

ZIMNÍ STADION OPAVA

REKONSTRUKCE A PŘÍSTAVBA K OBJEKTU
na pozemcích s p.č.: 4/1, 5/1, 5/2, 5/3, 5/4, 6/1, 6/22,
6/11, 6/13, 6/2, 6/15

ŽADATEL

Statutární město Opava

Horní náměstí 382/69, Město, 746 01 Opava

GENERÁLNÍ PROJEKTANT

QARTA ARCHITEKTURA

Jindřišská 889/17, 110 00 Praha 1

Tel: +420 226 200 150, email: qarta@qarta.cz

AUTOŘI

Jiří Řezák, David Wittassek, Pavel Fanta

VYPRACOVAL

Tereza Stambolijská, Martin Vančura, Jan Zmátlík

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

Ing. arch. David Wittassek, ČKA 03078

HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU

QARTA ARCHITEKTURA

ZPRACOVATEL ČÁSTI DOKUMENTACE

STATIC POINT, spol. s r.o., Brdská 2057, 263 01 Dobříš

ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT ČÁSTI

Ing. Karel Košek, ČKAIT 0008742

VYPRACOVAL

Ing. Karel Košek

1.NP | $\pm 0.000 = 250,70$ m n.m. (Bpv)

REVIZE

ČÍSLO ZAKÁZKY

DATUM

12/2020

RAZÍTKO

PARE

NÁZEV VÝKRESU

Technická zpráva

ČÍSLO VÝKRESU

zso_-zs_01

MĚŘÍTKO

ČÁST

STAVEBNĚ-KONSTRUKČNÍ ČÁST

DOKUMENTACE - STUPEŇ

DUR+DSP

Dokumentace pro společné povolení

DOKUMENTACE ČÁST

D.1.2.a

1 Obsah

1	Obsah	3
2	Soubor použitých norem a literatury	4
2.1	Řada norem ČSN	4
2.2	Zákony a vyhlášky	6
3	Použité podklady a literatura	6
4	Použité programy	6
5	Charakteristika objektu	6
5.1	Funkce a tvar budovy	6
5.2	Stavební záměr	7
6	Popis navrženého konstrukčního systému	7
7	Výsledky průzkumů	8
7.1	Inženýrskogeologický průzkum	8
7.1.1	Geologické poměry	8
7.1.2	Hydrologické poměry	9
7.1.3	Charakteristiky zemin	10
7.1.4	Závěr a doporučení geologa	11
7.2	Stavebně technický průzkum stávající haly	12
8	Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky	13
8.1	Betonové konstrukce:	13
8.2	Vázaná výztuž:	13
8.3	Přerušení hluku ze schodišť:	13
8.4	Ocelové konstrukce:	13
8.5	Skleněná zábradlí:	13
9	Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení	13
10	Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí a technologických postupů	17
10.1	Technologické postupy betonáže pohledových betonů	17
11	Zajištění stavební jámy	18
11.1	Stavební jáma	18
11.2	Podchycení konstrukcí stávajícího objektu	18
11.3	Úprava pláně	18
12	Technologické podmínky postupu prací ovlivňujících stabilitu konstrukce	18
12.1	Požadavky na bednění a podpírání	18
12.2	Geometrické tolerance	19
13	Zásady provádění bouracích prací	19
13.1	Opatření z hlediska bezpečnosti a ochrany zdraví osob	19
13.2	Stanovení podmínek pro provádění prací z hlediska BOZP	19
13.3	Způsob ochrany a vymezení ohroženého prostoru	19
13.4	Nakládání s odpady	20
13.5	Zásady bouracích prací	20
14	Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí	20
15	Požadavky na vypracování dokumentace zajišťované zhotovitelem stavby	21
16	Požární odolnost nosných konstrukcí podle Eurokódů	21
16.1	Požadované maximální požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí dle PBR	21
16.2	Informativní požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí	21
16.3	Konstrukční úpravy nosných konstrukcí	22
17	Technologické postupy	23
17.1	Vodonepropustné základové konstrukce	23
17.1.1	Bílá vana podle směrnice TP ČBS 02	23

17.1.2	Samozhojení betonu	24
17.2	Ošetřování betonu	24
17.2.1	Teoretický úvod	24
17.2.2	Způsob a časový průběh ošetřování	24
17.3	Betonáž v zimním období	26
17.3.1	Podmínky s nízkými teplotami	26
17.3.2	Podmínky se zápornými teplotami	26
17.4	Betonáž v letním období	27
17.5	Pohledové betony	28
17.5.1	Normová podpora	28
17.5.2	Bednění	28
17.5.3	Ošetřování betonu	28
17.5.4	Výroba betonové směsi	28
17.5.5	Doprava a ukládání betonové směsi	29
18	Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005	29
19	Provádění, tolerance a kontroly	29
20	Ochrana ocelové konstrukce	30
20.1	Povrchové úpravy ocelové konstrukce	30
20.2	Ochrana ocelové konstrukce galvanizací	30
20.3	Zásady návrhu ocelové konstrukce pro zaručenou galvanizaci	30
20.4	Protikorozi ochrana ocelové konstrukce nátěry	31
21	Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí	32
21.1	Zatřídění konstrukce	32
21.2	Dokumentace konstrukce	32
21.2.1	Dokumentace pro provádění stavby a dokumentace skutečného provedení:	32
21.2.2	Výrobně technická dokumentace	32
21.2.3	Provozní dokumentace	32
21.2.4	Zápis o provedených prohlídkách konstrukce	33
21.3	Kontroly konstrukce	33
21.3.1	Oprávnění k prohlídkám	33
21.3.2	Kontrola souladu skutečného stavu konstrukce a zatížení s dokumentací	33
21.3.3	Běžná prohlídka	33
21.3.4	Podrobná prohlídka	33
21.3.5	Mimořádná prohlídka	33
21.3.6	Prohlídka použitelnosti	34
21.4	Definice dle materiálu konstrukce	34
21.4.1	Nosné základové a betonové konstrukce	34
21.4.2	Nosné dřevěné konstrukce	34
21.5	Intervaly prohlídek	34
22	Závěr	34

2 Soubor použitých norem a literatury

2.1 Řada norem ČSN

ČSN 73 0037	Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce – oprava 1, změna 1
ČSN 73 0038:2014	Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení
ČSN 73 1201:2010	Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 2480	Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí - změna Z1
ČSN EN 206:2014	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 1090-1+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
ČSN EN 1090-2+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
ČSN EN 1537	Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy
ČSN EN 12063	Provádění speciálních geotechnických prací – Štětové stěny
ČSN EN 12716	Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí – oprava 1
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – oprava 1, 2, 3, 4; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed.A; ed. 2
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – oprava 1; změny Z1, Z2; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru - oprava 1, 2, 3; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem – oprava 1; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4, Z5; NA ed.A; ed.2 – změna A1
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem – oprava 1, 2, 3; změny Z1, Z2, Z3; NA ed.A - změna A1; ed. 2
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou – oprava 1, 2; změny Z1, Z2; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění – oprava 1, 2; změny Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení – oprava 1; změny A1, Z1; NA ed.A
ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změny A1, Z1, Z2, Z3; ed. 2 – změna A1, Z1; NA ed.A
ČSN EN 1992-1-2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; změna NA ed.A
ČSN EN 1993-1-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3; NA ed.A, ed. 2 – oprava 1, změna A1
ČSN EN 1993-1-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla: Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; změna Z1; NA ed.A
ČSN EN 1993-1-3	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-3: Obecná pravidla: Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily – oprava 1; změny Z1; NA ed.A
ČSN EN 1996-1-1+A1:2013	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce – Na ed.A
ČSN EN 1996-1-2	Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; změna Z1; NA ed.A; ed.2
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – oprava 1; změna NA ed.A
ČSN EN 1997-2	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy – opravy 1, 2
ČSN ISO 2394:2016	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.
ČSN ISO 13822:2014	Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.
ČSN 73 0035	Zatížení stavebních konstrukcí - změna a, Z2, Z3 – neplatná (<i>nahrazena Eurokódem 1</i>)
ČSN 73 1000	Zakládání stavebních objektů – Základní ustanovení pro navrhování – neplatná (<i>bez náhrady</i>)

ČSN 73 1001	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy – změna Z1 – neplatná (<i>nahrazena Eurokódem 7</i>)
ČSN 73 1201:1988	Navrhování betonových konstrukcí - změna a, 2 – neplatná (<i>nahrazena ČSN 73 1201:2010</i>)
ČSN 73 1204	Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech - změna a – neplatná (<i>nahrazena Eurokódem 2</i>)
ČSN 73 1401	Navrhování ocelových konstrukcí - změna Z1, Z2 – neplatná (<i>nahrazena Eurokódem 3</i>)
ČSN 73 1402	Navrhování tenkostěnných profilů v ocelových konstrukcích – změna a – neplatná (<i>nahrazena Eurokódem 3</i>)
ČSN 73 1403	Navrhování trubek v ocelových konstrukcích - změna a, Z2 – neplatná (<i>nahrazena Eurokódem 3</i>)

2.2 Zákony a vyhlášky

Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu v platném znění

Vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb v platném znění

3 Použité podklady a literatura

- [1] Architektonicko-stavební řešení, Jiří Řezák, David Wittassek, Pavel Fanta, QARTA Architektura, 12/2020
- [2] Projekt průzkumných prací pro inženýrskogeologický průzkum pro akci: Opava Zámecký okruh – zimní stadion, Ing. Libor Vlk, 07/2017
- [3] Inženýrskogeologický průzkum pro akci: Opava Zámecký okruh – zimní stadion, Ing. Libor Vlk, 08/2017
- [4] Statické posouzení nosných rámců střešní konstrukce zimního stadionu v Opavě dle současně platných ČSN EN norem, VŠB-TU Ostrava, prof. Ing. Radim Čajka, CSc., 07/2015
- [5] Stavebně technický průzkum objektu haly, VŠB-TU Ostrava, prof. Ing. Radim Čajka, CSc., 07/2015
- [6] FEM, principy a praxe metody konečných prvků, Kolář, V., Němec, I., Kanický, V. a navazující manuály k programům NEXX.
- [7] Manuál k programu RENEX3D, 2013
- [8] Manuál k programu SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2013

4 Použité programy

Programy RENEX - © FEM consulting Brno s.r.o.,

Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON - © RECOC, spol. s r.o.,

FIN - © FINE s.r.o.

Tabulkové procesory Excel, © RECOC, spol. s r.o.

SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2013

5 Charakteristika objektu

5.1 Funkce a tvar budovy

Stávající zimní stadion má půdorysný rozměr 80,3m x 49,5m. Na východní a částečně jižní straně stadionu je dvoupodlažní přístavba ve tvaru písmene „L“, ve které je sociální zázemí a restaurace. U jižního rohu dvoupodlažní přístavby sociálního zázemí je další, novější dvoupodlažní přístavba, ve které je prodejna aut.

V zimním stadionu jsou stávající tribuny. Vlastní ledová plocha a prostor kolem ní je 1,5m až 1,7m pod současným povrchem terénu u vstupu do stadionu a v části stadionu jsou technické prostory až do hloubky 2,7m pod současným povrchem terénu. Restaurace umístěná v přístavbě má 1 podzemní podlaží.

5.2 Stavební záměr

Současný stavební záměr plánuje kompletní demolici jihovýchodní přístavby objektu, která má v současné době jedno podzemní s dvě nadzemní podlaží. Demolice bude prováděna v souladu s požadavky – viz kapitola 13. Na místě původního jihovýchodního objektu bude vystavěn nový vstupní objekt, který bude mít jedno podzemní podlaží, ve kterém budou situovány šatny a dvě nadzemní podlaží, kde bude vstupní prostor do celého areálu, restaurace a salonky a v 2.NP tréninkové prostory.

V západní části objektu bude provedena částečná demolice přístavby, ve které jsou v současnosti situovány komerční prostory pro pronájem. V suterénu bude provedeno zmenšení současných ploch, kde proběhne zasypání prostor pod tribunou na stání. Konstrukce stropu nad 1.PP bude upravena pro technické požadavky moderního stadionu na bude zastřešena ocelovou konstrukcí z HE300B zaklopenou trapézovými plechy. Na ocelové konstrukci budou umístěny jednotky TZB na samostatných ocelových rostech.

Dalším bodem záměru bude odstranění současných tribun. Ty budou z objektu demontovány. Spodní část konstrukce bude vybourána spolu s jedovou plochou a dojde k celkovému zahloubení ledové plochy, pod kterou bude provedena základová deska o tloušťce 400 mm, která bude dále přecházet do tribun. Samotná ledová plocha bude provedena na izolované desce, aby nedocházelo k promrzání podloží – viz kapitola

6 Popis navrženého konstrukčního systému

Stávající objekt ocelové haly, který je prezentován příčnými rámy, které jsou v podélném směru zavětrovány jak v rovině střechy, tak v koncových podélných vazbách mezi posledním a předposledním rámem. Toto ztužení je doplněné o zděnou výplň a u spodního průchodu zakončenou průchodovým podélným rámem. Konstrukce střechy je dále doplněna vaznicemi v podélném směru a dřevěnými krokviemi se záklopem. Tato konstrukce včetně mohutných dvoustupňových patek sahajících a do úrovně únosné šterkové terasy, budou v konstrukci ponechány. Statický výpočet prokázal, že tato konstrukce vyhoví podle současně platných norem a tudíž ji není, vyjma potřeby ochrany proti korozi, dále zesilovat nebo jakkoli doplňovat.

Z konstrukce rámu budou odstraněny stávající horní patra tribun, a to pouze demontáží, jelikož jsou na šroubových spojích.

Vnitřní prostor haly bude upraven. Dojde zejména k prohloubení hrací plochy na kotu -3,15 m. Pod hrací plochou a spodní části tribuny bude provedena základová deska o mocnosti 400 mm dodržující veškeré předpoklady bílé vany a pro její konstrukci budou použity technologie bezespárých velkoformátových základových podlahových desek. V oblasti tribun se deska začne zvedat a kopírovat jednotlivé stupně tribuny za předpokladu konstantního průřezu.

V oblasti haly na úrovni 1.NP bude tloušťka konstrukce základové desky 300 mm a bude navazovat na konstrukci desky nad 1.PP vedlejší přístavby. Z desky se v oblasti hlavní tribuny dále zvedá její vrchní část, která kontinuálně navazuje na spodní část tribuny. Bude se jednat o monolitickou stupňovitou konstrukci, v konci podepřenou sloupy umístěnými vedle hlavních sloupů haly, aby nedošlo k jejich přetížení. Celkové přetížení základu bude eliminováno odstraněním původní konstrukce tribuny.

V západní štítové stěně dochází k přestavbě technického zázemí objektu, kde bude částečně zredukován rozměr prostor suterénu, kde nebude využíván prostor pod konstrukcí haly a bude zavezen. Jeho zastropení bude sloužit jako případný základ pro budoucí využití a rozšíření tribuny. Konstrukce desky bude pro tyto účely v prováděcí dokumentaci vyztužena a bude provedena příprava. Ostatní části prostoru budou částečně rekonstruovány, kde bude proveden nový rozšířený výjezd rolby na hrací plochu. Ostatní prostory budou zachovány. V oblasti stávajícího 1. a 2. nadzemního podlaží dojde k demolici objektu, který bude nahrazen ocelovou přístavbou ze sloupů a rámu HE300B, zastřešeným trapézovým plechem. V této oblasti

bude umístěna technologie, která bude dále pokračovat na střechní prostor, kde budou pro konkrétní jednotky zpracovány jednotlivé rámy opřené do hlavní nosné konstrukce prezentované ocelovou konstrukcí.

V jihovýchodním rohu objektu vznikne víceúčelový prostor, kde do suterénu bude umístěn blok se šatnami a samostatným výstupem na hrací plochu jak uprostřed hlavní tribuny, tak ve východním štítě. Konstrukce suterénu budou budovány mezi pilíře tryskové injektáže, které budou podírat do výkopu stávající části objektu a to jak do jámy pro přístavbu, tak v případě jednotlivých průchodů. Menší prohlubně je možné pažit standardně. Volná stěna výkopu do ulice bude pažena štetovou stěnou – viz statický výpočet.

Samostatná přístavba, ve které bude dále umístěna restaurace, technické prostory k restauraci, tréninkové centrum a VIP salonky, bude mít sloupový systém s obvodovým sloupem, bude prezentována základovou deskou o mocnosti 400 mm, na ní navazujícími stěnami stejné tloušťky, v suterénu bude konstrukční systém doplněn o sloupy provedené mezi jednotlivými příčkami ze ztraceného bednění. Stropní deska je dále podporována stěnami kolem komunikačních pater. Deska nad 1.NP je mocnosti 350 mm a je schopna odolat požadavkům na extrémní zatížení od tréninkového prostoru. Deska bude lokálně zeslabena v oblasti nad vstupem do objektu, který je vynesena prostřednictvím ocelového obloukového příhradového nosníku z uzavřených trubek 180x180/12 mm. Ten bude zakotven do železobetonového skeletu v oblasti 2.NP. Tato konstrukce bude následně oplášťena lehkým obvodovým pláštěm prezentovaným lamelami.

Na stropních deskách objektu budou dále umístěny jednotky TZB, kde bude docházet k jednotlivým drobným zesílením konstrukcí pod těmito jednotkami, z nich některé budou umístěny na samostatném ocelovém rámu kotveném skrz střešní plášť do nosné stropní nebo střešní desky.

Podél jižní strany stadionu bude proveden krytý koridor, který bude vynášen jednoduchým ocelovým rámem z T140, kotvený do postranní zídky a ocelové konstrukce haly. Koridor bude zastřešen jednoduchou skládanou střechou z VSŽ plechů.

7 Výsledky průzkumů

7.1 Inženýrskogeologický průzkum

7.1.1 Geologické poměry

Lokalita je tvořena kvartérním pokryvem a předkvartérním podložím.

Hluboké předkvartérní podloží tvoří prvohorní skalní horniny, do kterých již pravděpodobně nebude zasahovat vliv od přetížení stavby. Přímé předkvartérní podloží tvoří třetihorní sedimenty karpatské čelní hlubiny (stáří neogén-miocénsvrchní torton). Jedná se o šedé vápnité jíly s vysokou plasticitou shora tuhé a hlouběji pak pevné konzistence se slabými polohami prachovitěho písku (tyto prachověpísčité polohy mohou být lokálně zvodnělé) a místy s polohami sádrovce. Tyto zeminy byly v nových vrtech zastíženy v hloubce 11,0m a 10,5m pod povrchem terénu (nadmořská výška 239,67 a 240,20m n.m.). V archivních vrtech provedených v roce 2006 u severozápadního okraje zimního stadionu byl povrch třetihorních jílů zastížen v jednom vrtu v hloubce 5,7m (nadmořská výška 242,60m n.m.), v jednom vrtu v hloubce 6,3m (nadmořská výška 244,68m n.m.), ale ve 2 vrtech nebyl povrch třetihorních jílů zastížen do konečné hloubky sond 6,0m a 7,0m pod povrchem terénu (nadmořská výška 244,95 a 243,76m n.m.).

Z výše uvedeného plyne, že je povrch neogénních jílů velmi výrazně zvlněný a rozbrázděný a byl zastížen na úrovni od 239,67m n.m. až po 244,68m n.m. Výškový rozdíl v rámci půdorysu zimního stadionu je více než 5metrů.

Kvartérní pokryv je tvořen odspodu glacifluviálními štěrky s velkým obsahem zaoblených zrn křemene (stáří kvartér-pleistocén), které směrem do nadloží přecházejí do fluviálních štěrků. Štěrky jsou v celé mocnosti zvodnělé, výplň mezi valouny štěrků je písčítá s příměsí jemnozrnné zeminy a jílovitopísčítá. Valouny jsou zaoblené o velikosti většinou do 5cm až 7cm, místy jsou valouny křemene o velikosti 10cm až 15 cm. Místy štěrky přecházejí do poloh písků s menším obsahem zaoblených drobných valounů (sonda J-2 v hloubce 6,0-7,4m). Ve štěrcích je v hloubce 6,8-7,6m a 7,4-8,5m poloha prachovitěho jílu měkké až tuhé konzistence v ověřené mocnosti 0,8m a 1,1m. Povrch kvartérních štěrků je také zvlněný a vykytuje se v nových

i archivních sondách v proměnlivé hloubce 3,9m až 5,0m pod povrchem terénu (nadmořská výška 245,76 až 246,90m n.m.). V archivní sondě EV718 provedené v roce 1965 byl povrch štěrků v hloubce 1,4m pod tehdejším povrchem terénu, ale dnes je v místě této sondy povrch terénu o 4,8m výše (vnitroblok gymnázia). V archivní sondě VP-3 dosahují násypy až na povrch štěrků, takže je možné, že přirozený povrch štěrků se vyskytoval blíže k povrchu terénu. Mocnost štěrků v sondách v místech kde byla ověřena je na severozápadní straně zimního stadionu 2,1m až 4,3m (archivní vrt VP-3 a EV718), na jižní a jihozápadní straně zimního stadionu 6,6m až 6,8m (nové sondy J-1 a J-2).

Nad štěrky jsou náplavové soudržné fluvialní sedimenty (stáří kvartér-holocén). Jsou tvořeny prachovitým jílem s přechodem až do jílovitého prachu měkké a tuhé konzistence. Vyskytují se v nich i drobné organické zbytky. Konzistence náplavových jílu je nižší na kontaktu s nadložími násypy a dále na bázi v úseku přímo nad štěrky, kde je jejich konzistence zhoršována působením napjaté hladiny podzemní vody vyskytující se ve štěrcích a piscích.

Hloubka povrchu náplavových sedimentů je ovlivněna mocností násypů a jejich povrch byl zastižen v hloubce 1,5m až 3,9metru pod povrchem terénu. V archivní sondě VP-3 se náplavové sedimenty nevyskytují, protože jsou zcela nahrazeny násypy.

Povrch terénu je upraven proměnlivě mocnými antropogenními násypy. V nově provedených sondách dosahuje mocnost násypů do hloubky maximálně 1,5m a 3,7m, v archivních sondách provedených na severozápadní straně zimního stadionu zasahují násypy do hloubky 3,5m až 4,2m. Vzhledem ke stávajícímu užívání lokality předpokládám výskyt násypů v půdorysu celého objektu projektované haly. Větší mocnost násypů je možno očekávat u stavebních objektů, podél komunikací a podél inženýrských sítí. Složení násypů je velmi nehomogenní-beton, stavební zbytky, jíl promíseny pískem, škvára. Násypy jsou nevhodné pro zakládání objektů a musí být z podzákladí odstraněny.

7.1.2 Hydrologické poměry

Podložní bazální izolátor kvartérního zvodnění na lokalitě tvoří nepatrně propustné neogénní podloží. Hladina podzemní vody v 1. zvodni je vázána na průlinový typ kolektoru štěrků. Hladina podzemní vody je v místech kde tvoří nadloží štěrků soudržné náplavové sedimenty napjatá a má spád k povrchovému toku, kterým je v hydraulické souvislosti, tedy k jihovýchodu. V případě narušení svrchním náplavových sedimentů (výkopy, vrty pro piloty) dochází k výstupu napjaté hladiny podzemní vody k povrchu terénu. V místech kde dosahují násypy až do štěrků jsou zvodnělé i tyto násypy podzemní vodou nastoupanou do násypů ze štěrků.

Podzemní voda je na lokalitě v přířičním režimu, její úroveň je tedy velmi silně závislá na velikosti klimatických srážek a stavu hladiny vody v řece Opavě. Hladina podzemní vody v závislosti na dotaci vodami z klimatických srážek a stavu vody v řece v kolektoru osciluje. Po srážkově bohatém období může být hladina podzemní vody naražena blíže k povrchu terénu a napjatost hladiny podzemní vody může být větší (viz. rozdíl mezi ustálenou hladinou vody při tomto průzkumu a při průzkumu v roce 2006). Při vzestupu hladiny vody v řece dochází i k vzestupu hladiny podzemní vody, piezometrická úroveň hladiny podzemní vody může v extrémním případě (zaplnění celého koryta řeky) vystoupit až blízko k úrovni povrchu terénu.

Hladina podzemní vody byla v nových průzkumných sondách provedených při tomto geologickém průzkumu naražena v hloubce 4,2m a 3,9metru pod povrchem terénu a ustálila se v sondách v hloubce 2,6m a 2,5m pod povrchem terénu. V archivním geologickém průzkumu provedeném v roce 2006 byla hladina podzemní vody v sondách naražena v hloubce 4,2m až 5,2m a ustálila se v hloubce 3,9m až 4,0m pod povrchem terénu. V archivním vrtu EV718 provedeném v roce 1965 se hladina podzemní vody ustálila v hloubce 1,4m pod tehdejším povrchem terénu (dnes je ale v místě této sondy povrch terénu o 4,8m výše). Nesouvislá hladina podzemní vody může být také naražena v lokálně propustnějších polohách v antropogenních násypech ve formě infiltrované srážkové vody. Jedná se o vodu infiltrovanou přes lokálně propustné polohy násypů, nateklou k jejich bázi a nadrženu na povrchu méně propustných podložních sedimentů (zavěšená zvodeň) - viz.sonda J-1 v hloubce 2,7m a archivní sonda VP-1 v hloubce 3,9m. Z této polohy může voda do vrtů a výkopů přitékat, přítok ale většinou ustává po vyčerpání této lokálně nadržené vody. Přítoky této infiltrované vody do výkopů nebo vrtů bývají náhlé, ale při období bez klimatických srážek

dochází k ustálení přítoku vody do výkopu. Výskyt těchto zvodní infiltrované vody je nahodilý, lze jej obtížně predikovat, a závisí na množství srážek.

Hladina podzemní vody v dalších hlubších zvodních může být naražena v prachověpísčitých vložkách vyskytujících se nepravidelně v podložních třetihorních miocenních jílech. Polohy písků se vyskytují v podložních jílech náhodně ve formě milimetrových lamin až čoček mocných od jednotek centimetrů až po metry a jsou nahodile zvodnělé.

Z hlediska hydrogeologické rajonizace řadíme zájmovou lokalitu k hydrogeologickému rajonu svrchní vrstvy 1520 – Kvartér Opavy (kvartérní a propojené kvartérní a neogenní sedimenty) a k rajonu základní vrstvy 6611 – Kulm Nízkého Jeseníku v povodí Odry (sedimenty moravskoslezského devonu a spodního karbonu).

Ze sondy J-1 byl odebrán vzorek podzemní vody pro stanovení agresivity na betonové konstrukce (dle ČSN EN 206) a na ocel (dle ČSN 03 8375 - Ochrana kovových potrubí uložených v půdě nebo ve vodě proti korozi). Dle výsledků laboratorních rozborů je agresivita prostředí podzemní vody na ocel velmi vysoká svou konduktivitou, zvýšená obsahem SO₃+Cl a obsahem agresivního CO₂ a velmi nízká svým pH. Vůči betonovým konstrukcím byly hodnoty posuzovaných parametrů menší než nejnižší hodnoty, které jsou uváděny normou.

7.1.3 Charakteristiky zemin

GT1: Antropogenní násypy. Vyskytují se ve svrchní části profilu. V nově provedených sondách dosahuje mocnost násypů do hloubky maximálně 1,5m a 3,7m, v archivních sondách provedených na severozápadní straně zimního stadionu zasahují násypy do hloubky 3,5m až 4,2m. Vzhledem ke stávajícímu užívání lokality předpokládám výskyt násypu v půdorysu celého objektu projektované haly. Větší mocnost násypů je možno očekávat u stavebních objektů, podél komunikací a podél inženýrských sítí. Pokud budou násypy zatíženy ve výkopech pro základové konstrukce projektovaného objektu, musí být z podzákladí odstraněny a nahrazeny hutněným polštářem vhodného materiálu.

GT2: Náplavové soudržné sedimenty charakteru jílovitého prachu a prachovitého jílu (jílu s nízkou plasticitou) měkké a tuhé konzistence dle ČSN EN ISO 14688-2. Vyskytují se v sondě:

J-1 v hloubce 3,7m až 4,2metru pod povrchem terénu

J-2 v hloubce 1,5m až 3,9metru pod povrchem terénu

V archivních sondách z roku 2006 u severozápadního rohu objektu v hloubce 3,5m až 5,0m, v archivní sondě VP-3 jsou odtěženy a nahrazeny násypy. Do tohoto geotechnického typu je možno zařadit i zeminy tvořící vložku prachovitého jílu měkké až tuhé konzistence v hloubce 6,8-7,6m a 7,4-8,5m pod povrchem terénu, mocnou 0,8m až 1,1m.

Použitelnost zemin vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): jíl s nízkou plasticitou - třída F6/symbol CL jsou podmíněčně vhodné do násypů pro pozemní komunikace a nevhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Tyto zeminy jsou nebezpečně namrzavé, pro vodu nepatrně propustné.

Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: I.třída

GT3: Štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy. Vyskytuje se v sondě:

J-1 v hloubce 4,2m až 6,8m a 7,6m až 8,3metru pod povrchem terénu

J-2 v hloubce 4,0m až 6,0m a 8,5m až 9,1metru pod povrchem terénu

V archivních sondách z roku 2006 u severozápadního rohu objektu od hloubky 4,2m až 5,0m do 6,0m až 7,0m (ve dvou archivních sondách nebyla ověřena báze štěrku).

Použitelnost zemin vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy třída G3/symbol G-F - jsou vhodné do násypů pro pozemní komunikace a vhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou mírně namrzavé, pro vodu mírně propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: II.až III.třída (dle průměru vrtu)

GT4: Štěrk s písčitojílovitou výplní mezer mezi valouny. Vyskytuje se v sondě:

J-1 v hloubce 8,3m až 11,0metru pod povrchem terénu

J-2 v hloubce 3,9m až 4,0m a 9,1m až 10,5metru pod povrchem terénu

Použitelnost zemin vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): štěrk jílovitý třída G5/symbol G-C - jsou podmíněčně vhodné do násypů pro pozemní komunikace a podmíněčně vhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou namrzavé, pro vodu dosti slabě propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: II.až III.třída (dle průměru vrtu)

GT5: Sedimenty charakteru písku s příměsí jemnozrnné zeminy s valouny štěrku. Vyskytují se v sondě:

J-2 v hloubce 6,0m až 7,4metru pod povrchem terénu

Použitelnost zemin vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): písek s příměsí jemnozrnné zeminy - třída S3/symbol S-F jsou vhodné do násypů pro pozemní komunikace a podmíněčně vhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou mírně namrzavé, pro vodu pro vodu mírně propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: I. třída

GT6: Soudržné sedimenty charakteru jílu s vysokou plasticitou (od hloubky 11,0m až 11,4m vápnitého) - třetihorní podloží tuhé a na bázi vrtu až slabě pevné konzistence dle normy ČSN EN ISO 14688-2 (dle normy ČSN 73 6133 a ČSN 73 1001 je konzistence až do konečné hloubky sondy tuhá). Vyskytující se v sondě:

J-1 v hloubce 11,0m až 13,0m (konečná hloubka vrtu)

J-2 v hloubce 10,5m až 13,0m (konečná hloubka vrtu).

V archivních sondách u severozápadního rohu objektu se vyskytovaly od hloubky 6,3m (ve dvou archivních sondách nebyly zastíženy). V archivní sondě z roku 1965 u severozápadního rohu objektu se vyskytovaly od hloubky 5,7m pod povrchem tehdejšího terénu (dnes je ale v místě této sondy povrch terénu o 4,8m výše).

Použitelnost zemin vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): jíl s vysokou plasticitou třída F8/symbol CH - jsou nevhodné do násypů pro pozemní komunikace a nevhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou vysoce namrzavé, rozbídné, pro vodu nepatrně propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: I.třída

7.1.4 Závěr a doporučení geologa

V rámci předběžného inženýrskogeologického průzkumu byly ověřeny základové poměry do hloubky 13,0metru pod úroveň povrchu terénu. Předpokládá se, že projektovaný objekt bude zařazen do 2. geotechnické kategorie. Přesný způsob založení mi není v současné době znám, předpokládá se založení tribuny hlubinným způsobem na pilotách nebo mikropilotách. **Finální výběr bude proveden na základě doplňkového geologického průzkumu provedeného po demolici tribun stávajících.**

Na povrchu terénu jsou proměnlivě mocné násypy, které byly uloženy při výstavbě na lokalitě v minulosti. Pod násypy se nachází kvartérní pokryv tvořený náplavovými sedimenty a pod nimi štěrky, ve kterých se vyskytuje přibližně metr mocná vložka jílu. Pod štěrky jsou až do konečné hloubky sond třetihorní neogénní vápnité vysoce plastické jíly. Geologické poměry na lokalitě jsou složité. Proměnlivá je mocnost svrchních násypů (ověřeno až 4,2m pod povrchem terénu). Největší komplikací jsou velmi výrazné rozdíly výšky povrchu neogénních jílu předkvartérního podloží (výškový rozdíl v rámci půdorysu zimního stadionu je více než 5metrů) a výrazně rozdílná mocnost vrstvy štěrku v archivních sondách a našich nových sondách.

Předložený předběžný inženýrskogeologický průzkum musí být prováděn mimo půdorys provádění založení projektovaného objektu tribuny, protože zimní stadion a ledová plocha jsou v současné době v provozu a nebylo možno provádět průzkumné práce uvnitř zimního stadionu. Proto je nutno považovat předložený průzkum jako průzkum orientační etapy. Bude nezbytně nutné provést průzkum podrobné nebo doplňkové etapy poté, co bude provedeno zpřístupnění interiéru stadionu a bude provedena demolice objektu před stadionem (zřejmě při zahájení stavby). Nutnost ověření geologických poměrů vyplývá z odlišnosti geologických poměrů ověřených při archivních průzkumech provedených u severozápadního okraje lokality a zjištěných při provádění citovaného průzkumu u jižního a jihovýchodního okraje lokality. To odpovídá předpokladům geologického zákona a vyhlášek k tomuto zákonu o etapovitosti geologických prací.

Při provádění prací zakládání objektu je nutný odborný geotechnický dozor. Zpracovatel inženýrskogeologického průzkumu si vyhrazuje právo na neprodlené kontaktování v případě zjištění odlišností od popisovaných předpokladů a výsledků dosavadních průzkumných prací s důsledkem možných změn v interpretaci. Pokud bude aktivní zóna zasahovat v podzákladí do větší hloubky, než je hloubka vrtů tohoto inženýrskogeologického průzkumu, je nutno tento průzkum doplnit vrty do větší hloubky, aby bylo známo složení zemin v dostatečné hloubce.

Násypy a soudržné náplavové zeminy jsou nevhodné pro plošné založení těžších objektů a objektů náchylných na nerovnoměrné sedání. Únosné štěrky se nacházejí v proměnlivé hloubce pod povrchem terénu a plošné založení až na povrch únosných štěrků by znemožňovalo stávající základy zimního stadionu a silně komplikovala vysoká hladina podzemní vody. Založení nových tribun bude prováděno se zachováním stávající stavby zimního stadionu, proto je zřejmě nemožné provést zakládání otevřeným výkopem na povrch štěrků. V případě výkopů u stávajících základových konstrukcí do větší hloubky než je hloubka založení stávajících základů je možno výkopy provádět jen po krátkých úsecích a stávající konstrukce je nutno předem podchytit (podbetonováním, tryskovou injektáží nebo mikropilotáží).

Lehké objekty málo citlivé na nerovnoměrné sedání je možno založit do kvartérních náplavů (do nezámrzné hloubky) s hutněným roznášecím polštářem v podzákladí. Pokud budou zastíženy ve výkopech pro základové konstrukce antropogenní násypy, musí být z podzákladí odstraněny a nahrazeny hutněným polštářem vhodného materiálu. Náplavové zeminy vyskytující se na lokalitě jsou enormně citlivé na změnu vlhkosti. Vzhledem k charakteru zemin není vhodné provádět polštář z hutněného kameniva, který je propustný, a mohl by přivést infiltrovanou vodu na základovou spáru. Zlepšení podzákladí je vhodnější provést vrstvou podkladního betonu.

Při otevřeném výkopu bude docházet ke komplikacím s napjatou podzemní vodou, která je po ustálení výrazně výše, než je povrch vrstvy zvodnělých štěrků. Snížování hladiny podzemní vody čerpáním není na lokalitě možné z důvodu ohrožení podzákladí stávajících stavebních objektů v bezprostřední blízkosti (čerpání podzemní vody způsobí přetížení zemin nadležených vztlakem a při čerpání může docházet k vyplavování jemnozrnné frakce ze zemin). Úroveň hladiny podzemní vody je proměnlivá v čase a byla v průzkumných sondách naražena a ustálena ve velmi proměnlivých hloubkách. Podzemní voda má velmi vysokou agresivitu vůči ocelovým konstrukcím a je nutno zajistit dostatečné krytí výztuže základových prvků (centrační prvky umístěné na výztuži).

Antropogenní násypy, soudržné náplavové zeminy a třetihorní jílly vyskytující se na lokalitě jsou nebezpečně až vysoce namrzavé a náchylné k rozbídnutí. Je nutno zabránit dosahu mrazu z ledové plochy do těchto zemin. Základová jáma v těchto zeminách nesmí zůstat otevřená a vystavená působení srážek a mrazu. Dno výkopů stavební jámy se musí chránit před působením vody a řádně je odvodnit. Dno výkopu je vhodné nedotěžit a ponechat vrstvu mocnou cca 0,3-0,5 metru a tu dotěžit až těsně před prováděním základových konstrukcí, popřípadě ji dotěžit na konečnou hloubku po etapách. Takto je základová spára chráněna částečným přetížením před náhodně pronikající vodou i promrznutím. Po vykonání stavebních prací na spodní konstrukci objektu je nutno základy zasypat a důsledně provést zhutnění zásypů základů, aby nedošlo vsakováním srážkových vod podél základových konstrukcí k znehodnocení zemin v podzákladí.

7.2 Stavebně technický průzkum stávající haly

Hlavní nosnou konstrukci haly zimního stadionu v Opavě tvoří celkem 12 příčných vazeb (2 štítové stěny a 10 vnitřních příčných vazeb tvořených posuzovanými rámy). Hodnocené vnitřní příčné vazby jsou navrženy jako dvoukloubové rámy s rozpětím 45 m a výškou 10 m odpovídající horní hraně ocelové konstrukce nad osou sloupu). Spád střešních rovin je navržen ve sklonu 3 %.

Sloupy rámu jsou navrženy jako svařovaný I profil proměnné výšky - výška profilu v oblasti kotvení je 300 mm, v části pod rámovým rohem 1331 mm (hodnota nezahrnuje náběh v oblasti rámového rohu). Pásnice jsou po celé výšce sloupů navrženy průřezu 300x25 mm, stěna je z plechu tloušťky 12 mm. Sloupy jsou pro vybočení z roviny stabilizovány paždíky umístěnými po 2500 mm. Paždíky jsou uloženy na příčné výztuhy z P12.

Příčle rámu jsou navrženy jako svařované I profily proměnného průřezu - výška ve vrcholu je 900 mm [2], v oblasti nad vnitřní pásnicí sloupů 1280 mm [2] (hodnota nezahrnuje náběh v oblasti rámového rohu). Pásnice jsou po celé výšce sloupů navrženy průřezu 300x25 mm, stěna je z plechu tl. 12 mm. Výztuhy příčle rámu z plechu P12 jsou umístěny v roztečích po 1875 mm. Na horní pásnici příčle jsou po 3750 mm uloženy ocelové vaznice.

Rámový roh je navržen jako svařovaný s náběhem. Oblast rámového rohu je vyztužena radiálními výztuhami a také výztuhami rovnoběžnými se stěnou sloupů, respektive příčle.

Kotvení sloupů je navrženo pomocí patní desky tloušťky 25 mm a dvou kotevních šroubů M42x3. Patní deska není opatřena smykovou zarážkou.

Ocelové prvky jsou vyrobeny z oceli řady 37 [11] (dnes jakost S235).

Konstrukce byla projektována v letech 1955 až 1956, je tedy přibližně 60 let v provozu.

8 Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky

8.1 Betonové konstrukce:

Suterénní konstrukce ve styku s podložím	C30/37-XC2
Nosné konstrukce vyjma sloupů	C30/37-XC1
Vnitřní konstrukce - sloupy	C35/45-XC1
Prefabrikované konstrukce	C30/37-XC1

8.2 Vázaná výztuž:

Třída B – ocel B500B, B550B

Musí splňovat podmínky normy ČSN 42 0139 Ocelářská výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká.

8.3 Přerušení hluku ze schodišť:

Nevyztužená neoprenová ložiska nebo technická pryž, resp. standard Tronzole

8.4 Ocelové konstrukce:

S 235, S355, žárový zinek + nátěrový systém.

8.5 Skleněná zábradlí:

VSG z ESG 12.12.2

9 Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení

Zatížení jsou převzata z norem ČSN EN 1991-1-1 až 1991-1-7.

Stálá zatížení byla vypočtena podle podkladu [1].

Užitná zatížení byla převzata normovými hodnotami z Tabulky 6.2(CZ), 6.8(CZ) a 6.10(CZ) ČSN EN 1991-1-1. Konkrétně byly použity minimální hodnoty:

Tabulka 6.2(CZ) – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb

Kategorie zatěžovaných ploch	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie A		
– stropní konstrukce	1,5	2,0
– schodiště	3,0	2,0
– balkóny	3,0	2,0
kategorie B	2,5	4,0
kategorie C		
– C1	3,0	3,0
– C2	4,0	4,0
– C3	5,0	4,0
– C4	5,0	7,0
– C5	5,0	4,5
kategorie D		
– D1	5,0	5,0
– D2	5,0	7,0

Tabulka 6.8(CZ) – Užitná zatížení garáží a dopravních ploch pro vozidla

Kategorie dopravních ploch	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorie F		
Celková tíha vozidla: ≤ 30 kN	2,5	20
Kategorie G		
30 kN < celková tíha vozidla ≤ 160 kN	5,0	120

NA.2.9 Článek 6.3.4.2 Střechy – Hodnoty zatížení, odstavec (1)

Pro stanovení užitných zatížení střech kategorie H se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.10(CZ). Předpokládá se, že rovnoměrné zatížení q_k působí na ploše $A = 10$ m². Viz také 3.3.2(1).

Tabulka 6.10(CZ) – Užitná zatížení střech kategorie H

Střecha	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorie H	0,75	1,0

NA.2.10 Článek 6.4 Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn, odstavec (1) (tabulka 6.12)

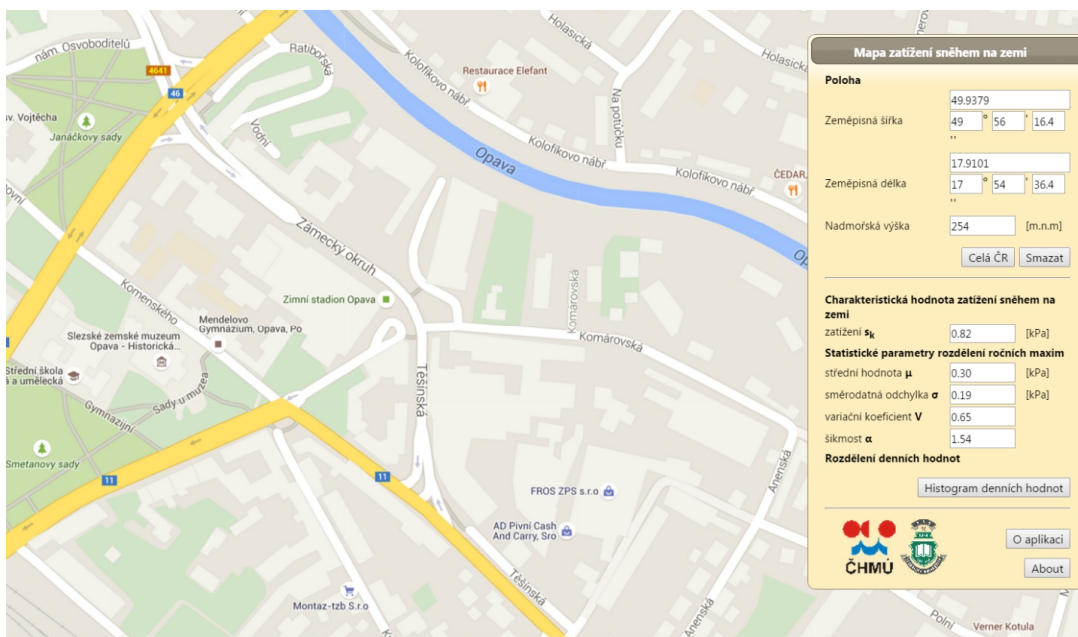
Pro stanovení charakteristických hodnot přímkového zatížení q_k se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.12(CZ).

Tabulka 6.12(CZ) – Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn

Zatěžované plochy	q_k [kN/m]
Kategorie A	0,5
Kategorie B a C1	1,0
Kategorie C2 – C4 a D	1,0
Kategorie C5	5,0
Kategorie E	2,0 ¹⁾
Kategorie F	viz příloha B
Kategorie G	viz příloha B

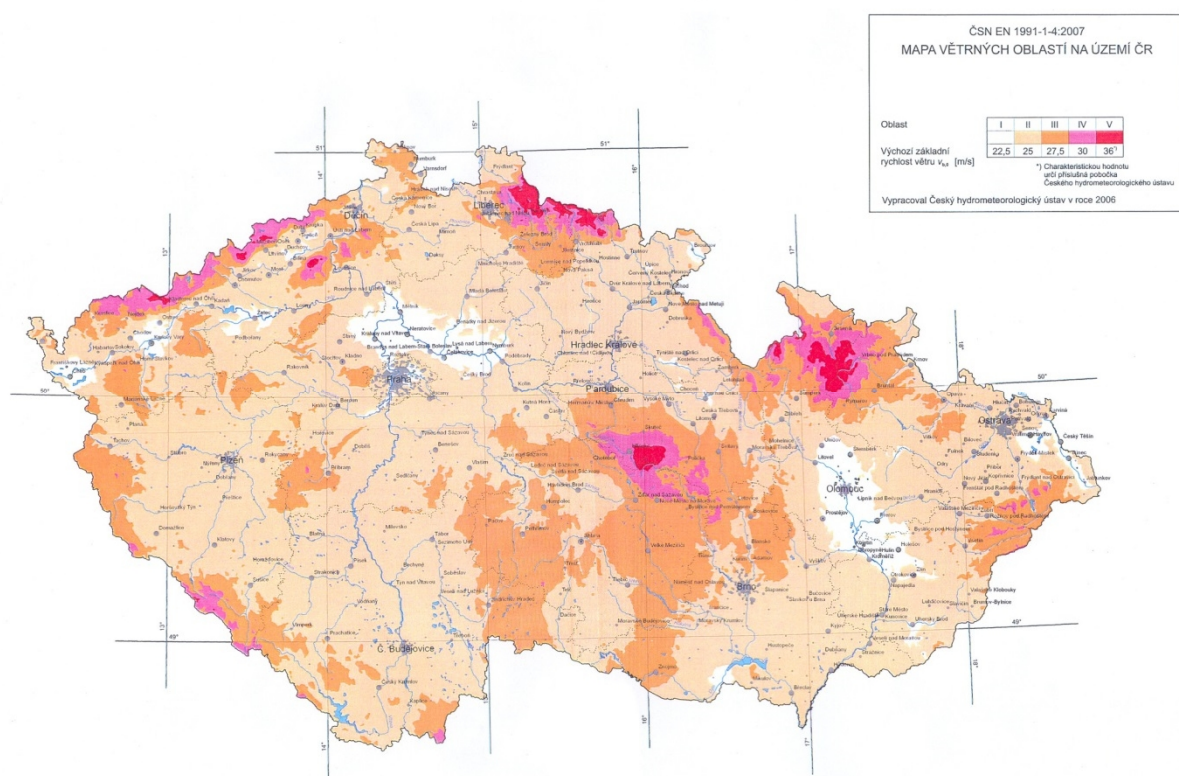
¹⁾ Tato hodnota se u užitných ploch kategorie E považuje za hodnotu minimální, podle způsobu používání se zvyšuje.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 II, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 1,0$ kPa. Dle sněhové mapy ČHMÚ je hodnota $s_k = 0,82$ kPa



Obrázek 1 - Výřez ze sněhové mapy

Větrná oblast je podle ČSN EN 1991-1-4:2007 II, tedy výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$. Teplotní zatížení se řídí zejména Tabulkou 5.1(CZ) normy ČSN EN 1991-1-5:2005.



Obrázek 2 - Větrná mapa ČR

Tabulka 5.2(CZ) – Informativní teploty T_{out} u nadzemních částí pozemních staveb

Období	Významný vliv		Teplota T_{out} ve °C	
			S, V, SV	J, Z, JZ a H
léto	relativní pohltivost v závislosti na barvě povrchu	0,5 povrch jasně světlý	$T_{max} + 0$ °C	$T_{max} + 18$ °C
		0,7 povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2$ °C	$T_{max} + 30$ °C
		0,9 povrch tmavý	$T_{max} + 4$ °C	$T_{max} + 42$ °C
zima			T_{min}	
POZNÁMKA Hodnoty maximální (minimální) teploty vzduchu ve stínu T_{max} (T_{min}) se pro místo stavby určí z národních map izoterm.				

Tabulka 5.3(CZ) – Informativní teploty T_{out} pro podzemní části pozemních staveb

Období	Hloubka pod úrovní terénu	Teplota T_{in} ve °C
léto	menší než 1 m	$T_6 = 10$ °C
	větší než 1 m	$T_7 = 5$ °C
zima	menší než 1 m	$T_8 = -6$ °C
	větší než 1 m	$T_9 = -3$ °C

Zatížení a jejich kombinace JSOU generovány dle platných norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991:

- Stálé zatížení představuje vlastní tíha konstrukce automaticky generovaná programem z průřezových charakteristik a z průměrné objemové hmotnosti použitého materiálu.
- Ostatní stálé zatížení ve svislém směru je reprezentováno skladbami kompletačních konstrukcí: podlahy – 2,0 kN/m², podlaha na terénu – 6,0 kN/m², střechy – 1,5 kN/m², podhledy včetně instalací – 0,5 kN/m², fasády a reklamy – 1 kN/m' po výšce sloupků
- Proměnná zatížení jsou rozdělena na užitná a klimatická:
užitná:
 - plošné zatížení v parteru, restauraci, shromažďovacích prostorách a tréninkových prostorách – 5,0 kN/m² (kategorie C)
 - pochozí zatížení na střechy a terasy 4,0 kN/m² (kategorie H)
 - technologie na střeše – dle následující tabulky zatížení

Číslo zařízení	Popis	Typ zařízení	Umístění	Množství - ks	Výkonové parametry																				Hlučnost zařízení, akustický výkon	Hmotnost
					Přívod vzduchu										Odvod vzduchu											
					V	p _{st}	Motor/zařízení	V	A nom/max	Chladic					Kondenz. jednotka	V	p _{st}	Motor	V	A nom/max						
										Nominální výkon	Elektrická síla	Průměrný výkon	Průměrný výkon	Průměrný výkon												
										kW	kPa	kW	n	kW												
m³/h	Pa	kW	V	A nom/max	kW	kPa	kW	n	kW	V	A nom/max	m³/h	Pa	kW	V	A nom/max	dB(A)	kg								
1	Větrání a vytápění haly (1a, 1b)	Mandak	Střešní	2	26 000	400	11,0	400	22,3			150,0	106,4	3			26 000	400	11,0	400	22,3	90,0	3 650			
	Kondenzační jednotky	LG, ARUN120LS50	Střešní	6									33,6	14,0	400	32,5						85,0	160			
2	Odvětrání haly	SEN-CRT9000G	Střešní	1	9 000	450	5,2	400				64,0					1 900	400	1,1	400		80,0	1 250			
3	Satry pro hokejisty	Mandak	Střešní	1	12 000	400	5,0	400	7,7	65,7	16,9		44,8	2			12 000	400				85,0	1 950			
	Kondenzační jednotky	LG, UUS5W U74	Střešní	2									22,0	8,3	400	13,6						74,0	150			
4	Wellness 1 PP	Mandak	Pod stropem, sklad	1	1 400	400	0,6	230		4,6							1 400	400	0,6	230		63,0	450			
5	Restaurace (jídlna)	Mandak	Střešní	1	6 000	400	2,5	400	3,8	36,4	14,8		44,8	2			6 000	400	2,5	400	3,8	85,0	1 250			
	Kondenzační jednotky	LG	Střešní	2									22,0	8,3	400	13,6						74,0	150			
6	Restaurace kuchyně	Mandak	Střešní	1	8 000	400	3,1	400	4,4	45,8	14,5		36,2	2			8 000	400	3,1	400	4,4	85,0	1 950			
	Kondenzační jednotka A	LG	Střešní	1									22,0	8,3	400	13,6						74,0	150			
	Kondenzační jednotka B	LG	Střešní	1									14,0	5,8	400	8,1						71,0	90			
7	Velká tělocvična + trenink patro	Mandak	Střešní	1	7 500	400	3,5	400	4,4	27,8	9,1		33,8	2			7 500	400	3,5	400	4,4	85,0	1 250			
	Kondenzační jednotka A	LG	Střešní	1									22,4	8,3	400	13,6						74,0	150			
	Kondenzační jednotka B	LG	Střešní	1									11,4	5,8	400	8,1						71,0	90			
8	Dochlazení vytápovaných prostorů	LG, multi V, ARUM220	Střešní	1									61,6	19,7	400	27,4						97,0	320			

klimatická:

- Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“ v II. sněhové oblasti, pro kterou platí hodnota ze sněhové mapy normová $s_k=0,82$ kPa (souč. expozice 1,0, tep. součinitel 1,0, součinitel tvaru ploché střechy 0,8, tj. na střechách 0,656 kN/m²; součinitel zatížení pro zatížení sněhem je $\gamma = 1,5$.
- Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí“ z hlediska klimatických zatížení větrem je objekt zařazen do III. větrové oblasti s referenční rychlostí větru $v_{b,0} = 25$ m/s a terénu kategorie IV –městské oblasti; součinitel zatížení pro zatížení větrem je u objektu $\gamma = 1,5$.
- Zatížení zemním tlakem - je uvažován aktivní zemní tlak, součinitel zatížení je uvažován hodnotou $\gamma = 1,5$.
- Zatížení vztlakem vody - pro vodní sloupec 1,50 m, součinitel zatížení je uvažován hodnotou $\gamma = 1,5$.

10 Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí a technologických postupů

10.1 Technologické postupy betonáže pohledových betonů

Množství nosných železobetonových konstrukcí spodní i vrchní stavby bude provedeno v kvalitě pohledového betonu. Před betonáží musí být provedeny veškeré instalace (trubkování a krabice) dle samostatného projektu (elektro, slaboproud, apod.).

11 Zajištění stavební jámy

11.1 Stavební jáma

Stavební jáma pro jihovýchodní přístavbu bude vytěžena až do úrovně základové spáry – 4,5 m pod okolním terénem. Stavební jáma bude pažena štětovou stěnou ze štětovnic III_n. Jejich využití bude ještě zváženo na základě provedení další doplňující etapy IGP. Štětovnice budou kotveny pramencovými kotvami do únosných vrstev podloží – viz statický výpočet. I své paty budou štětovnice rozepřeny rozporkami, které později nahradí vybetonovaná základová deska.

11.2 Podchycení konstrukcí stávajícího objektu

Stávající objekt bude v rámci hloubení stavební jámy podchycen. Dle doporučení geologa to bude provedeno tryskovou injektáží, která je pro danou potřebu nejideálnější. Její návrh bude proveden v rámci podrobné dílenské dodavatelské dokumentace na základě další podrobné etapy geologického průzkumu.

Pilíř tryskové injektáže se vytváří v zemině maloprofilovou vrtnou soupravou, která je spojena s vysokotlakou pumpou a míchacím centrem. Po provedení vrtu do požadované hloubky, se do trysek ve vrtném nářadí začne pod vysokým tlakem čerpat injekční směs pod vysokým tlakem cca 40-45 MPa. Trysková injektáž je vytvářena tak, že je zemina řezána injekčním paprskem a současně smíchána s injekční směsí. Podél injekčního vrtu se tak otáčením trysek při plynulém vytahování monitoru vytváří sloup injektáží zpevněné zeminy. V blízkosti sloupu TI dochází ke komprimaci zeminy, a tedy i k její konsolidaci v požadované délce a průměru.

11.3 Úprava pláně

Tloušťka jednotlivých vrstev do 300 mm. Materiál nezahliněný směsný, tzn. obsahující zrna od prachu, písku, drobného šterku až po šterková zrna do velikost 10 cm. Není vhodné ostře tříděné kamenivo.

Hutnění vibrační válec – počet pojezdů stanoví geotechnik, např. 8 pojezdů s vibrací a 4 bez vibrace, rychlost pojezdu 2 – 3 km/hod, překrytí stop 20 cm – stanovit hmotnost běhounu. Dorovnávký pláň hutnit lehčími válci, např. 6 pojezdů s vibrací a 6 bez vibrace. Hutnění kolem patek apod. ručním pěchem (žábou) – minimálně 3 přechody.

Na ploše HTÚ a pod běžné základové desky jsou požadované parametry:

$E_{\text{def}2}$ min 40MPa, stupeň zhutnění $\Delta E_{\text{def}2} / \Delta E_{\text{def}1}$ max 2,50,

Na pláni pod průmyslovou podlahou jsou požadované parametry:

$E_{\text{def}2}$ min 80MPa, stupeň zhutnění $\Delta E_{\text{def}2} / \Delta E_{\text{def}1}$ max 2,50,

Zkoušky provádět nejméně 1 /200 m².

12 Technologické podmínky postupu prací ovlivňujících stabilitu konstrukce

12.1 Požadavky na bednění a podpírání

Bednění, lešení a jiné podpůrné konstrukce musí být provedeny tak, aby byly schopné bezpečně odolávat všem účinkům, kterým jsou vystaveny během postupu výstavby.

Podpůrná konstrukce bednění stropních konstrukcí bude provedena tak, aby byly zajištěny veškeré zásady BOZP, byly dodrženy požadavky na deformaci těchto konstrukcí, které dávají finální tvar konstrukcím betonovým.

Na veškeré tyto práce bude dodavatelem zpracován podrobný technologický postup, který předloží projektantovi k odsouhlasení.

12.2 Geometrické tolerance

Pro dovolené odchylky platí požadavky stanovené ČSN EN 13670 pro třídu tolerancí 1. Všechny odchylky jsou vztaženy k sekundárním vytyčovacím přímkám. Dále uvedené tolerance platí pro běžné betonové povrchy a konstrukce, u povrchů s požadovanou pohledovou úpravou jsou hodnoty tolerancí pro rovinatost R1 konstrukce sníženy o 1/3.

13 Zásady provádění bouracích prací

13.1 Opatření z hlediska bezpečnosti a ochrany zdraví osob

Požadavky na pracoviště, pracovní prostředí, organizaci práce, pracovní postupy a bezpečnostní značky budou v souladu se zákonem 309/2006 Sb., v celém rozsahu týkající se předmětné stavby §§ 1-24.

Opatření z jednotlivých § dotýkajících se odstraňované stavby zahrne stavební firma do postupu stavebně montážních prací a seznámí s nimi pracovníky určené k této činnosti.

Proškolení a zajištění bezpečnosti práce bude v souladu s občanským zákoníkem a zákoníkem práce.

13.2 Stanovení podmínek pro provádění prací z hlediska BOZP

Stanovení podmínek a postupu odstranění stavby bude v souladu s nařízením vlády 591/2006 Sb., o bližších minimálních podmínkách na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích. Zhotovitel zajistí plnění §§ 1 až 9 s ohledem na stavbu.

Další požadavky na staveniště budou v souladu s přílohou č.1 k nařízení vlády č. 591/2006 Sb.:

I. požadavky na zajištění staveniště

II. Požadavky na venkovní pracoviště na staveništi

s přílohou č.3 k nařízení vlády č. 591/2006 Sb.

I. Skladování a manipulace s materiálem

XII. Bourací práce:

1. Bourací práce, při nichž jsou dotčeny nosné prvky stavební konstrukce, se smí provádět pouze podle technologického postupu stanoveného v dokumentaci bouracích prací. 12) Při bouracích pracích, pro něž se dokumentace bouracích prací podle zvláštního právního předpisu nezpracovává, zajistí zhotovitel zpracování technologického postupu na základě provedeného průzkumu stávajícího stavu bourané stavby, jejího statického posouzení a zjištění vedení, popřípadě staveb a zařízení technického vybavení a stavu dotčených sousedních staveb. K průzkumu se využijí stávající dostupné dokumentace o stavbě samé a o stavbách sousedních, vyjádření vlastníků, popřípadě správců technické infrastruktury a vlastní ohledání staveniště. Na základě statického posouzení se zajišťuje, aby v průběhu prací nedošlo k nekontrolovanému porušení stability stavby nebo její části. O provedeném průzkumu vyhotoví zhotovitel zápis.
2. Průzkumem zjištěné podzemní prostory, například dutiny, studně nebo jiné podzemní objekty, musí být před zahájením bouracích prací zasypány nebo jiným způsobem zajištěny.

13.3 Způsob ochrany a vymezení ohroženého prostoru

S ohledem na skutečnost, že bourací práce probíhají u uzavřitelném areálu, bude provedeno vymezení stávajícím plotem a proškolenou ochrankou. Na vymezeném prostoru staveniště budou umístěny tabulky vstup zakázán.

13.4 Nakládání s odpady

Nakládání s odpadem dle jednotlivých druhů. Dle vyhlášky. 381/2001 Sb., kterou se stanoví katalog odpadů, v platném znění je stavební odpad zařazen do skupin

- 17 stavební a demoliční odpady (včetně vytěžené zeminy z kontaminovaných míst)
- 17 01 - Beton, cihly, tašky, keramika,
- 17 02 - Dřevo, sklo a plasty,
- 17 03 - Asfaltové směsi, dehet a výrobky z dehtu,
- 17 04 - Kovy (včetně jejich slitin)
- 17 05 - Zemina (včetně vytěžené zeminy z kontaminovaných míst), kamení a vytěžená hlušina
- 17 06 - Izolační materiály a stavební materiály s obsahem azbestu
- 17 08 - Stavební materiál na bázi sádry
- 17 09 - Jiné stavební a demoliční odpady

a dále je respektován „Metodický návod odboru odpadů pro řízení vzniku stavebních a demoličních odpadů a pro nakládání s nimi z ledna 2008, který naplňuje usnesení vlády ČR č. 18/2005 Sb., ze dne 05.01.2005.

13.5 Zásady bouracích prací

- Přesvědčit se, že je objekt určený k odstranění prokazatelně odpojen od všech přípojek inženýrských sítí.
- Pracovníci provádějící bourací práce musí být prokazatelně seznámeni s dalším možným nebezpečím (ohrožení pádem materiálu, řezání konstrukcí plamenem, svařování, nebezpečné dosahy strojů, apod.).
- Před vlastním bouráním provést kontrolu opatření stanovených technologickým postupem, zejména odpojení rozvodu el. energie, vody, plynu, atd.
- Zajistit vstupy a okolí bouraného objektu (viditelné označení, ohrazení, oplocení)
- Vybouraný materiál nesmí omezovat další práce.
- Bourání nesmí být zahájeno, pokud není zajištěna stabilita bourané konstrukce
- Při bourání střech nesmí být narušena pevnost ostatních částí konstrukce.
- Není-li zajištěna únosnost a stabilita bourané konstrukce, musí být bourání prováděno ze samostatné pomocné konstrukce.
- Ruční bourání nosných konstrukcí se provádí vertikálním směrem shora dolů
- Ruční strhávání stěn a pilířů pomocí pák nebo zvedáků je zakázáno.
- Při bourání příček a podobných konstrukcí vždy ověřit, zda nemají nosnou funkci.
- Tam, kde není zajištěna stabilita bourané konstrukce, je zakázáno opírat o ni jednoduché žebříky (pro uvázání lan, pomocné práce).
- Únosnost vodorovných konstrukcí je možné zvýšit podpěrami nebo roznášecími ocelovými deskami tl. 30mm
- Při strojním bourání se venkovní zdi strhávají z vnější strany objektu, je zakázáno zdi strhávat rozhoupáním.

Bourání nesmí narušovat provoz v okolí stavby, musí být zajištěna opatření na snížení prašnosti.

14 Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí

U betonových konstrukcí se jedná o kontrolu výztuže před betonáží technickým dozorem, ve speciálních případech a na vyžádání statikem. Rovněž u tvrdé výztuže se kontroluje soulad s projektovou dokumentací a technologickými předpisy výrobce.

Kontrolováno bude uložení výztuže v bednění – krycí vrstva betonu, soulad s výkresy výztuže atd., kontroly budou probíhat dle ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí - Část 1: Společná ustanovení, změna Z1.

15 Požadavky na vypracování dokumentace zajišťované zhotovitelem stavby

Pro prefabrikované konstrukce bude vypracována dílenská dokumentace jednotlivých prefabrikátů.

16 Požární odolnost nosných konstrukcí podle Eurokódů

Nosné železobetonové a ocelové konstrukce objektu budou dimenzovány dle ČSN EN 1992-1-2 (Betonové konstrukce) a ČSN EN 1993-1-2 (Ocelové konstrukce) a budou splňovat požadované požární odolnosti.

16.1 Požadované maximální požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí dle PBŘ

a) Železobetonové nosné konstrukce

- | | |
|---------------|--------------|
| 1. PP | 60' DP1 |
| 1. NP a 2. NP | 45 a 60' DP1 |

b) Ocelové nosné konstrukce požadavek

15' DP1

16.2 Informativní požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí

- pro nosné železobetonové konstrukce jsou informativně dle EUROKODŮ minimální rozměry:

Železobetonové sloupy – tabulka 2.1, osová vzdálenost výztuže a:

Požární odolnost R [minuty]	30	45	60	90	120	180
Požár z více než jedné strany: \bar{s} / a [mm]	200 / 32	230 / 40	250 / 46	350 / 53	350 / 57	450 / 70
Požár z více než jedné strany: D / a [mm]	300 / 27	330 / 35	350 / 40	450 / 40	450 / 51	450 / 70
Požár z jedné strany: \bar{s} / a [mm]	155 / 25	155 / 25	155 / 25	155 / 25	175 / 35	230 / 55

Svislé betonové nenosné stěny s výztuží i bez – tabulka 2.2

Požární odolnost EI [minuty]	30	45	60	90	120	180
t [mm]	60	70	80	100	120	150

Svislé železobetonové nosné stěny - tab.2.3, osová vzdálenost výztuže a:

Požární odolnost REI [minuty]	30	45	60	90	120	180
Požár z jedné strany: t / a [mm]	120 / 10	125 / 10	130 / 10	140 / 25	160 / 35	210 / 50
Požár z obou stran: t / a [mm]	120 / 10	130 / 10	140 / 10	170 / 25	220 / 35	270 / 55

Prostě podepřené železobetonové nosníky – tabulka 2.4, osová vzdálenost výztuže a, šířka nosníku b:

Požární odolnost R [minuty]	30	45	60	90	120	180
b / a [mm]	80 / 25	100 / 35	120 / 40	150 / 55	200 / 65	240 / 80
	120 / 20	140 / 30	160 / 35	200 / 45	240 / 60	300 / 70
	160 / 15	180 / 25	200 / 30	300 / 40	300 / 55	400 / 65
	200 / 15	250 / 20	300 / 25	400 / 35	500 / 50	600 / 60

Spojité železobetonové nosníky – tabulka 2.5, osová vzdálenost výztuže a, šířka nosníku b:

Požární odolnost R [minuty]	30	45	60	90	120	180
b / a [mm]	80 / 15	100 / 20	120 / 25	150 / 35	200 / 45	240 / 60
	160 / 12	180 / 12	200 / 12	250 / 25	300 / 35	400 / 50
					450 / 35	550 / 50
					500 / 30	600 / 40

Prostě podepřená železobetonová deska – tabulka 2.6, osová vzdálenost spodní vrstvy výztuže a

Požární odolnost REI [minuty]	30	45	60	90	120	180
Tloušťka desky	60	70	80	100	120	150
Výztuž v jednom směru: a [mm]	10	15	20	30	40	55
Výztuž ve 2 směrech: a [mm], $L_y / L_x \leq 1,5$	10	10	10	15	20	30
Výztuž ve 2 směrech: a [mm], $1,5 < L_y / L_x \leq 2$	10	15	15	20	25	40

Lokálně podepřená železobetonová deska – tabulka 2.7, osová vzdálenost spodní vrstvy výztuže a

Požární odolnost REI [minuty]	30	45	60	90	120	180
Tloušťka desky	150	170	180	200	200	200
Výztuž v jednom směru: a [mm]	10	15	15	25	35	45

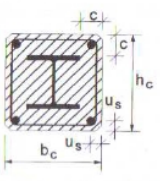
a je osová vzdálenost výztuže od zahřívajícího povrchu betonu

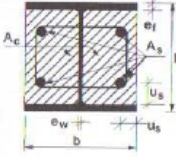
U předpínací výztuže se zvýší osová vzdálenost a od povrchu o:

10 mm pro předpínací pruty

15 mm pro předpínací dráty a lana

Pro spřažené ocelobetonové sloupce jsou při návrhu použity hodnoty tabulky 4.1.1 a 4.1.2

	Požární odolnost R [min]					
	30	45	60	90	120	180
Minimální rozměry h_c a b_c [mm]	150	170	180	220	300	350
Minimální krytí ocelového průřezu c [mm]	40	45	50	50	75	75
Minimální osová vzdálenost výztuže u_c [mm]	20	25	30	30	40	50
n e b o						
Minimální rozměry h a b [mm]	–	–	200	250	350	400
Minimální krytí ocelového průřezu c [mm]	–	–	40	40	50	60
Minimální osová vzdálenost výztuže u_c [mm]	–	–	20	20	30	40

	Požární odolnost R [min]		
	30	45	60
Minimální rozměry h a b [mm]	160	300	400
Minimální osová vzdálenost výztuže u_c [mm]	40	60	70
Minimální poměr vyztužení $100 A_s / (A_c + A_s)$ [%] ¹⁾	1,0	3,0	4,0
Minimální poměr e_w / e_i ²⁾	0,5	0,5	0,5

16.3 Konstrukční úpravy nosných konstrukcí

Konstrukce jsou navrženy tak, že splňují shora uvedené podmínky. Lokálně při vyšších požadavcích bude proveden výpočet v dalším stupni projektové dokumentace.

17 Technologické postupy

17.1 Vodonepropustné základové konstrukce

17.1.1 Bílá vana podle směrnice TP ČBS 02

Podle IGP je stupeň agresivity na beton dle ČSN EN 206 XA1 – slabě agresivní. Proto veškeré konstrukční betonové prvky, které budou ve styku se zemínou, budou z betonu stupně vlivu prostředí alespoň XA1 – navrženy jsou z betonu C30/37-XA1-CI 0,4-D_{max} 22-S3 Max. průsak dle ČSN EN 12390-8 50 mm s nárůstem pevnosti betonu "VELMI POMALÝM" nebo bude použit tzv. "90-ti DENNÍ BETON".

Konstrukce spodní stavby je navržena dle TP ČBS 02 jako vodonepropustná konstrukce - tzv. bílá vana spadající do třídy požadavků:

A₁ – z větší části suché. Odpovídající specifikace jsou: Vizuálně patrná jednotlivá vlhká místa. Po dotyku plošně suchou rukou nejsou patrné žádné stopy po vodě. Na 1 ‰ povrchu sledované konstrukce mohou být vlhká místa. Proužky vody vysychají po max. 20 cm. Je nutné stavebně- fyzikální vyšetření, v jeho důsledku může být potřebné temperování nebo klimatizace prostoru. Použití pro dopravní stavby s vysokými požadavky, místnosti pobytu, sklady, domovní sklepy, domovní technické prostory se zvláštními požadavky.

Tlak vody je uvažován W_1 (1-5 m)

a proto návrh spadá do konstrukční třídy Kon₁, pro kterou platí požadavky: min. tloušťka prvku 350mm; vzdálenost dilatačních spár 15-30m; vzdálenost pracovních spár ve stěnách max. 15m; skokové změny tloušťky nahradit náběhy cca 30°, mezi podkladní beton a základovou desku se doporučuje vložit separační fólie; max. šířka trhliny 0,20mm; normalizovaný beton BS 1 (podle ONorm).

Z důvodu umožnění objemových změn betonu se dále obecně doporučuje vložení stlačitelného deskového materiálu tl. 50mm (např. EPS) na svislé stěny výškových skoků v základové desce – dojezdů výtahů apod., dále mezi podkladní beton-základovou desku a suterénní stěnu-pažení (v případě betonáže do jednostranného bednění) se doporučuje vložit separační fólie (např. PE fólie ve dvou vrstvách).

Veškeré pracovní a dilatační spáry musí být vždy ošetřeny proti pronikání vlhkosti systémovými prvky, jako jsou například spárové pásy, injektážní hadičky, těsnicí profily a plechy, bobtnavé prvky či jiné.

Konstrukce bílé vany musí být prováděny v souladu s veškerými požadavky a doporučeními TP ČBS 02 – Bílé vany, z nichž některé zásadní citujeme:

1. Betonáž ve vodě (ať už tekoucí nebo stojaté) je zakázána.
2. Beton smí být uložen jen na čistý, hladký podklad.
3. Veškeré pracovní spáry je nutné pečlivě vyčistit a předem dostatečně navlhčit.
4. Plastová distanční tělíska se nesmí používat (použít lze beton, vláknobeton apod.).
5. Ošetřování musí být zajištěno tak, aby byl beton chráněn min. 3 dny před náhlým ochlazením a min. 7 dní před silným vysušením. Nejlépe se toho dosáhne tak, že se bednění ponechá co nejdéle.
6. Případné nátěry, stěrky i jiné vrstvy následné skladby na železobetonové konstrukci bílé vany musí být navrženy takové, které mají nízký difúzní odpor, aby jimi mohla prostupovat vodní pára po celou dobu životnosti konstrukce. V opačném případě může dojít vlivem prostupující páry k poškození těchto vrstev.

I přes dodržení všech požadavků na návrh a provedení konstrukce se mohou v hotovém díle vyskytnout defekty, jako vlhká místa, trhliny, které nejsou v souladu s požadovanou konstrukční třídou. Tyto defekty lze však sanovat vhodným opatřením (např. injektáž, krystalizační nátěry apod.), neboť místa poruch jsou přesně určitelná a po jejich odstranění nepředstavují žádné snížení kvality díla.

17.1.2 Samozhojení betonu

Německé předpisy pracují s pojmem „samozhojení“ betonu, kdy v případě průsaku vody trhlinami dochází ke zbytkové hydrataci volného cementu a tím k zavírání trhlin. Tato vlastnost souvisí s „tlakovým spádem“ konstrukční části. Ten je definován jako poměr velikosti vodního přetlaku k tloušťce konstrukčního prvku. Přípustná šířka trhliny je pak pro tlakové spády následující:

Tlakový spád h_w/d	Přípustná šířka trhliny
$h_w/d \leq 10$	0,20 mm
$10 < h_w/d \leq 15$	0,15 mm
$15 < h_w/d \leq 25$	0,10 mm

Podobné údaje uvádí norma ČSN EN 1992-3, Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky. Hodnota maximální přípustné šířky trhliny w_{k1} závisí na poměru hydrostatického tlaku h_D ku tloušťce konstrukce h . Pro $h_D/h \leq 5$ je $w_{k1} = 0,2$ mm, pro $h_D/h \geq 35$ je $w_{k1} = 0,05$ mm. Mezilehlé hodnoty se získají lineární interpolací.

17.2 Ošetřování betonu

17.2.1 Teoretický úvod

V průběhu tuhnutí a tvrdnutí betonu dochází k řadě chemických procesů dostatečně popsanych v odborné literatuře. Řada těchto procesů má vliv na mechanické vlastnosti betonu a jeho celistvost. Nedílnou součástí hydratace cementu je chemické smrštění způsobené tím, že objem produktů hydratace je menší než objem cementu a vody. Kromě toho dochází k jevu zvanému samovysychání. Po zatvrdnutí beton hydratuje dále a pro tento proces odebírá vodu z kapilárních pórů. Vlivem kapilárních sil takto vyvolaných dochází ke smršťování vysycháním zevnitř betonu. Souhrnně se používá termínu autogenní smrštění. Tyto jevy jsou umocněny používáním betonů se superplastifikátory a tím nízkým vodním součinitelem a velmi hutnou strukturou. Ošetřovací voda proniká do betonu obtížně a zvolna.

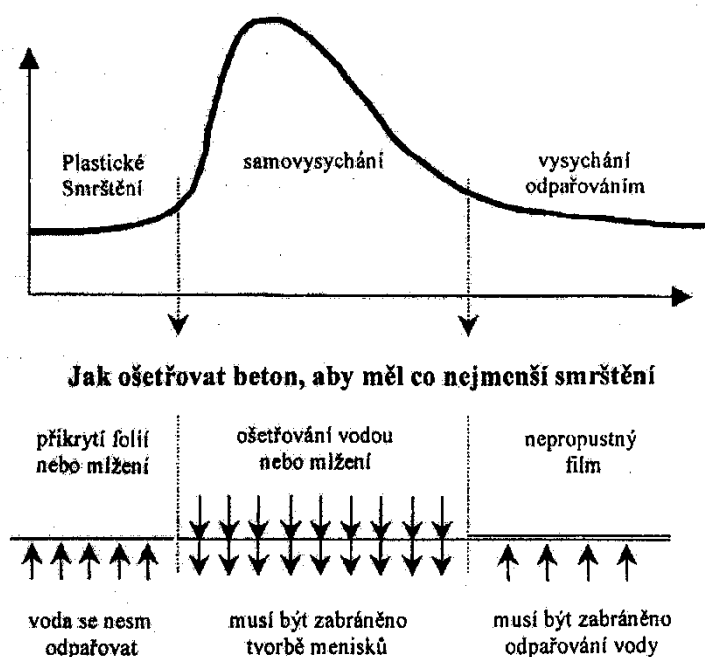
Souběžným jevem při hydrataci je vývoj hydratačního tepla. V první fázi tvrdnutí dochází k tzv. teplotní expanzi. Ta jde proti hydratačnímu smrštění, objemové změny jsou tudíž nepatrné. Po dosažení maximální teploty dochází k ochlazování – teplotní kontrakci. Sčítá se zde smršťování vlivem hydratace s ochlazováním. Toto období je pro vznik mikrotrhlin patrně nejkritičtější. Proto je ošetřování v této fázi neobyčejně důležité.

V neposlední řadě je nutno zmínit tzv. alkalicko-křemičitou reakci. Ta probíhá výrazněji v popraskaném betonu. Voda zde může migrovat ke vznikajícím gelům, díky mikrotrhlinám je beton křehčí a rozpínavé gely jej mohou snadněji poškodit.

17.2.2 Způsob a časový průběh ošetřování

Ošetřování betonu je nutno zahájit bezprostředně po zhutnění, nejprve zabráněním odpaření záměsové vody. Poté je nutno kropením doplnit vodu spotřebovanou hydratací. Po intenzivní hydrataci je možné beton pouze zakrýt. Geotextilie nebo podobné materiály nesmí být položeny na beton suché, protože způsobí okamžité odsátí vody z povrchu betonu a tím následné sprašování jeho povrchu. Savé vrstvy je tedy nutno pokládat navlhčené. Pokud se používá rosení nebo mlžení, nesmí být voda příliš studená, aby nevyvolala v povrchových vrstvách betonu teplotní šok. (zdroj www.transportbeton.cz).

Časový průběh ukazuje přiložený graf.



Obrázek 3 Graf smrštění a ošetřování betonu

V první fázi dochází k plastickému smrštění. V této fázi je nutno beton zakrýt neprodyšnou folií nebo povrch mlžit tak, aby nedocházelo k odpaření vody z betonu. Ve fázi samovysychání je nutno beton kropit nebo mlžit. Důvodem je náhrada vody spotřebované zevnitř betonu pro hydratační proces. Je-li do betonu přiváděno dostatečné množství vody zvenku, nedochází k odsávání vody v kapilárách, tím tvorbě menisků a silovým účinkům v kapilárních pórech, způsobujícím další smrštění betonu. Teprve ve fázi třetí stačí zabránit vysychání odpařováním překrytím povrchu nepropustnou folií.

Časově se tyto fáze určují poměrně obtížně. Záleží na typu cementu a jeho výrobci (na Moravě jsou třeba Hranice podstatně rychlejší než Mokrý), na vodním součiniteli, na přísadách, teplotě atd. Obecně lze říci, že beton by se měl kropit nebo mlžit ihned poté, co zatuhne. Tento okamžik se pozná podle toho, že beton začíná "topit". Nastává většinou nejpozději po 12 hodinách, ale může to být i dříve. Cement začíná uvolňovat výrazněji teplo už asi po třech hodinách. Jemně nanášená voda mu tedy neuškodí již třeba po zmíněných třech hodinách. Kropit by se mělo vodou přibližně stejné teploty, jako má beton, aby v důsledku rozdílu teplot nedošlo ke vzniku trhlinek na jeho povrchu. Následně platí, že čím déle se bude s kropením pokračovat, tím lépe. Alespoň jeden nebo dva dny, spíše déle. U betonů s vysokými nároky na pohledovou vrstvu až týden. Zkrátka po dobu, kdy cement výrazně hydratuje. Dokud pevnost prudce roste, mělo by se kropit, ať se může voda spotřebovaná hydratací doplňovat. Po skončení kropení je nutno beton překrýt. Překrytí ponechat opět čím déle, tím lépe.

Ošetřování betonu a jeho ochranu specifikuje odstavec 8.5 normy ČSN EN 13670 a příloha F 8.5.. Doba ošetřování specifikuje Tabulka 4 – Třídy ošetřování:

Tabulka 4 – Třídy ošetřování

	Třída ošetřování 1	Třída ošetřování 2	Třída ošetřování 3	Třída ošetřování 4
Doba ošetřování (hodin)	12 ^a	nepoužívá se	nepoužívá se	nepoužívá se
Procentní hodnota předepsané charakteristické 28denní pevnosti	nepoužívá se	35 %	50 %	70 %
^a Za předpokladu, že tuhnutí nepřekročí 5 hodin, a teplota povrchu betonu je 5 °C nebo vyšší.				

Tabulka 1 Třídy ošetřování betonu podle ČSN EN 13670

Tabulka F.3 – Nejkratší doba ošetřování pro třídu ošetřování 4 (odpovídající povrchové pevnosti betonu rovnající se 70 % stanovené charakteristické pevnosti)

Teplota povrchu betonu (t), °C	Nejkratší doba ošetřování, dny ^{a)}		
	Vývoj pevnosti betonu ^{c, d)} (f_{cm2}/f_{cm28}) = r		
	rychlý $r \geq 0,50$	střední $0,50 > r \geq 0,30$	pomalý $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	3	5	6
$25 > t \geq 15$	5	9	12
$15 > t \geq 10$	7	13	21
$10 > t \geq 5$ ^{b)}	9	18	30

a) Plus doba tuhnutí přesahující 5 hodin.
b) Pro teploty nižší než 5 °C se může doba ošetřování prodloužit o dobu rovnou trvání teploty nižší než 5 °C.
c) Vývoj pevnosti betonu je poměr průměrné pevnosti v tlaku po 2 dnech k průměrné pevnosti v tlaku po 28 dnech stanovených z průkazných zkoušek nebo založených na známém chování betonu s porovnatelným složením (viz EN 206-1).
d) Pro velmi pomalý vývoj pevnosti betonu mohou být uvedeny speciální požadavky v prováděcí specifikaci.

Tabulka 2 Nejkratší doba ošetřování betonu podle ČSN EN 13670

17.3 Betonáž v zimním období

Podmínky pro betonáž za nízkých teplot jsou podrobně popsány v neplatné normě ČSN 73 2400.

17.3.1 Podmínky s nízkými teplotami

Prostředí, jehož průměrná denní teplota v průběhu alespoň 3 dnů po sobě je nižší než +5°C pro betony s cementy portlandskými a nižší než +8°C pro betony s cementy směsnými, přičemž nejnižší denní nebo noční teplota neklesne pod 0°C.

Je potřeba zajistit, aby teplota betonu v době jeho zrání neklesla pod +5 °C.

17.3.2 Podmínky se zápornými teplotami

Prostředí, jehož teplota klesne pod 0°C.

Při výrobě betonové směsi cement nesmí přijít do styku s vodou ani s kamenivem, které mají teplotu vyšší než 60°C (směsné cementy) a 50°C (portlandské cementy). Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky nesmí převyšovat hodnotu 30°C (transportbeton) a 25°C (staveništní betonárny).

Nejdelší doba dopravy betonové směsi při teplotě prostředí menší než +5°C je 45minut.

Teplota betonové směsi při vysypání z míchačky musí být taková, aby působením tepelných ztrát během plnění, dopravy a další manipulace až do místa uložení neklesla pod +10°C.

Bednění a výztuž musí být před betonováním očištěny od sněhu a námrazků, povrch podkladu, na který se betonuje, musí mít teplotu nejméně +5°C. Teplota betonové směsi nesmí klesnout před uložením do bednění pod +10°C a musí být taková, aby na začátku tuhnutí byla teplota čerstvého betonu nejméně +5°C. Konstrukce se musí neprodleně po ukončení betonáže přikryt a ošetřovat tak, aby teplota povrchu betonu

neklesla pod +5°C po dobu nejméně 72 hodin nebo nebyla vystavena působení mrazu, dokud krychelná pevnost betonu nedosáhne u betonu třídy:

C8/10 a nižší	4,0 MPa
C12/15 – C20/25	6,0 MPa
C20/25 a vyšší	8,0 MPa

Tepelný odpor krytu konstrukce nesmí být nižší než tepelný odpor bednění, je třeba dbát na stejnoměrné vychládání konstrukce.

Při teplotě prostředí pod +5°C se beton nesmí kropit vodou, vlhčit ani zaplavovat a je třeba zabránit působení deště a sněhu na povrch betonu.

Pokud se beton ošetřuje proteplováním (ohřevem) a není stanoven na základě porovnávacích zkoušek technologický postup, nesmí teplota betonu při proteplování přestoupit hodnotu +70°C.

Chladnutí povrchu konstrukce musí být pozvolné a rovnoměrné. Pokles teploty nesmí přesáhnout hodnotu 20°C /hod.

Podle dosavadních zkušeností s dosažitelností a účinností těchto opatření, je reálné provádět betonáže do teploty prostředí cca -5°C až -7°C. Pokud by teplota prostředí klesla pod tyto hodnoty, opatření výše uvedená by nemusela být účinná a proces tuhnutí a náběhu počátečních pevností by mohl být narušen. Pokud by se i v těchto podmínkách mělo betonovat, byla by vhodná masivnější opatření – např. elektroohřev.

17.4 Betonáž v letním období

Citace z časopisu Beton – Technologie, Konstrukce, Sanace, 2/2003 – Materiály a technologie: Letní betonáž, Doc. Ing. Dohnálek Jiří, CSc.

Za letní teploty se obvykle uvažují teploty nad 25°C ve stínu, kdy osluněný povrch betonové konstrukce může dosahovat teplot až 40-60°C.

Hydratace cementu, která způsobuje zrání betonu je procesem, který je významně urychlován zvýšenými teplotami (zvýšení teploty o 15-20°C vede ke zvýšení rychlosti hydratace o 100%). Dále v letním období dochází k nárůstu teploty výchozích složek, zejména kameniva, které se také nepříznivě projevuje na vlastnostech betonu.

Hlavní změny parametrů betonu v důsledku betonáže za zvýšených teplot:

1. Snížení zpracovatelnosti betonové směsi (zvýšení teploty o 15°C představuje 20% snížení zpracovatelnosti).
2. Pokles pevnosti betonu až do úrovně cca 10%, který je dán poměrně rychlým odpařováním vody z povrchu betonové konstrukce i horšími podmínkami zpracování betonové směsi.
3. Pokud je beton následně zvlhčen, lze počítat s dodatečným nárůstem betonu v delších termínech, než jsou normové (28 dní).
4. Z hlediska objemových změn je výrazné rané hydratační smrštění, které se projevuje u vyztužených konstrukcí trhlinami, které kopírují horní výztuž (viz foto). Tyto trhliny jsou pak následně rozšiřovány smrštěním vlivem rychlého vysychání betonu. Tyto trhliny mohou mít důsledky zasahující statiku konstrukce (soudržnost výztuže a betonu, celistvost průřezu), ale zejména jsou ze strany investora nepřijatelné z estetických důvodů, případně z hlediska trvanlivosti konstrukce.

Opatření pro bezrizikové betonáže v období vysokých teplot:

1. Z technologických opatření se doporučuje použití betonové směsi s co nejnižším vývojem hydratačního tepla a zajištění co nejnižší teploty výchozích složek betonové směsi. Obvykle se doporučuje použití směsných cementů místo cementů čistě portlandských a použití zpomalovacích přísad. V betonárně by měla být připravena „letní receptura“ betonové směsi.

2. Z organizačních opatření je nejjednodušší přesunutí betonáže na ranní, večerní či noční hodiny. Velkou výhodou je, pokud v době 6-12h po betonáži není beton přímo ozařován sluncem za vysokých teplot.
3. Za efektivní ošetření betonové konstrukce lze považovat její zakrytí provlčenou geotextilií nebo jinou sorbující látkou. Pouhé kropení nebo mlžení nelze považovat za účinné opatření. Nelze také spoléhat na ochranné nástřiky, které odpar vody zbrzdí, ale nejsou schopny jej zablokovat.
4. Vhodným opatřením je zmenšení betonovaných úseků za cenu nárůstu pracovních spár a zvýšení dohledu na technologickou kázní při ošetřování vybetonovaných částí.

17.5 Pohledové betony

17.5.1 Normová podpora

Nejprve je nutno předeslat, že termín pohledový beton není zakotven ani v systému norem ČSN, ani EC a ani DIN. Lze se odvolat na normu ÖNorm 2110.

17.5.2 Bednění

Pro pohledový beton obecně je potřeba použít (aspoň relativně) nové bednicí desky, rastr bednicích dílců a spínacích tyčí musí být konzultován s architekty, stejně jako typ bednění a materiál bednicích desek. Každý dodavatel bednění má doporučený sortiment odbedňovacích přípravků je tedy nutné s ním tento problém minimálně konzultovat.

Betony musí být nadstandardně ošetřovány, za zvážení stojí použití folií Zemdrain nebo podobných. Tyto rohože se používají opakovaně. Těsně po betonáži do sebe absorbují vodu, kterou v dalších fázích tuhnutí betonu vrací. Výsledkem je velmi kvalitní a kompaktní povrchová vrstva odolná zejména proti karbonataci.

Bednění musí být dokonale utěsněno, aby při vytékání cementového mléka nedocházelo k přisávání vzduchu. Obecně lepší výsledky povrchu bez bublinek lze dosáhnout použitím separačních nástřiků na bázi rozpouštědel. Je však nutno nechat rozpouštědla řádně vytékat, po dobu aspoň 12 hodin.

17.5.3 Ošetřování betonu

Odbednění stěn i stropů smí proběhnout nejdříve po pěti dnech, dále minimálně po dobu dvou týdnů je nutno ošetřovat, nejprve rosením, později zabalením do nepropustné folie – bližší viz samostatná kapitola. V pohledové straně betonu by měla být použita distanční tělíska na silikátové bázi (Faserbeton apod.).

17.5.4 Výroba betonové směsi

Výrobě a dopravě betonové směsi je nutno věnovat zvýšenou pozornost a je nutno ji předem projednat s betonárnou a dopravcem. Je potřeba dodržet několik zásad:

Po celou dobu výroby směsi je nutno dodržovat konstantní podmínky. To znamená, že je potřeba zachovat stálou křivku zrnitosti kameniva s přihlédnutím k jemným frakcím (lze doplnit popílkem, ale ne každý je stabilní a poskytuje celou dobu stejnou barvu betonu) a stálou vlhkost kameniva – pro betonárnu to znamená předzásobení. Dále kontrolovat vodní součinitel. Ten by neměl být vyšší než 0,55, optimálně 0,48 – 0,52, ale zejména pořád stejný. Měly by být používány kvalitní superplastifikátory – melaminy (v zimě) a polykarboxyláty (výrobci Adiment, Stachema, Chrisol, MAPEI, SIKA v cenové hladině cca 40 Kč/litr). Třída betonu minimálně C25/30, lépe C 30/37 s obsahem cementu minimálně 330 kg/m³. Konzistence směsi S3 – S5, čím tenčí konstrukce tím vyšší. Konzistenci kontrolovat při plnění automichače, sednutí kužele 180 ±20 mm, u tenkých konstrukcí cca 220 mm, rozlití kužele 650 ±30 mm, hlavně pořád pokud možno stejně. Struskoportlandské cementy mají za následek světlejší zralý beton. Doba míchání v míchače by měla být minimálně 2 minuty (tedy více než dvakrát déle než u běžné směsi).

17.5.5 Doprava a ukládání betonové směsi

Automatizační musí po vyprázdnění bubnu a vypláchnutí použít zpětný chod a vysypat všechny zbytky předchozí dodávky. Mytí žlabů apod. by se mělo provést na stavbě při odjezdu, ne na betonárně.

Ukládání směsi do bednění nesmí být prováděno z velké výšky, maximálně 1 metr, samozhutitelné betony (SCC) je lepší vhnět do bednění zespoda. Lítí by mělo probíhat po vrstvách tloušťky 300 mm, ne však více než 500 mm. Pokud se směs vibruje, zasune se vibrátor do středu záběru a do nižší vrstvy tak, aby došlo k jejich propojení. Při vibrování se pomalu vytahuje. Pro tenké konstrukce je dobré zvážit použití příložného vibrátoru. Aby nedocházelo k deformacím bednění a následnému vytékání cementového mléka otvírajícími se spárami, neměly by se betonovat stěny vyšší než 3,5 m. Pokud je stěna vyšší, doporučuje se nechat v první vrstvě začít hydrataci a teprve potom pokračovat. Doba prodlevy je cca 4 hodiny.

Ukládka směsi by měla být pravidelná, nemělo by se ukládat ve spěchu. Pravidelnosti je potřeba podřídit režim betonárny a příjezd automatizačních. Směs je nutno zpracovat nejpozději do 60 ti minut (dle norem do 45 ti minut).

Při vysokých teplotách v letních měsících je nutno betonovat velmi opatrně, stejně tak se nedoporučuje betonovat při teplotách pod bodem mrazu. Zásadně se nesmí odbedňovat při dešti.

18 Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005

Existující konstrukce se ze statického hlediska posuzují podle ČSN ISO 13822:2014 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Tato norma v části 8 Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti stanovuje podmínky, kdy starší konstrukci není nutno posuzovat podle současných technických norem a to jak z hlediska bezpečnosti (mezni stavy únosnosti), tak provozuschopnosti (mezni stavy použitelnosti). Tyto hlavní předpoklady jsou následující:

- Pečlivou prohlídkou se neodhalí žádné známky významného poškození, přetížení, přetvoření nebo degradace
- Přezkoumá se konstrukční systém, prohlédnou kritické detaily
- Konstrukce vykazuje uspokojivou způsobilost v průběhu dostatečně dlouhého časového období (v tomto případě cca 65 let)
- Nenastanou změny v konstrukci nebo ve způsobu jejího užívání, které by mohly významně změnit zatížení a to ani v další plánované životnosti.

Osobně byla za přítomnosti objednatele provedena vizuální kontrola konstrukce a bylo konstatováno, že první dvě podmínky jsou splněny. Rovněž tak je splněna podmínka třetí a lze se oprávněně domnívat, že bude splněna i podmínka poslední.

Podle ustanovení ČSN ISO 13822, čl. 8.1 a 8.2 lze tedy konstrukci považovat za bezpečnou a provozuschopnou pro budoucí provoz. Jinými slovy, není nutno ji posuzovat podle dnes platných technických norem. Je potřeba provést lokální sanace poškozených míst konstrukce.

Nicméně byl pro celou konstrukci haly proveden samostatný statický posudek dle současně platných norem a jeho výsledkem je konstatování, že konstrukce haly vyhoví současně platným normám na zatížení, která jsou na konstrukci v současnosti aplikována – vlastní hmotnost konstrukce, ostatní stálé zatížení, které reprezentuje zejména střešní plášť a fasáda a potom na účinky klimatických zatížení.

19 Provádění, tolerance a kontroly

Nosná konstrukce bude prováděna po jednotlivých podlažích do systémového bednění. Při provádění je nutno dodržet předepsané krytí výztuže a konzistenci betonové směsi v době ukládání betonu. Vhodným složením betonové směsi, dodržováním technologické kázně při transportu a v době ukládání betonové směsi a zejména kvalitním ošetřováním uloženého betonu jsou významně omezovány účinky od smršťování. Stropní desky je možné odbednit po dosažení 70 % pevnosti betonu. Stojky musí být ponechány tak, aby nově betonovanou stropní konstrukci vynášely minimálně dva stropy. Při odbedňování musí být ponechány stojky,

není možné odbednit celé pole a potom stojky doplnit. Umístění pracovních spár a jejich úpravu je třeba dohodnout se statikem.

Tolerance se obecně řídí ustanoveními ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí konkrétně kapitola 10 a Příloha G. Tolerance prefabrikovaných konstrukcí dále řeší norma ČSN 73 0210 - Geometrická přesnost ve výstavbě - Podmínky provádění - Část 1: Přesnost osazení.

Kontroly a kritéria shody jsou uvedeny v ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení [změna Z3](#), kapitole 8.

Ocelová nosná konstrukce bude prováděna v souladu s ustanoveními norem ČSN EN 1090-1+A1 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců a ČSN EN 1090-2+A1 Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce. Povrch spojovaných dílů třecími spoji je uvažován jako třída B.

Kontrola a údržba ocelových konstrukcí se řídí ustanoveními normy ČSN 73 2604 Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí a inženýrských staveb.

Tolerance ocelových konstrukcí se obecně řídí ustanovením ČSN EN 1090-2+A1. Konkrétně se jedná o kapitolu 11 a Přílohu D.

20 Ochrana ocelové konstrukce

20.1 Povrchové úpravy ocelové konstrukce

Všechny povrchy ocelové konstrukce budou tryskány podle ČSN EN ISO 8501 ve stupni Sa 2 ½ (Velmi důkladné tryskání). Před vlastním provedením nátěrů musí být všechny povrchy zbaveny nečistot a mastnot (Další doporučení v EN ISO 12944-4 Příloha C).

Finální nátěr a jeho barevnost se řídí návrhem architekta.

20.2 Ochrana ocelové konstrukce galvanizací

Ocelovou konstrukci je nutno ochránit před korozí, která může vzniknout několika způsoby. Nejdůležitější je ochrana ocelové konstrukce proti povětrnostním vlivům.

Ocelová konstrukce bude mít protikorozní ochranu žárovým zinkováním, čímž se zvýší její životnost. Konstrukce tak si zachová mechanické vlastnosti po celou dobu životnosti a během užívání.

Prostředí okolo konstrukce je klasifikováno kategorií C3 (Stupeň korozní agresivity). Navržené zinkování musí respektovat normy ČSN EN ISO 14 713-1,2.

Zinkový povlak, bude proveden podle ČSN EN ISO 1461. Kovový povlak, který je se základní ocelí spojen slitinovou mezivrstvou, poskytuje ochranu před poškozením při transportu, montáži a provozu, které se jinak nedá dosáhnout. Povlak je odolný při manipulaci, úderu a při odírání. Žárové zinkování nevyžaduje žádné dodatečné úpravy.

Dojde-li při transportu, montáži nebo provozu k poškození vrstvy antikorozního zinku, nastupuje katodická ochrana, která vytvoří bariéru elektrochemickým způsobem.

Pozinkování je zajištěno ponořováním prvků konstrukce do řady přípravných lázní sloužících k odmaštění za tepla, moření, oplachu a nanesení tavidla s následným komorovým sušením. Proces pozinkování probíhá ponořením připraveného výrobku do roztaveného zinku při teplotě taveniny 450°.

20.3 Zásady návrhu ocelové konstrukce pro zaručenou galvanizaci

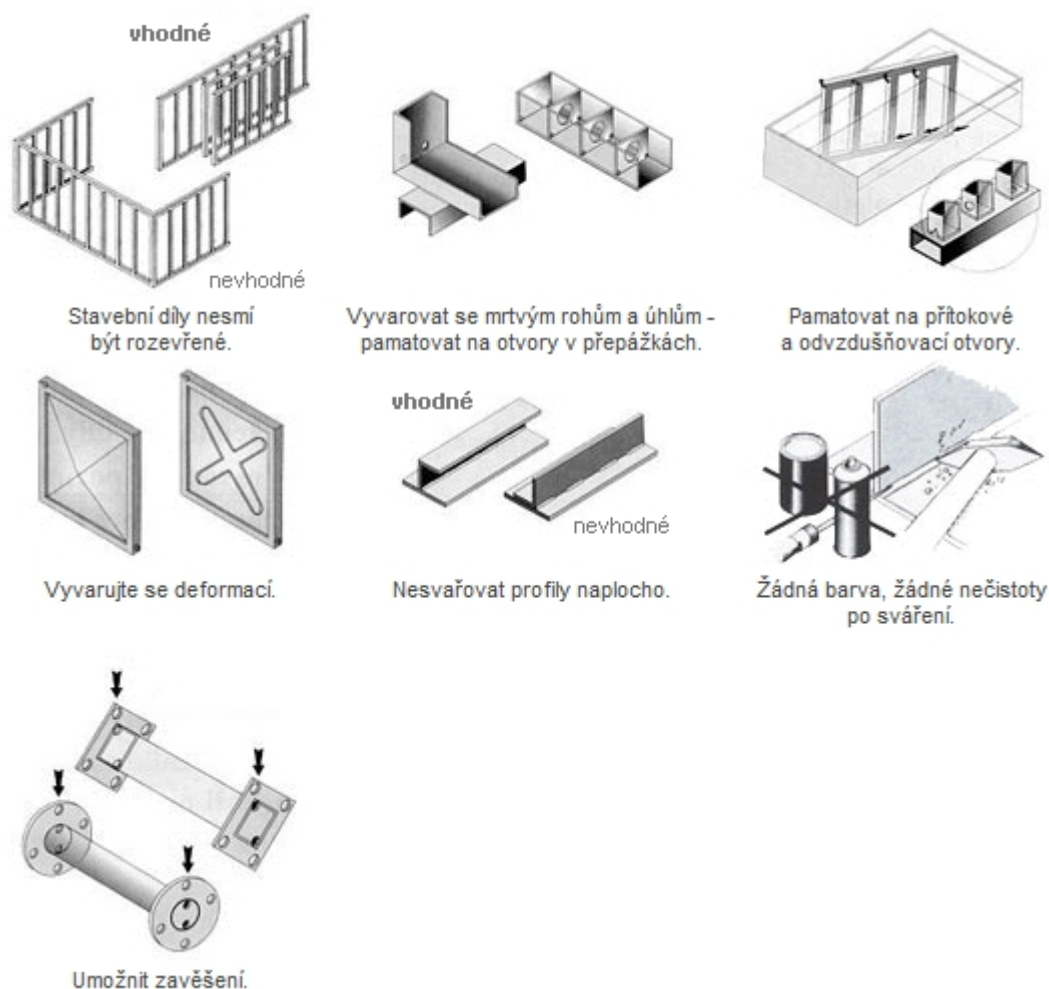
Všechny svary musí být provedeny před pokovením v zinkové lázni. Provádění svarů po galvanizaci naruší ochrannou vrstvu zinku a konstrukce nebude proti korozi chráněna.

U dutých profilů se musí pamatovat na přítokové a odtokové otvory. Také u rámových konstrukcí z otevřených profilů dávat pozor na odvodu vzduchu a možnost odtoku. Je nutné dodržovat vhodný postup svařování a dávat pozor na to, aby vystačila velikost a počet přítokových a odvodu vzdušných otvorů

Bez otvorů není žárové zinkování dutých konstrukcí možné kvůli nebezpečí exploze. Uspořádání a velikost otvorů ovlivňují i kvalitu žárově zinkovaného zboží.

Stavební díly nesmí být barvené a musí být zbavené nečistot a zbytků po svařování (např. svařecí spreje, zbytky po svařování v ochranné atmosféře), tyto substance by při moření nemohly být odstraněny a vedly by k chybnému pozinkování.

Přítokové a odvzdušňovací otvory by měly být umístěny co nejvyšleji pod možností zavěšení.



20.4 Protikorozní ochrana ocelové konstrukce nátěry

Ocelové konstrukce musí být ochráněny proti korozi. Ochrana bude vytvořena z protikorozních nátěrů konstrukce (barvy na bázi akrylátů). Nátěry musí být provedeny minimálně ve dvou vrstvách. Finální tloušťku nátěru určí dodavatel na základě předpisů výrobce tak, aby splňovala předpisy EN ISO 12944 a odpovídala prostředí a klimatickým vlivům okolí.

Prostředí (stupeň korozní agresivity) okolo konstrukce je klasifikováno kategorií C2.

21 Plán kontroly spolehlivosti konstrukcí

21.1 Zatřídění konstrukce

Požadavky na kontrolu konstrukcí jsou určeny na základě současných platných norem, podle managementu spolehlivosti staveb na základě ČSN EN 1990 je konstrukce zařazena následovně:

- Kategorie návrhové životnosti 4 (50 let, Budovy bytové, občanské a další běžné stavby, budovy pro výrobu a služby, pro těžbu paliv a rud, vodojemy a zásobníky, vodní hospodářství) dle tab. 2.1 (CZ)
- Třída následků - CC2 (střední následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí)
- Třída spolehlivosti – RC2 (koeficient spolehlivosti $\beta = 3,8$)
- Úroveň kontroly při navrhování - DSL2 (běžná kontrola obvyklým způsobem)
- Úroveň kontroly při provádění - IL2 (běžná kontrola dle postupů organizace)

21.2 Dokumentace konstrukce

Vlastník stavby, nebo jím pověřená osoba (dále jen vlastník), má spravovat a uchovávat veškerou projektovou a Inspekční dokumentaci uvedenou v této kapitole. Má uchovávat také dokumentaci všech rekonstrukcí a oprav konstrukce. Uchováním dokumentace se myslí její schraňování a organizace v elektronické a listinné podobě ta, aby byla v případě potřeby jasně dohledatelná jakákoliv její část. Pro účely kontroly a údržby má vlastník uchovávat následující dokumentaci:

21.2.1 Dokumentace pro provádění stavby a dokumentace skutečného provedení:

Pro účely kontroly údržby se má uchovávat dokumentace pro provádění stavby a dokumentace skutečného provedení stavby v rozsahu podle příslušného právního předpisu (Vyhláška 499/2006 sb. ve znění pozdějších předpisů).

21.2.2 Výrobně technická dokumentace

Tato dokumentace je souborem dokumentů potřebných pro výrobu a montáž konstrukce, včetně všech dokumentů jakosti a zkoušek předložených při předání stavby. Jedná se zejména o tyto dokumenty:

- statický výpočet, ze kterého je zřejmé zatížení, dimenze prvků a jejich materiál, použité výpočetní modely, výsledné vnitřní díly a posouzení konstrukce z hlediska únosnosti, použitelnosti, stability polohy a únavy, pokud může rozhodovat

- dílenská dokumentace tj. hlavně podrobné výkresy výztuže, specifikace provádění, výrobní výkresy, výkaz materiálu, technologický předpis výroby

- montážní/výrobní dokumentace, která obsahuje všechny skutečnosti plynoucí z postupu výstavby a montáže, jež ovlivňují výsledné rozložení vnitřních sil v konstrukci.

Dále se jedná o následující dokumenty a protokoly, pokud byly v některém stupni projektové dokumentace požadovány:

- dokumenty kontroly použitých základních výrobků
- doklady o provedení nedestruktivních či destruktivních zkoušek betonu
- protokoly o zaměření geometrického tvaru kompletní konstrukce
- protokoly o vneseném předpětí

protokoly o statických a dynamických zatěžovacích zkouškách

21.2.3 Provozní dokumentace

Provozní dokumentace obsahuje zejména zápisy o provedených prohlídkách, protokoly o provedených zkouškách a zápisy a/nebo protokoly o provedených činnostech v rámci údržby

21.2.4 Zázpis o provedených prohlídkách konstrukce

O každé provedené prohlídce musí být proveden zápis, ve kterém se uvedenou zjištěné skutečnosti. Zápis musí obsahovat následující údaje:

- Jména a podpisy účastníků prohlídky, zejména osoby zodpovědné za kontrolu a prohlídku (včetně jejich oprávnění k vykonání kontroly a prohlídky)
- Přehled dokumentace, která byla podkladem pro provedení prohlídky
- Datum prohlídky a povětrnostní podmínky
- Rozsah prohlídky, přehled kontrolovaných konstrukcí a druhů provedených kontrol
- Při zjištěných závadách má zápis obsahovat specifikaci závady (slovní popis, fotodokumentaci, lokalizaci, rozsah), stanovení (pravděpodobné) příčiny vzniku, návrh opatření a termíny jejich splnění. Při zjištěných závažných závadách má zápis obsahovat návrh opatření s ohledem na další provoz konstrukce. K opatřením může patřit návrh provedení mimořádné prohlídky včetně specifikace požadovaných kontrolních úkonů, návrh diagnostického průzkumu konstrukce a/nebo zkoušek a měření ke zjištění rozsahu a příčiny závad, osazení sádrových terčíků, doporučení jak závadu řešit, případně návrh na omezení nebo vyloučení provozu, zpracování dokumentace oprav, návrh na způsob řízení rizik, monitorování konstrukce v rámci řízení rizik apod.

21.3 Kontroly konstrukce

21.3.1 Oprávnění k prohlídkám

Prohlídky provádí osoby s odpovídající kvalifikací pro příslušný druh kontrolního úkonu, školením bezpečnosti práce a s prokazatelně pro tento účel uspokojujícím zdravotním stavem.

21.3.2 Kontrola souladu skutečného stavu konstrukce a zatížení s dokumentací

Kontrola skutečného stavu konstrukce se provede podle dokumentace zkontrolované ve smyslu bodu 21.1 této zprávy. Kontroluje se zejména geometrický tvar, poloha a úplnost konstrukce, dimenze, detaily a působící stálé zatížení. Sem patří hlavně kontrola množství a pozice výztuže před zabetonováním.

21.3.3 Běžná prohlídka

V rámci běžné prohlídky se provede kontrola podle 21.3.2 v návaznosti na předchozí prohlídky. Při této kontrole se nosná konstrukce s příslušenstvím kontroluje vizuálně, případně za použití jednoduchých nástrojů. Provede se také kontrola použitelnosti podle 21.3.6.

Kontroluje se:

- zda konstrukce nevykazuje nadměrné deformace
- zda nedošlo k poškození prvků a detailů konstrukce
- velikost trhlin, kdy trhliny větší než 0,3 mm se zaznamenají a porovnají s předchozí prohlídkou za účelem zjištění, zda je velikost trhlin ustálená.

21.3.4 Podrobná prohlídka

V rámci podrobné prohlídky se spolu s úkony podle 21.3.3 provede kontrola dokumentace dle bodu 21.2 této zprávy. Zaměří se geometrický tvar konstrukce, převážně průhyby. Pokud nebylo provedeno při běžné prohlídce, je nutné nahlédnout i na konstrukce obtížně dostupné, např. pod kazetové stropy apod.

21.3.5 Mimořádná prohlídka

Mimořádná prohlídka se provede v případě závažných zjištění při pravidelné prohlídce, případně po mimořádné události, která mohla způsobit poškození konstrukce. Jedná se zejména o požár nebo výbuch ovlivňující vlastnosti konstrukce, pád břemena na konstrukci, náraz dopravního prostředku, poškození vandaly, teroristický čin, povodeň nebo zaplavení, lavina, sesuv, technické nebo přírodní seizmické události,

přetížení sněhem nebo ledem, pokles v důsledku důlní činnosti, krasových jevů apod. Rozsah mimořádné prohlídky se určí v zápisu o provedení pravidelné prohlídky, případně podle rozsahu a povahy mimořádné události.

21.3.6 Prohlídka použitelnosti

Jedná se o prohlídku konstrukcí související s jejím provozem, kontrolu deformací, trhlin, kmitání apod.

21.4 Definice dle materiálu konstrukce

21.4.1 Nosné základové a betonové konstrukce

Nosné základové betonové konstrukce budou provedeny dle ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí.

Železobetonové nosné konstrukce budou kontrolovány dle zatřídění konstrukce v intervalu 5-10 let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (trhliny, karbonatace betonu, porušení a koroze výztuže apod.).

21.4.2 Nosné dřevěné konstrukce

Nosné dřevěné konstrukce budou provedeny dle ČSN 73 2810 Dřevěné stavební konstrukce. Provádění.

Dřevěné nosné konstrukce budou kontrolovány dle zatřídění konstrukce v intervalu 5-10 let; kontroluje se soulad konstrukce a předpokladů statického výpočtu (statické schéma, zatížení, změny v průběhu životnosti) a stav konstrukce (výsušné trhliny, napadení hnilobou, škůdci, stav detailů apod.).

21.5 Intervaly prohlídek

U konstrukcí zařazených ve třídě následků CC2 a CC1 se běžná prohlídka provádí jedenkrát za 5 let, podrobná prohlídka se provádí na základě doporučení běžné nebo mimořádné prohlídky, nejméně jedenkrát za 10 let.

22 Závěr

Statický výpočet prokázal, že konstrukce, tak jak jsou navrženy, vyhovují ustanovení platných norem jak z hlediska mezních stavů únosnosti, tak z hlediska mezních stavů použitelnosti. Současně jsou navrženy s ohledem na maximální možnou hospodárnost a z toho vyplývajícího vlivu na životní prostředí. Konstrukce je stabilní.

Konstrukce byla nadimenzována a posouzena dle 1. skupiny mezních stavů - mezní stav únosnosti - porovnáním únosnosti průřezů s vnitřními silami. Dále byla konstrukce posuzována dle 2. skupiny mezních stavů - mezní stav použitelnosti a také z hlediska stability jak celku, tak dílčích konstrukcí.

Nosná konstrukce V Y H O V Í všem příslušným ustanovením platných norem z odstavce 2.

V Praze dne 22.12.2020

Ing. Karel Košek
Autorizovaný inženýr
pro statiku a dynamiku
ČKAIT 0008742