

Projektová dokumentace pro společné povolení
D.1.2 Stavebně konstrukční řešení
D.1.2c) Statické posouzení

PŘÍSTAVBA K BUDOVĚ "A"

SŠ BRNO, CHARBULOVA, p.o.

Investor:	Střední škola Brno, Charbulova, příspěvková organizace Charbulova 106 Brno, 618 00
Objednatel:	DESIGN arcom s.r.o. Příběnická 981/4 Praha 3, 130 00
Zpracovatel:	RECOC, spol. s r.o. Seydlerova 2451/8 Praha 13, 158 00
Projektant:	Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.
Tým:	Ing. Michaela Blahová Ing. Tomáš Chmelík Ing. Milan Klášterka Ing. Lucie Vídenská, Ph.D.

Obsah

Soubor použitých norem a literatury	4
1.1 Řada norem ČSN	4
1.2 Technická pravidla České betonářské společnosti ČBSI	4
1.3 Zákony a vyhlášky	5
2 Použité podklady a literatura	5
3 Použité programy	5
4 Uvažovaná zatížení	5
4.1 Zatížení stálé	5
4.2 Zatížení proměnné	6
5 Použité materiály	8
5.1 Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)	8
5.2 Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027	8
5.3 Rostlé dřevo podle ČSN EN 338	9
5.4 CFK lamely	9
6 Charakteristika konstrukce	10
6.1 Spodní stavba	10
6.1.1 Pilotové založení	10
6.1.2 Základová deska	10
6.1.3 Obvodové suterénní stěny	11
6.1.4 Vnitřní suterénní stěny a sloupy	11
6.1.5 Stropní desky suterénů	11
6.1.6 Vertikální komunikace	11
6.2 Vrchní stavba	12
6.2.1 Stropní desky	12
6.2.1 Vnitřní stěny a sloupy	12
6.2.2 Vertikální komunikace	12
6.2.1 Konstrukce ocelového světlíku	13
6.2.2 Konstrukce ocelové atiky	13
6.2.3 Konstrukce podpor pro VZT	13
6.2.4 Konstrukce protihlukové stěny	14
6.2.5 Konstrukce markýz	14
6.2.6 Konstrukce pro pororošty	14
6.2.7 Konstrukce budníku	14
6.2.8 Výtahový nosník	15
6.2.9 Schodišťový nosník	15
6.2.10 Všeobecné podmínky	15
7 Výpočtové modely	15
7.1 Celkový model	15
7.2 Dílčí model	16
8 Založení – interakce s podložím	16
9 Vodorovné nosné prvky objektu – základová deska	16
9.1 Výpočtové modely	16
9.1.1 Lineární výpočet	16
9.1.2 Nelineární výpočet – trhliny a deformace	17
9.1.3 Protlačení desky lokální podporou	17
10 Vodorovné nosné prvky objektu – stropní desky	17
10.1 Výpočtové modely	18
10.1.1 Lineární výpočet	18
10.1.2 Nelineární výpočet – trhliny a deformace	18
10.1.3 Protlačení desky lokální podporou	18
11 Svislé nosné prvky objektu	19
11.1 Výpočtové modely	19
11.2 Posouzení sloupů	19

11.3	Posouzení stěn	19
12	Výpočetní aparát – FEM výpočty	19
12.1	Program RENEX3D	19
12.1.1	Charakteristika programu	19
12.1.2	Použité prvky	20
12.1.3	Použití programu	20
12.1.4	Dělení na konečné prvky	20
12.1.5	Souřadnicové systémy	21
12.1.6	Interakce s podložím	23
12.1.7	Zatížení a jejich kombinace	23
12.2	Nelineární výpočty	23
12.2.1	Schéma uživatelsky definovaných průřezů	24
12.2.2	Hromadné posudky tyčových prvků	24
12.3	Programy FINE – geotechnické programy GEO 5	25
12.3.1	Charakteristika programu	26
12.3.2	Návrhové přístupy	26
12.3.3	Součinitelé výpočtu	26
12.3.4	Návrhové situace	27
12.3.5	Výpočty základů	27
12.3.6	Výpočty zemních tlaků	27
12.3.7	Použití programu	27
12.4	Programy FINE EC	27
12.4.1	Charakteristika programu	27
13	Zatěžovací stavy a jejich kombinace	27
13.1	Kombinace podle metodiky EN 1990:2004	27
13.2	Zatížení příčkami	29
13.3	Názvy zatěžovacích stavů a kombinací v programu RENEX 3D	29
13.4	Uživatелеm definované kombinace	30
14	Vyztužení styku železobetonová stěna deska	31
15	Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005	31
16	Smršťování betonových konstrukcí	32
16.1	Obecně	32
16.2	Model výpočtu smršťování a reálné hodnoty	32
16.3	Smršťování vs. dotvarování	33
16.4	Nerovnoměrné smršťování konstrukcí ve styku se zeminou	34
17	Komentář ke grafickým výstupům	35
17.1	Fyzikální vlastnosti	35
17.2	Zatížení	35
17.3	Výstupy – mezní stavy únosnosti (MSÚ)	35
17.4	Výstupy – mezní stavy použitelnosti	35
18	Závěr	36
	Seznam příloh	37

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 1201:2010	Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 1702	Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 206+A1:2018	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1536+A1	Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty
ČSN EN 13271	Spojovací prostředky pro dřevo – Charakteristické únosnosti a moduly posunutí spojů se speciálními hmoždíky – oprava 1
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 1991-1-3	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 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 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 1993-1-5	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-5: Boulení stěn – oprava 1; změna Z1, Z2, A1; 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 1994-2	Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty – oprava 1; NA ed. A
ČSN EN 1995-1-1	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – změna A1, A2; NA ed. A
ČSN EN 1995-1-2	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; NA ed. A
ČSN EN 1995-2	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 2: Mosty – NA ed. A
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – oprava 1; změna NA ed. A
ČSN ISO 2394:2016	Obecné zásady spolehlivosti 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

1.2 Technická pravidla České betonářské společnosti ČSSI

01	Statické výpočty, 1. vydání 2006
----	----------------------------------

02 Pohledový beton, 1. vydání 2009

1.3 Zákony a vyhlášky

Nařízení vlády, kterým se mění nařízení vlády č. 272/2011 Sb., o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací

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 | Design arcom, s.r.o., 12/2020
- 02 Inženýrsko-geologický průzkum | Geodrill s.r.o., 09/2019
- 03 FEM, principy a praxe metody konečných prvků | Kolář V., Němec I., Kanický V. | a navazující manuály k programům NEXX.
- 04 Programy FINE – uživatelské manuály
- 05 Manuál k programu RENEX3D | RECOC, spol. s r.o., 2013
- 06 Manuál k programu SCIA ENGINEER | Nemetschek Scia s.r.o., 2013
- 07 Uživatelský a teoretický manuál programu RENEX3D, verze 7.01 | RECOC, spol. s r.o., 02.2019

3 Použité programy

Programy RENEX – © FEM consulting Brno s.r.o., RECOC, spol. s r.o.,
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON - © RECOC, spol. s r.o.,
FIN – © FINE s.r.o.
GEO – © FINE s.r.o.
Tabulkové procesory Excel, © RECOC, spol. s r.o.
SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2013

4 Uvažovaná zatížení

4.1 Zatížení stálé

Stálá zatížení byla vypočtena podle podkladu [1] – viz přílohy statického výpočtu číslo 1.

Některé hodnoty zatížení bylo s ohledem na vstupní informace od projektanta části D.1.1 nejednoznačně zadané či dokonce projektant nebyl schopen kvantifikovat vstupy. Toto se týká např. stromu v truhlíku na střeše. Ve výpočtu proto bylo uvažováno s celkovou hodnotou zatížení 2,2 kN/m² na ploše 2,1x2,1 m. **Zde podotýkáme, že tato hodnota je chápána jako suma stálého zatížení dřevěného truhlíku, substrátu, kultivaru stromu a to včetně zatížení sněhem na stromu!!!**

Zatížení příčkami je ve výpočtu uvažováno jako liniové, nepřemístitelné a vchází z objemových hmotností navrhovaných materiálů poskytnutých projektantem D.1.1.

Zatížení fasády je ve výpočtu uvažováno jako liniové a vchází z objemových hmotností navrhovaných materiálů, resp. skladeb poskytnutých projektantem D.1.1.

Zatížení schodiště je ve výpočtu zadáno jednak jako vlastní tíha konstrukce, která je generována programem automaticky. Objemová tíha jednotlivých stupňů byla do výpočtu implementována jako zatížení stálé (oz. Schodiště).

Stálá zatížení od vzduchotechnických jednotek byla převzata z podkladu objednatele. 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:
- Ocelové konstrukce:
 - ATIKA
hmotnost opláštění atika – 0,25kN/m²
 - MARKÝZY
Hmotnost pláště – 0,05 kN/m²
 - VZT RÁMY
Hmotnost VZT jednotek – zadána investorem
 - PROTIHLUKOVÁ STĚNA
Hmotnost konstrukce – 0,5kN/m²
 - BUDNÍK
Hmotnost opláštění – 0,55kN/m²
 - VÝMĚNY PRO POROROŠTY
Hmotnost pororoštů – 0,82kN/m²
 - MOSTEK
Podlaha 4,68 kN/m², opláštění 0,8 kN/m², opláštění střechy 0,6kN/m², podlaha ve sklonu 0,4kN/m², podhled 0,3kN/m², technologie 0,5kN/m²
 - SVĚTLÍK
Vlastní tíha opláštění světlíku - 0,75kN/m²
 - VÝTAHOVÝ NOSNÍK
Dle podkladů zadavatele
 - SCHODIŠTOVÝ NOSNÍK
Zatížení dle objemové hmotnosti použitého betonu

4.2 Zatížení proměnné

Proměnná 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 následující 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 $A = 10 \text{ m}^2$. 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 zvyšší.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 uvažována I, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem $s_k = 0,7 \text{ kPa}$. Větrná oblast je podle ČSN EN 1991-1-4:2007 uvažována 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	$T_{max} + 0$ °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_{in} 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	$T_8 = -8$ °C
	větší než 1 m	$T_9 = -3$ °C

5 Použité materiály

Ve výpočtech jsou použity následující fyzikálně mechanické vlastnosti materiálů. Moduly pružnosti jsou uvažovány tabulkovými hodnotami, pokud není ve výpočtu výslovně uvedeno jinak. Pokud by se na stavbě z libovolného důvodu nepodařilo těchto teoretických hodnot dosáhnout, je nutno informovat statika a s největší pravděpodobností provést přepočít s hodnotami garantovanými dodavatelem betonové směsi.

5.1 Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)

Značka	EN 206	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	γ [kg/m ³]
C12/15	C12/15	20	1,6	27	2500
C16/20	C16/20	24	1,9	29	2500
C20/25	C20/25	28	2,2	30	2500
C25/30	C25/30	33	2,6	31	2500
C30/37	C30/37	38	2,9	33	2600
C35/45	C35/45	43	3,2	34	2600
C40/50	C40/50	48	3,2	35	2600
C50/60	C50/60	58	4,1	37	2600
C70/85	C70/85	78	4,6	41	2600
C80/95	C80/95	88	4,8	42	2600
Poissonova konstanta		0,2	Součinitel tepelné roztažnosti		$10,10^{-6}K^{-1}$
Poissonova konstanta		0,3	Součinitel tepelné roztažnosti		$12,10^{-6}K^{-1}$
$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$					

5.2 Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027

Třída oceli	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E_s [GPa]
Tloušťka [mm]	< 40		40–80		
S 235	235	360	215	360	210
S 275	275	430	255	410	210
S 355	355	490	335	470	210
S 450	440	550	410	550	210

Poissonova konstanta

0,3 Součinitel tepelné roztažnosti

$12,10^{-6}K$

5.3 Rostlé dřevo podle ČSN EN 338

Konstrukční třída	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$F_{v,k}$ [GPa]	$E_{0,mean}$ [GPa]	ρ [kg/m ³]
Jehličnaté						
C 16 (S7)	16	10	17	3,2	8	310
C 24 (S10)	24	14	21	4,0	11	350
C 30 (S13)	30	18	23	4,0	12	380
Listnaté						
D 18	18	11	18	3,4	9,5	475
D 24	24	14	21	4,0	10	485
D 30	30	18	23	4,0	11	530

5.4 CFK lamely

Dle návrhu projektanta části D.1.1 je nově navrhovaný objekt propojen se stávajícím pomocí technického kolektoru. Propojení je realizováno v podzemní části, ve dvou úrovních. Základová deska spojovacího krčku je na úrovni -3,100/-3,350 m a stropní konstrukce ve výšce -1,650/-1,900 m; druhá výšková úroveň je pak osazena – základová deska -1,950/-2,200 m, resp. stropní deska -0,200/-0,400 m.

Před výškovým „skokem“ prochází tubus kolektoru pod základem stávajícího objektu. (více viz výkresová dokumentace). Po odkrytí okolní zeminy musí být znovu zaměřena poloha a rozměr stávající základové konstrukce. V případě jakéhokoliv nesouladu je nutné zkontaktovat projektanta části D.1.2 a bude nutné znovu posoudit podmínky pro zakládání. Dále je nutné zrekognoskovat stav stávající základové konstrukce a případně navrhnout sanační opatření.

Stávající základ bude zpevněn prostřednictvím 4 ks výztužných lamel typu CFK tl. 1,5 mm, šířky 80 mm. Délka pruhu jedné lamely je pak navržena 2,2 m. Lamela je uvažovaná na bázi matrice epoxidové pryskyřice vyztužené uhlíkovými vlákny. Vybraný typ lamely musí být vhodný pro zesílení stavebních konstrukcí – lepením na povrch konstrukce. Tato lamela slouží pro dodatečné zvýšení únosnosti stávající základové konstrukce., resp. snížení deformací a omezení případných trhlin.

Podklad stavební konstrukce je nejprve potřeba vhodným způsobem připravit, např. opískováním, otryskáním tlakovou vodou, otryskáním kuličkami apod. Podklad musí být únosný, suchý (zbytková vlhkost ≤ 6 hmot. %), zbavený prachu a mastnoty. V závislosti na stávajícím krytí výztuže v betonu je potřeba příp. provést vyrovnaní/reprofilaci podkladu pomocí adhezního můstku na bázi epoxidové pryskyřice s následným nanášením vyrovnávací malty.

Dle podkladů projektanta D.1.1 je nově navrženo horizontální propojení obou objektů prostřednictvím ocelového mostu v úrovni 3.NP. Tato konstrukce je na straně stávajícího objektu podporována dvojicí válcovaných profilů HEB 220 (viz kap. **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**). Noha těsně přiléhá ke stávající fasádě v podzemní části dosedá na stávající liniový základ. Z požadavků na roznos napětí v oblasti pod ocelovou patkou ocelového nosného sloupu mostu vyplynula potřeba rozšířit betonovou část základu. Aby mohlo dojít k řádnému propojení stávajícího betonového základu a nově navrženého rozšíření, bylo navrženo propojení prostřednictvím vlepení betonářské výztuže (její poloha a tvarové uspořádání viz výkresová dokumentace) $\varnothing 14/300$ mm, lepení je navrhováno pomocí stavební chemie HILTY RE500 V4.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

6 Charakteristika konstrukce

6.1 Spodní stavba

Řešený objekt je založen pomocí kombinace hlubinného založení v podobě velkopřůměrových pilot a plošného zakládání v podobě základové desky konstantní tloušťky. Základová deska je v místech svislých nosných sloupů podporována pilotami. Pro účely návrhu založení stavby byl proveden inženýrsko-geologický průzkum (09/2019), z tohoto dokumentu vyplývá, že byly provedeny 3 vrtané sondy v uvažovaném místě stavby. Z průzkumných prací vyplývá, že základovou zeminu pro plošné založení tvoří štěrkovitá vrstva, zatříděná jako G3 (s uvedenou únosností 500 ~ 700 kPa) tedy fluviální písky a štěrky. Dále se zde uvádí, že v nižších vrstvách přechází uvedený typ zeminy v GT3a (F8 a G5) a dále GT4 (F6, F8 a G3), tedy fluviální písky a štěrky přechází ve fluviální jíly a marinní jíly a hlíny. S ohledem na toto zjištění bylo zvoleno hlubinné založení objektu pomocí vrtaných velkopřůměrových pilot \varnothing 900 a 1200 mm a délek 10,0, 14,0, 16,0 a 18,0 m (více viz výkresová část projektové dokumentace).

S ohledem na zhodnocení geologa stran agresivity kapalného prostředí je nutné brát do úvahy slabě agresivní chemické prostředí XA1, proto musí vykazovat beton v tomto prostředí minimální obsah cementu 300 kg/m³, minimální pevnostní třídu C30/37 a maximální vodní součinitel w/c = 0,55.

6.1.1 Pilotové založení

Založení stavby pomocí vrtaných pilot patří v současné době k nejúspornějšímu a nejrychlejšímu způsobu hlubinnému zakládání. Pro řešený objekt byla vybrána varianta založení pomocí vrtaných velkopřůměrových pilot a to jednak s ohledem na uvažovaný konstrukční systém objektu, tak také s ohledem na zjištění uvedená v inženýrsko-geologickém průzkumu (viz odstavec výše). Piloty budou provedeny pod svislé nosné sloupy v celém půdorysu a dále pod vybrané ŽB stěny nacházející se v suterénu (-1PP). Na vybranou kombinaci namáhání objektu byl zvolen průměr vrtaných pilot 900 a 1200 mm s délkami 10,0, 14,0, 16,0 a 18,0 m (více viz výkresová dokumentace). Jako materiál byl pro výrobu pilot zvolen beton tř. C20/25-XC2, XA1 (CZ, F.1). Krytí pilot je uvažováno 70 mm. Takto navržené piloty vyhoví účinkům zatížení na ně vyvinuté. Ovšem! s ohledem na zjištění geologa ohledně agresivity zastižená spodní vody je potřeba navrhnout beton minimální třídy C30/37. S ohledem na fakt, že mechanická odolnost pilot vyhověla pro beton tř. C20/25, dá se implikuje z toho fakt, že vyhoví ta samá geometrie piloty se shodným zatížením při použití vyšší třídy betonu. Výztuž armokoše piloty je uvažována z betonářské oceli B500B. Piloty nebudou propojeny výztuží se základovou deskou. Výškové úrovně pilot jsou též uvedeny přesně ve výkresové dokumentaci., stejně tak je z výkresové dokumentace patrný způsob vyztužení.

6.1.2 Základová deska

Základová deska v obou výškových úrovních je navržena tl. 300 mm a bude provedena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do desky je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 14 v rastru 20 mm v obou směrech a u obou povrchů. Na vybraných místech – dle požadavků vyplývajících ze statického výpočtu, je základní rastr doplněn příložkami. Poloha a směry jsou patrné z výkresové dokumentace. Krytí výztuže blíže povrchu je navrhováno 40 mm, resp. 30 mm. Základová deska ve vyšší úrovni založení navíc bude po obvodu (na modulových osách A/1-4a, 1/A-F, F/1-7) doplněna obrubním žebrem o celkových rozměrech 400x900 mm, resp. 500x900 mm z téhož betonu a bude propojen se základovou deskou (poloha jednotlivých rozměrů, stejně jako způsob vyztužení obvodového trámu viz výkresová část PD).

Základová deska spojovacího krčku (-3,350/-3,100 m, resp. -2,200/-1,950 m) je vyztužena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů. Krytí výztuže je uvažováno 40 / 30 mm (více viz výkresová část PD). Je navržena tl. 250 mm a bude provedena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4.

Základová spára nesmí být degradována povětrnostními vlivy, v případě zjištění méně únosných vrstev budou tyto vrstvy odtěženy, spára vyčištěna a zakryta podkladním betonem.

6.1.3 Obvodové suterénní stěny

Obvodové suterénní stěny jsou navrženy tl. 300 mm z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do stěn je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 14 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů. S ohledem na uvažovanou povlakovou hydroizolaci je u obou povrchů navrženo krytí výztuže blíže povrchu 25 mm.

Rozšířená část základu pro uložení svislé nosné konstrukce mostu (válcovaný profil) je vyztužen pomocí vázané výztuže t. B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů, dále je tato konstrukce doplněna ve středu výšky betonového základu KARI sítí 10x150x150 mm. Konstrukce je navržena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4.

Stěny spojovacího krčku jsou vyztuženy betonářskou výztuží B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je uvažováno 25/25 mm. Konstrukce je navržena z betonu C30/37-XC2, XA1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. I u této konstrukce se předpokládá, že bude provedena na jejím povrchu povlaková hydroizolace.

6.1.4 Vnitřní suterénní stěny a sloupy

Vnitřní suterénní stěny jsou navrženy tl. 200 mm z betonu C20/25-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do stěn je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže blíže povrchu 25 mm.

Na základě požadavků vyplývajících z části D.1.3 je suterénní stěna na ose B navržena tl. 210 mm s osovou vzdáleností nosného profilu stěny od líce 50 mm (více viz výkresová část PD).

Vnitřní suterénní sloupy jsou navrženy o rozměrech 400x400 mm z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do sloupů je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B, krytí výztuže třmínků je 25 mm. Způsob vyztužení viz schémata vyztužení.

Na základě stejných požadavků na požární bezpečnost je u sloupů na osách A/6, B/5 a B/6 prokázána požární odolnost statickým výpočtem. U sloupu na ose A/5 jsou splněny požadavky rozměrů a minimální velikosti osově vzdálenosti nosné výztuže od povrchu sloupu 70 mm.

6.1.5 Stropní desky suterénů

Stropní deska nad 1PP je navržena z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do stropní desky nad 1PP je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je u obou povrchů navrženo 25 mm. Výšková úroveň desky je -0,550 / -0,300 m.

S ohledem na uvažované statické schéma řešeného objektu musí dojít k propojení suterénních stěn se stropem nad 1PP dříve, než se započnou zásypové a hutnicí práce zemin v okolí spodní stavby.

Stropní deska spojovacího krčku (kolektoru) v úrovni -1,900/-1,650 m, resp. -0,400/-0,200mm je vyztužena válcovanou betonářskou výztuží B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je uvažováno 40 / 30 mm.

6.1.6 Vertikální komunikace

Vertikální propojení mezi úrovní 1PP a 1NP zajišťuje jedno dvouramenné monolitické schodiště ze ŽB. Schodiště je navrženo z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4, vyztužení je navrženo prostřednictvím válcované betonářské výztuže B500B. Hlavní nosná ohybová výztuž \varnothing 10 po 150 mm, příčná rozdělovací výztuž pak jako \varnothing 10 po 200 mm. Informace o vyztužení platí jak pro schodišťová ramena, tak také pro mezipodestu, která se nachází na výškové úrovni -1,724/-1,459 m. Krytí výztuže blíže povrchu je navrženo 25 mm. U schodišťových stupňů je navrženo zkosení nášlapných hran schodiště, které vychází z normy ČSN 73 4130, schéma navrhovaného zkosení je součástí výkresové dokumentace. Toto schodiště bude provedeno

z pohledového betonu, pro schodiště je požadovaná třída nároků na betonové plochy s označením PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

Dalším možným propojením výškových úrovní je realizováno prostřednictvím výtahu. Výtahová šachta je tvořena ŽB stěnami tl. 200 mm, pro tyto stěny bylo shodné třídy a specifikace betonu a betonářské výztuže vč. jejího krytí jako u ostatních vnitřních stěn. Důležitým faktem je zde akustické odhlučení šachty výtahu od okolních stěn. Dle požadavku se musí navrhovaná mezera 50 mm vyplnit:

- ve styku stěn v úrovni stopní desky nad řešeným patrem akustickou izolací tl. 50 mm;
- ve styku plochy stěn pod úrovní stropní desky nad řešeným polystyrenem tl. 50 mm.

Přesná poloha je jasné ve výkresové dokumentaci.

6.2 Vrchní stavba

6.2.1 Stropní desky

Stropní desky ve všech patrech (deska nad 1NP +3,400/+3,650 m, deska nad 2NP +7,150/+7,400 m, deska nad 3NP +10,900/+11,150 m) jsou navrženy z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do stropních desek nad 1NP a nad 2NP je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je u obou povrchů navrženo 25 mm. Do stropní desky nad 3NP je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 12 v rastru 200 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže je u obou povrchů navrženo 25 mm.

Po obvodě stropních desek jsou navrženy ztužující trámy o rozměru 200x650 mm (výška je uvažována vč. tl. stropní desky 250 mm). Trám mezi osami D-E/7 v desce nad 3NP a 3NP je rozšířeno z důvodu kotvení spojovacího krčku, zde je tento prutový prvek navrženo o rozměrech 400x650 mm. Obecně platí, že obrubní žebra po obvodě stropních desek jsou navržena z betonu shodné třídy jako vlastní desky. Betonářská výztuž je navržena třídy B500B, krytí výztuže blíže povrchu je ve všech směrech uvažováno 25 mm. Vlastní vyztužení trémového prvku viz schéma výztuže.

Další ztužení okraje je navrženo v prostoru kolem hlavního tříramenného schodiště v centrální části půdorysu objektu. Zde je navrženo tento trémček o rozměrech 150x340 mm. Přesná poloha tohoto krčku je patrná z výkresové dokumentace této části PD.

6.2.1 Vnitřní stěny a sloupy

Vnitřní stěny jsou ve všech nadzemních půdorysech situovány v centrální části půdorysu, a to kolem výtahové šachty. Stěny jsou navrženy jednotné tl. 200 mm z betonu C20/25-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4. Do stěn je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B \varnothing 10 v rastru 150 mm v obou směrech a u obou povrchů, krytí výztuže blíže povrchu 25 mm.

Svislé nosné sloupy jsou navrženy ve všech podlažích o rozměru 400x400 mm. Sloupy jsou navrženy z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4 a je do nich navržena je navržena válcovaná betonářská výztuž B500B, krytí u nich je uvažováno 25 mm pro výztuž nejbližší povrchu a to ve všech směrech. Kvůli uložení spojovacího můstku byla u dvou sloupů zobrazených ve výkrese tvaru desky nad 2NP (přímo se jedná o sloupy D/7 a E/7) navržena na vnějším líci navržena tzv. krátká konzola tvarově o půdorysných rozměrech 200x400 mm, výškově je tato úprava uvažována +6,370/+6,770 m. Způsob vyztužení viz schémata vyztužení.

6.2.2 Vertikální komunikace

Vertikálním propojením mezi úrovní 1NP – 3NP zajišťují dvě schodiště.

První schodiště je dvouramenné monolitické schodiště ze ŽB a navazuje na vertikální propojení pater 1PP – 1NP. Schodiště je i v nadzemních patrech navrženo z betonu C30/37-XC1(CZ,F.1)-Cl0,4-Dmax22-S4, vyztuženo prostřednictvím válcované betonářské výztuže B500B. Hlavní nosná ohybová výztuž \varnothing 10 po 150

mm, příčná rozdělovací výztuž pak jako $\varnothing 10$ po 200 mm. Informace o vyztužení platí jak pro schodišťová ramena, tak také pro mezipodesty, které se nachází na výškových úrovních +1,610/+1,875 m (1NP), +5,360/+5,625 m (2NP) a +9,127/+9,392 m (3NP). Krytí výztuže blíže povrchu je navrženo 25 mm. U schodišťových stupňů je navrženo zkosení nášlapných hran schodiště, které vychází z normy ČSN 73 4130, schéma navrhovaného zkosení je součástí výkresové dokumentace. Tato schodiště bude provedeno z pohledového betonu, pro schodiště je požadovaná třída nároků na betonové plochy s označením PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

Druhým schodiště v nadzemních podlažích je centrální tříramenné schodiště. Toto schodiště je podporováno mezi podestami (+0,875/+1,200 m a +2,225/+2,550 m v 1NP, resp. +4,625/+4,950 m a +5,975/+6,300 m v 2NP) ocelovým válcovaným svařovaným vazníkem HEM220, tvar vazníku odpovídá písmenu Z. Přesné tvarové provedení viz výkresová část PD, resp. **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** Celé schodiště je navrženo jako monolitické ze samozhutnitelného pohledového betonu, jedná se o lehký beton se specifikací WSCLC30/33-XC1(CZ,F.1)-C10,4-Dmax22-S4. Vyztužení je navrženo prostřednictvím válcované betonářské výztuže B500B. Hlavní nosná ohybová výztuž $\varnothing 12$ po 150 mm, příčná rozdělovací výztuž pak jako $\varnothing 12$ po 200 mm. Informace o vyztužení platí jak pro schodišťová ramena, tak také pro obě mezipodesty. Krytí výztuže blíže povrchu je navrženo 25 mm. U schodišťových stupňů je navrženo zkosení nášlapných hran schodiště, které vychází z normy ČSN 73 4130, schéma navrhovaného zkosení je součástí výkresové dokumentace. Tato schodiště bude provedeno z pohledového betonu, pro schodiště je požadovaná třída nároků na betonové plochy s označením PB3 – betonové plochy s velmi vysokými požadavky na vzhled.

Dalším možným propojením výškových úrovní je realizováno prostřednictvím výtahu. Výtahová šachta je tvořena ŽB stěnami tl. 200 mm, pro tyto stěny bylo shodné třídy a specifikace betonu a betonářské výztuže vč. jejího krytí jako u ostatních vnitřních stěn. Důležitým faktem je zde akustické odhlučení šachty výtahu od okolních stěn. Dle požadavku se musí navrhovaná mezera 50 mm vyplnit:

- ve styku stěn v úrovni stropní desky nad řešeným patrem akustickou izolací tl. 50 mm;
- ve styku plochy stěn pod úrovní stropní desky nad řešeným polystyrenem tl. 50 mm.

Přesná poloha je jasně ve výkresové dokumentaci.

6.2.1 Konstrukce ocelového světlíku

Konstrukce světlíku je navržena z obdélníkových profilů 100x60x3(mm), profily jsou doplněny táhly/věšadly pro zajištění stability konstrukce. Konstrukce je kotvená do železobetonové atiky pomocí chemických kotev. Při kotvení konstrukce je nutné dodržet vzdálenosti od hrany betonu. Pro konstrukci světlíku byla investorem požadována požární odolnost po dobu 15-ti minut. Statický výpočet prokázal, že navrhovaná pozinkovaná konstrukce je schopná splnit požadavek bez dodatečných opatření.

6.2.2 Konstrukce ocelové atiky

Konstrukce atiky je tvořena ocelovými obdélníkovými profily rozměru 160x80x5(mm). Rozteče mezi jednotlivými sloupy jsou 600 a 900 mm. Jednotlivé sloupky jsou propojeny čtvercovými profily 70x70x5(mm). Na sloupky je přivařena kotevní deska tl. 12 mm, přes kterou jsou sloupky kotveny do železobetonové atiky. Při kotvení sloupků je nutné dodržet vzdálenosti kotev od hrany betonu. Konstrukce atiky bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky zinkování popsané v technické zprávě.

6.2.3 Konstrukce podpor pro VZT

Konstrukce pro podporu VZT je navedena z ocelových rámců. Část konstrukce, podpírající vzduchotechniku, je kotvená do stropní železobetonové desky. Sloupky konstrukce procházející skladbou střechy jsou navrženy z obdélníkových profilů (80x80x5), profily pro podepření VZT jednotek jsou navrženy jako otevřené profily IPE140 a HEA140. HEA 140 je navrženo v místech, kde se předpokládá uložení dvou jednotek vedle sebe. Kotvení konstrukce do stropní desky je zajištěno pomocí čtyř chemických kotev v u každého sloupku. Přerušení tepelného mostu bude řešeno vložením izolačního prvku Branderburger S4000.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

Část konstrukcí pro podepření větráku je pak uložena na skladbě střechy a není tedy kotvena do železobetonové desky. Konstrukce pro podepření větráků jsou navrženy jako celosvařené rámy se zavětrováním.

Konstrukce pro podporu VZT bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v technické zprávě

6.2.4 Konstrukce protihlukové stěny

Protihluková stěna je navržena z ocelových obdélníkových profilů rozměru 160x80x5 (mm). Rozteče mezi jednotlivými sloupy jsou 600 a 900 mm. Jednotlivé sloupky jsou propojeny čtvercovými profily 70x70x5 (mm). V protihlukové stěně bude každý ze sloupků kotven do železobetonové stropní desky pomocí chemických kotev. Přerušení tepelného mostu bude řešeno vložením izolačního prvku Branderburger S4000.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

6.2.5 Konstrukce markýz

Markýzy tvoří konzoly, které jsou navrženy jako obdélníkové prvky o rozměrech 200x80x5 (mm). Rozteče jednotlivých prvků jsou 900 mm případně 1200 mm, délka konzoly je 1350 mm. Ke každému obdélníkovému prvku je přes ocelovou desku připařen profil IPE200. Profil IPE 200 je k jeklu přivařen proto, aby bylo možné konzolu připevnit na izolační prvek isokorb, který zajistí přerušení tepelného mostu. Konstrukce markýzy bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v technické zprávě.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

6.2.6 Konstrukce pro pororošty

V technických místnostech v 2NP a 3NP je na místo betonové desky navržena roštová podlaha, kterou prochází jednotky vzduchotechniky a jednotlivé trubky. Konstrukci pro podepření pororoštů tvoří otevřené profily kotvené do okolních železobetonových konstrukcí. Konstrukce pro podepření roštů bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v technické zprávě.

Pororošty jsou navrženy výšky 50 mm s tl. jednotlivých pásků 3 mm. Velikost prostupů pro potrubí a vzduchotechniky budou přesně popsány v dílenské dokumentaci. Případné otvory je nutné olemovat a dodržet zásady dle doporučení výrobce.

6.2.7 Konstrukce budníku

Jedná se o jednoduchou obdélníkovou konstrukci ze čtvercových profilů o rozměrech 80x80x5 (mm). Tuhost konstrukce zajišťují tuhé spoje, vodorovné a svislé ztužení navržené z profilů L50x5. Konstrukce je kotvena do železobetonové zídky pomocí chemických kotev. Při kotvení konstrukce je nutné dodržet vzdálenosti chemických kotev od hrany betonu – popsáno ve výkresové dokumentaci.

Konstrukce budníku bude zinkovaná, při zinkování je nutné dodržet podmínky pro zinkování popsané v technické zprávě.

6.2.8 Výtahový nosník

Pro montáž výtahu bude do výtahové šachty osazen nosník HEA140. Nosník bude uložen ve stěně výtahové šachty, délka uložení nosníku bude minimálně 90 mm. Nosník bude do výtahové šachty kotven pomocí dvou chemických kotev na každé straně. Detail kotvení ve výkresové dokumentaci výtahové šachty.

6.2.9 Schodišťový nosník

Pro vynesení schodiště je v každém rameni navržen ocelový nosník HEM220. Nosník je doplněn o spřahovací trny pro správné spolupůsobení železobetonové desky a ocelového profilu. Nosníky jsou uloženy na typový přípoj PEIKO kotvený do železobetonového sloupu.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

6.2.10 Všeobecné podmínky

Veškeré vrtací práce v betonových konstrukcích je nutné provádět pouze vrtání s přiklepem tak, aby nedošlo k porušení nosné výztuže betonové nosné konstrukce. Vrtání diamantovým vrtákem je nepřipustné a zakázané!!!

Konstrukci spojovacího krčku tvoří dva příhradové nosníky, osová vzdálenost nosníků je 3,6 m. Příhradové nosníky jsou na úrovni spodního pasu propojeny profily HEB180 a vodorovným zavětrováním (jekl 70x4 mm). V úrovni horního pasu jsou nosníky propojeny profily HEA160 doplněnými vodorovným zavětrováním z trubek 70x4 mm.

Na je spojovací krček uložen na betonovou konzolu vystupující z nově navrhovaného objektu SŠ Charbulova. Kotvení na železobetonové konzole je řešeno jako kloubové, závitové tyče u osy E zajišťují tuhost ve směrech os X, Y, Z (značení viz statický posudek) závitové tyče u osy D zajišťují tuhost ve směru osy X, Z, oválné otvory v kotevním plechu, pak umožňují posun ve směru osy Y. Na druhé straně je konstrukce krčku kotvena do nově navrženého ocelového sloupu. Ocelový sloup je navržen z profilů HEB220, ty jsou propojeny profily HEB220. zavětrování sloup je navrženo z profilů 80x80x3 mm. Sloup je kotven do betonových patek pomocí chemických kotev. Je nutné zajistit, aby bylo kotvení sloupu obaleno nopovou folií a zasypáno kačirkem. Zabráni se tak degradaci kotvení vlivem vlhkosti.

Podlaha spojovacího krčku je dle podkladů projektována ve spádu, toto je zajištěno doplněním různě vysokých profilů na spodní pas konstrukce.

Pro konstrukci spojovacího krčku byla investorem požadována požární odolnost po dobu 15-ti minut. Statický výpočet prokázal, že navržená pozinkovaná konstrukce je schopná splnit požadavek bez dodatečných opatření.

7 Výpočtové modely

Výpočet nosné konstrukce objektu byl proveden metodou konečných prvků (Finite Element Method) programem RENEX3D. Bližší viz kap. 12.1. Výpočet byl proveden na celkovém modelu betonové nosné konstrukce, tak na jejích jednotlivých částech. Byly použity 1D prvky (pro trámy a sloupy), 2D skořepinové prvky pro modelování stropních desek a stěn.

7.1 Celkový model

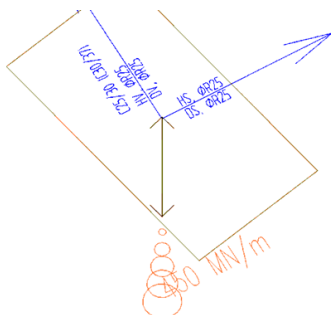
Celkový model konstrukce postihují provozní stav budovy ve stádiu užívání. Opisy vstupních dat výpočtu, jako jsou fyzikální parametry jednotlivých konstrukcí, geometrie konstrukce a její zatížení, jsou uvedeny v samostatných přílohách. Modely konstrukcí uvažují s interakcí mezi základovou půdou a budovou, rovněž tak s pružným fungováním pilot, modelovaných pružnými podporami. Stanovení parametrů viz 12.1.3.

7.2 Dílčí model

Dílčí modely konstrukce postihují vybrané části řešeného objektu, i tyto modely postihují provozní stav budovy ve stádiu užívání. Opisy vstupních dat výpočtu, jako jsou fyzikální parametry jednotlivých konstrukcí, geometrie konstrukce a její zatížení, jsou uvedeny v samostatných přílohách. Modely konstrukcí uvažují s interakcí mezi základovou půdou a budovou, rovněž tak s pružným fungováním pilot, modelovaných pružnými podporami. Stanovení parametrů viz 12.1.3.

8 Založení – interakce s podložím

Pro návrh a posouzení pilotového založení byly do výpočtu zavedeny hodnoty pérových (Winklerovských) konstant. Informace o zeminách pro posouzení pilot vychází z *Inženýrsko-geologický průzkum / Geodrill s.r.o., 09/2019* [02]. Zde jsou též uvedeny profil zeminy pod stavbou, stejně tak hladina podzemní vody.



Obrázek 1 Schéma pružné podpory s vyloučeným tahem

Pod 2D makroprvky modelující základovou desku byly zadány parametry Winkler-Pasternakovského podloží spočtené podle shora uvedené rešerše, vycházející z měření úpravy pláně prováděné in-situ.

Výpočty reakcí do pilot pro ověření při interakci základová deska versus piloty a pro návrh výztuže základové desky byly provedeny jako nelineární s vyloučeným tahem v pilotách a vyloučenými tahy v zemině pod základovou deskou.

9 Vodorovné nosné prvky objektu – základová deska

Základová deska je dimenzovaná na základě výsledků celkových výpočtových modelů. Bližší popis návrhu vyztužení a materiálových parametrů viz. kap. 6.1.2. Opis grafického posouzení je uveden v příloze č. [4].

9.1 Výpočtové modely

9.1.1 Lineární výpočet

Pro výpočet vnitřních sil byl proveden lineární výpočet se shora uvedeným podepřením. Kombinace byly řešeny jednak symbolickými rovnicemi podle ČSN EN 1990, jednak uživatelsky zadanými kombinacemi. Opis kombinací je uveden v příloze č. [4].

Programem RENEX byly pro extrémní kombinace na mezní stavy únosnosti spočteny potřebné plochy výztuže pro jednotlivé vrstvy armatury. Jako podklad pro výkresy výztuže byly vygenerovány tři sady. Jedna pro kombinace podle ČSN EN 1990 – mezní stav únosnosti, situace trvalá a dočasná, případ STR podle rovnic 6.10a a 6.10b – odst. 7.1 b). Druhá pro manuálně sestavenou kombinaci definovanou tradičním způsobem. Třetí sada izolinií je výsledkem nelineárního výpočtu vztahu, viz následující odstavec. Výztuž je navržena vždy na nejnepříznivější hodnotu z těchto tří souborů.

9.1.2 Nelineární výpočet – trhliny a deformace

Po dimenzování základové desky byl proveden další výpočet, kde byly již zadány plochy výztuže uváděné ve výkresové dokumentaci. Byl proveden iterační výpočet s uvažováním nelineárního chování betonu i betonářské výztuže a s přihlédnutím ke vzniku a rozvoji trhlin v betonu. Pro beton byl použit pracovní diagram podle čl. 3.1.5 ČSN EN 1992-1-1, pro ocel podle 3.2.7. – bilineární se zpevněním a pro beton v tahu s uvažováním „tension stiffening“. Pro výpočet šířky trhliny byly použity vztahy z ČSN EN 1992-1-1, odst. 7.3.4. Napětí ve výztuži bylo získáno z nelineárního výpočtu z vrstvičkového modelu průřezu. Protože RENEX3D uvažuje tzv. rozmazané trhliny, je z tohoto „zprůměrnovaného“ napětí ve výztuži spočteno napětí v trhlíně podle předpokladů uvedených v CEB-FIB Model Code 2010 – First Complete Draft. Výsledky jsou uvedeny v příloze 21. Jedná se zejména o opis vstupních údajů a z výsledků jsou uvedena napětí ve výztuži v trhlíně, výpočtové šířky trhlin a jejich výpočtové vzdálenosti.

Protože se jedná o „rozmazané“ trhliny, nejsou trhliny vykresleny v místě jejich vzniku. Jsou vykresleny svým směrem a velikostí (barevná škála) v těžišti konečného prvku, v němž jsou splněny podmínky pro vznik trhliny. Program umožňuje výstup i dalších parametrů, jako je např. hloubka trhliny, množství průsaku vody průběžnou trhlínou nebo difúzi vodních par. Ve výpočtu bylo uvažováno s vlivem smrštění.

Pomocí celkového modelu byly kontrolovány maximální velikosti trhlin. Ty jsou zcela přirozenou vlastností betonu a jejich vznik neimplikuje ztrátu únosnosti konstrukce. Pokud se pohybují v přípustných hodnotách. Jejich nebezpečí lze spatřovat u konstrukcí v agresivním prostředí a to proto, že může dojít ke korozi výztuže. V běžném suchém prostředí se jedná o vadu kosmetickou. Ohýbané průřezy se navrhují nejen na mezní stav únosnosti, ale i použitelnosti. To znamená, že se posuzuje deformace prvku a šířka trhliny. Přípustná šířka trhliny pro běžná prostředí v uzavřených objektech je podle většiny předpisů 0,3 mm.

Smršťování je vlastnost betonu, kterou není možno eliminovat. Lze jej redukovat např. ošetřením betonu, množstvím záměsové vody, atd. Metodika výpočtu je obsažena v Eurokódech (ČSN EN 1992-1-1), resp. Model Codu 90, který byl teoretickým zdrojem pro normy EN. Jiný postup zveřejnil prof. Z. P. Bažant, model B3. Proces smršťování probíhá celou dobu životnosti konstrukce, rozvoj trhlin se dá omezit výztuží.

U základových konstrukcí bylo také provedeno posouzení velikosti průhybu. Byl proveden nelineární výpočet konstrukce tak, aby byl zohledněn vznik trhlin s následným omezením výšky tlačené oblasti betonu a byla tak dosažena reálná hodnota průhybu. Takto stanovená hodnota byla porovnána s limitními hodnotami pro daný nosný ŽB prvek. Konstrukce vyhověly požadavkům plynoucím z mezních stavů použitelnosti.

9.1.3 Protlačení desky lokální podporou

Návrh výztuže vzdorující protlačení základové desky sloupy byl proveden na základě rozdílu minimální normálové síly v patě sloupu a normálové síly v prutu modelujícím pilotu. Vlastní návrh výztuže byl proveden programem SCHÖCK Bole, v. 2.14.03. Navržené smykové lišty bránící protlačení desky sloupem viz výkresová část projektové dokumentace.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

10 Vodorovné nosné prvky objektu – stropní desky

Stropní desky, resp. schodišťové nosné desky jsou dimenzovány na základě výsledků celkových výpočtových modelů. Bližší popis návrhu vyztužení a materiálových parametrů viz. kap. 6.1.2. Opis grafického posouzení je uveden v příloze č. [4].

10.1 Výpočtové modely

10.1.1 Lineární výpočet

Pro výpočet vnitřních sil byl proveden lineární výpočet. Kombinace byly řešeny jednak symbolickými rovnicemi podle ČSN EN 1990, jednak uživatelsky zadanými kombinacemi. Opis kombinací je uveden v příloze č. [4].

Programem RENEX byly pro extrémní kombinace na mezní stavy únosnosti spočteny potřebné plochy výztuže pro jednotlivé vrstvy armatury. Jako podklad pro výkresy výztuže byly vygenerovány tři sady. Jedna pro kombinace podle ČSN EN 1990 – mezní stav únosnosti, situace trvalá a dočasná, případ STR podle rovnic 6.10a a 6.10b – odst. 7.1 b). Druhá pro manuálně sestavenou kombinaci definovanou tradičním způsobem. Třetí sada izolinií je výsledkem nelineárního výpočtu vztaku, viz následující odstavec. Výztuž je navržena vždy na nejnepríznivější hodnotu z těchto tří souborů.

10.1.2 Nelineární výpočet – trhliny a deformace

Po dimenzování desky byl proveden další výpočet, kde byly již zadány plochy výztuže uváděné ve výkresové dokumentaci. Byl proveden iterační výpočet s uvažováním nelineárního chování betonu i betonářské výztuže a s přihlédnutím ke vzniku a rozvoji trhlin v betonu. Pro beton byl použit pracovní diagram podle čl. 3.1.5 ČSN EN 1992-1-1, pro ocel podle 3.2.7. – bilineární se zpevněním a pro beton v tahu s uvažováním „tension stiffening“. Pro výpočet šířky trhliny byly použity vztahy z ČSN EN 1992-1-1, odst. 7.3.4. Napětí ve výztuži bylo získáno z nelineárního výpočtu z vrstvičkového modelu průřezu. Protože RENEX3D uvažuje tzv. rozmazané trhliny, je z tohoto „zprůměrnovaného“ napětí ve výztuži spočteno napětí v trhlíně podle předpokladů uvedených v CEB-FIB Model Code 2010 – First Complete Draft. Výsledky jsou uvedeny v příloze 21. Jedná se zejména o opis vstupních údajů a z výsledků jsou uvedena napětí ve výztuži v trhlíně, výpočtové šířky trhlin a jejich výpočtové vzdálenosti.

Protože se jedná o „rozmazané“ trhliny, nejsou trhliny vykresleny v místě jejich vzniku. Jsou vykresleny svým směrem a velikostí (barevná škála) v těžišti konečného prvku, v němž jsou splněny podmínky pro vznik trhliny. Program umožňuje výstup i dalších parametrů, jako je např. hloubka trhliny, množství průsaku vody průběžnou trhlínou nebo difúzi vodních par. Ve výpočtu bylo uvažováno s vlivem smrštění.

Pomocí celkového modelu byly kontrolovány maximální velikosti trhlin. Ty jsou zcela přirozenou vlastností betonu a jejich vznik neimplikuje ztrátu únosnosti konstrukce. Pokud se pohybují v přípustných hodnotách. Jejich nebezpečí lze spatřovat u konstrukcí v agresivním prostředí a to proto, že může dojít ke korozi výztuže. V běžném suchém prostředí se jedná o vadu kosmetickou. Ohýbané průřezy se navrhují nejen na mezní stav únosnosti, ale i použitelnosti. To znamená, že se posuzuje deformace prvku a šířka trhliny. Přípustná šířka trhliny pro běžná prostředí v uzavřených objektech je podle většiny předpisů 0,3 mm.

Smršťování je vlastnost betonu, kterou není možno eliminovat. Lze jej redukovat např. ošetřením betonu, množstvím záměsové vody, atd. Metodika výpočtu je obsažena v Eurokódech (ČSN EN 1992-1-1), resp. Model Codu 90, který byl teoretickým zdrojem pro normy EN. Jiný postup zveřejnil prof. Z. P. Bažant, model B3. Proces smršťování probíhá celou dobu životnosti konstrukce, rozvoj trhlin se dá omezit výztuží.

U vodorovných konstrukcí bylo také provedeno posouzení velikosti průhybu. Byl proveden nelineární výpočet konstrukce tak, aby byl zohledněn vznik trhlin s následným omezením výšky tlačené oblasti betonu a byla tak dosažena reálná hodnota průhybu. Takto stanovená hodnota byla porovnána s limitními hodnotami pro daný nosný ŽB prvek. Konstrukce vyhověly požadavkům plynoucím z mezních stavů použitelnosti.

10.1.3 Protlačení desky lokální podporou

Návrh výztuže vzdorující protlačení základové desky sloupy byl proveden na základě rozdílu minimální normálové síly v patě sloupu a normálové síly v prutu modelujícím pilotu. Vlastní návrh výztuže byl proveden

programem SCHÖCK Bole, v. 2.14.03. Navržené smykové lišty bránící protlačení desky sloupem viz výkresová část projektové dokumentace.

Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměněného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

11 Svislé nosné prvky objektu

11.1 Výpočtové modely

Z celkového FEM modelu konstrukce byly převzaty hodnoty napětí a poměrných přetvoření, resp. vnitřní síly a plochy potřebné výztuže pro sloupy (modelovány jako 1D prvky – vnitřní síly v integrálním tvaru) a stěny (2D prvky – vnitřní síly na jednotku délky v integrálním tvaru).

Stropní deska bude v provozním stavu budovy působit jako spojitá konstrukce bez dilatací. Izolinie potřebných ploch výztuže byly do výkresové dokumentace zohledněny svými obalovými plochami. Na základě výkresů výztuže byly do modelu vloženy údaje o skutečně uložené výztuži a oba modely byly spočteny s uvažováním fyzikálně nelineárního chování betonu včetně vzniku a rozvoje trhlin. A to ve stavu raného používání, tak ve věku 80 let s uvažováním vlivu dotvarování betonu.

11.2 Posouzení sloupů

Sloupy byly posouzeny pomocí hromadného posudku, který je součástí programu RENEX 3D (teoretický popis hromadného posudku viz kap. 12.2.2).

Opis vstupních údajů je uveden v příloze č. [4] (interakční diagramy, vnitřní síly) pro hromadné posouzení sloupů. Grafickým výstupem je pro každý sloup jeho interakční diagram a po průřezu průběh maximálního využití průřezu při nejnepríznivější kombinaci vnitřních sil získaných podle metodiky ČSN EN 1990:2002. Kromě toho byly vystoupeny numerické výsledky, které dokladují pro všechny průřezy sloupu po výšce a všechny kombinace vnitřních sil procenta využití průřezu. Takto jsou posouzeny

11.3 Posouzení stěn

Pro výpočet vnitřních sil byl proveden lineární výpočet. Kombinace byly řešeny jednak symbolickými rovnicemi podle ČSN EN 1990, jednak uživatelsky zadanými kombinacemi. Opis kombinací je uveden v příloze č. [4].

Programem RENEX byly pro extrémní kombinace na mezní stavy únosnosti spočteny potřebné plochy výztuže pro jednotlivé vrstvy armatury. Jako podklad pro výkresy výztuže byly vygenerovány tři sady. Jedna pro kombinace podle ČSN EN 1990 – mezní stav únosnosti, situace trvalá a dočasná, případ STR podle rovnic 6.10a a 6.10b – odst. 7.1 b). Druhá pro manuálně sestavenou kombinaci definovanou tradičním způsobem. Třetí sada izolinií je výsledkem nelineárního výpočtu vztaku, viz následující odstavec. Výztuž je navržena vždy na nejnepríznivější hodnotu z těchto tří souborů.

12 Výpočetní aparát – FEM výpočty

12.1 Program RENEX3D

12.1.1 Charakteristika programu

Konstrukce jako celek, její dílčí části nebo části dané postupem výstavby jsou řešeny metodou konečných prvků, konkrétně programem RENEX3D. Program RENEX3D používá řešiče a matematický aparát vyvinutý prof. Dr. Ing. Vladimírem Kolářem DrSc., doc. Ing. Ivanem Němcem CSc. a řadou dalších statiků a matematiků v Dopravoprojektu Brno jako programy řady NEXX. Jeho vývoj v současné době pokračuje ve firmě FEM Consulting Brno. Řešiče jsou použity i v programech řady NEXIS, ESA a Dlubal Software. Vyznačují se značnou

robustností a obrovskou numerickou stabilitou. Obstojí i ve srovnání s programy jako je ANSYS, DIANA a MARC, v lecčem je dokonce předčí. Metoda konečných prvků umožňuje řešení velkých a složitých konstrukcí s prakticky libovolnými okrajovými podmínkami mj. svojí stabilitou a robustností použitých řešičů. Model používá konečné prvky v deformační variantě. Obecně lze říci, že MKP je zobecněná Ritz-Galerkinova variační metoda, užívající básových funkcí s malým kompaktním nosičem, úzce spjatým se zvoleným rozdělením řešené oblasti na konečné prvky.

Ve výpočtu jsou použity plošné 2D prvky, které v sobě zahrnují membránový a ohybový stav namáhání. Použitý model umožňuje libovolnou kombinaci popsanych 2D prvků s prvky jednorozměrnými, ale i prostorovými. Jednorozměrné, tedy prutové prvky, mohou být připojovány excentricky ke střednicové rovině plošného prvku.

12.1.2 Použité prvky

Pro systém NEXX byl nejprve vyvinut vlastní trojúhelníkový prvek s maticí tuhosti řádu 27, mající v každém vrcholu všech 6 stupňů volnosti bodu Cosseratova 2D kontinua a ve středech stran po třech stupních volnosti. Průběhy rotací jsou podél stran linearizovány. K tomuto prvku byl vyvinut plně kompatibilní 1D prvek s maticí tuhosti řádu 15, což je přirozený důsledek 6 parametrů na obou koncích a 3 parametrů ve středu prvku. Lze je klasifikovat jako statické řešení Cosseratovského modelu plošné a prutové konstrukce. V dalším vývoji byly trojúhelníkové 2D prvky nahrazeny praktičtějšími čtyřúhelníkovými při zachování šíře básových funkcí. V určitých oblastech (určité okrajové podmínky, zahušťování sítě) jsou používány oba typy prvků. Systém NEXX pracuje s deformační variantou MKP a využívá výhradně kompatibilní elementy. Pro ohyb plošných i prutových prvků je možno použít jak Kirchhoffovu, tak Mindlinovu teorii. Prvky byly v poslední době doplněny o analogický prostorový prvek – brick, který je s popsanyými 1D a 2D prvky plně kompatibilní.

Z hlediska fyzikálních vlastností materiálů modelovaných prvků jsou úlohy řešeny jako finitní, pomocí členů matice fyzikálních konstant lze vystihnout vazby mezi napětími a deformacemi (ortotropie apod.).

Pokud se týče matematického aparátu, odkazujeme zájemce na [3].

12.1.3 Použití programu

Program RENEX3D je použit pro veškeré lineární i nelineární (fyzikálně i geometricky) výpočty, dále pak pro dimenzování potřebných ploch výztuže pro 2D prvky, výpočet šířky trhliny atd. V případě použití předpínací výztuže jsou doplňkové (staticky neurčité) síly, které předpjetí na konstrukci vyvozuje, přenášeny přímo z grafických programů jako samostatné zatěžovací stavy. Byl implementován samostatný prutový prvek s excentrickým připojením, který pomocí poměrného přetvoření umožňuje řešit přesně spolupůsobení betonové konstrukce s přepínací výztuží. V případě nelineárního výpočtu i včetně ztrát přetvořením konstrukce, dotvarováním atd.

Kromě výpočtů lineárních umožňuje i lineárně a fyzikálně nelineární analýzu, dynamické a stabilitní výpočty. Do systému byl implementován modul vyvinutý v RECOC, který umožňuje řešení železobetonových skořepin s uvažováním fyzikálně nelineárního chování betonového průřezu včetně vlivu dotvarování.

12.1.4 Dělení na konečné prvky

Dělení na konečné prvky se provádí automaticky generátorem. Ve výpočtech celků konstrukcí nebo jejich částí daných postupem výpočtu je základní velikost prvku jeden metr. V místech anomálií konstrukce program automaticky prvky přizpůsobuje geometrii, v místech předpokládaných lokálních zvýšení namáhání konstrukce jsou prvky zahuštěny.

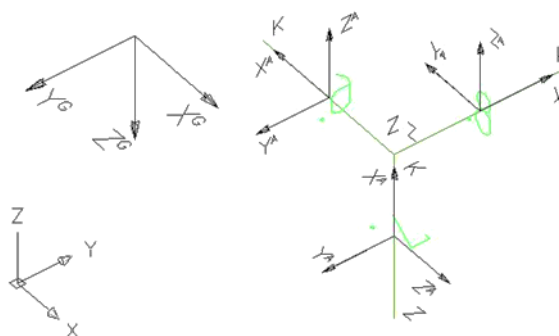
Ve výpočtech subkonstrukcí a zejména konstrukcí dimenzovaných nebo řešených s ohledem na mezní stavy použitelnosti, odpovídá velikost dělení jedno až dvojnásobku tloušťky dotčených prvků. Stropní desky jsou dimenzovány na patrovém výseku. Vertikální nosné konstrukce pod i nad deskou jsou redukovány na polovinu jejich výšky a opatřeny na koncích kloubovými podporami. Jedná se pochopitelně o určité

zjednodušení, ale ve většině praktických příkladů vnáší do výpočtu minimální chybu. Konstrukce, u nichž toto zjednodušení nelze použít, jsou řešeny na celkovém modelu s patřičně zjemnělou sítí konečných prvků. U patrových výseků jsou sloupy modelovány buďto pomocí bricků, nebo je do desky vložen deskový prvek půdorysných rozměrů rovných průřezu sloupu s výrazně zvýšenou tuhostí, tak aby byla potlačena teoretická konvergence vnitřních sil k nekonečnu v lomových bodech. Tyto makroprvky neprobíhají procesem dimenzování.

Pro odladění hustoty dělení byla firmou RECOC provedena celá řada kontrolních výpočtů.

12.1.5 Souřadnicové systémy

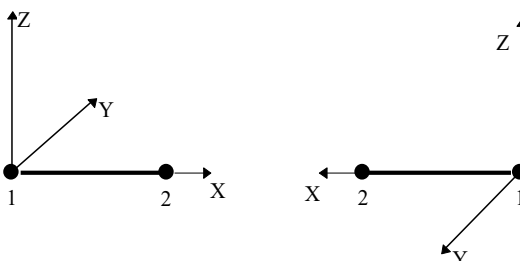
Konstrukce je modelována v globálním souřadnicovém systému – X^G, Y^G, Z^G .



Obrázek 2 Globální souřadný systém

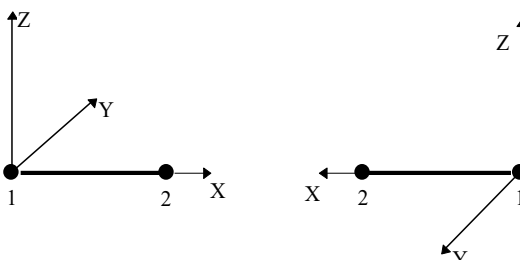
Pro každý prutový prvek je zaveden lokální souřadný systém – X^L, Y^L, Z^L . Ty jsou definovány následovně:

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou X:



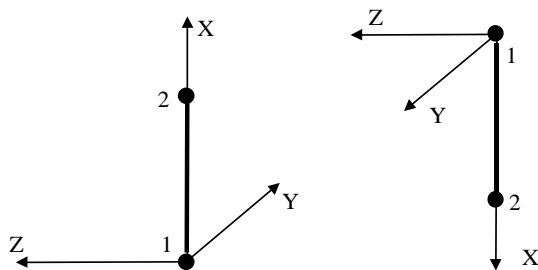
Obrázek 3 Axiální souřadný systém prutů

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou Y:



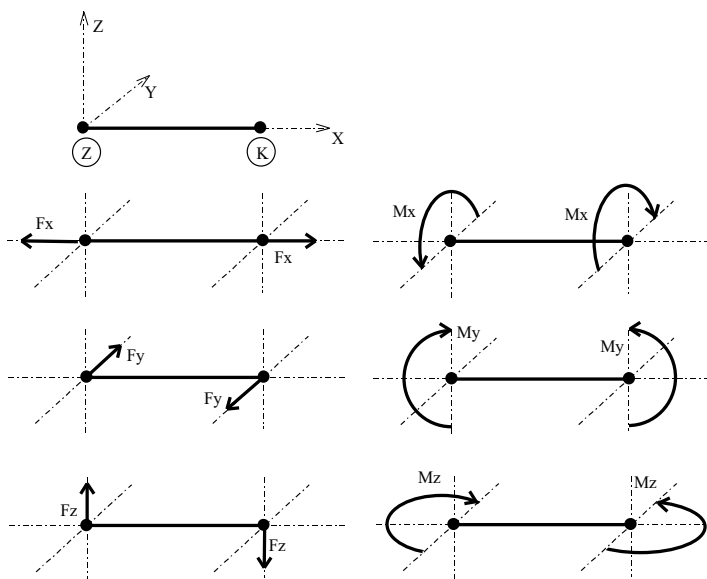
Obrázek 4 Axiální souřadný systém prutů

U svislého prutu rovnoběžného s globální osou Z:



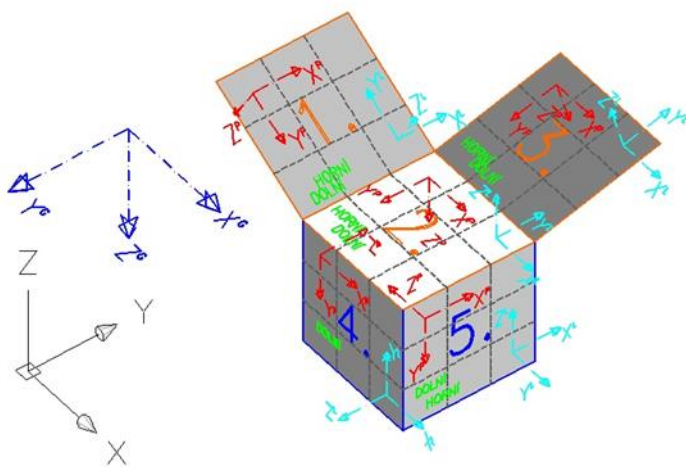
Obrázek 5 Axiální souřadný systém prutů

Z uvedeného vyplývají i konvence vnitřních sil na prutech:



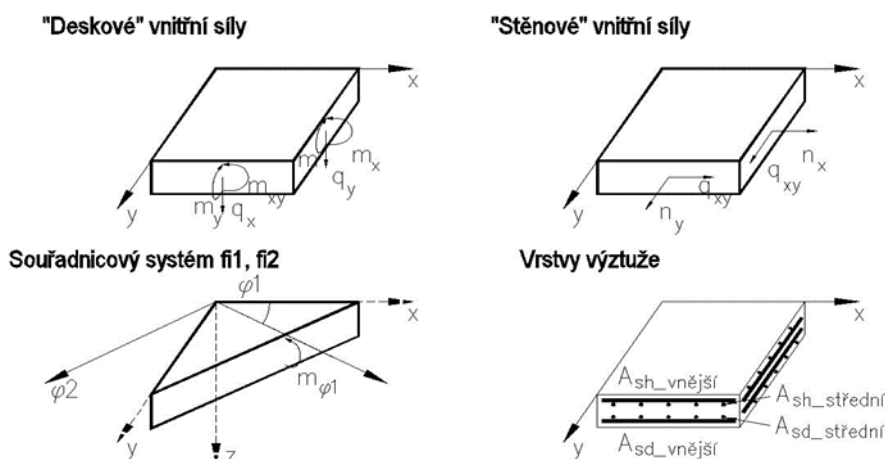
Obrázek 6 Konvence vnitřních sil na prutech

Plošné prvky mají také lokální souřadnicový systém, ten je však pomocný. Deskostěnové prvky mají další systém – planární – XP , YP , ZP , na obrázku vpravo. Definice a konvence jsou patrné z obrázku.



Obrázek 7 Souřadné systémy plošných deskostěnových prvků

Znaménková konvence a značení vnitřních sil a poloh výztuže je tato:



Obrázek 8 Konvence vnitřních sil na plošných prvcích

12.1.6 Interakce s podložím

Pro interakci se základovou půdou používá RENEX3D dvouparametrické Pasternakovo podloží. Hodnoty c_1 a c_2 jsou generovány pomocí iteračních výpočtů v souladu s postupy použitými v programu SOILIN. Bližší informace viz [3], [7], [8] a [19] případně manuál programu SOILIN. Pilotové základy jsou modelovány pomocí pérových konstant, daných výpočtem piloty s ohledem na její sedání. V některých případech jsou modelovány kloubovými podporami. Piloty, stejně jako další geotechnické konstrukce, jsou řešeny pomocí programů FINE.

12.1.7 Zatížení a jejich kombinace

Zatížení je buďto generováno automaticky – vlastní tíha konstrukce - (v provozních hodnotách) nebo zadáváno (v provozních nebo extrémních hodnotách). Hodnoty stálých zatížení jsou počítány v tabulkovém procesoru Excel, užitná nepodkračují příslušné normové hodnoty, jejich skutečná hodnota se řídí požadavky klienta a technologů. Zatížení je možné zadávat silové plošné konstantní velikosti nebo s lineárním nárůstem, liniové a bodové silové nebo momentové a zatížení poměrnými přetvořeními.

V patrových výsecích jsou z celoplošného užitného zatížení automaticky generovány dva systémy šachovnicového zatížení a čtyři systémy zatížení v pruzích.

Kombinace (obalové plochy zatěžovacích stavů) vystihují nejnepříznivější kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů na konstrukci nebo její části podle účelu příslušného výpočtu.

Dimenzovací programy pracují obecně s obalovou plochou kombinací.

Program umožňuje automatické generování kombinací zatěžovacích stavů definovaných symbolickými rovnicemi v EC. V ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6,9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Bližší viz samostatná kapitola Zatěžovací stavy a jejich kombinace.

12.2 Nelineární výpočty

Systém umožňuje celou řadu nelineárních výpočtů. Je to zejména interakce vrchní stavby s podložím, kdy program doiterovává parametry zeminy v závislosti na geologických poměrech a kontaktním napětí v základové spáře včetně vyloučení tahu v ní.

Dále jsou to fyzikálně nelineární výpočty železobetonových skořepin s uvažováním pracovních diagramů betonu i oceli a s uvážením vlivu dotvarování, rozvoje a šířky trhlin (tento modul byl vyvinut a odladěn v RECOC, spol. s r.o. ve spolupráci s FEM Consulting s.r.o. a Dlubal Software GmBh.). Systém pracuje s tzv. rozmazanými trhlínami, předikuje tedy jen možnost vzniku trhliny, její případnou šířku a hloubku a

výpočtovou vzdálenost. Šířka trhliny je počítána nejen podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle řady dalších metodik. Tímto výpočtem je možné zjistit i namáhání betonu v průřezu, napětí v tažené i tlačené výztuži, vlivu tzv. Tension Stiffening atd., viz [18].

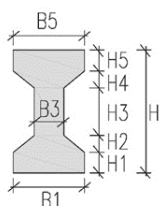
Do modulu je implementováno i dotvarování, opět primárně podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle modelu B3 prof. Z. P. Bažanta a jeho spolupracovníků [9], [10].

Konstrukce mohou být řešeny v deformovaném tvaru – tedy geometricky nelineárně.

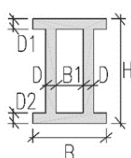
Nelineární výpočty používají několik výpočtových metod, jejich popis přesahuje rámec zprávy. Jsou možné prakticky libovolné kombinace různých druhů nelinearit.

12.2.1 Schéma uživatelsky definovaných průřezů

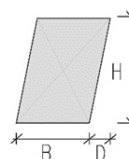
IČKO ZOBECNĚNÉ
 $H/B_{max} (H5;H4;H3;H2;H1/B5;B3;B1)$



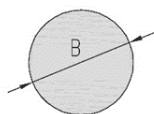
II-PROFIL
 $B/H (D;B1;D1;D2)$
tenkostěnný průřez



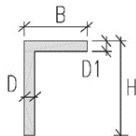
KOSODÉLNÍK
 $B/H/D$



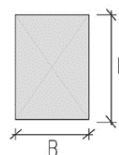
KRUH
B



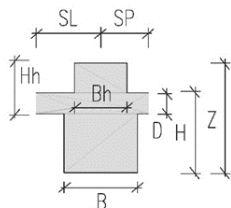
L-PROFIL
 $B/H (D;D1)$
tenkostěnný průřez



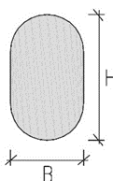
OBDELNÍK
 B/H



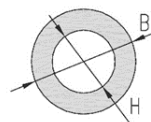
OBDELNÍK V DESCE
 $B_{max}/Z/D (Bh;B/Hh;H) [SL/SP]$



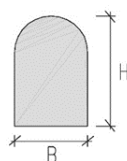
OVÁL
 B/H



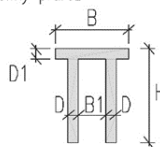
PRSTENEC
 B/H



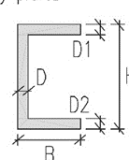
PÚLOVÁL
 B/H



TT-PROFIL
 $B/H (D;B1;D1)$
tenkostěnný průřez



U-PROFIL
 $B/H (D;D1;D2)$
tenkostěnný průřez



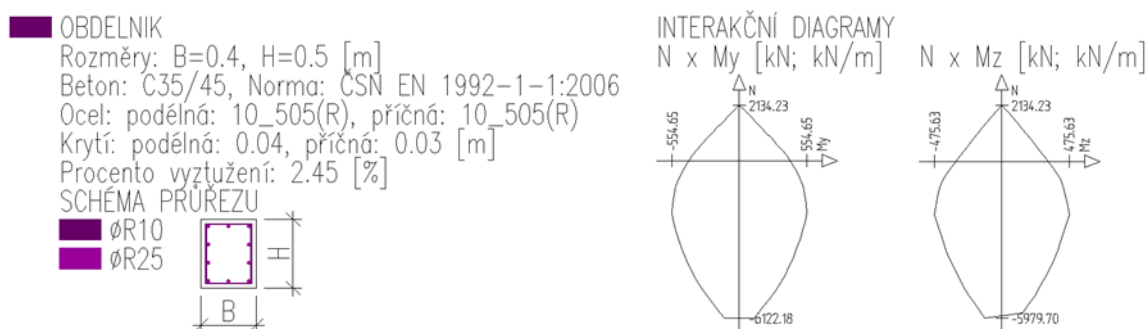
Obrázek 9 Uživatelsky tvořené průřezy

12.2.2 Hromadné posudky tyčových prvků

Železobetonové prutové prvky obdélníkového průřezu mohou být hromadně posuzovány na kombinaci vnitřních sil normálová síla + dva ohybové momenty nebo na kombinaci normálová síla a obě posouvající síly. Kromě geometrie průřezu a navrhovaného betonu jsou u těchto prvků vloženy i informace o podélné a příčné

výztuži. Podle metodiky ČSN EN 1992-1-1:2006 jsou stanoveny interakční diagramy $N \times M_y$ a $N \times M_z$. Tyto informace jsou vykresleny ve vstupních údajích. Pro příslušnou normálovou sílu je stanoven průvodič z bodu $[0, 0, 0]$ bodem $[N, M_y, M_z]$ a je vyšetřován jeho průsečík s plochou obalové 3D plochy ve vztahu k vnitřním silám. Poměr průvodiče z bodu $[0, 0, 0]$ do bodu $[N, M_y, M_z]$ a z bodu $[0, 0, 0]$ do průsečíku s interakční plochou je vykreslován jako využití příslušné části tyčového prvku. Každý průřez prvku je testován na všechny možné kombinace závislých a nezávislých veličin pro veškeré stavy, které mohou nastat podle symbolických rovnic definujících jednotlivé kombinace podle ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6.9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Využití průřezu je vykreslováno ve výstupech ze statického výpočtu, hodnota 1,00 odpovídá 100% využití. Ve výpočtu je zahrnut vzpěr.

Fyzikální vlastnosti: Interakční diagram [–]



Obrázek 10 Grafický výstup průřezu prutu

Výpočtové algoritmy jsou stejné, jaké jsou použity v programech FINE.

Numerické hodnoty je možno exportovat z výpočtu do souboru *definice_kombinace.cvs*. Ty je možno načíst např. do procesoru Excel ve formátu:

cmp = číslo makroprvku				Kombinace: „TDSTR_A_00_MSU“			typBodu: 0 – krajní, 1 – vnitřní					jednotky: [kN, kNm]		
cmp	x	y	z	popis	N_x	M_y	M_z	typBodu	N_{x1}	M_{y1}	M_{z1}			
3896	36,44	93,05	-11,3	minNx	-4471,3	40,0	14,0	0	-3314,7	37,3	10,9			
3896	36,44	93,05	-11,3	maxNx	-2706,4	-13,7	-0,5	0	-2377,3	35,1	7,9			
3896	36,44	93,05	-11,3	minMy	-3203,6	-54,2	-2,1	0	-2708,7	8,1	6,8			
3896	36,44	93,05	-11,3	maxMy	-3953,1	103,9	19,6	0	-2983,3	64,3	12,0			
3896	36,44	93,05	-11,3	minMz	-3245,2	-50,4	-2,3	0	-2748,4	11,7	6,6			
3896	36,44	93,05	-11,3	maxMz	-3911,5	100,1	19,8	0	-2943,6	60,7	12,2			

V řádcích je uvedeno číslo makroprvku; tři souřadnice průřezu; nezávislá vnitřní síla; na ní závislé zbývající vnitřní síly v návrhových hodnotách; typ průřezu (koncový nebo vnitřní průřez); tytéž vnitřní síly v charakteristických hodnotách. Každý konečný prvek prutu je posuzován ve dvou krajních a pěti vnitřních bodech (prvek je rozdělen na šestiny). Tento zápis slouží pouze jako opis vstupních hodnot do posouzení.

Soubor *.cvs je možno načíst i do excelovského souboru, který provede stejné hromadné posouzení v numerických hodnotách. Je zde opis vstupních údajů průřezu a výpočet bodů interakčního diagramu s přihlédnutím k vlivu vzpěru. Dále následují posudky pro všechny stavy a průřezy uvedené výše.

12.3 Programy FINE – geotechnické programy GEO 5

Pro potřeby posouzení hlubinných základů objektu byl použit program GEO5 – Pilota (32 bit), v. 2022.23. Pro výpočet bylo dále uvažováno následující.

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	Česká republika
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0,67$

Piloty

Metodika posouzení :	mezni stavy
Výpočet pro odvodněné podmínky :	ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka :	nelineární (Masopust)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Součinitele určit podle Komentáře k ČSN 73 1002	

Profil zeminy, stejně jako typ zemin, geometrie, materiál – to vše je jednoznačně uvedené v příloze statického výpočtu č. 6 – Posouzení pilot. V posudku je použit beton C20/25 a pro tuto třídu betonu navržené piloty vyhoví jak požadavkům 1.MS (MSÚ), tak také 2.MS (MSP). Z požadavků geologa, na základě zjištěné mírné agresivity prostředí, vyplývá, že základová konstrukce má být min. třídy betonu C30/37-XA1

12.3.1 Charakteristika programu

GEO5 je soubor programů pro geotechnické výpočty, které jsou založené jak na analytických postupech, tak i na metodě konečných prvků. Programy mají stejné uživatelské rozhraní a vzájemně spolu komunikují. Každý ze samostatných programů řeší určitou geotechnickou úlohu.

GEO5 podporuje obecné posouzení pomocí Stupně bezpečnosti, obecné posouzení podle teorie Mezních stavů, posouzení podle Eurokódů EN 1997, včetně Národních příloh, posouzení podle LRFD 2003, LRFD 2012 a posouzení podle národních norem (SNIP – Rusko, GB – Čína).

Dimenzování betonových konstrukcí je prováděno podle souboru norem ČSN EN 1992.

12.3.2 Návrhové přístupy

Prvním důležitým krokem při výpočtu podle Eurokódu je volba návrhového přístupu. Všechny návrhové přístupy počítají se součiniteli redukcí zatížení (F – force). Tyto součinitele přenásobují veškeré síly vstupující do výpočtu.

Návrhový přístup 1 dále zavádí redukci parametrů zemin (M – materiál). Tento přístup vyžaduje provést výpočet dvakrát pro dvě návrhové situace (redukuje se buď F , nebo M) a je nutné vybrat nejhorší variantu.

Návrhový přístup 2 zavádí redukci parametrů odporu (R – resistance), která snižuje výsledné vzdorující síly (síly vzdorující, moment na překlopení ...).

Návrhový přístup 3 redukuje parametry zemin (M) a zatížení (F) současně. Rozlišuje zatížení konstrukce (STR) a geotechnické (GEO), které mají různé součinitele.

12.3.3 Součinitelé výpočtu

Programy umožňují zvolit, resp. zadat dílčí součinitele výpočtu pro zvolený návrhový přístup. Program obsahuje standardní součinitele podle EN a součinitele podle zpracovaných Národních příloh – všechny součinitele je ale možné také měnit. Dílčí součinitelé výpočtu také mohou být různé pro jednotlivé návrhové situace.

12.3.4 Návrhové situace

Program zavádí návrhové situace ve smyslu EN 1990 – trvalou, dočasnou, mimořádnou a seismickou. Návrhová situace se volí vždy pro fázi budování konstrukce. Návrhová situace určuje, která sada dílčích součinitelů bude použita pro výpočet.

12.3.5 Výpočty základů

V programech se dílčími součiniteli zatížení přenásobuje vlastní tíha konstrukce, resp. tíha zeminy nad patkou. Zadávané návrhové zatížení tedy musí být stanoveno v souladu s EN 1990 a EN 1991. U návrhového přístupu 1 se počítá každý zatěžovací stav zvlášť s příslušnými dílčími součiniteli podle zadaného typu výpočtové kombinace.

12.3.6 Výpočty zemních tlaků

Programy počítající s celkovým zemním tlakem, přenásobují dílčím součinitelem jednotlivé složky tlaku působící na konstrukci. Základním předpokladem výpočtu je, že aktivní tlak působí jako nepříznivé zatížení, pasivní tlak pak jako zatížení působící příznivě. Jednotlivé obrazce tlaku jsou tedy přenásobeny příslušným dílčím součinitelem zatížení.

12.3.7 Použití programu

Systém programů GEO5 je používán pro řešení geotechnických úloh či výpočet zemních tlaků pro následné použití v programech RENEX.

12.4 Programy FINE EC

12.4.1 Charakteristika programu

Programový systém FINE je soubor programů určených pro statické a dynamické výpočty rovinných či prostorových prutových konstrukcí a jejich dimenzování. Řada programů řeší problémy analyticky, část metodou konečných prvků. Veškeré posudky jsou prováděny v souladu s platnými ČSN EN.

13 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

13.1 Kombinace podle metodiky EN 1990:2004

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v trvalých a dočasných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.4 a 2.5:

Složené závorky „{}“ představují výběrovou množinu, z níž je do kombinace vybírán vždy nejvíce nepříznivý účinek požadované veličiny.

- a) EQU – ztráta statické rovnováhy konstrukce – tab. A1.2(A)(CZ)
$$1,1G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10})$$
$$0,9 G_{k,j,inf} + \{1,51; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$
- b) STR – porucha, o níž rozhoduje pevnost konstrukčního materiálu – tab. A1.2(B)(CZ)-1 (bez geotechnických zatížení)
$$1,35G_{k,j,sup} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10a})$$
$$1,00G_{k,j,inf} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$
$$1,15G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10b})$$
$$1,00G_{k,j,inf} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$
- c) GEO – porucha, o níž rozhoduje odolnost základové půdy - tab. A1.2(B)(CZ), A1.2(C)(CZ) (obsahuje geotechnická zatížení)

$$\begin{aligned}
 &1,00G_{k,j,sup/inf} + \{1,3Q_{k,1}; 0\} + \{1,3\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} && \text{(výraz 6.10)} \\
 &1,35G_{k,j,sup} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} && \text{(výraz 6.10a)} \\
 &1,00G_{k,j,inf} + \{1,5\psi_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \\
 &1,15G_{k,j,sup} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\} && \text{(výraz 6.10b)} \\
 &1,00G_{k,j,inf} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}; 0\}
 \end{aligned}$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v seizmických návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$G_{k,j,sup/inf} + \{\gamma_I A_{Ek}; A_{Ed}\} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad \text{(výraz 6.12a/b)}$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v mimořádných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + A_d + \{\psi_{1,1}; \psi_{2,1}\}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad \text{(výraz 6.11a/b)}$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1990 čl.A1.4, tabulka A1.4:

a) Charakteristická

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + Q_{k,1} + \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad \text{(výraz 6.14)}$$

b) Častá

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad \text{(výraz 6.15)}$$

c) Kvazistálá

$$\{G_{k,j,sup}; G_{k,j,inf}\} + \psi_{2,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad \text{(výraz 6.16)}$$

Zatížení je ve smyslu ČSN EN podle proměnnosti v čase klasifikováno takto:

G	stálá zatížení
S	geotechnicky stálá
P	zatížení od předpětí (stálá)
Q	proměnná zatížení
A	mimořádná zatížení
$G_{k,j,sup}$	horní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (95% kvantil)
$G_{k,j,inf}$	dolní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (5% kvantil)
$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota i-tého proměnného zatížení
ψ_0	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
ψ_1	součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
ψ_2	součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Zatížení		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorie A	obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B	kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C	shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D	obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E	skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F	dopravní plochy; tíha vozidla ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6

Kategorie G	dopravní plochy tíha vozidla ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H	střechy	0,7	0,2	0,0
Zatížení sněhem	stavby umístění $H > 1000$ m n. m.	0,7	0,5	0,2
Zatížení sněhem	stavby umístění $H \leq 1000$ m n. m.	0,5	0,2	0,0
Zatížení větrem		0,6	0,2	0,0
Zatížení teplotou (ne od požáru)		0,6	0,5	0,0

13.2 Zatížení příčkami

Plošné zatížení je připočteno k hodnotě užitého zatížení uvedeného v Tabulce 6.2, resp. Tab. 6.2(CZ). Takže toto sečtené užité zatížení je společně redukováno podle Tab. A1.4 normy ČSN EN 1990. Příčky jsou zadávány podle ČSN EN 1991-1-1 6.3.1.2 (9) polohou a směrem, jinými slovy liniovým zatížením. Zatížení je uvažováno jako zatížení stálé.

Shora uvedené platí pro mezní stavy únosnosti, tedy rovnice EQU, STR a GEO (rovněž tak seismické a mimořádné návrhové kombinace).

Pro posouzení konstrukce podle mezních stavů použitelnosti je zatížení příčkami zadáno vždy jako zatížení stálé. Jedná se o rovnice pro charakteristickou, častou a kvazistálou návrhovou situaci.

13.3 Názvy zatěžovacích stavů a kombinací v programu RENEX 3D

Názvy zatěžovacích stavů jsou programem generovány s prefixem, který charakterizuje způsob automatického nakládání s příslušným zatěžovacím stavem v rámci symbolických rovnic podle ČSN EN.

Název zatěžovacího stavu má formát: ABBC_jméno

A	typ zatížení podle EC (G – stálá zatížení, S – geotechnická stálá, P – zatížení od předpětí (stálá), Q – proměnná zatížení, A – mimořádná zatížení)
BB	pořadové číslo v typu zatížení A
C	kategorie proměnných zatížení podle výše uvedené tabulky
_	oddělovací znak
Jméno	uživatelé definovaný název zatěžovacího stavu

Kombinace jsou generovány automaticky podle uživatelem zvolené symbolické rovnice. Název kombinace má opět automaticky generovaný prefix, který umožňuje kontrolu, o jaký typ symbolické rovnice se jedná.

Název kombinace má formát: AABBB_C_jméno

AA	typ kombinace (pro MSÚ jsou to: TD – trvalá a dočasná, MI – mimořádná, SE – seismická; pro MSP jsou to: CH – charakteristická, CA – častá, KV – kvazistálá)
BBB	typ porušení dle 6.4.1 jen pro MSÚ (EQU – ztráta stability, STR – porucha, kde rozhoduje pevnost materiálů, GEO – porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, FAT – není předmětem této normy, zadává se uživatelsky – viz následující odstavec)
_C	postup výpočtu, používá se pouze při výpočtech pro MSÚ. U rovnic typu EQU se postupuje vždy podle tab. A1.2(A)(CZ), u kombinací typu STR_1 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a a u STR_2 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10b, u kombinací typu GEO_1 podle tab. A1.2(C)(CZ), GEO_2 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a, GEO_3 podle tab. A1.2(B)(CZ) výraz 6.10b, GEO_4 podle tab. A1.2(C)(CZ)+ A1.2(B)(CZ) výraz 6.10a. Hodnoty příslušných součinitelů γ jsou uvedeny v následující tabulce. Kombinace typu MI_1 a MI_2 se liší použitím součinitelem ψ_1 nebo podle tab. A1.3(CZ) výraz 6.11a/b

U kombinací pro MSP jsou použity znaky __.

— oddělovací znak
Jméno uživatelem definovaný název zatěžovacího stavu

	$\gamma_G -$	$\gamma_G +$	$\gamma_S -$	$\gamma_S +$	γ_Q	γ_P	γ_A
TDEQU__	1,100	0,900	1,100	0,900	1,050	1,200	-
TDSTR_1	1,350	1,000	1,350	1,000	1,500	1,200	-
TDSTR_2	1,148	1,000	1,148	1,000	1,500	1,200	-
TDGEO_1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,300	1,100	-
TDGEO_2	1,350	1,000	1,350	1,000	1,500	1,200	-
TDGEO_3	1,148	1,000	1,148	1,000	1,000	1,000	-
TDGEO_4	1,350	1,000	1,000	1,000	1,5/1,3	1,000	-

Poznámka: symbol – značí nepříznivý účinek daného zatížení, + příznivý. Hodnota 1,148 je součinem 1,35*0,85.

13.4 Uživatelem definované kombinace

Uživatelem definované kombinace mohou definovat kombinace libovolných zatěžovacích stavů a/nebo již dříve definovaných kombinací. Názvy zatěžovacích stavů

Kombinace jsou v opisu vstupních dat vypisovány v následujícím formátu (ilustrační příklad):

Výpis zatěžovacích stavů

U__STALE1
U__STALE2
U__STALE3
U__STALE3
U__UZITNE1
U__UZITNE2
U__UZITNE3
U__UZITNE4
U__UZITNE5
U__UZITNE6

Výpis kombinací

Kombinace: KOMB 1

Zatěžovací stav	Součinitel	Typ	Skupina
G00 VLASTNÍ TÍHA	1,35	stálé	
U__STALE1	1,35	stálé	
U__STALE2	1,35	stálé	
U__STALE3	1,35	stálé	
U__STALE3	1,35	stálé	
U__UZITNE1	1,50	nahodilé	SKUPINA 1
U__UZITNE2	1,50	nahodilé	SKUPINA 1
U__UZITNE3	1,50	nahodilé	SKUPINA 2
U__UZITNE4	1,50	nahodilé	SKUPINA 2
U__UZITNE5	1,50	nahodilé	
U__UZITNE6	1,50	nahodilé	

Poznámka: V příkladu je použit u zatěžovacích stavů prefix U__ - tedy uživatelsky kombinovaný zatěžovací stav. Ten není zpracováván předpisy podle předchozího odstavce. I tyto zatěžovací stavy mohou být označeny podle předchozího odstavce – zvyšuje to přehlednost.

Ve výpisu popsaná kombinace znamená:

Stavy označené jako stálé zatížení vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem.

Stavy označené jako nahodilé zatížení a nezařazené do skupiny vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem každý samostatně podle toho, zda působí nepříznivě pro definovanou veličinu – vnitřní sílu, deformaci atd.

Stavy označené jako nahodilé zatížení a zařazené do skupiny vstupují do kombinace vynásobené uvedeným součinitelem pouze tehdy, působí-li nejnepříznivěji pro definovanou veličinu – vnitřní sílu, deformaci atd. ze všech stavů ve stejné skupině. Do výsledků jde tedy maximálně jeden zatěžovací stav z definované skupiny.

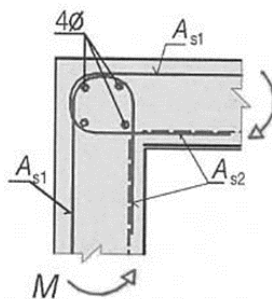
Symbolickou rovnicí lze tuto kombinaci zapsat následujícím způsobem:

$$\sum_1^3 1,3 * U_STALE_i + 1,5 * \{U_UZITNE1; U_UZITNE2 ; 0\} + 1,5 * \{U_UZITNE3; U_UZITNE4; 0\} + 1,5 * \{U_UZITNE5 ; 0\} + 1,5 * \{U_UZITNE6; 0\}$$

Poznámka: V příkladu je použit u zatěžovacích stavů prefix U_____ - tedy uživatelsky kombinovaný zatěžovací stav. Ten není zpracováván předpisy podle předchozího odstavce. I tyto zatěžovací stavy mohou být označeny podle předchozího odstavce – zvyšuje to přehlednost.

14 Vyztužení styku železobetonová stěna deska

Rámové rohy monolitických železobetonových konstrukcí jsou vyztuženy v souladu s doporučeným postupem podle normy ČSN EN 1992-1-1 vycházejícím z nelineárních analýz, praktických zkušeností a závěru experimentů. Jak vlastních, tak s odkazem na příspěvek v odborném časopise BETON 5/2010 v sekci Věda a výzkum od autorů Ing. Jiřího Šmejkal, CSc. a prof. Ing. Jaroslava Procházky, CSc. na stranách 66-73, viz [20].



Obrázek 11 Vyztužení rámového rohu

Vyztužení podle [Obrázek 11] je vhodné pro napojení stropní desky na železobetonovou stěnu. Spojení je vhodné pro stupeň vyztužení podélnou výztuží $\rho_l \leq 0,4 \%$ s průměrem podélné výztuže $\Phi_l \leq d/20$, kde d je účinná výška průřezu desky.

15 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 (mezní stavy únosnosti), tak provozuschopnosti (mezní 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 80 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.

16 Smršťování betonových konstrukcí

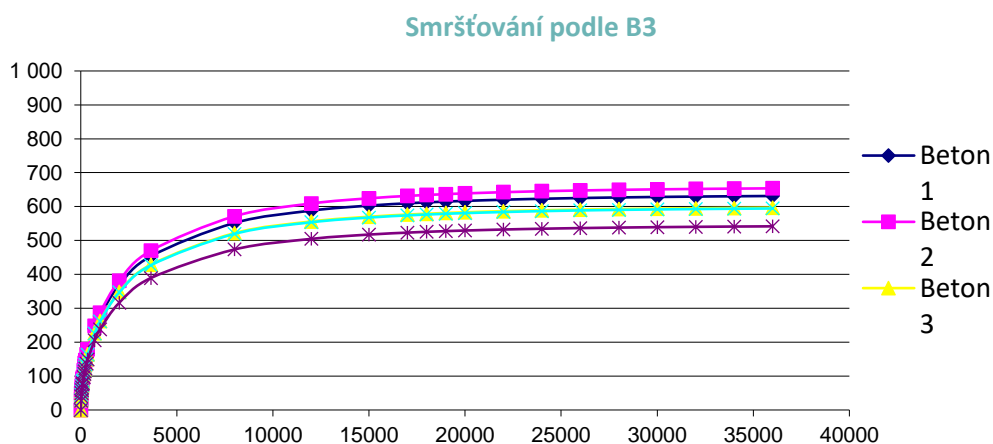
16.1 Obecně

Betonové konstrukce jsou obecně namáhány mj. též účinky smršťování. Smršťování je přirozenou vlastností betonu a u konstrukcí, které nejsou uloženy ve vodě, je nutno s nimi počítat. Protože konstrukce v suterénní části budovy je navržena bez dilatací, bylo nutno účinkům vázaného smršťování patřičnou pozornost.

16.2 Model výpočtu smršťování a reálné hodnoty

Protože rozměry zejména základové desky jsou neobvyklé, byly provedeny konzultace s technologi TBG Metrostav (Ing. Mazurová a Ing. Coufal) ohledně použití vhodného betonu. Technologové TBG MTS vyvinuli betonovou směs s obchodním názvem Permacrete [15] určené primárně pro ostění podzemních staveb. Tento beton se vyznačuje mj. nízkým hydratačním teplem, nízkým smrštěním a použitím PP vláken pro zmírnění rizika vzniku trhlin v plastickém stavu. Je důležité, že byly laboratorně měřeny hodnoty smršťování.

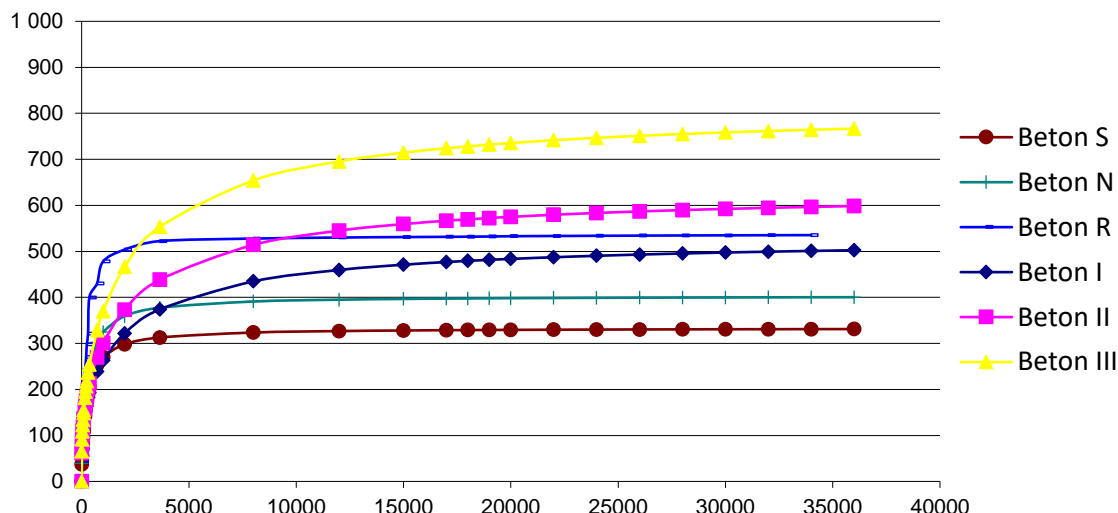
Na základě těchto informací byl proveden srovnávací výpočet hodnoty smršťování podle ČSN EN 1992-1-1. Protože hodnoty smrštění podle této normy dosahují výrazně nižších hodnot, byl po další konzultaci s technologi TBG MTS A ZAPA (běžné betony dosahují parametrů smrštění min o 35% vyšší) proveden výpočet podle metodiky B3 a metodiky uvedené v Model Code 2010, First complete Draft. Tyto výpočty již dávají výrazně reálnější hodnoty, proto bylo nadále postupováno podle posledně uvedeného.



Obrázek 12

Smrštění betonu C30/37 různých receptur podle modelu B3

Smršťování podle EC2 a MC2010



Obrázek 13 Smršťování betonu C30/37 různých receptur podle modelu ČSN EN 1992-1-1 a Model Code 2010

16.3 Smršťování vs. dotvarování

Smršťování betonu vyvoluje v konstrukci napjatost, je-li bráněno jejímu volnému přetvoření. Smršťování ale působí dlouhodobě a vyvolaná napjatost způsobuje dotvarování betonu. Závislosti smršťování a dotvarování jsou afinní. Podle [13] je tedy výsledná napjatost vyvolaná smršťováním s přihlédnutím k dotvarování redukována na $(1 - \exp(-p))/p$ násobek hodnoty, která by se projevila, kdyby se smršťování projevilo náhle v plné hodnotě. Přičemž p je součinitel dotvarování.

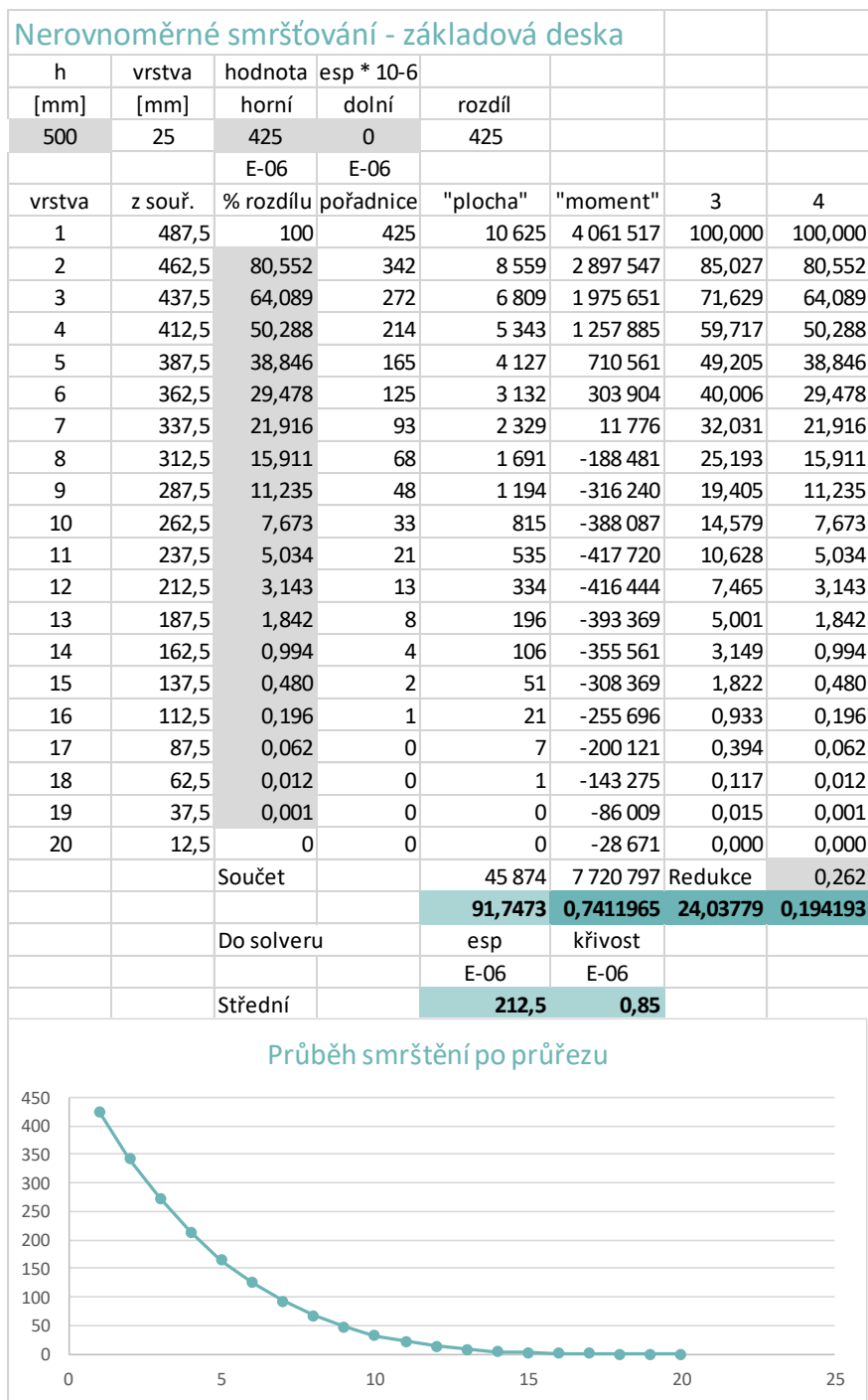
Vstupy:											
Beton:		Čas:									
f_{ctd}	h_s	zatížení	Doba RH								
[MPa]	[m]	t_0 [dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]		
2,896	0,500	28	300	300	300	300	300	300	30000		
f_{cm}	povrchů	analýzy t	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	RH	
10,896	2	36500	80	60	60	60	60	60	60	60,190	
Relativní vlhkost vzduchu mezi 40 a 100%											
Cement	a	Doba ohřátí									
[]	[]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	[dny]	$T(D_t)$	Vliv teploty:	
N	0	1	20	20	20	20	20	20			
t_{OT}		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	D_t	t_r	
[dny]		0	0	0	0	0	0	0		[dny]	
28		0	0	0	0	0	0	0		0	
Dílčí součinitelé:										Napětí:	
a_1	a_2	a_3	b_H	$b_c(t, t_0)$	$b(t_0)$	$b(f_{cm})$	j_{RH}	s_e/f_{ck}	s_e	h_0	
2,263	1,263	1,792	378,6	0,997	0,4884	5,090	1,502	0,47	[MPa]	500	
										1,352	
Součinitelé dotvarování:					Mladý beton v době zatížení:					f_{cm}	Redukce
j_0	$j(t, t_0)$			$b(f_{cm})$	s	$b_{cc}(t)$	$f_{cm}(t_0)$	$f_{ck}(t_0)$			smršťování
3,733	3,721			5,090	0,25	1,000	10,896	2,896			0,262

Obrázek 14 Výpočet redukčního součinitele dotvarování vlivem smršťování

Pro beton C30/37 základové desky při předpokládaném průběhu relativní vlhkosti vzduchu je redukční součinitel roven 0,280.

16.4 Nerovnoměrné smršťování konstrukcí ve styku se zeminou

Konstrukce, jako jsou základové desky nebo suterénní obvodové stěny, se nesmršťují rovnoměrně. Na straně v kontaktu se zeminou je smršťování minimální, zejména jeho počátek je výrazně posunut. Vzdušný líc konstrukce je vystaven nejen autogennímu smršťování, ale zejména smršťování vysycháním. Pro výpočet hodnoty středního přetvoření a křivosti byla použita aproximace průběhu smršťování po průřezu parabolou 4° a s numerickou integrací veličin po průřezu.



Obrázek 15 Nerovnoměrné smrštění po výšce průřezu základové desky

17 Komentář ke grafickým výstupům

17.1 Fyzikální vlastnosti

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné vlastnosti. Příslušný rozměr (vlastnost) je uveden v paletě. Betony jsou uvedeny v záhlaví.

H	tloušťka prvku v m
Průřezy	je uveden geometrický tvar průřezu a rozměry v mm

17.2 Zatížení

Barevnými poli jsou zobrazeny příslušné intenzity zatížení pro dané oblasti nebo prvky v závislosti na zatěžovacích stavech. Pro každý zatěžovací stav je uvedeno samostatné schéma. Místa, kde se zatížení v daném zatěžovacím stavu nevyskytuje, jsou ponechána bez barevného označení. Velikost zatížení je uvedena v paletě v kN/m^2 , kN/m případně kN .

17.3 Výstupy – mezní stavy únosnosti (MSÚ)

Výsledky jsou generovány lineárními výpočty.

Deformace UzG	svislá deformace v globálním souřadném systému (osa Zg směřuje dolů), údaje v mm
Kontaktní napětí	svislé normálové napětí v základové spáře pod deskou, údaje v MPa
Horní vnější	staticky nutná plocha výztuže u horního líce desky ve směru číselných os, blíž k povrchu
Dolní vnější	staticky nutná plocha výztuže u dolního líce desky ve směru číselných os, blíž k povrchu
Horní střední	staticky nutná plocha výztuže u dolního líce desky ve směru písmenných os

Staticky nutná výztuž je vypočtena v závislosti na příslušném dimenzovacím momentu a analogicky určené dimenzovací normálové síle (má význam třeba při uvažování vlivu smršťování). Tato průřezová plochy výztuže zajišťuje, že průřez vyhoví z hlediska MSÚ na danou kombinaci zatížení.

V levé dolní části je vypsána kombinace zatížení včetně součinitelů zatížení a typu, pro kterou jsou výsledky publikovány.

17.4 Výstupy – mezní stavy použitelnosti

Výsledky jsou generovány nelineárními výpočty.

Deformace UzG	svislá deformace v globálním souřadném systému (osa Zg směřuje dolů), údaje v mm. Oproti hodnotě z lineárního výpočtu jsou zde zohledněny nelineární pracovní diagramy betou v tahu a tlaku a výztuže a také vznik a rozvoj trhlin v betonu
Šířka trhliny horní (z napětí ve výztuži v trhlíně)	výpočtová šířka trhliny v betonu při horním líci desky vypočtená z namáhání ohybové výztuže v trhlíně, směr zobrazení koresponduje se směrem vzniklé trhliny
Šířka trhliny dolní (z napětí ve výztuži v trhlíně)	výpočtová šířka trhliny v betonu při dolním líci desky vypočtená z namáhání ohybové výztuže v trhlíně, směr zobrazení koresponduje se směrem vzniklé trhliny

Poznámka: Podrobný statický výpočet byl proveden na uvedený výrobek a systém za použití software výrobce. Zhotovitel může použít obdobný výrobek, ale v tom případě je nutné provést nové podrobné posouzení nejen zaměřeného výrobku, ale celého systému. Záměnu doporučujeme konzultovat se statikem.

18 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.

V Praze dne 15.02.2022

Ing. Miloslav Smutek, Ph.D.

Autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku

ČKAIT 0003778

Seznam příloh

Příloha č. 1 – ZATIZENI OD KRYCICH VRSTEV KONSTRUKCI

Příloha č. 2 – ZATIZENI SNEHEM

Příloha č. 3 – ZATIZENI VETREM

Příloha č. 4a – F6-RENEX3D_VYPOCETNI MODEL-CELEK

Příloha č. 4b – F6-RENEX3D_VYPOCETNI MODEL*KRCEK

Příloha č. 5 – FIN_KRATKA KONZOLA SLOUPU 2NP

Příloha č. 6 – GEO_POSOUZENI PILOT

Příloha č. 7 – SCIA_ATIKA

Příloha č. 8 – SCIA_MARKYZA

Příloha č. 9 – SCIA_VZT RAMY

Příloha č. 10 – SCIA_PROTIHLUKOVA STENA

Příloha č. 11 – SCIA_BUDNIK

Příloha č. 12 – SCIA_VYMENY PRO ROSTY

Příloha č. 13 – SCIA_MOSTEK

Příloha č. 14 – SCIA_SVETLIK

Tento dokument obsahuje autorské dílo. Autorská práva k dílu vykonává společnost RECOC, spol. s r.o. Jakékoliv užití, změna nebo jiný zásah do díla nebo poskytnutí oprávnění k výkonu práva dílo užít v jiném rozsahu, než stanoví výslovný souhlas/licenční smlouva, je v rozporu s autorským zákonem.



www.recoc.cz

statická kancelář & Autodesk developer

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

tel.: +420 251 624 661
IČO: 43001084
DIČ: CZ43001084

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