

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA OCELOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ



NÁVRH OCELOVÉ PŘÍHRADOVÉ KONSTRUKCE  
ČÁSTI VYSOKOPODLAŽNÍ BUDOVY

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

---

Vypracoval:     Jakub Mejstřík

Studijní obor:   Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce:   Ing. Kamila Cábová, Ph.D

---

PRAHA 2018



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Mejstřík Jméno: Jakub Osobní číslo: 438506

Zadávací katedra: Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh ocelové příhradové konstrukce části vícepodlažní budovy

Název bakalářské práce anglicky: Design of a Steel Truss in a Multi-storey Building

Pokyny pro vypracování:

1. Revize konstrukčního řešení budovy
2. Konceptuální návrh příhradové konstrukce vynášející okrajové části budovy
3. Detailní výpočet zatížení, vnitřních sil a dimenzí příhradové konstrukce
4. Návrh spojů
5. Tvorba výkresů

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1993 Navrhování ocelových konstrukcí

Ocelové konstrukce 20, Macháček, Studnička

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Kamila Cábová, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 27.2.2018

Termín odevzdání bakalářské práce: 27.5.2018

*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“.*

28.02.2018

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem na této práci pracoval samostatně a s použitím uvedené literatury.

V Praze, 22. května 2018

Jakub Mejstřík

## Poděkování

Děkuji své vedoucí Ing. Kamile Cábové, Ph.D. za cenné rady a stálou přívětivost.

## Abstrakt

Práce se zabývá návrhem ocelové příhradové konstrukce v posledním (jedenáctém) podlaží hotelového objektu. Tato konstrukce má za úkol vynést přesahující části 2. – 10. podlaží; tj. části, ve kterých svislé nosné prvky nejsou průběžné až do základů.

Úvodní část práce se zabývá revizí konstrukčního řešení budovy podle dostupných dokumentů a konceptuálním návrhem ocelové příhradové konstrukce. Další, rozsáhlejší část se věnuje detailnímu návrhu. Důraz je kladen na přesné určení zatížení, jehož účinky jsou dále studovány pro několik kombinací na 3D modelu metodou konečných prvků. Rozměry průřezů jsou na základě vnitřních sil určeny "ručním" výpočtem pro různé druhy namáhání.

Práce je doplněna o konceptuální návrh spojů a výkresy zobrazující příhradovou konstrukci.

## Abstract

This work deals with the design of a steel truss placed on the top floor of a hotel building. The purpose of the truss is to hold overhanging parts of the floors below - that means parts where the vertical load bearing elements do not continue to the foundation.

Initially revisions of the building's structure according to the available documents are made and the concept design of the truss is created. In the following, more extensive part the truss is designed in detail. Emphasis is put on correct determination of loads that are studied in several combinations. Internal forces are found using the Finite Element Method on a 3D statical model. Dimensions of cross-sections are calculated manually for different stress types.

The work is complemented by conceptual design of joints and drawings of the truss.

## Klíčová slova

Vysokopodlažní budova; Převíslá část budovy; Ocelová příhradová konstrukce; Statický návrh; 3D výpočetní model;

## Keywords

Multi-storey Building; Overhanging Part of a Building; Steel Truss; Structural Design; 3D Structural Model;



## Obsah

1	Úvod.....	8
2	Revize budovy .....	8
2.1	Základní údaje o stavbě .....	8
2.2	Konstrukční řešení.....	9
2.3	Konstrukční schémata.....	9
2.4	Nenosné stěny, využití prostorů a skladby konstrukcí.....	10
3	Konceptuální návrh příhradové konstrukce.....	10
3.1	Identifikace problému (převisy).....	10
3.2	Princip zavěšení a přenos zatížení z jednotlivých podlaží.....	13
3.3	Nahrazení původního konceptu.....	15
3.4	Nový koncept .....	15
3.5	Míra omezení dispozice .....	18
3.6	Úprava skladby střechy .....	18
4	Příprava statického modelu .....	19
4.1	Prvky.....	19
4.2	Vnější podpory .....	20
4.3	Vnější podpory – riziko tahových sil.....	20
4.4	Vnitřní vazby .....	21
4.5	Způsob aplikace zatížení .....	21
5	Výpočet zatížení .....	21
5.1	Zatížení sněhem .....	22
5.2	Zatížení větrem .....	23
5.3	Užitné zatížení.....	28
5.3.1	Hodnoty užitných zatížení dle využití prostorů.....	28
5.3.2	Výpočet .....	29
5.4	Stálé zatížení .....	32
5.4.1	Vlastní tíhy konstrukcí.....	32
5.4.2	Stálé zatížení od střešního pláště a od atiky .....	36
5.4.3	Stálé zatížení z převislých částí budovy.....	36
6	Zatěžovací stavy a kombinace.....	40
6.1	Zatěžovací stavy .....	41
6.2	Kombinace zatěžovacích stavů .....	41
7	Návrh prvků.....	42
7.1	Odhad profilů a výpočet vnitřních sil .....	43



7.2	Prvnotní analýza celkové vodorovné deformace konstrukce .....	44
7.3	Ověření předpokladu o hlavním přenosu tahu .....	45
7.4	Návrh prutů ve střešní rovině, které se podílí na hlavním přenosu tahu .....	47
7.4.1	Princip návrhu .....	47
7.4.2	Výsledek výpočtů .....	48
7.5	Návrh "ostatních" prutů ve střešní rovině .....	48
7.5.1	Princip návrhu .....	48
7.5.2	Výsledek výpočtů .....	50
7.6	Návrh prostorových diagonál a prutu "17-18" .....	50
7.6.1	Princip návrhu .....	50
7.6.2	Výsledek výpočtů .....	51
7.7	Návrh svislic (sloupů) .....	52
7.7.1	Princip návrhu .....	52
7.7.2	Výsledek výpočtů .....	52
7.8	Ověření únosnosti obvodových sloupů .....	52
7.9	Posouzení deformací .....	53
7.9.1	Průhyby jednotlivých prutů .....	53
7.9.2	Celková vodorovná deformace konstrukce .....	54
7.9.3	Celková svislá deformace konstrukce .....	56
7.10	Optimalizace a přehled navržených průřezů .....	56
8	Návrh spojů .....	57
9	Výkresová dokumentace .....	63
10	Závěr .....	63
11	Seznam použité literatury .....	63

## Seznam příloh

PŘÍLOHA A – Konstrukční schémata

PŘÍLOHA B – Dispoziční schémata

PŘÍLOHA C – Výpočet reakcí z jednotlivých podlaží

PŘÍLOHA D – Snímky z modelu – síly, deformace

PŘÍLOHA E – Výpočty dimenzí prutů

PŘÍLOHA F – Optimalizace návrhu a výkresy



# 1 Úvod

Obecně lze říci, že podepření vodorovných prvků na obou jejich koncích je staticky výhodnější než konzolové působení. V mnoha případech (ať už z funkčního, architektonického či jiného důvodu) krajní podpora chybí. Při vynechání podpory v nejnižším podlaží budovy je negativní vliv tím vyšší, čím více podlaží budova má.

Zkoumaná budova má jedenáct podlaží, podpory jsou vynechané po více než polovině obvodu a délka překonzolování se pohybuje okolo 4 m. Vzhledem k tomu, že počet postihnutých prvků je velký, je přistoupeno k řešení globálnímu – tj. značně únosné konstrukci, na které jsou převislé části “zavěšeny”. Místo plnostěnných konzol je použita příhradová konstrukce s analogickým konzolovým působením.

## 2 Revize budovy

Z původních zadávacích dokumentů není zcela jasné, v jaké fázi se projekt nachází. Přiloženy jsou převážně dispoziční výkresy, ale také detailnější stavební výkresy 4NP a 1PP, situace, podélný řez a technická zpráva obsahující neúplné specifikace nosných konstrukcí.

Pro potřeby návrhu příhradové konstrukce dojde na základě těchto dokumentů k revizi celého stavebního objektu, **utřídění a upřesnění informací zejména o nosných konstrukcích a použitých skladbách konstrukcí**, tj. informací relevantních pro pozdější statický návrh.

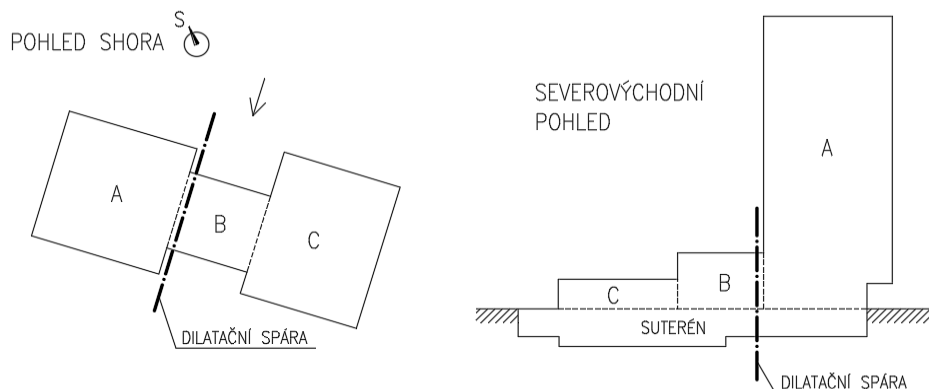
### 2.1 Základní údaje o stavbě

Navrhovaným objektem je hotel v Praze.

Stavba má celkem jedenáct nadzemních a jedno podzemní podlaží. Je architektonicky rozdělena na tři části (A, B, C), které jsou vzájemně průchozí. Část “A” je nejvyšší, s jedenácti NP a obsahuje (kromě recepce v prvním NP a kancelářských prostor v druhém NP) **převážně hotelové pokoje**. Část “B” je navazující, se dvěma NP s multifunkčním využitím. Dále navazuje část “C”, která má pouze jedno NP a také multifunkční využití.

Z pohledu této práce je důležité, že **část A (označována jako “věž”) je oddělena od zbylých částí dilatační spárou** (viz obrázek 1) kvůli možnosti rozdílného sedání. Předpokládá se, že se tyto části silově neovlivňují a proto bude dále **pozornost věnována pouze části A**.

**Hovoří-li se tedy dále v textu o “budově”, myslí se tím právě tato část A – “věž”.**



Obrázek 1 – Rozdělení objektu na části, vyznačení dilatační spáry





## 2.2 Konstrukční řešení

V případech, kde jsou informace z původních dokumentů neúplné, jsou učiněny předpoklady. Ty byly v několika případech nutné u poloh, resp. dimenzí prvků.

**Konstrukční systém budovy je skeletový.** Svislé prvky tvoří převážně ocelové sloupy, dále železobetonové jádro a železobetonové stěny. Stropy jsou spřažené ocelobetonové, tvořené sítí průvlaků a stropnic spřažených s betonovou deskou na trapézovém plechu. Založení je na základové desce.

Horizontální tuhost zajišťují železobetonové jádro a železobetonové stěny.

Unikátnost konstrukce spočívá v tom, že významná část budovy je “v převisu”, vynášena příhradovou konstrukcí v posledním NP a tudíž jsou příslušné **okrajové sloupy tažené**.

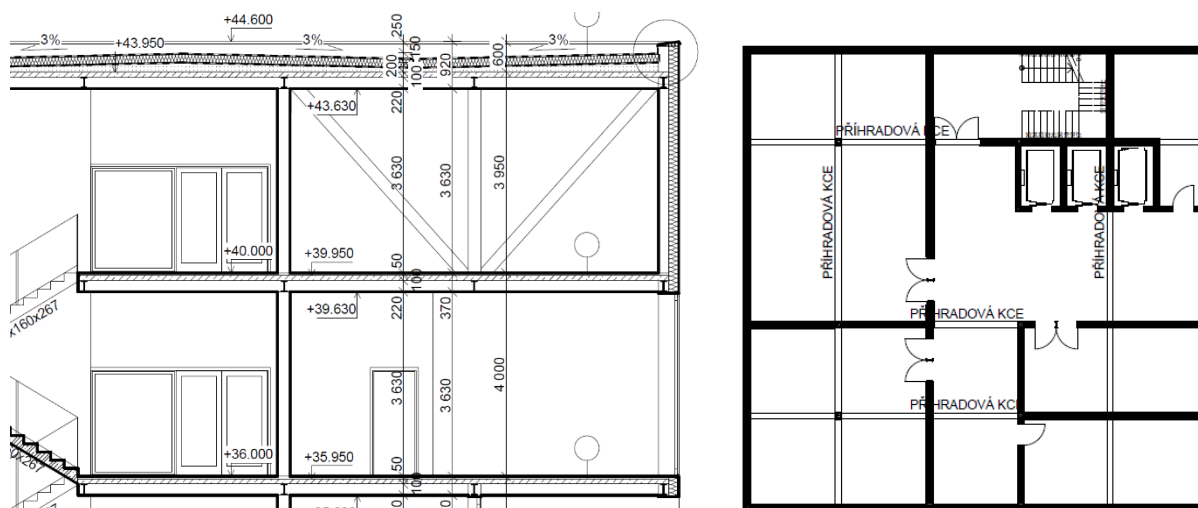
Dimenze a polohy prvků jsou viditelné v konstrukčních schématech (viz dále).

## 2.3 Konstrukční schémata

**Konstrukční schémata lze nalézt v Příloze A.**

**Schéma (například) 1NP znázorňuje pohled na svislé prvky probíhající 1NP a vodorovné prvky nad nimi.** Schéma 11NP je tedy pohledem na svislé prvky probíhající 11NP a střešní konstrukci.

Vytvořená konstrukční schémata se stávají neměnným podkladem, ze kterého se bude vycházet dále. **Příhradovou konstrukci v 11NP záměrně neobsahují** a to proto, že není známa její přesná geometrie (zobrazena je pouze částečně v jednom podélném řezu a schematicky v dispozičním půdorysu – viz obrázek 2). Navíc je později tento koncept významně pozměněn.



Obrázek 2 - Koncept a půdorysná poloha příhradové konstrukce podle původních dokumentů



## 2.4 Nenosné stěny, využití prostorů a skladby konstrukcí

Úpravou konstrukčních schémat jsou **graficky znázorněny informace, které dávají detailnější představu o budově, ale zejména jsou nutné pro určení zatížení**. Například mezibytové, akustické nenosné stěny o tloušťce 300 mm významně ovlivňují výsledné zatížení obvodových sloupů podle toho, jaké je jejich rozvržení.

**Tato schémata, označená jako “Dispoziční schémata” jsou v Příloze B a obsahují:**

- polohy a typy vnitřních a obvodových nenosných stěn
- využití prostorů (pro pozdější určení proměnného zatížení)
- nejdůležitější skladby konstrukcí (v zjednodušené formě)
- umístění a rozlišení “velkých” a “malých” obvodových oken \*)

\*) “velká” okna jsou ta, která probíhají přes celou výšku podlaží a bude respektována jejich poloha a skutečná vlastní tíha, zatímco “malá” okna budou při výpočtu zanedbána – tj. nahrazena zdivem, ve kterém jsou usazena.

Ve schématech není znázorněno, pouze slovně uvedeno, že po celé výšce budovy je použit vnější kontaktní zateplovací systém (ve výpočtu bude vlastní tíha přičtena k vlastní tíze obvodových stěn). Podobně bude navýšena vlastní tíha stěn o tíhu tenkovrstvých omítek.

Zábradlí na balkonech v pokojích “x.04” v lichých podlažích (3, 5, 7, 9) jsou hliníková a jejich vlastní tíha bude zanedbána.

## 3 Konceptuální návrh příhradové konstrukce

Následující podkapitoly blíže definují pojem “Zavěšení převislých částí budovy”; kde a jaké síly tyto převisy způsobují a následně přichází se systémem, který je přeneseno do vnitřní části budovy.

### 3.1 Identifikace problému (převisy)

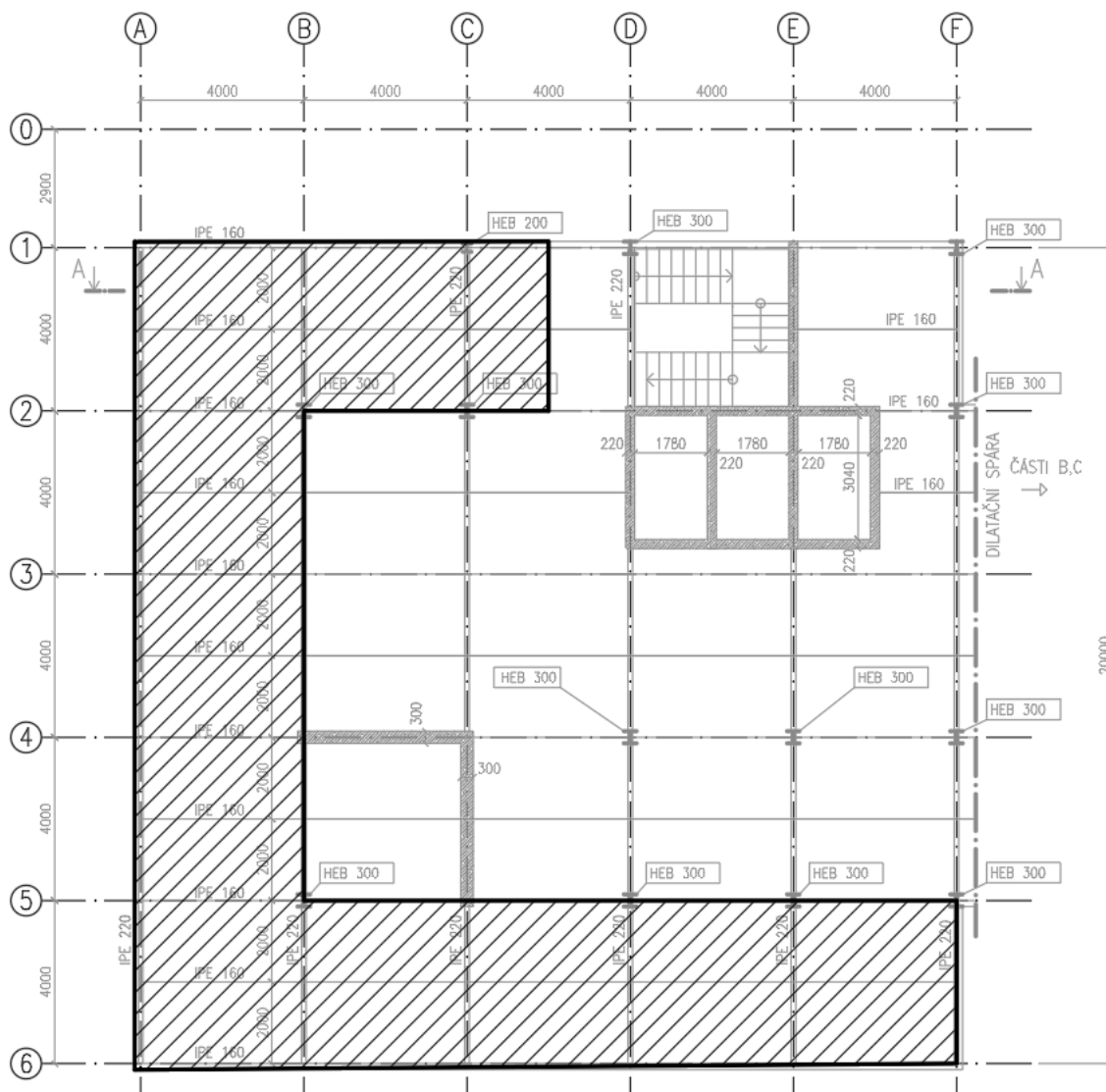
**Nejzřetelnější je oblast převisů v dispozičních výkresech (příloha B) a to při srovnání půdorysů 1NP a 2NP podle modulových os - půdorysná plocha 1NP je zřetelně menší.**

Pro nadcházející výklad je převis znázorněn šrafovaně v konstrukčním schématu 1NP (znázorňující svíslé prvky v 1NP a vodorovné nad 1NP) a v řezu, viz obrázky 3 a 4.



1NP

ZELEZOBETON



Obrázek 3 - Konstrukční schéma 1NP (znázorňující svíslé prvky v 1NP a vodorovné prvky nad 1NP); převislá část je vyšrafovaná

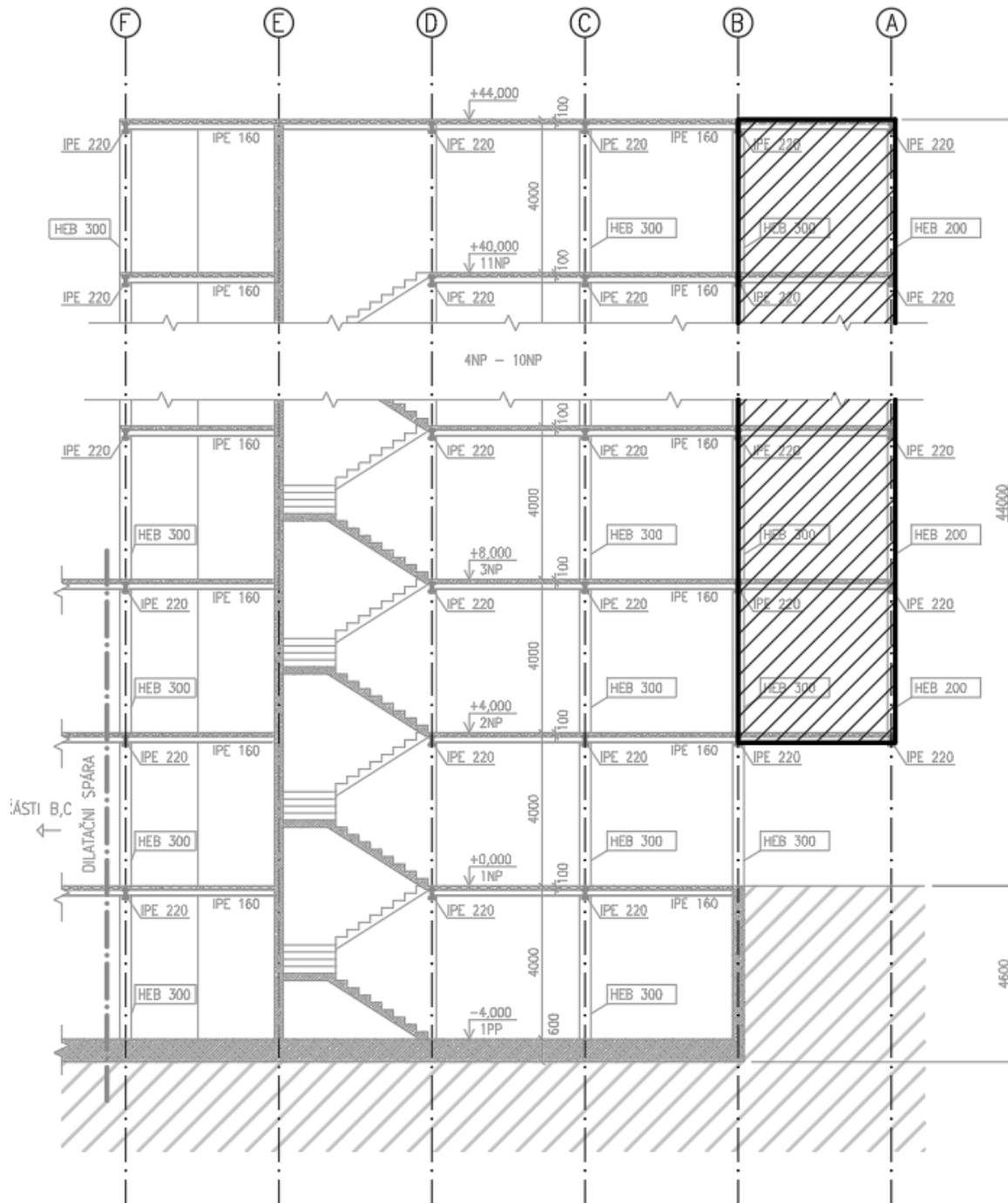
Pozn.: Na obrázku výše je šrafovaná také oblast kolem sloupu C1, přestože tento sloup 1NP probíhá, tj. "nechybí". Je to z toho důvodu, že je vynechaný o podlaží níže (v 1PP), aby nebránil průjezdu vozidel na komunikaci v garážích. Tím pádem zde existuje zcela analogický problém "převisu".



# ŘEZ A-A

ŽELEZOBETON

POZNÁMKA 1: PŘÍHRADOVÁ KONSTRUKCE NEJÍ VE VÝKRESU NAZNAČENA



Obrázek 4 - Konstruktivní schéma řezu A-A; převislá část je vyšrafovaná

**V návrhu bez příhradové konstrukce** by hlavní přenos zatížení probíhal **konzolovým působením** převislých částí (resp. příslušných stropních nosníků) v každém podlaží a obvodové sloupy by zůstaly nevyužité. Vzhledem k velké délce vykonzolování (4 m) by vzniklé ohybové momenty v patě nosníků byly významné a návrh (zejména při použití běžných válcovaných profilů konstantního průřezu) nevhodný.



### 3.2 Princip zavěšení a přenos zatížení z jednotlivých podlaží

**Problém popsany v předcházející kapitole řeší “zavěšení” obvodových sloupů v nejvyšším podlaží. Takto připojené sloupy přebírají reakce od stropních nosníků v každém podlaží a tahem je přenáší až na příhradovou konstrukci, která tyto síly dále převádí do vnitřní části budovy.**

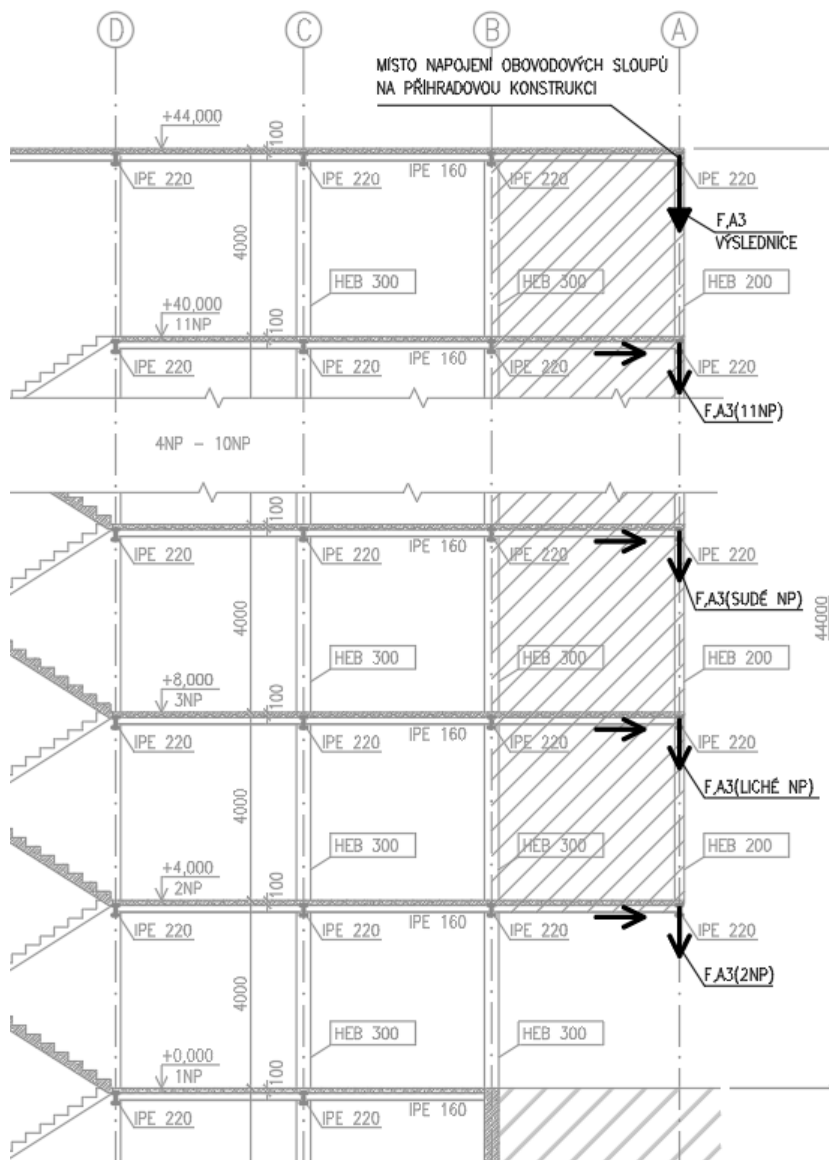
Stropní nosníky tak působí jako oboustranně kloubově podepřené.

Na obrázcích 5 a 6 je schematicky znázorněn přenos zatížení; a to ze stropních desek na stropnice (případně přímo na průvlaky) a z nich do obvodových sloupů.

## ŘEZ A-A

▨ ŽELEZOBETON

POZNÁMKA 1: PŘÍHRADOVÁ KONSTRUKCE NEJ VE VÝKRESU NAZNAČENA

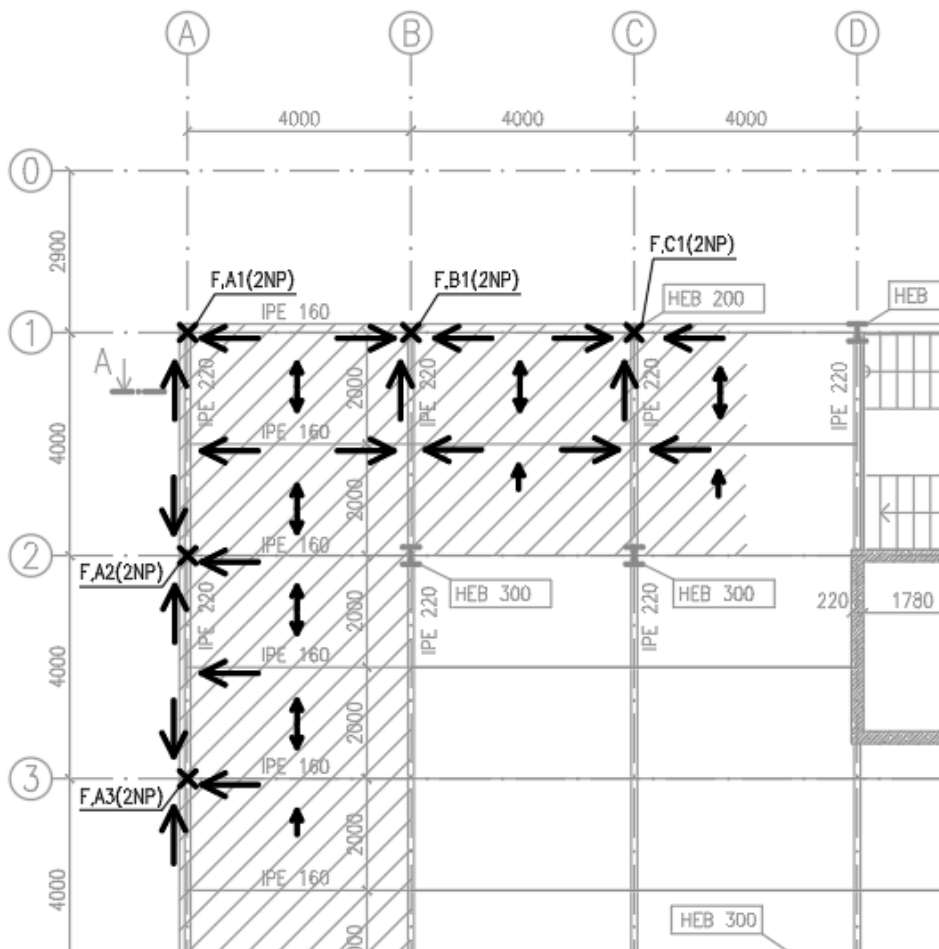


Obrázek 5 - Konstrukční schéma řezu A-A; Nasčítávání reakcí po podlažích a místo napojení na příhradovou konstrukci (příhradová konstrukce není zobrazena)



1NP

ŽELEZOBETON



Obrázek 6 - Konstruktivní schéma 1NP; Přenos sil ze stropních desek na stropnice a průvlaky a dále na obvodové sloupy.

Pozn. (k obrázku výše): sloupy pokračují v 2NP v místě křížků. Nejsou označeny stejně jako jiné sloupy (tj. v rámečku), protože konstruktivnímu schématu 1NP nenáleží (1NP neprobíhají).

**Tažených sloupů, a tedy i příslušných výsledných sil působících na příhradovou konstrukci, je celkem třináct.**

Ve zbývající části této kapitoly je uvedeno značení sil, které slouží k případné kontrole konkrétních hodnot - není stěžejní pro pochopení problému a lze jej brát jako doplňující.

Každá ze třinácti sil má index značící příslušný sloup dle modulových os:

$$F_{C1}, F_{B1} \dots F_{E6}, F_{F6}$$

Výsledné síly jsou součtem reakcí ze stropů z jednotlivých podlaží, například pro výslednici  $F_{A4}$  platí:

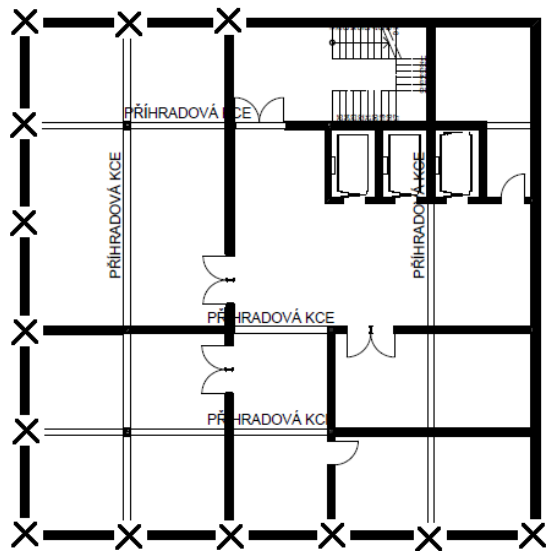


$$F_{A4} = F_{A4}(2NP) + 4 \cdot F_{A4}(LICHÉ NP) + 4 \cdot F_{A4}(SUDÉ NP) + F_{A4}(11NP)$$

příčemž označení v závorce je v duchu názvů dispozičních schémat – tj. ne konstrukčních schémat. To znamená, že například do reakce  $F_{A4}(2NP)$  se započítávají zatížení od příček probíhajících v rámci 2NP a zatížení od vlastní tíhy stropu nad 1NP.

### 3.3 Nahrazení původního konceptu

Jak již bylo naznačeno, původní koncept příhradové konstrukce je významně změněn. Je tomu zejména proto, že kvůli nedostatku informací zůstal nepochopen. Po obvodě 11NP se vyskytuje třináct velkých sil a původní systém čtyř až pěti rovinných příhradových konstrukcí dokáže efektivně přenést pouze šest z těchto sil (viz obrázek 7)



Obrázek 7 - Původní koncept s naznačením třinácti svislých sil z obvodových sloupů (křížky)

Pokud by příhradová konstrukce procházela také všemi stěnami, situace by byla příznivější. V takovém případě se ovšem zdá, že by ocelových prutů bylo v 11NP příliš mnoho a že lze problém řešit přímočařeji.

Celý zbytek práce pojednává o novém návrhu.

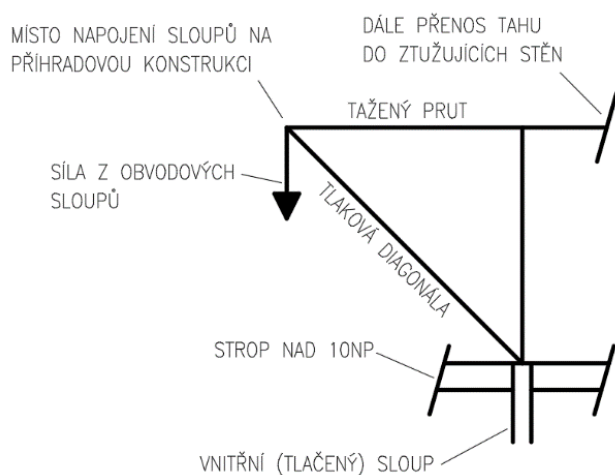
### 3.4 Nový koncept

**Hlavní prvky nově navrhovaného konceptu tvoří patnáct “příhradových trojúhelníků”.** Jejich dolní styčníky jsou uloženy na vnitřní (tlačené) sloupy a jejich horní styčníky tvoří nejvyšší a nejkrajnější body budovy (bude vyobrazeno dále). V horních styčících přebírají z obvodových (tažených) sloupů svislé síly a převádí je na:

- Tlakové síly v diagonálách
- Tahové síly v horních prutech

Z diagonál jsou **tlakové síly dále přenášeny do vnitřních sloupů**, resp. stropní desky nad 10NP. **Tah v horních prutech je buď přímo anebo přes další pruty ve střešní rovině přenesen do železobetonových ztužujících stěn.**

Schéma základního principu je na obrázku 8.



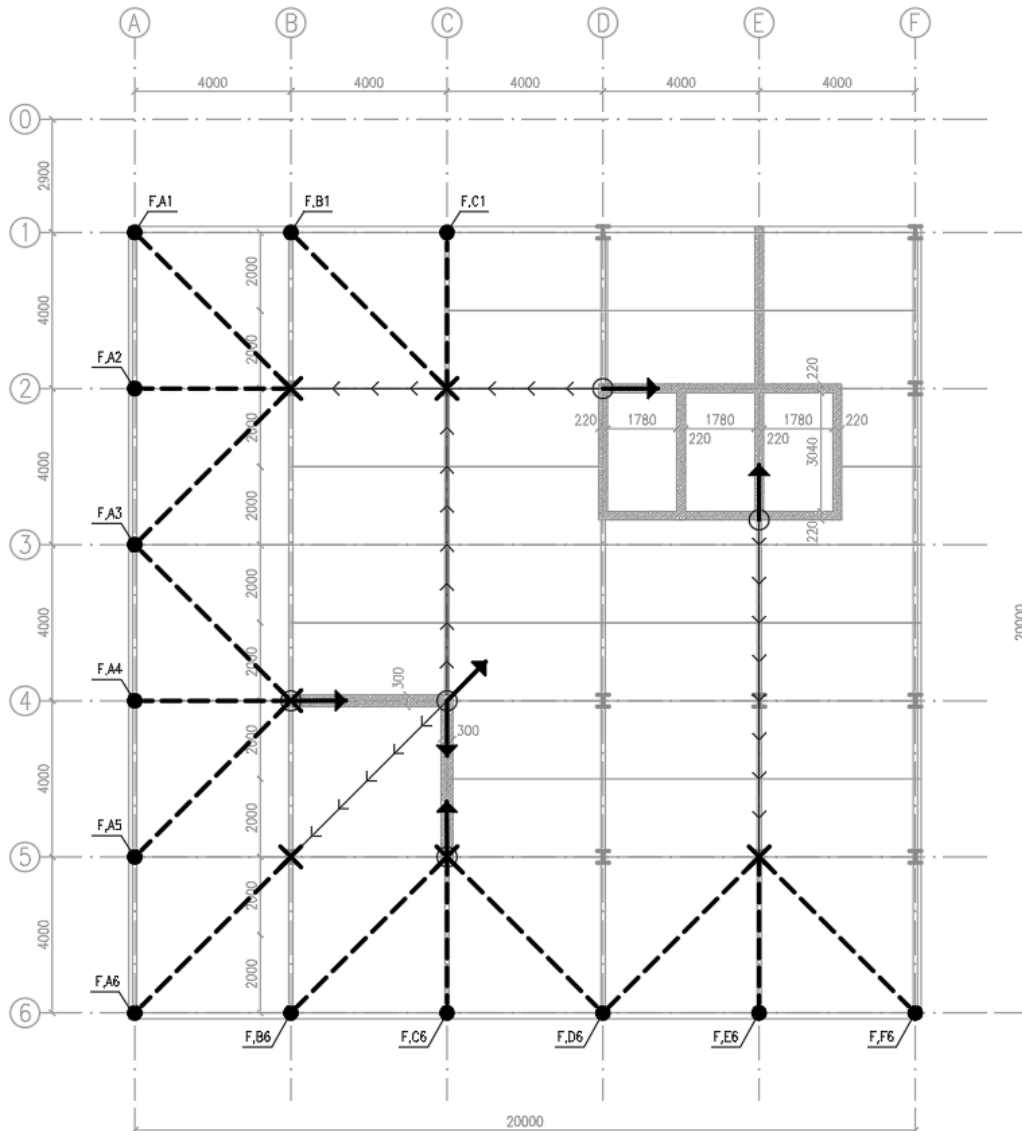
Obrázek 8 - Princip příhradových trojúhelníků

Na obrázku 9 níže je znázorněno **půdorysné umístění všech příhradových trojúhelníků a hlavní přenos tahu:**





11NP  
ŽELEZOBETON



Obrázek 9 - Konstruktivní schéma 11NP; Umístění příhradových trojúhelníků a hlavní přenos tahu

Legenda značení pro obrázek výše je následující:

- Křížky: místa uložení příhradových trojúhelníků na vnitřní sloup (resp. ve dvou případech na ztužující stěny)
- Tlusté čerchované úsečky: půdorysná orientace příhradových trojúhelníků (tj. každá úsečka značí jeden celý trojúhelník v pohledu shora)
- Plné kruhy s označeními F<sub>C1</sub>, F<sub>B1</sub>, ... až F<sub>E6</sub>, F<sub>F6</sub>: místa připojení obvodových sloupů, tj. místa působících svislých sil
- Šipkované čáry: přenos tahu pomocí prutů ve střešní rovině
- Kružnice: místa ukotvení tahových prutů na železobetonové stěny
- Velké šipky: reakce stěn na tah

Pozn.: Prut v ose "D" by také mohl být ukotvený na stěnu, protože se připojuje v její rovině (podobně jako je ukotvený prut v ose „E“). Protože je tato stěna ovšem kratší a menší tloušťky, upřednostněny byly stěny delší a stěny větší tloušťky.



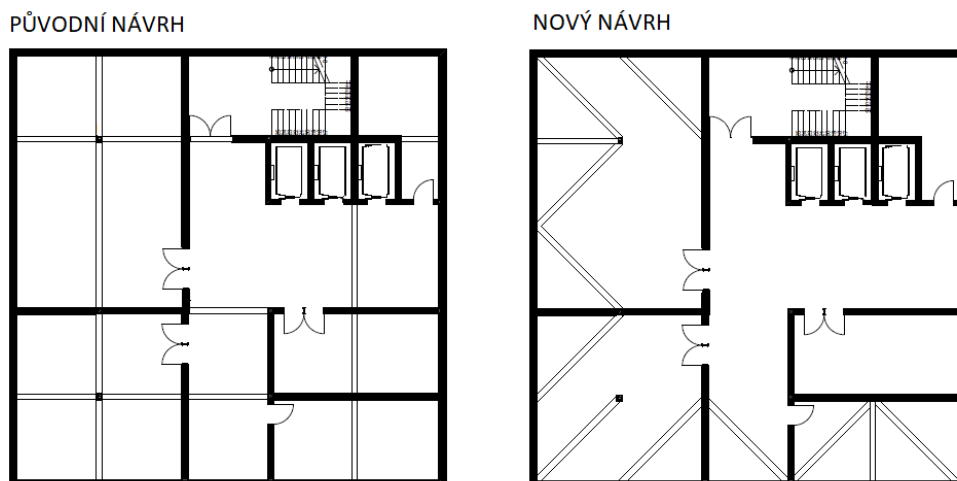
Prostorový pohled na celkovou geometrii dává obrázek 12 v kapitole 4.1.

Výše popsaná konstrukce je sama o sobě nestabilní a **vyžaduje další vodorovné pruty ve střešní rovině**. Vzhledem k tomu, že po takové úpravě začíná být počet “nově navržených” prvků ve střešní rovině významný, nabízí se, aby plnily **zároveň funkci nosné střešní konstrukce**. Aby se zde ovšem nekombinovaly dva systémy (nově navržené pruty a dosavadní rastr nosníků), jsou sloučeny do jednoho. Tím vzniká **jednotná příhradová konstrukce plnící všechny potřebné funkce**:

- Funkci “Zavěšení” obvodových sloupů, tj. “vynesení” převislých částí budovy
- Funkci nosné konstrukce střešního pláště včetně zajištění přenosů účinků sněhu a větru
- Funkci přenosu bočních účinků větru, tj. horizontální tuhosti posledního podlaží.

### 3.5 Míra omezení dispozice

Na první pohled by se mohlo zdát, že tento návrh příliš zasahuje do prostorů v 11NP. Nicméně po srovnání původního a nového návrhu lze usoudit, že **omezení dispozice je srovnatelné** (viz obrázek 10).



Obrázek 10 - Srovnání omezení dispozice návrhem původním a návrhem novým (zobrazeny jsou pouze pruty omezující dispozici – tj. procházející prostorem místností)

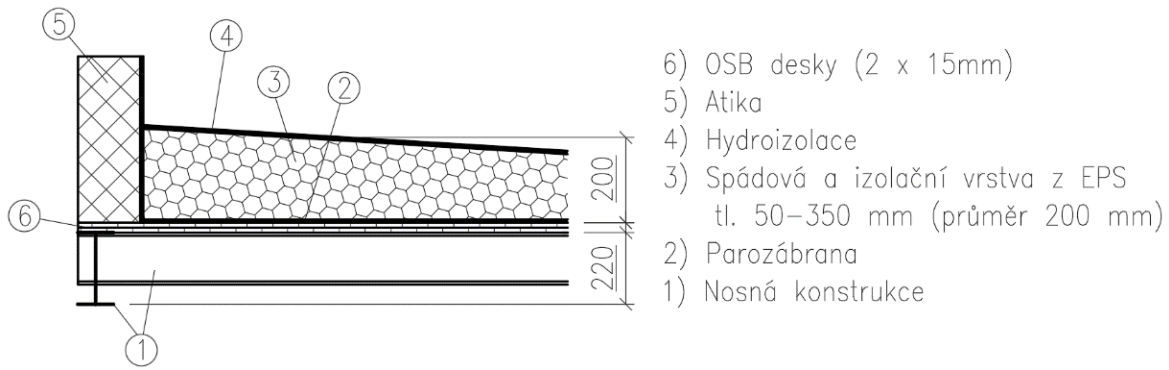
### 3.6 Úprava skladby střechy

Protože konstrukce popsaná výše přebírá úlohu horizontálního ztužení, spřažená betonová deska na trapézovém plechu se stává nepotřebnou a vzhledem k velkým tahům v horních prutech dokonce problematickou (beton by tento tah obtížně přenesl). **Skladba střešního pláště je tedy upravena a funkci nosných plošných prvků nově plní OSB desky**.

OSB desky jsou ve dvou vrstvách, **kotvené s umožněným vodorovným prokluzem**. Díky tomu nejsou **ovlivněny silami v ocelové konstrukci** a přenáší pouze účinky sněhu, větru a vlastní tíhy střešního pláště (svou ohybovou tuhostí).

Rozměry desek jsou 2 x 2 m, což umožňuje jejich uložení v rozích na nosné prvky (lze si představit na obrázku 9)

Skladba střechy po nahrazení betonové vrstvy OSB deskami je znázorněna na obrázku 11.



Obrázek 11 - Úprava skladby střechy

## 4 Příprava statického modelu

Rozsáhlému výpočtu zatížení předchází tato kapitola, která má za úkol vytvořit prvotní představu o statickém modelu (a jeho prostorové geometrii) a to **včetně způsobu aplikace zatížení** (podkapitola 4.5).

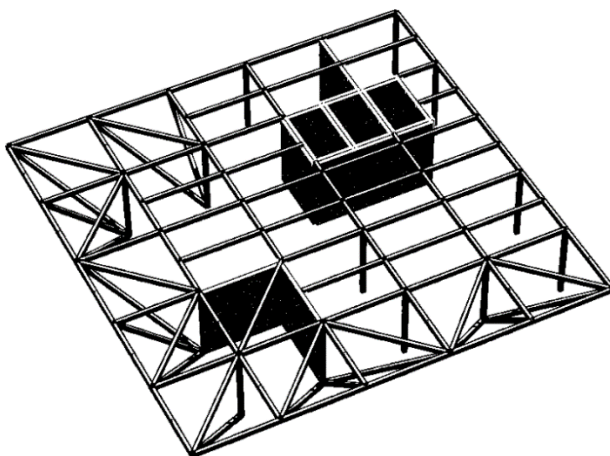
Model je vytvořen ve studentské verzi programu Robot Structural Analysis od společnosti Autodesk. Obsahuje příhradovou konstrukci popsanou v předcházející kapitole, která se nachází celá v rámci 11NP. Okrajovými podmínkami (podporami) jsou uloženy na sloupy z 10NP a na železobetonové stěny.

### 4.1 Prvky

Model reprezentují příhradové pruty, které jsou schopné přenášet ohybové účinky.

Vytořeno je také **jádro a ztužující stěny**, ovšem pouze pro názornost a lepší orientaci v modelu - **jejich namáhání není předmětem zkoumání**. V každé fázi je pouze ověřeno, že jejich deformace jsou (v porovnání s ocelovými pruty) minimální a tím je prakticky splněn předpoklad o velmi tuhých podporách.

Na obrázku 12 je prostorový pohled na geometrii konstrukce.



Obrázek 12 - Geometrie příhradové konstrukce (11 NP)

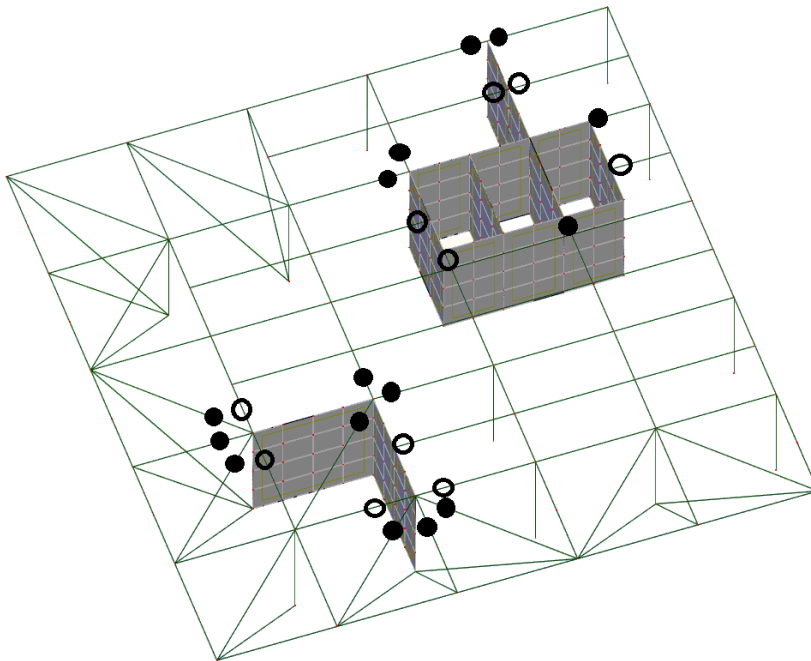


## 4.2 Vnější podpory

Uložení konstrukce na vnitřní sloupy 10NP je reprezentováno **bodovými pevnými klouby** (se zabráněním kroucení). Uložení na ztužující stěny (jak zmiňováno dříve) je:

- pro pruty připojující se v rovině stěny: **kloubové**
- pro pruty připojující se kolmo na rovinu stěny: **kloubové, s uvolněným posunem kolmo na rovinu stěny**.

Při napojení prutů kolmo na rovinu stěny je zde uvolněný posun, **aby nebyly stěny namáhány kolem jejich měkké osy**. Přesný přehled o tom, kde je posun uvolněný a kde není, dává obrázek 13. Plné kruhy znázorňují místa pevných kloubů, kružnice místa posuvných kloubů.



Obrázek 13 - Napojení prutů na stěny (plné kruhy – pevné klouby, kružnice – posuvné klouby)

Pozn.: Na kraji stěny, která "vystupuje" z jádra jsou pevné klouby i přes to, že se pruty napojují kolmo na rovinu stěny. Je to z toho důvodu, aby byl umožněn přenos sil způsobený bočním působením větru (ve směru těchto prutů) do více tuhé části konstrukce (tj. té s diagonálními pruty).

Podpory budou ve skutečnosti tvořené plechovými styčníky na které se prvky připojí pomocí šroubů. **V případě připojení prutů na ztužující stěny je nutné nejprve vytvořit vazbu na stěnovou výztuž** (spoj zobrazen v kapitole 8 v rámci návrhu spojů).

## 4.3 Vnější podpory – riziko tahových sil

Již v této fázi je známo riziko nalezení příliš velkých tahových sil - takových, které by bylo obtížné přenést železobetonovými stěnami z důvodu přílišného lokálního namáhání. **Součástí této práce není průzkum, jaké jsou limitní hodnoty takových sil ani detailní návrh příslušného opatření.**

Jedním z možných opatření by byla náhrada železobetonových stěn za tuhé ocelové rámy, druhým opatřením celková změna konceptu návrhu.

**Bez ohledu na velikost nalezených sil bude práce dále pokračovat až do finálního návrhu ocelové konstrukce.**



## 4.4 Vnitřní vazby

Pruty jsou bez výjimky vzájemně spojované **kloubově**. Na obou stranách prutů je v modelu nastaveno bránění kroucení.

Pozn.: Zabránění kroucení způsobí, že i ve styčnicích se objeví malé momenty.

Vazby jsou (podobně jako u vnějších podpor) budou tvořeny plechovými styčníky, na které se prvky připojují pomocí šroubů.

## 4.5 Způsob aplikace zatížení

Aplikaci zatížení lze rozdělit do následujících čtyř kategorií:

- 13 svislých bodových sil reprezentující **reakce z obvodových sloupů** (tj. vlastní tíhu převislých částí budov a užité zatížení z těchto částí).
- 105 svislých bodových sil reprezentující **reakce od střešního pláště** v místě kotvení OSB desek (tj. svislé účinky vlastní tíhy střešního pláště, případně sněhu a větru).
- Svislé podélné zatížení na horních obvodových prutech reprezentující **vlastní tíhu atiky**.
- Vodorovné podélné zatížení na horních obvodových prutech reprezentující **vodorovné účinky větru** (obvodové stěny přenáší polovinu zatížení větrem do horních obvodových prutů a polovinu do stropní desky nad 10NP)

Pozn.: Výše zmíněné rozdělení je uvedené s předstihem, aby bylo zřejmé, kam směřuje výpočet zatížení v následující kapitole.

## 5 Výpočet zatížení

Uvažovány jsou následující typy zatížení:

- stálé
- užité
- sníh
- vítr

a v rámci nich výhradně **ty části, které jsou potřebné pro statický výpočet příhradové konstrukce**. Například **zatížení větrem bude hledáno pouze pro poslední podlaží a užité a stálé zatížení počítáno pouze v místech ovlivňujících převisy**.

Zatížení větrem působící **na desáté a nižší podlaží** je přeneseno tuhými stropními deskami do ztužujícího jádra a stěn a následně do základů – toto zatížení příhradovou konstrukci prakticky neovlivňuje. Užité a stálé zatížení **mimo místa převisů** jsou přenesena do vnitřních (tlačených) sloupů a příhradovou konstrukci také neovlivňují.

Příhradová konstrukce je dobře izolována od vnějšího prostředí a ve vnitřním prostředí dochází k běžným výkyvům teplot. Zatížení teplotou lze tedy považovat za zanedbatelné a nebude aplikováno.

Zatížení zemětřesením není pro podmínky ČR relevantní a mimořádné zatížení není předmětem této práce.



## 5.1 Zatížení sněhem

**Postupy, vzorce, a vstupní hodnoty jsou převzaty z normy [4] - ČSN EN 1991-1-3: Zatížení sněhem.**

Hotel se nachází v Praze. Tato lokalita spadá dle mapy sněhových oblastí do **oblasti I**, pro kterou je charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$ .

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše (hodnota vztažena k půdorysné ploše střechy) se určí ze vztahu:

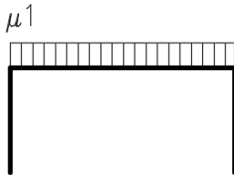
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

kde

$C_e$  součinitel expozice ( $C_e = 1,0$  pro normální typ krajiny, tj. krajina není ani otevřená, ani chráněná)

$C_t$  tepelný součinitel ( $C_t = 1,0$  neboť střecha nemá vysokou tepelnou propustnost)

Pro ploché střechy se uvažuje rovnoměrné rozdělení zatížení ( $s$  konstantní hodnotou  $\mu_1$ ) dle obrázku 14:

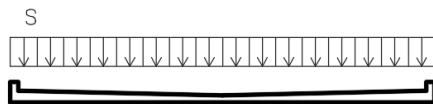


Obrázek 14 - Rovnoměrné rozdělení zatížení sněhem

Pro úhel  $\alpha = 0^\circ$  je tvarový součinitel  $\mu_1 = 0,8$

Charakteristická hodnota zatížení je potom:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz obrázek 15)}$$

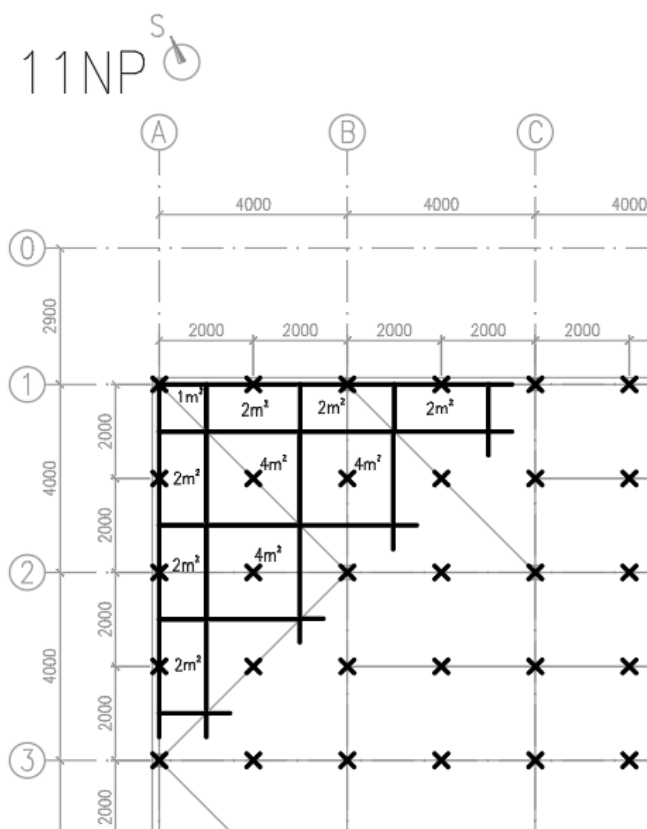


Obrázek 15 - Výsledné charakteristické zatížení sněhem

**Zatížení sněhem je přenášeno na příhradovou konstrukci prostřednictvím OSB desek, které jsou kotveny v pravidelném rastru 2 x 2 m.** Podle místa kotvení v rámci plochy střechy existují tři možné zatěžovací plochy:

- Pro kotvení v rozích střechy:  $1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 1 \text{ m}^2$
- Po obvodě:  $2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 2 \text{ m}^2$
- Uvnitř:  $2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 4 \text{ m}^2$

což je také zřejmé z obrázku 16



Obrázek 16 - Zatěžovací plochy pro místa kotvení OSB desek (tence jsou znázorněny pruty příhradové konstrukce ve střešní rovině, křížky místa kotvení a tlustě ohraničení zatěžovacích ploch)

Bodové síly jsou získány násobením charakteristické hodnoty zatížení  $s = 0,56 \text{ kN/m}^2$  a příslušné zatěžovací plochy. Výsledné hodnoty jsou shrnuté v tabulce 1.

Charakteristická hodnota zatížení sněhem $\text{kN/m}^2$	Místo kotvení v rámci střechy	Zatěžovací plocha $\text{m}^2$	Výsledná síla $\text{kN}$
0.56	V rozích	1	0.6
0.56	Po obvodě	2	1.1
0.56	Uvnitř	4	2.2

Tabulka 1 - Zatížení sněhem – bodové síly

## 5.2 Zatížení větrem

**Postupy, vzorce, a vstupní hodnoty jsou převzaty z normy [5] - ČSN EN 1991-1-4: Zatížení větrem.**

Hotel se nachází v Praze. Tato lokalita spadá dle mapy větrových oblastí do **oblasti II**, pro kterou je výchozí základní rychlost větru  $v_{b0} = 25 \text{ m/s}$ .

Základní rychlost větru se určí podle:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

kde součinitele směru větru a ročního období jsou brány hodnotou 1,0 (běžný případ)

$$c_{dir} = c_{season} = 1,0$$



$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = \mathbf{25 \text{ m/s}}$$

Základní tlak větru:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

kde hustota větru je  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = \mathbf{0,39 \text{ kN/m}^2}$$

Protože je výška budovy  $h = 44 \text{ m}$  větší než dvojnásobek šířky budovy kolmé na směr větru ( $2b = 2 \cdot 20 = 40 \text{ m}$ ), je tlak větru rozdělen po výšce budovy na více úseků (hodnota tlaku roste s výškou). Protože je ale ve všech podlažích kromě posledního (11NP) účinek větru přenášen systémem tuhých stropních desek a ztužujících stěn (**tj. neovlivňuje příhradovou konstrukci**), lze se pro účely této práce soustředit pouze na vrcholovou část.

Součinitel expozice  $c_e(z)$  pro výšku  $z = h = 44 \text{ m}$  a kategorii terénu III je roven (z obrázku 1-29 v úvodu citované normě)

$$c_e(h) = \mathbf{2,8}$$

Charakteristický maximální dynamický tlak ve výšce  $z = h = 44 \text{ m}$  je poté:

$$q_p(h) = q_b \cdot c_e(h) = 0,39 \cdot 2,8 = \mathbf{1,09 \text{ kN/m}^2}$$

Vzhledem k tomu, že obálka budovy je uzavřená a v posledním (11NP) nejsou žádné otvory ve stěnách, počítá se pouze s tlakem na vnější povrchy  $w_e$ . Pro něj platí:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

ve výšce  $h = 44 \text{ m}$  potom:

$$w_e = q_p(h) \cdot c_{pe} = \mathbf{1,09} \cdot c_{pe} [\text{kN/m}^2]$$

kde  $c_{pe}$  je součinitel vnějšího tlaku, který nabývá různých hodnot pro svislé stěny a plochou střechu, resp. podle jejich dělení na oblasti A-E a F-I.

Plochá vystavená větru je ve všech případech větší než  $10 \text{ m}^2$ , proto je vždy hledána hodnota

$$c_{pe} = c_{pe,10}$$

Pro svislé stěny je potřeba znát parametr  $h/d$ , kde  $d$  je šířka budovy ve směru větru. Protože je budova symetrická (půdorysně  $20 \times 20 \text{ m}$ ), je hodnota  $d$  pro oba směry stejná, a to  $d = 20 \text{ m}$ . Parametr  $h/d$  je potom:  $h/d = 44/20 = 2,2$ .

Tabulka a schéma oblastí A-E (které jsou k nalezení na obrázku 1-33 v úvodu citované normě) jsou překresleny a upraveny pro účely této budovy – viz obrázek 17. V tabulce jsou také uvedeny charakteristické hodnoty zatížení v  $\text{kN/m}^2$  získané násobením součinitele vnějšího tlaku a maximálního dynamického tlaku ( $q_p(h) = 1,09 \text{ kN/m}^2$ )

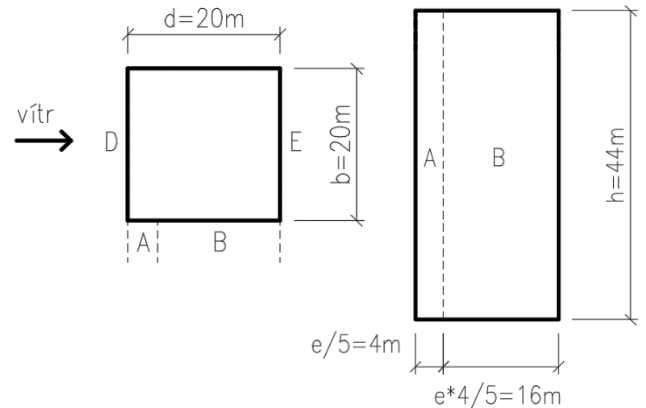




Pozn.: hodnota  $e$  je  $e = \min(b, 2h) = 20 \text{ m}$ , z čehož plyne, že oblast C má nulovou šířku ( $d - e = 20 - 20 = 0 \text{ m}$ ), takže na stěnách existují pouze oblasti A a B.

Oblast	A	B	D	E
$c_{pe,10}$	-1.2	-1.4	0.8	-0.6
$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-1.3	-1.5	0.9	-0.7

$h/d = 2,2$  \*)  
\*) interpolace ovlivnila hodnotu  $c_{pe}$  pouze pro oblast E (interpolováno mezi hodnotami -0,7 a -0,5)

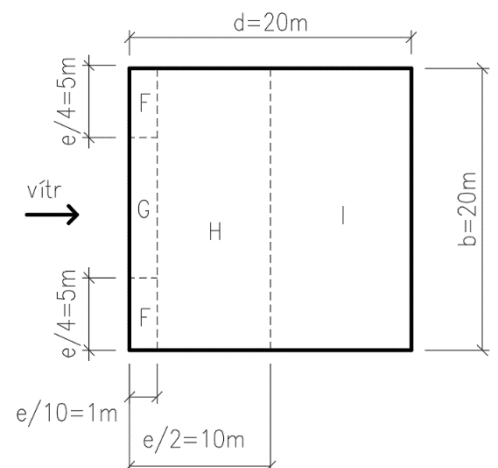


Obrázek 17 - Hodnoty  $c_{pe}$  a charakterického zatížení větrem  $w_e$  pro oblasti na svislých stěnách

Pro určení  $c_{pe}$  na střeše je (v tabulce 1-3 v úvodu citované normě) rozhodující kolonka "se zábradlím (atikou)", kde poměr výšky atiky ku výšce budovy je:  $h_p/h = 0,5/44 = 0,01$ , což je méně než nejmenší uvedená hodnota  $h_p/h = 0,025$ , takže jsou brány hodnoty pro  $h_p/h = 0,025$ . Tabulka a schéma oblastí F-I jsou překresleny a upraveny pro účely této budovy – viz obrázek 18

Oblast	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1.6	-1.1	-0.7	-0.2
$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-1.7	-1.2	-0.8	-0.2

$h_p/h = 0,01$  \*)  
\*) tj. menší než nejmenší v normové tabulce uvedená hodnota  $h_p/h = 0,025$ , takže jsou brány hodnoty pro  $h_p/h = 0,025$   
\*\*) v oblasti "I" se může teoreticky vyskytovat tlak i sání; pro jednoduchost je počítáno pouze se složkou sání.



Obrázek 18 - Hodnoty  $c_{pe}$  a charakterického zatížení větrem  $w_e$  pro oblasti na střeše

Síly způsobené třením větru budou vzhledem k malé vystavené ploše (střecha 20 x 20 m + polovina výšky posledního podlaží) zanedbány.

**V dalších výpočtech budou připraveny hodnoty zatížení větrem pro vítr přicházející ze severu (severní) a z východu (východní)** tak, aby se následně daly aplikovat na model.

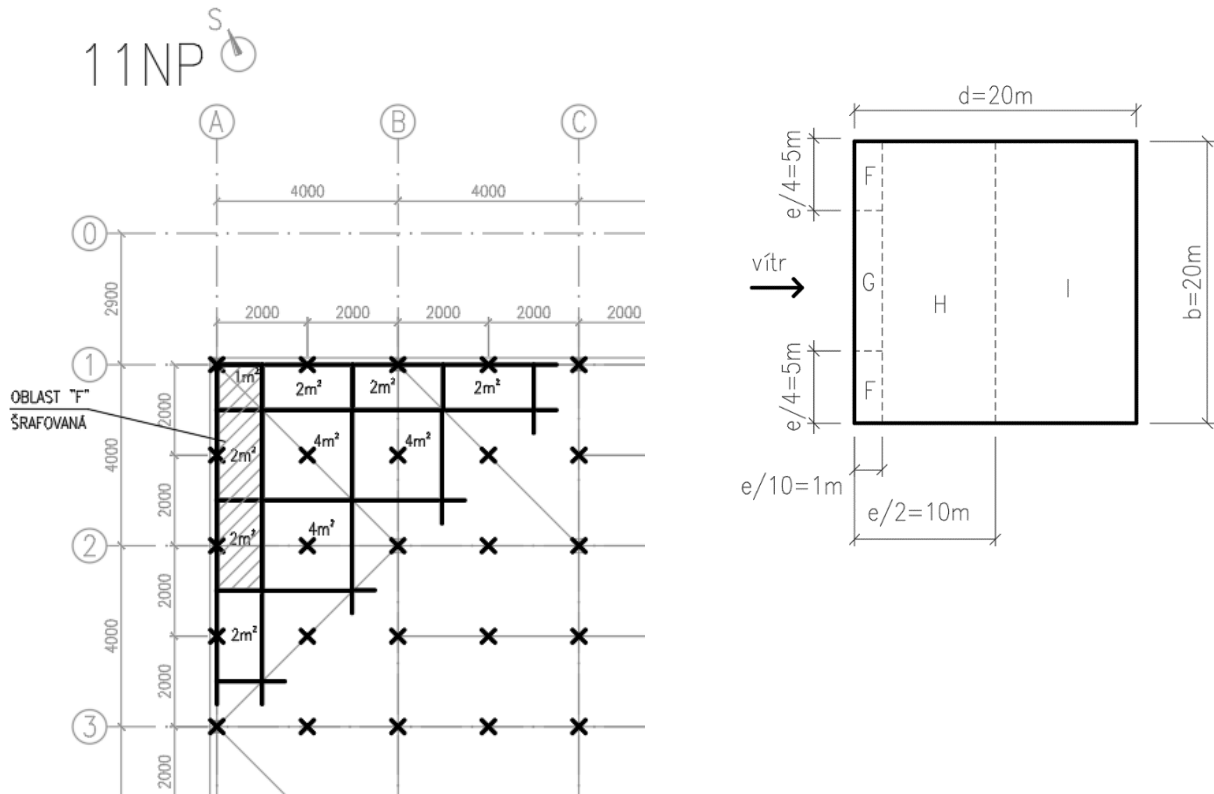
Připraveny jsou dva směry zatížení větrem, které budou důležité zejména **pro ověření dostatečné horizontální tuhosti konstrukce**.

Při získávání bodových sil v místě kotvení OSB desek se v případě svislého působení větru jedná o případ analogický k zatížení sněhem – tj. **bodové síly jsou získány přenásobením plošného zatížení a**



**příslušné zatěžovací plochy. V případě zatížení větrem je ovšem zároveň potřeba zohlednit různá plošná zatížení dle oblastí F – I.**

Prakticky to znamená porovnávání oblastí F – I a zatěžovacích ploch (společně zobrazeny na obrázku 18) a vzájemným násobením příslušných hodnot.



Obrázek 18 - Srovnání zatěžovacích ploch kotvení (vlevo) a oblastí F-I (vpravo)

V případech, kdy zatěžovací plocha zasahuje do dvou oblastí, bere se hodnota zatížení z oblasti s hodnotou vyšší.

**Hodnoty a umístění výsledných bodových sil nejsou nikde jmenovány, ale v rámci kapitoly 6.1 přímo aplikovány na model.** V tabulce 2 jsou pouze uvedené všechny hodnoty, kterých mohou bodové síly nabývat (získány kombinacemi oblastí F, G, H, I a zatěžovacích ploch 1 m<sup>2</sup>, 2 m<sup>2</sup> a 4 m<sup>2</sup>). Vynechané kombinace jsou ty, které nastat nemůžou – například zatěžovací plocha 1 m<sup>2</sup> (tj. kotvení “v rohu střechy”) násobená zatížením pro oblast “G”.

		Výsledná síla [kN]		
		zatěžovací plocha		
		1 m <sup>2</sup>	2 m <sup>2</sup>	4 m <sup>2</sup>
oblast	F	-1.7	-3.4	nenastane
	G	nenastane	-2.4	nenastane
	H	nenastane	-1.6	-3.2
	I	-0.2	-0.4	-0.8

Hodnoty zatížení pro jednotlivé oblasti:  
 F = -1.7 kN/m<sup>2</sup>  
 G = -1.2 kN/m<sup>2</sup>  
 H = -0.8 kN/m<sup>2</sup>  
 I = -0.2 kN/m<sup>2</sup>

Tabulka 2 - Všechny hodnoty, kterých můžou síly (v kotvách) od svislého zatížení větrem nabývat



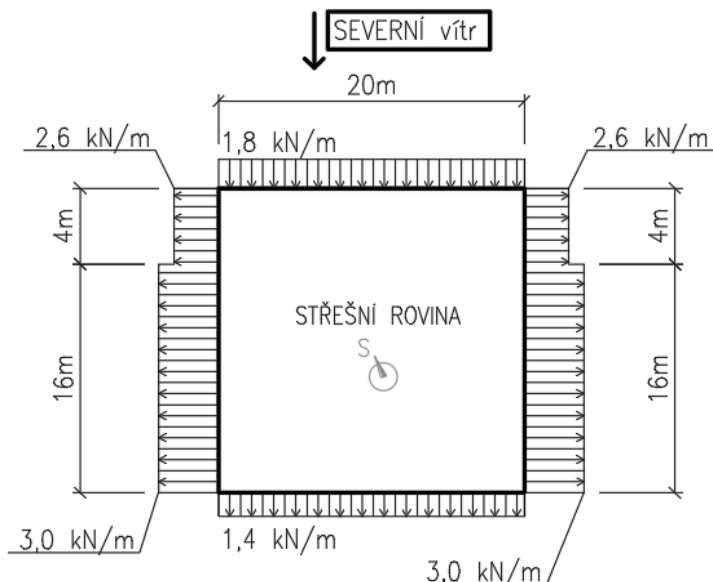
V případě bočního zatížení větrem není množství hodnot tak rozsáhlé. Obvodové stěny přenáší polovinu zatížení do stropní desky nad 10NP a druhou polovinu do horních obvodových prutů příhradové konstrukce. Hledaná podélná zatížení na horních obvodových prutech jsou získána násobením hodnot plošných zatížení dle oblastí A, B, D a E a polovinou konstrukční výšky (2 m). To je zobrazeno v tabulce 3.

Oblast	Plošné zatížení kN/m <sup>2</sup>	Podélné zatížení kN/m
A	-1.3	-2.6
B	-1.5	-3
D	0.9	1.8
E	-0.7	-1.4

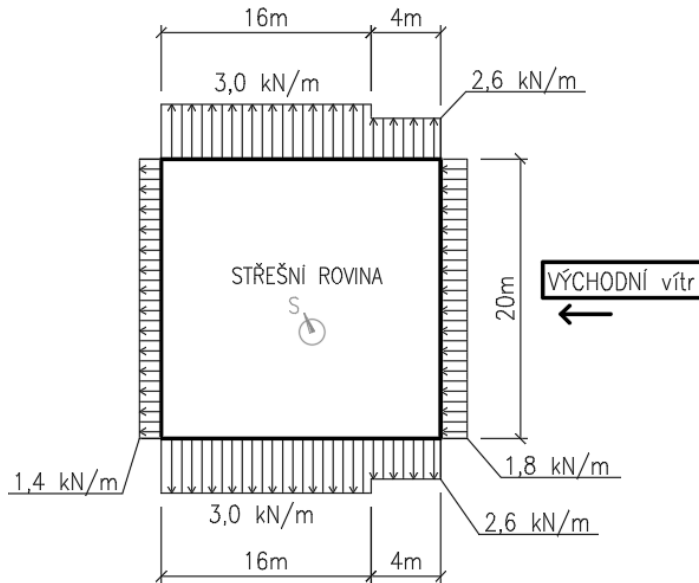
Podélné zatížení získáno násobením polovinou konstrukční výšky (2 m).

Tabulka 3 - převod plošného na hledané podélné zatížení.

Velikosti zatížení a příslušné zatěžovací délky jsou pro oba směry působení větru znázorněné na obrázcích 19 a 20.



Obrázek 19 - Vodorovné podélné zatížení obvodových prutů pro vítr severní



Obrázek 20 - Vodorovné podélné zatížení obvodových prutů pro vítr východní

### 5.3 Užiténé zatížení

Pro zkoumanou konstrukci je právě hledání účinků užiténého zatížení a stálého zatížení z převisů nejkomplicovanější z vybraných druhů zatížení. Zohledňuje totiž skutečnou, poměrně rozmanitou dispozici a rozdílné využití prostorů.

V první části této kapitoly jsou vyjmenovány hodnoty užiténých zatížení dle využití prostorů. V druhé části je proveden výpočet, jehož závěrem je třináct výsledných sil působících v místě napojení obvodových sloupů na příhradovou konstrukci.

#### 5.3.1 Hodnoty užiténých zatížení dle využití prostorů

**Hodnoty užiténých zatížení jsou převzaty z normy [3] - "ČSN EN 1991-1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užiténá zatížení pozemních staveb".**

Pro dané prostory jsou hodnoty uvažovány následovně (dle národní přílohy výše zmíněné normy):

- Hotelové pokoje a přilehlé chodby: **1,5 kN/m<sup>2</sup>** (kategorie A – obytné plochy a plochy pro domácí činnosti – stropní konstrukce)
- Schodiště v podlažích s hotelovými pokoji: **3,0 kN/m<sup>2</sup>** (kategorie A – obytné plochy a plochy pro domácí činnosti – schodiště)
- Balkony u pokojů v lichých podlažích: **3,0 kN/m<sup>2</sup>** (kategorie A – obytné plochy a plochy pro domácí činnosti – balkony)
- Konferenční a zasedací místnosti v 2NP: **4,0 kN/m<sup>2</sup>** (kategorie C2 – plochy se zabudovanými sedadly)
- Chodby a schodiště v 2NP (kancelářský prostor): **2,5 kN/m<sup>2</sup>** (kategorie B – kancelářské plochy)
- Hygienické zázemí v 2NP: **1,5 kN/m<sup>2</sup>** (bráno stejnou hodnotou jako pro obytné plochy)



- Sklad a přilehlá chodba v 11NP:  **$7,5 \text{ kN/m}^2$**  (kategorie E1 – plochy pro skladování, kde může docházet k hromadění zboží, včetně přístupových ploch)
- Schodiště v 11NP:  **$3,0 \text{ kN/m}^2$**  (neuvažuje se, že bude využíváno jako přístupová plocha pro sklad a je brána hodnotou pro obytné plochy - schodiště)
- Strojovna vzduchotechniky a místnost se zásobníkem teplé vody:  **$1,5 \text{ kN/m}^2$**  (bráno hodnotou pro obytné plochy; zatížení způsobené VZT jednotkou a zásobníkem je popsáno při výpočtu stálého zatížení)
  
- Schodiště v 1NP:  **$2,5 \text{ kN/m}^2$**  (kacelářské plochy)
  - pozn.: užité zatížení z 1NP ovlivní pouze sloup C1 – jako jediný z obvodových probíhá také v 1NP – detailně popsáno v poznámce pod obrázkem 3 v kapitole 3.1
  
- Střecha:  **$0 \text{ kN/m}^2$**  (kategorie H – nepochozí)

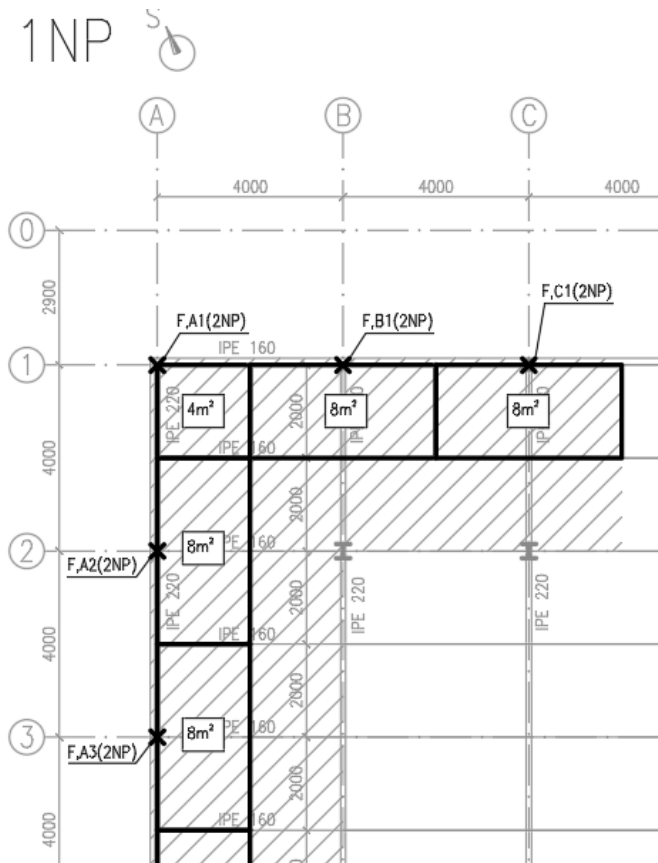
### 5.3.2 Výpočet

Přenos zatížení ze stropních desek až po místo zavěšení obvodových sloupů na příhradovou konstrukci bylo již popsáno v kapitole 3.2.

Pro výpočet jsou sloupům v každém podlaží přiřazeny zatěžovací plochy. Po obvodě jsou rozmístěny v pravidelných vzdálenostech 4 m a také převislé části stropů mají délku 4 m. Náleží jim tedy následující zatěžovací plochy:

- **Rohové obvodové sloupy:**  $2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 4 \text{ m}^2$
- **Ostatní obvodové sloupy:**  $4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 8 \text{ m}^2$

což je také zřejmé z obrázku 21



Obrázek 21 - Zatěžovací plochy pěti vybraných sloupů (obdélníky značí zatěžovací plochy, křížky značí místa obvodových sloupů, šrafovaná je převislá část stropu)

Bodové síly přenášené sloupy v každém podlaží jsou získány prostým násobením hodnot užitečných zatížení a příslušných zatěžovacích ploch (v několika případech zasahuje zatěžovací plocha do prostorů s různým využitím – výsledná hodnota je potom váženým průměrem). Výsledné bodové síly přenášené v místě napojení na příhradovou konstrukci jsou součtem reakcí z jednotlivých podlaží.

**Veškeré hodnoty včetně výsledných jsou charakteristické.**

Výpočty jsou provedeny tabulkově v programu Excel, zvlášť pro každé podlaží. Tyto tabulky lze nalézt v Příloze 3. Zde je pouze pro představu uvedena tabulka pro vzorové 11NP.



PODLAŽÍ: 11NP					
Sloup	Zat. plocha m <sup>2</sup>	Užitné zatížení			Výsl. reakce kN
		Prostor 1 kN/m <sup>2</sup>	Prostor 2 kN/m <sup>2</sup>	Výsledné kN/m <sup>2</sup>	
C1	8	3	7.5	5.25	42
B1	8	7.5	7.5	7.5	60
A1	4	7.5	7.5	7.5	30
A2	8	7.5	7.5	7.5	60
A3	8	7.5	7.5	7.5	60
A4	8	7.5	1.5	4.5	36
A5	8	1.5	1.5	1.5	12
A6	4	1.5	1.5	1.5	6
B6	8	1.5	1.5	1.5	12
C6	8	1.5	7.5	4.5	36
D6	8	7.5	1.5	4.5	36
E6	8	1.5	1.5	1.5	12
F6	4	1.5	1.5	1.5	6

[Z PŘÍLOHY C: Tabulka 4 - Výpočet užitného zatížení – reakce z 11NP]

V tabulce 5 jsou zrekapitulovány hodnoty reakcí z jednotlivých podlaží a po součtu získáno **třináct výsledných sil působících na příhradovou konstrukci.**

Sloup	Reakce z podlaží					Výslednice *) kN
	1NP kN	2NP kN	LICHÉ kN	SUDÉ kN	11NP kN	
C1	** )10	28	18	12	42	200
B1		32	12	12	60	188
A1		16	6	6	30	94
A2		32	12	12	60	188
A3		32	12	12	60	188
A4		32	12	12	36	164
A5		32	12	12	12	140
A6		16	6	6	6	70
B6		32	12	12	12	140
C6		32	12	12	36	164
D6		26	12	12	36	158
E6		16	18	12	12	148
F6		6	12	6	6	84

\*) Výslednice je stanovena součtem reakcí z podlaží, přičemž hodnota pro liché podlaží je násobena čtyřmi (čtyři lichá podlaží) a stejně tak pro sudá podlaží (čtyři sudá podlaží).

\*\* ) Tato hodnota je zatížení z 1NP ovlivňující sloup C1 - jediný z obvodových, který probíhá také 1NP - detailně popsáno v poznámce pod obrázkem 3 v kapitole 3.1. hodnota tohoto zatížení je  $2,5 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m}^2 = \mathbf{10 \text{ kN}}$ .

Tabulka 5 - Výpočet užitného zatížení – třináct výsledných sil



Z výše uvedené tabulky je vidět, že nejvyšší sílu přenáší sloup C1. Je to proto, že jde o sloup s vyšší ze dvou možných zatěžovacích ploch (8 m<sup>2</sup>) a zároveň je ovlivněn vysokými zatíženími z konferenční místnosti se zabudovanými sedadly, schodišti a zejména skladovacím prostorem v 11NP.

## 5.4 Stálé zatížení

V úvodu této kapitoly jsou vyjmenovány všechny potřebné vlastní tíhy konstrukcí. Následně je spočítáno stálé zatížení, zvláště pro:

- 1) střešní plášť (výsledkem budou bodové síly v místech ukotvení)
- 2) atiku (výsledkem bude podélné zatížení na krajních prutech příhradové konstrukce)
- 3) **převísle části budovy** – tj. nosnou konstrukci, podlahy, podhledy, nenosné stěny a “velká” okna (výsledkem bude třináct bodových sil v místě napojení obvodových sloupů na příhradovou konstrukci)

kde položka “3)” je ze tří uvedených výrazně komplikovanější

### 5.4.1 Vlastní tíhy konstrukcí

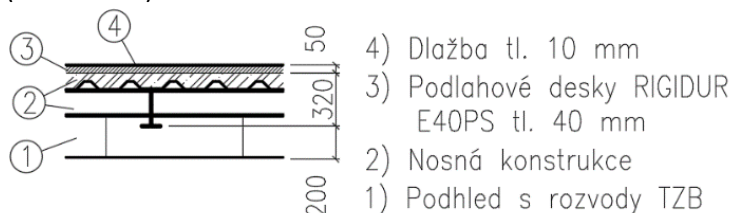
**Tíhy materiálů jsou převzaty z normy [3] - “ČSN EN 1991-1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb”.**

#### Stropy

V dispozičních výkresech v Příloze B lze nalézt skladby stropů nad 1PP, 1NP, lichými a sudými podlažími, včetně skladby balkonů v pokojích x.04 v lichých podlažích. Tyto skladby se vzájemně odlišují následovně:

- nášlapnou vrstvou (dlažba/koberec)
- podhledem (nicméně rozvody TZB jsou vedeny všude, včetně v 1PP)
- ve skladbě balkonů je spádová vrstva z EPS s hydroizolací místo podlahových desek a dlažby/koberce jako v typických podlažích

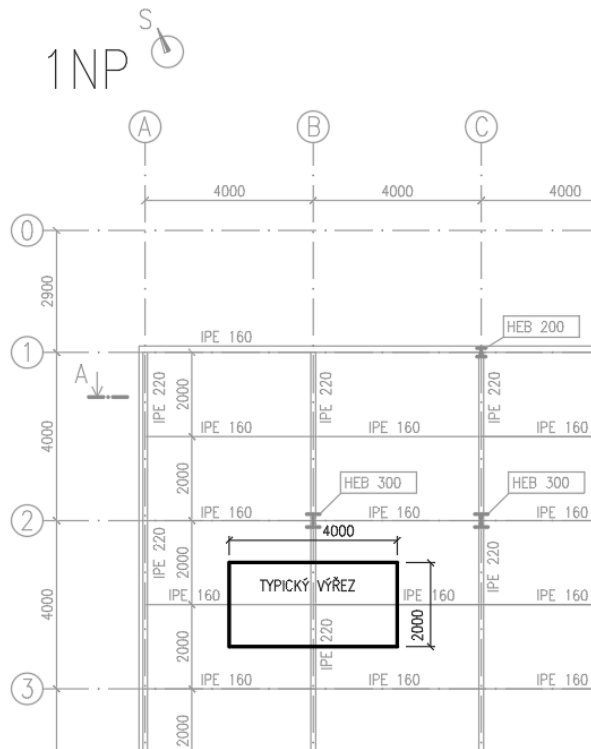
Tyto rozdíly jsou z pohledu zatížení zanedbatelné a **všude se počítá s následující, typickou skladbou** (obrázek 22):



Obrázek 22 - Náhradní skladba pro výpočet zatížení vlastní tíhou

Vzhledem k tomu, že ve všech stropích je nosná konstrukce tvořena pravidelnou sítí stropnic a průvlaků (viz Příloha A), stanoví se její vlastní tíha podle typického výřezu (plocha 2m x 4m viz obrázek 23):





Obrázek 23 - Typický výřez nosné konstrukce

Na této ploše se nachází 2 m průvlaku IPE 220 (0,26 kN/m) a 4 m stropnice IPE 160 (0,16 kN/m) o celkové tíze:

$$0,26 \text{ kN/m} \cdot 2 \text{ m} + 0,16 \text{ kN/m} \cdot 4 \text{ m} = 1,16 \text{ kN}$$

po přepočtení na plochu 8 m<sup>2</sup> a přičtení tíhy 100 mm tlusté betonové vrstvy (25 kN/m<sup>3</sup>) je **náhradní tíha nosné konstrukce: 1,16 kN / 8 m<sup>2</sup> + 25 kN/m<sup>3</sup> · 0,1 m = 2,64 kN/m<sup>2</sup>.**

Vlastní tíhy nosníků převzaty z [13] - *Ocelové konstrukce - tabulky.*

Tíhy další vrstev ve skladbě stropu jsou následující:

- objemová tíha dlažby: 26 kN/m<sup>3</sup> -> plošná tíha: 26 kN/m<sup>3</sup> · 0,01 m = **0,26 kN/m<sup>2</sup>**
- plošná tíha podlahových desek Rigidur E40PS: **0,25 kN/m<sup>2</sup>** (uvádí výrobce v technickém listu [7])
- plošná tíha podhledu s rozvody TZB: **0,5 kN/m<sup>2</sup>** (odhad)

**Celková tíha náhradní skladby stropu je: 0,26 + 0,25 + 2,64 + 0,5 = 3,65 kN/m<sup>2</sup>.**

#### Nenosné stěny:

Pro univerzální výšku stěn 3,74 m (mezi líci nosné konstrukce):

- Plošná tíha stěny ze zdiva Porotherm 30 P+D včetně omítek: 3,3 kN/m<sup>2</sup> (uvádí výrobce v technickém listu [8])
  - podélná tíha: 3,3 kN/m<sup>2</sup> · 3,74 m = **12,34 kN/m**
- Stěny ze zdiva Porotherm 19 AKU včetně omítek: 2,56 kN/m<sup>2</sup> (uvádí výrobce v technické listu [9])
  - podélná tíha: 2,56 kN/m<sup>2</sup> · 3,74 m = **9,57 kN/m**



**Příčky ze zdiva Ytong 100** jsou brány náhradním plošným zatížením dle [3] – ČSN EN 1991-1-1 (Vzhledem k dispozici hotelových pokojů se ovšem nepředpokládá, že jsou “přemístitelné”, takže spadají do stálého zatížení):

- objemová tíha včetně omítek:  $6,0 \text{ kN/m}^3$  dle technického listu výrobce [10]
- podélná tíha:  $6,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 3,74 \text{ m} = 2,24 \text{ kN/m}$
- protože podélná tíha je  $< 3 \text{ kN/m}$ , norma předepisuje **náhradní plošné zatížení příček:  $1,2 \text{ kN/m}^2$**

#### “Velká” okna:

Okna, která probíhají přes celou výšku podlaží a jsou v dispozičních výkresech označena jako “velká”, tj. s odkazem “O1”, mají délku 3,6 m a tíhu 4kN (uvádí výrobce v technickém listu [12]). Jejich podélná tíha je tedy:  $4 \text{ kN} / 3,6 \text{ m} = 1,11 \text{ kN/m}$

#### “Malá” okna:

Okna, v dispozičních výkresech značená jako “malá”, tj. s odkazem “O2”, “O3”, nebo “O4”, jsou pro výpočet zanedbána. Zanedbání spočívá v tom, že jsou nahrazena obvodovým zdivem, ve kterém jsou usazena.

#### VZT jednotka a zásobník TV:

Do stálého zatížení se řadí také zátížení způsobené zásobníkem teplé vody a vzduchotechnickou jednotkou v místnostech 11.03 a 11.04 (11NP) – viz dispoziční výkresy v Příloze B. Protože nejsou známy žádné podrobnosti týkající se hmotností či umístění těchto zařízení, jsou učiněny předpoklady:

- Tíha VZT jednotky: **10 kN**
- Tíha zásobníku: **20 kN**
- Výše uvedená lokální zatížení jsou přisouzena sloupům „B6“ a „E6“.

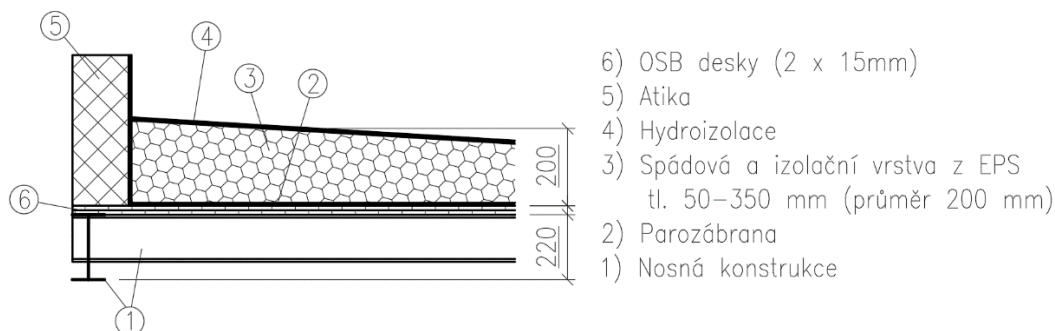
#### Atika:

Atika má výšku 500 mm a je ze stejného zdiva jako nejčastěji se v konstrukci vyskytující – tj. z tvárnice Porothem 19 AKU. Její tíha je:

- plošně  $2,56 \text{ kN/m}^2$  viz dříve
- podélně  $2,56 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1,28 \text{ kN/m}$

#### Střešní plášť:

Skladba střešního pláště (po úpravě dle kapitoly 3.6) je na obrázku 24.



Obrázek 24 - Skladba střešního pláště

Tíhy započítaných vrstev v této skladbě (vlastní tíha nosné konstrukce zde není uvedena, protože bude automaticky generována v modelu).

- Spádová vrstva z tepelné izolace je pro výpočet brána průměrnou hodnotou 200 mm:
  - objemová tíha EPS:  $0,3 \text{ kN/m}^3$
  - plošně:  $0,3 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} = \mathbf{0,06 \text{ kN/m}^2}$
- OSB desky tl. 15 mm ve dvou vrstvách:
  - objemová tíha:  $7,5 \text{ kN/m}^3$
  - plošně:  $7,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} = \mathbf{0,23 \text{ kN/m}^2}$

Celková plošná tíha skladby střešního pláště (bez nosné konstrukce):  $0,06 + 0,23 = \mathbf{0,29 \text{ kN/m}^2}$

#### Tepelná izolace stěn :

Vnější kontaktní zateplení je po celé výšce budovy deskami z minerální vlny v tloušťce 200 mm. Výhradně pro potřeby nastaveného systému výpočtu (viz dále) bude vlastní tíha izolace převedena na podélnou tíhu pro výšku jednoho podlaží (3,74 m):

- Objemová tíha minerální izolace Rockwool Fasrock LL:  $1,27 \text{ kN/m}^3$  (uvádí výrobce v [11])
- Podélná tíha izolace pro jedno podlaží:  $1,27 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 3,74 \text{ m} = \mathbf{0,95 \text{ kN/m}}$

#### Zábradlí:

Jak již bylo zmíněno dříve, vlastní tíhy hliníkových zábradlí v pokojích x.04 v lichých podlažích budou zanedbány.

Všechny doposud vyjmenované vlastní tíhy jsou pro přehlednost shrnuty v tabulce 6.



Položka	Zatížení	Jednotka
Náhradní skladba stropu	3.65	kN/m <sup>2</sup>
Nenosné stěny z Porotherm 30 P+D	12.34	kN/m
Nenosné stěny z Porotherm 19 AKU	9.57	kN/m
Příčky z Ytong 100	1.2	kN/m <sup>2</sup>
"Velká" okna Solarlux	1.11	kN/m
Vzduchotechnická jednotka	10	kN
Zásobník teplé vody	20	kN
Atika	1.28	kN/m
Střešní plášť (bez nosné kce)	0.29	kN/m <sup>2</sup>
Tepelná izolace obvodových stěn	0.95	kN/m
*) Hodnota pro jedno podlaží (proto je uvedena netradiční jednotka kN/m)		

Tabulka 6 - Vlastní tíhy konstrukcí

V následujících podkapitolách je proveden výpočet konkrétních hodnot zatížení, které budou dále aplikovány na statický model.

#### 5.4.2 Stálé zatížení od střešního pláště a od atiky

Výpočet bodových sil od zatížení střešním pláštěm je zcela analogický k výpočtu bodových sil od zatížení sněhem - tj. **bodové síly jsou získány přenásobením plošného zatížení a příslušné zatěžovací plochy kotvení OSB desek** (1 m<sup>2</sup>, 2 m<sup>2</sup>, 4 m<sup>2</sup>). Výsledné hodnoty jsou shrnuté v tabulce 7.

Plošná tíha střešního pláště kN/m <sup>2</sup>	Místo kotvení v rámci střechy	Zatěžovací plocha m <sup>2</sup>	Výsledná síla kN
0.29	V rozích	1	0.3
0.29	Po obvodě	2	0.6
0.29	Uvnitř	4	1.2

Tabulka 7 - Zatížení vlastní tíhou střešního pláště – bodové síly

Zatížení od atiky je aplikováno na obvodové pruty ve formě podélného zatížení. Hodnota tohoto zatížení je: **1,28 kN/m**. Pozn.: pro zachování formy má i tato hodnota svoji tabulku:

Zatížení od atiky	1,28 kN/m
-------------------	-----------

Tabulka 8 – Zatížení vlastní tíhou atiky

#### 5.4.3 Stálé zatížení z převislých částí budovy

Hledaných je třináct výsledných sil v místě napojení obvodových sloupů na příhradovou konstrukci.

**Výpočet je analogický k výpočtu užitného zatížení**, tj. zatížení ze stropů vede k bodovým reakcím na sloupech a ty se s každým podlažím nasčítávají.

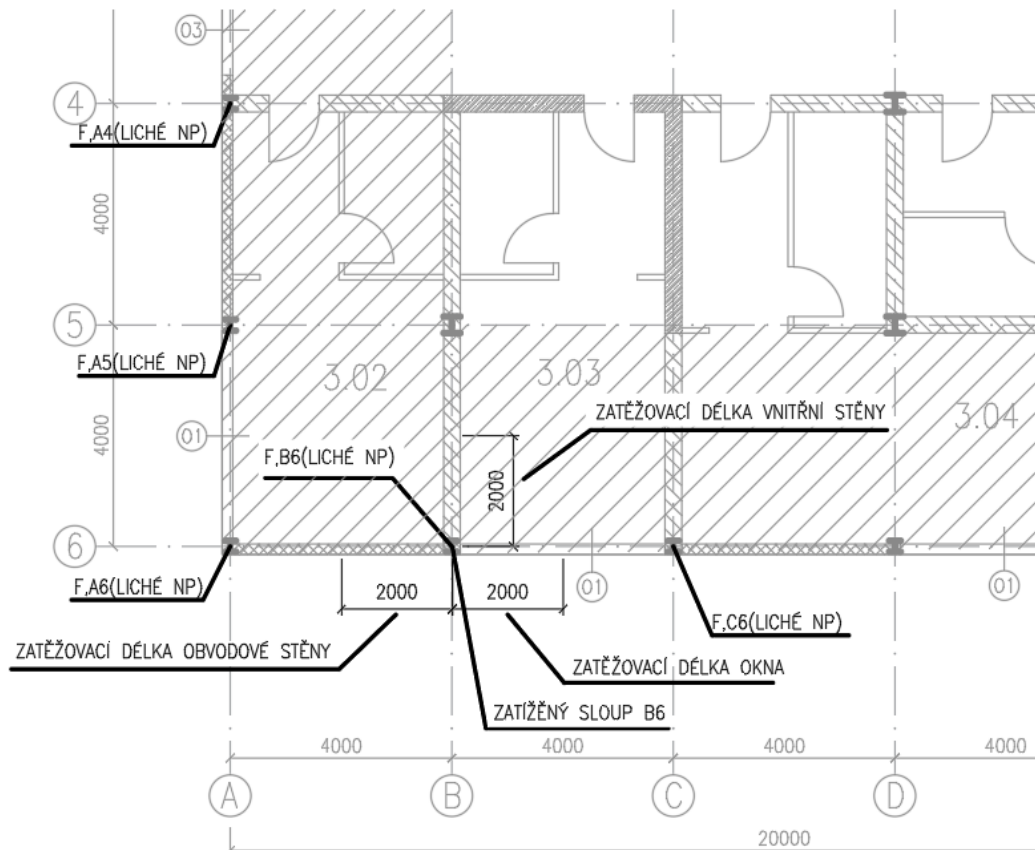
Rozdílnost spočívá v tom, že se pracuje nejen se zatěžovacími plochami, ale také se zatěžovacími délkami (pro stěny a "velká" okna). Například sloup "B6" v typickém lichém podlaží je zatížen dvěma metry vnitřní stěny, dvěma metry obvodové stěny a polovinou "velkého" okna (viz obrázek 25).



# 3NP, 5NP, 7NP, 9NP (LICHÉ NP)

- ŽELEZOBETON
- ZDIVO POROTHERM 30 P+D
- ZDIVO POROTHERM 19 AKU
- ZDIVO YTONG 100

POZN 5: Okno:  
01 "Velké" - 3600x3600 Solarlux SL160  
03 "Malé" - 1500x2000







Obrázek 25 - Zatěžovací délky stěn a oken (šrafovaná je převislá část stropu)

Další unikátností je působení příček z tvárnic Ytong 100 svým náhradním zatížením. V oblastech, kde se tyto příčky vyskytují (dle dispozice) se uvažuje, že toto zatížení působí na celkové ploše 4 x 4 m ohraničené přilehlými modulovými osami (viz obrázek 26)



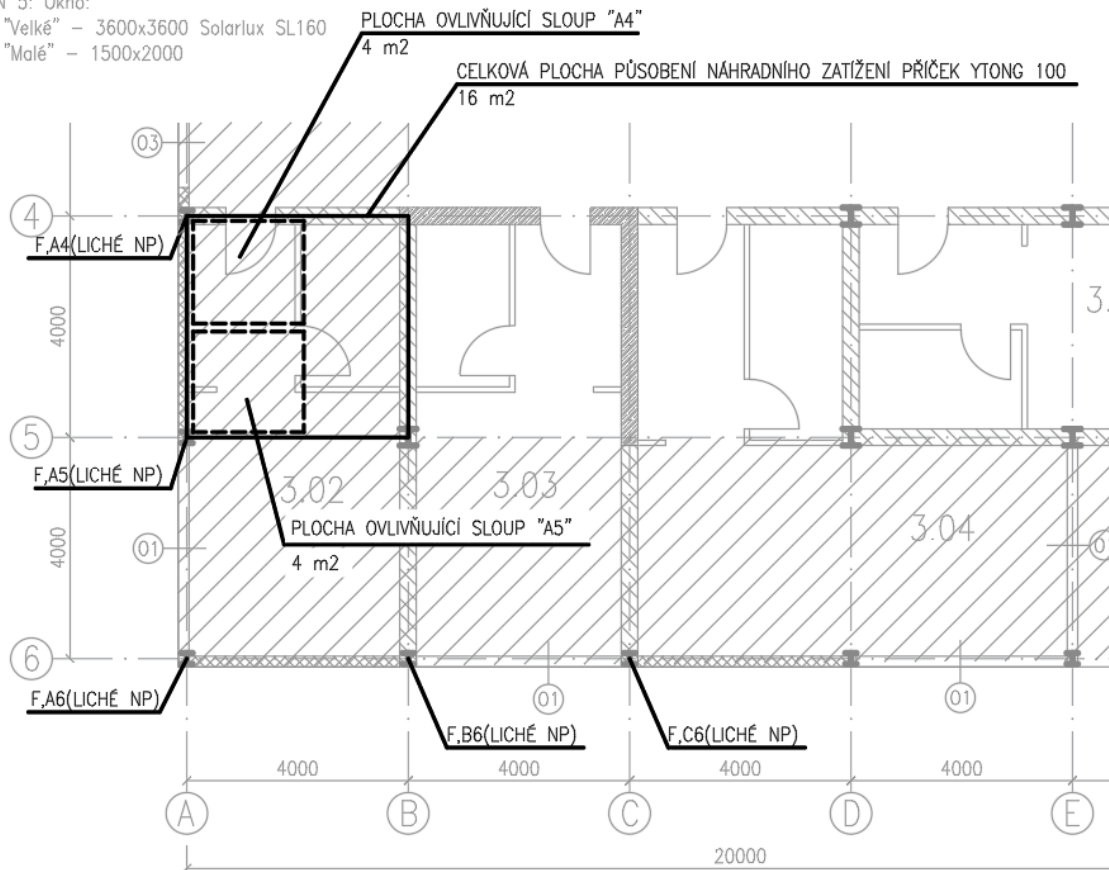
# 3NP, 5NP, 7NP, 9NP (LICHÉ NP)

-  ŽELEZOBETON
-  ZDIVO POROTHERM 30 P+D
-  ZDIVO POROTHERM 19 AKU
-  ZDIVO YTONG 100

POZN 5: Okno:

01 "Velké" - 3600x3600 Solarlux SL160

03 "Malé" - 1500x2000



Obrázek 26 - Rozsah působení náhradního zatížení příček Ytong 100 (šrafovaná je převislá část stropu)

V tomto konkrétním případě (znázorněném na předchozím obrázku) ovlivní čtvrtina zatížené plochy sloup A4 a čtvrtina sloup A5. Zbývající polovina je přenesena do vnitřní části budovy – tlačných sloupů.

Výpočet stálého zatížení z převislých částí budovy je proveden pro každé podlaží. Tabulky pro jednotlivá podlaží lze nalézt v Příloze C. Zde je pro představu uvedena část tabulky pro typické liché podlaží, a to pro prvních pět sloupů.



PODLAŽÍ: LICHÉ		Sloup				
Položka		C1	B1	A1	A2	A3
Náhradní skladba stropu	Vlastní tíha [kN/m <sup>2</sup> ] = 3.65					
	Zatěžovací plocha [m <sup>2</sup> ]	8	8	4	8	8
	Bodová síla [kN]	29.2	29.2	14.6	29.2	29.2
Nenosné stěny z Porotherm 30 P+D	Vlastní tíha [kN/m] = 12.34					
	Zatěžovací délka [m]	2	2	0	0	2
	Bodová síla [kN]	24.7	24.7	0.0	0.0	24.7
Nenosné stěny z Porotherm 19 AKU	Vlastní tíha [kN/m] = 9.57					
	Zatěžovací délka [m]	2	0	2	4	4
	Bodová síla [kN]	19.1	0.0	19.1	38.3	38.3
Příčky z Ytong 100	Vlastní tíha [kN/m <sup>2</sup> ] = 1.2					
	Zatěžovací plocha [m <sup>2</sup> ]	0	0	0	4	4
	Bodová síla [kN]	0.0	0.0	0.0	4.8	4.8
"Velká" okna Solarlux	Vlastní tíha [kN/m] = 1.11					
	Zatěžovací délka [m]	2	4	2	0	0
	Bodová síla [kN]	2.2	4.4	2.2	0.0	0.0
Tepelná izolace obvodových stěn	Vlastní tíha [kN/m] = 0.95					
	Zatěžovací délka [m]	4	4	4	4	4
	Bodová síla [kN]	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
	Výsledná bodová síla [kN]	79.0	62.1	39.8	76.1	100.8

[ČÁST TABULKY Z PŘÍLOHY C: Tabulka C6 - Výpočet stálého zatížení (z převislých částí) – reakce z typického lichého podlaží]

V tabulce 8 jsou zrekapitulovány hodnoty reakcí z jednotlivých podlaží a po součtu získáno **třináct výsledných sil působících na příhradovou konstrukci.**



Sloup	Reakce z podlaží					Výslednice *) kN
	1NP kN	2NP kN	LICHÉ kN	SUDÉ kN	11NP kN	
C1	** )53	54.4	79.0	100.8	71.3	845
B1		54.4	62.1	76.1	71.3	678
A1		39.8	39.8	39.8	56.7	415
A2		54.4	76.1	62.1	71.3	678
A3		71.3	100.8	62.1	71.3	794
A4		54.4	100.8	62.1	71.3	777
A5		54.4	59.2	79.0	71.3	678
A6		39.8	39.8	39.8	56.7	415
B6		54.4	79.0	59.2	81.3	688
C6		54.4	79.0	83.8	71.3	777
D6		54.4	54.4	83.8	71.3	678
E6		76.1	35.2	59.2	91.3	545
F6		76.1	33.0	54.4	71.3	497

\*) Výslednice je stanovena součtem reakcí z podlaží, přičemž hodnota pro liché podlaží je násobena čtyřmi (čtyři lichá podlaží) a stejně tak pro sudá podlaží (čtyři sudá podlaží).

\*\* ) Tato hodnota je zatížení z 1NP ovlivňující sloup C1 - jediný z obvodových, který probíhá také 1NP - detailně popsáno v poznámce pod obrázkem 3 v kapitole 3.1. hodnota tohoto zatížení je  $3,65 \text{ kN/m}^2 * 4 \text{ m}^2 + 9,57 \text{ kN/m} * 4 \text{ m} = \mathbf{53 \text{ kN}}$ .

Tabulka 8 - Výpočet stálého zatížení (z převislých částí) – třináct výsledných sil

**Těchto třináct sil je nejdominantnějším zatížením na celé konstrukci.**

Z tabulky výše je vidět, že nejvíce zatížený je sloup C1. Je to z toho důvodu, že se jedná o sloup s vyšší ze dvou možných zatěžovacích ploch ( $8 \text{ m}^2$ ) a zároveň v každém NP kromě 11NP na něj působí “těžká” vnitřní stěna Porotherm 30 P+D (u jiných sloupů působí zpravidla jen v každém druhém podlaží díky prostřídání dispozice).

Naopak nejméně zatížený je sloup A1, který má menší zatěžovací plochu, vnitřní stěny jej vůbec neovlivňují (včetně příček Ytong 100) a skutečnost, že v téměř každém NP sousedí s jedním “velkým” oknem, je též příznivá.

## 6 Zatěžovací stavy a kombinace

**Základní postupy, vzorce, a hodnoty součinitelů jsou převzaty z normy [2] - ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.**

Vytvářeny jsou cíleně ty kombinace zatížení, u nichž se předpokládá, že budou rozhodující pro návrh (konkrétní argumenty budou podány v rámci příslušného návrhu)





## 6.1 Zatěžovací stavy

Zatěžovacích stavů bylo vytvořeno celkem pět:

	<u>Typ zatížení:</u>
- ZS1 – „Stálé zatížení“	stálé
- ZS2 – „Užitné zatížení plné“	proměnné
- ZS3 – „Sníh“	proměnné
- ZS4 – „Vítr východní“	proměnné
- ZS5 – „Vítr severní“	proměnné

Jednotlivé zatěžovací stavy jsou graficky znázorněny spolu s rekapitulací vstupních hodnot v Příloze D.

**Pozn.: Zatěžovací stav „Stálé zatížení“ obsahuje také automaticky generované zatížení vlastní tíhou konstrukce.**

## 6.2 Kombinace zatěžovacích stavů

**V mezním stavu únosnosti se pracuje s bezpečnější kombinací, v normě označenou jako „(6.10)“:**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Kombinace „(6.10)“ pro MSÚ}$$

Pozn.: zatížení předpětím  $\gamma_P P$  je ve vzorci úmyslně vynecháno, neboť je v tomto případě irelevantní.

**Pro mezní stav použitelnosti se použije charakteristická kombinace** (zatížení předpětím opět vynecháno):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Charakteristická kombinace pro MSP}$$

Konkrétní kombinace pěti dříve uvedených zatěžovacích stavů jsou slovně uvedeny níže. V tabulce 9 jsou dále jsou rozepsány dle kombinačních vzorců s konkrétními hodnotami součinitelů.

	<u>Typ</u>
- KZS 1 – „nepříznivé stálé + hlavní užitné + vedlejší sníh + 0 vítr“	MSÚ
- KZS 2 – „stálé + hlavní vítr severní + vedlejší užitné + vedlejší sníh“	MSP
- KZS 3 – „stálé + hlavní vítr východní + vedlejší užitné + vedlejší sníh“	MSP
- KZS 4 – „stálé + hlavní užitné + vedlejší sníh + vedlejší vítr východní“	MSP
- KZS 5 – „příznivé stálé + hlavní vítr východní + 0 užitné + 0 sníh“	MSÚ
- KZS 6 – „nepříznivé stálé + hlavní sníh + vedlejší užitné + 0 vítr“	MSÚ
- KZS 7 – „nepříznivé stálé + hlavní vítr východní + vedlejší užitné + vedlejší sníh“	MSÚ
- KZS 8 – „nepříznivé stálé + hlavní vítr severní + vedlejší užitné + vedlejší sníh“	MSÚ
- KZS 9 – „stálé + hlavní sníh + vedlejší užitné + 0 vítr“	MSP
- KZS 10 – „stálé + hlavní vítr východní + 0 užitné + 0 sníh“	MSP
- KZS 11 – „stálé + hlavní vítr severní + 0 užitné + 0 sníh“	MSP



Ozn.	Mezní stav	Komb. vzorec	Stálé		Hlavní proměnné		Vedlejší proměnné			Vedlejší proměnné		
			$\gamma_G$	$G_k$	$\gamma_{Q1}$	$Q_{k1}$	$\gamma_{Q2}$	$\psi_{02}$	$Q_{k2}$	$\gamma_{Q3}$	$\psi_{03}$	$Q_{k3}$
KZS1	MSÚ	(6.10)	1.35	ZS1	1.5	ZS2	1.5	0.5	ZS3	0	0	0
KZS2	MSP	Char. komb.	1	ZS1	1	ZS4	1	0.7	ZS2	1	0.5	ZS3
KZS3	MSP	Char. komb.	1	ZS1	1	ZS5	1	0.7	ZS2	1	0.5	ZS3
KZS4	MSP	Char. komb.	1	ZS1	1	ZS2	1	0.5	ZS3	1	0.6	ZS5
KZS5	MSÚ	(6.10)	1	ZS1	1.5	ZS5	0	0	0	0	0	0
KZS6	MSÚ	(6.10)	1.35	ZS1	1.5	ZS3	1.5	0.7	ZS2	0	0	0
KZS7	MSÚ	(6.10)	1.35	ZS1	1.5	ZS5	1.5	0.7	ZS2	1.5	0.5	ZS3
KZS8	MSÚ	(6.10)	1.35	ZS1	1.5	ZS4	1.5	0.7	ZS2	1.5	0.5	ZS3
KZS9	MSP	Char. komb.	1	ZS1	1	ZS3	1	0.7	ZS2	0	0	0
KZS10	MSP	Char. komb.	1	ZS1	1	ZS5	0	0	0	0	0	0
KZS11	MSP	Char. komb.	1	ZS1	1	ZS4	0	0	0	0	0	0

Legenda zatěžovacích stavů:  
 ZS1 - "Stálé zatížení"  
 ZS2 - "Užitné zatížení plné"  
 ZS3 - "Sníh"  
 ZS4 - "Větr severní"  
 ZS5 - "Větr východní"

Tabulka 9 - Kombinace zatěžovacích stavů

Pozn.: **Hodnota užitného zatížení jako hlavního proměnného není redukována součinitelem  $\alpha_n$**  (součinitel definuje [3] - ČSN EN 1991-1-1). Tato redukce se zavádí pro zohlednění skutečnosti, že je nepravděpodobné, aby se na všech podlažích zároveň vyskytla maximální hodnota užitného zatížení. V případě počítané konstrukce k tomuto efektu opravdu dochází, nicméně **norma výslovně zmiňuje sloupy a stěny** jako zatížené prvky, tj. nikoliv příhradové konstrukce.

## 7 Návrh prvků

Prvky mají různé rozpony, jsou vystaveny několika druhům namáhání a hodnoty těchto sil jsou navíc v rozsáhlých škálách.

Nejvýraznějším efektem, který komplikuje návrh je skutečnost, že **jedna část konstrukce je ovlivněna extrémními silami (v řádu stovek až tisíců kN) způsobených převislými částmi, zatímco druhá část konstrukce tímto působením ovlivněna není a přenáší pouze "tradičně" zatížení vlastní tíhou střešního pláště, sněhem a větrem (v řádu jednotek až desítek kN, resp. kNm).**

Provedena je řada zjednodušení a podle nich návrh rozdělen do několika částí. Následující odrážky dávají obecnou představu o tomto rozdělení.

- Prostorové diagonály přenáší tlakem síly vzniklé působením vlastní tíhy a užitného zatížení z převislých částí
- Některé pruty ve střešní rovině přenáší tahem síly vzniklé působením převislých částí (tzv. „hlavní přenos tahu“)
- Některé pruty ve střešní rovině a také svislice (sloupy) tímto působením naopak ovlivněny nejsou a přenáší zejména ostatní působení (vl. tíhu střešního pláště, sníh a vítr)
- Jeden z prutů ve střešní rovině zcela atypicky přenáší síly vzniklé působením převislých částí tlakem

Vzhledem k většímu než běžnému namáhání budou prvky navrhovány z oceli **S 355**.

Pruty budou navrhovány z **dutých čtvercových a obdélníkových průřezů**.



První tři podkapitoly se věnují specifickým záležitostem, následující čtyři návrhu dimenzí podle mezního stavu únosnosti, předposlední posouzení deformací a poslední optimalizaci návrhu.

## 7.1 Odhad profilů a výpočet vnitřních sil

Hledání vnitřních sil a návrh dimenzí je z důvodu průběžných změn vlastní tíhy iterační proces. V tomto případě je značně zkrácen a to následujícím způsobem:

Podle výsledku vnitřních sil s úplným zanedbáním vlastní tíhy je proveden hrubý odhad dimenzí. Ty jsou zavedeny do modelu a vnitřní síly spočítané s automaticky generovanou vlastní tíhou v zatěžovacím stavu ZS1 – “Stálé zatížení”.

V rámci zjednodušení jsou **tyto vnitřní síly považovány za výsledné pro celý zbytek návrhu - tj. další změny vlastní tíhy v rámci detailního dimenzování prvků nebudou brány v úvahu.**

Pozn.: Výpočet vnitřních sil je proveden **linární pružnostní analýzou.**

Vybrané vnitřní síly jsou k nalezení v Příloze D, na kterou je odkazováno v průběhu dalšího textu. Všechny snímky ze statického modelu poskytují pouze prostorový pohled a globální extrémní hodnoty. Slouží tedy spíše k představě o průběhu a základnímu srovnávání; **neusilují o prokázání konkrétních hodnot zmiňovaných v hlavním textu.**

### Riziko tahových sil:

Pro nejnepříznivější kombinaci (KZS 1) byly v místě napojení příhradové konstrukce na železobetonové stěny nalezeny extrémní tahové síly (KZS1 je na obrázku D6 v Příloze D). Hodnoty sil jsou v rozmezí 1286 kN – 2818 kN. Bez ohledu na tento (pro návrh napojení pravděpodobně velmi nepříznivý) výsledek, návrh ocelové konstrukce pokračuje dále. O zmíněném riziku bylo také pojednáno v kapitole 4.3.

Dále následuje hrubý odhad průřezů. Ten spočívá v odhadu dvou typů nejnamáhanějších prvků (tj. tlačných prostorových diagonál a prutů podílejících se na hlavním přenosu tahu), každý pouze v jedné dimenzi.

Maximální nalezená tlaková síla na prostorových diagonálách je 2095 kN. Odhad je proveden podle principu:

$$\text{potřebná plocha} = \frac{\text{osová síla}}{\text{mez kluzu} * \text{vliv vzpěru}} = \frac{2\,095\,000\,N}{355\,MPa * 0,8} = 7373\,mm^2$$

### **Tlakové diagonály jsou odhadnuty z profilů:**

ČTVERCOVÁ TRUBKA 200 x 200 x 10 mm.

Maximální nalezená tahová síla na prutech podílejících se na hlavním přenosu tahu je 2818 kN. Vliv malého ohybu je zanedbán:

$$\text{potřebná plocha} = \frac{\text{osová síla}}{\text{mez kluzu}} = \frac{2\,818\,000\,N}{355\,MPa} = 7938\,mm^2$$



**Pruty podílející se na hlavním přenosu tahu jsou odhadnuty z profilů:**  
ČTVERCOVÁ TRUBKA 200 x 200 x 12,5 mm.

**Všechny ostatní pruty jsou odhadnuty z profilů** o ploše třikrát menší ( $2646 \text{ mm}^2$ ):  
ČTVERCOVÁ TRUBKA 140 x 140 x 5 mm.

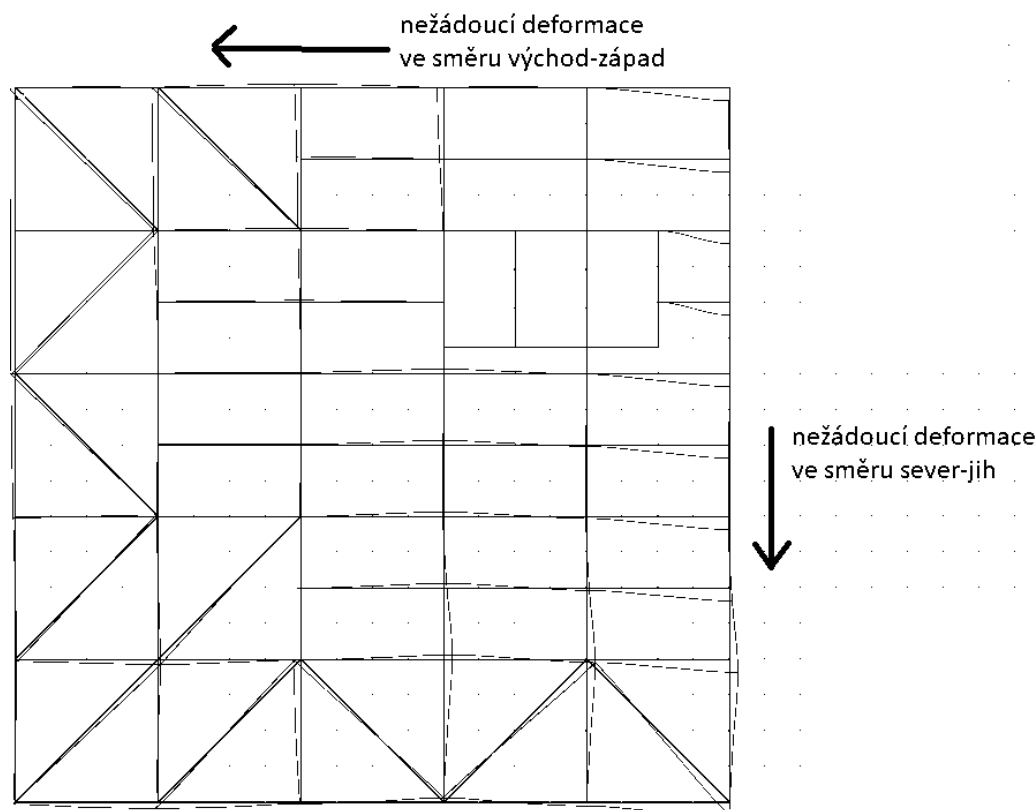
## 7.2 Prvnotní analýza celkové vodorovné deformace konstrukce

**Problematika celkové vodorovné deformace konstrukce není v této práci řešena dle norem.**

Předpoklady jsou zcela individuálně vytvořeny a limitní hodnoty se pouze inspiřují doporučenými hodnotami průhybů uvedených v národní příloze normy [6] – ČSN EN 1993-1-1.

**Požadavek na dostatečnou horizontální tuhost** (resp. celkovou vodorovnou deformaci) je v případě této konstrukce (a jiných konstrukcí příhradového typu) nejlépe dosažen **vhodným uspořádáním prvků** – tj. více než zvětšováním dimenzí prvků. Proto je tato kapitola zařazena ještě před detailní návrh dimenzí, neboť případná změna uspořádání prvků významně ovlivní průběh vnitřních sil.

Nedostatečná horizontální tuhost je identifikována ve směru sever – jih a v menším měřítku také ve směru východ – západ (viz obrázek 27).



Obrázek 27 - Nežádoucí vodorovná deformace

Největší deformace překvapivě nenastává pro KZS 2 nebo KZS 3, tedy kombinace se zatížením větrem jako hlavním proměnným zatížením. **Umocnění účinku užitečného zatížení (KZS 4) z převislých částí je natolik významné, že způsobuje větší vodorovnou deformaci konstrukce než umocnění vlivu zatížení větrem.**



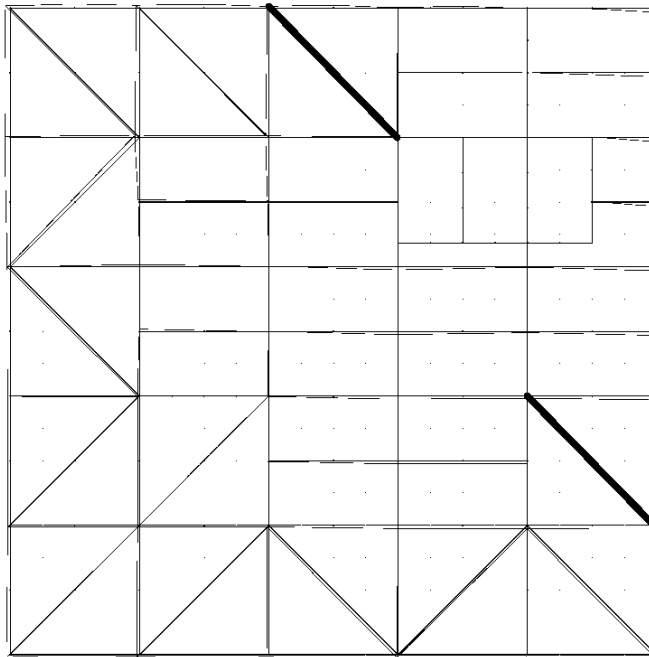
Limitní hodnota bude zjednodušeně stanovena podle kategorie: “vrcholy sloupů budov bez jeřábových drah” a podkategorií: “pro vícepodlažní budovy”, “pro jedno podlaží”. Limitní hodnota je pro tuto kategorii rovna 1/300 výšky podlaží:

$$\delta_{lim} = h/300 = 4000/300 = 13,3 \text{ mm}$$

Výše uvedená podmínka není (pro rozhodující KZS 4) splněna ani pro jeden směr:

- směr sever-jih: 28 mm
- směr východ-západ: 16 mm

Deformaci lze zredukovat přidáním (resp. pootočením) dvou prutů ve střešní rovině (viz obrázek 28)



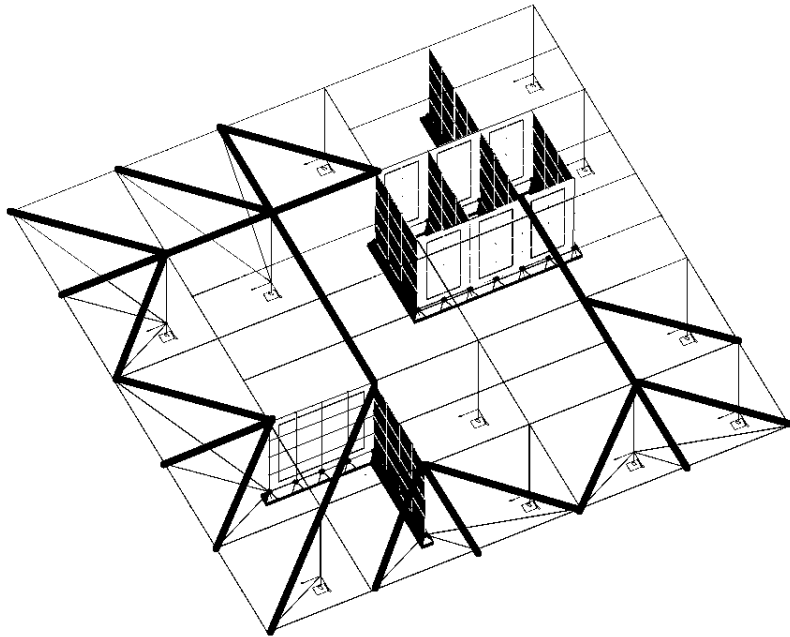
Obrázek 28 - Vodorovná deformace po úpravě (tučně vyznačené dva přidávané pruty)

Po této úpravě má (pro hrubě odhadnuté profily) nejvyšší nalezená vodorovná deformace na celé konstrukci hodnotu 10 mm. Znovu bude deformace posouzena po detailním návrhu dimenzí.

### 7.3 Ověření předpokladu o hlavním přenosu tahu

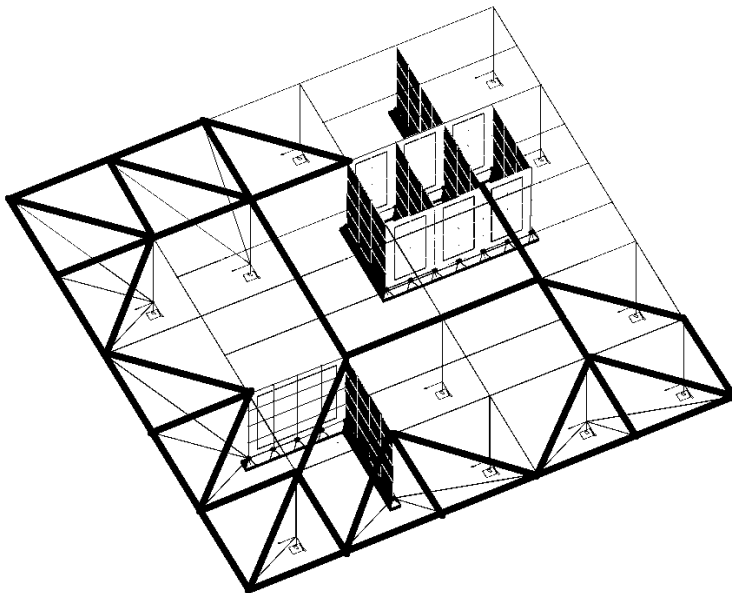
Tato podkapitola je další, která předchází vlastnímu návrhu dimenzí. Má za úkol prokázat dosud užívaný předpoklad o rozdělení vnitřních sil, tj. konceptu tlačných diagonál a přenosu tahu do ztužujících stěn (bylo detailně popsáno v kapitole 3.4).

Na obrázku 29 jsou tučně zvýrazněny pruty označované jako “podílející se na hlavním přenosu tahu” (včetně dvou dodatečně vytvořených v předcházející kapitole).



Obrázek 29 - Pruty podílející se na hlavním přenosu tahu (předpoklad)

V Příloze D, na obrázku D6, lze nalézt skutečné rozdělení sil pro kombinaci KZS 1 (tj. maximalizaci působení převislých částí). Z tohoto rozdělení sil lze usoudit, že předpoklad o přenosu tahu byl správný - hlavní tah přenáší na obrázku výše zvýrazněné pruty. Nicméně, **v menším, ale nezanedbatelném měřítku přenáší tah také většina obvodových prutů a dalších pět vnitřních** (viz obrázek 30)



Obrázek 30 - Všechny pruty, které se podílí na přenosu tahu (oproti předpokladu přibývají obvodové a pět vnitřních)

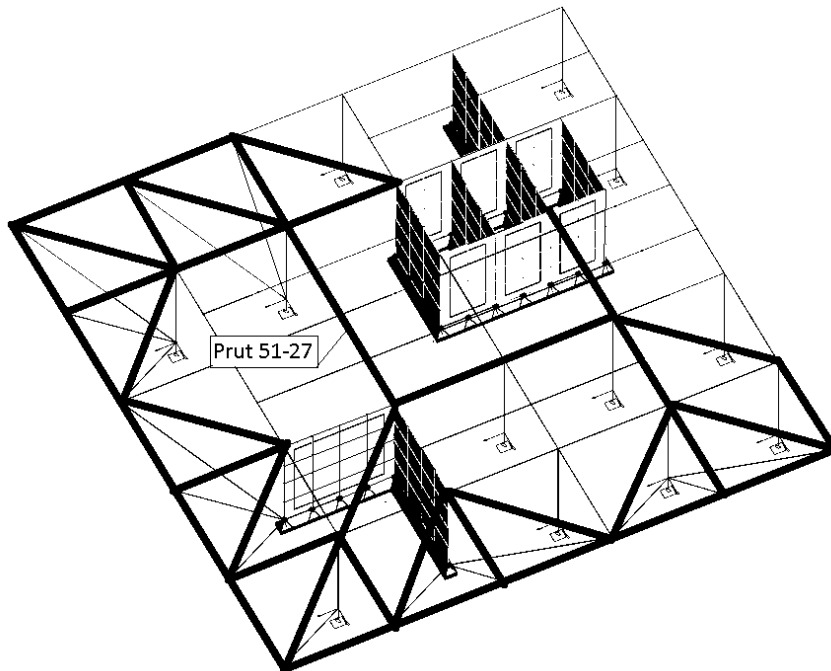
**Všechny ostatní pruty ve střešní rovině jsou tahy způsobenými převisy ovlivněny nepatrně nebo vůbec** (to je způsobeno jejich umístěním a orientací nebo uvolněním osového posunu ve vazbách – jak bylo popsáno v kapitole 4.2)



## 7.4 Návrh prutů ve střešní rovině, které se podílí na hlavním přenosu tahu

### 7.4.1 Princip návrhu

Jedná se o pruty popsané v předcházející kapitole. Na obrázku 31 jsou zobrazeny znovu spolu s atypickým (tj. výrazně delším) prutem "51-27".



Obrázek 31 - Všechny pruty, které se podílí na přenosu tahu vlivem působení převislých částí (tučně) Prut mezi body "51-27" (viz obrázek výše) bude pro výrazně větší rozpon navrhován zvlášť.

#### A. Pruty o rozponech 4 m a 5,7 m:

Návrh všech těchto prvků je proveden na **tah s vlivem (malého) ohybu**.

Pruty jsou rozděleny do tří skupin (tři výsledných dimenzí) podle nalezených hodnot tahu dle KZS1:

- |             |                                     |                              |
|-------------|-------------------------------------|------------------------------|
| 1. Skupina: | Osová síla (tah) 2827 kN až 1351 kN | $(N_{ed} = 2827 \text{ kN})$ |
| 2. Skupina: | Osová síla (tah) 1350 kN až 303 kN  | $(N_{ed} = 1350 \text{ kN})$ |
| 3. Skupina: | Osová síla (tah) 302 kN až 249 kN   | $(N_{ed} = 302 \text{ kN})$  |

Pozn.: skupiny mají nepravidelné rozsahy, aby například návrhová hodnota v rozmezí 900 kN až 303 kN neovlivňovala návrh nižší kategorie 302 kN až 249 kN, která obsahuje naopak mnoho prutů.

Vzhledem k tomu, že hodnoty ohybových momentů jsou malé v porovnání s tahem, bude pro zjednodušení pro interakci aplikována pouze jedna (maximální) hodnota momentu nalezená na jednom z těchto prutů (dle KZS 1). Tato hodnota je rovna  $M_{ed} = 9 \text{ kNm}$  (KZS 1 je na obrázku D7 v Příloze D).

Pozn.: nejvyšší nalezená hodnota momentu v KZS1 je 42 kNm, ta ovšem náleží prutu o delším rozponu, který je právě proto navrhován zvlášť.



K interakci tahu a ohybu dochází také v kombinacích KZS 5 a KZS 6 (Obrázky D8 a D9 v Příloze D). Nicméně, **zatímco účinky tahu jsou v těchto kombinacích významně menší** než v KZS 1 (užité zátížení je zavedeno jako vedlejší proměnné nebo vůbec není), **účinky ohybu jsou jen zanedbatelně vyšší** - maximální nalezený ohybový moment je 11 kNm.

Smyková síla dosahuje (při uvážení všech kombinací) v KZS 6 na těchto prutech maximální hodnoty 5 kN (KZS 6 je na obrázku D10 v Příloze D). I "nejmenší" pruty (tj. navrhované na interakci tah 302 kN + ohyb 9 kNm) budou mít zcela jistě smykovou únosnost vyšší než dvojnásobek smykové síly, tj. 10 kN. V takovém případě **lze vliv smyku zanedbat**.

#### B. Prut "51-27" o rozponu 8 m:

Návrh je zcela analogický k výše popsaným prutům o rozponech 4 až 5,7 m, z důvodu většího rozponu vedený zvlášť (existuje na něm významně větší hodnota ohybu).

Návrh na tah s vlivem (malého) ohybu dle KZS 1:

$$N_{ed} = 1543 \text{ kN (tah)}$$

$$M_{ed} = 42 \text{ kNm}$$

Pro KZS 5 a KZS 6 je opět snížení tahové síly významnější než drobný nárůst ohybového momentu a posouzení se pro tyto kombinace neprovádí. Stejně tak vliv smyku je pro tento prut zanedbatelný.

### 7.4.2 Výsledek výpočtů

Výpočty lze nalézt v Příloze E, ve stejnojmenné kapitole - tj. "Návrh prutů ve střešní rovině, které se podílí na hlavním přenosu tahu"

#### A. Pruty o rozponech 4 m a 5,7 m:

	<b>PRŮŘEZ (dutý obdélníkový):</b>
1. Skupina: Osová síla (tah) 2827 kN až 1351 kN	120 x 220 x 14,2 mm
2. Skupina: Osová síla (tah) 1350 kN až 303 kN	100 x 200 x 8 mm
3. Skupina: Osová síla (tah) 302 kN až 249 kN	80 x 140 x 4 mm

#### B. Prut "51-27" o rozponu 8 m:

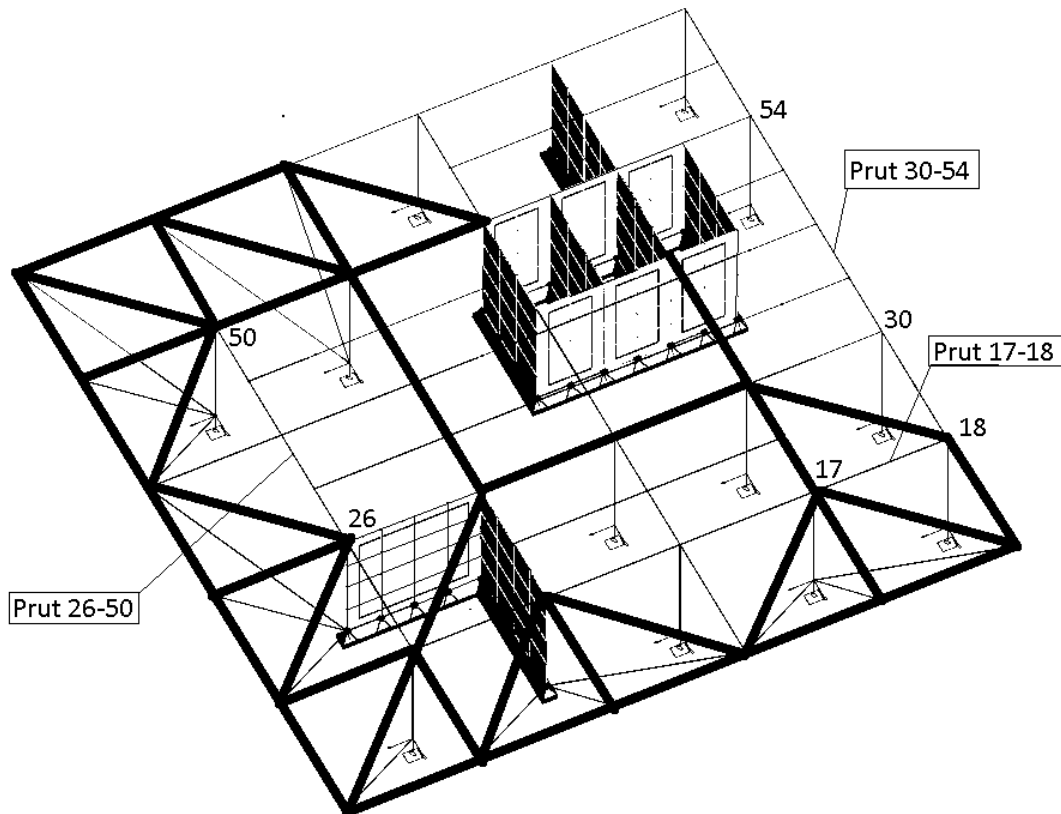
**PRŮŘEZ (dutý obdélníkový):** 100 x 200 x 10 mm

## 7.5 Návrh "ostatních" prutů ve střešní rovině

### 7.5.1 Princip návrhu

Těmito pruty jsou myšleny všechny ty na obrázku 32, které se nepodílí na hlavním přenosu tahu a nejsou zvýrazněné (výjimku tvoří prut 17-18, který také není zvýrazněný, ale není předmětem tohoto návrhu – bude vysvětleno později):





Obrázek 32 - Pruty ve střešní rovině, které se nepodílí na přenosu tahu z převislých částí (tj. ty, které nejsou zvýrazněné, výjimkou je prut 17-18, který není předmětem tohoto návrhu).

#### A. Pruty o rozponu 4 m:

Tyto pruty budou navrženy v jedné dimenzi na **ohyb s vlivem tlaku (prostá únosnost – nestabilitní)**

Dalším zjednodušením je **uvážení extrémních sil bez ohledu na kombinaci** (tj. velmi bezpečně – ale vzhledem k i tak malým silám se nejedná o velkou újmu na hospodárnosti). Největší moment byl nalezen v KZS 6, největší tlaková síla v KZS 7:

$$M_{ed} = 6 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 9 \text{ kN}$$

Pozn.: Pro kombinaci KZS 7 není znázorněn průběh osových sil neboť osová síla na zkoumaných prutech nejsou viditelné z důvodu dominujících osových sil na prutech, které jsou ovlivněné působením převisů.

Největší nalezená tahová síla byla v KZS 5 a to 8 kN. Ověření únosnosti v tahu tedy není potřebné.

Dále bude ověřeno, zda má průřez dostatečnou **smykovou únosnost**. Pokud nebude smyková únosnost průřezu rovna alespoň dvojnásobku smykové síly (nejvyšší nalezená v KZS 6:  $V_{ed} = 5 \text{ kN}$ ), bude muset být pro předcházející výpočet použita redukovaná mez kluzu.

Na závěr budou provedeny stabilitní výpočty a to ověřením **vzpěrné únosnosti** a také **interakce vzpěru a klopení** (resp. vzpěru a momentu neboť duté pravoúhlé průřezy nejsou náchylné ke



klopení.)

#### B. Pruty o rozponu 8 m:

Jedná se o prut "26-50" a prut "30-54". Tyto pruty budou navrženy v jedné dimenzi na **ohyb s vlivem tlaku (prostá únosnost – nestabilitní)**.

Výpočet je analogický ke kratšímu rozponu, mění se ovšem návrhové hodnoty:

Největší moment byl nalezen v KZS 6, největší tlaková síla v KZS 8:

$$M_{ed} = 34 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 8 \text{ kN}$$

V KZS 7 byla nalezena největší tahová síla a to 8 kN. Dodatečné ověření na tah tedy není potřebné.

**Vliv smyku** bude ověřen pro  $V_{ed} = 15 \text{ kN}$  (KZS 6)

Stabilitní výpočty: **vzpěrná únosnost a interakce vzpěru a klopení** (resp. vzpěru a momentu)

### 7.5.2 Výsledek výpočtů

Výpočty lze nalézt v Příloze E, ve stejnojmenné kapitole - tj. "Návrh 'ostatních prutů' ve střešní rovině"

#### A. Pruty o rozponu 4 m:

**PRŮŘEZ (dutý čtvercový):** 70 x 70 x 4 mm

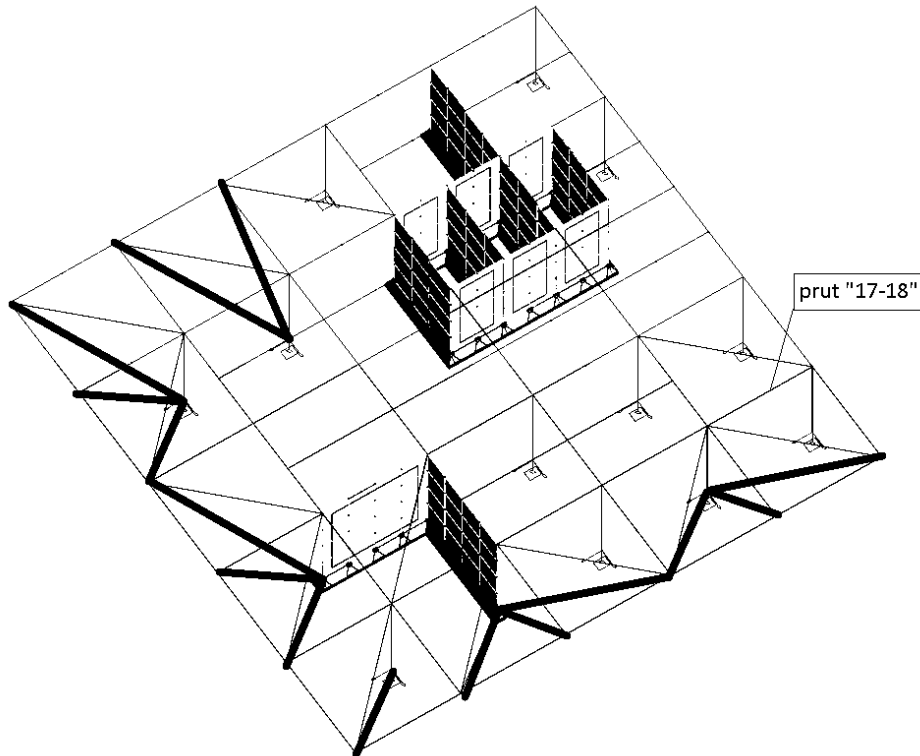
#### B. Pruty o rozponu 8 m:

**PRŮŘEZ (dutý čtvercový):** 120 x 120 x 6,3 mm

## 7.6 Návrh prostorových diagonál a prutu "17-18"

### 7.6.1 Princip návrhu

Všechny tyto pruty (včetně prutu "17-18") jsou významně tlačené vlivem sil přenášených z převisů. Vyznačeny jsou na obrázku 33:



Obrázek 33 - Tlačené pruty - prostorové diagonály a prut "17-18"

Návrh bude proveden na **vzpěr** podle hodnot tlaků z KZS 1, a to v následujících třech skupinách (dimenzích):

1. Osová síla (tlak) 2109 kN až 1517 kN ( $N_{Ed} = 2109 \text{ kN}$ )
2. Osová síla (tlak) 1516 kN až 490 kN ( $N_{Ed} = 1516 \text{ kN}$ )
3. Osová síla (tlak) 469 kN až 255 kN ( $N_{Ed} = 469 \text{ kN}$ )

Prut "17-18" spadá do třetí skupiny. (vliv momentu zanedbán – viz poznámka níže)

Pozn.: návrh prutu "17-18" by mohl být zařazen do "návrhu ostatních prutů ve střešní rovině", tj. na ohyb s tlakem a následné ověření stability. Protože ovšem přenáší významně větší tlakovou sílu, je zařazen do tohoto návrhu – tj. na vzpěr, přičemž **vliv malého momentu na prutu "17-18" je zanedbán díky návrhu na téměř dvojnásobnou tlakovou sílu.**

## 7.6.2 Výsledek výpočtů

Výpočty lze nalézt v Příloze E, ve stejnojmenné kapitole - tj. "Návrh prostorových diagonál a prutu '17-18'"

### PRŮŘEZ (dutý čtvercový):

- |             |                                      |                     |
|-------------|--------------------------------------|---------------------|
| 1. Skupina: | Osová síla (tlak) 2109 kN až 1517 kN | 200 x 200 x 16 mm   |
| 2. Skupina: | Osová síla (tlak) 1516 kN až 490 kN  | 200 x 200 x 12,5 mm |
| 3. Skupina: | Osová síla (tlak) 469 kN až 255 kN   | 140 x 140 x 8,8 mm  |

Prut "17-18" spadá do třetí skupiny.



## 7.7 Návrh svislic (sloupů)

### 7.7.1 Princip návrhu

Sloupy nejsou ovlivněny silami z převislých částí budov. Navrženy budou v jedné dimenzi, na **vzpěr**, a to podle nejvyšší hodnoty nalezené v KZS 6. Tato hodnota je rovna:  $N_{ed} = 45 \text{ kN}$  (tlak).

Nejvyšší tahová síla je pro kombinaci KZS 5 a to 12 kN, proto není potřebné ověření na únosnost v tahu.

Pozn. 1: Těmito prvky jsou myšleny **vnitřní svislé prvky navrhované příhradové konstrukce**; obvodové sloupy jsou ponechány průřezu HEB 200 a jejich únosnost pouze ověřena.

Pozn. 2: Podobně jak bylo dříve zmíněno pro jinou kombinaci, pro kombinace KZS 5 ani KZS 6 není uveden snímek znázorňující průběh osových sil neboť osově síly na sloupech nejsou viditelné z důvodu dominujících osových sil na prutech ovlivněných působením převisů.

Předpokládá se, že pro tento tlak budou pruty poměrně štíhlé. Vzhledem k provozu v 11NP technického rázu (kotelna, zásobník TV, ale zejména skladu) zde existuje zvýšené riziko mimořádného zatížení svislých prvků (sloupů). Navíc sloupy kromě přenosu zatížení ze střešního pláště podírají pruty určené pro hlavní přenos tahu (tj. mají významnou stabilitní funkci).

Protože se práce nezabývá mimořádným zatížením dle příslušné normy, na základě výše uvedeného je na tuto skutečnost spíše upozorněno a velmi zjednodušeně ("citem") se pruty navrhnou z průřezů alespoň: 120 x 120 x 6,3 mm.

### 7.7.2 Výsledek výpočtů

Výpočty lze nalézt v Příloze E, ve stejnojmenné kapitole - tj. "Návrh svislic (sloupů)".

**PRŮŘEZ (dutý čtvercový):** 60 x 60 x 4 mm \*)

\*) Podle posledních dvou odstavců popsaných v "principu návrhu" (podkapitola výše), se však všechny sloupy navrhnou z profilů:

**PRŮŘEZ (dutý čtvercový):** 120 x 120 x 6,3 mm

## 7.8 Ověření únosnosti obvodových sloupů

Dle původních dokumentů jsou obvodové sloupy z průřezů HEB 200. Dále bude pouze ověřeno, zda tento průřez vyhoví na nejvyšší vyskytující se tah.

Kritické místo je ve vrcholu sloupu C1 (v posledním, 11NP). Tento sloup přenáší největší sílu způsobenou užitným zatížením (200 kN) a zároveň největší sílu způsobenou stálým zatížením (845 kN) – v charakteristických hodnotách.

Ověření na prostý tah:

$$A_{HEB.200} = 7808 \text{ mm}^2 > A_{req} = \frac{N_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{(845\,000 \cdot 1,35 + 200\,000 \cdot 1,5) \cdot 1,0}{355} = 4058 \text{ mm}^2$$

Což platí, takže obvodové sloupy z průřezů HEB 200 **VYHOVÍ**.



## 7.9 Posouzení deformací

**Všechny navržené průřezy jsou zavedené do statického modelu a proveden výpočet.**

Relevantními kombinacemi jsou všechny charakteristické, tj. KZS 2, KZS 3, KZS 4, KZS 9, KZS 10 a KZS 11.

Posouzení bude provedeno v první podkapitole zvlášť pro jednotlivé pruty a v dalších dvou globálně pro celou konstrukci.

Limitní hodnoty průhybů jsou stanoveny dle doporučení národní přílohy v normě [6] – ČSN EN 1993-1-1 – v článku “7.2.1” a článku “7.2.2”. Tabulka v této normě rozlišuje dvě limitní hodnoty:

- $\delta_2$  - pouze od proměnných zatížení (s časovým nárůstem průhybu od stálých)
- $\delta_{max}$  – od proměnných, stálých a s odečtením nadvýšení nosníku v nezátženém stavu

Pro zjednodušení bude pro použité charakteristické kombinace (obsahující vždy stálé zatížení) stanovena pouze jedna limitní hodnota  $\delta_{lim}$  a to podle přísnějšího požadavku  $\delta_2$ .

### 7.9.1 Průhyby jednotlivých prutů

Limitní hodnoty svislých průhybů (liší se podle typu prvku):

- Všechny pruty, které jsou významně ovlivněny působením z převislých částí (tj. tlačené prostorové diagonály a pruty podílející se na hlavním přenosu tahu) jsou klasifikovány jako „prostorová konstrukce“. Pro různé rozpory jsou limitní hodnoty rovny  $L/250$  mezi podporami:

$L = 4,00 \text{ m}$	$\delta_{lim} = L/250 = 4000/250 = 16,0 \text{ mm}$
$L = 4,74 \text{ m}$	$\delta_{lim} = L/250 = 4740/250 = 19,0 \text{ mm}$
$L = 5,67 \text{ m}$	$\delta_{lim} = L/250 = 5670/250 = 22,7 \text{ mm}$
$L = 6,93 \text{ m}$	$\delta_{lim} = L/250 = 6930/250 = 27,7 \text{ mm}$
$L = 8,00 \text{ m}$	$\delta_{lim} = L/250 = 8000/250 = 32,0 \text{ mm}$

- Pruty ve střešní rovině, které se nepodílí na hlavním přenosu tahu jsou klasifikovány jako vaznice (o rozponu 4 m, připojující nejvýše jeden další prvek uprostřed rozpětí) případně jako vazníky (delší, o rozponech 4,74 m a 8 m, připojující více prvků):

$L = 4,00 \text{ m}$ (vaznice)	$\delta_{lim} = L/200 = 4000/200 = 20,0 \text{ mm}$
$L = 4,74 \text{ m}$ (vazník)	$\delta_{lim} = L/250 = 4740/250 = 19,0 \text{ mm}$
$L = 8 \text{ m}$ (vazníky)	$\delta_{lim} = L/250 = 8000/250 = 32,0 \text{ mm}$

- Sloupy jsou klasifikovány podle “vrcholy sloupů budov bez jeřábových drah”, pro “vícepodlažní budovy” a pro “jedno podlaží”:

$$\delta_{lim} = h/300 = 4000/300 = 13,3 \text{ mm} \quad \text{kde „h“ je výška jednoho podlaží}$$

U krajních prutů (přenášejících boční zatížení větrem) je navíc riziko přílišné vodorovné deformace. Klasifikovány jsou jako „paždíky zděných stěn“, neboť jsou vázané na zděné stěny:

$$\delta_{lim} = L/300 = 4000/300 = 13,3 \text{ mm}$$



### Nevyhovující průhyby:

Po první analýze je zjištěno, že **průhyby na relativně velkém množství prutů nevyhoví.**

**Pro svislý průhyb je nejnepříznivější kombinace KZS 9.** Tři krajní pruty dosahují průhybu 38 mm ( $\delta_{lim} = 20 \text{ mm}$ ) a dalších devatenáct vnitřních, kratších prutů dosahuje průhybu 30 mm ( $\delta_{lim} = 20 \text{ mm}$ ). Delší pruty ve vnitřní části, na které se napojují kratší, dosahují průhybů **36 – 128 mm**. ( $\delta_{lim} = 32 \text{ mm}$ ).

**Pro vodorovný průhyb jsou nejnepříznivější kombinace KZS 10 a KZS 11.** V KZS 10 dosahují tři krajní pruty (v severní části) průhybu 63 mm ( $\delta_{lim} = 13,3 \text{ mm}$ ) a pět krajních prutů (v jižní části) průhybu 26 mm ( $\delta_{lim} = 13,3 \text{ mm}$ ). V KZS 11 dosahuje jeden krajní prut průhybu 70 mm ( $\delta_{lim} = 13,3 \text{ mm}$ ).

Na obrázcích D11, D12 a D13 v Příloze D jsou pro představu znázorněné deformace pro kombinaci umocňující účinek vlastní tíhy a sněhu a kombinace umocňující účinek sání větru

Pozn.: globální hodnoty, které tyto snímky ukazují, jsou pro výsledné průhyby, zatímco posuzované jsou zvláště pro svislý a vodorovný směr.

### Přijaté opatření:

**Opatření pro krajní pruty:** nevyhovující průhyby jsou více vodorovné než svislé, přičemž méně nevyhovující jsou u “prutů podílejících se na hlavním přenosu tahu”, neboť ty jsou masivnější. Úpravy jsou následující:

70 x 70 x 4	se zvětší na:	80 x 140 x 4 (naležato)
80 x 140 x 4	se zvětší na:	100 x 200 x 8
100 x 200 x 8	se zvětší na:	120 x 220 x 14,2

**Opatření pro vnitřní pruty:** problematická je pouze svislá deformace, přičemž významně víc u delších prutů než u kratších:

70 x 70 x 4	se zvětší na:	80 x 140 x 4
Delší pruty s odlišnými průřezy	se zvětší na:	120 x 220 x 14,2

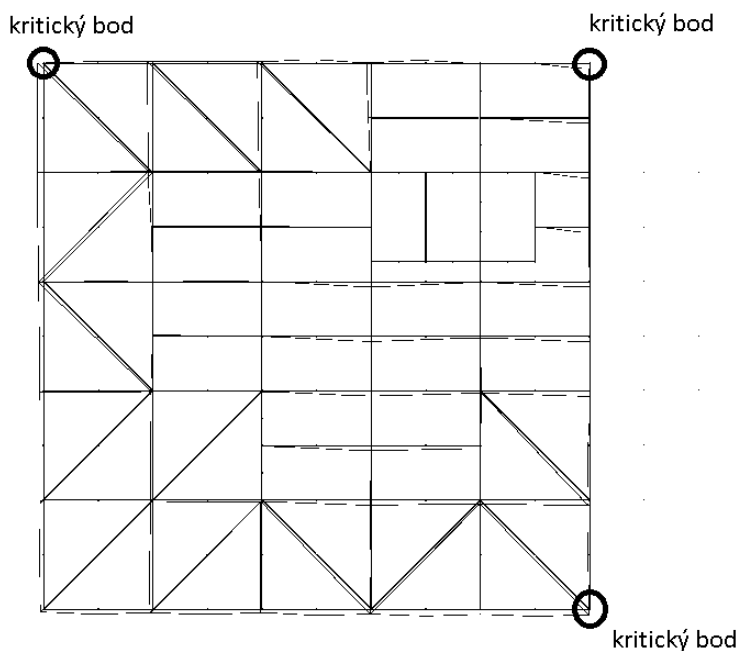
Po těchto úpravách:

### **PRŮHYBY JEDNOTLIVÝCH PRUTŮ VYHOVÍ.**

## 7.9.2 Celková vodorovná deformace konstrukce

Jak již bylo zmíněno v kapitole 7.2, **problematika celkových deformací konstrukce není v této práci řešena dle norem.** Požadavky jsou zcela individuálně vytvořeny a limitní hodnoty se pouze inspirojí doporučenými hodnotami průhybů uvedených v národní příloze normy [6] – ČSN EN 1993-1-1.

Kritickými jsou rohové body konstrukce (viz obrázek 34):



Obrázek 34 - Kritické body pro vodorovnou deformaci

Požadavek na limitní hodnotu byl stanoven již v kapitole 7.2, a to (zjednodušeně) podle kategorie: “vrcholy sloupů budov bez jeřábových drah” a podkategorií: “pro vícepodlažní budovy”, “pro jedno podlaží”. Limitní hodnota je pro tuto kategorii rovna  $1/300$  výšky podlaží:

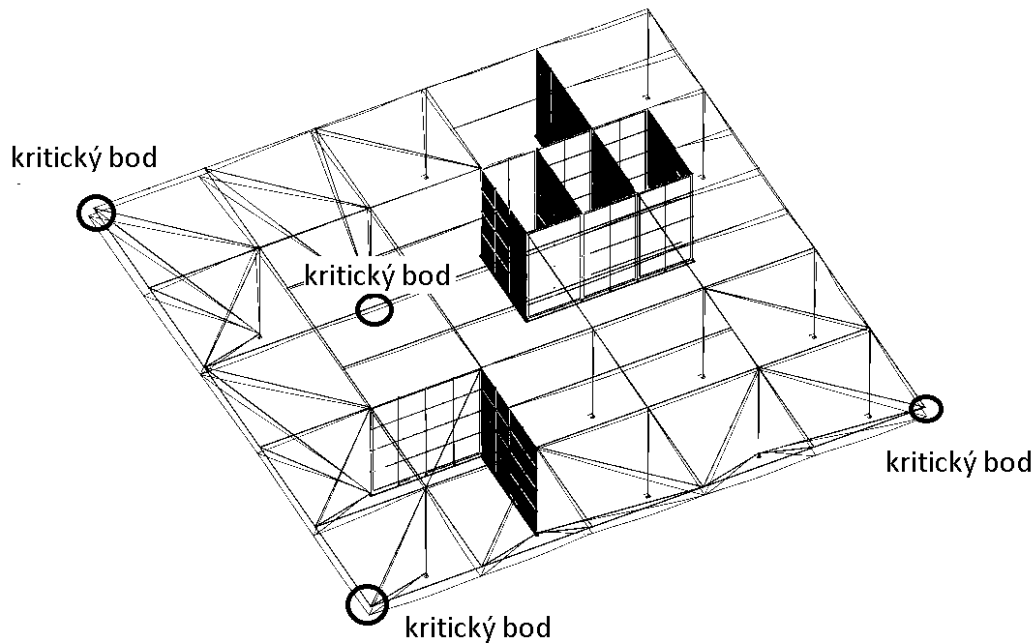
$$\delta_{lim} = h/300 = 4000/300 = 13,3 \text{ mm}$$

**Při uvážení všech charakteristických kombinací jsou vodorovné deformace v obou směrech rovny maximálně 13,0 mm, což splňuje výše stanovený požadavek na  $\delta_{lim} = 13,3 \text{ mm}$ .**



### 7.9.3 Celková svislá deformace konstrukce

Kritickými jsou opět rohové body konstrukce a také bod ve vnitřní oblasti (viz obrázek 35)



Obrázek 35 - Kritické body pro svislou deformaci

Vnitřní bod je v podstatě místem největšího průhybu myšleného plošného prvku tvořeného sítí nosníků. Kratší rozpon tohoto "stropu" je roven rozponu delších prutů (8 m). Požadavek na limitní průhyb bude zjednodušeně stanoven stejně jako pro tyto pruty, tedy:

$$\delta_{lim} = L/250 = 8000/250 = 32 \text{ mm}$$

Naproti tomu rohové kritické body lze vnímat jako koncové body konzol. Pro konzoly se délka "L" dvojnásobí (inspirace z [6š] ČSN EN 1993-1-1). Limitní hodnota je stanovena jako:

$$\delta_{lim} = 2L/250 = 2 \cdot 4000/250 = 32 \text{ mm}$$

**Při uvážení všech charakteristických kombinací jsou svislé deformace rovny maximálně 25 mm, což splňuje výše stanovený požadavek na  $\delta_{lim} = 32 \text{ mm}$ .**

### 7.10 Optimalizace a přehled navržených průřezů

**Po prvním návrhu na únosnost (a následném zvětšení vybraných průřezů podle požadavků na průhyby) se v konstrukci vyskytuje celkem 7 různých profilů, přičemž profil 80 x 140 x 4 je ve dvou polohách.**

Vzhledem k tomu, že celkový počet prutů je 101, sedm typů profilů je přiměřené množství. Nicméně budou provedeny náhrady dalších 29 prutů a to z toho důvodu, že je konstrukce poměrně nejednotná a nepřehledná.





Například v jihovýchodní rohové oblasti se vyskytuje styčník připojující sedm prutů z pěti různých profilů, profily prutů po obvodě se prostřídávají a několik prutů o nejmenším průřezu navazuje ve stejném směru na výrazně mohutnější. Navíc (neúmyslné) nevhodné rozdělení do skupin při návrhu prostorových diagonál (viz kapitola 7.6.1) má za následek dva ojedinělé průřezy a zbývající dva typy průřezů se liší pouze o jednu třídu tloušťky (12,5 a 16 mm).

Všechny provedené náhrady jsou na straně bezpečnosti. Návrh před a po této úpravě lze srovnat pomocí barevných snímků v Příloze F.

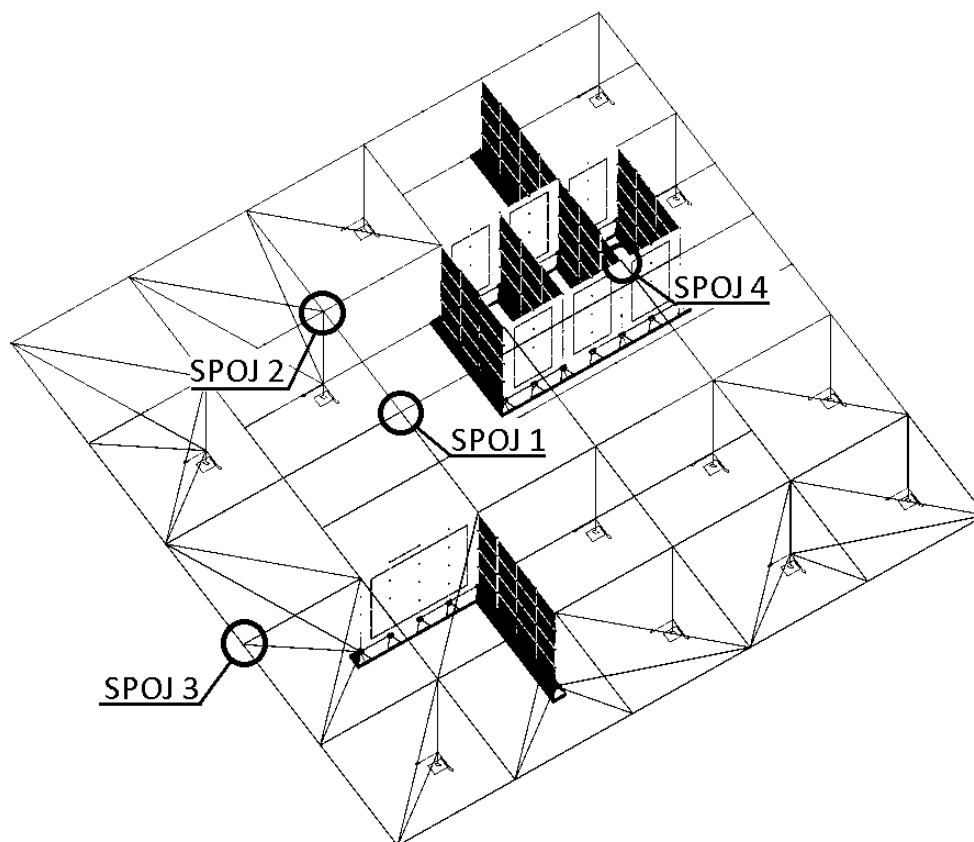
**Po úpravě je konstrukce z pěti dutých pravouhlých profilů.** Těmi jsou (S klesající mohutností):

- 200 x 200 x 16 (15x)
- 120 x 220 x 14,2 (32x)
- 100 x 200 x 8 (23x)
- 120 x 120 x 6,3 (12x)
- 80 x 140 x 4 (19x)

Pozn.: Zanedbání změn vnitřních sil vlivem změn vlastní tíhy v průběhu detailního návrhu (popsáno v kapitole 7.1) není ve všech případech na straně bezpečnosti (některé profily byly odhadnuty menší).

## 8 Návrh spojů

Spoje jsou navrženy **konceptuálně**, ve formě skic. Místa vybraných spojů jsou označena ve výkresech (Příloha F) a také na obrázku 36 níže:



Obrázek 36 - Vybrané spoje.



- SPOJ 1 – Napojení vaznic na vazník
- SPOJ 2 – Sloupový přípoj
- SPOJ 3 – Napojení obvodových sloupů
- SPOJ 4 – Napojení na stěnu pevným kloubem

**Všechny přípoje byly modelovány bez výjimky jako kloubové. Při jejich návrhu je tedy snaha o co největší uvolnění rotací v místech napojení.**

V místech menších namáhání je pro vytvoření kloubu použit **jeden šroub** (SPOJ 1) nebo **jedna řada šroubů** (uložení na sloup u SPOJE 2). U většiny napojení je ovšem z důvodu velkých tahových/tlakových sil (až ~ 1800 kN) použit **spoj čepový**, neboť při použití běžných šroubů by bylo pravděpodobně nutné několik řad, což by zvyšovalo (nežádoucí) tuhost spoje.

**Princip čepového napojení je u všech spojů stejný**; jsou tvořeny jedním zaobleným plechem směřujícím od styčnicku, který je zasunut a čepem propojen s dvěma zaoblenými plechy směřujícími od příslušného prutu. K prutům jsou plechy přivařené přes čelní desku.

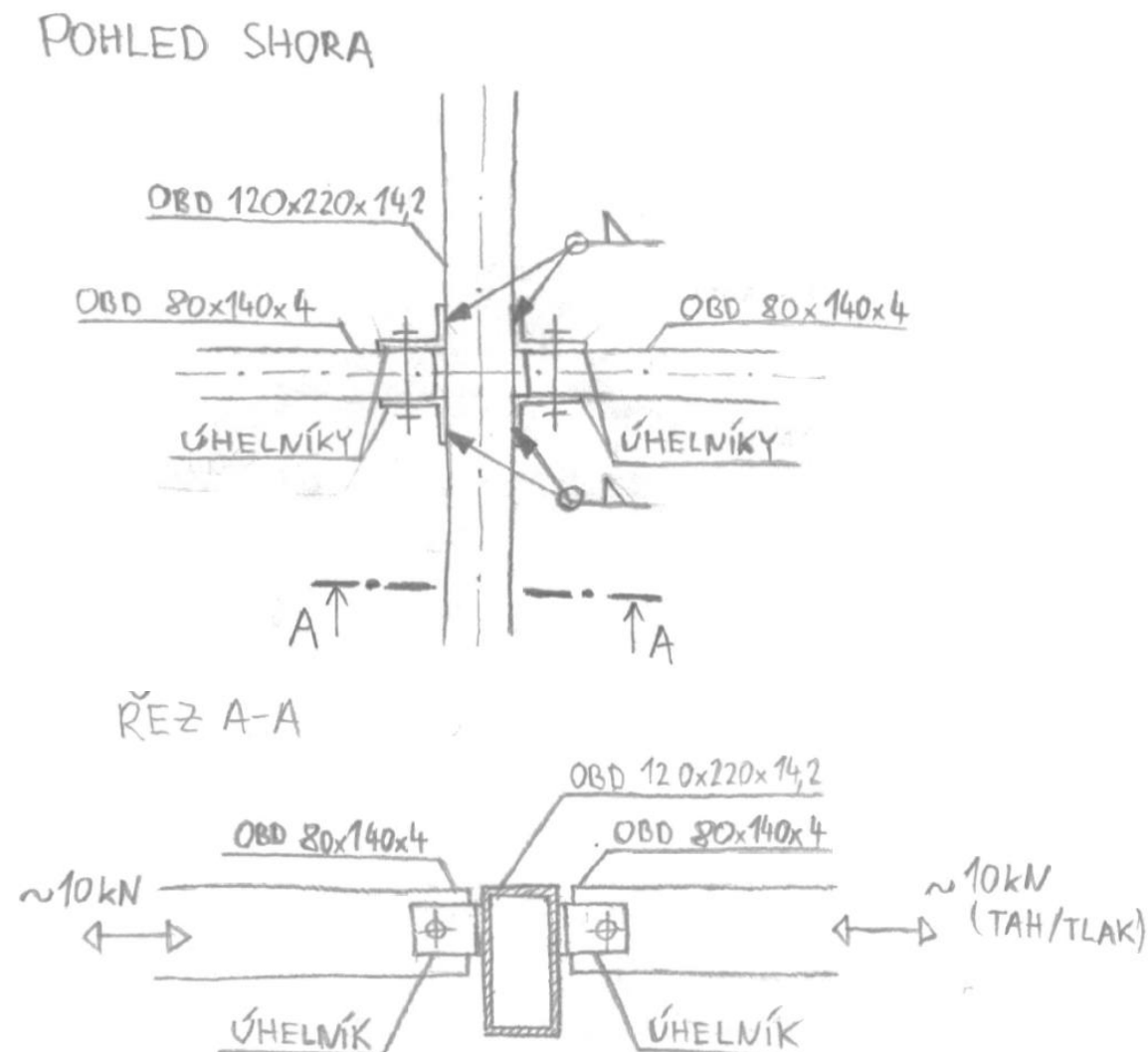
Označení "OBD" u průřezů značí obdélníkový průřez, označení "CTV" značí čtvercový průřez.



### SPOJ 1 – Napojení vaznic na vazník

Spoj je na obrázku 37 níže.

Přenášen je tah nebo tlak z vaznic. Síly ( $\sim 10$  kN) jsou v porovnání se silami u jiných typů spojů malé. Použito je běžné šroubové napojení přes úhelníky.



Obrázek 37 - SPOJ 1 – Napojení vaznic na vazník

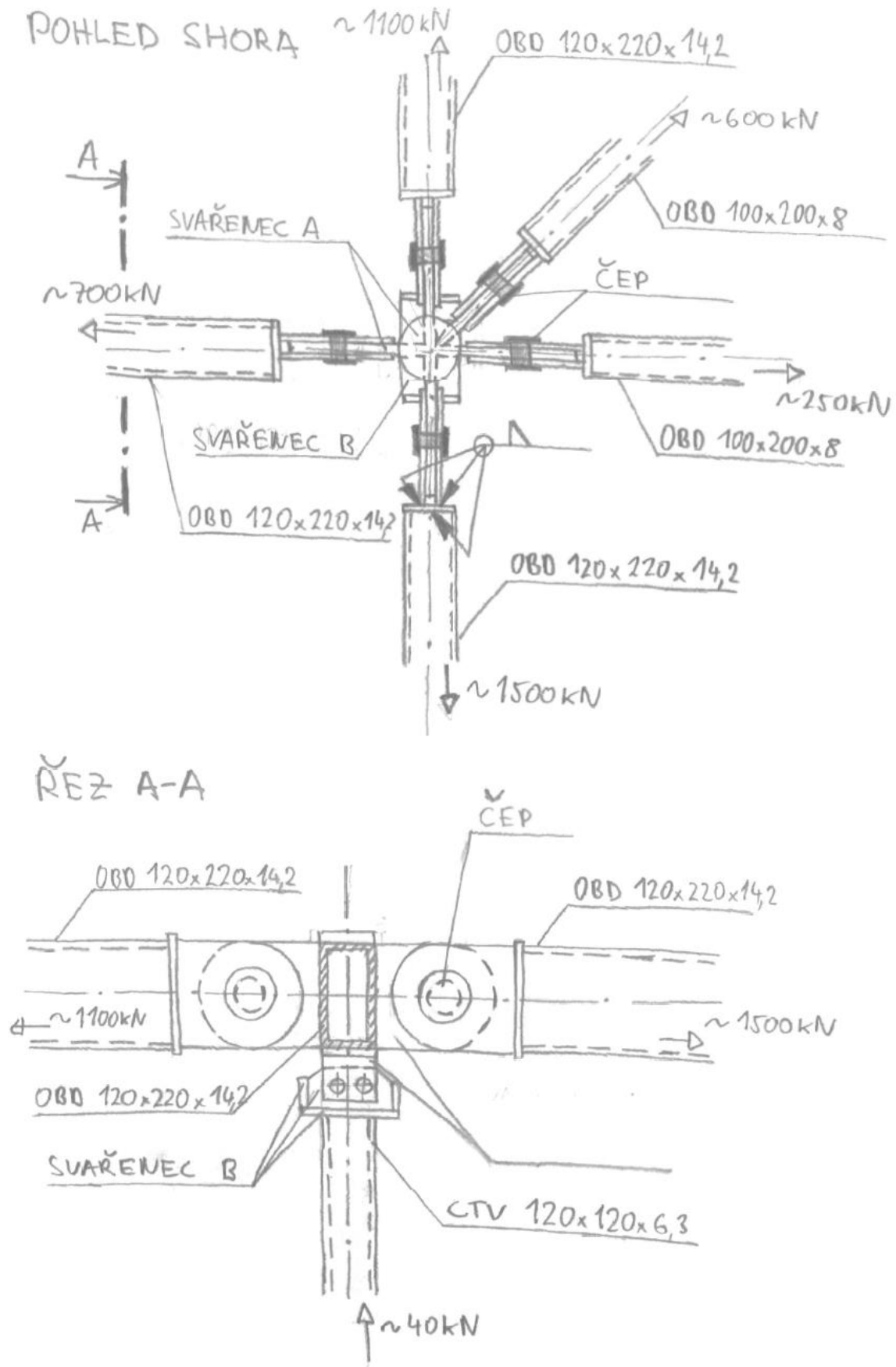
### SPOJ 2 – Sloupový přípoj

Spoj je na obrázku 38 níže.

Středem styčnicku je SVAŘENEC A, skládající se z pěti svislých plechů orientovaných v osách připojovaných prutů, které se připojují přes čep. Na sloup je SVAŘENEC A uložen shora, kloubově. Kruhový plech viditelný v pohledu shora je součástí SVAŘENCE A a slouží jako jeho výztuha.

Síly z jednotlivých prutů jsou různě velké. Pro menší síly postačí tenčí plechy a menší čep (ve skice jsou ovšem všechny přípoje totožné).

Na sloup se přenáší svislá síla  $\sim 40$  kN a vodorovné síly jsou zanedbatelné.



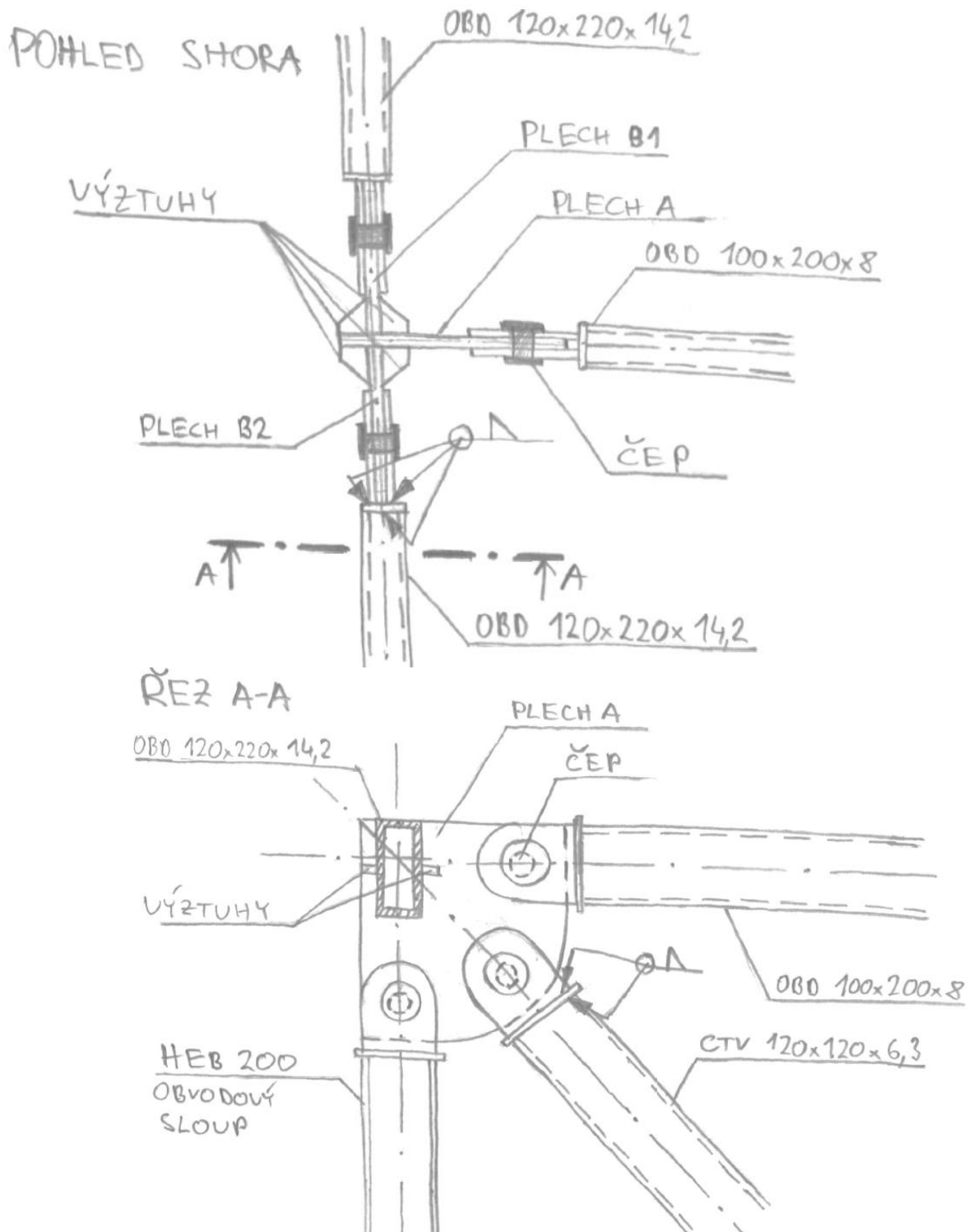
Obrázek 38 - SPOJ 2 – Sloupový přípoj



### SPOJ 3 – Napojení obvodových sloupů

Spoj je na obrázku 39 níže.

Hlavní rovinu styčníku tvoří tři pruty, které se připojují na společný PLECH A. Kolmo na tuto rovinu se napojují další dva pruty, přes PLECH B1 a PLECH B2. Styčník je vyztužen ve vodorovné rovině pomocí čtyř výztuh.



Obrázek 39 - SPOJ 3 – Napojení obvodových sloupů

Pozn.: Zatímco součásti statického modelu obvodové sloupy nejsou (jsou nahrazeny silou), skica obvodový sloup zobrazuje.



#### SPOJ 4 – Pevné napojení na stěnu:

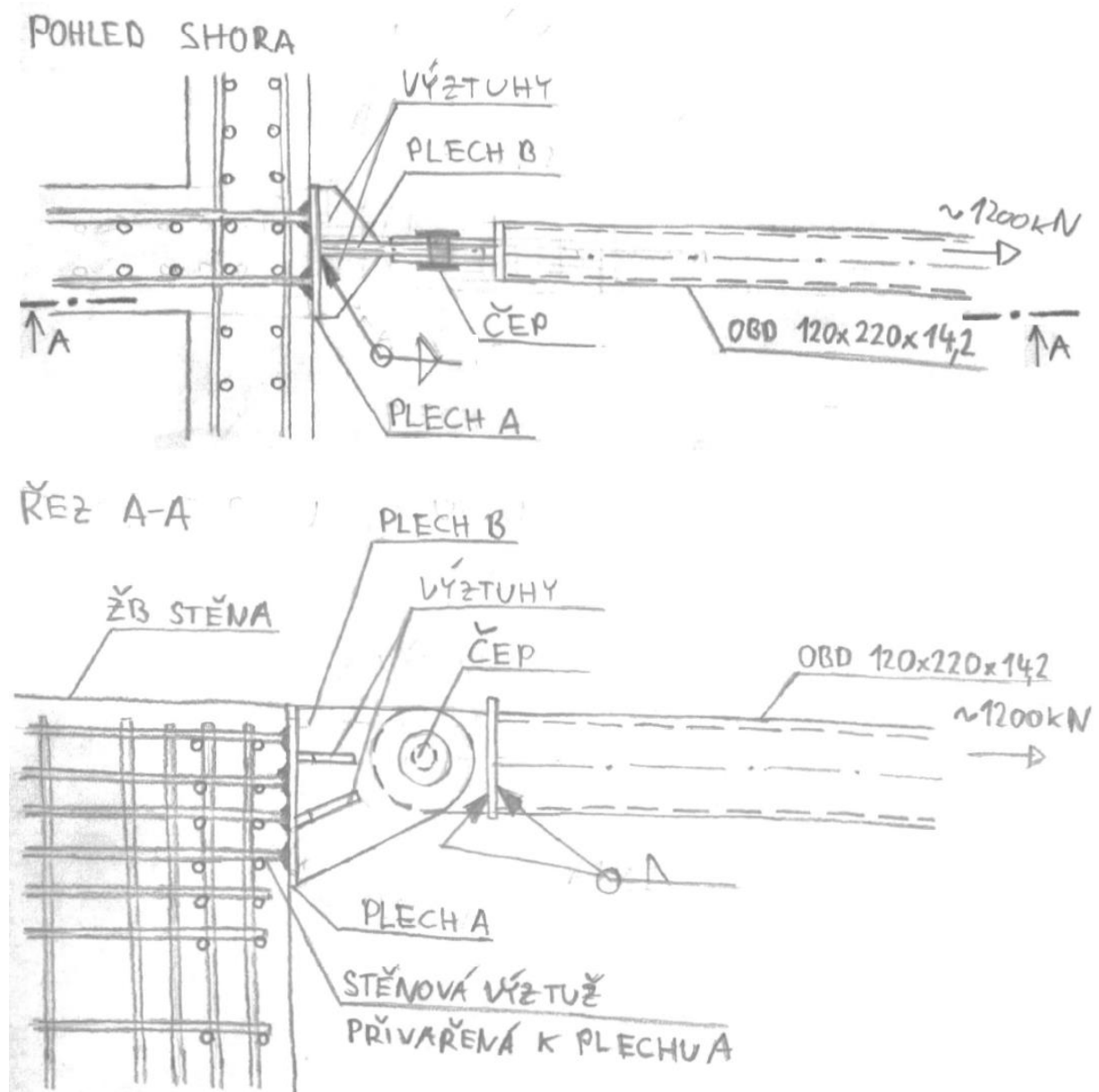
Spoj je na obrázku 40 níže.

Na stěnovou výztuž je přivařena čelní deska (PLECH A) a na ní, s výztuhami, PLECH B. Ten je tvarovaný tak, aby svými náběhy umožnil připojení více výztužných prutů (na schematickém obrázku celkem osm prutů).

Výztuž je v místě napojení zahuštěná.

Kvůli velkým hodnotám tahových sil je **potřeba ověřit riziko lokálního porušení železobetonové stěny**.

Pozn.: Práce se problematikou lokálního porušení nezabývá.



Obrázek 40 - SPOJ 4 – Napojení na stěnu pevným kloubem



## 9 Výkresová dokumentace

Výkresy lze nalézt v Příloze F.

Vytvořeny jsou:

- Pohled shora (na střechu)
- Půdorys řez vedený v polovině podlaží
- Řez A-A
- Jižní pohled

Obsahují umístění a označení všech prutů a použitých průřezů. V řezech je zobrazena také část 10 NP, na které je příhradová konstrukce uložena. Konstrukce 10 NP zobrazena pro přehlednost v půdorysném řezu není a znázorněna je zde pouze příhradová konstrukce.

## 10 Závěr

Za předpokladu, že napojení hlavních tahových prutů na stěny (viz SPOJ 4 v kapitole 8) lze bezpečně provést, je výsledkem práce konstrukce, která úspěšně řeší “problém převislých částí”.

Díky své geometrii a navrženým průřezům spolehlivě přenáší svislé tahové síly tlakem do vnitřních sloupů a tahem do železobetonových stěn. Zároveň je dostatečně tuhá pro přenos horizontálních účinků větru a pruty ve střešní rovině jsou ohybem schopny odolávat svislým účinkům větru, sněhu a vlastní tíze střešního pláště.

## 11 Seznam použité literatury

- [1] Ústřední knihovna ČVUT, 2009, *Jak psát vysokoškolské závěrečné práce* [pdf].  
Dostupné z: <http://knihovna.cvut.cz/files/VSKP/VSKP.pdf> [navštíveno v březnu 2018]

### Normy:

- [2] Český normalizační institut, 2004, *ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí* [pdf].  
Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze.
- [3] Český normalizační institut, 2004, *ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb* [pdf].  
Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze.
- [4] Český normalizační institut, 2005, *ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem* [pdf].  
Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze.
- [5] Český normalizační institut, 2007, *ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem* [pdf].  
Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze.



- [6] Český normalizační institut, 2006, **ČSN EN 1993-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby** [pdf].  
Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze.

Technické listy výrobců:

- [7] Rigips, SAINT GOBAIN, **Montážne návody pre suché podlahy** [pdf].  
Dostupné z [http://www.rigips.sk/files/kniznica/rigidur\\_montazne\\_navody\\_pre\\_suche\\_podlahy.pdf](http://www.rigips.sk/files/kniznica/rigidur_montazne_navody_pre_suche_podlahy.pdf)  
[navštíveno v květnu 2018]
- [8] Wienerberger, **POROTHERM 30 P+D** (technický list) [pdf].  
Dostupné z [http://www.stavebniny-rychle.cz/data/mod\\_eshop/1086/mo/down/porotherm-30-p-d-tech-list.pdf](http://www.stavebniny-rychle.cz/data/mod_eshop/1086/mo/down/porotherm-30-p-d-tech-list.pdf)  
[navštíveno v květnu 2018]
- [9] Wienerberger, **POROTHERM 19 AKU** (technický list) [pdf].  
Dostupné z <https://wienerberger.cz/produkty/porotherm-19-aku#collapse-collapse1366232729722>  
[navštíveno v květnu 2018]
- [10] Xella, **YTONG 100** (technický list) [pdf].  
Dostupné z <https://www.ytong.cz/presne-prickovky.php>  
[navštíveno v květnu 2018]
- [11] ROCKWOOL, **FASROCK LL** (technický list) [pdf].  
Dostupné z <https://static.rockwool.com/globalassets/rockwool-cz/assets/fasrock-ll/fasrock-ll---technicky-list.pdf>  
[navštíveno v květnu 2018]
- [12] THAMES VALLEY, **SOLARLUX SL 160** (technický list) [pdf].  
Dostupné z <https://www.tvwindows.com/doors/sliding-doors/aluminium-sliding-doors-sl-160>  
[navštíveno v květnu 2018]

Další:

- [13] Zdeněk Sokol, František Wald, **OCELOVÉ KONSTRUKCE Tabulky** [pdf].  
Dostupné z <http://ocel-drevo.cz/>