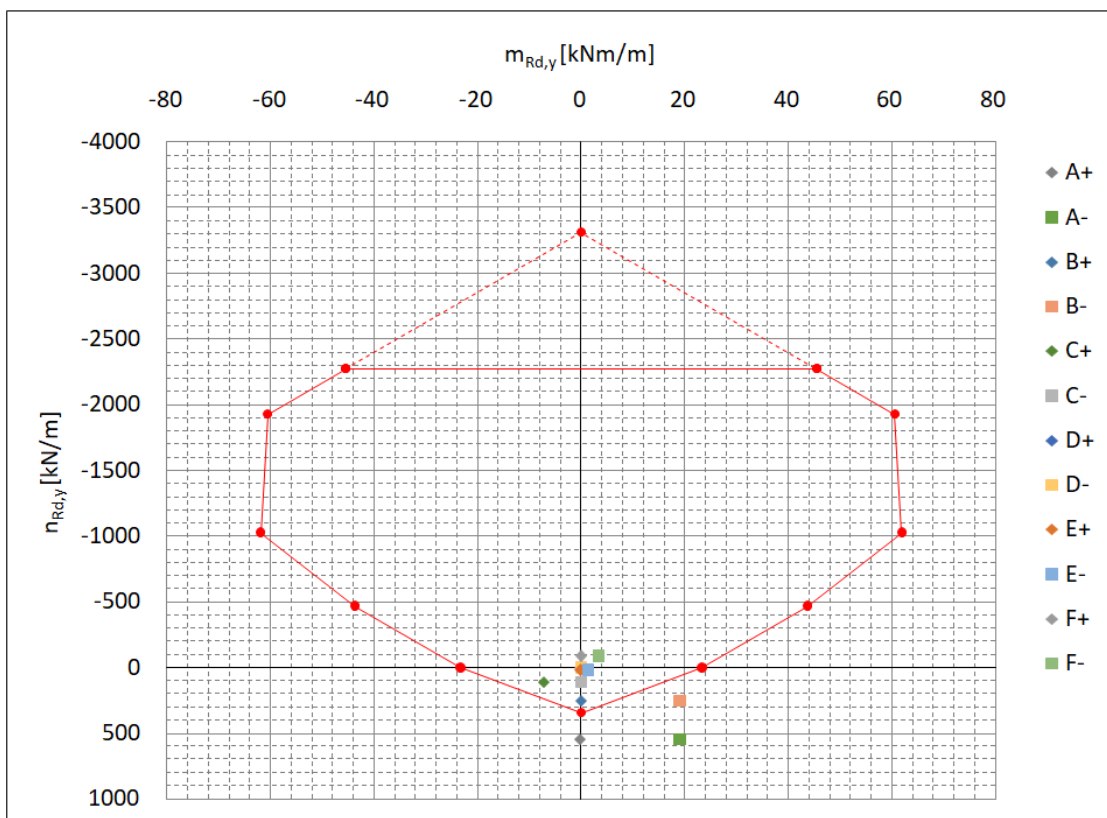
Návrh vyztužení a posouzení bylo provedeno obdobně jako u předchozích skořepin.

Základnímu rastru odpovídají pruty  $\varnothing 10/200$  mm ( $A_{s,prov} = 393$  mm<sup>2</sup>/m) a příložkám odpovídají pruty  $\varnothing 14/200$  mm ( $A_{s,prov} = 770$  mm<sup>2</sup>/m). Celková navržená plocha výztuže včetně základního rastru odpovídá  $A_{s,prov} = 1163$  mm<sup>2</sup>/m pro jeden povrch konstrukce.

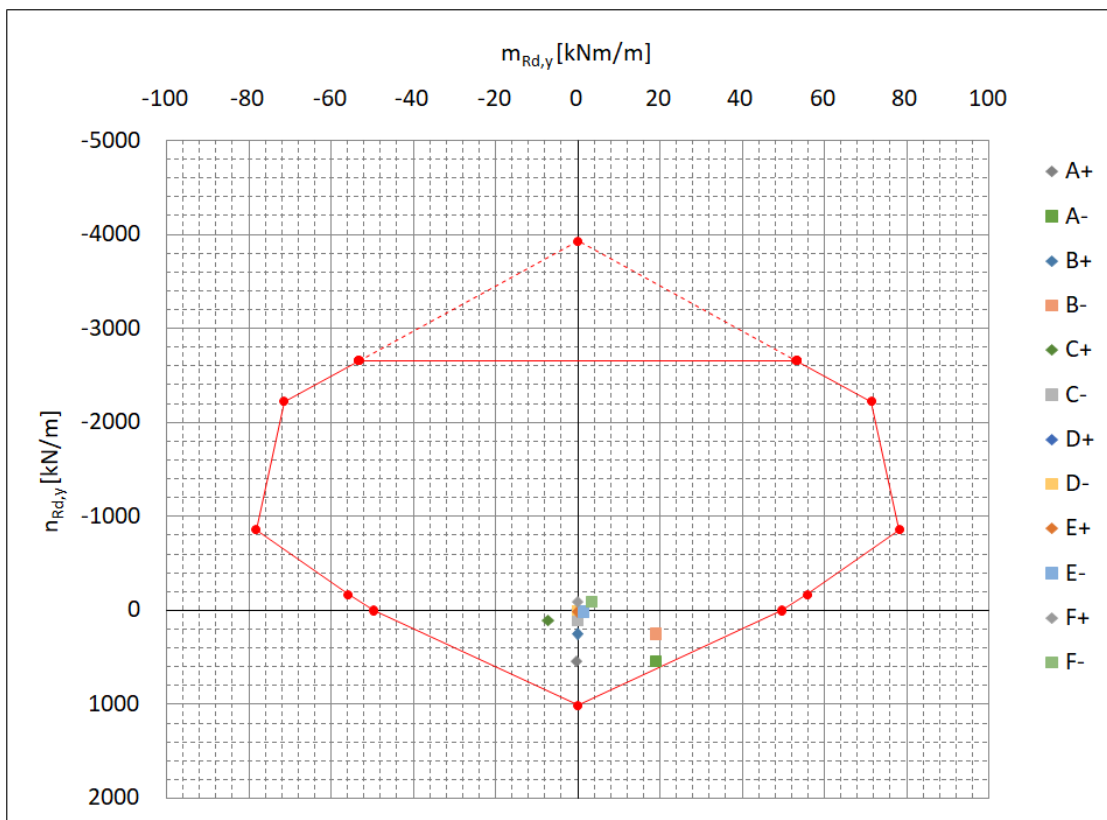
Ověřeny byly také konstrukční zásady a byly splněny (výpočet viz Část 5.5.2).



Obrázek 5.5.40: Interakční diagram – základní rastr – směr X.

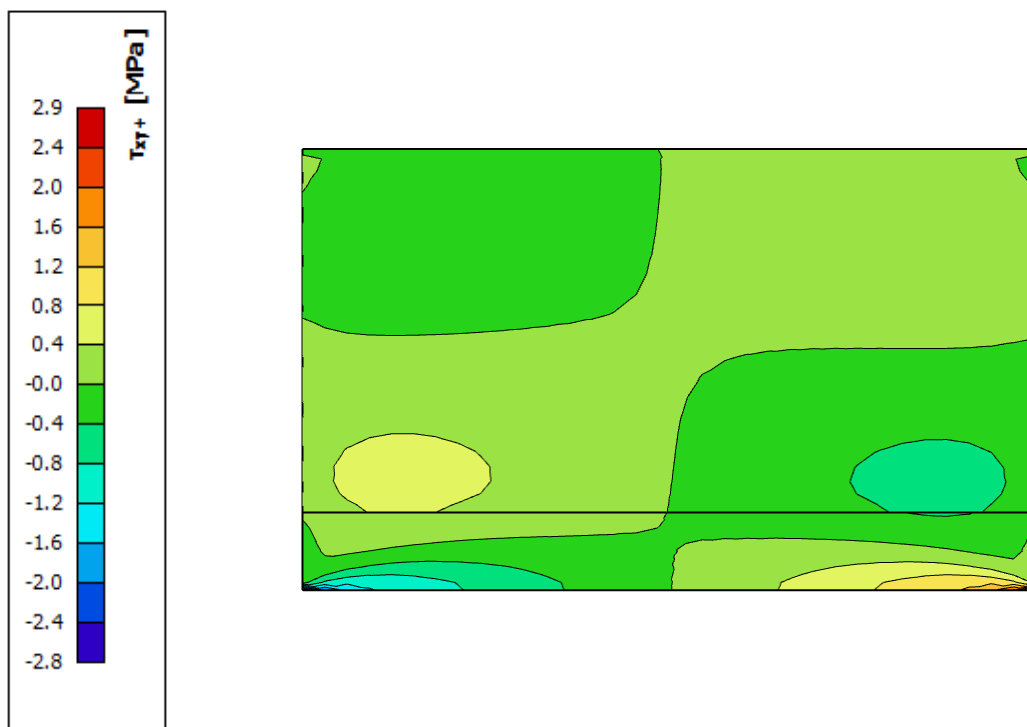


Obrázek 5.5.41: Interakční diagram – základní rastr – směr Y.



Obrázek 5.5.42: Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.

Posouzení smykového napětí:

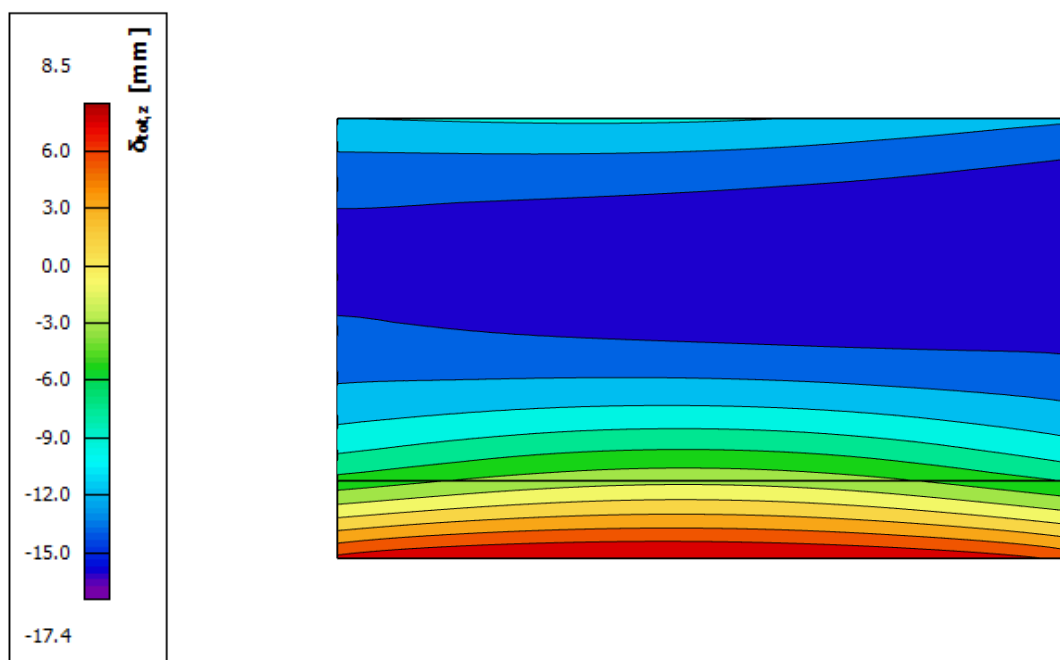


Obrázek 5.5.43: Smykové napětí  $\tau_{xy+}$ .

Smykové napětí:	$ \tau_{xy} $	2,90	MPa
Třída betonu:	<b>Beton</b>	<b>C 30/37</b>	
	$f_{ck}$	30	MPa
	$f_{cd}$	20	MPa
Redukční součinitel pevnosti:	$\nu$	0,528	-
Limitní hodnota:	$0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$	5,28	MPa
<b>Posouzení:</b>		<b>54,9</b>	<b>%</b>

Posudek vyhovuje.

Posouzení průhybu:



Obrázek 5.5.44: Svislý pružný průhyb  $u_z$ .

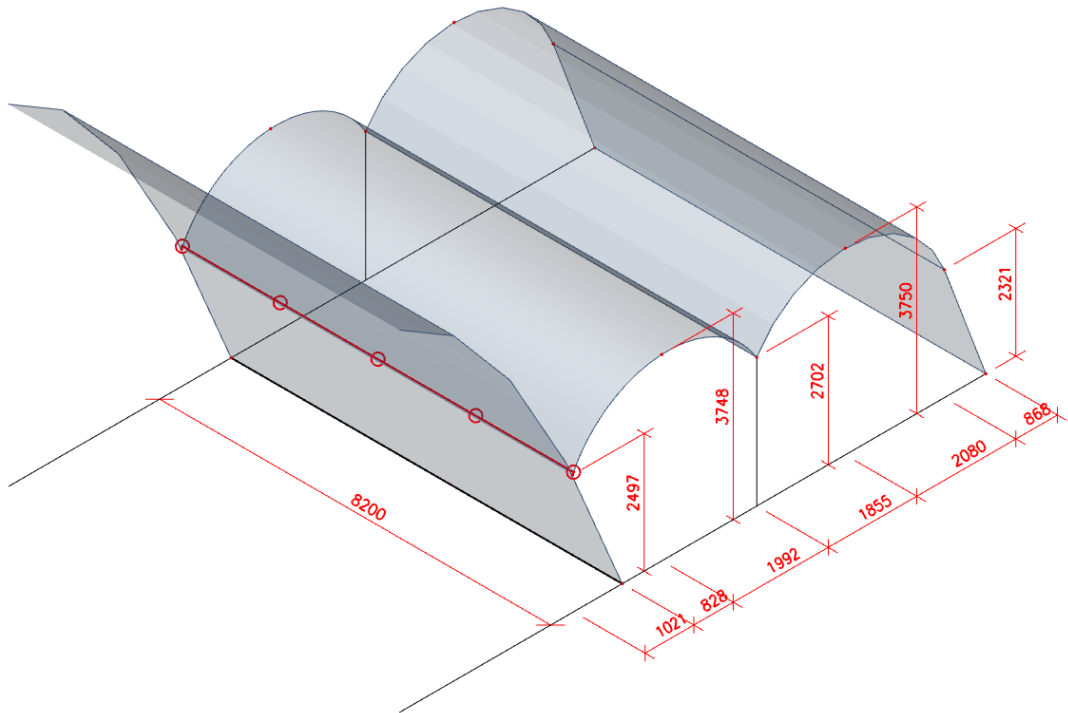
$$u = 17,4 \text{ mm} < u_{\max} = \frac{5500}{250} = 22,0 \text{ mm}$$

Posudek vyhovuje.

Dle výpočetního softwaru SCIA Enginner na této konstrukci nevzniknou žádné trhliny. Konstrukce tedy vyhovuje i na šířku trhlin a celkově i na MSP.

### 5.5.4 Skořepina – sakristie

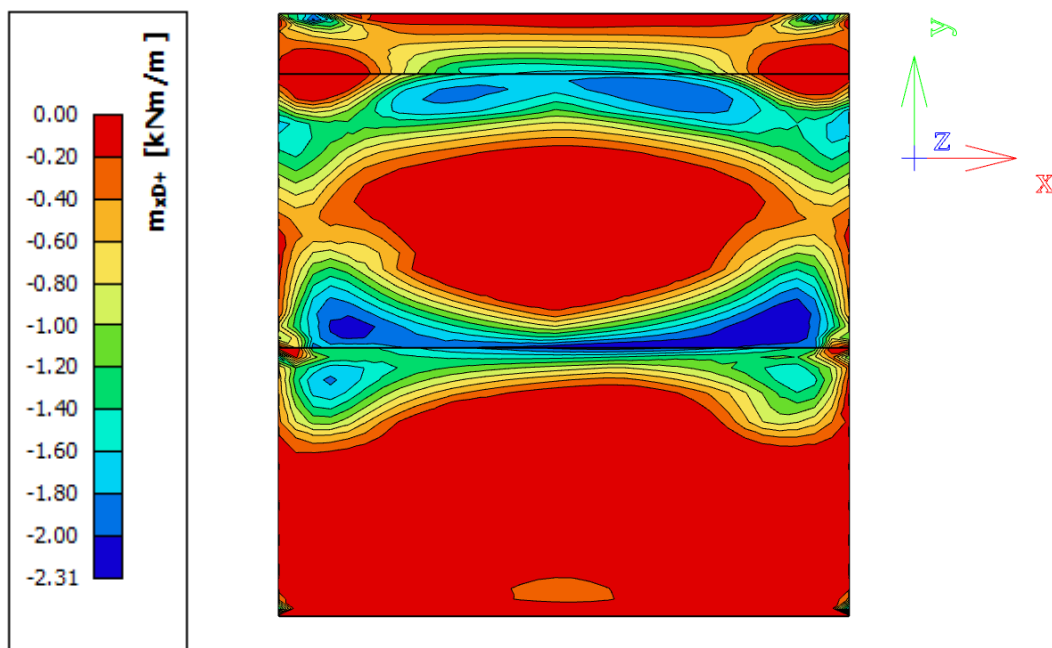
Skořepina nad prostorem druhé sakristie je válcového tvaru o dvou polích a je pnutá pouze v jednom směru. Klenuté skořepiny v oblasti jejich stykování navazují na výztužný trám, který dále přenáší zatížení do krajních sloupů. Ve výpočetním modelu je v místě napojení na výztužný trám uvažováno tuhé vetknutí. Naopak v oblasti napojení na přiléhající skořepinu parabolického tvaru a v místě kotvení do základové konstrukce je uvažováno napojení kloubové.



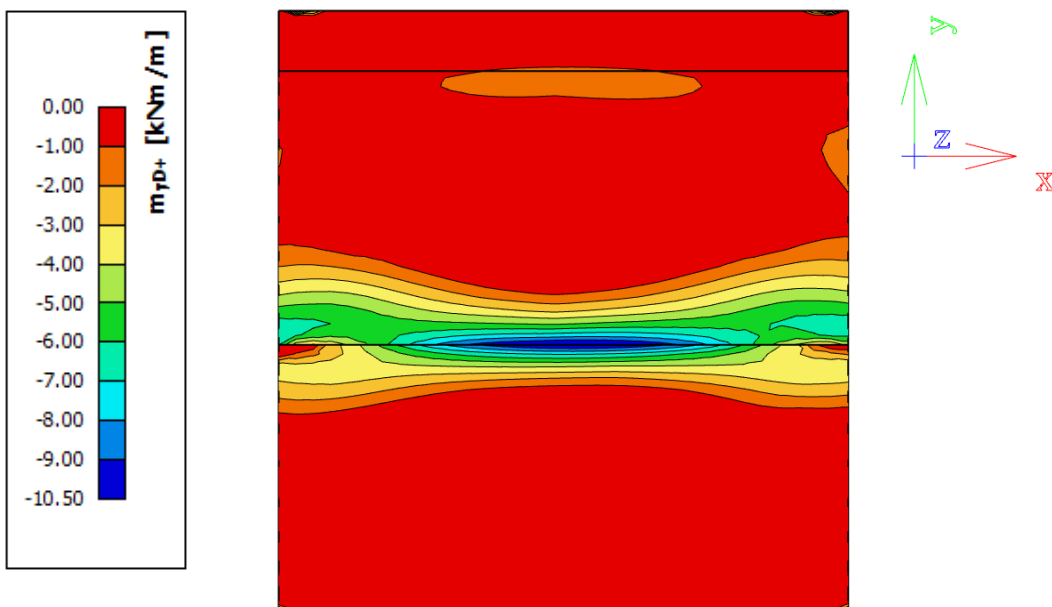
Obrázek 5.5.45: 3D schéma geometrie konstrukce – sakristie.

Krycí vrstva výztuže je uvažovaná stejná jako u předchozí skořepiny  $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$  (výpočet viz Část 5.5).

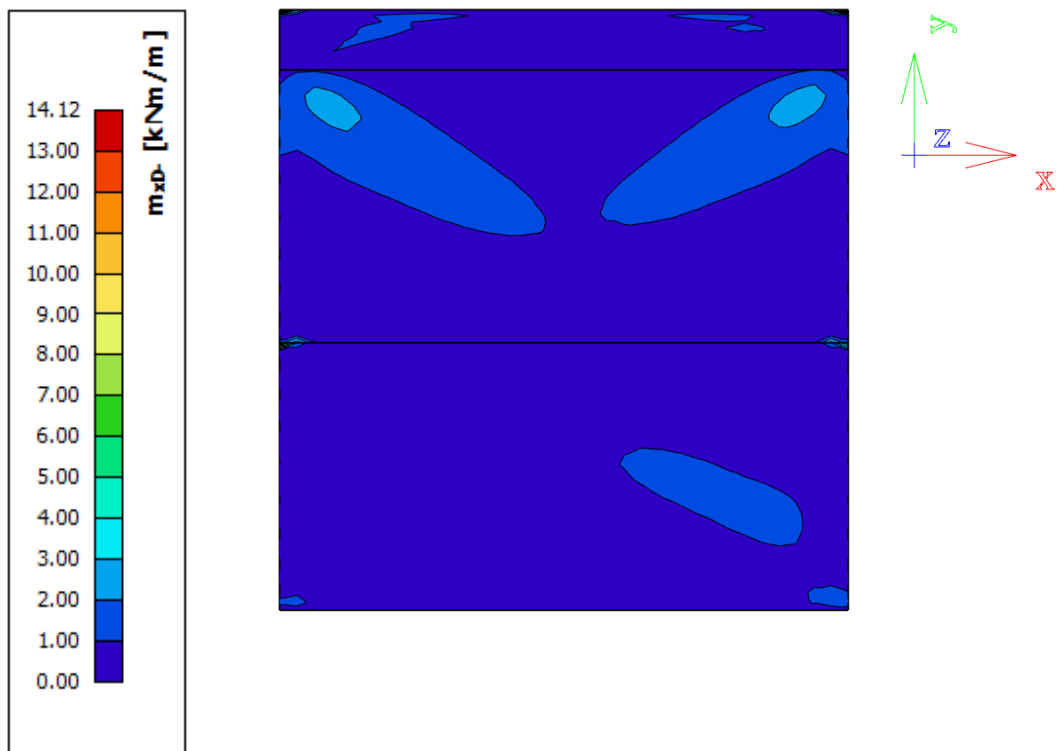
Na Obrázcích 5.5.46 až 5.5.51 je vidět, že v místě napojení zaoblených skořepin na ztužující trám vznikají ve směru Y větší ohybové momenty než v ostatních částech skořepiny a to z důvodu větší tuhosti v oblasti vetknutí prvků.



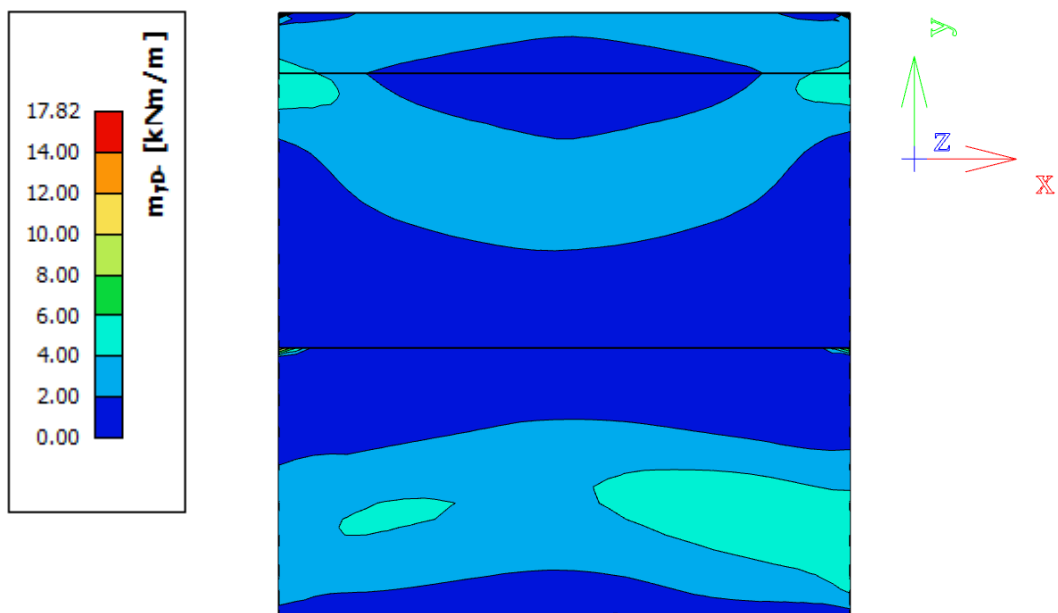
Obrázek 5.5.46: Dimenzační moment  $m_{xD}^+$ .



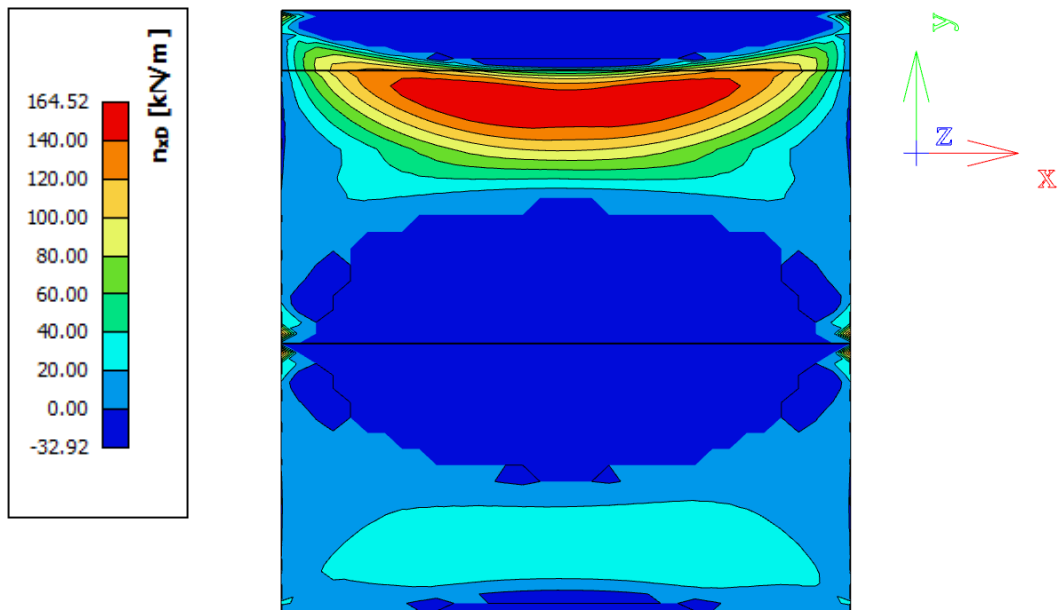
Obrázek 5.5.47: Dimenzační moment  $m_{yD}^+$ .



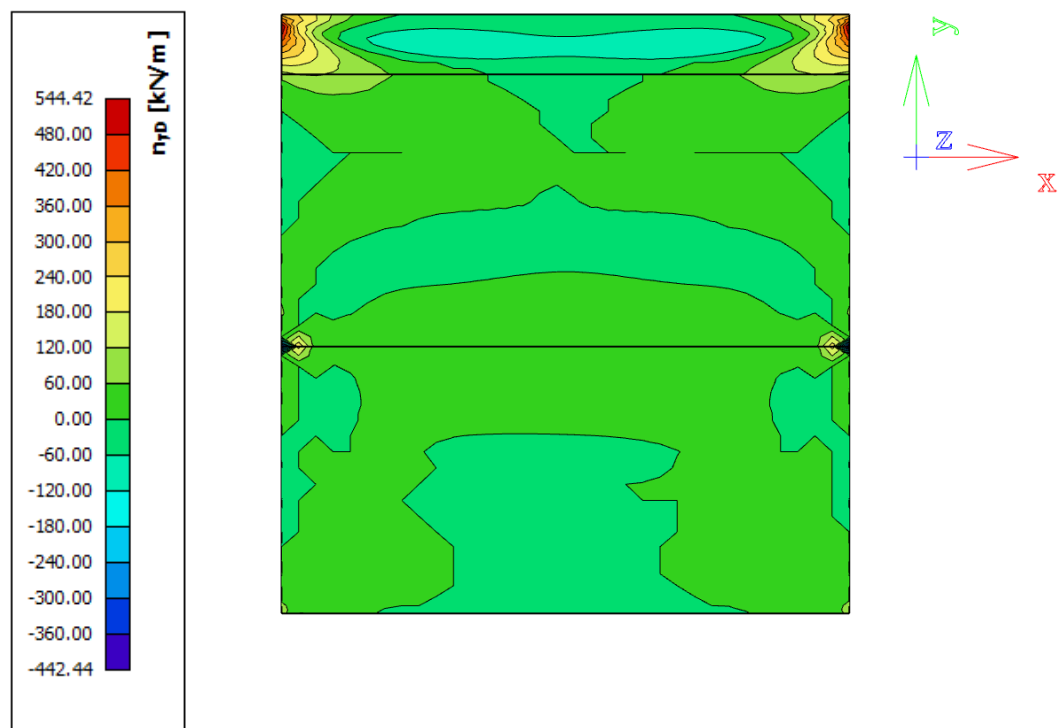
Obrázek 5.5.48: Dimenzační moment  $m_{xD}^-$ .



Obrázek 5.5.49: Dimenzační moment  $m_{yD}^-$ .



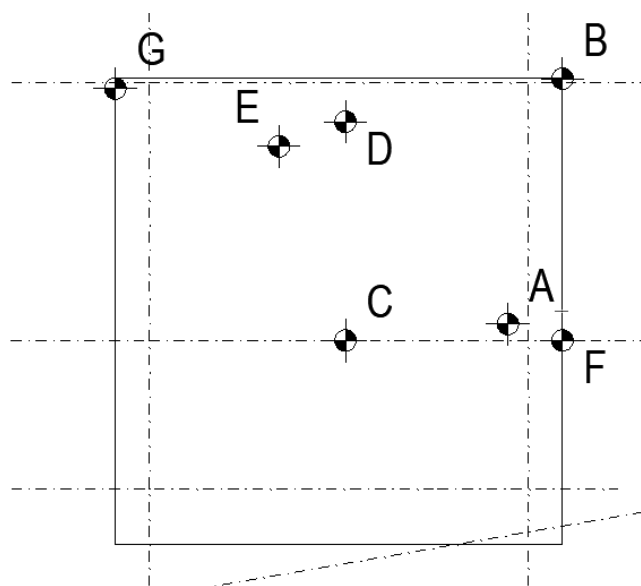
Obrázek 5.5.50: Normálová síla  $n_{xD}$ .



Obrázek 5.5.51: Normálová síla  $n_{yD}$ .



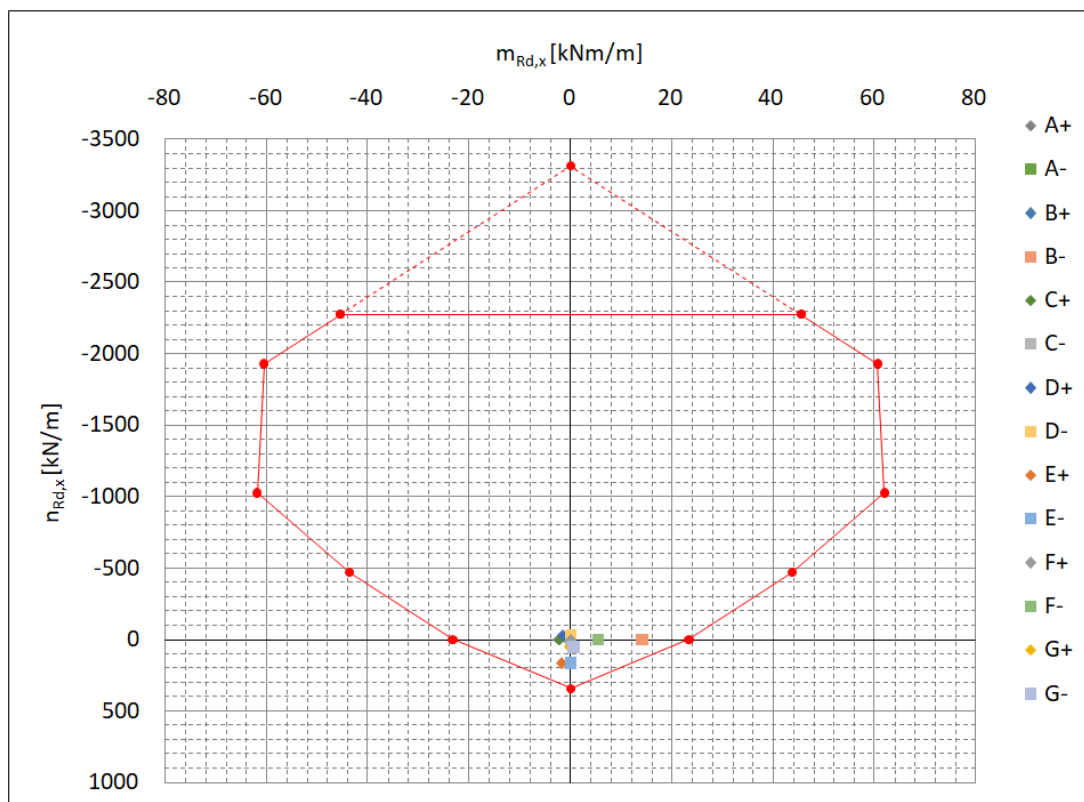
Mezi nejvíce zatížená místa patří kritické body na konstrukci A–G (viz Obrázek 5.5.52) a pro každý z nich byla vygenerována ze softwaru kombinace vnitřních silových účinků.



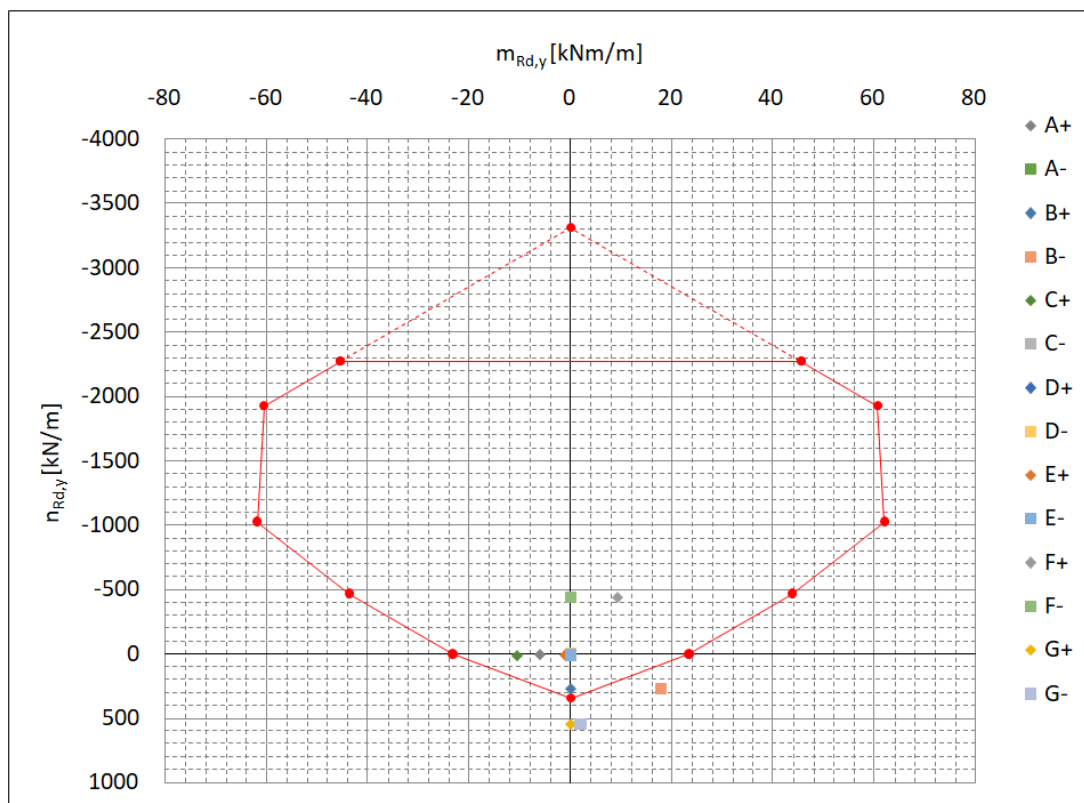
Obrázek 5.5.52: Kritická místa – skořepina – oltář se sakristií.

A			B			C		
$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	0,00	kN/m
$m_{xD}^+$	<b>-2,31</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^+$	-0,65	kNm/m	$m_{xD}^+$	-2,22	kNm/m
$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	<b>14,12</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m
$n_{yD}$	4,98	kN/m	$n_{yD}$	271,31	kN/m	$n_{yD}$	11,54	kN/m
$m_{yD}^+$	-6,08	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	<b>-10,50</b>	<b>kNm/m</b>
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	<b>17,82</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m
D			E			F		
$n_{xD}$	<b>-32,92</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	<b>164,52</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	0,00	kN/m
$m_{xD}^+$	-1,51	kNm/m	$m_{xD}^+$	-1,76	kNm/m	$m_{xD}^+$	0,00	kNm/m
$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	5,44	kNm/m
$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	8,54	kN/m	$n_{yD}$	<b>-442,44</b>	<b>kN/m</b>
$m_{yD}^+$	-0,69	kNm/m	$m_{yD}^+$	-0,97	kNm/m	$m_{yD}^+$	9,36	kNm/m
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m
G								
$n_{xD}$	52,80	kN/m						
$m_{xD}^+$	-0,08	kNm/m						
$m_{xD}^-$	0,59	kNm/m						
$n_{yD}$	<b>544,42</b>	<b>kN/m</b>						
$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m						
$m_{yD}^-$	1,96	kNm/m						

Základnímu rastru odpovídají pruty  $\varnothing 10/200$  mm ( $A_{s,prov} = 393$  mm<sup>2</sup>/m).

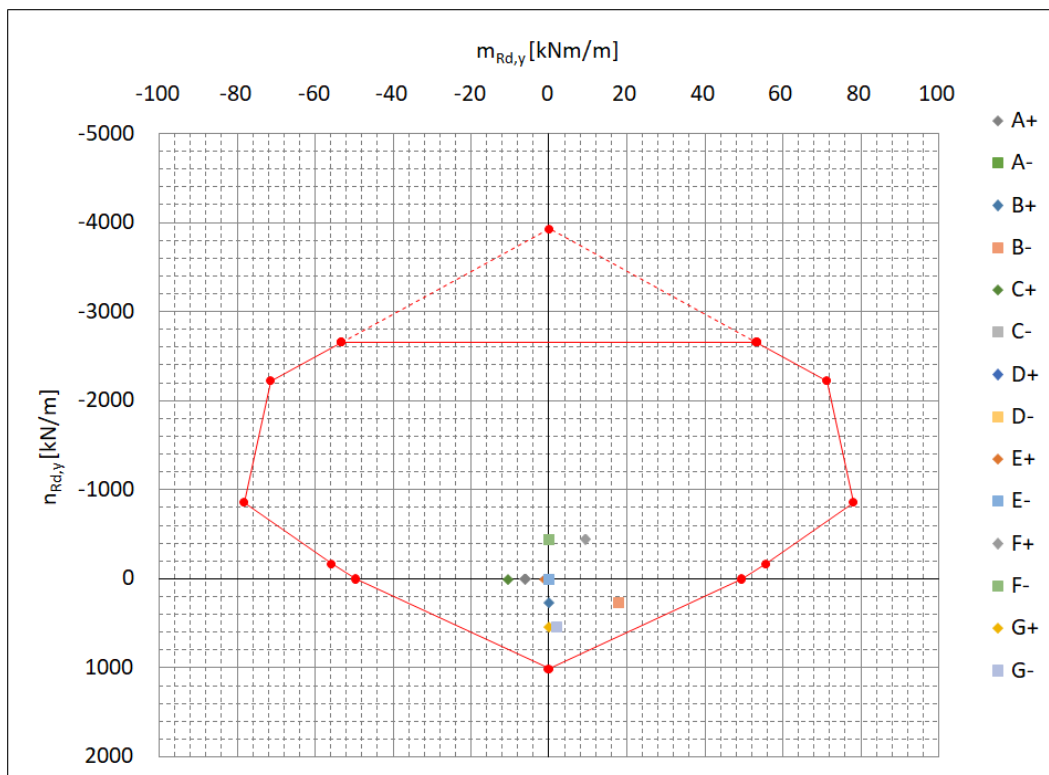


Obrázek 5.5.53: Interakční diagram – základní rastr – směr X.



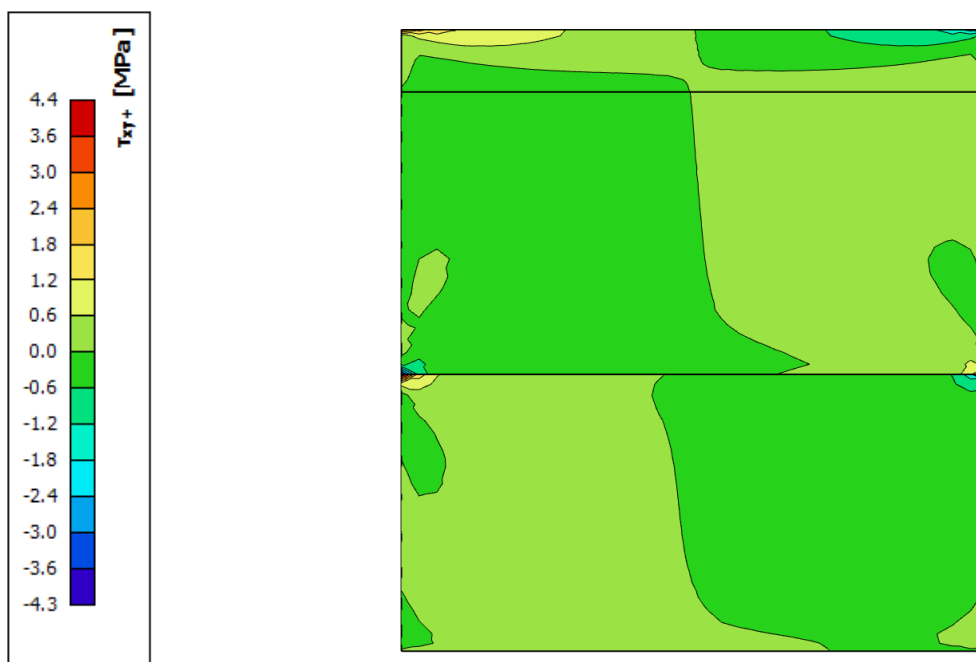
Obrázek 5.5.54: Interakční diagram – základní rastr – směr Y.

Příložkám odpovídají pruty  $\varnothing 14/200$  mm ( $A_{s,prov} = 770$  mm<sup>2</sup>/m). Celková navržená plocha výztuže včetně základního rastru odpovídá  $A_{s,prov} = 1163$  mm<sup>2</sup>/m pro jeden povrch. Ověřeny byly také konstrukční zásady a byly splněny (výpočet viz Část 5.5.2).



Obrázek 5.5.55: Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.

Posouzení smykového napětí:

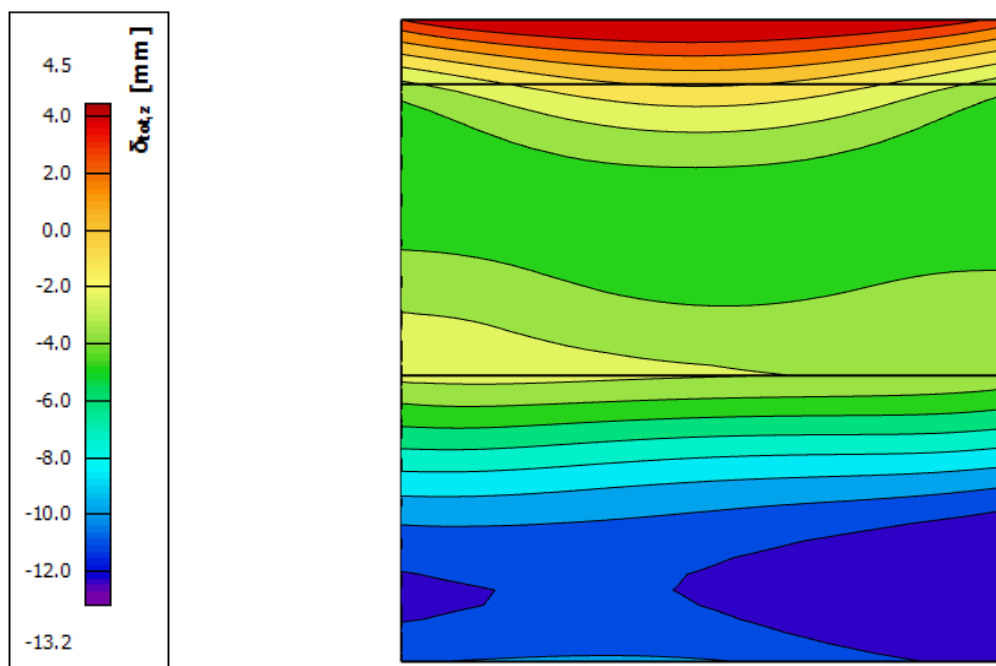


Obrázek 5.5.56: Smykové napětí  $\tau_{xy+}$ .

Smykové napětí:	$ \tau_{xy} $	4,40	MPa
Třída betonu:	<b>Beton</b>	<b>C 30/37</b>	
	$f_{ck}$	30	MPa
	$f_{cd}$	20	MPa
Redukční součinitel pevnosti:	$\nu$	0,528	-
Limitní hodnota:	$0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$	5,28	MPa
<b>Posouzení:</b>		<b>83,3</b>	<b>%</b>

Posudek vyhovuje.

Posouzení průhybu:



Obrázek 5.5.57: Svislý pružný průhyb  $u_z$ .

$$u = 13,2 \text{ mm} < u_{\max} = \frac{8700}{250} = 34,8 \text{ mm}$$

Posudek vyhovuje.

Dle výpočetního softwaru na této konstrukci nevzniknou žádné trhliny. Konstrukce tedy vyhovuje i na šířku trhlín a celkově i na MSP.

### 5.5.5 Založení objektu

Pro návrh konstrukce bylo využito normy ČSN EN 1997-1 [8] a postupovalo se dle návrhového přístupu 2 (soubor A1+M1+R2).

Pro založení stavby byla zvolena železobetonová deska. Celý objekt je členěn na dva dilatační celky. Dilatační spára probíhá i základovými konstrukcemi, a proto jsou v rámci této diplomové práce navrženy dvě samostatné základové desky. Základové poměry obou konstrukcí jsou uvažovány jednotné. Pro účely návrhu konstrukce byl použit záznam z inženýrskogeologického průzkumu podloží v Praze 7 (viz Obrázek 5.5.58) od České geologické služby.

VRT - ZÁKLADNÍ INFORMACE			
Stát	Česká republika	Nadmořská výška - souřadnice Z	188.90
Jazyk	česky	Inklinometrie (Y/N)	Y
Název databáze	GDO	Účel	inženýrskogeologický
ID	192964	Hydrogeologické údaje (Y/N)	N
Původní název	J-2	Hloubka hladiny podzemní vody [m]	8,4
Zkrácený název	J-2	Druh hladiny podzemní vody	naražená
Rok vzniku objektu	1984	Karotáž (Y/N)	N
Poskytovatel dat	Česká geologická služba	Provedené zkoušky	
Hloubka vrtu (m)	9	Hmotná dokumentace (Y/N)	N
Primární dokumentace	GF P046752	Druh objektu	vrt svislý
Souřadnice X - JTSK [m]	1041380.10	Geologický profil (Y/N)	Y
Souřadnice Y - JTSK [m]	740429.20	Organizace provádějící	Geoindustria, n.p. Praha
Způsob zaměření X,Y	zaměřeno	Organizace blokující	
Výškový systém	Balt po vyrovnání	Blokováno do	

ZÁKLADNÍ LITOLOGICKÁ DATA		
Hloubka[m]	Stratigrafie	Popis
0.00 - 0.10	Kvartér	navážka
0.10 - 2.50	Kvartér	navážka
2.50 - 3.00	Kvartér	hlína jílovitý písčité plastický, hnědá
3.00 - 9.00	Kvartér	štěrkopísek střednozrný hrubozrný, hnědá

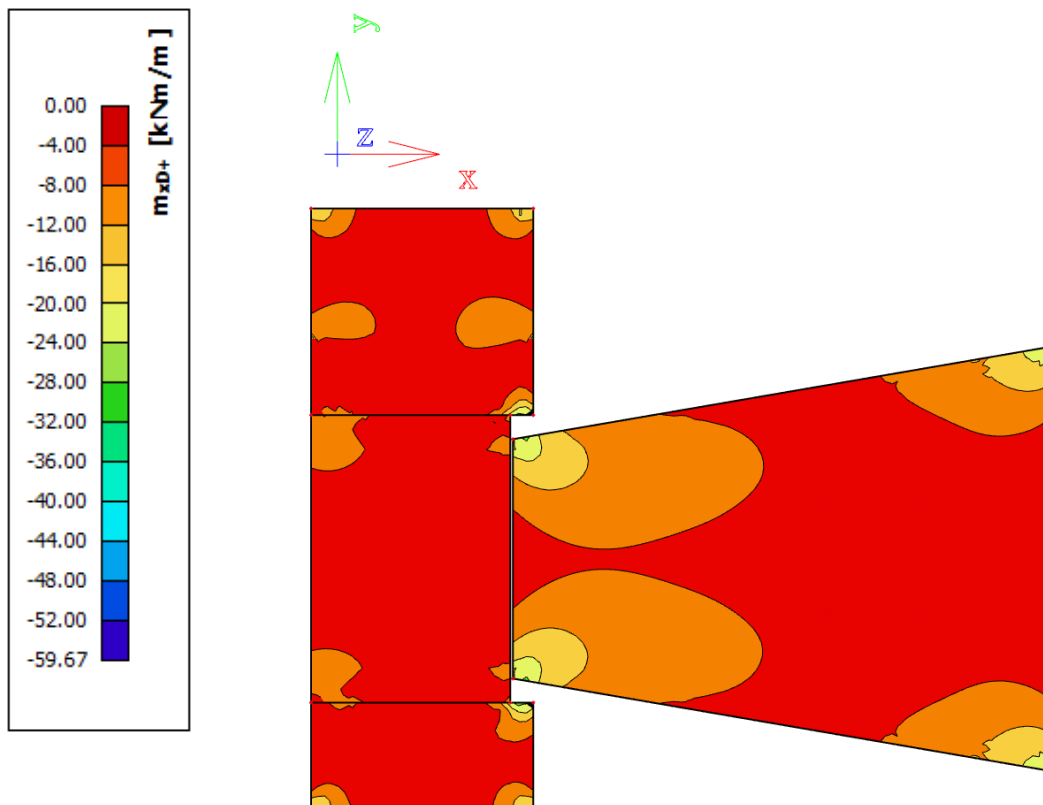
Obrázek 5.5.58: Inženýrskogeologický průzkum podloží [20].

Z průzkumu byly jednotlivé mocnosti podloží zatříděny do geologických tříd zemin a byly jim přiřazeny výpočetní parametry.

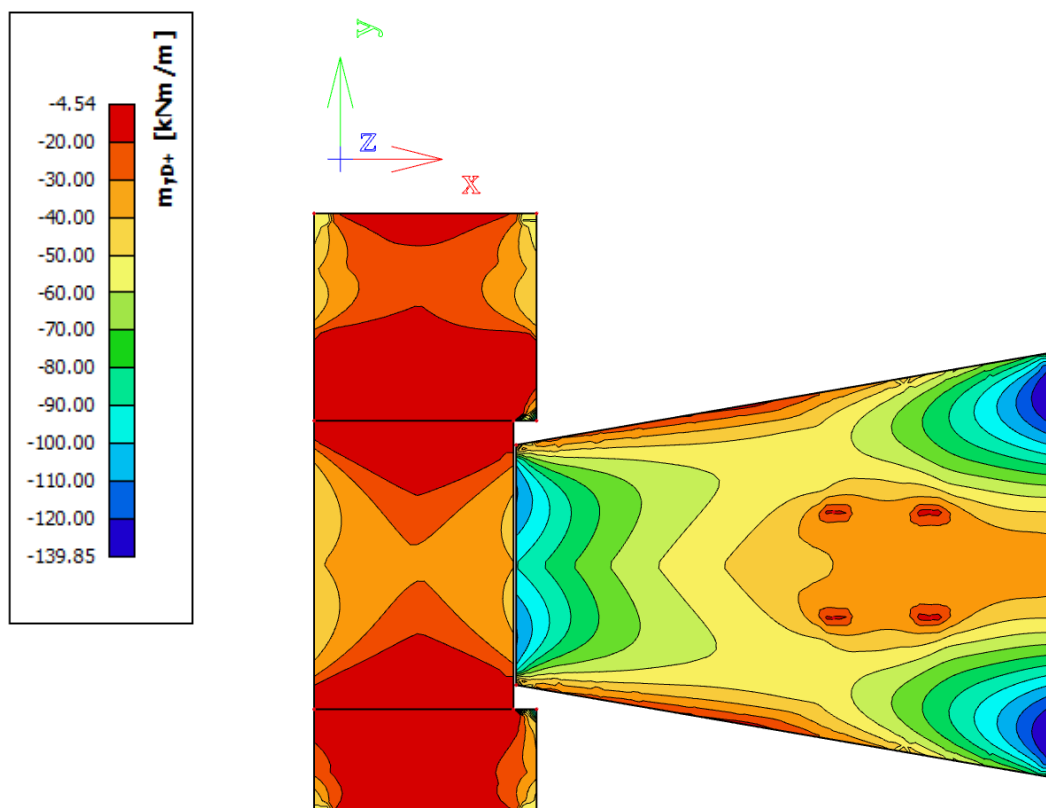
Základová deska se navrhla v tloušťce 400 mm z betonu C25/30 a výztuž B 500B. Pod základovou desku byl navíc použit nenamrzavý zhuštěný štěrkový zásyp z důvodu eliminace tepelných mostů.

## Krycí vrstva výztuže

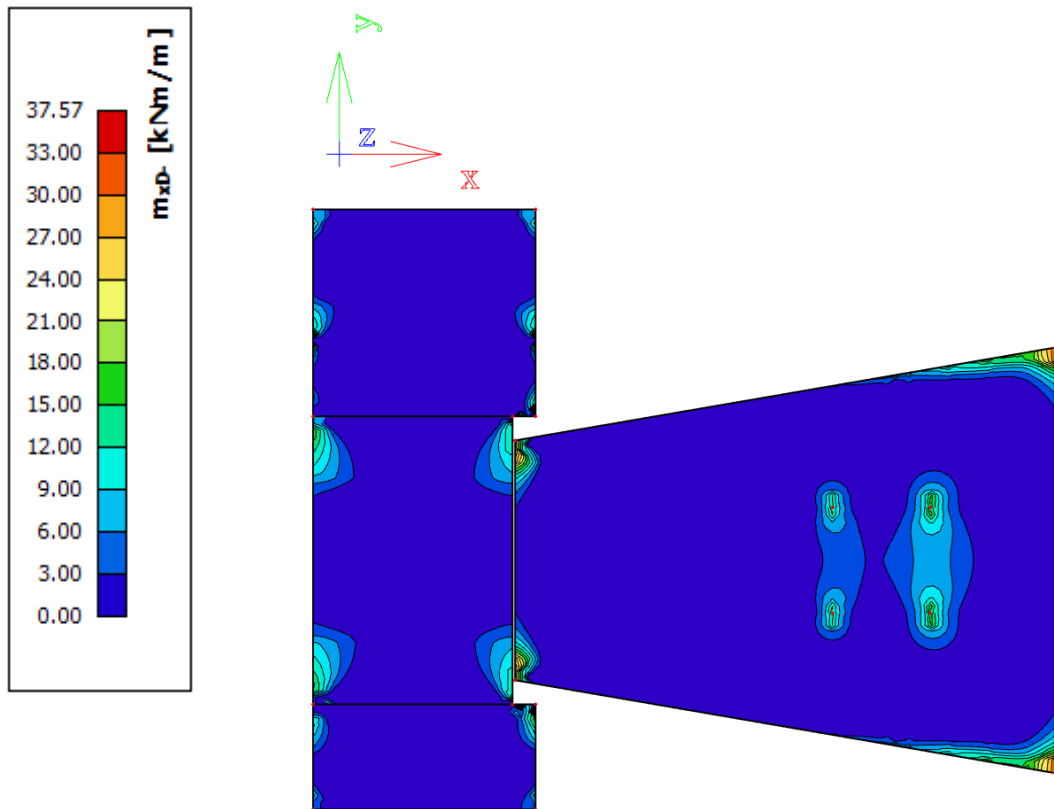
Návrhová životnost:	50	let	
Pevnostní třída betonu:	C 25/30		
Desková konstrukce:	Ano		
Zvláštní kontrola kvality:	Ne		
Stupeň vlivu prostředí:	XC2		
<hr/>			
Třída konstrukce:	S3		
<hr/>			
Průměr výztuže:	$\varnothing_s$	12	mm
Náhradní průměr výztuže:	$\varnothing_n$	-	mm
Uspořádání prutů:		oddělené	
Velikost zrna kameniva:	$D_{max}$	16	mm
	$c_{min,b}$	12	mm
<hr/>			
Druh výztuže:		betonářská	
	$c_{min,dur}$	20	mm
<hr/>			
bezpečnostní složka	$\Delta c_{dur,g}$	0	mm
korozivzdorná ocel	$\Delta c_{dur,g}$	0	mm
přídavná ochrana betonu	$\Delta c_{dur,st}$	0	mm
<hr/>			
Obrus konstrukce:		-	
	$c_{min}$	20	mm
<hr/>			
Typ konstrukce:		monolitická	
	$\Delta c_{dev}$	10	mm
<hr/>			
Betonáž k povrchu:		rovný povrch	
	$c_{nom}$	30	mm



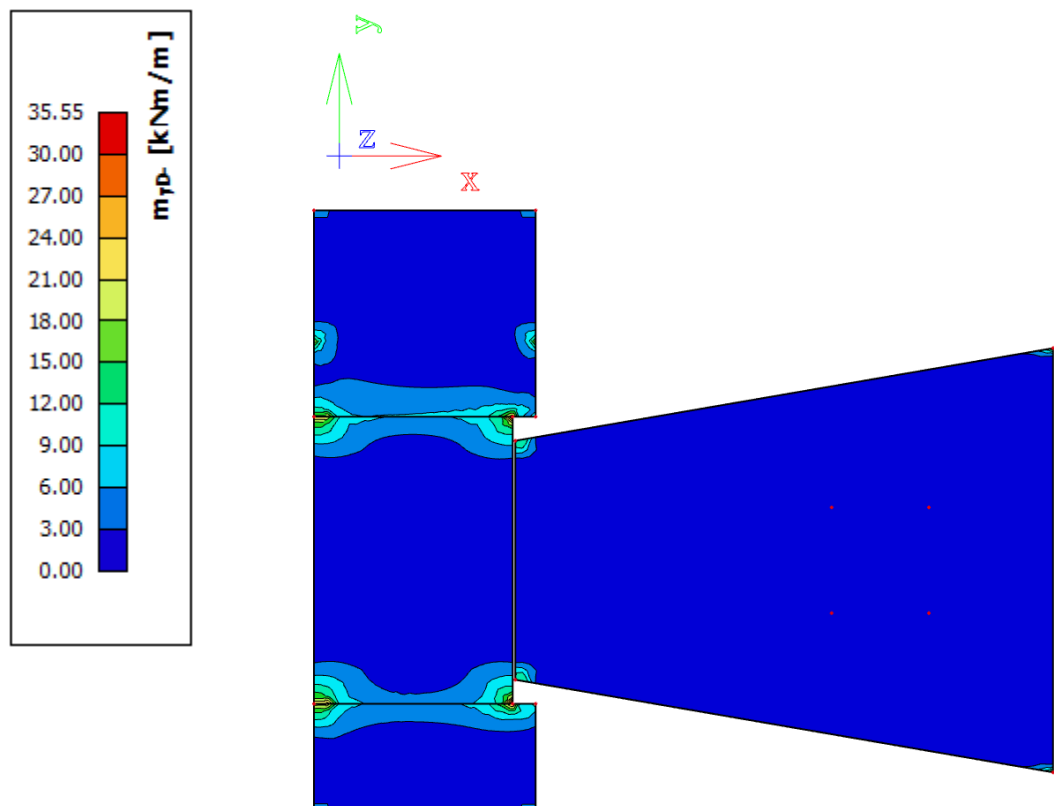
Obrázek 5.5.59: Dimenzační moment  $m_{xD}^+$ .



Obrázek 5.5.60: Dimenzační moment  $m_{yD}^+$ .

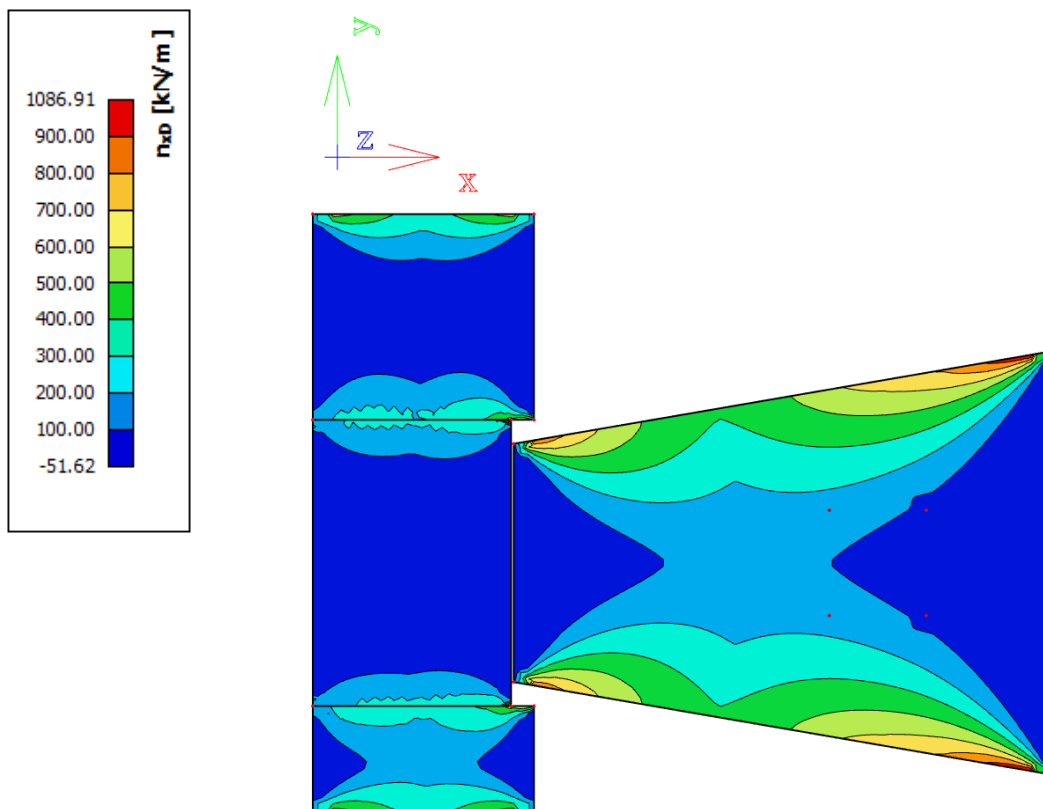


Obrázek 5.5.61: Dimenzační moment  $m_{xD}^-$ .

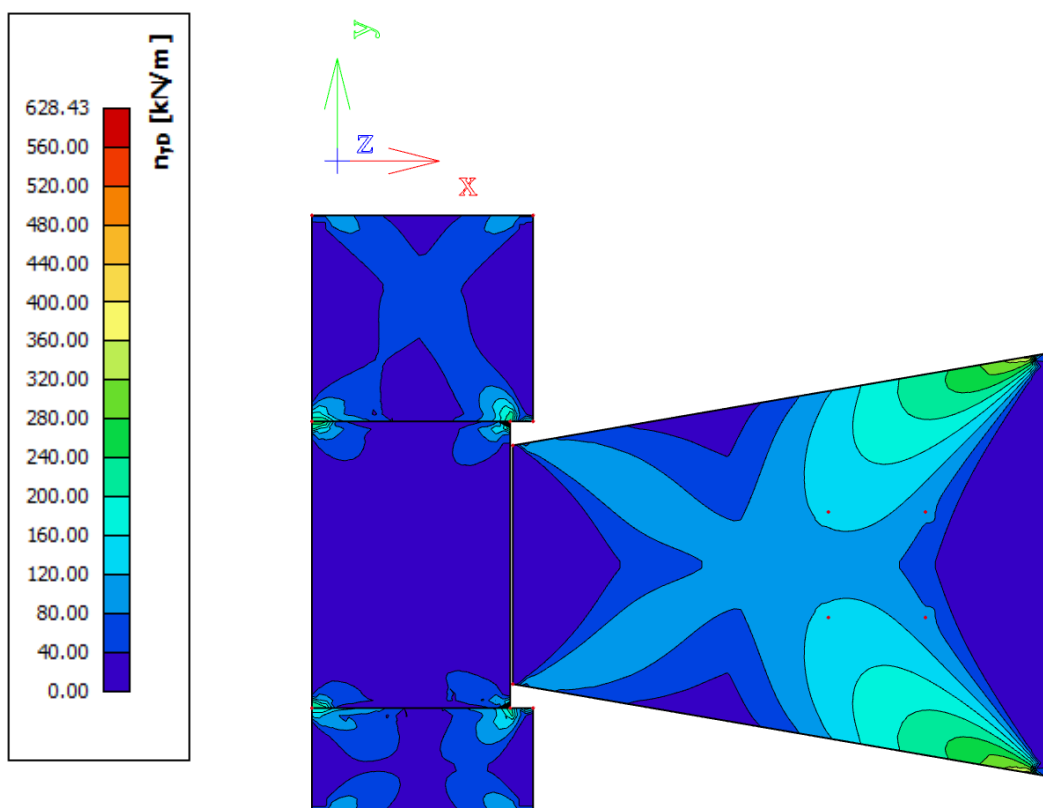


Obrázek 5.5.62: Dimenzační moment  $m_{yD}^-$ .



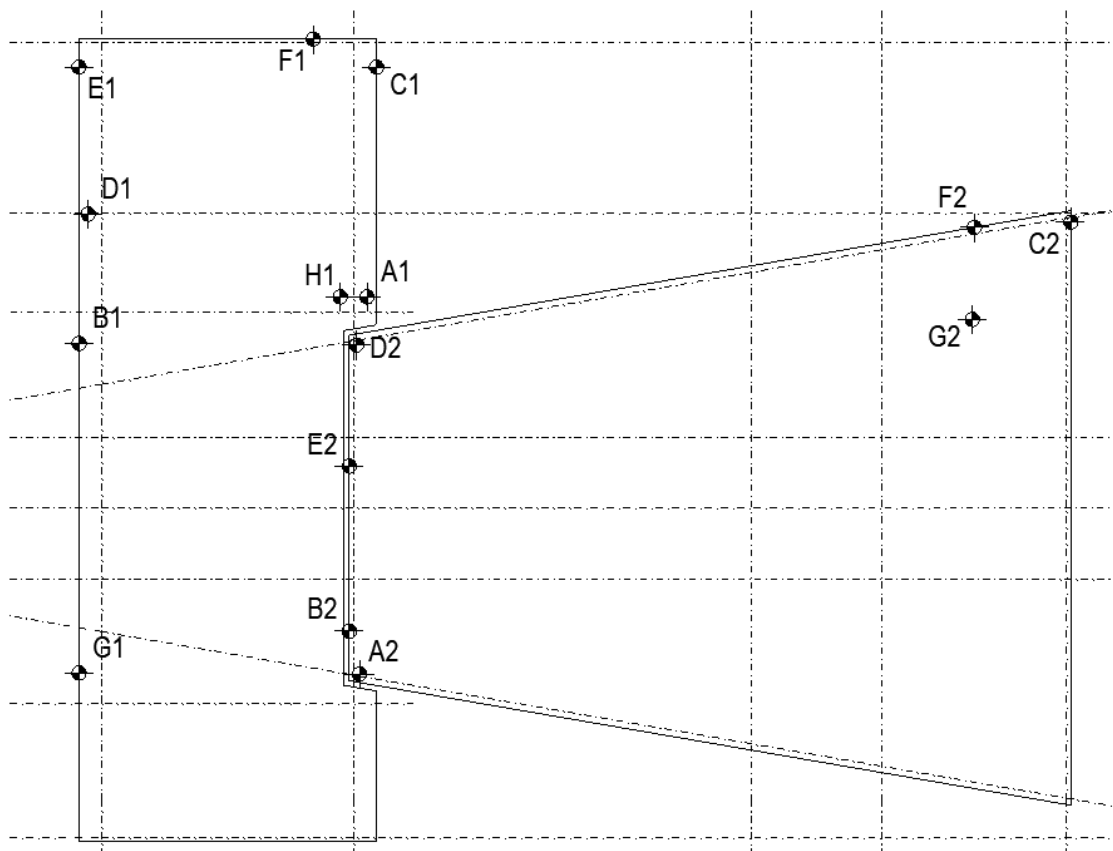


Obrázek 5.5.63: Normálová síla  $n_{xD}$ .



Obrázek 5.5.64: Normálová síla  $n_{yD}$ .

Základové desky jsou namáhány také jako skořepinové konstrukce kombinací ohybových momentů a normálové síly, tudíž bylo posouzení provedeno stejně pomocí interakčního diagramu. Kritická místa byla určena pomocí programu SCIA Engineer (viz Obrázek 5.5.65).



Obrázek 5.5.65: Kritická místa – základové desky.

	A1		B1		C1			
$n_{xD}$	58,90	kN/m	$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	-16,32	kN/m
$m_{xD}^+$	<b>-42,64</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^+$	-33,54	kNm/m	$m_{xD}^+$	-20,15	kNm/m
$m_{xD}^-$	12,65	kNm/m	$m_{xD}^-$	<b>33,59</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^-$	15,12	kNm/m
$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	63,63	kN/m	$n_{yD}$	189,26	kN/m
$m_{yD}^+$	-12,40	kNm/m	$m_{yD}^+$	-13,42	kNm/m	$m_{yD}^+$	<b>-47,25</b>	<b>kNm/m</b>
$m_{yD}^-$	33,90	kNm/m	$m_{yD}^-$	53,70	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m

	D1		E1		F1			
$n_{xD}$	9,78	kN/m	$n_{xD}$	<b>-16,86</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	<b>660,42</b>	<b>kN/m</b>
$m_{xD}^+$	-20,91	kNm/m	$m_{xD}^+$	-19,62	kNm/m	$m_{xD}^+$	-24,25	kNm/m
$m_{xD}^-$	11,33	kNm/m	$m_{xD}^-$	15,46	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m
$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	147,54	kN/m
$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	-45,37	kNm/m	$m_{yD}^+$	-10,64	kNm/m
$m_{yD}^-$	<b>87,32</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	2,34	kNm/m

G1			H1			A2		
$n_{xD}$	0,00	kN/m	$n_{xD}$	401,29	kN/m	$n_{xD}$	157,75	kN/m
$m_{xD}^+$	-31,60	kNm/m	$m_{xD}^+$	-21,89	kNm/m	$m_{xD}^+$	<b>-59,67</b>	<b>kNm/m</b>
$m_{xD}^-$	31,73	kNm/m	$m_{xD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{xD}^-$	15,78	kNm/m
$n_{yD}$	<b>-4,27</b>	<b>kN/m</b>	$n_{yD}$	<b>427,20</b>	<b>kN/m</b>	$n_{yD}$	0,00	kN/m
$m_{yD}^+$	-6,43	kNm/m	$m_{yD}^+$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	-75,25	kNm/m
$m_{yD}^-$	56,89	kNm/m	$m_{yD}^-$	34,24	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,21	kNm/m
B2			C2			D2		
$n_{xD}$	-6,11	kN/m	$n_{xD}$	-0,12	kN/m	$n_{xD}$	412,29	kN/m
$m_{xD}^+$	-47,19	kNm/m	$m_{xD}^+$	-37,92	kNm/m	$m_{xD}^+$	-57,41	kNm/m
$m_{xD}^-$	<b>37,57</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{xD}^-$	12,56	kNm/m	$m_{xD}^-$	13,63	kNm/m
$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	101,96	kN/m
$m_{yD}^+$	-105,32	kNm/m	$m_{yD}^+$	<b>-139,85</b>	<b>kNm/m</b>	$m_{yD}^+$	-35,49	kNm/m
$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	<b>35,55</b>	<b>kNm/m</b>
E2			F2			G2		
$n_{xD}$	<b>-51,62</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	<b>1 086,91</b>	<b>kN/m</b>	$n_{xD}$	937,68	kN/m
$m_{xD}^+$	-36,20	kNm/m	$m_{xD}^+$	-31,73	kNm/m	$m_{xD}^+$	-36,50	kNm/m
$m_{xD}^-$	30,49	kNm/m	$m_{xD}^-$	3,02	kNm/m	$m_{xD}^-$	2,79	kNm/m
$n_{yD}$	0,00	kN/m	$n_{yD}$	479,57	kN/m	$n_{yD}$	<b>628,43</b>	<b>kN/m</b>
$m_{yD}^+$	-76,00	kNm/m	$m_{yD}^+$	-45,56	kNm/m	$m_{yD}^+$	-84,60	kNm/m
$m_{yD}^-$	-51,62	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m	$m_{yD}^-$	0,00	kNm/m

Pro základové konstrukce bylo celkově zapotřebí k posouzení 8 interakčních diagramů a z hlediska MSÚ byly veškeré podmínky splněny.

Na zjištěné skupiny návrhových vnitřních sil byl navržen základní rastr výztuže  $\varnothing 12/200$  mm ( $A_{s,prov} = 566 \text{ mm}^2/\text{m}$ ), který pokryl většinu plochy desky a pro oblasti, které nevyhovely, byly navrženy navíc příložky  $\varnothing 16/200$  mm ( $A_{s,prov} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$ ). Pro tyto návrhy výztužení byly spočítány body interakčních diagramů a sestaveny grafy.

#### Základní rastr

Výška průřezu:	$h$	400	mm
Šířka průřezu:	$b$	1 000	mm
Nominální krycí vrstva:	$c_{nom}$	30	mm
Průměr dolní výztuže:	$\varnothing_{s1}$	12	mm
Průměr horní výztuže:	$\varnothing_{s2}$	12	mm
Plocha dolní výztuže:	$a_{s1}$	566,0	$\text{mm}^2/\text{m}$
Plocha horní výztuže:	$a_{s2}$	566,0	$\text{mm}^2/\text{m}$

### Základní rastr + příločky

Výška průřezu:	$h$	400	mm
Šířka průřezu:	$b$	1 000	mm
Nominální krycí vrstva:	$c_{nom}$	30	mm
Průměr dolní výztuže:	$\varnothing_{s1}$	16	mm
Průměr horní výztuže:	$\varnothing_{s2}$	16	mm
Plocha dolní výztuže:	$a_{s1}$	1 571,0	mm <sup>2</sup> /m
Plocha horní výztuže:	$a_{s2}$	1 571,0	mm <sup>2</sup> /m

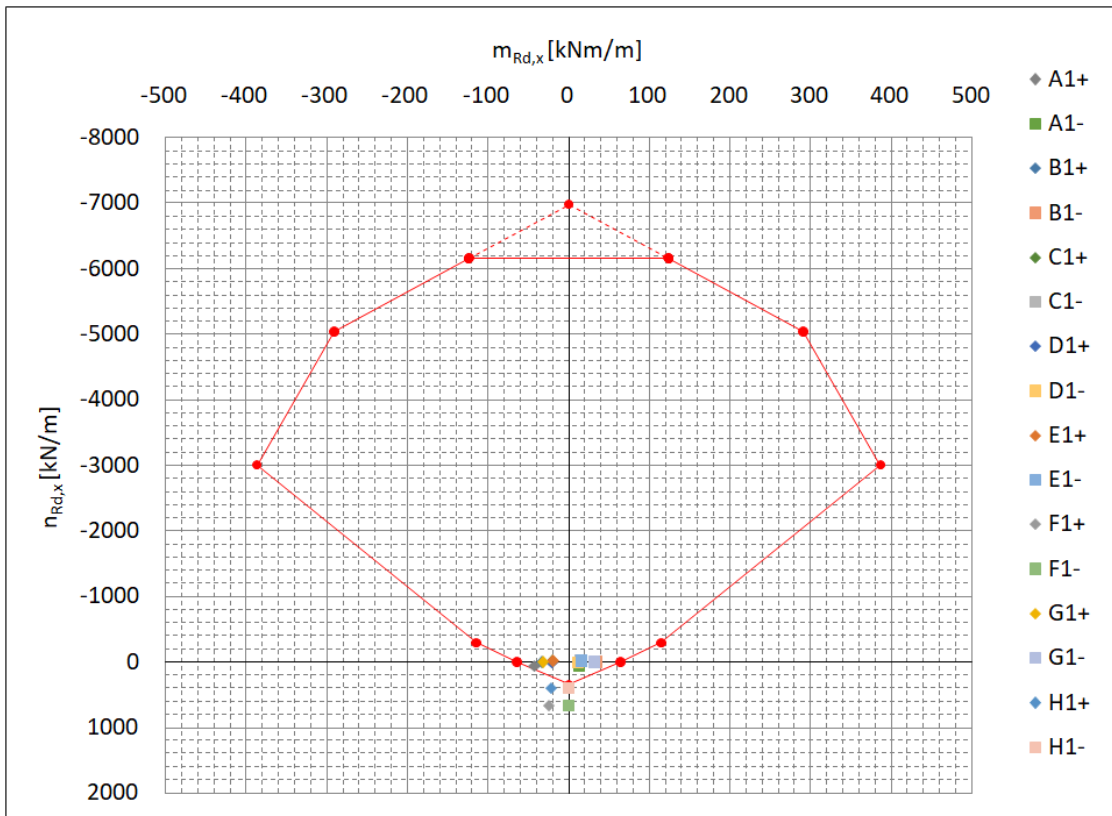
Konstrukční zásady byly také ověřeny a splněny.

### Konstrukční zásady

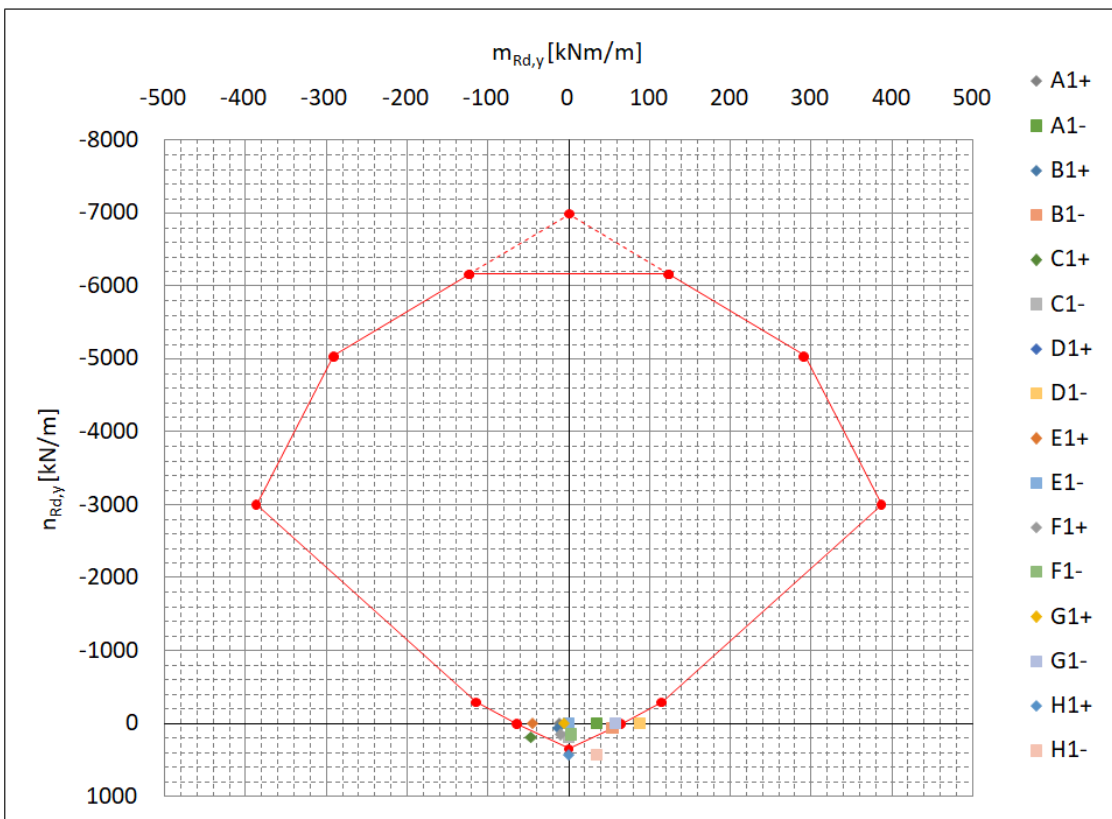
<b>Plocha výztuže průřezu</b>	$a_{s,prov}$	<b>566</b>	<b>mm<sup>2</sup> / m</b>
Minimální množství výztuže	$a_{s,min}$	487	mm <sup>2</sup> / m
Maximální množství výztuže	$a_{s,max}$	16 000	mm <sup>2</sup> / m
Minimální světlá vzdálenost	$s_{l,min}$	27	mm
Maximální osová vzdálenost	$s_{max}$	250	mm
<b>Světlá vzdálenost mezi pruty</b>	$s_l$	<b>188</b>	<b>mm</b>

<b>Plocha výztuže průřezu</b>	$a_{s,prov}$	<b>1 571</b>	<b>mm<sup>2</sup> / m</b>
Minimální množství výztuže	$a_{s,min}$	487	mm <sup>2</sup> / m
Maximální množství výztuže	$a_{s,max}$	16 000	mm <sup>2</sup> / m
Minimální světlá vzdálenost	$s_{l,min}$	27	mm
Maximální osová vzdálenost	$s_{max}$	250	mm
<b>Světlá vzdálenost mezi pruty</b>	$s_l$	<b>86</b>	<b>mm</b>

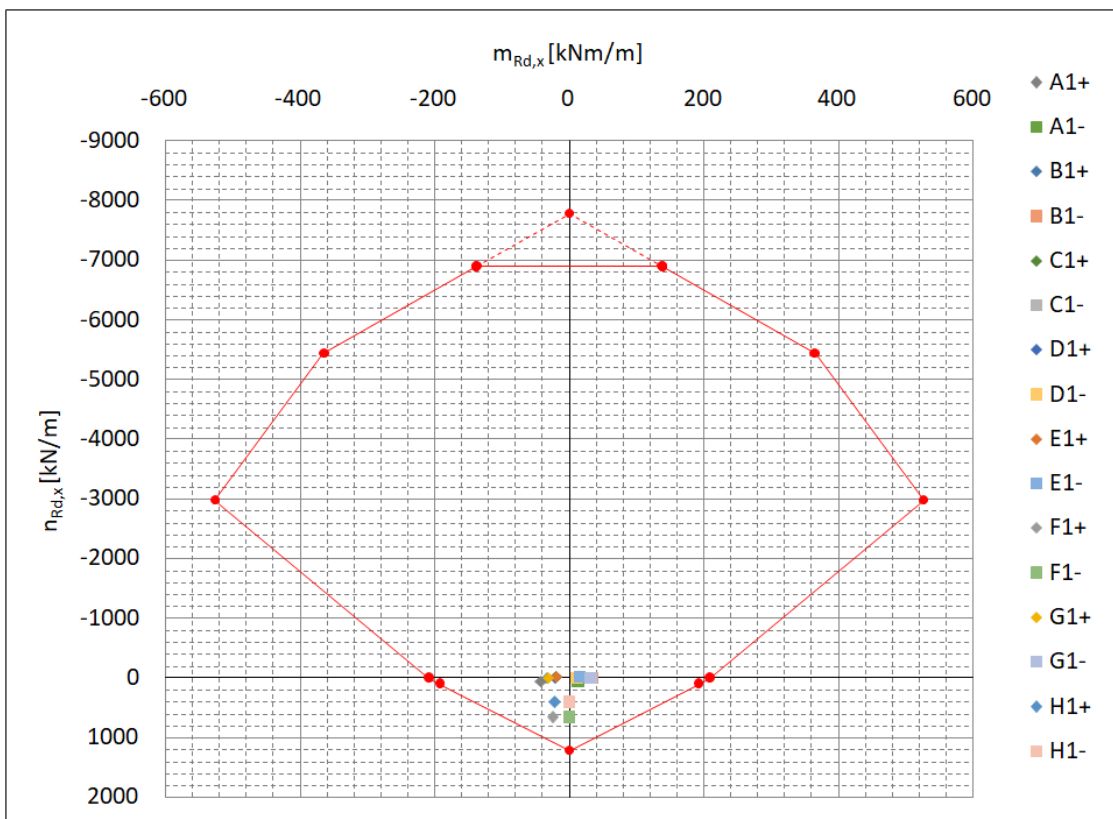
Konstrukce z hlediska MSÚ vyhovuje.



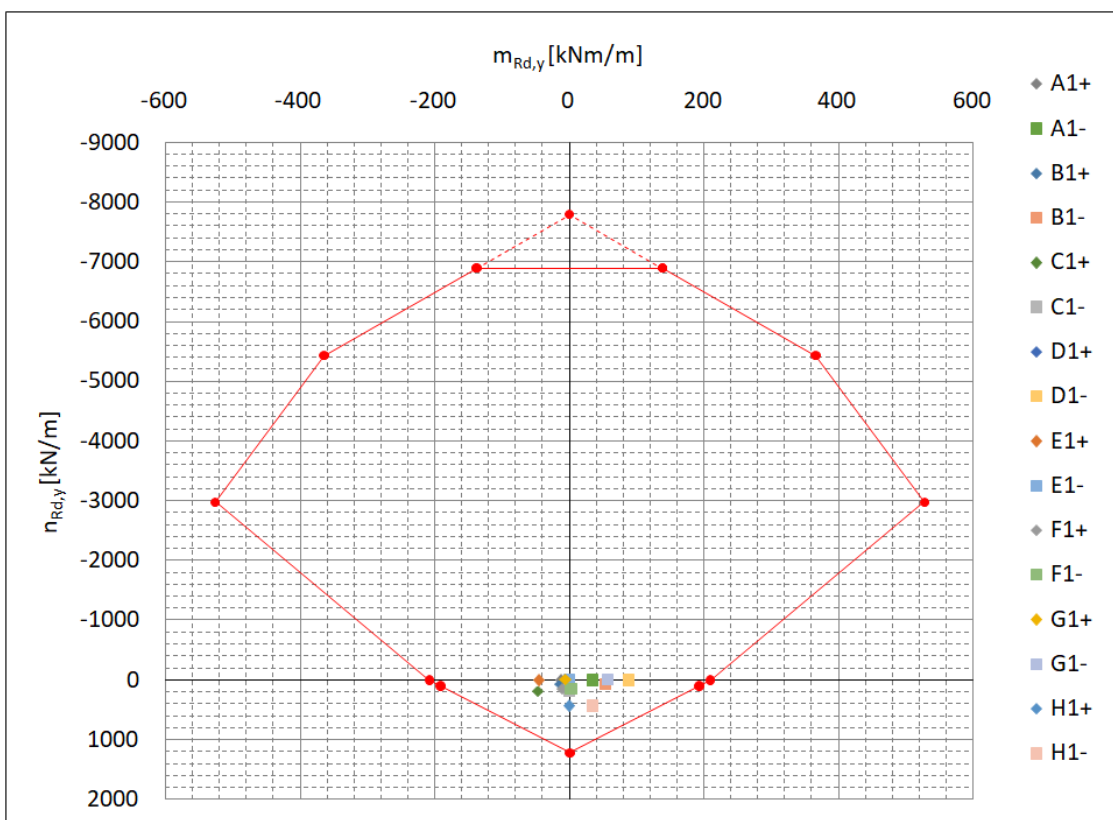
Obrázek 5.5.66: Interakční diagram 1 – základní rastr – směr X.



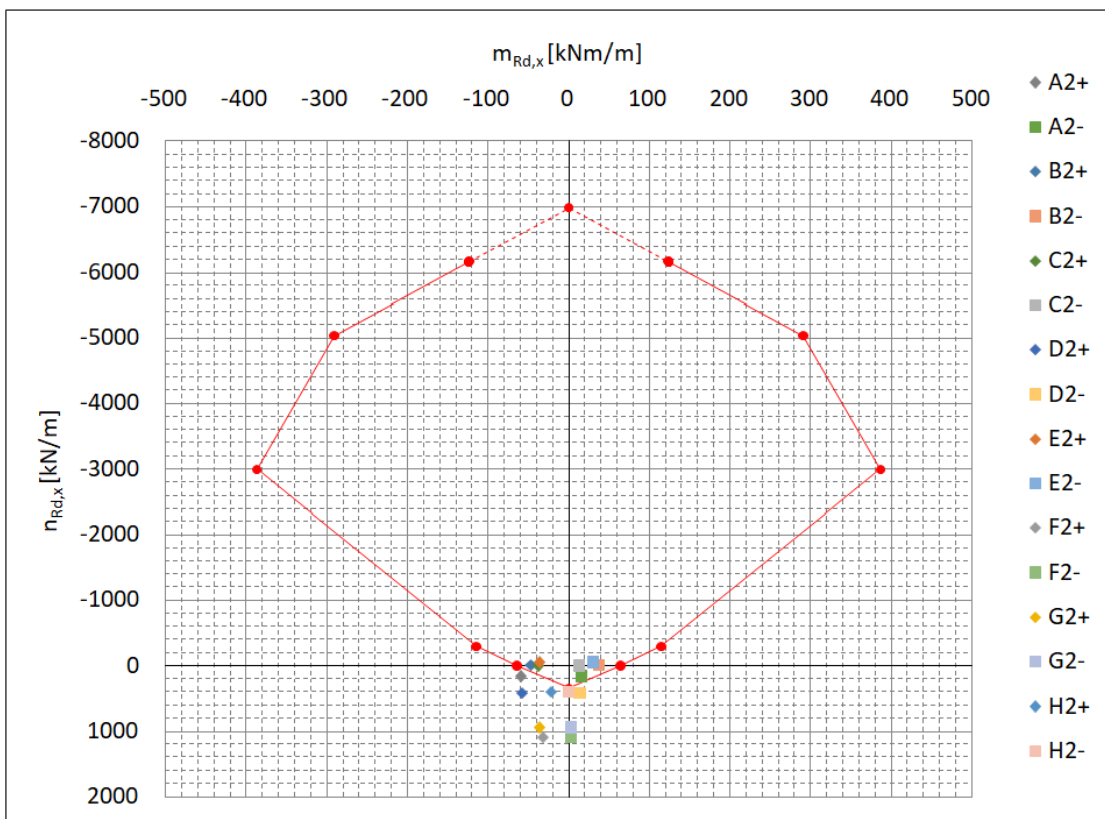
Obrázek 5.5.67: Interakční diagram 1 – základní rastr – směr Y.



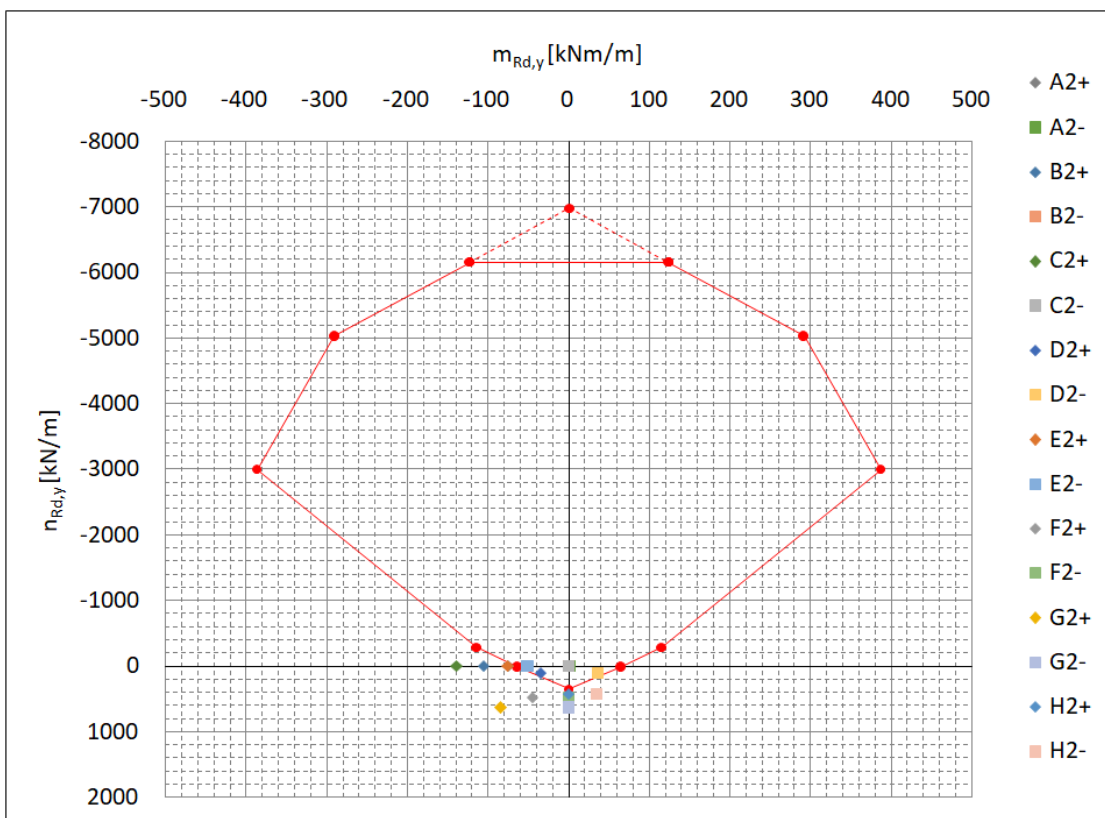
Obrázek 5.5.68: Interakční diagram 1 – základní rastr s příložkami – směr X.



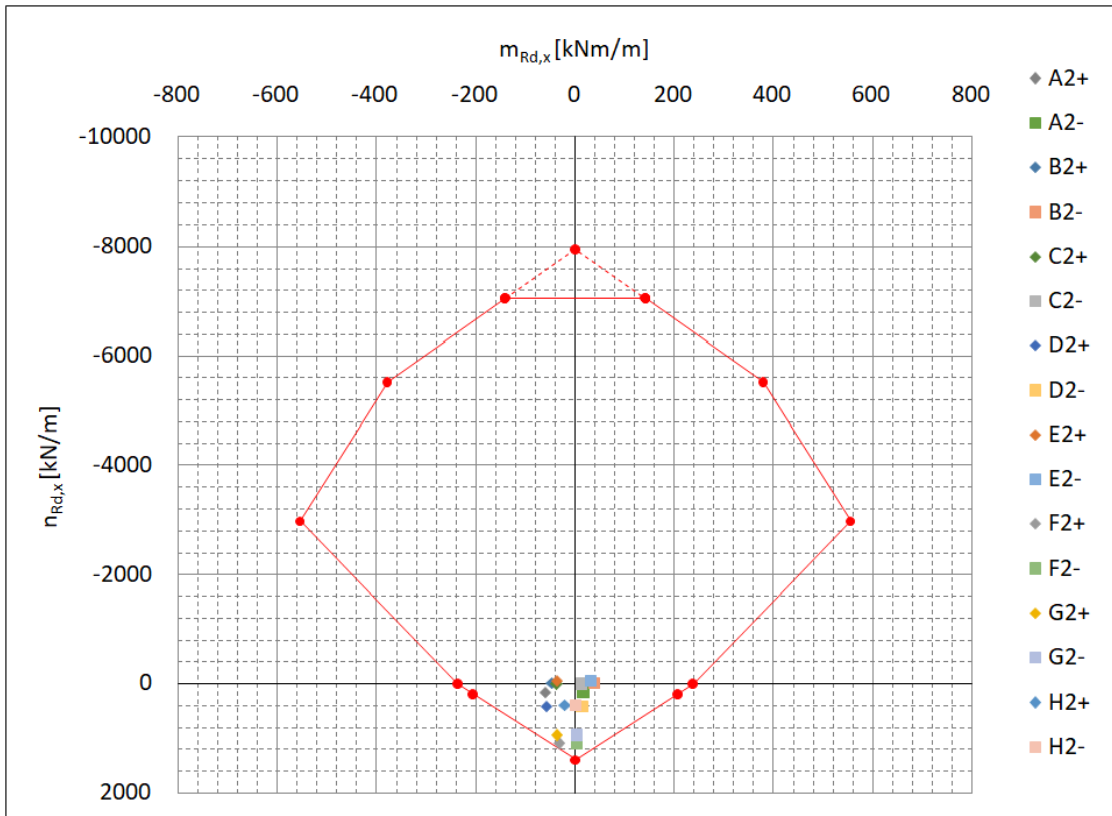
Obrázek 5.5.69: Interakční diagram 1 – základní rastr s příložkami – směr Y.



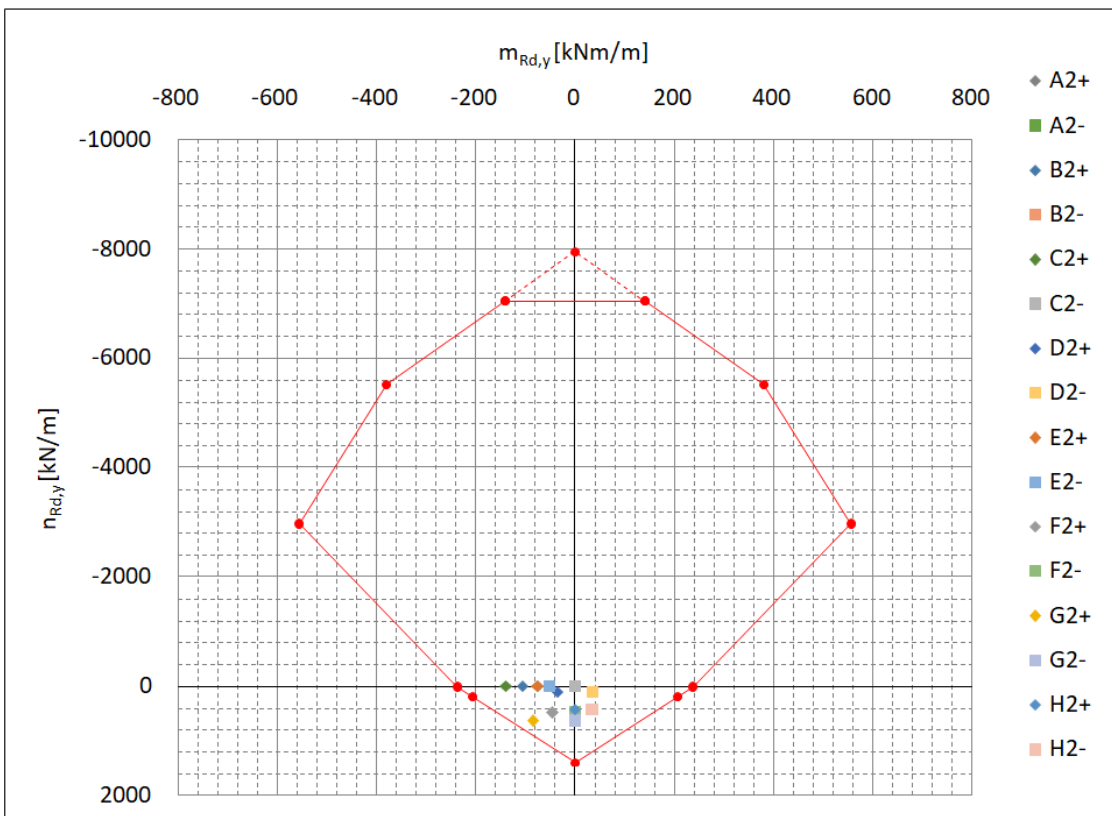
Obrázek 5.5.70: Interakční diagram 2 – základní rastr – směr X.



Obrázek 5.5.71: Interakční diagram 2 – základní rastr – směr Y.



Obrázek 5.5.72: Interakční diagram 2 – základní rastr s příložkami – směr X.



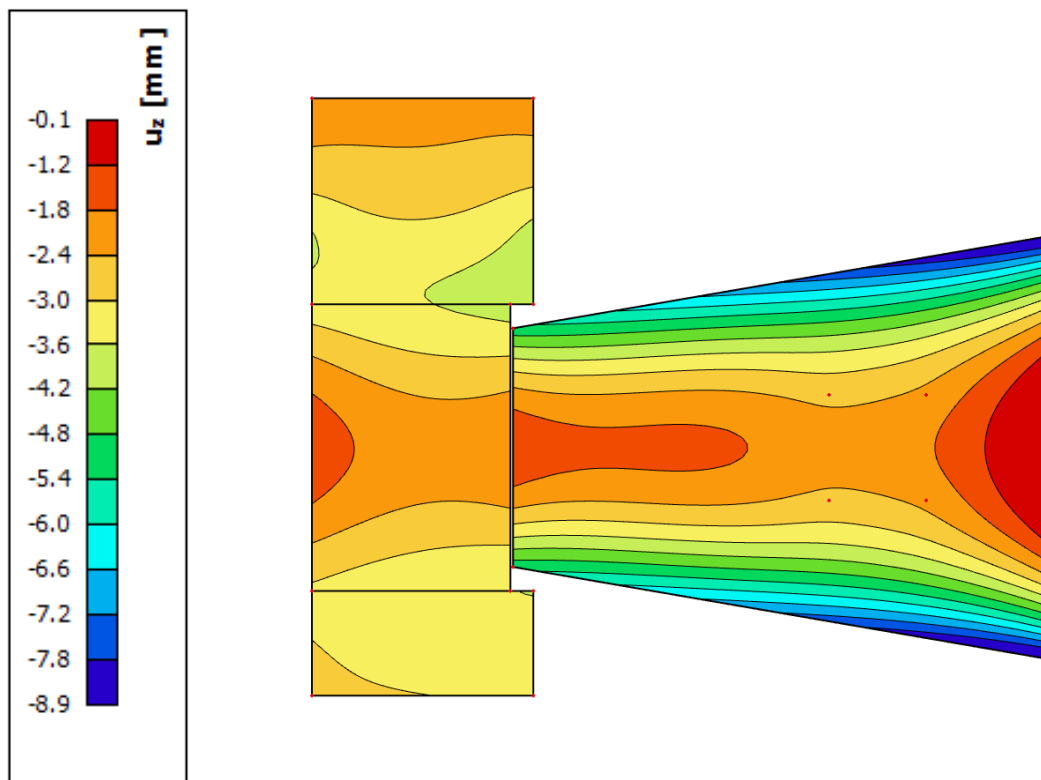
Obrázek 5.5.73: Interakční diagram 2 – základní rastr s příložkami – směr Y.



Základové konstrukce byly posouzeny i na mezní stav použitelnosti, konkrétně celkové maximální ( $s_{lim}$ ) a poměrné ( $\Delta s/L_{lim}$ ) sednutí základové desky. Pro konstrukce železobetonové staticky neurčité jsou limitní hodnoty dle ČSN EN 1997-1 [8] stanoveny na:

$$s_{lim} = 60 \text{ mm}$$

$$\Delta s/L_{lim} = 0,002.$$



Obrázek 5.5.74: Sedání základové desky

Celkové maximální sednutí:

$$s_{max} = 8,9 \text{ mm} < s_{lim} = 60 \text{ mm}.$$

Celkové průměrné sednutí:

$$\Delta s/L_{lim} = \frac{s_{max} - s_{min}}{0,5 \cdot 15\,670} = \frac{8,9 - 0,1}{0,5 \cdot 15\,670} = 0,001\,123 < \Delta s/L_{lim} = 0,002.$$

Základová deska vyhovuje.

## 6 Závěr

Cílem práce bylo seznámit čtenáře se znalostmi v oblasti tenkostěnných betonových konstrukcí, seznámit je s metodikou navrhování skořepin a bílých van a aplikovat zjištěné poznatky na reálné konstrukci. Pro tyto účely sloužil vybraný objekt kostela svatého Františka z Assisi zrealizovaný ve městě Belo Horizonte v Brazílii.

Zadaný objekt byl podroben konstrukčnímu návrhu vybraných konstrukčních prvků, a to skořepinových konstrukcí jednotlivých částí kostela. Každá skořepina byla z hlediska návrhu jedinečnou konstrukcí. Jednotlivé skořepiny byly odlišné především geometricky, a tudíž i z hlediska rozložení vnitřních sil. Výpočtová část se věnuje také návrhu založení nosné konstrukce objektu a jejího posouzení z hlediska MSÚ a MSP. Její návrh v rámci této práce byl specifický především z hlediska MSÚ. V souvislosti s šikmými skořepinami se z horní stavby do základů přenášely i horizontální síly, které způsobovaly vnitřní tahové namáhání konstrukce. Spolu s působícím ohybovým namáháním byla základová deska dimenzována na interakci normálových sil a ohybových momentů.

Z hlediska návrhu skořepinových konstrukcí je velice výhodné konstrukce navrhovat dle membránové teorie (viz Část 3.2). Pro docílení tohoto stavu je nutné dokonale navrhnout tvar konstrukce na předem definované zatížení, což není zcela jednoduché z důvodu proměnlivosti zatížení (sníh, vítr, zatížení teplotou). Z hlediska technologického postupu existují i geometrické imperfekce způsobené nepřesnostmi při betonáži prvků, které mohou optimální tvar konstrukce narušit. Je tedy zřejmé, že popsat a navrhovat skořepinové konstrukce v běžné praxi pomocí této teorie je skoro nereálné. Z toho důvodu se v dnešní praxi navrhuje konstrukce v mnoha případech právě s použitím ohybové teorie, které zohledňuje i účinky ohybových i krouticích momentů. Pro návrh dle této teorie je nutné věnovat pozornost převážně místům, kde hrozí nadměrný vznik ohybových momentů (oblasti podpor, otvorů, napojení na ostatní konstrukční prvky apod.).

Nedílnou součástí návrhu jednotlivých konstrukčních prvků je i napojování jednotlivých segmentů a technologická proveditelnost pracovních spár, především při návrhu bílých van. Z hlediska návrhu pracovních spár je důležité rozmyslet podstatné rozhodující aspekty (pře-

nos zatížení mezi jednotlivými prvky, přizpůsobení vyztužení dílčích prvků a vhodný typ těsnícího prvku). Konstrukční řešení spár není jednoduchou záležitostí, proto je nutné jej navrhovat pečlivě.

Jedním z hlavních řešených dílčích problémů byl tvar skořepinových konstrukcí. Ve výpočetním programu obecně vycházely nezanedbatelné ohybové účinky. Dá se předpokládat, že převzatá geometrie skořepinových konstrukcí není na aplikované účinky zatížení ideálního tvaru a konstrukce by mohla být optimalizována.

Dalším poznatkem bylo zjištění vlivu nesilových účinků na konstrukci skořepin. Nejdříve byly vnitřní síly na konstrukci vypočítány bez účinků smršťování a následně i včetně nich. V tomto případě mělo smršťování značný vliv na výpočetní model, zjištěné vnitřní síly a pro návrh vyztužení. Hodnoty návrhových vnitřních sil od nesilového zatížení byly vůči silovému zatížení nezanedbatelné, a proto vliv smršťování v návrhové části nešlo opomenout. Pokud by uvažován nebyl, došlo by k poddimenzování konstrukcí.

V souvislosti s těmito poznatky se lze zamyslet, v jakých případech hrají účinky smršťování velkou roli při navrhování betonových konstrukcí a kdy naopak je možné tyto účinky zanedbat. Pro relevantnější výsledky a lepší pochopení vlivu nesilových účinků se chci tomuto tématu dále věnovat s perspektivou nalezení výpočetních metod optimalizace betonových konstrukcí v tomto směru.

# Seznam obrázků

2.0.1	Střednicová plocha skořepiny – definice. . . . .	9
2.1.1	Příklady ploch s různou Gaussovou křivostí ( $\kappa$ ). . . . .	10
2.2.1	Bazilika svatého Petra, Vatikán [32]. . . . .	12
2.2.2	Opera v Sydney, Austrálie [16]. . . . .	13
2.2.3	Letové středisko TWA, New York [23]. . . . .	14
2.2.4	Sportovní hala Palazzetto dello Sport, Itálie [24]. . . . .	15
2.2.5	Kresgeho auditorium, MIT, USA [31]. . . . .	16
2.2.6	Kresgeho auditorium, MIT – průběh výstavby [38]. . . . .	17
3.0.1	Rozložení celkového napětí na membránové (uprostřed) a ohybové (vpravo). . . . .	18
3.0.2	Vnitřní silové účinky působící na vyjmutý element [35]. . . . .	19
3.1.1	Ohybový stav skořepiny – měrné vnitřní síly. . . . .	20
3.1.2	Deformace konstrukce podle Kirchhoffovy teorie [1]. . . . .	21
3.2.1	Membránový stav skořepiny – měrné vnitřní síly. . . . .	23
5.1.1	Kostel sv. Františka z Assisi [22]. . . . .	25
5.1.2	Rozčlenění navrhovaného objektu na jednotlivé segmenty. . . . .	26
5.2.1	Půdorysné schéma konstrukčního systému. . . . .	27
5.4.1	Tvarové součinitele – hlavní loď. . . . .	30
5.4.2	Tvarové součinitele – zadní část objektu. . . . .	30
5.4.3	Tvarový součinitel návěje. . . . .	31
5.4.4	Graf se součinitelem expozice $C_e(z)$ . . . . .	32
5.4.5	Rozdělení ploch pro $C_{pe,10}$ – směr 1. . . . .	34
5.4.6	Rozdělení ploch pro $C_{pe,10}$ – směr 2. . . . .	35
5.4.7	Rozdělení ploch pro $C_{pe,10}$ – směr 3. . . . .	36
5.4.8	Rozdělení ploch pro $C_{pe,10}$ – směr 4. . . . .	37
5.4.9	Graf začátku průběhu smršťování. . . . .	40
5.5.1	3D schéma geometrie konstrukce – hlavní loď. . . . .	43

5.5.2	Dimenzační moment $m_{xD}^+$	45
5.5.3	Dimenzační moment $m_{yD}^+$	45
5.5.4	Dimenzační moment $m_{xD}^-$	46
5.5.5	Dimenzační moment $m_{yD}^-$	46
5.5.6	Normálová síla $n_{xD}$	47
5.5.7	Normálová síla $n_{yD}$	47
5.5.8	Zobrazené standardní výsledky v singulární oblasti skořepiny.	48
5.5.9	Zobrazené výsledky na řezech v singulární oblasti skořepiny.	49
5.5.10	Kritická místa – skořepina – hlavní loď.	50
5.5.11	Interakční diagram – základní rastr – směr X.	53
5.5.12	Interakční diagram – základní rastr – směr Y.	53
5.5.13	Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr X.	55
5.5.14	Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.	55
5.5.15	Smykové napětí $\tau_{xy}^+$	56
5.5.16	Svislý pružný průhyb $u_z$	57
5.5.17	Šířka trhlin na spodním povrchu $w^-$	58
5.5.18	3D schéma geometrie konstrukce – oltář se sakristií.	59
5.5.19	Dimenzační moment $m_{xD}^+$	60
5.5.20	Dimenzační moment $m_{yD}^+$	60
5.5.21	Dimenzační moment $m_{xD}^-$	61
5.5.22	Dimenzační moment $m_{yD}^-$	61
5.5.23	Normálová síla $n_{xD}$	62
5.5.24	Normálová síla $n_{yD}$	62
5.5.25	Kritická místa – skořepina – oltář se sakristií.	63
5.5.26	Interakční diagram – základní rastr – směr X.	64
5.5.27	Interakční diagram – základní rastr – směr Y.	65
5.5.28	Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.	65
5.5.29	Smykové napětí $\tau_{xy}^-$	66
5.5.30	Svislý pružný průhyb $u_z$	67
5.5.31	Šířka trhlin na spodním povrchu $w^-$	67
5.5.32	3D schéma geometrie konstrukce – kaple	68
5.5.33	Dimenzační moment $m_{xD}^+$	69
5.5.34	Dimenzační moment $m_{yD}^+$	69
5.5.35	Dimenzační moment $m_{xD}^-$	70
5.5.36	Dimenzační moment $m_{yD}^-$	70

5.5.37	Normálová síla $n_{xD}$ .	71
5.5.38	Normálová síla $n_{yD}$ .	71
5.5.39	Kritická místa – skořepina – oltář se sakristií.	72
5.5.40	Interakční diagram – základní rastr – směr X.	73
5.5.41	Interakční diagram – základní rastr – směr Y.	73
5.5.42	Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.	74
5.5.43	Smykové napětí $\tau_{xy}$ .	74
5.5.44	Svislý pružný průhyb $u_z$ .	75
5.5.45	3D schéma geometrie konstrukce – sakristie.	76
5.5.46	Dimenzační moment $m_{xD}^+$ .	77
5.5.47	Dimenzační moment $m_{yD}^+$ .	77
5.5.48	Dimenzační moment $m_{xD}^-$ .	78
5.5.49	Dimenzační moment $m_{yD}^-$ .	78
5.5.50	Normálová síla $n_{xD}$ .	79
5.5.51	Normálová síla $n_{yD}$ .	79
5.5.52	Kritická místa – skořepina – oltář se sakristií.	80
5.5.53	Interakční diagram – základní rastr – směr X.	81
5.5.54	Interakční diagram – základní rastr – směr Y.	81
5.5.55	Interakční diagram – základní rastr s příložkami – směr Y.	82
5.5.56	Smykové napětí $\tau_{xy}$ .	82
5.5.57	Svislý pružný průhyb $u_z$ .	83
5.5.58	Inženýrskogeologický průzkum podloží [20].	84
5.5.59	Dimenzační moment $m_{xD}^+$ .	86
5.5.60	Dimenzační moment $m_{yD}^+$ .	86
5.5.61	Dimenzační moment $m_{xD}^-$ .	87
5.5.62	Dimenzační moment $m_{yD}^-$ .	87
5.5.63	Normálová síla $n_{xD}$ .	88
5.5.64	Normálová síla $n_{yD}$ .	88
5.5.65	Kritická místa – základové desky.	89
5.5.66	Interakční diagram 1 – základní rastr – směr X.	92
5.5.67	Interakční diagram 1 – základní rastr – směr Y.	92
5.5.68	Interakční diagram 1 – základní rastr s příložkami – směr X.	93
5.5.69	Interakční diagram 1 – základní rastr s příložkami – směr Y.	93
5.5.70	Interakční diagram 2 – základní rastr – směr X.	94
5.5.71	Interakční diagram 2 – základní rastr – směr Y.	94

5.5.72	Interakční diagram 2 – základní rastr s příloškami – směr X. . . . .	95
5.5.73	Interakční diagram 2 – základní rastr s příloškami – směr Y. . . . .	95
5.5.74	Sedání základové desky . . . . .	96

## Seznam tabulek

3.0.1	Vnitřní silové účinky působící na vyjmutý element [35]. . . . .	19
5.4.1	Hodnoty součinitelů $C_{pe,10}$ a vnějších tlaků/sání $w_{e,k}$ – směr 1. . . . .	34
5.4.2	Hodnoty součinitelů $C_{pe,10}$ a vnějších tlaků/sání $w_{e,k}$ – směr 2. . . . .	35
5.4.3	Hodnoty součinitelů $C_{pe,10}$ a vnějších tlaků/sání $w_{e,k}$ – směr 3. . . . .	36
5.4.4	Hodnoty součinitelů $C_{pe,10}$ a vnějších tlaků/sání $w_{e,k}$ – směr 4. . . . .	37
5.4.5	Stručný přehled zatěžovací stavů . . . . .	42
5.4.6	Přehled součinitelů $\gamma$ a $\Psi_0$ pro MSÚ . . . . .	42



## Reference

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 12390-8 (73 1202) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou.
- [3] ČSN 73 0540-2 – Tepelná ochrana budov – Část 2: Funkční požadavky.
- [4] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [5] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.
- [6] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.
- [7] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou.
- [8] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla.
- [9] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [10] ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb.
- [11] Sigrid Adriaenssens et al. *Shell structures for architecture: form finding and optimization*. 1. vyd. London: Routledge, 2014. DOI: 10.4324/9781315849270. URL: <https://go.exlibris.link/67TSXQdZ>.
- [12] ArchEyes. *The TWA Flight Center: Eero Saarinen's Masterpiece at JFK Airport*. [online]. [cit. 2023-12-22]. 2023. URL: <https://archeyes.com/the-twa-flight-center-eero-saarinens-masterpiece-at-jfk-airport/>.
- [13] Archiweb.cz. *Palazzetto dello Sport*. [online]. [cit. 2023-12-26]. URL: <https://www.archiweb.cz/b/palazzetto-dello-sport>.

- [14] Kai-Uwe Bletzinger a Ekkehard Ramm. „Form finding of shells by structural optimization“. *Engineering with Computers* 9.1 (1993), s. 27–35. ISSN: 0177-0667. DOI: 10.1007/BF01198251. URL: <http://link.springer.com/10.1007/BF01198251>.
- [15] Jiří Brožovský a Alois Materna. *Základy matematické teorie pružnosti*. [online]. [cit. 2024-01-01]. 2012. URL: [https://mi21.vsb.cz/sites/mi21.vsb.cz/files/unit/mat\\_teorie\\_pruznosti.pdf](https://mi21.vsb.cz/sites/mi21.vsb.cz/files/unit/mat_teorie_pruznosti.pdf).
- [16] Designing Buildings. *Sydney Opera House*. [online]. [cit. 2023-06-14]. 2022. URL: <https://architectuul.com/architecture/sydney-opera-house>.
- [17] Camila Kimi Cogima et al. „Scan-to-HBIM aplicado à igreja da Pampulha de Oscar Niemeyer“. *Gestão & Tecnologia de Projetos* 18.1 (2020-01-17), s. 117–134. ISSN: 1981-1543. DOI: 10.11606/gtp.v15i1.152828. URL: <http://www.revistas.usp.br/gestaodeprojetos/article/view/152828>.
- [18] ČBS. *Bílé vany: Vodotěsné betonové konstrukce: Technická pravidla ČBS 02*. [Praha], 2007.
- [19] ČBS. *Technická pravidla ČBS 04: Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce: DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton: (WU-Richtlinie)*. Praha, 2015.
- [20] Česká geologická služba. *Výpis z databáze dokumentovaných objektů*. Praha: Česká geologická služba, 21. listopadu 2022, Vrtná prozkoumanost [online]. [cit. 2024-01-06].
- [21] Encyclopedia of Art History. *Saint Peter’s Basilica (Rome)*. [online]. [cit. 2023-12-26]. URL: <http://www.visual-arts-cork.com/history-of-art/saint-peters-basilica.htm>.
- [22] Expedia. *Church of Saint Francis of Assisi Tours and Activities*. [online]. [cit. 2023-12-30]. URL: <https://www.expedia.com/Church-Of-Saint-Francis-Of-Assisi-Sao-Luiz.d6098666.Vacation-Attraction>.
- [23] Luke Fiederer. *AD Classics: TWA Flight Center / Eero Saarinen*. 26 Dec 2023, 2018. URL: <https://www.archdaily.com/788012/ad-classics-twa-flight-center-eero-saarinen>.
- [24] Ilconafforte. *Palazzetto dello Sport*. [online]. [cit. 2023-12-26]. 2015. URL: <https://www.ilcontrafforte.com/2015/04/25/palazzetto-dello-sport-1960/>.
- [25] Iakov Iskhakov a Yuri Ribakov. *Design Principles and Analysis of Thin Concrete Shells, Domes and Folders*. 1. vydání. CRC Press, 2015. ISBN: 9780429154027. DOI: 10.1201/b19382.

- [26] Josef Novák. *Bílé vany – konstrukční řešení*. [přednáška], Fakulta stavební ČVUT v Praze, Betonové o ocelové konstrukce (133BOKO), 2023. [cit. 2024-01-05]. URL: [https://people.fsv.cvut.cz/~novakjo6/Data/133BOKO/2PR\\_BOKO.pdf](https://people.fsv.cvut.cz/~novakjo6/Data/133BOKO/2PR_BOKO.pdf).
- [27] Thaís Couto De Oliveira. *Área da superfície e volume da Igreja de São Francisco de Assis*. [online]. [cit. 2024-01-01]. Belo Horizonte, 2017. URL: [https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/EABA-AH9MHT/1/monografia\\_thaiscouto.pdf](https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/EABA-AH9MHT/1/monografia_thaiscouto.pdf).
- [28] Nathalia Coelho Pereira. *Concepção arquitetônica e estrutural de duas obras de Oscar Niemeyer: Igreja da Pampulha e Pavilhão da Gameleira*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM012/12 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 75p. [cit. 2024-01-01]. 2012.
- [29] Nathalia Coelho Pereira, Márcio Augusto Roma Buzar a Luciano Bezzerra. „A estrutura da Igrejinha da Pampulha de Oscar Niemeyer“. *Paranoá: cadernos de arquitetura e urbanismo* 10.15 (2015-12-31), s. 53–62. ISSN: 1679-0944. DOI: 10.18830/issn.1679-0944.n15.2015.04. URL: <http://periodicos.unb.br/index.php/paranoa/article/view/11434>.
- [30] Edward Segal a Sigrid Adriaenssens. „Norfolk Scope arena: A US Dome with a Unique Configuration of Interior Ribs and Buttresses“. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures* 9 (říj. 2013), s. 189–198.
- [31] SGH. *Massachusetts institute of technology, Kresge auditorium (building W16)*. [online]. [cit. 2023-12-26]. 2016. URL: <https://www.sgh.com/project/massachusetts-institute-of-technology-kresge-auditorium-building-w16/>.
- [32] St.-Peter's-Basilica-Tickets. *A Detailed Look at What's Inside St. Peter's Basilica*. [online]. [cit. 2023-12-26]. URL: <https://www.st-peters-basilica-tickets.com/inside-st-peters-basilica/>.
- [33] Jiří Stránský. „Heinz Isler, stavitel skořepin: Heinz Isler, master builder of shell structures“. *Beton - Technologie, Konstrukce, Sanace* 9.2 (2013), s. 10–19. ISSN: 1213-3116.
- [34] Jiří Stránský a Jiří Musil. „Hledání tvaru skořepinových konstrukcí: Seeking forms of shell structures“. *Beton - Technologie, Konstrukce, Sanace* 9.6 (2014), s. 50–55. ISSN: 1213-3116.
- [35] Ladislav Šubrt. *Teorie desek a skořepin*. Vyd. 5. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN: 978-80-01-03897-0.

- [36] Martin Tipka. *Posouzení sloupu – interakční diagram*. Fakulta stavební ČVUT v Praze, 7. října 2019. [cit. 2023-12-18]. URL: [https://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka\\_soubory/NNKB/pomucky\\_NNKB\\_soubory/10\\_interakcni\\_diagram.pdf](https://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB_soubory/10_interakcni_diagram.pdf).
- [37] Lukáš Vráblík. *Skořepinové konstrukce*. [přednáška], Fakulta stavební ČVUT v Praze, Betonové konstrukce 3C (133YMVB), 29. listopadu 2022. [cit. 2023-04-02]. URL: [https://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Prednasky/2021\\_B03CK\\_Vrablik-03.pdf](https://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Prednasky/2021_B03CK_Vrablik-03.pdf).
- [38] Wikiarquitectura. *Kresge Auditorium*. [online]. [cit. 2023-12-26]. URL: <https://en.wikiarquitectura.com/building/kresge-auditorium/>.
- [39] Wikiarquitectura. *Sydney Opera House*. [online]. [cit. 2024-01-01]. URL: <https://en.wikiarquitectura.com/building/sydney-opera-house/>.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**KONSTRUKČNÍ NÁVRH KOSTELA  
SE SKOŘEPINOVOU STŘECHOU**

STRUCTURAL DESIGN OF THE CHURCH  
WITH A SHELL ROOF

**Přílohová část**

**Autor práce: Bc. Jan Rozkošný**

**Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.**

Praha 2024

# Seznam příloh

- A Zatížení 3D modelu – SCIA Engineer
- B Schéma konstrukčního systému
- C Schéma rozdělení konstrukcí na etapy betonáže
- D Výkres základů – 1. etapa
- E Výkres tvaru – 2. etapa
- F Výkres tvaru – 3. etapa
- G Výkres tvaru – 4. etapa
- H Výkres výztuže – základová deska
- I Výkres výztuže – skořepina hlavní lodi
- J Výkres výztuže – skořepina nad oltářem se sakristií
- K Výkres výztuže – skořepina nad kaplí
- L Výkres výztuže – skořepina nad sakristií