

±0,000 = +343,20 BpV.

DILO JE CHRÁNĚNO AUTORSKÝM ZÁKONEM. JAKÉKOLIV ROZMNOŽOVÁNÍ ČI VYTVÁŘENÍ KOPIÍ BEZ VĚDOMÍ AUTORA JE ZAKÁZANO

název projektu				BYTOVÝ DŮM MÍROVÁ			
stupeň		DPS		místo stavby		p.č. 1152/22, 1152/40, 1152/103, 1152/104 k.ú. Rychnov nad Kněžnou	
DOKUMENTACE PRO PROVEDENÍ STAVBY							
stavebník				generální projektant			
 <p>Město Rychnov nad Kněžnou Havlíčkova 136 516 01 Rychnov nad Kněžnou</p>				 <p>ŘEZANINA & BARTOŇ, s.r.o. Jenikovice 111 503 46 Jenikovice</p>			
autorizace				projektant části			
				<p>PSDS s.r.o. Trabantská 673/18 190 15 Praha 9</p>  <p>Ing. Jiří Surovec, PhD. Trabantská 673/18, 190 15 Praha 9 ČKAIT 0010529 v oboru statika a dynamika staveb a dopravní stavby</p>			
část				část			
D.1.2				Stavebně konstrukční řešení			
výkres				Technická zpráva a statický výpočet			
datum zhotovení		měřítko		číslo výkresu		paré	
05/2019		-		D.1.2.1			
datum revize		číslo revize					
-		-					

2019

STAVBA Bytový dům Mírová

STUPEŇ DPS

TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET

duben 2019

ZODP. OSOBA Ing. Jiří Surovec

POČET STRAN 17



PSDS s.r.o.

IČ: 280 980 64 www.psds.cz
TRABANTSKÁ 673/18, 190 15 PRAHA 9

(GSM: +420 776 304 488 * E-mail: psds@psds.cz

OBSAH

1. Podklady a použitá literatura.....	3
2. Identifikační údaje	3
3. Popis objektu	4
4. Statické posouzení.....	6
4.1. Zatížení.....	6
4.1.1. Plochá střecha	6
4.1.2. Přístřešek na popelnice	6
4.1.3. Stropní konstrukce	7
4.1.4. Balkóny.....	7
4.2. Vodorovné konstrukce	7
4.2.1. Střešní panely	7
4.2.2. Stropní panely.....	8
4.2.3. Balkonová monolitická deska	8
4.2.4. Balkonové panely	8
4.2.5. Balkonová konzola.....	9
4.2.6. Průvlak A	9
4.2.7. Překlad 1. NP - $L_{SV} = 2\,400\text{ mm}$	10
4.2.8. Vnitřní překlad $L_{SV} = 1\,200\text{ mm}$	10
4.3. Svislé konstrukce.....	11
4.3.1. Štítová stěna	11
4.3.2. Vnitřní stěna.....	12
4.3.3. Pilíř u balkonu	12
4.4. Základy	13
4.4.1. Vnitřní stěny	13
4.4.2. Obvodové stěny.....	13
4.4.3. Opěrná stěna	13
4.5. Přístřešek na popelnice	14
4.5.1. Střecha	14
4.5.2. Stojky.....	15
4.5.3. Příčle.....	16
4.5.4. Základy	16
5. Závěr.....	17

1. PODKLADY A POUŽITÁ LITERATURA

- [1] Požadavky objednatele
- [2] Projektová dokumentace v rozpracovanosti
- [3] ČSN EN 1990 : Zásady navrhování konstrukcí
- [4] ČSN EN 1991 : Zatížení konstrukcí
- [5] ČSN EN 1992 : Navrhování betonových konstrukcí
- [6] ČSN EN 1993 : Navrhování ocelových konstrukcí
- [7] ČSN EN 1996 : Navrhování zděných konstrukcí
- [8] ČSN EN 1997 : Navrhování geotechnických konstrukcí
- [9] ČSN 73 1001 : Základová půda pod plošnými základy
- [10] IG průzkum (Global – Geo, s.r.o., 11/2018)

2. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

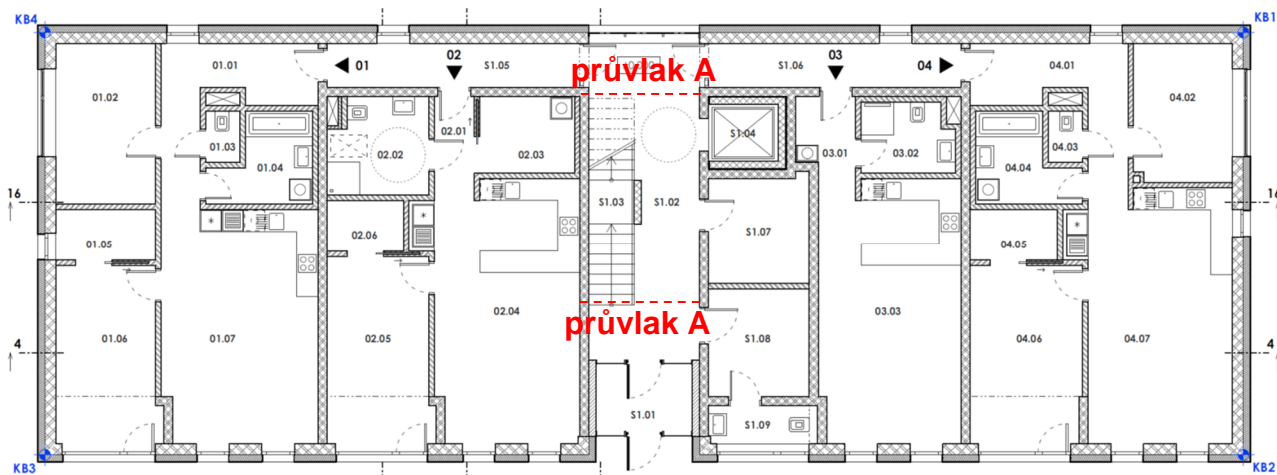
STAVBA	Bytový dům Mírová
STAVEBNÍK	Město Rychnov nad Kněžnou Havlíčková 136 516 01 Rychnov nad Kněžnou
OBJEDNATEL	ŘEZANINA & BARTOŇ, s.r.o. IČ: 242 869 23 Jeníkovice 111 503 46 Jeníkovice
ZHOTOVITEL	Ing. Jiří Surovec PSDS s.r.o. IČ: 280 980 64 Trabantská 673/18 190 15 Praha 9
ZODP. OSOBA	Ing. Jiří Surovec, Ph.D. Autorizace: autorizovaný inženýr pro statiku a dynamiku staveb a pro dopravní stavby (AO 0010529)

3. POPIS OBJEKTU

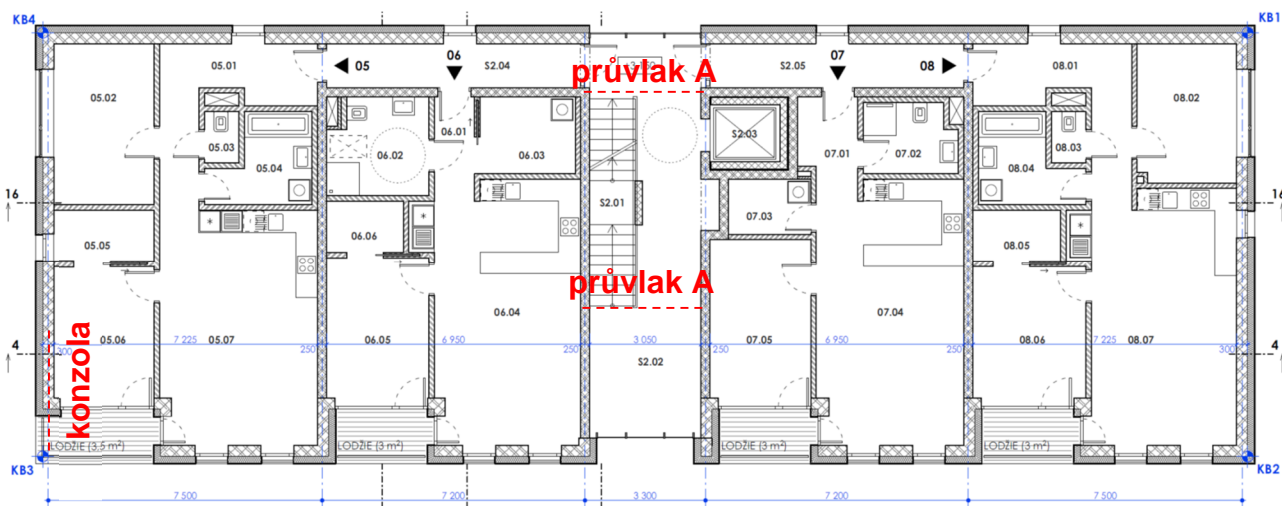
Jedná se o novostavbu bytového domu se čtyřmi nadzemními podlažími. Dům není podsklepen. Střecha objektu je navržena jako plochá.

Konstrukční systém je příčný zděný stěnový. Stropní a střešní konstrukce je navržena z železobetonových předpjatých prefabrikovaných dutinových panelů typu spirol.

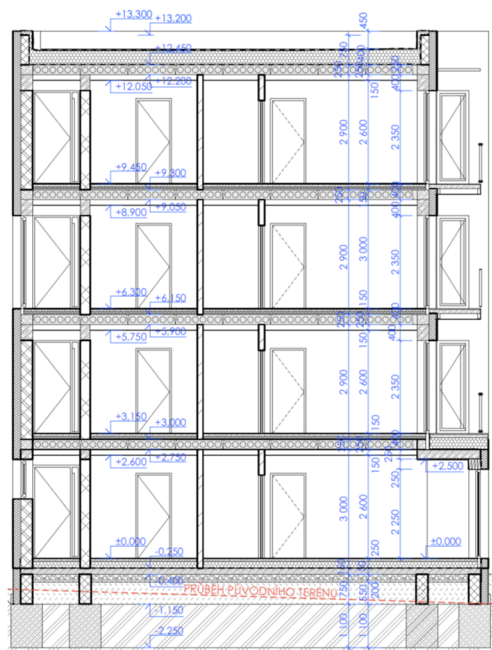
Stavba se nachází ve III. sněhové a II. větrné oblasti (viz obr. 3.4).



Obr. 3.1 - Půdorys 1. NP



Obr. 3.2 - Půdorys 2. NP - 4. NP



Obr. 3.3 - Příčný řez



Obr. 3.4 - Zákres místa stavby do mapy sněhových a větrných oblastí

4. STATICKÉ POSOUZENÍ

4.1. ZATÍŽENÍ

4.1.1. PLOCHÁ STŘECHA

zatížení působící svisle dolů po celé délce prutu				zatížení kolmá na prut			
STÁLÉ	tloušťka	jedn.tíha	charakteristické	VÍTR			
asfaltová hydroizolace	0,012	25,00	0,30 kN/m ²	kateg. terénu	II	náhodné malé zemědělské stavby	
EPS	0,400	0,30	0,12 kN/m ²	v_b	25,0	k_r	0,19
spírol 250	1,000	3,37	3,37 kN/m ²	výška [m]	13,3	z_0	0,05
omítka	0,020	20,00	0,40 kN/m ²	z_{min}	2,0	c_o	1,00
ostatní	1,000	0,20	0,20 kN/m ²	c_r	1,06		
	0,000	0,00	0,00 kN/m ²	součinitel expozice	c_e	2,54	
	0,000	0,00	0,00 kN/m ²	zákl.dyn. tlak větru	q_b	0,39	
CELKEM STÁLÉ		g_k 4,39	kN/m²	souč.vnějšího tlaku	C_{pe}	0,20	
podle směru ¹⁾		4,39	4,39 0,00	souč. vnitřního tlaku	C_{pi}	-0,30	
UŽITNÉ							
střecha, sklon = 0°		q_k 0,75	kN/m²		w_k 0,50	kN/m²	
podle směru ¹⁾		0,75	0,75 0,00	podle směru ¹⁾	0,50	0,50	0,00
SNÍH	s_k	$\mu_i \times C_e$		podle směru ¹⁾			
zatížení sněhem	1,50	0,80	1,20 kN/m ²	SOUČINITELE ψ_0	průmět	na prut	
koef. pro převod na délku prutu	1,000			užitné	0,00	0,00	
		s_k 1,20	kN/m²	sníh	1,00	1,00	
podle směru ¹⁾		1,20	1,20 0,00	vítr	0,60	0,60	

POZNÁMKA: 1) první sloupec udává svislé zatížení na 1 m² půdorysu, druhý sloupec udává zatížení kolmé na rovinu střechy a třetí sloupec udává zatížení rovnoběžné s rovinou střechy

Tab. 4.1 - Zatížení ploché střechy

KOMBINACE ZATÍŽENÍ		MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI			MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI (STR)		
		$f_{k,PRŮMĚT}$	$f_{k,KOLMÉ}$	$f_{k,PODÉLNÉ}$	$f_{d,PRŮMĚT}$	$f_{d,KOLMÉ}$	$f_{d,PODÉLNÉ}$
stálé	[kN/m ²]	4,39	4,39	0,00	5,04	5,04	0,00
nahodilé	[kN/m ²]	1,50	1,50	0,00	2,25	2,25	0,00
CELKEM	[kN/m ²]	5,89	5,89	0,00	7,29	7,29	0,00

Tab. 4.2 - Rozhodující kombinace zatížení

4.1.2. PŘÍSTŘEŠEK NA POPELNICE

VÍTR			
kateg. terénu	III	předměstské nebo průmyslové oblasti	
v_b	25,0	k_r	0,22
výška [m]	2,5	z_0	0,30
z_{min}	5,0	c_o	1,00
c_r	0,61		
součinitel expozice	c_e	1,28	
zákl.dyn. tlak větru	q_b	0,39	
souč.vnějšího tlaku	C_{pe}	0,40	
souč. vnitřního tlaku	C_{pi}	0,00	
	w_k 0,20	kN/m²	

Tab. 4.3 - Zatížení tlakem větru

VÍTR			
kateg. terénu	III	předměstské nebo průmyslové oblasti	
v_b	25,0	k_r	0,22
výška [m]	2,5	z_0	0,30
z_{min}	5,0	c_o	1,00
c_r	0,61		
součinitel expozice	c_e	1,28	
zákl.dyn. tlak větru	q_b	0,39	
souč.vnějšího tlaku	C_{pe}	-1,40	
souč. vnitřního tlaku	C_{pi}	0,00	
	w_k -0,70	kN/m²	

Tab. 4.4 - Zatížení sáním větru

4.1.3. STROPNÍ KONSTRUKCE

STÁLÉ	tloušťka	jedn. tíha	charakteristické	γ_F	návrhové
nášlapná vrstva	0,010	20,00	0,20 kN/m ²		
bet. mazanina	0,055	25,00	1,38 kN/m ²		
ŽB panely	1,000	3,37	3,37 kN/m ²		
omítka 15 mm	0,015	20,00	0,30 kN/m ²		
příčky	1,000	1,50	1,50 kN/m ²		
CELKEM STÁLÉ			6,75 kN/m ²	1,35	9,11 kN/m²
UŽITNÉ					
BD, kategorie A			1,50 kN/m ²	1,50	2,25 kN/m²
			CELKEM		11,36 kN/m²

Tab. 4.5 - Zatížení stropů

4.1.4. BALKÓNY

STÁLÉ	tloušťka	jedn. tíha	charakteristické	γ_F	návrhové
nášlapná vrstva	0,010	20,00	0,20 kN/m ²		
bet. mazanina	0,055	25,00	1,38 kN/m ²		
ŽB panely	1,000	2,58	2,58 kN/m ²		
omítka 15 mm	0,015	20,00	0,30 kN/m ²		
CELKEM STÁLÉ			4,46 kN/m ²	1,35	6,02 kN/m²
UŽITNÉ					
BD, kategorie A			3,00 kN/m ²	1,50	4,50 kN/m²
			CELKEM		10,52 kN/m²

Tab. 4.6 - Zatížení balkónů - panely

STÁLÉ	tloušťka	jedn. tíha	charakteristické	γ_F	návrhové
nášlapná vrstva	0,010	20,00	0,20 kN/m ²		
bet. mazanina	0,055	25,00	1,38 kN/m ²		
ŽB deska 250 mm	0,250	25,00	6,25 kN/m ²		
omítka 15 mm	0,015	20,00	0,30 kN/m ²		
CELKEM STÁLÉ			8,13 kN/m ²	1,35	10,98 kN/m²
UŽITNÉ					
BD, kategorie A			3,00 kN/m ²	1,50	4,50 kN/m²
			CELKEM		15,48 kN/m²

Tab. 4.7 - Zatížení balkónů - monolitická deska;

4.2. VODOROVNÉ KONSTRUKCE

4.2.1. STŘEŠNÍ PANELY

teoretické rozpětí 7 500 mm

návrhový moment MSÚ $M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 7,5^2 \times 1,2 \times 7,29 = 61,5 \text{ kNm}/1,2 \text{ m} < 142,8 \text{ kNm}$

Budou použity panely typu spírol výšky 250 mm.

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky						V _{Rdct1} (kN/1,20m)
	A _{ph} horní (mm ²)	A _{ps} spodní (mm ²)	M _{R,d} (kNm/1,20m)	M _{R,k} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{R,w,02} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{R,dek} ¹⁾ (kNm/1,20m)	
SPH 25042	0	476	142,8	94,9	81,1	57	97,2
SPH 25006	0	558	165,1	110,7	95,1	65,7	98,6
SPH 25406 ²⁾	372	558	166,2	108,6	102,1	64,5	101,4
SPH 25264	104	766	219,2	130,1	131,0	84,0	101,8
SPH 25410 ³⁾	208	930	256,0	144,3	159,6	97,1	105,2

A_{ph} + A_{ps} - plocha vyztuže
M_{R,d} - moment na mezi únosnosti dílce
M_{R,k} - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížením
M_{R,w,02} - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení pro XC2/XC3
M_{R,dek} - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení
V_{Rdct1} - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)

1) hodnoty M_{R,k} a M_{R,w,02} jsou uvedeny pro délku panelů 5 m
2) výhodnou alternativou pro SPH25410 je vyšší dílec s menším stupněm vyztužení.
3) konzolový typ

Tab. 4.8 - Únosnost panelu výšky 250 mm

4.2.2. STROPNÍ PANELE

teoretické rozpětí 7 500 mm
návrhový moment MSÚ $M_{Ed} = 1/8 \times 7,5^2 \times 1,2 \times 11,36 = 95,9 \text{ kNm/1,2 m} < 142,8 \text{ kNm}$
návrhový moment $M_{Ed} = 1/8 \times 7,5^2 \times 1,2 \times (6,75 + 1,5) = 69,6 \text{ kNm/1,2 m}$
< 94,9 kNm

Budou použity panely typu spírol výšky 250 mm.

4.2.3. BALKONOVÁ MONOLITICKÁ DESKA

rozpětí L = 3 250 mm
ohybový moment $M_{Ed} = 1/8 \times 15,5 \times 3,25^2 = 20,5 \text{ kNm/m}$

Obdélníkový průřez jednostranně vyztužený					
M _{Ed}	20,5	kNm	A _{sd}	242	mm ²
f _{yk}	500,0	MPa	ø výztuže	12,00	mm
f _{ck}	20,0	MPa	prutů	5,00	ks
b	1 000	mm	A _s	565	mm ²
b _{eff}	1 000	mm	ρ	0,0028	> 0,0013 = ρ _{min}
h	250	mm	ρ _h	0,0023	< 0,0400 = ρ _{max}
krytí	45	mm	ξ	0,1157	< 0,6169 = ξ _{max}
d	199	mm	M _{Rd}	46,6	kNm
μ	0,039	-	VYHOVUJE (využití 44 %)		
ω	0,040	-			

Tab. 4.9 - Vyztuž monolitické balkónové desky

Deska bude monolitická tl. 250 mm, vyztuž bude R12 á 200 mm v obou směrech při obou površích.

4.2.4. BALKONOVÉ PANELE

teoretické rozpětí 3 150 mm
návrhový moment MSÚ $M_{Ed} = 1/8 \times 3,15^2 \times 1,2 \times 10,52 = 15,7 \text{ kNm/1,2 m} < 38,5 \text{ kNm}$
návrhový moment $M_{Ed} = 1/8 \times 3,15^2 \times 1,2 \times (4,46 + 3,0) = 11,1 \text{ kNm/1,2 m}$
< 15,2 kNm

Budou použity panely typu spírol výšky 150 mm.

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky						V _{red1} (kN/1,20m)
	A _{pl,h} horní (mm ²)	A _{pl,s} spodní (mm ²)	M _{R,d} (kNm/1,20m)	M _{R,k} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{R,w,02} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{R,dek} ¹⁾ (kNm/1,20m)	
SPG 15005 ²⁾	0	260	38,5	15,2	24,5	15,8	90,7
SPG 15006	0	312	49,3	33,8	29,4	18,8	91,8
SPG 15008	0	416	63,8	42,2	39,4	24,4	93,7

A_{pl,h}, A_{pl,s} - plocha výztuže
M_{R,d} - moment na mezi únosnosti dílce
M_{R,k} - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb. zatížením
M_{R,w,02} - moment na mezi šířky trhlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení
M_{R,dek} - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3
V_{red1} - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)

1) hodnoty M_{R,k} až M_{R,dek} jsou uvedeny pro délku panelů 4m
2) dílce typu SPG15005 není možné staticky oslabovat
3) neplatí pro SPG15005, pro jednotlivé typy vyztužení lze použít další doplňkové šířky, viz. konstrukční zásady

Tab. 4.10 - Únosnost panelu výšky 150 mm

4.2.5. BALKONOVÁ KONZOLA

vyložení 1 600 mm

zatěžovací šířka 1 600 mm

návrhový moment $M_{Ed} = \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1,6^2 \times 11,36 = 23,3 \text{ kNm}$

Posouzení ocelového nosníku – ohyb a smyk			
profil	M _{Ed}	23,6	kNm
UPE 200	V _{Ed}	29,5	kN
f _y	235,0	MPa	
γ _{M0}	1,00	-	
W _{pl,y}	1,627E+05	mm ³	
M _{R,d}	38,2	kNm	
V _{R,d}	151,2	kN	
Vliv smyku lze zanedbat			
VYHOVUJE - využití 62 %			

f _k	13,38	kN/m
f _d	18,43	kN/m
L	1 600	mm
Posouzení ocelového nosníku – průhyb		
profil	limit (1/...)	200
UPE 200	d _{MAX}	8,0 mm
I _y	1,540E+07	mm ⁴
d	3,4	mm
VYHOVUJE - využití 42 %		

Tab. 4.11 - Posouzení konzoly balkonu

Budou použity ocelové profily UPE 200.**4.2.6. PRŮVLAK A**

teoretické rozpětí 3 250 mm

zatěžovací šířka 3 000 mm

návrhový moment $M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 3,0 \times 3,25^2 \times 11,36 = 45,0 \text{ kNm}$

Posouzení ocelového nosníku – ohyb a smyk			
profil	M _{Ed}	45,8	kNm
2x U 180	V _{Ed}	56,4	kN
f _y	235,0	MPa	
γ _{M0}	1,00	-	
W _{pl,y}	1,622E+05	mm ³	
M _{R,d}	76,2	kNm	
V _{R,d}	398,6	kN	
Vliv smyku lze zanedbat			
VYHOVUJE - využití 60 %			

f _k	25,19	kN/m
f _d	34,68	kN/m
L	3 250	mm
Posouzení ocelového nosníku – průhyb		
profil	limit (1/...)	450
2x U 180	d _{MAX}	7,2 mm
I _y	1,350E+07	mm ⁴
d	6,5	mm
VYHOVUJE - využití 89 %		

Tab. 4.12 - Posouzení průvlaku A

Budou použity ocelové profily 2 × U 180, případně z konstrukčních důvodů (skrytý průvlak) mohou být použity profily větší.

4.2.7. PŘEKLAD 1. NP - $L_{SV} = 2\,400\text{ mm}$ světlé rozpětí $L_{SV} = 2\,400\text{ mm}$

zatížení

stěna, $h = 1,25\text{ m}$	$1,35 \times 1,2 \times 4,0 =$	6,8 kN/m
strop. zš = 3,8 m	$3,8 \times 11,36 =$	43,2 kN/m
věnc/překlad	$1,35 \times 0,3 \times 0,6 \times 25,0 =$	6,1 kN/m
celkem návrhové	$f_d =$	56,1 kN/m

ohybový moment $M_{Ed} = 1/8 \times 56,1 \times 2,65^2 = 49,3\text{ kNm}$

Obdélníkový průřez jednostranně vyztužený			
M_{Ed}	49,3	kNm	A_{sd} 405 mm ²
f_{yk}	500,0	MPa	ø výztuže 16,00 mm
f_{ck}	20,0	MPa	prutů 3,00 ks
b	300	mm	A_s 603 mm ²
b_{eff}	300	mm	ρ 0,0067 > 0,0013 = ρ_{min}
h	350	mm	ρ_h 0,0057 < 0,0400 = ρ_{max}
krytí	40	mm	ξ 0,2713 < 0,6169 = ξ_{max}
d	302	mm	M_{Rd} 70,6 kNm
μ	0,135	-	VYHOVUJE (využití 70 %)
ω	0,146	-	

Tab. 4.13 - Překlad $L_{SV} = 2\,400\text{ mm}$

Překlad bude železobetonový $300 \times 350\text{ mm}$. Spodní výztuž bude $3 \times R16$, horní výztuž bude $3 \times R14$, třmínky trojstržné R8 á 150 mm.

4.2.8. VNITŘNÍ PŘEKLAD $L_{SV} = 1\,200\text{ mm}$ světlé rozpětí $L_{SV} = 1\,200\text{ mm}$

zatížení

strop. zš = 7,2 m	$7,2 \times 11,36 =$	81,8 kN/m
věnc/překlad	$1,35 \times 0,3 \times 0,6 \times 25,0 =$	6,1 kN/m
celkem návrhové	$f_d =$	87,9 kN/m

ohybový moment $M_{Ed} = 1/8 \times 87,9 \times 1,45^2 = 23,1\text{ kNm}$ smyková síla $V_{Ed} = 1/2 \times 87,9 \times 1,2 + 3,3 \times 6,2 / 4 \times 11,36 = 111\text{ kN}$

Obdélníkový průřez jednostranně vyztužený			
M_{Ed}	23,1	kNm	A_{sd} 288 mm ²
f_{yk}	500,0	MPa	ø výztuže 14,00 mm
f_{ck}	20,0	MPa	prutů 3,00 ks
b	250	mm	A_s 462 mm ²
b_{eff}	250	mm	ρ 0,0091 > 0,0013 = ρ_{min}
h	250	mm	ρ_h 0,0074 < 0,0400 = ρ_{max}
krytí	40	mm	ξ 0,3711 < 0,6169 = ξ_{max}
d	203	mm	M_{Rd} 34,7 kNm
μ	0,168	-	VYHOVUJE (využití 67 %)
ω	0,185	-	

Posouzení betonového průřezu na smyk							
V_{Ed}	111,0	kN	d	203	mm	ρ_w	0,006 -
f_{yk}	500,0	MPa	\emptyset výztuže	8	mm	$\rho_{w,min}$	0,001 -
f_{ck}	20,0	MPa	n_s	3	-	$\cot \theta$	1,3 -
b_w	250	mm	s	100	mm	v	0,552 -
$V_{Rd,s}$	161,0		$> 111,0 = V_{Ed}$		VYHOVUJE (využití 69 %)		

Tab. 4.14 - Vnitřní překlady $L_{sv} = 1\,200\text{ mm}$

Překlady budou železobetonové $250 \times 250\text{ mm}$. Spodní výztuž bude $3 \times R14$, horní výztuž bude $3 \times R14$, tržníky trojstranné R8 á 100 mm.

4.3. SVISLÉ KONSTRUKCE

4.3.1. ŠTÍTOVÁ STĚNA

Zatížení v úrovni podlahy jednotlivých pater			
4. NP	$26,3 + 12,9 =$	39,20	kN/m
3. NP	$39,2 + 40,9 + 12,9 =$	93,00	kN/m
2. NP	$93 + 40,9 + 12,9 =$	146,80	kN/m
1. NP	$146,8 + 40,9 + 12,9 =$	200,60	kN/m
CELKEM			200,60 kN/m

Tab. 4.15 - Zatížení štítové stěny

Pevnost zdiva v tlaku:			
f_b	10,00	MPa	Zdivo
f_m	5,00	MPa	Porotherm 30 P+D P10
K	0,45	-	Malta
γ_m	2,00	-	obyčejná malta
			f_k
			4,03 MPa
			f_d
			2,02 MPa

Tab. 4.16 - Pevnost štítového zdiva

Únosnost zdiva v polovině výšky - vzpěrný tlak:					
t	300	mm	h	3 000	mm
e_k	1,9	mm	λ	0,316	-
e_m	31,7	mm	u	0,423	-
e_{mk}	33,6	mm	A_1	0,776	-
Φ_m	0,710	-	N_{Rd}	429,01	kN/m
			N_{Ed}	200,60	kN/m
VYHOVUJE - využití 47 %					

Tab. 4.17 - Únosnost štítového zdiva

zatěžovací délka 3 700 mm

délka zdiva 2 100 mm

celkové využití $47 \times 3,7 / 2,1 = 83\%$

VYHOVUJE

Bude použito keramické zdivo tloušťky 300 mm skupiny zděicích prvků 2 s pevností P15 a maltou M10. Od 2. NP je možné použít pevnost cihel P10 a maltu M5.

4.3.2. VNITŘNÍ STĚNA

Zatížení v úrovni podlahy jednotlivých pater

4. NP	$51,8 + 12,9 =$	64,70	kN/m
3. NP	$64,7 + 80,7 + 12,9 =$	158,30	kN/m
2. NP	$158,3 + 80,7 + 12,9 =$	251,90	kN/m
1. NP	$251,9 + 80,7 + 12,9 =$	345,50	kN/m
CELKEM		345,50	kN/m

Tab. 4.18 - Zatížení vnitřní stěny

Pevnost zdiva v tlaku:			
f_b	10,00 MPa	Zdivo	Porotherm 24 P+D P10
f_m	5,00 MPa	Malta	obyčejná malta
K	0,45 -	f_k	4,03 MPa
γ_m	2,00 -	f_d	2,02 MPa

Tab. 4.19 - Pevnost vnitřního zdiva

Únosnost zdiva v polovině výšky - vzpěrný tlak:			
t	240 mm	h	3 000 mm
e_k	1,0 mm	λ	0,395 -
e_m	6,7 mm	u	0,495 -
e_{mk}	12,0 mm	A_1	0,900 -
Φ_m	0,796 -	N_{Rd}	385,16 kN/m
		N_{Ed}	345,50 kN/m
VYHOVUJE - využití 90 %			

Tab. 4.20 - Únosnost vnitřního zdiva

Bude použito keramické zdivo tloušťky 240 nebo 250 mm skupiny zdících prvků 2 s pevností P15 a maltou M10. Od 2. NP je možné použít pevnost cihel P10 a maltu M5.

4.3.3. PILÍŘ U BALKONU

zatěžovací plocha 4 m²

zatížení

Hodnoty jednotlivých zatížení			
stěna v. 3 m	$1,35 \times 3,18 \times 3 =$	12,90	kN/m
strop z.š. 4 m	$4 \times 11,36 =$	45,50	kN/m
střecha z.š. 4 m	$4 \times 7,29 =$	29,20	kN/m
Zatížení v úrovni podlahy jednotlivých pater			
3. NP	$29,2 + 12,9 =$	42,10	kN/m
2. NP	$42,1 + 45,5 + 12,9 =$	100,50	kN/m
1. NP	$100,5 + 45,5 + 12,9 =$	158,90	kN/m
CELKEM		158,90	kN/m

Tab. 4.21 - Zatížení pilíře (podlaží číslována o jedno méně, 1. NP = skutečné 2. NP)

celková síla v pilířku 158,9 kN

návrhová síla v pilířku délky 0,5 m $158,9/0,5 = 317,8$ kN/m

Pevnost zdiva v tlaku:					
f_b	15,00	MPa	Zdivo	Porotherm 30 P+D P15	
f_m	5,00	MPa	Malta	obyčejná malta	
K	0,45	-	f_k	5,35	MPa
γ_m	2,00	-	f_d	2,68	MPa
Únosnost zdiva v polovině výšky - vzpěrný tlak:					
t	300	mm	h	3 000	mm
e_k	2,6	mm	λ	0,316	-
e_m	56,7	mm	u	0,508	-
e_{mk}	59,3	mm	A_1	0,605	-
Φ_m	0,532	-	N_{Rd}	427,00	kN/m
			N_{Ed}	317,80	kN/m
VYHOVUJE - využití 74 %					

Tab. 4.22 - Posouzení zdiva pilířku

Pilířek bude v půdorysném tvaru L o délce 500×500 mm ze zdiva tloušťky 300 mm. Budou použity keramické zdící prvky skupiny 2 s pevností $f_b = 15$ MPa na obyčejnou maltu pevnosti $f_m = 5$ MPa.

4.4. ZÁKLADY

4.4.1. VNITŘNÍ STĚNY

zatížení

reakce ze zdiva		345,5 kN/m
základ	$1,3 \times 0,8 \times 25 \times 1,35 =$	35,1 kN/m
celkem návrhové		$f_d = 380,6$ kN/m

napětí v základové spáře $\sigma = 380,6 / 1,3 = 292,8$ kPa < 300 kPa (únosnost zákl. spáry)

Bude použit základový pas šířky 1,3 m výšky minimálně 500 mm vyztužený u spodního povrchu výztuží R12 á 100 mm v obou směrech.

4.4.2. OBVODOVÉ STĚNY

zatížení

reakce ze zdiva		200,6 kN/m
základ	$0,9 \times 0,8 \times 25 \times 1,35 =$	24,3 kN/m
celkem návrhové		$f_d = 224,9$ kN/m

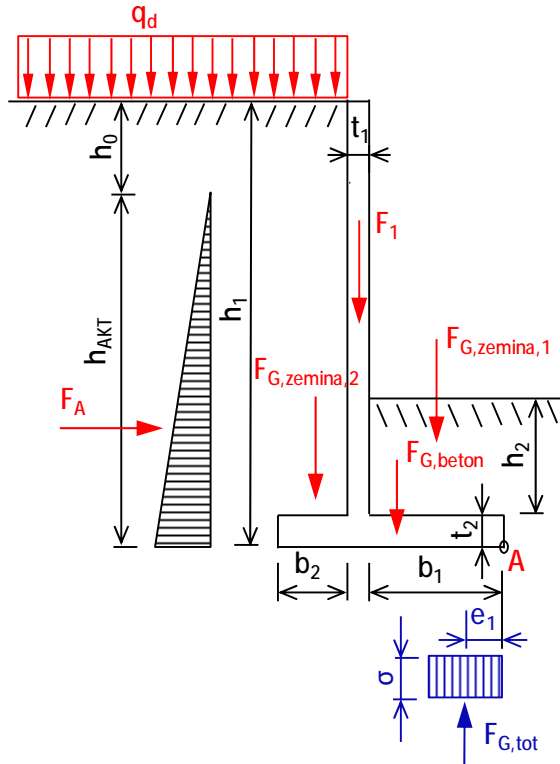
napětí v základové spáře $\sigma = 224,9 / 0,8 = 280,4$ kPa < 300 kPa (únosnost zákl. spáry)

Bude použit základový pas šířky 0,8 m výšky minimálně 500 mm vyztužený u obou povrchů výztuží R12 á 100 mm v obou směrech.

4.4.3. OPĚRNÁ STĚNA

terénní rozdíl	1 500 mm
zatížení koruny zdi	$q_k = 3,0$ kN/m ²

Návrh a posouzení – opěrná úhlová zed'			
h_1	2,30 m	b_1	0,30 m
h_2	0,60 m	b_2	0,80 m
q_d	4,50 kN/m ²	t_1	0,25 m
$\varphi_{ef,k}$	25,0 °	t_2	0,20 m
$c_{ef,k}$	0,0 kPa	$\varphi_{tření}$	40,0 °
γ_l	20,5 kN/m ³	γ_{beton}	25,0 kN/m ³
φ_d	20,5 °	c_d	0,0 kPa
K_A	0,482 -	F_A	31,12 kN
h_0	-0,220 m	$F_{G,beton}$	6,75 kN
h_{AKT}	2,520 m	$F_{G,zemina,1}$	3,69 kN
koef. tření	0,839 -	$F_{G,zemina,2}$	34,44 kN
F_1	13,13 kN	$F_{G,tot}$	58,01 kN
momenty kolem bodu A		$F_{třecí}$	48,67 kN
$M_{ot,FA}$	25,77 kNm	stupeň bezpečnosti proti	
$M_{ret,F1}$	5,58 kNm	překlopení	
$M_{ret,FGbet}$	4,56 kNm	stupeň bezpečnosti proti	
$M_{ret,FGzem1}$	0,55 kNm	usmyknutí	
$M_{ret,FGzem2}$	32,72 kNm	e_1	0,304 m
M_{ret}	43,41 kNm	σ	95,4 kPa



Tab. 4.23 - Posouzení opěrné zdi

Obdélníkový průřez jednostranně vyztužený			
M_{Ed}	26,0 kNm	A_{sd}	400 mm ²
f_{yk}	500,0 MPa	\varnothing výztuže	12,00 mm
f_{ck}	30,0 MPa	prutů	4,00 ks
b	220 mm	A_s	452 mm ²
b_{eff}	1 000 mm	ρ	0,0133 > 0,0015 = ρ_{min}
h	220 mm	ρ_h	0,0093 < 0,0400 = ρ_{max}
krytí	60 mm	ξ	0,0798 < 0,6169 = ξ_{max}
d	154 mm	M_{Rd}	29,3 kNm
μ	0,055 -	VYHOVUJE (využití 89 %)	
ω	0,056 -		

Tab. 4.24 - Posouzení výztuže opěrné zdi

Bude použita železobetonová zed' tvaru T podle geometrie uvedené na obrázku u tabulky č. 4.23. Stěna bude vyztužena pomocí hlavní výztuže R12 á 250 mm, rozdělovací výztuž bude R10 á 250 mm. Výztuž je navržena za předpokladu využití bednicích dílců, v případě monolitické zdi může být vyztužení menší.

4.5. PŘÍSTŘEŠEK NA POPELNICE

4.5.1. STŘECHA

statické schéma

prostý nosník

rozpětí

3 200 mm

charakteristická kombinace zatížení

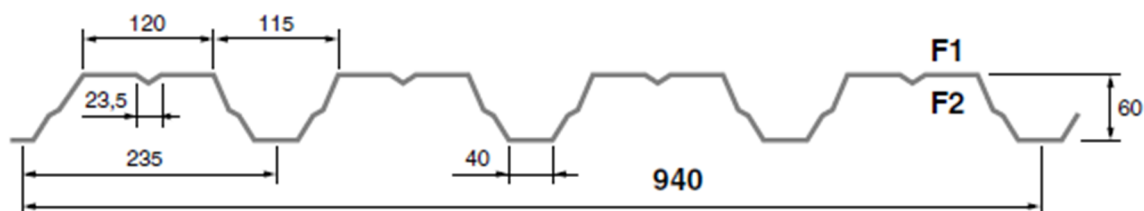
$f_k = 1,2 + 0,2 + 0,08 = 1,48 \text{ kN/m}^2$

návrhová kombinace zatížení

$f_d = 1,48 \times 1,5 = 2,22 \text{ kN/m}^2$

Uložení přes 1 pole			Únosnost q [kN/m ²] pro rozpětí pole L [m]																	
t [mm]	[kg/m ²]		1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,63	6,7	1a	11,88	8,73	6,68	5,28	4,28	3,54	2,97	2,53	2,18	1,90	1,67	1,48	1,32	1,18	1,07	0,97	0,88	
		1b	6,45	5,53	4,84	4,30	3,87	3,52	2,97	2,53	2,18	1,90	1,67	1,48	1,32	1,18	1,07	0,97	0,88	
		2	9,11	5,74	3,84	2,70	1,97	1,48	1,14	0,90	0,72	0,58	0,48	0,40	0,34	0,29	0,25	0,21	0,18	
0,75	8,0	1a	15,46	11,36	8,70	6,87	5,57	4,60	3,87	3,29	2,84	2,47	2,17	1,93	1,72	1,54	1,39	1,26	1,15	
		1b	9,53	8,17	7,15	6,35	5,57	4,60	3,87	3,29	2,84	2,47	2,17	1,93	1,72	1,54	1,39	1,26	1,15	
		2	11,41	7,18	4,81	3,38	2,46	1,85	1,43	1,12	0,90	0,73	0,60	0,50	0,42	0,36	0,31	0,27	0,23	
0,88	9,4	1a	19,61	14,41	11,03	8,72	7,06	5,83	4,90	4,18	3,60	3,14	2,76	2,44	2,18	1,96	1,76	1,60	1,46	
		1b	13,49	11,56	10,11	8,72	7,06	5,83	4,90	4,18	3,60	3,14	2,76	2,44	2,18	1,96	1,76	1,60	1,46	
		2	13,98	8,81	5,90	4,14	3,02	2,27	1,75	1,37	1,10	0,89	0,74	0,61	0,52	0,44	0,38	0,33	0,28	
1,00	10,6	1a	23,62	17,36	13,29	10,50	8,50	7,03	5,91	5,03	4,34	3,78	3,32	2,94	2,62	2,36	2,13	1,93	1,76	
		1b	17,68	15,16	13,26	10,50	8,50	7,03	5,91	5,03	4,34	3,78	3,32	2,94	2,62	2,36	2,13	1,93	1,76	
		2	16,43	10,35	6,93	4,87	3,55	2,67	2,05	1,62	1,29	1,05	0,87	0,72	0,61	0,52	0,44	0,38	0,33	
1,25	13,3	1a	32,35	23,77	18,20	14,38	11,65	9,63	8,09	6,89	5,94	5,18	4,55	4,03	3,59	3,23	2,91	2,64	2,41	
		1b	28,10	23,77	18,20	14,38	11,65	9,63	8,09	6,89	5,94	5,18	4,55	4,03	3,59	3,23	2,91	2,64	2,41	
		2	20,93	13,18	8,83	6,20	4,52	3,40	2,62	2,06	1,65	1,34	1,10	0,92	0,78	0,66	0,57	0,49	0,42	
1a - návrhová hodnota únosnosti			- pro prostý nosník s přesahem c > 1,5 h _w																	
1b - návrhová hodnota únosnosti			- pro prostý nosník s přesahem c = 40 mm																	
2 - charakteristická hodnota zatížení pro průhyb			- L/200																	

Obr. 4.1 - Únosnost trapézového plechu CB 60/235



Obr. 4.2 - Schéma trapézového plechu CB 60/235

Pro zastřešení bude použit trapézový plech CB 60/235 tloušťky 1,00 mm v pozitivní poloze (strana F2 dole podle obr. č. 4.2).

4.5.2. STOJKY

statické schéma konzola

vyložení 2,4 m

$$w_k = 1,3 \times 0,39 \times 1,28 = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = 1,5 \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{2} \times 2,4 \times 0,65 \times 2,4^2 \right) = 3,4 \text{ kNm}$$

Posouzení ocelového nosníku – ohyb a smyk			
profil	M_{Ed}	3,4	kNm
TR 120x3	V_{Ed}	2,8	kN
f_y	235,0	MPa	
γ_{M0}	1,00	-	
$W_{pl,y}$	6,020E+04	mm ³	
M_{Rd}	14,1	kNm	
V_{Rd}	93,6	kN	
Vliv smyku lze zanedbat			
VYHOVUJE - využití 24 %			

f_k	0,78	kN/m	
f_d	1,17	kN/m	
L	2 400	mm	
Posouzení ocelového nosníku – průhyb			
profil	limit (1/...)	200	
TR 120x3	d_{MAX}	12,0	mm
I_y	3,120E+06	mm ⁴	
d	4,9	mm	
VYHOVUJE - využití 41 %			

Tab. 4.25 - Posouzení stojky na ohyb

Jako stojky budou použity čtvercové trubky (jekly) 120x3. Stojky budou svařeny s příčlemi na plnou únosnost.

4.5.3. PŘÍČLE

statické schéma prostý nosník

rozpětí 4 800 mm

$$M_{Ed} = 1/8 \times 2,22 \times 1,6 \times 4,8^2 = 10,2 \text{ kNm}$$

Posouzení ocelového nosníku – ohyb a smyk			
profil	M_{Ed}	10,1	kNm
TR 120x3	V_{Ed}	8,4	kN
f_y	235,0	MPa	
γ_{M0}	1,00	-	
$W_{pl,y}$	6,020E+04	mm ³	
M_{Rd}	14,1	kNm	
V_{Rd}	93,6	kN	
Vliv smyku lze zanedbat			
VYHOVUJE - využití 72 %			

f_k	2,34	kN/m	
f_d	3,52	kN/m	
L	4 800	mm	
Posouzení ocelového nosníku – průhyb			
profil	limit (1/...)	200	
TR 120x3	d_{MAX}	24,0	mm
I_y	3,120E+06	mm ⁴	
d	23,5	mm	
VYHOVUJE - využití 98 %			

Tab. 4.26 - Posouzení příčle na ohyb

Jako příčle budou použity čtvercové trubky (jekly) 120x3. Příčle budou svařeny se stojkami na plnou únosnost.

4.5.4. ZÁKLADY

sání větru na střeše $2,4 \times 0,7 \times 1,5 = 2,5 \text{ kN/m}$

tlak na stěnu $2,4 \times 0,65 \times 1,5 = 2,3 \text{ kN/m}$

maximální tah v patce $N_{Ed} = (2,3 \times 2,4 \times 1,2 + 2,5 \times 3,2 \times 1,6)/3,2 = 6,1 \text{ kN}$

únosnost patky $N_{Rd} = 0,65^2 \times 0,8 \times 25 \times 0,9 = 7,6 \text{ kN}$

Základy přístřešku budou tvořeny patkami z prostého betonu s půdorysnými rozměry 650 × 650 mm a výškou 800 mm. Stojky budou do patek kotveny přes patní plechy na chemickou kotvu HILTI HIT-RE 500 4xM12.

5. ZÁVĚR

Použitá ocel bude třídy S 235, beton C25/30 – XA1, XC2 (základy) a C25/30 – XC1 (vnitřní konstrukce). Betonářská výztuž bude B500B (R–10505).

Budou použity konstrukční prvky podle dimenzí uvedených výše.

Pokud se během provádění zemních prací zjistí rozpor s předpoklady tohoto statického výpočtu, musí být statický výpočet podle toho upraven. Jedná se zejména o úroveň hladiny podzemní vody, která se předpokládá, že nebude zastižena a dále pak o zatřídění zemin v podloží, kde se předpokládá zastižení skalního podloží třídy R4 v hloubce 1,50 m. Základová spára musí být převzata geologem. Dále upozorňuji na přílohu č. 3 nařízení vlády č. 591/2006 Sb., která ukládá zajištění výkopů v zastavěných oblastech pažením při ručních výkopech hloubky 1,3 m a více.

Dodavatel stavebních prací nese plnou odpovědnost za stabilitu a tuhost prvků nosné konstrukce a návrh a použití dočasných podpor, ztužidel a jiných pomůcek ve všech fázích provádění, až do úplného dokončení montáže a zabetonování prvků.