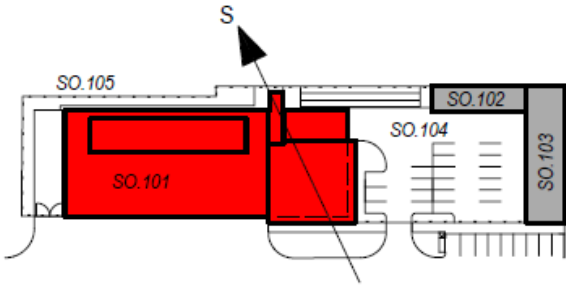





Orientační schema: 		Razítko oprávněné osoby: Podpis: _____ Datum: _____		
Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:	
Stavebník/ investor:	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1- Nové Město			
Zástupce investora:	Stavební správa západ Sokolovská 1955/278, 190 00, Praha			
Generální projektant stavby:	ARTECH spol. s r.o. Václavské náměstí 819/43, 110 00 Praha 1, IČ: 25024671 Adresa pro doručování : Žižkova 152, 436 01 Litvínov E-mail: artech@artech.cz , tel. 476 111 782			
vypracoval (projektant):	autorizoval (zodpovědný projektant):	řízení projektu (hlavní projektant):	číslo vyhotovení:	
Ing. Jan Henzl	Ing. Jan Henzl	Ing. Jaroslav Henzl		
				
kraj: Středočeský	obec: Nymburk	k.ú.: Nymburk		
Areál HZS Nymburk D1.01 SO.101 - HLAVNÍ OBJEKT- STANICE HZS D1.01.2 STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STATICKÝ VÝPOČET			stupeň PD:	PDPS
			Datum	06/2021
			počet stran	88
			zakázka	2154
			číslo (ozn.) dokumentu:	02.

OBSAH

1	SOUHRNNÁ ČÁST	5
1.1	Úvod	5
1.2	Popis konstrukce	5
1.2.1	Založení objektu	5
1.2.2	Nosná konstrukce objektu	5
1.3	Předpoklady a cíle výpočtu	7
1.4	Použité normy	7
1.5	Podklady pro zpracování statického výpočtu	7
1.6	Použitý software	7
1.7	Materiálové charakteristiky	8
1.8	Rozbor zatížení	9
1.8.1	G - Stálá zatížení	9
1.8.2	Q – Proměnná zatížení	16
1.8.3	A – Mimořádná zatížení	23
1.9	Kombinace zatížení	23
1.9.1	Mezní stav únosnosti (MSÚ)	23
1.9.2	Mezní stav použitelnosti (MSP)	23
2	ŽELEZOBETONOVÝ SKELET	24
2.1	Model	24
2.2	Zatížení	26
2.3	Kombinace zatěžovacích stavů	26
2.4	Panely	26
2.4.1	Návrh a posouzení panelů	26
2.5	Průvlaky A	27
2.5.1	Návrh a posouzení průvlaků	27
2.5.2	Shrnutí	28
2.6	Trámy B	28
2.6.1	Návrh a posouzení trámů	29
2.6.2	Shrnutí	29
2.7	Ztužidla C	29
2.7.1	Návrh a posouzení MSÚ	30
2.7.2	Shrnutí	30
2.8	Vazníky D	31
2.8.1	Návrh a posouzení vazníků	31
2.8.2	Shrnutí	31
2.9	Sloupy S	32

2.9.1	Návrh a posouzení sloupů	32
2.9.2	Shrnutí	32
2.10	Stěnové dílce	32
2.11	Schodiště	33
2.12	Piloty, hlavice pilot, kalichy E01, E02	33
2.12.1	Schéma vrtu	34
2.12.2	Geologická dokumentace vrtu J1	35
2.12.3	Parametry zemin a hornin	36
2.12.4	Návrh a posouzení pilot	36
2.12.5	Hlavice pilot	51
2.12.6	Kalichy E01, E02	51
2.12.7	Kalich E03 – základový pas	51
2.13	Základová deska betonové věže	57
2.13.1	Návrh a posouzení základové desky betonové věže	57
2.14	Základová deska schodišťové šachty	65
2.14.1	Návrh a posouzení základové desky schodišťové šachty	65
3	OCELOVÁ NÁSTAVBA	71
3.1	Model a předpoklady výpočtu	71
3.2	Střešní plášť	71
3.2.1	Zatížení	72
3.2.2	Návrh a posouzení	72
3.2.3	Shrnutí	72
3.3	Příčná vazba	72
3.3.1	Zatížení	72
3.3.2	Návrh a posouzení	73
3.4	Podélné svislé ztužení	73
3.4.1	Zatížení	73
3.4.2	Shrnutí	74
3.5	Kotvení ocelové nástavby	74
3.5.1	Zatížení	74
3.5.2	Kotvení K1 - trám	74
3.5.3	Kotvení K1.1 - trám	74
3.5.4	Kotvení K2 - průvlak (mezi řadou D a E)	74
3.5.5	Kotvení K3 - průvlak (nad sloupem)	74
3.5.6	Kotvení K3.1 - průvlak (nad sloupem)	75
3.5.7	Kotvení K4	75
3.5.8	Kotvení K5	75
3.6	Detaily ocelové nástavby	75
3.6.1	Montážní spoj příčle	75
3.6.2	Návrh a posouzení přípoje	75
4	OCELOVÁ VĚŽ	75
4.1	Model a předpoklady výpočtu	76
4.2	Střešní plášť	76

4.2.1	Zatížení	76
4.2.2	Návrh a posouzení.....	76
4.2.3	Shrnutí.....	76
4.3	Ztužení konstrukce	77
4.3.1	Svislá ztužidla	77
4.3.2	Vodorovná ztužidla	78
4.3.3	Shrnutí.....	79
4.4	Podlaha – pororošty.....	79
4.4.1	Zatížení	79
4.5	Fasádní nosník – paždík	79
4.5.1	Zatížení	79
4.5.2	Návrh a posouzení.....	79
4.6	Stropní a střešní nosníky	79
4.6.1	Zatížení	80
4.6.2	Návrh a posouzení.....	80
4.7	Sloup věže	80
4.7.1	Návrh a posouzení.....	81
4.8	Kotvení ocelové věže	83
4.8.1	Zatížení	83
4.8.2	Kotvení K1 – patka na pilotě	83
4.8.3	Kotvení K2 - základ	83
4.8.4	Kotvení K3 - do betonové věže.....	83
4.8.5	Kotvení K4 – fasádní sloupek	83
5	PŘÍLOHY	84
5.1	Schéma umístění TZB	84
5.2	Použité návrhové tabulky konkrétních dodavatelů	84

1 SOUHRNNÁ ČÁST

1.1 Úvod

Statický výpočet navazuje na předběžný výpočet provedený v předchozím stupni projektové dokumentace DÚR+DSP. Statický výpočet je proveden v rozsahu splňující podmínky přílohy č. 13 k vyhlášce č. 499/2006 Sb. (Rozsah a obsah projektové dokumentace pro provádění stavby).

1.2 Popis konstrukce

1.2.1 Založení objektu

V rámci stupně projektové dokumentace DÚR+DSP byl proveden inženýrsko-geologický a hydrogeologický průzkum (Zpráva inženýrskogeologického průzkumu pro projekt výstavby hasičské stanice v Nymburce – SG Geotechnika, a.s., únor 2021). V místě budoucího stavebního objektu byly provedeny dva vrty (vrt J1 a J2). Ze závěrů IGP vyplývají následující závěry pro založení objektu:

„Na základě výsledků provedených prací hodnotíme základové poměry pro připravovanou stavbu jako jednoduché. Jednotlivé vrstvy mají relativně konstantní mocnost a subhorizontální průběh. Založení budov je uvažováno jako hlubinné na vrtaných pilotách. Základovou spáru výkopů očekáváme v úrovni cca 1,2 m p.t. (tj. 186,6 – 186,7 m n. m.) v prostředí navážek (GT1-An) a částečně také v prostředí zcela až silně zvětralých křídových slínovců (GT2-KSe). Z této úrovně mají být realizovány piloty do podloží. Piloty doporučujeme vetknout do prostředí navětralých křídových slínovců (GT4-KS_{nv}), které poskytují dostatečně únosnou základovou půdu pro běžné typy staveb. Jejich povrch byl provedenými vrty zastižen v hloubce 3,2 – 4,2 m pod terénem, což představuje kótu 184,5 – 183,6 m n.m.“

Ze závěrů IGP, a na základě statického výpočtu založení, vychází minimální délka pilot 4.5 m s minimální délkou vetknutí do prostředí GT4-KS_{nv} 1.5 m. Ve výpočtu bylo uvažováno s geologickým profilem odpovídajícím vrtu J1. Piloty budou vrtány z úrovně -1.25 m od původního terénu. Piloty budou vrtány pod ochranou pažnice. Ve výpočtu bylo uvažováno s použitím spojitelné pažnice průměru 880 mm. Piloty budou vrtané železobetonové uvažovaného průměru 880 mm. Pažnice bude během betonáže postupně vysouvána.

Sloupy objektu SO 101 budou založeny hlubinně na pilotách. Betonová věž a sloupy ocelové věže, které budou kotvené do betonové věže, budou založeny na společném plošném základu. Zbývající dva sloupy ocelové věže budou kotveny hlubinně kvůli zachycení tahových reakcí. Konstrukce schodiště mezi sloupy řady 7 -8 bude založena na plošném základě.

1.2.2 Nosná konstrukce objektu

Nosná skeletová konstrukce bude provedena z předpjatých dutinových betonových stropních panelů, ze železobetonových prefabrikátů (průvlaky, vazníky, trámy, ztužidla, sloupy, patky, kalichy, stěny – schodišťové šachty, obvodové a vnitřní stěny, věž pro sušení hadic, základové prahy) a monoliticky dobetonovaných základových desek schodiště a věže pro sušení hadic, základových desek podlah v 1.NP a základů pro výplňové zděné příčky, hlavice pilot a vrtaných pilot.

Objekt je staticky řešen jako jeden dilatační celek. Objekt je rozdělen modulovými osami do rastru systémových os v podélném a příčném směru. V podélném směru je vzdálenost příčných vazeb mezi osami 1-12 konstantní 6.0 m, vykonzolovaná osa 0 má rozteč 1.675 m od osy 1. Příčně lze objekt dělit na dvě modulové části. Mezi osami 4-12 je objekt příčně rozdělen na tři moduly s roztečemi (15 + 2 + 7.25 m), mezi osami 4-1 je objekt rozdělen na 5

modulů s roztečemi (5+5+5+2+7.25 m), mezi osou A a A' je rozteč 1.675 m. Celkový půdorysný rozměr objektu nosné konstrukce bez základů je 68 x 30.7 m

Výšková úroveň objektu ± 0.000 je BpV 187.90 m.

Část objektu mezi osami 4-12

Půdorysný rozměr (dle systémových os) této části objektu je 8 x 6 = **48 m** (délka) a 15+2+7.25 = **24.25 m** (šířka). Výškové úrovně nosné konstrukce jsou následující: (-1.250 základní úroveň dna stavební jámy a vrtání pilot, 0.000 m úroveň podlahy 1.NP včetně konstrukčních vrstev podlahy, +3.750 m úroveň podlahy 2. NP bez konstrukčních vrstev podlahy, +6.650 m úroveň zastřešení nad garážemi bez konstrukčních vrstev střechy, +8.000 m úroveň zastřešení 2. NP bez konstrukčních vrstev střechy, + 11.29 m úroveň zastřešení přístavby s trapézovým plechem bez konstrukčních vrstev střechy). Prostorová tuhost a stabilita konstrukce je zajištěna vetknutými sloupy nebo stěnami, a tuhou vodorovnou nosnou konstrukcí, kterou tvoří systém navzájem propojených průvlaků (v příčném směru) se ztužidly, trámy a panely (v podélném směru). Jednotlivé prvky ztužení budovy jsou vzájemně propojeny spojitou výztuží. Sloupy objektu budou založeny hlubinně na pilotách.

Část objektu mezi osami 4-0

Půdorysný rozměr (dle systémových os) této části objektu je 3 x 6 + 1.675 = **19.675 m** (délka) a 1.675 + 3x5+2+7.25 = **25.925 m** (šířka), včetně vykonzolované části objektu. Výškové úrovně nosné konstrukce jsou následující: (-1.250 základní úroveň dna stavební jámy a vrtání pilot, 0.000 m úroveň podlahy 1.NP včetně konstrukčních vrstev podlahy, +3.750 m úroveň podlahy 2. NP bez konstrukčních vrstev podlahy, +6.150 m úroveň zastřešení nad mycím boxem bez konstrukčních vrstev střechy, +8.000 m úroveň zastřešení 2. NP bez konstrukčních vrstev střechy). Prostorová tuhost a stabilita konstrukce je zajištěna vetknutými sloupy nebo stěnami, a tuhou vodorovnou nosnou konstrukcí, kterou tvoří systém navzájem propojených průvlaků (v příčném směru) se ztužidly, trámy a panely (v podélném směru). Jednotlivé prvky ztužení budovy jsou vzájemně propojeny spojitou výztuží. Sloupy objektu budou založeny hlubinně na pilotách.

Betonová věž

Stěnový objekt založený na plošném základě – základové desce. Půdorysný rozměr monolitického základu je 4x8.75 m, půdorysný obrys prefabrikované betonové věže je 3.2x7.6 m. Výšková úroveň založení betonové věže je -1.65 m, a výšková úroveň střechy věže bez konstrukčních vrstev střechy je +18.000 m.

Schodišťová šachta

Stěnový objekt založený na plošném základě – základové desce. Půdorysný rozměr monolitického základu je 3.7x5.325 m, půdorysný obrys prefabrikované šachty schodiště je 2.9x4.525 m. Výšková úroveň založení betonové věže je -1.65m, a výšková úroveň šachty schodiště je +10.915 m.

Ocelová nástavba

Ocelová nástavba na střeše objektu mezi sloupy řady 4-11 bude provedena z uzavřených válcovaných profilů. Sloupky jackel 150x150 mm, příčle 250x150 mm. Konstrukce se skládá příčně z dvoukloubových rovinných rámců, které budou v podélném směru ztuženy železobetonovým jádrem schodiště, podélným ocelovým ztužením v řadě D mezi sloupy 7-8. Tuhost v rovině střechy je zajištěna trapézovým plechem. Výšková úroveň ocelové konstrukce včetně trapézového plechu je +11.29 m.

Ocelová věž

Sloupy ocelové věže a nosníky budou provedeny z ocelových válcovaných profilů HEB160. Fasádní prvky budou provedeny z ocelových válcovaných profilů UPE160. Konstrukce bude ztužena svislým ocelovým ztužením ve venkovní řadě sloupů a vodorovným ztužením v každém patře věže. Na vnitřní straně bude ocelová věž kotvena v místě vodorovných ztužení jednotlivých pater do betonové věže. Betonová věž a sloupy ocelové věže, které

budou kotvené do betonové věže, budou založeny na společném plošném základu. Zbývající dva sloupy ocelové věže budou kotveny hlubině kvůli zachycení tahových reakcí. Výšková úroveň ocelové věže bez konstrukce zastřešení je +17.850 m.

1.3 Předpoklady a cíle výpočtu

Výpočet plně navazuje a upřesňuje výpočet provedený v předchozím stupni projektové dokumentace DSP. V předchozím předběžném výpočtu byla konstrukce rozdělena do jednotlivých rovinných vazeb. V tomto stupni projektové dokumentace byl vytvořen prostorový model konstrukce, zohledňující vodorovnou tuhost konstrukce v jednotlivých patrech. Předpokladem výpočtu bylo sestavit takový prostorový model, který budou co nejlépe vystihovat skutečné chování konstrukce a její odezvu na veškeré působící uvažované zatížení. Model byl proveden včetně geometrických imperfekcí vystihující excentricitu uložení jednotlivých prvků.

1.4 Použité normy

1. ČSN EN 1990 (730002 / 2004-03, 2007-03) Zásady navrhování konstrukcí
2. ČSN EN 1991-1-1 (730035 / 2004-03) Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
3. ČSN EN 1991-1-3 (730035 / 2005-06, 2006-10) Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
4. ČSN EN 1991-1-4 (730035 / 2007-04) Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
5. ČSN EN 1991-1-5 (730035 / 2005-05) Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
6. ČSN EN 1991-1-6 (730035 / 2006-10) Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
7. ČSN EN 1991-1-7 (730035 / 2007-12) Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
8. ČSN EN 1991-2 (736203 / 2005-07) Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou (včetně změny Z3 736203/ 2012-10)
9. ČSN EN 1992-1-1 (731201 / 2005-04, 2006-11) Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
10. ČSN EN 1993-1-1 (731401 / 2006-12) Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
11. ČSN EN 1994-1-1 (731470 / 2006-08) Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
12. ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla

1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

1. Projektová dokumentace DÚR+DSP (Artech, s.r.o.)
2. Zpráva inženýrskogeologického průzkumu pro projekt výstavby hasičské stanice v Nymburce – SG Geotechnika, a.s., únor 2021).
3. Odborná literatura a webové stránky

1.6 Použitý software

- MS office Word
- MS office Excel
- GstarCad 2018
- Scia Engineer 19

- Geo 5
- IdeaStatica 10, IdeaStatica 20
- Hilti Profis Anchor 2.7.2

1.7 Materiálové charakteristiky

A. konstrukční ocel – S355J2+N, S355J2H

tloušťka materiálu $t \leq 40$ mm

mez kluzu charakteristická		$f_{y,a,k} = 355,0$ MPa
mez kluzu návrhová	– únosnost průřezu - $\gamma_{M0} = 1,00$	$f_{y,a,d} = 355,0$ MPa
	– stabilita prvku - $\gamma_{M1} = 1,00$	$f_{y,a,d} = 355,0$ MPa
	– oslabený průřez v tahu- $\gamma_{M2} = 1,25$	$f_{y,a,d} = 284,0$ MPa
mez pevnosti charakteristická		$f_{u,a,k} = 510,0$ MPa
mez pevnosti návrhová	– únosnost průřezu - $\gamma_{M0} = 1,00$	$f_{u,a,d} = 510,0$ MPa
	– stabilita prvku - $\gamma_{M1} = 1,00$	$f_{u,a,d} = 510,0$ MPa
	– oslabený průřez v tahu- $\gamma_{M2} = 1,25$	$f_{u,a,d} = 408,0$ MPa
modul pružnosti v tahu a tlaku		$E_a = 210\,000$ MPa
modul pružnosti ve smyku		$G_a = 81\,000$ MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)		$\nu_a = 0,30$
součinitel tepelné roztažnosti		$\alpha_a = 0,000012$ C ⁻¹
objemová tíha		$\rho_a = 78,500$ kN/m ³

C. betonářská výztuž – B500B

mez kluzu charakteristická		$f_{y,s,k} = 500,0$ MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_s = 1.15$ – trvalá či dočasná návrhová situace		$f_{y,s,d} = 434,8$ MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_s = 1.00$ – mimořádná návrhová situace		$f_{y,s,d} = 500,0$ MPa
modul pružnosti v tahu a tlaku		$E_s = 200\,000$ MPa
modul pružnosti ve smyku		$G_s = 81\,000$ MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)		$\nu_s = 0,30$
součinitel tepelné roztažnosti		$\alpha_s = 0,000012$ C ⁻¹
objemová tíha		$\rho_s = 78,500$ kN/m ³

D. beton – C25/30 (stupeň vlivu prostředí dle jednotlivých konstrukčních prvků)

pevnost v tlaku charakteristická		$f_{c,k} = 25$ MPa
redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku		$\alpha_{cc} = 1,00$
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.50$		$f_{c,d} = 16,7$
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.20$		$f_{c,d} = 20,8$ MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil		$f_{ctk,0.95} = 3,3$ MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil		$f_{ctk,0.05} = 1,8$ MPa
pevnost v tahu, střední hodnota		$f_{ctm} = 2,6$ MPa
modul pružnosti - krátkodobé zatížení		$E_{cm} = 31\,000$ MPa
součinitel tepelné roztažnosti		$\alpha_c = 0,000012$ C ⁻¹
objemová tíha		$\rho_c = 25,000$ kN/m ³

E. beton – C30/37 (stupeň vlivu prostředí dle jednotlivých konstrukčních prvků)

pevnost v tlaku charakteristická		$f_{c,k} = 30,0$ MPa
redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku		$\alpha_{cc} = 1,00$
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.50$		$f_{c,d} = 20,0$ MPa
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.20$		$f_{c,d} = 25,0$ MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil		$f_{ctk,0.95} = 3,8$ MPa

charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil
pevnost v tahu, střední hodnota
modul pružnosti - krátkodobé zatížení
součinitel tepelné roztažnosti
objemová tíha

$f_{ctk,0.05} = 2,0 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 32\,000 \text{ MPa}$
 $\alpha_c = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
 $\rho_c = 25,000 \text{ kN/m}^3$

F. beton – C45/55 (stupeň vlivu prostředí dle jednotlivých konstrukčních prvků)

pevnost v tlaku charakteristická
redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_c = 1.50$
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_c = 1.20$
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil
pevnost v tahu, střední hodnota
modul pružnosti - krátkodobé zatížení
součinitel tepelné roztažnosti
objemová tíha

$f_{c,k} = 45,0 \text{ MPa}$
 $\alpha_{cc} = 1,00$
 $f_{c,d} = 30,0 \text{ MPa}$
 $f_{c,d} = 37,5 \text{ MPa}$
 $f_{ctk,0.95} = 4,9 \text{ MPa}$
 $f_{ctk,0.05} = 2,7 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 36\,000 \text{ MPa}$
 $\alpha_c = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
 $\rho_c = 25,000 \text{ kN/m}^3$

G. beton – C50/60 (stupeň vlivu prostředí dle jednotlivých konstrukčních prvků)

pevnost v tlaku charakteristická
redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_c = 1.50$
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_c = 1.20$
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil
pevnost v tahu, střední hodnota
modul pružnosti - krátkodobé zatížení
součinitel tepelné roztažnosti
objemová tíha

$f_{c,k} = 50,0 \text{ MPa}$
 $\alpha_{cc} = 1,00$
 $f_{c,d} = 33,3 \text{ MPa}$
 $f_{c,d} = 41,7 \text{ MPa}$
 $f_{ctk,0.95} = 5,3 \text{ MPa}$
 $f_{ctk,0.05} = 2,9 \text{ MPa}$
 $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$
 $E_{cm} = 37\,000 \text{ MPa}$
 $\alpha_c = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
 $\rho_c = 25,000 \text{ kN/m}^3$

1.8 Rozbor zatížení

1.8.1 G - Stálá zatížení

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek
základní kombinace – příznivý účinek
redukční součinitel

$\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\xi = 0.85$

LC 01 – VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

- zatížení generováno výpočetním programem.

LC 02 – VLASTNÍ TÍHA PANELŮ

charakteristická hodnota zatížení uvažovaných panelů:

SPIROLL H=250 mm (strop)
SPIROLL H=200 mm (střecha)
ŽB PREFAB DESKY H = 90 mm

3.34 kN/m^2
 2.49 kN/m^2
 2.25 kN/m^2

LC03.1 – VLASTNÍ TÍHA - KONSTRUKCE PODLAHY

Podlaha - přízemí - typ P1.1 -pojižděná	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vícevrstvý šetrkový systém s odolností dle účelu místnosti	10 mm	10	23	0.23
- Betonová deska z betonu třídy C35/45-XM2, XC4, XD3 vyztužená při obou površích KARI sítí	236 mm	236	25	5.9
- Separáční netkaná textilie 500g/m ²	-			
- Natavitelný pás z SBS modifikovaného asfaltu, s posypem a spalitelnou PE folií. Nosná vložka ze skleněné tkaniny o plošné hmotnosti 200 g.m-2.	4 mm	4		0.002
- vodorovný perimetr z pěnového skla v šířce 3 m	100 mm	100	2	0.2
- Asfaltová penetrace	-			
- Podkladní beton armovaný C30/37 XA2 KARI sítí	150 mm	150	25	3.8
- Zhutněná šetrková vrstva	200 mm	200	20	4.0
	700 mm	700		14.1
Podlaha - přízemí - typ P2.1 -nášlapná	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Nášlapná vrstva podlahy (keramika + lepidlo)	15 mm	15	22	0.33
- Betonová podlahová deska z betonu třídy C25/30 XC2	81 mm	81	25	2.025
- PE folie	-			0
- EPS λ= 0,035 W.m-1.K-1.	150 mm	150	2	0.3
- Natavitelný pás z SBS modifikovaného asfaltu, s posypem a spalitelnou PE folií. Nosná vložka ze skleněné tkaniny o plošné hmotnosti 200 g.m-2.	4 mm	4		0.002
- Asfaltová penetrace	-			0
- Podkladní beton C16/20 X0	100 mm	100	25	2.5
- Zhutněná šetrková vrstva	150 mm	150	20	3
	500 mm	500		8.2

Podlaha - strop typ P3.1 - strop místnosti	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Keramická dlažba MF- 200x200 mm, protiskluznost min. R10A	8 mm	8	23	0.184
- Lepidlo na dlažbu flexibilní	7 mm	7	23	0.161
- cementový litý potěr CT- C30 - F6 broušený, dilatovaný	55 mm	55	23	1.265
- zvukově izol. desky z čedičové vlny pro těžké plovoucí podlahy	20 mm	20	2	0.04
- vyrovnání povrchu cem. šetrkou	10 mm	10	23	0.23
	100 mm	100		1.9

LC03.2 – VLASTNÍ TÍHA - PODHLEDY

Vlastní tíha podhledů je uvažována s tíhou elektroinstalací a dalších rozvodů.

Podhledy - všechny typy	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
				0.5

LC03.3 – VLASTNÍ TÍHA - KONSTRUKCE STŘECHY

Objemová hmotnost spádového lehčeného betonu konstrukce střech je uvažován maximální hodnotou 1000 kg/m³.

	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
Plochá střecha typ S1 .1- garáže, mycí box, část střechy 2NP				
- Svařitelná fólie z měkčeného PVC s polyesterovou výztužnou vložkou mechanicky kotvená. Třída chování při vnějším požáru BROOF(t3).	1,5 mm			0.006
- Tepelněizolační desky z minerální plsti určené pro horní vrstvu tepelné izolace plochých střech. Napětí v tlaku CS(10) ≥ 70kPa. λ=0,039 W/m.K	80 mm	80	2	0.16
- Tepelněizolační desky z minerální plsti určené pro spodní vrstvu tepelné izolace plochých střech. Napětí v tlaku CS(10) ≥ 50kPa. λ=0,038 W/m.K	2 x 100 mm	200	2	0.4
- Natažitelný pás z SBS modifikovaného asfaltu, s posypem a spalitelnou PE folií. Nosná vložka ze skleněné tkaniny o plošné hmotnosti 200 g.m-2.	4 mm			0.002
- Asfaltová penetrace	-			0
- Spádová vrstva z lehčeného betonu (max. 1000 kg/m3)	min. 30 mm	230	10	2.3
	max. 200 mm			2.9

	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
Plochá střecha typ S1 .4- posilovna				
- Svařitelná fólie z měkčeného PVC s polyesterovou výztužnou vložkou mechanicky kotvená. Třída chování při vnějším požáru BROOF(t3).	1,5 mm			0.006
- Tepelněizolační desky z minerální plsti určené pro horní vrstvu tepelné izolace plochých střech. Napětí v tlaku CS(10) ≥ 70kPa. λ=0,039 W/m.K	80 mm	80	2	0.16
- Tepelněizolační desky z minerální plsti určené pro spodní vrstvu tepelné izolace plochých střech. Napětí v tlaku CS(10) ≥ 50kPa. λ=0,038 W/m.K	2 x 100 mm	200	2	0.4
- Spádové tuhé izolační desky z minerální plsti	min. 0 mm			
- Samolepící pás z SBS modifikovaného asfaltu, na horním povrchu opatřen hliníkovou fólií s nakaširovanou skleněnou mřížkou, podélný přesah a spodní povrch je samolepící s ochrannou snímatelnou folií.	0,4 mm			0.002
- Asfaltová penetrace	-			
- Nosný trapézový plech - viz stavebně konstrukční řešení	100 mm			0.12
				0.7

	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
Plochá střecha typ S3 .1- venkovní sezení				
- Svařitelná fólie z měkčeného PVC s polyesterovou výztužnou vložkou mechanicky kotvená. Třída chování při vnějším požáru BROOF(t3).	1,5 mm			0.006
- Spádová vrstva z lehčeného betonu (max. 1000 kg/m3)	min. 30 mm	150	10	1.5
- Nosný trapézový plech - viz stavebně konstrukční řešení	100 mm			0.12
				1.6

	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
Plochá střecha typ S3 .2- ocelová věž				
- Svařitelná fólie z měkčeného PVC s polyesterovou výztužnou vložkou mechanicky kotvená. Třída chování při vnějším požáru BROOF(t3).	1,5 mm			0.006
- Spádová vrstva z lehčeného betonu	min. 30 mm	150	10	1.5
- Nosný trapézový plech - viz stavebně konstrukční řešení	100 mm			0.12
				1.6

	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
Plochá střecha typ S1.3- betonová věž				
- Svařitelná fólie z měkčeného PVC s polyesterovou výztužnou vložkou mechanicky kotvená. Třída chování při vnějším požáru BROOF(t3).	1,5 mm			0.006
- Tepelněizolační desky z minerální plsti určené pro horní vrstvu tepelné izolace plochých střech. Napětí v tlaku CS(10) ≥ 70kPa. λ=0,039 W/m.K	60 mm	60	2	0.12
- Tepelněizolační desky z minerální plsti určené pro spodní vrstvu tepelné izolace plochých střech. Napětí v tlaku CS(10) ≥ 50kPa. λ=0,038 W/m.K	100 mm	100	2	0.2
- Spádové tuhé izolační desky z minerální plsti	min. 0 mm			
- Natažitelný pás z SBS modifikovaného asfaltu, s posypem a spalitelnou PE folií. Nosná vložka ze skleněné tkaniny o plošné hmotnosti 200 g.m-2.	4 mm			0.002
- Asfaltová penetrace	-			
				0.3

Plochá střecha vegetační typ S2.1 - 3NP - administrativa	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Předpěstovaná vegetační rohož se směsí extenzivních rostlin	25-40 mm	40	12	0.48
- Substrát pro extenzivní zeleň s převažující anorganickou složkou	120 mm	120	12	1.44
- Netkaná textilie z polypropylenových vláken o plošné hmotnosti 200 g.m-2, jednostranně tavená.	2,0 mm			0.002
- Drenážní vrstva- profilovaná perforovaná fólie z vysokohustotního polyethylenu (HDPE). Pevnost v tlaku 150 kN.m-2. Plošná hmotnost 1000 g.m-2. Objem vzduchu mezi nopy 14 l.m-2.	20 mm			0.01
- Netkaná textilie z polypropylenových vláken o plošné hmotnosti 300 g.m-2, jednostranně tavená.	2,9 mm			0.003
- Fólie z měkčeného PVC se skleněnou výztužnou vložkou, odolná proti prorůstání kořenů, určená pro přitížené a vegetační skladby.	1,5 mm			0.006
- Netkaná textilie z polypropylenových vláken o plošné hmotnosti 300 g.m-2, jednostranně tavená.	2,9 mm			0.003
- Desky z pěnového polystyrenu s uzavřenou povrchovou strukturou. Pevnost v tlaku při 10 % deformaci 150 kPa. $\lambda = 0,035 \text{ W.m-1.K-1}$.	80 mm	80	2	0.16
- Desky z pěnového polystyrenu. Pevnost v tlaku při 10 % deformaci 150 kPa. Deklarovaná hodnota součinitele tepelné vodivosti 0,035 W.m-1.K-1.	2 x 80 mm	160	2	0.32
- Natavitelný pás z SBS modifikovaného asfaltu, s posypem a spalitelnou PE folií. Nosná vložka ze skleněné tkaniny o plošné hmotnosti 200 g.m-2.	4 mm			0.002
- Asfaltová penetrace	-			0.00
- Spádová vrstva z lehčeného betonu (max. 1000 kg/m ³)	min. 30 mm max. 220 mm	250	10	2.5
		650		4.9

LC04 – VLASTNÍ TÍHA – PŘÍČKY ZDĚNÉ

Zdivo stěn a příček z porothermu P15 na maltu MC 10 je uvažováno objemovou hmotností 1000 kg/m³. Uvažováno dle dispozice ve stavebních výkresech.

STĚNY	Tlouška zdiva	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
POROTHERM	250 mm	250	10	2.50
POROTHERM	150 mm	150	10	1.50
POROTHERM	100 mm	100	10	1.00

LC05 – VLASTNÍ TÍHA – FASÁDA

Červená hodnota je zatížení od fasády bez uvážení tíhy stěny.

Obvodová stěna ETICS typ F1.1 - zdivo izolace 150mm	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- Zdivo z keramických přesných bloků P15 na M10	250 mm	250	10	2.50
- Vyrovnávací vrstva VC omítky na cementový postřík, rovinnost podkladu dle požadavku výrobce ETICS. Soudržnost dle ČSN 73 2901.	15 mm	15	20	0.30
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	8-15 mm	15	20	0.30
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým trnem. Třída reakce na oheň A1.	150 mm	150	0.2	0.03
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Podkladní penetrační nátěr pro tenkovrstvé omítky	--			0.00
- Systémová tenkovrstvá omítky silikátová probarvená, velikost zrna 1,5 mm	1,5 mm	2	5	0.01
	450 mm			3.8
				1.34

Obvodová stěna ETICS typ F1.2 - zdivo izolace 200 mm	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- Zdivo z keramických přesných bloků P15 na M10	250 mm	250	10	2.50
- Vyrovnávací vrstva VC omítky na cementový postřík, rovinnost podkladu dle požadavku výrobce ETICS. Soudržnost dle ČSN 73 2901.	15 mm	15	20	0.30
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	8-15 mm	15	20	0.30
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým tmelem. Třída reakce na oheň A1.	200 mm	200	0.2	0.04
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Podkladní penetrační nátěr pro tenkovrstvé omítky	--			0.00
- Systémová tenkovrstvá omítka silikátová probarvená, velikost zrna 1,5 mm	1,5 mm	2	5	0.01
				3.8
				1.35

Obvodová stěna ETICS typ F1.3 - zdivo izolace 250 mm	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- Zdivo z keramických přesných bloků P15 na M10	250 mm	250	10	2.50
- Vyrovnávací vrstva VC omítky na cementový postřík, rovinnost podkladu dle požadavku výrobce ETICS. Soudržnost dle ČSN 73 2901.	15 mm	15	20	0.30
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	8-15 mm	15	20	0.30
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým tmelem. Třída reakce na oheň A1.	250 mm	250	0.2	0.05
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Podkladní penetrační nátěr pro tenkovrstvé omítky	--			0.00
- Systémová tenkovrstvá omítka silikátová probarvená, velikost zrna 1,5 mm	1,5 mm	2	5	0.01
				3.9
				1.36

Obvodová stěna ETICS typ F1.4 - žb izolace 150mm	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- ŽB prefabrikovaný stěnový panel	200 mm	200	25	5.00
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	8-15 mm	15	20	0.30
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým tmelem. Třída reakce na oheň A1.	150 mm	150	0.2	0.03
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Podkladní penetrační nátěr pro tenkovrstvé omítky	--			0.00
- Systémová tenkovrstvá omítka silikátová probarvená, velikost zrna 1,5 mm	1,5 mm	2	5	0.01
	450 mm			6.0
				1.04

Obvodová stěna ETICS typ F1.5 - žb izolace 200mm	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- ŽB prefabrikovaný stěnový panel	200 mm	200	25	5.00
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	8-15 mm	15	20	0.30
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým tmelem. Třída reakce na oheň A1.	200 mm	200	0.2	0.04
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Podkladní penetrační nátěr pro tenkovrstvé omítky	--	2		0.00
- Systémová tenkovrstvá omítka silikátová probarvená, velikost zrna 1,5 mm	1,5 mm	2	5	0.01
	450 mm			6.0
				1.05

Obvodová stěna ETICS typ F1.6 - žb izolace 250mm	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- ŽB prefabrikovaný stěnový panel	200 mm	200	25	5.00
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	8-15 mm	15	20	0.30
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým trnem. Třída reakce na oheň A1.	250 mm	250	0.2	0.05
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Podkladní penetrační nátěr pro tenkovrstvé omítky	--			0.00
- Systémová tenkovrstvá omítka silikátová probarvená, velikost zrna 1,5 mm	1,5 mm	2	5	0.01
	450 mm			6.1
				1.06
Obvodová stěna dvouplášťová typ F2.1 - zdívo administrativa	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- Zdívo z keramických přesných bloků P15 na M10	250 mm	250	10	2.50
- Vyrovnávací vrstva VC omítky na cementový postřík, rovinnost podkladu dle požadavku výrobce ETICS. Soudržnost dle ČSN 73 2901.	15 mm	15	20	0.30
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	15-30 mm	30	20	0.60
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým trnem. Třída reakce na oheň A1.	200 mm	200	0.2	0.04
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Kontaktní difuzní folie	--			0.00
- Fasádní kovový obklad "Corten" včetně kovového nosného roštu	cca 40 mm	10	78.5	0.79
				4.9
				2.43
Obvodová stěna dvouplášťová typ F2.2 - žb administrativa	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
- Vnitřní úprava povrchů dle tabulky místností	cca 15-25 mm	25	20	0.50
- ŽB prefabrikovaný stěnový panel	200 mm	200	25	5.00
- Jednosložková prášková lepicí hmota na bázi cementu pro ETICS	15-30 mm	30	20	0.60
- Tepelněizolační desky z čedičové vlny s podélnou orientací vláken. $\lambda = 0,038 \text{ W.m-1.K-1}$, mechanicky kotvená hmoždinkami s kovovým trnem. Třída reakce na oheň A1.	200 mm	200	0.2	0.04
- Stěrka z jednosložkové práškové stěrkové hmoty na bázi cementu pro ETICS, vyztužená skleněnou tkaninou o plošné hmotnosti 165 g.m-2.	5- 10 mm	10	20	0.20
- Kontaktní difuzní folie	--			0.00
- Fasádní kovový obklad "Corten" včetně kovového nosného roštu	cca 40 mm	10	78.5	0.79
				7.1
Fasáda - ostatní	Tlouška vrstvy	tloušťka [mm]	měrná hmotnost [kN/m ³]	zatížení [kN/m ²]
okna hliníková				0.5
fasáda - velkoplošná				0.3

LC06 – VLASTNÍ TÍHA – TECHNOLOGIE – VZT NA STŘEŠE

Vlastní tíha a rozmístění VZT na střeše bylo uvažováno dle podkladů od zpracovatele VZT. Rozmístění jednotlivých zařízení je přílohou tohoto statického výpočtu.

STÁLÉ - TECHNOLOGIE				
STŘECHA - VZT				
	rozměry rámu		plocha	břemeno [kN]
Zařízení č. 1 - větrání garáží	b	l		
	1.36	1.1	1.50	4.62
	1.36	1	1.36	2.05
	1.36	1.501	2.04	2.64
				9.31
Zařízení č. 2 - větrání šaten a soc. zázemí	0.95	1	0.95	1.52
	0.95	1	0.95	1.36
	1.91	1.65	3.15	4.16
	0.95	1.25	1.19	2.26
	0.95	1.55	1.47	2.19
				11.49
Zařízení č. 3 - technické služby	0.64	0.75	0.48	1.39
	0.64	1.08	0.69	2.07
	0.64	1.75	1.12	2.5
				5.96
Zařízení č. 4 - zázemí ostatních služeb	0.64	1	0.64	0.96
	0.64	1	0.64	0.89
	1.29	1.25	1.61	2.18
	0.64	1.75	1.12	2.04
	0.64	1.5	0.96	1.48
				7.55
Zařízení č. 5 - kanceláře a učebny 2 NP	0.79	1	0.79	1.26
	0.79	1	0.79	1.13
	1.59	1.5	2.39	3.63
	0.79	1.75	1.38	2.59
	0.79	1.5	1.19	1.83
				10.44
Zařízení č. 6 - denní zázemí	0.64	0.75	0.48	1.39
	0.64	1.08	0.69	2.07
	0.64	1.75	1.12	2.5
				5.96
Zařízení č. 7 - noční zázemí	0.64	0.75	0.48	1.39
	0.64	1.2	0.77	2.14
	0.64	1.75	1.12	2.52
				6.05
Zařízení č. 8 - posilovna	0.64	1	0.64	1.72
	0.64	1.2	0.77	2.08
	0.64	1.75	1.12	3.28
				7.08
Zařízení č. 9	0.78	1.6	1.25	5

1.8.2 Q – Proměnná zatížení

- hodnoty zatížení se uvažují dle ČSN EN 1991-1-1, dílčí součinitel zatížení pak dle ČSN EN 1990

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek $\gamma_Q = 1.50$

základní kombinace – příznivý účinek $\gamma_Q = 0.00$

Pro globální posouzení konstrukce se použijí hodnoty rovnoměrného plošného zatížení. Pro lokální účinky se použijí hodnoty soustředěných zatížení (viz. tab. níže). Soustředěná zatížení jsou uvedena jako maximální.

Tabulka A1.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro pozemní stavby

Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-1)			
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			
$30 \text{ kN} < \text{tíha vozidla} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střechy	0	0	0
Zatížení sněhem (viz EN 1991-1-3) ^{*)}			
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce $H > 1\,000$ m n.m.	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce $H \leq 1\,000$ m n.m.	0,5	0,2	0
Zatížení větrem (viz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Teplota (ne od požáru) pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
POZNÁMKA Hodnoty ψ mohou být stanoveny v národní příloze.			
*) Pro země, které zde nejsou uvedené, se součinitele ψ stanoví podle místních podmínek.			

LC07 – UŽITNÉ – ZATÍŽENÍ STROPŮ

Pro globální posouzení konstrukce se použijí hodnoty rovnoměrného plošného zatížení. Pro lokální účinky se použijí hodnoty soustředěných zatížení (viz. tab. níže). Soustředěná zatížení jsou uvedena jako maximální.

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ		
	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Podlaha - 2. NP		
kategorie A,B, C1	3	4
balkony, schodiště atd.	3	4
Podlaha - 3. NP		
kategorie A, C1	3	4

Užitná zatížení byla uvažována konzervativně hodnotou plošného zatížení 3 kN/m².

LC08 – UŽITNÉ – PŘÍČKY PŘEMISTITELNÉ

Všechny nenosné sádkartonové příčky jsou uvažovány jako přemístitelné a dle normy ČSN EN 1991-1-1 jsou nahrazeny rovnoměrným plošným zatížením a uvažovány jako užitné zatížení. Vlastní tíha příček odpovídá druhému řádku odstavce (8). Konzervativně je uvažováno s rovnoměrným zatížením $q_k = 1.0$ kN/m², které bylo přidáno k užitným zatížením stropů.

(8) Pokud umožňuje stropní konstrukce příčné rozdělení zatížení, může se vlastní tíha přemístitelných příček uvažovat jako rovnoměrné zatížení q_k , které se přidá k užitným zatížením stropních konstrukcí podle tabulky 6.2. Takto stanovené rovnoměrné zatížení závisí na vlastní tíze příček:

- přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 1,0$ kN/m délky příčky: $q_k = 0,5$ kN/m²;
- přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 2,0$ kN/m délky příčky: $q_k = 0,8$ kN/m²;
- přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 3,0$ kN/m délky příčky: $q_k = 1,2$ kN/m².

LC09 – UŽITNÉ – ZATÍŽENÍ STŘECHY

Střechy budovy jsou uvažovány jako nepřístupné s výjimkou přístupu údržby. Dle ČSN EN 1991-1-1 spadají do kategorie H.

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ		
	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Střecha		
kategorie H - jen pro údržbu	0.75	1

LC10 – KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ – SNÍH NA STŘEŠE

- hodnoty zatížení se uvažují dle ČSN EN 1991-1-3, dílčí součinitel zatížení pak dle ČSN EN 1990

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek $\gamma_Q = 1.50$
základní kombinace – příznivý účinek $\gamma_Q = 0.00$

ZATÍŽENÍ STŘECHY			
Sklon střechy	α	0 °	
	α	0.00 rad	
Zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3			
sněhová oblast Nymburk		I	
charakteristická hodnota	s_k	0.7 kN/m ²	
součinitel expozice	c_e	1	
součinitel tepla	c_t	1	
tvarový součinitel ploché střechy	μ_1	0.8	
zatížení sněhem na střeše $s = s_k \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_i$	s	0.56 kN/m ²	

Ve výpočtu bylo uvažováno s vlivem návějí u střech přiléhajících k vyšším budovám a k atikám.

Střechy přiléhající k vyšším stavbám				
Střecha garáží, myčky, administrativní budovy				
tvarový součinitel ploché střechy	μ_1	0.8		
tvarový součinitel navátí	μ_2	2.0		
tvarový součinitel - sesuv sněhu z horní střechy	μ_s	0		
tvarový součinitel - navátí	μ_{lw}	2.7	≤	2
	b_1	7.6 m		
	b_2	24.7 m		
	h	6 m		
Délka návěje	l_s	12 m		
zatížení sněhem - navátí $s = s_k \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu_i$	s	1.4 kN/m ²		

Střecha garáží (plocha mezi sloupy A-D a 4-12) byla zatížena s uvažováním vlivu navátého sněhu (zatížení od 0.56 kN/m² do 1.4 kN/m²). Ostatní střechy byly konzervativně uvažovány zatížením sněhem jako celé naváté hodnotou 1.4 kN/m².

LC10 – KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ – VÍTR

- hodnoty zatížení se uvažují dle ČSN EN 1991-1-4, dílčí součinitel zatížení pak dle ČSN EN 1990

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek
základní kombinace – příznivý účinek

$$\gamma_Q = 1.50$$

$$\gamma_Q = 0.00$$

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4			
větrová oblast Nymburk		I	
kategorie terénu v okolí zástavby		III	
součinitel směru větru	C_{dir}	1	
součinitel ročního období	C_{season}	1	
základní rychlost větru (mapa větrových oblastí)	$V_{b,0}$	22.5	m/s
základní rychlost větru ve výšce 10m $V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$	V_b	22.5	m/s
součinitel orografie	$C_0(z)$	1	
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_0	0.3	m
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{min}	5	m
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{max}	200	m
parametr drsnosti terénu pro kategorii II	$Z_{0,II}$	0.05	m
součinitel terénu $k_r = 0.19 * (Z_0/Z_{0,II})^{0.07}$	k_r	0.215389	
maximální výška nad terénem	z	12	m
součinitel drsnosti terénu $c_r(z) = k_r * \ln(z/Z_0)$	$c_r(z)$	0.795	
součinitel drsnosti terénu $c_r(z) = c_r(Z_{min})$			
střední rychlost větru $v_m(z) = c_r(z) * C_0(z) * V_b$	$v_m(z)$	17.9	m/s
součinitel turbulence	k_l	1.0	
směrodatná odchylka turbulence $\sigma_v = k_r * V_b * k_l$	σ_v	4.8	m/s
intenzita turbulence $I_v(z) = \sigma_v / v_m(z)$	$I_v(z)$	0.27	
intenzita turbulence $I_v(z) = I_v(Z_{min})$			
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1.25	kg/m ³
maximální dynamický tlak větru $q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0.5 * \rho * v_m(z)^2$	q_p	0.58	kN/m ²
základní dynamický tlak větru $q_b = 0.5 * \rho * V_b^2$	q_b	0.32	kN/m ²
součinitel expozice $c_e(z) = q_p(z)/q_b$	$c_e(z)$	1.83	
Tlak větru na stěny pozemních staveb - BUDOVA			
Síly od větru			
délka konstrukce - rozměr kolmý na směr větru	b	67	m
délka konstrukce - rozměr rovnoběžný se směrem větru	d	25	m
výška konstrukce	h	10	m
součinitel konstrukce	$C_s C_d$	1	
poměr h/d	h/d	0.4	
součinitel síly (pro obdélníkové průřezy) $C_f = C_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda$	C_f	1.47	
součinitel pro obdélníkové průřezy s ostrými rohy	$C_{f,0}$	2.1	
redukční součinitel pro zaoblené rohy	ψ_r	1	
součinitel koncového efektu pro prvky s volnými konci	ψ_λ	0.7	
poměr d/b	d/b	0.37	
Tlak větru			
součinitel vnějšího tlaku (tlak větru oblast D)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast E)	$C_{pe,10}$	0.5	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast A)	$C_{pe,10}$	1.2	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast B)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast C)	$C_{pe,10}$	0.5	
Tlak větru na povrchy $w_e = q_p(Z_e) * C_{pe}$			
tlak větru	$w_e(D)$	0.5	kN/m ²
sání větru	$w_e(E)$	0.3	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(A)$	0.7	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(B)$	0.5	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(C)$	0.3	kN/m ²

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4			
větrová oblast Nymburk		I	
kategorie terénu v okolí zástavby		III	
součinitel směru větru	C_{dir}	1	
součinitel ročního období	C_{season}	1	
základní rychlost větru (mapa větrových oblastí)	$V_{b,0}$	22.5 m/s	
základní rychlost větru ve výšce 10m $V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$	V_b	22.5 m/s	
součinitel orografie	$C_0(z)$	1	
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_0	0.3 m	
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{min}	5 m	
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{max}	200 m	
parametr drsnosti terénu pro kategorii II	$Z_{0,II}$	0.05 m	
součinitel terénu $k_r = 0.19 * (Z_0 / Z_{0,II})^{0.07}$	k_r	0.215389	
maximální výška nad terénem	z	18 m	
součinitel drsnosti terénu $c_r(z) = k_r * \ln(z / Z_0)$	$c_r(z)$	0.882	
součinitel drsnosti terénu $c_r(z) = c_r(Z_{min})$			
střední rychlost větru $v_m(z) = c_r(z) * C_0(z) * V_b$	$v_m(z)$	19.8 m/s	
součinitel turbulence	k_l	1.0	
směrodatná odchylka turbulence $\sigma_v = k_r * V_b * k_l$	σ_v	4.8 m/s	
intenzita turbulence $I_v(z) = \sigma_v / v_m(z)$	$I_v(z)$	0.24	
intenzita turbulence $I_v(z) = I_v(Z_{min})$			
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1.25 kg/m ³	
maximální dynamický tlak větru $q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0.5 * \rho * v_m(z)^2$	q_p	0.67 kN/m ²	
základní dynamický tlak větru $q_b = 0.5 * \rho * V_b^2$	q_b	0.32 kN/m ²	
součinitel expozice $c_e(z) = q_p(z) / q_b$	$c_e(z)$	2.11	
Tlak větru na stěny pozemních staveb - BETONOVÁ VĚŽ			
Síly od větru			
délka konstrukce - rozměr kolmý na směr větru	b	8 m	
délka konstrukce - rozměr rovnoběžný se směrem větru	d	3.5 m	
výška konstrukce	h	18 m	
součinitel konstrukce	$C_s C_d$	1	
poměr h/d	h/d	5.1	
součinitel síly (pro obdélníkové průřezy) $c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda$	c_f	1.47	
součinitel pro obdélníkové průřezy s ostrými rohy	$c_{f,0}$	2.1	
redukční součinitel pro zaoblené rohy	ψ_r	1	
součinitel koncového efektu pro prvky s volnými konci	ψ_λ	0.7	
poměr d/b	d/b	0.44	
Tlak větru			
součinitel vnějšího tlaku (tlak větru oblast D)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast E)	$C_{pe,10}$	0.5	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast A)	$C_{pe,10}$	1.2	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast B)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast C)	$C_{pe,10}$	0.5	
Tlak větru na povrchy $w_e = q_p(Z_e) * c_{pe}$			
tlak větru	$w_e(D)$	0.5 kN/m ²	
sání větru	$w_e(E)$	0.3 kN/m ²	
sání větru od boku kce	$w_e(A)$	0.8 kN/m ²	
sání větru od boku kce	$w_e(B)$	0.5 kN/m ²	
sání větru od boku kce	$w_e(C)$	0.3 kN/m ²	

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4			
větrová oblast Nymburk		I	
kategorie terénu v okolí zástavby		III	
součinitel směru větru	C_{dir}	1	
součinitel ročního období	C_{season}	1	
základní rychlost větru (mapa větrových oblastí)	$V_{b,0}$	22.5	m/s
základní rychlost větru ve výšce 10m $V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$	V_b	22.5	m/s
součinitel orografie	$C_0(Z)$	1	
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_0	0.3	m
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{min}	5	m
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{max}	200	m
parametr drsnosti terénu pro kategorii II	$Z_{0,II}$	0.05	m
součinitel terénu $k_r = 0.19 * (Z_0 / Z_{0,II})^{0.07}$	k_r	0.215389	
maximální výška nad terénem	Z	12	m
součinitel drsnosti terénu $c_r(Z) = k_r * \ln(Z / Z_0)$	$c_r(Z)$	0.795	
součinitel drsnosti terénu $c_r(Z) = c_r(Z_{min})$			
střední rychlost větru $v_m(Z) = c_r(Z) * c_0(Z) * V_b$	$v_m(Z)$	17.9	m/s
součinitel turbulence	k_l	1.0	
směrodatná odchylka turbulence $\sigma_v = k_r * V_b * k_l$	σ_v	4.8	m/s
intenzita turbulence $I_v(Z) = \sigma_v / v_m(Z)$	$I_v(Z)$	0.27	
intenzita turbulence $I_v(Z) = I_v(Z_{min})$			
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1.25	kg/m ³
maximální dynamický tlak větru $q_p(Z) = [1 + 7 * I_v(Z)] * 0.5 * \rho * v_m(Z)^2$	q_p	0.58	kN/m ²
základní dynamický tlak větru $q_b = 0.5 * \rho * V_b^2$	q_b	0.32	kN/m ²
součinitel expozice $c_e(Z) = q_p(Z) / q_b$	$c_e(Z)$	1.83	
Tlak větru na stěny pozemních staveb - OCELOVÁ NADSTAVBA			
Síly od větru			
délka konstrukce - rozměr kolmý na směr větru	b	31	m
délka konstrukce - rozměr rovnoběžný se směrem větru	d	8	m
výška konstrukce	h	4	m
součinitel konstrukce	$C_s C_d$	1	
poměr h/d	h/d	0.5	
součinitel síly (pro obdélníkové průřezy) $c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda$	c_f	1.47	
součinitel pro obdélníkové průřezy s ostrými rohy	$c_{f,0}$	2.1	
redukční součinitel pro zaoblené rohy	ψ_r	1	
součinitel koncového efektu pro prvky s volnými konci	ψ_λ	0.7	
poměr d/b	d/b	0.258065	
Tlak větru			
součinitel vnějšího tlaku (tlak větru oblast D)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast E)	$C_{pe,10}$	0.5	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast A)	$C_{pe,10}$	1.2	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast B)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast C)	$C_{pe,10}$	0.5	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast F) - střecha	$C_{pe,10}$	1.2	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast G) - střecha	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast H) - střecha	$C_{pe,10}$	0.7	
Tlak větru na povrchy $w_e = q_p(Z_e) * c_{pe}$			
tlak větru	$w_e(D)$	0.5	kN/m ²
sání větru	$w_e(E)$	0.3	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(A)$	0.7	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(B)$	0.5	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(C)$	0.3	kN/m ²
sání větru na střechu	$w_e(F)$	0.7	kN/m ²
sání větru na střechu	$w_e(G)$	0.5	kN/m ²
sání větru na střechu	$w_e(H)$	0.4	kN/m ²

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4			
větrová oblast Nymburk		I	
kategorie terénu v okolí zástavby		III	
součinitel směru větru	C_{dir}	1	
součinitel ročního období	C_{season}	1	
základní rychlost větru (mapa větrových oblastí)	$V_{b,0}$	22.5	m/s
základní rychlost větru ve výšce 10m $V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$	V_b	22.5	m/s
součinitel orografie	$C_0(Z)$	1	
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_0	0.3	m
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{min}	5	m
parametr drsnosti terénu pro danou kategorii	Z_{max}	200	m
parametr drsnosti terénu pro kategorii II	$Z_{0,II}$	0.05	m
součinitel terénu $k_r = 0.19 * (Z_0 / Z_{0,II})^{0.07}$	k_r	0.215389	
maximální výška nad terénem	Z	18	m
součinitel drsnosti terénu $c_r(Z) = k_r * \ln(Z / Z_0)$	$c_r(Z)$	0.882	
součinitel drsnosti terénu $c_r(Z) = c_r(Z_{min})$			
střední rychlost větru $v_m(Z) = c_r(Z) * c_0(Z) * V_b$	$v_m(Z)$	19.8	m/s
součinitel turbulence	k_l	1.0	
směrodatná odchylka turbulence $\sigma_v = k_r * V_b * k_l$	σ_v	4.8	m/s
intenzita turbulence $I_v(Z) = \sigma_v / v_m(Z)$	$I_v(Z)$	0.24	
intenzita turbulence $I_v(Z) = I_v(Z_{min})$			
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1.25	kg/m ³
maximální dynamický tlak větru $q_p(Z) = [1 + 7 * I_v(Z)] * 0.5 * \rho * v_m(Z)^2$	q_p	0.67	kN/m ²
základní dynamický tlak větru $q_b = 0.5 * \rho * V_b^2$	q_b	0.32	kN/m ²
součinitel expozice $c_e(Z) = q_p(Z) / q_b$	$c_e(Z)$	2.11	
Tlak větru na stěny pozemních staveb - OCELOVÁ VĚŽ			
Síly od větru			
délka konstrukce - rozměr kolmý na směr větru	b	4.5	m
délka konstrukce - rozměr rovnoběžný se směrem větru	d	3	m
výška konstrukce	h	18	m
součinitel konstrukce	$C_s C_d$	1	
poměr h/d	h/d	6.0	
součinitel síly (pro obdélníkové průřezy) $c_f = c_{f,0} * \psi_r * \psi_{\lambda}$	c_f	1.47	
součinitel pro obdélníkové průřezy s ostrými rohy	$c_{f,0}$	2.1	
redukční součinitel pro zaoblené rohy	ψ_r	1	
součinitel koncového efektu pro prvky s volnými konci	ψ_{λ}	0.7	
poměr d/b	d/b	0.67	
Tlak větru			
součinitel vnějšího tlaku (tlak větru oblast D)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast E)	$C_{pe,10}$	0.5	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast A)	$C_{pe,10}$	1.2	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast B)	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast C)	$C_{pe,10}$	0.5	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast F) - střecha	$C_{pe,10}$	1.2	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast G) - střecha	$C_{pe,10}$	0.8	
součinitel vnějšího tlaku (sání větru oblast H) - střecha	$C_{pe,10}$	0.7	
Tlak větru na povrchy $w_e = q_p(Z_e) * c_{pe}$			
tlak větru	$w_e(D)$	0.5	kN/m ²
sání větru	$w_e(E)$	0.3	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(A)$	0.8	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(B)$	0.5	kN/m ²
sání větru od boku kce	$w_e(C)$	0.3	kN/m ²
sání větru na střechu	$w_e(F)$	0.8	kN/m ²
sání větru na střechu	$w_e(G)$	0.5	kN/m ²
sání větru na střechu	$w_e(H)$	0.5	kN/m ²

1.8.3 A – Mimořádná zatížení

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek

$$\gamma_A = 1.00$$

Konstrukce je dle ČSN EN 1991-1-7 zaříděna do třídy následků CC2b.

Konstrukce musí být zajištěna proti progresivnímu kolapsu systémem ztužení dle článku 9.10 normy ČSN EN 1992-1-1.

Ztužení konstrukce je zajištěno v každém patře na sebe kolmými, vzájemně propojenými, prvky. V podélném směru obvodovými a vnitřními ztužidly, v příčném směru průvlaky. Prvky ztužení jsou navzájem spojitě propojeny tahovou výztuží. Dalším ztužujícím prvkem konstrukce je průběžná zálivková výztuž ve spárách mezi předpjatými panely.

1.9 Kombinace zatížení

1.9.1 Mezní stav únosnosti (MSÚ)

Návrhové hodnoty v trvalých a dočasně návrhových situacích

Pro návrh nosné konstrukce a základů se použije výraz dle tabulky A1.2(B) (CZ)-1 – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

$$1.35 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.50 \cdot \psi_{0,1} Q_{k,1} + 1.50 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$1.35 \cdot 0.85 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.50 \cdot Q_{k,1} + 1.50 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

1.9.2 Mezní stav použitelnosti (MSP)

Návrhové hodnoty zatížení v charakteristických kombinacích zatížení

$$1.00 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.00 \cdot Q_{k,1} + 1.00 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Charakteristická kombinace se použije pro nevratné mezní stavy

Návrhové hodnoty zatížení v častých kombinacích zatížení

$$1.00 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.00 \cdot \psi_{1,1} Q_{k,1} + 1.00 \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Častá kombinace se použije pro vratné mezní stavy

Návrhové hodnoty zatížení v kvazistálých kombinacích zatížení

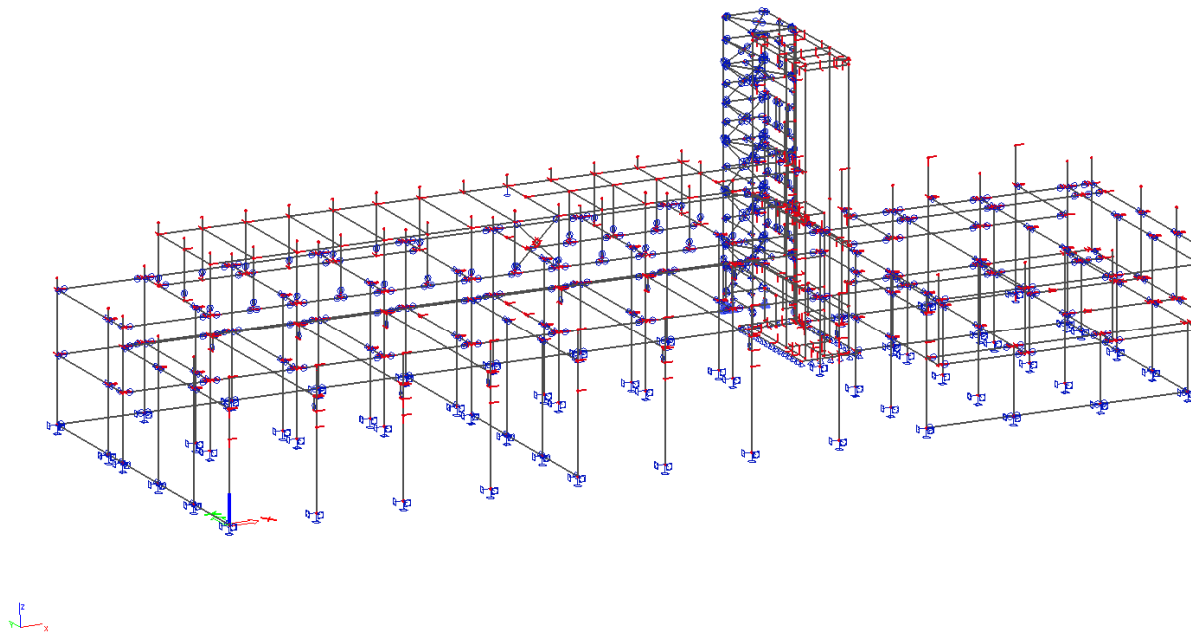
$$1.00 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.00 \cdot \psi_{2,1} Q_{k,1} + 1.00 \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace se použije pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce

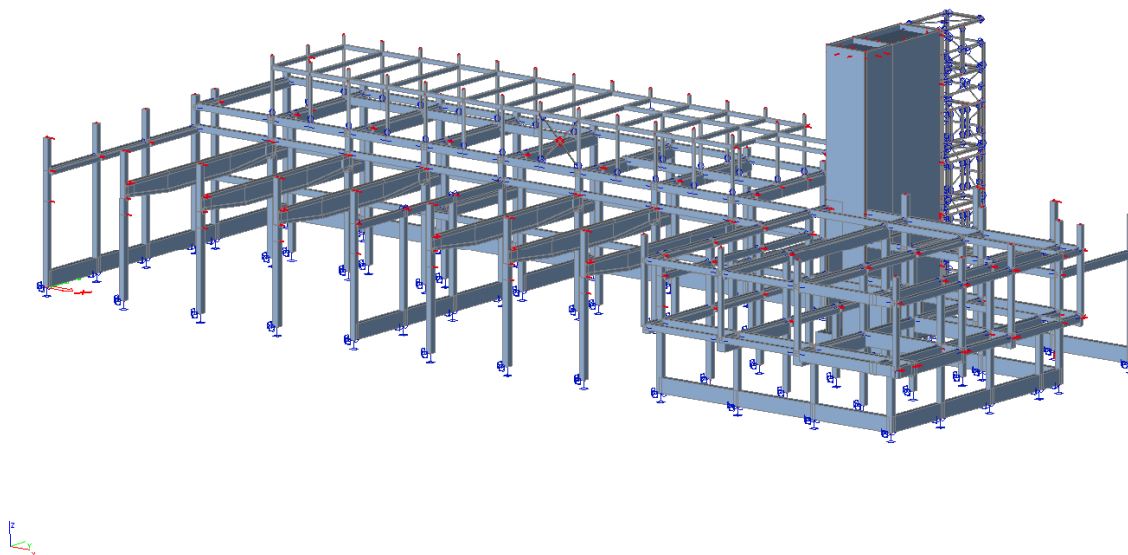
2 ŽELEZOBETONOVÝ SKELET

2.1 Model

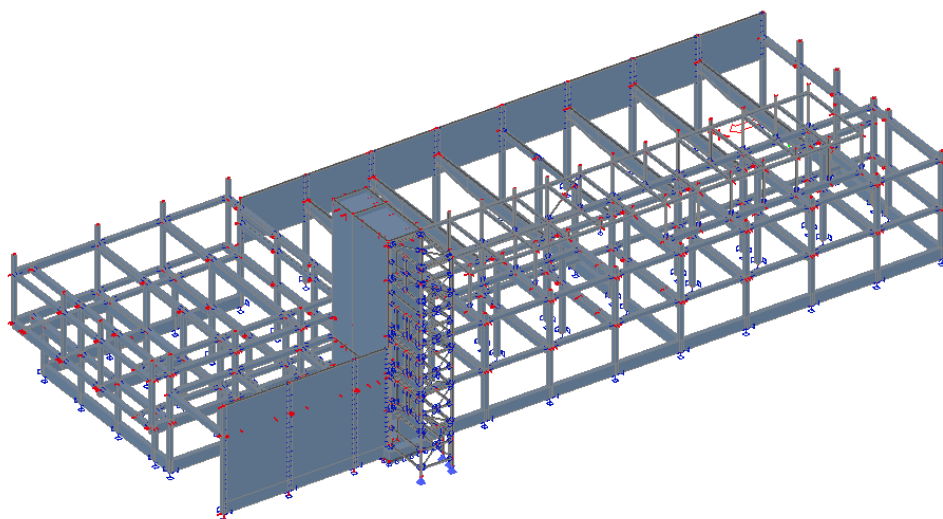
Budova byla modelována prostorovým modelem pomocí výpočetního programu. V modelu byly zohledněny geometrické excentricity vlivu připojení jednotlivých konstrukčních prvků. Stěny byly modelovány pomocí 2D prvků, tyčové prvky byly modelovány jako pruty.



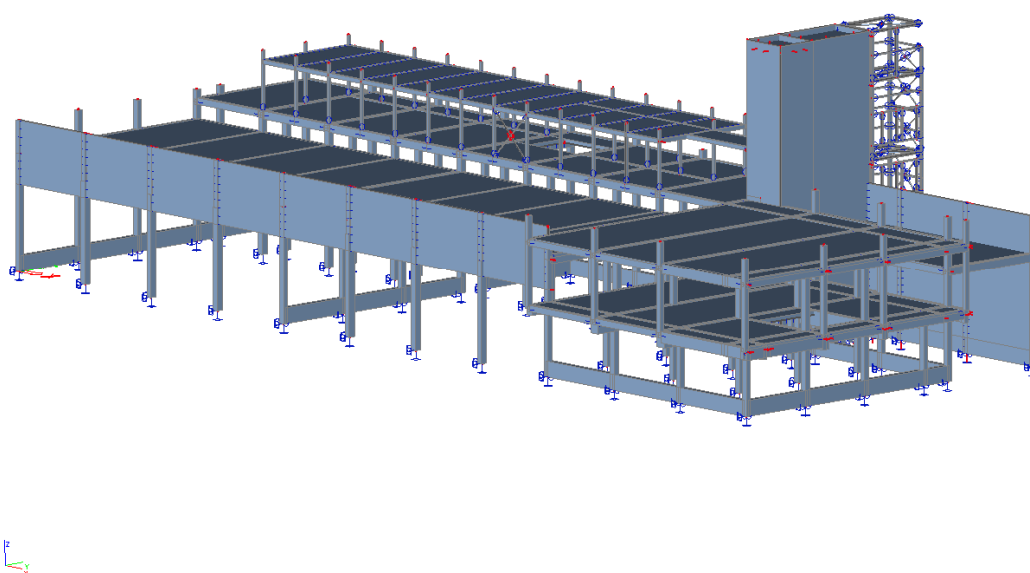
Obr. 3D model - drátový



Obr. 3D model - tělesa



Obr. 3D model – stěnové dílce



Obr. 3D model – stropní desky

2.2 Zatížení

Model byl zatížen zatěžovacími stavy dle kapitoly 1.8. Jednotlivé zatěžovací stavy byly umístěny na konstrukci podle dispozice budovy a umístění vybavení.

2.3 Kombinace zatěžovacích stavů

Nejnepříznivější kombinace zatížení byly generovány přímo výpočetním programem a následně exportovány do programů IDEA STATICA – posouzení betonových a ocelových konstrukcí a GEO 5 – posouzení základových konstrukcí.

2.4 Panely

Panely jsou navrženy betonové předpjaté dutinové. Stropní panely jsou navrženy z betonu C 45/55 XC1 výšky 250 mm. Střešní panely jsou navrženy z betonu C 45/55 XC3 výšky 200 mm a 250 mm. Panely byly posouzeny zjednodušeně dle grafu a tabulek únosnosti výrobce na největší zatížení (použité grafy jsou přílohou na konci statického výpočtu – Prirucka_PANELY-SPIROLL_WEB.pdf). **V rámci realizační dokumentace zhotovitele (dokumentace zajišťovaná zhotovitelem) bude proveden optimalizovaný návrh panelů na zatížení působící v místě konkrétního panelu. Dále bude proveden podrobný kladečský plán (definitivní šířkové rozměry panelů, vyřešení prostupů, výměn panelů v místě otvorů atd.).** Ve spáře mezi jednotlivými panely bude vložena průběžná zálivková výztuž $\varnothing 12$ mm B500B). Zálivkový beton bude třídy C30/37 XC1 u stropních panelů a C30/37 XC3 u střešních panelů.

2.4.1 Návrh a posouzení panelů

Návrh panelů je proveden jako předběžný a bude sloužit jako podklad pro definitivní návrh panelů provedený v RDS zhotovitele. Kladečský plán provedený v této dokumentaci je předběžný, respektuje možné podélné řezy dle výrobce panelů Spiroll. V dokumentaci zajišťované zhotovitelem může být šířkové uspořádání kladení panelů optimalizováno. Délka panelu je uvažována teoretická osová, bude upravena dle potřebných montážních vůlí a nosných prvků konstrukcí (průvlaky, vazníky), na které jsou panely uloženy.

Popis	Osové teoretické rozpětí panelu	Zatížení stálé - v váha panelu [kN/m ²]	Zatížení stálé - podlaha, strop [kN/m ²]	Zatížení stálé - podhled+rozvo dy(sol. panely) [kN/m ²]	Zatížení stálé - příčky [kN/m ²]	Zatížení technologie [kN/m ²]	Zatížení užitné, sníh [kN/m ²]	Výška panelu [mm]	Typ panelu	Typ panelu
STŘECHA										
Střecha garáže - navátý sníh + technologie zařízení č 8	6	2.48	3	0.5		2.9	1.4	200	Spiroll	PPD 207
Střecha garáže - navátý sníh	6	2.48	3	0.5			1.4	200	Spiroll	PPD 207
STROP, STŘECHA										
Strop	6	3.34	2	0.5			4	250	Spiroll	PPD 254
Střecha	6	3.34	5	0.5			2.15	250	Spiroll	PPD 254

2.5 Průvlaky A

Průvlaky jsou hlavními nosnými vodorovnými prvky konstrukce. Přenášejí svislé zatížení od stropních panelů a také zajišťují vodorovnou tuhost konstrukce. Průvlaky byly modelovány v globálním 3D modelu včetně excentricit připojení na sloupy, a bylo také zohledněno excentrické připojení panelů na průvlaky. Průvlaky jsou součástí celkového ztužení budovy. Průvlaky musí přenést tahovou sílu od mimořádného zatížení 120 kN (viz. 1.8.3). Výztuž ztužení je myšlena jako minimální a nikoliv jako přídatná výztuž k té, která je požadována analýzou konstrukce. Ve výsledcích jsou shrnuty rozhodující návrhové vnitřní síly (obálky MSU) působící na průvlaky, s minimálním množstvím výztuže k přenesení tohoto zatížení. Principiálně jsou naznačena schémata vyztužení hlavní statickou výztuží. **Tento výpočet slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele k vypracování definitivního detailního návrhu výztuže podle statické únosnosti, konstrukčních zásad a zohlednění detailů připojení.**

2.5.1 Návrh a posouzení průvlaků

Průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů byly exportovány do programu IDEA Statica. Tímto programem byl proveden návrh hlavní nosné výztuže na ohyb a smyk tak, aby průvlaky vyhověly mezním stavům únosnosti a použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1. Průvlaky jsou navrženy z betonu C45/55 XC1 (vnitřní) a XC3 (krajní), ve výpočtu bylo uvažováno s nominálním krytím výztuže 35 mm (vzdálenost od povrchu třmínku k povrchu betonu). Tvary jednotlivých průvlaků viz. výkresová část. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

Výpočet průhybů z exportovaných vnitřních sil od zatěžovacích stavů vyžadoval dlouhý výpočetní čas a někdy ani neproběhl, proto byly průhyby posouzeny zvlášť pomocí náhradního ekvivalentního rovnoměrného zatížení, nebo bodového zatížení v případě vykonzolovaných průvlaků. (viz. tabulka níže)

Kvůli značnému rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu.

PRVEK	M _{SW}	M _{CHAR}	rozpětí	náhradní zatížení pro výpočet průhybu [kN,kNm]	průhyb konzol [mm]
A01	53.6	439.9	7.15	60.5	
A01.1	47	379.7	7.15	52.1	
A01.2	43.3	373.3	7.15	51.6	
A01.3	56	441.2	7.15	60.3	
A02	1.5	21.2	1.65	57.9	
A02.1	1.3	21.3	1.65	58.8	
A02.2					
A03	22.7	171.4	6.5	28.2	
A04	9.8	66.3	4.5	22.3	
A05, A05.2	17.3	185.3	4.8	58.3	
A05.3	16.7	121.9	4.8	36.5	
A05.1	12.4	114.4	4.8	35.4	
A06	16.2	709.1	1.675	413.7	12.6
A06.1	16.2	734.2	1.675	428.7	13.1
A06.2	9.5	243.4	1.675	139.6	12.1
A07	11.7	129.2	4.65	43.5	
A08	8.7	47.6	4.5	15.4	
A09	11.2	405.4	1.675	235.3	12.5
A10	7.8	249.5	1.675	144.3	12.1

PRVEK	M _{SW}	M _{CHAR}	rozpětí	náhradní zatížení pro výpočet průhybu [kN,kNm]	průhyb konzol [mm]
A11	2	32.7	1.9	68.0	
A11.1	1.7	17.6	1.9	35.2	
A12	12.4	131.5	4.8	41.4	
A13	1.1	16	1.575	48.1	
A14	148.5	923.3	9.8	64.5	
A15	41	388.4	6.575	64.3	
A16	15	198.2	4.8	63.6	
A17	33	273.9	6.9	40.5	
A18	12.4	126.6	4.8	39.7	
A19	30	230	6.575	37.0	
A20	58.7	597.5	7.15	84.3	
A20.1	51.3	365.2	7.15	49.1	
A20.2	39.3	264	7.15	35.2	
A20.3	39.3	323.6	7.15	44.5	
A20.4	61.1	396.4	7.15	52.5	
A21.1	16.5	117.4	4.8	35.0	
A21.2	16.7	164.1	4.9	49.1	
A21.3	13	90.2	4.8	26.8	
A22				*	
A23				*	
A24				*	

Pozn.: Průvlaky vykonzolované části budovy byly navrženy na rovnoměrný průhyb (viz. tabulka).

* Součástí průvlaků A22, A23, A24 jsou nadokenní překlady. Průhyby u těchto průvlaků nerozhodují.

2.5.2 Shrnutí

Tento návrh slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem) k vypracování definitivního kompletního podrobného návrhu vyztužení průvlaků, včetně konstrukčního vyztužení a detailů přípojů, podle statické únosnosti a konstrukčních zásad. Ve výsledných schématech je znázorněna pouze staticky nutná výztuž, ostatní konstrukční a rozdělovací výztuž bude doplněna v RDS dle konstrukčních zásad (viz. ČSN EN 1992-1-1). Průvlaky jako součást celkového ztužení budovy musí přenést mimořádnou tahovou sílu 120 kN. Dle článku 9.10.2.1. normy ČSN EN 1992-1-1 se potřebná výztuž na přenesení této síly uvažuje jako minimální a nikoliv jako přídatná k té, která je vyžadována analýzou konstrukce.

2.6 Trámy B

Trámy B01 podpírají ocelovou střešní nástavbu, trámy B02-B05 vynášejí vykonzolovanou část budovy, trám B06 podpírá průvlak A19. Trámy musí přenést jednak síly od svislého zatížení (ohyb, smyk), jednak normálové síly od globálních účinků ztužení budovy. Trámy byly modelovány v globálním 3D modelu včetně excentricit připojení na sloupy a průvlaky. Trámy jsou součástí celkového ztužení budovy. Trámy musí přenést tahovou sílu od mimořádného zatížení 70 kN (viz. 1.8.3). Výztuž ztužení je myšlena jako minimální a nikoliv jako přídatná výztuž k té, která je požadována analýzou konstrukce. Ve výsledcích jsou shrnuty rozhodující návrhové vnitřní síly (obálky MSÚ) působící na trámy, s minimálním

množstvím výztuže k přenesení tohoto zatížení. Principiálně jsou naznačena schémata vyztužení hlavní statickou výztuží. **Tento výpočet slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele k vypracování definitivního detailního návrhu výztuže podle statické únosnosti, konstrukčních zásad a zohlednění detailů připojení.**

2.6.1 Návrh a posouzení trámů

Průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů byly exportovány do programu IDEA Statica. Tímto programem byl proveden návrh hlavní nosné výztuže na ohyb a smyk tak, aby trámy vyhověly mezním stavům únosnosti a použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1.

Trámy jsou navrženy z betonu C45/55 XC1 (vnitřní) a XC3 (krajní), ve výpočtu bylo uvažováno s nominálním krytím výztuže 35 mm (vzdálenost od povrchu třmínku k povrchu betonu). Tvary jednotlivých trámů viz. výkresová část. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

Výpočet průhybů z exportovaných vnitřních sil od zatěžovacích stavů vyžadoval dlouhý výpočetní čas a někdy ani neproběhl, proto byly průhyby posouzeny zvlášť pomocí náhradního ekvivalentního rovnoměrného zatížení, nebo bodového zatížení v případě vykonzolovaných trámů. (viz. tabulka níže)

Kvůli značnému rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu.

PRVEK	M_{SW}	M_{CHAR}	rozpětí	náhradní zatížení pro výpočet průhybu [kN,kNm]	průhyb konzol [mm]
B01	11.1	69.9	5.5	15.6	
B02	8.4	329.1	1.675	191.5	13.2
B03	10.2	516.6	1.675	302.3	13
B04	9.6	411.8	1.675	240.1	11.7
B05	7.2	223.4	1.675	129.1	12.9
B06				*	

Pozn.: Trámy vykonzolované části budovy byly navrženy na rovnoměrný průhyb (viz. tabulka).

* Součástí trámu B06 je nadokenní překlad. Průhyb u tohoto trámu nerozhoduje.

2.6.2 Shrnutí

Tento návrh slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem) k vypracování definitivního kompletního podrobného návrhu vyztužení trámů, včetně konstrukčního vyztužení a detailů připojů, podle statické únosnosti a konstrukčních zásad. Ve výsledných schématech je znázorněna pouze staticky nutná výztuž, ostatní konstrukční a rozdělovací výztuž bude doplněna v RDS dle konstrukčních zásad (viz. ČSN EN 1992-1-1). Trámy jako součást celkového ztužení budovy musí přenést mimořádnou tahovou sílu 70 kN. Dle článku 9.10.2.1. normy ČSN EN 1992-1-1 se potřebná výztuž na přenesení této síly uvažuje jako minimální a nikoliv jako přídatná k té, která je vyžadována analýzou konstrukce.

2.7 Ztužidla C

Ztužidla jsou součástí celkového ztužení budovy. Ztužidla jsou navržena jako prosté nosníky. Ztužidla musí přenést jednak síly od svislého zatížení (ohyb, smyk), jednak normálové síly od globálních účinků ztužení budovy. Ztužidla byla modelována v globálním 3D modelu včetně excentricit připojení na sloupy, průvlaky a trámy. Ztužidla jsou navržena jako trámová,

obvodová nebo vnitřní. Trámová ztužidla musí přenést tahovou sílu od mimořádného zatížení 70 kN. Výztuž ztužení je myšlena jako minimální a nikoliv jako přídavná výztuž k té, která je požadována analýzou konstrukce. Ve výsledcích jsou shrnuty rozhodující návrhové vnitřní síly (obálky MSÚ) působící na ztužidla, s minimálním množstvím výztuže k přenesení tohoto zatížení. Principiálně jsou naznačena schémata vyztužení hlavní statickou výztuží. **Tento výpočet slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele k vypracování definitivního detailního návrhu výztuže podle statické únosnosti, konstrukčních zásad a zohlednění detailů připojení.**

2.7.1 Návrh a posouzení MSÚ

Průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů byly exportovány do programu IDEA Statica. Tímto programem byl proveden návrh hlavní nosné výztuže na ohyb a smyk tak, aby ztužidla vyhověla mezním stavům únosnosti a použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1. Ztužidla jsou navržena z betonu C45/55 XC1 (vnitřní) a XC3 (krajní), ve výpočtu bylo uvažováno s nominálním krytím výztuže 35 mm (vzdálenost od povrchu trmínku k povrchu betonu). Tvary jednotlivých ztužidel viz. výkresová část. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

Výpočet průhybů z exportovaných vnitřních sil od zatěžovacích stavů vyžadoval dlouhý výpočetní čas a někdy ani neproběhl, proto byly průhyby posouzeny zvlášť pomocí náhradního ekvivalentního rovnoměrného zatížení. (viz. tabulka níže).

Kvůli značnému rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu.

PRVEK	M_{SW}	M_{CHAR}	rozpětí	náhradní zatížení pro výpočet průhybu [kN,kNm]	průhyb konzol [mm]
C01	11.1	43.6	5.5	8.6	
C02				*	
C03					
C04	14.6	58.3	5.5	11.6	
C05	žebro panelu tl. 90 mm				
C06	11.1	49.4	5.5	10.1	
C07	11.1	25	5.5	3.7	
C08					
C09	13	48.6	5.5	9.4	
C10	11.1	36.1	5.5	6.6	
C11	žebro panelu tl. 90 mm				
C12				*	
C13					
C14	13	58.1	5.5	11.9	
C15					
C16				*	

Pozn.: * Součástí ztužidel C02, C12 a C16 jsou nadokenní překlady. Průhyb u těchto ztužidel nerozhoduje.

2.7.2 Shrnutí

Tento návrh slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem) k vypracování definitivního kompletního podrobného návrhu vyztužení ztužidel, včetně konstrukčního vyztužení a detailů připojů, podle statické únosnosti a konstrukčních zásad. Ve výsledných schématech je znázorněna

pouze staticky nutná výztuž, ostatní konstrukční a rozdělovací výztuž bude doplněna v RDS dle konstrukčních zásad (viz. ČSN EN 1992-1-1). Ztužidla jako součást celkového ztužení budovy musí přenést mimořádnou tahovou sílu 70 kN. Dle článku 9.10.2.1. normy ČSN EN 1992-1-1 se potřebná výztuž na přenesení této síly uvažuje jako minimální a nikoliv jako přídatná k té, která je vyžadována analýzou konstrukce.

2.8 Vazníky D

Střešní vazníky jsou hlavními nosnými vodorovnými prvky konstrukce zastřešení prostoru garáží a myčky. Přenášejí svislé zatížení od stropních panelů a také zajišťují vodorovnou tuhost konstrukce. Vazníky byly modelovány v globálním 3D modelu včetně excentricit připojení na sloupy, a bylo také zohledněno excentrické připojení panelů na vazníky. Vazníky jsou součástí celkového ztužení budovy. Vazníky musí přenést tahovou sílu od mimořádného zatížení 120 kN (viz. 1.8.3). Výztuž ztužení je myšlena jako minimální a nikoliv jako přídatná výztuž k té, která je požadována analýzou konstrukce. Ve výsledcích jsou shrnuty rozhodující návrhové vnitřní síly (obálky MSÚ) působící na vazníky, s minimálním množstvím výztuže k přenesení tohoto zatížení. Principiálně jsou naznačena schémata vyztužení hlavní statickou výztuží. **Tento výpočet slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele k vypracování definitivního detailního návrhu výztuže podle statické únosnosti, konstrukčních zásad a zohlednění detailů připojení.**

2.8.1 Návrh a posouzení vazníků

Průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů byly exportovány do programu IDEA Statica. Tímto programem byl proveden návrh hlavní nosné výztuže na ohyb a smyk tak, aby vazníky vyhověly mezním stavům únosnosti a použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1.

Vazníky jsou navrženy z betonu C50/60 XC3 – vazník nad garážemi a C45/55 XC3 vazník nad myčkou, ve výpočtu bylo uvažováno s nominálním krytím výztuže 35 mm (vzdálenost od povrchu třmínku k povrchu betonu). Tvary jednotlivých vazníků viz. výkresová část. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

Výpočet průhybů z exportovaných vnitřních sil od zatěžovacích stavů vyžadoval dlouhý výpočetní čas a někdy ani neproběhl, proto byly průhyby posouzeny zvlášť pomocí náhradního ekvivalentního rovnoměrného zatížení. (viz. tabulka níže).

Kvůli značnému rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu

PRVEK	M_{SW}	M_{CHAR}	rozpětí	náhradní zatížení pro výpočet průhybu [kN,kNm]	průhyb konzol [mm]
D01	171	1299	14.28	44.3	
D02	44.7	322.4	6.7	49.5	

2.8.2 Shrnutí

Tento návrh slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem) k vypracování definitivního kompletního podrobného návrhu vyztužení vazníků, včetně konstrukčního vyztužení a detailů připojů, podle statické únosnosti a konstrukčních zásad. Ve výsledných schématech je znázorněna pouze staticky nutná výztuž, ostatní konstrukční a rozdělovací výztuž bude doplněna v RDS dle konstrukčních zásad (viz. ČSN EN 1992-1-1). Vazníky jako součást celkového ztužení budovy musí přenést mimořádnou tahovou sílu 120 kN. Dle článku 9.10.2.1.

normy ČSN EN 1992-1-1 se potřebná výztuž na přenesení této sílu uvažuje jako minimální a nikoliv jako přídatná k té, která je vyžadována analýzou konstrukce.

2.9 Sloupy S

Sloupy budovy jsou vetknuty do kalichů a zmonolitněny s pilotou a hlavicí piloty. Sloupy byly modelovány v globálním 3D modelu včetně excentricit připojení průvlaků, trámů a ztužidel. Sloupy jsou navrženy na rozhodující hlavní návrhové síly normálová síla a ohyb se smykem. Sloupy jsou součástí celkového ztužení budovy. Ve výsledcích jsou shrnuty rozhodující návrhové vnitřní síly (obálky MSÚ) působící na sloupy, s minimálním množstvím výztuže k přenesení tohoto zatížení. Principiálně jsou naznačena schémata vyztužení hlavní statickou výztuží. **Tento výpočet slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele k vypracování definitivního detailního návrhu výztuže podle statické únosnosti, konstrukčních zásad a zohlednění detailů připojení.**

2.9.1 Návrh a posouzení sloupů

Průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů byly exportovány do programu IDEA Statica. Tímto programem byl proveden návrh hlavní nosné výztuže na ohyb a smyk tak, aby sloupy vyhověly mezním stavům únosnosti a použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1. Sloupy byly navrženy v návrhových skupinách. **Značení sloupů se řídí osovým rastrem budovy, tedy sloup např. SE11 je sloup v průsečíku os E a 11.** Základní průřezy sloupů použité v modelu jsou S1 – 350x350 mm - ostatní, S2 – 300x300 mm – fasádní (řady A',0) a S3 – 450x350 mm – rozšířená část sloupu pod vazníkem D01 v garáži.

Sloupy jsou navrženy z betonu C45/55 XC1 (vnitřní) a XC3 (krajní), ve výpočtu bylo uvažováno s nominálním krytím výztuže 35 mm (vzdálenost od povrchu třmínku k povrchu betonu). Tvary jednotlivých průvlaků viz. výkresová část. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

Kvůli značnému rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu.

2.9.2 Shrnutí

Tento návrh slouží jako podklad pro realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem) k vypracování definitivního kompletního podrobného návrhu vyztužení sloupů, včetně konstrukčního vyztužení a detailů připojů, podle statické únosnosti a konstrukčních zásad. Ve výsledných schématech je znázorněna pouze staticky nutná výztuž, ostatní konstrukční a rozdělovací výztuž bude doplněna v RDS dle konstrukčních zásad (viz. ČSN EN 1992-1-1).

2.10 Stěnové dílce

Stěnovými dílci se rozumí železobetonová věž G, schodišťová šachta H, stěny J a základové prahy F. Tvary jednotlivých konstrukčních prvků viz. výkresová část. Stěnové dílce jsou navrženy z betonu C45/55. Výztuž bude provedena z oceli B500B. **Návrh a podrobné výkresy výztuže stěnových dílců budou provedeny v RDS (realizační dokumentaci) a ve VTD (výrobní dokumentaci) zajišťované zhotovitelem. V místě otvorů bude výztuž zesílena. Dělení na jednotlivé montážní díly budou řešeno v RDS dle montážních a přepravních dispozic vybraného zhotovitele stavby.**

2.11 Schodiště

Schodiště jsou navržena z betonu C45/55 XC1. Návrh a posouzení výztuže prefabrikátů schodišť a jejich výkresy budou provedeny v RDS (realizační dokumentaci) a ve VTD (výrobní dokumentaci) zajišťované zhotovitelem. Schodiště budou navržena na vlastní tíhu a na užité zatížení 3kN/m^2 .

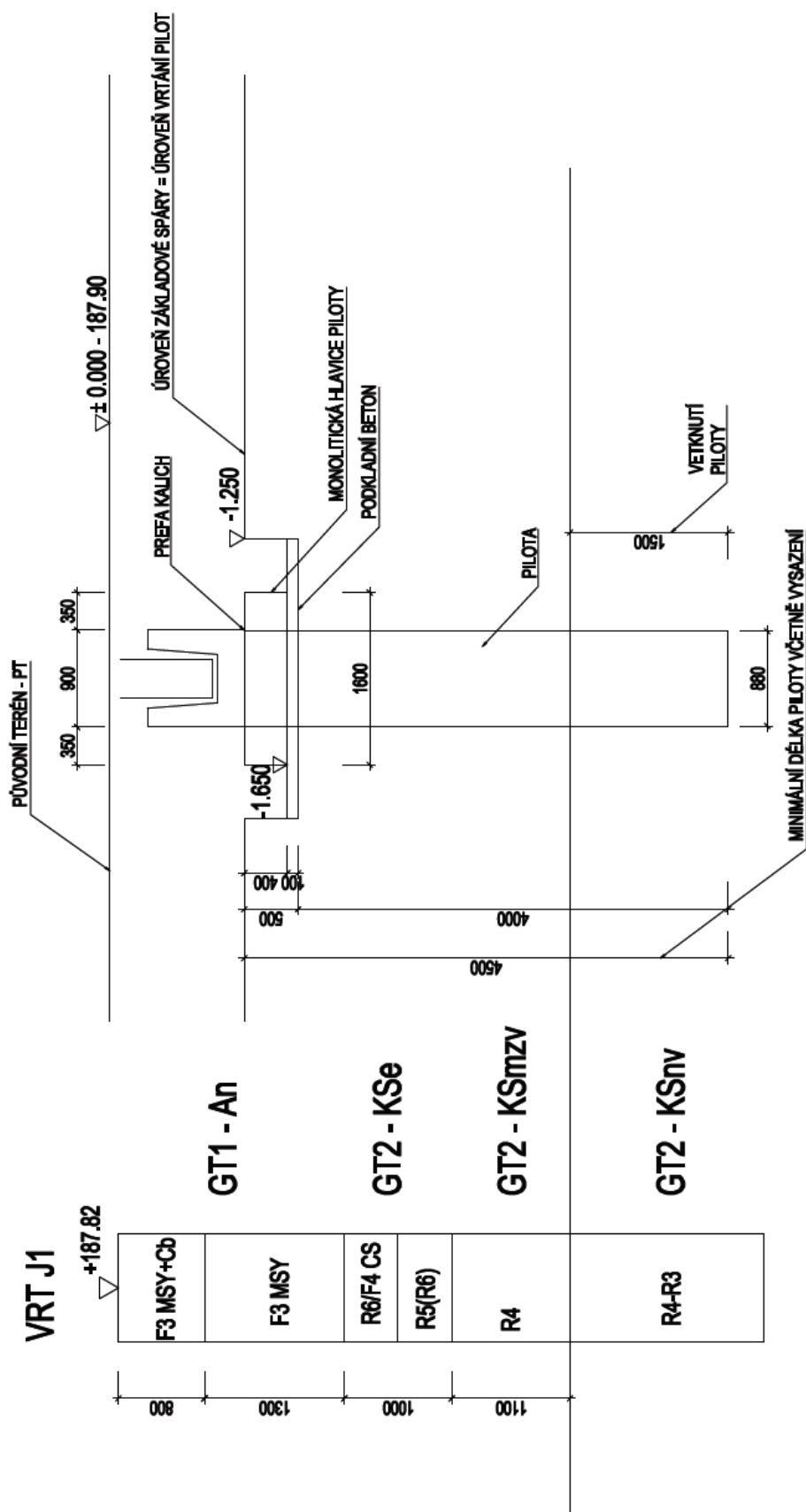
2.12 Piloty, hlavice pilot, kalichy E01, E02

Piloty jsou zmonolitněny s hlavicí piloty a s kalichem sloupu. Základové konstrukce (piloty, hlavice a kalichy) jsou navrženy na rozhodující silové a momentové reakce z globální analýzy konstrukce. Pro návrh pilot byly použity geotechnické parametry zemin stanovené z výsledků IGP vrtu č. J1.

Obálky reakcí rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů byly exportovány z globálního modelu do programu GEO 5 jako obálky zatížení kombinací zatěžovacích stavů pro posouzení pilot, hlavic pilot a kalichů v mezní stavu únosnosti a mezním stavu použitelnosti. **Značení pilot se řídí osovým rastrem budovy, tedy pikota např. E11 je pilota v průsečíku os E a 11**

Kvůli značnému rozsahu výsledků jsou obálky reakcí rozhodujících kombinací v MSÚ a MSP vydány pouze digitálně (REAKCE NA PILOTY.pdf) a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu.

2.12.1 Schéma vrtu



2.12.2 Geologická dokumentace vrtu J1

GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU

Projekt Nymburk - HS - IGP				Označení vrtu J1	
Zakázka číslo 20.0396.123Z22	Vrtáno 13. 01. 2021	Výška (m n. m.) Z = 187,82	Souřadnice S-JTSK Y = 697 458,43 X = 1037 064,29		Hloubka vrtu 6,0 m
Objednatel ARTECH spol s.r.o.		HPV naražená Nezastížena	HPV ustálená Nezastížena	Stránka 1	

Stratigrafie Nadmožná výška (m)	Vrtový profil	Hloubka (Mocnost) (m)	Hloubka podzemní vody (m)	Vzorek Lab číslo	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	Zařazení CSN P 73 1005
187,02		(0,80) 0,80			navážka - hlina písčita, tmavě hnědá, tuhá konzistence (160 - 200 kPa), s kameny a úlomky cihel do 10 cm, podíl Cb frakce cca 20 - 30%, místy s kořeny	F3 MSY+Cb
185,72		(1,30) 2,10			navážka - hlina jílovo-písčita, tmavě hnědá, na bázi světle hnědá, pevná konzistence, ojediněle s kořeny a drobné úlomky cihel	F3 MSY
185,22		(0,50) 2,60		73075	eluvium - slínovec, zcela zvětralý, charakteru písčitého jílů, hnědosedého, pevného, ojediněle s úlomky v ruce se rozpadajícími, vápnitý	R6/F4 CS
184,72		(0,50) 3,10			slínovec, zcela až silně zvětralý, hnědosedý, úlomky převážně rukou lehce lámavé, místy až rozpadající se, vápnitý	R5(R6)
183,62		(1,10) 4,20			slínovec, mírně zvětralý, hnědosedý, úlomky převážně těžce lámavé rukou, místy až lehce kladivem, vápnitý	R4
181,82		(1,80) 6,00			slínovec, navětralý, hnědosedý, úlomky rukou již nelamavé, pouze lehce kladivem na několik úderů, vápnitý	R4-R3
Vrt byl ukončen v hloubce 6,00 m						

Údaje o vrtání				Legenda		POZNÁMKA
Průběh vrtání Datum	Technické pažení Hloubka	Vrtový průměr Hloubka Prům. (mm)	Vrtový průměr Hloubka Prům. (mm)			
			2,2 195 6,0 176	<div>⬇</div> Naražená hladina podzemní vody <div>⬇</div> Ustálená hladina podzemní vody Vzorky <div>☒</div> Porušený vzorek		

Všechny rozměry jsou v metrech. Měřítko 1 : 50	Sopratva Vrtmistr	UGB50M Valenta	Dokumentoval(a) Láznička	Zpracoval(a) Láznička
---	----------------------	-------------------	-----------------------------	--------------------------

2.12.3 Parametry zemin a hornin

Tabulka č. 4: Přehled doporučených charakteristických hodnot geotechnických parametrů zemin a hornin

GT typ	zařídění dle ČSN P 73 1005	konzistence	geotechnické charakteristiky					odhadovaná minimální únosnost R _d [kPa]
			objemová tíha	modul přetvárnosti	Poissonovo číslo	smykové parametry		
			γ	E _{def}	ν	φ _{ef}	C _{ef}	
			kN.m ⁻³	MPa	-	°	kPa	
GT2-KSe	R6 / F4 CS, (při bázi R6-R5)	pevná	18,5 – 21	8 – 12 (10*)	0,30 – 0,35	22 – 25 (24*)	20 – 30 (20*)	250
GT3-KSmzv	R5-R4	-	21 – 24	50 – 150 (100*)	0,25	-**	200	300
GT4-KSnv	R3(R4)	-	24 – 26	300 – 600 (400*)	0,20	-**	250	600

* - doporučená hodnota

** - Nehodnoceno – závisí mimo jiné na četnosti a charakteru diskontinuit, které nebyly s ohledem na vrtání JJRK zkoumány

2.12.4 Návrh a posouzení pilot

Piloty byly posouzeny dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1997-1. Vzorově je ukázán jeden posudek, ostatní posudky jsou archivovány u zhotovitele statického výpočtu. Výsledky jsou shrnuty v následujících tabulkách. Piloty jsou navrženy z betonu C30/37 XA2, ve výpočtu bylo uvažováno s nominálním krytím hlavní výztuže 110 mm (spojovatelná pažnice 40 mm, minimální krytí výztuže pro piloty $D > 0.6m$ 60 mm, šroubovice 8 mm).

Ze závěrů IGP, a na základě statického výpočtu založení, vychází minimální délka pilot 4.5 m s minimální délkou vetknutí do prostředí GT4-KSnv 1.5 m. Ve výpočtu bylo uvažováno s geologickým profilem odpovídajícím vrtu J1. Piloty budou vrtány z úrovně -1.25 m od původního terénu. Piloty budou vrtány pod ochranou pažnice. Ve výpočtu bylo uvažováno s použitím spojovatelné pažnice průměru 880 mm. Piloty budou vrtané železobetonové uvažovaného průměru 880 mm. Pažnice bude během betonáže postupně vysouvány.

Piloty jsou značeny dle rastru budovy. V následujících tabulkách jsou uvedena sednutí pilot a hlavní nutná výztuž pilot. Piloty ocelové věže musí přenést tahovou reakci!!! Délka pilot může být výsledně upravena na základě skutečně zastiženého geologického profilu, musí však bezpečně vyhovět v mezním stavu únosnosti a použitelnosti tzn bezpečně přenést zatížení od konstrukce budovy.

2.12.4.1 Vzorový posudek piloty A1

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce :

EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 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

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	GT1 - F3		20.00	0.35
2	GT2 - F4/R6		20.00	0.35
3	GT3-(R5-R4)		22.00	0.25
4	GT4-R3 (R4)		25.00	0.20

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	GT1 - F3		-	10.00	20.00	-	-
2	GT2 - F4/R6		-	10.00	20.00	-	-
3	GT3-(R5-R4)		-	100.00	22.00	-	-
4	GT4-R3 (R4)		-	400.00	25.00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	GT1 - F3		24.00	-	-	-	-
2	GT2 - F4/R6		24.00	-	-	-	-
3	GT3-(R5-R4)		-	-	-	200.00	0.33
4	GT4-R3 (R4)		-	-	-	250.00	0.33

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	GT1 - F3		6.00
2	GT2 - F4/R6		6.00
3	GT3-(R5-R4)		18.80
4	GT4-R3 (R4)		18.80

Parametry zemin

GT1 - F3

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 6.00^\circ$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$

GT2 - F4/R6

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 6.00^\circ$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$

GT3-(R5-R4)

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100.00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 18.80^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_u = 200.00 \text{ kPa}$
Součinitel adheze : $\alpha = 0.33$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27.00^\circ$

GT4-R3 (R4)

Objemová tíha : $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$

Modul přetvárnosti :	$E_{\text{def}} =$	400.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} =$	25.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	$\beta =$	18.80 °
Soudržnost zeminy :	$c_u =$	250.00 kPa
Součinitel adheze :	$\alpha =$	0.33
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} =$	27.00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0.88$ m

Délka $l = 4.50$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 6.08E-01$ m²

Moment setrvačnosti $I = 2.94E-02$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0.50$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 1.65$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

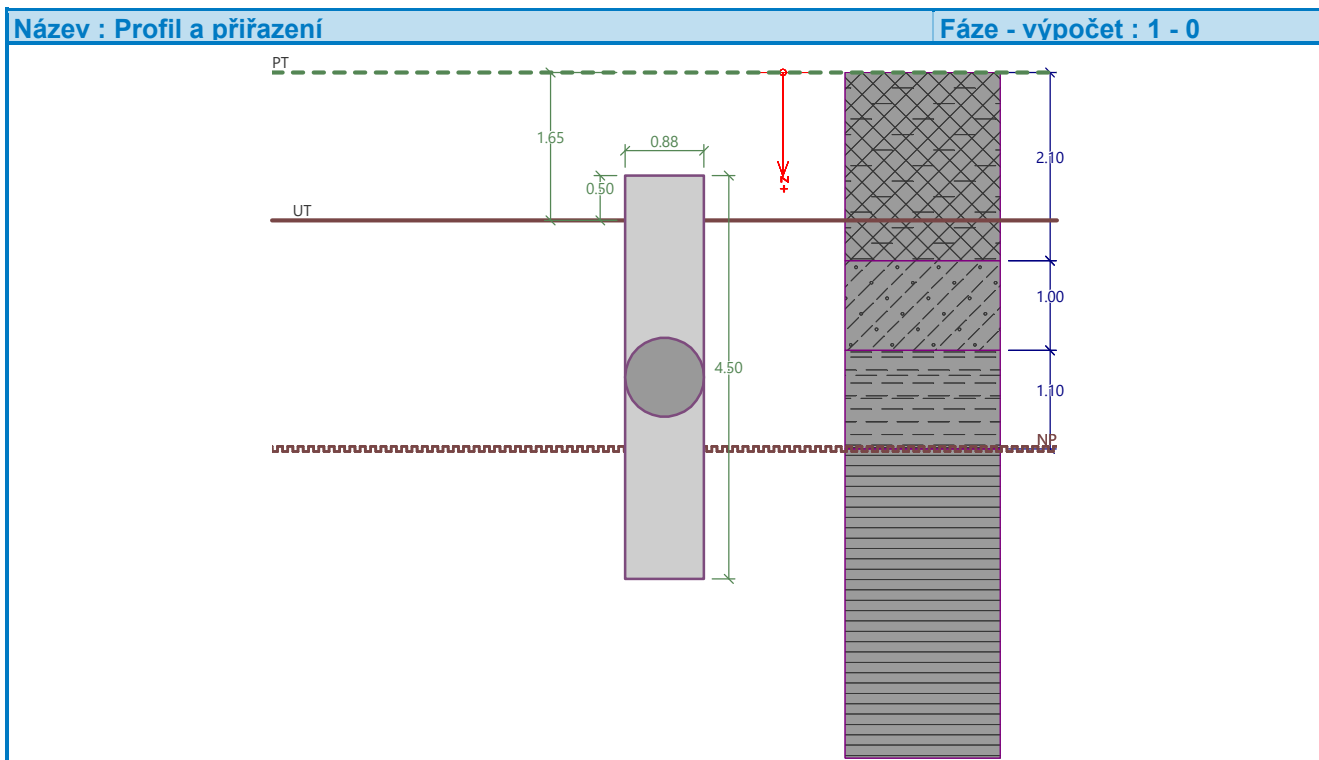
Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 187.82 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.10	0.00 .. 2.10	187.82 .. 185.72	GT1 - F3	
2	1.00	2.10 .. 3.10	185.72 .. 184.72	GT2 - F4/R6	
3	1.10	3.10 .. 4.20	184.72 .. 183.62	GT3-(R5-R4)	
4	-	4.20 .. ∞	183.62 .. -	GT4-R3 (R4)	



Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		A1	Návrhové	1137.87	33.09	-6.25	-1.52	-24.09
2	Ano		A1	Návrhové	1365.34	-11.75	30.46	22.79	2.48
3	Ano		A1	Návrhové	1328.37	34.83	-3.47	0.94	-26.56
4	Ano		A1	Návrhové	1195.56	-38.43	-0.71	3.29	13.49
5	Ano		A1	Návrhové	1101.34	-11.74	26.88	20.02	3.88
6	Ano		A1	Návrhové	1634.61	-24.35	8.55	10.23	3.73
7	Ano		A1	Návrhové	1374.56	-38.69	0.95	4.89	12.60
8	Ano		A1	Návrhové	1149.36	35.09	-5.13	-0.66	-25.68
9	Ano		A1	Návrhové	1108.73	34.35	-6.37	-1.45	-24.99
10	Ano		A1	Návrhové	1394.48	-13.01	30.58	22.71	3.37
11	Ano		A1	Návrhové	1141.22	-11.22	27.56	20.57	3.29
12	Ano		A1	Návrhové	1375.33	-38.47	1.51	5.13	12.50
13	Ano		A1	Užitné	1128.47	21.52	-0.86	2.21	-17.87
14	Ano		A1	Užitné	1171.00	-8.22	22.64	17.47	0.38
15	Ano		A1	Užitné	1146.36	22.84	0.01	2.91	-18.98
16	Ano		A1	Užitné	1166.93	-26.16	2.83	5.42	7.18
17	Ano		A1	Užitné	1104.12	-8.37	21.22	16.58	0.78
18	Ano		A1	Užitné	1219.84	-16.63	6.95	7.94	2.04
19	Ano		A1	Užitné	1177.15	-26.17	2.96	5.54	7.13
20	Ano		A1	Užitné	1136.14	22.85	-0.12	2.79	-18.92
21	Ano		A1	Užitné	1109.05	22.36	-0.94	2.27	-18.46
22	Ano		A1	Užitné	1190.43	-9.06	22.72	17.42	0.97
23	Ano		A1	Užitné	1130.71	-8.02	21.67	16.94	0.38
24	Ano		A1	Užitné	1177.66	-26.03	3.33	5.70	7.06

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 4.20 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 250.00$ kPa

Plocha příčného řezu piloty $A_p = 6.08E-01$ m²

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [–]	K [–]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	-	-
0.45	0.45	-	-	1.13	18.00	4.50	1.87
0.45	-	-	-	-	-	-	-
0.88	0.43	-	-	1.13	18.00	13.30	5.27
0.88	-	-	-	-	-	-	-
1.45	0.57	-	-	1.13	18.00	17.60	9.25
1.45	-	-	-	-	-	-	-
2.55	1.10	200.00	0.33	-	-	17.60	182.46
2.55	-	-	-	-	-	-	-
4.00	1.45	250.00	0.33	-	-	17.60	300.65

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 6. (A1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 499.50$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 1244.07$ kN

Únosnost piloty $R_c = 1743.57$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1726.98$ kN

$$R_c = 1743.57 \text{ kN} > 1726.98 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	13.00
2	13.00
3	26.48
4	50.46

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0.98$
Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0.79$
Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1.71$
Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.25$
Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.34$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0.22$
Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.02$
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 0.18$
Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.89$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 829.88$ kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 1.1$ mm
Celková únosnost $R_c = 1917.93$ kN
Maximální sednutí $s_{lim} = 6.8$ mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 1219.84$ kN je sednutí piloty 3.2 mm.

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Pilota je vetknutá do horniny (posun paty je roven nule).

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0.5 mm
Max.posouvající síla = 26.58 kN
Maximální moment = 38.70 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 110.0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0.620 \% > 0.411 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -1374.56$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 38.70$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -11512.19$ kN; $M_{Rd} = 337.69$ kNm

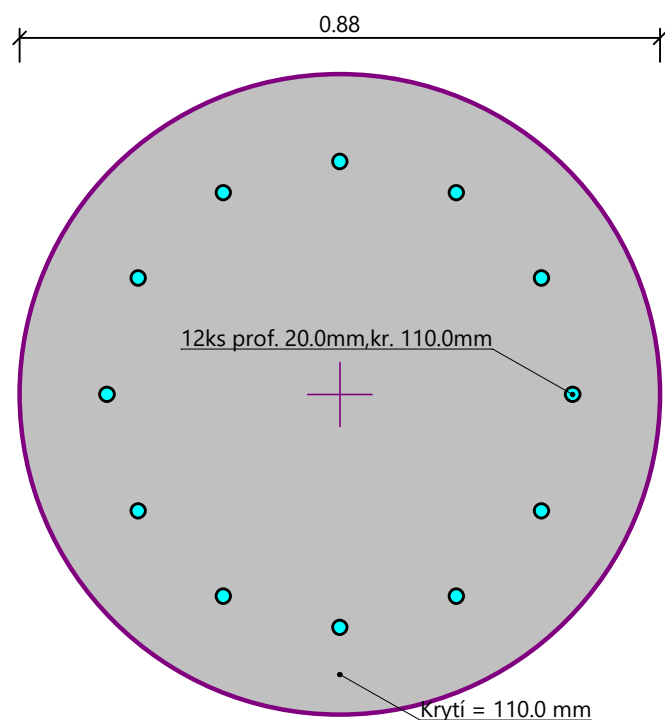
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 404.56$ kN > 26.58 kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Schéma vyztužení



2.12.4.2 Posudek tahové piloty ocelové věže

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
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) :	$k_{cr} = 0.67$

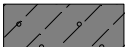


Piloty

Výpočet pro odvozněné podmínky :	NAVFAC DM 7.2
Zatěžovací křivka :	lineární (Poulos)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu





Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

Základní parametry zemín


Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	GT1 - F3		20.00	0.35
2	GT2 - F4/R6		20.00	0.35
3	GT3-(R5-R4)		22.00	0.25
4	GT4-R3 (R4)		25.00	0.20



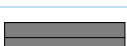
Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	GT1 - F3		-	10.00	20.00	-	-
2	GT2 - F4/R6		-	10.00	20.00	-	-
3	GT3-(R5-R4)		-	100.00	22.00	-	-
4	GT4-R3 (R4)		-	400.00	25.00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	GT1 - F3		24.00	-	-	-	-
2	GT2 - F4/R6		24.00	-	-	-	-
3	GT3-(R5-R4)		-	-	-	200.00	0.33
4	GT4-R3 (R4)		-	-	-	250.00	0.33

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	GT1 - F3		6.00

Číslo	Název	Vzorek	β
2	GT2 - F4/R6		6.00
3	GT3-(R5-R4)		18.80
4	GT4-R3 (R4)		18.80

Parametry zemin

GT1 - F3

Objemová tíha :	γ	=	20.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	10.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	6.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	24.00 °

GT2 - F4/R6

Objemová tíha :	γ	=	20.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	10.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	6.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	24.00 °

GT3-(R5-R4)

Objemová tíha :	γ	=	22.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.25
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	100.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	18.80 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	200.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	0.33
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	27.00 °

GT4-R3 (R4)

Objemová tíha :	γ	=	25.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.20
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	400.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	18.80 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	250.00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	0.33
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	27.00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0.88$ m

Délka $l = 4.50$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 6.08E-01$ m²

Moment setrvačnosti $I = 2.94E-02$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0.50 \text{ m}$
Hloubka upraveného terénu $h_z = 1.65 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty
Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku $G = 13750.00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 187.82 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.10	0.00 .. 2.10	187.82 .. 185.72	GT1 - F3	
2	1.00	2.10 .. 3.10	185.72 .. 184.72	GT2 - F4/R6	
3	1.10	3.10 .. 4.20	184.72 .. 183.62	GT3-(R5-R4)	
4	-	4.20 .. ∞	183.62 .. -	GT4-R3 (R4)	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	330.26	0.00	0.00	-34.63	-0.95
2	Ano		MSÚ	Návrhové	-170.48	0.00	0.00	34.22	-1.61
3	Ano		MSÚ	Návrhové	-129.41	0.00	0.00	-32.96	-2.02
4	Ano		MSÚ	Návrhové	56.54	0.00	0.00	0.64	1.41
5	Ano		MSÚ	Návrhové	-175.04	0.00	0.00	-33.08	-2.02
6	Ano		MSÚ	Návrhové	330.27	0.00	0.00	-34.63	-0.95
7	Ano		MSP	Užitné	232.85	0.00	0.00	-23.11	-0.63
8	Ano		MSP	Užitné	-95.67	0.00	0.00	22.79	-1.07
9	Ano		MSP	Užitné	-74.51	0.00	0.00	-21.95	-1.35
10	Ano		MSP	Užitné	54.38	0.00	0.00	0.46	0.94
11	Ano		MSP	Užitné	-100.01	0.00	0.00	-22.03	-1.35
12	Ano		MSP	Užitné	232.86	0.00	0.00	-23.11	-0.63

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 4.20 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 250.00$ kPa

Plocha příčného řezu piloty $A_p = 6.08E-01$ m²

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [–]	K [–]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	-	-
0.45	0.45	-	-	1.13	18.00	4.50	1.87
0.45	-	-	-	-	-	-	-
0.88	0.43	-	-	1.13	18.00	13.30	5.27
0.88	-	-	-	-	-	-	-
1.45	0.57	-	-	1.13	18.00	17.60	9.25
1.45	-	-	-	-	-	-	-
2.55	1.10	200.00	0.33	-	-	17.60	182.46
2.55	-	-	-	-	-	-	-
4.00	1.45	250.00	0.33	-	-	17.60	300.65

Únosnost tažené piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [–]	K [–]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	-	-
0.45	0.45	-	-	1.13	18.00	4.50	2.05
0.45	-	-	-	-	-	-	-
0.88	0.43	-	-	1.13	18.00	13.30	5.80
0.88	-	-	-	-	-	-	-
1.45	0.57	-	-	1.13	18.00	17.60	10.17
1.45	-	-	-	-	-	-	-
2.55	1.10	200.00	0.33	-	-	17.60	200.71
2.55	-	-	-	-	-	-	-
4.00	1.45	250.00	0.33	-	-	17.60	330.72

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 6. (MSÚ)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 499.50 \text{ kN}$
Únosnost piloty v patě $R_b = 1244.07 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 1743.57 \text{ kN}$
Extrémní svislá síla $V_d = 415.25 \text{ kN}$

$$R_c = 1743.57 \text{ kN} > 415.25 \text{ kN} = V_d$$

Únosnost tlačené piloty VYHOVUJE

Posouzení tažené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 5. (MSÚ)

Únosnost tažené piloty $R_{sdt} = 477.78 \text{ kN}$
Vlastní hmotnost piloty $w_p = 62.95 \text{ kN}$
Extrémní tahová síla $V_d = 112.09 \text{ kN}$

$$R_c = 477.78 \text{ kN} > 112.09 \text{ kN} = V_d$$

Únosnost tažené piloty VYHOVUJE

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	13.00
2	13.00
3	26.48
4	15.00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0 \text{ mm}$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0.99$
Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0.79$
Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1.71$
Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.25$
Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.34$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0.22$
Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 0.18$
Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.89$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 831.96 \text{ kN}$
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 1.9 \text{ mm}$
Celková únosnost $R_c = 1917.93 \text{ kN}$
Maximální sednutí $s_{lim} = 11.5 \text{ mm}$

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 232.86 \text{ kN}$ je sednutí piloty 0.5 mm .

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Pilota je vetknutá do horniny (posun paty je roven nule).

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 1.0 mm

Max.posouvající síla = 60.36 kN

Maximální moment = 65.51 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 110.0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0.620 \% > 0.411 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = 170.48$ kN (tah) ; $M_{Ed} = 64.78$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = 807.02$ kN; $M_{Rd} = 306.66$ kNm

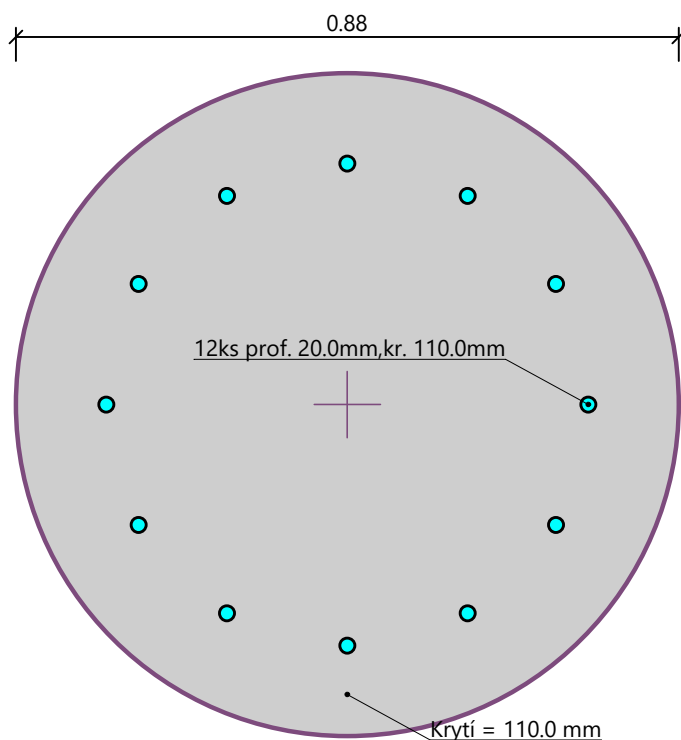
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 172.80$ kN > 60.36 kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Schéma vyztužení



2.12.4.3 Souhrn posouzení pilot

	Průměr (spojovatelná výpažnice) [mm]	Délka piloty včetně vysazení [m]	Maximální sednutí piloty [mm]	Podélná výztuž - průměr [mm]	Podélná výztuž - počet [ks]	Minimální vetknutí do GT2-KS _{nv} [m]
A1	880	4.5	3.2	20	12	1.5
A2	880	4.5	2.5	20	12	1.5
A3	880	4.5	2.7	20	12	1.5
A4	880	4.5	1.3	20	12	1.5
A5	880	4.5	1.0	20	12	1.5
A6	880	4.5	1.0	20	12	1.5
A7	880	4.5	0.9	20	12	1.5
A8	880	4.5	1.0	20	12	1.5
A9	880	4.5	1.1	20	12	1.5
A10	880	4.5	1.1	20	12	1.5
A11	880	4.5	1.1	20	12	1.5
A12	880	4.5	0.8	20	12	1.5
B1	880	4.5	1.6	20	12	1.5
B2	880	4.5	0.9	20	12	1.5
B3	880	4.5	1.5	20	12	1.5
B4	880	4.5	0.9	20	12	1.5
B8	880	4.5	0.9	20	12	1.5
B12	880	4.5	0.9	20	12	1.5
C1	880	4.5	3.1	20	12	1.5
C2	880	4.5	0.9	20	12	1.5
C3	880	4.5	0.6	20	12	1.5
C4	880	4.5	0.9	20	12	1.5
C8	880	4.5	0.9	20	12	1.5
C12	880	4.5	0.9	20	12	1.5
D1	880	4.5	0.5	20	12	1.5
D2	880	4.5	0.8	20	12	1.5
D3	880	4.5	1.1	20	12	1.5
D4	880	4.5	0.8	20	12	1.5
D5	880	4.5	1.1	20	12	1.5
D6	880	4.5	1.1	20	12	1.5
D7	880	4.5	1.2	20	12	1.5
D8	880	4.5	1.2	20	12	1.5
D9	880	4.5	1.7	20	12	1.5
D10	880	4.5	1.7	20	12	1.5
D11	880	4.5	1.5	20	12	1.5
D12	880	4.5	0.9	20	12	1.5
E1	880	4.5	2.7	20	12	1.5
E2	880	4.5	1.1	20	12	1.5
E3	880	4.5	0.9	20	12	1.5
E5	880	4.5	1.1	20	12	1.5
E6	880	4.5	1.2	20	12	1.5
E7	880	4.5	1.0	20	12	1.5
E8	880	4.5	1.2	20	12	1.5
E9	880	4.5	1.1	20	12	1.5
E10	880	4.5	1.1	20	12	1.5
E11	880	4.5	1.1	20	12	1.5
E12	880	4.5	1.0	20	12	1.5
F1	880	4.5	0.8	20	12	1.5
F2	880	4.5	1.0	20	12	1.5
F3	880	4.5	0.9	20	12	1.5
F5	880	4.5	1.3	20	12	1.5
F6	880	4.5	1.4	20	12	1.5
F7	880	4.5	1.1	20	12	1.5
F8	880	4.5	1.9	20	12	1.5
F9	880	4.5	1.7	20	12	1.5
F10	880	4.5	1.7	20	12	1.5
F11	880	4.5	1.5	20	12	1.5
F12	880	4.5	1.0	20	12	1.5
ocelová věž *	880	4.5		20	12	1.5
* TAHOVÁ REAKCE!!!						

2.12.5 Hlavice pilot

Monolitické hlavice pilot budou navrženy na návrhové reakce z globálního modelu (REAKCE NA PILOTY.pdf). Výkres monolitických hlavic pilot viz. výkresová část. Hlavice pilot jsou navrženy z betonu C30/37 XA2. Tvar hlavic pilot viz výkresová část. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

2.12.6 Kalichy E01, E02

Prefabrikované kalichy budou navrženy na návrhové reakce z globálního modelu (REAKCE NA PILOTY.pdf). Tvary jednotlivých konstrukčních prvků viz. výkresová část. Prefabrikované kalichy jsou navrženy z betonu C45/55 XA2. Výztuž bude provedena z oceli B500B. **Návrh, posouzení a podrobné výkresy výztuže kalichů, včetně kotevních přípravků ke zmonolitnění s hlavicí piloty a pilotou, a montážních přípravků k osezení kalichů budou provedeny v RDS (realizační dokumentaci) a ve VTD (výrobní dokumentaci) zajišťované zhotovitelem.**

2.12.7 Kalich E03 – základový pas

Prefabrikovaný pas budou navržen na návrhové reakce z rovinného modelu. Tvary jednotlivých konstrukčních prvků viz. výkresová část. Prefabrikovaný pas je navržen z betonu C45/55 XA2. Výztuž bude provedena z oceli B500B. **Návrh, posouzení a podrobné výkresy výztuže patek a pasu, budou provedeny v RDS (realizační dokumentaci) a ve VTD (výrobní dokumentaci) zajišťované zhotovitelem.**

Původní zemina bude pod plošným základem patky na úrovni -1.23m zhutněna na $E_{def,2} = 30$ MPa. Na zhutněnou zeminu bude položena vrstva podkladního betonu tl. 100 mm.

Pas byl posouzen na rozhodující silové reakce v MSÚ a MSP programem Geo 5.

Posouzení plošného základu – Kalich E03

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0.333

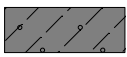

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :		$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	GT1-F3		24.00	20.00	20.00	10.00	
2	GT2-F4/R6		24.00	20.00	20.00	10.00	
3	GT3-(R5-R4)		30.00	200.00	22.00	12.00	
4	GT4-R3-(R4)		30.00	250.00	25.00	15.00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

GT1-F3

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT2-F4/R6

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT3-(R5-R4)

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

GT4-R3-(R4)

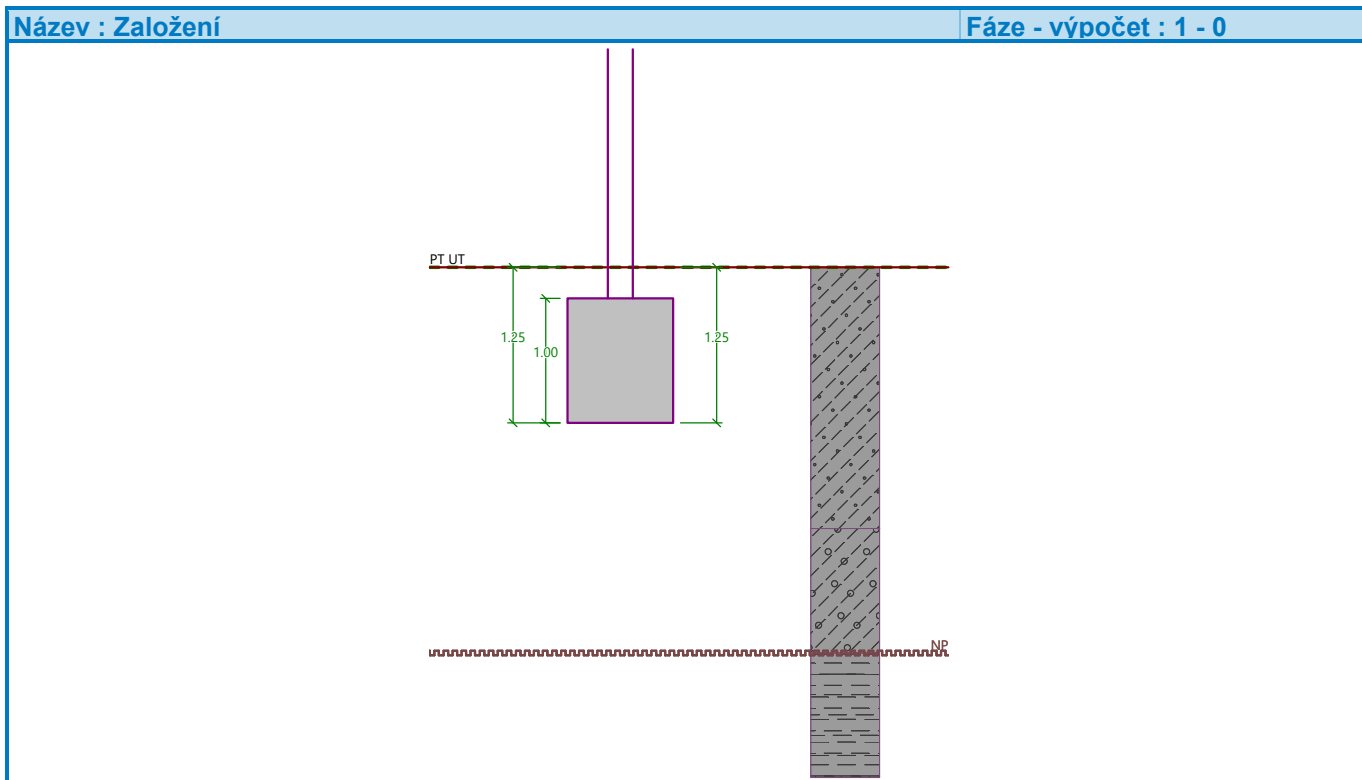
Objemová tíha : $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 250.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 400.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 1.25 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1.25$ m
Tloušťka základu $t = 1.00$ m
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$
Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3



Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 6.00 m
Šířka pasu (x) = 0.85 m
Šířka sloupu ve směru x = 0.20 m
Objem pasu = $0.85 \text{ m}^3/\text{m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$




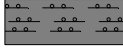
Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.10	0.00 .. 2.10	GT1-F3	
2	1.00	2.10 .. 3.10	GT2-F4/R6	
3	1.10	3.10 .. 4.20	GT3-(R5-R4)	
4	-	4.20 .. ∞	GT4-R3-(R4)	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		MSÚ	Návrhové	81.00	0.00	0.00
2	Ano		MSP	Užitné	60.00	0.00	0.00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 3.10 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSÚ	Ano	0.00	0.00	124.12	519.71	23.88	Ano
MSÚ	Ne	0.00	0.00	134.21	519.71	25.82	Ano

Výpočet 1.MS - mezivýsledky

φ _d	=	24.000 °
c _d	=	20.000 kPa
γ _{1prum}	=	20.000 kN/m ³
γ _{2prum}	=	20.000 kN/m ³
b _{ef}	=	0.850 m
N _q	=	9.603
N _c	=	19.324
N _γ	=	7.661
s _q	=	1.058
s _c	=	1.064
s _γ	=	0.958
d _q	=	1.000
d _c	=	1.000
d _γ	=	1.000
i _q	=	1.000
i _c	=	1.000
i _γ	=	1.000

$$\begin{aligned}b_q &= 1.000 \\b_c &= 1.000 \\b_\gamma &= 1.000 \\g_q &= 1.000 \\g_c &= 1.000 \\g_\gamma &= 1.000 \\R_d &= 727.597 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

$$\begin{aligned}\text{Spočtená vlastní tíha pasu } G &= 28.69 \text{ kN/m} \\ \text{Spočtená tíha nadloží } Z &= 4.39 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Posouzení vislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1.11 \text{ m}$
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 3.06 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\text{Výpočtová únosnost zákl. půdy } R_d &= 519.71 \text{ kPa} \\ \text{Extrémní kontaktní napětí } \sigma &= 134.21 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

$$\begin{aligned}\text{Max. excentricita ve směru délky patky } e_x &= 0.000 < 0.333 \\ \text{Max. excentricita ve směru šířky patky } e_y &= 0.000 < 0.333 \\ \text{Max. prostorová excentricita } e_t &= 0.000 < 0.333\end{aligned}$$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 7.56 \text{ kN}$
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 65.03 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla $H = 0.00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_2 (vliv nestlačitelného podloží).
Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

$$\begin{aligned}\text{Spočtená vlastní tíha pasu } G &= 21.25 \text{ kN/m} \\ \text{Spočtená tíha nadloží } Z &= 3.25 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Sednutí a natočení základu - mezivýsledky

Vrstva a čís.	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_{def} [MPa]	σ_{or} [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Sednutí [mm]
1	1.25	1.30	0.05	10.00	25.50	71.74	0.22
2	1.30	1.35	0.05	10.00	26.50	64.31	0.20
3	1.35	1.40	0.05	10.00	27.50	56.29	0.18
4	1.40	1.45	0.05	10.00	28.50	50.71	0.16
5	1.45	1.50	0.05	10.00	29.50	46.54	0.14
6	1.50	1.55	0.05	10.00	30.50	43.10	0.13
7	1.55	1.65	0.10	10.00	32.00	38.80	0.24
8	1.65	1.75	0.10	10.00	34.00	33.91	0.21
9	1.75	1.85	0.10	10.00	36.00	29.97	0.19
10	1.85	1.95	0.10	10.00	38.00	26.82	0.17
11	1.95	2.05	0.10	10.00	40.00	24.32	0.15
12	2.05	2.10	0.05	10.00	41.50	22.76	0.07
13	2.10	2.15	0.05	10.00	42.50	21.87	0.07
14	2.15	2.40	0.25	10.00	45.50	19.85	0.31
15	2.40	2.65	0.25	10.00	50.50	17.25	0.27
16	2.65	2.90	0.25	10.00	55.50	15.53	0.24
17	2.90	3.10	0.20	10.00	60.00	14.40	0.18

Sednutí středu délkové hrany = 2.0 mm
Sednutí středu šířkové hrany 1 = 2.9 mm
Sednutí středu šířkové hrany 2 = 2.9 mm
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 10.00$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=5373.50$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=3300.00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 3.1 mm

Hloubka deformační zóny = 1.85 m

Natočení ve směru šířky = 0.000 ($\tan \cdot 1000$); ($3.0E-17^\circ$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

$0.33 \text{ m} \leq 0.50 \text{ m}$

Maximální vyložení patky je menší než $0.50 \cdot \text{tloušťka patky}$, výztuž není nutná.

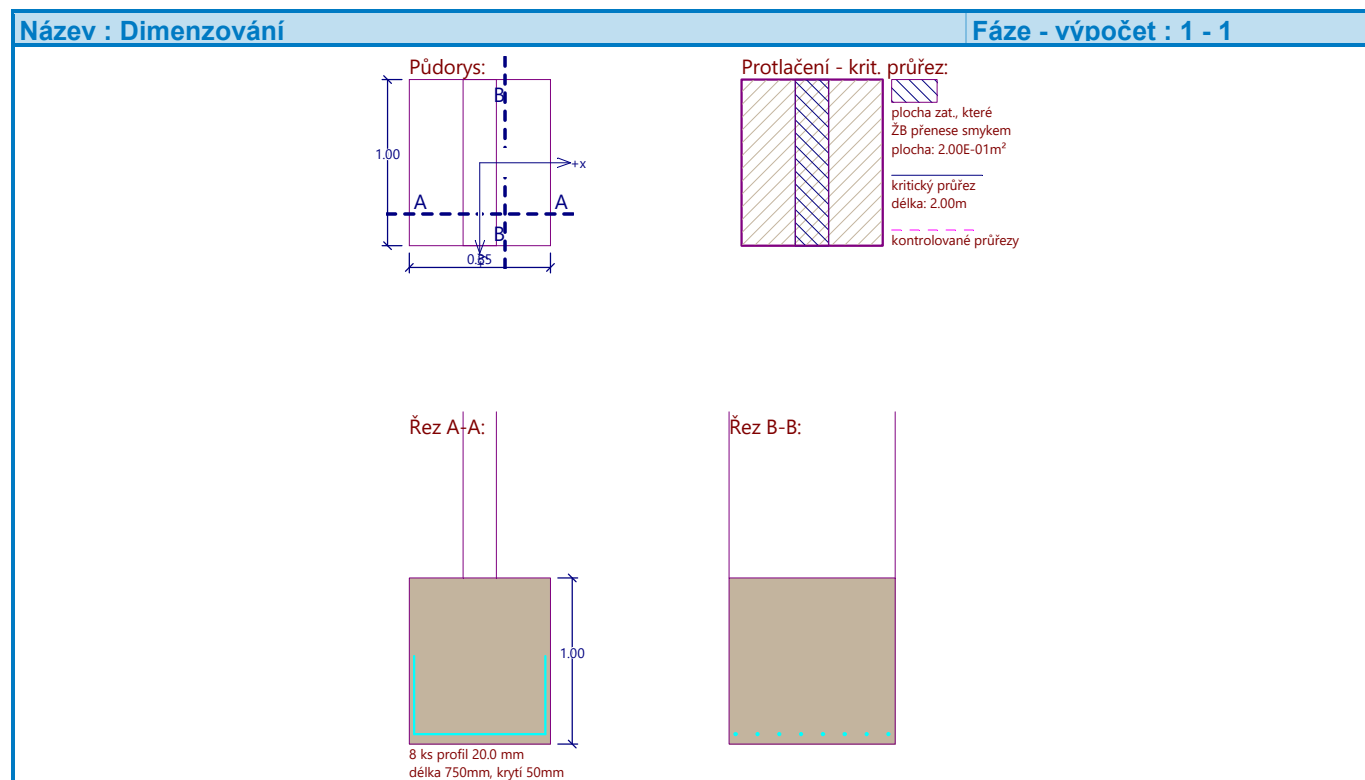
Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 81.00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	= 19.06 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	= 61.94 kN
Uvažovaný obvod sloupu	$u_0 = 2.00$ m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$V_{Ed,max} = 0.03$ MPa
Únosnost na obvodu sloupu	$V_{Rd,max} = 4.22$ MPa

Základ na protlačení VYHOVUJE



2.13 Základová deska betonové věže

Základová deska betonové věže, uložená na podkladním betonu, bude provedena z betonu C30/37 XA2. Tloušťka desky 1000mm. Výztuž bude provedena z oceli B500B. Základová deska bude zmonolitněna se spodním dílcem prefabrikované betonové věže. Armokoš monolitické základové desky bude upraven tak, aby umožnil kotvení a zmonolitnění se spodním dílcem prefabrikované betonové věže. Dva sloupy kotvené do betonové věže mají patky ukotvené do této základové desky. Původní zemina bude pod plošným základem na úrovni -1.65m zhutněna na $E_{def,2} = 30$ MPa. Na zhutněnou zeminu bude položen štěrkový polštář tl. 300 mm a zhutněn na $E_{def,2} = 60$ MPa. Na zhutněný štěrkový polštář bude položena vrstva podkladního betonu tl. 100 mm.

2.13.1 Návrh a posouzení základové desky betonové věže

Obálky reakcí rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů byly exportovány z globálního modelu do programu GEO 5 jako obálky zatížení kombinací zatěžovacích stavů pro

posouzení plošného základu. Základová deska byla posouzena dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1997-1.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

Patky

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0.333


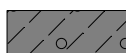


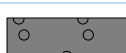

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	GT1-F3		24.00	20.00	20.00	10.00	
2	GT2-F4/R6		24.00	20.00	20.00	10.00	
3	GT3-(R5-R4)		30.00	200.00	22.00	12.00	
4	GT4-R3-(R4)		30.00	250.00	25.00	15.00	
5	POLŠTÁŘ		38.50	0.00	20.00	10.00	
6	GT1-F3 - ZHUTNĚNA		24.00	20.00	20.00	10.00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

GT1-F3

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT2-F4/R6

Objemová tíha :	$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT3-(R5-R4)

Objemová tíha :	$\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 100.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

GT4-R3-(R4)

Objemová tíha :	$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 250.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 400.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.20$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

POLŠTÁŘ

Objemová tíha :	$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 38.50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 60.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.20$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT1-F3 - ZHUTNĚNA

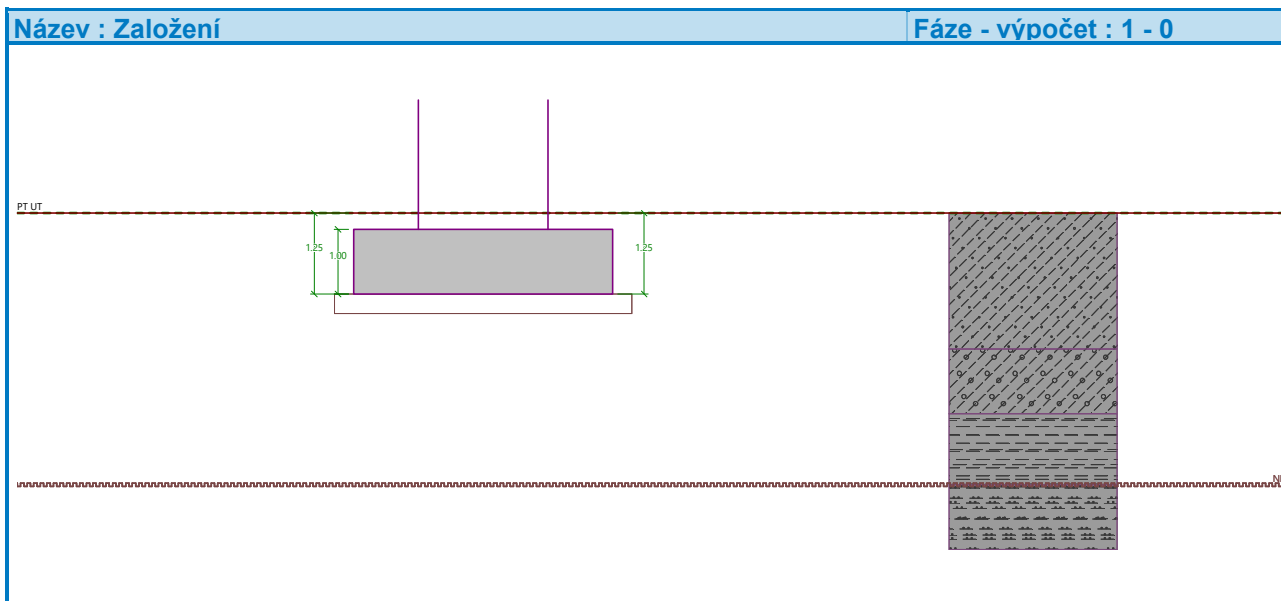
Objemová tíha :	$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 30.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu	$h_z = 1.25 \text{ m}$
Hloubka základové spáry	$d = 1.25 \text{ m}$
Tloušťka základu	$t = 1.00 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu	$s_1 = 0.00^\circ$
Sklon základové spáry	$s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m³



Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 4.00$ m
 Šířka patky $y = 8.75$ m
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 2.00$ m
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 6.50$ m
 Objem patky $= 35.00$ m³

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - POLŠTÁŘ

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0.30$ m

Hloubka štěrkopískového polštáře $h_{sp} = 0.30$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPa
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPa
 Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.10	0.00 .. 2.10	GT1-F3 - ZHUTNĚNA	
2	1.00	2.10 .. 3.10	GT2-F4/R6	
3	1.10	3.10 .. 4.20	GT3-(R5-R4)	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	-	4.20 .. ∞	GT4-R3-(R4)	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	4542.77	-1665.51	-839.91	-137.13	31.34
2	Ano		MSÚ	Návrhové	3715.57	-1010.77	1344.67	117.07	44.77
3	Ano		MSÚ	Návrhové	3840.35	364.99	-5.05	-36.57	-96.68
4	Ano		MSÚ	Návrhové	4185.33	-2597.14	-35.97	-38.44	117.65
5	Ano		MSÚ	Návrhové	3433.44	-1736.52	-1068.90	-122.10	29.49
6	Ano		MSÚ	Návrhové	5455.20	-1247.49	1120.44	49.48	36.71
7	Ano		MSÚ	Návrhové	4324.68	-2645.77	140.56	-50.28	115.98
8	Ano		MSÚ	Návrhové	3832.29	398.46	-11.54	-34.39	-96.48
9	Ano		MSÚ	Návrhové	3489.06	-1715.80	-1078.69	-119.45	30.35
10	Ano		MSÚ	Návrhové	4730.96	-963.49	1598.36	97.35	43.98
11	Ano		MSÚ	Návrhové	4012.79	-1876.45	-1058.10	-120.35	31.22
12	Ano		MSÚ	Návrhové	4207.23	-802.84	1577.76	98.25	43.11
13	Ano		MSP	Užitné	3837.49	-1390.48	-521.37	-94.61	23.33
14	Ano		MSP	Užitné	3660.76	-1068.36	937.05	75.44	34.98
15	Ano		MSP	Užitné	3743.96	-151.19	37.23	-26.99	-59.32
16	Ano		MSP	Užitné	3624.74	-2009.56	4.65	-27.46	82.06
17	Ano		MSP	Užitné	3472.68	-1552.20	-672.00	-84.00	24.80
18	Ano		MSP	Užitné	4075.45	-828.41	767.66	30.91	25.40
19	Ano		MSP	Užitné	3717.64	-2041.98	122.33	-35.36	80.94
20	Ano		MSP	Užitné	3738.58	-128.88	32.91	-25.53	-59.18
21	Ano		MSP	Užitné	3509.76	-1538.38	-678.53	-82.24	25.37
22	Ano		MSP	Užitné	3988.50	-920.46	1094.20	63.06	32.94
23	Ano		MSP	Užitné	3511.74	-1545.67	-676.58	-82.37	25.36
24	Ano		MSP	Užitné	3986.52	-913.17	1092.25	63.20	32.96

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 4.20 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSÚ	Ano	0.12	0.28	151.16	5880.39	2.57	Ano
MSÚ	Ne	0.11	0.26	161.17	5883.82	2.74	Ano
MSÚ	Ano	-0.25	0.19	134.81	5778.41	2.33	Ano
MSÚ	Ne	-0.23	0.18	144.72	5791.16	2.50	Ano
MSÚ	Ano	-0.01	-0.05	119.86	5938.82	2.02	Ano

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSÚ	Ne	-0.01	-0.05	129.98	5939.24	2.19	Ano
MSÚ	Ano	0.00	0.46	139.91	6026.84	2.32	Ano
MSÚ	Ne	0.00	0.42	149.91	6019.75	2.49	Ano
MSÚ	Ano	0.20	0.37	129.32	5843.99	2.21	Ano
MSÚ	Ne	0.19	0.33	139.20	5851.54	2.38	Ano
MSÚ	Ano	-0.16	0.18	174.10	5877.99	2.96	Ano
MSÚ	Ne	-0.15	0.17	184.12	5883.05	3.13	Ano
MSÚ	Ano	-0.03	0.45	145.56	6000.30	2.43	Ano
MSÚ	Ne	-0.03	0.42	155.55	5995.37	2.59	Ano
MSÚ	Ano	0.00	-0.06	119.76	5941.92	2.02	Ano
MSÚ	Ne	0.00	-0.05	129.87	5942.12	2.19	Ano
MSÚ	Ano	0.20	0.36	130.61	5843.61	2.24	Ano
MSÚ	Ne	0.19	0.33	140.49	5851.22	2.40	Ano
MSÚ	Ano	-0.25	0.15	161.24	5782.01	2.79	Ano
MSÚ	Ne	-0.23	0.14	171.16	5793.20	2.95	Ano
MSÚ	Ano	0.18	0.35	143.23	5861.65	2.44	Ano
MSÚ	Ne	0.16	0.32	153.15	5867.24	2.61	Ano
MSÚ	Ano	-0.27	0.14	148.09	5762.97	2.57	Ano
MSÚ	Ne	-0.25	0.13	157.99	5776.44	2.74	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 1529.63$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 148.50$ kN

Výpočet únosnosti stanoven pod šterkopískovým polštářem.

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 6. (MSÚ)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 7.02$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 20.83$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 5883.05$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 184.12$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.068 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.052 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.070 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 5. (MSÚ)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 57.31$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 2602.41$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 125.61 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_2 (vliv nestlačitelného podloží).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 875.00 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 110.00 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 5.0 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 4.1 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 5.7 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 4.2 mm

Sednutí středu základu = 9.0 mm

Sednutí charakterist. bodu = 6.3 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 48.97 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=10.53$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=1.01$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.052 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.048 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.056 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 6.3 mm

Hloubka deformační zóny = 2.95 m

Natočení ve směru x = 0.529 ($\tan \cdot 1000$); ($3.0E-02^\circ$)

Natočení ve směru y = 0.268 ($\tan \cdot 1000$); ($1.5E-02^\circ$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

45 ks profil 20.0 mm, krytí 70.0 mm

Šířka průřezu = 8.75 m

Výška průřezu = 1.00 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.18 \% > 0.15 \% = \rho_{\text{min}}$

Poloha neutrálné osy $x = 0.04 \text{ m} < 0.57 \text{ m} = x_{\text{max}}$

Moment na mezi únosnosti $M_{\text{Rd}} = 5546.92 \text{ kNm} > 840.25 \text{ kNm} = M_{\text{Ed}}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

27 ks profil 20.0 mm, krytí 70.0 mm

Šířka průřezu = 4.00 m

Výška průřezu = 1.00 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.23 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrální osy $x = 0.06 \text{ m} < 0.57 \text{ m} = x_{\max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 3307.91 \text{ kNm} > 449.92 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 4324.68 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 1606.32 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 2718.36 kN

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 17.00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $V_{Ed, \max} = 0.24 \text{ MPa}$

Únosnost na obvodu sloupu $V_{Rd, \max} = 4.22 \text{ MPa}$

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 3240.45 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 1084.23 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0.69 m

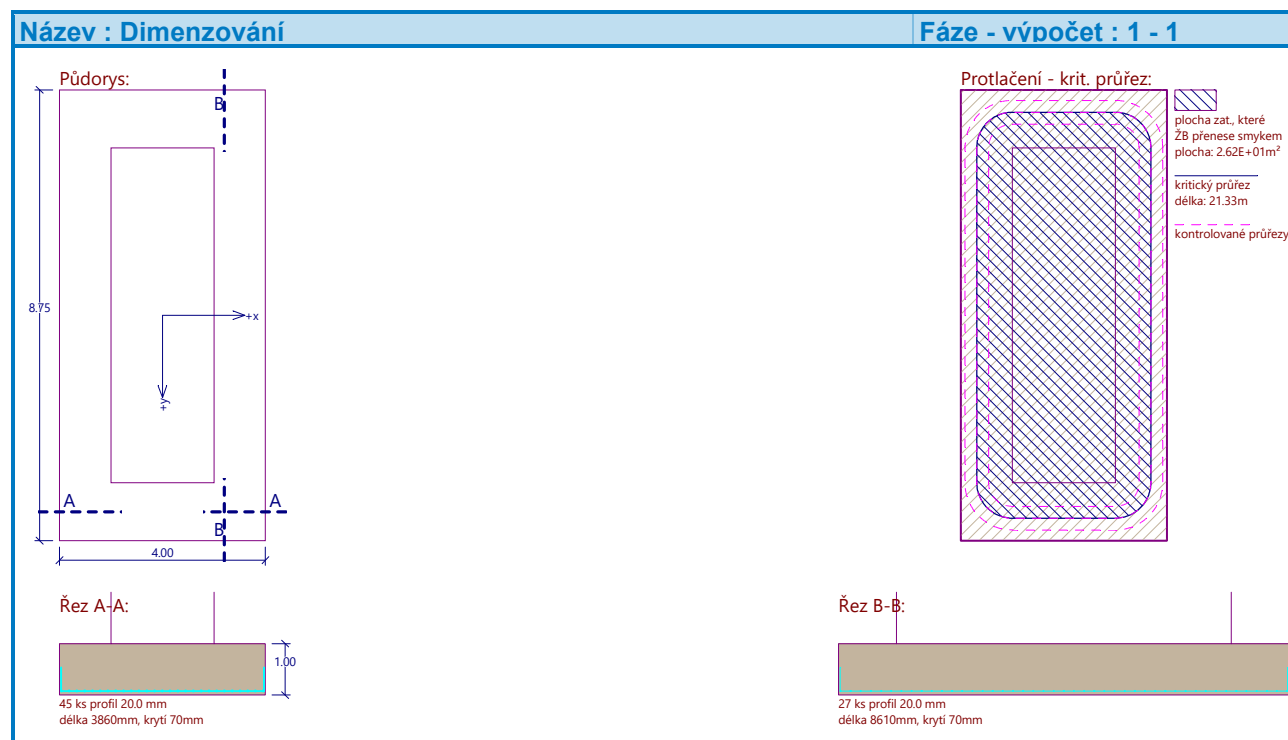
Délka průřezu $u = 21.33 \text{ m}$

Smykové napětí na průřezu $V_{Ed} = 0.10 \text{ MPa}$

Únosnost nevyztuženého průřezu $V_{Rd, c} = 0.91 \text{ MPa}$

$V_{Ed} < V_{Rd, c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE



2.14 Základová deska schodišťové šachty

Základová deska schodišťové šachty, uložená na podkladním betonu, bude provedena z betonu C30/37 XA2. Tloušťka desky 1000mm. Výztuž bude provedena z oceli B500B. Základová deska bude zmonolitněna se spodním dílcem prefabrikované schodišťové šachty. Armokoš monolitické základové desky bude upraven tak, aby umožnil kotvení a zmonolitnění se spodním dílcem prefabrikované schodišťové šachty. Původní zemina bude pod plošným základem na úrovni -1.65m zhutněna na $E_{\text{def},2} = 30 \text{ MPa}$. Na zhutněnou zeminu bude položen šterkový polštář tl. 300 mm a zhutněn na $E_{\text{def},2} = 60 \text{ MPa}$. Na zhutněný šterkový polštář bude položena vrstva podkladního betonu tl. 100 mm.

2.14.1 Návrh a posouzení základové desky schodišťové šachty

Schodišťová šachta nebyla modelována v globálním modelu, ale byla spočtena zvlášť. Základová deska byla posouzena programem GEO 5 dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1997-1.

Schodiště										
	L	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]	Roznášecí šířka	Zatížení rovnoměrné [kN/m]	Reakce - užitné [kN]		Reakce - návrhové [kN]
Zatížení stálé										
obvodová stěna schodiště	11.55	0.2	11.2	25	1	1	1	646.8		
podesty	2.5	1.29	0.2	25	1	2	1	32.25		
ramena schodiště	2.8	1.2	1	25	1	1	1	84		
příčnik 1	0.19	2.5	1	25	1	1	1	11.875		
příčnik 2	0.2	2.5	1	25	1	1	1	12.5		
								787.4	1.35	1063.024
Zatížení užitné										
rovnoměrné	4.05	2.5	2	1	3	1	1	60.8	1.5	91.125
								848.2		1154.1

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0.333




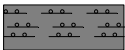

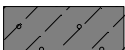
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	GT1-F3		24.00	20.00	20.00	10.00	
2	GT2-F4/R6		24.00	20.00	20.00	10.00	
3	GT3-(R5-R4)		30.00	200.00	22.00	12.00	
4	GT4-R3-(R4)		30.00	250.00	25.00	15.00	
5	POLŠTÁŘ		38.50	0.00	20.00	10.00	
6	GT1-F3 - zhutněna		24.00	20.00	20.00	10.00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

GT1-F3

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT2-F4/R6

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT3-(R5-R4)

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 200.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

GT4-R3-(R4)

Objemová tíha : $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 250.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 400.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

POLŠTÁŘ

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 38.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 60.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

GT1-F3 - zhutněna

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 20.00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 1.25 \text{ m}$

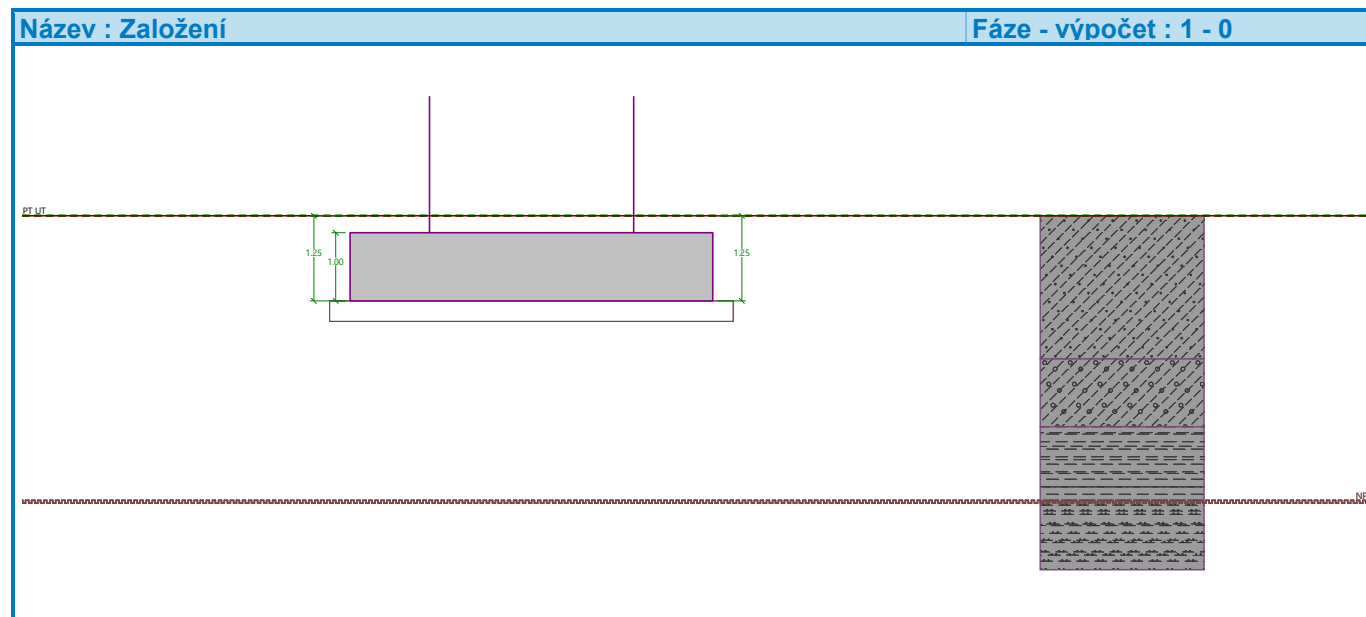
Hloubka základové spáry $d = 1.25 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1.00 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3



Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 5.33 \text{ m}$

Šířka patky $y = 3.70 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru x $c_x = 3.00 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru y $c_y = 2.50 \text{ m}$

Objem patky = 19.72 m^3

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - POLŠTÁŘ

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0.30 \text{ m}$

Hloubka štěrkopískového polštáře $h_{sp} = 0.30 \text{ m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$




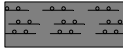
Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.10	0.00 .. 2.10	GT1-F3 - zhutněna	
2	1.00	2.10 .. 3.10	GT2-F4/R6	
3	1.10	3.10 .. 4.20	GT3-(R5-R4)	
4	-	4.20 .. ∞	GT4-R3-(R4)	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	1154.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Ano		MSP	Užitné	848.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 4.20 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSÚ	Ano	0.00	0.00	72.99	6277.55	1.16	Ano
MSÚ	Ne	0.00	0.00	82.69	6277.55	1.32	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 872.13 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 82.49 \text{ kN}$

Výpočet únosnosti stanoven pod šterkopískovým polštářem.

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 6.55 \text{ m}$
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 19.41 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 6277.55 \text{ kPa}$
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 82.69 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 53.57 \text{ kN}$
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 1265.62 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla $H = 0.00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_2 (vliv nestlačitelného podloží).
Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 493.02 \text{ kN}$
Spočtená tíha nadloží $Z = 61.10 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 2.3 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 2.3 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 2.2 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 2.2 mm
Sednutí středu základu = 4.3 mm
Sednutí charakterist. bodu = 2.9 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 43.19 \text{ MPa}$
Základ je ve směru délky tuhý ($k=5.05$)
Základ je ve směru šířky tuhý ($k=15.08$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 2.9 mm

Hloubka deformační zóny = 2.95 m

Natočení ve směru x = 0.000 (tan*1000); (4.8E-18 °)

Natočení ve směru y = 0.000 (tan*1000); (6.9E-18 °)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

20 ks profil 20.0 mm, krytí 70.0 mm

Šířka průřezu = 3.70 m

Výška průřezu = 1.00 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.18 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrální osy $x = 0.05 \text{ m} < 0.57 \text{ m} = x_{\max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2462.85 \text{ kNm} > 154.71 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

28 ks profil 20.0 mm, krytí 70.0 mm

Šířka průřezu = 5.33 m

Výška průřezu = 1.00 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.18 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrální osy $x = 0.04 \text{ m} < 0.57 \text{ m} = x_{\max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 3449.98 \text{ kNm} > 59.11 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 1154.00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 438.88 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 715.12 kN

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 11.00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed, \max} = 0.07 \text{ MPa}$

Únosnost na obvodu sloupu $v_{Rd, \max} = 4.22 \text{ MPa}$

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 948.33 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 205.67 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0.69 m

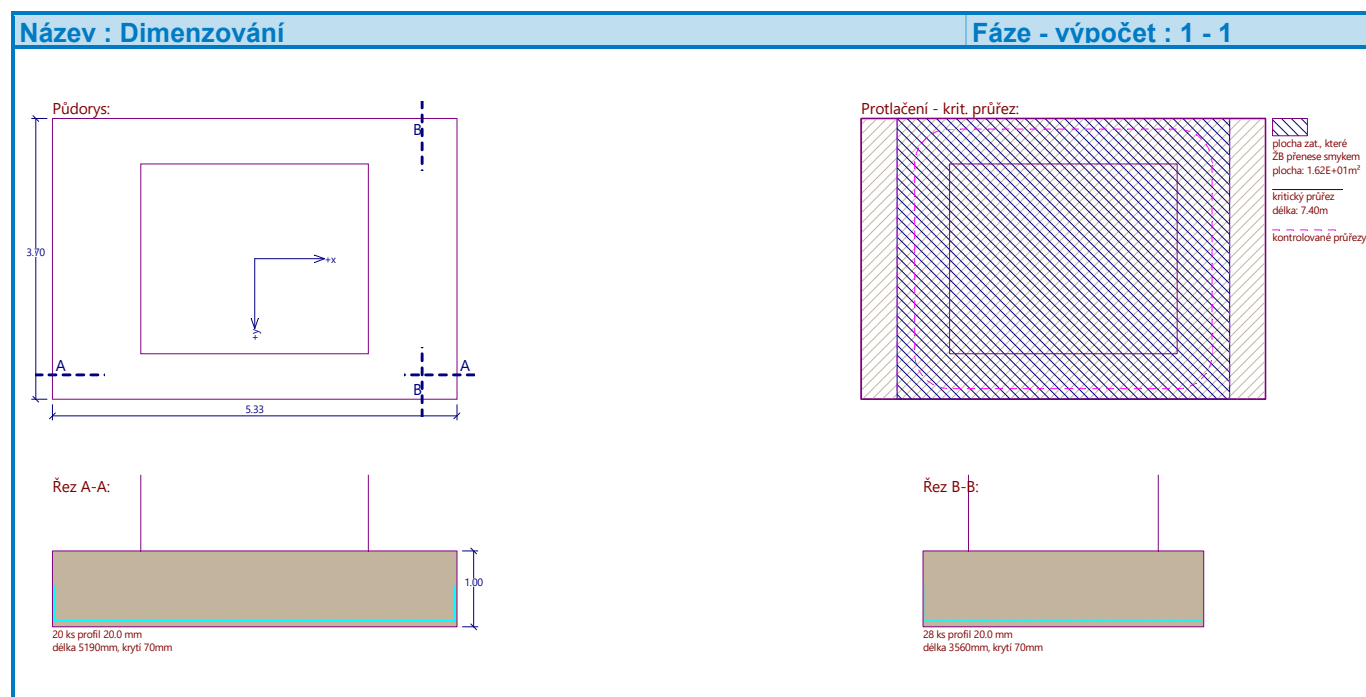
Délka průřezu $u = 7.40 \text{ m}$

Smykové napětí na průřezu $v_{Ed} = 0.03 \text{ MPa}$

Únosnost nevyztuženého průřezu $v_{Rd, c} = 0.91 \text{ MPa}$

$v_{Ed} < v_{Rd, c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE



3 OCELOVÁ NÁSTAVBA

Ocelová nástavba na střeše objektu mezi sloupky řady 4-11 bude provedena z uzavřených válcovaných profilů. Sloupky jackel 150x150x12.5 mm, příčle 250x150x10 mm, krajní nosníky 150x150x8 mm. Konstrukce se skládá příčně z dvoukloubových rovinných rámtů, které budou v podélném směru ztuženy železobetonovým jádrem schodiště podélným ocelovým ztužením v řadě D mezi sloupky 7-8. Vodorovná tuhost v rovině střechy je zajištěna trapézovým plechem.

3.1 Model a předpoklady výpočtu

Ocelová nástavba byla zahrnuta do globálního modelu pro zohlednění zatížení na železobetonový skelet. Dále byl proveden návrh a posouzení ocelové nástavby pomocí rovinných modelů. Jednotlivé příčné vazby byly modelovány a zatěžovány jako dvoukloubové rámy, přenášející svislé zatížení a příčné zatížení od větru. Síly od větru působící na štítové stěny (podélné) jsou přeneseny střešním trapézovým plechem do svislých ztužidel (železobetonové jádro schodiště a svislé ocelové ztužidlo v řadě D mezi sloupky 7-8). Ocelová nástavba venkovního sezení je oddělená od zateplené ocelové nástavby. Stabilita a přenos vodorovných sil působících na ocelovou nástavbu venkovního sezení bude zajištěna propojením krajních sloupků ocelové nástavby venkovního sezení a zateplené ocelové nástavby.

3.2 Střešní plášť

Nosná konstrukce střešní pláště je tvořena trapézovým plechem TR100/275 tl. minimálně 1 mm, kladených v pozitivní poloze. Trapézové plech přenáší svislé zatížení do příčných vazeb a zajišťují vodorovnou tuhost ocelové konstrukce v rovině střechy a přenos vodorovného zatížení do ztužení. Trapézové plechy budou uchyceny ke každému příčné vazbě (ocelovému dvoukloubovému rámu) a v každé vlně samovrtným šroubem průměru min 5.5 mm. Materiál trapézového plechu S320GD.

3.2.1 Zatížení

Zatížení

	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]
Zatížení stálé				
Trapézové plechy tl. 100	1	1	1	0.16
Konstrukce střechy S3.1	1	1	1	1.6
Podhled	1	1	1	0.5
				2.26
Reakce od trámu				
Zatížení klimatické				
sníh	1	1	1	1.4

3.2.2 Návrh a posouzení

Návrh a posouzení trapézového plechu bylo provedeno dle návrhových tabulek firmy kovové profily s uvažováním rezervy na vodorovné ztužení. Návrhové tabulky jsou součástí statického výpočtu.

3.2.3 Shrnutí

Posouzení trapézového plechu TR100/275 tl. 1 mm (materiál S320GD) bylo provedeno dle návrhových tabulek firmy kovové profily (www.kovprof.cz), v případě užití jiného plechu od jiného výrobce musí být proveden přepočet. Trapézový plech bude uchycen v každé vlně a na každou příčnou vazbu ocelové konstrukce samovrtným šroubem průměru 5.5 mm. Trapézové plechy budou kladeny v pozitivní poloze. Přesný kladečský plán trapézových plechů bude proveden v realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem).

3.3 Příčná vazba

Příčné vazby ocelové nástavby tvoří dvoukloubové ocelové rámy. Příčle jackel 250x150x10, sloupek 150x150x12.5 z oceli S355J2H. Příčné vazby jsou kotveny do železobetonového prefabrikovaného skeletu pomocí dodatečně vrtaných chemických kotev (typ Hilti). Ve výpočtu bylo uvažováno s příčnou vazbou s maximálním svislým zatížením a s minimálním svislým zatížením (pouze s trapézovým plechem) k určení minimálního zatížení do kotvení.

3.3.1 Zatížení

Ocelová nástavba - minimální svislé zatížení						
	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]	Roznášecí šířka	Zatížení rovnorné [kN/m]
Zatížení stálé						
Trapézové plechy tl. 100	1	1	1	0.16	3	0.5
Konstrukce střechy S1.4	1	1	1	0	3	0
Podhled	1	1	1	0	3	0.0
						0.5
Zatížení klimatické						
sníh	1	1	1	1.4	3	4.20
vítr - tlak oblast D	1	1	1	0.5	3	1.50
vítr - sání oblast E	1	1	1	0.3	3	0.90
vítr - sání oblast A	1	1	1	0.7	3	2.10
vítr - plochá střecha - sání - oblast F	1	1	1	0.7	3	2.10

Ocelová nástavba						
	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]	Roznášecí šířka	Zatížení rovnoměrné [kN/m]
Zatížení stálé						
Trapézové plechy tl. 100	1	1	1	0.16	3	0.5
Konstrukce střechy S3.1	1	1	1	1.6	3	4.8
Podhled	1	1	1	0.5	3	1.5
				2.26		6.8
Zatížení klimatické						
sníh	1	1	1	1.4	3	4.20
vítr - tlak oblast D	1	1	1	0.5	3	1.50
vítr - sání oblast E	1	1	1	0.3	3	0.90
vítr - sání oblast A	1	1	1	0.7	3	2.10
vítr - plochá střecha - sání - oblast F	1	1	1	0.7	3	2.10

Na střeše ocelové nástavby je konzervativně uvažováno s hodnotou navátého sněhu 1.4 kN/m² na celé ploše střechy místo hodnoty sněhu na střeše 0.56 kN/m². S proměnným užitným zatížením střechy 0.75 kN/m² není pak na této střeše uvažováno.

3.3.2 Návrh a posouzení

Návrh a posouzení příčné vazby byl proveden programem Idea Statica. Kvůli rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu (Ocelová nástavba - příčná vazba – Gmax.pdf, Ocelová nástavba - příčná vazba (jádro) – Gmax.pdf).

Klíčovým posouzením ocelového rámu je maximální vodorovná deformace rámu, která se dle doporučení normy ČSN EN 1993-1-1 stanoví hodnotou $h/300$ u jednopodlažních budov:

$3100/300 = 10.3 > 10.1$ – podmínka vodorovné deformace rámu je splněna.

Rámy jsou v MSÚ navrženy s rezervou, která bezpečně vyhoví na působící zatížení v podélném směru (od větru na štítovou stěnu).

3.4 Podélné svislé ztužení

Příčné ztužení haly je zajištěno tuhostí dvoukloubových rámců. Podélné ztužení tvoří ocelové ztužení v řadě D mezi sloupky 7-8 a jádro schodišťové šachty. Ocelové ztužení bude provedeno z táhel systém C Fix.

3.4.1 Zatížení

Plocha štítové stěny $A = 7.4 \cdot 3.8 = 28.12 \text{ m}^2$

Tlak od větru působící na štítovou stěnu: $q_e = 0.5 \text{ kN/m}^2$

Sání od větru působící na štítovou stěnu: $q_e = 0.3 \text{ kN/m}^2$

Polovinu zatížení na štítovou stěnu přenesou betonové jádro schodiště. Druhá polovina se rozdělí rovnoměrně na patu krajního sloupku a zhlaví krajního sloupku, odkud je přeneseno střešním trapézovým plechem do podélného svislého ztužení.

Návrhová tahová síla v táhle ztužidla:

$$N_{Ed} = 28.12 \cdot (0.5 + 0.3) \cdot 0.25 \cdot 1.5 / \cos 47^\circ = 12.4 \text{ kN}$$

Navrhují C-TÁHLO z konstrukčního systému C FIX – C12 (návrhová únosnost v tahu 30.9 kN) – materiál S355J2+N.

3.4.2 Shrnutí

Ocelové táhlo C12 – materiál S355 J2+N je navrženo ze systému C FIX (www.cfix.cz) .
v případě použití táhla jiného systému je nutné provést přepočet.

3.5 Kotvení ocelové nástavby

Ocelová konstrukce nástavby je kotvena do železobetonového prefabrikovaného skeletu pomocí dodatečně vlepuvaných chemických kotev Hilti.

3.5.1 Zatížení

Kotvení sloupků K1, K2, K3 je navrženo konzervativně na nejnepríznivější kombinaci návrhového zatížení:

$N_{ED} = 18.7 \text{ kN}$ (minimální reakce - tah v sloupku)

$N_{ED} = -55.3 \text{ kN}$ (maximální tlaková reakce v sloupku)

$V_{Edx} = 8.4 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

$V_{Edy} = 13.3 \text{ kN}$ (příčná posouvající síla)

Kotvení sloupku K1.1, K3.1 – rám z druhé strany kotvený do betonového jádra schodiště - kombinace návrhového zatížení:

$N_{ED} = 18.7 \text{ kN}$ (minimální reakce - tah v sloupku)

$N_{ED} = -60.9 \text{ kN}$ (maximální tlaková reakce v sloupku)

$V_{Edx} = 8.4 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

$V_{Edy} = 14.1 \text{ kN}$ (příčná posouvající síla)

Kotvení K4, K5 – uchycení rámu k železobetonovému jádru schodiště – globální směr působení

$N_{ED} = 7.0 \text{ kN}$ (minimální reakce - tah v kotvení)

$N_{ED} = -48 \text{ kN}$ (maximální tlaková reakce)

$V_{Edx} = 8.4 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

$V_{Edy} = 15.7 \text{ kN}$ (příčná posouvající síla)

3.5.2 Kotvení K1 - trám

Kotvení do trámu bude provedeno z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotveni K1-tram.pdf). Minimální hloubka kotvení do trámu 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

3.5.3 Kotvení K1.1 - trám

Kotvení do trámu bude provedeno z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotveni K1.1-tram.pdf). Minimální hloubka kotvení do trámu 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

3.5.4 Kotvení K2 - průvlak (mezi řadou D a E)

Kotvení do průvlaku mezi řadou D a E bude z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotveni K2-pruvlak.pdf). Minimální hloubka kotvení do průvlaku 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm. **Kotevní šrouby budou delší o výšku dobetovnávký 100 mm tak, aby byly zakotveny na hloubku 90 mm do prefabrikovaného průvlaku.**

3.5.5 Kotvení K3 - průvlak (nad sloupem)

Kotvení do průvlaku nad sloupem musí být provedeno excentricky, z důvodu dodržení minimálních vzdáleností kotev od okraje průvlaku. Kotvení do průvlaku v řadě D nad

sloupem bude z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotvení K3-nad sloupem.pdf). Minimální hloubka kotvení do průvlaku 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm. **Kotevní šrouby budou delší o výšku dobetovnávký 100 mm tak, aby byly zakotveny na hloubku 90 mm do prefabrikovaného průvlaku.**

3.5.6 Kotvení K3.1 - průvlak (nad sloupem)

Kotvení do průvlaku nad sloupem musí být provedeno excentricky, z důvodu dodržení minimálních vzdáleností kotev od okraje průvlaku. Kotvení do průvlaku v řadě D nad sloupem bude z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotvení K3.1-nad sloupem.pdf). Minimální hloubka kotvení do průvlaku 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm. **Kotevní šrouby budou delší o výšku dobetovnávký 100 mm tak, aby byly zakotveny na hloubku 90 mm do prefabrikovaného průvlaku.**

3.5.7 Kotvení K4

Kotvení do betonového jádra bude z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotvení K4-jadro.pdf). Minimální hloubka kotvení do betonového jádra 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

3.5.8 Kotvení K5

Kotvení do betonového jádra bude z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (ON_kotvení K5-jadro.pdf). Minimální hloubka kotvení do betonového jádra 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

3.6 Detaily ocelové nástavby

3.6.1 Montážní spoj příčle

Montážní spoj příčle byl umístěn přibližně do místa minimálního ohybového momentu pod vlnu trapézového plechu ve vzdálenosti 575 mm od líce sloupku. Přípoj je konzervativně navrhnut a posouzen na tyto návrhové vnitřní síly:

$$N_{Ed} = 10 \text{ kN (tah)}$$

$$V_{Ed,z} = \pm 60 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = \pm 25 \text{ kNm}$$

3.6.2 Návrh a posouzení přípoje

Přípoj je navržen ze styčnickových plechů P10 materiál S355J2, šroubový spoj z materiálu 8.8. Návrh a posouzení přípoje bylo provedeno v programu IDEA statica. Kvůli rozsahu výsledků jsou reporty z programu IDEA Statica vydané pouze v digitální formě a jsou nedílnou součástí tohoto statického výpočtu (Ocelová nástavba - montážní spoj příčle.pdf)

4 Ocelová věž

Sloupy ocelové věže a nosníky budou provedeny z ocelových válcovaných profilů HEB160. Fasádní prvky budou provedeny z ocelových válcovaných profilů UPE160. Konstrukce bude ztužena svislým ocelovým ztužením ve venkovní řadě sloupů a vodorovným ztužením v každém patře věže. Na vnitřní straně bude ocelová věž kotvena v místě vodorovných ztužení jednotlivých pater do betonové věže. Sloupy kotvené do betonové věže budou založeny na společném základu (základové desce), protilehlé sloupky budou kotveny na

samostatných základových patkách vetknutých do pilot. Založení ocelové věže viz kapitola 2.13 statického výpočtu.

4.1 Model a předpoklady výpočtu

Ocelová věž byla modelována v globálního modelu spolu se železobetonovým skeletem.

4.2 Střešní plášť

Nosná konstrukce střešního pláště je tvořena trapézovým plechem TR100/275 tl. minimálně 1 mm, kladených v pozitivní poloze. Trapézové plechy budou uchyceny v každé vlně samovrtným šroubem průměru min 5.5 mm. Materiál trapézového plechu S320GD.

4.2.1 Zatížení

	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]
Zatížení stálé				
Trapézové plechy tl. 100	1	1	1	0.16
Konstrukce střechy S3.1	1	1	1	1.6
Podhled	1	1	1	0.5
				2.3
Zatížení užité				
sníh	1	1	1	1.4

4.2.2 Návrh a posouzení

Návrh a posouzení trapézového plechu bylo provedeno dle návrhových tabulek firmy kovové profily. Návrhové tabulky jsou součástí statického výpočtu.

4.2.3 Shrnutí

Posouzení trapézového plechu TR100/275 tl. 1 mm (materiál S320GD) bylo provedeno dle návrhových tabulek firmy kovové profily (www.kovprof.cz), v případě užití jiného plechu od jiného výrobce musí být proveden přepočít. Trapézový plech bude uchycen v každé vlně a na každou příčnou vazbu ocelové konstrukce samovrtným šroubem průměru 5.5 mm. Trapézové plechy budou kladeny v pozitivní poloze. Přesný kladečský plán trapézových plechů bude proveden v realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem).

4.3 Ztužení konstrukce

4.3.1 Svislá ztužidla

POSOUZENÍ VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1993-1-1				
POSOUZENÍ SVISLÉHO ZTUŽENÍ				
Materiál:	f_y	355 MPa		
	f_u	510 MPa		
Únosnost průřezů (zplastizování, lokální boulení)	γ_{m0}	1.0		
Únosnost průřezů (stabilita prutu)	γ_{m1}	1.0		
Únosnost průřezů (oslabený průřez v tahu)	γ_{m2}	1.25		
Návrhová osová síla	N_{Ed}	80 kN		
Ocelový průřez:		TR70x5		
Průřezové charakteristiky:				
Plocha průřezu	A	1021 mm ²		
Poloměr setrvačnosti k ose y	i_y	23 mm		
Moment setrvačnosti k ose y	I_y	542420 mm ⁴		
Poloměr setrvačnosti k ose z	i_z	23 mm		
Moment setrvačnosti k ose z	I_z	542420 mm ⁴		
	e_y		mm	
Ocelový průřez:				
Plocha průřezu	A	1021 mm ²		
Poloměr setrvačnosti k ose y	i_y	23 mm		
Poloměr setrvačnosti k ose z	i_z	23.0 mm		
Vzpěrná délka k ose y	$L_{cr,y}$	2000 mm		
Štíhlosti k ose y				
$\lambda_y = L_{cr,y}/i_y$	λ_y	87.0		
$\lambda_1 = 93,9 (235/f_y)^{0,5}$	λ_1	76.4		
β_A (pro třídu průřezu 1,2,3) = 1	β_A	1		
$\lambda_{ef,y} = (\lambda_y/\lambda_1) * (\beta_A)^{0,5}$	$\lambda_{ef,y}$	1.138		
Součinitel imperfekce α (dle křivky vzpěrné pevnosti)	α	0.49		
$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda_{ef} - 0,2) + \lambda_{ef}^2] =$	ϕ	1.378		
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_y = (\phi + (\phi^2 - \lambda_{ef}^2)^{0,5})^{-1}$	χ_y	0.464	≤ 1,0	
Vzpěrná délka k ose z	$L_{cr,z}$	2000 mm		
Štíhlosti k ose z				
$\lambda_z = L_{cr,z}/i_z$	λ_z	87.0		
$\lambda_1 = 93,9 (235/f_y)^{0,5}$	λ_1	76.4		
β_A (pro třídu průřezu 1,2,3) = 1	β_A	1		
$\lambda_{ef,z} = (\lambda_z/\lambda_1) * (\beta_A)^{0,5}$	$\lambda_{ef,z}$	1.138		
Součinitel imperfekce α (dle křivky vzpěrné pevnosti)	α	0.49		
$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda_{ef} - 0,2) + \lambda_{ef}^2] =$	ϕ	1.378		
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_z = (\phi + (\phi^2 - \lambda_{ef}^2)^{0,5})^{-1}$	χ_z	0.464	≤ 1,0	
Návrhová vzpěrná únosnost prutu				
$N_{b,Rd} = \chi_{min} * A * f_y / \gamma_{m1}$	$N_{b,Rd}$	168.3 kN		
POSOUZENÍ VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU				
$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	80.0	<	168.3 kN	
			O.K.	

4.3.2 Vodorovná ztužidla

POSOUZENÍ VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1993-1-1				
POSOUZENÍ VODOROVNÉHO ZTUŽENÍ				
Materiál:	f_y	355	MPa	
	f_u	510	MPa	
Únosnost průřezů (zplastizování, lokální boulení)	γ_{m0}	1.0		
Únosnost průřezů (stabilita prutu)	γ_{m1}	1.0		
Únosnost průřezů (oslabený průřez v tahu)	γ_{m2}	1.25		
Návrhová osová síla	N_{Ed}	10	kN	
Ocelový průřez:		TR54x5		
Průřezové charakteristiky:				
Plocha průřezu	A	770	mm ²	
Poloměr setrvačnosti k ose y	i_y	17.4	mm	
Moment setrvačnosti k ose y	I_y	233410	mm ⁴	
Poloměr setrvačnosti k ose z	i_z	17.4	mm	
Moment setrvačnosti k ose z	I_z	233410	mm ⁴	
	e_y		mm	
Ocelový průřez:				
Plocha průřezu	A	770	mm ²	
Poloměr setrvačnosti k ose y	i_y	17.4	mm	
Poloměr setrvačnosti k ose z	i_z	17.4	mm	
Vzpěrná délka k ose y	$L_{cr,y}$	4900	mm	
Štíhlosti k ose y				
$\lambda_y = L_{cr,y}/i_y$	λ_y	281.6		
$\lambda_1 = 93,9 (235/f_y)^{0,5}$	λ_1	76.4		
β_A (pro třídu průřezu 1,2,3) = 1	β_A	1		
$\lambda_{ef,y} = (\lambda_y/\lambda_1) * (\beta_A)^{0,5}$	$\lambda_{ef,y}$	3.686		
Součinitel imperfekce α (dle křivky vzpěrné pevnosti)	α	0.49		
$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda_{ef} - 0,2) + \lambda_{ef}^2] =$	ϕ	8.148		
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_y = (\phi + (\phi^2 - \lambda_{ef}^2)^{0,5})^{-1}$	χ_y	0.065	≤ 1,0	
Vzpěrná délka k ose z	$L_{cr,z}$	4900	mm	
Štíhlosti k ose z				
$\lambda_z = L_{cr,z}/i_z$	λ_z	281.6		
$\lambda_1 = 93,9 (235/f_y)^{0,5}$	λ_1	76.4		
β_A (pro třídu průřezu 1,2,3) = 1	β_A	1		
$\lambda_{ef,z} = (\lambda_z/\lambda_1) * (\beta_A)^{0,5}$	$\lambda_{ef,z}$	3.686		
Součinitel imperfekce α (dle křivky vzpěrné pevnosti)	α	0.49		
$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda_{ef} - 0,2) + \lambda_{ef}^2] =$	ϕ	8.148		
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_z = (\phi + (\phi^2 - \lambda_{ef}^2)^{0,5})^{-1}$	χ_z	0.065	≤ 1,0	
Návrhová vzpěrná únosnost prutu				
$N_{b,Rd} = \chi_{min} * A * f_y / \gamma_{m1}$	$N_{b,Rd}$	17.7	kN	
POSOUZENÍ VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU				
	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	10.0	<	17.7 kN
				O.K.

4.3.3 Shrnutí

Svislá ztužidla jsou navržena z trubek TR70x5 S355J2H na návrhovou osovou sílu $N_{Ed} = -80$ kN (tlak) a $N_{Ed} = 70$ kN (tah).

Vodorovná ztužidla jednotlivých pater jsou navržena z trubek TR54x5 S355J2H na návrhovou osovou sílu $N_{Ed} = -10$ kN (tlak) a $N_{Ed} = 10$ kN (tah).

4.4 Podlaha – pororošty

Podlahu tvoří pororošty XP 550-33-5 (XSP 550-34/38-5) v protiskluzném provedení tloušťky 50 mm. Pororošty budou pnuty přes nosníky HEB160 na rozpětí cca 1.5 m. Návrh a posouzení pororoštů bylo provedeno dle nosnostních tabulek www.lichtgitter.cz. **Přesný kladečský plán pororoštů, včetně detailů ukotvení k nosné konstrukci, bude proveden v realizační dokumentaci zhotovitele (dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem).**

4.4.1 Zatížení

Zatížení stálé	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]
pororošty tl. 50 mm	1	1	1	1
Zatížení užité				
nahodilé - kat. C	1	1	1	3

4.5 Fasádní nosník – paždík

Fasádní prvky jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů UPE160 z materiálu S355J2.

4.5.1 Zatížení

Zatížení stálé	b	h	měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]	Roznášecí šířka	Zatížení rovnoměrné [kN/m]
vlastní tíha paždíku						0.2
fasáda tahokov	1	1	1	0.16	1.5	0.2
Zatížení klimatické						
vítr - sání oblast A	1	1	1	0.8	1.5	1.20

4.5.2 Návrh a posouzení

Paždík byl posouzen v programu IDEA Statica. Protokol posouzení je součástí tohoto statického výpočtu (viz. OV_paždík UPE160 - 4.2m.pdf).

4.6 Stropní a střešní nosníky

Stropní a střešní nosník a průvlak jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů HEB160 z materiálu S355J2.

4.6.1 Zatížení

STŘECHA	L	4.2				
			měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]	Roznášecí šířka	Zatížení rovnoměrné [kN/m]
Zatížení stálé	b	h				
Trapézové plechy tl. 100	1	1	1	0.16	1.5	0.2
Konstrukce střechy S3.1	1	1	1	1.6	1.5	2.4
Podhled	1	1	1	0.5	1.5	0.8
				2.3		3.4
Zatížení užité						
sníh	1	1	1	1.4	1.5	2.10
PATRO	L	4.2				
			měrná hmotnost [kN/m ³]	Zatížení plošné [kN/m ²]	Roznášecí šířka	Zatížení rovnoměrné [kN/m]
Zatížení stálé	b	h				
pororošty tl. 50 mm	1	1	1	1	1.5	1.5
Zatížení užité						
nahodilé - kat. C	1	1	1	3	1.5	4.5

4.6.2 Návrh a posouzení

Nosník a průvlak byl posouzen v programu IDEA Statica. Protokol posouzení je součástí tohoto statického výpočtu (viz. OV_nosník HEB160 - 4.2m.pdf, OV_průvlak HEB160 – 3m.pdf).

4.7 Sloup věže

Sloupy věže jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů HEB160 z materiálu S355J2+N.

4.7.1 Návrh a posouzení

POSOUZENÍ VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1993-1-1				
SLOUP VĚŽE				
Dimenzační vnitřní síly:				
Normálová síla	N_{Ed}	350	kN	
Ohybový moment k průřezové ose y	$M_{y,Ed}$	25	kNm	
Ohybový moment k průřezové ose z	$M_{z,Ed}$	0	kNm	
Krouticí moment	$M_{x,Ed}$		kNm	
Posouvající síla ve směru průřezové osy y	$V_{y,Ed}$		kN	
Posouvající síla ve směru průřezové osy z	$V_{z,Ed}$	35	kN	
Materiál:				
	f_y	355	MPa	
	f_u	510	MPa	
	E	210000	MPa	
	G	81000	MPa	
Únosnost průřezů (zplastizování, lokální boulení)	γ_{m0}	1.0		
Únosnost průřezů (stabilita prutu)	γ_{m1}	1.0		
Únosnost průřezů (oslabený průřez v tahu)	γ_{m2}	1.25		
Třída průřezu		3		
Ocelový průřez:	HE 160 B			
Průřezové charakteristiky:		HE 160 B		
POSOUZENÍ VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1993-1-1				
Materiál:				
	f_y	355	MPa	
	f_u	510	MPa	
Únosnost průřezů (zplastizování, lokální boulení)	γ_{m0}	1.0		
Únosnost průřezů (stabilita prutu)	γ_{m1}	1.0		
Únosnost průřezů (oslabený průřez v tahu)	γ_{m2}	1.25		
Návrhová osová síla	N_{Ed}	350	kN	
Ocelový průřez:		HE 160 B		
Průřezové charakteristiky:				
Plocha průřezu	A	5430	mm ²	
Poloměr setrvačnosti k ose y	i_y	67.8	mm	
Moment setrvačnosti k ose y	I_y	24920000	mm ⁴	
Poloměr setrvačnosti k ose z	i_z	40.5	mm	
Moment setrvačnosti k ose z	I_z	8892000	mm ⁴	
	e_y		mm	
Ocelový průřez:				
Plocha průřezu	A	5430	mm ²	
Poloměr setrvačnosti k ose y	i_y	67.8	mm	
Poloměr setrvačnosti k ose z	i_z	40.5	mm	
Vzpěrná délka k ose y	$L_{cr,y}$	4300	mm	
Štíhlost k ose y				
$\lambda_y = L_{cr,y}/i_y$	λ_y	63.4		
$\lambda_1 = 93,9 \cdot (235/f_y)^{0.5}$	λ_1	76.39859061		
β_A (pro třídu průřezu 1,2,3) = 1	β_A	1		
$\lambda_{ef,y} = (\lambda_y/\lambda_1) \cdot (\beta_A)^{0.5}$	$\lambda_{ef,y}$	0.830		
Součinitel imperfekce α (dle křivky vzpěrné pevnosti)	α	0.34		
$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_{ef} - 0.2) + \lambda_{ef}^2] =$	ϕ	0.952		
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_y = (\phi + (\phi^2 - \lambda_{ef}^2)^{0.5})^{-1}$	χ_y	0.706	≤ 1,0	
Vzpěrná délka k ose z	$L_{cr,z}$	4300	mm	
Štíhlost k ose z				
$\lambda_z = L_{cr,z}/i_z$	λ_z	106.2		
$\lambda_1 = 93,9 \cdot (235/f_y)^{0.5}$	λ_1	76.4		
β_A (pro třídu průřezu 1,2,3) = 1	β_A	1		
$\lambda_{ef,z} = (\lambda_z/\lambda_1) \cdot (\beta_A)^{0.5}$	$\lambda_{ef,z}$	1.390		
Součinitel imperfekce α (dle křivky vzpěrné pevnosti)	α	0.49		
$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_{ef} - 0.2) + \lambda_{ef}^2] =$	ϕ	1.757		
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_z = (\phi + (\phi^2 - \lambda_{ef}^2)^{0.5})^{-1}$	χ_z	0.353	≤ 1,0	
Návrhová vzpěrná únosnost prutu				
$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}$	$N_{b,Rd}$	680.6	kN	
POSOUZENÍ VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU				
	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$	350.0	<	680.6 kN
				O.K.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI NA KLOPENÍ VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1993-1-1					
Materiál:	f_y	355 MPa			
	f_u	510 MPa			
	E	210000 MPa			
	G	81000 MPa			
Únosnost průřezů (zplastizování, lokální boulení)	γ_{m0}	1.0			
Únosnost průřezů (stabilita prutu)	γ_{m1}	1.0			
Únosnost průřezů (oslabený průřez v tahu)	γ_{m2}	1.25			
Návrhový ohybový moment k ose y	$M_{y,Ed}$	25 kNm			
Ocelový průřez:		HE 160 B			
Třída průřezu:		3			
Průřezové charakteristiky:					
Délka mezi body zajištění proti posunu z roviny z-z	L	3850 mm			
Moment setrvačnosti k ose y	I_y	24920000 mm ⁴			
Elastický průřezový modul k ose y	$W_{el,y}$	311500 mm ³			
Plastický průřezový modul k ose y	$W_{pl,y}$	354000 mm ³			
Moment setrvačnosti k ose z	I_z	8892000 mm ⁴			
Výškový moment setrvačnosti	I_w	47940000000 mm ⁶			
Moment tuhosti v prostém kroucení	I_t	312400 mm ⁴			
Součinitelé:					
Součinitel vzpěrné délky (okr. podm. uložen v ohybu)	k_y	1			
Součinitel vzpěrné délky (okr. podm. uložen v ohybu)	k_z	1			
Součinitel vzpěrné délky (okr. podm. uložen v kroucení)	k_w	1			
Součinitel závislosti na zatížení a podm. uložení konců	C_1	1			
	C_2	1			
	C_3	0			
Parametr kroucení: $\kappa_{rel} = \pi / (k_y L) \cdot (E I_w / G I_t)^{0.5}$	κ_{rel}	0.515			
Parametr půs. zat. ke středu smyku $\zeta_g = \pi^2 y / (k_z L) \cdot (E I_y / G I_t)^{0.5}$	ζ_g	0.561			
Souřadnice půs. zat. vzhledem k těžišti průřezu	Z_a	80 mm			
Souřadnice středu smyku vzhledem k těži. průřezu	Z_s	0 mm			
Souřadnice půs. zat. vzhledem ke středu smyku $Z_g = Z_a - Z_s$	Z_g	80 mm			
Pružný kritický moment při klopení M_{cr}	M_{cr}	123446597.7 Nmm			
Poměrná stíhlost:					
$\lambda_{rel,LT} = (W_{y,LT} / M_{cr})^{0.5}$	$\lambda_{rel,LT}$	0.946463			
Součinitel imperfekce α_{LT} (dle křivky klopení)	α_{LT}	0.21			
$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{rel,LT} - 0.2) + \lambda_{rel,LT}^2] =$	ϕ	1.026			
Součinitel vzpěrné pevnosti $\chi_{LT} = (\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{rel,LT}^2)^{0.5})^{-1}$	χ_{LT}	0.703	≤ 1,0		
Návrhová vzpěrná únosnost prutu					
$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,LT} \cdot f_y / \gamma_{m1}$	$M_{b,Rd}$	77.7 kNm			
POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI NA KLOPENÍ VÁLCOVANÉHO PRŮŘEZU					
	$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$	25.0	<	77.7 kNm	O.K.
POSOUZENÍ OHYBU A OSOVÉHO TLAKU STÁLÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN EN 1993-1-1					
Materiál:	f_y	355 MPa			
	f_u	510 MPa			
Únosnost průřezů (zplastizování, lokální boulení)	γ_{m0}	1.0			
Únosnost průřezů (stabilita prutu)	γ_{m1}	1.0			
Únosnost průřezů (oslabený průřez v tahu)	γ_{m2}	1.25			
Návrhová osová síla	N_{Ed}	350 kN			
Návrhový ohybový moment k ose y	$M_{y,Ed}$	25 kNm			
Návrhový ohybový moment k ose z	$M_{z,Ed}$	0 kNm			
Ocelový průřez:		HE 160 B			
Třída průřezu:		3			
Průřezové charakteristiky:					
Plocha průřezu	A	5430 mm ²			
Elastický průřezový modul k ose y	$W_{el,y}$	311500 mm ³			
Plastický průřezový modul k ose y	$W_{pl,y}$	354000 mm ³			
Elastický průřezový modul k ose z	$W_{el,z}$	111200 mm ³			
Plastický průřezový modul k ose z	$W_{pl,z}$	170000 mm ³			
Součinitele C_m ekvivalentního konstantního momentu:	C_{my}	1			
	C_{mz}	1			
	C_{mLT}	1			
Interakční součinitele k_{ij} pro pruty, které nejsou náchylné ke kroucení					
$k_{yy} = C_{my} (1 + 0.6 \lambda_{rel,y} \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_y N_{Rk})) \leq C_{my} (1 + 0.6 \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_y N_{Rk}))$	1.128	≤	1.154		
$k_{yz} = k_{zy} = 0.8 \cdot k_{yy}$	1.429	≤	1.309		
$k_{zz} = C_{mz} (1 + 0.6 \lambda_{rel,z} \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk})) \leq C_{mz} (1 + 0.6 \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk}))$	1.429	≤	1.309		
Pruty namáhané kombinací ohybu a osového tlaku mají splňovat podmínky:					
$N_{Ed} \gamma_{m1} / \chi_y N_{Rk} + k_{yy} M_{y,Ed} \gamma_{m1} / \chi_{LT} M_{y,Rk} + k_{yz} M_{z,Ed} \gamma_{m1} / M_{z,Rk} \leq 1$	0.620	<	1		
			O.K.		
$N_{Ed} \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk} + k_{zy} M_{y,Ed} \gamma_{m1} / \chi_{LT} M_{y,Rk} + k_{zz} M_{z,Ed} \gamma_{m1} / M_{z,Rk} \leq 1$	0.805	<	1		
			O.K.		
Interakční součinitele k_{ij} pro pruty, které jsou náchylné ke kroucení					
$k_{yy} = C_{my} (1 + 0.6 \lambda_{rel,y} \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_y N_{Rk})) \leq C_{my} (1 + 0.6 \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_y N_{Rk}))$	1.128	≤	1.154		
$k_{yz} = k_{zy} = [1 - 0.05 \lambda_{rel,z}] \cdot (C_{mLT} - 0.25) \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk}) \geq [1 - 0.05 \cdot (C_{mLT} - 0.25) \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk})]$	1.429	≤	1.309		
$k_{zz} = C_{mz} (1 + 0.6 \lambda_{rel,z} \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk})) \leq C_{mz} (1 + 0.6 \cdot (N_{Ed} \cdot \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk}))$	1.429	≤	1.309		
Pruty namáhané kombinací ohybu a osového tlaku mají splňovat podmínky:					
$N_{Ed} \gamma_{m1} / \chi_y N_{Rk} + k_{yy} M_{y,Ed} \gamma_{m1} / \chi_{LT} M_{y,Rk} + k_{yz} M_{z,Ed} \gamma_{m1} / M_{z,Rk} \leq 1$	0.620	<	1		
			O.K.		
$N_{Ed} \gamma_{m1} / \chi_z N_{Rk} + k_{zy} M_{y,Ed} \gamma_{m1} / \chi_{LT} M_{y,Rk} + k_{zz} M_{z,Ed} \gamma_{m1} / M_{z,Rk} \leq 1$	0.825	<	1		
			O.K.		

4.8 Kotvení ocelové věže

Ocelová konstrukce věže je kotvena do betonových patek, betonového základu je do železobetonové prefabrikované věže pomocí dodatečně vlepuvaných chemických kotev Hilti.

4.8.1 Zatížení

Kotvení sloupu K1 (kotvení k patce na pilotě) je navrženo na nejnepríznivější kombinaci návrhového zatížení:

$N_{ED} = 220 \text{ kN}$ (minimální reakce - tah v sloupu)

$N_{ED} = -350 \text{ kN}$ (maximální tlaková reakce v sloupu)

$V_{Edx} = \pm 40 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

$V_{Edy} = \pm 10 \text{ kN}$ (příčná posouvající síla)

Kotvení sloupu K2 – (kotvení sloupu na základu) kombinace návrhového zatížení:

$N_{ED} = 0 \text{ kN}$ (minimální reakce - tah v sloupu není)

$N_{ED} = -90 \text{ kN}$ (maximální tlaková reakce v sloupku)

$V_{Edx} = \pm 10 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

$V_{Edy} = \pm 10 \text{ kN}$ (příčná posouvající síla)

Kotvení sloupu K3 – uchycení sloupu k železobetonové věži – kombinace návrhového zatížení:

$N_{ED} = 20 \text{ kN}$ (minimální reakce - tah v kotvení)

$N_{ED} = -20 \text{ kN}$ (maximální tlaková reakce)

$V_{Edx} = \pm 10 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

$V_{Edy} = 0 \text{ kN}$ (příčná posouvající síla)

Kotvení sloupku K4 – kotvení fasádního sloupku k betonovému základu pod podlahou

$V_{Edx} = \pm 8 \text{ kN}$ (podélná posouvající síla)

4.8.2 Kotvení K1 – patka na pilotě

Kotvení k patce na pilotě bude provedeno z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M24. Posouzení viz protokol (OV_kotveni K1-patka.pdf). Minimální hloubka kotvení do patky 330 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

4.8.3 Kotvení K2 - základ

Kotvení do základu betonové věže bude provedeno z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (OV_kotveni K2-základ.pdf). Minimální hloubka kotvení do trámu 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

4.8.4 Kotvení K3 - do betonové věže

Kotvení do betonové věže bude z nerezových kotev (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (OV_kotveni K3-betonová vez.pdf). Minimální hloubka kotvení do betonové věže 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm. **Kotvy nesmí být umístěny méně než 180 mm od okraje betonové věže (horizontálně), a méně než 200 mm od montážního styku betonové věže (vertikálně).**

4.8.5 Kotvení K4 – fasádní sloupek

Kotvení do základu pod podlahou (hranol 200x200x1200mm) bude provedeno z nerezové kotvy (materiál A4) typu HIT-HY 200-A + HIT-V-R M20. Posouzení viz protokol (OV_kotveni K4-fasadni sloupek.pdf). Minimální hloubka kotvení do trámu 90 mm. Podlití epoxidovou maltou tl. max 10 mm.

5 PŘÍLOHY

5.1 Schéma umístění TZB

5.2 Použité návrhové tabulky konkrétních dodavatelů

(viz. adresář TABULKY – odevzdání pouze digitálně)