

Projektová dokumentace pro společné povolení

D.1.2 Stavebně konstrukční řešení

D.1.2 a) Technická zpráva

OBLASTNÍ NEMOCNICE NÁCHOD

II. ETAPA MODERNIZACE A DOSTAVBY

Objekt (SO01 - SO03)

Stavebník:

KRÁLOVÉHRADECKÝ KRAJ
Pivovarské náměstí 1245
500 03 Hradec Králové

Objednatel:

DOMY, spol. s r.o.
Politických vězňů 19
110 00 Praha 1

Zpracovatel:

RECOC, spol. s r.o.
Seydlerova 2451/8
Praha 13, 158 00

Projektant:

Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.

Tým:

Ing. Milan Klášterka
Ing. Michaela Blahová
Ing. Jakub Vrzáň
Bc. Radek Moucha

Obsah

1	Soubor použitých norem a literatury	3
1.1	Řada norem ČSN	3
1.2	Technická pravidla České betonářské společnosti ČBSI	4
1.3	Technická pravidla ETA – European Technical Approval	4
1.4	Řada Evropských norem a jejich teoretických zdrojů	4
1.5	Doporučení FIP	4
1.6	Zákony a vyhlášky	5
2	Použité podklady a literatura	5
3	Použité programy	5
4	Popis navrženého konstrukčního systému	6
4.1	Funkce a tvar budovy	6
4.1.1	SO 01 – Objekt D	6
4.1.2	SO 03 – Vstupní hala	7
4.1.1	SO 02 – Vyšetřovna CT	7
4.2	Nosná konstrukce	7
4.2.1	Monolitické konstrukce (SO 01 – SO 03)	7
4.2.1	Ocelová konstrukce – SO 01 – Lávka	7
4.2.2	Ocelová konstrukce – SO 03 – Vstupní hala	8
4.3	Založení stavby	9
4.3.1	Pilotové založení	9
4.3.2	Tolerance pilot	9
4.4	Spodní stavba	10
4.4.1	Základové konstrukce	10
4.5	Vrchní stavba	10
4.5.1	Konstrukční prvky	10
4.5.2	Konstrukční celky	11
4.5.3	Schodiště	12
5	Výsledky průzkumů	13
5.1	Inženýrskogeologický průzkum	13
5.1.1	Vliv na sousední objekty	13
6	Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky	14
6.1	Betonové konstrukce	14
6.2	Vázaná výztuž	14
6.3	Předpínací (tvrdá) výztuž	14
6.4	Přerušení hluku ze schodišť	14
6.5	Ocelové konstrukce	14
6.6	Injektážní systémy do pracovních spár	14
7	Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení	14
7.1	Seismicita	16
8	Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí a technologických postupů	17
8.1	Technologické postupy betonáže pohledových betonů	17
8.2	Dodatečně předpínané konstrukce	17
8.2.1	1. NP	17
8.2.2	5. NP	17
8.2.3	6. NP	18
9	Zajištění stavební jámy	18
10	Technologické podmínky postupu prací ovlivňující stabilitu konstrukce	18
10.1	Požadavky na bednění a podpírání	18
10.1.1	Konzola východ	18
10.1.2	Konzola západ	18
10.2	Geometrické tolerance	19
11	Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí	19

12	Požární odolnost nosných konstrukcí podle Eurokódů	19
12.1	Požadované maximální požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí dle PBŘ	19
13	Provádění, tolerance a kontroly	19
14	Ochrana ocelové konstrukce	20
14.1	Povrchové úpravy ocelové konstrukce	20
14.2	Ochrana ocelové konstrukce galvanizací	20
14.3	Zásady návrhu ocelové konstrukce pro zaručenou galvanizaci	20
14.4	Protikorozi ochrana ocelové konstrukce nátěry	21
14.5	Protipožární ochrana ocelové konstrukce nátěry	21
14.6	Protipožární ochrana ocelové konstrukce	22
15	Klasifikace ocelových konstrukcí a kritérií	22
15.1	Zatřídění konstrukce	22
15.2	Kritéria pro výrobu konstrukce	22
16	Závěr	23

1 Soubor použitých norem a literatury

1.1 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 2401 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu – [změny a, Z2, Z3, Z4](#)
- ČSN 73 2604 Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb
- ČSN EN 206+A2:2021 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 445 Injektážní malta pro předpínací kabely – Zkušební metody
- ČSN EN 446 Injektážní malta pro předpínací kabely – Postup injektáže
- ČSN EN 447 Injektážní malta pro předpínací kabely – Základní požadavky
- 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 1536+A1 Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty
- 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; 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; NA ed. A; ed.2 - změna A1, Z1](#)
- 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 1993-1-8 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčníků – [oprava 1, 2 – změna Z1, Z2, Z3; NA ed. A; ed. 2](#)
- ČSN EN 1993-1-11 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků – [oprava 1; změna Z1; NA ed. A](#)
- 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 EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby – [oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed. A; ed.2 - změna Z1](#)
- ČSN ISO 2394:2016 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.
- ČSN ISO 13822:2014 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.
- ČSN EN ISO 12944-05 Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy – Část 5 – Ochranné nátěrové systémy
- ČSN EN ISO 14713-1 Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 1: Obecné zásady pro navrhování a odolnost proti korozi
- ČSN EN ISO 14713-2 Zinkové povlaky – Směrnice a doporučení pro ochranu ocelových a litinových konstrukcí proti korozi – Část 2: Žárové zinkování ponorem

Firemní materiály VSL

Firemní materiály Macalloy

1.2 Technická pravidla České betonářské společnosti ČBSI

TP 01 Statické výpočty | 1. vydání 2006

TP 03 Pohledový beton | 1. vydání 2009

1.3 Technická pravidla ETA – European Technical Approval

TR 023 Assessment of post-installed rebar connections, November 2006

ETA-12/1454 HALFEN HDB Dubelleiste, 18. 12. 2012

ETA-13/0136 JORDAHL Durchstanzbewehrung JDA, 27. 03. 2013

ETA-13/0151 PEIKKO PSB Durchstanzbewehrung, 17.11.2019

1.4 Řada Evropských norem a jejich teoretických zdrojů

CEB-FIP Model Code 1990

CEB-FIB Model Code 2010 – First Complete Draft

1.5 Doporučení FIP

FIP Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts, Fib directory 1999

1.6 Zákony a vyhlášky

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

Vyhláška č. 499/2006 Sb., Vyhláška o dokumentaci staveb, v platném znění (Vyhláška č. 405/2017 Sb., částka 144 ze 7. 12. 2017 o dokumentaci staveb ve znění Vyhlášky č. 62/2013 Sb. a vyhláška č. 169/2016 Sb.)

2 Použité podklady a literatura

- [01] Architektonicko-stavební řešení | DOMY, spol. s r.o., Politických vězňů 19, 110 00 Praha 1, Ing. arch. Michal Juha, Ing. arch. Jan Topinka, Ing. Roman Jarosil, Ing. Blanka Handrychová, 06/2023
- [02] Podrobný inženýrsko-geologický průzkum – pavilon K, J | CHEMCOMEX Praha, a.s., Elišky Přemyslovny 379, 156 00 Praha 5 – Zbraslav, RNDr. Pavel Polák, 2/2012
- [03] Dokumentace stávajících pavilonů B, C, D, E | DOMY, spol. s r.o., Politických vězňů 19, 110 00 Praha 1, archiv nemocnice
- [04] FEM, principy a praxe metody konečných prvků | Kolář V., Němec I., Kanický V. | a navazující manuály k programům NEXX.
- [05] ČSN P ENV 1992-1-1, část 1.1, čl. A 2.9, str. 334-338
- [06] Programy FINE – uživatelské manuály
- [07] Manuál k programu RENEX3D | RECOC, spol. s r.o., 2013
- [08] Manuál k programu SCIA ENGINEER | Nemetschek Scia s.r.o., 2013
- [09] Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures | Reported by ACI Committee 209 | Bažant Z. P., Baweja S.
- [10] Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu | Vráblík L.
- [11] Předpjaté betonové konstrukce, CERM 2008 | Navrátil J.
- [12] Betonové konstrukce (pro cvičení v 7. semestru P) | Vovec Bohumír, Jendele Milan, Filipová Jitka | Ediční středisko ČVUT, Praha 6, Žitná 4, 1990
- [13] Výpočet konstrukcí z předpjátého betonu | Zůda Karel | SNTL Praha | 1958
- [14] Předpjaté betonové konstrukce | Navrátil Jaroslav | Akademické nakladatelství CERM, 2008
- [15] Uživatelský a teoretický manuál programu RENEX3D, verze 7.01 | RECOC, spol. s r.o., 02.2019
- [16] Modelování železobetonových skořepin s uvažováním nelineárního chování materiálu | Disertační práce, Smutek M. | VŠB TU Ostrava | 07.2006.
- [17] Pfeiffer Uwe, Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung | 2004 | ISBN 3-86537-298-8.
- [18] Studie nového modelu podloží staveb | Kolář V., Němec I. | Academia Praha 1986
- [19] Návrh pilotového založení | Čeněk a Ježek s.r.o. | 10/2012
- [20] Hodnoty požární odolnosti stavebních konstrukcí podle Eurokódů | Zoufal R. a kol. | PAVUS, a.s. | 2009
- [21] Vegetační střechy a jejich statické požadavky | časopis Stavebnictví | 04/22 | Vejvara Luděk, Ing., PhD.

3 Použité programy

Programy RENEX
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON
FINE
Tabulkové procesory Excel
SCIA ENGINEER

© FEM consulting Brno s.r.o., RECOC, spol. s r.o.,
© RECOC, spol. s r.o.,
© FINE s.r.o.
© RECOC, spol. s r.o.
Nemetschek Scia s.r.o., 2013

4 Popis navrženého konstrukčního systému

4.1 Funkce a tvar budovy

Předmětem návrhu je nová budova Oblastní nemocnice Náchod. Ta nahradí dva stávající pavilony D a E. Celý areál sestává ze tří stavebních objektů, které jsou vzájemně propojeny dispozičně i konstrukčně. Půdorysně lze celý komplex vepsat do obdélníka 87,05 x 66,90 m.

Dominantními architektonickými i konstrukčními prvky budovy jsou vykonzolované části objektu, které půdorysně vystupují v úrovni stropní desky 5.NP. Na východní straně objektu o 8,34 m, a na západní straně o 5,76 m. Ve vykonzolovaných podlažích (6.NP + 7.NP) je celková délka objektu 101,15 m. Objekt má maximálně 8 nadzemních podlaží.

Pod úroveň terénu je umístěna západní stěna objektu, a to až do úrovně stropní desky 3.NP. Ze všech ostatních stran je objekt obklopen stávajícími budovami (A / B / C / K), ze severní strany je výškový rozdíl vytvořen vysokou opěrnou stěnou.

Opěrná stěna je neoddělitelnou součástí navrhovaného celku. Situovaná je na severní straně objektu a vysoká je až 12 m. Tato je předběžně uvažována jako převrtávaná pilotová stěna, kotvená trvalými kotvami. Konstrukce nebyla s ohledem na chybějící IGP (viz níž) podrobně navržena a její návrh bude proveden v dalším stupni projektové dokumentace po doplnění podrobného IGP.

Dále je navržena propojovací ocelová lávka mezi objektem D a stávajícím pavilonem K.

Jihozápadní část objektu (SO 03) dotváří prosklená ocelová konstrukce, půdorysně ve tvaru písmene „L“. Ta svým půdorysem zasahuje nad konstrukci stávajícího pavilonu K (SO 11).

4.1.1 SO 01 – Objekt D

Hlavní objekt D, je vymezen osami B-O/3-8 a má maximálně 8 nadzemních podlaží.

Nad rámeček tohoto půdorysu vystupuje z objektu snížená dvoupodlažní část (1.NP + 2.NP) směrem na sever (k ose 1) o 8,4 m. V severozápadním nároží je tato část půdorysně zkosená a kopíruje tvar opěrné stěny (viz níž).

Další snížená dvoupodlažní část vystupuje z objektu směrem na jih. Zbytek půdorysného rozsahu 1.NP je definován osami G-O/8-11 a jsou zde situovány strojovny vytápění / VZT a umývárny.

Ve 2.NP je tato část redukována mezi osy I-O/8-11 a jsou zde umístěny pracovny a laboratoře. Uprostřed této části budovy (prostor vymezený osami K-M/8-10) je umístěno atrium.

Ve 3.NP objekt mezi osami I-O/8-11 opět půdorysně uskakuje a jeho půdorys je redukován k ose 8. Stejně tak podél celé severní fasády k ose 3.

V 5.NP je na východní straně vykonzolována část objektu mezi osami 6-8 s vyložení 2,75 m. Konzola je půdorysně trojúhelníkového tvaru se zaobleným vrcholem.

V 6.NP (počínaje stropní deskou 5.NP) směrem na východ vystupuje konzola s vyložení 8,35 m a směrem na západ konzola s vyložení 5,76 m. Konzoly jsou půdorysně lichoběžníkového tvaru, rohy jsou zaoblené. V 6.NP je dále vykonzolována část podél severní fasády (3/E-M), vyložení je 1,93 m.

Půdorysný rozsah 7.NP je vyjma „severní“ konzoly totožný s 6.NP.

8.NP je opět půdorysně redukováno. Ze severní strany k ose 4 a ze západní strany k ose F.

Celkově má objekt 8 nadzemních podlaží a slouží k samotnému provozu nemocnice (čekárny, vyšetřovny, lůžkové pokoje, sklady a další).

Vnitřní uspořádání budovy má pravidelný osový rastr 6,6 m v podélném směru a 6 m ve směru příčném. Pole mezi osami 6 a 7 má osovou rozteč 5,50 m, mezi osami „8-10“ 7,05 m a mezi osami „10-11“ 3,925 m.

Součástí SO 01 je ocelová propojovací lávka mezi objektem D a současným pavilonem K (SO 11).

4.1.2 SO 03 – Vstupní hala

Objekt vstupní haly logicky navazuje na objekt D. Ze severní strany v ose 3, v příčném směru vyplňuje prostor mezi současnými pavilony B, A a K (je vymezen osami B-E) a z jižní strany navazuje na přístavek stávajícího objektu SO 11 (pavilon „K“). Monolitická část má dvě nadzemní podlaží. 1.NP slouží jako vstupní prostor. Umístěno je zde schodiště a dva eskalátory.

Dále je celý objekt SO 03 zastřešen ocelovou konstrukcí se zasklením, která je tvořena dvěma atrií s různými úrovněmi střech.

Rámové vazby ocelové konstrukce jsou navrženy tak, že ve vodorovném směru jsou stabilizovány železobetonovou stropní deskou nad 1.NP. Bez tohoto spolupůsobení není ocelová konstrukce samostatně funkční a je nestabilní.

4.1.1 SO 02 – Vyšetřovna CT

Část 1.NP objektu SO 03, v půdorysném rozsahu přibližně mezi osami A-E/10-(SO11), je vedena jako samostatný objekt SO 02. Objekt je oddělen dispozičně, nikoliv však konstrukčně. Umístěna je zde vyšetřovna CT a všechny ostatní obslužné prostory radiologického provozu.

4.2 Nosná konstrukce

4.2.1 Monolitické konstrukce (SO 01 – SO 03)

Nosnou konstrukci objektu tvoří monolitický skelet založený na základové desce podpírané velkopřůměrovými pilotami. Alespoň takový je z hlediska založení předpoklad. V době zpracování dokumentace nebyl dostupný dostatečně podrobný IGP a je tedy nutné jej doplnit v dalším stupni projektové dokumentace a způsob založení upřesnit.

Stabilitu objektu zajišťují tři komunikační jádra, která prochází vždy přes všechna podlaží a jsou rovnoměrně rozmístěna po objektu v podélném směru (východ / střed / západ). Obsahují celkem 9 výtahových šachet, 5 instalačních šachet a dvě schodišťová jádra (východ, západ).

Konstrukční systém budovy je převážně sloupový, doplněný o ztužující objektová jádra. Stropní desky působí ve dvou směrech. V 1.NP – 3.NP jsou doplněny částí plných obvodových a suterénních stěn.

V místech velkých rozponů a tam, kde je přerušena kontinuita svislých nosných prvků jsou navrženy stropní desky předepnuté systémem dodatečně předpínané výztuže s plochými kanálky a kotvami. Lokálně jsou též doplněny průvlaky a trámy.

S ohledem na rozdílnost podlažnosti hlavního objektu (SO01) a vstupní haly (SO03), a dále také jihovýchodní části objektu (mezi osami 8-11/G-O) lze předpokládat, že tyto části objektu bude nutné konstrukčně zcela oddělit (oddilátovat). Jako alternativa se nabízí vybudování této části konstrukce až po dokončení všech monolitických konstrukcí SO01. Bude podrobně navrženo po doplnění podrobného a dostatečně hlubokého inženýrskogeologického průzkumu v rámci dalšího projekčního stupně.

4.2.1 Ocelová konstrukce – SO 01 – Lávka

Objekt SO01 spojovací lávky je konstrukčně řešen jako prostorová ocelová příhradová konstrukce obdélníkového průřezu. Průřez lávky má základní osově rozměry 2750 mm x 3500 mm a délka je pak 19500

mm. Spodní dva podélné pasy jsou navrženy z profilu IPE 360, horní z HEB 160. Lávka je ve čtvrtinách délky příčně ztužena obdélníkovými tuhými rámy z profilu HEB 160 a svařovanými jekly o vnějších rozměrech a tloušťkách plechů 230x12 / 80x15 mm a 310x12 / 80x15 mm. Svislé diagonály jsou z profilů TR 101,6x16. Vodorovné příhrady jsou profilů IPE160 a diagonál TR70x3,6. Pro uložení lávek do okolních objektu Je využito zesílení a rám z profilů HEB200. Všechny ocelové prvky budou provedeny z oceli třídy S355.

Jako nosná část podlahy a střechy je použit trapézový plech TR50/250/0,88.

Lávka je uložena v severní části do nového objektu kloubově pevně, v její podélné ose za použití ložisek. Uložení bude provedeno pouze u horní části, spodní část bude vertikálně oddilátována, spodní část bude zajištěna pouze na vodorovné účinky v příčném směru. Detail uložení, který bude podrobně navržen v dalším projekčním stupni, může mít dopad do tvaru monolitické konstrukce. V jižní části je lávka uložena kloubově do roznášecího rámu s uvolněním posunu v podélném směru lávky, aby rám nebyl přitížen bočními silami. Rám bude zakotven do stávajícího objektu, který musí být na nové uložení podrobně posouzen a stavebně upraven.

4.2.2 Ocelová konstrukce – SO 03 – Vstupní hala

Ocelové konstrukce zastřešení SO 03 lze rozdělit na dvě zasklená atria, zavěšené lávky a dvojici výtahových šachet.

4.2.2.1 1. Atrium

První atrium je tvořeno ocelovou jednodílní rámovou konstrukcí o rozponu 12 948 mm a proměnným rozpětím rámu v rozmezí 4800 mm – 6935 mm v rozmezí os B-D a 6-10. Kotvení sloupů je většinou řešeno na úrovni 0,000 a v místech železobetonových stropů. Střecha je provedená pultově ve výškách 9,950m až 11,130m.

Pro funkční statické schéma konstrukce je nutné její spolupůsobení s železobetonovými konstrukcemi na úrovni patra ve výšce 3,5m. Bez tohoto spolupůsobení není konstrukce samostatně funkční a hrozí ztráta její stability. Tomuto požadavku je nutné přizpůsobit postup výstavby a vyvarovat se zásahům v budoucích úpravách a rekonstrukcích.

Nosné rámy jsou tvořeny svařovanými obdélníkovými průřezy. Sloupy mají vnější rozměr 560 x 250 mm a horní rámová příčel 660 x 250 mm. Síla plechů se v každém rámu může lišit dle umístění a místního zatížení. Podélně jsou rámy propojeny pomocí vaznic z jeklů 400x200x8. Ke stabilizaci a ztužení se pak používají čtvercové profily z jeklů 80x8. Všechny styky prvků konstrukce jsou navrženy tuhé, aby přenášely ohybové momenty.

Jižní část konstrukce ocelové haly svým půdorysem přesahuje navrhovanou novostavbu a tři rámové vazby směrem od jihu jsou umístěny mimo její půdorysný rozsah.

4.2.2.2 2. Atrium

Druhé atrium je tvořeno rámovou konstrukcí s jedním sloupem a pultovým střešním vazníkem který je na druhé straně kloubově uložen na železobetonový objekt. Pro toto uložení bude v železobetonové konstrukci provedena příprava. Atrium se rozkládá mezi osami 6-8 a D-H. Sloupy jsou uloženy na úrovni 0,000 m a střecha je ve výšce 6,796 m-7,790 m. Rámy mají rozpětí 11,5m a jsou umístěny v osách po rozteči 6,6 m. Mezi osou G a H je konstrukce šikmo ukončena.

Konstrukce je tvořena svařovanými jekly o vnějších rozměrech a tloušťkách plechů 670x20, 250x35 mm pro vazníky a 560x15, 250x25 mm pro sloupy. Rámy jsou doplněny o vaznice z jeklů 300x150x8 a svařované okapové vaznice 300x15, 250x20 mm. Pro stabilizaci a ztužení je využito jeklů 80x8. Všechny styky prvků konstrukce jsou navrženy tuhé, aby přenášely ohybové momenty.

4.2.2.3 Zavěšené lávky

Na konstrukce atrií jsou zavěšeny v úrovních 3,500 a 7,350 m pochozí lávky. Lávky jsou osových šířek 3,375 m - 2,825 m dle dispozice. Lávky se nacházejí mezi osami 6-9, B-H. Konstrukce lávek se skládá z podélných krajních jeleků 250x150x8 propojených mezi sebou profily IPE180. Konstrukce je zavěšena na rámech atrií pomocí táhel z jeklu 60x4. V úrovni podlah jsou lávky místy diagonálně ztuženy pomocí L50x5.

Jako nosná část podlahy je použit trapézový plech TR50/250/0,88.

4.2.2.4 Atrium - výtahy

U průřezu os 6, B-D jsou umístěny konstrukce pro výtahy. Konstrukce je půdorysně obdélníkového tvaru s vnitřním čistým otvorem 1850x1960 mm. Konstrukce je navržena z jeleků 140x70x8, 140x70x5 a 140x70x4.

Přesné vertikální dělení vychází z požadavků konkrétního druhu výtahu a bude muset být přizpůsobeno dle konkrétního technologického požadavku.

Výtahy budou po své výšce kotveny do železobetonové konstrukce objektu.

4.3 Založení stavby

4.3.1 Pilotové založení

Objednatel byl poskytnut inženýrsko-geologický průzkum [02], který byl zhotoven pro účel návrhu stávajících pavilonů K, J. Tento je pro návrh založení nového pavilonu hluboce nedostačující.

Z tohoto důvodu byl pro návrh založení proveden pouze předběžný výpočet reakcí (viz příloha statického výpočtu) pro piloty. Samotné piloty nebyly navrženy. Předběžný návrh založení byl proveden s využitím empirických vztahů. Vychází z předpokladu omezení napětí na hlavě piloty < 6 MPa, pro II. MS. Sedání pilot je uvažováno 10 mm pro charakteristickou kombinaci MSP. Dle velikostí reakcí se bude jednat o piloty průměru 1200 mm prakticky pod celým půdorysným rozsahem SO 01 (v místech kde je podlažnost 7.NP a 8.NP). Ve zbytku bude pravděpodobně možné navrhnout piloty menšího průměru (900 mm / 600 mm).

Pro potvrzení proveditelnosti návrhu a další stupně projektové dokumentace je bezpodmínečně nutné doplnění podrobného a dostatečně hlubokého inženýrskogeologického průzkumu.

Tento může mít zásadní dopad do konstrukčního systému budovy, tvarového řešení, případně rozdělení budovy do dilatačních celků. Pro podrobný posudek vlivu seismicity na nosnou konstrukci budovy je nutné zařídění typu podloží inženýrským geologem, anebo geotechnikem.

Vysokou pozornost v rámci dalšího stupně dokumentace je potřeba věnovat přesnému zaměření skutečného stavu navazujících objektů vč. jejich založení. V některých částech konstrukce (např. podél osy B, O, 11 a dalších) může být problematické provádění pilot v požadované a z hlediska statického návrhu ideální pozici. Stejně tak se mohou objevit kolizní místa s konstrukcemi stávajících objektů.

V takovém případě mohou být nutné tvarové a konstrukční úpravy ZD, 1.NP, případně dalších navazujících podlaží.

4.3.2 Tolerance pilot

Obecně - pilota může mít maximální směrovou odchylku do 10 % svého průměru, odchylka od svislice je pak do 1% délky piloty.

4.4 Spodní stavba

4.4.1 Základové konstrukce

Floušťka základové desky byla navržena jednotně 500 mm z betonu C30/37-XC1. Případná míra spolupůsobení svislých zatížení do podlaží by neměla přesáhnout 10-15 % zatížení. Výztuž pilot není se základovou deskou provázána.

Hydroizolace je uvažována jako povlaková v celém rozsahu ZD, resp. u všech konstrukcí pod úrovní terénu a v kontaktu se zemínou. Hloubka základové spáry se nachází v rámci stejného podlaží (1.NP) v několika úrovních. Nad hlavami pilot, kde bude vysoké tlakové napětí, je nutno uvažovat s izolačními plechy.

Nejnižší jsou místěny dojezdy výtahových šachet (až -2,650). Další dvě výškové úrovně jsou v severovýchodní části objektu v oblasti „hospodářského dvora“, kde je vstup pro zásobování (základová spára v úrovni -2,300) a v navazujících prostorách, které slouží jako sklady, kde je základová spára umístěna v úrovni -1,200. Tyto prostory jsou vymezeny přibližně konstrukčními osami I-O/1-6. Snížená část je také na severozápadní straně v prostorách strojoven VZT (B-G/1-4) – v této části je základová spára v úrovni -1,450. Další snížená část je v jižní části objektu v prostorách strojoven VZT / VYT (G-J/8-11) – zde se nachází základová spára v úrovni -2,000. V půdorysu SO 03 jsou dojezdy pro výtahy vstupní haly a také prohlubeň pro eskalátory. Ve zbytku půdorysu SO 01, SO 02 i SO 03 je základová spára v úrovni -0,750. Mezi jednotlivými úrovněmi ZD je navrženo několik ramp.

Dle [01] mají být pod úrovní ZD navrženy dva kolektory – energokanál a kanál pro VZT. Ty budou do dokumentace zapracovány v dalším projekčním stupni dokumentace a jejich tvarové řešení bude přizpůsobeno podrobnému návrhu založení po upřesnění základových poměrů.

Z předložené situace [01] lze přepokládat, že pod stávajícími budovami „D“ a „E“ se nachází stávající historické kolektory. K těmto konstrukcím bude potřeba zajistit podrobnou dokumentaci, případně provést dostatečně podrobný stavebně technický / stavebně geologický průzkum in-situ a dále navrhnout příslušná opatření. Tyto mohou mít dopad do návrhu založení, resp. do konstrukce budovy samotné.

4.5 Vrchní stavba

Podlaží jsou značena takovým způsobem, že nad úrovní ZD přímo navazuje 1.NP.

4.5.1 Konstrukční prvky

4.5.1.1 Obvodové stěny

Plné obvodové stěny v 1.NP a částečně i 2.NP/3.NP podpírají navazující části nosné konstrukce. Jejich tloušťka je navržena jednotně 300 mm. V ose „O“, kde je úroveň terénu až v úrovni stropní desky 3.NP jsou stěny zatíženy zemním tlakem. Zároveň jsou to jediné konstrukce navrhované budovy, které jsou na působení zemního tlaku navrženy.

Rozsah konstrukcí vzdorujícím zemnímu tlaku může být dle finálního návrhu ZSJ upraven. Všechny ostatní obvodové stěny navazují na stávající budovy a na působení zemního tlaku navrženy nejsou.

V místech, kde konstrukčně navazují průběžné svislé nosné prvky z horní stavby (např. v ose O/3, O/8) jsou k obvodovým stěnám připojena kolmá žebra.

Všechny ostatní fasádní stěny jsou navrženy jednotně tloušťky 250 mm a prolomeny jsou okenními otvory. Tím jsou nosné konstrukce redukovány na meziokenní sloupky (typicky 900x250 mm), parapety a nadpraží.

Výjimku tvoří obvodové nosné stěny v osách „B“ a „O“. Ty vynášejí vykonzolované části budovy (východ + západ) a jsou navrženy tl. 300 mm ve všech podlažích, kterými prochází (6.NP + 7.NP).

4.5.1.2 Vnitřní stěny a sloupy

Vnitřní železobetonové stěny jsou soustředěné zejména v oblasti komunikačních jader a mají základní tloušťku 200 mm. Výtahové šachty jsou s ohledem na akustické požadavky řešeny jako zdvojené konstrukce (šachta v šachtě).

Pro vynesení konzoly na východní části objektu je v 6.NP + 7.NP navržen stěnový nosník tl. 300 mm z betonu C40/50-XC1 (N-P/5). Na tento navazuje zesílená severní stěna (N-O/5) objektového jádra přes všechna podlaží směrem dolů (1.NP – 5.NP) tl. 300mm. Obdobným způsobem je zesílena i jižní stěna (N-P/6) na tl. 250 mm.

Pro vynesení konzoly v západní části objektu je použit stejný princip. Ve vykonzolované části objektu je navržen stěnový nosník 6.NP + 7.NP tl. 300 mm z betonu C40/50-XC1. Navazující stěna objektového jádra je ve všech podlažích (1.NP – 5.NP) navržena stejné dimenze, tedy tl. 300 mm.

Sloupy v objektu mají čtvercový nebo obdélníkový průřez a jejich rozměry jsou odstupňovány podle jejich namáhání. Navrženy jsou z betonu C30/37-XC1.

4.5.1.3 Stropní desky

Stropní desky jsou navrženy jako obousměrně pnuté, konstantní tloušťky 270 mm.

V místech velkých rozponů v 1.NP osa 1/J-N (hospodářský dvůr) a tam, kde je přerušena kontinuita svislých nosných prvků – chybějící sloupy v 6.NP v ose 3/F-M (severní konzola), jsou navrženy předpínané stropní desky systémem dodatečně předpínané výztuže s plochými kanálky a kotvami s tloušťkou 400 mm.

4.5.2 Konstrukční celky

4.5.2.1 Hospodářský dvůr

Z provozních důvodů jsou v 1.NP v ose 1/J-N vynechány z konstrukčního systému dva sloupy (osy 2/K a 2/M). Z důvodu velkého rozponu (13,2 m) je nad 1.NP navržena dodatečně předpínaná stropní deska tl. 400 mm. Předpětí bude realizováno pomocí předpínací výztuže s plochými kanálky. Kabely jsou vedeny v jednom směru rovnoběžně s osou 3, od severního líce desky v pruhu širokém přibližně 6 m.

Ve 2.NP jsou v osách „K“ a „M“ navrženy sloupy 250x600 mm, na osách J a L jsou navrženy stěny tl. 250 mm, tyto podpírají stropní desku 2.NP. V té jsou navrženy velké otvory, sloužící jako světlíky. Konstrukci doplňují parapetní nosníky, nadpraží a atiky jednotné tloušťky 250 mm. V místech velkých světlíků jsou doplněny trámy 600 x 500 mm.

4.5.2.2 Konzola východ

Na východní straně objektu jsou mezi konstrukčními osami 3-6 vykonzolovaná podlaží 6.NP – 8.NP s maximálním vyložení 8,35 m v konstrukční ose 6 (jih). V severní části objektu (osa 3), kde je vyložení konzoly nejmenší (přibližně 4 m) je konstrukce vynesena kombinací stropních desek tl. 270 mm, parapetních nosníků, nadpraží a atik jednotné tloušťky 250 mm.

Půdorysně přibližně ve dvou třetinách směrem k jihu je konstrukce doplněna masivním stěnovým nosníkem tl. 300 mm, vysokým přes dvě podlaží (6.NP + 7.NP), který je přímo propojen s objektovým jádrem a navržen je z betonu pevnostní třídy C40/50-XC1. V tomto místě je vyložení konzoly přibližně 6,7m.

V konstrukční ose 6, kde je vyložení konzoly největší (8,35 m) jsou navrženy stěnové nosníky tl. 250 mm procházející přes tři podlaží (6.NP – 8.NP), tyto opět přímo navazují na stěny objektového jádra a jsou dlouhé 2,54 m. Stěny dále ve směru vyložení konzoly, s ohledem na dispoziční řešení, nepokračují – jsou zde okenní otvory. Na stěny konstrukčně navazují parapetní nosníky, nadpraží a v 8.NP také atika jednotné tloušťky 250 mm. Konstrukce je dále doplněna šikmým systémovým předpínaným táhlem Macalloy 520 M64. To je zakotveno v nadpraží 8NP u konce výše popsaného stěnového nosníku. Táhl směrem dolů ubíhá ve směru vyložení konzoly a navazuje na šikmou fasádní stěnu v 7.NP šířky 1,85m, která dále ubíhá ve směru vyložení

konzoly přibližně o jeden metr. Na tento prvek navazuje svislý fasádní sloup v 6.NP typického rozměru 900x250 mm. Obdobný sloup je navržen i v 8.NP. Táhlo bude osazeno systémovým napínacím prvkem s obousměrným závitem. Na táhlo bude také aplikován odporový tenzometr pro možnost měření předpínací síly. Táhlo se bude předpínat pomocí technotenisonérů. U konzoly je také nutné počítat s geodetickým zaměřováním v průběhu výstavby i po jejím skončení. Táhla musí být protipožárně chráněna.

Ve fasádě jsou doplněny fasádní sloupy a stěny. Konstrukce po celém obvodu a ve všech podlažích doplňují parapetní nosníky, nadpraží a atiky jednotné tloušťky 250 mm.

Menší konzola v jižní straně objektu (konstrukční osy O/6-8) s vyložení 2,75 m je vynesena stropními deskami tl. 270 mm, parapetními nosníky a nadpražími tl. 250 mm v kombinaci s fasádními sloupy.

4.5.2.3 Konzola západ

Obdobné konstrukční řešení popsané v předchozím odstavci je použito i pro vykonzolovanou část, která se nachází na západní části objektu. V tomto případě jsou vyložena dvě podlaží (6.NP – 7.NP).

Vykonzolovaná část je v příčném směru ve stejném půdorysném rozsahu, tedy mezi osami 3-6, maximální vyložení je 5,76 m, v tomto případě v konstrukční ose 3 (sever).

V 7.NP je v místě maximálního vyložení v průniku os 3/B navržena šikmá stěna šířky 1,85 m, která ubíhá v patě ve směru vyložení konzoly přibližně o jeden metr. Na tuto konstrukčně i geometricky navazuje totožné systémové táhlo Macalloy 520 M64 s napínákem, umístěné též šikmo. Na táhlo bude opět aplikován odporový tenzometr pro možnost měření předpínací síly. Táhlo se bude předpínat pomocí technotenisonérů. U konzoly je také nutné počítat s geodetickým zaměřováním v průběhu výstavby i po jejím skončení. Táhla musí být protipožárně chráněna.

Přibližně ve dvou třetinách směrem k jihu je konstrukce vynesena masivní stěnovým nosníkem tl. 300 mm, vysokým přes dvě podlaží (6.NP + 7.NP), který je přímo propojen s objektovým jádrem a je navržen z betonu pevnostní třídy C40/50-XC1. Vyložení konzoly je v tomto místě přibližně 6,2 m.

Na jižní straně objektu, kde je vyložení konzoly minimální, přibližně 1,48 m, je vykonzolovaná část vynesena kombinací stropních desek tl. 270 mm, parapetních nosníků, nadpraží a atiky 7.NP jednotné tloušťky 250mm.

Ve fasádě jsou doplněny stěny. Konstrukce po celém obvodu a ve všech podlažích doplňují parapetní nosníky, nadpraží a atiky jednotné tloušťky 250 mm.

4.5.2.4 Konzola sever

V 6.NP jsou v ose 3/E-M přerušeny fasádní sloupy a celé podlaží je vykonzolováno směrem na sever o 1,93m. V navazujícím podlaží (7.NP) opět odpovídá poloha sloupů 5.NP. Z důvodu přerušení svislých nosných prvků jsou obě stropní desky (5.NP + 6.NP) zesíleny na tl. 400 mm v přibližném půdorysném rozsahu os E-N/3-4 a předepnuty systémem dodatečně předpínané výztuže s plochými kanálky v příčném směru.

4.5.3 Schodiště

Schodiště na východní a západní straně objektu je navrženo jako dvouramenné. Předběžně je uvažováno s monolitickými hlavními podestami / mezipodestami a prefabrikovanými schodišťovými rameny ukládanými přes pryžová ložiska na ozub. Po obvodu budou ramena rovněž protihlukově oddilátována. Přerušení kročejového hluku v rámci podest a mezipodest bude řešeno podlahovou skladbou.

Ve střední části objektu je navrženo další dvouramenné schodiště. Ústředním nosným prvkem je vřetenová stěna 3450 x 500 mm, která prochází přes všechna podlaží a je propojena jak se základovou deskou, tak se stropní deskou 8.NP. Schodiště je navrženo jako monolitický celek, včetně schodišťových ramen, mezipodest a částí hlavních podest. V typických podlažích (2.NP – 7.NP) je konstrukce z důvodu akustických požadavků oddilátována od výtahové šachty a stropní desky. Konstrukce schodiště bude s přilehlými konstrukcemi (výtahová šachta, stropní deska) propojena pomocí systémových akustických prvků, případně pomocí ozubů

vyloženými vhodným materiálem (např. BELAR). Konstrukce je navržena jako monolitický celek. Tomu bude muset být přizpůsoben způsob realizace vč. fázování výstavby. V každém případě bude potřeba velké množství pracovních spár a technologických přestávek, případně prefabrikátů nestandardních tvarů a rozměrů. Podrobný návrh bude proveden v rámci dalšího projekčního stupně.

5 Výsledky průzkumů

5.1 Inženýrskogeologický průzkum

Objednatel byl poskytnut inženýrsko-geologický průzkum [02], který byl zhotoven pro účel návrhu stávajících pavilonů K, J (02/2012). Tento je pro návrh založení nového pavilonu hluboce nedostačující.

Pro potvrzení proveditelnosti a další projekční stupeň je bezpodmínečně nutné provedení podrobného a dostatečně hlubokého inženýrskogeologického průzkumu.

Tento může mít zásadní dopad do konstrukčního systému budovy, tvarového řešení, případně rozdělení budovy do dilatačních celků. Pro podrobný posudek vlivu seismicity na nosnou konstrukci budovy je nutné zatřídění typu podloží inženýrským geologem, anebo geotechnikem.

5.1.1 Vliv na sousední objekty

Pavilon samotný by měl nahradit dvě stávající budovy „D“ a „E“. Z jižní strany navazuje na stávající pavilony „K“ a „A“, ze západní potom na budovy „B“ a „C“.

Pro zpracování dalšího projekčního stupně bude vyjma podrobného IGP bezpodmínečně nutné zajistit podrobnou dokumentaci všech dotčených stávajících budov. Zjistit způsob založení, druh základové konstrukce vč. hloubky jejich založení. Tam kde projektová dokumentace chybí, anebo se jí nepodaří zajistit bude nutné doplnit podrobný stavebně technický, případně stavebně geologický průzkum.

Dokumentaci bude nutné doplnit o všechny návaznosti (výškové i půdorysné) na dotčené stávající objekty. Tyto nelze z předložené dokumentace [01] a [03] vyčíst.

Některé návaznosti mohou mít zásadní dopad do tvarového, případně i konstrukčního řešení navrhované budovy.

Stejně tak bude po doplnění dokumentace potřeba podrobně posoudit vliv na všechny dotčené objekty a provést příslušná opatření. Tyto mohou mít také významný vliv na provoz jednotlivých nemocničních pavilonů.

Zásadní vliv na sousední objekty mohou mít taky navrhované ocelové konstrukce.

Jižní část konstrukce vstupní haly (SO 01) svým půdorysem přesahuje navrhovanou novostavbu a tři rámové vazby směrem od jihu jsou umístěné mimo její půdorysný rozsah. Východní řada sloupů dispozičně vychází do stávajících anglických dvorků pavilonu K (SO 11). V jejich případě se předpokládá se založením na pilotách, případně mikropilotách. Na západní straně lze podle poskytnutých podkladů [01] předpokládat, že ocelová konstrukce zastřešení bude v kolizi konstrukcemi stávajícího přístavku pavilonu K (SO 11). Pro další projekční stupeň je bezpodmínečně nutné zajištění podrobné dokumentace stávajících konstrukcí potvrzené podrobným stavebně technickým průzkumem vč. zaměření skutečného provedení. Až na základě této dokumentace bude potvrzena realizovatelnost návrhu. Konstrukce bude potřeba podrobně posoudit, případně provést příslušná opatření, která mohou mít zásadní dopad do tvarového i konstrukčního řešení jak budovy navrhované, tak stávající. Zároveň mohou mít zásadní dopad do provozu všech dotčených prostor. Ten může být významně ovlivněn, případně zcela omezen.

Uložení propojovací ocelové lávky na straně stávajícího objektu bude řešeno analogicky. Stejně jako v předchozím případě bude potřeba zajistit podrobnou dokumentaci potvrzenou dostatečně podrobným stavebně technickým průzkumem včetně zaměření skutečného provedení. Až na základě této dokumentace

bude potvrzena realizovatelnost návrhu. Konstrukce bude potřeba podrobně posoudit, případně provést příslušná opatření, která mohou mít zásadní dopad do tvarového i konstrukčního řešení jak konstrukce navrhované, tak stávající. Zároveň mohou mít zásadní dopad do provozu všech dotčených prostor. Ten může být významně ovlivněn, případně zcela omezen.

6 Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky

6.1 Betonové konstrukce

Piloty	nebyly navrženy
Základové, suterénní konstrukce	C30/37-XC1
Vnitřní konstrukce monolitické	C30/37-XC1
Vnitřní konstrukce monolitické - zesílené	C40/50-XC1

Poznámka: Označování betonu se řídí normou ČSN EN 206, kapitola 11. Při označení betonu je nutno uvést následující

6.2 Vázaná výztuž

Třída B – ocel B500B, B550B

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

6.3 Předpínací (tvrdá) výztuž

Je uvažován systém dodatečného předepnutí se soudržností, je navržena předpínací výztuž s charakteristikou Y1860S7, vlastnosti a zkoušení musí odpovídat EN 10138. Všechny součásti předpínacího systému musí být ze stejného systému. Ukládání předpínací výztuže, kotvení, napínání a injektování bude provedeno v souladu s ČSN EN 13670 – kap. 7.

6.4 Přerušení hluku ze schodišť

Nevyztužená neoprenová ložiska nebo technická pryž, resp. standard Tronzole

6.5 Ocelové konstrukce

S355, žárový zinek + nátěrový systém.
Táhla Macalloy 520

6.6 Injektážní systémy do pracovních spár

SIKA, FRANK nebo podobné

7 Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení

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

Podklady pro stanovení stálých zatížení nebyly objednatelem poskytnuty. Pro účel tohoto stupně byla stálá zatížení stanovena empiricky a odsouhlasena objednatelem (viz samostatná příloha statického výpočtu).

Užitná zatížení byla převzata normovými hodnotami z Tabulky 6.2(CZ), 6.8(CZ) a 6.10(CZ) ČSN EN 1991-1-1. Tíhy přemístitelných přiček byly přidány do užitého plošného zatížení.

Tabulka 6.2(CZ) – Užité 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) – Užité 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 $A = 10 \text{ m}^2$. Viz také 3.3.2(1).

Tabulka 6.10(CZ) – Užité 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 zvýší.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 V, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 2,5 \text{ kPa}$.

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.

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	$T_{max} + 0\text{ °C}$	$T_{max} + 18\text{ °C}$
		0,7 povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2\text{ °C}$	$T_{max} + 30\text{ °C}$
		0,9 povrch tmavý	$T_{max} + 4\text{ °C}$	$T_{max} + 42\text{ °C}$
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_{in} pro podzemní části pozemních staveb

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

Zatížení a jejich kombinace byly 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 a jsou uvedeny v příloze statického výpočtu
- Proměnná zatížení jsou rozdělena na užitná a klimatická:
 - Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“ v V. sněhové oblasti, pro kterou platí normová hodnota $s_k=2,5\text{ kPa}$ (souč. expozice 1,0, tep. souč. 1,0, součinitel tvaru ploché střechy 0,8, tj. na střechách $2,0\text{ kN/m}^2$; souč. 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 II. větrové oblasti s referenční rychlostí větru $v_{b,0} = 25\text{ m/s}$ a terénu kategorie III; součinitel zatížení pro zatížení větrem je u objektu $\gamma = 1,5$.
 - Zatížení zemním tlakem - je uvažován zemní tlak v klidu, součinitel zatížení je uvažován hodnotou $\gamma = 1,5$.
- užitná:
 - viz příloha statického výpočtu

7.1 Seismicita

Součinitel významu navrhované budovy je dle ČSN EN 1998-1 IV (nemocnice), nachází se oblasti referenčního špičkového zrychlení $a_g = 0,06$ (pro skalní podloží – typ A). Provedena byla modální analýza a konstrukce byla zatížena příslušným seismickým spektrem.

Součinitel duktility $q = 1,6$

Třída duktility M dle 5.2.2.2 tab. 5.1 (Rámový a duální systém, systém sdružených stěn)

Součinitel dle 5.2.2.1 (a) 1,5

Součinitel dle 5.2.2.2 (3) 0,8, $\alpha_1/\alpha_2 = 1,0$

Pro podrobný posudek vlivu seismicity na nosnou konstrukci budovy je bezpodmínečně nutné provedení podrobného a dostatečně hlubokého IGP a zařídění typu podloží inženýrským geologem, anebo geotechnikem.

8 Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí a technologických postupů

8.1 Technologické postupy betonáže pohledových betonů

Lze předpokládat, že množství nosných železobetonových konstrukcí spodní i vrchní stavby bude provedeno v kvalitě pohledového betonu. Bližší specifikace v kap. této technické zprávy, ve výkresové části této projektové dokumentace, a hlavně pak v projektu části architektonicko-stavební. Před betonáží musí být provedeny veškeré instalace (trubkování a krabice) dle samostatného projektu (elektro, slaboproud apod.).

Veškeré pohledové hrany železobetonových konstrukcí jsou na přání architekta navrženy pravoúhlé (bez vkládání lišt pro zkosení hrany). Proto je nutné velmi opatrné odbedňování a následná ochrana rohů před poškozením v průběhu další výstavby. Požadavky na množství pohledových konstrukcí, jejich kvalitu, použité bednění, dopravu a ukládku betonové směsi, ošetřování a odbedňování budou stanoveny v dalším stupni PD.

8.2 Dodatečně předpínané konstrukce

Je uvažován systém dodatečného předepnutí se soudržností, je navržena předpínací výztuž s charakteristikou Y1860S7 a mezi kluzu 1640 MPa, vlastnosti a zkoušení musí odpovídat EN 10138. Všechny součásti předpínacího systému musí být ze stejného systému. Ukládání předpínací výztuže, kotvení, napínání injektování bude provedeno v souladu s ČSN EN 13670 – kap. 7. Kabely budou protaženy kabelovými kanálky před betonáží. Zajištění polohy předpínacích kabelů je navrženo pomocí mřížek z betonářské výztuže. Předpínání je povoleno po dosažení 100% krychelné pevnosti betonu. Podržení napětí na pistoli 5 min. Výztuž bude zainjektována cementovou maltou, drenážní a odvzdušňovací otvory budou osazeny dle požadavků výrobce systému, minimálně však v kotvě a nad podporami. Odvzdušňovací trubička min DN 25 mm. Maximální časové prodlevy mezi jednotlivými fázemi:

- Max. 12 týdnů mezi výrobou kabelů a injektováním
- Max. 4 týdny v bednění před betonáží
- Cca 2 týdny mezi napnutím a injektáží

V objektu budou předpínány tyto konstrukce:

8.2.1 1. NP

Z provozních důvodů jsou v 1.NP v ose 1/J-N vynechány z konstrukčního systému dva sloupy (2/K a 2/M). Z důvodu velkého rozponu (13,2 m) je v 1.NP navržena dodatečně předpínaná stropní deska tl. 400 mm pomocí připínací výztuže s plochými kanálky. Kabely (9 ks) jsou vedeny v jednom směru, rovnoběžně s osou 3, od severního líce desky v pruhu širokém přibližně 6 m. Použita bude kombinace aktivní kotvy na jednom konci kabelu (západ) a pasivní („mrtvé“) kotvy na straně druhé (východ). Osová vzdálenost kabelů je navržena 600 mm.

8.2.2 5. NP

V 5.NP jsou v ose 3/E-M přerušeny fasádní sloupy a celé podlaží je vykonzolováno směrem na sever o 1,93m. Z důvodu přerušování svislých nosných prvků je stropní deska nad 5.NP zesílena na tl. 400 mm v přibližném půdorysném rozsahu os E-N/3-4 a předepnuta systémem dodatečně předpínané výztuže s plochými kanálky v příčném směru. Navrženo je předběžně 56 kabelů (čtveřice kabelů vždy z každé strany sloupu). Použita bude kombinace aktivní kotvy na jednom konci kabelu (sever) a pasivní („mrtvé“) kotvy na straně druhé (jih). Osová vzdálenost kabelů je navržena 600 mm.

8.2.3 6. NP

V 6.NP jsou v ose 3/E-M přerušeny fasádní sloupy a celé podlaží je vykonzolováno směrem na sever o 1,93m. Z důvodu přerušení svislých nosných prvků je stropní deska nad 6.NP zesílena na tl. 400 mm v přibližném půdorysném rozsahu os E-N/3-4 a předepnuta systémem dodatečně předpínané výztuže s plochými kanálky v příčném směru. Navrženo je předběžně 56 kabelů (čtveřice kabelů vždy z každé strany sloupu). Použita bude kombinace aktivní kotvy na jednom konci kabelu (sever) a pasivní („mrtvé“) kotvy na straně druhé (jih). Osová vzdálenost kabelů je navržena 600 mm.

U všech konzol bude nutné zpracovat plán jejich geodetického měření v celém průběhu výstavby, a i po jeho skočení! Pro montáž a aktivaci táhel bude zpracován podrobný technologický postup včetně stanovení napínacích sil a napínacího harmonogramu v koordinaci s dodavatelem konstrukce.

9 Zajištění stavební jámy

Dokumentace zajištění stavební jámy nebyla s ohledem na chybějící IGP zpracována. Nicméně z tvarového řešení objektu je zřejmé, že konstrukce ZSJ bude minimálně v severní a západní části objektu kotvená. Opěrná stěna v severní části objektu zcela jistě trvalými kotvami. Délka kotev vyplyne ze statických výpočtů (lze předpokládat délky > 10 m).

Finální řešení ZSJ může mít zásadní dopad na návrh založení, tvarové i konstrukční řešení navrhované budovy.

10 Technologické podmínky postupu prací ovlivňující stabilitu konstrukce

10.1 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.

Vykonzolované části objektu popsané v 4.5.2.2 (konzola východ), v 4.5.2.3 (konzola západ) a v 4.5.2.4 (konzola sever) jsou navrženy jako konstrukční celky, které z hlediska statického spolupůsobí vždy přes všechna vykonzolovaná podlaží.

10.1.1 Konzola východ

V případě konzoly na východní straně objektu se jedná o podlaží 5.NP – 8.NP (včetně stropní desky 4.NP). Konstrukce, tak jak je navržena, musí být bezpodmínečně podstrojována až do nabytí 100% pevnosti betonu všech konstrukcí včetně stropní desky 8.NP a atik. Až potom bude možné konstrukci aktivovat předepnutím táhla (Macalloy 520 M64) umístěným mezi parapetem a nadpražím 8.NP a až následně bude možné konstrukci odstojkovat a zatížit.

10.1.2 Konzola západ

Obdobným způsobem je navržena konstrukce na západní straně objektu. V tomto případě se jedná o podlaží 6.NP – 7.NP (včetně stropní desky 5.NP). Až po nabytí 100% pevnosti betonu všech konstrukcí vč. stropní desky 7.NP a atik bude možné konstrukci aktivovat předepnutím táhla Macalloy kotveným mezi parapetem a nadpražím 6.NP a až následně bude možné konstrukci odstojkovat a zatížit.

V obou případech je potřeba tento fakt zohlednit při zpracování dalšího projekčního stupně. Nutnost požadovaného podstojkování konstrukce povede k zejména vysokým prostorovým nárokům a požadavkům na dostatečnou únosnost plochy pod stojkami bednění.

Navíc konzola na západní straně objektu zasahuje svým půdorysem nad stávající pavilony B a C. Nosné konstrukce dotčených budov bude potřeba v dalším projekčním stupni podrobně posoudit, zda, případně za jakých okolností, je bude možné požadovaným způsobem přitížit a navrhované konstrukce realizovat. Bude nutné navrhnout potřebná opatření (např. vystojkování objektu přes všechna podlaží až po ZD, anebo využití

dočasné ocelové konstrukce). V každém případě, může mít realizace této části budovy zásadní dopad do provozu přilehlých pavilonů. Ten může být zásadním způsobem ovlivněn, případně zcela omezen.

10.2 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.

Celková dovolená tolerance vodorovných odchylek výtahové šachty:

Horní stanice (+25,570 a výše)	+25/-0
Středová část	+25/-25
Dolní stanice (-6,600 a níže)	+25/-0

11 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.

12 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.

12.1 Požadované maximální požární odolnosti nosných stavebních konstrukcí dle PBŘ

Ocelové nosné konstrukce:

a) Požadavek lávka	30' DP1
--------------------	---------

13 Provádění, tolerance a kontroly

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.

14 Ochrana ocelové konstrukce

14.1 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.

14.2 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°.

14.3 Zásady návrhu ocelové konstrukce pro zaručenou galvanizaci

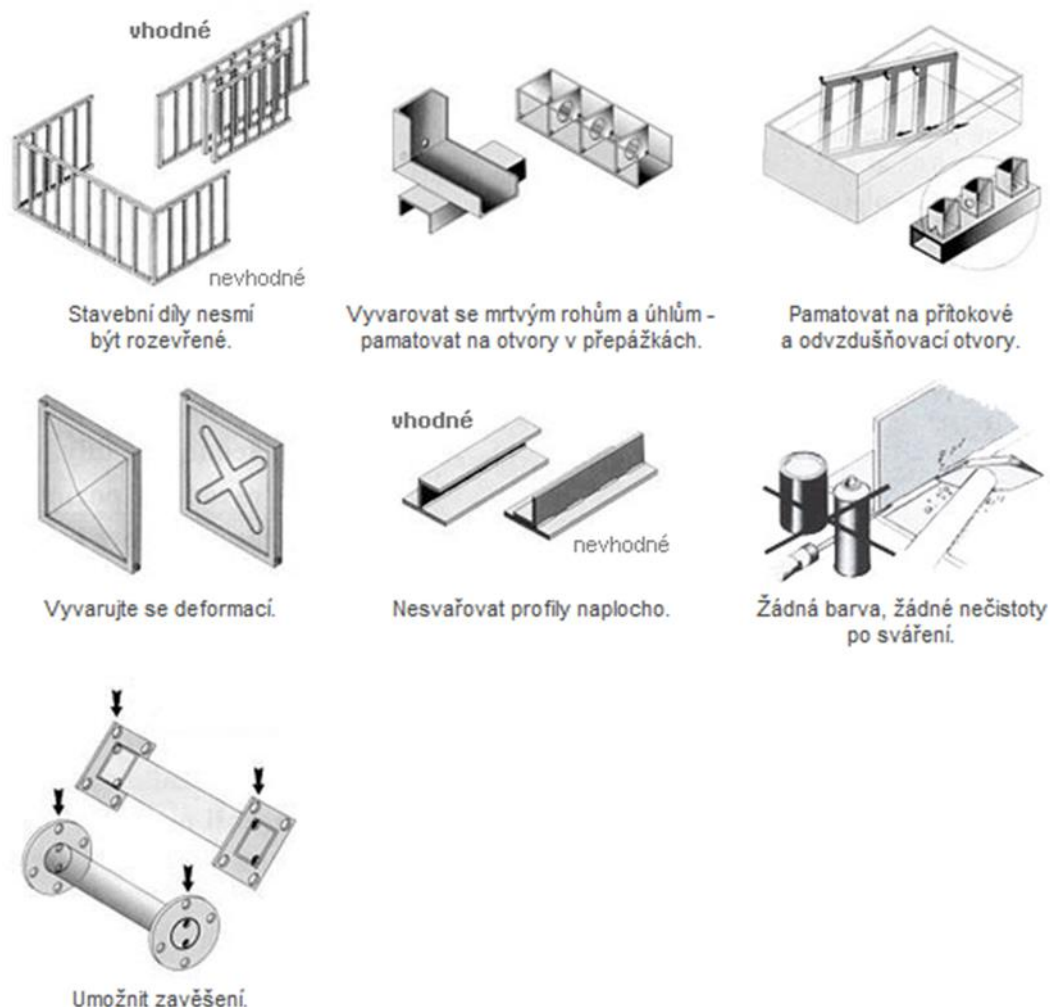
Všechny svary musí být provedeny před pokovením v zinkové lázni. Provádění svarů po galvanizaci naruší ochrannou vrstvu zinku a konstrukce nebude proti korozi chráněna.

U dutých profilů se musí pamatovat na přítokové a odtokové otvory. Také u rámových konstrukcí z otevřených profilů dávat pozor na odvětrání a možnost odtoku. Je nutné dodržovat vhodný postup svařování a dávat pozor na to, aby vystačila velikost a počet přítokových a odvětrávacích 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. svářecí spreje, zbytky po svařování v ochranné atmosféře), tyto substance by při moření nemohly být odstraněny a vedly by k chybnému pozinkování.

Přítokové a odvětrávací otvory by měly být umístěny co nejvisleji pod možností zavěšení.



14.4 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.

Dílenská montáž jednotlivých kusů musí být provedena v suchém prostředí. Důvodem je ochrana ocelové konstrukce před korozí. Konstrukce nebude ochráněna galvanizací, ale nátěry z vnější části. Z tohoto důvodu se v trubkách při přivařování nesmí vyskytovat voda a nadměrná vlhkost, která by byla v konstrukci uzavřena. Trubky spodních nosníků nutno zavíčkovat, aby se zabránilo vniknutí vody do vnitřního prostoru trubek, která by způsobila korozi konstrukce zevnitř.

14.5 Protipožární ochrana ocelové konstrukce nátěry

Ocelová konstrukce musí být opatřena protipožárními intumescentními nátěry (zpěňujícími) pro splnění požadavků RE 30 minut. Jedná se o zaručení únosnosti i stability „R“ a zajištění celistvosti „E“ po dobu 30 minut.

Výpočet potřebné tloušťky protipožárního nátěru je součástí příloh ke statickému výpočtu. Každý průřez má jinou tloušťku protipožárního nátěru dle poměru obvodu průřezu a jeho plochy.

14.6 Protipožární ochrana ocelové konstrukce

Na ocelovou konstrukci lávky byl vznesen požadavek na požární odolnost R30. Tuto odolnost splňují bez ochrany pouze profily pohledově viditelné, tj. svislé a diagonální nosné uzavřené stěnové prvky konstrukce. Horní, dolní (tj. prvky horizontální příhrady) a všechny otevřené profily tvořící podlahu a střechu podmínku nesplňují a je nutná jejich jiná ochrana pro zajištění tohoto požadavku.

Konstrukce výtahů splňují požadavek R30 bez ochrany.

Ostatní dotčené konstrukce nemají samostatnou požární odolnost a je třeba jí zajistit jinou ochranou.

15 Klasifikace ocelových konstrukcí a kritérií

15.1 Zatřídění konstrukce

- Konstrukce je zařazena do třídy provedení konstrukce EXC2.
- Kategorie použitelnosti je SC1 dle tabulky B. 1 přílohy B ČSN EN 1090-2+A1.
- Třídy následků CC2 dle ČSN EN 1090 (střední následky).
- Výrobní kategorie PC2.
- Třída spolehlivosti RC2 - dle ČSN EN 1990 ($K_{FI}=1,0$ [-])

15.2 Kritéria pro výrobu konstrukce

- Svařování – Standardní požadavky na jakost – EN ISO 3834-3 (EXC2)
- Přípustnost pro vady svarů – EN ISO 5817 – C (EXC2)
- Dozor nad svařováním se řídí podle EN ISO 14 731
- Při provádění dodržovat ČSN EN 1090

16 Závěr

Konstrukce jsou obecně navrženy v intencích souboru platných norem ČSN. V důležitých uzlech s přihlédnutím k normám evropským, ať existujícím, tak připravovaným (ČSN EN 1992-1 Eurocode 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby), tak jejich teoretickým zdrojům (CEB-FIP Model Code 1990). Dále jsou lokálně vzaty v úvahu další normy a doporučení CEB-FIP a FIB uvedené v kapitole 2. Z hlediska provádění betonových konstrukcí a jejich tolerancí je pak vycházeno z norem evropských (ČSN EN 206 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení a ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí - Část 1: Společná ustanovení).

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.

Nosná konstrukce **V Y H O V Í** všem příslušným ustanovením platných norem z odstavce 1.

V Praze dne 12.07.2023

Ing. Michaela Blahová

Ing. Jakub Vrzáň

Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.

Autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku

ČKAIT 0003778

RECOC

statická kancelář & Autodesk developer



www.recoc.cz

RECOC s.r.o. - PRAHA
Seydlerova 2451/8
158 00 Praha 5

tel.: (+420) 251 624 661
IČO 43 00 10 84
DIČ CZ43001084

e-mail: recoc@recoc.cz
bankovní spojení: KB Praha 5
číslo účtu 315146071/0100