

**K4, a. s.**

Kociánka 8/10, 612 00 Brno

MORAVIAN SCIENCE CENTRE BRNO

**Dokumentace pro provedení stavby**

**Technická zpráva statické části projektu**

BRNO, únor 2011

Zpracovali:

doc. Ing. Miroslav Bajer, CSc.

Ing. Stanislav Buchta

Ing. Milan Šmak, Ph.D.

Ing. Libor Švaříček

Ing. Jana Růžičková

Ing. Pavel Krůpa

Ing. Bohuslav Zmek, CSc.

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.

## OBSAH

1	Úvod.....	3
2	Podklady, literatura .....	3
3	Stručný popis objektu.....	4
4	Geologické poměry .....	5
5	Statické posouzení stávajících konstrukcí.....	7
5.1	Statické posouzení stropu 1. NP.....	8
5.2	Statické posouzení stropu 2. NP, 3.NP a 4. NP – „přístavek“ .....	10
5.3	Statické posouzení stropů energokanáľů .....	11
6	Statické posouzení střechy – opatření na sledování .....	11
6.1	Závěry z průzkumu – viz [28] .....	12
6.2	Závěry z přepočtu střech – viz [29].....	15
6.3	Opatření pro sledování tíhy sněhu – viz [27] .....	17
6.4	Postup prací při instalaci a kalibraci měřicího zařízení.....	20
6.5	Povinnosti zhotovitele před instalací měřicího zařízení.....	20
7	Sanace externích konstrukcí.....	21
8	Navrhované úpravy stávajících konstrukcí .....	33
8.1	Vybourání stávající terasy .....	33
8.2	Statické zajištění obvodových stěn v ose „G“ .....	35
8.3	Odstranění podepření stropní desky pod eskalátorem.....	36
8.4	Vnější vstupní schodiště.....	37
8.5	Výťahová šachta mezi osami A-B-3-4 .....	37
8.6	Ztužení vykonzolovaných nosníků stropu 3. NP .....	40
8.7	Ocelový vestavek na 3. NP .....	42
8.8	Nové ocelové konstrukce v prostoru Science Theatre .....	46
8.9	Úprava stávajících sloupů obvodového pláště .....	47
9	Založení nových objektů .....	51
10	Nové ocelové konstrukce vstupu.....	52
10.1	Obecné údaje .....	52
10.2	Normativní dokumenty .....	53
10.3	Podklady pro návrh konstrukce .....	53
10.4	Nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku .....	54
10.5	Nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku .....	56
10.6	Ochrana konstrukce .....	59
10.7	Hmotnost konstrukce.....	59
10.8	Důležitá upozornění .....	60
11	Nově navrhované železobetonové konstrukce .....	61
11.1	Opěrné konstrukce.....	61
11.2	Stropní deska vstupního objektu .....	62
12	Závěr.....	63

## 1 ÚVOD

Projekt pro realizaci stavby navazuje na provedený stavebně technický průzkum a předchází stupeň dokumentace pro stavební povolení. V rámci tohoto předchozího stupně bylo provedeno základní statické posouzení nosných konstrukcí a definovány základní zatížitelnosti prvků. S těmito zatížitelnostmi byl investor seznámen a bylo s nimi dále uvažováno ve statických výpočtech, případně byly navrženy opatření na jejich zvýšení (např. konzola galerie apod.). Pro úplnost jsou tyto závěry o přepočtu uvedeny v kap. 5.

## 2 PODKLADY, LITERATURA

- [1] Část původní projektové dokumentace
- [2] ČSN 73 0035: Zatížení stavebních konstrukcí - 1986
- [3] ČSN EN 1991-1-3 ZMĚNA Z1 + ZMĚNA Z3 (73 0035) - 2006
- [4] ČSN 73 1401: Navrhování ocelových konstrukcí - 1998
- [5] ČSN 73 1101: Navrhování zděných konstrukcí - 1981
- [6] ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí - 1988
- [7] ČSN 73 1401 „Navrhování ocelových konstrukcí“ (1998, Z1/2001, Z2/2002)
- [8] ČSN 73 1403 „Navrhování trubek v ocelových konstrukcích“
- [9] ČSN 73 2601 „Provádění ocelových konstrukcí“
- [10] ČSN ISO 13822 (73 0038): Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí - 2005
- [11] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [12] Stavebně – technický průzkum pavilonu „D“ – vypracoval Bestex spol. s r. o., 07/2010
- [13] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- [14] ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem.
- [15] ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-4: Obecná zatížení – zatížení větrem.
- [16] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – 2006
- [17] ČSN EN 1993-1-1: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [18] ČSN EN 1993-1-8: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – část 1-8: Navrhování styčníků.
- [19] ČSN EN ISO 12944 „Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy“
- [20] ČSN EN 1504-1 až 1504-10, Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí
- [21] Technické podmínky pro sanaci betonových konstrukcí – TP SSBK 1, 1996

- [22] DOS T soubor 2, 03/2005 – Sanace betonových mostů, ČKAIT 2005
- [23] ČSN EN ISO 8504: Příprava ocelových pokladů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků – Metody přípravy pokladu
- [24] ČSN EN ISO 17660-1: Svařování – Svařování betonářské oceli – Část 1: Nosné svarové spoje
- [25] ČSN EN 1504-3: Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody – Část 3: Opravy se statickou funkcí a bez statické funkce
- [26] Stavebně – technický průzkum objektu, pavilon „D“ v areálu Brněnského výstaviště, BESTEX spol. s r. o., 12/2010
- [27] Technická zpráva k návrhu opatření pro sledování tíhy sněhu na střeše pavilonu D v areálu BVV - Příloha č. 1 technické zprávy statické části projektu, Dokumentace pro stavební povolení, BESTEX spol. s r. o., 07/2010
- [28] Pavilon „D“ v areálu spol. Veletrhy Bno, a. s. Podrobný průzkum stávající střechy, BESTEX spol. s r. o., 03/2011
- [29] Projekt „837“ – Moravan Science Centre Brno, Statické výpočty střech pavilonu „D“, Prověření návrhu skladby střech navrhované v části architektonicko – stavebního řešení, BESTEX spol. s r. o., 04/2011

### **3 STRUČNÝ POPIS OBJEKTU**

Objekt má v části půdorysu až čtyři nadzemní podlaží, jeho půdorysný rozměr je cca 112 x 50 m, výška cca 16,6 m.

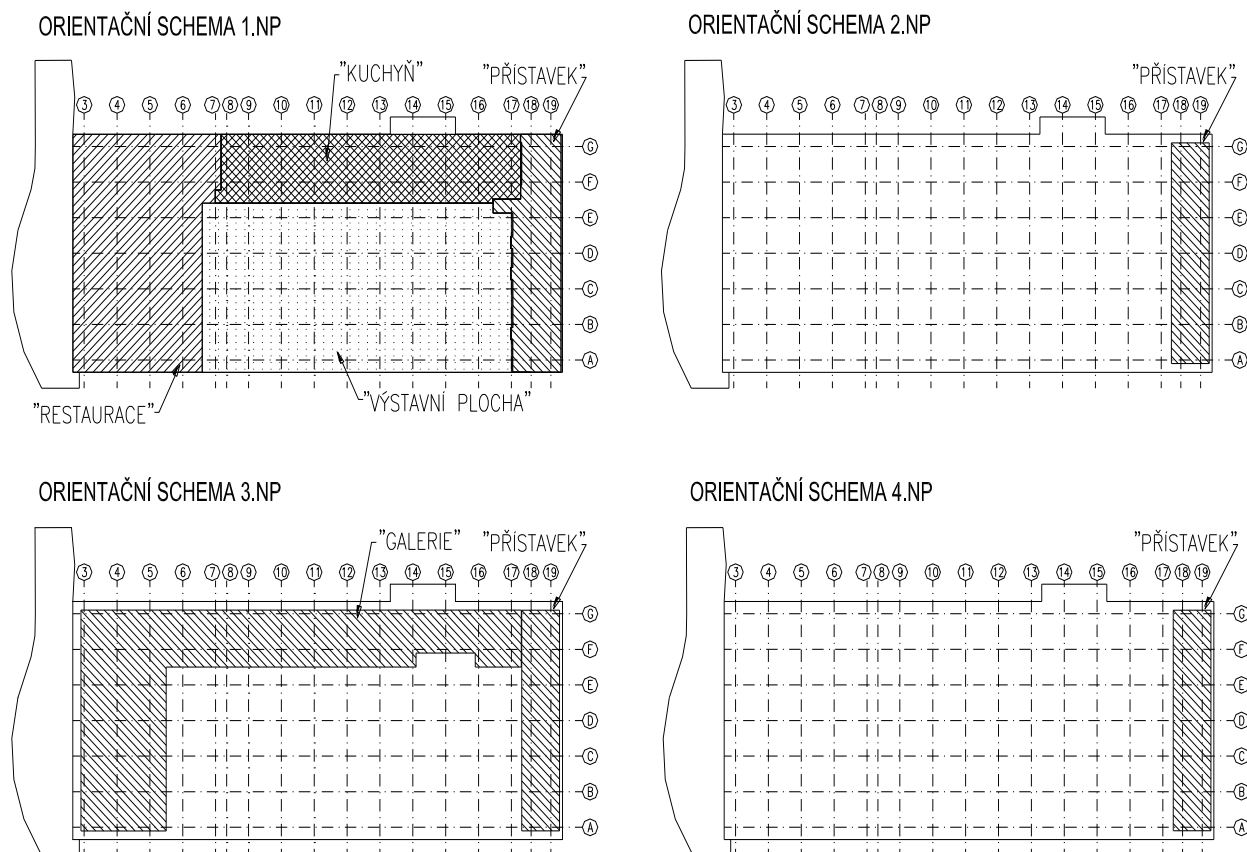
Základní nosný systém objektu pavilonu D je proveden ze železobetonové monolitické konstrukce, uvnitř objektu je kombinován s ocelovou vestavbou. Střešní konstrukce je řešena jako ocelová prostorová příhradová konstrukce samostatně vynášena celkem 8 ks hlavních ocelových sloupů.

Stropní konstrukce nad 1. NP jsou monolitické železobetonové stropy, oddělené dilatací; stropy jsou v různých výškových úrovních. (Pozn.: Ve zprávě jsou tyto stropy označovány podle původního účelu prostor, které zastropují, tzn. na části – restaurace, kuchyň a přístavek – viz obr. 1). Tyto stropní konstrukce jsou vynášeny sloupy čtvercového průřezu 0,45 x 0,45 m (alt. ocelovými sloupy je nesena střecha) v pravidelném modulu 7,5 m. Podle velikosti působícího zatížení jsou nosné sloupy pod 1. PP založeny do monolitických patek s roznášecí plochou 2 x 2 m a 3,2 x 3,2 m (4,5 x 4,5 m a 5 x 5 m).

Hlavní objekt výstavního pavilonu (s půdorysnými rozměry cca 110 x 50 m) je zastřešen samostatně vynášenou střešní konstrukcí, která je řešena jako prostorová ocelová příhradovina se šroubovanými styčníky v celkem 3 výškových úrovních. Celková účinná výška ocelové konstrukce střechy (vzdálenost mezi rovinou spodních a horních pásů) je cca 2,4 m. Střecha je podporována celkem 8 ks ocelových sloupů založených plošně na základových patkách, do kterých jsou sloupy vetknuté. Nosné rozpětí mezi sloupy je 30 x 30 m s vykonzolováním cca 8,25 m v příčném směru, ve směru podélném 8,25 m a 9,75 m směrem k obvodovému plášti. Okraj střechy je řešen pomocí kyvných prutů uchycených ke střední styčnickové rovině příhradoviny a k nosným sloupkům obvodového pláště. Samotná nosná příhradovina je tvořena stavebnicovou soustavou z jednotlivých dílensky svařovaných jehlanů, které jsou tvořeny svařenými ocelovými trubkami různých dimenzí. Na místě stavby

je potom konstrukce z těchto jehlanů sestavena za pomoci montážních šroubovaných styčníků.

Další staticky významné zastřešení je realizováno u vstupu do pavilonu. Zde má střešní konstrukce osové půdorysné rozměry 12,0 x 27,0 m, horní úroveň konstrukce se nachází 6,35 m nad úrovní podlahy. Konstrukce zastřešení je podporována 2 vnitřními sloupy, které jsou osově vzdáleny 9,0 m a dále je osazena na příčné stěně (celkem 9 úložných bodů) a na stěně podélné v délce 12,0 m (celkem 5 úložných bodů).



Obr. 1: Orientační schéma v jednotlivých podlažích (použito původní značení prostor)

## 4 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Pro účely zhodnocení geologických (základových) poměrů v místě plánované nové přístavby byly použity následující materiály, získané z archivu BVV a archivu zpracovatele statického posouzení:

- BRNO – VÝSTAVIŠTĚ, pavilon S (IGHP n.p. Žilina, závod Brno), 1967
- GEOFOND, popisy vrtů ID 447020 (S-92) - Stavoprojekt Brno a ID 449275 (V-1) - Geotest n.p. Brno

Žádná další speciální měření, pozorování nebo laboratorní šetření nebyla prováděna.

Jak uvádí materiál a), podloží zájmového území je tvořeno třetí - a čtvrtohorními sedimenty.

V původní geologickém posudku je uvedeno: „Shora je území tvořeno navážkami proměnlivé mocnosti (typicky cca 1,0 - 1,5 m dle podkladu a), ale i 2,5 m dle podkladu b) v místě sondy S-92), **které bude nutno ověřit minimálně geologickým sledováním a dohledem při budování základů.** Dále kromě navážek, se na povrchu nacházejí eluviální jílovité hlíny s ojedinělými štěrkovitými valouny, které jsou soustředěny při bázi vrstvy. Tyto hlíny ale byly s největší pravděpodobností (po následné stavbě pavilonu D) opět přetvořeny lidskou činností z velké části na navážky. Podle materiálu b), jsou navážky velmi nekvalitní (neúnosné), nízké konzistence ( $I_c = 0,74$  ve vrtu V-4 v hloubce 2,0 m).

Pod vrstvou navážek (jílovitých povodňových hlín se zbytky materiálu stavby a kamenů) se nachází terasa řeky Svatky, jejíž povrch se nachází v hloubce 1,3 – 2,3 m pod terénem (dle podkladu a) – povrch uvažován na úrovni cca 205,4 až 206,46 m n.m.) a je tvořena ulehlými písčitými štěrky. Štěrky jsou hrubozrnné, tvořeny zrny 6 – 10 cm, ojediněle až 25 cm. Jejich průzkumem ověřená mocnost je 3,5 m (V-6) – 5,0 m (V-2). Směrem nahoru štěrkopísky zjemňují svoje granulometrické složení. Přibývá tak množství hlinito-jílovité frakce, takže v hloubce cca 1,5 – 2,5 m jsou štěrky značně a proměnlivě zahliněny. Ve vrtech V-7 a V-8 přítomnost štěrkopísků nebyla dokonce vůbec zaznamenána (viz příloha č.3 podkladu a)). Rovněž ve vrtu S-92 podkladu b) chybí štěrkopísky, nicméně tento vrt je již poměrně vzdálen našemu zájmovému území.

V podloží štěrkopísků se nachází modro- či zelenošedé, často rezavě šmouhované třetihorní vápnité jíly (tégly), které jsou v přechodové vrstvě nejdříve tuhé, později pevné konzistence. Povrch byl modelován tokem řeky Svatky, takže je nepravidelný a výšková úroveň kolísá od 200,94 – 202,46 m n.m.

Hladina podzemní vody je volná a nachází se dle podkladu a) v hydrologickém kolektoru říčních štěrků v hloubce (2,5) 2,7 – 4,4 m pod terénem na úrovni 201,65 (V-5) – 202,7 (V-7) m n.m. Může ale být mnohem výše, neboť sondy z podkladu a) byly hloubeny v období „chudém“ na srážky, v zimním období (12/1966 – 01/1967). Případnou agresivitu podzemní vody vůči betonu základových konstrukcí bude vhodné znovu ověřit.

Jak je patrné z textu výše, jako základovou půdu je možno uvažovat terasu štěrků písčitých v případě plošného založení na patkách anebo v případě hlubinného založení je potřeba piloty zakončit až v neogenních jílech.

Plochu patek a případně i délku pilot bude nutno ověřit výpočtem podle účinků nadložních konstrukcí. Se závěry podkladu a) lze plně souhlasit, tj. doporučuje se založení na patkách na úrovni 2,1 m pod terénem, kde by se měly nacházet štěrky písčité - již méně zahliněné. Pro základy široké 1,0 m je možno v takovém případě uvažovat  $R_{dt}$  hodnotou **300 kPa**. Využije se jednak únosnosti a malé stlačitelnosti štěrků a navíc nebude nutné počítat s větším čerpáním podzemní vody. Únosnost štěrků bude rovněž negativně ovlivněna blízkostí neogenních jílu a se kterými je nutno počítat i při plošném založení. Jako nevýhodu je nutno vytknout, že štěrky se možná nenacházejí na celém půdorysu přístavby. V případě výskytu takového případu bude nutné pod patkou vybudovat ŠP polštář až na úroveň neogenních jílu, tj. cca 4,0 m pod terénem. Rozměr ŠP polštáře oproti patce by se zvětšil o 2,0 m na délku i na šířku. Přítomnost podzemní vody není při budování ŠP polštáře problémem.

Založení **patek přímo na neogenních jílech nelze doporučit**, protože únosnost neogenního jílu je mnohem menší než u štěrků ( $R_{dt} = 180$  kPa) a navíc by bylo třeba počítat s čerpáním v důsledku velkého přítoku podzemní vody.

Pokud by deformace patek byla, vzhledem k typu horní stavby nevyhovující, bylo by potřeba zakládat hlubinně na pilotách, což je dnes již metoda stále více používaná. Deformace

pilotových základů by pak byla (oproti založení na patkách) naprosto minimální.“ Výše uvedené texty jsou citací původního geologického posudku.

*Tab. 1: Parametry štěrku písčitého*

Objemová hmotnost $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2150
Úhel vnitřního tření $\varphi$ [°]	38
Soudržnost $c$ [kPa]	0÷2
Deformační modul $E_{\text{def}}$ [MPa]	100

*Tab. 2: Parametry jílu neogenních, přechodová oblast tl. 1,5 m – tuhá konzistence  
(ČSN 73 1001 a další lit.)*

Objemová hmotnost $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2050
Úhel vnitřního tření $\varphi_u$ [°]	4
Soudržnost $c_u$ [kPa]	40
Úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}}$ [°]	~16
Soudržnost $c_{\text{ef}}$ [kPa]	~16
Deformační modul $E_{\text{def}}$ [MPa]	3

*Tab. 3: Parametry jílu neogenních – pevná konzistence*

Objemová hmotnost $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2070
Úhel vnitřního tření $\varphi_u$ [°]	8
Soudržnost $c_u$ [kPa]	67
Úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}}$ [°]	~22
Soudržnost $c_{\text{ef}}$ [kPa]	~22
Deformační modul $E_{\text{def}}$ [MPa]	5

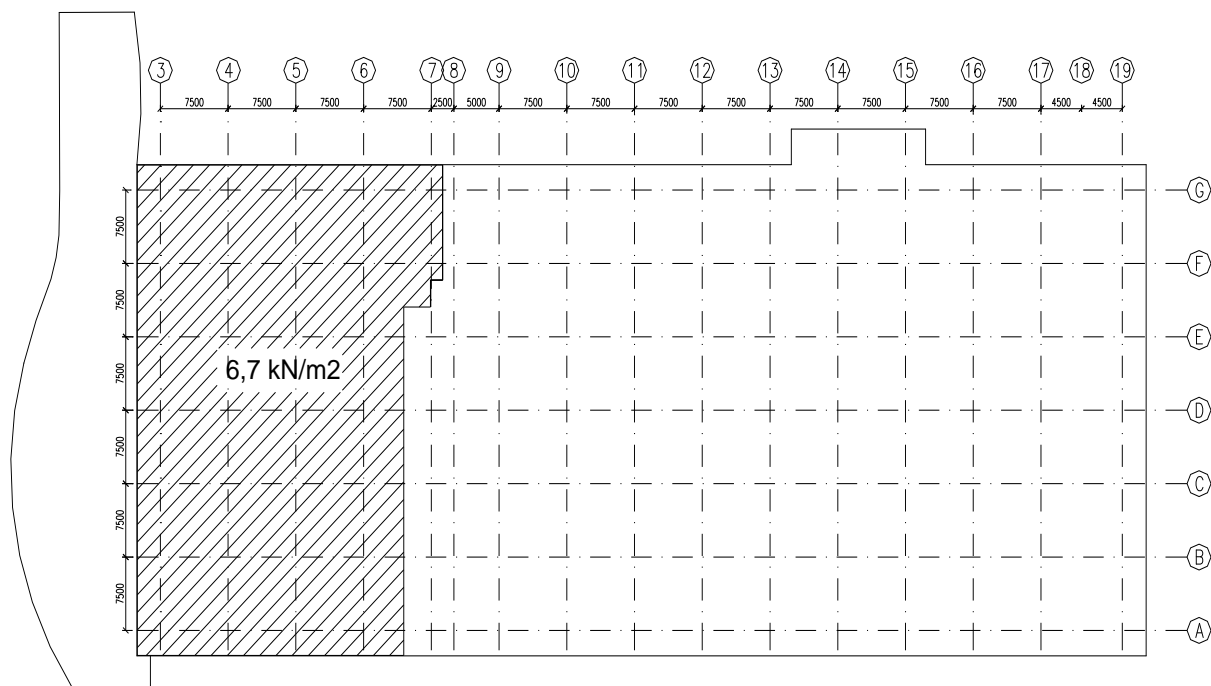
## 5 STATICKÉ POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Na základě výsledků zjištěných statickým průzkumem a prostudováním původní dokumentace bylo provedeno statické posouzení (přesvědčení) stávajících nosných konstrukcí. Tato kapitola je zkrácená verze plného znění posouzení, které bylo prezentováno v technické zprávě projektu pro stavební povolení.

Cílem statického posouzení bylo stanovit zatížitelnost stávajících nosných konstrukcí, a to ve smyslu hledání rezervy pro další zatížení s ohledem na nosnost jednotlivých rozhodujících prvků konstrukce. Zatížitelnost je stanovena s přihlédnutím na skutečné materiálové parametry, rozměrům a skladbám konstrukčních prvků. Jedná se o plošné rovnoměrné zatížení (klasifikované jako užité včetně účinku tíhy příček a nových podlah) v charakteristické (normové) hodnotě; při překročení takto stanovené zatížitelnosti může dojít k porušení nosné konstrukce v nejvíce namáhaném průřezu.

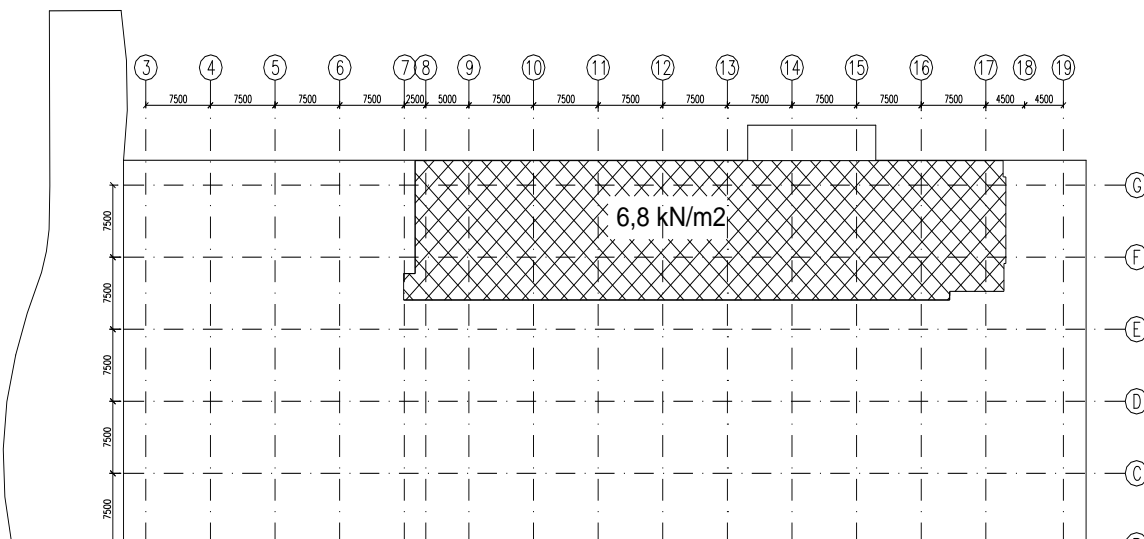
V případě vyššího požadavku (v závislosti na plánovaných stavebních úpravách) je nutné přistoupit k případné sanaci, popřípadě úpravy zatížení – např. případ konzolově vyložené části galerie, kde byla navrženo dodatečné zajištění proti klopení – viz kap. 8.6. Dále zesílení stávajícího ocelového stropu galerie od přetížení navrženým ocelovým vestavkem konferenčního sálu 8.7. V tomto případě je omezeno užité zatížení režie, respektive šatny pod režii na zatížení 1,5 kNm<sup>-2</sup>, respektive 3,0 kNm<sup>-2</sup>. Podrobněji viz kap. 8.7.

## 5.1 Statické posouzení stropu 1. NP



Obr. 2: Výsledná zatížitelnost 1. NP – „restaurace“

**Část půdorysu - „restaurace“** (viz Obr. 2 ). Jedná se o železobetonovou monolitickou stropní desku tl. 300 mm bodově podepřenou sloupy v podélném i příčném modulu po 7,5 m a mezi modulovými osami 6 - 7 liniově podepřenou zděnou stěnou, na vnějším obvodě objektu má deska konzolové vyložení 2,55 m, vynášející fasádní sloupky obvodového pláště. Ohybová únosnost byla stanovena v sloupovém i mezpodporovém pruhu, a to pro tahem namáhaný horní i dolní povrch. Rozhodující (tzn. nejméně únosný) byl průřez nad podporou vyztužený  $\phi J16/70$  mm, ve kterém vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti  $q_k = 6,7 \text{ kN/m}^2$ .



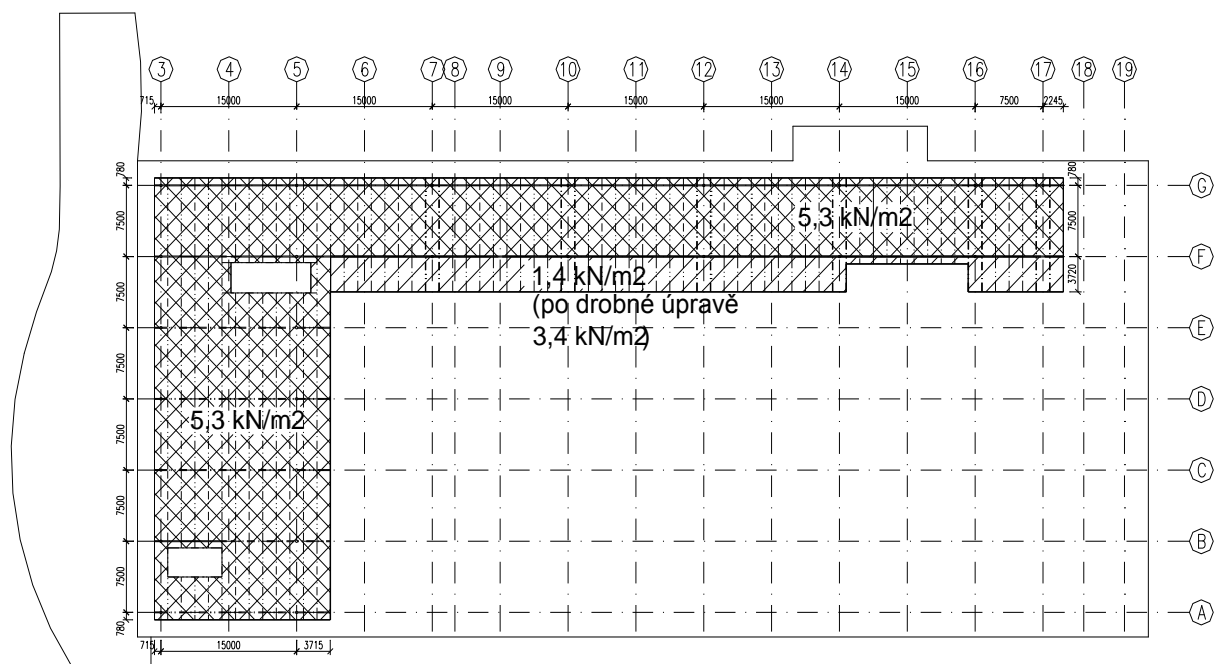
Obr. 3: Výsledná zatížitelnost 1. NP – „kuchyň“

**Část půdorysu - „kuchyně“** (viz Obr. 3). Jedná se o železobetonovou monolitickou stropní desku tl. 300 mm bodově podepřenou sloupy v podélném i příčném modulu po 7,5 m a mezi modulovými osami E - F liniově podepřenou cihelnou stěnou, na vnějším obvodě objektu má deska konzolové vyložení 2,55 m, vynášející fasádní sloupky obvodového pláště. Ohybová únosnost byla stanovena ve sloupovém i mezipodporovém pruhu, a to pro horní i dolní povrch. Rozhodující (tzn. nejméně únosný) byl průřez nad podporou vyztužený  $\phi J16/70$  mm, ze kterého vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti  $q_k = 6,8 \text{ kN/m}^2$ .

**Část půdorysu - „galerie“** (viz Obr. 4). Stropní konstrukce galerie je sestavena z ocelových nosníků podepírajících prefabrikované železobetonové desky o rozpětí 1,5 m. Ocelové stropní nosníky podpírají ocelové sloupky v modulu 7,5 x 15 m a hlavní nosné sloupky střechy v rozteči 30 x 30 m.

Pro výslednou zatížitelnost stropu galerie je rozhodující minimální hodnota zatížitelnosti dosažená při posouzení ocelových nosníků:

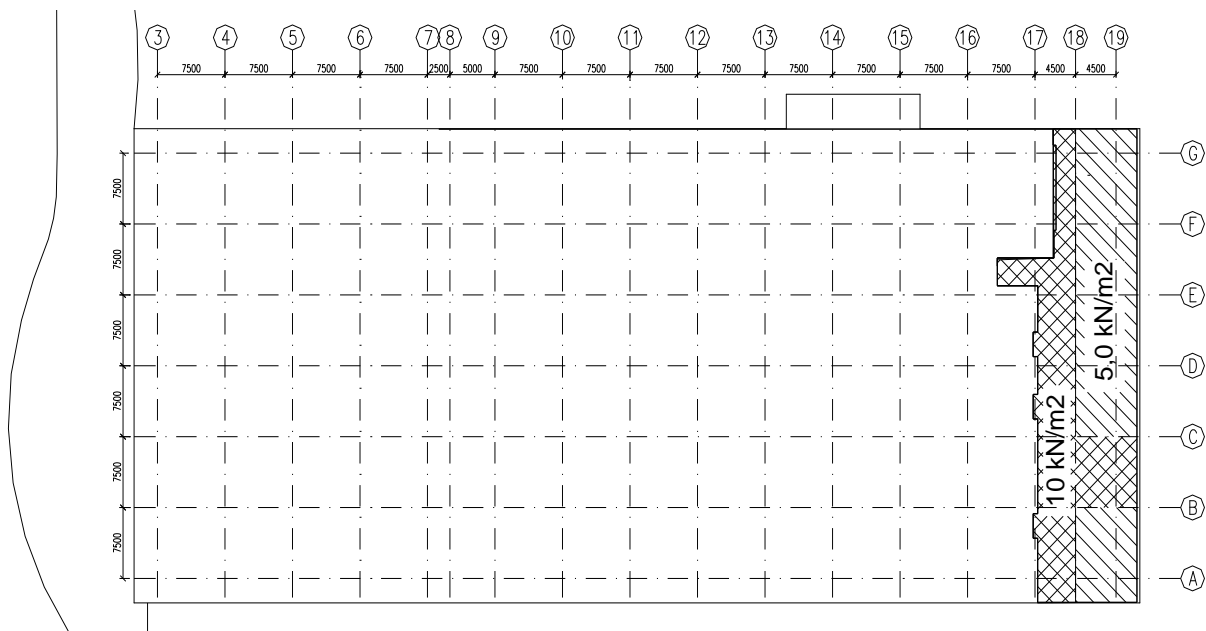
- zatížitelnost konzoly mezi modul.osy F – E – 5 - 18 je  $q_k = 1,4 \text{ kN/m}^2$ ,
- zatížitelnost zbývající plochy galerie je  $q_k = 5,3 \text{ kN/m}^2$ .



*Obr. 4: Výsledná zatížitelnost 3. NP – „galerie“*

**Část půdorysu - „přístavek“** (viz Obr. 5). Jedná se o železobetonovou monolitickou stropní desku vymezenou osami A17 – G19. Deska má tl. 300 mm je bodově podepřená sloupy v příčném modulu po 7,5 m a v podélném modulu nosnými stěnami energo-kanálů pod výstavní plochou v modulu 1,8 a 2,3 m a následně je lokálně podporovaná sloupy v modulu 4,5 m. Na vnějším obvodě objektu má deska konzolové vyložení vynášející fasádní sloupky obvodového pláště.

Rozhodující (tzn. nejméně únosný) byl průřez nad podporou v modulové ose „19“, z něhož vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti  $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ . Nad prostorem chodby a krajního energo-kanálu (mezi modulovými osami 17 – 18) vychází zatížitelnost, vzhledem k malým rozpětím desky,  $q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$ ; tato hodnota zatížitelnosti vychází i pro úsek stropní desky pod vjezdem na výstavní plochu, kde je deska více vyztužena.



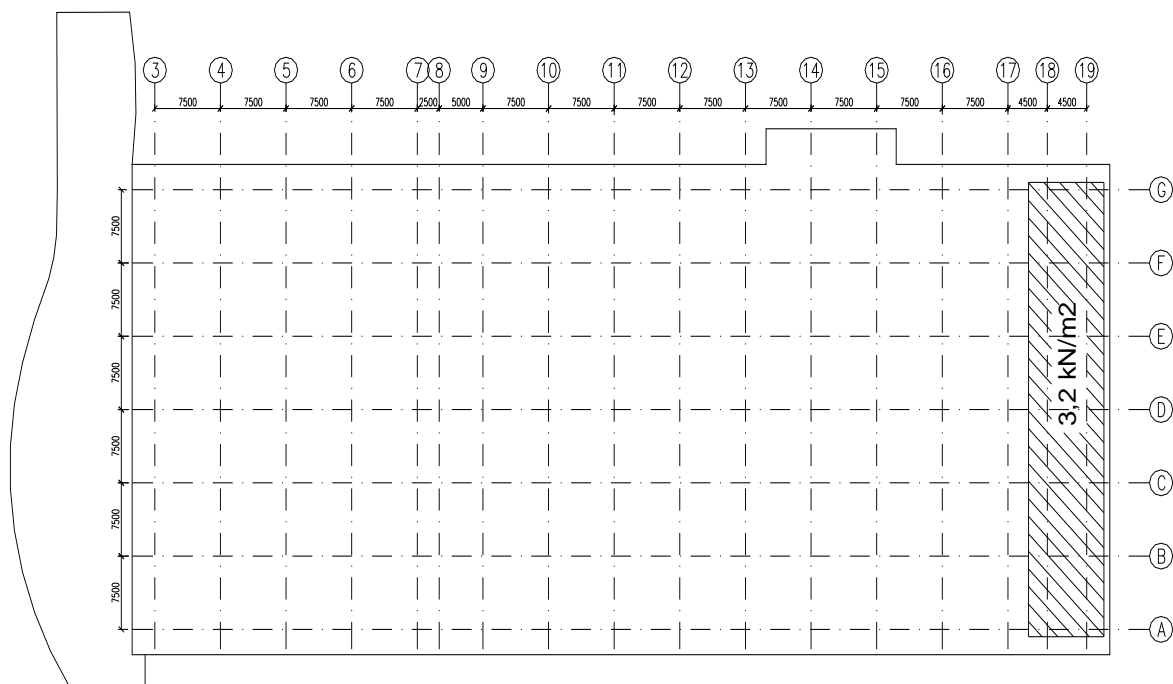
Obr. 5: Výsledná zatížitelnost 1. NP – „přístavek“

## 5.2 Statické posouzení stropu 2. NP, 3.NP a 4. NP – „přístavek“

Stropní konstrukce přístavku (Obr. 6) je tvořena ocelovou nosnou konstrukcí tvořenou vykonzolovanými svařovanými průvlaky, do kterých jsou osazeny ocelové I nosníky, na ně potom uložen trapézový plech a provedena KARI sítěmi vyztužená betonová deska. Betonová deska vykazuje použití nekvalitního betonu B12,5, dle starších ČSN je tento beton na hranici přípustnosti pro staticky namáhané konstrukce. Byl proveden přepočít zatížitelnosti následujících prvků:

- Ocelový svařovaný „U“ průvlak 140/260  $q_k = 4,2 \text{ kN/m}^2$  ,
- Ocelový stropní nosník I240  $q_k = 3,6 \text{ kN/m}^2$  ,
- Železobetonová deska  $q_k = 3,2 \text{ kN/m}^2$  .

Z hlediska zatížitelnosti rozhoduje minimální ze stanovených hodnot – tedy  $q_k = 3,2 \text{ kN/m}^2$  .



Obr. 6: Výsledná zatížitelnost 2. NP, 3. NP a 4. NP – „přístavek“

### 5.3 Statické posouzení stropů energokanáľů

Zastropení energokanáľů limituje zatížitelnost výstavní plochy 1. NP. K těmto konstrukcím se nedochovala původní dokumentace – informace proto byly čerpány pouze ze statického průřezu. Jako rozhodující vyšlo zastropení nejširšího energokanáľu, pro které byla průřezem ověřena tloušťka nosné desky 300 mm a hlavní vyztužení  $\text{ØV12/200} + \text{ØT8/200}$ . Pro takto vyztužený průřez vychází charakteristická hodnota zatížitelnosti  $q_k = 23,0 \text{ kN/m}^2$ .

## 6 STATICKÉ POSOUZENÍ STŘECHY – OPATŘENÍ NA SLEDOVÁNÍ

Pro účely vyhodnocení staticky stávajících ocelových příhradových střech hlavního pavilonu a vstupní části pavilonu bylo provedeno několik kroků. Jedná s především o:

- 1) předběžné šetření v rámci celkového průřezu [26], které vychází z dostupných podkladů a hledání v archivních dokumentech,
- 2) na základě negativního vyhodnocení části 1) byl proveden podrobný průřez střech [28] s hlavním zaměřením na řešenou statickou stránku střešních konstrukcí – stručné závěry viz kap. 6.1,
- 3) na základě výstupu z šetření v bodě 2) a na základě podkladů k novému zatížení střechy byl proveden statický přepočet [29], jehož závěry jsou zjednodušeně uvedeny v kap. 6.2,
- 4) na základě všech výše uvedených postupů prací je možné formulovat základní podmínky pro provozování střechy v novém projektovaném stavu – instalaci zařízení pro sledování tíhy sněhu apod., jehož základní podoba byla již uvedena v příloze 1 technické zprávy pro stavební povolení - viz [27]. Tato byla doplněna o další práce nutné k zajištění kalibrace a případné spolehlivosti střechy – podrobněji viz kap. 6.3.

Závěry z výše uvedených realizovaných bodů jsou uvedeny v jednotlivých kapitolách 6.1, 6.2 a 6.3. Tyto závěry jsou sice vytrženy z kontextu kompletních dílčích zpráv, které má investor k dispozici, jsou však v nich uvedeny rozhodující skutečnosti tak, aby poskytly přehled o celé řešené problematice.

Z těchto řešených bodů vyplývá následující nutný postup dalších prací tak, aby byla zajištěna spolehlivost a funkčnost střešních konstrukcí a umožněno jejich provozování spolu s opatřeními na sledování případného přetížení. K dokončení projektu sledování a zajištění statické spolehlivosti příhradových střešních konstrukcí je v rámci realizace nutné provést následující body:

- A) **Vizuální kontrola styčníků** – v souvislosti se statickým přepočtem střechy vyplynula nutnost zpětné kontroly a podrobného přepočtu styčníků v souvislosti ze změnou působení připojených prutů (odlehčení střechy) – podrobněji viz kap. 6.2.
- B) **Statický přepočet styčníků a návrh opatření** - v souvislosti s odlehčením střechy – zdůvodnění viz kap. 6.2.
- C) **Zesílení styčníků** a kritických prutů - zdůvodnění viz kap. 6.1 a kap. 6.2
- D) Návrh měření a jeho oponentura – popis viz kap. 6.3
- E) Dodávky a montáž měřicího systému a jeho přezkoušení – popis viz kap. 6.3
- F) Kalibrace měřicího systému v průběhu demontáže stávajícího a montáže nového střešního pláště – popis viz kap. 6.3
- G) Kalibrace měřicího systému zatěžovací zkouškou – popis viz kap. 6.3
- H) Vypracování technologického postupu pro odstranění sněhu ze střechy

Dále je nutné počítat s nutností obnovy antikorozních nátěrů nosných ocelových prvků příhradových střech hlavního pavilonu a střechy vstupního objektu. V případě střechy hlavního pavilonu je stávající antikorozní úprava v uspokojivém stavu, nejsou patrná viditelná narušení koroze. V případě vstupního objektu jsou nosné ocelové prvky vzhledem k provozu pod střechou napadeny koroze.

Ochrana proti korozi nátěrovým systémem splňující požadavek na stupeň korozní agresivity (dle ČSN EN ISO 12944) C2. Navržený nátěrový systém ISO 12944-5/A2.05, připravený podklad do stupně  $Sa2 \frac{1}{2}$ , skladba nátěru – 1 x základní nátěr jmenovité tloušťky suchého povlaku 80  $\mu\text{m}$ , 2 x následný finální nátěr tl. 160  $\mu\text{m}$ . Barva nátěru je odstínovaná šedá – RAL, přizpůsobit stávajícímu nátěru.

## 6.1 Závěry z průzkumu – viz [28]

**Pro přepočet střešní konstrukce doporučujeme následující zásadní skutečnosti:**

- I přes počáteční nepříznivá zjištění je možné konstatovat, že stávající střešní konstrukce je realizována v souladu s původním projektem, tzn. z oceli 11 523.

- V případě přepočtu malé střechy vstupního objektu pavilonu „D“ je nutné přihlédnout k závažnému zjištění, že pro horní styčníky nebyly v definované oblasti použity originální styčnickové spojky.
- Pro kalibraci modelu doporučujeme využít naměřené hodnoty deformací. Z hlediska výpočtu střešní nosné konstrukce se jedná o deformaci střechy od stálého stávajícího zatížení.
- V případě přepočtu stávajícího stavu uvažovat zatížení střešním pláštěm v souladu se zjištěnými sondami – z hlediska zatížení viz zpracovaná **Tab. 1**.

**Zatížení od střešního pláště**

zatížení		zákl. tíha [kN/m <sup>2</sup> ( <sup>1,2</sup> )]	výpočet tl. [m]	L [m]	B [m]	normové [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>n</sub>	provozní [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>stálé</b>								
Střešní plášť	Vaeplan tl. 1,2mm	12,50	0,0012	1	1	0,015	1,0	0,015
	Samarit	0,025	1,000	1	1	0,025	1,0	0,025
	4 x IPA	0,045	4,000	1	1	0,180	1,0	0,180
	1 x A 330/H	0,005	1	1	1	0,005	1,0	0,005
	Záklop	6,000	0,02	1	1	0,120	1,0	0,120
Izolační panel JRD Nemšová	Dřevěné krokve	6	0,006	1	1,33	0,045	1,0	0,045
	Asfaltový pás	0,045	1	1	1	0,045	1,0	0,045
	Překlička tl. 4mm	7	0,004	1	1	0,028	1,0	0,028
	Polystyren tl. 60 mm	0,4	0,06	1	1	0,024	1,0	0,024
	Výztuhy z překližky	7	0,004	0,024	44,4	0,030	1,0	0,030
	Překlička tl. 4 mm	7	0,004	1	1	0,028	1,0	0,028
	Obvodové dřevěné trámký	6	0,0072	1	0,67	0,029	1,0	0,029
	Ocelová tenkostěná vaznice	Ocel tl. 2,5 mm	78,5	0,0025	0,24	0,031	1,0	0,031
Dodatečné zateplení	Minerální vata 80 - 90 mm	1,5	0,09	1	1	0,135	1,0	0,135
	Pozinkovaný plech tl. 1,0 mm	78,5	0,001	1	1	0,079	1,0	0,079
Podhled	Minerální vata tl. 20 mm	1,5	0,02	1	1	0,030	1,0	0,030
	FEAL	0,05	1	1	1	0,050	1,0	0,050

**Σ 0,90**

*Tab. 1 Zjištěné zatížení stávajícím střešním pláštěm*

### **Další formulované závěry z průzkumu velké střechy hlavního výstavního pavilonu:**

- V rámci průzkumu prohlédnuto cca 55 % plochy celé střechy, byly zjištěny cca 3 defekty – deformované trubky, styčníky bez poruch, místně zesilované, v převážné většině dimenze nosných profilů odpovídají projektu.
- Lokálně zjištěny excentricity prutů v připojení do styčnicků.
- Nedestruktivně zjišťována pevnost oceli – ocel odpovídá projektovým předpokladům.
- Střešní plášť – krytina na velké střeše fólie, oprava krytiny cca před 8 lety, nalezeno min. 10 míst s mechanickým porušením fólie (zřejmě způsobeno odstraňováním sněhu). Místy rozpadené držáky hromosvodného vedení. V místech rozvodů žlabů nevhodné spádování, rovněž v místě napojení hřebene na štítovou stěnu nevhodné spádování – dlouhodobě stojí voda.
- Střešní plášť nad výtahem velké haly – živičné pásy (po rekonstrukci). Nevhodné detaily napojení, např. napojení hydroizolace na patky stožáru apod. – detaily způsobují netěsnosti.
- Sondy do střešního pláště z interiéru – celkem 5 sond na velké střeše: zjištěny stopy po zatékání zřejmě v minulosti. Dřevo v dobrém stavu, max. vlhkost dřeva 13 %, žádné napadení škůdci zatím nebylo zjištěno – vizuální třída S10K. Dřevo však není impregnační proti těmto vlivům chráněno. V případě zachování stávajícího stavu bude vhodné doplnit ochranné nátěry proti biotickým škůdcům.
- Naměřená pevnost v ohybu dřeva nosných krokví 47 - 42 MPa (uspokojivá), dále měřena vlhkost dřeva, která je v případě velké střechy uspokojivá. To nasvědčuje funkční opravě izolace fólií a řádné odvětrání komínky.



**Závěry z průzkumu malé střechy vstupního objektu:**

- Při průzkumu byla prohlédnuta střecha v celém rozsahu (100 % plochy): dimenze - vzhledem k chybějící dokumentaci - zaměřeny téměř u všech prutů.
- Zjištěna změna způsobu stykování v rámci montáže, nahrazení původních styčníků přivařenými plechy – jednoznačně se jedná o improvizovanou náhradu zřejmě chybějících originálních styčnickových spojek.
- Provedena jedna sonda do střešního pláště: byly zjištěny stopy po zatékání, dřevo prozatím v dobrém stavu, žádné napadení škůdci zatím nebylo zjištěno – vizuální třída S10K. Dřevo však není impregnační proti těmto vlivům ochráněno a v případě ponechání bude vhodné doplnit tuto dodatečnou ochranu.
- Pevnost dřeva nosných krokví je nižší (26 MPa), avšak dostatečná. Vlhkost stávajícího dřeva až 19% a nelze vyloučit aktivní zatékání, popřípadě kondenzaci, nefunkční odvětrání střešního pláště.
- O zvýšené vlhkosti této střechy rovněž svědčí vyšší stupeň povrchové koroze ocelové konstrukce (oproti velké střeše nad hlavní výstavní plochou).
- Střešní plášť – krytina na malé střeše vstupního objektu – živičné pásy (po rekonstrukci). Nevhodné spádování na malé střeše, dle charakteru neodtékající vody chybí jedna střešní vpust'. Zjevně tyto problémy jsou od uvedení do provozu – původně projektovaná jedna střešní vpust' byla již v minulosti dodatečně doplněna další střešní vpustí s vývodem srážkové vody průrazem na střechu krčku mezi hlavní halou a vstupním objektem.
- Naměřená pevnost dřeva nosných krokví (uspokojivá), dále měřena vlhkost dřeva, která je v případě velké střechy uspokojivá. To nasvědčuje funkční opravě izolace fólií a řádné odvětrání komínky. V případě malé střechy vstupního objektu však byla zjištěna vysoká vlhkost dřeva – cca až 19% (nelze vyloučit aktivní zatékání, popřípadě kondenzaci, nefunkční odvětrání střešního pláště).

**6.2 Závěry z přepočtu střech – viz [29]****Konstrukce zastřešení hlavního pavilonu D – nad výstavní plochou:**

Na základě provedené statické analýzy a posouzení prutů nosného systému lze konstatovat následující:

- Konstrukce zastřešení na kombinaci účinků výše uvedených zatížení (vlastní tíha prvků NOK, vl. tíha nového střešního pláště, tíha nového VZT zařízení a rozvodů, tíha ostatních zařízení, sníh, vítr – tlak/sání) nevyhoví, únosnost některých extrémně namáhaných prutů konstrukce je překročena:
  - Pásové pruty horních jehlanů: 69 %
  - Diagonální pruty horních jehlanů: 11 %
  - Pásové pruty dolních jehlanů: 8 %
  - Diagonální pruty dolních jehlanů: 47 %

Celkem nevyhoví (v různé míře) 288 prutů, tj. cca 1 % prutů nosného systému.

- Pruty konstrukce zastřešení na účinky stálých zatížení vyhoví.
- Pruty konstrukce zastřešení na účinky stálých zatížení a zatížení větrem vyhoví.
- Pruty konstrukce zastřešení na účinky stálých zatížení (pouze vl. tíha NOK a nového střešního pláště) a zatížení větrem vyhoví.
- Vliv VZT zařízení a rozvodů, zavěšených exponátů a ostatních zařízení (viz výše) činí 6 až 8 % únosnosti prutů.
- Pruty konstrukce zastřešení na kombinaci účinků zatížení stálých zatížení (bez uvážení VZT zařízení a rozvodů, zavěšených exponátů a ostatních zařízení) a zatížení proměnných nevyhoví; únosnost extrémně namáhaných prutů konstrukce je překročena:
  - Pásové pruty horních jehlanů: 63 %
  - Diagonální pruty horních jehlanů: 3 %
  - Pásové pruty dolních jehlanů: 1 %
  - Diagonální pruty dolních jehlanů: 41 %
- S ohledem na skutečnost, že byla výrazně snížena stavebním projektem úpravy pavilonu D na MSC Brno intenzita stálého zatížení (cca o 50 %) a naopak zvýšena hladina proměnných klimatických zatížení (zejména účinků sání větru – jde o změnu normy, kterou je nutno respektovat), řada prutů nosného systému je namáhána od kombinace zatížení stálé + vítr odlišně (tah – tlak), než od obdobné kombinace při jejich původním návrhu. I když tyto pruty na tuto kombinaci zatížení vyhoví (včetně zohlednění excentrického připojení ve styčnicku zavedením součinitele vzpěrné délky 1,0), doporučujeme z tohoto důvodu v rámci návazného projektu provést podrobnou analýzu těchto typů styčníků.
- Při návrhu havarijního zařízení je třeba uvážit vliv hromadění sněhu na střeše.

*Stanovení procentuálního množství sněhu, který konstrukce střechy přenese (rozhodují pruty horního pásu 45/2,5):*

Pro zatížení **stálé + 20 % charakteristické tíhy sněhu dle ČSN EN 1991-1-3 + účinek větru (tlak/sání)** dle ČSN EN 1991-1-4 je jednotkový posudek 1,00 (vyhoví).

*V případě, že by na konstrukci nebyly realizovány závěsy prvků s exponáty a panely LCD a dále umístěna zařízení a rozvody vzduchotechniky, opět o únosnosti rozhodují pruty horního pásu:*

Pro zatížení **stálé + 25% charakteristické tíhy sněhu dle ČSN EN 1991-1-3 + účinek větru (tlak/sání)** dle ČSN EN 1991-1-4 je jednotkový posudek 0,98 (vyhoví).

**Vyšší zatížení než ta, která jsou uvedena v textu, nelze na konstrukci připustit.**

### **Konstrukce zastřešení vstupní části do pavilonu D:**

Na základě provedené statické analýzy a posouzení prutů nosného systému lze konstatovat následující:

- Pruty konstrukce zastřešení na kombinaci účinků výše uvedených zatížení vyhoví.
- Při prohlídce konstrukce zastřešení bylo zjištěno, že realizovaná konstrukce v některých částech neodpovídá navrhovanému stavu. Byla provedena změna dimenzí

prutů a taktéž na části konstrukce změna uspořádání styčníků, kdy spojovací soudky nebyly ve styčnicích osazeny a jednotlivé pruty ve styčnicích vzájemně spojeny spojkami z plechu, připojenými svarovými spoji. Statický přepočet těchto změn – pokud byl proveden – se nedochoval.

- S ohledem na tyto skutečnosti (viz předchozí odstavec) a dále na to, že byla snížena stavebním projektem úpravy pavilonu D na MSC Brno velikost stálého zatížení (cca o 50 %) a naopak zvýšena hladina proměnných klimatických zatížení (zejména účinků sání větru – jde o změnu normy, kterou je nutno respektovat), řada prutů nosného systému je namáhána od kombinace zatížení stálé + vítr odlišně (tah – tlak), než od obdobné kombinace při jejich původním návrhu. I když tyto pruty na tuto kombinaci zatížení vyhoví (včetně zohlednění excentrického připojení ve styčniku zavedením součinitele vzpěrné délky 1,0), doporučujeme z tohoto důvodu v rámci návazného projektu provést podrobnou analýzu těchto typů styčníků.

### 6.3 Opatření pro sledování tíhy sněhu – viz [27]

Statickým výpočtem (viz kap. 6 a podklad [29]) bylo zjištěno, že střešní konstrukce nevyhovuje na nové plné zatížení sněhem, vyhovuje však pro zatížení stálé + 20 % charakteristické tíhy sněhu (25% při nezatížení zavěšenými exponáty apod.).

Při překročení mezního bezpečného zatížení sněhem (cca 20% charakteristické tíhy sněhu dle ČSN EN) musí být prováděno odklizení sněhu tak, aby nebyla narušena statické spolehlivost střešní konstrukce. Pro účely kontroly mezního zatížení sněhem bude na konstrukci instalováno opatření pro sledování tíhy sněhu – popis zařízení viz níže v textu kapitoly.

Navržené opatření pro sledování vychází ze základního popisu provedeného pro účely předchozího stupně projektu – k zásadní rozšíření obsahové a rozsahové části tohoto systému nedošlo. Došlo pouze k upřesnění/doplnění přípravných a návazných prací v souvislosti se skutečnostmi zjištěnými průzkumem (viz kap. 6.1 ) a následným přepočtem (viz kap. 6.2). Navržený postup prací je uveden v závěru této kapitoly za technickým popisem navrženého sledovacího zařízení.

Měřicí zařízení je založeno na instalaci a kalibraci měřicích čidel a ústředny, která zajistí sledování překročení zatížení sněhem. Při překročení jisté, statickým výpočtem předem definované hodnoty tíhy sněhu (viz kap. 6.2), kterou stávající nosná konstrukce je schopna přenést, je nutno zajistit odstranění zatížení sněhem tak, aby nedošlo k překročení maximální přípustné hodnoty tohoto zatížení z hlediska spolehlivosti stávající konstrukce střechy. Na základě požadavku investora se počítá v projektu s mechanickým odstraněním sněhu. Tj. při dosažení jisté hodnoty zatížení sněhem, kterou je konstrukce schopna přenést, ale která se blíží k hodnotě mezního zatížení, bude zajištěno automatizované vyrozumění o vzniklé situaci příslušného odpovědného pracovníka správy objektu, který zajistí mechanické snížení zatížení předem definovaným způsobem.

Pro měření a vyhodnocení naměřených dat ze vstupních čidel slouží měřicí systém, jehož jádrem jsou tři měřicí ústředny EMS DV 803, data jsou bezdrátově přenášena prostřednictvím GSM modemu. Předpokládá se realizace následujících měření:

- Měření poměrných přetvoření,
- Měření teplot,
- Měření průhybů nosné konstrukce.

Čidla a rozvody elektroinstalace je nutné chránit v průběhu demontáže a montáže střechy proti mechanickému poškození a proti nepříznivým klimatickým vlivům.

Rozmístění všech typů čidel, jejich přesnou specifikaci i počet musí zajistit projekt měření tak, aby výstižnost získaných výsledků byla dostatečná a zajistila realizaci opatření (odklizení sněhu) tak, aby nedošlo překročením tíhy sněhu na konstrukci k ohrožení její spolehlivosti.

## MĚŘENÍ POMĚRNÝCH PŘETVOŘENÍ

Měření osového poměrného přetvoření v prutech příhradové střešní konstrukce bude realizováno pomocí odporových tenzometrů. Vzhledem k rozměrům a typu konstrukce se jeví jako nejvhodnější použití tenzometrů HBM 1LY11-6/350 nebo 1LY11-10/350. Pro zajištění teplotní stálosti měření bude nutné opatřit každý aktivní tenzometr, umístěný na konstrukci, kompenzačním tenzometrem. Předpokládaný počet měřících míst je uveden v Tab. 2.

## MĚŘENÍ TEPLOT

Budou snímány teploty vnitřního a venkovního prostředí a teploty prvků ocelové konstrukce. **Pro měření teplot ocelových částí** jsou vhodná platinová teplotní čidla, která pracují na principu změny elektrického odporu vlivem změny teploty (např. Pt100A). Předpokládaný počet měřících míst je uveden v Tab. 2.

## MĚŘENÍ PRŮHYBŮ NOSNÉ KONSTRUKCE

Dlouhodobé sledování průhybů bude realizováno např. pomocí laserových detektorů. Zaměřovací lasery budou umístěny na svislém obvodovém plášti, detektory na dolním líci střešní konstrukce. Rozsah detektorů je 30 nebo 60 mm.

Pro měření průhybů konstrukce při případné zatěžovací zkoušce by bylo vhodné použít potenciometrické snímače dráhy, které umožňují sledovat relativní pohyb konstrukce vzhledem k podlaze s vyšší přesností než laserové. Nevýhodou je však nutnost natažení invarových drátů z měřeného místa k podlaze a tudíž nutnost volného prostoru pod měřeným místem. Z těchto důvodů nelze tento typ snímačů použít pro dlouhodobé sledování.

Předpokládaný počet měřících míst je uveden v Tab. 2.

Tab. 2 *Předběžný rozsah měření na střešní konstrukci (bude upřesněno po průzkumu a následném vyhodnocení matematického modelu střechy)*

<b>položka</b>	<b>Počet míst</b>
Odporové tenzometry	60 míst
Teplotní čidla	10 míst
Lasery, laserové detektory, zesilovače	10 míst

## PARAMETRY MĚŘICÍ ÚSTŘEDNY EMS DV 803:

EMS DV 803 je měřicí ústředna pro rozsáhlá dynamická i statická měření v průmyslovém prostředí. Umožňuje přímé měření až 32 kanálů (tenzometrů, akcelerometrů, termočlánků a dalších čidel v různých kombinacích). Součástí každého kanálu je předzesilovač a samostatný šestnáctibitový A/D převodník se vzorkovací frekvencí až 3200 Hz.

Měřicí ústředna je určena k samostatným dlouhodobým měřením, ale i krátkodobým, případně mobilním měřením (například k vibračním testům). Naměřená data se přenášejí do počítače (notebooku) přes ethernetové rozhraní. Díky velké interní paměti typu Compact

Flash může být interval přenášení dat v řádu týdnů až měsíců. Součástí dodávky je obslužný program (Win 2K, XP, Vista, 7) pro správu měření, grafické zobrazování naměřených dat a jejich export do jiných formátů. Pro přímou dálkovou správu měření je možno dodat GSM modem (GPRS/EDGE/3G) nebo modul bezdrátového ethernetu WiFi.

<b>Počet měřených kanálů:</b>	32, modulární koncepce (4 sekce)
<b>Počet pomocných kanálů:</b>	16 (například pro napájecí diagonály mostů)
<b>Typy měřených čidel:</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• tenzometry (čtvrtmosty, půlmosty, celomosty), akcelerometry</li><li>• termočlánky</li><li>• polovodičová teplotní čidla</li><li>• odporové teploměry</li><li>• obecné napěťové a proudové vstupy</li><li>• uživatelsky definovaná čidla - možnost výroby specifických vstupně - výstupních sekcí (např. pro indukční snímače)</li></ul>
<b>Vzorkovací frekvence:</b>	každý kanál 3200 Hz (volitelně od 50 Hz do 3200 Hz)
<b>A/D převod:</b>	16 bitový, pro každý kanál samostatný A/D převodník, bez multiplexování - všechny kanály jsou měřeny synchronně
<b>Přesnost měření:</b>	lepší než +/- 0,1 % (pro plný rozsah a provozní teplotu okolí)
<b>Procesorová část měřicí ústředny:</b>	- řídicí šestnáctibitový procesor (Motorola) - signálový procesor (Analog Devices)
<b>Ukládání dat v měřicí ústředně:</b>	- datová paměť typu Compact Flash (kapacita až 32 GByte) - přímý zápis do paměti - výběr lokálních extrémů, filtrace, časový výběr - volitelně aplikace statistických metod ("stékání deště")
<b>Standardní komunikační rozhraní:</b>	Ethernet (10 Mbitů) včetně možnosti práce v klasické počítačové síti, RS485, WiFi bezdrátový ethernet, GSM (GPRS/EDGE/3G) modem, Volitelně dotykový TFT panel / display.
<b>Napájení:</b>	12 až 30 V DC, interní zálohovací Li-Ion akumulátor 14,4 V (provoz na akumulátor až 6 hodin)
<b>Provedení:</b>	samostatná jednotka v kovové skříni IP 65 s průchodkami
<b>Rozměry:</b>	podle typu skříně - typicky 330 x 250 x 110 mm
<b>Provozní teplota okolí:</b>	od -20 do +75 °C, na přání je možno rozšířit
<b>Doplňkové parametry měřicí ústředny pro zvětšení dlouhodobé stability:</b>	
<b>Provedení skříně:</b>	hliníková skříň s vnitřním topidlem a termostatem, temperovaná na konstantní vnitřní teplotu
<b>Provedení elektroniky:</b>	oproti standardní konfiguraci použití výběrových součástek v analogové části (zesilovače, A/D převodníky) - důsledkem je potlačení většiny zbytkových změn offsetů, teplotních a časových driftů, které by mohly ovlivnit dlouhodobou stabilitu měření

## **MATEMATICKÝ MODEL STŘECHY**

Matematický model střechy, přepočet průběhu odlehčování a zatěžování, resp. zatěžovací zkouškou) slouží k permanentnímu ověřování stavu a spolehlivosti konstrukce střechy (jsou zpracovávány a vyhodnocovány výsledky měření)

## **KALIBRACE MĚŘÍCIHO SYSTÉMU A MODELU**

Bude provedena ve třech etapách

- Při demontáži střešního pláště (čidla a měřicí systém musí být osazena před zahájením demontáže střešního pláště),
- Při montáži nového střešního pláště,
- Zatěžovací zkouškou střechy po jejím dohotovení.

## **TECHNOLOGICKÝ POSTUP ODSTRANĚNÍ SNĚHU**

Na základě požadavku investora bude muset být zpracován technologický postup odstranění sněhu ze střechy. Pro jeho vypracování se bude vycházet z únosnosti střechy a z rezervy v zatížení sněhem, která bude definována provozním řádem v závislosti na rychlosti, se kterou bude možno zahájit a dokončit práce na odstranění sněhu ze střechy.

Rezervu lze chápat jako bezpečnostní hledisko pro eliminaci rizika, kdy zpožděním v organizaci samotných prací na snížení zatížení sněhem, bude střecha vykazovat již překročení tohoto mezního zatížení a pracovníci údržby již budou vstupovat na konstrukci potencionálně přetíženou.

### **6.4 Postup prací při instalaci a kalibraci měřícího zařízení**

Předpokládaný postup prací a odhadovaný časový harmonogram prací na instalaci měřícího zařízení je následující:

- kontrola stavu 45% plochy velké střechy a 100% malé střechy	cca 3 týdny
- statický přepočet střechy a montážních stavů	cca 1 měsíc
- vypracování projektu měřícího zařízení	cca 1 měsíc
- montáž a odzkoušení měřícího systému	cca 3 týdny
- kompletní demontáž střešního pláště	dle možností zhotovitele
- měření a kalibrace systému po demontáži	cca 1 týden
- montáž nového střešního pláště	dle možností zhotovitele
- měření a kalibrace systému po montáži	cca 1 týden
- zatěžovací zkouška po dokončení	cca 1 týden

V harmonogramu nejsou zahrnuty případné práce na nutném statickém zesílení styčníků a kritických prutů.

### **6.5 Povinnosti zhotovitele před instalací měřícího zařízení**

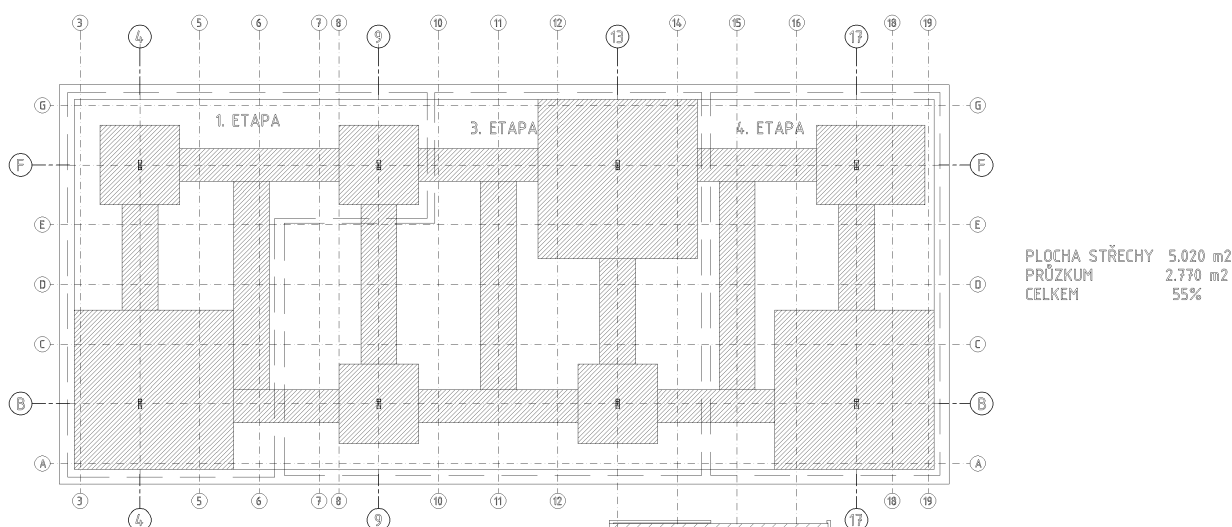
V rámci přípravných prací pro návrh a instalaci měřícího zařízení je nutné realizovat následující činnosti  
následující činnosti (stručně viz

Tab. 3).

- Zpřístupnění a realizace prohlídky zbývajících částí střechy se zaměřením na zjištění vad na prutech a především styčnicích v následujícím odadovaném rozsahu:
  - velká střecha – cca 45% plochy – již zrealizované kontrolní prohlídky jsou znázorněny na Obr. 7,
  - malá střecha – 100% plochy
- Následně je nutné provést statický přepočet střechy s aktuálně zjištěnými skutečnostmi a zatěžovacími údaji. V rámci statického výpočtu se provedou simulace jednotlivých zatěžovacích kroků v průběhu instalace a sledování měřicího systému – demontáž střešního pláště, montáž střešního pláště, zatěžovací zkouška apod.
- V závislosti na závěrech konečné statické analýzy je nutné navrhnout a zrealizovat případná opatření na zesílení kritických styčniců (případně prutů).

Tab. 3 Přípravné práce před instalací měřicího systému

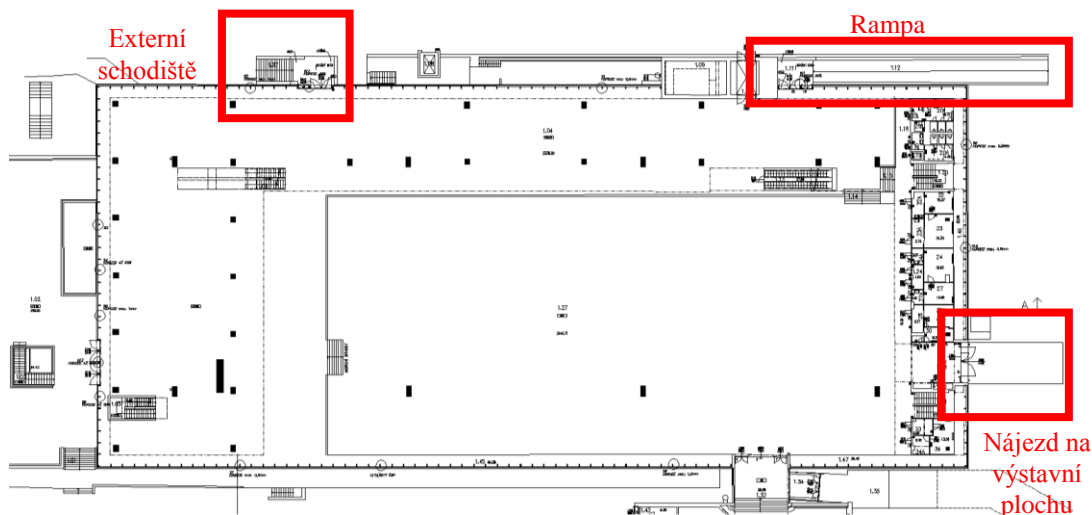
Díl 847	M62.04
<b>Kontrola styčniců</b>	
Zpřístupnění - lávky, lana	
Prohlídka, přepočet, návrh opatření	
Díl 848	M62.05
<b>Zesílení styčniců, kritických prutů</b>	



Obr. 7: Kontrolované oblasti velké střechy v rámci průřezu [28]

## 7 SANACE EXTERNÍCH KONSTRUKCÍ

Externí konstrukce – tzn. vnější schody, rampa a nájezd na výstavní plochu - jsou dle statického průřezu ve špatném technickém stavu, do nosných konstrukcí zatéká a na spodním povrchu dochází ke korozi výztuže a odpadávání krycí vrstvy betonu, čímž se problém s korozi nosné výztuže eskaluje.



Obr. 8: Sanované externí konstrukce

### Schodiště

Jak vyplývá ze zjištění uvedených ve stavebně-technickém průzkumu [12], externí schodiště je nutné sanovat ve větším rozsahu. Jedná se zejména o šikmé nosníky schodišťového ramene (schodnice), u kterých je výrazně narušena podélná výztuž včetně místy zcela překorodovaných třmínků. Z toho důvodu se schodnice v šikmé části doplní novou výztuží a opatří vrstvou stříkaného (torkretového) betonu.

#### Zesílení schodnic (šikmých nosníků) externího schodiště:

Požadavek na sanační materiály (malty, stěrky...) – statická funkce, vlastnosti odpovídající min. třídě R3 (dle ČSN EN 1504-3, viz [25]).

- 1 Odbourání a odkop zeminy v patě schodnic pro vytvoření pracovního prostoru – cca 10 m<sup>3</sup>
- 2 Příprava povrchu dle postupu A) – viz str. 24.
- 3 Pasivace původní výztuže.
- 4 Osazení nové výztuže (navrtání nosníku a osazení třmínků doplněných podélnou výztuží). Třmínky  $\phi R8/300$  mm, spodní podélná výztuž 3 $\phi R12$ , doplňující podélná výztuž uprostřed výšky nosníku a v horních rozích třmínků 2x 2 $\phi R10$ . Horní konce třmínků zasunout do vrtů  $\phi 14$  mm, dl. 100 mm, do cementové malty.
- 5 Důkladné předvlhčení betonu, do kapilárního nasycení.
- 6 Spojovací můstek v místě hlubokých výtluků, nanést znovu přes ošetřenou původní výztuž.
- 7 Nanesení vrstvy stříkaného betonu (torkret) ze směsi třídy SB30 (C25/30 – XC4). Tloušťka vrstvy cca 60mm, zajistit krytí třmínků 40 mm.
- 8 Finální sjednocující nátěr dle postupu F) – viz str. 26.

#### Sanace ostatních povrchů schodiště:

- 1 Příprava povrchu dle postupu A) – viz str. 24.
- 2 Horní povrch podesty,
  - odstranění stávající mazaniny (cca 35 mm) až na nosnou železobetonovou desku,

- penetrace odkrytého a očištěného povrchu,
  - nová betonová mazanina v původní tloušťce (cca 35 mm) z C20/25, spád zachovat původní, tj. ke stěně pavilonu, kde bude v místě dilatace odvodňovací prvek.
- 3 Hluboká povrchová sanace dle postupu C) – viz str. 25.
  - 4 Mělká povrchová sanace dle postupu D) – viz str. 25.
  - 5 Uražené hrany schodišťových stupňů,
    - penetrace očištěného povrchu,
    - oprava reprofilační maltou splňující požadavky třídy R3 [25] (při větších tloušťkách aplikovat vícekrát, dle pokynů výrobce použité směsi).
  - 6 Pochůzí stěrka s protiskluzovou úpravou (horní povrch podesty a schod. stupňů),
    - penetrační nátěr se zásypem z křemičitého písku (protiskluzový povrch),
    - uzavírací barevný polyuretanový nátěr.
  - 7 Pouze na schodišťové stupně aplikace inhibitoru koroze dle postupu E) – viz str. 25.
  - 8 Finální sjednocující nátěr dle postupu F) – viz str. 26 - nebude aplikován na pochůzí povrchy.

V místě styku schodišťové podesty s objektem pavilonu bude osazen (do drážky) nerezový odvodňovací prvek. Tento prvek v drážce (včetně hran navazujících na povrch podesty) bude řádně utěsněn trvale pružným tmelem, odolávajícím vnějšímu prostředí.

Tab. 4: Schodiště - výměry sanačních prací

EXTERNÍ SCHODIŠTĚ	Měl.PS m <sup>2</sup>	HL.PS m <sup>2</sup>	Pochůzí stěrka m <sup>2</sup>	Finální nátěr m <sup>2</sup>	Torkret SB30 (tl.60mm) m <sup>2</sup>	Bet.maz. C20/25 (tl.35mm) m <sup>2</sup>	Výztuž B500 kg
šikmé schodnice	-	-	-	13,42	13,42	-	69,4
ostatní části (podesta, zábradelní stěny, podpěrné stěny)	42,63	15,27	20,7	96,5	-	20,7	-
schodišťové stupně	-	-	20,28	20,28	-	-	-
Celkem:	42,63	15,27	40,98	130,2	13,42	20,7	69,4
Měl.PS...mělká povrchová sanace							
HL.PS.....hluboká povrchová sanace							

### **Rampa, nájezd a konzoly**

Ostatní konstrukce (rampa a nájezd) již nebudou zesilovány a bude aplikována pouze povrchová sanace. Lokálně, v nutných případech, budou nahrazeny zkorodované části prutů výztuže navařením nové výztuže (blíže viz postup B) na str. 24).

V případě rampy bude v místě styku s pavilonem (v délce podesty na straně vstupu do objektu) do drážky osazen nerezový odvodňovací prvek, který (včetně hran navazujících na povrch podesty) bude řádně utěsněn trvale pružným tmelem odolným proti účinkům vnějšímu prostředí.

Konzolami je myšlen spodní povrch předsazených obvodových stěn pavilonu v úrovni stropu nad 1. PP. Některá místa jsou povrchově narušena od vlhkosti a stékající vody. V oblastech dilatačních spár je lokálně hlubší narušení s odkrytou a korodující výztuží. Tato místa je nutné povrchově sanovat.

### **Nájezd**

Kompletní povrchová sanace nájezdu bude doplněna o provedení nové pojízdné vrstvy na horním líci konstrukce.

#### Provedení pojízdné protiskluzové stěrky (horní povrch nájezdu):

- 1 Příprava povrchu dle postupu A) – viz str. 24,
  - suchý podklad zbaven mastnoty, olejů, vosků, tuků apod.
- 2 Vytvoření adhezního můstku,
  - provedení penetrace povrchu,
  - aplikace pačoku.
- 3 Aplikace pojízdné protiskluzové stěrky (bezspárý systém),
  - ihned po aplikaci pačoku provést stěrku (tloušťka cca 20 mm),
  - cca po 1 hodině provést strojní zahlazení povrchu.

### **Technologický postup sanačních prací**

Standardní povrchové sanace betonových konstrukcí budou provedeny dle následujícího technologického postupu:

#### A) Příprava povrchu:

- 1 Mechanické očištění narušených částí betonu.
- 2 Tryskání povrchů vysokotlakým vodním paprskem tlakem cca 1100 barů, popřípadě křemičitým pískem frakce 0,6 – 1,2 mm tlakem vody min. 300 barů. Včetně opískování zkorodované výztuže.
- 3 Omytí pískovaného povrchu od usazeného prachu a neodplaveného písku.

#### B) Náhrada korozi degradované výztuže:

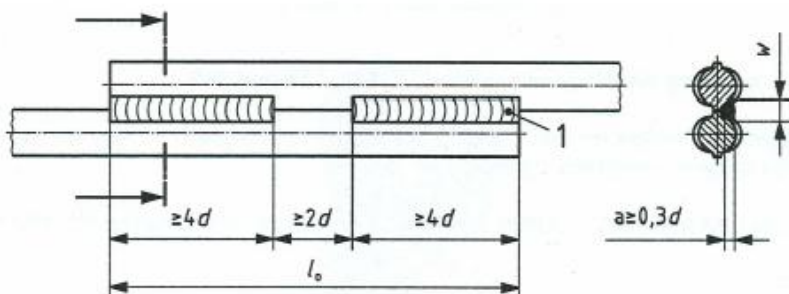
V případě oslabení nosné výztuže o více než 15 % je nutná její náhrada – obnažení nezkorodovaných konců výztuže a navaření nové příložky překlenující korozi degradovanou oblast. Příložka bude zvolena stejného průměru jako původní prut výztuže, popř. se stejnou únosností (je-li rozdílná třída oceli původní a nové výztuže). Z důvodů svařování by však mezi průměry neměl být velký rozdíl, norma [24] uvádí omezení:  $d_{\min} / d_{\max} \geq 0,4$ .

Svařování tyčí betonářské výztuže musí být provedeno podle ČSN EN ISO 17660-1 [24]. Přípustné způsoby svařování uvádí také tabulka 3.4 v EC2 (norma [7]). Pro statickou funkci,

ruční obloukové svařování a taženou výztuž doporučujeme jednostranný svar „přelátováním“.

### 6.3 Přelátované spoje přesahem

Přelátované spoje přesahem využívající jednostranné přerušované svary (asymetrický průběh síly) musí být svařovány podle obrázku 2.



#### Legenda

1 svar

a velikost koutového svaru

d jmenovitý průměr tenčí ze dvou svařovaných tyčí

$l_o$  celková délka přesahu

w šířka svaru

POZNÁMKA Svařování je možné také z obou stran při minimální délce svaru 2,5krát  $d$ . Konzervativní posouzení skutečné velikosti koutového svaru se bere  $a \approx 0,5 w$ .

*Obr. 9: Nosný svarový spoj výztuže přelátováním, jednostranný (převzato z [24])*

#### C) Hluboká povrchová sanace (zapravení hran a hlubokých výtluků nad 5 mm):

- 1 Povrchové oschnutí očištěné výztuže.
- 2 Pasivace výztuže.
- 3 Důkladné předvlhčení betonu, do kapilárního nasycení.
- 4 Spojovací můstek v místě hlubokých výtluků, nanést znovu přes ošetřenou výztuž a přes okraje zapravované díry.
- 5 Do spojovacího můstku nanést reprofilační maltu splňující požadavky třídy R3 [25]. V případě velkých tloušťek aplikovat maltu vícekrát v menší vrstvě (dle pokynů výrobce směsi).

#### D) Mělká povrchová sanace (plošná reprofilace mělkých výtluků do 5 mm):

- 1 Povrch před reprofilací navlhčit – cca 12 hodin vlhčit (dle počasí).
- 2 Na betonový povrch nanést stěrku (min. třídy R2 [25]) v minimální tl. 1,5 mm.
- 3 Po dobu min. 3 dnů budou reprofilované povrchy vlhčeny. V případě výskytu smršťovacích trhlin v reprofilační vrstvě budou tyto zapraveny jemnou stěrkou.

#### E) Ochrana inhibitory koroze:

- 1 Inhibitor bude aplikován pouze na sanované schodišťové stupně. Očištěný a zapravený povrch stupňů se opatří inhibitory koroze dle pokynů výrobce použitého materiálu.

F) Finální sjednocující nátěr:

- 1 Povrch betonu po oschnutí omyjeme tlakovou vodou (cca 100 barů).
- 2 Technologická přestávka na oschnutí povrchu 1 den.
- 3 Aplikace finálního nátěru nejlépe ve dvou vrstvách (záleží na použitém materiálu). První nátěr ředěný, druhý neředěný. Neaplikovat na povrchy konstrukcí opatřené pochůzí stěrkou.

Tab. 5: Rampa - výměry sanačních prací

RAMPA	Měl.PS	Hl.PS	Pochůzí stěrka	Finální nátěr	Výztuž B500
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kg
deska rampy	49,92	12,48	-	124,8	200
podpěrné stěny	6,19	2,06	-	41,27	-
Celkem:	56,11	14,54	-	166,07	200

Tab. 6: Nájezd - výměry sanačních prací

NÁJEZD	Měl.PS	Hl.PS	Pochůzí stěrka	Pojízdná stěrka	Finální nátěr	Výztuž B500
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kg
deska nájezdu	10,03	4,33	-	-	61,05	45,29
pojízdny povrch	-	-	-	70,76	-	-
podpěrné stěny	0,95	0,32	-	-	8,44	-
Celkem:	10,98	4,65	-	70,76	69,49	45,29

Tab. 7: Konzoly - výměry sanačních prací

KONZOLY	Měl.PS	Hl.PS
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
spodní povrch	9,9	3,3
Celkem:	9,9	3,3

Tab. 8: Objemy výkopů

VÝKOPY	objem m <sup>3</sup>
externí schodiště	10,0
rampa	20,70
nájezd	45,50
Celkem:	76,20

Části konstrukcí rampy a nájezdu jsou vzhledem k blízkosti terénu špatně přístupné, je nutné počítat s výkopy pro umožnění přístupu ke spodnímu sanovanému povrchu. Objemy výkopů uvádí Tab. 8.

Tab. 9: Souhrn sanace všech externích konstrukcí (schody, rampa, nájezd, konzoly)

CELKOVÝ SOUHRN	Měl.PS m <sup>2</sup>	Hl.PS m <sup>2</sup>	Pochůzí stěrka m <sup>2</sup>	Pojízdná stěrka m <sup>2</sup>	Finální nátěr m <sup>2</sup>	Torkret SB30 tl.60mm m <sup>2</sup>	Bet.maz. C20/25 tl.35mm m <sup>2</sup>	Výztuž B500 kg	Výkopy m <sup>3</sup>
Celkem:	119,62	37,76	40,98	70,76	365,76	13,42	20,7	314,69	76,2

Měl.PS...mělká povrchová sanace

Hl.PS...hluboká povrchová sanace

### 7.1.1 Příklad sanace s využitím materiálů firmy SIKA

#### Schodiště

Zesílení schodnic (šikmých nosníků) externího schodiště:

- 1 Příprava povrchu dle postupu A).
- 2 Pasivace původní výztuže SIKA MONOTOP 910 N (dříve ozn. 610) – nanášet pouze na výztuž tuhým štětcem, spotřeba cca 0,05 kg/m' výztuže.
- 3 Osazení nové výztuže (navrtání nosníku a osazení třmínků doplněných podélnou výztuží). Třmínky  $\phi R8/300$  mm, spodní podélná výztuž  $3\phi R12$ , doplňující podélná výztuž uprostřed výšky nosníku a v horních rozích třmínků  $2x 2\phi R10$ . Horní konce třmínků zasunout do vrtů  $\phi 14$  mm (dl. 100 mm) do cementové malty.
- 4 Důkladné předvlhčení betonu, do kapilárního nasycení.
- 5 Spojovací můstek SIKA MONOTOP 910 N (dříve ozn. 610) v místě hlubokých výtluků, nanést znovu přes ošetřenou původní výztuž.
- 6 Nanesení vrstvy stříkaného betonu (torkret) ze směsi třídy SB30 (C25/30 – XC4). Tloušťka vrstvy cca 60 mm, zajistit krytí třmínků 40 mm.
- 7 Finální sjednocující nátěr dle postupu F).

Sanace ostatních povrchů schodiště:

- 1 Příprava povrchu dle postupu A).
- 2 Horní povrch podesty,
  - odstranění stávající mazaniny (cca 35 mm) až na nosnou železobetonovou desku,
  - penetrace odkrytého a očištěného povrchu, Sikafloor-156,
  - nová betonová mazanina v původní tloušťce (cca 35 mm) z C20/25, spád zachovat původní, tj. ke stěně pavilonu, kde bude v místě dilatace odvodňovací prvek.
- 3 Hluboká povrchová sanace dle postupu C).
- 4 Mělká povrchová sanace dle postupu D).
- 5 Uražené hrany schodišťových stupňů,
  - penetrace Sikafloor-156,
  - reprofilační malta SikaTop-122 SP (případně Sika Rep), při větších tloušťkách aplikovat na dvakrát.

- 6 Pochůzí stěrka s protiskluzovou úpravou (horní povrch podesty a schod. stupňů),
  - penetrace Sikafloor-156, provést 2x,
  - do 2. vrstvy penetrace vsyp křemičitého písku zrnitosti 0,6 - 0,8 mm,
  - uzavírací barevný polyuretanový nátěr Sikafloor-359 N.
- 7 Pouze na schodišťové stupně aplikace inhibitoru koroze dle postupu E).
- 8 Finální sjednocující nátěr dle postupu F), nebude aplikováno na pochůzí povrchy.

Odvodňovací prvek (nerezový koupelnový žlab tl. 20 mm R'8070, firmy RONN), osazený ve styku podesty s pavilonem, utěsnit trvale pružným (polyuretanovým) tmelem Sikaflex-PRO 3WF.

### **Rampa, nájezd a konzoly**

Odvodňovací prvek (nerezový koupelnový žlab tl. 20 mm R'8070, firmy RONN) osazený ve styku rampy se vstupem do objektu bude také utěsněn trvale pružným tmelem Sikaflex-PRO 3WF.

### **Nájezd**

Provedení pojízdné protiskluzové stěrky (horní povrch nájezdu):

- 1 Příprava povrchu dle postupu A),
  - suchý podklad zbaven mastnoty, olejů, vosků, tuků apod.,
- 2 Vytvoření adhezního můstku,
  - penetrace povrchu nátěrem Sika Level-01 Primer,
  - aplikace pačoku postříkáním povrchu, materiál Sika MiniPack (adhezní můstek),
- 3 Aplikace pojízdné protiskluzové stěrky (bezespárý systém),
  - ihned po aplikaci pačoku provést bezespárou stěrku v tloušťce 20 mm, materiál ATEMIT LXT (strojně hlazený asfaltový, cementem modifikovaný systém),
  - cca po 1 hodině provést strojní zahlazení povrchu.

### **Technologický postup sanačních prací**

Standardní povrchové sanace betonových konstrukcí budou provedeny dle následujícího technologického postupu:

#### A) Příprava povrchu:

- 1 Mechanické očištění narušených částí betonu.
- 2 Tryskání povrchů vysokotlakým vodním paprskem tlakem cca 1100 barů, popřípadě křemičitým pískem frakce 0,6 – 1,2 mm tlakem vody min. 300 barů. Včetně opískování zkorodované výztuže.
- 3 Omytí pískovaného povrchu od usazeného prachu a neodplaveného písku.

#### B) Náhrada koroze degradované výztuže:

Postup zcela shodný s obecným popisem náhrady zkorodované výztuže na str. 24.

#### C) Hluboká povrchová sanace (zapravení hran a hlubokých výtluků nad 5 mm):

- 1 Povrchové oschnutí očištěné výztuže.

- 2 Pasivace výztuže SIKA MONOTOP 910 N (dříve ozn. 610) – nanášet pouze na výztuž tuhým štětcem, spotřeba cca 0,05 kg/m' výztuže.
- 3 Technologická přestávka cca 2 - 4 hodiny.
- 4 Důkladné předvlhčení betonu, do kapilárního nasycení.
- 5 Spojovací můstek SIKA MONOTOP 910 N (dříve ozn. 610) v místě hlubokých výtluků, nanést znovu přes ošetřenou výztuž a přes okraje zapravované díry.
- 6 Do čerstvého spojovacího můstku nanést reprofilační maltu SIKA MONOTOP 612, popřípadě Sika Rep v tloušťce max. 20 - 30 mm, v případě silnější vrstvy aplikovat další vrstvy s technologickou přestávkou od prvního kroku minimálně 1,5 hodiny.

D) Mělká povrchová sanace (plošná reprofilace mělkých výtluků do 5 mm):

- 1 Povrch před reprofilací navlhčit – cca 12 hodin vlhčit (dle počasí).
- 2 Na betonový povrch nanést stěrku SIKA MONOTOP 620 v minimální tl. 1,5 mm.
- 3 Po dobu min. 3 dnů budou reprofilované povrchy vlhčeny. V případě výskytu smršťovacích trhlin v reprofilační vrstvě budou tyto zapraveny jemnou stěrkou SIKA MONOTOP 620.

E) Ochrana inhibátorem koroze:

- 1 Na očištěný povrch nanést SIKA FerroGard 903 ve 4 vrstvách pomocí válečku, popřípadě rozprašovací pistole. Prodleva mezi jednotlivými kroky je libovolná.
- 2 Technologická přestávka 2 dny.
- 3 Po dvou dnech provést 2x navlhčení ošetřeného povrchu vodou.
- 4 Technologická přestávka 7 dní pro oschnutí povrchu.

F) Finální sjednocující nátěr:

- 1 Povrch betonu po oschnutí omyjeme tlakovou vodou (cca 100 barů).
- 2 Technologická přestávka na oschnutí povrchu 1 den.
- 3 Aplikace nátěru Sika Elastocolor 675 W ve dvou vrstvách, rozmezí mezi pracovními kroky min. cca 60 min (pro 23° C). První vrstva bude ředěna vodou, max. 15 %, druhá vrstva bude nanášena neředěná.
- 4 Spotřeba cca 0,17 l/m<sup>2</sup>. Aplikace Airless stříkáním, tlak 150 barů, tryska 0,38 – 0,53 mm.
- 5 Konečný čas schnutí 14 hod. (pro 23°C).

### 7.1.2 Systém sledování kontroly prací

Systém sledování byl vyhotoven na základě požadavků literatury [20], [21], [22] a [24] a lze jej rozdělit do následujících základních technologických kroků:

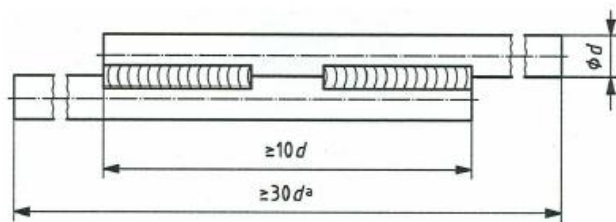
**01 Příprava povrchů** – po provedeném tryskání, popřípadě mechanickém čištění povrchů betonu a obnažené výztuže budou provedeny následující kontrolní zkoušky.

01.1 Akustické trasování povrchu – jedná se o vizuální část průzkumu - zkoušena plocha v celém rozsahu sanace, povrch nesmí obsahovat uvolňující se části betonu, dutá místa, neotevřené kaverny apod.

- 01.2 Očištění povrchu betonu pro následné nanesení sanačních malt, kontrola bude provede pomocí odtrhových zkoušek, na kruhových terčích Ø50 mm,  
Četnost zkoušek: schodiště, rampa i nájezd min 6 ks/prvek.  
Vyhodnocení – průměrná zjištěná hodnota odtrhové pevnosti >1,5 MPa, přičemž žádná ze změřených hodnot nesmí být menší než 0,6 MPa.
- 01.3 Očištění obnažené armatury, obnažená výztuž musí být očištěna na stupeň Sa2 (při použití ochranných nátěrů na bázi cementů) a na stupeň Sa21/2 (při použití epoxidových nátěrů apod.). Kontrola se provede vizuálně v souladu s [23].
- 01.4 Kontrola antikorozi úpravy obnažené výztuže – vizuální kontrola rovnoměrného nanesení ochranného nátěru dle ČSN ISO 4628, kontrola se provede na 100 % ošetřených ploch, kontrola tloušťky naneseného nátěru není požadována.

## 02 Svařování nosné betonářské výztuže

Požadavky na svary nosné výztuže specifikuje norma ČSN EN ISO 17660-1 [24]. Při použití „ručního obloukového svařování s obalovanou elektrodou“ a spoje výztuží „překlátováním“ (což je vhodné pro výztuž namáhanou tahem o průměrech 6 až 32 mm), je předepsáno zhotovení 1 ks zkušební svaru pro realizaci kontrolní tahové zkoušky.



<sup>a</sup>  $L_{\min} = 300 \text{ mm}$

POZNÁMKA Může být nezbytné ohnout konce zkušební vzorku tak, aby byly v jedné ose.

Obr. 10: Zkušební vzorek se spojem přesahem pro tahovou zkoušku (převzato z [24])

Tento zkušební svar musí být proveden za stejných podmínek, v jakých budou v reálu svářečské práce probíhat, tj. na místě stavby, venkovní prostředí a nejobtížnější svářečská pozice. Kontrolní svar musí provést každý svářeč, který bude práce provádět, a pro každou konstrukci (typ výztuže), který se bude svařovat. Na provedených svarech v konstrukci musí být ve všech případech provedena vizuální kontrola kvality svaru.

## 03 Podmínky během aplikace

- 03.1 Teplota povrchu – v průběhu prací průběžně měřit teplotu okolního vzduchu. Teplotní čidlo nesmí být na přímém slunci. Teploty vhodné pro zpracování jednotlivých materiálů se řídí příslušnými technickými listy, zpravidla v rozmezí +5 až +30 °C. V případě zjištění nepříznivých teplot práce s materiály, které jsou v rozporu se zjištěnými podmínkami, neprovádět. Zápisy o sledování teploty musí být uváděny průběžně (min. 3x denně) do stavebního deníku.
- 03.2 Rosný bod – rosný bod je nutné zjišťovat před zahájením prací na nátěrech ochrany výztuže, a finálních nátěrech povrchu sanovaného betonu. Na základě měření teploty

a vlhkosti okolního vzduchu se v *Tab. 10* odečte hodnota teploty při vzniku rosného bodu. Dále se změří skutečná povrchová teplota materiálu, na který má být nátěr aplikován. Pokud je změřená teplota povrchu nižší než teplota rosného bodu zvětšeného o +3°C, nesmí se tyto práce provádět. Zápis o ověření rosného bodu je nutné vždy uvést do stavebního deníku před zahájením prací na nátěrech.

- 03.3 Ostatní klimatické podmínky – v případě srážek a silného větru neprovádět finální povrchové nátěry.

*Tab. 10: Stanovení rosného bodu – zdroj [20]*

Teplota okolí	Teplota rosného bodu (°C) pro relativní vlhkost vzduchu mezi 40 % a 100 % RH						
	40 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %	100 %
35	19,4	23,0	26,1	28,7	31,0	33,1	35
30	15,0	18,5	21,4	23,9	26,2	28,2	30
25	10,5	13,9	16,7	19,6	20,1	23,2	25
20	6,0	9,3	12,0	14,4	16,5	18,3	20
15	1,5	4,2	7,3	9,6	11,6	13,4	15
10	-3,0	0,1	2,6	4,8	6,7	8,5	10
5	-7,0	-4,7	-2,0	0	1,9	3,5	5

## 04 Konečný stav

- 04.1 Kontrolní laboratorní zkoušky stříkaného betonu – kontrolní zkoušky pevnosti betonu se provedou dle ČSN EN 14488-1, popřípadě dle starší metodiky [21]. Bylo by vhodné již využít novou metodiku dle ČSN EN, otázkou je jejich stupeň zavedení u prováděcích firem.

Dle starší metodiky [21] se v rámci prací na nástřiku navržené vrstvy betonu shodnou technologií provede vzorek stříkaný do formy o min. rozměru 400 x 500 x 150 mm postavený ve sklonu 25 – 45° s otevřeným spodním čelem. Po nástřiku se forma zajistí proti odpařování vody (mokrý textilie, PE fólie apod.) nejdříve po 24 hodinách a nejpozději do 5 dní od nástřiku (min. pevnost pro manipulaci s tělesem cca 15 MPa) se z tělesa vyřežou vzorky.

V případě metodiky dle ČSN EN 14488-1 je definován min. rozměr formy 500 x 500 x 100 mm, přičemž v okolí bednění okraje formy je tzv. nedokonalá zóna, která je ve vzdálenosti rovné tloušťce stříkaného vzorku kolem okrajů zkušební formy – v takovém případě je pro odběr alespoň 3 ks vzorků rozměr desky 400 x 500 x 150 mm užívaný v souladu se starší metodikou [21] nedostatečný. Forma se plní v definovaném sklonu 20°. Se zkušební formou nesmí být během 18 hodin od nástřiku manipulováno. Ošetřování betonu musí probíhat shodným způsobem jako beton v konstrukci min. po dobu 7 dní nebo do doby vyřezání zkušebních vzorků.

Po 28 dnech se provedou laboratorní zkoušky pevnosti betonu v tlaku, musí být prokázáno zařazení do třídy betonu min. SB 30 (25/30).

- 04.2 Tloušťka vrstvy stříkaného betonu – kontrola se provede dle ČSN EN 14488-6, v tomto případě navrhujeme zkoušku jádrovým vývrtem cca Ø50 mm tak, aby nedošlo k porušení výztuže stříkané vrstvy. Na těchto odebraných vzorcích se provede změření tloušťky, vzorky je možné použít i pro měření přídržnosti – viz bod 04.3. Četnost zkoušky – 2 ks na každé schodnici. Vyhodnocení: - změřená tloušťka musí odpovídat

ČSN 730210-2, tedy výsledná tloušťka stříkané vrstvy betonu nesmí být menší než 10 mm a musí být zajištěno 40 mm krytí třmínkové výztuže.

- 04.3 Zkouška přídržnosti vrstvy stříkaného betonu – zkouška přídržnosti stříkané vrstvy betonu s provedením dle ČSN EN 14488-4 v rámci odběru kontrolních zkoušek tloušťky stříkané vrstvy pomocí odtrhoměru. Četnost min. 2 ks na každé schodnici. Vyhodnocení – průměrná hodnota odtrhové pevnosti  $>1,0$  MPa, přičemž žádná ze změřených hodnot nesmí být menší než 0,6 MPa.

- 04.4 Kontrolní laboratorní zkoušky sanačních malt – v průběhu realizace budou zhotoveny sady zkušebních vzorků (trámečků) rozměru 40 x 40 x 160 mm. Vždy min. 3 ks z každého druhu sanační malty a z každé výrobní šarže. Zhotovení zkušebních těles musí být provedeno v souladu s ČSN EN 1015-11 – tedy vzorky se zhotoví z množství malty min. 1,5 x větší než vyžadují zkušební tělesa (v našem případě při zhotovování pouze 1 sady těles rozhoduje množství 1,5 l), kovová forma musí být čistá, opatřená vhodným odbedňovacím prostředkem. Po zhotovení vzorků ve formě se forma uzavře do PE pytle nebo uloží v prostředí s 95% vlhkostí. V tomto prostředí se vzorky ponechají po dobu 2 dní, po 2 dnech se vyjmou z formy a v prostředí 95% vlhkosti (popřípadě uzavřené v PE pytli) ponechají dalších 5 dní. Následně se vzorky umístí do laboratorních podmínek s 65% vlhkostí na dobu 21 dní. Po této době se provedou předepsané pevnostní zkoušky.

Na vzorcích budou sledovány v souladu s ČSN EN 1015-11 28 denní pevnosti v tahu za ohybu, pevnost v tlaku a ČSN EN 1015-11 objemová hmotnost. Výsledné hodnoty pevností v tlaku a tahu za ohybu budou porovnávány s údaji deklarovanými výrobcem v technických listech příslušných materiálů. Objemová hmotnost je podružný sledovaný parametr.

- 04.5 Zkouška přídržnosti sanačních malt - kontrola bude provedena pomocí odtrhových zkoušek, na kruhových terčích Ø50 mm,

Četnost zkoušek: po 3 ks na schodišti, rampě i nájezdu. Vyhodnocení – průměrná zjištěná hodnota odtrhové pevnosti  $>1,5$  MPa, přičemž žádná ze změřených hodnot nesmí být menší než 0,6 MPa.

- 04.6 Kontrolní zkoušky tloušťky ochranného nátěru – navržené spotřebě materiálu odpovídá určitá tloušťka nátěru  $t_{min}$ , která je určena technický listem příslušného použitého materiálu. Kontrola bude provedena měřením optickým mikrometrem na zkušebním řezu v min. 30 zkušebních místech – tzv. zkouška klínovým řezem v souladu s EN ISO 2808. Provedená zkouška je považována za vyhovující, pokud na min. 95 % zkušebních míst platí, že změřená tloušťka je větší než předepsaná  $t_{min}$ .

- 04.7 Vizuální kontrola rovnoměrného nanesení ochranného nátěru dle ČSN ISO 4628, kontrola se provede na 100 % ošetřených ploch.

- 04.8 Kontrola přídržnosti nátěru – mřížková zkouška dle EN ISO 2409-6. Četnost zkoušky min. po 3 zkušebních místech na schodišti, rampě i nájezdu.

Vyhodnocení – ve zkoušených místech musí být konstatována klasifikace dle EN ISO 2409 stupněm „0“, „1“ a „2“ v min. 90 % případů, Stupně „3“ až „5“ se považují za nevyhovující, maximální přípustné zjištění v 10 % všech měřených míst.

## 8 NAVRHOVANÉ ÚPRAVY STÁVAJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

### 8.1 Vybourání stávající terasy

V místě navrhovaného nového dvoupodlažního vstupního objektu je situovaná stávající železobetonová terasa. Terasa je vynášena sloupy, které jsou založené na základových patkách. Stropní konstrukce terasy spojitě navazuje na stropní konstrukci stávajícího pavilonu „D“ a tvoří tak neoddělitelnou součást nosné konstrukce (spojitá deska bodově podepřená sloupy). Vzhledem k této skutečnosti dojde po odřezání nosné konstrukce terasy k ovlivnění stropní desky nad bývalou restaurací v pavilonu „D“.

Nově tak vznikne konzolová část stávající ponechané stropní desky, která vynáší obvodový plášť. Dle dostupných původních výkresů tato část stropní desky není dostatečně vyztužena při horním povrchu (pro konzolové působení), navíc horní výztuž není bezpečně zatažena do zlomu v „kanálku“. Bude nutné tedy na této řezané délce stropní konstrukce – cca 30 m – provést předepnutí a zesílení konzoly o dodatečnou horní výztuž.



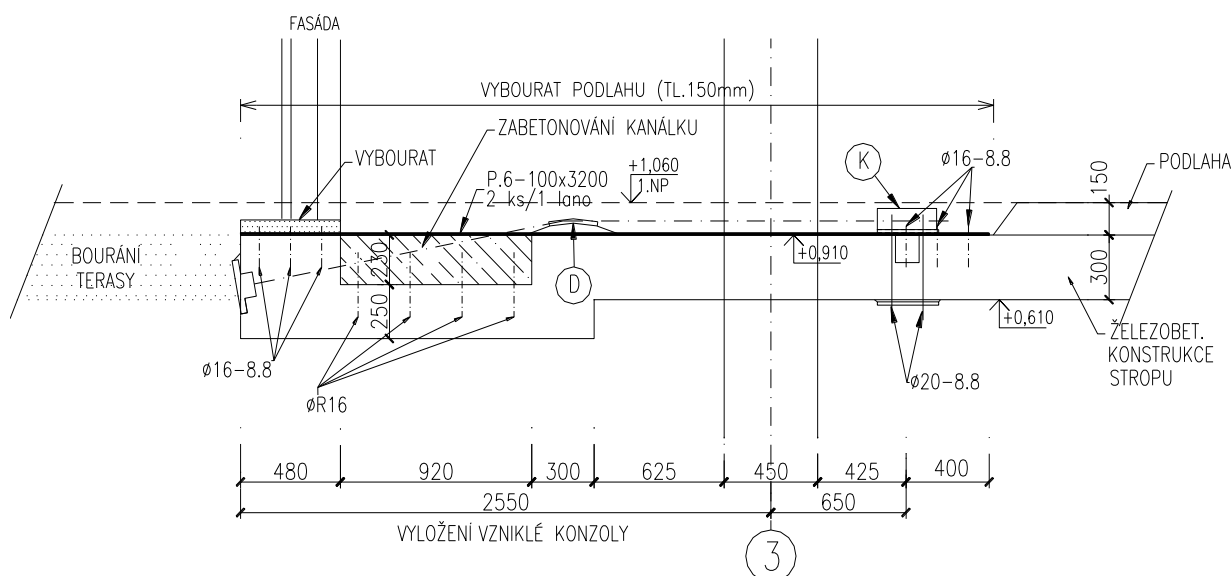
Obr. 11: Orientační schéma 1. NP

**Postup prací pro bourání terasy a zesílení vzniklé konzoly (viz výkres č. 0837\_05\_03\_111\_00)::**

- podepření terasy pod budoucím volným koncem konzoly  $R_{dmax} = 50 \text{ kN/m}$ ,
- nalepení lamel na spodní stranu konzoly v okolí schodiště,
- odřezání terasy,
- odstranění stávající fasády,
- bourání podlah v ploše potřebné pro kotvení a vedení lan a pro plochou výztuž,
- navlečení lan, navrtání otvorů a upevnění spřahovacích tyčí a zabetonování kanálku konzoly,
- po vytvrzení betonu v kanálku (dosažení 28 denní pevnosti) a zainjektování vzniklých smršťovacích trhlin je možné provést předpínání lan na 180 kN,
- doplnění ploché výztuže - nalepení lamel,
- provedení nové fasády,
- překlady nad otvory ve stěně pod konzolou (dilatace cca 20 mm),

- nové podlahy,
- odstranění podpor pod volným koncem konzoly.

Zesílení je navrženo aktivním způsobem, a to pomocí předpínacích lan a pasivní plochou lepenou výztuží, kterou je nutné doplnit jako horní taženou výztuž. Pro tyto práce bude nutné vybourat stávající podlahové vrstvy (tl. 150 mm) v ploše, kde budou umístěna lana a dodatečná výztuž (tak, aby bylo možno tyto prvky kotvit do železobetonové konstrukce stropní desky).



Obr. 12: Schéma zesílení železobetonové konzoly 1. NP

### 8.1.1 Předpětí

Navrženo celkem 23 ks lan Lp  $\phi$  15,7 (Monostrand). Do lan se bude jednostranně (z volného konce konzoly) vnášet přepínací síla - max  $N = 180$  kN (jedná se o velikost přepínací síly v jednom laně) a po proběhnutí ztrát v laně zůstává konečná síla 150 kN. Lana jsou rozmístěna na vykonzolované části v místech po odřezání po 1 m (sloupový pruh) nebo po 1,25 m (pruh v poli) a kotvena za osou sloupů. Kotevní deska – tzn. místo vrtání a napínání - je situována do čela vzniklé konzoly (jedná se o tzv. „zapuštěnou“ kotevní desku), ocelový deviátor - D je umístěn na horní plochu (na ozub u kanálku) desky a pasivní kotva s tuhou smykovou zarážkou - K je kotvena skrz desku na ocelovou kotvu uchycenou závitovými tyči  $\phi$ 20-8.8 pomocí matic, které se po utažení přivaří.

Všechny ocelové prvky (deviátory a kotvy) je nutné před montáží (případně po dokončení všech prací) opatřit vhodným trvalým antikorozním nátěrem.

### 8.1.2 Zabetonování kanálku konzoly

Před aktivací lan je nutné provést vlepení spřahovacích tyčí  $\phi$ R16 ( $L=0,3$ m) – 8 ks/bm kanálku do připravených vrtů (hloubka kotvení 150 mm) a zabetonování kanálku (tl. 230 mm) betonem C 25/30 s vloženou KARI sítí  $\phi$ 8/100. Dále je nutné počkat na řádné vytvrzení betonu desek (dosažení 28 denní pevnosti) s tím, že případné smršťovací trhliny je nutné zainjektovat. Poté je teprve možné zahájit předpínání.

Pozn.: Zabetonování kanálku (příp. doplnění podlahy o tl. 150 mm) nad vykonzolovanou částí je uvažováno pouze v místech zesílení lany a přídatnou výztuží.

V ostatních částech je nutné konstrukci konzoly nepřetěžovat a zachovat stávající stav (tzn. pro zpřístupnění těchto ploch ponechat krytí kanálku ocelovým roštem nebo použít obdobnou lehkou konstrukci)

### 8.1.3 Dodatečná výztuž

Na plochu konzoly se bude po předepnutí lan lepit dodatečná plochá výztuž - P.6 x 100 mm dl. 3,2 m v počtu 2 ks na 1 lano. V místě lepení každé pásoviny bude povrch betonu předem řádně očištěn, zdrsňen a před nalepením musí prokázat odtrhovou pevnost min. 1,5 MPa. Pro zakotvení do konce konzoly bude nutné částečně vybourat čelo konzoly (do hloubky cca 70 mm). Kotvení bude zajištěno 3 ks závitových tyčí na obou koncích dodatečné ploché výztuže, profily tyčí jsou  $\phi 16 - 8.8$  ( $L = 0,2$  m), vkládané do připravených vrtů s tmelem (hloubka kotvení 150 mm), poté se tyče zajistí maticí s podložkou.

### 8.1.4 Nalepení lamel

Konzolová deska u stávajícího otvoru schodiště bude po odřezání terasy roznášet zatížení podélným směrem do pole stropní desky, z toho důvodu je nutné zesílit spodní povrch. Zesílení je navrženo pomocí 6 ks ( $L = 4,5$  m) uhlíkových lamel. Uhlíkové lamely se nalepí na spodní povrch desky, který bude v místě lepení každé lamely předem řádně očištěn, zdrsňen a před nalepením musí prokázat odtrhovou pevnost min. 1,5 MPa.

Řešení vybourání terasy a zesílení vzniklé konzoly viz výkresy č.

0837\_05\_03\_111\_00

0837\_05\_03\_112\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

## 8.2 Statické zajištění obvodových stěn v ose „G“

Stavebně – technických průzkumem – viz [13] bylo zjištěno sedání jižní obvodové stěny (podél modulové osy „G“ mezi příčnými modulovými osami „3“, dále „8“ až „10“ a „17“ až „19“. Jako příčina byla průzkumem vyhodnocena nestejnorodé geologické poměry, kdy vrstvy únosných štěrků, ve kterých měly být původní konstrukce založeny z geologického profilu vymizely a nahrazuje je v těchto místech náplavová jílovitá hlína tuhé, místy až měkké konzistence.

Navrženo je podchycení stávajících základových pasů sedající obvodové stěny soustavou celkem 11 ks mikropilot s následnými železobetonovými převážkami zabezpečujícími svázání mikropiloty se stávajícím základem. Mikropiloty jsou shodně navrženy z materiálu (ocel 11523 – S355), celkové délky 6,35 m s injektovaným kořenem dl. 4,0 m. Úhel vrtání  $3^\circ$ , vrtání bude probíhat z úrovně podlahy 1. PP – předpokládáme realizovaný odkop a odkrytí stávajícího základu pro budoucí převážku. Předpokládaný počet injektáží 2 – 3, konečný injekční tlak 1,0 – 2,5 MPa, průměrná odhadovaná spotřeba injekční směsi cca 50 – 80 ltr / běžný metr kořene. Hlava mikropiloty je upravena navařenými spřahovacími trny  $R\phi 16$  mm – celkem 4 ks na 1 MP.

Železobetonové převážky jsou navrženy z vyztuženého betonu C20/25 XC2 ve tvaru „L“ se spodním ozubem zabíhajícím pod spodní líc stávajícího podchycovaného základového pasu. Spřažení převážky z mikropilotou je navrženo pomocí tahových kotev  $R16$  mm navařených na trubku mikropiloty; spřažení převážky se stávajícím základem je zajištěno

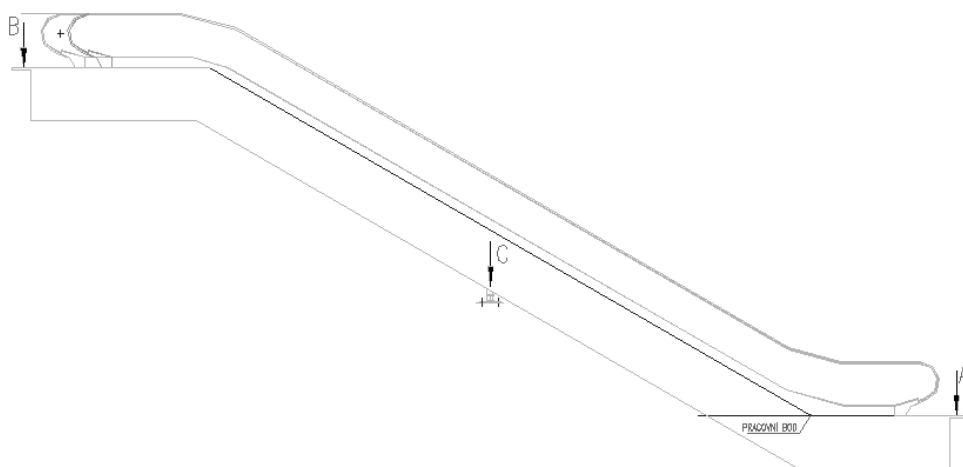
pomocí spodního ozubu převázky a dále pomocí celkem 9 ks kotev ØR14 vlepených do vrtu za pomoci chemické kotvy.

Řešení podchycení základů stěny v ose „G“ viz výkres č.

0837\_05\_03\_120\_00

### 8.3 Odstranění podepření stropní desky pod eskalátorem

V rámci minulých úprav pavilonu a modernizace eskalátoru za nový těžší typ bylo dodatečně provedeno podepření stropní železobetonové desky na úrovni 1. PP v místnosti č. 48. Pro nové využití těchto podpor však tato dodatečně osazená ocelová konstrukce omezuje dispozici. Analýzou modelu (výsek stropu s eskalátorem) byla ověřena možnost odstranění ocelových sloupků pod střední podporou eskalátoru C, a to bez nutnosti zesilování stropní desky.



*Obr. 13: Schéma zatížení od posuzovaného typu eskalátoru*

Posouzení nového stavu, odstranění ocelových podpor, bylo provedeno za těchto předpokladů:

- zatížení od eskalátorů (2 ks): 2x (A = 30 kN, B = 36 kN, C = 94 kN) zatížení zahrnuje i váhu přepravovaných osob – viz schéma na *Obr. 13*,
- zatížení podlahou: 3,43 kN/m<sup>2</sup>,
- užitné zatížení: 5,0 kN/m<sup>2</sup>,
- třída betonu stropní desky C16/20 (odpovídá původnímu projektu a současnému průzkumu),
- ocel 10308, výztuže Ø16, Ø12 (dle původního projektu).

Díky menšímu užitnému zatížení (nyní 5 oproti dřívějším 10 kN/m<sup>2</sup>) byla získána rezerva v únosnosti stropní desky, která postačuje k přenosu zatížení od eskalátoru. Odstranění podpor je tak možné provést bez nutnosti zesilování stávající stropní železobetonové desky.

## 8.4 Vnější vstupní schodiště

Monolitická konstrukce schodiště (u modulových os 19 - F) z betonu tř. C25/30, vyztužená vázanou výztuží z oceli 10 505 R.

Schodiště bude umožňovat komunikaci z úrovně terénu do 1. PP. Konstrukce schodišťové desky tl. 180 mm (včetně stupňů 11 x 160/310) bude betonována na zhutněnou vrstvu šterkopísku min. tl. 150 mm a podkladní beton tl. 60 mm. Stěny, které budou po dokončení zasypány z vnějšího líce zeminou, jsou proměnné výšky (max. 1,86 m) a jejich tloušťka je 180 mm.

Na podestě u vstupu do objektu bude do připravené drážky osazen průběžný odvodňovací žlab; místo a osazení odtoku skrz schodišťovou desku bude upřesněno ve stavební části projektu.

Řešení schodiště viz výkres č.

0837\_05\_03\_110\_00

## 8.5 Výtahová šachta mezi osami A-B-3-4

**Postup prací pro výstavbu výtahové šachty:**

- vrtání mikropilot z úrovně podlahy 1. PP - 3 ks pro podchycení schodišťové stěny a 4 ks pro založení výtahové prohlubně,
- vybourání podlahy a odkop zeminy v okolí dvou mikropilot pro podchycení schodišťové stěny a provést ztužující prahy R1,
- vybourání podlahy a odkop zeminy v místě výtahové prohlubně, zkrácení 4 ks MP ve stěnách budoucí prohlubně a osazení krycí desky na jejich hlavy,
- provedení železobetonové výtahové prohlubně,
- nalepení lamel na desku 1. NP v okolí otvoru pro výtah,
- vyřezání otvoru v desce 1. NP,
- zajištění stávajícího nosníku ve stropu 3. NP (galerie),
- bourání PZD a vyřezání ocel. nosníku ve stropě 3. NP pro otvor výtahu,
- zdění výtahové šachty, ztužené výztužnými věnci do úrovně 3. NP,
- položení trapézových plechů (konstrukčně přistřelit trny k ocelovým nosníkům např. X-HVB 80 po 300 mm) a vybetonování chybějící desky po vybourání PZD v okolí výtahu,
- dozdění zbývajících částí výtahové šachty, ztužené výztužnými věnci.

### 8.5.1 Podchycení schodišťové stěny

V těsné blízkosti výtahové prohlubně je stávající stěna schodiště, založená na základ výšky 650 mm. Jeho základová spára tak je o 1 m výše než spára budované prohlubně šachty. Proto je nutné podkopávanou stěnu zajistit (podchytit).

K tomu účelu se podél stěny provedou 3 ks mikropilot (MP) označených MP1, MP2 a MP3, vrtaných do hloubky 8,35 m od podlahy (úroveň podlahy 1. PP -3,050 = úroveň vrtání MP). Délka injektovaného kořene každé MP je min. 4,5 m; vrtání je průměrem 180 mm, profil trubky TR 89/10 z oceli 11 523. Kořeny MP budou upnuty do neogenních jíílů (tégglů), kde jsou navrženy 2 až 3 injektáže se spotřebou injektážní směsi 30 až 120 l/bm kořene a max. konečným injekčním tlakem 1,0 až 2,5 MPa. Po odřezání horní části trubky na úroveň -3,300 bude konečná délka MP (od hlavy ke kořeni) 8,1 m a v dl. 0,6 m budou hlavy MP opatřeny šroubovicí.

Pro spojení zhlaví dvou těchto MP se stávajícím základovým pasem bude proveden železobetonový ztužující práh R1 z betonu C16/20, vyztužený vázanou výztuží 10 505 (R) (opatřený nosným ozubem výšky 250 mm pod zajišťovaný základový pas), kotvený do základového pasu pomocí lepených trnů 8 ks  $\phi$ R16, přenos sil do hlavy MP bude zajišťovat šroubovice a navařená výztuž 4 ks  $\phi$ R18. MP3 (vrtaná skrz stávající základový pas) bude provedena šikmým vrtáním pod úhlem  $5^\circ$  (směrem pod budoucí prohlubeň) a 2 etáže (tj. 1m) pod stávajícím základovým pasem injektována tak, aby došlo k rozšíření profilu MP a schodišťová stěna byla MP podporována - v případě této injektáže je nutné obezřetně postupovat s velikostí injekčního tlaku za současného geodetického sledování patky a při sledování množství injekční směsi v dolní etáži. Nesmí dojít k deformacím (nadzvedávání) základu.

Pozn.: V případě zjištění jiného uspořádání stávajícího základového pasu schodišťové stěny než bylo předpokládáno v projektu (vycházelo se z původní dokumentace) kontaktovat statika.

**Před bouráním podlah a podkopáním schodišťové stěny je nutné provizorně podepřít okolní stropní konstrukci.**

Řešení podchycení schodišťové stěny viz výkresy č.

0837\_05\_03\_102\_00

0837\_05\_03\_103\_00

0837\_05\_03\_105\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

### 8.5.2 Založení výtahové prohlubně

Kopání jámy pro výtahovou prohlubeň se bude provádět až po zajištění schodišťové stěny (tzn. po provedení ztužujících prahů R1 na MPP pro odchycení výtahové prohlubně je MP2). Pro přenos zatížení z výtahové prohlubně do základové zeminy jsou navrženy 4 svislé mikropiloty (označené MP4 až MP7), vrtané do hloubky 8,3 m od podlahy (úroveň podlahy 1. PP -3,050 = úroveň vrtání MP). Délka injektovaného kořene MP je min. 4,5 m, vrtání je průměrem 180 mm, profil trubky TR 89/10 z oceli 11 523. Po odřezání horních částí trubek a osazení hlav bude konečná výšková úroveň „hlav“ -4,355 a konečné délky MP (od hlavy ke kořeni) budou cca 7,0 m. Kořeny MP budou upnuty do neogenních jílu (tégľů), kde jsou pro každou mikropilotu navrženy 2 až 3 injektáže se spotřebou injektážní směsi 30 až 120 l/bm kořene a max. konečným injekčním tlakem 1,0 až 2,5 MPa.

Mikropiloty budou přenášet pouze tlak; budou kryty ocelovými deskami z plechu 20 mm – 250/250 mm s přivařeným nátrubkem. Do dna železobetonové konstrukce prohlubně o tl. 300 mm smí výsledné MP zasahovat pouze hlavou, a to max. do hloubky 95 mm.

Řešení založení výtahové prohlubně viz výkresy č.

0837\_05\_03\_102\_00

0837\_05\_03\_103\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

### 8.5.3 Výtahová prohlubeň – tvar a vyztužení

Vnitřní rozměr prohlubně je 1650 x 1800 mm, tl. dna a stěn je 300 mm. Dojezd do prohlubně šachty je 1100 mm od čisté úrovně podlahy 1. PP. Prohlubeň výtahové šachty je navržena jako monolitická železobetonová z betonu C 25/30 XC4 (na podkladní beton tl.

100 mm z betonu C16/20); jelikož je navržena jako vodotěsná, jsou pro beton uvedeny doplňující parametry jako max. vodní součinitel 0,45 a maximální průsaku dle ČSN EN 12390-8 max. 50 mm. Navrhovaná nosná výztuž je  $\phi R12/100$  mm v obou směrech, a to při obou površích prohlubně, na podkladní beton tl. 100 mm se k vyztužení použije KARI síť. Vodotěsnost pracovní spáry bude zajištěna těsníci spárovými pásy a rozpínavou boptnací páskou.

Staticky je navrženo podepření dna mikropilotami (MP4 až MP7). Dno železobetonové prohlubně je tedy uvažována jako bodově podepřená deska, ztužená po obvodě stěnami. Na dno výtahové prohlubně šachty působí zatížení od reakcí výtahu, zatížením na železobetonovou stěnu prohlubně je tíha zdíva tl. 250 mm o výšce 14,27 m, na které působí reakce od zastropení šachty.

Ve výtahové šachtě mezi osami A-B-3-4 bude působit lanový trakční osobní výtah pro 9 osob o nosnosti 675 kg.

Řešení tvaru a vyztužení výtahové prohlubně viz výkres č.

0837\_05\_03\_104\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

#### 8.5.4 Výtahová šachta

Vnitřní rozměr výtahové šachty je 1650 x 1800 mm. Stěny šachty jsou zděné z tvarovek POROTHERM P+D tl. 250 mm o pevnosti v tlaku P15, třída zdící malty M10. Celková výška zděných stěn šachty je 14,27 m; strop šachty je z PZD tl. 90 mm s cem. potěrem tl. 30 mm; montážní nosník (pod stropem) je IPE 180.

Půdorysný tvar šachty je v 1. PP uzavřený obdélníkový, v 1. NP a 3. NP je tvaru „U“ s prosklením naproti dveřím kabiny výtahu.

Železobetonové ztužující věnce v šesti různých výškových úrovních v místech kotvení vzpěr vodítek budou vyztužené vázanou výztuží 10 505 (R) a z betonu min. tř. C25/30. Z této třídy betonu budou také betonovány prahy v místě kotvení rámu šachetních dveří (uvažované úrovně kotvení případně upravit podle konkrétního dodavatele výtahu). Ztužující věnce jsou průřezu 250/250 mm (alt. 270/250 mm) a vyztuženy 4 $\phi R12$ , alt. 6 $\phi R16$ , třmínky  $\phi R8/150$  mm.

Řešení výtahové šachty a vyztužení věnců viz výkres č.

0837\_05\_03\_108\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

#### 8.5.5 Otvor ve stropní konstrukci 1. NP

Ve stávající železobetonové stropní konstrukci nad 1. NP je nutné vytvořit (vybourat) otvor pro novou výtahovou šachtu.

Výtahová šachta je navržena jako samostatná konstrukce, nezatěžující ani nepodpírající stropní desku. Dodatečně zřízeným otvorem však dojde jednak k přerušení velkého množství nosné výztuže a dále k přerozdělení vnitřních sil.

Z toho důvodu bylo navrženo zesílení pomocí celkem 90 bm uhlíkových lamel. Uhlíkové lamely se nalepí na spodní i horní povrch desky; je proto nutné počítat s odstraněním stávající podlahy 1. NP na půdorysu sanované oblasti (cca 30 m<sup>2</sup>).

Před lepením lamel bude povrch desky v místě lepení každé lamely řádně očištěn, zdrsňen a před nalepením musí prokázat odtrhovou pevnost min. 1,5 MPa. Uhlíkové lamely se nalepí v dostatečném předstihu před řezáním otvoru, samotné vybourání otvoru musí být provedeno za pomoci diamantové řezné techniky.

Řešení úpravy stropní konstrukce 1. NP v okolí výtahu viz výkres č.

0837\_05\_03\_106\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

### 8.5.6 Otvor ve stropní konstrukci 3. NP

Nosná stropní konstrukce galerie bude plánovaným otvorem narušena pouze v případě jednoho stávajícího nosníku o profilu I 320. Nosník bude přerušen ve svém vnitřním poli, jeho vykonzolování a část pole je nutné ponechat (vynáší PZD desky, které nebudou odstraněny).

Plánovaný obvod výtahu se před vyřezáním dotčeného nosníku podchytí ve směru kolmo na stávající nosníky I 320 dvěma navrženými výměnami o profilu **IPE 140 dl. 3,2 m**. Obě výměny je nutné spojit se stávajícími okolními nosníky a vyřezávaným nosníkem nosným svarem kolem všech ploch vzájemných styků. Výměny budou připevněny ke spodním pásnicím tří stávajících nosníků a po vyřezání prostředního kolizního nosníku musí zůstat v konstrukci stropu zachovány.

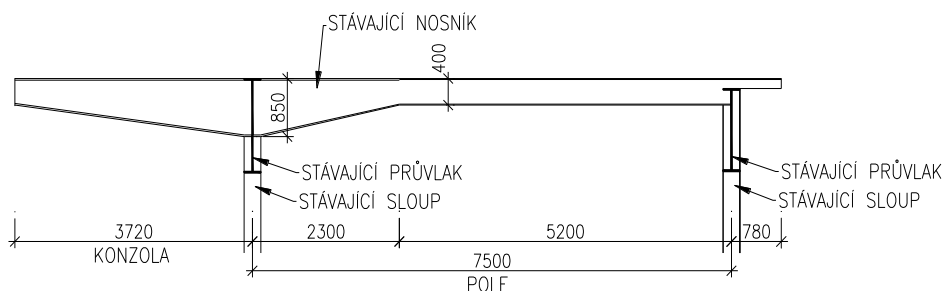
Řešení úpravy stropní konstrukce 3. NP v okolí výtahu viz výkres č.

0837\_05\_03\_107\_00

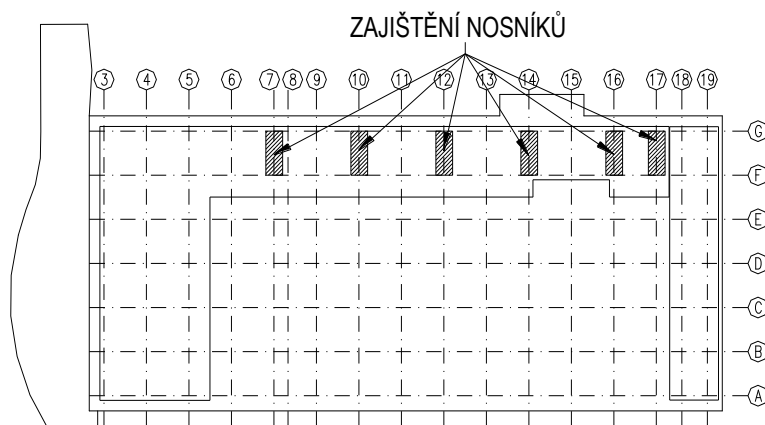
Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

### 8.6 Ztužení vykonzolovaných nosníků stropu 3. NP

Nevyhovující dvojice vykonzolovaných nosníků ve 3. NP (u modulové osy 7, 10, 12, 14, 16, 17) je z důvodu překročení únosnosti o 75 % v poli (uvažováno stávající ztužení – tzn. volná délka 3,75 m) nutno konstrukčně zajistit tak, aby byly schopny přenést požadované zatížení (od stávající stropní konstrukce a užitné zatížení na konzole 4 kN/m<sup>2</sup> a v poli 5 kN/m<sup>2</sup>).



Obr. 14: Schéma nosníku



Obr. 15: Orientační schéma 3. NP

Řešením je zajištění stability spodní tlačené pásnice nosníku (průřez o výšce 400 mm) proti klopení (při převažujícím zatížení na konzole je tlačena spodní část průřezu ocelového nosníku v poli), pak bude únosnost nosníku v poli vyhovující.

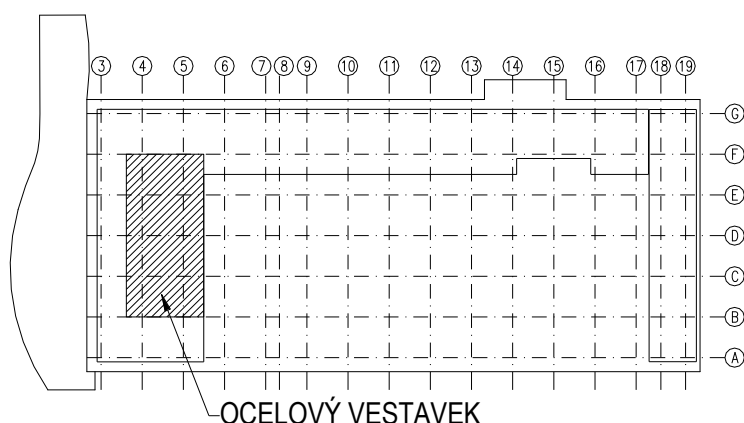
Do nevyhovující oblasti délky 5,2 m (spodní pásnice průřezu nosníku o výšce 400 mm) se mezi dvojicí těchto nosníků přivaří příhradové ztužení z L profilů (L80/80/6) po 850 mm, zajištěných přivařenými výztuhami z plechu tl. 10 mm.

Toto opatření se bude provádět přístupem k nosníkům z podhledu stávající stropní konstrukce a stropní prvky PZD tak zůstanou neporušeny.

Pozn.: Veškeré rozměry stávajících prvků je nutné před prováděním (výrobou zesilujících prvků konstrukce) ověřit zjištěním skutečného uspořádání stávající stropní konstrukce!

Řešení úpravy stropní konstrukce 3. NP v okolí výtahu viz výkres č.

0837\_05\_03\_109\_00

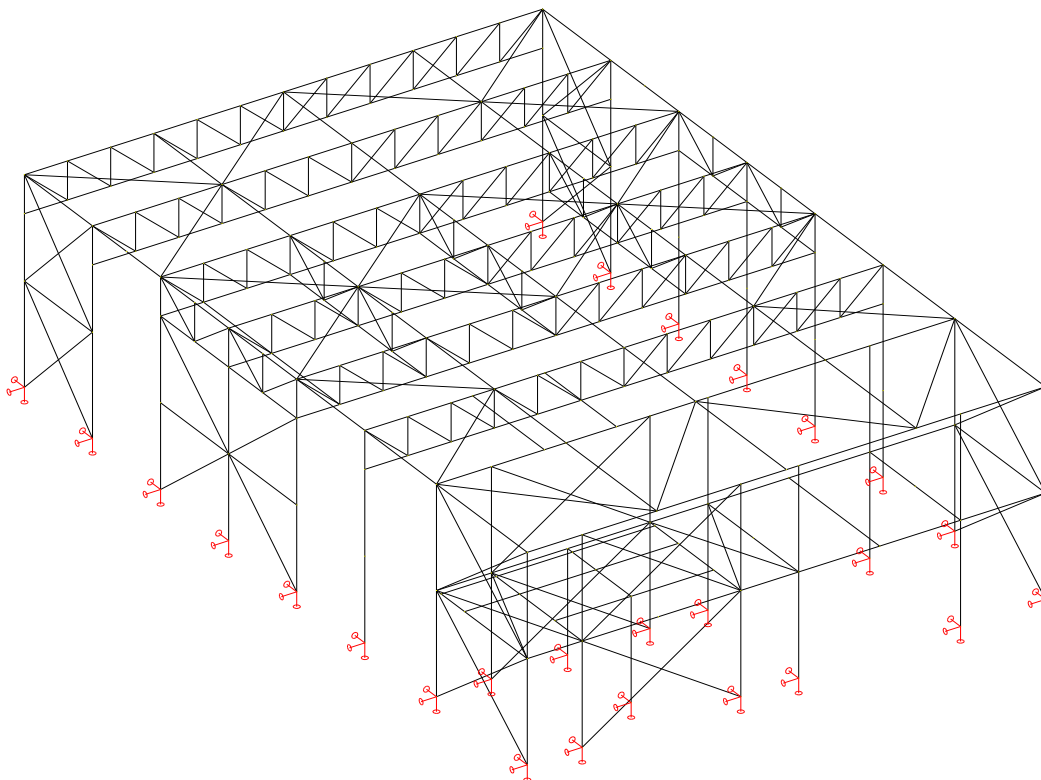


Obr. 16: Orientační schéma 3. NP

## 8.7 Ocelový vestavek na 3. NP

Na úrovni stávající stropní konstrukci 3. NP (galerie) bude proveden ocelový vestavek o rozměrech 14,15 x 21,05 m, která bude sloužit jako nosná konstrukce - mobilní stěny multifunkčního sálu, mezipatra pro strojovnu VZT a režii, dále pro uložení protipožárního podhledu, potrubí VZT, zavěšeného podhledu a do něj vestavěných prvků.

Pro provoz mobilní stěny byl požadován max. přípustný průhyb nosné konstrukce 10 mm (průhyb uvažován po instalaci veškerých podhledů, VZT a provedení protipožárního nástřiku).



Obr. 17: Prutový model ocelové konstrukce vestavku na 3. NP

Uvažované stálé zatížení stropu (podhledu) konstrukce vestavku:

- samonosný protipožární podhled Promat –  $30 \text{ kg/m}^2$
- závěsný podhled Armstrong –  $8,1 \text{ kg/m}^2$
- vestavěná svítidla – cca  $1,5 \text{ kg/m}^2$
- vyústky VZT potrubí – cca  $1,5 \text{ kg/m}^2$
- fancoil – cca  $2,0 \text{ kg/m}^2$
- VZT potrubí – cca  $3,5 \text{ kg/m}^2$
- 2x tlumič VZT –  $250 \text{ kg/ks}$
- protipožární nástřik Promaspray – cca  $5 \text{ kg/m}$  délky ocel. prvku
- mobilní stěna dl. 13,6 a výšky 4,5 m - hmotnost  $70 \text{ kg/m}^2$

Uvažované stálé zatížení mezipatra konstrukce vestavku:

- nášlapná vrstva – koberec
- cementotřískové desky 2x 12 mm –  $0,34 \text{ kN/m}^2$
- izolace 25 mm –  $0,04 \text{ kN/m}^2$

- cementotřískové desky P+D tl. 22 mm - 0,315 kN/m<sup>2</sup>
- příčky - 1,50 kN/m
- stroj VZT (4,58 x 1,02 m) – hmotnost 1200 kg

Uvažované stálé zatížení 3. NP:

- stávající souvrství PZD + litá podlaha – 2,5 kN/m<sup>2</sup>
  - (alternativně: trapéz. plech + beton + litá podlaha – 2,4 kN/m<sup>2</sup>)
- podhled – 0,2 kN/m<sup>2</sup>
- příčky – 1,5 až 3,0 kN/m

**Omezení zatížitelnosti užitným zatížením v ploše mezipatra vestavku:**

- šatna + zázemí multifunkčního sálu (3. NP) – 3 kN/m<sup>2</sup>
- strojovna VZT + režie (4. NP) – 1,5 kN/m<sup>2</sup>

Uvažované užité zatížení v ploše multifunkčního sálu – 5 kN/m<sup>2</sup>

Z posouzení stávající stropní konstrukce galerie (viz odst. 6.3) vyplývá max. zatížitelnost 3. NP v ploše plánovaného vestavku 5,3 kN/m<sup>2</sup>. Provedení uvažované konstrukce vestavku s odpovídajícím zatížením (viz výše) znamená přetížení stávající stropní konstrukce. Tento problém bylo nutno vyřešit přidavnými nosnými ocelovými prvky a výměnami dodatečně vloženými do stávajícího stropu, dále zesílením konzoly průvlaku pomocí předpětí a výměnou stávajících PZD desek za spřaženou ocelobetonovou desku.

**Použité materiály:**

Ocel – S 235, S 355

Šrouby – pevnost 8.8

Beton – C25/30

Výztuž – KARI síť  $\phi 6/150$  mm

Předpínací výztuž - MONOSTRAND HDPE 1670/1860  $\phi 15,7$  mm

**Postup prací pro zesílení průvlaků a provedení ocelové konstrukce vestavku (viz výkres č. 0837\_05\_03\_137\_00):**

- postupné vybourání stávajících PZD desek v ploše navržených ocelobetonových desek D1 až D5 (odlehčení konstrukce)
- zesílení konzoly stávajících průvlaků v modulových osách C, D, E přivařením dvojice HEB profilů k horní pásnici
- přivaření plechů K1, K2 tvořících kotevní oblast
- osazení předpínací výztuže (bez napínání)
- ztužení konzoly průvlaků u spodní příruby proti klopení a vzpěru (prvky 16, 17)
- provést nové ocelové prvky a výměny do stávajícího stropu (P1, P2, P3)
- v ploše vybouraných PZD desek položit trapézové plechy TR 40S/160 tl. 1,25 mm (vynechat nutné „pracovní“ otvory pro budoucí kotvení sloupů vestavku – S1 až S4 a kotvení schodiště – 1)
- přistřelit spřahovací trny na stávající nosníky, průvlaky a dodatečně vkládané prvky v požadované hustotě a roztečích (vzdálenosti a počty trnů jsou různé!)

- položit kari síť  $\phi 6/150$  mm a provést betonáž stropních desek D1 až D5 v tloušťce 100 mm od spodní vlny plechu (vynechat „pracovní“ otvory v místech kotvení sloupů - S1 až S4 a schodiště -1 )
- po vytvrzení betonu desek (dosažení 28 denní pevnosti) je možné provést předpínání trojice lan na konzole průvlaků C, D, E (každé lano předepnout silou 180 kN)
- osazení kotevních plechů L1 a L2 („prstenec“ okolo sloupu) a výztuh stojiny průvlaku
- montáž vzpěry V1
- provedení ocelového vestavku – sloupy, příčníky, podélníky, příhradové nosníky, táhla, ztužení, stropnice, schodiště atd.

Ochrana proti korozi nátěrovým systémem splňující požadavek na stupeň korozní agresivity (dle ČSN EN ISO 12944) C2. Navržený nátěrový systém ISO 12944-5/A2.05, připravený podklad do stupně  $Sa2 \frac{1}{2}$ , skladba nátěru – 1 x základní nátěr jmenovité tloušťky suchého povlaku 80  $\mu\text{m}$ , 2 x následný finální nátěr tl. 160  $\mu\text{m}$ . Barva nátěru je základní šedá – RAL 7035.

#### 8.7.1 Zesílení konzoly průvlaků v modulových osách C, D, E

Po provedení nástavby je únosnost průvlaků nad podporou (osa 5) překročena o 58 % u průvlaku na ose D, 42 % u průvlaku na ose C a o 49 % u průvlaku na ose E. Z tohoto důvodu je nutno přistoupit k zesílení těchto průvlaků, které lze rozdělit do tří etap.

První etapou je zesílení horní pásnice průvlaků pomocí dvou profilů HEB 100 na každém průvlaku. Tyto HEB profily budou po celém obvodu přivařeny k průvlakům. Kromě zesílení horních pásnic je navrženo jejich dodatečné zajištění proti klopení a vzpěru převislého konce. Ztužení je navrženo pomocí trubek TR 82/4 (S235) a TR 73/5,6 (S235), které jsou kloubově spojeny s výztuhami průvlaků pomocí šroubů M12 (8.8). Provede se osazení předpínacích lan mezi kotevní oblasti (k předepnutí dojde až po zabetonování a zatvrdnutí ocelobetonových desek).

Pozice předpjatých výztuží a jejich osazení na průvlakky je patrné z výkresové dokumentace. Kotevní oblast K1 (oblast napínání) je řešena pomocí plechu P25 (S355; ve výkresové dokumentaci označen jako pol. č. 6) s výztuhami z P10 (S235). Kotevní oblast K2 (pasivní kotva) je řešena opět pomocí plechu P25 (S355 - pol. č. 6) a je opřena o profily HEB 100. Přímou za roznášecí kotevní desky P25 (S355) bude vložen volně stlačitelný materiál (např. polystyren), který oddělí budoucí betonovou desku od kotevní oblasti a umožní tak vnést předpínací sílu do průvlaku.

Druhou etapou je předepnutí převislých konců pomocí lan MONOSTRAND HDPE 1670/1860  $\phi 15,7$  mm. Každý průvlak bude jednostranně předepnut třemi lany silou 180 kN (v každém laně).

Jako třetí etapa zesílení je navrženo vytvoření vzpěry V1, která bude kloubově připojena k dolní pásnici průvlaků a k „prstenci“ kolem sloupu (na ose 5) – prvky L1 a L2. Napojení vzpěry na průvlak a sloup je řešeno pomocí plechů P20 (S235) a šroubů M36 (8.8). Nesmí se opomenout přivaření výztužných plechů (P20), zesilujících průvlak v místě podepření vzpěrou.

Řešení zesílení průvlaků viz výkresy č.

0837\_05\_03\_137\_00, 0837\_05\_03\_138\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše). Především k předeptnutí lan nesmí dojít před zesílením stropu a vytvrdnutím betonu desek D1 až D5.

### 8.7.2 Spřažené ocelobetonové desky D1 až D5

V oblastech nevyhovujících stávajících prvků stropní konstrukce 3. NP bude provedena výměna stávajících PZD desek za spřažené ocelobetonové. Ocelové trapézové plechy TR 40S/160 tl. 1,25 mm byly dimenzovány jako prosté nosníky na rozpětí 1,5 m (kladeny žebry kolmo na stávající nosníky I320) pro montážní i provozní stadium.

Trapézové plechy budou do horních přírub nosníků přistřeleny spřahovacími trny X-HVB 80 v příslušném počtu a vzdálenostech, které jsou u podporujících prvků různé (viz půdorys ukládání nosné konstrukce vestavku do stávajícího stropu). Tímto budou stropní prvky zajištěny také proti klopení a spřažením se zvýší jejich únosnost a tuhost v průhybu.

Po položení výztužných svařovaných sítí KARI  $\phi$  6/150 mm se desky zabetonují v tloušťce 100 mm od spodní vlny plechu.

Pozn.: V místech budoucího kotvení sloupů ocelového vestavku S1 až S4 a schodiště – 1 je nutné vynechat „pracovní“ otvory (beton včetně plechu) tak, aby se po vybetonování desek daly tyto prvky přivařit k ocelovým stropním nosníkům. Tyto otvory se po přivaření sloupů a schodiště dodatečně vylijí betonem.

Řešení ocelobet. desek viz výkresy č.

0837\_05\_03\_137\_00, 0837\_05\_03\_141\_00, 0837\_05\_03\_142\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše).

### 8.7.3 Ocelová konstrukce vestavku

Ocelová konstrukce vestavku je navržena s ohledem na užívání především jako mezipatro, nosná konstrukce podhledu a mobilní stěny. Sloupy jsou uloženy buď na stávající stropní prvky I320 nebo na dodatečně vkládané nosníky a výměny (prvky P1 až P3).

Pozn. Veškeré rozměry vkládaných prvků a uvažované místa jejich kotvení k stávajícím prvkům je nutné před prováděním (výrobou) ověřit zjištěním skutečného uspořádání stávající stropní konstrukce!

Konstrukce tvořící mezipatro 4. NP o ploše 3,8 x 14,15 m je řešena jako příčné rámy spojené podélníky, přičemž sloupy HEA 120 (mimo rám u schodiště) jsou vytaženy až na úroveň podhledu a ztuženy táhly a podélníky. Ocelové schodiště je navrženo jako schodnicové (U120) se stupni tvořenými profilovaným plechem.

Konstrukce nad multifunkčním sálem o ploše 17,25 x 14,15 m je tvořena sloupy HEB 120 a HEB 140 (v ose mobilní stěny), jejichž vnější příruby jsou zalicovány do roviny. Na sloupy jsou osazeny hlavní příhradové vazníky vysoké cca 1,1 m na rozpětí cca 14,15 m – tzn. 1 vazník V1 (na jeho spodní pás bude kotvena kolejnice pro mobilní stěnu) a 5 vazníků V2, které jsou s ohledem na montáž děleny na tři segmenty. V polích přilehlých ose mobilní stěny jsou vloženy čtyři pomocné příhradové vazníky V3 a jeden pomocný krajní vazník V4, které zajišťují přenos zatížení mobilní stěny z vazníku V1 i na sousední vazníky V2. Celá konstrukce je ztužena v rovině podhledu trubkami o profilu TR 60,3/3,2 a v rovinách stěn pomocí profilů U 65.

S ohledem na manipulaci s mobilní stěnou (kotvení kolejnic) je mezi příhradové vazníky vložen prvek P14 (nosník HEA 100) a vazník V4 je opatřen spodním pásem o stejném profilu (HEA 100). Pro zavěšení podhledu a vzduchotechniky je konstrukce doplněna o nosníky P12 a P13, uloženým do styčníků příhradových vazníků.

Řešení ocelové konstrukce vestavku viz výkresy č.

0837\_05\_03\_137\_00

0837\_05\_03\_142\_00

0837\_05\_03\_139\_00

0837\_05\_03\_143\_00

0837\_05\_03\_140\_00

0837\_05\_03\_144\_00

0837\_05\_03\_141\_00

Při provádění je nutné důsledně dodržovat postup prací (viz výše). Zahájení montáže ocelové konstrukce vestavku je možné až po provedení zesílení stropní konstrukce 3. NP, provedení a vytvrzení betonu desek D1 až D5 a předeptnutí lan na konzolách průvlaků!

## 8.8 Nové ocelové konstrukce v prostoru Science Theatre

V prostoru vstupní části objektu jsou v rámci přestavby na Science Theatre plánovány nové ocelové konstrukce. Jedná se o vestavbu mezistropu pro režii a ocelovou konstrukci stupňovitého hlediště.

### 8.8.1 Vestavba režie

Jedná se o samostatnou jednopodlažní ocelovou konstrukci. Konstrukce je tvořena celkem 6 ks svislými sloupy HEA 100, na které jsou osazeny průvlaky IPE 180. V příčném směru je tuhost konstrukce zajištěna rámovými styčníky, v podélném směru je konstrukce zavětrování křížovým táhlem a ukotvením do stávající železobetonové stěny. Stropnice jsou tvořeny vždy dvojicí tenkostěnných profilů 2xC100. Všechny spoje jsou navrženy šroubované – šrouby třídy 5.6. Založení vestavku je na základových patkách o rozměru 400 x 400 mm, které jsou založeny uvnitř interiéru v hloubce cca 0,5 m pod podlahou a u obvodové stěny základová spára patek navazuje na hloubku stávajících základových konstrukcí – hloubka cca 1,2 m. Ocel je navržena S235, ochrana proti korozi nátěrovým systémem splňující požadavek na stupeň korozní agresivity (dle ČSN EN ISO 12944) C2. Navržený nátěrový systém ISO 12944-5/A2.05, připravený podklad do stupně  $Sa2 \frac{1}{2}$ , skladba nátěru – 1 x základní nátěr jmenovité tloušťky suchého povlaku 80  $\mu\text{m}$ , 2 x následný finální nátěr tl. 160  $\mu\text{m}$ . Barva nátěru je základní šedá – RAL 7035.

Řešení ocelové konstrukce mezistropu viz výkresy č.

0837\_05\_03\_113\_00, 0837\_05\_03\_114\_00, 0837\_05\_03\_115\_00

### 8.8.2 Konstrukce hlediště

Konstrukce stupňovitého hlediště je tvořena celkem 5 ks hlavních vazníků, každý složený ze dvou kusů vzájemně spojených montážními šrouby v modulu „E“-„F“. Hlavní profily vazníků jsou U80, tyto vazníky jsou kotveny mechanickými kotvami do stávající podlahy cca po vzdálenostech 1,065 m. V podélném i příčném směru jsou vazníky zavětrovány pomocí profilů L50/5. V příčné směru jsou následně na horní pás vazníků uloženy hlavní nosníky podest IPE 100. Veškerá navržená ocel je třídy S235., povrchová úprava nátěrovým systémem vhodným pro stupeň korozní agresivity (dle ČSN EN ISO 12944) C2. Navržený nátěrový systém ISO 12944-5/A2.05, připravený podklad do stupně  $Sa2 \frac{1}{2}$ , skladba nátěru – 1 x základní nátěr jmenovité tloušťky suchého povlaku 80  $\mu\text{m}$ , 2 x následný finální nátěr tl. 160  $\mu\text{m}$ . Barva nátěru je základní šedá – RAL 7035.

Na tyto nosníky je následně montována nosná konstrukce podlahy, která je tvořena dvouvrstvými deskami CETRIS tl. 24 mm. Konstrukce je navržena svařovaná pomocí dílenských svarů, na místě dojde k montáži za pomoci pouze šroubovaných spojů – šrouby třídy 5.6. V opláštění ocelové konstrukce musí být zřízen montážní otvor pro umožnění

občasného přístupu osob, provádějících periodické revizní prohlídky nosných ocelových konstrukcí.

Řešení ocelové konstrukce mezistropu viz výkresy č.

0837\_05\_03\_116\_00

0837\_05\_03\_117\_00

## 8.9 Úprava stávajících sloupů obvodového pláště

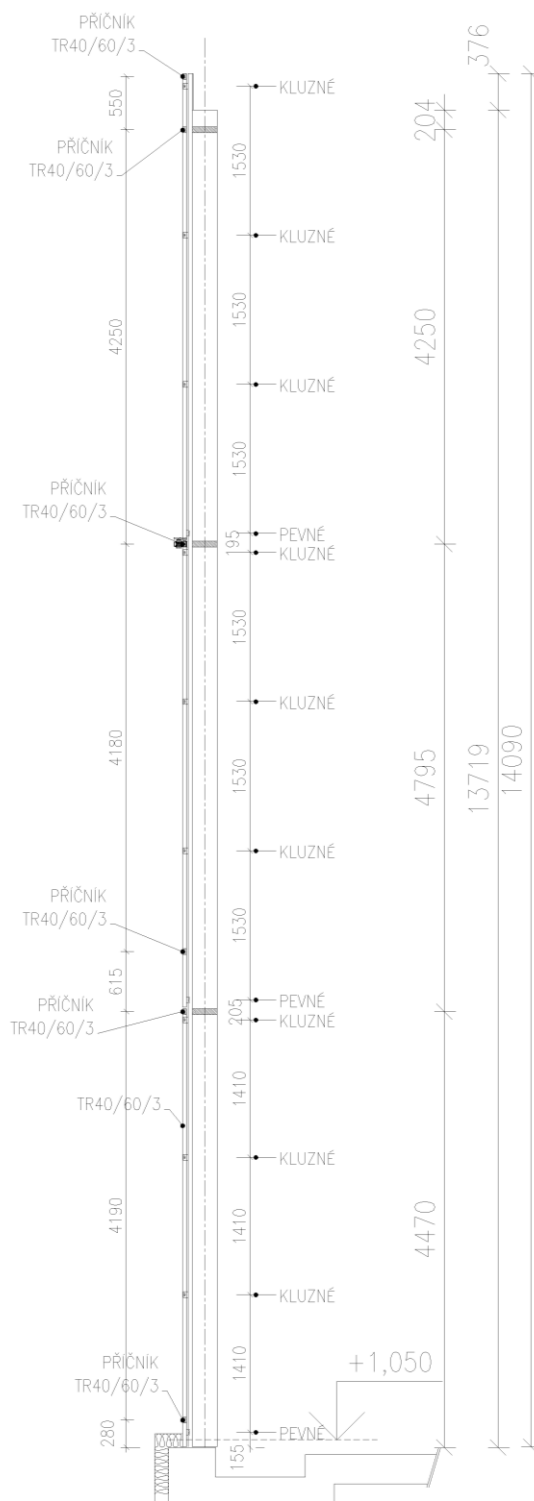
V rámci průzkumu - viz [26] a statického přepočtu ve stupni pro stavební povolení byly stávající sloupy obvodového pláště hlavní haly vyhodnoceny jako vyhovující, problémem byla pouze výrazná koroze paty těchto sloupů – bylo navrženo provést nové ukotvení paty. Pro realizaci tohoto opatření byla vyhotovena i podrobná výkresová dokumentace.

Dále byla pro účely montáže nového obvodového pláště navržena předsazená konstrukce vyrovnávající nerovnosti stávajících sloupů pláště, která je k těmto sloupům průběžně kotvená. Tato konstrukce byla pouze staticky ověřena, nebyla předmětem provedení výkresové dokumentace apod.

### 8.9.1 Sanace paty obvodového pláště

Hlavní sanace paty je navržena za pomoci dodatečně ukotveného a k hlavním sloupům přivařeného zámečnického výrobku, který v případě selhání koroze degradovaného původního kotvení bude schopen přenést působící zatížení do spodní nosné konstrukce. Pro tyto účely byly navrženy dva základní typy zámečnických výrobků – pro hlavní běžný sloup výrobek „Z1“ a atypický pro rohový sloup – „Z2“. Řešení viz výkres č. 0837\_05\_03\_119\_00.

Za podrobnější popis stojí především zámečnický výrobek „Z2“, jehož stavební montáž se skládá ze dvou hlavních kusů. Montáž bude probíhat ve dvou fázích. V první fázi se za pomoci montážních svarů vevadí do stávajícího sloupku obvodového pláště vložka Z2/4 s předem navařenými čepy M16 – viz det. A. Následně se na čepy nasadí druhý díl zámečnického výrobku - s novou patou k ukotvení. Uložení se provede do podlití, následně se převaří vyčnívající čepy se svislicí druhého dílu a provede ukotvení do spodní železobetonové konzoly za pomoci celkem 4 ks chemických kotev M10.



Obr. 18 Výškové řešení vyrovnávacího profilu obvodového pláště

Ošetření a omezení koroze v dutině navrhujeme za pomoci vhodné aplikace tekutého inhibitoru koroze. Do dutiny sloupu bude pomocí předem vyvrtaného otvoru pod tlakem aplikován tekutý migrující inhibitor koroze (např. přípravek MCI 309). Vnější povrch paty sloupu bude dále ošetřen cementovým nátěrem s obsahem migrujících inhibitorů – např. MCI 2023. Jedná se především o povrch sloupu, u kterého nebude následně docházet ke kolizi s dodatečně osazovaným ocelovým zesílením – výrobky „Z1“ a „Z2“. Po aplikaci protikorozní směsi a provedení úprav paty sloupu nehrozí statické narušení vlivem postupující koroze.

Stručný postup prací:

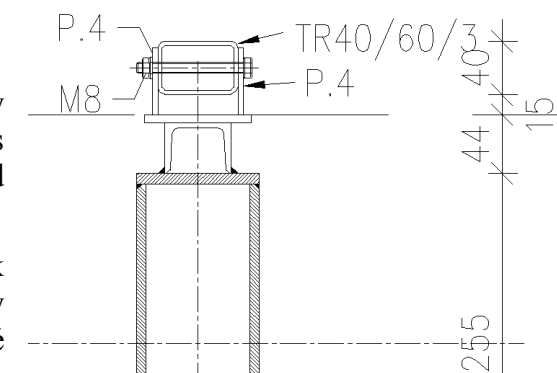
1. mechanické odstranění potěru a nesoudržných částí v patě sloupů,
2. vyčištění korozních zbytků uvnitř sloupu,
3. očištění paty sloupu,
4. zaslepení paty sloupu,
5. nátěr ocelového povrchu paty sloupu nátěrem obsahujícím inhibitor (např. MCI 2023),
6. vrtání otvoru pro aplikaci tekutého inhibitoru,
7. aplikace (pod tlakem) inhibitoru (např. MCI 309) do dutiny,
8. zaslepení otvoru.

Po dokončení montáže se provede povrchová úprava nátěrovým systémem vhodným pro stupeň korozní agresivity (dle ČSN EN ISO 12944) C2. Navržený nátěrový systém ISO 12944-5/A2.05, připravený podklad do stupně  $Sa2\frac{1}{2}$ , skladba nátěru – 1 x základní nátěr jmenovité tloušťky suchého povlaku 80  $\mu\text{m}$ , 2 x následný finální nátěr tl. 160  $\mu\text{m}$ . Barva nátěru je odstínovaná – RAL stanoví architekt.

### 8.9.2 Vyrovnání sloupů předsazenou ocelovou konstrukcí

V rámci technické podpory byla staticky navržena předsazená konstrukce z Jacklu, která je montována s distancí před stávajícími sloupy (viz **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**) a má za účel vyrovnat nerovnosti stávajících sloupů obvodového pláště. Tato konstrukce nenahrazuje statickou funkci stávajících sloupů – pouze ji doplňuje. Podmínky pro návrh jsou následující:

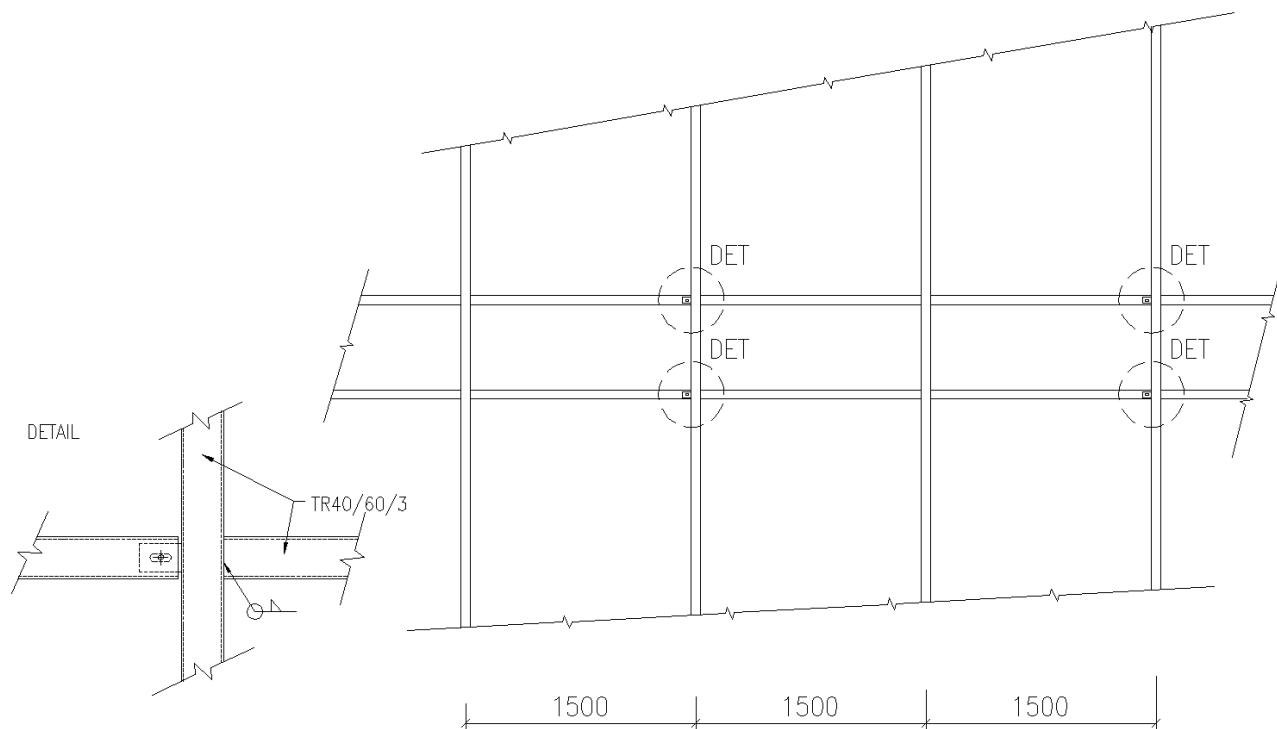
- Jacklová konstrukce TR 40/60/3 je po výšce tvořena celkem 3 přerušenými kusy s pevným uchycením do stávajícího ocelového sloupu pro přenesení osových sil – viz **Obr. 18**.
- Dále
- Dále jsou po výšce umístěny kluzné třmeny po max. vzdálenostech cca 1,5 m pro přenos vodorovných sil do stávajícího sloupu od účinků větru.
- V místě původních vodorovných příček původní fasády jsou umístěny rozpěry rovněž z profilu TR 40/60/3. Vodorovné rozpěry musí být z důvodu teplotní dilatace v podélném směru dilatovány – viz např. **Obr. 20**, kde je spoj rozpěry v každém druhém poli navržen kluzně za pomoci oválného otvoru ve vnitřním styčnickovém



Obr. 19 Umístění předsazené konstrukce z Jacklu

plechu. Konečnou podobu konstrukčního řešení včetně detailu spojů, polohy a úpravě dilatací musí řešit výrobní dodavatelská dokumentace v závislosti na vybraném způsobu zasklení.

- Při realizaci přesazené stěny je nutné respektovat nutné provedení dilatací, rovněž je při volbě polohy dilatací po délce fasády nutné respektovat objektové dilatace pavilonu – poloha viz např. výkres č. 0837\_05\_03\_121\_00.



Obr. 20: Podélná dilatace podkladní konstrukce fasády

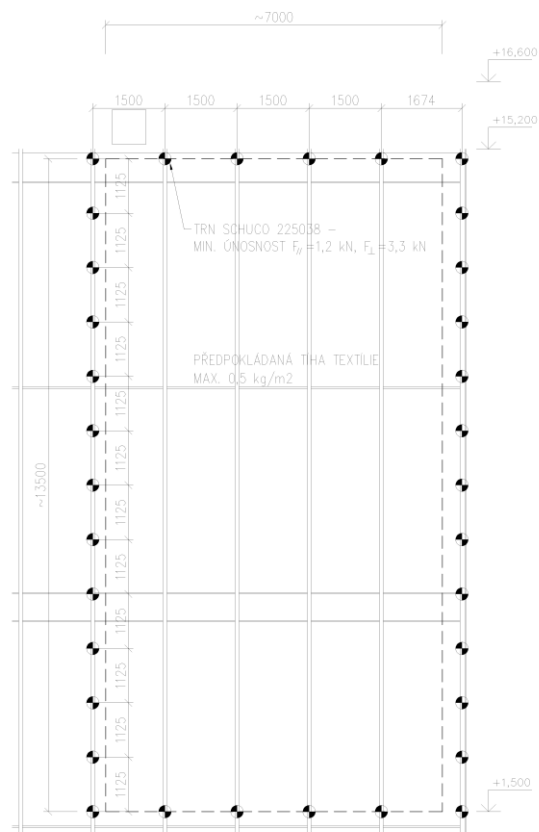
Pro přesazenou konstrukci nebyla vyhotovena v rámci statické části projektu výkresová dokumentace - tento odstavec vznikl především z důvodu základní formulace předpokladů, při kterých byly navržené dimenze profilů navrženy tak, aby je bylo možné při realizaci respektovat – např. v případě vyhotovení dílenské dokumentace apod.

### 8.9.3 Ukotvení reklamní plachty

V rámci technické podpory bylo staticky ověřeno ukotvení reklamní plachty na stávající obvodový plášť. Bylo navrženo celkem 34 ks kotev (rozmístění viz Obr. 21), a to za přijetí následujících předpokladů:

- předpokládaný max. rozměr plachty 7,5 x 14 m,
- předpokládaná tíha textílie max. 0,5 kg/m<sup>2</sup>,
- únosnost fasádní kotvy min. 1,2 kN rovnoběžně s fasádou; 3,3 kN kolmo na fasádu,
- při působení větru rovnoběžně s fasádou jsou aktivní pouze kotvy po jedné straně reklamní plachty.

Tyto předpoklady musí být v rámci realizace splněny; případné odlišnosti musí být konzultovány.



*Obr. 21: Navržené rozmístění ukotvení reklamní plachty*

## 9 ZALOŽENÍ NOVÝCH OBJEKTŮ

Založení vstupního přístřešku je navrženo na vrtaných pilotách profilu 0,9 m. Piloty budou ukončeny ve vrstvě slínu F8 – viz geologický profil. Předpokládaná délka těchto pilot se liší dle velikosti jejich zatížení – vzhledem k nepravidelnému půdorysu přístavku je velký rozdíl v zatížení jednotlivých pilot. Délka pilot je navržena od 4,0 m do 11,5 m. Vyztužení většiny pilot předpokládáme armokoši 12 až 14 ØR16 mm; u piloty č. 8, 16 a 17, u kterých je značně velký ohybový moment, případně tahová síla (případ piloty č. 8) z horní stavby, předpokládáme vyztužení 12ØR28 mm. U piloty č. 13, kde pilota přenáší velký ohybový moment, je armokoš navržen z profilů 16 ØR28.

Založení přístřešku je, vzhledem k nepříznivé geologii a zkušenostem s poruchami sousední obvodové stěny pavilonu „D“, navrženo na vrtaných mikropilotách. Mikropiloty jsou tvořeny soustavou svislých a šikmých (tažených a tlačných) mikropilot vzájemně převázaných základovými pasy.

Podrobněji včetně výkazu výměr je řešení základových konstrukcí patrné z výkresové dokumentace:

0837\_05\_03\_145\_00

0837\_05\_03\_150\_00

0837\_05\_03\_146\_00

0837\_05\_03\_151\_00

0837\_05\_03\_147\_00

Před zahájením vrtných prací musí být ve spolupráci s investorem (odběratelem) provedeno ověření průběhu případných inženýrských sítí, které by mohly být vrtáním ohroženy. Pro stávající rozvod plynu kolem objektu dochází ke kolizi – přípojku je navrženo zrušit. Potrubí v okolí kolize s pilotami je nutné předem zrušit. Dále dochází ke kolizi s kanalizací pod vstupním objektem. Pilotové založení bylo navrženo za předpokladu, že bude se správci dohodnutá výjimka ze standardních ochranných pásem tak, aby základové konstrukce mohly být realizovány blíže k těmto sítím, piloty budou vrtány ve vzdálenosti min. cca 1,4 m od osy kanalizace a následně budou provedeny masivní železobetonové převázky pro zakotvení ocelových sloupů horní stavby. Tato skutečnost byla konzultována s gen. projektantem. V případě, že by bylo nutné ochranné pásmo dodržet, musí se provést přeložky inženýrských sítí (kanalizace, voda atp.) a pak by bylo možno zjednodušit i některé základové konstrukce.

Pro vrtání pilot bude připravena zpevněná plošina na úrovni -3,07 m, mikropiloty pro shromažďovací přístřešek budou vrtány z úrovně stávajícího UT (cca -1,5 m).

Vzhledem k tomu, že nebyl pro účely návrhu založení prováděn upřesňující geologický průzkum a bylo proto využito archivních údajů, navrhujeme provádět vrtné práce za přítomnosti geologa od nejméně zatížených pilot (např. č. 14, 15 a potom č. 11, 12) a verifikovat parametry zeminy uvažované ve statickém výpočtu – viz také kap. 4. Předpokládáme odběr vzorků zeminy pro kontrolní rozbor. Pokud se zjistí, že vlastnosti zeminy u pilot 14, 15, 11 a 12 nedosahují předpokládané kvality, bude nutné upravit parametry a staticky ověřit piloty extrémně namáhané, v daném případě se jedná především o piloty s délkou 7 m a více a piloty namáhané ohybovými momenty.

Výše popsaný postup vrtání od méně namáhaných k více namáhaným prvkům hlubinného založení platí i v případě založení shromažďovacího přístřešku. Doporučujeme verifikovat geologický profil na mikropilotách č. MP 10 a 11 a dále potom MP 5 a MP7.

Vrty pro piloty budou prováděny rotační technologií z upraveného terénu. Přes případné nesoudržné a nestabilní vrstvy budou vrty paženy provozní ocelovou pažnicí. Při provádění pilot je třeba dbát na přesnost půdorysného umístění a při vrtání pak na čištění dna vrtů. Do

každého vrtu bude po jeho dokončení osazena výztuž dříku piloty a následně provedena plynulá betonáž až do úrovně projektované hlavy piloty. Z důvodu výskytu podzemní vody bude před betonáží každý vrt vyčerpán (dobu expozice dokončeného vrtu je nutno minimalizovat). V případě větších přítoků bude betonáž prováděna zespodu pod hladinu vody pomocí betonovacích rour. Betonovací roura musí před zahájením betonáže dosahovat až na dno vrtu a během betonáže musí být její dolní konec neustále dostatečně ponořen v betonu. Betonová směs znehodnocená stykem s podzemní vodou tak bude vytlačena nad projektovanou úroveň hlavy a následně odstraněna. Po provedení pilot bude přebývajících beton odebrán na úroveň HTU a provedeny železobetonové převázky pilot.

Výrobní tolerance: při provádění pilot - jsou povoleny následující geometrické tolerance:

- polohová odchylka osy vrtu v úrovni hlavy piloty  $\pm 100$  mm,
- odchylka ve sklonu piloty 0,02 m/m,
- výšková odchylka hlavy piloty  $\pm 50$  mm.

Provádění pilot a požadavky na přesnost provedení se budou řídit podle příslušných norem a předpisů - ČSN EN 1536 - Provádění geotechnických prací - Vrtané piloty.

Navržené materiály:

Pasy a převázky – beton 20/25 XC2, převázka Z2.1 až Z2.3 C25/30 XC4, XF1,

Piloty – beton C20/25 XC2,

Výztuž převázek a pilot – ocel 10505 (R),

Mikropiloty – ocelové trubky Ø76/10 mm, ocel 11523.

## **10 NOVÉ OCELOVÉ KONSTRUKCE VSTUPU**

### **10.1 Obecné údaje**

Předmětem statické části projektu je návrh nosných ocelových konstrukcí shromažďovacího přístřešku (zastávky městské hromadné dopravy) a vstupního přístřešku u pavilonu MSCB (někdejší pavilon D v areálu BVV) v Brně, ulice Křížkovského. Řešeny jsou nosné ocelové konstrukce.

Jedná se o dva samostatné objekty nepravidelného (organického) tvaru. Konstrukce jsou samonosné, nejsou připojeny k žádným jiným objektům, s výjimkou podpůrných betonových konstrukcí, které však nejsou předmětem této části projektu.

Shromažďovací přístřešek (zastávka městské hromadné dopravy) má navrženou celkovou výšku cca 4,1 m, největší půdorysné rozměry jsou přibližně 26,5 x 13,25 m. Konstrukce je oboustranně opláštěná kovovou krytinou (plechem) na obou površích pláště.

Vstupní přístřešek do pavilonu má navrženou výšku cca 9,85 m, největší půdorysné rozměry činí 63,85 x 13,9 m. Konstrukce je oboustranně opláštěná kovovou krytinou (plechem) na obou površích pláště, podlaha ve vstupním přístřešku je uvažována monolitická železobetonová.

Návrh opláštění obou konstrukcí včetně vlastní podpůrné konstrukce opláštění je řešeno ve stavební části projektu, tzn. není předmětem této statické části.

## 10.2 Normativní dokumenty

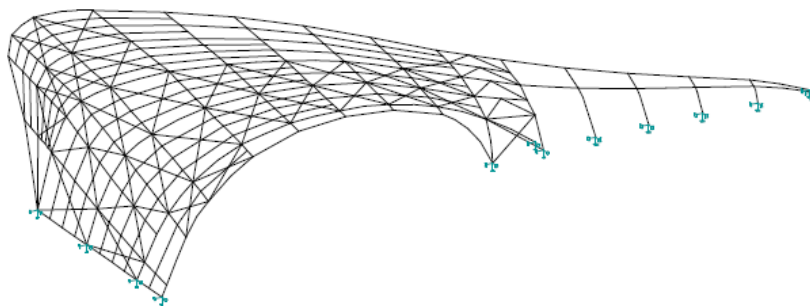
Nosné konstrukce přístřešků byly navrženy v souladu s těmito platnými normativními dokumenty:

- ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-1: Obecná zatížení – objemové tíhy, vlastní tíha a užitné zatížení pozemních staveb.
- ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem.
- ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-4: Obecná zatížení – zatížení větrem.
- ČSN EN 1993-1-1: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- ČSN EN 1993-1-8: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – část 1-8: Navrhování styčníků.
- ČSN 73 1401 „Navrhování ocelových konstrukcí“ (1998, Z1/2001, Z2/2002)
- ČSN 73 1403 „Navrhování trubek v ocelových konstrukcích“
- ČSN 73 2601 „Provádění ocelových konstrukcí“
- ČSN EN ISO 12944 „Nátěrové hmoty - Protikorozi ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy“

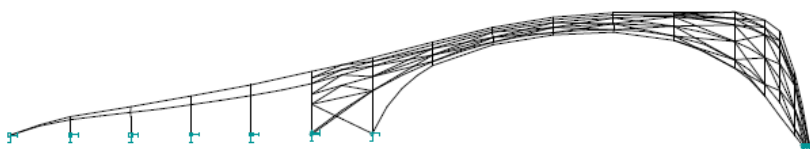
## 10.3 Podklady pro návrh konstrukce

Návrh nosných konstrukcí shromažďovacího a vstupního přístřešku byl proveden na základě architektonické studie a podrobného tvarového a geometrického řešení (Ing. arch. J. Lacina, K4, a.s., Brno, 2010), projektu pro stavební povolení – statická část (BESTEX, s.r.o. Brno, 2010) a architektonického a stavebně-technického řešení, nový stav (stupeň DPS, Ing. arch. Z. Němcová, 03/2011).

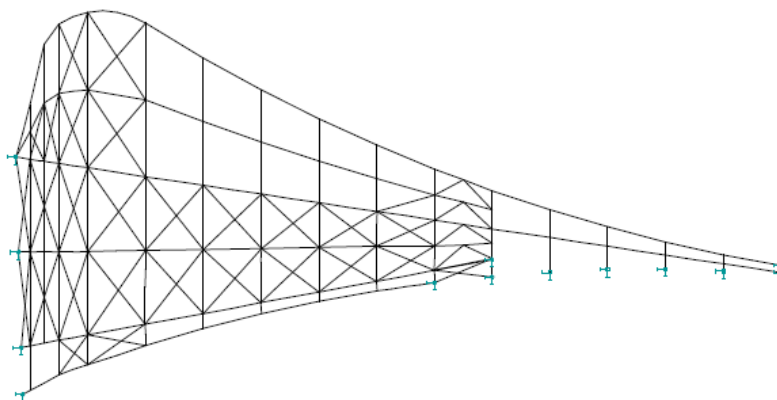
## 10.4 Nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku



Axonometrie2



Pohled y



Obr. 22: Vzhled základního nosné prutové konstrukce shromažďovacího přístřešku

### 10.4.1 Předpoklady návrhu

Statický návrh nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku byl proveden na:

- Mezní stav únosnosti s uvažováním vlivu ztráty stability prvku na nejnepříznivější z kombinací návrhových hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S235.
- Mezní stav použitelnosti na nejnepříznivější hodnoty deformací z kombinací charakteristických hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S235.

Nosná ocelová konstrukce přístřešku byla dimenzována na následující proměnná zatížení:

- Klimatické zatížení větrem s výchozí základní rychlostí větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m.s}^{-1}$ , odpovídající II. větrové oblasti a kategorii terénu III (podle ČSN EN 1991-1-4).

- Klimatické zatížení sněhem se základní tíhou sněhu  $s_0 = 1,00 \text{ kN.m}^{-2}$ , odpovídající II. sněhové oblasti (podle ČSN EN 1991-1-3).

#### 10.4.2 Popis konstrukce, statické řešení

Předmětem statické části projektu je nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku (zastávky městské hromadné dopravy) u pavilonu MSCB (někdejší pavilon D v areálu BVV) v Brně. Jedná se o samostatně stojící objekt, přístřešek má navrženu celkovou výšku cca 4.1m, největší půdorysné osové rozměry jsou 26,5 x 13,25 m.

Základními prvky nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku jsou 2 hlavní zakřivené podélné průvlaky – žebra (probíhající mezi řadami AA-II a AA-NN) a 2 hlavní příčné polarámy – zakřivené konzoly (v řadách HH, II). Konstrukce je dále doplněna o 1 zakřivený podélný nosník – žebro okrajové (mezi řadami AA-OO), 2 zakřivené podélné nosníky – žebra střední (mezi řadami AA-II), 4 zakřivených příčných nosníků (v řadách JJ, KK, LL, MM), distanční a ztužující pruty. Konstrukce jako celek je navržena z trubek kruhového průřezu.

Opláštění konstrukce je uvažováno pomocí cementotřískových desek, které jsou plnoplošně podloženy ocelovým plechem tloušťky 1 mm. Plech je podporován nosnými prvky opláštění, které jsou tvořeny trubkou kruhového průřezu TR  $\varnothing 54 \times 4$  s připojeným prvkem z ploché oceli PL100x4. Krytina je tvořena ocelovým plechem. Opláštění je provedeno u obou povrchů konstrukce. Opláštění včetně nosných prvků a jejich přípojí není předmětem tohoto projektu, je řešeno ve stavební části.

Nosná žebra svým tvarem kopírují povrch konstrukce přístřešku, tzn. jsou zakřivená, ostatní prvky (distanční a výztužné) jsou převážně přímé, zakřivení je uvažováno v místech kolizí s podpůrnou konstrukcí opláštění.

Hlavní podélné průvlaky jsou přímo uloženy na základy, delší z nich je navíc ve střední části podpírán zakřivenými příčnými polarámy v řadách HH, II. Průvlaky jsou vzájemně propojeny distančními profily a křížovým ztužením, čímž vytvářejí prostorově tuhý prvek přístřešku. Ostatní podélné nosníky jsou obdobně na jedné straně podpírány příčnými polarámy v řadách HH, II a na straně druhé jsou uloženy přímo na základech. Stabilita všech výše uvedených nosných prvků je zabezpečena křížovými ztužidly a propojením s hlavními nosnými žebry.

Prostorová tuhost nosné konstrukce je zajištěna ztužením mezi hlavními nosnými prvky a rotačně tuhým kotvením příčných polarámů.

Kotvení ocelové konstrukce je uvažováno pomocí patního plechu s výztuhami a předem zabetonovaných kotevních šroubů s kotevní hlavou nebo dodatečně osazených kotev. Prvky jsou kotveny kloubově, příčné polarámy jsou vetknuty.

Nosná konstrukce shromažďovacího přístřešku je navržena jako celosvařovaná z oceli jakosti S235. Spoje prvků NOK jsou řešeny převážně jako momentové.

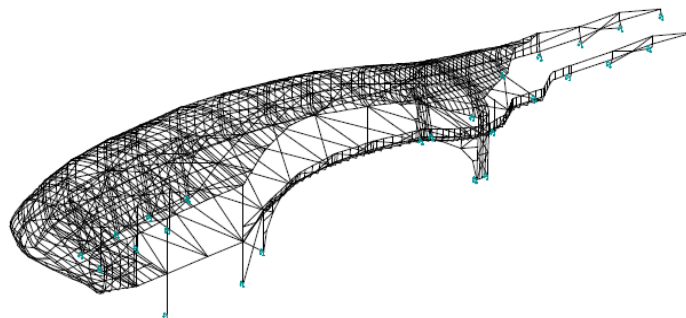
Ochrana ocelové konstrukce proti korozi bude zajištěna ochranným nátěrovým systémem.

Členění konstrukce na montážní dílce a provedení montážních spojů bude řešeno ve výrobní dokumentaci po výběru dodavatele OK a uvážení aktuálních možností přepravy montážních dílců.

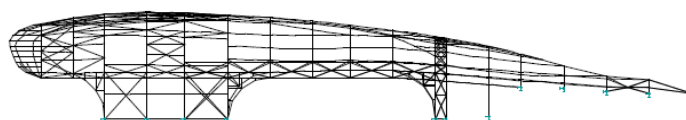
Statická analýza nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku byla provedena metodou konečných prvků programovým systémem NEXIS 32. Výpočtem byl analyzován prostorový model konstrukce přístřešku, a to na účinky stálého a proměnného zatížení.

Posouzení mezního stavu únosnosti i použitelnosti nosné konstrukce jako celku i jejích jednotlivých elementů bylo provedeno v souladu s normativním dokumentem ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí, a to s uvážením globální i lokální ztráty stability prvků.

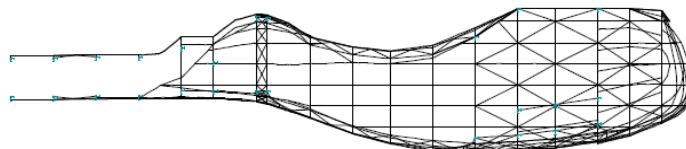
## 10.5 Nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku



Axonometrie 3



Pohled x



Obr. 23: Vzhled základního nosné prutové konstrukce vstupního přístřešku

### 10.5.1 Předpoklady návrhu

Statický návrh nosné ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku byl proveden na:

- Mezní stav únosnosti s uvážením vlivu ztráty stability prvku na nejnepříznivější z kombinací návrhových hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S355.
- Mezní stav použitelnosti na nejnepříznivější hodnoty deformací z kombinací charakteristických hodnot zatížení, přičemž mezní hodnoty byly pro nosné konstrukce z oceli brány z podkladu pro ocel S355.

Nosná ocelová konstrukce přístřešku byla dimenzována na následující proměnná zatížení:

- Proměnné užité zatížení vstupní rampy  $q_k = 5,0 \text{ kN.m}^{-2}$ , odpovídající kategorii C3 (podle ČSN EN 1991-1-1, Tab. 6.1, 6.2).
- Klimatické zatížení větrem s výchozí základní rychlostí větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m.s}^{-1}$ , odpovídající II. větrové oblasti a kategorii terénu III (podle ČSN EN 1991-1-4).
- Klimatické zatížení sněhem se základní tíhou sněhu  $s_0 = 1,00 \text{ kN.m}^{-2}$ , odpovídající II. sněhové oblasti (podle ČSN EN 1991-1-3).

### 10.5.2 Popis konstrukce, statické řešení

Předmětem statické části projektu je nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku u pavilonu MSCB (někdejší pavilon D v areálu BVV) v Brně. Jedná se o samostatně stojící objekt, přístřešek má navrženou celkovou výšku cca 9.85 m, největší půdorysné osové rozměry činí 63,85 x 13,9m.

Základními prvky nosné ocelové konstrukce vstupního přístřešku jsou příčné zakřivené segmenty, sloupy, podélné průvlaky, distanční elementy a ztužující prvky. Konstrukce jako celek je navržena z trubek kruhového průřezu a vybrané sloupy, které nebudou opatřeny opláštěním, jsou z architektonických důvodů provedeny z trubek čtvercového průřezu.

Opláštění konstrukce je uvažováno pomocí cementotřískových desek, které jsou plnoplošně podloženy ocelovým plechem tloušťky 1mm. Plech je podporován nosnými prvky opláštění, které jsou tvořeny trubkou kruhového průřezu TR  $\varnothing 82 \times 4$  s připojeným prvkem z ploché oceli PL100x5 (resp. jsou tvořeny trubkou kruhového průřezu TR  $\varnothing 34 \times 4$  s připojeným prvkem z ploché oceli PL100x4 v čelní části konstrukce, tzn. za řadou S). Krytina je tvořena ocelovým (hliníkovým) plechem. Opláštění je provedeno u obou povrchů konstrukce. Opláštění včetně nosných prvků a jejich přípojí není předmětem tohoto projektu, je řešeno ve stavební části.

Nosné prvky svým tvarem kopírují povrch konstrukce přístřešku, tzn. jsou zakřivené, ostatní prvky (distanční a výztužné) jsou převážně přímé; zakřivení je uvažováno v místech kolizí s podpůrnou konstrukcí opláštění.

Příčné zakřivené segmenty jsou navrženy v řadách B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, a to jako uzavřené, otevřené, osově vzdálené 1,0 až 4,0 m. Jsou podporovány sloupy, případně přímými nebo zakřivenými průvlaky. Vzájemně jsou propojeny distančními a ztužujícími pruty.

Uzavřené vazby jsou navrženy v řadách H, I, O, Q, R a S. Otevřené vazby ve tvaru „C“ jsou navrženy v řadách F, G, J, K, L, M, N, P. V řadách B, C, D, E jsou vazby tvořeny dvojicemi zakřivených konzol tvaru „J“, resp. „L“. V řadách B až E jsou příčné vazby připojeny k podpůrné betonové konstrukci, v řadách G, H, I, N jsou podporovány dvojicí sloupů a v řadách O, P, Q jsou podporovány trojicí sloupů. Osové vzdálenosti vazeb jsou (od řady B k řadě S): 4,0 m, 4,0 m, 4,0 m, 4,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 1,0 m, 4,0 m, 4,0 m, 3,5 m, 4,0 m, 4,0 m, 4,0 m, 3,5 m, 4,0 m, 3,0 m, 3,0 m.

Spodní vodorovné části rámu budou spřaženy s železobetonovou deskou tloušťky 200 mm. Spřažení je realizováno pomocí trnů  $\varnothing 18,2 \text{ mm}$  (délky 129 mm), které jsou osazeny ve vzdálenostech 100 mm v ose profilu. Spřažení je navrženo zejména z důvodu eliminace průhybu ocelových prvků. Ocelové prvky je třeba před betonáží desky podepřít !!!

Pro snížení provozních deformací konstrukce budou zakřivené segmenty v řadách J, K, L, M vyrobeny s nadvýšením volného konce.

Prostorová tuhost nosné konstrukce je zajištěna ztužením mezi hlavními nosnými prvky (segmenty a sloupy), rotačně tuhým kotvením vnějších sloupů v řadách O, P, Q, rámovým spojením sloupů a podélných (přímých i zakřivených) průvlaků a spolupůsobením hlavních nosných prvků. Spoje prvků NOK jsou řešeny převážně jako momentové.

Kotvení ocelové konstrukce je uvažováno pomocí patního plechu s výztuhami a předem zabetonovaných kotevních šroubů s kotevní hlavou.

Geometrický tvar otvorů ve stěnách přístřešku je třeba řešit ve výrobní dokumentaci v koordinaci s architektem objektu.

Nosná konstrukce vstupního přístřešku je navržena jako celosvařovaná z oceli jakosti S355.

Ochrana ocelové konstrukce proti korozi bude zajištěna ochranným nátěrovým systémem.

Členění konstrukce na montážní dílce a provedení montážních spojů bude řešeno ve výrobní dokumentaci po výběru dodavatele OK a uvážení aktuálních možností přepravy montážních dílců.

Statická analýza nosné ocelové konstrukce vstupního přístřešku byla provedena metodou konečných prvků programovým systémem NEXIS 32. Výpočtem byl analyzován prostorový model konstrukce přístřešku, a to na účinky stálého a proměnného zatížení.

Posouzení mezního stavu únosnosti i použitelnosti nosné konstrukce jako celku i jejích jednotlivých elementů bylo provedeno v souladu s normativním dokumentem ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí, a to s uvážením globální i lokální ztráty stability prvků.

### 10.5.3 Základní montážní postup

#### **Poznámka:**

Přesný montážní postup bude uveden v montážní dokumentaci, a to včetně použité montážní mechanizace a plně specifikované technologie spojování jednotlivých celků. Montážní postup bude zpracován dodavatelem konstrukce a musí být předem odsouhlasen statikem i zástupcem investora a koordinován s dodavatelem opláštění konstrukce. Montážní postup musí obsahovat řešení zajištění požadované přesnosti montáže konstrukce, a to s ohledem na návaznosti na pavilon, schodiště, spodní stavbu a betonovou část rampy mezi řadami B až F. Níže uvedené základní kroky montáže mohou být modifikovány v závislosti na použité mechanizaci a prostorových možnostech.

**Před zahájením montáže ocelové konstrukce musí být realizováno statické zesílení konzoly 1. NP v linii odřezané části terasy – viz výkres č. 0837 05 03 111 00.**

#### **Základní montážní postup:**

- sestavení čela konstrukce, tzn. rámu v řadě S a prvků čela,
- sestavení rámu v řadách O, P, Q,
- osazení rámu v řadách O, P, Q, jejich polohová stabilizace pomocí externích prvků,
- vzájemné spojení rámu v řadách O, P, Q pomocí horizontálních (distančních) prvků a ztužujících prvků,
- sestavení rámu v řadě R, jeho montáž (tzn. připojení pomocí horizontálních a ztužujících prvků) k již sestavenému celku rámu v řadách O, P, Q,
- připojení čela konstrukce včetně rámu v řadě S (připojení pomocí horizontálních a ztužujících prvků) k sestavenému celku,
- sestavení rámu v řadě N, připojení k již sestavenému celku konstrukce,
- postupné sestavení rámu v řadách M, L, K, J a jejich připojení pomocí horizontálních a ztužujících prvků k sestavenému celku,

- sestavení rámu v řadách I, H, jejich propojení pomocí diagonálních a horizontálních prvků,
- připojení sestavených rámu H+I ke smontovanému celku konstrukce,
- připojení zakřiveného průvlatku mezi řadami I až O,
- sestavení rámu v řadě G a jeho připojení pomocí horizontálních a ztužujících prvků k sestavenému celku,
- postupné osazení rámu v řadách G, F, E, D, C, B a vzájemná propojení se smontovanou konstrukcí,
- kontrola geometrie konstrukce,
- kontrola provedení montážních svarů,
- osazení spřahovacích prvků železobetonové podlahové desky,
- osazení doplňkových prvků a prvků pro připojení opláštění,
- provedení předepsaných ochranných nátěrových systémů konstrukce včetně přípravy podkladu,
- realizace železobetonové podlahové desky,
- montáž opláštění podle schváleného postupu montáže opláštění, který musí zahrnovat řešení případných rozměrových a tvarových odchylek sestavené konstrukce.

**Upozornění:**

S ohledem na skutečnost, že se jedná o tvarově atypickou a velmi členitou konstrukci, je nezbytné průběžné geodetické měření geometrie konstrukce (tzn. rovinnosti, rozměrů a tvaru).

## 10.6 Ochrana konstrukce

Veškeré prvky ocelových konstrukcí shromažďovacího a vstupního přístřešku budou opatřeny ochranným protikorozním nátěrovým systémem v souladu s ČSN EN ISO 12944 (stupeň korozivní agresivity C3). Navržený nátěrový systém ISO 12944-5/A3.09, připravený podklad do stupně  $Sa2 \frac{1}{2}$ , skladba nátěru – 1 x základní nátěr jmenovité tloušťky suchého povlaku 80  $\mu\text{m}$ , 3 x následný finální nátěr tl. 200  $\mu\text{m}$ . Barva nátěru je základní šedá – RAL 7035. Spojovací materiál je uvažován pozinkovaný. Sloupy, zakřivené průvlatky a polorámy, které jsou v kontaktu s podložím, je nezbytné v dotčených oblastech opatřit ochrannou izolací proti zemní vlhkosti.

## 10.7 Hmotnost konstrukce

Výkaz výměr byl sestaven převážně na základě teoretických délek jednotlivých prutů výpočtových modelů nosné konstrukce shromažďovacího a vstupního přístřešku.

Hmotnost nosných prvků ocelové konstrukce vstupního přístřešku (ocel S355) činí cca 94 tun. Hmotnost nosných prvků ocelové konstrukce shromažďovacího přístřešku (ocel S235) činí cca 10,5 tun. Celková hmotnost ocelové konstrukce (včetně odhadu hmotnosti nezapočtených prvků) činí cca 105 tun.

## Vstupní přístřešek

číslo	název	délka [m] plocha [m <sup>2</sup> ]	jednotková hmotnost [kg/m, kg/m <sup>2</sup> ]	hmotnost celkem [kg]	jakost
	TR ø365x10	239,8	84,50	20263,1	S 355
	TR ø159x5	766,8	18,81	14423,5	S 355
	TR ø219x10	88,8	51,04	4532,4	S 355
	TR ø108x4	57,9	10,16	588,3	S 355
	TR ø356x16	140,7	132,70	18670,9	S 355
	TR ø159x4	94,7	15,14	1433,8	S 355
	TR ø102x5	15,2	11,84	180,0	S 355
	TR ø273x10	33,3	64,23	2138,9	S 355
	TR ø356x8	117,6	67,99	7995,6	S 355
	TR ø219x5	12,6	26,14	329,4	S 355
	TR ø159x8	89,7	29,50	2646,2	S 355
	TR4HR400x400x16	18,1	187,62	3395,9	S 355
	TR ø159x10	40,6	36,39	1477,4	S 355
	TR ø356x25	5,8	201,85	1170,7	S 355
	TR ø108x6	49,2	15,65	770,0	S 355
	TR ø89x4	21,3	8,29	176,6	S 355
	kotvení			5307,0	S 355
	spřáhovací trny ø18,2x129			430,0	

celkem **85929,5** kg  
přídavek 10% **8570,5** kg

hmotnost celkem: **94500,0** kg

## Shromažďovací přístřešek

číslo	název	délka [m] plocha [m <sup>2</sup> ]	jednotková hmotnost [kg/m, kg/m <sup>2</sup> ]	hmotnost celkem [kg]	jakost
	TR ø273x8	48,3	51,77	2500,5	S 235
	TR ø89x4	51,5	8,29	426,9	S 235
	TR ø168x4	80,8	16,02	1294,4	S 235
	TR ø70x4	168,8	6,45	1088,8	S 235
	TR ø273x10	26,1	64,23	1676,4	S 235
	TR ø168x8	16,7	31,26	522,0	S 235
	TR ø168x12,5	6,6	47,56	313,9	S 235
	TR ø273x20	10,4	123,58	1285,2	S 235
	kotvení			427,0	S 235

celkem **9535,2** kg  
přídavek 10% **964,8** kg

hmotnost celkem: **10500,0** kg

Tab. 4 Orientační výkaz oceli pro horní stavu přístřešků

Pozn.: Výše uvedené výkazy jsou pouze orientační!!

### Poznámka:

Ve výkazu výměr nejsou zahrnuty prvky opláštění a prvky podpůrné konstrukce opláštění, a to včetně jejich připojení na nosnou konstrukci. Výše uvedené položky jsou obsaženy ve stavebním řešení.

## 10.8 Důležitá upozornění

- Zpracovaná dokumentace nenahrazuje dokumentaci výrobní ani montážní.
- Povrchová úprava konstrukce bude upřesněna ve výrobní dokumentaci podle požadavků investora (provozovatele).

- Podpurná konstrukce opláštění včetně jejich připojení na nosnou konstrukci není předmětem této části projektu. Návaznosti budou upřesněny ve výrobní dokumentaci v koordinaci s dodavatelem opláštění.
- Všechny spoje prvků nosné konstrukce včetně montážních spojů budou provedeny jako momentové (svařované, případně šroubové).
- Závazné směrné detaily konstrukcí jsou uvedeny ve výkresové části.
- U plechů o tl. 10 mm a víc musí být doložen atest dle ČSN 42 0209.62, u široké oceli o tl. 10 mm a víc musí být doložen atest dle ČSN 42 0138.62.
- Materiál pro ocelové prvky: ocel S235 (nosná ocelová konstrukce shromažďovacího přístřešku), S355 (nosná ocelová konstrukce vstupního přístřešku).
- Výrobní skupina B podle ČSN 73 2601.
- S ohledem na geometrickou a tvarovou složitost obou konstrukcí doporučujeme výrobní dokumentaci zpracovat jako prostorový model.
- Výrobní dokumentace musí být před zahájením výroby odsouhlasena projektantem NOK přístřešků z hlediska správného přiřazení dimenzí prvků.
- Výrobní dokumentace musí být před zahájením výroby odsouhlasena architektem objektů přístřešků.
- Výrobní dokumentace musí být před zahájením výroby odsouhlasena statikem.
- Montážní postup konstrukcí musí být před zahájením montáže OK odsouhlasen statikem.
- Členění konstrukcí na montážní dílce a provedení montážních spojů bude řešeno ve výrobní dokumentaci po výběru dodavatele OK a uvážení aktuálních možností přepravy montážních dílců. Způsob montáže musí být koordinován s dodavatelem opláštění, a to zejména s ohledem na požadované rozměrové a geometrické tolerance nosné OK.
- Spodní horizontální části zakřivených rámců jsou navrženy spřažené s železobetonovou deskou. Ocelové prvky je třeba před betonáží desky podepřít !!!
- Průkaz požární odolnosti konstrukcí není předmětem této části projektu.

## 11 NOVĚ NAVRHOVANÉ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE

### 11.1 Opěrné konstrukce

Opěrné konstrukce jsou navrženy v místě severního rohu pozemku (OS1) a potom dále jako nástupní a vstupní rampy v oblasti vstupního přístřešku objektu jsou navrženy jako plošně založené železobetonové úhelníkové stěny. Opěrné konstrukce jsou navrženy z betonu třídy C25/30 XC4, XF1. Bednění opěrných konstrukcí zakřivené části nástupní rampy je nutné řešit jako atypické na míru. Po odbednění předpokládáme nutnou úpravu povrchu štěrkou (nedokonalost atypického bednění apod.). Konečné sjednocení povrchu bude realizováno ochranným nátěrem. Pro ostatní konstrukce lze využít systémových stěnových bednění. Podloží pod opěrnými konstrukcemi bude nutné vzhledem k geologické situaci upravit hutněnou vrstvou štěrku zpevněnou prolitím řídkým betonem případně cementovou kaší (zamezení drenáže povrchových vod štěrkovými polštáři). V místě se nacházejí ulehle staré zásypy výkopu kanalizace apod.

Opěrná stěna OS1 kopíruje úroveň upraveného terénu (včetně sjezdové rampy na sousedním pozemku) vyvýšením o cca 0,5 m. Po své délce má svislou dilatační spáru zajištěnou nerezovými dilatačním trny a PVC spárovým profilem. Za opěrnou stěnou musí

být realizován drenážní systém. Do stěny je nutné zabudovat profilované kovové trubky (SANDRIK) pro dodatečné upevnění oplocení – viz stavební část projektu.

Opěrné stěny nástupní rampy vstupního přístřešku jsou řešeny jako uhlíkové stěny vzájemně propojené ztužujícím železobetonovým trámem 300 x 300 mm. Na svislé stěny budu v místech modulových os a ztužujících železobetonových trámů kotveny nosné ocelové prvky obvodového pláště – viz výkresy ocelových konstrukcí. V horní úrovni opěrných konstrukcí (kolem os „B“, „C“, „D“) se v podloží vyskytují staré navážky cca do úrovně 204,3 m n.m. Tato úroveň se může ubíhat dle místních podmínek. Mocnost štěrkového polštáře je nutno volit tak, aby byla zastižena vrstva únosné zeminy pod navážkami – v tomto případě tuhý jíl. Očekávaná max. mocnost polštáře je cca 0,6m. Pro štěrkový polštář volit vhodnou zhutnitelnou skladbu frakcí – dodržet křivku zrnitosti, volba obsahu frakcí dle největší použité frakce, která je odvislá od skutečné tloušťky štěrkového polštáře. Hutnění po vrstvách max. 300 mm na hodnotu min.  $I_d = 0,85$ .

## 11.2 Stropní deska vstupního objektu

Stropní deska je navržena jako monolitická železobetonová spojitá podpíraná ocelovými rámy, které jsou součástí nosné ocelové konstrukce vstupního objektu – viz kap. 10.5. Za modulovou osou „G“ bude deska navazovat na železobetonovou monolitickou opěrnou stěnu, kde je konstrukčně umístěna dilatace mezi stropní deskou a deskou na terénu betonovanou mezi opěrné stěny.

Železobetonová deska je betonovaná na celoplošné bednění, odbednění cca po 5 dnech a ponechání provizorního podepření, odstojkování po dosažení 100% pevnosti betonu (28 dní). Horní povrch desky je proveden ve spádu. Navržená tloušťka stropní konstrukce je v místě s maximální tloušťkou 200 mm, v místě u podlahové vpusti tl. 180 mm.

V případě realizace spádů horní desky je možné postupovat dvěma základními způsoby. Horní povrch desky se za pomoci vodících zámečnických prvků, zakomponovaných do armatury železobetonu, vybetonuje v jednotlivých spádech ze zvýšenou přesností cca 5 mm / 2m. Je nutné provést nadvýšení podlahy dle podkladů uvedených ve stavební části. Dalším způsobem je realizace spádů za pomoci plastbetonu až po odbednění a dokončení montáže veškerého opláštění. I v této variantě doporučujeme realizaci betonové desky s nadvýšením z důvodu eliminace spotřeby plastbetonu. Výhodou je možnost nivelačního ověření deformací desky a přizpůsobení spádování na základě již realizovaných lineárních deformací nosné konstrukce po zatížení vlastní tíhou.

Ve stropní desce jsou vynechány otvory pro schodiště a dále kruhové otvory s rozšířením pro podlahovou vpust. Navržena je z betonu C30/37 XC4 XF3. Obvod desky bude kopírovat architektonické ztvárnění objektu. Cca 1,0 m za modulovou osou „D“ je navržena řezaná smršťovací spára – viz det. A. Do bednění se ke spodnímu líci vloží „oslabovací“ profil, po betonáži (cca do 48 hodin po dokončení pokládky betonové směsi) se z horního povrchu provede řez o maximální hloubce 40 mm.

Jako povrchová úprava je plánovaná tenkovrstvá stěrka - max. tl. 5 mm. Aplikace povrchové stěrky až po proběhnutí větší části smršťování, tzn. min. po 2 měsících po betonáži.

Podrobněji je konstrukční řešení patrné z výkresové dokumentace:

0837\_05\_03\_122\_00

0837\_05\_03\_123\_00

0837\_05\_03\_124\_00

## 12 ZÁVĚR

Statickým výpočtem a statickou částí projektové dokumentace pro realizaci stavby jsou definovány konstrukce nových základů, dimenze nosných prvků, vyztužení železobetonových prvků. Byla posouzena a navržena opatření pro stávající nosné konstrukce pavilonu „D“ tam, kde dochází ke kolizi s novými konstrukcemi vyvolanými přestavbou. Projekt ocelových konstrukcí předpokládá dopracování ve stupni výrobní dokumentace.

Vzhledem ke specifickým pracím na sanacích a zesilování předmětných konstrukcí nebylo možné některé navržené materiály obecně popsat bez udání konkrétního výrobku, jelikož jsou na jejich specifické vlastnosti navázány technologické postupy apod., které jsou popsány v této technické zprávě a v poznámkách na výkresech. Některé materiály jsou uvedeny jako základní varianta předepsaná projektem, kterou je však možné zaměnit, ale včetně všech následných důsledků v úpravě technologických kroků. Projektem navržené materiály je tak možné nahradit materiály ekvivalentními, případně s lepšími vlastnostmi v závislosti na zvyklostech vybraného dodavatele stavebních prací. Změnu je však nutno předem konzultovat s projektantem.

Ing. Jana Růžičková

Ing. Libor Švaříček

Ing. Bohuslav Zmek, CSc.