

Vysoká škola Báňská – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra stavební mechaniky

Návrh a posudek nosné konstrukce restaurace

Design and reliability assessment of structural system of restaurant building

Student:

Helena Urbánková

Vedoucí bakalářské práce:

doc. Ing. Petr Konečný, Ph.D.

Ostrava 2018

Zadání bakalářské práce

Student: **Helena Urbánková**

Studijní program: B3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb

Téma: **Návrh a posudek nosné konstrukce restaurace**
Design and reliability assessment of structural system of restaurant building

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

Práce bude zaměřena na volbu konstrukčního řešení přízemního objektu restaurace dle předběžného architektonického návrhu. Návrh a statický posudek bude zaměřen na nosnou konstrukci stropu a jeho podepření. Důraz bude kladen ohledem na efektivní statické a konstrukční řešení při dodržení architektonického záměru.

Seznam doporučené odborné literatury:

Teplý, B., Šmírák, S.: Pružnost a plasticita 2, VUT v Brně, Brno, 1992 (skriptum)

ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení stavebních konstrukcí.

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3 - Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

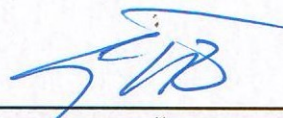
Vedoucí bakalářské práce: **doc. Ing. Petr Konečný, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2017

Datum odevzdání: 04.05.2018



doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji:

- byl jsem seznámena s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk bakalářské práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k presenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č.111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Poděkování

Ráda bych poděkovala panu doc. Ing. Petru Konečnému, Ph.D. za pedagogické vedení, cenné rady, vstřícnost, trpělivost a ochotu při zpracování mé bakalářské práce.

Chtěla bych také poděkovat panu Ing. Miroslavovi Rosmanitovi, Ph.D., který si na mne udělal čas a ochotně mi poskytl konzultaci

V neposlední řadě chci poděkovat mé rodině, která byla pro mě nenahraditelnou oporou.

Anotace

Bakalářská práce je zaměřena na návrh a posudek atypické nosné stropní desky jednopodlažní restaurace a jejich podpor dle architektonické studie. Důležitou část tvoří konstrukční návrh jednotlivých variant konstrukce stropu, z nichž byla podle zadaných kritérií vybrána ta nejvhodnější. Vhodné řešení je dále vymodelováno ve 3D v MKP softwaru. Na vnitřní síly získané ze softwaru je následně navrhována a posouzena výztuž stropní desky i nosných železobetonových stěn, a to podle mezního stavu únosnosti a použitelnosti dle platných norem. Součástí statického posudku je výkresová dokumentace výztuže stropní desky a studie objektu.

Klíčová slova

Atypická stropní deska, železobetonová masivní konstrukce, deformace střešní konstrukce, konzolové chování desky, nenosné obvodové skleněné tvárnice, minimalistická restaurace.

Abstract

The bachelor thesis is focused on the design and reliability assessment of atypical supporting ceiling slabs of one-storey restaurant and their support according to architectural studies. An important part is the structural design of the individual variants of the ceiling construction, from which the most suitable was chosen according to the specified criteria. A suitable solution is elaborated in 3D in FEM software. The internal forces from the software are following designed and assessed for the reinforcement of the ceiling and reinforced concrete walls according to the limit state of loadability and usability according to valid standards. Part of the static review is the drawing documentation of the ceiling slab reinforcement and the study of the building.

Keywords

Atypical ceiling slab, reinforced concrete massive structure, deformation of the roof structure, behavior of console plate, non-load bearing glass blocks, minimalist restaurant.

Seznam použitých značek a symbolů

Latinská písmena

A	průřezová plocha počítaného prvku	[m ²]
$a_{s,min}$	minimální plocha výztuže	[mm ²]
$a_{s,max}$	maximální plocha výztuže	[mm ²]
a_s	plocha výztuže	[mm ²]
b	šířka objektu	[m]
$c_{pe,10}$	součinitel tlaku a sil pro velké zatěžovací plochy (> 10 m ²)	[-]
c_{nom}	krycí vrstva výztuže	[mm]
c_{min}	minimální krycí vrstva výztuže	[mm]
d	délka objektu	[m]
E	modul pružnosti	[MPa]
F	intenzita prvku	[kN]
F_s	síla na mezi kluzu	[kN]
F_c	síla na mezi porušení	[kN]
f_{ck}	charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	[MPa]
f_{yk}	charakteristická pevnost oceli na mezi kluzu	[MPa]
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v tahu	[MPa]
$f_{ctk 0,05}$	dolní kvantil pevnosti betonu v tahu	[MPa]
g_{k1}	celkové stálé charakteristické zatížení od skladby střechy	[kN/m ²]
g_{k1-1}	stálé charakteristické zatížení od skladby střechy horní části	[kN/m ²]
g_{k1-2}	stálé charakteristické zatížení od skladby střechy dolní části	[kN/m ²]
g_{k2}	celkové stálé charakteristické zatížení od atiky	[kN/m]
g_{k3}	celkové stálé charakteristické zatížení od pláště obvodové stěny	[kN/m ²]
g_{k4}	celkové stálé charakteristické zatížení skleněné stěny	[kN/m ²]
g_{k5}	celkové stálé charakteristické zatížení od podlahy A	[kN/m ²]
g_{k6}	celkové stálé charakteristické zatížení od podlahy B	[kN/m ²]
g_{k7}	celkové stálé charakteristické zatížení od podlahy C	[kN/m ²]
h	výška objektu nad upraveným terénem	[m]
	maximální výška stropní desky	[mm]
h_1	minimální výška stropní desky u západního pohledu	[m]
h_2	rozdíl výšek stropní desky u západního pohledu	[m]
h_3	minimální výška stropní desky u východního pohledu	[m]

h_4	rozdíl výšek stropní desky u východního pohledu	[m]
l	výška objektu	[m]
l_1	délka stropní desky u západního pohledu	[mm]
l_2	délka stropní desky u východního pohledu	[mm]
q_{k1}	proměnné charakteristické zatížení podlah	[kN/m ²]
q_{k2}	proměnné charakteristické zatížení ploché střechy	[kN/m ²]
m_x^+	maximální návrhový kladný moment ve směru x	[kNm/m]
m_x^-	maximální návrhový záporný moment ve směru x	[kNm/m]
m_y^+	maximální návrhový kladný moment ve směru y	[kNm/m]
m_y^-	maximální návrhový záporný moment ve směru y	[kNm/m]
M_{rd}	moment na mezi únosnosti	[kNm]
N_{rd}	únosnost průřezu v tlaku	[kN]
m_{rd}	moment na mezi únosnosti	[kNm/m]
R_x	hodnota reakce ve směru x	[kN]
R_y	hodnota reakce ve směru y	[kN]
R_z	hodnota reakce ve směru z	[kN]
$R_{x,max}$	kladná hodnota reakce ve směru x	[kN]
$R_{x,min}$	záporná hodnota reakce ve směru x	[kN]
s	spád dolní hrany stropní desky	[%]
	vzdálenost hlavní nosné výztuže	[mm]
s_k	charakteristický součinitel zatížení sněhem na zemi	[kN/m ²]
$tl.$	tloušťka materiálu	[mm]
u_z	deformace materiálu ve směru z	[mm]

Řecká písmena

ϕ_{min}	součinitel plnosti tlaku	[-]
ϕ_{max}	součinitel plnosti vztlaku	[-]
γ_G	součinitel pro stálé zatížení	[-]
γ_Q	součinitel pro proměnné zatížení	[-]
γ_c	součinitel spolehlivosti betonu	[-]
γ_s	součinitel spolehlivosti oceli	[-]
ρ	objemová hmotnost	[kg/m ³]
	plošná hmotnost	[kg/m ²]

Obsah

1.	Úvod.....	11
1.1	Základní informace	12
1.2	Podrobná dispozice	13
2.	Cíl práce.....	14
2.1	Rozsah práce	14
3.	Metodika řešení.....	15
3.1	Geometrie	15
3.2	Rozbor zatížení.....	16
3.2.1	Stálá zatížení	16
3.2.2	Užitná zatížení	19
3.2.3	Zatížení sněhem	20
3.2.4	Zatížení větrem	21
3.2.4.1	Rychlost větru a dynamický tlak	21
3.2.4.2	Součinitele tlaku pro pozemní stavby.....	23
3.2.4.3	Výsledky tlaku větru na střešní konstrukci a stěny	29
3.2.4.4	Analýza větru.....	30
3.2.4.5	Výsledky analýzy	33
4.	Předběžný návrh variant stropní desky	33
4.1	Návrhy stropních desek.....	34
4.1.1	Stropní konstrukce s tloušťkou desky 200 mm	34
4.1.2	Skeletový systém – původní rozměry	34
4.1.3	Příhrada výšky 1 metru se dvěma krajními sloupy.....	36
4.1.4	Příhrada výšky 1 metru se středním sloupem	38
4.1.5	Příhrada výšky 2 metry se dvěma krajními sloupy.....	39
4.1.6	Skeletový systém – nové rozměry	40
4.1.7	Stropní konstrukce s proměnnou tloušťkou desky	40
4.2	Výsledky	42
4.2.1	Varianta č. 2 – skeletový systém – původní rozměry	42
4.2.2	Varianta č. 3 – příhrada výšky 1 metru se dvěma sloupy.....	43
4.2.3	Varianta č. 4 – příhrada výšky 1 metru se středním sloupem.....	44
4.2.4	Varianta č. 5 – příhrada výšky 2 metry.....	45
4.2.5	Varianta č. 6 – skeletový systém – nové rozměry	46
4.2.6	Varianta č. 7 – stropní konstrukce s proměnnou tloušťkou desky.....	47
4.2.7	Výpis výsledků jednotlivých variant	48
4.1	Výběr varianty.....	48
5.	Podrobný popis stropní desky s proměnnou tloušťkou.....	49

5.1	3D model.....	49
5.1.1	Geometrie restaurace	49
5.1.2	Výpočet spádu.....	50
5.1.3	Výpočet těžiště.....	51
5.1.4	Zatížení stropní konstrukce.....	52
5.2	Deformace skla.....	54
5.3	Technologie betonu.....	55
6.	Výpočet vnitřních sil.....	56
6.1	Výsledky SCIA Engineer [1]	56
6.2	Zjednodušený výpočet	59
6.3	Dimenzační momenty	60
7.	Návrh a posudek na mezní stav únosnosti	64
7.1	Charakteristika materiálu	64
7.2	Krytí výztuže	64
7.3	Požadovaná plocha výztuže	65
7.4	Posouzení výztuže	65
7.5	Konstrukční zásady	66
7.5.1	Omezení množství hlavní tahové výztuže	66
7.5.2	Maximální osová vzdálenost hlavní výztuže	67
7.5.3	Minimální světlá vzdálenost prutů.....	67
7.5.4	Minimální kotevní délka	68
7.5.5	Základní kotevní délka.....	68
7.5.6	Kotevní délka.....	68
7.5.7	Minimální kotevní délka.....	68
7.6	Stropní deska – výsledky	69
7.7	Železobetonové stěny – výsledky	71
8.	Posouzení na mezní stav použitelnosti	74
8.1	Průhyb	74
9.	Závěr	75
10.	Seznamy.....	76
10.1	Seznam obrázků.....	76
10.2	Seznam tabulek.....	79
10.3	Odkazy (citace):.....	80
	Přílohy:.....	81

1. Úvod

V nedávné minulosti jsme se mohli setkat s velikou škálou architektonických stylů od secese až po organickou architekturu, ale žádný z nich nepostihl takový rozmach jako minimalismus neboli moderní sloh. Stal se oblíbený jak ve světě, tak i u nás. V každém větším městě můžeme najít tak zvané „velké krabice“ v podobě obchodních domů či kanceláří nebo i menší „krabičky“ v podobě rodinných domků. Architekti si tento sloh oblíbili pro svou jednoduchost, estetičnost a praktičnost. Využívá jednoduchých přímých tvarů, ucelených velkých ploch. Často se krabice kombinují se surovými materiály jako je beton, sklo, dřevo či kov (vliv brutalismu). Stavby se pak neobejdou bez pohledového monolitického železobetonu, který umožňuje variabilitu geometrie samotné konstrukce a tím co nejpřesnější dodržení jejího vzhledu. Proto je kladen důraz na správné navržení výztuže do betonu a dimenzování jednotlivých betonových prvků u kterých navrhované postupy v normách u složitějších konstrukcí nemusí stačit. Vzniká tak nezbytná spolupráce mezi statikem a architektem k nalezení společné cesty ke správnému řešení jak z hlediska dodržení architektonického záměru, tak stability. Což zejména při složitějším návrhu objektu nemusí být vždycky jednoduché.

Návrh a posudek restaurace, který je hlavním cílem této bakalářské práce, musí striktně dodržet architektonickou studii. Tento požadavek však může představovat běh na dlouhou trať. Záleží nakolik je budova tvarově složitá a s jakým konstrukčním systémem počítala. Správné statické řešení představuje malého strašáka všech projektantů a architektů, kteří své břemeno velice rádi předávají dále statikům. Ti čelí nelehkému úkolu a velké výzvě se problému postavit čelem. A právě takové výzvě jsem se chtěla postavit.

Největší úkol mého projektu představuje návrh stropní desky lichoběžníkového tvaru velkého rozpětí, které chybí dostatečné podepření. Vzniká zde velký průhyb v jejím nejkrajnějším rohu. Malou pomoc při výpočtu může představovat kruhový otvor v tomto rohu pro případnou zeleň. Je na místě tato řešení porovnat, navrhnout jednotlivé varianty řešení stropu a uvážit, nejlépe i s architektem, která z variant bude nejlepší jak z hlediska statického, tak estetického, aby byl co nejlépe dodržen podtext a charakter budovy.

Projektová dokumentace objektu není založena na skutečných podkladech skutečné stavby. Veškeré výpočty zatížení vnějšími vlivy jsou tedy čistě orientační. Totéž platí o základech a navržené izolaci na železobetonové konstrukci.

1.1 Základní informace



Obrázek 1 - Vizualizace restaurace

Objekt je navržen jako novostavba občanské vybavenosti s funkcí veřejného stravování situovaný do volného prostranství v klidnější části města, ideálně přímo do přírody. Prostory jsou zcela bezbariérové a navržené pro přípravu a prodej pokrmů. Dispozice restaurace je navržena tak, aby se zde mohly konat gastronomické show, oslavy, svatby, firemní večírky a jiné společenské akce.

Restaurace je jednopodlažní nepodsklepená. Z hlediska funkce má dvě části – interiérovou ve které se nachází restaurační část s provozním zázemím a exteriérovou v podobě venkovní terasy. Jsou rozdílné jak provozně, tak materiálově a dělí je od sebe nosná železobetonová zeď. Veškeré svislé i vodorovné nosné konstrukce jsou navrženy ze železobetonu. Střecha je řešena jako plochá nad celou zastavěnou plochou se spádem 3 %. Základy tvoří železobetonový rošt pod úroveň terénu v nezámrazné hloubce a nejsou součástí výpočtu ani návrhu.

1.2 Podrobná dispozice

Objekt tvoří jedno nadzemní podlaží, které je nepodsklepené. Dispozičně je rozdělen na dvě části, a to část interiérovou a exteriérovou společně zakončenou stropní deskou nepravidelného půdorysu, na nichž se nachází plochá jednoplášťová střecha. Dominantou této střechy je kruhový otvor v rohu desky vytvořený pro následný růst stromu na exteriérové restaurační terase.

Interiérová část se dále člení na provozní a restaurační úsek. Půdorysně jsou oba úseky obdélníkového tvaru s jedním společným vstupním vchodem na západní straně. Restauráční úsek v jižní části objektu z většiny tvoří skleněné obvodové panely, které nezastávají nosnou funkci. Prostor je otevřený a prosvětlený ze tří světových stran. Provozní úsek v severní části se skládá ze železobetonových nosných obvodových stěn. Jednotlivé provozy dělí nenosné příčky z pórobetonu. V této části jsou zabudované veškeré místnosti pro chod restaurace (kuchyň, sklad, bar), zázemí personálu a hygienické zařízení.

Exteriérová část má půdorys ve tvaru U. Nachází se na jižní a západní straně. Slouží jako terasa a venkovní posezení pro zákazníky. Její hlavní funkcí je především přestup z venkovního prostředí do zádveří restaurace.



Obrázek 2 – Půdorys restaurace ve vizualizaci

2. Cíl práce

Hlavním cílem mé bakalářské práce je skloubit návrh vycházející z architektonické studie minimalistické restaurace s možnostmi konstrukčního a materiálového řešení, a to s ohledem na navrhování jednotlivých železobetonových prvků konstrukce. Návrh a posudek je zaměřen na konstrukci stropní desky a její podepření v podobě nosných stěn.

Díličními cíli jsou:

- návrh konstrukce stropu, v několika variantách stropní desky,
- výběr optimálního řešení z hlediska statického působení, které musí zároveň vyhovovat i estetické vizi restaurace,
- návrh vhodných rozměrů desky a podpor společně s výztuží do betonu,
- posudek únosnosti a použitelnosti z hlediska průhybu,
- příprava výkresové dokumentace objektu a výztuže.

2.1 Rozsah práce

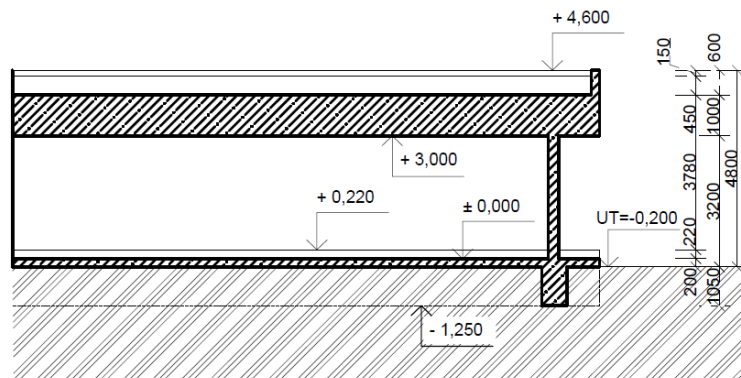
Samotný návrh a výpočet je koncipován do tří hlavních částí. První část obsahuje nástin jednotlivých variant stropní konstrukce, které jsem následně vymodelovala a předběžně spočítala v programu SCIA Engineer 17.1 [1]. Za nejvhodnější model byl vybrán ten, jenž dodržoval všechny stanovené požadavky v tomto pořadí – nejnižší průhyb, dodržení architektonického zadání, velikost vnitřních sil, jednoduchost a originalita. Ve druhé části je tato varianta vymodelována kompletně ve 3D v programu SCIA Engineer 17.1 [1] a porovnána s ručním výpočtem. Třetí část obsahuje výpočet vnitřních sil a deformací, které jsou taktéž vygenerované z programu SCIA Engineer 17.1 [1]. Čtvrtá část se zabývá návrhem a posudkem výztuže do betonu.

3. Metodika řešení

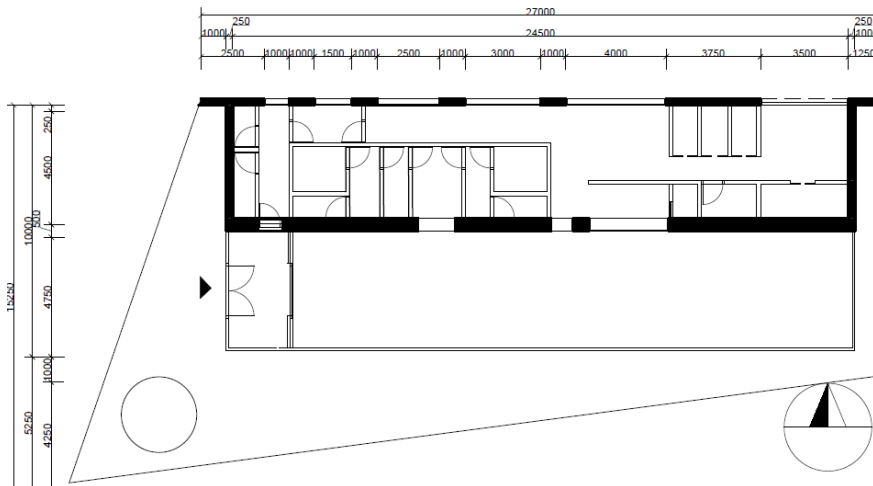
Postup metodik řešení je následující:

- výpočet stálého a proměnného zatížení působící na konstrukci,
- analyzovat a vybrat správné řešení větru na konstrukci,
- navrhnout a vymodelovat výpočetní model různých variant stropní konstrukce – zaměřit se na jejich výsledky a správně zvolit vhodné řešení,
- vybrané řešení stropní desky detailněji vymodelovat kompletně ve 3D modelu spolupůsobením železobetonových stěn s vypočteným zatížením,
- vygenerovat vnitřní síly působící na desce a následně je porovnat se zjednodušeným řešením výpočtu vnitřních sil,
- ručně navrhnout výztuž desky a nosných stěn a posoudit podle mezního stavu únosnosti a použitelnosti.

3.1 Geometrie



Obrázek 3 -Příčný řez



Obrázek 4 - Půdorys

3.2 Rozbor zatížení

Na konstrukci působí tato zatížení – stálé, užité, zatížení sněhem a větrem. Výpočet zatížení v následujících podkapitolách je vytvořen a zapsán formou tabulek pro přehlednější orientaci. Gravitační zrychlení má hodnotu $9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$.

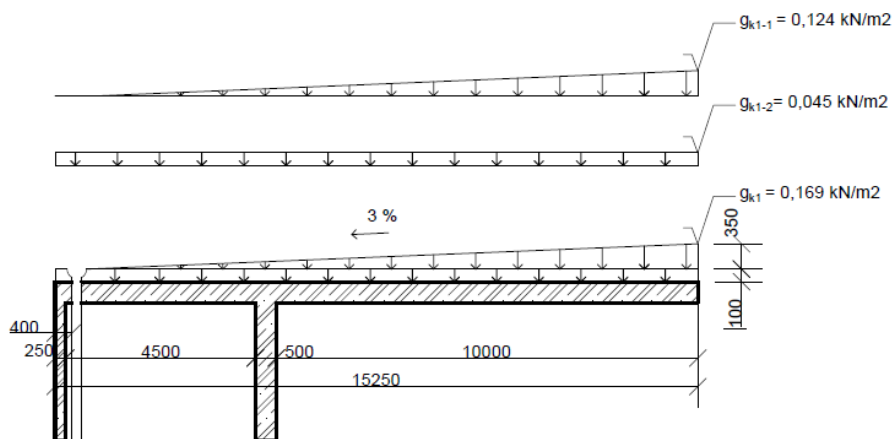
3.2.1 Stálá zatížení

Jednotlivá stálá zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách a provedeny dle normy ČSN EN 1991-1-1 [4]. Uvažována byla tato zatížení – od vlastní tíhy střešního pláště, od střešní atiky, skladeb podlah v nadzemním podlaží, tíhy obvodového pláště a skleněné stěny. Pro další výpočet a analýzu konstrukce je nejpodstatnější zatížení od vlastní tíhy střešního pláště, kde neuvažujeme s vlastní tíhou stropní desky. Ta bude následně vygenerována v programu SCIA Engineer 17.1 [1].

Tabulka 1 - Skladba střechy

Popis zatížení	ρ	ρ	$tl.$	Výpočet zatížení	g_{kl}
	[kg/m ²]	[kg/m ³]	[mm]		[kN/m ²]
Elastek 40 Graphite (SBS modif. asfaltový pás)	2,8	-	4,5	$2,8 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,027
Elastek 30 sticker ultra G.B. (SBS modif. asfaltový pás)	1,8	-	3	$1,8 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,018
Spádové klíny EPS 100 (tepelná izolace)	-	23	450	$23 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,45$	0,102
Insta-Stik STD (Lepidlo)	-	-	-	-	-
Glastek AL 40 Mineral (SBS modif. asfaltový pás)	2,3	-	4	$2,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,023
Dekprimer (emulze)	-	-	-	-	-
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:					0,169

Charakteristické stálé zatížení skladby střechy má kvůli spádu lichoběžníkový tvar zatížení. Vrstva tepelné izolace je proto rozdělena na dvě části, a to na část g_{kl-1} ve vrchní části skladby střechy a g_{kl-2} ve spodní části skladby střechy. Obě dvě části jsou součástí skladby spádu střechy. Schéma a výsledky jsou znázorněny níže (Obrázek 5).



Obrázek 5 - Schéma stálého zatížení od skladby střechy

Přepočet zatížení:

$$g_{kl-1} = 0,027 + 0,018 + 0,023 \cdot 9,81 \cdot 0,35 = 0,124 \text{ kN/m}^2$$

Výpočet obsahuje dva asfaltové pásy z vnější – vrchní strany skladby a stálé zatížení na tloušťku tepelné izolace 350 mm.

$$g_{kl-2} = 0,023 + 0,023 \cdot 9,81 \cdot 0,1 = 0,045 \text{ kN/m}^2$$

Výpočet obsahuje emulzi, asfaltový pás a lepidlo z vnitřní – spodní strany skladby a stálé zatížení na tloušťku tepelné izolace 100 mm.

Tabulka 2 - Vlastní tíha od atiky

Popis zatížení	γ	Rozměry $b \cdot h$	Výpočet zatížení	g_{k2}
	[kN/m ³]	[mm · mm]		[kN/m]
Atika z cihelných tvárnic	18	200 x 600	$0,2 \cdot 0,6 \cdot 18$	2,16
Zařízení a úpravy na atice (odhad)	-	-	$\gamma = 0,5 \text{ kN/m}$	0,5
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:				2,66

Tabulka 3 - Skladba obvodového pláště železobetonové nosné stěny

Popis zatížení	ρ	ρ	$tl.$	Výpočet zatížení	g_{k3}
	[kg/m ²]	[kg/m ³]	[mm]		[kN/m ²]
Nenasákavá hydroizolace	1,6	-	1,5	$1,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,016
Ocelová kotva	-	-	-		-
Polystyren EPS	0	32	200	$32 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,2$	0,063
Vnější pohledový beton Easycrrete	0	2600	50	$2600 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,05$	1,275
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:					1,354

Tabulka 4 - Vlastní tíha skleněné obvodové stěny

Popis zatížení	ρ	h	$tl.$	Výpočet zatížení	g_{k4}
	[kg/m ³]	[mm]	[mm]		[kN/m]
Skleněný obvodový plášť	2400	3000	50	$2400 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,05 \cdot 3$	3,532
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:					3,532

Tabulka 5 - Skladba podlahy A (technické místnosti)

Popis zatížení	ρ	ρ	$tl.$	Výpočet zatížení	g_{k5}
	[kg/m ²]	[kg/m ³]	[mm]		[kN/m ²]
Keramická dlažba RAKO	23	-	10	$23 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,226
Lepící tmel	0,3	-	6	$0,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,003
Ochranná hydroizolační hmota	3	-	2	$3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,029
Penetrace	-	-	-	-	-
Roznášecí betonová mazanina	-	2500	55	$2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,055$	1,349
Deksepar	0,185	-	0,2	$0,185 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,002
Dekperimeter SD 150	-	23	80	$23 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,08$	0,018
Ochranná betonová mazanina	-	2500	60	$2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,06$	1,472
Glastek 40 Special Mineral	3	-	4	$3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,029
Dekprimer (emulze)	-	-	-	-	-
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:					3,128

Tabulka 6 - Skladba podlahy B (restaurace)

Popis zatížení	ρ	ρ	$tl.$	Výpočet zatížení	g_{k6}
	[kg/m ²]	[kg/m ³]	[mm]		[kN/m ²]
Egger floorclic domus 31 4V	4,819	-	10	$4,819 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,047
Tlumící podložka Tuplex	-	48	3	$48 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,003$	0,001
Deksepar	0,185	-	0,2	$0,185 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,002
Roznášecí betonová mazanina	-	2500	60	$2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,06$	1,472
Deksepar	0,185	-	0,2	$0,185 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,002
Dekperimeter SD 150	-	23	80	$23 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,08$	0,018
Ochranná betonová mazanina	-	2500	60	$2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,06$	1,472
Glastek 40 Special Mineral	3	-	4	$3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,029
Dekprimer (emulze)	-	-	-	-	-
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:					3,043

Tabulka 7 - Skladba podlahy C (terasa)

Popis zatížení	ρ	ρ	$tl.$	Výpočet zatížení	g_{k7}
	[kg/m ²]	[kg/m ³]	[mm]		[kN/m ²]
Nášlapná vrstva - dřevo	16,9	-	10	$16,9 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,166
Lepící tmel	0,3	0	6	$0,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,003
HI betonové desky	5,5	-	4,5	$5,5 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,054
Dekdren G8	0,45	0	8	$0,45 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,004
Elastek 40 special mineral	4,54	-	4	$4,54 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,045
Polydek EPS 100	-	25	150	$2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 0,15$	0,037
Pojistná a parotěsnicí vrstva dekglass G200 S40	5,1	-	-	$5,1 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$	0,050
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:					0,358

3.2.2 Užitná zatížení

Užitná zatížení jsou uvedena v charakteristických hodnotách a provedeny dle normy ČSN EN 1991-1-1 [4]. Uvažována byla tato zatížení – od podlahy v nadzemním podlaží kategorie C a od provozu na střeše kategorie H.

Tabulka 8 - Podlaha

Popis zatížení	q_{k1}
	[kN/m ²]
Kategorie C -> C1 (Plochy se stoly atd., např. ve školách, kavárnách, restauracích, jídelnách, čítárnách, recepcích)	3
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:	
	3

Tabulka 9 - Plochá střecha

Popis zatížení	q_{k2}
	[kN/m ²]
Kategorie střechy H – nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby, oprav	0,75
Σ SUMA – celkové charakteristické zatížení:	
	0,75

Užitné zatížení ploché střechy kategorie H se neuplatní. Charakteristická hodnota zatížení sněhem se rovná stejné hodnotě.

$$g_{k2} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \quad \equiv \quad s_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3 Zatížení sněhem

Výpočet zatížením sněhem je provedeno dle normy ČSN EN 1991-1-3 [5]. Jedná se o plochou střechu se spádem 3 % ukončenou vylehčenou atikou o výšce 600 mm. Základní údaje o objektu a jejich parametry, potřebné k výpočtu zatížení sněhem jsou vypsány v tabulce (viz **Tabulka 10**).

Charakteristická hodnota zatížení sněhem:

$$s = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (1)$$

- μ_l tvarový součinitel ploché střechy,
- C_e součinitel expozice – typ krajiny,
- C_t tepelný součinitel,
- s_k charakteristický součinitel zatížení sněhem na zemi.

Tabulka 10 - Parametry zadání

Zadání		
Lokalita	Ostrava	
Typ krajiny	normální	
Střecha	tepelně izolovaná	
Sklon střechy	1,72 °	
Řešení		
μ_l	0,8	[-]
C_e	1	
C_t	1	
s_k	0,93	[kN/m ²]

Obrázek 6 - zatížení sněhem s_k [8]

Dosažením do vztahu (1) dostaneme:

$$s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,93 = 0,744 \text{ kN/m}^2 \cong 0,75 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Zatížení větrem

Následující postup výpočtu je proveden podle normy ČSN EN 1991-1-4 [6]. Norma nám přesně nedefinuje výpočet tlaku větru na konstrukci u složitěji půdorysně řešených objektů. Člení střešní konstrukce na plně uzavřené nebo definované jako přístřešek. Jelikož střecha restaurace je řešena celoplošně jak přes exteriérovou terasu, tak přes uzavřenou část restaurace, doplnila jsem rozbor větru o analýzu větru (viz. kapitola 3.2.4.4). Nachází se zde několik druhů výpočtu tlaku větru na konstrukci a v závěru je vybrána ta nejkritičtější z nich. Výsledky a výběr zatížení větrem podrobněji v kapitole 3.2.4.5.

Základní informace:

- lokalita: Ostrava,
- větrová oblast – kategorie terénu II.

3.2.4.1 Rychlost větru a dynamický tlak

Základní rychlost větru se vypočte ze vztahu:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s} \quad (2)$$

- c_{dir} součinitel větru – běžná hodnota 1,
- c_{season} součinitel ročního období – běžná hodnota 1,
- $v_{b,0}$ výchozí základní rychlost větru – z mapy větrných oblastí.

Výpočet referenční výšky (viz [Tabulka 11](#)):

Tabulka 11 - Určení referenční výšky

Popis	h [m]	b [m]	d [m]	Podmínka $h \leq b$	Rozdělení zatížení	$z_e = h$ [m]
Referenční výška h (podélný směr)	4,8	25	10	$4,8 \leq 25$	konstantní zatížení	4,8
Referenční výška h (příčný směr)	4,8	10	25	$4,8 \leq 10$	konstantní zatížení	4,8

Drsnost terénu je vyjádřena vzorcem (3):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3)$$

- pro kategorii terénu II – $z_{min} = 2 \text{ m}$, $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ a $z_0 = 0,05$,
- platí pro podmínku: $z_{min} \leq z \leq z_{max} \dots\dots 2 \text{ m} \leq 4,8 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$ **splněno**,
- k_r součinitel terénu, vypočte se podle vztahu z rovnice (4).

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19 \quad (4)$$

Dosazením do rovnice (3):

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{4,8}{0,05}\right) = 0,8672$$

Střední rychlost větru je dána:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,8672 \cdot 1,0 \cdot 25 = 21,681 \text{ m/s} \quad (5)$$

- c_r součinitel drsnosti terénu, uveden v rovnici (3),
- c_0 součinitel ortografie, v běžných případech roven hodnotě 1,
- v_b základní rychlost větru, hodnota uvedena v rovnici (2).

Intenzita turbulence větru se spočte podle vztahu:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{4,8}{0,05}\right)} = 0,219 \quad (6)$$

- platí pro podmínku: $z_{min} \leq z \leq z_{max} \dots\dots 2 \text{ m} \leq 4,8 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$ **splněno**,
- k_I součinitel turbulence, v běžných případech roven hodnotě 1,
- c_0 součinitel ortografie, v běžných případech roven hodnotě 1,
- z_0 parametr drsnosti terénu, $z_0 = 0,05$.

Maximální dynamický tlak stanovuje rovnice:

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

- I_v intenzita turbulence větru, hodnota z rovnice (6),
- ρ měrná hmotnost vzduchu, hodnota z národní přílohy 1,25 kg/m³,
- v_m střední rychlost větru, hodnota z rovnice (5).

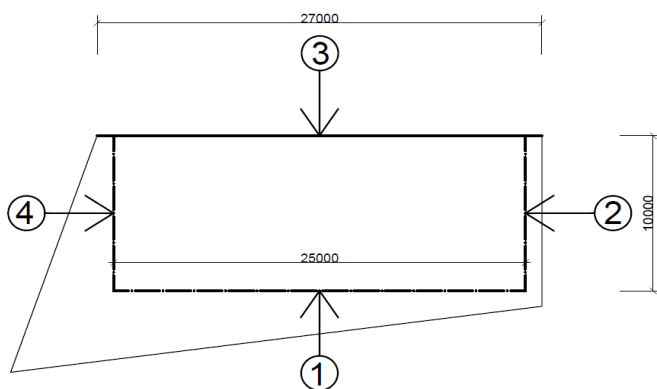
Dosazením do vztahu (7) dostaneme výsledek:

$$q_p(z) = [1+7 \cdot 0,219] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 21,681^2 = 744,33 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = \mathbf{0,74433 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}$$

3.2.4.2 Součinitele tlaku pro pozemní stavby

Kapitola je rozdělena do tří částí. První část obsahuje schéma a výpočet hodnot součinitelů vnějšího tlaku pro svislé stěny restaurace. Zbývající dvě části definují výpočet hodnot součinitelů vnějšího tlaku na střešní konstrukci. Jelikož plochá střecha zakrývá část restaurační i terasovou, není v normě přesně určeno, zda by se mělo s objektem uvažovat jako s plně uzavřeným nebo otevřeným. Proto byly navrženy dvě varianty pro výpočet součinitelů vnějšího tlaku, a to pro pultové přístřešky jako varianta A), pro ploché střechy jako varianta B). Od třetí varianty obsahující kombinaci přístřešku i ploché střechy bylo opuštěno pro její složitost. Obě dvě varianty jsou dále vymodelovány v programu SCIA Engineer 17.1 [1] a následně porovnány. Nejrizikovější z nich je vybrána pro další výpočet konstrukce restaurace.

Schéma a výpočet součinitelů vnějšího tlaku pro svislé stěny:



Obrázek 7 - Schéma působení větru (půdorys)

Tabulka 12 - Půdorysné rozměry stěn

Stěny	b [m]	d [m]	h [m]
1)	25	10	4,8
2)	10	25	
3)	27	10	
4)	10	25	

- b kolmý rozměr na směr větru,
- d rovnoběžný rozměr na směr větru,
- h výška objektu.

Výpočet součinitelů tlaku $\phi_{\min,10}$ určíme podle poměru:

Stěna 1) a 3) $h/d = 4,8/10 = 0,480 \equiv 0,5$

Stěna 2) a 4) $h/d = 4,8/25 = 0,192 \equiv 0,2$

Výsledky součinitelů tlaku:

Stěna 1) a 3)	A	$c_{pe,10} = -1,2$	Stěna 2) a 4)	A	$c_{pe,10} = -1,2$
	B	$c_{pe,10} = -0,8$		B	$c_{pe,10} = -0,8$
	C	$c_{pe,10} = -0,5$		C	$c_{pe,10} = -0,5$
	D	$c_{pe,10} = +0,73$		D	$c_{pe,10} = +0,7$
	E	$c_{pe,10} = -0,37$		E	$c_{pe,10} = -0,3$

Výpočet hodnoty e :

$$e = \min \{b_1; b_2; b_3; b_4; 2 \cdot h\} = \min \{25; 10; 25; 10; 2 \cdot 4,8 = 9,6\} = 9,6$$

$$e < d \quad 9,6 < 10; 25; 10; 25$$

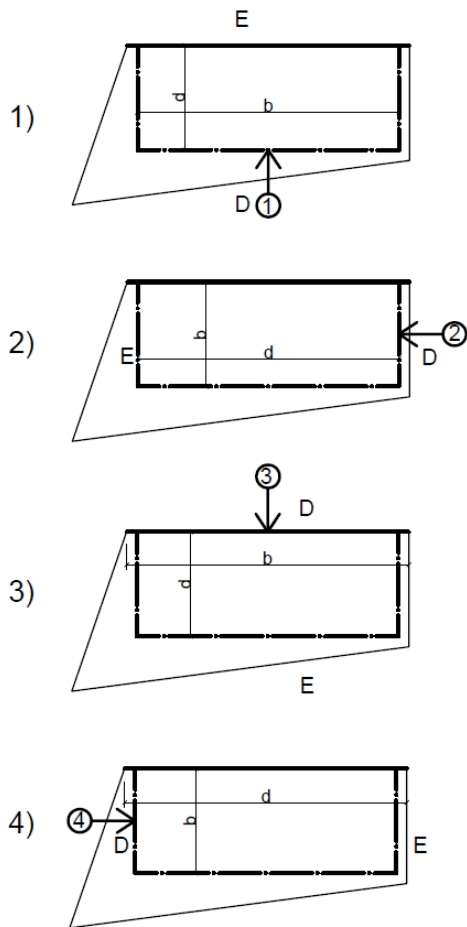
splněno

Šířky oblastí (viz **Tabulka 13**):

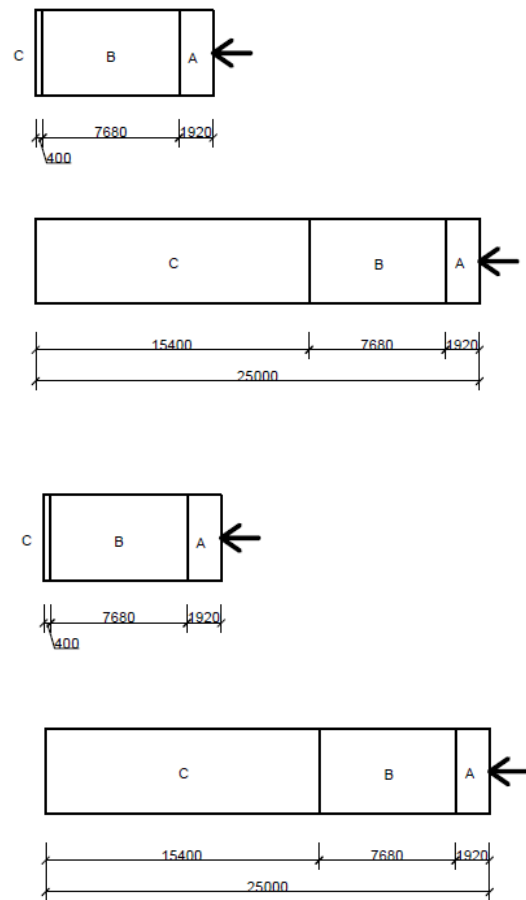
Tabulka 13 - Výpočet šířky oblastí

Zóna	Vzorec	Výpočet	\check{s} [m]
A+B	e	-	9,6
A	$e/5$	$9,6/5$	1,92
B	$4/5 e$	$4/5 \cdot 9,6$	7,68
C ₁) a C ₃)	$d-e$	$10 - 9,6$	0,4
C ₂)		$25 - 9,6$	15,4
C ₄)		$27 - 9,6$	17,4

Schéma zón pro svislé stěny:

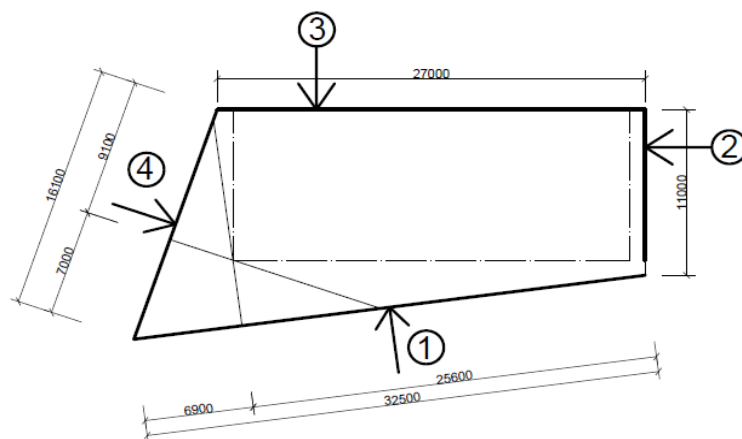


Obrázek 8 - Půdorys zón



Obrázek 9 - Pohledy zón

Schéma a výpočet součinitelů vnějšího tlaku pro přístřešek:



Obrázek 10 - Schéma působení větru (půdorys)

Tabulka 14 - Půdorysné rozměry přístřešek A)

	min $\phi=1$	min $\phi=0$	zleva	
Přístřešek A)	Plný [m]	Prázdný [m]	b [m]	d [m]
1)	25,6	6,9	32,5	16,1
2)	10	1	11	32,5
3)	27	0	27	11
4)	9,1	7	16,1	27

Výpočet a výsledky součinitelů tlaku ϕ určíme podle sklonu střechy ve stupních (viz **Tabulka 15**):

Tabulka 15 - Součinitelé tlaku u přístřešku

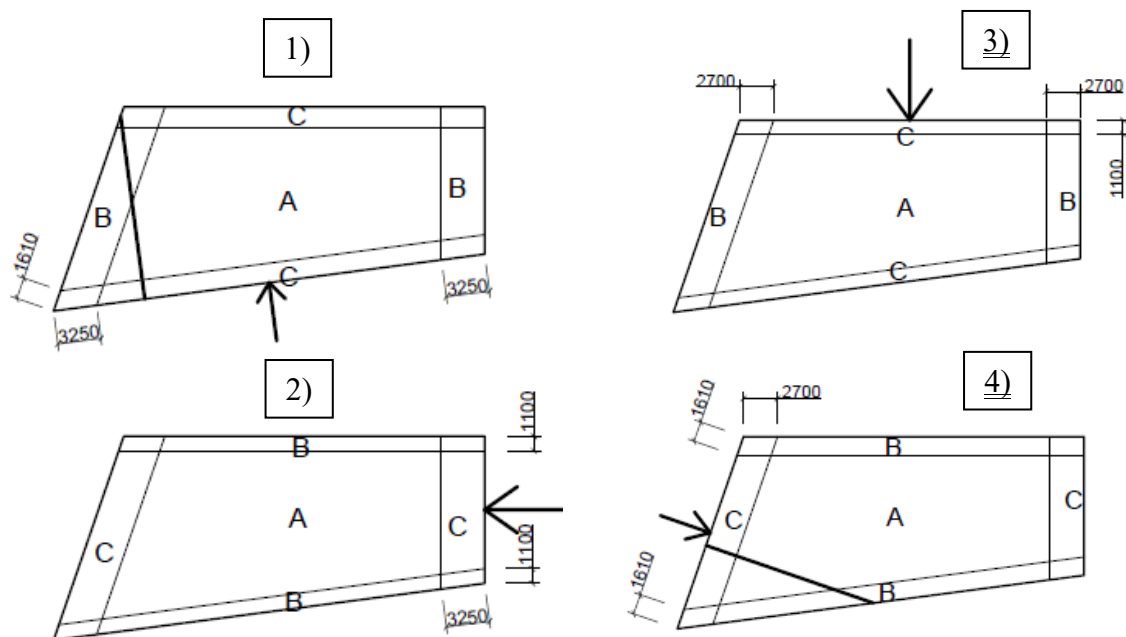
Úhel	Zóny	Max ϕ	Min $\phi=0$	Min $\phi=1$
1,72°	A	0,6	-0,78	-1,53
	B	1,9	-1,43	-1,94
	C	1,17	-1,54	-2,3

Šířky jednotlivých oblastí jsou vypsány a spočteny v níže položené tabulce (viz **Tabulka 16**):

Tabulka 16 - Šířky zón u přístřešku

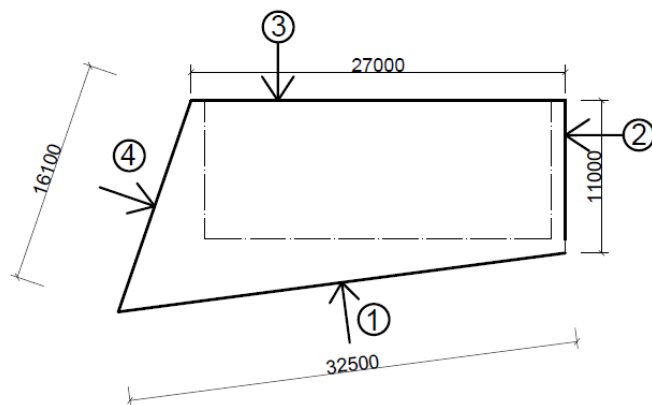
Přístřešek 1)			
Zóna	Vzorec	Výpočet	\check{s} [m]
B	$b/10$	32,5/10	3,25
C	$d/10$	16,1/10	1,61
Přístřešek 2)			
B	$b/10$	11,0/10	1,1
C	$d/10$	32,5/10	3,25
Přístřešek 3)			
B	$b/10$	27,0/10	2,7
C	$d/10$	11,0/10	1,1
Přístřešek 4)			
B	$b/10$	16,1/10	1,61
C	$d/10$	27,0/10	2,7

Schéma zón pro přístřešek:



Obrázek 11 - Půdorysné schéma zón u přístřešku

Schéma a výpočet součinitelů vnějšího tlaku pro plochou střechu:



Obrázek 12 – Schéma působení větru (půdorys)

Tabulka 17 - Půdorysné rozměry plochá střecha B)

Plochá s. B)	b [m]	d [m]
1)	32,5	16,1
2)	11	32,5
3)	27	11
4)	16,1	27

Výpočet součinitelů tlaku $c_{pe,10}$ určíme podle poměru:

$$hp/h = 0,6/4,2 = 0,1429 \approx 0,14$$

kde:

- hp výška atiky [m],
- h výška objektu nad upraveným terénem bez atiky [m].

Výsledky součinitelů tlaku:

F $c_{pe,10} = -1,2,$

G $c_{pe,10} = -0,8,$

H $c_{pe,10} = -0,7,$

I $c_{pe,10} = -0,2,$

I⁺ $c_{pe,10} = +0,2.$

Výpočet hodnoty e :

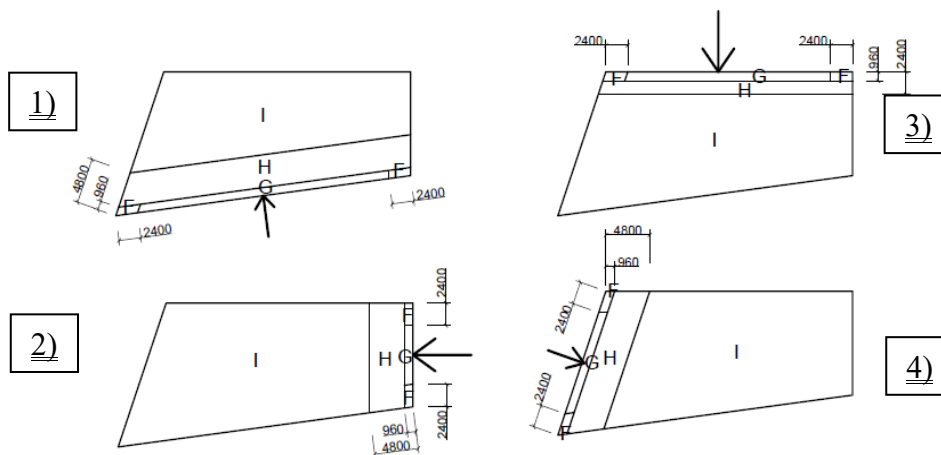
$$e = \min \{b_1; b_2; b_3; b_4; 2 \cdot h\} = \min \{32,5; 11; 27; 16,1; 2 \cdot 4,8\} = 9,6,$$

$$e < d \Rightarrow 9,6 < 16,1; 32,5; 11; 27 \quad \textit{splněno.}$$

Výpočet rozměrů oblastí zón (viz **Tabulka 18**):

Tabulka 18 - Výpočet rozměrů zón

Zóna	Vzorec	Výpočet	\check{s} [m]
-	e	-	9,60
G + H	$e/2$	9,6/2	4,80
F	$e/4$	9,6/4	2,40
F a G	$e/10$	9,6/10	0,96



Obrázek 13 - Schéma zón ploché střechy

3.2.4.3 Výsledky tlaku větru na střešní konstrukci a stěny

Výsledný tlak větru na konstrukci pro svislé stěny a plochou střechu se vypočte podle vztahu:

$$w_k = q_p \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad (8)$$

- q_p maximální dynamický tlak z rovnice (7),
- c_{pe} součinitel vnějšího tlaku,
- c_{pi} součinitel vnitřního tlaku, $c_{pi} = -0,3; +0,2$.

Výsledný tlak větru na konstrukci pro přístřešky udává vztah:

$$w_k = q_p \cdot \phi_{max/min} \quad (9)$$

- q_p maximální dynamický tlak z rovnice (7),
- $\phi_{max/min}$ součinitel plnosti.

Výsledky jsou popsány a vypočteny ve výsledcích níže (viz [Tabulka 19](#) až [Tabulka 21](#)).

Tabulka 19 - Výsledný tlak větru na stěny

Výsledné hodnoty pro $c_{pi}=+0,2$				Výsledné hodnoty pro $c_{pi}=-0,3$			
	$c_{pe,10}$	Výsledek [kN/m ²]			$c_{pe,10}$	Výsledek [kN/m ²]	
Stěna 1) a 3)				Stěna 1) a 3)			
w_k^A	-1,2	-1,04	VZTLAK	w_k^A	-1,2	-0,67	VZTLAK
w_k^B	-0,8	-0,74	VZTLAK	w_k^B	-0,8	-0,37	VZTLAK
w_k^C	-0,5	-0,52	VZTLAK	w_k^C	-0,5	-0,15	VZTLAK
w_k^D	0,73	0,39	TLAK	w_k^D	0,73	0,77	TLAK
w_k^E	-0,37	-0,42	VZTLAK	w_k^E	-0,37	-0,05	VZTLAK
Stěna 2) a 4)				Stěna 2) a 4)			
w_k^A	-1,2	-1,04	VZTLAK	w_k^A	-1,2	-0,67	VZTLAK
w_k^B	-0,8	-0,74	VZTLAK	w_k^B	-0,8	-0,37	VZTLAK
w_k^C	-0,5	-0,52	VZTLAK	w_k^C	-0,5	-0,15	VZTLAK
w_k^D	0,7	0,37	TLAK	w_k^D	0,7	0,74	TLAK
w_k^E	-0,3	-0,37	VZTLAK	w_k^E	-0,3	0,00	

Tabulka 20 -Výsledný tlak větru na přístřešek

Výsledné hodnoty pro TLAK			
	Max ϕ	Výsledek [kN/m ²]	
w_k^A	0,6	0,45	TLAK
w_k^B	1,9	1,41	TLAK
w_k^C	1,17	0,87	TLAK

Výsledné hodnoty pro VZTLAK			
	Min $\phi=0$	Výsledek [kN/m ²]	
w_k^A	-0,78	-0,58	VZTLAK
w_k^B	-1,43	-1,06	VZTLAK
w_k^C	-1,54	-1,15	VZTLAK

	Min $\phi=1$	Výsledek [kN/m ²]	
w_k^A	-1,53	-1,14	VZTLAK
w_k^B	-1,94	-1,44	VZTLAK
w_k^C	-2,3	-1,71	VZTLAK

Tabulka 21 - Výsledný tlak větru na ploché střeše

Výsledné hodnoty pro $c_{pi}=+0,2$			
	$c_{pe,10}$	Výsledek [kN/m ²]	
w_k^{F-}	-1,2	-1,04	VZTLAK
w_k^{G-}	-0,8	-0,74	VZTLAK
w_k^{H-}	-0,7	-0,67	VZTLAK
w_k^{I-}	-0,2	-0,30	VZTLAK
w_k^{I+}	0,2	0,00	

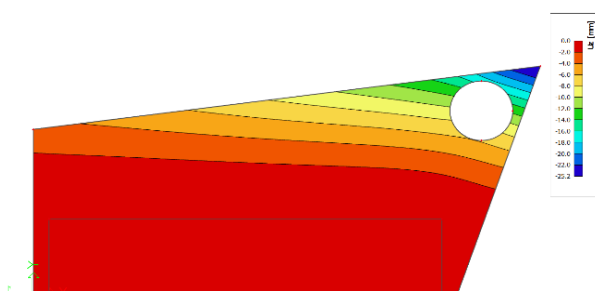
Výsledné hodnoty pro $c_{pi}=-0,3$			
	$c_{pe,10}$	Výsledek [kN/m ²]	
w_k^A	-1,2	-0,67	VZTLAK
w_k^B	-0,8	-0,37	VZTLAK
w_k^C	-0,7	-0,30	VZTLAK
w_k^D	-0,2	0,07	TLAK
w_k^E	0,2	0,37	TLAK

3.2.4.4 Analýza větru

Analýza větru je provedena s pomocí programu SCIA Engineer [1], kde stropní deska byla vymodelována spolu s vypočteným zatížením (podrobnější popis postupu zadávání zatížení v kapitole 4.). První pokus obsahoval zatížení větrem přístřeškem A) a druhý zatížení větrem od ploché střechy B). Obě tyto varianty jsou porovnány a vyhodnoceny v kapitole 3.2.4.4 a 3.2.4.5 Níže uvedené výstupy z programu SCIA Engineer [1]. Slouží k ověření rozdílu při aplikaci pravidel pro plochou střechu a přístřešek.

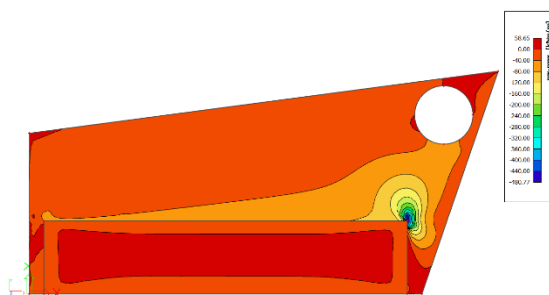
Přístřešek:

Obálka návrhových maximálních a minimálních momentů ve směru x a y :



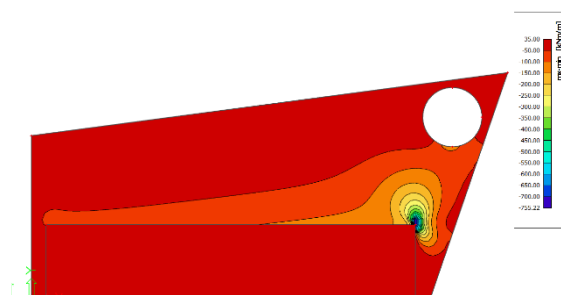
Obrázek 14 - Deformace stropní desky $u_z = -25,2$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x :



Obrázek 15 – Maximální kladný moment

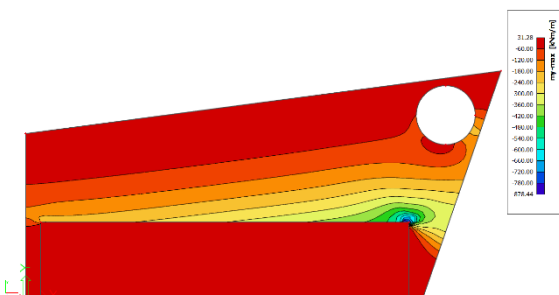
$$m_x^+ = 58,65 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 16 – Maximální záporný moment

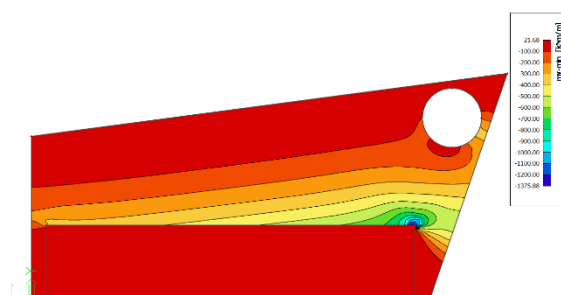
$$m_x^- = -755,22 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y :



Obrázek 18 – Maximální kladný moment

$$m_y^+ = 31,28 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 17 – Maximální záporný moment

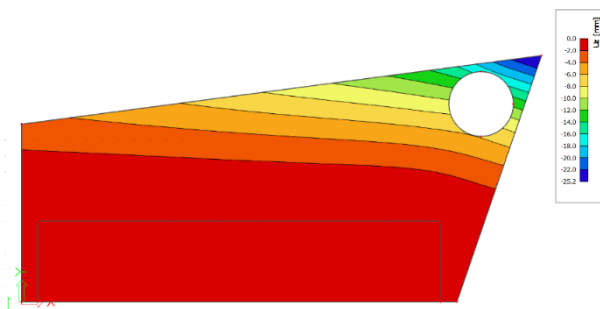
$$m_y^- = -1375,88 \text{ kNm/m}$$

Tabulka 22 - Výsledky přístřešku

u_z	m_x^+	m_x^-	m_y^+	m_y^-	Intenzita +	Intenzita -	R_x, max	R_x, min
[mm]	[kNm/m]				R_z [kN/m]		[kN]	[kN]
-25,20	58,65	-755,22	31,28	-1375,88	6423,93	-1254,94	0,00	0,00

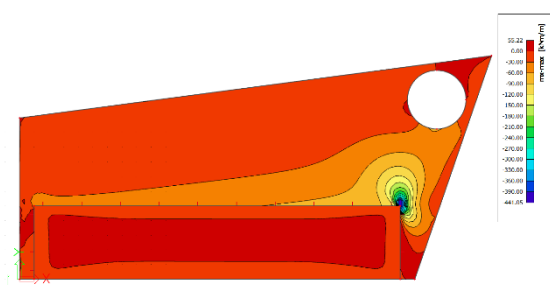
Plochá střecha:

Obálka návrhových maximálních a minimálních momentů ve směru x a y :



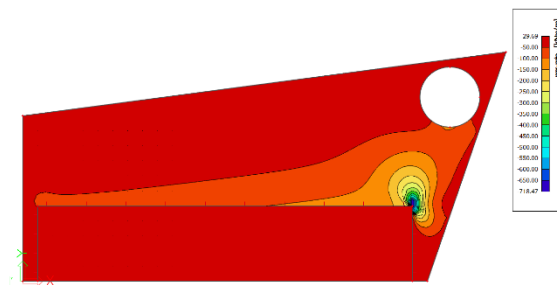
Obrázek 19 - Deformace stropní desky $u_z = -25,2$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x :



Obrázek 21 - Maximální kladný moment

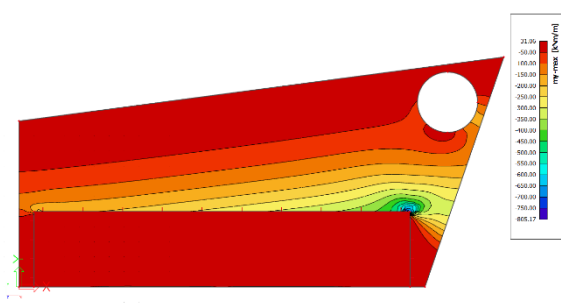
$$m_x^+ = 55,22 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 20 - Maximální záporný moment

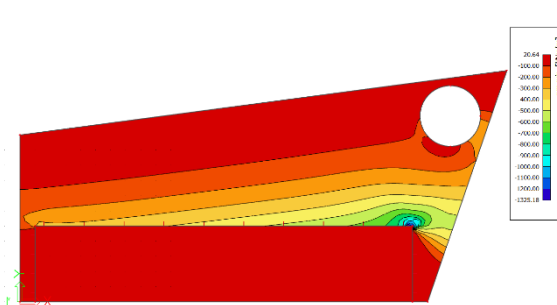
$$m_x^- = -718,47 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y :



Obrázek 22 - Maximální kladný moment

$$m_y^+ = 31,08 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 23 - Maximální záporný moment

$$m_y^- = -1325,18 \text{ kNm/m}$$

Tabulka 23 - Výsledky ploché střechy

u_z	m_{x+}	m_{x-}	m_{y+}	m_{y-}	Intenzita +	Intenzita -	$R_{x,max}$	$R_{x,min}$
[mm]	[kNm/m]				R_z [kN/m]			[kN]
-25,20	55,22	-718,47	31,08	-1325,18	6423,93	-1254,94	0,07	-0,16

3.2.4.5 Výsledky analýzy

Celkové výsledky porovnání jsou zpracovány v následující tabulce (viz **Tabulka 24**). Rozdíl mezi varianty A) a B) jsou nepatrné a zanedbatelné. Kritičtěji dopadla konstrukce přístřešku, které vycházely obálky návrhových momentů nepatrně více než u konstrukce ploché střechy. Na druhou stranu schéma větrných zón je u konstrukce přístřešku pracnější k vymodelování (viz **Obrázek 11** a **Obrázek 13**). Proto jsem zvolila střechu ve variantě B) – plochá střecha. Tento způsob výpočtu větru je zažitější, méně pracný, výsledky obálek návrhových momentů vychází stejně s odchylkou do 5 %.

Tabulka 24 - Výsledky analýzy v procentech

u_z	m_{x+}	m_{x-}	m_{y+}	m_{y-}	Intenzita +	Intenzita -	$R_{x,max}$	$R_{x,min}$
%								
0,00	5,85	4,87	0,64	3,68	0,00	0,00	100,00	100,00

4. Předběžný návrh variant stropní desky

Klíčovým krokem pro výpočet nosnosti restaurace je návrh střešní stropní desky a tím i celého systému konstrukce. Proto byly navrženy jednotlivé varianty vypsané v kapitole 4.1 a vymodelovány v programu SCIA Engineer 17.1 [1] se stejnými zatěžovacími stavy ustanovenými v kapitole 3.2. Modely jsou pro zjednodušení vytvořeny ve 3D jako desky s liniovými vetknutými podporami nahrazující železobetonové nosné stěny a jejich výsledky porovnány s ručním zjednodušeným výpočtem. Odchylka vůči ručnímu výpočtu by neměla překročit 25 %.

Následně je vybrána nejlepší varianta stropní desky, která splňuje ustanovená kritéria v tomto pořadí:

- dodržení architektonické studie a vize objektu,
- deformace stropní konstrukce,
- ohybové momenty m_x a m_y ,
- reakce vnitřních sil.

4.1 Návrhy stropních desek

Každá z variant stropních desek byla samostatně vymodelována ve 3D jako výpočtový model v programu SCIA Engineer 17.1 [1]. Polohy a tvary zatížení na modelech stropních desek jsou podrobněji znázorněny v kapitole 5.1.4. Stěny a sloupy objektu jsou ve studii vymodelovány jako pevná podpora střešní desky.

Nastavení kombinací ve výpočtovém modelu:

- kombinace EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B pro mezní stav únosnosti,
- lineární použitelnost pro mezní stav použitelnosti.

Nastavení sítě ve výpočtovém modelu:

- počet dílků na prutu: 5,
- průměrná velikost plošného prvku: 0,3 m.

4.1.1 Stropní konstrukce s tloušťkou desky 200 mm

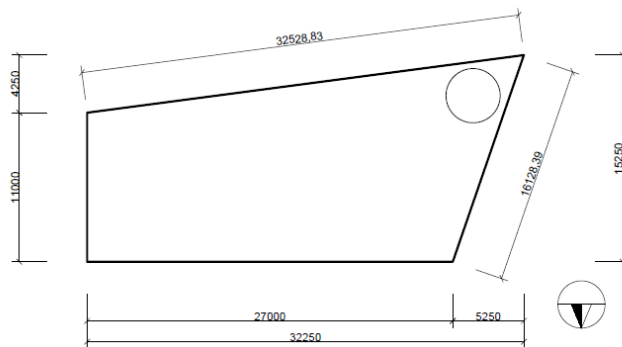
Jedná se o původní návrh desky dle architektonické studie, která je zobrazena na vizualizaci v úvodu (viz **Obrázek 1**). Varianta je již při prvním statickém pohledu neefektivní. Nastala by okamžitá destrukce stropní desky. Proto nebyla vymodelována ani porovnávána s ostatními variantami.

4.1.2 Skeletový systém – původní rozměry

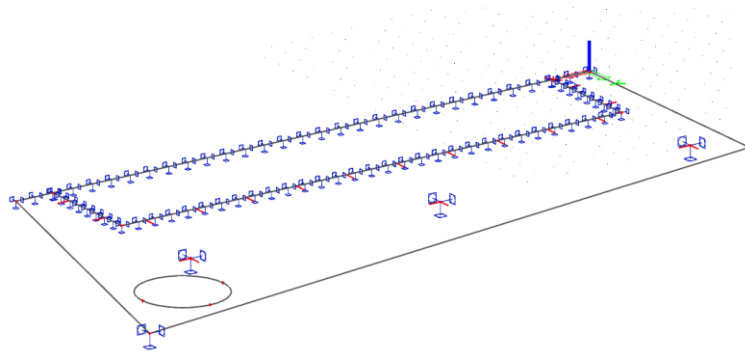
Jako první možnost se nabízí skeletový systém, který vizuálně zasahuje do interiéru objektu. Navíc jsou přidány tři sloupy do restaurační části. Stěny ze skla mají pouze výplňovou funkci. Rozměry půdorysu jsou původní dle studie (viz **Obrázek 28**). Tloušťka desky je 200 mm.



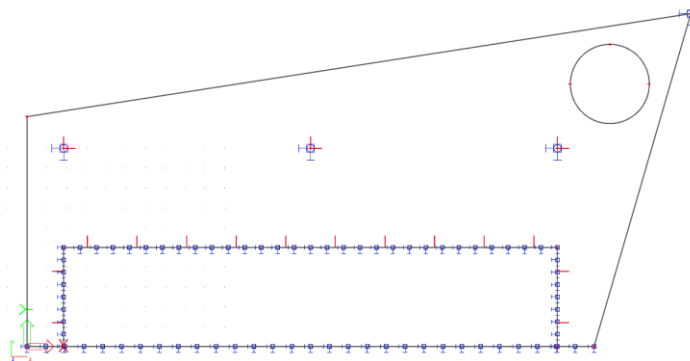
Obrázek 24 – Varianta číslo dvě – vizualizace 3D



Obrázek 25 – Rozměry půdorysu stropní desky objektu



Obrázek 26 – Varianta číslo dvě – výpočetní model



Obrázek 27 – Varianta číslo dvě – půdorys výpočetního modelu

Vlastnosti:

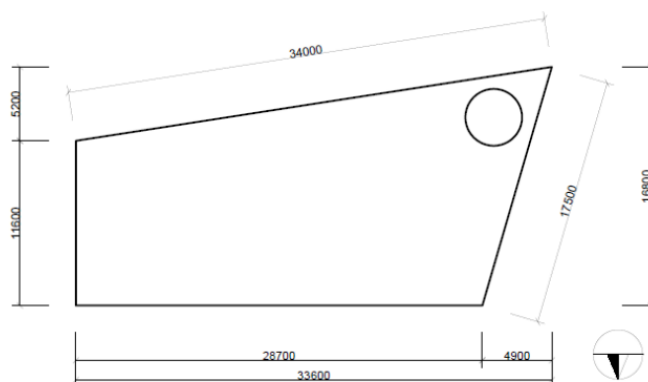
- + absence příhrady,
- + dodržení architektonické studie,
- zásah do interiéru konstrukce,
- možné velké ohybové momenty v místě sloupů,
- možná velká deformace na špičce stropní desky u otvoru.

4.1.3 Příhrada výšky 1 metru se dvěma krajními sloupy

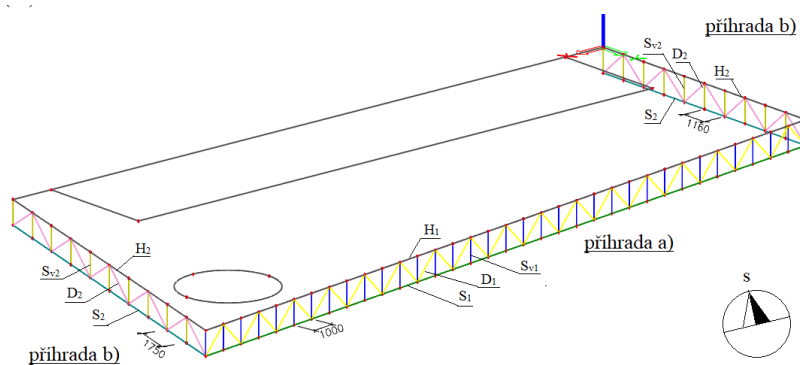
Varianta stropní desky pracuje s ocelovými příhradami, které střešní konstrukci po obvodu podepírají a roznášejí zatížení do dvou nově navržených krajních sloupů. Kvůli dodržení konstrukční výšky a celkové vizáže objektu je navržena výška příhrady 1 metr. Pro snadnější výrobu a montáž příhrady z ocelových profilů byly změněny rozměry restaurace (viz **Obrázek 29**). Původní rozměry nevyhovovaly z hlediska délky diagonál, které nebyly v celých centimetrech (viz **Obrázek 25**).



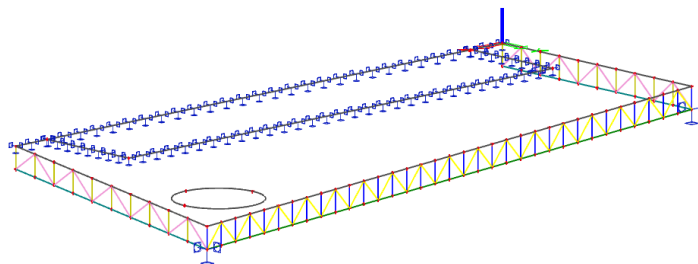
Obrázek 28 - Varianta číslo tři – vizualizace 3D



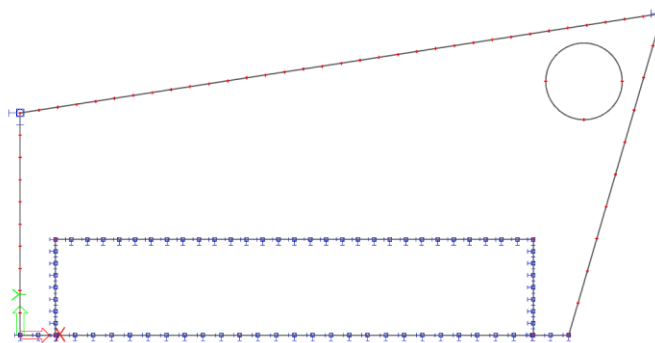
Obrázek 29 – Nové rozměry půdorysu stropní desky objektu



Obrázek 30 - Schéma a popis příhrady



Obrázek 31 - Varianta číslo tři – výpočetní model



Obrázek 32 - Varianta číslo tři – půdorys výpočetního modelu

Návrh prvků:

Rozměry desky:

- tloušťka: 200 mm.

Profily příhrady a):

- horní pás (S_1): válcovaný profil HEB400,
- horní pás (H_1): válcovaný profil HEB300,
- diagonály (D_1): válcovaný profil 2xLT – L100x12; 5,
- svislice (S_{V1}): válcovaný profil HEB100.

Profily příhrady b):

- dolní pás (S_2): trubka TR100,
- horní pás (H_2): trubka TR80,
- diagonály (D_2): trubka TR50,
- svislice (S_{V2}): trubka TR50.

Vlastnosti:

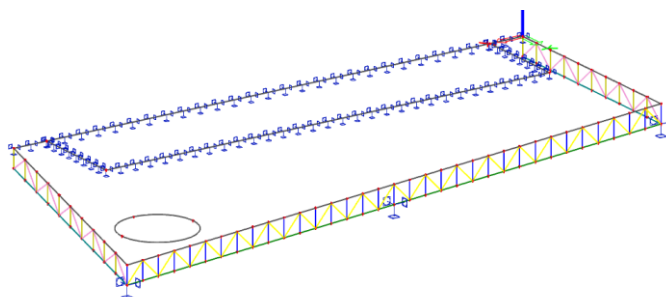
- + vyhovující estetická výška příhrady,
- velký zásah do architektonické studie objektu,
- velká deformace na příhradě a) – velké rozpětí.

4.1.4 Příhrada výšky 1 metru se středním sloupem

Varianta je založena na stejných rozměrech a návrhu profilů příhrady z kapitoly 4.1.3. Navíc byla přidána prostřední podpora v podobě sloupu pod příhradou a) uprostřed její délky.



Obrázek 33 - Varianta číslo čtyři – vizualizace 3D



Obrázek 34 - Varianta číslo čtyři – výpočetní model

Vlastnosti:

- + vyhovující estetická výška příhrady,
- + nízká deformace na příhradě a),
- větší zásah do architektonické studie, než bylo u varianty v kapitole 4.1.3.

4.1.5 Příhrada výšky 2 metry se dvěma krajními sloupy

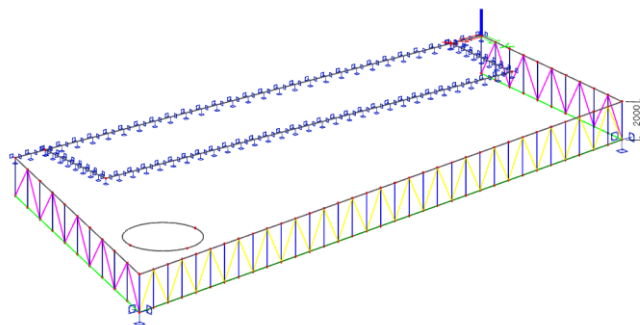
Při dodržení postupu předběžného návrhu se výška ocelové příhrady určí dle vzorce (10):

$$h = \left(\frac{l}{8} \sim \frac{l}{12} \right) L = \left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12} \right) 34 = 4,25 \sim 2,83 \text{ m} \quad (10)$$

Prvky ocelové příhrady by měli být ekonomické a nepříliš velké vůči svému rozpětí. Proto se využívá vztah pro výpočet výšky příhrady, aby v poměru k délce nebyla příliš nízká. Výšku příhrady zvolíme podle vzorce (10) $h = 2 \text{ m}$, i když hodnota není ve vypočteném intervalu. Vyšší rozměr tří metrů a více by převyšoval světlou výšku restaurace a změnil tak architektonický záměr. Proto s větší hodnotou nebylo dále uvažováno. Rozměry a profily konstrukce jsou stejné jako v kapitole 4.1.3.



Obrázek 35 - Varianta číslo pět – vizualizace 3D



Obrázek 36 - Varianta číslo pět – výpočetní model

Vlastnosti:

- + vyhovující výška příhrady dle výpočtu,
- + nízká deformace na příhradě a),
- zásah do architektonické studie,
- neekonomická výška příhrady,
- nedodržení poměru výšky objektu ku výšce stropního podlaží.

4.1.6 Skeletový systém – nové rozměry

Jedná se o obdobu varianty druhá v kapitole 4.1.2 s tím rozdílem, že byly použity nové rozměry půdorysu (viz **Obrázek 29**). Výsledky jsou pouze pro porovnání s variantou tři, která s novými rozměry půdorysu pracuje. Nepřepokládá se, že by vycházela lépe než varianta dva z kapitoly 4.1.2.



Obrázek 37 - Varianta číslo šest – vizualizace 3D

Vlastnosti:

- + porovnání s novými rozměry s příhradou varianty tři,
- horší výsledky než u varianty dvě, která používá skeletový systém, ale s původními rozměry.

4.1.7 Stropní konstrukce s proměnnou tloušťkou desky

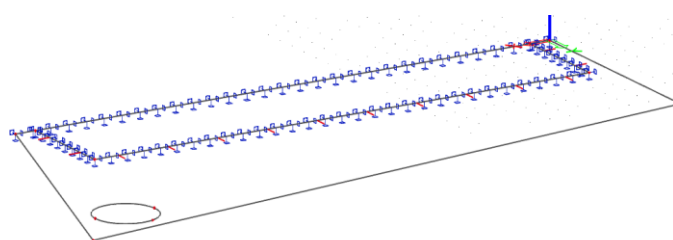
K dosažení ideálním malým deformacím můžeme dospět i návrhem stropní desky s proměnnou tloušťkou. Tloušťka desky je nad podporami největší a u špičky stropní desky s otvorem nejmenší. Řez stropu má podobu lichoběžníku s horní rovnou hranou bez spádu. Rozměry půdorysu jsou původní dle studie (viz **Obrázek 25**).



Obrázek 38 - Varianta číslo sedm – vizualizace 3D



Obrázek 39 – Varianta číslo sedm – boční pohled



Obrázek 40 - Varianta číslo sedm – výpočetní model



Obrázek 41 – Varianta číslo sedm – boční pohled na výpočetní model

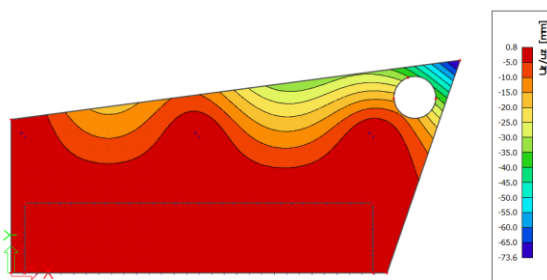
Vlastnosti:

- + dodržení architektonické studie,
- + malé deformace desky,
- velká tloušťka desky – pracnost u betonáže,
- pracnější výpočtový model,
- možné velké ohybové momenty u podpěr (železobetonové stěny).

4.2 Výsledky

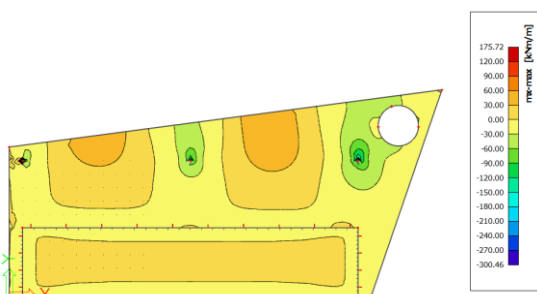
V podkapitolách jsou zobrazeny obálky maximálních kladných a záporných momentů společně s maximálním průhybem z programu SCIA engineer [1] navržených variant.

4.2.1 Varianta č. 2 – skeletový systém – původní rozměry



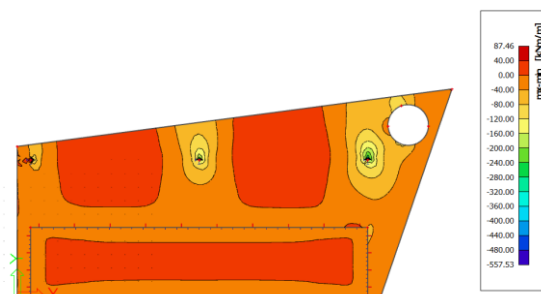
Obrázek 42 - Deformace stropní desky $u_z = -73,6$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x :



Obrázek 44 - Maximální kladný moment

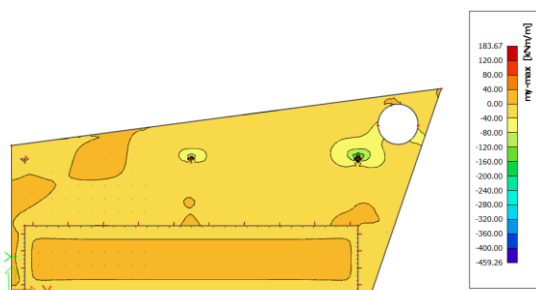
$$m_x^+ = 175,72 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 43 - Maximální záporný moment

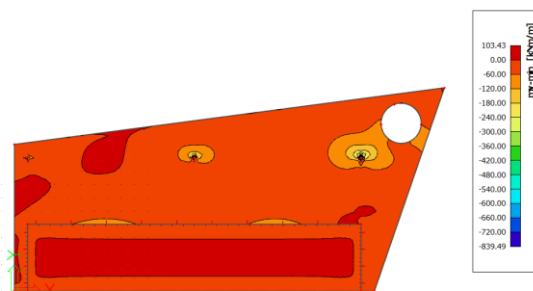
$$m_x^- = -557,53 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y :



Obrázek 45 - Maximální kladný moment

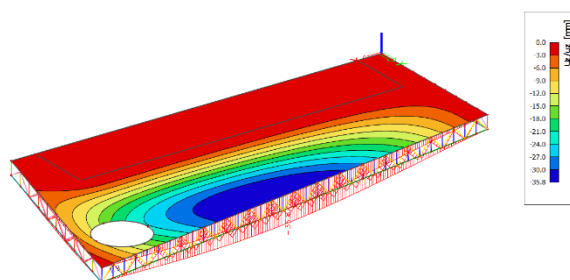
$$m_y^+ = 183,67 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 46 - Maximální záporný moment

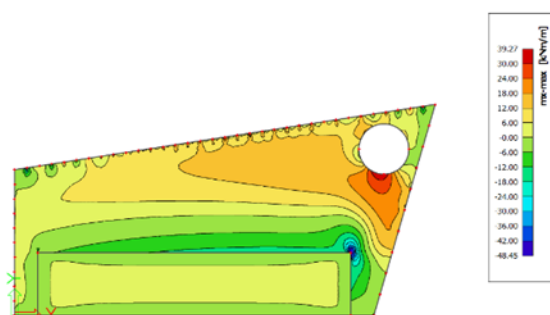
$$m_y^- = -839,49 \text{ kNm/m}$$

4.2.2 Varianta č. 3 – příhrada výšky 1 metru se dvěma sloupy



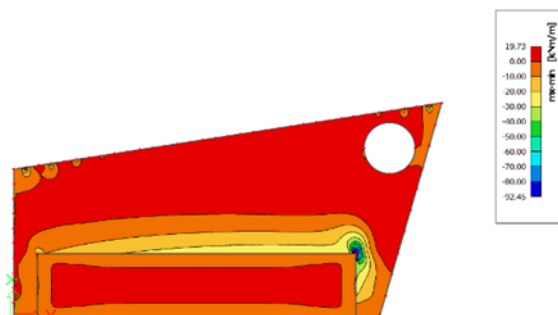
Obrázek 47 – Deformace příhrady $u_z = -35,8$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x:



Obrázek 48 - Maximální kladný moment

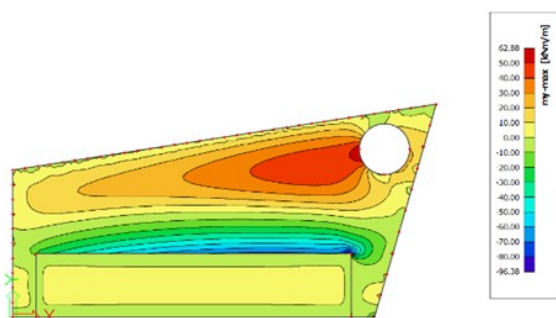
$$m_x^+ = 39,27 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 49 - Maximální záporný moment

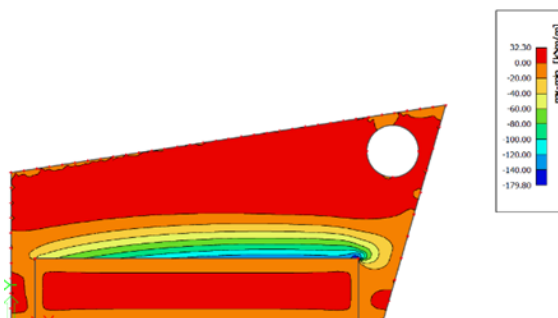
$$m_x^- = -92,45 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y:



Obrázek 51 - Maximální kladný moment

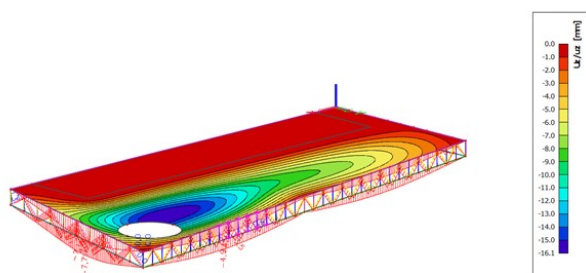
$$m_y^+ = 62,58 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 50 - Maximální záporný moment

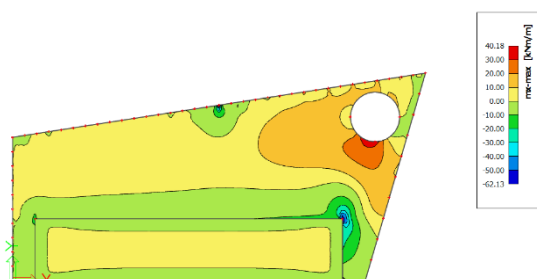
$$m_y^- = -179,80 \text{ kNm/m}$$

4.2.3 Varianta č. 4 – příhrada výšky 1 metru se středním sloupem



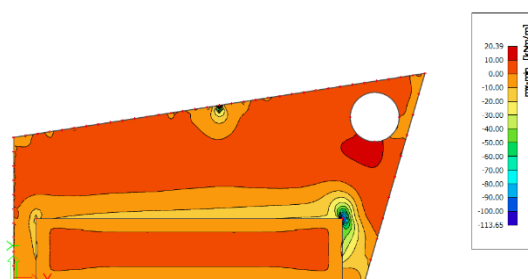
Obrázek 52 - Deformace stropní desky $u_z = -16,1$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x:



Obrázek 54 - Maximální kladný moment

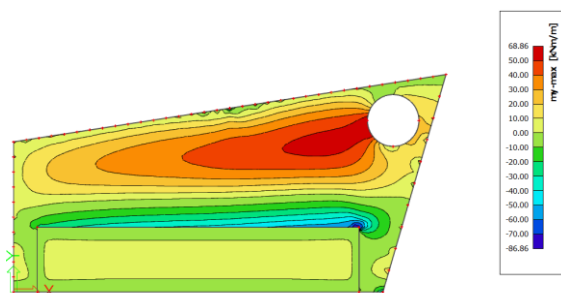
$$m_x^+ = 40,18 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 53 - Maximální záporný moment

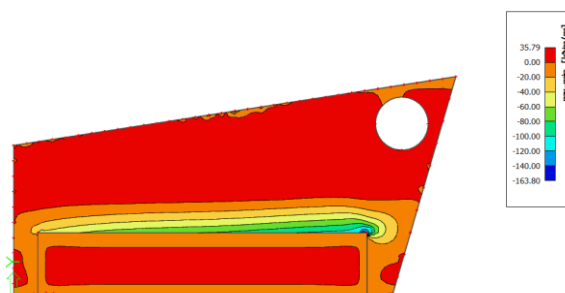
$$m_x^- = -113,65 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y:



Obrázek 56 - Maximální kladný moment

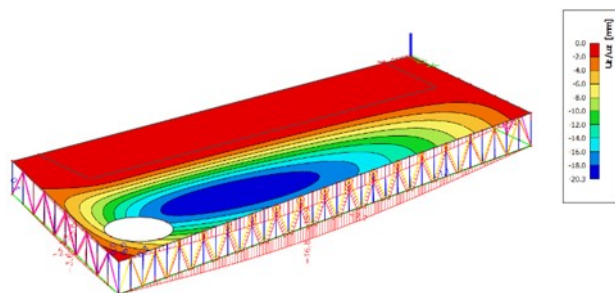
$$m_y^+ = 68,86 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 55 - Maximální záporný moment

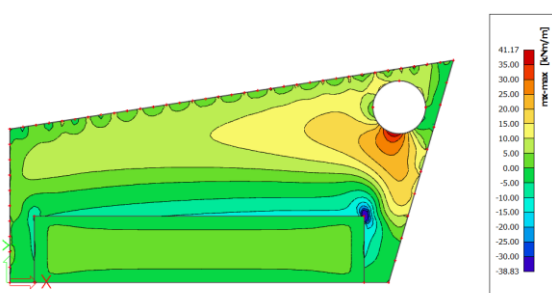
$$m_x^- = -163,80 \text{ kNm/m}$$

4.2.4 Varianta č. 5 – příhrada výšky 2 metry



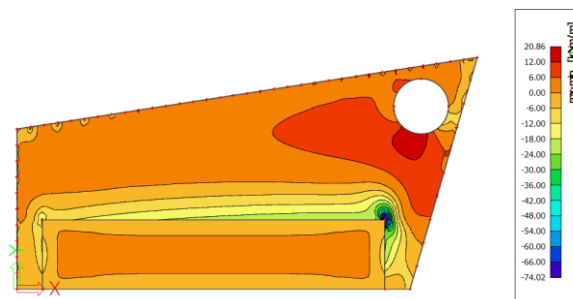
Obrázek 57- Deformace stropní desky $u_z = -20,3$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x:



Obrázek 58 - Maximální kladný moment

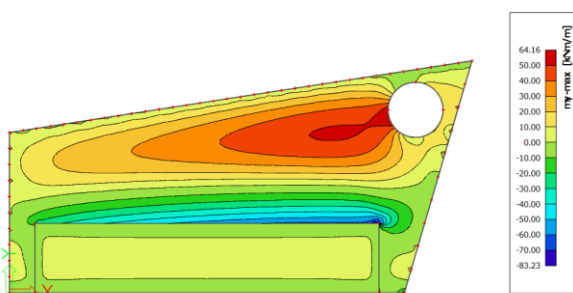
$$m_x^+ = 41,17 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 59- Maximální záporný moment

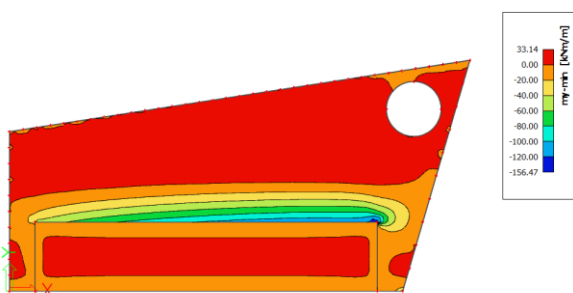
$$m_x^- = -74,02 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y:



Obrázek 61 - Maximální kladný moment

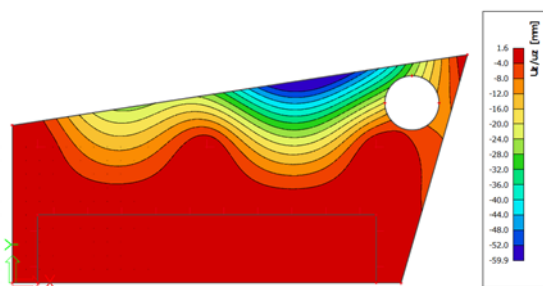
$$m_y^+ = 64,16 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 60 - Maximální záporný moment

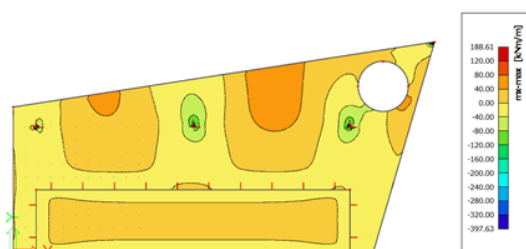
$$m_y^- = -156,47 \text{ kNm/m}$$

4.2.5 Varianta č. 6 – skeletový systém – nové rozměry



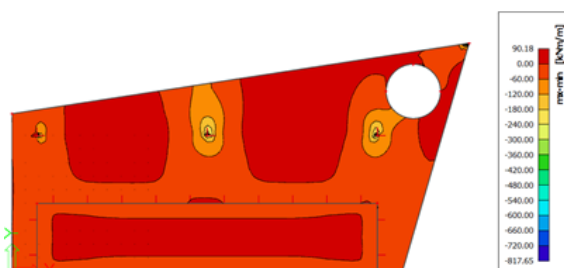
Obrázek 62 - Deformace stropní desky $u_z = -59,9$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x:



Obrázek 63 - Maximální kladný moment

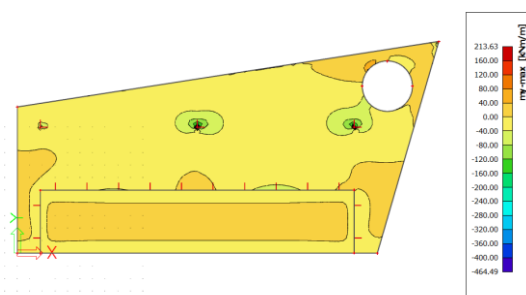
$$m_x^+ = 188,61 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 64 - Maximální záporný moment

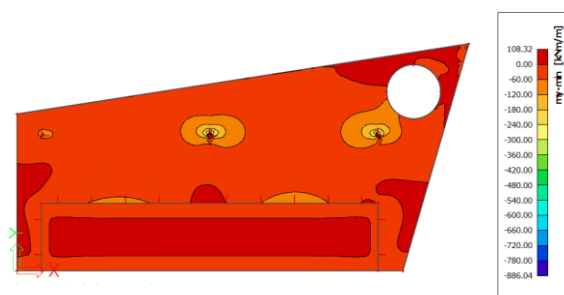
$$m_x^- = -817,65 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y:



Obrázek 66 - Maximální kladný moment

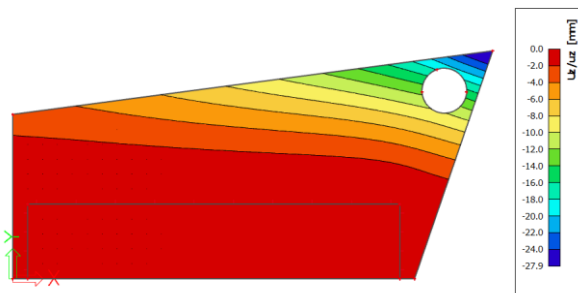
$$m_y^+ = 213,63 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 65 - Maximální záporný moment

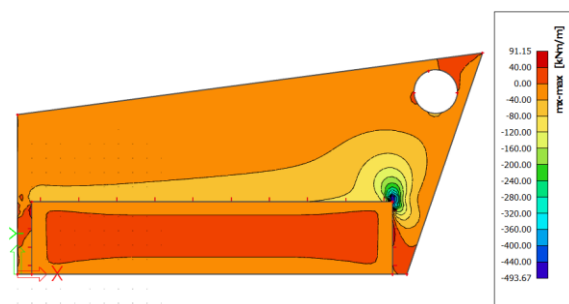
$$m_y^- = -886,04 \text{ kNm/m}$$

4.2.6 Varianta č. 7 – stropní konstrukce s proměnnou tloušťkou desky



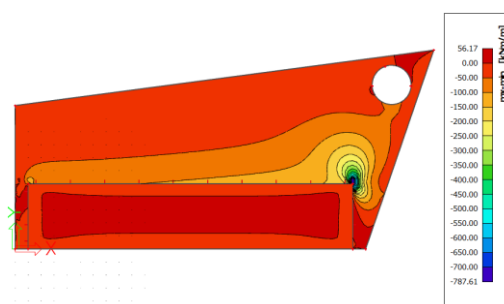
Obrázek 67 - Deformace stropní desky $u_z = -27,9$ mm

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru x:



Obrázek 69 - Maximální kladný moment

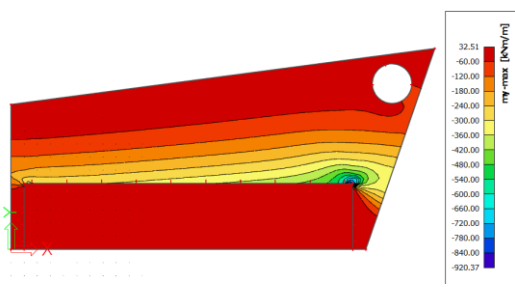
$$m_x^+ = 91,15 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 68 - Maximální záporný moment

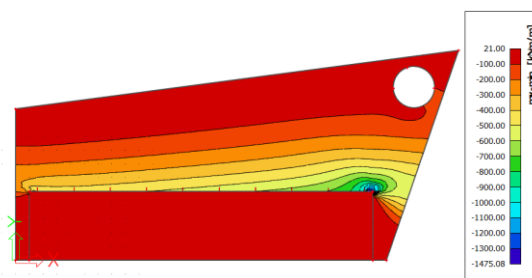
$$m_x^- = -787,61 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálního návrhového momentu ve směru y:



Obrázek 71- Maximální kladný moment

$$m_y^+ = 32,51 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 70- Maximální záporný moment

$$m_y^- = -1475,08 \text{ kNm/m}$$

4.2.7 Výpis výsledků jednotlivých variant

Tabulka 25 - Výsledky reakcí variant

Varianta	Reakce								
	R_x			R_y			R_z		
	Sloupy								
	pravý	uprostřed	levý	pravý	uprostřed	levý	pravý	uprostřed	levý
	[kN]								
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	220,30	574,23	748,23
3	3127,22	/	-2726,26	229,43	/	-947,27	604,40	/	626,13
4	694,41	179,98	-742,97	-48,52	58,09	539,43	313,97	629,33	360,00
5	946,01	/	-845,12	102,61	/	-265,68	341,40	/	361,83
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	321,11	773,10	707,40
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	639,72	/	3728,03

Tabulka 26 - Výsledky deformací a maximálních momentů

Varianta	Deformace			Maximální momenty			
	u_z			m_x		m_y	
	MSÚ	MSP	Deska u příhrady	+	-	+	-
	[mm]			[kNm/m]			
	2	-84,60	-73,60	/	175,72	-557,53	183,67
3	-55,80	-35,80	/	39,27	-92,45	62,88	-179,80
4	-9,60	-7,80	-16,10	40,18	-113,65	68,86	-163,80
5	-26,30	-16,80	-20,30	41,17	-74,02	64,16	-156,47
6	-96,00	-59,90	/	188,61	-817,65	213,63	-886,04
7	-29,20	-27,90	/	91,15	-787,61	32,51	-1475,08

4.1 Výběr varianty

Nejdeálnější konstrukcí z hlediska výpočtu se stala varianta tři: Příhrada výšky 1 metru se středním sloupem (viz kapitola 4.1.4), která však architektonickou studii dodržovala ze všech variant nejméně. Proto byla zvolena varianta sedm: Stropní konstrukce s proměnnou tloušťkou desky (viz kapitola 4.1.7). Deformace stropní desky je jednou z nižších a vyhovuje architektonické vizi. Má sice velké maximální záporné momenty ve směru x i y ale v místech, kde má deska tloušťku přes 700 mm. Nebude tedy problém navrhnout správnou výztuž.

5. Podrobný popis stropní desky s proměnnou tloušťkou

5.1 3D model

Výpočetní model byl proveden v programu SCIA Engineer [1] v rovině x , y , z . Namodelována byla deska společně s nosnými stěnami, které jsou o svém obvodu uloženy tuhou podporou. Výpočet je proveden lineárně a Kirchhoffovou teorií desek.

Počet zatěžovacích stavů: 17

Nastavení kombinací ve výpočtovém modelu:

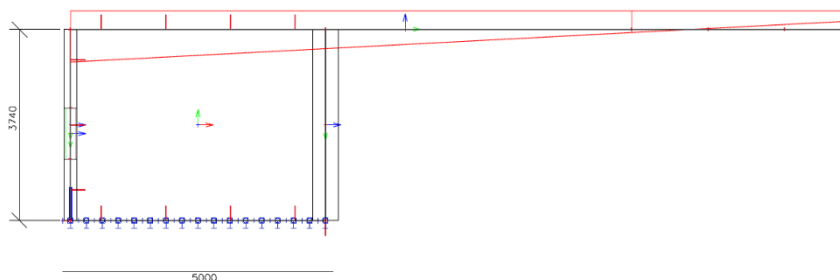
- kombinace EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B pro mezní stav únosnosti – 102 kombinací,
- lineární použitelnost pro mezní stav použitelnosti.

Nastavení sítě ve výpočtovém modelu:

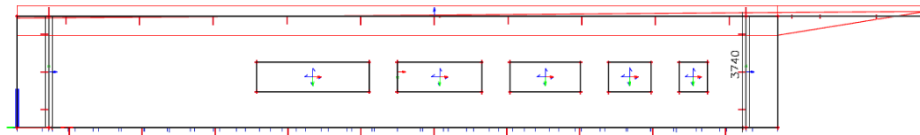
- počet dílků na prutu: 5,
- průměrná velikost plošného prvku: 0,2.

5.1.1 Geometrie restaurace

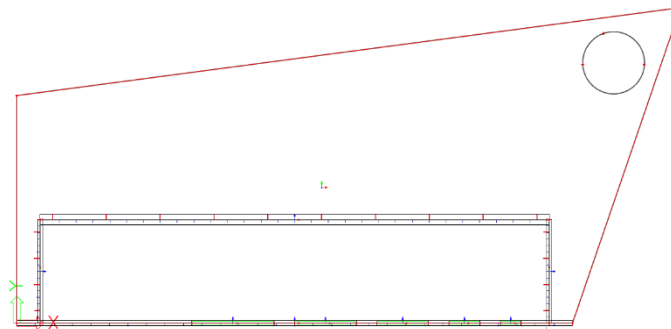
Geometrie objektu je znázorněna ve výkresové dokumentaci. Při tvoření výpočetního modelu byl největší problém ve stropní konstrukci s proměnnou tloušťkou. Její systémová rovina je vložena do těžiště prvku (viz kapitola 5.1.3) rovnoběžně s osou x a y . Konstrukce je v podrobné analýze vymodelována ve 3D, a to včetně stěn. Do nosných stěn byly navíc přidány okenní otvory pro reálnější chování konstrukce a pro budoucí návrh výztuže.



Obrázek 72 – Výpočetní model (západní pohled)

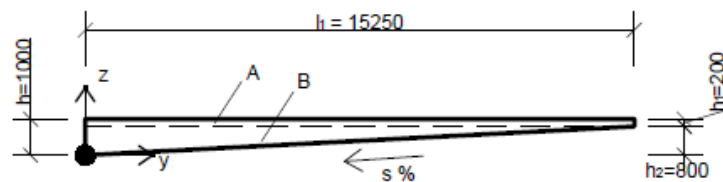


Obrázek 73 - Výpočetní model (severní pohled)

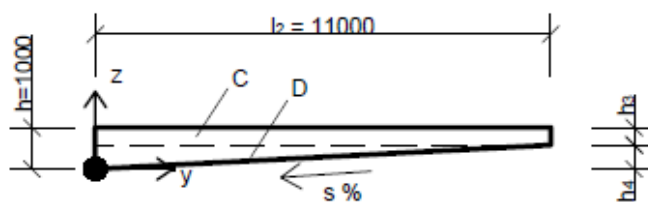


Obrázek 74 - Půdorys výpočetního modelu ve 3D

5.1.2 Výpočet spádu



Obrázek 75 - Dolní spád u západního pohledu



Obrázek 76 - Dolní spád u východního pohledu

Výpočet spádu (viz **Obrázek 75**):

$$s [\%] = \frac{h_2}{l_1} \cdot 100 = \frac{800}{15250} \cdot 100 = 5,2459 \% \approx \mathbf{5,2 \%} \quad (11)$$

Výpočet výšky (viz [Obrázek 76](#)):

$$h_4 = \frac{s}{100} \cdot l_2 = \frac{5,2459}{100} \cdot 11000 = 577,049 \text{ mm} \equiv \mathbf{577 \text{ mm}} \quad (12)$$

$$h_3 = h - h_4 = 1000 - 577 = \mathbf{423 \text{ mm}}$$

Přesný výsledek tloušťky desky na milimetry je pouze orientační a podstatný do výpočetního modelu. Ve skutečnosti se betonáž může lišit v řádech desítek milimetru.

5.1.3 Výpočet těžiště

Výpočet těžiště (viz [Obrázek 75](#)):

Výpočet plochy jednotlivých obrazců *A* a *B*:

$$A = b \cdot h = l_1 \cdot h_1 = 15250 \cdot 200 = 3,05 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad (13)$$

$$B = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{l_1 \cdot (h - h_1)}{2} = \frac{15250 \cdot 800}{2} = 6,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad (14)$$

Výpočet těžiště jednotlivých obrazců *A* a *B*:

$$t_A = (y = 15250/2 = 7625 \text{ mm}; z = 900 \text{ mm}) \quad (15)$$

$$t_B = (y = 15250/3 = 5083,3 \text{ mm}; z = 2/3 \cdot 800 = 533,3 \text{ mm})$$

Z rovnosti statického momentu tíhové síly k ose *y* zjistíme *z-ovou* souřadnici těžiště:

$$A \cdot t_{A,z} + B \cdot t_{B,z} = t_z \cdot (A+B) \quad (16)$$

$$3,05 \cdot 10^6 \cdot 900 + 6,1 \cdot 10^6 \cdot 533,3 = t_y \cdot (9,15 \cdot 10^6)$$

$$t_{z,I} = 655,53 \text{ mm}$$

Výpočet těžiště (viz [Obrázek 76](#)):

Výpočet plochy jednotlivých obrazců *C* a *D*:

$$C = b \cdot h = l_1 \cdot h_3 = 11000 \cdot 423 = 4,653 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad (17)$$

$$D = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{l_1 \cdot (h - h_3)}{2} = \frac{11000 \cdot 577}{2} = 3,174 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \quad (18)$$

Výpočet těžiště jednotlivých obrazců C a D :

$$t_C = (y = 11000/2 = 5500 \text{ mm}; z = 577 + (423/2) = 788,5 \text{ mm}) \quad (19)$$

$$t_D = (y = 11000/3 = 3666,67 \text{ mm}; z = 2/3 \cdot 577 = 384,67 \text{ mm})$$

Z rovnosti statického momentu tíhové síly k ose y zjistíme z -ovou souřadnici těžiště:

$$C \cdot t_{C,z} + D \cdot t_{D,z} = t_z \cdot (C+D) \quad (20)$$

$$4,653 \cdot 10^6 \cdot 788,5 + 3,174 \cdot 10^6 \cdot 384,67 = t_z \cdot (7,827 \cdot 10^6)$$

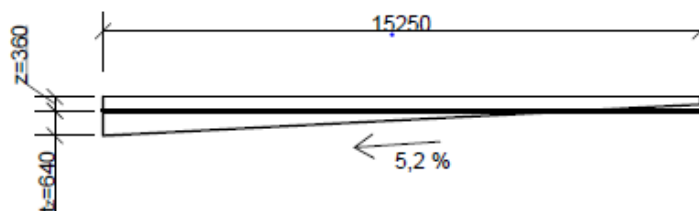
$$t_{z,2} = 624,74 \text{ mm}$$

Výpočet společného těžiště:

$$t_z = \frac{t_{z,1} + t_{z,2}}{2} = \frac{655,53 + 624,74}{2} = 640,135 \text{ mm} \quad (21)$$

Výpočet excentricity těžiště:

$$z = h - t_z = 1000 - 640,135 = 359,865 \text{ mm} \equiv 360 \text{ mm} \quad (22)$$

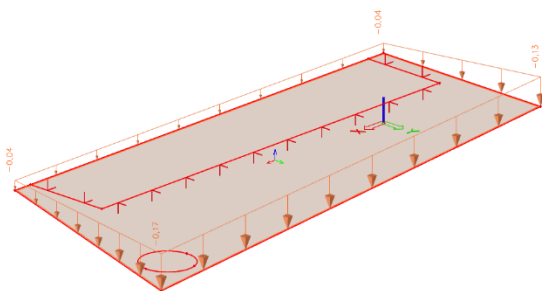


Obrázek 77 - Zakreslení systémové roviny v ose z

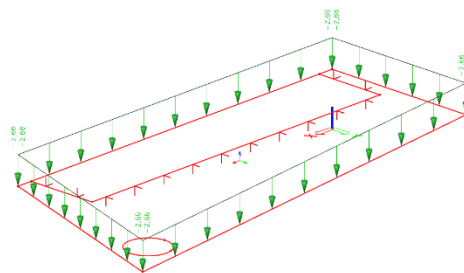
5.1.4 Zatížení stropní konstrukce

Stálé zatížení:

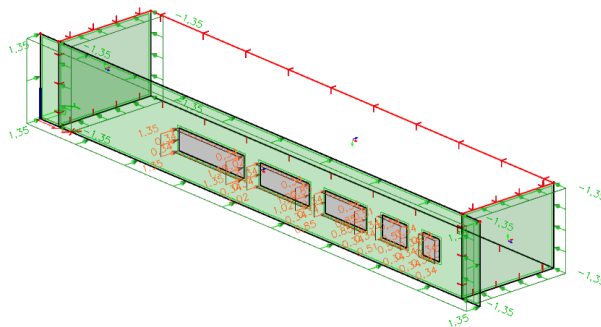
Ze stálého zatížení bylo použito pouze zatížení od střešní skladby $g_{k1}=0,169 \text{ kN/m}^2$ a $g_{k1-2}=0,045 \text{ kN/m}^2$, atiky $g_{k2}=2,66 \text{ kN/m}$ a obvodového pláště $g_{k3}=1,354 \text{ kN/m}^2$.



Obrázek 78 - Zatížení od střešní skladby



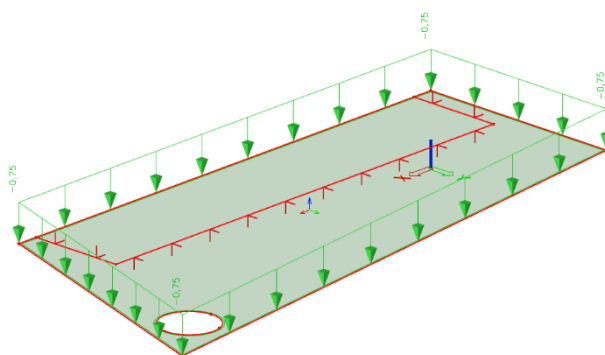
Obrázek 79 - Zatížení od vlastní tíhy atiky



Obrázek 80 - Zatížení od obvodového pláště

Zatížení sněhem:

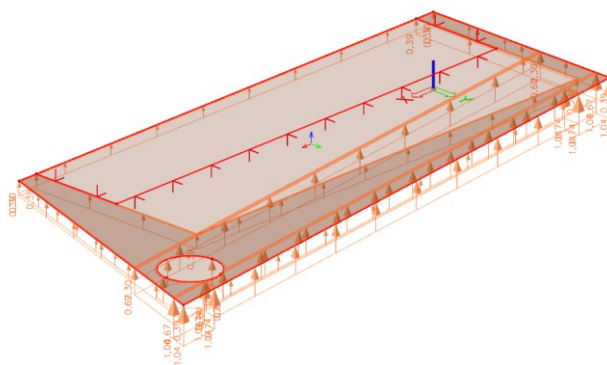
Zatížení sněhem nám reprezentuje i zatížení užité. Jeho hodnota je $s = 0,75 \text{ kN/m}^2$.



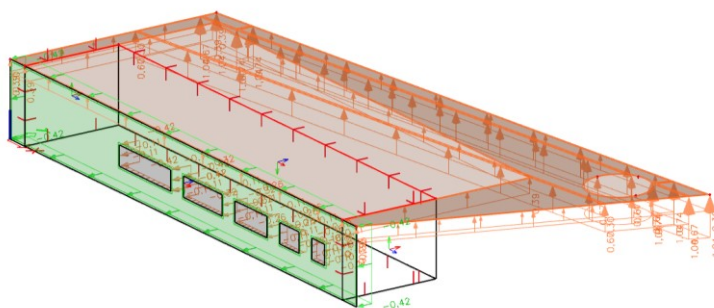
Obrázek 81 - Zatížení sněhem

Zatížení větrem:

Figuruje nám 12 zatěžovacích stavů. Pro $c_{pi} = +0,2$, $c_{pi} = -0,3$ s hodnotou oblastí I zápornou a $c_{pi} = -0,3$ s hodnotou oblastí I kladnou. Navoleno bylo zatížení jak na stropní desku, tak i na obvodové stěny. Protože vítr z dolní části konstrukce stropní desky působí na konstrukci kolmo, mělo by se zatížení větru přepočítat na směr y a z . Kvůli malému sklonu 5,2 % bylo od výpočtu upuštěno. Hodnota zatížení od směru z po přepočtu vycházela stejně a od směru x maximálně $0,05 \text{ kN/m}^2$. Výsledky zatížení jsou uvedeny v kapitole 3.2.4.3. Zobrazen je pouze vítr od strany A při $c_{pi} = +0,2$.



Obrázek 82 - Zatížením větrem na stropní desce



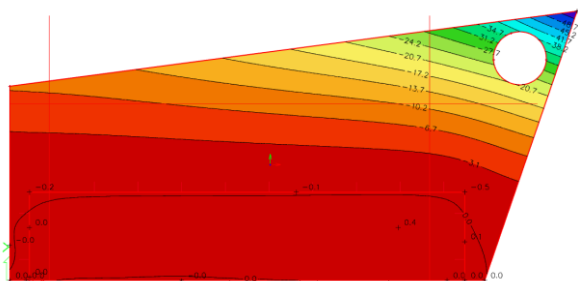
Obrázek 83 - Zatížení větrem na celou konstrukci

5.2 Deformace skla

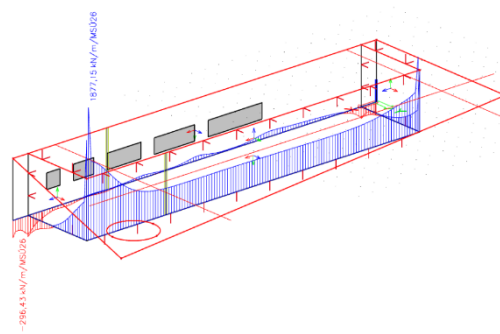
Skleněné obvodové stěny nejsou řešeny jako nosné. Proto je podstatné určit, o kolik se stropní betonová konstrukce prohne v nejzatěžovanějším rohu jak betonové, tak skleněné stěny. Tento výpočet dále slouží pro montážní firmu, která při instalaci rámu pro skleněné tabule bude muset pod stropní konstrukci instalovat dilataci, která tyto deformace nechá pracovat a nezdeformuje skleněnou výplň.

Nejrizikovější vyšla v programu SCIA engineer [1] kombinace 26:

- zatížení vlastní tíhou $\gamma_G = 1,35$,
- střešní konstrukce $\gamma_G = 1,35$,
- sníh $\gamma_Q = 1,50$,
- atika $\gamma_G = 1,35$,
- zatížení obvodovým pláštěm $\gamma_G = 1,35$,
- vítr 3) $c_{pi} = -0,3 + \dots \gamma_Q = 0,9$.



Obrázek 84- Deformace stropní desky



Obrázek 85 - Intenzity obvodových stěn

Změnu délky neboli deformaci vypočteme dle vztahu:

$$\Delta l = \frac{F \cdot l}{E \cdot A} \quad (23)$$

Dosazením do vzorce (23) získáme výpočet deformace pro roh betonové stěny:

$$\Delta l = \frac{1877,15 \cdot 3,74}{3,05 \cdot 10^7 \cdot 0,5} = 4,46 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,46 \text{ mm}$$

Výsledná hodnota odpovídá průhybu u deformace u stavu MSU 26 (viz **Obrázek 84**). Ruční kontrola deformace stropní desky vyšla stejně jako v softwaru.

Proto by železná konstrukce skleněné výplně měla umožnit dilataci minimálně **14 mm**.

5.3 Technologie betonu

Stropní deska konstrukce má nejvyšší tloušťku u obvodové stěny 1000 mm. Jedná se o masivní betonovou konstrukci, kde mohou během tuhnutí a tvrdnutí vznikat výrazné smršťovací trhliny. K jejich zamezení je proto nutné zvolit správný technologický postup a volbu betonu.

Beton musí obsahovat cement s nízkým hydratačním teplem. Vhodné řešení jsou směsné cementy na bázi portlandského cementu, které jsou ideální pro objemné konstrukce. Například struskoportlandský cement obsahující granulovanou vysokopeční strusku až na 40 % hmotnosti cementu nebo popílkový cement s 30 % příměsí létavého popílku.

Při betonování a tuhnutí stropní desky musí být povrch betonu kropen a nesmí docházet ke ztrátě vlhkosti v důsledku odparu, což lze docílit překrytím vlhkou geotextílií, fólií, nebo aplikováním nástřiku parotěsnou látkou. Nutno podotknout, že bez zajištění teploty betonu nad 5 °C nesmí být betonáž provedena v zimních měsících.

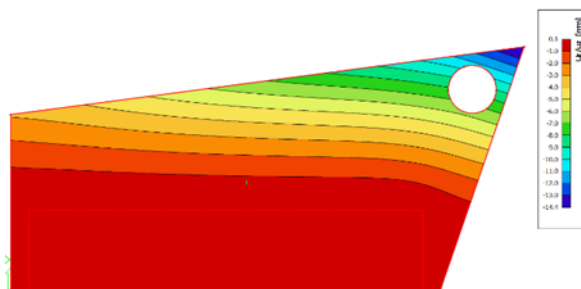
Hydratační teplo se může ještě dále snížit za betonáže večer s použitím dočasné ochrany v podobě bílého nástřiku nebo přidáváním ledu do betonu. Další metodou je i použití chlazení s využitím tekutého dusíku. Tato metoda je ovšem ekonomicky náročná.

Podrobná teplotní analýza nebyla předmětem práce. Proto není v této kapitole provedena.

6. Výpočet vnitřních sil

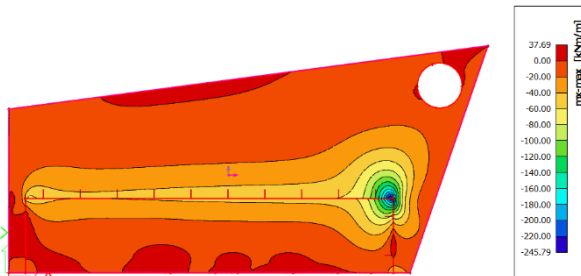
6.1 Výsledky SCIA Engineer [1]

Následující výstupy zobrazují výsledky vnitřních sil desky a nosných stěn formou obálek maximálně kladných a záporných ohybových a krouticích momentů a deformace desky u_z . Maximální kladné momenty jsou označeny m_x^+ , m_y^+ , m_{xy}^+ . Slouží pro návrh spodní výztuže. Maximální záporné momenty jsou označeny m_x^- , m_y^- , m_{xy}^- . Dimenzují horní výztuž prvku. Výsledky z programu [1] jsou v kapitole 6.2 zjednodušeným výpočtem zkontrolovány pro stav MSÚ26.



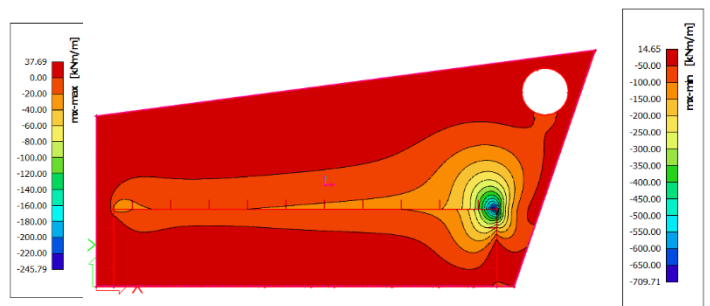
Obrázek 86 - Průhyb stropní desky $u_z = -29 \text{ mm}$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u desky m_x



Obrázek 88 – Maximální kladný moment

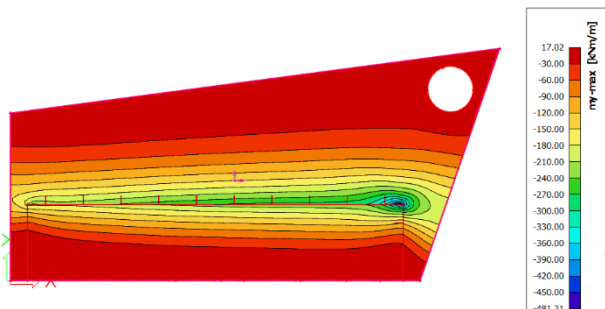
$$m_x^+ = 37,69 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 87 – Maximální záporný moment

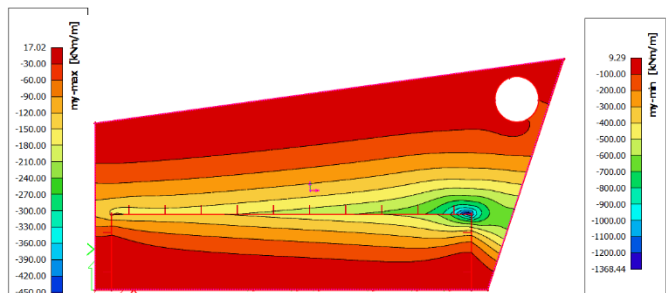
$$m_x^- = -709,71 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u desky m_y :



Obrázek 89 - Maximální kladný moment

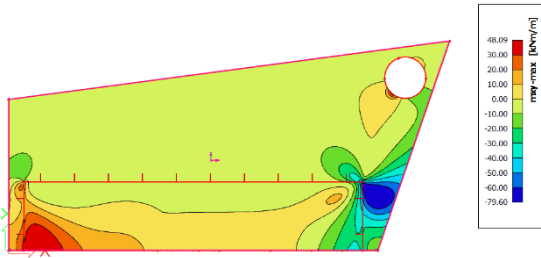
$$m_y^+ = 17,02 \text{ kNm/m}$$



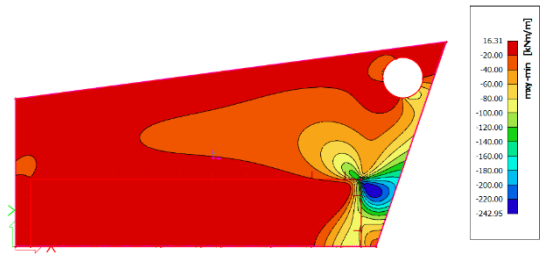
Obrázek 90 - Maximální záporný moment

$$m_y^- = -1368,44 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálních návrhových kroučících momentů u desky m_{xy} :

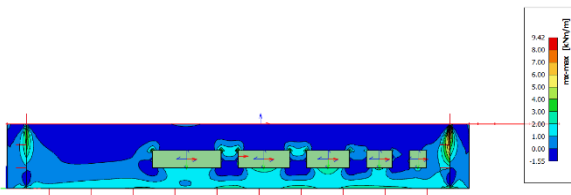


Obrázek 92 – Maximální kladný moment
 $m_{xy}^+ = 48,09 \text{ kNm/m}$

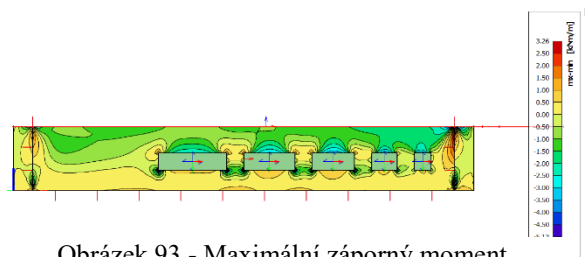


Obrázek 91 - Maximální záporný moment
 $m_{xy}^- = -242,95 \text{ kNm/m}$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u nosné stěny m_x (severní pohled):

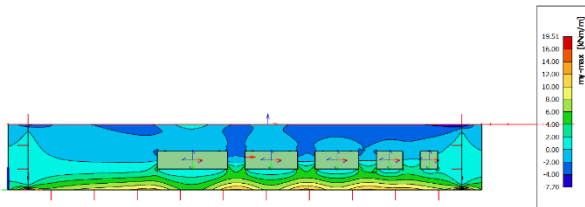


Obrázek 94 - Maximální kladný moment
 $m_x^+ = 9,42 \text{ kNm/m}$

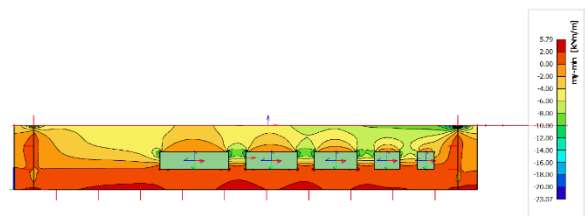


Obrázek 93 - Maximální záporný moment
 $m_x^- = -5,13 \text{ kNm/m}$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u nosné stěny m_y :

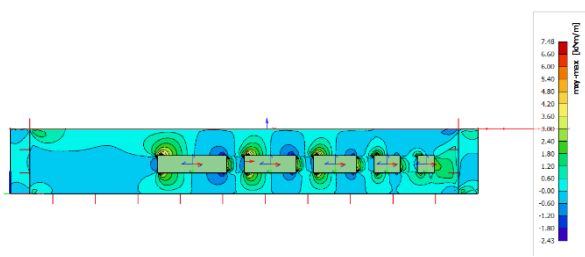


Obrázek 96 - Maximální kladný moment
 $m_y^+ = 19,51 \text{ kNm/m}$

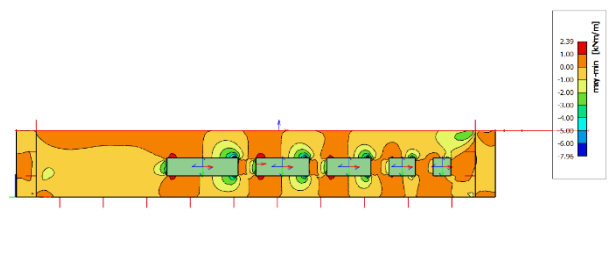


Obrázek 95 - Maximální záporný moment
 $m_y^- = -23,07 \text{ kNm/m}$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u nosné stěny m_{xy} :

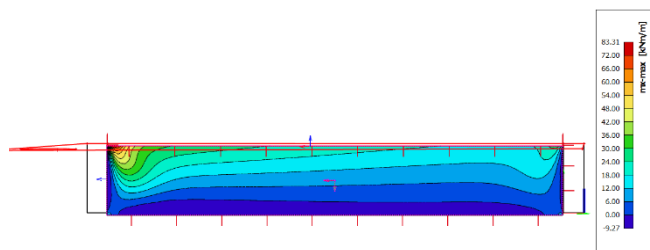


Obrázek 98 - Maximální záporný moment
 $m_{xy}^+ = 7,48 \text{ kNm/m}$



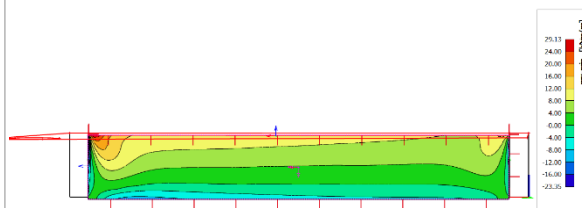
Obrázek 97 - Maximální záporný moment
 $m_{xy}^- = -7,96 \text{ kNm/m}$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u nosné stěny m_x (severní pohled):



Obrázek 100 - Maximální kladný moment

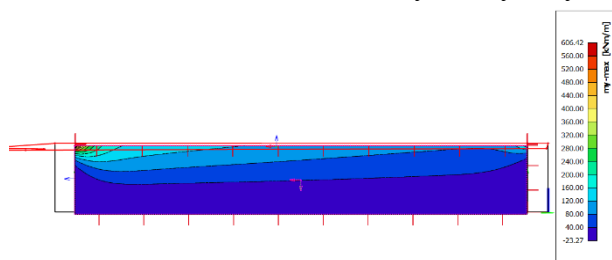
$$m_x^+ = 83,31 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 99 - Maximální záporný moment

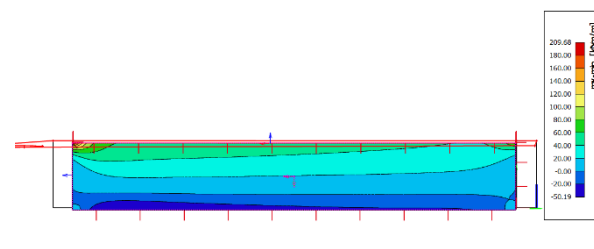
$$m_x^- = -23,35 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u nosné stěny m_y :



Obrázek 102 - Maximální kladný moment

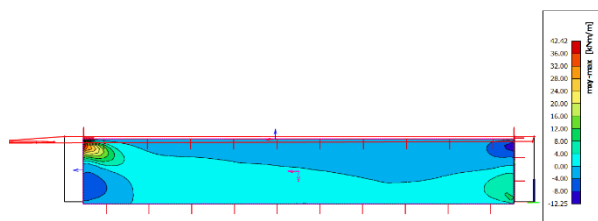
$$m_y^+ = 606,42 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 101 - Maximální záporný moment

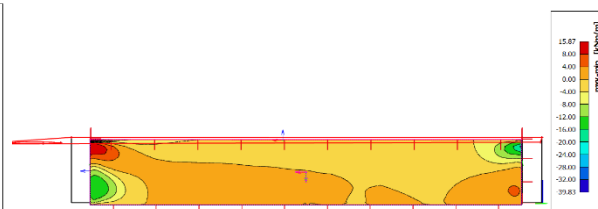
$$m_y^- = -50,19 \text{ kNm/m}$$

Obálka maximálních návrhových ohybových momentů u nosné stěny m_{xy} :



Obrázek 104 - Maximální záporný moment

$$m_{xy}^+ = 42,42 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 103 - Maximální záporný moment

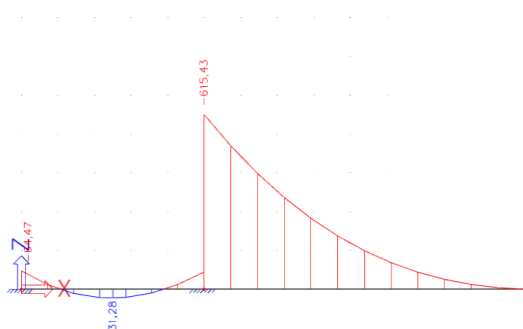
$$m_{xy}^- = -39,83 \text{ kNm/m}$$

6.2 Zjednodušený výpočet

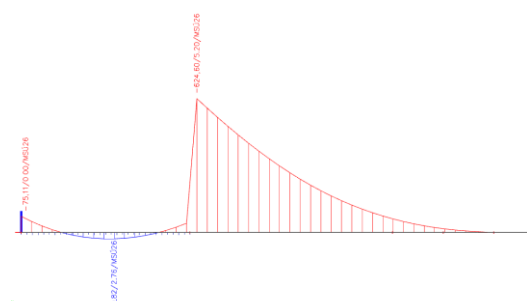
Pro zjednodušení výpočtu byla kontrola provedena pouze u ohybových momentů ve směru x a y u kombinace MSÚ26. Ohybové momenty jsou odvozeny na prutovém prvku šířky 1000 mm. Kombinace MSÚ26 je vypsána v kapitole 5.2. Výsledky ohybových momentů jsou vypočteny a porovnány s modelem 3D desky bez stěn i se stěnami.

Směr y :

Zjednodušeným výpočtem byl ve 2D spočten nosník na roznášecí šířku 1 metr. Výsledek ohybových momentů je následně porovnán s 3D modelem bez nosných stěn.



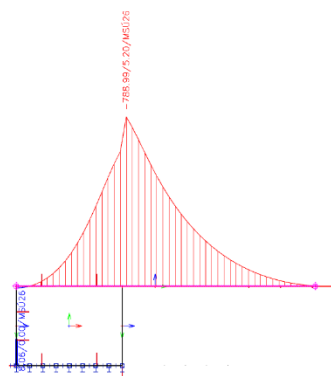
Obrázek 105 - Výpočet ohybových momentů ve směru y



Obrázek 106 - Výsledek momentů ve 3D bez stěn ve směru y

V levé podpoře je výsledek vyšší -84,47 kN a v druhém případě -75,11 kN. Rozdíl je 11 %. V pravé podpoře se rovná moment -615,43 kN v ručním výpočtu a -624,60 kN v modelu se vzájemným rozdílem 2 %. V poli nosníku jsou momenty 31,28 kN a 29,82 kN se společným rozdílem 5 %. Vnitřní síly v modelu 3D desky bez nosných stěn jsou vypočteny správně.

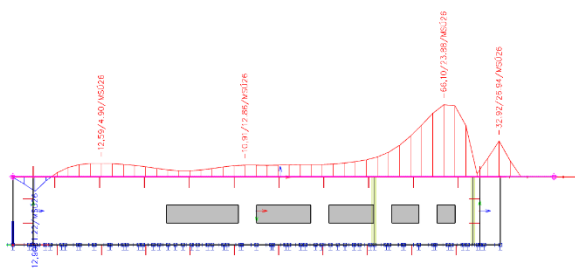
V kompletním 3D na roznášecí délku 1 m ohybový moment vyšel 788,99 kN. Odchylka vůči 2D modelu se rovná 26 %. Což je přípustná mez, když vezmeme v potaz přesnou hmotnost tíhy stropní desky, železobetonových stěn a otvorů.



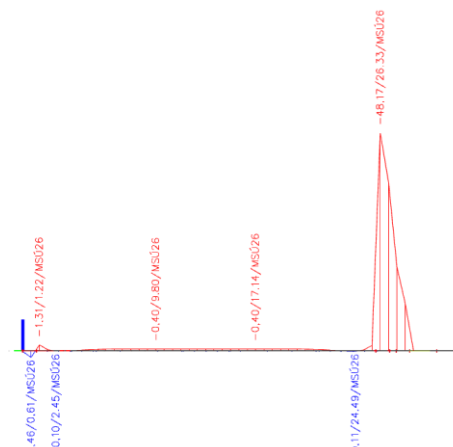
Obrázek 107 - Výsledek ohybových momentů ve 3D se stěnami ve směru y

Směr x:

Je na místě ještě porovnat ohybové momenty ve směru x s modelem 3D bez stěn s kompletním 3D modelem se stěnami. Srovnání musíme brát s rezervou. Podepření v podobě nosných stěn, které jsou blízko u sebe zkreslují původní výsledek. Maximální ohybové momenty u obou případů ve stejném místě nad pravou podporou se rovnají $-66,10$ kN a $-48,17$ kN. Rozdíl mezi nimi vychází přibližně 37 %.



Obrázek 109 - Ohybový moment ve směru x ve 3D se stěnami

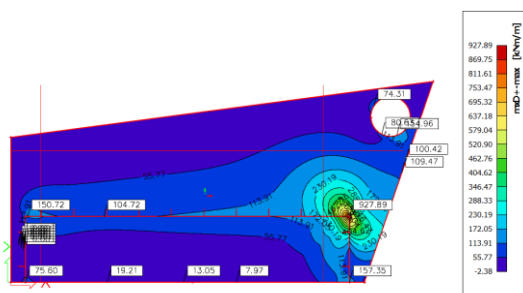


Obrázek 108 - Ohybový moment ve směru x ve 3D bez stěn

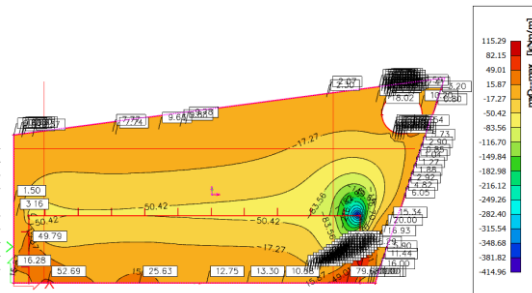
6.3 Dimenzační momenty

Na konstrukci působí kromě ohybových momentů i kroutící síly. Zohledňují je dimenzační momenty, jejichž výsledné hodnoty jsou zobrazeny níže. Pro kontrolu jsou v tabulkách dimenzační momenty vypočteny i z ohybových a kroutících momentů pro nejvyšší momenty v oblastech na které je deska rozdělena.

Obálka maximálních návrhových dimenzačních momentů u desky m_x :

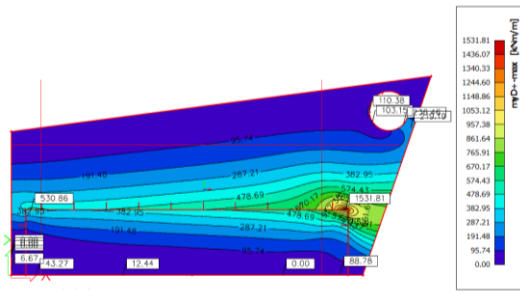


Obrázek 111 - Maximální kladný moment
 $m_x D^+ = 927,89$ kNm/m



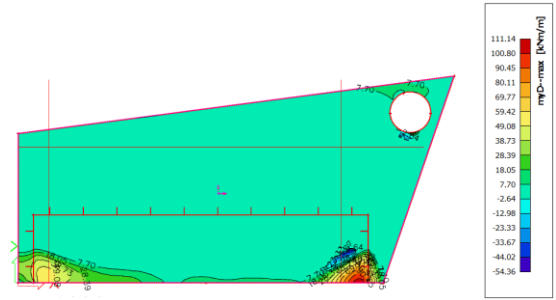
Obrázek 110 - Maximální záporný moment
 $m_x D^- = 115,29$ kNm/m

Obálka maximálních návrhových dimenzačních momentů u desky m_y :



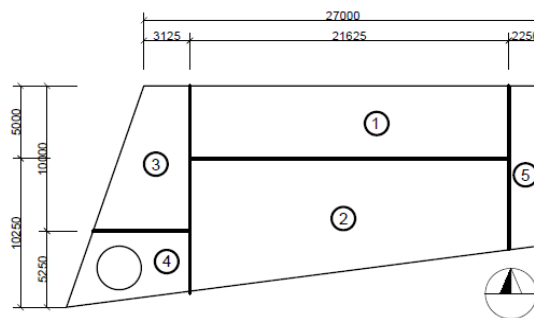
Obrázek 112 - Maximální kladný moment

$$m_y D^+ = 1531,81 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 113 - Maximální záporný moment

$$m_y D^- = 111,14 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 114 - Oblasti desky pro výpočet výztuže

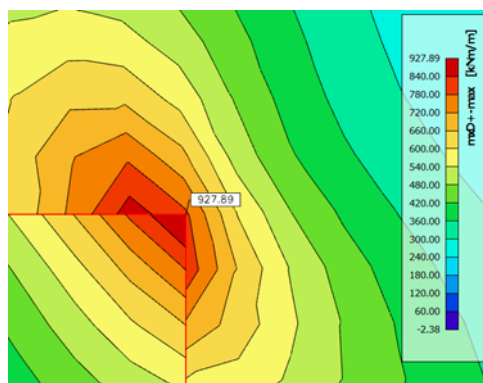
V prvním řádku tabulek (viz [Tabulka 27](#) až [Tabulka 30](#)) jsou uvedeny ohybové momenty ve směru x , ve druhém řádku kroučící momenty, ve třetím řádku dimenzační momenty vypočtené ručně a ve čtvrtém řádku dimenzační momenty vygenerované programem SCIA engineer [1].

Vzorce pro ruční výpočet dimenzačních momentů:

$$\begin{aligned}
 m_{x,D}^+ &= -m_x + |m_{xy}| \\
 m_{x,D}^- &= +m_x + |m_{xy}| \\
 m_{y,D}^+ &= -m_y + |m_{xy}| \\
 m_{y,D}^- &= +m_y + |m_{xy}|
 \end{aligned}
 \tag{24}$$

Tabulka 27 - Výpočet dimenzačních momentů směr x TLAK

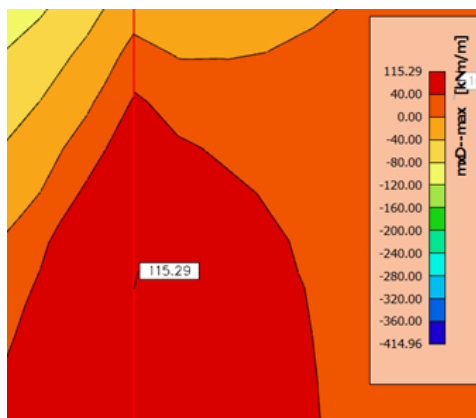
Výpočet dimenzačních momentů výztuže ve směru x v poli - TLAK										
Plocha [max]	1	Uzel	2	Uzel	3	Uzel	4	Uzel	5	Uzel
m_x [kNm/m] ⁻	-94,88	440	-207,91	2481	-709,71	36	-62,35	347	-144,49	411
m_{xy} [kNm/m] ⁻	-9,84		-80,67		-218,18		-92,57		6,25	
m_{xD} [kNm/m]	104,72		288,58		927,89		154,92		150,74	
m_{xD} [kNm/m] ⁺	104,72		288,59		927,89		154,92		150,74	



Obrázek 115 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{xD}^+

Tabulka 28 - Výpočet dimenzačních momentů x TAH

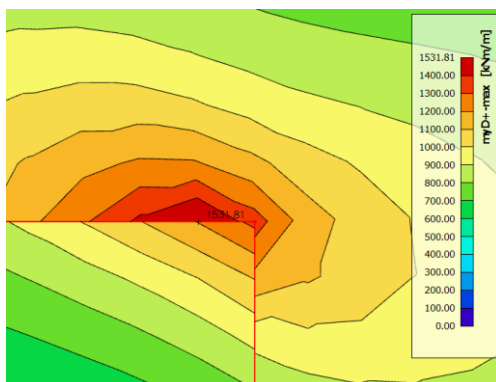
Výpočet dimenzačních momentů výztuže ve směru x - TAH										
Plocha [max]	1	Uzel	2	Uzel	3	Uzel	4	Uzel	5	Uzel
m_x [kNm/m] ⁺	-5,54	6664	-4,29	2629	15,16	396	-53,96	346	32,34	373
m_{xy} [kNm/m] ⁺	-64,7		-13,93		-100,15		-96,49		17,28	
m_{xD} [kNm/m] ⁺	59,16		9,64		115,31		42,53		49,62	
m_{xD} [kNm/m] ⁻	59,16		9,63		115,29		42,54		49,79	



Obrázek 116 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{xD}^-

Tabulka 29 - Výpočet dimenzačních momentů y TLAK

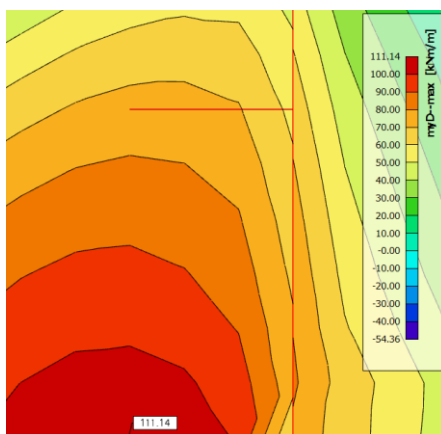
Výpočet dimenzačních momentů výztuže ve směru y v poli - TLAK										
Plocha [max]	1	Uzel	2	Uzel	3	Uzel	4	Uzel	5	Uzel
m_y [kNm/m] ⁻	-797,04	524	-797,04	524	-1368,6	533	-155,45	343	-526,75	412
m_{xy} [kNm/m] ⁻	-29,68		-29,68		-163,49		-80,92		-4,12	
m_{yD} [kNm/m]	826,72		826,72		1532,12		236,37		530,87	
m_{yD} [kNm/m] ⁺	826,73		826,73		1532,12		236,37		530,86	



Obrázek 117 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{yD}^+

Tabulka 30 - Výpočet dimenzačních momentů y TAH

Výpočet dimenzačních momentů výztuže ve směru y - TAH										
Plocha [max]	1	Uzel	2	Uzel	3	Uzel	4	Uzel	5	Uzel
m_y [kNm/m] ⁺	7,96	6664	-2,68	210	11,22	6671	-33,52	348	11,59	7247
m_{xy} [kNm/m] ⁺	-64,7		-10,45		-99,93		-81,3		42,19	
m_{yD} [kNm/m] ⁺	72,66		7,77		111,15		47,78		53,78	
m_{yD} [kNm/m]	72,67		7,76		111,14		47,78		53,78	



Obrázek 118 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{yD}^-

7. Návrh a posudek na mezní stav únosnosti

Statický výpočet je zaměřen na návrh a posudek mezního stavu únosnosti železobetonových prvků restaurace, konkrétněji nosných stěn a stropní desky. Za materiál byl zvolen beton třídy C25/30. Vyztužení je z betonářské oceli třídy B500B. Doba životnosti konstrukce se předpokládá 50 let s konstrukční třídou S4 a stupněm vlivem prostředí xc_1 – nízká vlhkost vzduchu. Postup výpočtu je stanoven podle normy EC2 ČSN EN 1992-1-1 [7].

Tloušťka desky: 200 ~ 1000 mm

Tloušťka obvodových stěn: 250 mm

Tloušťka nosné stěny: 500 mm

7.1 Charakteristika materiálu

Modul pružnosti betonu (střední hodnota): $E_{cm} = 30,5 \text{ MPa}$

Hustota betonu: $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$

Návrhová pevnost betonu v tlaku (C25/30):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,667 \text{ MPa} \quad (25)$$

Návrhová pevnost oceli (B500B):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa} \quad (26)$$

Návrhová pevnost betonu v tahu

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa} \quad (27)$$

7.2 Krytí výztuže

Výpočet krytí výztuže je závislý na předběžném návrhu profilu betonářské výztuže a vlivu prostředí. Určí se podle vzorce (28). Předběžný návrh výztuže: $\varnothing = 10 \text{ mm}$.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dov} \quad (28)$$

kde c_{min} vyjadřuje podmínka ze vzorce (29):

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) \quad (29)$$

- $c_{min,b}$ soudržnost, pro kamenivo $\leq 32 \text{ mm}$ - $c_{mi,b}=\emptyset$,
- $c_{min,dur}$ podmínky prostředí - $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

Δc_{dov} je pro monolitické konstrukce rovno 10 mm. Krycí vrstva se po výpočtu rovná:

$$c_{min} = \max (10; 15; 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = \mathbf{25 \text{ mm}}$$

7.3 Požadovaná plocha výztuže

Výpočet plochy výztuže slouží pro návrh minimálního profilu výztuže. Za ohybový moment M_{ed} dosazujeme vypočtené vnitřní síly $m_{ed,x}$ ve směru x a $m_{ed,y}$ ve směru y z kapitoly 6.

$$a_{s,req} = \frac{m_{ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (30)$$

kde účinná výška průřezu d se spočte podle vzorce (31):

$$\begin{aligned} d_x &= h - c_{nom} - \emptyset_x \cdot 0,5 - \emptyset_y \\ d_y &= h - c_{nom} - \emptyset_y \cdot 0,5 \end{aligned} \quad (31)$$

7.4 Posouzení výztuže

Posudek výztuže je proveden podle metody mezní rovnováhy. Platí vztah $F_s = F_c$ neboli síla na mezi kluzu F_s se rovná síle na mezi porušení. Proto se nejdříve musí určit síla F_s (32) a výška tlačené oblasti x (33), abychom mohli provést posudek. Výsledky jsou uvedeny v kapitole 7.6 a 7.7.

Síla v tlačené výztuži na mezi kluzu:

$$F_s = a_s \cdot f_{yd} \quad (32)$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{f_{cd} \cdot 0,8 \cdot \eta \cdot b} \quad (33)$$

kde ve vzorci jsou proměnné:

- η součinitel plnosti obrazce napětí v betonu roven 1,
- b šířka tlačené oblasti betonu, zvolen 1 m.

Moment na mezi únosnosti:

$$M_{rd} = F_s (d - 0,4 \cdot x) \quad (34)$$

Návrh musí vyhovět podmínce:

$$M_{rd} \geq M_{ed} \quad (35)$$

Ověření výšky tlačené oblasti betonu:

$$\zeta = \frac{x}{d} \leq \zeta_{bal,1} \quad (36)$$
$$\zeta = \frac{x}{d} \leq 0,45$$

kde $\zeta_{bal,1}$ se vypočte podle vzorce:

$$\zeta_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} \quad (37)$$

7.5 Konstrukční zásady

7.5.1 Omezení množství hlavní tahové výztuže

Ověření minimální plochy výztuže:

$$a_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{cases} \quad (38)$$

Ověření minimální plochy výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot a_c = 0,04 \cdot b \cdot h \quad (39)$$

Musí být splněna podmínka:

$$a_{s,min} \leq a_s \leq a_{s,max} \quad (40)$$

7.5.2 Maximální osová vzdálenost hlavní výztuže

Výpočet maximální osově vzdálenosti:

$$s_{max} = \min \{2 \cdot h; 250 \text{ mm}\} \quad (41)$$

Podmínka pro splnění kritéria:

$$s < s_{max} \quad (42)$$

- s osová vzdálenost prutů.

7.5.3 Minimální světlá vzdálenost prutů

Určení minimální světlé vzdálenosti prutů:

$$s_{min} = \max \begin{cases} k_1 \cdot \emptyset \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (43)$$

- k_1 $k_1 = 1$ dle normy [7],
- k_2 $k_2 = 5$ dle normy [7],
- \emptyset profil výztuže,
- d_g maximální průměr kameniva, $d_g = 16 \text{ mm}$.

Podmínka vyhovění:

$$s > s_{min} \quad (44)$$

- s světlá vzdálenost prutů.

7.5.4 Minimální kotevní délka

Mezní napětí soudržnosti betonu se spočte podle vztahu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (45)$$

- η_1 součinitel, definuje podmínky při betonáži, $\eta_1 = 1$ – dobré,
- η_2 součinitel, záleží na průměru prutu, $\eta_2 = 1 - \emptyset \leq 32$ mm.

7.5.5 Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (46)$$

kde se součinitelé jsou:

- σ_{sd} návrhové napětí v prutu,
- f_{bd} mezní napětí soudržnosti betonu, spočteno ve vzorci (45).

7.5.6 Kotevní délka

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \quad (47)$$

- α součinitel roven 1,
- $l_{b,rqd}$ základní kotevní délka, vypočtena z rovnice (46).

7.5.7 Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (48)$$

- $l_{b,rqd}$ základní kotevní délka, určena z rovnice (46).

7.6 Stropní deska – výsledky

Tabulka 31 - Výztuž ve směru x u horního okraje desky

Návrh a posudek výztuže ve směru x - TLAK

Plochy	y	m_{xD}^+	h	\emptyset	s	A_s	d	F_s	x	m_{Rd}^+	Posudek
	[m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	$m_{Rd}^+ \geq m_{xD}^+$
1,3,5,2	8,800	927,890	0,538	0,032	150,000	5362,000	0,469	2331,304	0,175	931,265	VYHOVUJE
5,2,4	12,000	154,920	0,371	0,018	150,000	1696,000	0,309	737,391	0,055	211,173	VYHOVUJE
4	15,250	80,630	0,200	0,018	150,000	1696,000	0,138	737,391	0,055	85,448	VYHOVUJE

Konstrukční zásady - posouzení m_{xD}^+

ζ	$\zeta_{bal,1}$	$A_{s,min}$	A_s	$A_{s,max}$	s_{max}	s_{min1}	s_{min2}	s_{min3}	f_{bd}	$l_{b,rqd} = l_b$	$l_{b,min1}$	$l_{b,min2}$	$l_{b,min3}$
	[-]	[mm ²]			[mm]			[MPa]	[kPa]	[m]	[m]		
0,372		634,629	5362,000	21536,000		32,	21			1,288	0,386	0,320	
0,179	0,617	417,092	1696,000	14820,000	250,000	18	21	20	2,700	0,725	0,217	0,180	0,100
0,401		186,576	1696,000	8000,000		18	21			0,725	0,217	0,180	

Tabulka 32 - Výztuž ve směru y u horního okraje desky 1 část západní strana

Návrh a posudek výztuže ve směru y - TLAK

Plochy	y	m_{yD}^+	h	\emptyset	s	A_s	d	F_s	x	m_{Rd}^+	Posudek
	[m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	$m_{Rd}^+ \geq m_{yD}^+$
1,2,3,4,5	5,000	1532,120	0,738	0,028	110,000	6158,000	0,699	2677,391	0,201	1655,654	VYHOVUJE
	6,000	826,720	0,685		125,000	4926,000	0,646	2141,739	0,161	1246,479	VYHOVUJE
	7,000	765,000	0,633		140,000	4398,000	0,594	1912,174	0,143	1025,732	VYHOVUJE
	8,000	574,430	0,580		150,000	4105,000	0,541	1784,783	0,134	870,589	VYHOVUJE
	9,000	382,950	0,528		165,000	3732,000	0,489	1622,609	0,122	714,257	VYHOVUJE
	10,000	287,210	0,475		180,000	3421,000	0,436	1487,391	0,112	582,742	VYHOVUJE
	11,000	219,190	0,423		195,000	3158,000	0,384	1373,043	0,103	470,624	VYHOVUJE
	12,000	236,370	0,370		200,000	3079,000	0,331	1338,696	0,100	390,004	VYHOVUJE
	13,000	103,150	0,318		220,000	2799,000	0,279	1216,957	0,091	295,142	VYHOVUJE
	14,000	110,380	0,266		230,000	2677,000	0,227	1163,913	0,087	223,072	VYHOVUJE
	15,000	94,740	0,210		250,000	2463,000	0,168	1070,870	0,080	145,503	VYHOVUJE

Konstrukční zásady - posouzení m_{yD}^+

ζ	$\zeta_{bal,1}$	$A_{s,min}$	A_s	$A_{s,max}$	s_{max}	s_{min1}	s_{min2}	s_{min3}	f_{bd}	$l_{b,rqd} = l_b$	$l_{b,min1}$	$l_{b,min2}$	$l_{b,min3}$
	[-]	[mm ²]			[mm]			[MPa]	[m]	[m]	[m]		
0,287	0,617	944,649	6158,	29508,200	250	28,	21	20	2,700	1,127	0,338	0,280	0,100
0,249		873,725	4926	27409,840									
0,242		802,800	4398	25311,480									
0,247		731,875	4105	23213,120									
0,249		660,951	3732,	21114,760									
0,256		590,026	3421	19016,400									
0,268		519,102	3158	16918,040									
0,303		448,177	3079	14819,680									
0,327		377,253	2799	12721,320									
0,385		306,328	2677	10622,960									
0,478		227,136	2463	8400,000									

Tabulka 33 - Výztuž ve směru y u horního okraje desky 2 část východní strana

Návrh a posudek výztuže ve směru y - TLAK													
Plochy	y	m_{yD}^+	h	\emptyset	s	A_s	d	F_s	x	m_{Rd}^+	Posudek		
	[m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	$m_{Rd}^+ \geq m_{yD}^+$		
1,2,5	5,000	530,860	0,738	0,022	165,000	2304,000	0,702	1001,739	0,075	672,821	VYHOVUJE		
	7,000	530,860	0,633				0,597			567,720	VYHOVUJE		
	9,000	287,910	0,528				0,492			462,620	VYHOVUJE		
	10,000	191,480	0,475				0,439			410,070	VYHOVUJE		
	13,000	95,740	0,318				0,282			252,386	VYHOVUJE		
Konstrukční zásady - posouzení m_{yD}^+													
ξ	$\xi_{bal,1}$	$A_{s,min}$	A_s	$A_{s,max}$	s_{max}	s_{min1}	s_{min2}	s_{min3}	f_{bd}	$l_{b,rqd} = l_b$	$l_{b,min1}$	$l_{b,min2}$	$l_{b,min3}$
	[-]	[mm ²]			[mm]				[MPa]	[kPa]	[m]	[m]	[m]
0,107	0,617	948,705	2304,000	29508,200	250	22	21	20	2,700	0,886	0,266	0,220	0,100
0,126		806,856		25311,480									
0,153		665,007		21114,760									
0,171		594,082		19016,400									
0,266		381,264		12720,000									

Tabulka 34 - Výztuž ve směru x u dolního okraje desky

Návrh a posudek výztuže ve směru x - TAH													
Plochy	y	m_{xD}^-	h	\emptyset	s	A_s	d	F_s	x	m_{Rd}^-	Posudek		
	[m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	$m_{Rd}^- \geq m_{xD}^-$		
1,3,5	7,000	115,290	0,592	0,018	150,000	1696,000	0,540	737,391	0,055	381,879	VYHOVUJE		
5,2,3,4	15,250	59,160	0,200	0,018	150,000	1696,000	0,148	737,391	0,055	92,822	VYHOVUJE		
Konstrukční zásady - posouzení m_{xD}^-													
ξ	$\xi_{bal,1}$	$A_{s,min}$	A_s	$A_{s,max}$	s_{max}	s_{min1}	s_{min2}	s_{min3}	f_{bd}	$l_{b,rqd} = l_b$	$l_{b,min1}$	$l_{b,min2}$	$l_{b,min3}$
	[-]	[mm ²]			[mm]				[MPa]	[kPa]	[m]	[m]	[m]
0,102	0,617	730,080	1696,000	23680,000	250,000	18	21	20	2,700	0,725	0,217	0,180	0,100
0,374		200,096	1696,000	8000,000		18				0,725		0,180	

Tabulka 35 - Výztuž ve směru y u dolního okraje desky

Návrh a posudek výztuže ve směru y - TAH													
Plochy	y	m_{yD}^-	h	\emptyset	s	A_s	d	F_s	x	m_{Rd}^-	Posudek		
	[m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[m]	[kN/m]	[m]	[kNm/m]	$m_{Rd}^- \geq m_{yD}^-$		
3,1,5	5,000	111,140	0,738	0,018	250,000	1018,000	0,704	442,609	0,033	305,589	VYHOVUJE		
4,2,5	15,250	53,780	0,200	0,018	250,000	1018,000	0,166	442,609	0,033	67,596	VYHOVUJE		
ξ	$\xi_{bal,1}$	$A_{s,min}$	A_s	$A_{s,max}$	s_{max}	s_{min1}	s_{min2}	s_{min3}	f_{bd}	$l_{b,rqd} = l_b$	$l_{b,min1}$	$l_{b,min2}$	$l_{b,min3}$
	[-]	[mm ²]			[mm]				[MPa]	[kPa]	[m]	[m]	[m]
0,047	0,617	951,409	1018,000	29508,200	250	18,000	21	20	2,700	0,725	0,217	0,180	0,100
0,200		224,432	1018,000	8000,000		18,000				0,725		0,180	

7.7 Železobetonové stěny – výsledky

Ve výpočtu je navržena a posouzena nosná stěna tloušťky 500 mm uprostřed objektu. K návrhu jsou zapotřebí jiné vzorce stejné, které zohledňují jak ohybový moment stěny, tak normálové vnitřní síly. Posudek je vytvořen pomocí iteračního diagramu.

Výpočet excentricity:

$$z_s = \frac{h}{2} - c - \frac{\emptyset}{2} \quad (49)$$

Výpočet bodu 0:

$$\begin{aligned} F_c &= 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \\ N_{rd,0} &= F_c + F_s + F_s \\ M_{rd,0} &= F_s \cdot z_s - F_s \cdot z_s \end{aligned} \quad (50)$$

- z_s excentricita z rovnice (49).

Výpočet bodu 1:

$$\begin{aligned} F_c &= 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \\ N_{rd,1} &= F_c + F_s \\ M_{rd,1} &= F_c \cdot (0,5 \cdot h - 0,4 \cdot d) + F_s \cdot z_s \end{aligned} \quad (51)$$

Výpočet bodu 2:

$$\begin{aligned} x &= \frac{700}{700 + f_y d} \cdot d \\ F_c &= 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \\ N_{rd,2} &= F_c + F_s - F_s \\ M_{rd,2} &= F_c \cdot (0,5 \cdot h - 0,4 \cdot d) + F_s \cdot z_s + F_s \cdot z_s \end{aligned} \quad (52)$$

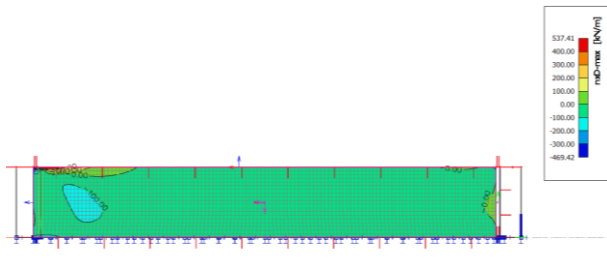
Výpočet bodu 3:

$$\begin{aligned} x &= \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \\ N_{rd,3} &= 0 \\ M_{rd,3} &= F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) \end{aligned} \quad (53)$$

Podmínka:

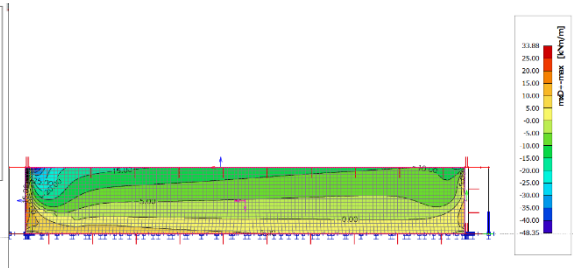
$$\Sigma (A_s + A_s) \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_{ed} \quad (54)$$

Obálka maximálních návrhových dimenzačních vnitřních sil u stěny:



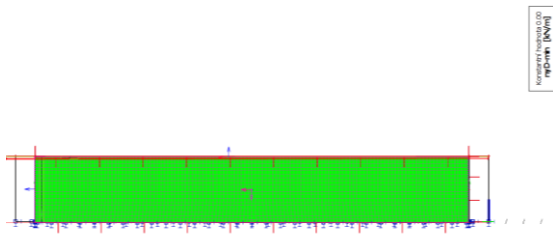
Obrázek 120 - Maximální kladná normálová síla

$$n_x D^+ = 537,41 \text{ kN/m}$$



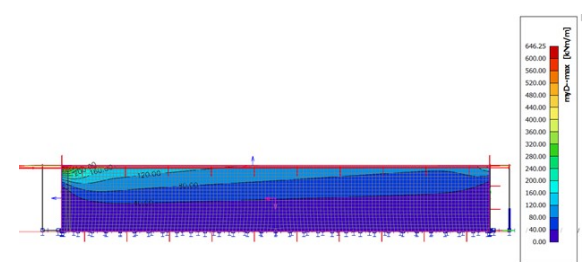
Obrázek 119 Maximální kladný moment

$$m_x D^+ = 33,88 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 121 Maximální záporná normálová síla

$$n_y D^- = 0 \text{ kN/m}$$



Obrázek 122 Maximální záporný moment

$$m_y D^- = 646,25 \text{ kNm/m}$$

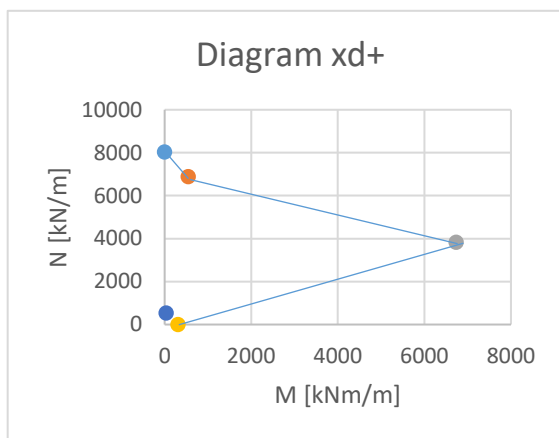
Tabulka 36 - Návrh a posudek zdi tl. 500 mm

Návrh a posudek výztuže zdi tl. 500 mm

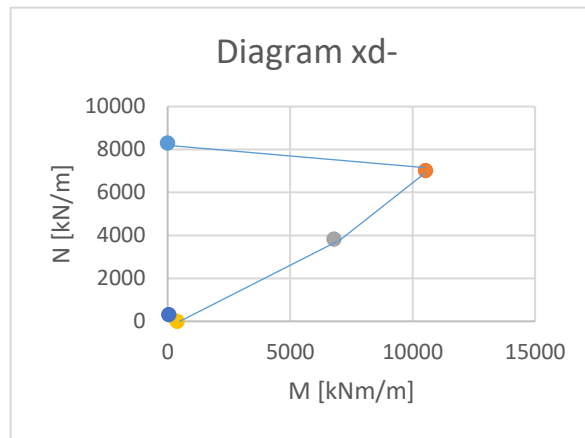
	M		N	tl	\check{s}	h	\emptyset	ks	A_s	d	z_s	x	F_s	$(A_s + A_s)$ f_{yd}	$0,1$ N_{ed}	Posudek
	[kNm/m]		[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	-	[mm ² /m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
m_{xd}^+	33,880	n_{xd}^+	537,410	0,5	1	3,740	0,020	5,000	1571	0,465	0,215	0,287	683,043	1366,08	53,741	VYHOVUJE
m_{xd}^-	50,210	n_{xd}^-	319,850				0,020	6,000	885	0,465	0,215	0,287	819,565	1639,13	31,985	VYHOVUJE
m_{yd}^+	111,61	n_{yd}^+	0,000				0,020	6,000	1885	0,465	0,215	0,287	819,565	1639,13	0,000	VYHOVUJE
m_{yd}^-	646,25	n_{yd}^-	0,000				0,025	9,000	4418	0,463	0,213	0,285	1920,870	3841,73	0,000	VYHOVUJE

Tabulka 37 - Výpočet bodů iteračního diagramu

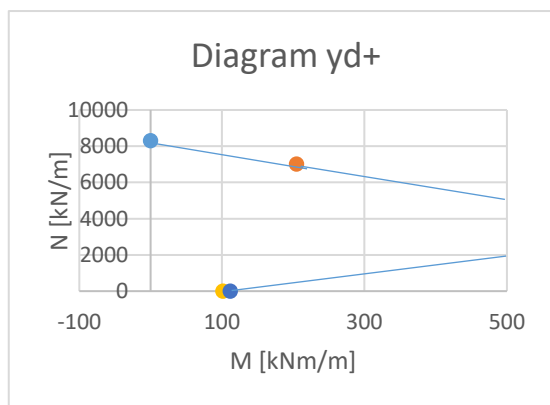
napětí max	bod 0	bod0	bod 1	bod1	bod 2	bod2	bod 3	bod3
[Mpa]	$N_{rd,0}$	$M_{rd,0}$	$N_{rd,1}$	$M_{rd,1}$	$N_{rd,2}$	$M_{rd,2}$	$N_{rd,3}$	$M_{rd,3}$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
700,000	8032,754	0,000	6883,043	543,654	3824,521	6734,202	0,000	303,619
	8305,797	0,000	7019,565	10527,511	3824,521	6792,907	1,000	380,325
	8305,797	0,000	7019,565	204,776	3824,521	6792,907	2,000	101,228
	10508,406	0,000	8087,536	1009,435	3803,959	7226,041	3,000	814,607



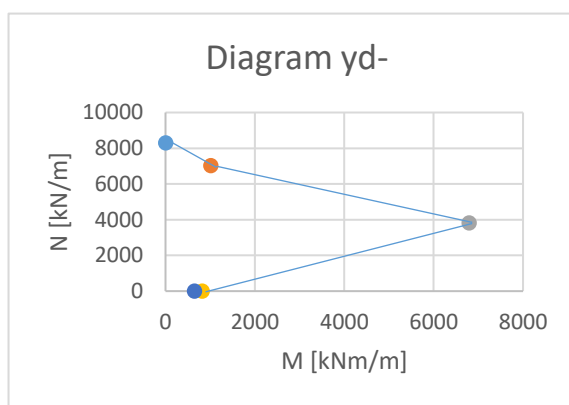
Obrázek 126 - Diagram posudku pro kladný x-ový směr výztuže



Obrázek 123 - Diagram posudku pro záporný x-ový směr výztuže



Obrázek 125 Diagram posudku pro kladný y-ový směr výztuže



Obrázek 124 Diagram posudku pro záporný y-ový směr výztuže

8. Posouzení na mezní stav použitelnosti

Z hlediska mezního stavu únosnosti je posudek zaměřen na posudek průhybu u železobetonové konstrukce, a to bez zohlednění dotvarování a vznik trhlin, tak aby mohla být ověřena vhodnost zvoleného konstrukčního řešení. Při podrobném rozboru použitelnosti by bylo dle ČSN EN 1992-1-1 [7] nutno posuzovat i otevření trhlin.

8.1 Průhyb

Mezní stav přetvoření může být posuzován buď omezením poměru rozpětí k výšce prvku, nebo porovnáním vypočteného průhybu s mezní hodnotou. Při dodržení následujících podmínek lze od výpočtu průhybu upustit. Pokud je splněna podmínka, že skutečný poměr l/d je menší než limitní poměr l/d , nemusí se průhyb dále posuzovat, neboť lze předpokládat, že nadměrné průhyby za běžných podmínek nenastanou. Při tomto posudku se má uvažovat u lokálně podepřených desek delší z obou rozpětí [7].

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (55)$$

- K součinitel zohledňující nosný systém – konzola $K = 0,4$,
- ρ_0 referenční stupeň vyztužení, výpočet ve vzorci (56),
- ρ stupeň vyztužení, určený v rovnici (57).

$$\rho_0 = (f_{ck})^{0,5} \cdot 10^{-3} = (25)^{0,5} \cdot 10^{-3} = 0,005 \quad (56)$$

$$\rho = 0,008 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{25}}{450} = 0,0008 \quad (57)$$

$$\frac{15,25}{0,159} = 0,4 \left[11 + 1,5 \sqrt{25} \frac{0,005}{0,0008} + 3,2 \sqrt{25} \left(\frac{0,005}{0,0008} - 1 \right)^{3/2} \right]$$
$$95,91 = 100,134$$

Je zřejmé, že skutečný poměr $l/d = 35,3$ je menší než limitní poměr $l/d = 63,7$ a tedy není dále nutné průhyb počítat.

9. Závěr

V bakalářské práci byl navržen vhodný konstrukční systém stropní desky, který vyhovuje architektonické studii. Jako nejvhodnější řešení byla vybrána železobetonová deska s proměnnou tloušťkou. Železobetonové dílce jsou staticky navrženy a posouzeny podle platných norem. V rámci posudku je i mezní stav použitelnosti průhybu bez smykových trhlin.

Restaurace má samozřejmě více variant řešení, které nebyly doposud ověřeny. Stropní deska by se dala řešit z předpjatého betonu, který snižuje velikost vnitřních sil desky. Další možností jsou táhla, která by stropní desku tak zvaně „nadzvedávala“ proti své deformaci vlastní tíhou. Také samotné skleněné dílce mohou být nosné a přenášet tíhu od stropní desky do podloží. Dále by se dalo uvažovat o prefabrikovaném dílci stropní desky, pokud by to technika a výrobní linka dovolila. Variant může být opravdu celá řada a záleží pouze na projektantovi, architektovi a statikovi, jaké konečné řešení zvolí i s ohledem na danou lokalitu a v neposlední řadě posouzením variant z hlediska finančních nákladů a možných zdrojů.

10. Seznamy

10.1 Seznam obrázků

1. Úvod.....	11
Obrázek 1 - Vizualizace restaurace	12
Obrázek 2 – Půdorys restaurace ve vizualizaci	13
2. Cíl práce.....	14
3. Metodika řešení.....	15
Obrázek 3 -Příčný řez	15
Obrázek 4 - Půdorys	15
Obrázek 5 - Schéma stálého zatížení od skladby střechy	17
Obrázek 6 - zatížení sněhem s_k [8].....	20
Obrázek 7 - Schéma působení větru (půdorys).....	23
Obrázek 8 - Půdorys zón.....	25
Obrázek 9 - Pohledy zón.....	25
Obrázek 10 - Schéma působení větru (půdorys).....	25
Obrázek 11 - Půdorysné schéma zón u přístřešku	27
Obrázek 12 – Schéma působení větru (půdorys)	27
Obrázek 13 - Schéma zón ploché střechy	28
Obrázek 14 - Deformace stropní desky $u_z=-25,2$ mm	31
Obrázek 15 – Maximální kladný moment	31
Obrázek 16 – Maximální záporný moment	31
Obrázek 17 – Maximální záporný moment	31
Obrázek 18 – Maximální kladný moment	31
Obrázek 19 - Deformace stropní desky $u_z= -25,2$ mm	32
Obrázek 20 - Maximální záporný moment $m_x^- = -718,47$ kNm/m.....	32
Obrázek 21 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 55,22$ kNm/m	32
Obrázek 22 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 31,08$ kNm/m.....	32
Obrázek 23 - Maximální záporný moment $m_y^- = -1325,18$ kNm/m.....	32
4. Předběžný návrh variant stropní desky	33
Obrázek 24 – Varianta číslo dvě – vizualizace 3D.....	34
Obrázek 25 – Rozměry půdorysu stropní desky objektu	35
Obrázek 26 – Varianta číslo dvě – výpočetní model	35
Obrázek 27 – Varianta číslo dvě – půdorys výpočetního modelu	35
Obrázek 28 - Varianta číslo tři – vizualizace 3D.....	36
Obrázek 29 – Nové rozměry půdorysu stropní desky objektu.....	36
Obrázek 30 - Schéma a popis příhrady	36
Obrázek 31 - Varianta číslo tři – výpočetní model	37
Obrázek 32 - Varianta číslo tři – půdorys výpočetního modelu	37
Obrázek 33 - Varianta číslo čtyři – vizualizace 3D	38
Obrázek 34 - Varianta číslo čtyři – výpočetní model	38
Obrázek 35 - Varianta číslo pět – vizualizace 3D	39
Obrázek 36 - Varianta číslo pět – výpočetní model.....	39
Obrázek 37 - Varianta číslo šest – vizualizace 3D	40
Obrázek 38 - Varianta číslo sedm – vizualizace 3D.....	41
Obrázek 39 – Varianta číslo sedm – boční pohled	41
Obrázek 40 - Varianta číslo sedm – výpočetní model	41
Obrázek 41 – Varianta číslo sedm – boční pohled na výpočetní model.....	41

Obrázek 42 - Deformace stropní desky $u_z = -73,6$ mm	42
Obrázek 43 - Maximální záporný moment $m_x^- = -557,53$ kNm/m	42
Obrázek 44 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 175,72$ kNm/m	42
Obrázek 45 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 183,67$ kNm/m	42
Obrázek 46 - Maximální záporný moment $m_y^- = -839,49$ kNm/m	42
Obrázek 47 - Deformace příhrady $u_z = -35,8$ mm	43
Obrázek 48 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 39,27$ kNm/m	43
Obrázek 49 - Maximální záporný moment $m_x^- = -92,45$ kNm/m	43
Obrázek 50 - Maximální záporný moment $m_x^- = -179,80$ kNm/m	43
Obrázek 51 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 62,58$ kNm/m	43
Obrázek 52 - Deformace stropní desky $u_z = -16,1$ mm	44
Obrázek 53 - Maximální záporný moment $m_x^- = -113,65$ kNm/m	44
Obrázek 54 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 40,18$ kNm/m	44
Obrázek 55 - Maximální záporný moment $m_x^- = -163,80$ kNm/m	44
Obrázek 56 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 68,86$ kNm/m	44
Obrázek 57 - Deformace stropní desky $u_z = -20,3$ mm	45
Obrázek 58 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 41,17$ kNm/m	45
Obrázek 59 - Maximální záporný moment $m_x^- = -74,02$ kNm/m	45
Obrázek 60 - Maximální záporný moment $m_x^- = -156,47$ kNm/m	45
Obrázek 61 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 64,16$ kNm/m	45
Obrázek 62 - Deformace stropní desky $u_z = -59,9$ mm	46
Obrázek 63 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 188,61$ kNm/m	46
Obrázek 64 - Maximální záporný moment $m_x^- = -817,65$ kNm/m	46
Obrázek 65 - Maximální záporný moment $m_x^- = -886,04$ kNm/m	46
Obrázek 66 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 213,63$ kNm/m	46
Obrázek 67 - Deformace stropní desky $u_z = -27,9$ mm	47
Obrázek 68 - Maximální záporný moment $m_x^- = -787,61$ kNm/m	47
Obrázek 69 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 91,15$ kNm/m	47
Obrázek 70 - Maximální záporný moment $m_x^- = -1475,08$ kNm/m	47
Obrázek 71 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 32,51$ kNm/m	47
5. Podrobný popis stropní desky s proměnnou tloušťkou	49
Obrázek 72 - Výpočetní model (západní pohled)	49
Obrázek 73 - Výpočetní model (severní pohled)	50
Obrázek 74 - Půdorys výpočetního modelu ve 3D	50
Obrázek 75 - Dolní spád u západního pohledu	50
Obrázek 76 - Dolní spád u východního pohledu	50
Obrázek 77 - Zakreslení systémové roviny v ose z	52
Obrázek 78 - Zatížení od střešní skladby	52
Obrázek 79 - Zatížení od vlastní tíhy atiky	52
Obrázek 80 - Zatížení od obvodového pláště	53
Obrázek 81 - Zatížení sněhem	53
Obrázek 82 - Zatížením větrem na stropní desce	53
Obrázek 83 - Zatížení větrem na celou konstrukci	54
Obrázek 84 - Deformace stropní desky	54
Obrázek 85 - Intenzity obvodových stěn	54
6. Výpočet vnitřních sil	56
Obrázek 86 - Průhyb stropní desky $u_z = -29$ mm	56
Obrázek 87 - Maximální záporný moment $m_x^- = -709,71$ kNm/m	56
Obrázek 88 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 37,69$ kNm/m	56
Obrázek 89 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 17,02$ kNm/m	56
Obrázek 90 - Maximální záporný moment $m_y^- = -1368,44$ kNm/m	56
Obrázek 91 - Maximální záporný moment $m_{xy}^- = -242,95$ kNm/m	57

Obrázek 92 – Maximální kladný moment $m_{xy}^+ = 48,09 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 93 - Maximální záporný moment $m_x^- = -5,13 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 94 - Maximální kladný moment $m_x^+ = 9,42 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 95 - Maximální záporný moment $m_y^- = -23,07 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 96 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 19,51 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 97 - Maximální záporný moment $m_{xy}^- = -7,96 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 98 - Maximální záporný moment $m_{xy}^+ = 7,48 \text{ kNm/m}$	57
Obrázek 99 - Maximální záporný moment $m_x = -23,35 \text{ kNm/m}$	58
Obrázek 100 - Maximální kladný moment	58
Obrázek 101 - Maximální záporný moment $m_y = -50,19 \text{ kNm/m}$	58
Obrázek 102 - Maximální kladný moment $m_y^+ = 606,42 \text{ kNm/m}$	58
Obrázek 103 - Maximální záporný moment $m_{xy}^- = -39,83 \text{ kNm/m}$	58
Obrázek 104 - Maximální záporný moment $m_{xy}^+ = 42,42 \text{ kNm/m}$	58
Obrázek 105 - Výpočet ohybových momentů ve směru y	59
Obrázek 106 - Výsledek momentů ve 3D bez stěn ve směru y	59
Obrázek 107 - Výsledek ohybových momentů ve 3D se stěnami ve směru y	59
Obrázek 108 - Ohybový moment ve směru x ve 3D bez stěn	60
Obrázek 109 - Ohybový moment ve směru x ve 3D se stěnami	60
Obrázek 110 - Maximální záporný moment $m_x D^- = 115,29 \text{ kNm/m}$	60
Obrázek 111 - Maximální kladný moment $m_x D^+ = 927,89 \text{ kNm/m}$	60
Obrázek 112 - Maximální kladný moment $m_y D^+ = 1531,81 \text{ kNm/m}$	61
Obrázek 113 - Maximální záporný moment $m_y D^- = 111,14 \text{ kNm/m}$	61
Obrázek 114 - Oblasti desky pro výpočet výztuže	61
Obrázek 115 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{xD}^+	62
Obrázek 116 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{xD}^-	62
Obrázek 117 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{yD}^+	63
Obrázek 118 - Maximální dimenzační moment uzlu m_{yD}^-	63
7. Návrh a posudek na mezní stav únosnosti	64
Obrázek 119 Maximální kladný moment $m_x D^+ = 33,88 \text{ kNm/m}$	72
Obrázek 120 - Maximální kladná normálová síla $n_x D^+ = 537,41 \text{ kN/m}$	72
Obrázek 121 Maximální záporná normálová síla $n_y D^- = 0 \text{ kN/m}$	72
Obrázek 122 Maximální záporný moment $m_y D^- = 646,25 \text{ kNm/m}$	72
Obrázek 123 - Diagram posudku pro záporný x-ový směr výztuže	73
Obrázek 124 Diagram posudku pro záporný y-ový směr výztuže	73
Obrázek 125 Diagram posudku pro kladný y-ový směr výztuže	73
Obrázek 126 - Diagram posudku pro kladný x-ový směr výztuže	73
8. Posouzení na mezní stav použitelnosti	74
9. Závěr	75
10. Seznamy	76

10.2 Seznam tabulek

Tabulka 1 - Skladba střechy.....	16
Tabulka 2 - Vlastní tíha od atiky	17
Tabulka 3 - Skladba obvodového pláště železobetonové nosné stěny	17
Tabulka 4 - Vlastní tíha skleněné obvodové stěny	18
Tabulka 5 - Skladba podlahy A (technické místnosti).....	18
Tabulka 6 - Skladba podlahy B (restaurace).....	18
Tabulka 7 - Skladba podlahy C (terasa).....	19
Tabulka 8 - Podlaha	19
Tabulka 9 - Plochá střecha.....	19
Tabulka 10 - Parametry zadání	20
Tabulka 11 - Určení referenční výšky	21
Tabulka 12 - Půdorysné rozměry stěn	24
Tabulka 13 - Výpočet šířky oblastí.....	24
Tabulka 14 - Půdorysné rozměry přístřešek A)	26
Tabulka 15 - Součinitelé tlaku u přístřešku	26
Tabulka 16 - Šířky zón u přístřešku.....	26
Tabulka 17 - Půdorysné rozměry plochá střecha B).....	27
Tabulka 18 - Výpočet rozměrů zón	28
Tabulka 19 - Výsledný tlak větru na stěny	29
Tabulka 20 - Výsledný tlak větru na přístřešek	30
Tabulka 21 - Výsledný tlak větru na ploché střeše.....	30
Tabulka 22 - Výsledky přístřešku	31
Tabulka 23 - Výsledky ploché střechy	32
Tabulka 24 - Výsledky analýzy v procentech.....	33
Tabulka 25 - Výsledky reakcí variant.....	48
Tabulka 26 - Výsledky deformací a maximálních momentů.....	48
Tabulka 27 - Výpočet dimenzačních momentů směr x TLAK.....	62
Tabulka 28 - Výpočet dimenzačních momentů x TAH.....	62
Tabulka 29 - Výpočet dimenzačních momentů y TLAK	63
Tabulka 30 - Výpočet dimenzačních momentů y TAH.....	63
Tabulka 31 - Výztuž ve směru x u horního okraje desky	69
Tabulka 32 - Výztuž ve směru y u horního okraje desky 1 část západní strana	69
Tabulka 33 - Výztuž ve směru y u horního okraje desky 2 část východní strana	70
Tabulka 34 - Výztuž ve směru x u dolního okraje desky	70
Tabulka 35 - Výztuž ve směru y u dolního okraje desky	70
Tabulka 36 - Návrh a posudek zdi tl. 500 mm.....	72
Tabulka 37 - Výpočet bodů iteračního diagramu	73

10.3 Odkazy (citace):

Programy

- [1] *SCIA Engineer* [Komerční software]. Ver. 17. 1. Nemetschek group, Mnichov, Německo, 2017 [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <<https://www.scia.net/cs/support/downloads/scia-engineer-17>>
- [2] *AutoCAD* [Komerční software]. Ver. 2018. Autodesk Inc., San Rafael, Kalifornie, USA, 2018 [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <<https://www.autodesk.com/education/free-software/autocad>>
- [3] *ArchiCAD* [Komerční software]. Ver. 19: Graphisoft, Budapešť, Maďarsko, 2017 [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <<https://myarchicad.com/>>

Normy

- [4] ČSN EN 1991-1-1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, březen 2004.
- [5] ČSN EN 1991-1-3: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-3: Zatížení sněhem*. 2rd ed. Praha: Český normalizační institut, červen 2013.
- [6] ČSN EN 1991-1-4: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-4: Zatížení větrem*. 2rd ed. Praha: Český normalizační institut, duben 2013.
- [7] ČSN EN 1992-1-1: *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, červenec 2011.
- [8] Mapa zatížení sněhem na zemi. *Sněhová mapa* [online]. Ostrava: VŠB-TU, 2018 [cit. 2018-05-02]. Dostupné z: <<http://www.snehovamapa.cz/>>

Přílohy:

Výkresy (formát A3):

Č. výkresu	Název	Měřítko
01	Půdorys 1. NP	M 1:100
02	Příčný a podélný řez	M 1:100
03	Pohledy	M 1:100
04	Výkres tvaru	M 1:100
05	Výkres výztuže desky – horní výztuž	M 1:100
06	Výkres výztuže desky – dolní výztuž	M 1:100
07	Výztuž desky – schéma a řezy	M 1:200

Výpis výztuže