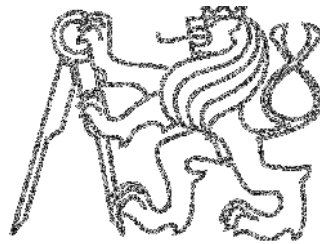


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

2017

MICHAELA ŠTRUNCOVÁ

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Varianty stropní konstrukce budovy základní umělecké školy

Bakalářská práce

Vypracovala: Michaela Štruncová
Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Praha 2017

Formulář zadání BP



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Štruncová Jméno: Michaela Osobní číslo: 423817
Zadávatel katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Varianty stropní konstrukce budovy základní umělecké školy
Název bakalářské práce anglicky: Floor structure variants for School of Arts Building

Pokyny pro vypracování:

- Návrhy možných variant řešení stropní konstrukce a podporujících prvků
- Základní dokumentace (schéma výkresu tvaru a vyztužení)
- Zhodnocení variant

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 24.2.2017

Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017

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


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

28.2.2017

Datum převzetí zadání



Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracovala samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využila, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědoma toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb. (autorský zákon).

V Praze dne

.....
Michaela Štruncová

Poděkování

Ráda bych poděkovala paní doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc. za konzultace, užitečné rady a odborné vedení při vypracování této bakalářské práce.

Souhrn

Bakalářská práce je zaměřena na analýzu konstrukčního řešení objektu navrženého v rámci semestrálního projektu. První část obsahuje různé varianty stropní konstrukce, které jsou následně zhodnoceny v souvislosti s navrženou konstrukcí. Hlavní částí je ověření návrhu stěn namáhaných průvlakem většího rozponu. Součástí je vytvoření modelů konstrukce v programu Scia Engineer a následné porovnání. Na základě vnitřních sil je navržena výztuž stěn, která je znázorněna ve schématu výztuže.

Klíčová slova

Strop, konstrukce, stěna, průvlak, zatížení, namáhání, návrh, výztuž, model, beton, štíhlost.

Summary

The Bachelor Thesis is focused on analysis of building structure designed in semester project. The first part includes a floor structure variants which are evaluated according to designed structure. The main part is the verification of designed walls loaded with a large span beam. It includes a creation of structure models in the Scia Engineer program and comparison of created models. On the basis of the internal forces is designed the reinforcement of the wall that is shown in the reinforcement scheme.

Key words

Floor, ceiling, structure, wall, beam, load, strain, design, reinforcement, model, concrete, thinness.

Obsah

1.	Úvod.....	8
2.	Železobetonové stropní konstrukce na větší rozpon	8
2.1.	Funkce a požadavky na železobetonové stropy.....	8
2.2.	Dělení železobetonových stropů.....	9
2.2.1.	Konstrukční	9
2.2.2.	Technologické	10
2.3.	Monolitické stropní konstrukce na větší rozpon.....	10
2.3.1.	Plné deskové stropní konstrukce	10
2.3.2.	Vylehčené deskové stropní konstrukce	11
2.3.3.	Trámové.....	14
2.3.4.	Předpjaté	16
2.4.	Prefabrikované stropní konstrukce na větší rozpon.....	18
2.4.1.	Předpjaté dutinové panely	19
2.4.2.	Předpjaté žebrové panely (TT, U)	19
3.	Základní údaje objektu	20
3.1.	Obecný popis	20
3.2.	Technické řešení stavby.....	20
3.3.	Varianty stropní konstrukce.....	21
4.	Návaznost stropní konstrukce na podporující prvky.....	22
4.1.	Deformace stěny	23
4.2.	Model konstrukce	24
4.2.1.	Zatížení	25
4.2.2.	Prutový model.....	25
4.2.3.	3D model	26
4.2.4.	Porovnání modelů konstrukce	28
4.3.	Návrh výztuže stěny	28
4.3.1.	Postup výpočtu účinku druhého řádu dle jmenovité křivosti	31
4.3.2.	Vnitřní síly pro návrh výztuže	28
4.3.3.	Návrh výztuže stěny	33
5.	Závěr	34
6.	Literatura	35
7.	Přílohy	37
	Příloha č. 1 – Konstrukční schémata	
	Příloha č. 2 – Výkres tvaru 3. NP	
	Příloha č. 3 – Návrh výztuže stěn	
	Příloha č. 4 – Schéma výztuže stěn	

1. Úvod

V bakalářské práci je ověřováno konstrukční řešení objektu základní umělecké školy navržené v rámci semestrální práce. V první části práce jsou popsány různé možnosti provedení stropní konstrukce od monolitických trámových a deskových konstrukcí přes vylehčené stropy, předpjaté až po prefabrikované.

Další část je věnována analýze statického působení stropní konstrukce základní umělecké školy. Problém vyplývá z navržené stropní konstrukce, kde se průvlaky o rozměru 960x350 mm napojují na stěnu o tloušťce 200 mm. Část práce je zaměřena na analýzu tohoto styku z důvodu prošetření nadměrného zatížení a deformace stěny. Je nutné uvážit, zda jsou třeba nějaké změny či ztužení podporující konstrukce nebo je přijatelné řešení bez úprav. V závěru je vyhodnocení práce a jsou uvedeny další alternativy řešení konstrukce.

2. Železobetonové stropní konstrukce na větší rozpon

2.1. Funkce a požadavky na železobetonové stropy

Důležitou součástí nosné konstrukce spolu se svislými prvky tvoří stropní konstrukce, která dělí budovu na jednotlivá podlaží. Železobetonová vodorovná konstrukce disponuje oproti jiným materiálovým řešením několika výhodami, mezi které patří odolnost, nehořlavost, dobrá protipožární odolnost, možnost různých tvarů, horizontální tuhost, poměrně vysoká životnost, velká únosnost a z toho důvodu i možnost větších rozponů konstrukce. Naproti tomu negativními vlastnostmi jsou značná pracnost, nutnost technologických přestávek, dotvarování a smršťování betonu a nákladná doprava prefabrikátů.

Kromě nosné konstrukce jsou součástí stropu i vrstvy podlahy a podhled, které dohromady zajišťují základní funkce stropu. Pokud podlaha nebo podhled chybí, pak nosná konstrukce vedle statické funkce plní i funkci estetickou a provozní. Další funkce stropní konstrukce jsou požární odolnost a akustická i tepelně technická izolační schopnost.

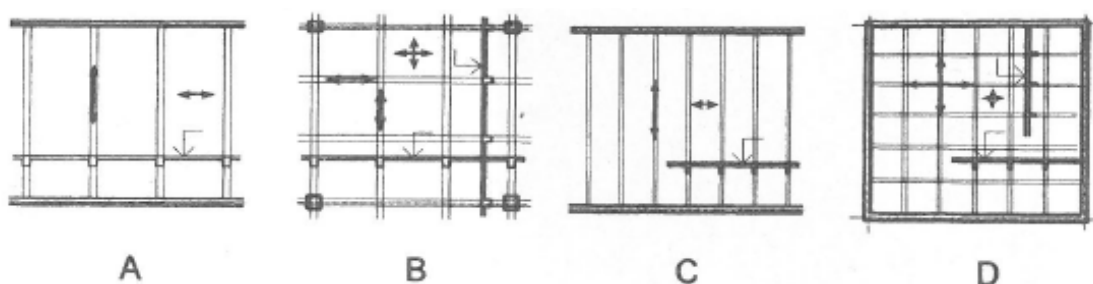
Nejdůležitější parametry pro správnou volbu stropní konstrukce jsou rozpon, únosnost, plošná hmotnost, horizontální tuhost, deformační vlastnosti, fyzikální vlastnosti (akustika, tepelná technika) a požární odolnost.

2.2. Dělení železobetonových stropů

Železobetonové stropní konstrukce lze dělit podle konstrukčního a technologického hlediska.

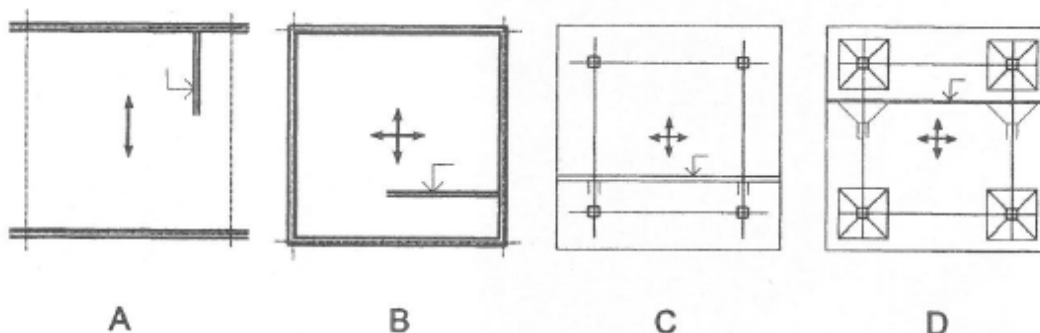
2.2.1. Konstrukční

Dle konstrukčního hlediska se stropy rozdělují na trémové a deskové konstrukce. Trémové stropní konstrukce jsou tvořeny stropní deskou pnutou mezi nosnými železobetonovými trémami, které mohou vést jedním nebo více směry (roštové, kazetové konstrukce) a podle toho musí být uloženy na nosnou konstrukci (průvlaky, stěny, sloupky)



Obr. 2.1 Trémové železobetonové konstrukce stropů (zdroj: [2])
A – trémový strop, B – roštový strop, C – žebrový strop, D – kazetový strop

Deskové konstrukce jsou stropní desky pnuté jedním nebo více směry, kde je hlavní výztuž umístěna ve směru pnutí. Podpory mohou být tvořeny stěnami, tuhými průvlaky nebo sloupky, které jsou rozmístěny podle směru pnutí desky.



Obr. 2.2 Deskové železobetonové konstrukce stropů (zdroj: [2])
A – jednosměrně pnutá deska, obousměrně pnutá deska podepřená B – po obvodu nepoddajně,
C – lokálně, D – lokálně sloupky s hlavicemi

2.2.2. Technologické

Z technologického hlediska lze rozdělit konstrukce na monolitické, prefabrikované a prefa-monolitické. Monolitické deskové konstrukce se provádějí na místě realizace objektu uložením betonu do předem připraveného bednění. Stropní deska je po zatvrdnutí betonu tuhá ve své rovině a je schopna přenášet vodorovné síly do svislých ztužujících prvků. Značnou nevýhodou monolitických konstrukcí je výraznější vliv smršťování a dotvarování betonu, a tím větší deformace konstrukce.

Prefabrikované konstrukce jsou předem vyrobené dílce (panely, nosníky, stropní vložky), které se po dovezení na stavbu montují a následně stykují. K zajištění spolupůsobení prvků je třeba provést správný návrh a realizaci styků, vložit zálivkovou výztuž a poté doplnit zálivkovým betonem. K smršťování a dotvarování prefabrikátů obvykle nedochází ve velké míře, jelikož hydratace betonu probíhá převážně ještě před dovezením na stavbu.

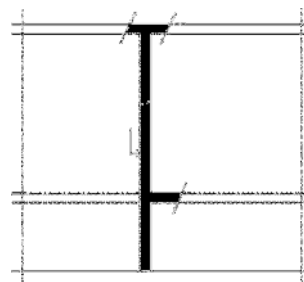
Prefa-monolitické stropní konstrukce spojují výhody monolitických i prefabrikovaných konstrukcí. Prefabrikované desky nebo nosníky s vložkami slouží jako tzv. ztracené bednění, do kterého se uloží betonová směs a po vytvrdnutí dojde ke spolupůsobení prefabrikovaného prvku a monolitického betonu, tzv. spřažení. Tímto se konstrukce stane horizontálně tuhou, a tudíž schopnou přenášet vodorovné síly obdobně jako monolitická deska.

2.3. Monolitické stropní konstrukce na větší rozpon

2.3.1. Plné deskové stropní konstrukce

Deskové stropní konstrukce jsou namáhány převážně ohybem a jejich statické působení závisí na směru pnutí. Výhodou deskových stropních konstrukcí je rovný podhled a snadné bednění. Křivost desek vychází ze způsobu jejich podepření. Obousměrně pnutá deska se vyznačuje dvojí křivostí, zatímco jednosměrně pnutá deska má jednu křivost.

U jednosměrně pnutých desek je zatížení přenášeno jen jedním směrem, proto je hlavní nosná výztuž orientována pouze v jednom směru na straně tažených vláken. Uložení desky se provádí na protějších stranách kloubově nebo vetknutím (příp. spojitá deska) pomocí stěn nebo tuhých průvlaků nebo ji lze nechat na jedné straně nepodpořenou a tím vytvořit konzolu. Je možné desku podepřít i po obvodě, ale geometrie půdorysu by měla být v poměru stran



Obr. 2.3 Železobetonová vykonzolovaná deska

alespoň 2:1, s kratším rozměrem ve směru pnutí. Dle skript [1] je efektivní návrh jednosměrně pnutých desek do 4 m při kloubovém uložení a 4,5 – 6 m u spojitých nebo vetknutých desek. Empirické vzorce pro návrh tloušťky desky vychází ze způsobu uložení a rozpětí ve směru pnutí.

Obousměrně pnuté desky mohou být uloženy buď lokálně pomocí sloupů, pilířů, krátkých stěn, nebo nepoddajně po celém obvodu tuhými průvlaky nebo stěnami (viz obr. 2.2). Z důvodu obousměrného přenosu zatížení je hlavní nosná výztuž orientována v obou směrech, což je výhodné zejména z hlediska roznosu zatížení od lokálních břemen. Ideální půdorysný tvar konstrukce by měl být čtvercový nebo obdélníkový s poměrem stran menším než 2:1. Při větším poměru dochází k výraznějšímu statickému působení desky v kratším rozponu a snížení efektivity konstrukce. V porovnání s jednosměrně pnutou deskou má obousměrně pnutá deska větší únosnost při stejné tloušťce, tudíž je lze navrhovat užší. Ideální rozpětí desky je cca 5x5 pro kloubově uloženou po obvodě podepřenou, 6x6 až 9x9 pro vetknutou po obvodě podepřenou a vzdálenost podpor u lokálně podepřené desky je 5–9 m.

2.3.2. Vylehčené deskové stropní konstrukce

Plné deskové stropy ztrácí při větším rozponu na efektivitě nárůstem spotřeby materiálu a plošné hmotnosti, což je jeden z důvodů vylehčování desek. Vylehčení monolitického stropu se provádí vložením tvarovek do desky, kde vytvoří dutiny, které nahrazují beton bez nosné funkce, a tím se odstraní zbytečné zatížení při zachování únosnosti.

Tvarovky, které tvoří ztracené bednění jsou uloženy na spodní výztuž desky a spojeny vymežovacími spojkami nebo jsou již zabudovány v prostorové výztuži. Po okraji desky a v oblasti uložení je nutné ponechat desku nevylehčenou, z důvodu lepšího přenosu smykových sil a rizika protlačení desky. Do takto připravené konstrukce se vloží zbylá výztuž, včetně horní výztuže desky a po zalití vzniknou žebra spojená tenkou betonovou deskou při horním i spodním povrchu. U většiny systémů ztraceného bednění je třeba provést betonáž ve dvou fázích, z důvodu zamezení vyplavání tvarovek nebo vydouvání vylehčovacích koulí.

Systémů vylehčení monolitických stropních desek je velké množství, proto zde bude uvedeno pouze několik nejpoužívanějších. Pro obousměrně pnuté desky to jsou např. U-Boot Beton, který se používá jak pro stropní, tak pro základové desky. Dalším zástupcem je systém Cobiax nebo BubbleDeck, které provádějí vylehčení pomocí dutých koulí zabudovaných v prostorové výztuži a Beeplate systém, kde se tvarovky skládají tak, aby tvořili strukturu

plástve. Pro jednosměrně pnuté desky se používá např. systém U-Bahn Beton nebo VELOX, který vyrábí štěpkocementové ztracené bednění (možné i pro obousměrně pnuté desky).

Vylehčením stropní konstrukce se sníží potřebné množství betonu i výztuže, a tudíž i plošná hmotnost desky. Tím je zmenšeno zatížení na podporující konstrukce a základy a mohou být navrženy menší nebo méně vyztužené. Tyto stropy jsou v porovnání s plnou deskou únosnější při stejném rozponu nebo jsou vhodné na větší rozpon při stejném zatížení. Umožňují též větší architektonickou svobodu, nevyžadují pravidelnost podpor a mohou dosahovat rozpětí až 20 metrů. Mají také lepší požární odolnost a akustické vlastnosti než plné desky.

U-Boot Beton:

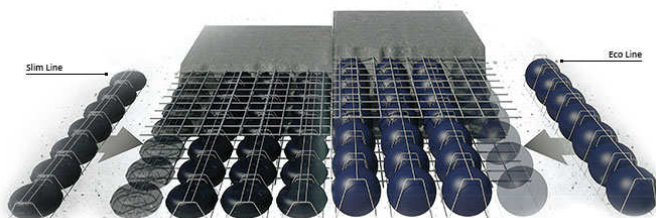


Obr. 2.4 U-Boot Beton – tvarovky (zdroj [9])

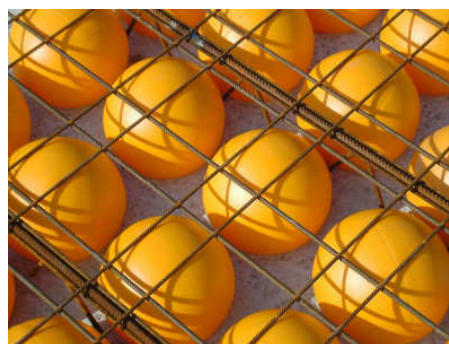


Obr. 2.5 U-Boot Beton – rozmístění tvarovek zdroj [10]

Cobix a BubbleDeck:



Obr. 2.6 Systém Cobix – tvarovky Slim Line (vlevo) a Eco Line (vpravo); zdroj [11]

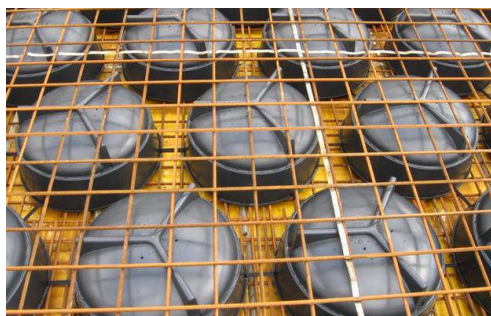


Obr. 2.7 Systém BubbleDeck – tvarovky Zdroj [12]



Obr. 2.8 Systém Cobix – rozmístění tvarovek zdroj [13]

Beeplate:



Obr. 2.9 Systém Beeplate rozmístění tvarovek (zdroj [14])

U-Bahn Beton:

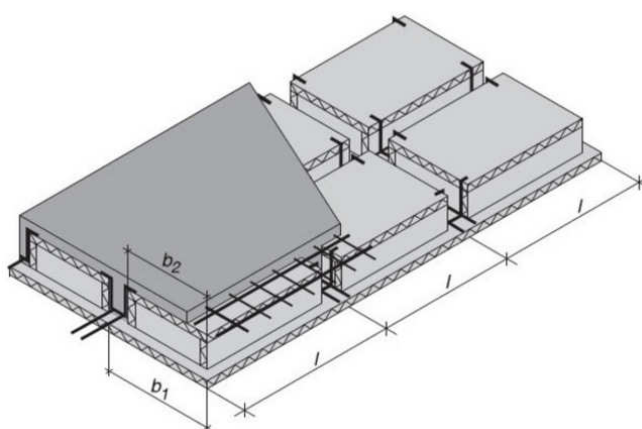


Obr. 2.10 U-Bahn Beton – rozmístění tvarovek zdroj [15]

VELOX:



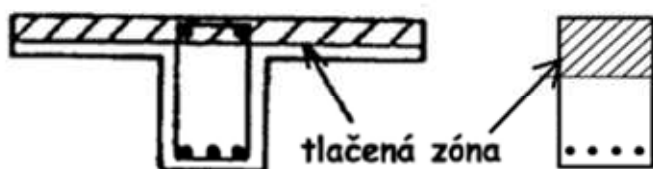
Obr. 2.11 VELOX – rozmístění bednicích dílců pro jednosměrně pnutou desku (zdroj [16])



Obr. 2.12 VELOX –bednicí prvek pro obousměrně pnutou desku (zdroj [19])

2.3.3. Trámové

Trámové stropní konstrukce jsou tvořeny nosníky, které jsou monoliticky spojeny se stropní deskou, což vytváří staticky výhodný „T“ průřez. V části mezi podporami přenáší tahová namáhání výztuž ve spodní části nosníku, zatímco tlaková namáhání jsou přebírána betonem v horní části nosníku a spolupůsobící deskou, která napomáhá posunutí tlačené oblasti betonu do horní části průřezu. Trámové konstrukce mají na rozdíl od deskových vyšší průřez, a tudíž i větší rameno vnitřních sil, což napomáhá lepšímu statickému využití materiálu. Z důvodu menší plošné hmotnosti ve srovnání s deskovými prvky mají trámové konstrukce větší únosnost a menší průhyb od vlastní tíhy. Nevýhodami trámových konstrukcí jsou zejména velká pracnost bednění a vyztužování, dále nerovný podhled, který lze vyřešit například ztraceným bedněním.



Obr. 2.13 Porovnání tlačené oblasti „T“ průřezu (vlevo) a obdélníkového průřezu (vpravo) v poli zdroj: [6]

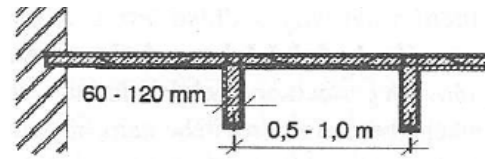
Trámy orientovány v jednom směru jsou obvykle obdélníkového průřezu monoliticky spojeny s deskou. Tento typ stropní konstrukce je poměrně pracný, a proto se v dnešní době používá, jen pokud je stropní konstrukce navržena na velké zatížení nebo na velký rozpon. Trámy jsou umístěny v osové vzdálenosti 1,2 – 3 m tak, aby jejich uložením na průvlaku nevznikal extrémní ohybový moment od osamělých břemen. Rozměry prvku závisí na jeho rozpětí, velikosti zatížení a způsobu uložení.

Maximální doporučený rozpon l :	
běžný trámový strop	6 - 7 m
speciální případy	9 m i více
Osová vzdálenost trámů:	
běžné trámové stropy	$a = 1,2 - 3,0$ m
Orientační výšky trámů:	
prosté uložení	$h = 1/17 - 1/10 \cdot l$
vetknutý, spojitý trám	$h = 1/20 - 1/15 \cdot l$
průvlak; značně zatížený trám	$h = 1/10 - 1/12 \cdot l$
Orientační šířka trámů:	
l [m]	teoretické rozpětí
a [m]	osová vzdálenost trámů

Pozn.: Rozměry jsou pouze orientační a týkají se trámů s běžným zatížením. Skutečné dimenze je třeba posoudit podle příslušné normy

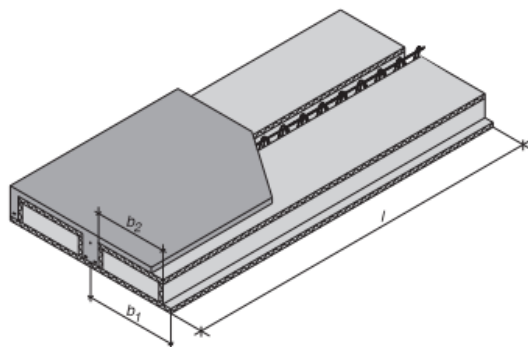
Obr. 2.14 Orientační rozměry železobetonových trámových stropů (zdroj: [1])

Žebrové stropní konstrukce se liší od klasických trámových stropů tenčí deskovou konstrukcí (50–70 mm), z důvodu menší osové vzdálenosti žeber, která je 0,5 – 1 m. Tato konstrukce se vyznačuje též užšími trámy (žebry) o šířce 60–120 mm. Vzhledem k těmto vlastnostem jsou žebrové stropy schopny dosáhnout rozponu až 12 m



Obr. 2.15 Žebrový strop (zdroj: [1])

(např. dle katalogu firmy VELOX). Nevýhody této konstrukce jako pracnost bednění a nerovný podhled se dají vyřešit prefabrikovanými bednicími prvky, ze kterých se sestaví ztracené bednění. Jedním z dodavatelů je firma VELOX, která vyrábí vylehčené lepené štěpkocementové tvarovky, které svým tvarem vytvoří rovný podhled a po zalití betonovou směsí vzniknou žebírka vyztužená prostorovými ocelovými nosníky.



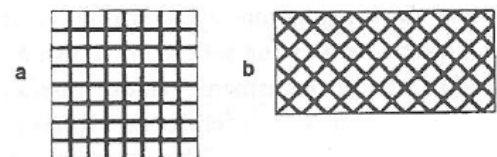
Obr. 2.16 Prefabrikovaný bednicí prvek VELOX (zdroj: [19])



Obr. 2.17 Prefabrikovaný bednicí prvek VELOX (zdroj: [3])

Trámy ve dvou nebo více směrech jsou realizovány na čtvercovém nebo obdélníkovém půdorysu, nejlépe o stranách do poměru 1:1,5.

Pokud jsou strany obdélníkového tvaru v nevýhodném poměru, lze natočit žebra o 45°, což lze použít i u čtvercového půdorysu ke zmenšení krouticích momentů v rozích stropu. Podepření



Obr. 2.18 Tvary půdorysu pro trámy ve dvou směrech (zdroj: [1])

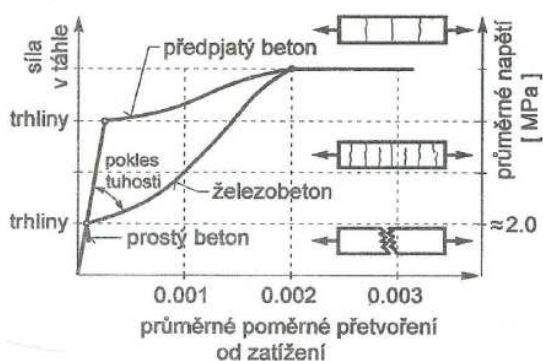
konstrukce je buď po celém obvodu, nebo lokálně sloupy. Vzhledem k obousměrnému vyztužení konstrukce získává lepší statické vlastnosti ve srovnání s žebrovými a jednosměrnými trámy. Větší únosnost a tuhost umožňuje relativně velké rozpony, až 15x15 m. Kazetové konstrukce jsou tvořeny železobetonovou stropní deskou spojenou křížícími se trámy ve vzdálenostech 500–1200 mm. Roštové stropy se od kazetových liší většími žebry s větší vzdáleností. Oba typy stropních konstrukcí jsou z architektonického hlediska zajímavé, a tudíž se často navrhují v kulturních a reprezentačních prostorách, např. koncertní sály,

divadla, konferenční sály atd. Komplikované bednění je vyřešeno pokládkou nejčastěji plastových výlisků na bednicí desky a následným zalitím betonem. Požadavek rovného pohledu je umožněn ztraceným bedněním, podobně jako u žebrových konstrukcí, keramickými tvarovkami nebo jinými vylehčenými prefabrikovanými stropními prvky (např. štěpkocementovými tvarovkami, u-boot systémem atd.).

2.3.4. Předpjaté

Předpjaté stropní konstrukce se hodí pro průvlakly nebo desky na větší rozpon. Princip předpjatého betonu spočívá v tom, že se předpínací výztuží vnese do betonu napětí, čímž vznikne tlaková rezerva a eliminuje se nízká pevnost betonu v tahu. Jde o snahu pomocí vzniklé normálové síly zamezit vytvoření tahového napětí v betonu tak, že vnesené vnitřní síly vyváží vnější zatížení na prvek a pokud je působiště normálové síly v jádru průřezu, nevznikají tahové napětí v žádných dalších částech.

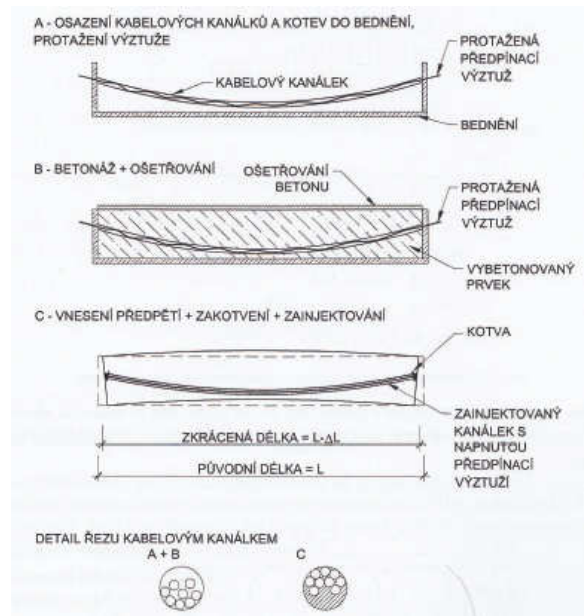
Statické působení předpjatého prvku ve srovnání s prostým betonem a železobetonem se nejlépe demonstruje na příkladu betonového táhla v závislosti na vnesené síle a poměrném přetvoření prvku. Jak je vidět na obrázku, prostý beton při relativně malém zatížení hned po vzniku trhliny vyčerpá svou tahovou únosnost a dojde k porušení, kdežto u železobetonového prvku přebere výztuž tahové napětí a nastává zvětšení šířky trhlin a jejich rozvoj. Porušení prvku nastane až po dosažení mezního přetvoření oceli. Železobetonový prvek má tedy větší únosnost, houževnatost a tažnost než prostý beton.



Obr. 2.19 Působení prostého, železobetonového a předpjatého betonu v tlaku (zdroj: [4])

U předpjatého betonu nejprve nastává čerpání tlakové rezervy do stavu, kdy se napětí rovná nule a teprve potom začíná beton působit v tahu, což významně oddálí vznik trhlin. To znamená, že při stejném zatížení má předpjatý beton menší trhliny a průhyb než železobeton. Mezní únosnost je však stejná pro oba druhy betonu, za předpokladu totožné výztuže, kdy dojde k jejímu přetržení. Díky větší tuhosti, houževnatosti i tažnosti je možné navrhovat předpjaté konstrukce štíhlejší a na větší rozpětí a tím zároveň snížit spotřebu materiálu.

Monolitické konstrukce se provádějí tzv. dodatečným předpětím. Nejdříve se vytvoří armokoš z betonářské výztuže do bednění a následně se vloží kabelové kanálky s předpínací výztuží. Po betonáži musí konstrukce dosáhnout určitých vlastností, aby bylo možné napnutí a trvalé zakotvení výztuže, čímž se vnese předpětí do prvku. Pokud se jedná o systém bez soudržnosti, kabelový kanálek je vyplněn mazivem, které eliminuje tření kabelu o stěny kanálku. Jedná-li se o předpětí se soudržností, posledním krokem je injektáž kabelového kanálku cementovou maltou, která zajistí spolupůsobení betonu s předpínacím kabelem.



Obr. 2.20 Postup dodatečného předpjetí prvku zdroj: [5]



Obr. 2.21 Dodatečně předpjatá monolitická stropní konstrukce (zdroj: [7])

2.4. Prefabrikované stropní konstrukce na větší rozpon

Prefabrikované dílce mají oproti monolitu výhodu v průmyslové produkci. Ve výrobě se dají prvky poměrně snadno vylehčit i předepnout. Vylehčení se provádí podélnými dutinami kruhového nebo oválného průřezu, čímž se uspoří materiál a sníží hmotnost dílce. Předepnutím získá prvek větší rezervu pro zatížení a podpoří vlastnosti dutinového dílce tak, že je možno prvek navrhnout na daleko větší rozpětí. Po osazení prefabrikátu do konstrukce již nedochází k tak výraznému smršťování a dotvarování jako u monolitu, ale měly by se do konstrukce ukládat dílce s podobným stářím, aby nedošlo k různým deformacím od dotvarování a smršťování v realizovaném objektu. Další předností je relativně krátká doba výstavby a okamžitá únosnost po osazení. Prefabrikované prvky lze též tvarově unifikovat. Naproti tomu, nevýhodou prefabrikátů je jejich poměrně vysoká cena, převážně kvůli dopravě na stavbu a potřeby mechanizace pro manipulaci s dílci, která se dimenzuje pro nejtěžší dílec, a proto je výhodné navrhnout prefabrikáty s podobnou hmotností.

Prefabrikované stropní dílce se vyrábí plné nebo dutinové. Plné železobetonové stropní panely mohou být pnuté jedním nebo dvěma směry, ale převážně se používají pouze jednosměrně pnuté. Rozpon plných desek je jen na krátké vzdálenosti do 4,2 m pro menší zatížení s tloušťkou 65–160 mm. Dutinové dílce jsou pnuty pouze jedním směrem. Jejich výhodou je menší množství materiálu, a tudíž menší vlastní tíha. Z toho důvodu lze prvky uplatnit na větší rozpon až do 6,6 m s tloušťkou 140–250 mm.

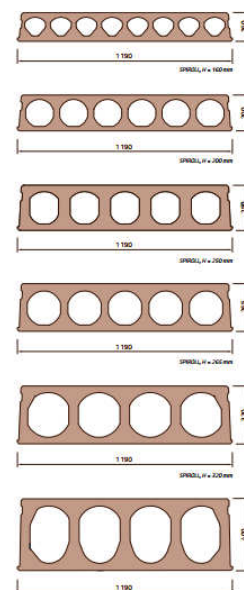
Spolupůsobení prefabrikovaných stropních dílců je zajištěna tvarem prvku a zálivkovou výztuží, které po zalití spáry mezi dílci začnou spolupůsobit a zajistí tuhost konstrukce ve vodorovné rovině. Rozměry a hmotnost dílců jsou často omezeny, kvůli manipulaci a transportním možnostem. Skladebné šířky panelů se pohybují do 2400 mm, výjimečně i více. Problémem prefabrikovaných stropních konstrukcí jsou větší prostupy, kde je třeba aplikovat ocelovou výměnu nebo předem objednat atypickou úpravu panelu. Menší prostupy se u dutinových dílců mohou řešit na místě prořezáním nebo provrtáním v oblasti dutiny nebo dle pokynů výrobce.

2.4.1. Předpjaté dutinové panely

Průřez dutin předepjatých panelů je kruhový nebo oválný, stejně jako u nepředpjatých dílců. Hlavní nosná výztuž se předpíná, a tudíž je prvek vhodný na větší rozpony a zatížení. Minimální délka uložení dílce je 100 mm. Stropní prvky SPIROLL a PARTEK se vyrábí v tloušťkách 160–500 mm, přičemž maximální rozpony jsou 7–18 m.



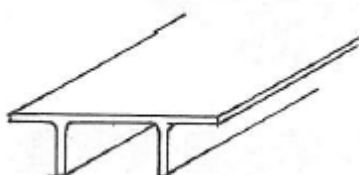
Obr. 2.22 Předpjatý dutinový panel SPIROLL (zdroj: [18])



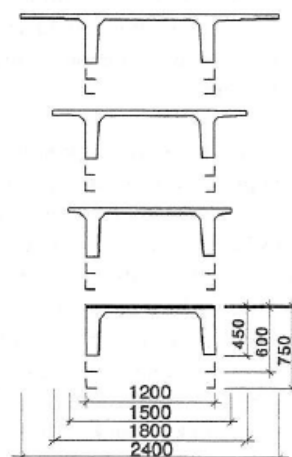
Obr. 2.23 Předpjatý dutinový panel SPIROLL tl. 160–400 mm (zdroj: [17])

2.4.2. Předpjaté žebrové panely (TT, U)

Tyto panely se využívají pro velké rozpony (až 30 m) a velká zatížení. Předepjaté žebrové dílce se využívají nejčastěji pro průmyslové objekty, haly, obchodní centra atd. Tuhost stropní konstrukce je zajištěna svařením stykovacích destiček na horním ohraji desky nebo nadbetonováním s výztužnou sítí. Tvarově se podobají písmenům TT nebo obrácenému U. Výška žeber se pohybuje od 300 mm do 750 mm a šířka panelů je 1000–2400 mm.



Obr. 2.25 Předpjatý žebrový panel tvaru TT (zdroj: [1])



Obr. 2.24 Průřezy předpjatých žebrových panelů (zdroj: [1])

3. Základní údaje objektu

3.1. Obecný popis

Předmětem návrhu je novostavba základní umělecké školy. Budova se nachází v Holubově ulici v Holicích. Objekt je umístěn na nezastavěné ploše, tudíž nijak zasahuje do stávajících staveb.

Stavba je obdélníkového půdorysu o rozměrech 33,9 x 17,2 m s pultovou střechou. Objekt má pět nadzemních podlaží a je nepodsklepen. Nejvyšší bod nosné konstrukce je 18,5 m nad úrovní okolního terénu, přičemž konstrukční výška jednoho podlaží je 3,7 m. V 1. NP se nachází převážně učebny, sborovna a malý koncertní sál. Učebna výtvarné výchovy a taneční sál jsou umístěny ve 2. NP, zatímco v 3. – 5. NP se nachází velký víceúčelový sál. V každém podlaží se vyskytuje foyer, který slouží jako kavárna, odpočívadlo nebo výstavní prostor.

3.2. Technické řešení stavby

Budova je založena na plošných železobetonových základech – pasech a patkách. Hloubka základové spáry pásu je 0,9 m a patky 1,15 m. Založení je provedeno do nezámrzné hloubky min. 800 mm od upraveného terénu.

Konstrukční systém řešeného objektu je kombinovaný. Převažují zde stěny tloušťky 200 mm doplněny sloupy různých rozměrů s průvlaky, jejichž umístění se v každém podlaží liší. Stropní konstrukce jsou jednosměrně pnuté mezi nosnými stěnami, případně průvlaky. Výjimkou je stropní deska nacházející se ve 4. NP, která je pnutá oběma směry z důvodu vykonzolování rohové předsazené konstrukce viz Příloha č. 1. Rozpětí jednotlivých polí desek se pohybuje cca od 5 do 6 m, proto je ve všech podlažích navržena stejná tloušťka stropní desky 220 mm.

V objektu se vyskytují dvě monolitická schodiště. Hlavní schodiště ve foyer je jednoramenné s mezipodestou pnutou do vedlejších zesílených sloupů. Druhé schodiště je dvouramenné, kde se schodišťová ramena pnou do podest a mezipodest, které jsou pomocí vylamovacích lišt ukotveny čely do okolních stěn.

Ztužení budovy je zajištěno obvodovými železobetonovými stěnami a vertikálním komunikačním jádrem.

3.3. Varianty stropní konstrukce

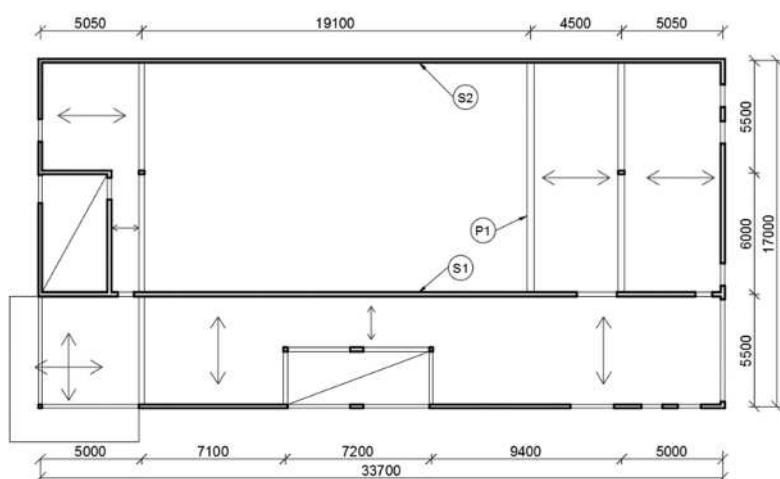
Stropní konstrukce ve víceúčelovém sále má půdorysné rozměry 19,1 x 11,5 m. V semestrální práci byla konstrukce řešena průvlaky na rozpon 11,5 m a jednosměrně pnutou deskou mezi průvlaky. Pokud by tato konstrukce nevyhovovala, jsou v této části uvedeny další varianty stropní konstrukce.

V kapitole 2 jsou popsána různá řešení stropní konstrukce na větší rozpon, které by bylo možno navrhnout jako alternativu k navrženému stropu. Z důvodu většího rozpětí a obdélníkového tvaru stropní konstrukce by nebylo možné použít obousměrně pnuté plné desky. Další variantou navrženého stropu by mohly být prefabrikované předpjaté dutinové panely např. pro galerii a předpjaté žebrové panely pro střešní konstrukci, ale vzhledem k monolitickému řešení objektu by byl spíše vhodnější výběr monolitické varianty. Další možností by byly předpjaté průvlaky o menším průřezu nebo předpjatá deska na rozpětí 11,5 m. Nevýhodou tohoto řešení by byla větší náročnost provedení.

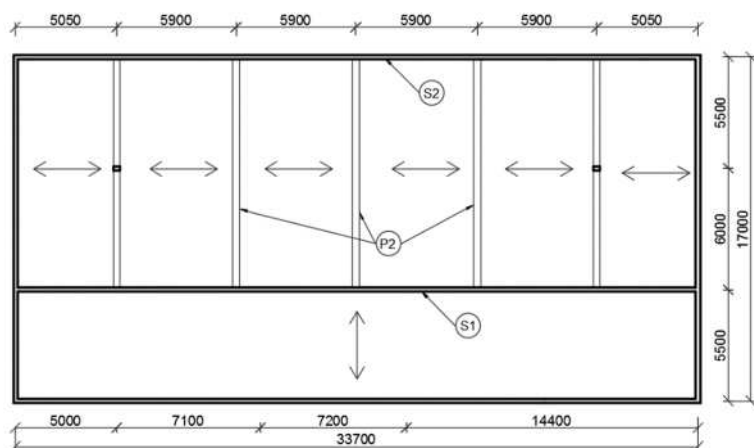
Možnou variantou by mohla být žebrová stropní konstrukce, která by mohla plnit i estetickou funkci. Vyhovovala by monolitickému řešení, ale nevýhodou je pracnost bednění. Dalším alternativním řešením je vylehčená deska pnutá jedním směrem, vzhledem k obdélníkovému půdorysu, na rozpon 11,5 m. Varianta odpovídá technologickému řešení objektu a neklade zvýšené nároky na pracnost.

4. Návaznost stropní konstrukce na podporující prvky

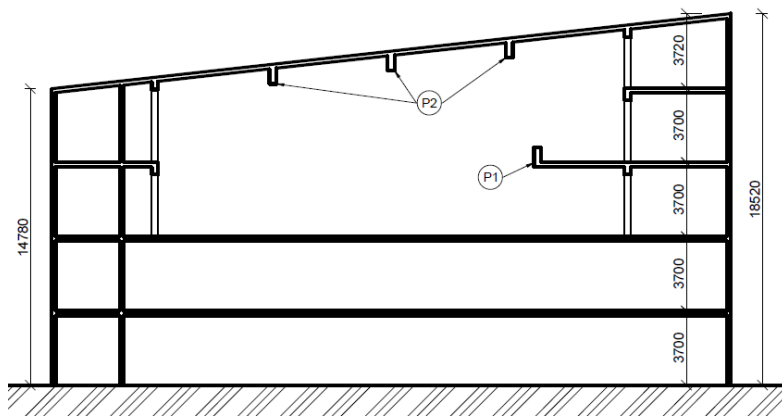
V této kapitole je řešena možnost realizace návrhu stropní konstrukce řešeného objektu ze semestrálního projektu. Na obrázku je označen průvlek galerie (P1) a střešní průvlaky (P2) o rozponu 11,5 m a rozměrech 960x350 mm, které se napojují na stěny (S1, S2) o tloušťce 200 mm. V místě napojení je riziko nadměrné deformace stěny, které je nutno prošetřit a popřípadě navrhnout řešení. Dále je předmětem srovnání modelů konstrukce a následný návrh výztuže zmíněných stěn pomocí vybraného modelu.



Obr. 4.1 Schéma 4. NP objektu



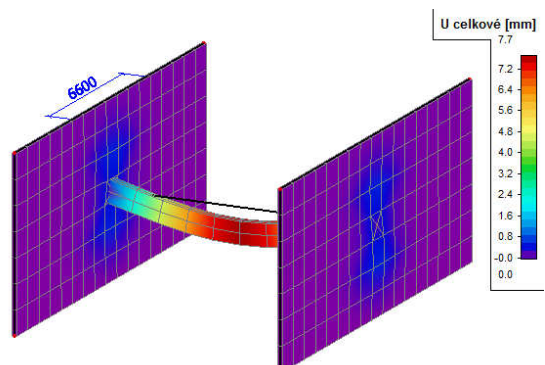
Obr. 4.2 Schéma střechy objektu



Obr. 4.3 Schéma řezu objektem

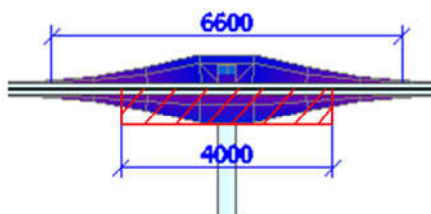
4.1. Deformace stěny

Deformace stěny v místě napojení průvlaku je stanovena ze zjednodušeného 3D modelu, kde je vymodelováno pouze napojení průvlaku P1 na protilehlé stěny včetně aplikovaného zatížení (hodnoty zatížení v kapitole 4.2.1), které na ně působí. Podle obrázku je zřejmé, že je převážně deformován průvlak a stěna se deformuje do 1 mm. Z toho vyplývá, že není třeba stěnu upravovat a je možné pokračovat v návrhu.



Obr. 4.4 Deformace stěny a průvlaku

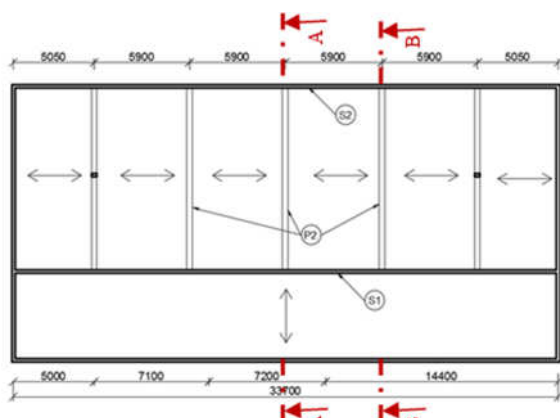
Ze vzniklých deformací lze určit spolupůsobící šířku stěny a průvlaku pro další výpočet. Šířka deformace na stěně je přibližně 6,6 m, což lze vzhledem k tvaru deformace zprůměrovat cca na 4 m.



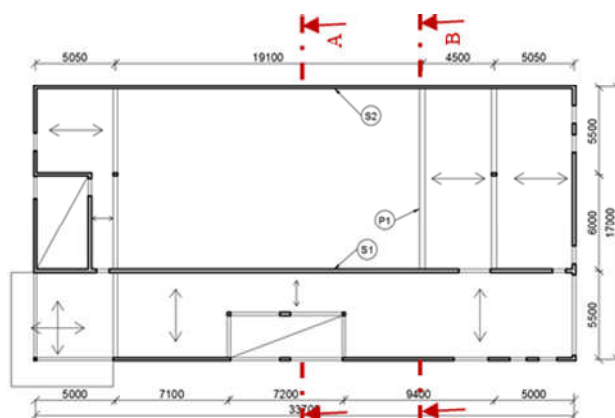
Obr. 4.5 Zatěžovací šířka stěny

4.2. Model konstrukce

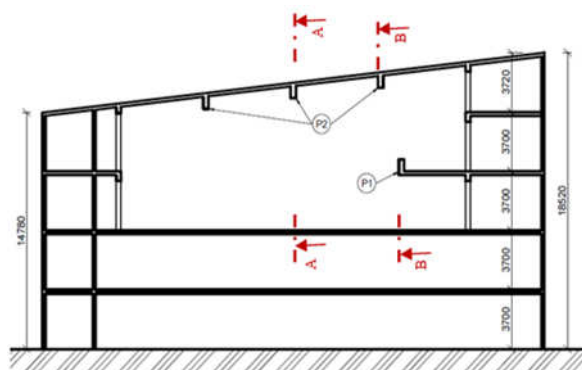
Pro model konstrukce jsou vytvořeny pouze 3. – 5. nadzemní podlaží, z důvodu zaměření na kritická místa styku masivních průvlaků a stěn. Jsou zde uvažovány i stropní desky u stěny S1, které přebírají část ohybových momentů a plní ztužující funkci ve vodorovném směru. Z důvodu zjednodušení jsou desky vymodelovány pouze do poloviny svého rozpětí, kde simuluje druhou polovinu desky podpora s uvolněním v příslušném směru. Stropní a střešní desky mezi průvlaky jsou nahrazeny liniovým zatížením na průvlaky a stěny, které odpovídá směru pnutí a úhlu roznášení zatížení desky. Snaha o zjednodušení modelu dále spočívá v zanedbání zkosení střešní konstrukce, tudíž je spolu se stěnou uvažována jako rovná. Modely jsou vytvořeny v místě střešního průvlaku – Řez A-A a v místě průvlaku galerie a střešního průvlaku – Řez B-B. Protože průvlak galerie a střešní průvlak nejsou přímo nad sebou, tak není řez B-B veden rovně, ale v 5. NP je umístěn ve styku střešního průvlaku, a protože má styk největší vliv pouze na stěnu v 5. NP, tak je zbytek řezu v 3. a 4. NP veden v místě průvlaku galerie. Takto provedený řez je převážně z důvodu zachycení všech vlivů zatížení v prutovém modelu.



Obr. 4.7 Schéma střešky objektu



Obr. 4.7 Schéma 4. NP objektu



Obr. 4.8 Schéma řezu objektem

4.2.1. Zatížení

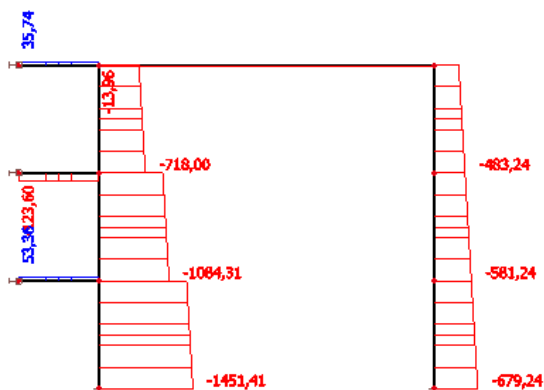
V tabulce níže je uvedeno zatížení, které je následně aplikováno na model dle vhodných zatěžovacích šířek. Z tohoto zatížení je dále vytvořena kombinace, kde jsou hodnoty přenásobeny příslušnými koeficienty. Hodnoty zatížení jsou převzaty z Předběžného statického výpočtu ze semestrálního projektu.

	g_k, q_k [kN/m ²]
stálé zatížení:	
střešní plášť	0,16
podlaha	1,67
stropní deska tl. 220 mm	5,5
užitné zatížení:	
galerie, foyer - C5	5
střeška - H	0,75
ostatní	3

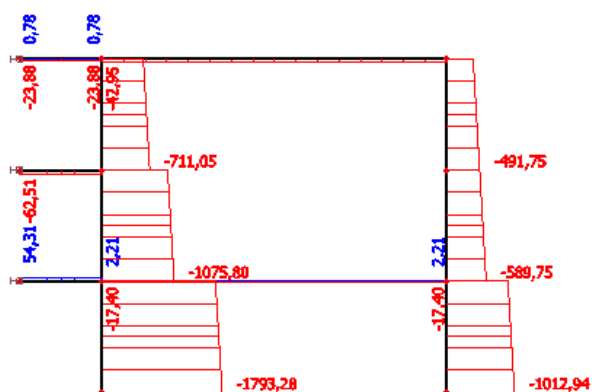
Tab. 1 Zatížení

4.2.2. Prutový model

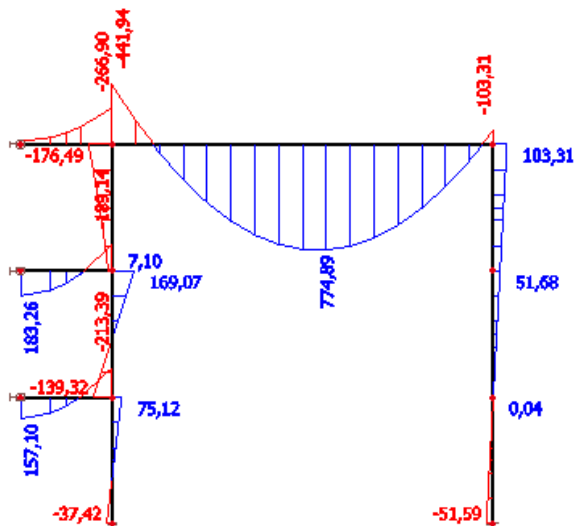
Ve 2D modelu jsou průvlaky a stěny nahrazeny pruty. Z důvodu zahrnutí spolupůsobící šířky je průřez stěn uvažován 4000x200 mm s napojením průvlaků o průřezu 960x350 mm a desek o tloušťce 220 mm. Stěny jsou ve spodní části vetknuty, styčníky jsou tuhé a podpory desek jsou uvolněny ve svislém směru, z důvodu simulace pokračování desky. Modely jsou vytvořeny v místě střešního průvlaku – Řez A-A a v místě průvlaku galerie a střešního průvlaku – Řez B-B. Po vnesení zatížení vzniknou v konstrukci vnitřní síly znázorněny níže.



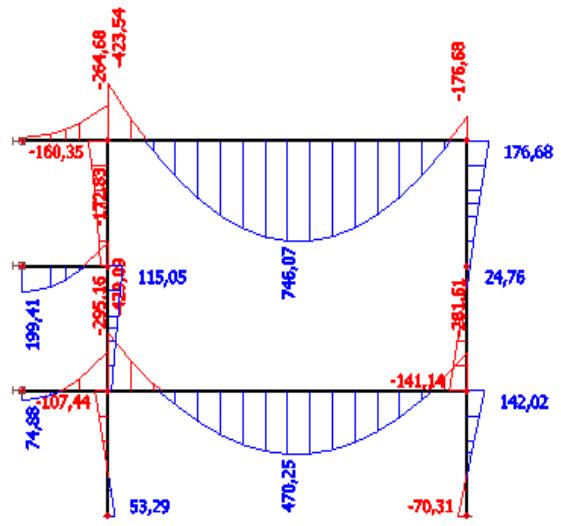
Obr. 4.9 Normálové síly – řez A-A



Obr. 4.10 Normálové síly – řez B-B



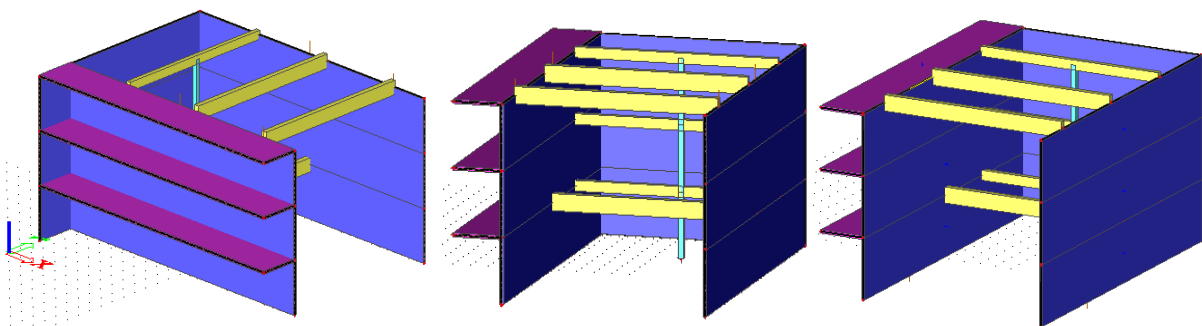
Obr. 4.11 Ohybový moment – řez A-A



Obr. 4.12 Ohybový moment – řez

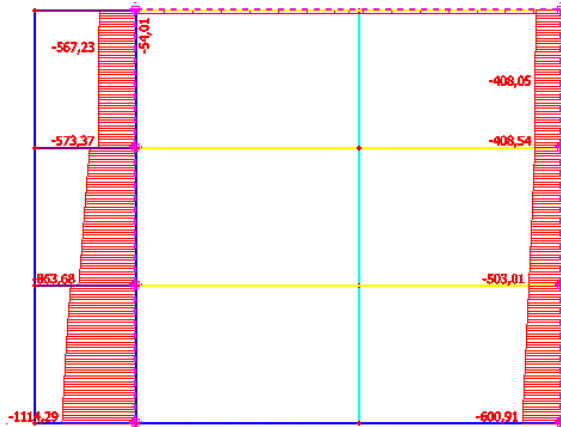
4.2.3. 3D model

V 3D modelu jsou desky i stěny vymodelovány prostorově a průvlaky se sloupy prutově. Stěny mají tloušťkou 200 mm, desky 220 mm, průvlaky jsou rozměru 960x350 mm a sloupy 200x300 mm. Desky v oblasti průvlaků jsou uvažovány pouze pomocí liniového zatížení, které je nahrazuje. Stěny jsou ve spodní části vetknuty, všechny styčníky jsou tuhé a pro simulaci pokračování stěn a desek jsou podpory uvolněny v příslušném směru. Z důvodu zjednodušení je vymodelována pouze část, která je přímo ovlivněna stykem průvlaků a stěn.

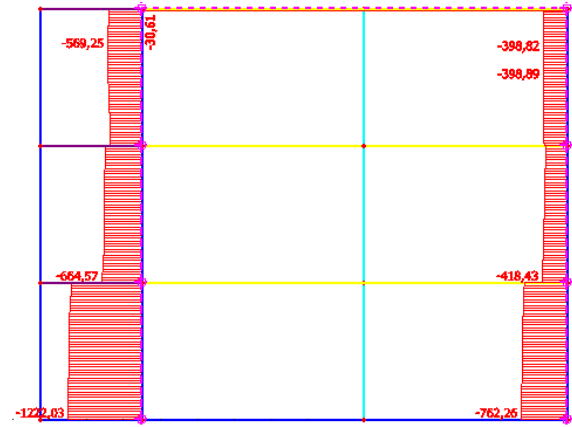


Obr. 4.13 Model konstrukce

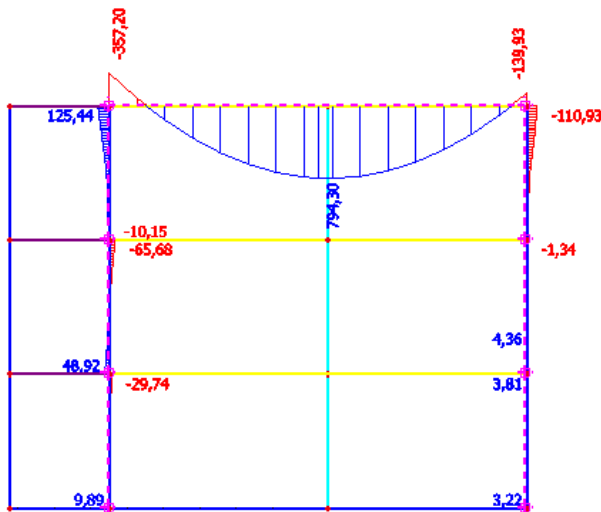
Pro možnost porovnání s prutovým modelem jsou v obou řezech vytvořeny integrační pásy o šířce 4 m, které by měly vytvořit simulaci prutového modelu.



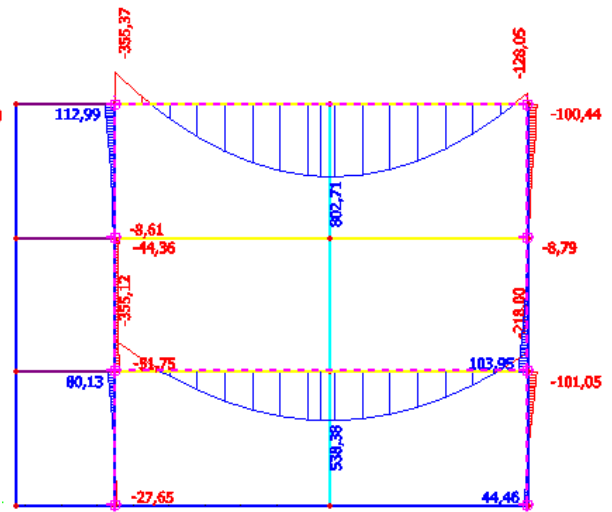
Obr. 4.14 Normálové síly – řez A-A



Obr. 4.15 Normálové síly – řez B-B



Obr. 4.16 Ohybový moment – řez A-A



Obr. 4.17 Ohybový moment – řez B-B

4.2.4. Porovnání modelů konstrukce

Z obrázků je vidět, že průběhy vnitřních sil obou modelů přibližně odpovídají. Převážně se liší v hodnotách ohybových momentů ve stěnách. Prutový model vychází více namáhán než prostorový model, což je zapříčiněno roznosem vnitřních sil po šířce stěny. Další významný rozdíl je v hodnotách normálových sil v řezu B-B, kde je v prostorovém modelu poměrně menší hodnota v patě stěny než v prutovém. Hlavním důvodem je nepřesný prutový model, který simuluje umístění průvlatku galerie přímo pod střešním, kdežto u prostorového modelu nepůsobí zatížení od obou průvlatků na jedné ose, a tudíž je více rozneseno po šířce stěny.

Pro návrh výztuže byl zvolen prostorový model, z důvodu větší přesnosti a lepší vizualizace vnitřních sil. Je zde možnost průměrovat extrémní vnitřní síly a tím je zredukovat, aby nedošlo k předimenzování výztuže. Na rozdíl od prutového modelu, kde by bylo třeba brát v úvahu nepřesnost modelu a zároveň určité redukce vnitřních sil.

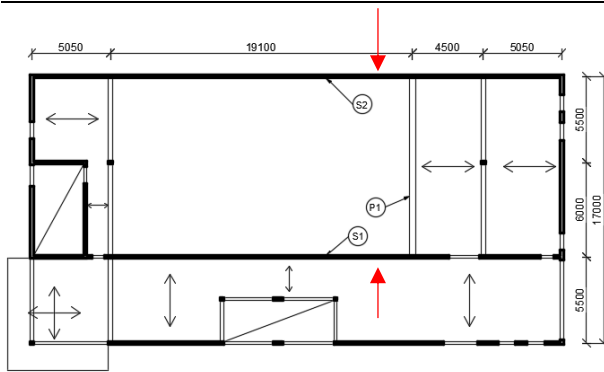
4.3. Návrh výztuže stěny

Pro návrh výztuže stěny je použit prostorový model, kde jsou vytvořeny průměrovací pásy v místech průvlatků o šířce 2,3 m. Výpočet je proveden pro obě stěny v místě, kde nejsou namáhány průvlatkem pro základní vyztužení a v místě průvlatků – řez A-A a průvlatk galerie, kde je větší namáhání pro případ nutnosti zhuštění výztuže.

Postup návrhu výztuže je zřejmý z příložených výpočtů, tudíž jsou zde shrnuty pouze výsledky v tabulce 2. Během výpočtů bylo třeba zohlednit štíhlost krajní stěny, vzhledem k její tloušťce a výšce, uvažováním účinků druhého řádu. Metoda výpočtu je založena na jmenovité křivosti a vliv štíhlosti se započítá pomocí průhybu druhého řádu e_2 . Postup výpočtu je uveden v kapitole 4.3.2.

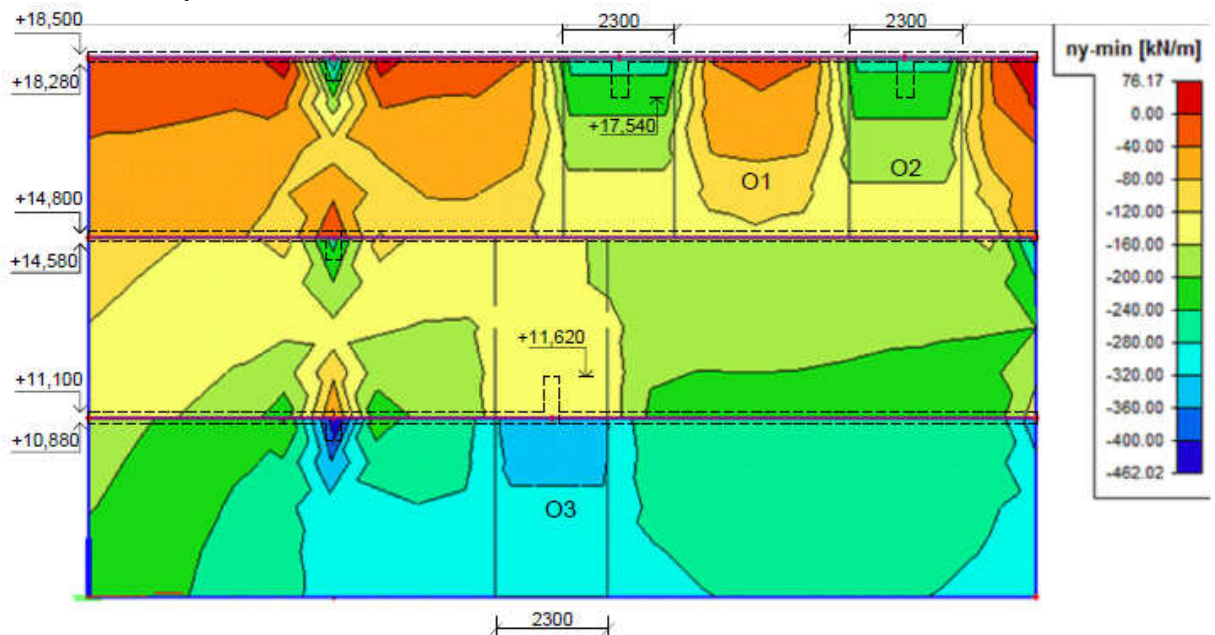
4.3.1. Vnitřní síly pro návrh výztuže

Na obrázcích níže jsou znázorněny vnitřní síly ve stěnách S1 a S2, které byly použity pro návrh výztuže. Oblasti, ve kterých byl proveden výpočet jsou ohraničeny průměrovacími pruhy o šířce 2,3 m a jsou znázorněny na obrázcích níže. Hodnoty v oblasti 1 (O1) byly užity pro návrh výztuže celé stěny, v oblasti O2 pro návrh výztuže v okolí střešního průvlatku a v oblasti O3 pro návrh výztuže v místě průvlatku galerie. Směr pohledu na stěny je vyznačen na obrázku 4.19.

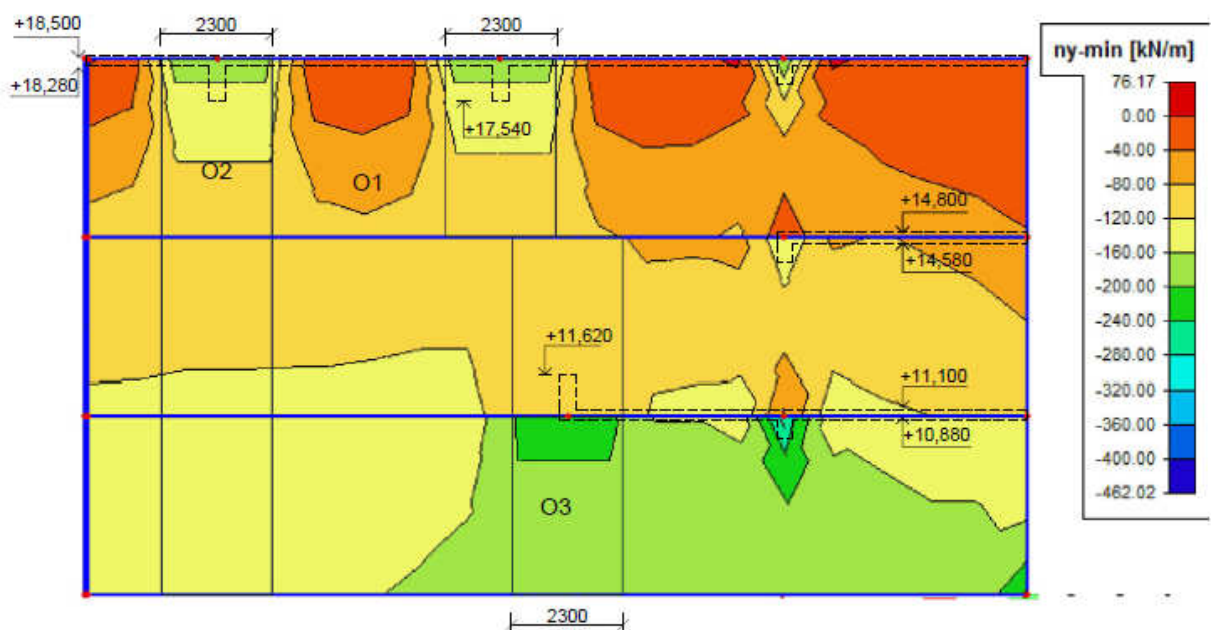


Obr. 4.19 Směr pohledu na stěny S1 a S2

Normálové síly:

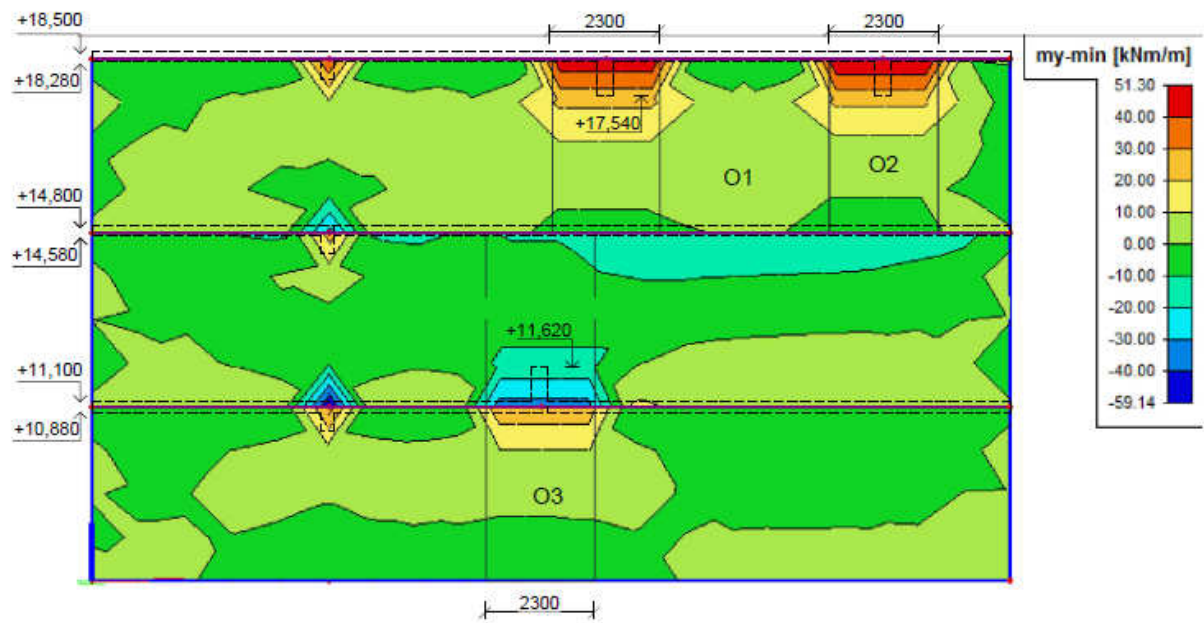


Obr. 4.20 Normálové síly ve stěně S1 s vyznačením stropní konstrukce

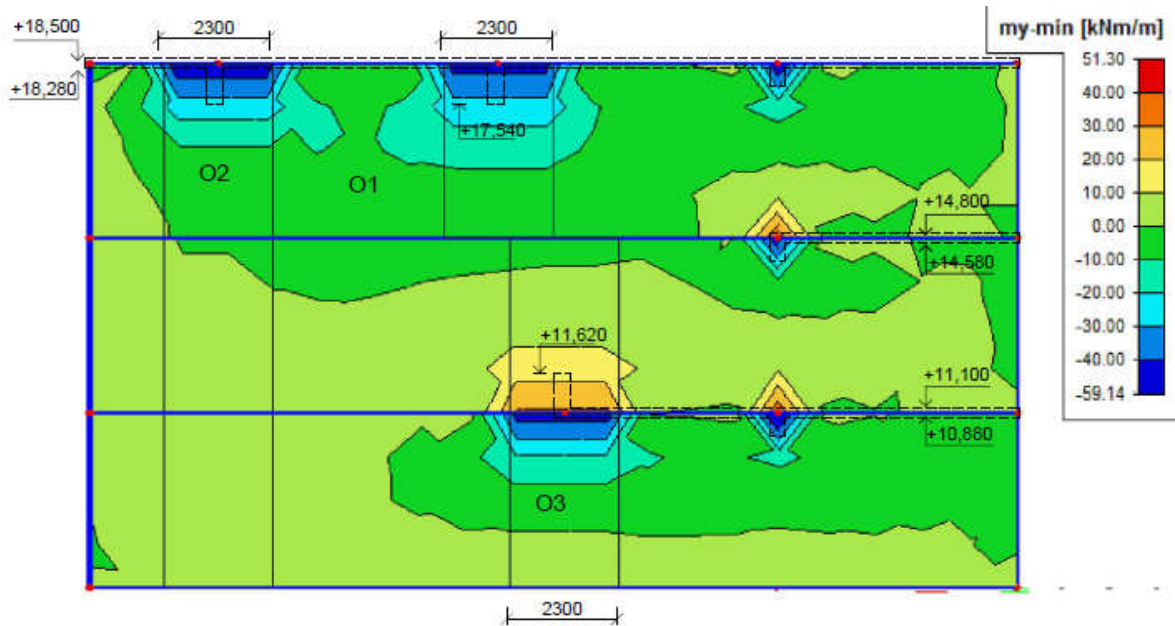


Obr. 4.21 Normálové síly ve stěně S2 s vyznačením stropní konstrukce

Ohybové momenty:



Obr. 4.22 Ohybové momenty ve stěně S1 s vyznačením stropní konstrukce



Obr. 4.23 Ohybové momenty ve stěně S2 s vyznačením stropní konstrukce

4.3.2. Postup výpočtu účinku druhého řádu dle jmenovité křivosti

Štíhlost:

$$\lambda = l_o / i$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \leq 75$$

$$A = 0,7, B = 1,1$$

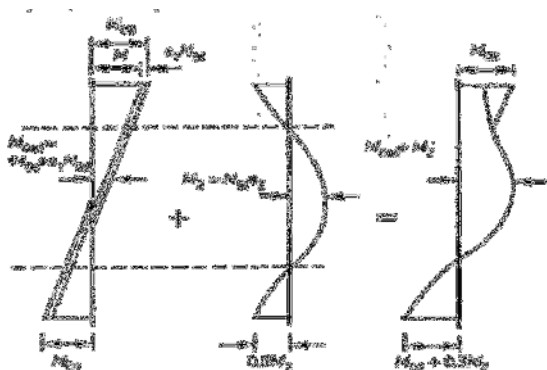
$$C = 1,7 - M_2 / M_1, \text{ kde } |M_2| \geq |M_1|$$

$n = N_{Ed} / (A_c * f_{cd})$ – poměrná normálová síla

$$\lambda = \frac{l_o}{i} \leq \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

Pokud nerovnost neplatí, jedná se o štíhlý prvek a je nutné zohlednit účinky druhého řádu.

Návrhový ohybový moment:



Obr. 4.24 Návrhové ohybové momenty (zdroj [50])

$$M_{0e} = 0,6 * M_1 + 0,4 * M_2 \geq 0,4 * M_2, \text{ kde } |M_2| \geq |M_1|$$

$$M_{0ed} = M_{0e} + M_{imp}$$

$$M_{imp} = N_{Ed} * e_i$$

N_{Ed} – návrhová normálová síla

e_i – výstřednost vyjadřující imperfekce

$$M_2 = N_{Ed} * e_2$$

$$e_2 = (1/r * l_o^2) / c$$

e_2 – průhyb druhého řádu

$1/r$ – křivost

l_o – účinná délka

c – součinitel závislý na rozdělení křivosti

$$M_{01} = M_{1'} + M_{imp}; M_{02} = M_{2'} + M_{imp}$$

$$M_{Ed} = \max (M_{0ed} + M_2; M_{02}; M_{01} + 0,5 M_2)$$

Účinný součinitel dotvarování:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty; t_0)} * (M_{0Eqp} / M_{0Ed})$$

$\varphi_{(\infty; t_0)}$ – konečný součinitel dotvarování

M_{0Eqp} – ohybový moment vyvozený kvazi-stálým zatížením

M_{0Ed} – návrhový ohybový moment

Křivost

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

n – poměrná normálová síla

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = (A_s * f_{yd}) / (A_c * f_{cd})$$

n_{bal} – hodnota n při maximální momentové únosnosti

$$K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} \geq 1$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$$

λ – štíhlost

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 * d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

d – účinná výška průřezu

$$1/r = K_r * K_\varphi * 1/r_0$$

Výstupem z tohoto výpočtu je návrhový moment M_{Ed} , který je použit pro návrh výztuže.

4.3.3. Návrh výztuže stěny

V tabulce 2 jsou uvedeny hodnoty pro návrh výztuže. Podrobný výpočet viz Příloha č.3.

Označení		Návrhové veličiny		Štíhlost λ	Svislá výztuž			Vodorovná výztuž		
Stěna	Oblast	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]		$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	Návrh	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	Návrh
S1	O1 - 5. NP	134,01	9,95	51,27	400	524	2Ø10 à 300 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm
	O1 - 4. NP	209,48	18,3	51,27	400	524	2Ø10 à 300 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm
	O1 - 3. NP	276,92	8,89	51,27	400	524	2Ø10 à 300 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm
	O2 - střešní průvlak	247,12	52,04	51,27	920	1045	2Ø10 à 150 mm	261	287	2Ø8 à 350 mm
	O3 - 4. NP průvlak galerie	152,76	34,96	51,27	460	524	2Ø10 à 300 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm
	O3 - 3. NP průvlak galerie	331,94	29,18	51,27	400	524	2Ø10 à 300 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm
S2	O1 - 3.-5. NP	158,42	54,14	153,8	920	1045	2Ø10 à 150 mm	261	287	2Ø8 à 350 mm
	O2 - 3.-5. NP střešní průvlak	149,95	56,85	153,8	1104	1208	2Ø10 à 130 mm	302	335	2Ø8 à 300 mm
	O3 - 4.-5. NP průvlak galerie	91,13	32,97	102,5	460	524	2Ø10 à 300 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm
	O3 - 3. NP průvlak galerie	205,55	46,51	51,27	736	785	2Ø10 à 200 mm	200	251	2Ø8 à 400 mm

Tab. 2 Hodnoty pro návrh výztuže a navržená výztuž

Štíhlé prvky jsou označeny červenou barvou a masivní zelenou. Stěna S1 je vyztužena ve svislém směru Ø10 à 300 mm, ve vodorovném Ø8 à 400 mm a v místě střešních průvlaků je výztuž zhuštěna vložkami po 150 mm ve svislém směru a ve vodorovném po 350 mm. Ve stěně S2 jsou svislé pruty Ø10 uloženy po 150 mm a vodorovné Ø8 à 350 mm se zhuštěním v oblasti střešního průvlaku na 130 mm pro svislou výztuž a vodorovná po 300 mm. Příčná výztuž není nutná v žádné oblasti.

Při výpočtu výztuže stěny byla zjištěna štíhlost stěny S2 blížící se označení velmi štíhlého prvku. Částečně to mohlo být způsobeno zjednodušeným modelem konstrukce, kde je účinná délka prvku l_0 ve skutečnosti o něco menší. Pokud by byl prvek klasifikován jako velmi štíhlý bylo by třeba použít nelineární výpočty. V bakalářské práci nebylo možné provést analýzu tohoto problému z důvodu jeho obtížnosti.

5. Závěr

Cílem bakalářské práce byla podrobnější analýza monolitické betonové konstrukce objektu základní umělecké školy řešené v semestrální práci. Hlavní částí bylo ověření návrhu uložení průvlaků většího rozponu do podporující stěny bez zesílení její tloušťky. Bylo objasněno, že průvlak nezpůsobuje nadměrnou deformaci ve stěně, byl vybrán optimální model konstrukce a navržena výztuž, která je schematicky znázorněna v příloze. Lze tedy říci, že navržená konstrukce je proveditelná a není nutná její úprava.

Pokud by bylo třeba upravit svislou konstrukci pro zmenšení její štíhlosti bylo by možné zvětšit její tloušťku a tím by se zmenšil i vliv průvlaků na stěnu. Další možností by bylo vytvořit žebra po celé délce stěny pro ztužení, a pokud by nebyly uvnitř esteticky vhodné byla by možnost je umístit i zvenku budovy.

6. Literatura

- [1] HÁJEK, Petr. *Konstrukce pozemních staveb 10: nosné konstrukce I*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1995. ISBN 80-01-02243-9
- [2] HÁJEK, Petr. *Pozemní stavitelství II: pro 2. ročník SPŠ stavebních*. 3., přeprac. vyd. Praha: Sobotáles, 2007. ISBN 978-80-86817-22-4.
- [3] Stropy. *VELOX BAU-SYSTEME* [online]. VELOX-WERK, ©2008 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.velox.cz/cs/stropy/>
- [4] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004. ISBN 80-214-2649-7.
- [5] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjátého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [6] VAŠKOVÁ, Jitka. NNK přednášky: Ohýbané prvky 2: část. In: *KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ: Jitka Vašková* [online]. 2015 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/vaskova/NNKprednasky.html>
- [7] Výstavba Národní technické knihovny v areálu vysokých škol v Dejvicích: obrázek Realizace stropů nad 5. a 6. NP. In: *Časopis stavebnictví* [online]. EXPO DATA, ©2008 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/vystavba-narodni-technicke-knihovny-v-arealu-vysokych-skol-v-dejvicich_N566
- [8] Technology. In: *BubbleDeck* [online]. BubbleDeck International [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.bubbledeck.com/>
- [9] Tecnología u-Boot Beton: obrázek u-Boot Beton. In: *Desafiando Paradigmas en el Levantamiento de Obras* [online]. ©2016 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: http://levantamientodeobras.blogspot.cz/2016_05_01_archive.html
- [10] U BOOT. In: *Archello* [online]. ARCHELLO, ©2015 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.archello.com/en/product/uboot>
- [11] Cobiax Technology. In: *Palcotek* [online]. PALCOTEK COMPANY, ©2013 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://palcotek.com/cobiax/en/cobiaxTechnology.php>
- [12] THE GREEN CONCRETE SLAB. In: *Archello* [online]. ARCHELLO, ©2015 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.archello.com/en/product/green-concrete-slab>
- [13] Cobiax floor. In: *Monteza Karimiyán* [online]. [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://karimiyán.com/>

-
- [14] System, Advantages, Idea. In: *BEEPLATE: Honeycomb floor* [online]. BEEPLATE [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.beeplate.com/index.php?id=171&L=1>
- [15] U-Bahn Beton: Photo gallery. In: *Daliform Group* [online]. Daliform Group, ©2016 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.daliform.com/en/one-way-lightened-voided-slabs/u-bahn-beton-photo-gallery/#!>
- [16] Ukázky z výstavby systému VELOX. In: *Realstav KR* [online]. Realstav KR, ©2017 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.realstav-kr.sk/stavebne-prace/stavebny-system-velox/ukazky-z-vystavby-systemu-velox/>
- [17] Uživatelská příručka spiroll. In: *Prefa Brno* [online]. Brno: Prefa Brno [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: http://www.prefa.cz/wp-content/uploads/2016/06/PREFA_Prirucka_SPIROLL_2017_WEB-1-1.pdf
- [18] Stropní dílce: obrázek Předpjaté stropní dílce Spiroll. In: *Prefa Brno* [online]. Brno: Prefa Brno, ©2016 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.prefa.cz/pozemni-stavby/stropni-dilce/>
- [19] Žebírkový monolitický strop. *VELOX BAU-SYSTEME* [online]. VELOX-WERK, ©2008 [cit. 2017-05-27]. Dostupné z: <http://www.velox.cz/cs/zebirkovy-monoliticky-strop/>
- [20] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [21] *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2011.
- [22] *ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI, 2004.
- [23] *ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: ČNI, 2010.

7. Přílohy

Příloha č. 1 – Konstrukční schémata

Příloha č. 2 – Výkres tvaru 3. NP

Příloha č. 3 – Návrh výztuže stěn

Příloha č. 4 – Schéma výztuže stěn