

Ing. LIBOR ŠVAŘÍČEK, Ph. D.
Statika staveb, projekční kancelář
Keřová 15, 641 00 Brno – Žebětín



Libor.Svaricek@gmail.com
www.svaricek.eu

O dům dál, architekti

Paré č.

Ing. arch. Radim Javůrek

Viniční 154

BRNO

615 00

NOVOSTAVBA CHRÁNĚNÉHO BYDLENÍ „DOMOV MIRANDIE“ V BRUMOVICÍCH

Projekt pro realizaci stavby

Technická zpráva statické části projektu

BRNO, leden 2012

Spolupráce:

Ing. Hynek Janků, Ph.D.

Zpracoval:

Ing. Libor Švaříček

OBSAH

1	Úvod.....	2
2	Podklady, literatura.....	3
3	Stručný popis konstrukce objektu.....	3
4	Geologie.....	4
5	Zpětné zásypy stávajících sklepů.....	6
6	Zajištění sousedních objektů.....	6
7	Statické posouzení.....	9
8	Konstrukce základů.....	10
9	Svislé nosné konstrukce.....	11
10	Železobetonové stropní konstrukce.....	12
10.1	Stropní desky nad 1. NP.....	12
10.2	Věnce.....	14
10.3	Schodiště, výtah.....	14
10.4	Železobetonová konstrukce nad schodištěm a výtahem.....	14
11	Střešní konstrukce.....	15
11.1	Krov nad uliční částí.....	15
11.2	Krov nad dvorní částí.....	18
12	Závěr.....	20

1 ÚVOD

Na základě požadavku Ing. arch. Radima Javůrka (0 dům dál architekti) byl proveden statický návrh a posouzení nosných konstrukcí novostavby Domova Mirandie v Brumovicích. Pro navržené nosné konstrukce hlavního objektu byly vyhotoveny, v souladu s vyhláškou 499/2006 Sb., výkresy v podrobnosti pro provedení stavby. Je nutné upozornit, že pro navržené nosné železobetonové konstrukce předpokládám vyhotovení (dle 499/2006 Sb.) výrobní dokumentace, která doplní tuto předkládanou projektovou dokumentaci o potřebné výrobní podrobnosti a detaily.

Tato technická zpráva je nedílnou součástí projektu a skutečnosti v ní uvedené doplňují skutečnosti uvedené ve výkresové dokumentaci a naopak.

2 PODKLADY, LITERATURA

- [1] Stavební část projektu, Ing. arch. Lenka Hanusová, Ing. arch. Radim Javůrek
O dům dál architekti
- [2] Inženýrsko-geologický průzkum pro založení stavby, 09/2011
- [3] Zatěžovací údaje k výtahu – nosnost 630 kg, 05/2011
- [4] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
- [5] ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí,
- [6] ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí,
- [7] ČSN EN 1993 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí,
- [8] ČSN EN 1995 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí,
- [9] ČSN EN 1996 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí,
- [10] ČSN EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí,
- [11] ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí,
- [12] ČSN 73 0035: Zatížení stavebních konstrukcí
- [13] ČSN EN 1991-1-3 ZMĚNA Z1 + ZMĚNA Z3 (73 0035)
- [14] ČSN 73 1001: Základová půda pod plošnými základy – již neplatná, nahrazena normou
ČSN 73 6133/2010: Navrhování a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
- [15] O. Novák, J. Hořejší a kol.: Statika stavebních konstrukcí (TP 4). SNTL Praha 1973
- [16] AxisVM v. 10 – software a uživatelský manuál
- [17] IDEA – soubor posudkového software a uživatelských manuálů.

3 STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCE OBJEKTU

Hlavní objekt Domova Mirandie je navržen jako SO 01. Objekt je půdorysného tvaru „L“ o celkových rozměrech cca 39,15 m x 20,07 m. Výškově jsou oba objekty shodně členěny, objekt je dvoupodlažní, poslední podlaží tvoří podkroví s využitím pro ubytování. Celkový výška objektu je cca 8 m nad upraveným terénem dvora.

V rámci předprojektové přípravy byla provedena vizuální kontrola pozemku a sousedních objektů. Z této prohlídky vyplývají některá opatření a doporučení, ke kterým je nutné před zahájením a v průběhu prací na stavbě objektu přihlídnout. Jedná se především o pasportizaci poruch okolních objektů, zpevnění štítové stěny sousedního objektu, ověřovací kopané sondy k základům, základů sousedního objektu, zajištění stávajícího sklepa betonovými pasy apod. Podrobněji je o těchto skutečnostech pojednáno v kapitolách 6 a 8.

Základy objektu jsou navrženy jako průběžné základové pasy tvaru obráceného „T“. Základy jsou vyztuženy převážně konstrukčně tak, aby tvořily vzájemně provázanou konstrukci (věnec), jelikož základové podmínky jsou vlivem předchozí stavební činnosti značně různorodé a komplikované – podrobněji viz kap. 8. Výjimku tvoří základové pasy pod řadami sloupů, kde je navrženo hlavní podélné vyztužení z hlediska působícího vztlaku zeminy atd. Základy nejsou dilatovány, protože působící zatížení v základové spáře je po půdorysu objektu cca srovnatelné a rozměry objektu nevyžadují jeho dilatování v základech. Navíc není podrobněji zdokumentováno rozhraní původní stavební činnosti a případné lokální vlivy v rozdílech poddajnosti budou díky zajištění spojitosti v základech rozeseny na větší oblast, je tak zajištěno omezení případných nepříznivých vlivů nerovnoměrného sedání na horní stavbu.

Horní stavba je půdorysně rozdělena na dva samostatné dilatační celky – uliční část (část A) a dvorní část (část B). Svislá nosná konstrukce je tvořena kombinací nosných zděných stěn s monolitickými sloupy v místech uvolnění dispozice. Vodorovné nosné konstrukce nad 1. NP jsou tvořeny monolitickými železobetonovými stropy. Střešní konstrukce je převážně tvořena dřevěným krovem, v případě uliční části A je konstrukce stojatá stolice, sloupky jsou opřeny do železobetonové konstrukce stropu nad 1. NP. V dvorní části – část B – je střešní konstrukce tvořena z části krovem stojaté stolice se sloupky, z části dřevěným krovem hambalkového typu. Nad komunikačním centrem objektu a výtahovou šachtou je navržena plochá monolitická železobetonová střecha.

Komunikační propojení 1. NP a 2. NP je řešeno pomocí celkem 2 schodišť. Ve dvorní části je točité schodiště (vzhledem ke komplikovanosti tvaru) navrženo jako monolitické,

4 GEOLOGIE

Pro účely ověření geologické stavby podloží a ověření mocnosti případných navážek byl realizován samostatný geologický průzkum – viz podklad [2], kde byly realizovány celkem 3 nové průzkumné sondy. Z tohoto posudku vyjímám následující důležité skutečnosti:

- přirozený pokryv je na lokalitě narušen antropogenní činností
- vrstva navážek místy dosahuje až do hloubek 2,5 m od stávajícího terénu, navážky jsou značně heterogenního složení, vylučujeme zakládání stavby ve vrstvě pokryvu
- eluvium hodnoceno jako hornina se znaky soudržné zeminy třídy F6 Cl (jíl se střední plasticitou).
- podloží vykazuje konzistenční stav od tuhé – pevné až po pevnou – tvrdou
- zakládání stavby nebude podzemní vodou ovlivněno
- základové poměry lze hodnotit jako jednoduché, projektovaný objekt lze zařadit ze statického hlediska do skupiny objektů nenáročné konstrukce
- pro definitivní návrh základů doporučujeme posuzovat podmínky spolehlivosti základů metodami mezních stavů únosnosti a přetvoření – dle zásad 2. geotechnické kategorie
- základovou spáru je zpracovatelem podkladu [2] doporučeno situovat do vrstvy eluvia jílovce o konzistenci pevné až tvrdé
- základovou půdu, která je velmi citlivá na množství obsažené vody, je nutné chránit drenáží proti zatékání povrchové vody a proti rozbředání v průběhu stavby

V posudku [2] byly stanoveny směrné normové charakteristiky základových zemin podle jednotlivé zjištěné konzistence – viz *Tab. 1* a *Tab. 2*

Eluvium jílovce charakteru zeminy tř. F6 CI, konzistence tuhá až pevná		
Poissonovo číslo	ν	0,40
Převodní součinitel	β	0,47
Objemová tíha	γ [kN/m ³]	21,0
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	6
Totální soudržnost	c_u [kPa]	70
Totální úhel vnitřního tření	φ_u [°]	0
Efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	16
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef} [°]	18
Hodnota tabulkové výpočtové únosnosti	R_{dt} [kPa]	150

Tab. 1 Směrné normové charakteristiky pro tuhou až pevnou konzistenci

Eluvium jílovce charakteru zeminy tř. F6 CI, konzistence pevná až tvrdá		
Poissonovo číslo	ν	0,40
Převodní součinitel	β	0,47
Objemová tíha	γ [kN/m ³]	21,0
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	12
Totální soudržnost	c_u [kPa]	130
Totální úhel vnitřního tření	φ_u [°]	4
Efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	30
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef} [°]	19
Hodnota tabulkové výpočtové únosnosti	R_{dt} [kPa]	275

Tab. 2 Směrné normové charakteristiky pro pevnou až tvrdou konzistenci

Poznámky zpracovatele statické části:

Dle klasifikace – jednoduché základové poměry a projektovaný objekt má nenáročnou konstrukci – je tedy možno postupovat i dle zásad 1. geotechnické kategorie s využitím tabulkových směrných hodnot základové půdy (R_{dt}).

Základové podmínky jsou v dané lokalitě vyhodnoceny sice jako jednoduché, situaci ale komplikují skutečnosti sousedních nepodsklepených objektů a zbytky starých sklepních prostor v uliční části objektu. Průzkumem – viz vrtaná sonda VS-1, bylo prakticky zjištěno, že v blízkém okolí kolem starých uličních objektů se cca do úrovně -3,0 m nacházejí navážky. Top odpovídá cca úrovni původních starých základů a úrovni obsypu původního objektu.

Po konzultaci s projektantem stavební části a z důvodu omezení výkopových prací a případné nutnosti zajišťovat základy sousedního objektu jsem se rozhodl základovou spáru umístit na úrovni zeminy s konzistencí tuhé až pevné (narozdíl od doporučení podkladu [2]), kterou pro daný případ považuji za dostatečně spolehlivou. Navíc výsledné šířky základových pasů (vzhledem k nevýrazné podlažnosti objektu) vycházejí v rozumných dimenzích a není tak nutné hledat únosnější zeminy ve vyšších hloubkách.

Prohlídkou pozemku byl zjištěn stávající sklep, vzhledem k možnému nepříznivému ovlivnění sousedního nepodsklepeného objektu č. p. 29 je nutné před zahájením bouracích prací sklepu přijmout zvláštní opatření – viz kap. 6 a 8.

5 ZPĚTNÉ ZÁSYPY STÁVAJÍCÍCH SKLEPŮ

Pro zpětné zásypy stávajících sklepů je zde v rámci snížení nákladů na výstavbu snaha využít stávající zeminy z výkopů pro základy nového objektu. Jedná se převážně o spraše – sprašové hlíny zařazené dle ČSN 73 6133 do tř. F6 CI, tuhé až pevné konzistence. Jedná o jílovité zeminy až jíly, což jsou zeminy značně objemově nestálé a dle Schiebleho kritéria namrzavosti nebezpečně namrzavé.

Jako hutněné zásypy je ale lze použít. Nejdůležitějším opatřením je zde zamezení vnikání další vody do zásypu. Zeminy na lokalitě mají tuhou – pevnou konzistenci, tudíž jejich vlhkost není příliš vysoká, a proto je lze velmi dobře zhutnit. V žádném případě nedoporučujeme ukládat a hutnit zeminy po dešti, kdy bude jejich vlhkost příliš vysoká a konzistence měkká. V takovém případě je potřeba zeminy rozhrnout a počkat na snížení vlhkosti – vše lze určit na základě laboratorního rozboru.

Hutnění bude probíhat, kvůli ochraně okolních starých objektů, menšími hutnícími prostředky (vibrační desky) po vrstvách o mocnosti cca 200 mm.

Dalším parametrem je únosnost na povrchu zásypu. Na povrchu zásypu je potřeba prokázat statickou zatěžovací zkouškou $E_{def,2}$ hodnotou nejméně 60 MPa s poměrem $E_{def,2}/E_{def,1}$ do 2,5.

Pokud nebude výkopová zemina postačovat, lze použít pro zásyp jakýkoli jiný vhodný materiál např. betonový recyklát, šterkodrtě apod.

Před provedením zpětných zásypů základů, kde základovou půdu tvoří zemina velmi citlivá na množství obsažené vody, je nutné chránit ji drenáží proti zatékání povrchové a případně podzemní vody a proti rozbředání v průběhu stavby

6 ZAJIŠTĚNÍ SOUSEDNÍCH OBJEKTŮ

Před zahájením prací doporučujeme provést podrobnou pasportizaci stávajícího stavu sousedních objektů, které mohou být stavební činností případně dotčeny. Stav objektů je po vizuální stránce dobrý, nebyly zaznamenány žádné poruchy svědčící o snížené spolehlivosti základů těchto objektů (prohlídka pouze z exteriéru), přesto stav štitové stěny objektu č.p. 29 (po obnažení po bourání uličního objektu) naznačuje na degradaci pojiva zdiva, což může mít nepříznivý vliv na soudržnost zdiva štitové stěny. Doporučujeme proto výchozí stav objektů prokazatelně zdokumentovat a to pokud možno i z interiéru objektů za spoluúčasti majitelů těchto nemovitostí.

Pro ověření předpokladů zakládání novostavby v blízkosti sousedních nemovitostí (objekt č. p. 29 a přilehlá stodola) je nutné provést kopané sondy pro ověření technického stavu a především úrovně základové spáry těchto objektů. Po provedení těchto sond je nutné přizvat zpracovatele statické části pro kontrolku předpokladů návrhu základů a případnou úpravu v předepsaných hloubkách a úpravu v navrženém zajištění podbetonování základů.

V případě sousední štítové stěny objektu č. p. 29 bylo zjištěno narušené pojivo stěny (Obr. 1), které může způsobit sníženou soudržnost zdiva a jeho odolnost proti vlivům sousední stavební činnosti. Navrhujeme provést jeho zpevnění a to následujícím způsobem:

- V oblastech s nesoudržnou a degradovanou maltou provést očištění a proškrábnutí zdiva a spár o zbytky omítky a degradovanou vrstvu malty cca do hloubky max. 80 mm.
- Provést přespárování zdiva v místech s degradovanou maltou – odhad cca 50 m².
- v místech s degradovanou maltou a narušenými cihlami realizovat osazení KARI sítě (Ø4/150) a její konstrukční nakotvení do zdiva pomocí vlepených kotviček Ø 6 mm – rastr cca 4 ks / m², následně provést vrstvu stříkaného betonu (torkretu) tl. cca 50 – 60 mm. Odhad plochy cca 35 m².



Obr. 1 Stávající stav štítového zdiva

Před zahájením bouracích prací sklepa přilehajícího k sousednímu objektu č. p. 29 je nutné provést stabilizaci ostění sklepa tak, aby při případném probourání zdiva sklepa nedošlo k sesunutí klenby a případnému obnažení a narušení základů blízké sousední štítové stěny. Je navrženo následující:

- Ze strany ulice se provede ruční šetrné odbourání svislé stěny sklepa pro jeho zpřístupnění – nesmí dojít ke zřícení stropní klenby – postupovat obezřetně.
- Na podlaze sklepa dojde k úpravě podlahy – odstranění narušených podlahových vrstev, přehutnění podloží a realizace betonových pasů výšky cca

1,1 m dle výkresu základů – podbetonování. Pasy je možné realizovat z prokládaného betonu třídy C12/15. Tato konstrukce má za účel stabilizovat ostění sklepa přilehající k sousednímu objektu a vytvořit příčné rozpěry mezi protilehlým ostění. Tyto základové pasy budou následně sloužit jako spodní hrana budoucích železobetonových základových pasů objektu.

- Po dosažení alespoň 70% pevnosti betonu pasů je možné zahájit bourání konstrukce sklepa po úroveň -1,95 m a zasypávání prostoru mezi těmito pasy.
- Jelikož tyto pasy zasahují i mimo stávající půdorys sklepa a slouží pro homogenní podepření konečných základových pasů (pomáhají tak k dosažení únosného podloží pod navážkami), je nutné je po ukončení bouracích prací sklepa dokončit do projektem navržených rozměrů.

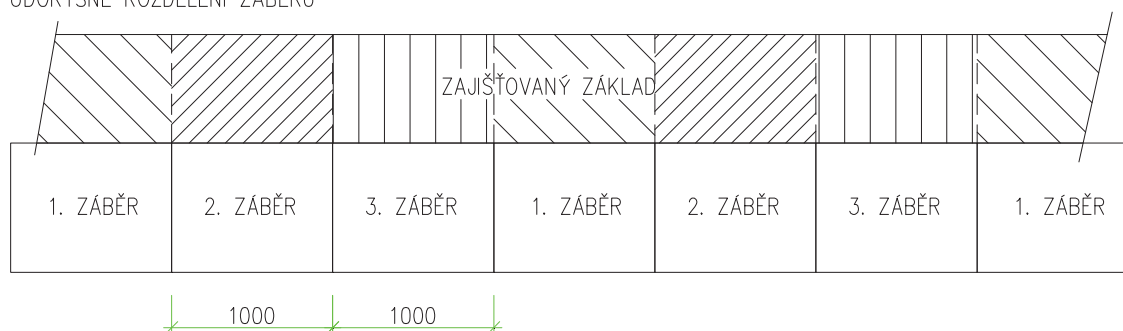
I když nejsou v tuto chvíli známy úrovně založení sousedních objektů (bude ověřeno navrženými sondami) předpokládáme nutnost provedení podbetonování (případně podezdění) stávajících základů sousedního objektu stodoly cca na délce 6,0 m a základů štítové stěny objektu č. p. 29 na délce cca 12 m – viz výkres základů. Níže uvedený technologický postup vychází z obecně známých skutečností a především z obdobných aplikací. Je nutné ho přizpůsobit aktuálně zjištěným skutečnostem, pro účely návrhu opatření nebyly prováděny sondy ke stávajícím základům atp.

Při provádění výkopových prací nesmí v žádném pracovním kroku dojít k podkopání stávající základové spáry, dále základová spára při přerušení prací musí být řádně chráněna proti promáčení a promrznutí v průběhu stavebních prací. Samotné zajištění podkopaných základů je navrženo pomocí postupného podbetonování (popřípadě podezdění stávajících základů) za pomoci betonových cihel pojených cementovou maltou. Hloubka definitivní základové spáry zajištěných stěn musí být shodná s hloubkou základové spáry nových základů nových nosných stěn.

Pracovní postup:

1. Provedení celoplošných výkopových prací na úroveň cca 200 mm nad stávající základovou spáru stávajících stěn v okolí výkopové jámy.
2. Postupné podkopání a podezdění (podbetonování) stávajícího základu na celou šířku stávajícího základu, práce provádět postupně celkem ve 3 záběrech (viz **Obr. 2**), přičemž šířku jednoho záběru navrhujeme na max. 1 m. Po provedení prací 1. záběru a po technologické přestávce provést práce 2. záběru, po technologické přestávce provést práce ve 3. záběru. Podrobněji viz další body.

PŮDORYSNÉ ROZDĚLENÍ ZÁBĚRŮ



Obr. 2 Schéma záběrů pro podbetonování základu

3. Po provedení prvního záběru a dosažení alespoň 70% pevnosti betonu (popřípadě cem. malty) je možné přistoupit k výkopovým pracem a podezdívání základu ve 2. záběru; po dosažení 70% pevnosti betonu (malty) práce na podezdění (podbetonování) základu dokončit opakováním pracovního potupu ve 3. záběru.
4. Po dosažení alespoň 70% pevnosti betonu (malty) provedené v posledním 3. záběru je možné provést celoplošné odkopání zeminy stavební jámy až do úrovně nové prohloubené základové spáry.
5. Pracovní postup se opakuje až do dosažení požadované hloubky stavební jámy, vzhledem k minimalizaci nutných pracovních kroků je výhodné provést podezdění (popř. podbetonování) v jednotlivých pracovních záběrech na konečnou hloubku stavební jámy, je však při postupných výkopových pracích na jednotlivých pracovních záběrech nutné dbát bezpečnosti práce a maximálních hloubek výkopů (případně provést pažení). V daných podmínkách předpokládáme realizaci jedné výškové úrovně.

7 STATICKÉ POSOUZENÍ

V následujícím textu jsou zjednodušeně formulovány podmínky statického výpočtu, předpoklady, zatížení. Výsledné konstrukční řešení navržených prvků a příslušné dimenze pro vybrané prvky jsou popsány v dílčích kapitolách dále v textu.

Zatížení nosných konstrukcí:

Uvažované zatížení, bylo uvažováno v souladu s platnými normami:

A/ Stálé zatížení (dle ČSN EN 1991)

Střecha nad schodišťovým prostorem- železobetonová plocha – max. charakteristické zatížení $g_k = 2,0 \text{ kNm}^{-2}$.

Skladba střechy nad krovem:

Šikmá část krovu (keramická taška) – max. charakteristické zatížení $g_k = 1,35 \text{ kNm}^{-2}$.

Krov nad vikýřem (plechová krytina) – charakteristické zatížení $g_k = 1,2 \text{ kNm}^{-2}$.

Náhradní plošné zatížení příček ve 2. NP (lehké příčky SDK) – max. charakteristické zatížení $g_k = 1,0 \text{ kNm}^{-2}$.

Podlahy 2. NP – max. charakteristické zatížení $g_k = 1,5 \text{ kNm}^{-2}$.

B/ Proměnné zatížení

Klimatické

- sníh – I. sněhová oblast $s_k = 0,7 \text{ kNm}^{-2}$
- vítr – II. větrová oblast $v_{b0} = 25 \text{ m/s}$, kategorie terénu III.

Užitné

- obytné prostory, pokoje – $v_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$,
- lodžie – $v_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.
- Chodby, schodiště, společné prostory – $v_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

- Nepochůzí část ploché střechy – $v_k=0,75$ kN/m² – nepůsobí současně se sněhem.

Materiál konstrukcí:

- Obvodové zdivo pevnosti min. P8 tl 440 mm – na tenkovrstvou maltu – $f_k=2,37$ MPa
- Vnitřní nosné zdivo min. pevnosti P15 tl 300 mm – na MVC 5 – $f_k=5,3$ MPa
- Dřevo krovu třída C22 (SI)
- Ocel třídy S235
- Beton základových konstrukcí C20/25 XC2
- Beton železobetonových konstrukcí horní stavby C25/30 XC3 (XC1)
- Výztuž B500B (10505 (R)), Kari síť BSt 500 M
- Únosnost zeminy v základové spáře $R_{df}=150$ kPa.

8 KONSTRUKCE ZÁKLADŮ

Při návrhu založení objektu byla dle provedeného geologického průzkumu uvažována únosnost zemin v základové spáře $R_{df} = 150$ kPa. Směrné charakteristiky dle **Tab. 1**. Doporučená hloubka založení – cca 1,4 m, základová spára musí být při stavbě chráněna proti promáčení a promrzání. Základy jsou navrženy tvaru obráceného „T“, spodní část je monolitická vyztužená ohýbanou KARI sítí, na spodní část je následně provedena vyztužená stěna z prolitých betonových bednicích tvarovek. Třída navrženého betonu je min. C20/25. Ve zhlaví této stěny je umístěna věncová výztuž základových pasů a navrženo vytrtnování pro napojení následné železobetonové podkladní desky podlahy 1. NP. Základové pasy pod řadou sloupů jsou nad rámce běžného typického vyztužení doplněny podélnou nosnou výztuží při spodním (spodní monolitický stupeň) a horním okraji základového pasu. Ze základových pasů je nutné navíc v oblasti napojení na železobetonové sloupy horní stavby provést vytrtnování nosné výztuže sloupů pro její následné navázání – kotevní délka ve stěně základového pasu (pod úroveň -0,35 m) je cca 0,75 m, přesahová délka nad horní úroveň podkladní železobetonové desky (nad úroveň -0,20 m) min. 1,0 m. Vyztužení základových pasů viz výkres výztuže ve výkresové části projektu.

V případě uličního objektu je situace komplikovanější. V místě stávajícího sklepa dojde k vytvoření podložních základových pasů z prokládaného betonu – podrobněji viz kap. 6. V místě pozůstatků základů a suterénního zdiva původního objektu se nachází do úrovně cca -3,0 vrstva nehomogenních navážek (je to předpokládaná úroveň založení předchozího objektu). Navrženo je rovněž provedení podbetonování budoucích železobetonových pasů na úroveň min. 3,15 m pro dosažení homogenního únosného podloží. Tyto pasy pro podbetonování mají navrženou výšku cca 1,0 m a mohou být provedeny z prokládaného betonu C12/15, přičemž do nich lze zakomponovat stávající suterénní betonové konstrukce a základové pasy původního objektu. Vše nad jejich horní úroveň (-2,15 m) musí být v kolizi s nově navrženými železobetonovými pasy odbouráno tak, aby nové základové pasy obráceného tvaru „T“ byly nepřerušované. V místech tohoto podbetonování lze již uvažovat s dosažením únosnější vrstvy zeminy s pevnou až tvrdou konzistencí – viz **Tab. 2**.

V rámci přebírky základové spáry je nutné přizvat autorizovaného geotechnika (geologa) pro ověření výpočtových předpokladů a potvrzení správnosti provedené hloubky základové spáry. Záznam o návštěvě musí být prokazatelně uveden ve stavebních deníku. Při

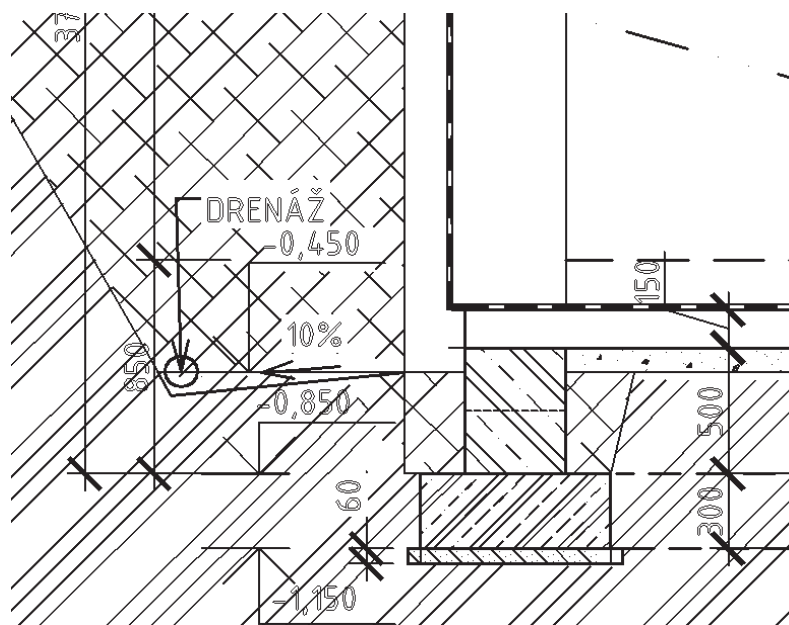
zastižení horších geologických podmínek, které nesplňují předpoklady výpočtu je nutno provést nový přepočet únosnosti základových konstrukcí.

V době vyhotovení projektu základů nebyly k dispozici informace o tvaru a průběhu stávajících základů. Vycházíme pouze z předpokladů zavedených na základě zkušeností s obdobnými objekty. Nové pasy jsou navrženy za předpokladu výšky stávajícího základu cca 0,8 m – z těchto důvodů vyplynula jednak nutnost omezit hloubku založení a při realizaci přijmout opatření v podobě betonových pasů v prostoru stávajícího sklepa a nutnost podbetonování přilehlých úseků štitových stěn sousedních objektů stodoly a č. p. 29 – podrobněji viz kap. 6. Tento předpoklad je nutné při realizaci ověřit sondou a případně modifikovat tvar nově navržených pasů. Nesmí dojít k podkopání stávajících základů.

V oblasti uložení nástupního ramene schodiště je dále na horní povrch základových pasů provedena oboustranně vyztužená (KARI sítí $\varnothing 8/150$) podkladní betonová deska tl. 150 mm.

Všechny nové základové konstrukce je nutné dilatovat od základových konstrukcí sousedního objektu za pomoci extrudovaného polystyrenu tl. 20 mm.

V okolí základových konstrukcí musí být před zasypáním realizovány drenáže odvádějící případnou podpovrchovou vodu od objektu – viz schéma na obr. 3.

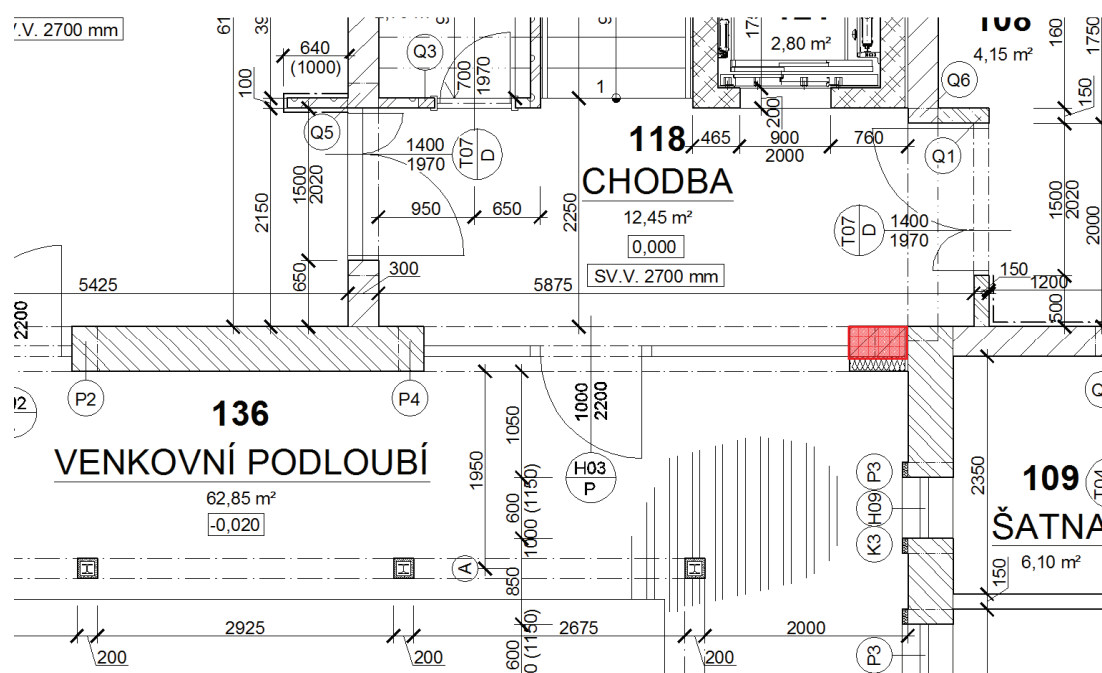


Obr. 3 Typické schéma umístění drenáží

9 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

Svislé nosné konstrukce jsou navrženy jako zděné tepelně izolační. Obvodové stěny tl. 450 mm na maltu pro tenké vrstvy a vnitřní nosné stěny tl. 300 mm na zdící maltu třídy M5. Zděné konstrukce jsou navrženy v dostatečných dimenzích a spolehlivě odolají daným silovým účinkům.

Výjimku tvoří pouze pilíř u dilatační spáry mezi místností 118 a venkovním podloubím 136 (viz Obr. 4), který musí být vyzděn z cihel min. pevnosti P15 na maltu M5 – pevnost min. $f_k = 5,3 \text{ MPa}$.



Obr. 4 Poloha pilíře s vyšší únosností

Dále byla posouzena stěna západní stěna dvorního objektu, která je až do úrovně 2. NP plně zasypána zeminou a působí na tuto stěnu velký zemní tlak. Tuto stěnu je (z důvodu zachování homogenity tloušťky, zvoleného materiálu a tepelně izolačních parametrů zdiva) navrženo chránit před zemním tlakem železobetonovou přízdívkou tl. 150 mm z betonu C20/25 XC2 vyztuženou při obou površích KARI sítěmi. Dimenze KARI sítí je následovná:

- líc přízdívky blíže ke zdivu – $\varnothing 8/100 \text{ mm}$ v obou směrech, krytí 30 mm,
- zemní líc přízdívky – $\varnothing 8/100 \text{ mm}$ v obou směrech, krytí 40 mm.

10 ŽELEZOBETONOVÉ STROPNÍ KONSTRUKCE

Všechny železobetonové konstrukce jsou navrženy na zatížení – viz kap. 7. Pro tyto prvky jsou ve výkresové části projektu zpracovány výkresy tvaru a základní schémata výztuže. Schémata výztuže souží jako podklad pro vyhotovení tzv. výrobní dokumentace, kde budou řešeny konkrétní délky, tvary, kotvení a stykování prvků apod.. Tato část dokumentace již spadá do působnosti zhotovitele stavby, který před zadáním výrobní dokumentace železobetonových konstrukcí musí definovat dodavatele zabudovaných prvků (přerušeni tepelného mostu a kročejového hluku), protože výrobní dokumentace musí zohlednit i požadavky jednotlivých výrobců na konstrukční vyztužení v okolí těchto zabudovaných konstrukcí.

10.1 STROPNÍ DESKY NAD 1. NP

Konstrukce jsou navrženy z betonu tř. C25/30 XC1, výjimku tvoří vyložená stropní konstrukce dvorní části nad podloubím, kde je navrhují použít beton tř. C25/30 XC3.

Stropní deskové konstrukce jsou navrženy pro uliční část silné 220 mm a pro dvorní část 200 mm. Podporovány jsou zděnými stěnami, železobetonovými sloupy a železobetonovými průvlaky. Do stropních konstrukcí budou následně kotveny dřevěné sloupky stolicové konstrukce krovu.

Důležité upozornění – při vázání výztuže stropních desek musí být do armokoše zakomponovány prvky železobetonových sloupků pozedních věnců, tvořících ztužení nadezdívky – viz příslušný výkres pozedních věnců 2. NP.

Veškeré monolitické vodorovné nosné konstrukce (stropní dobetonávky a průvlaky) musí zůstat po odbednění (po dosažení cca 80% předepsané pevnosti) podepřeny nejméně po dobu 1 měsíce od betonáže posledního stropu. Podepření jednotlivých stropů musí být aktivní již od základů, přičemž odstraňování provizorních podpěr musí probíhat od posledního podlaží směrem dolů k základům. Upozorňujeme ještě na nutnost správného dimenzování provizorních podpěr. V případě, že při betonáži stropu nad 2. NP stropní konstrukce nižšího podlaží (1. NP) nedosahuje ještě předepsaného stáří a musí zůstat provizorně podepřena, je nutné nadimenzovat únosnost provizorních podpěr v 1. NP na přenesení vlastní tíhy + montážního zatížení od výše umístěných monolitických stropů. V případě, že před betonáží stropu 2. NP již strop 1.NP dosahuje předepsaného stáří 1 měsíc, musí být provizorní podpěry stropu 1. NP „povoleny“ pro uvolnění zatížení a následně opětovně osazeny, pro přenesení zatížení od betonáže stropu nad 2. NP do základové desky. V takovémto případě postačí nadimenzovat provizorní podpěry pouze na zatížení od betonáže stropu nad 2. NP a případné montážní zatížení stropu nad 1. NP. Provádět řádné ošetřování betonu proti vysychání – min. 3 týdny.

Za podrobnější zmínku stojí pouze uliční část konstrukce (část „b“), kde do železobetonových konstrukcí jsou v okolí lodžie zabudovány prvky pro přerušení tepelného mostu a v okolí schodiště prvky pro útlum kročejového hluku. Stropní desky musí být dovyztuženy dle požadavků výrobců kontrétních typů. Základní kritéria, které tyto prvky musí splnit, jsou:

IZL / TYP "K" – 5ks – prvek pro přerušení tepelného mostu – únosnost (záporný moment)

$M_{rd} = -35 \text{ kNm/m}$, $V_{rd} = +40 \text{ kN/m}$

IZL / TYP "D" – 2ks – prvek pro přerušení tepelného mostu – únosnost (oboustranný)

$M_{rd} = \pm 40 \text{ kNm/m}$, $V_{rd} = \pm 50 \text{ kN/m}$

IZL / TYP "T" – dl. 1,2m – prvek pro přerušení kročejového hluku – únosnost pro smykovou

sílu $V_{rd} = 50 \text{ kN/prvek}$

Dále je dvorní objekt podporován pohledovými dřevěnými sloupky na okrajích podloubí. Dřevěné prvky mají statickou funkci, pevnostní třídy C22, do konstrukce základů a stropní desky jsou kotveny dodatečně za pomoci kotevního přípravku – ten musí být způsobilý k přenosu osové tlakové síly cca 100 kN. Navrženo je jejich dodatečné osazení až po betonáži stropu, kdy po odbednění stropu zůstanou aktivní montážní podpory a následně se provede osazení kotevních prvků K1 a vsazení dřevěného sloupu. Před osazením je důležité, aby prvky dřevěných sloupků měly konstrukční vlhkost max. 12% a dále byly delší dobu vystaveny přirozený vlhkostním poměrům lokality, aby po jejich osazení nedošlo k prudké změně vlhkosti a jejich případné objemové změně apod.

10.2 VĚNCE

Vodorovná konstrukce na obvodových i vnitřních stěnách budovy a v úrovni pozednic krovu, sloužící k zajištění prostorové tuhosti – zachycení zatížení od větru.

Věnce jsou ve všech úrovních ze stejného materiálu a stejného způsobu vyztužení:

- beton C 25/30 XC1,
- ocel 10 505 (R),

S ohledem na působení je pozední věnec ve 2. NP pod střešními krokviemi namáhaný jako vodorovný nosník na ohyb, je jejich vyztužení navrženo pomocí prutů $\phi R12$ s třmínky $\phi R8/180\text{mm}$. Stabilita nadezdívky je potom zajištěna pomocí železobetonových sloupků skrytých ve zdivu nadezdívky a zakotvených do železobetonových desek nad 1. NP.

Tvar a způsob vyztužení věnců – viz příslušné výkresy. V rozích a vzájemných „T“ stycích věnců je provázání jednotlivých věnců řešeno pomocí „L“ příložek tak, aby tahová síla ve výztuži věnce byla řádně převedena k výztuži uložené na opačném povrchu navazujícího věnce – viz příslušné detaily na výkresech věnců.

Vzhledem k tomu, že věnce v úrovni stropních konstrukcí volně přecházejí do stropních desek a průvlaků, které jsou betonovány ve stejné úrovni jako věnce a budou prováděny současně, je nutné dbát na řádné provázání věnců s těmito deskami a průvlakami tak, aby výztuž byla nepřerušovaná. V projektu je počítáno se zatažením armokoše věnců do každého průvlaku na stykový vzdálenost minimálně 800 mm.

10.3 SCHODIŠTĚ, VÝTAH

Montovaná konstrukce schodišťových ramen je navržena z atypických schodišťových panelů. Tyto panely jsou navrženy z betonu tř. C25/30 XC1, vyztužené vázanou výztuží z oceli 10 505 R a ukládané na ozuby monolitických železobetonových stropních desek a mezipodestové desky. Na ozubech podestových panelů jsou uloženy pružné podložky, sloužící ke snížení přenosu kročejového hluku. Zbývající spára mezi podestou a ramenem se utěsní butanovým tmelem, aby nedošlo k zatečení potěrů konstrukčních vrstev, což by způsobilo znehodnocení funkce kročejových „tlumičů“. Na mezipodestách a hlavních podestách se již provede standardní podlahová vrstva včetně příslušných kročejových izolací.

Výťahové prohlubně jsou navrženy z monolitického železobetonu tloušťky 250 mm, horní část výťahových šachet je navržena zděná z cihel. Dle podkladů výrobce je nutné zabudování montážních od pod stropem výťahové šachty. Stropní konstrukce je na účinky montážních ok nadimenzována, osazení musí být před betonáží provedeno dle pokynů dodavatele výťahu. Dále je vzhledem k tomu, že výťahové šachty jsou zděné, nutné počítat s jistou úpravou kotvení vodících lišt výťahu. Dle podkladů výrobce jsou možné dva způsoby – buďto do zazděných ocelových profilů nebo pomocí betonových bloků zakomponovaných do zdiva šachty. Podrobněji způsob kotvení atd. je nutné konzultovat s konkrétním dodavatelem výťahu v průběhu realizace.

10.4 ŽELEZOBETONOVÁ KONSTRUKCE NAD SCHODIŠTĚM A VÝTAHEM

Střešní konstrukce nad schodištěm a nad výťahem je tvořena železobetonovou monolitickou deskou silnou 150 mm z betonu C25/30 XC1. Střechy jsou nepochuží, v případě zastřešení strojovny byla konstrukce nadimenzována na zatížení (montážní a definitivní)

v souladu s podklady – viz [3]. Střecha neobsahuje odvětrání – předpokládáme realizaci větracího otvoru v boční zděné stěně horního dojezdu. Montážní oka a jejich typ je nutné instalovat dle konkrétního typu výtahu. V případě změny zatížení je nutné ověřit únosnost navrženého zastropení výtahové šachty.

11 STŘEŠNÍ KONSTRUKCE

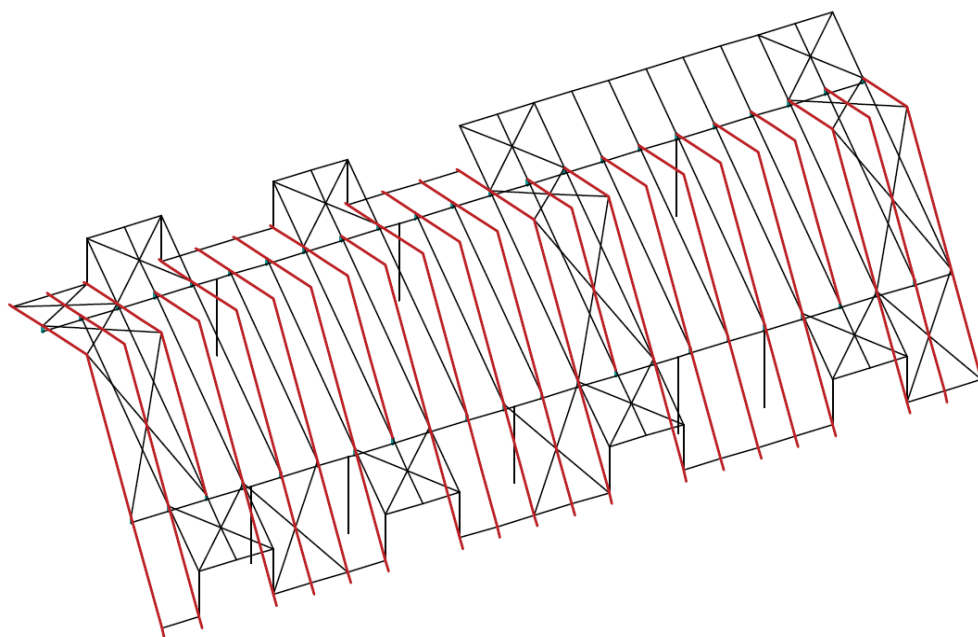
Dále byly na základě statického posouzení stanoveny dimenze nosných trámů konstrukce krovu uliční části A a dvorní části B. Tyto výsledky byly zapracovány do stavební části dokumentace, která obsahuje příslušné výkresy dřevěných prvků krovu. Podrobněji je o výsledcích statického posouzení pojednáno v dílčích kapitolách 11.1 a 11.2.

11.1 KROV NAD ULIČNÍ ČÁSTÍ

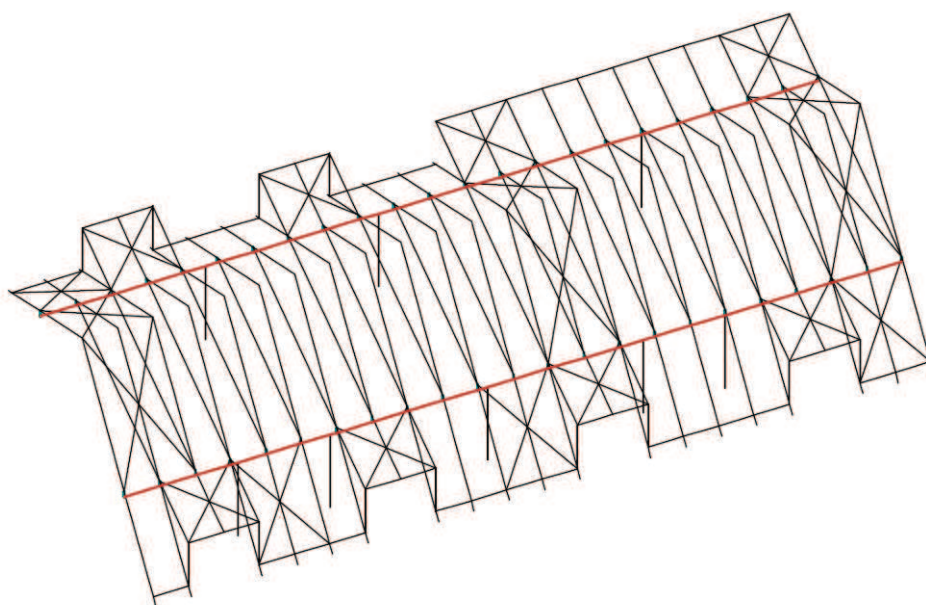
Krov uliční části je konstrukčně stojatá stolice se sloupky uloženými na železobetonové stropní konstrukci nad 1. NP. Nad sloupky je uložena podélná vaznice, která je navržena jako spojitý nosník – montážní styky musí být realizovány v poloze s nulovými momenty – cca v $\frac{1}{4}$ rozpětí mezi sloupky.

Dimenze nosných trámů byly stanoveny následovně:

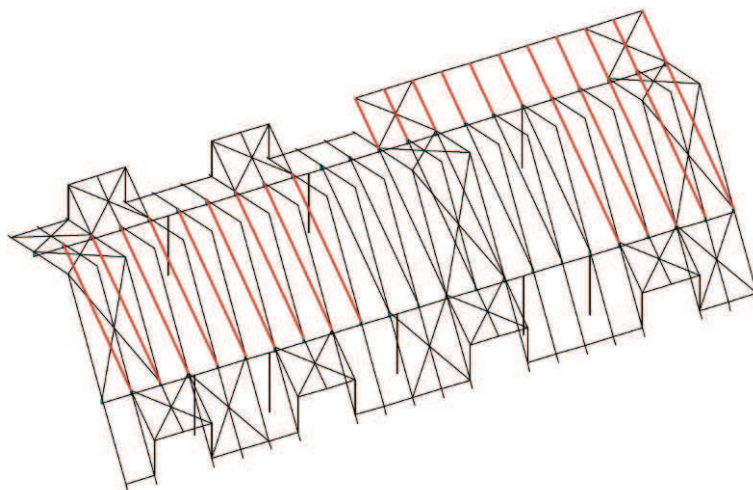
- pozednice – dimenze 140/180 mm,
- hlavní sloupky krovu – dimenze 140/140 mm,
- podélné vaznice (**Obr. 6**) – dimenze 160/240 mm,
- sloupek vikýře – dimenze 100/100 mm,
- trámy vikýře – dimenze 80/120 mm,
- rozpěra (kleština) nad viditelným krovem (**Obr. 8**) – dimenze 120/160 mm,
- rozpěra (kleština) nad zakrytým krovem (**Obr. 7**) – dimenze 2 x 60/180 mm,
- krokev (**Obr. 5**) – dimenze 80/200 mm,
- krokev nad pultovou částí střechy (**Obr. 7**) – dimenze 2 x 60/180 mm,
- zavětrování krovu pomocí pásovin P.5–20 mm umístěné na horní (případně spodní) povrch krokví – viz **Obr. 9**,



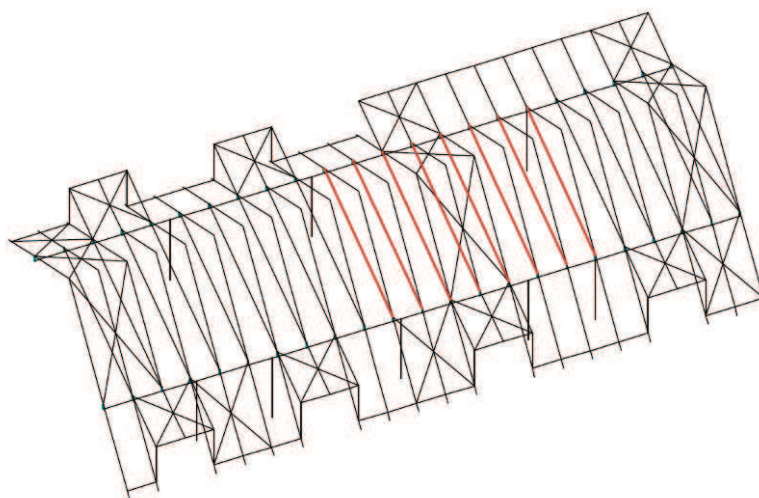
Obr. 5 Krokve- 80/200



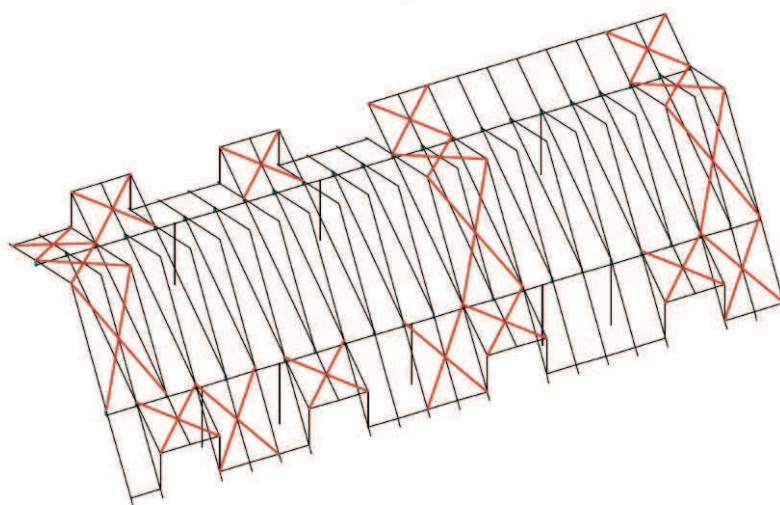
Obr. 6 Vaznice - 160/240



Obr. 7 Kleština – 2 x 60/180 mm



Obr. 8 Kleština, rozpěra – 160/180 mm



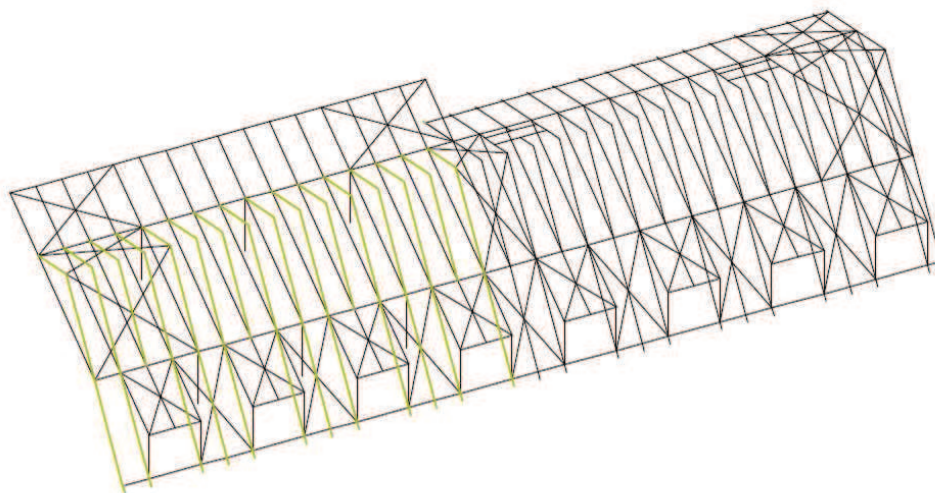
Obr. 9 Poloha ztužení pásovinou P.5-20 mm

11.2 KROV NAD DVORNÍ ČÁSTÍ

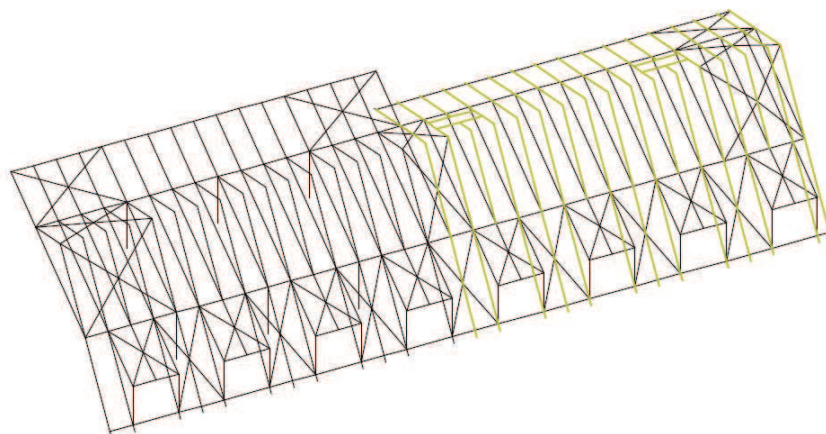
Krov dvorní části je konstrukčně rozdělen na dva konstrukční systémy. Část s pultovou střechou je navržena jako stojatá stolice se sloupky uloženými na železobetonové stropní konstrukci nad 1. NP. Nad zbývajících částí, kde vnitřní dispozice neumožňuje instalaci sloupků, je krov navržena jako hambálový. Tato část vyžaduje zvýšenou pozornost z hlediska účinků vodorovných sil na kotvení krokví do pozednice (typizované ocelové prvky) a pozednice do železobetonových pozedních věnců.

Dimenze nosných trámů byly stanoveny následovně:

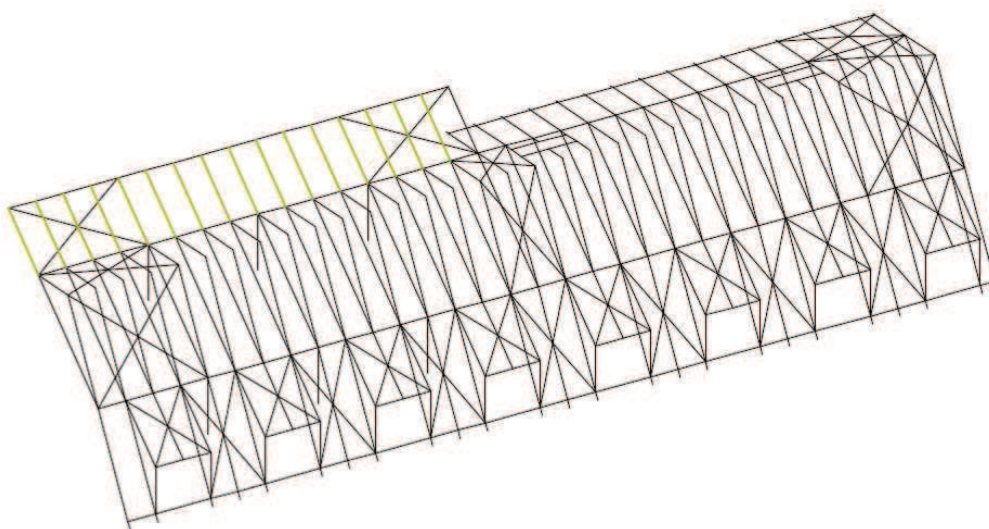
- pozednice – dimenze 140/140 mm,
- hlavní sloupky krovu části se stojatou stolicí – dimenze 140/140 mm,
- podélné vaznice – dimenze 140/180 mm,
- sloupek vikýře – dimenze 100/100 mm,
- trámy vikýře – dimenze 80/120 mm,
- rozpěra (kleština) – dimenze 120/160 mm,
- krokv nad částí střechy se stojatou stolicí (**Obr. 10**) – dimenze 80/200 mm,
- krokv nad hambálovou částí střechy (**Obr. 11**) – dimenze 120/200 mm,
- krokv nad pultovou částí střechy (**Obr. 12**) – dimenze 80/160 mm,
- zavětrování krovu pomocí pásoviny P.5–20 mm umístěné na horní (případně spodní) povrch krokví – viz **Obr. 13**,



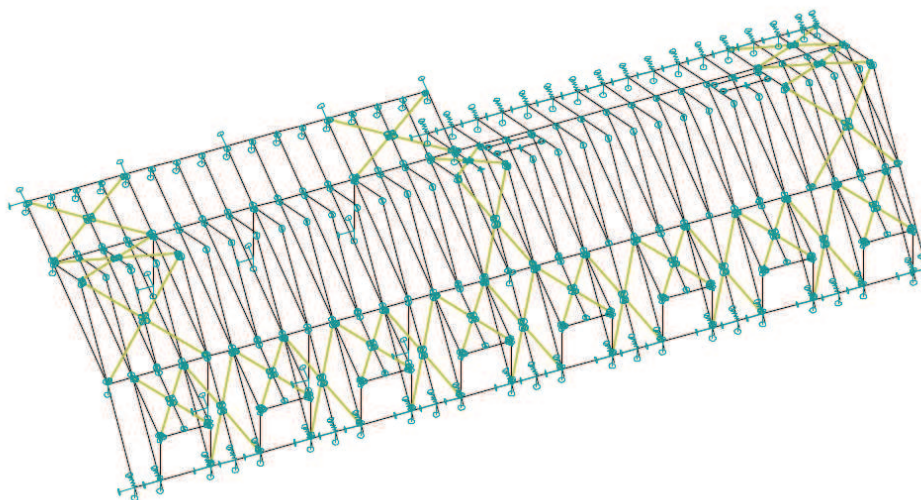
Obr. 10 Krokve nad stojatou stolicí – 80/200



Obr. 11 Krokve hambálku – 120/200



Obr. 12 Krokve pultové části – 80/160



Obr. 13 Poloha ztužení pásovinou P.5-20 mm

Součástí konstrukce krovu je na přechodu mezi stolicovou konstrukcí a částí hambálkovou navržen ocelový rám. Dle ČSN 73 2601 je navržená konstrukce zařazena do výrobní skupiny B. Svařované spoje jsou navrženy jako dílenské, montážní spoje jsou šroubové. Nosná konstrukce je tvořena válcovanými profily běžného sortimentu z oceli třídy S235.

U všech sloupů musí být pod patními deskami provedeno celoplošné podlití nesmršitelnou zálivkou. Po dokončení montáže musí být zapravena případná poškozená antikorozní úprava.

Upozorňujeme, že jednotlivé prvky OK musí být vodivě propojeny a ocelová konstrukce musí být po dokončení řádným způsobem uzemněna.

12 ZÁVĚR

Statickým výpočtem a vytvořenou projektovou dokumentací konstrukční části jsou jasné definovány dimenze všech navržených opatření pro účely jejich realizace a je jasné schéma vyztužení všech konstrukčních prvků. V rámci stavební části jsou zpracovány výkresy základů a výkresy krovu, do kterých byly zapracovány výsledky statických posouzení. Nejsou řešeny případně detaily spojů ocelových a dřevěných prvků apod. a nejsou řešeny detaily vyztužení včetně výtahu a rozpisu vyztuže. Toto je nutné v rámci dodavatelské výrobní dokumentace dopracovat.

Před zahájením prací je nutné provést pasportizaci stávajících poruch sousedních objektů a s přihlédnutím k okolním konstrukcím je nutné přijmout speciální opatření – viz kap. 6.

Dále upozorňujeme na nutnost přizvat geotechnika a zpracovatele této statické části k převzetí základové spáry a k dokumentaci předepsaných sond.

Předkládaná konstrukční část dokumentace dokládá, že navržené nosné konstrukce objektu po přijetí příslušných opatření definovaných tímto posouzením a nově navržené nosné prvky splňují kritéria norem – viz [4] až [14] a budou tedy splněny základní kritéria vztahující se ke statické spolehlivosti nosných konstrukcí a to jak okolních stávajících, tak i nově budovaných.

Stavební práce musí být prováděny tak, aby nebyla ohrožena bezpečnost a stabilita stávajících stavebních konstrukcí a aby nemohlo dojít k ohrožení bezpečnosti pracovníků v prostoru objektu.

V Brně dne 8. 1. 2012

Libor Švaříček