

Vstupní data: $h = 400 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $l = 5,950 \text{ m}$
 $q_n = 41,81 \text{ kN/m}$
Beton: B20 $E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$
typ konstrukce: podlaha $n = 350$

Výstupní data: $I = 5,333\text{E-}03 \text{ m}^4$
 $w = 12,8 \text{ mm}$
 $w_{lim} = 17,0 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 75,3%

→ s ohledem na prostorové působení bude max. deformace dosahovat max. 40% výše uvedené hodnoty

2.8.4.6 Závěr

Základová deska vyhovuje v tl. 400 mm jako železobetonová deska působící v obou směrech s nutností lokálně desku vyztužit smykovou výztuží. Pod vnitřním sloupem profilu 250x250 mm je nutno tl. desky zvětšit na min. 500 mm nebo osadit do desky ocelovou hlavici, aby nedošlo k protlačení sloupu skrz základovou desku.

Ing. Vladimír Šprungl

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu									
Vzorce: viz. výše				Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b					
Popis:		Základová deska			Ohyb. moment:		$M_d= 240,5 \text{ kNm}$		$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:		$h=400 \text{ mm}, \quad b=1000 \text{ mm}, \quad a_{st}= 35 \text{ mm}$			Profily výztuže A:		$\phi = 14 \text{ mm}, \quad 11,11 \text{ ks}$		1710
$h_e = 358,0 \text{ mm}$		$\gamma_u = 0,96$	$R_{bd} = 19,5 \text{ MPa}$		Profily výztuže B:		$\phi =$		0
Beton:		B35	$\gamma_b = 1,00$	$R_{btd} = 1,30 \text{ MPa}$	Profily výztuže C:		$\phi =$		0
Výztuž:		R	$\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,10\%$		$\mu_{st} = 0,43\%$		1710
Výstupní data:		$x_u = 39,5 \text{ mm}$		$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 154,3 \text{ mm}$		$z_b = 338,3 \text{ mm}$		
$M_u = 248,8 \text{ kNm}$		Stupeň vyztužení vyhovuje.			Využití betonu / výztuže:		25,6% / 96,7%		

2.8.4.3 Návrh smykové výztuže základové desky

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 400 \text{ mm}$	$b = 1000 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	deska	Beton:	B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$\gamma_{bc2} = 1,00$	
Výstupní data:	$q = 1,25$	$b = 1,00$	$Q_{bu} = 150,00 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

2) $2,5 \cdot Q_{bu} > Q_d$ je nutno navrhnout smykovou výztuž

2.8.4.4 Posouzení desky na protlačení

Předpoklad: vliv ohybového momentu možno zanedbat (vnitřní sloup)

Únosnost v protlačení: $q_{bu} = 0,42 \cdot h_s \cdot \chi_s \cdot \chi_h \cdot \chi_n \cdot \gamma_b \cdot R_{btd}$

Vstupní data:	Geometrie:	Tloušťka desky:	$h_s = 400 \text{ mm}$
		Rozměry sloupu:	$a = 250 \text{ mm}$ $b = 250 \text{ mm}$
	Beton:	B35	$R_{btd} = 1,30 \text{ MPa}$
	Zatížení:		$Q_{cd} = 1265,0 \text{ kN}$
	Souč. podmínek působení betonu:		$b = 1,00$
	Součinitel vyztužení:		$s = 1,00$
	Součinitel normálové síly:		$n = 1,00$
Výstupní data:	Součinitel výšky:		$h = 1,00$
	Kritický obvod:		$u_{cr} = 2600 \text{ mm}$
	Únosnost betonu:		$q_{bu} = 218,4 \text{ kN/m}$
	Celkové zatížení:		$q_{qd} = 486,5 \text{ kN/m}$
Závěr:		$q_{qd} > 2 \cdot q_{bu}$? nutno provést ocelovou hlavici	

2.8.4.5 Ověření deformací stropní desky

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	$M_{max} = 240,52 \text{ kNm}$
	$l = 5,95 \text{ m}$
	9 1,30

Výstupní data:	$q_{srov} = 41,81 \text{ kN/m}$
----------------	---------------------------------

...

Dle geologické mapy na serveru České geologické služby by se v podloží pozemku měly nacházet vrstvy spraší a sprašových hlín.

2.8.2 Předpoklady návrhu základů

Kvalita základové spáry bude ověřena v rámci výkopových prací. Pro potřeby tohoto posudku bylo uvažováno s limitním napětím v základové spáře - s tabulkovou výpočtovou únosností $R_{dt} = 150$ kPa.

2.8.3 Koncepce

S ohledem na malou únosnost základové spáry a dále s ohledem na zemní tlaky, kterým jsou vystaveny v různé míře obvodové stěny 1.PP, se jeví jako nejvhodnější založení na základové desce. S ohledem na celkovou velikost zatížení je dále ověřena základová deska tl. 400 mm. Předpokládá se provedení základové desky spolu se stěnami jako "bílých van" bez dodatečných izolací.

V místech, kde nebude zásyp proveden na dostatečnou výšku doporučenou ve spraších proti ovlivnění základové spáry smršťováním zeminy při dlouhodobých suchých obdobích (1600 mm), je nutné obvod základové desky podbetonovat až na výše uvedenou úroveň.

Technické parametry zeminy v podloží budou zřejmě velmi závislé na možné degradaci zeminy vlivem počasí. Je nutno tedy po odkrytí za suchého počasí základovou spáru ihned chránit podkladními betony a obecně systémem odvodnění výkopů.

2.8.4 Železobetonová deska tl. 400 mm

2.8.4.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_{d,1} = (12,62 + 19,42 + 22,31) \cdot 0,80 = 43,48$ kPa

$q_{d,2} = (12,62 + 19,42 + 22,31) \cdot 1,60 = 86,96$ kPa

Reakce:

$$A = q_1 \cdot a \cdot \frac{1 - 0,5 \cdot a}{l} + q_2 \cdot (b - a) \cdot \frac{1 - 0,5 \cdot (a + b)}{l} + q_3 \cdot \frac{(l - b)^2}{2 \cdot l}$$

$$B = q_1 \cdot \frac{a^2}{2 \cdot l} + q_2 \cdot (b - a) \cdot \frac{0,5 \cdot (b + a)}{l} + q_3 \cdot (l - b) \cdot \frac{l + b}{2 \cdot l}$$

$$x_{\max,1} = \frac{A}{q_1} \Leftrightarrow q_1 \cdot a \geq A$$

Pozice M_{\max} :

$$x_{\max,2} = a + \frac{A - q_1 \cdot a}{q_2} \Leftrightarrow (q_1 \cdot a < A) \cap [q_3 \cdot (l - b) < B]$$

$$x_{\max,3} = l - \frac{B}{q_3} \Leftrightarrow q_3 \cdot (l - b) \geq B$$

Oh. moment: $M_{1,\max} = A \cdot x_{\max} - 0,50 \cdot q_1 \cdot x_{\max}^2$

$$M_{2,\max} = A \cdot x_{\max} - q_1 \cdot a \cdot (x_{\max} - 0,5 \cdot a) - 0,5 \cdot q_2 \cdot (x_{\max} - a)^2$$

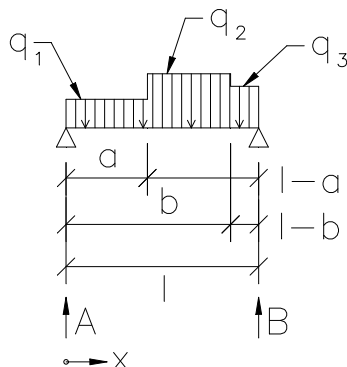
$$M_{3,\max} = B \cdot (l - x_{\max}) - 0,50 \cdot q_3 \cdot (l - x_{\max})^2$$

Vstupní data:	$q_1 = 86,96$ kN/m	$q_2 = 43,48$ kN/m	$q_3 = 86,96$ kN/m
	$l = 5,95$ m	$a = 1,49$ m	$b = 4,46$ m

Výstupní data:	A = 194,03 kN		
	B = 194,03 kN	$x = 2,98$ m	$M_{\max} = 240,52$ kNm

2.8.4.2 Návrh podélné základové desky v místě max. ohybového momentu

Postup dle kap. 2.2.1.



kamenitý až hlinito-kamenitý sediment [ID: 13]

Eratém: **kenozoikum**, Útvar: **kvartér**, Horniny: **kamenitý až hlinito-kamenitý sediment**, Typ hornin: **sediment nezpevněný**, Mineralogické složení: **pestré**, Zrnitost: **kamenitá až hlinito-kamenitá**, Barva: **různá**, Poznámka: **místy bloky nebo eolická příměs**, Soustava: **Český masiv - pokryvné útvary a postvariské magmatity**, Oblast: **kvartér**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

spraš a sprašová hlína [ID: 16]

Eratém: **kenozoikum**, Útvar: **kvartér**, Oddělení: **pleistocén**, Suboddělení: **pleistocén svrchní**, Horniny: **spraš, sprašová hlína**, Typ hornin: **sediment nezpevněný**, Mineralogické složení: **křemen + příměs + CaCO₃**, Barva: **okrová**, Poznámka: **místy klastická příměs**, Soustava: **Český masiv - pokryvné útvary a postvariské magmatity**, Oblast: **kvartér**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

MEZOZOIKUM

KŘÍDA

písčité slínovce až jílovce spongilitické, místy silicifikované (opuky) [ID: 307]

Eratém: **mezozoikum**, Útvar: **křída**, Oddělení: **křída svrchní**, Stupeň: **turon**, Podstupeň: **turon spodní, turon střední**, Souvrství: **bělohorské**, Poznámka: **pásmo IIIb**, Horniny: **slínovec písčitý, jílovec spongilitický**, Typ hornin: **sediment zpevněný**, Poznámka: **spongilitický, silicifikovaný**, Soustava: **Český masiv - pokryvné útvary a postvariské magmatity**, Oblast: **křída**, Region: **česká křídová pánev**, Jednotka: **vlta-berounský vývoj, orlicko-žďárský vývoj**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

PROTEROZOIKUM

NEOPROTEROZOIKUM

droby, prachovce [ID: 748]

Eratém: **proterozoikum**, Útvar: **neoproterozoikum**, Skupina: **kralupsko-zbraslavská skupina**, Horniny: **droba, prachovec**, Typ hornin: **sediment zpevněný**, Poznámka: **skluzové sedimenty**, Soustava: **Český masiv - krystalinikum a prevariské paleozoikum**, Oblast: **středočeská oblast (bohemikum)**, Region: **Barrandien**, Jednotka: **proterozoikum Barrandienu**, Subjednotka: **kralupsko-zbraslavská skupina**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

silicity [ID: 751]

Eratém: **proterozoikum**, Útvar: **neoproterozoikum**, Skupina: **kralupsko-zbraslavská skupina**, Horniny: **silicit**, Typ hornin: **sediment zpevněný**, Soustava: **Český masiv - krystalinikum a prevariské paleozoikum**, Oblast: **středočeská oblast (bohemikum)**, Region: **Barrandien**, Jednotka: **proterozoikum Barrandienu**, Subjednotka: **kralupsko-zbraslavská skupina**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

fyilitické droby a břidlice [ID: 757]

Eratém: **proterozoikum**, Útvar: **neoproterozoikum**, Skupina: **kralupsko-zbraslavská skupina**, Horniny: **droba fyilitická, břidlice fyilitická**, Typ hornin: **sediment zpevněný**, Poznámka: **střídání**, Soustava: **Český masiv - krystalinikum a prevariské paleozoikum**, Oblast: **středočeská oblast (bohemikum)**, Region: **Barrandien**, Jednotka: **proterozoikum Barrandienu**, Subjednotka: **kralupsko-zbraslavská skupina**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

2.8 ZÁKLADY

2.8.1 Podloží



Legenda:

KENOZOIKUM

KVARTÉR



nivní sediment [ID: 6]

Eratém: **kenozoikum**, Útvar: **kvartér**, Oddělení: **holocén**, Horniny: **hlína, písek, štěrk**,
Typ hornin: **sediment nezpevněný**, Zrnitost: **hlína, písek, štěrk**, Poznámka: **inundovaný
za vyšších vodních stavů**, Soustava: **Český masív - pokryvné útvary a postvariské
magmatity**, Oblast: **kvartér**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)



smíšený sediment [ID: 7]

Eratém: **kenozoikum**, Útvar: **kvartér**, Oddělení: **holocén**, Horniny: **sediment smíšený**,
Typ hornin: **sediment nezpevněný**, Zrnitost: **jemnozrnná převážně**, Poznámka: **včetně
výplavových kuželu**, Soustava: **Český masív - pokryvné útvary a postvariské
magmatity**, Oblast: **kvartér**
[\[Zobrazit tuto jednotku samostatně\]](#)

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 250 \text{ mm}$	$b = 1000 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	deska	Beton: B20	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$\xi_{sc2} = 1,00$	
Výstupní data:	$\xi_q = 1,50$	$\xi_g = 1,00$	$Q_{bu} = 112,50 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

1) $Q_{bu} > Q_d$ není nutno navrhnout smykovou výztuž

2.7.3.5 Ověření deformací stěny

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	$M_{max} = 70,16 \text{ kNm}$
	$l = 4,15 \text{ m}$
	$\xi_l = 1,17$
Výstupní data:	$q_{srov} = 27,85 \text{ kN/m}$

...

Vstupní data:	$h = 250 \text{ mm}$
	$b = 1000 \text{ mm}$
	$l = 4,150 \text{ m}$
	$q_n = 27,85 \text{ kN/m}$
	Beton: B20
	$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$
	typ konstrukce: stěna
	$n = 500$
Výstupní data:	$I = 1,302E-03 \text{ m}^4$
	$w = 8,3 \text{ mm}$
	$w_{lim} = 8,3 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 99,5%

→ s ohledem na vetknutí do základové desky a stropu nad 1.PP bude max. deformace dosahovat max. 30% výše uvedené hodnoty

2.7.3.6 Závěr

Obvodové stěny 1.PP vystavené působení zemního tlaku vyhovují jako železobetonové tl. 250 mm..

2.7.3 Železobetonové stěny

Obvodové nosné stěny jsou vystaveny zemnímu tlaku, který se mění dle výšky zásypu 500 – 4200 mm.

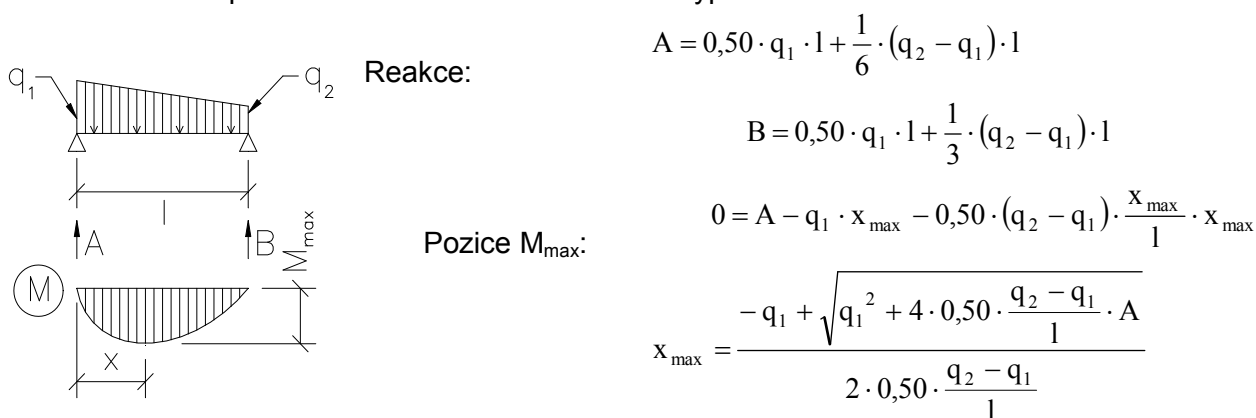
2.7.3.1 Vodorovné zatížení

Součinitel zemního tlaku v klidu odhadnut ve výši $K_r = 0,55$. Pokud bude kvalita zeminy v zásypu lepší, tj. dojde ke zmenšení zemního tlaku v klidu, je možné v dalším stupni zatížení zeminou zmenšit.

Zatížení: $q_{d,1} = 0,55 \cdot (5,00 \cdot 1,50 + 0,25 \cdot 19,00 \cdot 1,15) = 7,13 \text{ kPa}$
 $q_{d,2} = 0,55 \cdot (5,00 \cdot 1,50 + 4,40 \cdot 19,00 \cdot 1,15) = 57,01 \text{ kPa}$

2.7.3.2 Vnitřní síly

Posouzení provedeno v místě max. úrovně zásypu.



Ohybový moment:

$$M = A \cdot x_{\max} - 0,50 \cdot q_1 \cdot x_{\max}^2 - \frac{q_2 - q_1}{6} \cdot \frac{x_{\max}^3}{l}$$

Vstupní data:	$q_1 = 7,13 \text{ kN/m}$	$q_2 = 57,01 \text{ kN/m}$	$l = 4,15 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 49,30 \text{ kN}$	$B = 83,80 \text{ kN}$	
	$x = 2,33 \text{ m}$	$M_{\max} = 70,16 \text{ kNm}$	

2.7.3.3 Návrh svislé výztuže stěny v místě max. ohybového momentu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorce: viz. výše		Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Obvodové stěny 1.PP	Ohyb. moment:	$M_d = 70,2 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h = 250 \text{ mm}$, $b = 1000 \text{ mm}$, $a_{st} = 35 \text{ mm}$	Profily výztuže A:	$\phi = 12 \text{ mm}$, 8,00 ks	905
$h_e = 209,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 0,93$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20 $\gamma_b = 1,00$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R $\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,36\%$
Výstupní data:	$x_u = 35,4 \text{ mm}$	$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 90,1 \text{ mm}$	$z_b = 191,3 \text{ mm}$
$M_u = 72,7 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.		Využití betonu / výztuže: 39,3% / 96,5%	

2.7.3.4 Návrh smykové výztuže stěny

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 750 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$	
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Oblast zámku třmínku (tah x tlak):	tah	
Beton:	B20	$R_{bd} = 11,50 \text{ MPa}$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	$f_{bc2} = 1,00$
Výztuž:	R	$R_{ssd} = 450,0 \text{ MPa}$	střížnost= 2,00	$d_{ss} = 8 \text{ mm}$
	$f_{sc} = 1,00$	$s_s = 50 \text{ mm}$	krytí: 25 mm	$d_{st} = 32 \text{ mm}$
Ocel třmínku nižší kvality (ano x ne):	ne			
Zatížení:	$Q_{max} = 454,38 \text{ kN}$	$q_d = 168,3 \text{ kN/m}$	$M_d = 154,0 \text{ kNm}$	
Výstupní data:	Beton:	$f_q = 1,00$	$f_b = 1,00$	
	$Q_{bu} = 56,3 \text{ kN}$	$Q_{d,max} = 718,8 \text{ kN}$ vyhovuje	$Q_{d,1} = 328,2 \text{ kN}$
Geometrie:	$h_e = 701 \text{ mm}$	$x_u = 81,1 \text{ mm}$	$c = 487,9 \text{ mm}$ nerozhoduje
	$c_{min} = 660,4 \text{ mm}$ rozhoduje	$c_{max} = 1725,0 \text{ mm}$ nerozhoduje
Výztuž:	$d_{s,min} = 8,0 \text{ mm}$ vyhovuje	$s_{s,max} = 400,0 \text{ mm}$ vyhovuje
Únosnost:	$Q_{ss} = 418,1 \text{ kN}$	$Q_u = 474,3 \text{ kN}$	Závěr: 95,8% vyhovuje

2.6.3.4 Ověření deformací trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	$h = 750 \text{ mm}$	
	$b = 250 \text{ mm}$	
	$l = 5,400 \text{ m}$	
	$q_n = 129,45 \text{ kN/m}$	
	Beton: B20	$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$
	typ konstrukce: trám	$n = 400$
Výstupní data:	$I = 8,789\text{E-}03$	m^4
	$w = 16,3 \text{ mm}$	
	$w_{lim} = 13,5 \text{ mm}$	
Závěr:	% využití průřezu:	120,8%
→ s ohledem na spojitě působení bude max. deformace dosahovat max. 75% výše uvedené hodnoty		

2.6.3.5 Závěr

Trám v podélném směru nad rozhraním místností 0.01.20 (0.01.22) a 0.01.08 vyhovuje v profilu 250x750 mm včetně 300 mm tl. stropní desky.

2.7 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE V 1.PP

2.7.1 Zdivo

Jedná se o systémové keramické zdivo s běžným zatížením a dále není v tomto statickém výpočtu posuzováno. Nosné překlady jsou řešeny trámy v rámci železobetonové stropní konstrukce nebo systémovými překlady nad otvory ve vnitřních stěnách, pokud jsou situovány nad otvory výškově vzdálenými od stropní konstrukce.

Jako nosné zdivo je uvažováno obvodové zdivo na kontaktu se sousedním objektem a dále vnitřní nosné zdivo okolo schodišťového traktu a instalačních šachet v tl. 200 – 300 mm.

Obvodové stěny s min. zatížením vodorovným zemním tlakem je možné provést také jako zděné.

Nosné obvodové a vnitřní stěny zajišťují svou tuhostí i vodorovnou stabilitu v tomto podlaží.

2.7.2 Železobetonové sloupy

V místech koncentrovaných sil jsou části vnitřních nosných stěn provedené jako železobetonové sloupy (vnitřní stěna mezi místnostmi 0.01.16 a 0.01.17 (pod trámem v ose C) - rozměr 250x400 mm, pilíře v místě uložení trámu stropu nad 1. PP pnutém v podélném směru – rozměr 250x250 resp. 250x700 mm).

Vstupní data:
 $h = 650 \text{ mm}$
 $b = 250 \text{ mm}$
 $l = 5,205 \text{ m}$
 $q_n = 73,78 \text{ kN/m}$

Beton: B20

$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$

typ konstrukce: trám

$n = 400$

Výstupní data:
 $I = 5,721 \text{E-03} \text{ m}^4$
 $w = 12,3 \text{ mm}$
 $w_{lim} = 13,0 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 94,7%

→ s ohledem na spojitě působení bude max. deformace dosahovat max. 40% výše uvedené hodnoty

2.6.2.5 Závěr

Trám v ose C stropu nad 1. NP vyhovuje v profilu 250x650 mm včetně 300 mm tl. stropní desky.

2.6.3 Trám v podélném směru na rozhraní místností 0.01.20 (0.01.22) a 0.01.08

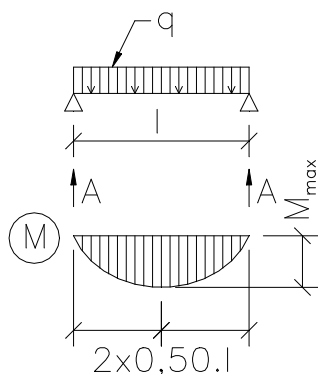
2.6.3.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_d = 25,19 \cdot 6,53 + 0,25 \cdot 0,45 \cdot 25,00 \cdot 1,35 = 168,29 \text{ kN/m}$

Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data:
 $q = 168,29 \text{ kN/m}$
 $l = 5,40 \text{ m}$

Výstupní data:
 $A = 454,38 \text{ kN}$
 $M_{max} = 613,42 \text{ kNm}$



2.6.3.2 Návrh podélné výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorce: viz. výše				Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 1.PP - podél. trám - pole			Ohyb. moment:	$M_d = 613,4 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=750 \text{ mm}$, $h_e = 701,0 \text{ mm}$	$b=1450 \text{ mm}$	$a_{st}= 33 \text{ mm}$	Profily výztuže A:	$\phi = 32 \text{ mm}$, 1,00 ks	804
	$\gamma_u = 1,00$		$R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$	Profily výztuže B:	$\phi = 28 \text{ mm}$, 2,00 ks	1232
Beton:	B20	$\gamma_b = 1,00$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R	$\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,19\%$	2036
Výstupní data:	$x_u = 54,9 \text{ mm}$		$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 302,1 \text{ mm}$		$z_b = 673,5 \text{ mm}$
$M_u = 617,0 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.			Využití betonu / výztuže:	18,2% / 99,4%	

2.6.3.3 Návrh smykové výztuže trámu

Smyková únosnost: $Q_{bu} = 56,25 \text{ kN/m}$ (dle kap. 2.4.3).

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhnout smykovou výztuž výpočtem

Postup dle kap. 2.2.2.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorce: viz. výše		Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 1.PP - trám v ose C - podpora	Ohyb. moment:	$M_d = 324,8 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=650 \text{ mm}$, $b=250 \text{ mm}$, $a_{st}=25 \text{ mm}$ $h_e = 617,0 \text{ mm}$ $\gamma_u = 1,00$ $R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$	Profily výztuže A:	$\phi = 16 \text{ mm}$, 8,00 ks	1608
Beton:	B20 $\gamma_b = 1,00$ $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Výztuž:	R $\gamma_s = 1,00$ $R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výstupní data:		$\mu_{st,min} = 0,07\%$ $\mu_{st} = 0,99\%$		1608
$x_u = 251,8 \text{ mm}$ $\xi_{lim} = 0,431$ $x_{u,lim} = 265,9 \text{ mm}$ $z_b = 491,1 \text{ mm}$				
$M_u = 355,5 \text{ kNm}$		Stupeň vyztužení vyhovuje. Využití betonu / výztuže: 94,7% / 91,4%		

Popis:	Strop nad 1.PP - trám v ose C - pole	Ohyb. moment:	$M_d = 247,5 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=650 \text{ mm}$, $b=1450 \text{ mm}$, $a_{st}=33 \text{ mm}$ $h_e = 607,0 \text{ mm}$ $\gamma_u = 1,00$ $R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$	Profily výztuže A:	$\phi = 20 \text{ mm}$, 2,00 ks	628
Beton:	B20 $\gamma_b = 1,00$ $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	Profily výztuže B:	$\phi = 20 \text{ mm}$, 1,00 ks	314
Výztuž:	R $\gamma_s = 1,00$ $R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výstupní data:		$\mu_{st,min} = 0,07\%$ $\mu_{st} = 0,10\%$		942
$x_u = 25,4 \text{ mm}$ $\xi_{lim} = 0,431$ $x_{u,lim} = 261,6 \text{ mm}$ $z_b = 594,3 \text{ mm}$				
$M_u = 252,0 \text{ kNm}$		Stupeň vyztužení vyhovuje. Využití betonu / výztuže: 9,7% / 98,2%		

2.6.2.3 Návrh smykové výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 650 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Beton:	B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$\gamma_{bc2} = 1,00$	
Výstupní data:	$\gamma_q = 1,00$	$\gamma_b = 1,00$	$Q_{bu} = 48,75 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhnout smykovou výztuž výpočtem

Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 650 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Oblast zámku třmínku (tah x tlak):	tah
Beton:	B20	$R_{bd} = 11,50 \text{ MPa}$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$ $\gamma_{bc2} = 1,00$
Výztuž:	R	$R_{ssd} = 450,0 \text{ MPa}$	střížnost= 2,00 $d_{ss} = 8 \text{ mm}$
	$\gamma_{sc} = 1,00$	$s_s = 75 \text{ mm}$	krytí: 25 mm $d_{st} = 12 \text{ mm}$
Ocel třmínku nižší kvality (ano x ne):	ne		
Zatížení:	$Q_{max} = 249,61 \text{ kN}$	$q_d = 5,9 \text{ kN/m}$	$M_d = 324,8 \text{ kNm}$
Výstupní data:	Beton:	$\gamma_q = 1,00$	$\gamma_b = 1,00$
	$Q_{bu} = 48,8 \text{ kN}$	$Q_{d,max} = 622,9 \text{ kN}$ vyhovuje $Q_{d,1} = 245,8 \text{ kN}$
Geometrie:	$h_e = 611 \text{ mm}$	$x_u = 227,1 \text{ mm}$	$c = 511,6 \text{ mm}$ rozhoduje
	$c_{min} = 497,4 \text{ mm}$ nerozhoduje	$c_{max} = 1495,0 \text{ mm}$ nerozhoduje
Výztuž:	$d_{s,min} = 3,0 \text{ mm}$ vyhovuje	$s_{s,max} = 400,0 \text{ mm}$ vyhovuje
Únosnost:	$Q_{ss} = 215,9 \text{ kN}$	$Q_u = 264,7 \text{ kN}$	Závěr: 94,3% vyhovuje

2.6.2.4 Ověření deformací trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu					
Vzorce: viz. výše			Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 1.PP - deska		Ohyb. moment:	$M_d = 111,5 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=300 \text{ mm}$, $b=1000 \text{ mm}$, $a_{st}=25 \text{ mm}$		Profily výztuže A:	$\phi = 12 \text{ mm}$, 10,00 ks	1131
	$h_e = 269,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 0,94$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20	$\gamma_b = 1,00$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R	$\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,38\%$
Výstupní data:	$x_u = 44,3 \text{ mm}$	$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 115,9 \text{ mm}$	$z_b = 246,9 \text{ mm}$	
$M_u = 118,5 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.		Využití betonu / výztuže: 38,2% / 94,1%		

2.6.1.3 Návrh smykové výztuže stropní desky

Smyková únosnost: $Q_{bu} = 135,00 \text{ kN/m}$ (dle kap. 2.4.1).

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

1) $Q_{bu} > Q_d$ není nutno navrhnout smykovou výztuž

2.6.1.4 Ověření deformací stropní desky

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:

$h = 300 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $l = 5,950 \text{ m}$
 $q_n = 19,52 \text{ kN/m}$

Beton: B20

$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$

typ konstrukce: strop

$n = 300$

Výstupní data: $l = 2,250\text{E-}03 \text{ m}^4$

$w = 14,2 \text{ mm}$

$w_{lim} = 19,8 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 71,4%

→ s ohledem na prostorové působení bude max. deformace dosahovat max. 50% výše uvedené hodnoty

2.6.1.5 Závěr

Stropní deska na 1.PP vyhovuje v tl. 300 mm jako železobetonová deska působící v obou směrech. Po podrobnější statické analýze v dalším stupni projektu je možné tl. desky snížit s ohledem na prostorové působení stropní desky.

2.6.2 Trám v ose C

2.6.2.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_d = 19,42 \cdot (2,805 + 1,938) + 0,45 \cdot 0,25 \cdot 25,00 \cdot 1,35 = 95,91 \text{ kN/m}$

Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data:

$q = 95,91 \text{ kN/m}$

$l = 5,21 \text{ m}$

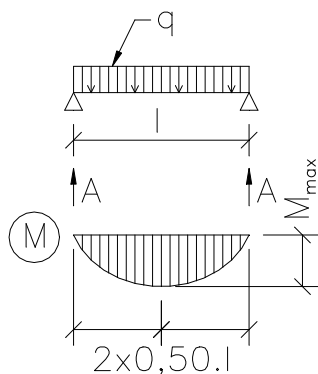
Výstupní data:

$A = 249,61 \text{ kN}$

$M_{max} = 324,80 \text{ kNm}$

2.6.2.2 Návrh podélné výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.



→ s ohledem na spojitě působení bude max. deformace dosahovat max. 75% výše uvedené hodnoty

2.4.3.5 Závěr

Trám v podélném směru nad rozhraním místností 1.02.05 a 1.02.07 vyhovuje v profilu 250x800 mm včetně 300 mm tl. stropní desky.

2.4.4 Obvodové trámy profilu 250x1100 mm

Obvodový trám stropu nad 1. NP tvořící překlad nad otvory světlosti až 2,380 m vyhovuje v profilu 250x1100 mm konstrukčně.

2.5 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE V 1.NP

2.5.1 Zdivo

Jedná se o systémové keramické zdivo s běžným zatížením a dále není v tomto statickém výpočtu posuzováno. Nosné překlady jsou řešeny obvodovými trámy v rámci železobetonové stropní konstrukce nebo systémovými překlady nad otvory ve vnitřních stěnách, pokud jsou situovány nad otvory výškově vzdálenými od stropní konstrukce.

Jako nosné zdivo je uvažováno obvodové zdivo a dále vnitřní nosné zdivo okolo schodišťového traktu a instalačních šachet v tl. 250 – 320 mm.

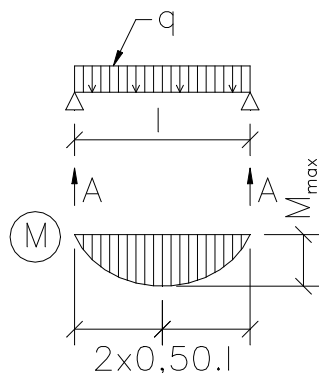
Nosné obvodové a vnitřní stěny zajišťují svou tuhostí i vodorovnou stabilitu v tomto podlaží.

2.5.2 Železobetonové sloupy

V místech koncentrovaných sil jsou části vnitřních nosných stěn provedené jako železobetonové sloupy (vnitřní stěna mezi místnostmi 1.01.08 a 1.01.10 - rozměr 300x400 mm, část stěny u schodiště z 1.PP v místě uložení trámu stropu nad 1. NP pnutém v podélném směru – rozměr 250x400 mm).

2.5.3 Železobetonová stěna

Za nosnou stěnu je dále v tomto statickém výpočtu uvažována i stěna v ose B, která je provedena jako železobetonová a tvoří stěnový nosník na celou výšku 1. NP oslabený otvory, který vynáší stěnu v ose B v 2. NP (a tím i část stropu nad 2. NP), přilehlou část stropu nad 1. NP a přilehlou část stropu nad 1. PP (vyvěšení). Tato stěna využívá jako podpory obvodové zdivo a dále tvoří vnitřní podporu železobetonový sloup v 1.PP.



2.6 STROP NAD 1.PP

2.6.1 Železobetonová deska tl. 300 mm

2.6.1.1 Zatížení a vnitřní síly

Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data:	$q = 25,19 \text{ kN/m}$ $l = 5,95 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 74,94 \text{ kN}$ $M_{\max} = 111,47 \text{ kNm}$

2.6.1.2 Návrh podélné výztuže stropní desky v místě max. ohybového momentu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorce: viz. výše		Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 1.NP - podél. trám - pole	Ohyb. moment:	$M_d = 637,3 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=750 \text{ mm}$, $b=1450 \text{ mm}$, $a_{st}=33 \text{ mm}$	Profily výztuže A:	$\phi = 32 \text{ mm}$, 3,00 ks	2413
$h_e = 701,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 1,00$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20 $\gamma_b = 1,00$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R $\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,22\%$
				2413
Výstupní data:	$x_u = 65,1 \text{ mm}$	$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 302,1 \text{ mm}$	$z_b = 668,4 \text{ mm}$
$M_u = 725,8 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.		Využití betonu / výztuže:	21,6% / 87,8%

2.4.3.3 Návrh smykové výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 750 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Beton:	B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$\hat{I}_{bc2} = 1,00$	
Výstupní data:	$\hat{I}_q = 1,00$	$\hat{I}_b = 1,00$	$Q_{bu} = 56,25 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhnout smykovou výztuž výpočtem

Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 750 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Oblast zámku třmínku (tah x tlak):	tah
Beton:	B20	$R_{bd} = 11,50 \text{ MPa}$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$ $bc2 = 1,00$
Výztuž:	R	$R_{ssd} = 450,0 \text{ MPa}$	střížnost= 2,00 $d_{ss} = 8 \text{ mm}$
	$s_c = 1,00$	$s_s = 50 \text{ mm}$	krytí: 25 mm $d_{st} = 32 \text{ mm}$
Ocel třmínku nižší kvality (ano x ne):	ne		
Zatížení:	$Q_{max} = 437,38 \text{ kN}$	$q_d = 151,6 \text{ kN/m}$	$M_d = 160,0 \text{ kNm}$
Výstupní data:	Beton:	$q = 1,00$	$b = 1,00$
	$Q_{bu} = 56,3 \text{ kN}$	$Q_{d,max} = 718,8 \text{ kN}$ vyhovuje $Q_{d,1} = 323,7 \text{ kN}$
Geometrie:	$h_e = 701 \text{ mm}$	$x_u = 84,5 \text{ mm}$	$c = 496,1 \text{ mm}$ nerozhoduje
	$c_{min} = 658,8 \text{ mm}$ rozhoduje	$c_{max} = 1725,0 \text{ mm}$ nerozhoduje
Výztuž:	$d_{s,min} = 8,0 \text{ mm}$ vyhovuje	$s_{s,max} = 400,0 \text{ mm}$ vyhovuje
Únosnost:	$Q_{ss} = 417,0 \text{ kN}$	$Q_u = 473,3 \text{ kN}$	Závěr: 92,4% vyhovuje

2.4.3.4 Ověření deformací trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	$h = 750 \text{ mm}$	
	$b = 250 \text{ mm}$	
	$l = 5,800 \text{ m}$	
	$q_n = 116,59 \text{ kN/m}$	
	Beton: B20	$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$
	typ konstrukce: trám	$n = 400$
Výstupní data:	$I = 8,789E-03$	m^4
	$w = 19,5 \text{ mm}$	
	$w_{lim} = 14,5 \text{ mm}$	
Závěr:	% využití průřezu:	134,8%

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 1350 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$	
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Oblast zámku třmínku (tah x tlak):	tah	
Beton:	B20	$R_{bd} = 11,50 \text{ MPa}$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	$T_{bc2} = 1,00$
Výztuž:	R	$R_{ssd} = 450,0 \text{ MPa}$	střížnost= 2,00	$d_{ss} = 8 \text{ mm}$
	$T_{sc} = 1,00$	$s_s = 200 \text{ mm}$	krytí: 25 mm	$d_{st} = 20 \text{ mm}$
Ocel třmínku nižší kvality (ano x ne):	ne			
Zatížení:	$Q_{max} = 490,64 \text{ kN}$	$q_d = 150,8 \text{ kN/m}$	$M_d = 510,8 \text{ kNm}$	
Výstupní data:	Beton:	$T_q = 1,00$	$T_b = 1,00$	
	$Q_{bu} = 101,3 \text{ kN}$	$Q_{d,max} = 1293,8 \text{ kN}$ vyhovuje	$Q_{d,1} = 287,0 \text{ kN}$
Geometrie:	$h_e = 1307 \text{ mm}$	$x_u = 143,8 \text{ mm}$	$c = 2482,6 \text{ mm}$ rozhoduje
	$c_{min} = 1235,1 \text{ mm}$ nerozhoduje	$c_{max} = 3105,0 \text{ mm}$ nerozhoduje
Výztuž:	$d_{s,min} = 5,0 \text{ mm}$ vyhovuje	$s_{s,max} = 400,0 \text{ mm}$ vyhovuje
Únosnost:	$Q_{ss} = 392,9 \text{ kN}$	$Q_u = 494,1 \text{ kN}$	Závěr: 99,3% vyhovuje

2.4.2.4 Ověření deformací trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data: $h = 1350 \text{ mm}$
 $b = 250 \text{ mm}$
 $l = 5,205 \text{ m}$
 $q_n = 116,02 \text{ kN/m}$

Beton: B20

$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$

typ konstrukce: trám

$n = 400$

Výstupní data: $I = 5,126E-02 \text{ m}^4$
 $w = 2,2 \text{ mm}$
 $w_{lim} = 13,0 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 16,6%

→ s ohledem na spojitě působení bude max. deformace dosahovat max. 40% výše uvedené hodnoty

2.4.2.5 Závěr

Nadbetonovaný trám v ose C stropu nad 1. NP vyhovuje v profilu 250x1350 mm včetně 300 mm tl. stropní desky.

2.4.3 Trám v podélném směru na rozhraní místností 1.02.05 a 1.02.07

2.4.3.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_d = 52,37 \cdot 0,40 + 19,42 \cdot 6,53 + 0,25 \cdot 0,45 \cdot 25,00 \cdot 1,35 = 151,56 \text{ kN/m}$

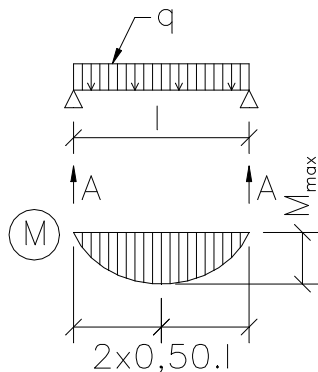
Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data: $q = 151,56 \text{ kN/m}$
 $l = 5,80 \text{ m}$

Výstupní data: $A = 439,52 \text{ kN}$
 $M_{max} = 637,31 \text{ kNm}$

2.4.3.2 Návrh podélné výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.



2.4.1.5 Závěr

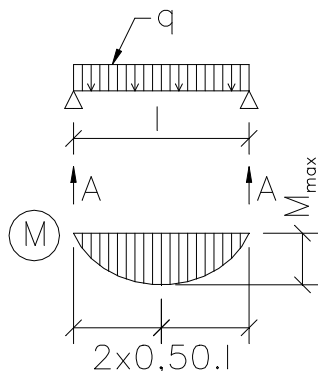
Stropní deska na 1.NP vyhovuje v tl. 300 mm jako železobetonová deska působící v obou směrech. Po podrobnější statické analýze v dalším stupni projektu je možné tl. desky snížit s ohledem na prosotorové působení stropní desky.

2.4.2 Nadbetonovaný trám v ose C

2.4.2.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_d = 52,37 / 8,30 \cdot 5,60 + 3,50 + 5,40 \cdot 2,35 + 9,89 \cdot 1,05 + 19,42 \cdot 2,805 + 17,77 \cdot 1,938 = 150,82 \text{ kN/m}$

Postup dle kap. 2.2.2.



Vstupní data: $q = 150,82 \text{ kN/m}$

$l = 5,21 \text{ m}$

Výstupní data: $A = 392,51 \text{ kN}$

$M_{\max} = 510,75 \text{ kNm}$

2.4.2.2 Návrh podélné výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorce: viz. výše			Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 1.NP - trám v ose C - podpora		Ohyb. moment:	$M_d = 510,8 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=1350 \text{ mm}$, $b=1450 \text{ mm}$, $a_{st}= 33 \text{ mm}$		Profily výztuže A:	$\phi = 20 \text{ mm}$, 3,00 ks	942
	$h_e = 1307,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 1,00$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20	$\gamma_b = 1,00$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R	$\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,05\%$
					942
Výstupní data:	$x_u = 25,4 \text{ mm}$	$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 563,3 \text{ mm}$	$z_b = 1294,3 \text{ mm}$	
$M_u = 548,9 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení nevyhovuje.		Využití betonu / výztuže:	4,5% / 93,0%	

Popis:	Strop nad 1.NP - trám v ose C - pole			Ohyb. moment:	$M_d= 389,2 \text{ kNm}$	$A_{std} \text{ [mm}^2\text{]}$
Geometrie:	$h=1350 \text{ mm}, \quad b=250 \text{ mm}, \quad a_{st}= 45 \text{ mm}$			Profily výztuže A:	$\phi = 12 \text{ mm}, \quad 7,00 \text{ ks}$	792
	$h_e = 1299,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 1,00$	$R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20	$\gamma_b = 1,00$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R	$\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,23\%$	792
Výstupní data:	$x_u = 123,9 \text{ mm}$		$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 559,9 \text{ mm}$		$z_b = 1237,0 \text{ mm}$
$M_u = 440,7 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.			Využití betonu / výztuže:	22,1% / 88,3%	

2.4.2.3 Návrh smykové výztuže trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 1350 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Beton:	B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$bc2 = 1,00$	
Výstupní data:	$q = 1,00$	$b = 1,00$	$Q_{bu} = 101,25 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhnout smykovou výztuž výpočtem

Postup dle kap. 2.2.2.

Vstupní data:	F= 53,70 kN l = 6,50 m	q= 19,42 kN/m a = 1,05 m
Výstupní data:	A = 108,16 kN x= 2,80 m	B = 71,77 kN $M_F = 102,68 \text{ kNm}$ $M_{max} = 132,63 \text{ kNm}$

2.4.1.2 Návrh podélné výztuže stropní desky v místě max. ohybového momentu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu					
Vzorce: viz. výše			Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 1.NP - deska	Ohyb. moment:	$M_d = 132,6 \text{ kNm}$	A_{std} [mm²]	
Geometrie:	h=300 mm, b=1000 mm, $a_{st} = 25 \text{ mm}$ $h_e = 268,0 \text{ mm}$ $\gamma_u = 0,94$ $R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$	Profily výztuže A:	$\phi = 14 \text{ mm}$, 5,00 ks	770	
Beton:	B20 $\gamma_b = 1,00$ $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$	Profily výztuže B:	$\phi = 12 \text{ mm}$, 5,00 ks	565	
Výztuž:	R $\gamma_s = 1,00$ $R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0	
Výstupní data:	$x_u = 52,2 \text{ mm}$ $\xi_{lim} = 0,431$ $x_{u,lim} = 115,5 \text{ mm}$ $z_b = 241,9 \text{ mm}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$ $\mu_{st} = 0,45\%$		1335	
$M_u = 137,0 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.	Využití betonu / výztuže:	45,2% / 96,8%		

2.4.1.3 Návrh smykové výztuže stropní desky

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	h = 300 mm	b = 1000 mm
Typ průřezu (trám x deska):	deska	Beton:	B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$\gamma_{bc2} = 1,00$	
Výstupní data:	$\gamma_q = 1,50$ $\gamma_b = 1,00$	$Q_{bu} = 135,00 \text{ kN}$	

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

1) $Q_{bu} > Q_d$ není nutno navrhnout smykovou výztuž

2.4.1.4 Ověření deformací stropní desky

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	$M_{max} = 132,63 \text{ kNm}$ l = 6,50 m $\gamma_s = 1,31$
Výstupní data:	$q_{srov} = 19,17 \text{ kN/m}$

...

Vstupní data:	h = 300 mm b = 1000 mm l = 6,500 m $q_n = 19,17 \text{ kN/m}$ Beton: B20 $E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$ typ konstrukce: strop n = 300
----------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Výstupní data:	l = 2,250E-03 m ⁴ w = 19,8 mm $w_{lim} = 21,7 \text{ mm}$
-----------------------	-------------------------------------------------------------------------------

Závěr: % využití průřezu: 91,4%

→ s ohledem na prostorové působení bude max. deformace dosahovat max. 75% výše uvedené hodnoty

2.2.2.4 Ověření deformací obvodového trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data: $h = 400 \text{ mm}$
 $b = 250 \text{ mm}$
 $l = 3,855 \text{ m}$
 $q_n = 42,01 \text{ kN/m}$

Beton: B20

$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$

typ konstrukce: překlád

$n = 600$

Výstupní data: $I = 1,333E-03 \text{ m}^4$

$w = 9,1 \text{ mm}$

$w_{lim} = 6,4 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 141,0%

→ s ohledem na spojitě působení bude max. deformace dosahovat max. 40% výše uvedené hodnoty

2.2.2.5 Závěr

Obvodový trám stropu nad 2. NP tvořící překlád nad otvory světlosti až 3,605 m vyhovuje v profilu 250x400 mm.

2.3 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE V 2.NP

2.3.1 Zdivo

Jedná se o systémové keramické zdivo s běžným zatížením a dále není v tomto statickém výpočtu posuzováno. Nosné překlady jsou řešeny obvodovými trámy v rámci železobetonové stropní konstrukce.

Jako nosné zdivo je uvažováno obvodové zdivo a dále vnitřní nosné zdivo okolo schodišťového traktu a instalačních šachet v tl. 250 mm. Za nosnou stěnu je dále v tomto statickém výpočtu uvažována i stěna v ose B v tl. 200 a 250 mm.

Nosné obvodové a vnitřní stěny zajišťují svou tuhostí i vodorovnou stabilitu v tomto podlaží.

Nadbetonované trámy v obvodových stěnách jsou řešeny v rámci stropu nad 1.NP.

2.3.2 Železobetonové sloupy

V místech úzkých pilířů mezi okny jsou navrženy železobetonové sloupy profilu 250x250 mm.

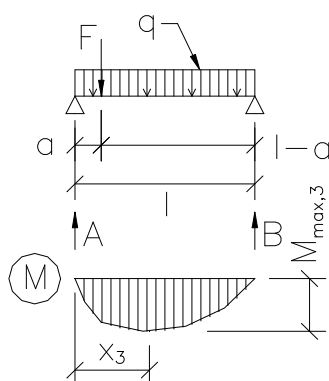
2.4 STROP NAD 1.NP

2.4.1 Železobetonová deska tl. 300 mm

2.4.1.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_d = 19,42 \text{ kN/m}$

$$F_d = 52,37 / 8,30 \cdot 6,50 + 3,50 + 5,40 \cdot 3,40 \cdot 0,50 = 53,70 \text{ kN}$$



Reakce:

$$A = F \cdot \frac{(l-a)}{l} + 0,50 \cdot q \cdot l \quad B = F \cdot \frac{a}{l} + 0,50 \cdot q \cdot l$$

Pozice M_{max} :

$$x_{max,1} = \frac{A}{q} \Leftrightarrow q \cdot a \geq A$$

$$x_{max,2} = a \Leftrightarrow [(q \cdot a + F) > A] \cap q \cdot a < A$$

$$M_u = \sigma_u \cdot W$$

Ohybový moment:

$$M_1 = A \cdot x_{max} - 0,50 \cdot q \cdot x_{max}^2 - F \cdot (x_{max} - a)$$

$$M_2 = A \cdot x_{max} - 0,50 \cdot q \cdot x_{max}^2 \quad M_F = A \cdot a - 0,50 \cdot q \cdot a^2$$

Popis:	Strop nad 2.NP - obv. trám v poli	Ohyb. moment:	$M_d = 50,5 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h=400 \text{ mm}, b=1000 \text{ mm}, a_{st}=33 \text{ mm}$	Profily výztuže A:	$\phi = 12 \text{ mm}, 3,00 \text{ ks}$	339
$h_e = 361,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 0,96$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20 $\gamma_b = 1,00$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
$R_{bd} = 11,5 \text{ MPa}$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$			
Výztuž:	R $\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,08\%$
Výstupní data:	$x_u = 13,3 \text{ mm}$	$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 155,6 \text{ mm}$	$z_b = 354,4 \text{ mm}$
$M_u = 51,7 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.		Využití betonu / výztuže:	8,5% / 97,6%

2.2.2.3 Návrh smykové výztuže obvod. trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 400 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Beton:	B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	$\gamma_{bc2} = 1,00$	
Výstupní data:	$\gamma_q = 1,00$	$\gamma_b = 1,00$	$Q_{bu} = 30,00 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhnout smykovou výztuž výpočtem

$$Q_{ss} = A_{ss} \cdot \gamma_s \cdot R_{ssd} \cdot \frac{c}{s_s}$$

Únosnost třmínků:

$$c = 1,2 \cdot \frac{b_l \cdot \gamma_b \cdot R_{btd}}{|Q_{d1}| - Q_{bu}} \cdot h_e^2$$

Kolmý průmět šikmého řezu:

$$c_{min} = z_b$$

$$c_{max} = 0,18 \cdot \frac{R_{bd}}{\chi_q \cdot R_{btd}} \cdot h$$

$$Q_{bu} = \frac{1}{3} \cdot b_l \cdot h \cdot \chi_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd}$$

Únosnost betonu ve smyku:

Smyk. síla ve vzdál. h od podpory: $Q_{d1} = Q_{max} - q_d \cdot h$

$$|Q_d| \leq Q_{bu} + Q_{ss} + Q_{sb}$$

Posouzení:

Vstupní data:	Geometrie:	$h = 400 \text{ mm}$	$b = 250 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska):	trám	Oblast zámku třmínku (tah x tlak):	tah
Beton:	B20	$R_{bd} = 11,50 \text{ MPa}$	$R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Výztuž:	R	$R_{ssd} = 450,0 \text{ MPa}$	střížnost= 2,00
$\gamma_{sc} = 1,00$	$s_s = 140 \text{ mm}$	krytí: 25 mm	$d_{ss} = 6 \text{ mm}$
Ocel třmínku nižší kvality (ano x ne):	ne		$d_{st} = 12 \text{ mm}$
Zatížení:	$Q_{max} = 107,69 \text{ kN}$	$q_d = 55,9 \text{ kN/m}$	$M_d = 69,2 \text{ kNm}$
Výstupní data:	Beton:	$\varphi_q = 1,00$	$\varphi_b = 1,00$
$Q_{bu} = 30,0 \text{ kN}$	$Q_{d,max} = 383,3 \text{ kN}$ vyhovuje	$Q_{d,1} = 85,3 \text{ kN}$
Geometrie:	$h_e = 363 \text{ mm}$	$x_u = 73,8 \text{ mm}$	$c = 642,9 \text{ mm}$
	$c_{min} = 326,1 \text{ mm}$ nerozhoduje	$c_{max} = 920,0 \text{ mm}$
Výztuž:	$d_{s,min} = 3,0 \text{ mm}$ vyhovuje	$s_{s,max} = 272,3 \text{ mm}$
Únosnost:	$Q_{ss} = 81,8 \text{ kN}$	$Q_u = 111,8 \text{ kN}$	Závěr: 96,4% vyhovuje

Vstupní data:
h = 250 mm
b = 1000 mm
l = 8,300 m
q_n = 9,88 kN/m

Beton: B20

E_{red} = 10,0 GPa

typ konstrukce: strop

n = 300

Výstupní data:
I = 1,302E-03 m⁴
w = 46,9 mm
w_{lim} = 27,7 mm

Závěr: % využití průřezu: 169,5%

→ s ohledem na prostorové působení (nosné vnitřní zdi v ose C, okolo schodišťového traktu a kolem instalačních šachet) bude max. deformace dosahovat max. 50% výše uvedené hodnoty

2.2.1.5 Závěr

Stropní deska na 2.NP – hlavní nosná konstrukce pultové stěchy – vyhovuje v tl. 250 mm jako železobetonová deska působící v obou směrech. Po podrobnější statické analýze v dalším stupni projektu je možné tl. desky snížit s ohledem na prosotorové působení stropní desky. Alternativně je možné s ohledem na výrazně nižší hmotnost (a tím i zatížení konstrukcí vynášejících 2. NP) uvažovat o celkové změně typu stropní konstrukce (kombinace ocelových a dřevěných tyčových prvků).

2.2.2 Obvodové trámy profilu 250x400 mm

2.2.2.1 Zatížení a vnitřní síly

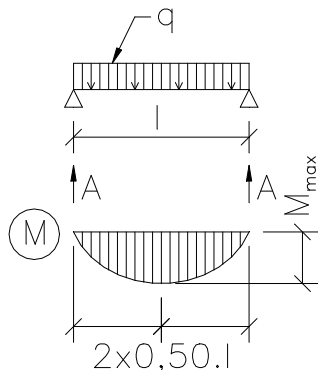
Zatížení: q_d = 52,37 + 0,20 · 11,07 + 0,23 · 0,165 · 25,00 · 1,35 = 55,87 kN/m

Ohybový moment: $M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$

Reakce: A = 0,50 · q · l

Vstupní data:
q = 55,87 kN/m
l = 3,86 m

Výstupní data:
A = 107,69 kN
M_{max} = 103,79 kNm



2.2.2.2 Návrh podélné výztuže obvod. trámu

Postup dle kap. 2.2.1.

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorci: viz. výše		Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 2.NP - obv. trám nad podporou	Ohyb. moment:	M _d = 69,2 kNm	A _{std} [mm ²]
Geometrie:	h=400 mm, b=250 mm, a _{st} = 33 mm	Profily výztuže A:	φ = 12 mm, 5,00 ks	565
	h _e = 361,0 mm γ _u = 0,96 R _{bd} = 11,5 MPa	Profily výztuže B:	φ =	0
Beton:	B20 γ _b = 1,00 R _{btd} = 0,90 MPa	Profily výztuže C:	φ =	0
Výztuž:	R γ _s = 1,00 R _{sd} = 450 MPa	μ _{st,min} = 0,07%	μ _{st} = 0,57%	565
Výstupní data:	x _u = 88,5 mm ξ _{lim} = 0,431 x _{u,lim} = 155,6 mm z _b = 316,7 mm			
M _u = 77,0 kNm	Stupeň vyztužení vyhovuje.	Využití betonu / výztuže: 56,9% / 89,8%		

Součinitel geometrie:
$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50}, \quad \gamma_u \geq 0,85$$

Moment únosnosti:
$$M_u = \gamma_u \cdot A_{std} \cdot R_{std} \cdot z_b, \quad M_u \geq M_d$$

Kontrola rozsahu tlačené části betonu:
$$\xi = \frac{A_{st} \cdot R_{sd}}{b \cdot h_e \cdot R_{bd}} \leq \xi_{lim}$$

Dimenzování železobet. průřezů namáhaných ohyb. momentem vyztužených při taž. povrchu

Vzorce: viz. výše			Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\mu_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b		
Popis:	Strop nad 2.NP - deska		Ohyb. moment:	$M_d = 113,1 \text{ kNm}$	$A_{std} [\text{mm}^2]$
Geometrie:	$h = 250 \text{ mm}$, $b = 1000 \text{ mm}$, $a_{st} = 25 \text{ mm}$		Profily výztuže A:	$\phi = 12 \text{ mm}$, $12,50 \text{ ks}$	1414
	$h_e = 219,0 \text{ mm}$	$\gamma_u = 0,93$	Profily výztuže B:	$\phi =$	0
Beton:	B20	$\gamma_b = 1,00$	Profily výztuže C:	$\phi =$	0
Výztuž:	R	$\gamma_s = 1,00$	$R_{sd} = 450 \text{ MPa}$	$\mu_{st,min} = 0,07\%$	$\mu_{st} = 0,57\%$
					1414
Výstupní data:	$x_u = 55,3 \text{ mm}$	$\xi_{lim} = 0,431$	$x_{u,lim} = 94,4 \text{ mm}$	$z_b = 191,3 \text{ mm}$	
$M_u = 113,6 \text{ kNm}$	Stupeň vyztužení vyhovuje.		Využití betonu / výztuže:	58,6% / 99,6%	

2.2.1.3 Návrh smykové výztuže stropní desky

Únosnost ve smyku:
$$Q_{bu} = \frac{1}{3} \cdot b_1 \cdot h \cdot \chi_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd}$$

Vstupní data:	Geometrie:	h = 250 mm	b = 1000 mm
Typ průřezu (trám x deska):	deska	Beton: B20	R _{btd} = 0,90 MPa
Vyztužení betonu (ano x ne):	ano	Δ _{bc2} = 1,00	
Výstupní data:	Δ _q = 1,50	Δ _b = 1,00	Q_{bu} = 112,50 kN

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

1) $Q_{bu} > Q_d$ **není nutno navrhnout smykovou výztuž**

2.2.1.4 Ověření deformací stropní desky

Stanovení $q_{srov,n}$:
$$q_{srov,n} = \frac{8 \cdot M_d}{l^2 \cdot \gamma_f}$$

Vstupní data:	$M_{max} = 113,12 \text{ kNm}$
	$l = 8,30 \text{ m}$
	$\gamma_f = 1,33$

Výstupní data:	$q_{srov} = 9,88 \text{ kN/m}$
-----------------------	--------------------------------

Modul deformace železobetonového průřezu je v tomto výpočtu redukován dle zkušeností zpracovatele na cca. $\frac{1}{3}$ normové hodnoty vlivem trhlin v betonu v tažené části železobetonového průřezu a vlivem dotvarování betonu.

Stanovení deformace:
$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_{red} \cdot I}$$

Stanovení modulu setrvačnosti průřezu.:
$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Stanovení limitní deformace:
$$w_{lim} = \frac{1}{n} \cdot l$$

Posouzení profilu:
$$w_{lim} \geq w \Leftrightarrow \text{průřez vyhovuje}$$

2.1.7.2 Železobetonová obvodová stěna tl. 500 mm nadzemní

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Omítka vnitřní	0,015	20,00	0,30	1,35	0,41
2	Železobetonová stěna	0,250	25,00	6,25	1,35	8,44
3	Tepelná izolace	0,250	1,50	0,38	1,35	0,51
4	Tepelně izolační omítka vnější	0,025	16,00	0,40	1,35	0,54
	CELKEM			7,33	1,35	9,89

2.1.7.3 Prosklená stěna

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Tepelně izolační zasklení			0,50	1,35	0,68
2	Profilit včetně nosného roštu			0,30	1,35	0,41
	CELKEM			0,80	1,35	1,08

2.1.7.4 Železobetonová obvodová stěna tl. 515 mm podzemní

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Stěrka vnitřní	0,010	20,00	0,20	1,35	0,27
2	Pórobetonová předstěna	0,065	5,00	0,33	1,35	0,44
3	Železobetonová stěna	0,250	25,00	6,25	1,35	8,44
4	Tepelná izolace	0,200	1,50	0,30	1,35	0,41
5	Omítka vnější	0,025	16,00	0,40	1,35	0,54
	CELKEM			7,48	1,35	10,09

2.2 STROP NAD 2.NP - STŘECHA

2.2.1 Železobetonová deska tl. 250 mm

2.2.1.1 Zatížení a vnitřní síly

Ověření je provedeno v místě max. rozpětí. S ohledem na prostorové působení je možné tl. desky snížit dle upřesňujícího výpočtu v dalším stupni projektu. Dtto. i pro celkovou změnu typu stropní konstrukce (kombinace ocelových a dřevěných tyčových prvků).

Statické schéma: Prostý nosník zatížený:

- a) spojitým rovnoměrným zatížením
- b) spojitým trojúhelníkovým zatížením s max. uprostřed rozpětí

Ohybový moment:
$$M = \frac{1}{8} \cdot q_1 \cdot l^2 + \frac{1}{12} \cdot q_2 \cdot l^2$$

Reakce:
$$A = 0,50 \cdot q_1 \cdot l + 0,25 \cdot q_2 \cdot l$$

Vstupní data: $q_1 = 11,07 \text{ kN/m}$ $q_2 = 3,10 \text{ kN/m}$ $l = 8,30 \text{ m}$

Výstupní data: **A = 52,37 kN** **M_{max} = 113,12 kNm**

2.2.1.2 Návrh podélné výztuže stropní desky v místě max. ohybového momentu

Stanovení rozsahu tlač. betonu:
$$x_u = \frac{A_{std} \cdot R_{std}}{R_{bd} \cdot b}, \quad x_u \leq x_{lim}$$

Stanovení ramene vnitřních sil:
$$z_b = h - a_{st} - 0,50 \cdot d_s - 0,50 \cdot x_u$$

2.1.6 Přehled zatížení - podlahová základová deska

2.1.6.1 Podlahová základová deska v 1. PP - dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,012	24,00	0,29	1,35	0,39
2	Lepící tmel	0,003	26,00	0,08	1,35	0,11
3	Hydroizolační stěrka	0,002	26,00	0,05	1,35	0,07
4	Anhydritový potěr	0,035	23,00	0,81	1,35	1,09
5	Separační vrstva			0,05	1,35	0,07
6	Tepelná izolace	0,100	3,00	0,30	1,35	0,41
7	Základová železobetonová deska	0,400	25,00	10,00	1,35	13,50
8	Přestavitelné příčky			2,50	1,35	3,38
	CELKEM			14,07	1,35	19,00
9	Nahodilé zatížení 7,50*0,70			5,25	1,50	7,88
	CELKEM			19,32	1,39	26,87

2.1.6.2 Podlahová základová deska v 1. PP - dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,012	24,00	0,29	1,15	0,33
2	Lepící tmel	0,003	26,00	0,08	1,15	0,09
3	Hydroizolační stěrka	0,002	26,00	0,05	1,15	0,06
4	Anhydritový potěr	0,035	23,00	0,81	1,15	0,93
5	Separační vrstva			0,05	1,15	0,06
6	Tepelná izolace	0,100	3,00	0,30	1,15	0,35
7	Základová železobetonová deska	0,400	25,00	10,00	1,15	11,50
8	Přestavitelné příčky			2,50	1,15	2,88
	CELKEM			14,07	1,15	16,18
9	Nahodilé zatížení 7,50*1,00			7,50	1,50	11,25
	CELKEM			21,57	1,27	27,43

2.1.7 Přehled zatížení - zdivo

2.1.7.1 Zdivo z keramických bloků tl. 500 mm - obvodová

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Omítka vnitřní	0,015	20,00	0,30	1,35	0,41
2	Zdivo z keramických bloků	0,300	10,00	3,00	1,35	4,05
3	Tepelná izolace	0,200	1,50	0,30	1,35	0,41
4	Tepelně izolační omítka vnější	0,025	16,00	0,40	1,35	0,54
	CELKEM			4,00	1,35	5,40

2.1.4.6 Strop nad 1.PP (max. nahodilé zatížení – sklad) - dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,009	22,00	0,20	1,15	0,23
2	Lepicí tmel	0,004	26,00	0,10	1,15	0,12
3	Hydroizolační stěrka	0,002	26,00	0,05	1,15	0,06
4	Anhydritový potěr	0,040	23,00	0,92	1,15	1,06
5	Tepelná izolace	0,095	1,50	0,14	1,15	0,16
6	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,15	8,63
7	Podhled včetně SDK-příčky			0,25	1,15	0,29
8	Přestavitelné příčky			2,50	1,15	2,88
	CELKEM			11,67	1,15	13,42
9	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
10	Nahodilé zatížení 7,50*1,00			7,50	1,50	11,25
	CELKEM			19,52	1,29	25,19

2.1.5 Přehled zatížení - schodiště

2.1.5.1 Schodiště ve všech úrovních - dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,020	24,00	0,48	1,35	0,65
2	Lepicí tmel	0,010	26,00	0,26	1,35	0,35
3	Nadbetonávka stupňů	0,094	25,00	2,35	1,35	3,17
4	Železobetonové rameno	0,210	25,00	5,25	1,35	7,09
5	Omítka	0,021	20,00	0,42	1,35	0,57
	CELKEM			8,76	1,35	11,83
6	Nahodilé zatížení 4,00*0,70			2,80	1,50	4,20
	CELKEM			11,56	1,39	16,03

2.1.5.2 Schodiště ve všech úrovních - dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,020	24,00	0,48	1,15	0,55
2	Lepicí tmel	0,010	26,00	0,26	1,15	0,30
3	Nadbetonávka stupňů	0,094	25,00	2,35	1,15	2,70
4	Železobetonové rameno	0,210	25,00	5,25	1,15	6,04
5	Omítka	0,021	20,00	0,42	1,15	0,48
	CELKEM			8,76	1,15	10,07
6	Nahodilé zatížení 4,00*1,00			4,00	1,50	6,00
	CELKEM			12,76	1,26	16,07

2.1.4 Přehled zatížení – stropní desky

2.1.4.1 Strop nad 1.NP - dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

2.1.4.2 Strop nad 1.PP (min. nahodilé zatížení – jídelna) - dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,009	22,00	0,20	1,35	0,27
2	Lepící tmel	0,004	26,00	0,10	1,35	0,14
3	Hydroizolační stěrka	0,002	26,00	0,05	1,35	0,07
4	Anhydritový potěr	0,040	23,00	0,92	1,35	1,24
5	Tepelná izolace	0,095	1,50	0,14	1,35	0,19
6	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,35	10,13
7	Podhled včetně SDK-příčky			0,25	1,35	0,34
8	Přestavitelné příčky			2,50	1,35	3,38
	CELKEM			11,67	1,35	15,75
9	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
10	Nahodilé zatížení 3,00*0,70			2,10	1,50	3,15
	CELKEM			14,12	1,38	19,42

2.1.4.3 Strop nad 1.NP - dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

2.1.4.4 Strop nad 1.PP (min. nahodilé zatížení – jídelna) - dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,009	22,00	0,20	1,15	0,23
2	Lepící tmel	0,004	26,00	0,10	1,15	0,12
3	Hydroizolační stěrka	0,002	26,00	0,05	1,15	0,06
4	Anhydritový potěr	0,040	23,00	0,92	1,15	1,06
5	Tepelná izolace	0,095	1,50	0,14	1,15	0,16
6	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,15	8,63
7	Podhled včetně SDK-příčky			0,25	1,15	0,29
8	Přestavitelné příčky			2,50	1,15	2,88
	CELKEM			11,67	1,15	13,42
9	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
10	Nahodilé zatížení 3,00*1,00			3,00	1,50	4,50
	CELKEM			15,02	1,23	18,44

2.1.4.5 Strop nad 1.PP (max. nahodilé zatížení – sklad) - dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,009	22,00	0,20	1,35	0,27
2	Lepící tmel	0,004	26,00	0,10	1,35	0,14
3	Hydroizolační stěrka	0,002	26,00	0,05	1,35	0,07
4	Anhydritový potěr	0,040	23,00	0,92	1,35	1,24
5	Tepelná izolace	0,095	1,50	0,14	1,35	0,19
6	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,35	10,13
7	Podhled včetně SDK-příčky			0,25	1,35	0,34
8	Přestavitelné příčky			2,50	1,35	3,38
	CELKEM			11,67	1,35	15,75
9	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
10	Nahodilé zatížení 7,50*0,70			5,25	1,50	7,88
	CELKEM			17,27	1,40	24,15

2.1.3.7 Strop nad 1. NP (max. spád. vrstva + sních) - max. dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Kačírek	0,050	16,00	0,80	1,35	1,08
2	Fólie m-PVC			0,10	1,35	0,14
3	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,35	0,24
4	Spádová betonová mazanina	0,120	23,00	2,76	1,35	3,73
5	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,35	10,13
6	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,35	0,03
7	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,35	0,34
8	Podhled akustický			0,10	1,35	0,14
	CELKEM			11,71	1,35	15,81
9	Sních 1,73*0,50			0,87	1,50	1,30
10	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
11	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			13,02	1,37	17,77

2.1.3.8 Strop nad 1. NP (max. spád. vrstva + sních) - max. dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Kačírek	0,050	16,00	0,80	1,15	0,92
2	Fólie m-PVC			0,10	1,15	0,12
3	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,15	0,21
4	Spádová betonová mazanina	0,120	23,00	2,76	1,15	3,17
5	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,15	8,63
6	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,15	0,02
7	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,15	0,29
8	Podhled akustický			0,10	1,15	0,12
	CELKEM			11,71	1,15	13,47
9	Sních 1,73*0,50			1,73	1,50	2,60
10	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
11	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			13,88	1,20	16,72

2.1.3.4 Strop nad 2. NP (max. spádová vrstva) - max. dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Fólie m-PVC			0,10	1,15	0,12
2	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,15	0,21
3	Spádová betonová mazanina	0,120	23,00	2,76	1,15	3,17
4	Železobetonová deska tl. 250 mm	0,250	25,00	6,25	1,15	7,19
5	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,15	0,02
6	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,15	0,29
7	Podhled akustický			0,10	1,15	0,12
	CELKEM			9,66	1,15	11,11
8	Nahodilé montážní zatížení 0,75*1,00			0,75	1,50	1,13
9	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
10	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			10,64	1,18	12,58

2.1.3.5 Strop nad 1. NP (min. spád. vrstva + sníh) - max. dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Kačírek	0,050	16,00	0,80	1,35	1,08
2	Fólie m-PVC			0,10	1,35	0,14
3	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,35	0,24
4	Spádová betonová mazanina	0,020	23,00	0,46	1,35	0,62
5	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,35	10,13
6	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,35	0,03
7	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,35	0,34
8	Podhled akustický			0,10	1,35	0,14
	CELKEM			9,41	1,35	12,70
9	Sníh 1,10*0,50			0,55	1,50	0,83
10	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
11	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			10,40	1,36	14,19

2.1.3.6 Strop nad 1. NP (min. spád. vrstva + sníh) - max. dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Kačírek	0,050	16,00	0,80	1,15	0,92
2	Fólie m-PVC			0,10	1,15	0,12
3	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,15	0,21
4	Spádová betonová mazanina	0,020	23,00	0,46	1,15	0,53
5	Železobetonová deska tl. 300 mm	0,300	25,00	7,50	1,15	8,63
6	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,15	0,02
7	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,15	0,29
8	Podhled akustický			0,10	1,15	0,12
	CELKEM			9,41	1,15	10,82
9	Sníh 1,10*1,00			1,10	1,50	1,65
10	Podvěšené zatížení 0,50*0,70			0,35	1,50	0,53
11	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			10,95	1,20	13,13

2.1.3 Přehled zatížení – střechy

2.1.3.1 Strop nad 2. NP (min. spádová vrstva) - max. dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Fólie m-PVC			0,10	1,35	0,14
2	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,35	0,24
3	Spádová betonová mazanina	0,020	23,00	0,46	1,35	0,62
4	Železobetonová deska tl. 250 mm	0,250	25,00	6,25	1,35	8,44
5	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,35	0,03
6	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,35	0,34
7	Podhled akustický			0,10	1,35	0,14
	CELKEM			7,36	1,35	9,94
8	Nahodilé montážní zatížení 0,75*0,70			0,53	1,50	0,79
9	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
10	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			8,12	1,36	11,07

2.1.3.2 Strop nad 2. NP (min. spádová vrstva) - max. dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Fólie m-PVC			0,10	1,15	0,12
2	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,15	0,21
3	Spádová betonová mazanina	0,020	23,00	0,46	1,15	0,53
4	Železobetonová deska tl. 250 mm	0,250	25,00	6,25	1,15	7,19
5	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,15	0,02
6	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,15	0,29
7	Podhled akustický			0,10	1,15	0,12
	CELKEM			7,36	1,15	8,46
8	Nahodilé montážní zatížení 0,75*1,00			0,75	1,50	1,13
9	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
10	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			8,34	1,19	9,93

2.1.3.3 Strop nad 2. NP (max. spádová vrstva) - max. dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Fólie m-PVC			0,10	1,35	0,14
2	Tepelná izolace	0,360	0,50	0,18	1,35	0,24
3	Spádová betonová mazanina	0,120	23,00	2,76	1,35	3,73
4	Železobetonová deska tl. 250 mm	0,250	25,00	6,25	1,35	8,44
5	Tepelná izolace	0,040	0,50	0,02	1,35	0,03
6	Podhled SDK včetně roštu			0,25	1,35	0,34
7	Podhled akustický			0,10	1,35	0,14
	CELKEM			9,66	1,35	13,04
8	Nahodilé montážní zatížení 0,75*0,70			0,53	1,50	0,79
9	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
10	Vítr - přítlak 0,15*0,60			0,09	1,50	0,14
	CELKEM			10,42	1,36	14,17

Pozn.: Pokud se otvory v rozhodující fasádě nacházejí v oblastech s různými hodnotami vnějších tlaků, má se použít vážená střední hodnota c_{pe} dle plochy.

... nerozhoduje

bb) žádná fasáda stavby není rozhodující (plocha jejích otvorů a prodyšností není více jak dvojnásobná vůči ploše otvorů a prodyšností na zbývajících fasádách objektů)

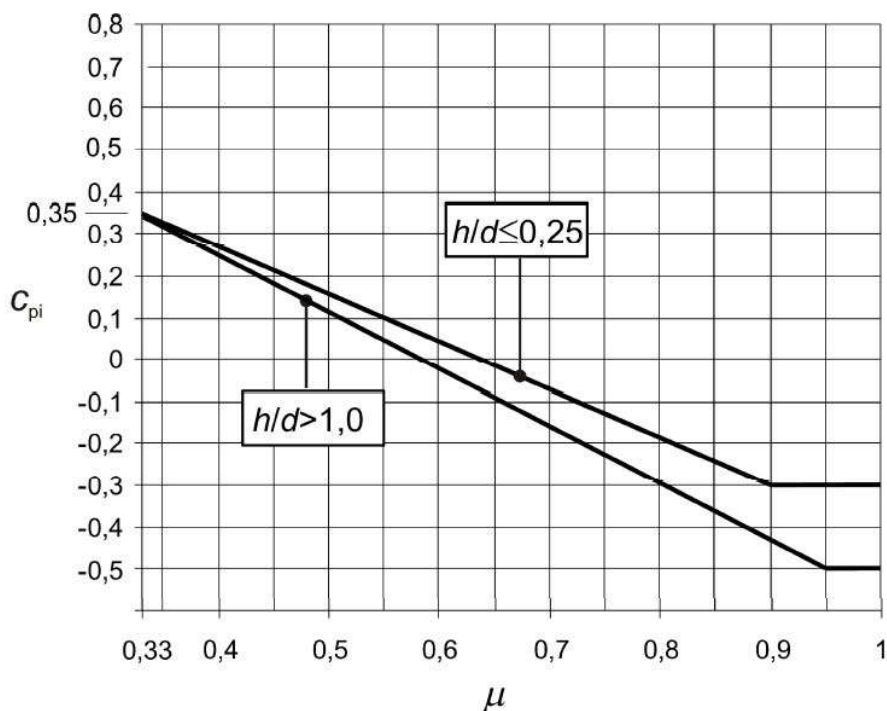


Diagram hodnot součinitele vnitřního tlaku c_{pi} pro stavby bez rozhodující fasády

Tlak větru na vnitřní povrchy se musí uvažovat za současného působení tlaků na vnější povrchy.

$$w_{i,max} = 0,90 \cdot 0,68 = 0,62 \text{ kPa}$$

$$w_{i,min} = 0,90 \cdot (-)0,58 = (-)0,53 \text{ kPa}$$

2.1.2.7 Součinitel zatížení

$\gamma_f = 1,50$ součinitel zatížení

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v rozsahu rohu střechy (oblast F):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)2,60 = (-)1,88 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu v rozsahu rohu střechy (oblast F):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)2,10 = (-)1,52 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků situovaných podél štítů (oblast G při směru větru kolmém na štíty):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)2,00 = (-)1,44 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků situovaných podél štítů (oblast G při směru větru kolmém na štíty):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,80 = (-)1,30 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků situovaných ve vnitřní části pruhu podél dolní i horní hrany střechy podél štítů (oblast G při směru větru rovnoběžném se štíty):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)2,00 = (-)1,44 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků situovaných ve vnitřní části pruhu podél dolní hrany střechy podél štítů (oblast G při směru větru rovnoběžném se štíty):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,20 = (-)0,87 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků situovaných ve vnitřní části pruhu podél horní hrany střechy podél štítů (oblast G při směru větru rovnoběžném se štíty):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,30 = (-)0,94 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků situovaných ve vnitřní části střechy (oblast H):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,20 = (-)0,87 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků situovaných ve vnitřní části střechy (oblast H):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)0,80 = (-)0,58 \text{ kPa}$$

2.1.2.6 Tlak větru na vnitřní povrchy

$$w_i = q_p(z) \cdot c_{pi} \dots\dots\dots \text{tlak větru na vnitřní povrchy}$$

$$c_{pi} \dots\dots\dots \text{součinitel vnitřního tlaku}$$

Vnitřní a vnější tlaky se musí uvažovat tak, že působí současně. Musí být uvažována nejnejpříznivější kombinace vnějších a vnitřních tlaků pro každou kombinaci možných otvorů a jiných míst úniku.

Rozdělení působení vnitřních tlaků na objekt:

a) na dvou stranách stavby (fasády, střecha) je plocha otvorů větší než 30%

→ je nutné postupovat dle pravidel pro přístřešky nebo volně stojící stěny

... nerozhoduje

b) na dvou stranách stavby (fasády, střecha) není plocha otvorů větší než 30%

ba) jedna fasáda stavby je rozhodující (plocha jejích otvorů a prodyšností je více jak dvojnásobná vůči ploše otvorů a prodyšností na zbývajících fasádách objektů)

$c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe} \dots\dots\dots$ plocha otvorů na rozhodující fasádě je dvakrát větší než plocha otvorů na zbývajících fasádách

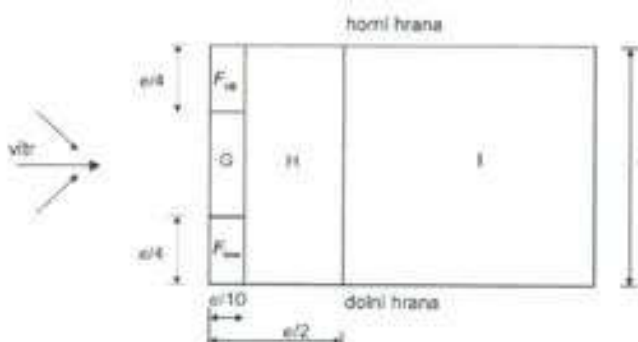
... nerozhoduje

$c_{pi} = (0,75 - 0,90) \cdot c_{pe} \dots\dots\dots$ plocha otvorů v rozhodující fasádě je mezi dvojnásobkem a trojnásobkem plochy otvorů na zbývajících fasádách (lineární interpolace)

... nerozhoduje

$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe} \dots\dots\dots$ plocha otvorů na rozhodující fasádě je třikrát větší než plocha otvorů na zbývajících fasádách

... rozhoduje



c) Směr větru $\beta = 90^\circ$

Obrázek označení ploch u pultových střech

Úhel sklonu α	Oblast pro směr větru $\beta = 0^\circ$						Oblast pro směr větru $\beta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Úhel sklonu α	Oblast pro směr větru $\beta = 90^\circ$									
	F_{le}		F_{pe}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

POZNÁMKA 1: Při $\beta = 0^\circ$ (viz tabulka a)) se tlaky prudce mění mezi kladnými a zápornými hodnotami pro úhly sklonu přibližně $\alpha = +5^\circ$ až $+45^\circ$; proto jsou uvedeny obě kladné a záporné hodnoty. Pro tyto střechy se mají uvažovat dva případy: jeden pro všechny kladné hodnoty a druhý pro všechny záporné hodnoty. Nelze použít smíšené kladné a záporné hodnoty na stejné straně.

POZNÁMKA 2: Pro meziklehlé úhly sklonu lze použít lineární interpolaci mezi hodnotami stejného znaménka. Hodnoty rovné 0,0 jsou uvedeny pro účely interpolace.

Tabulka hodnot součinitelů vnějších tlaků pro pultové střechy

2.1.2.5.5 Součinitel vnějšího tlaku pro pultové střechy – $\alpha = 3^\circ$

max. tlak pro lokální i celkové posouzení jednotlivých prvků na ploše střechy (oblasti F, G, H):

$$w_e = 0,72 \cdot 0,20 = 0,15 \text{ kPa}$$

Oblast	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
$\leq 0,25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	
mezilehlé hodnoty lze interpolovat										

Tabulka hodnot součinitelů vnějších tlaků pro svislé stěny

max. tlak pro lokální posouzení jednotlivých prvků:

$$w_e = 0,72 \cdot 1,00 = 0,72 \text{ kPa}$$

max. tlak pro celkové posouzení objektu:

$$w_e = 0,72 \cdot 0,80 = 0,58 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v rozsahu nároží (oblast A):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,40 = (-)1,01 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu v rozsahu nároží (oblast A):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,20 = (-)0,87 \text{ kPa}$$

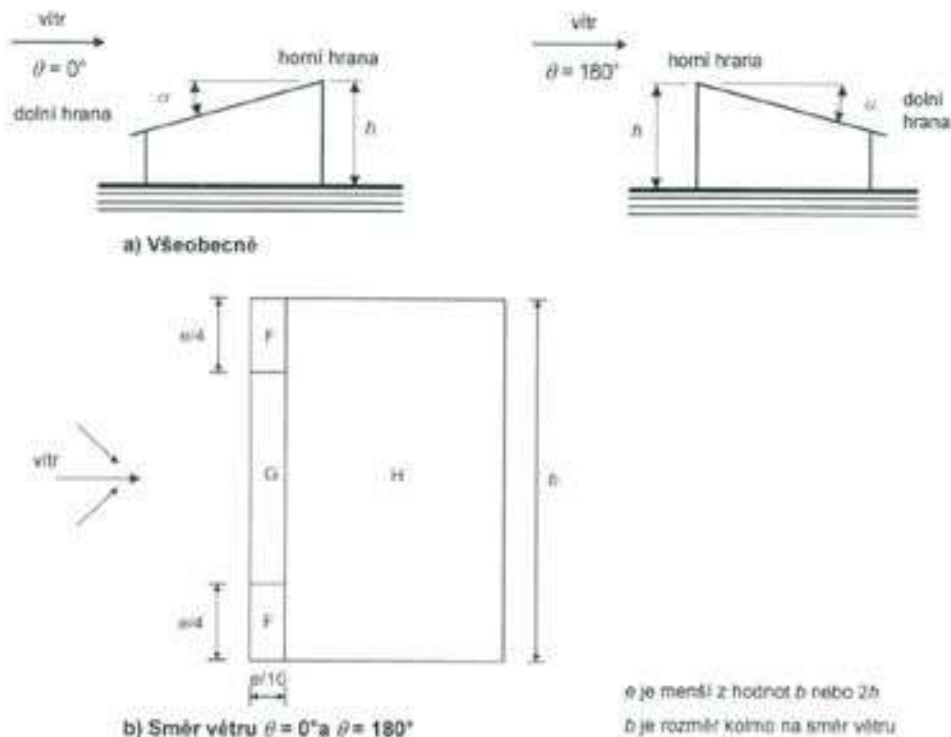
max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků mimo nároží (oblast B):

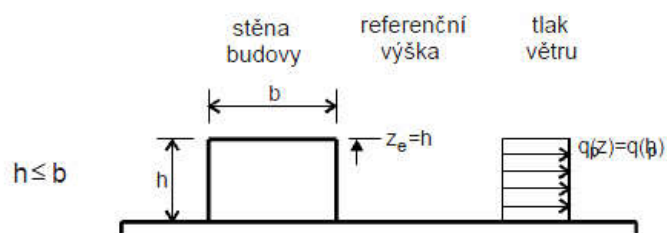
$$w_e = 0,72 \cdot (-)1,10 = (-)0,80 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu mimo nároží (oblast B):

$$w_e = 0,72 \cdot (-)0,80 = (-)0,58 \text{ kPa}$$

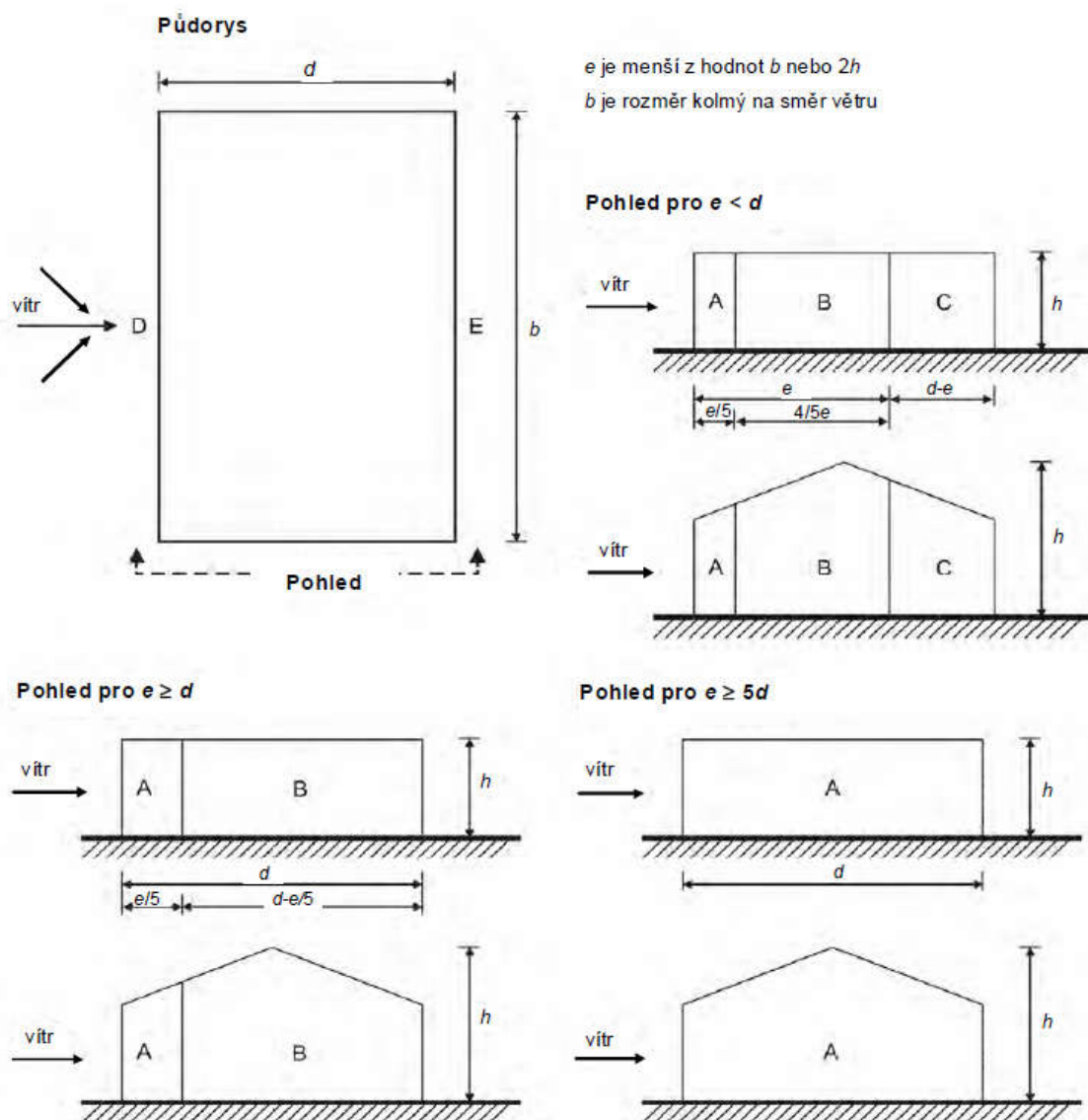
2.1.2.5.4 Součinitel vnějšího tlaku pro pultové střechy – obecně



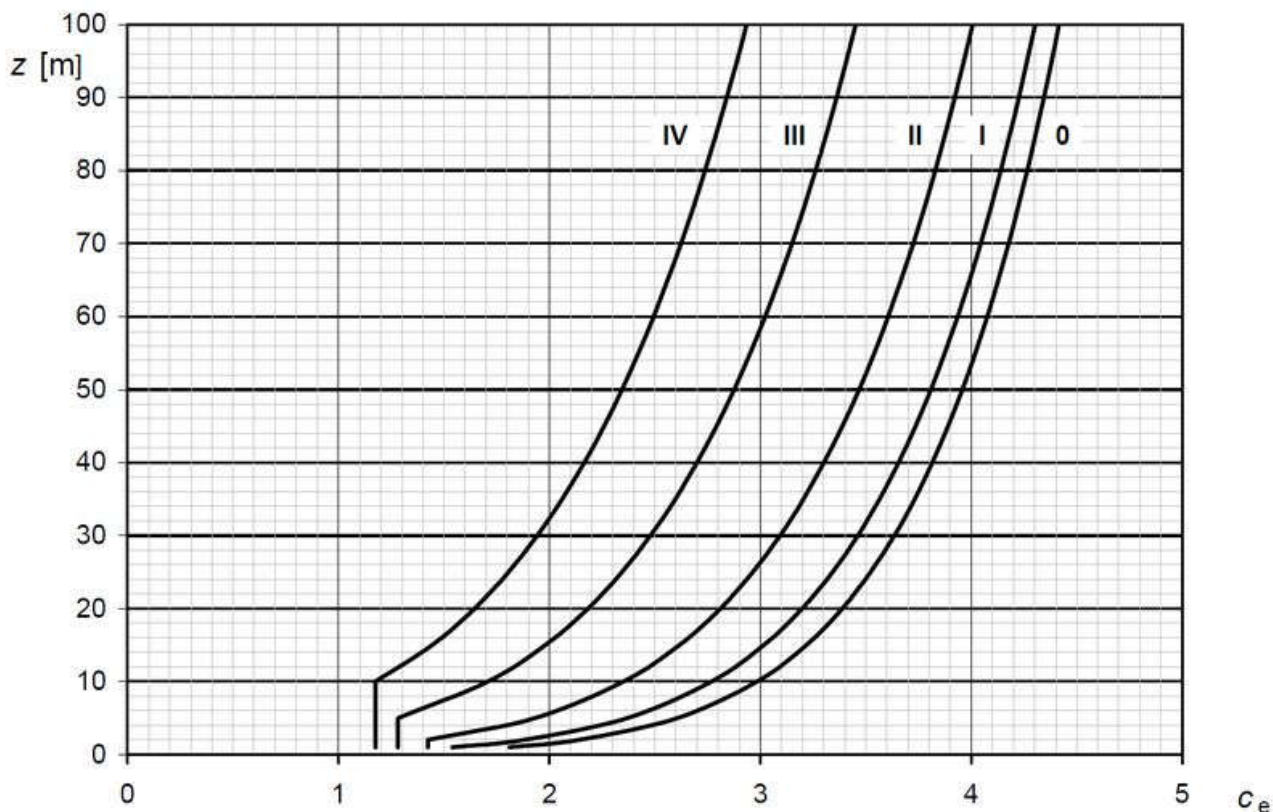


Obrázek rozdělení tlaku po výšce konstrukce v závislosti na šířce a výšce budovy

2.1.2.5.3 Součinitel vnějšího tlaku pro svislé stěny



Obrázek označení ploch u svislých stěn



Graf pro přibližné určení součinitele expozice $c_e(z)$ pro $c_0=1,0$ a $k_t=1,0$

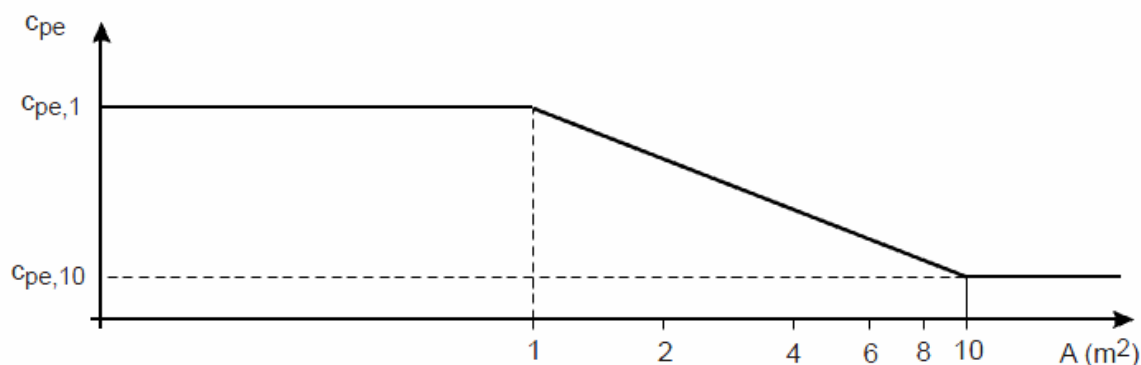
$q_p(11,80) = 1,83 \cdot 0,391 = 0,72 \text{ kN/m}^2$... pultová střecha – kategorie terénu III

2.1.2.5 Tlak větru na vnější povrchy

$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}$ tlak větru na vnější povrchy

c_{pe} součinitel vnějšího tlaku

2.1.2.5.1 Vliv velikosti plochy vystavené větru



Obrázek závislosti součinitele c_{pe} na ploše vystavené větru

Pro $A < 10 \text{ m}^2$: $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A$

2.1.2.5.2 Referenční výška

z_e referenční výška

$v_{b,0}$ výchozí základní rychlost větru – větrová oblast II $\rightarrow v_{b,0} = 25,0$ m/s
 $v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 25,0 = 25,0$ m/s

2.1.2.3 Základní tlak větru

$q_b = 0,50 \cdot \rho \cdot v_b^2$ základní tlak větru
 ρ hustota vzduchu

– v závislosti na nadmořské výšce, teplotě a tlaku vzduchu
většinou $\rho = 1,25$ kg/m³

$$q_b = 0,50 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

2.1.2.4 Charakteristický maximální dynamický tlak

$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ charakteristický maximální dynamický tlak větru

$c_e(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_0(z)^2 \cdot c_r(z)^2$ součinitel expozice

$c_0(z)$ součinitel ortografie – obvykle $c_0(z) = 1,00$

$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}}$ pro $z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200$ m intenzita turbulence

$I_v(z) = I_v(z_{\min})$ pro $z \leq z_{\min}$ intenzita turbulence

k_I součinitel turbulence – obvykle $k_I = 1,00$

z_0 parametr drsnosti terénu – dle dále uvedené tabulky

z_{\min} minimální výška – dle dále uvedené tabulky

Kategorie terénu	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0 – moře a přímořské oblasti	0,003	1
I – jezera nebo vodorovná plochá krajina bez překážek	0,01	1
II – krajina s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky	0,05	2
III – oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami	0,3	5
IV – alespoň 15% povrchu je pokryto budovami, průměrná výška přesahuje 15m	1	10

Tabulka kategorií terénů

$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0}$ pro $z \geq z_{\min}$ součinitel drsnosti

$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$ součinitel terénu

→ pro pultové střechy rozhoduje užité zatížení pro kategorii H – střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav ... $q = 0,75 \text{ kN/m}^2$

$^1s = 2,83 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,73 \text{ kN/m}^2$... spojovací krček pod středem valby při fasádě sousedního objektu

$^2s = 2,26 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,38 \text{ kN/m}^2$... atika spojovacího krčku při fasádě sousedního objektu

$^3s = 2,42 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,48 \text{ kN/m}^2$... spojovací krček pod středem valby při fasádě 3. NP

$^4s = 2,11 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,29 \text{ kN/m}^2$... spojovací krček v prodloužení atiky spojovacího krčku při fasádě 3. NP

$^5s = 2,43 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,49 \text{ kN/m}^2$... polovina vzdálenosti mezi pultovou střechou a sedlovou střechou sousedního objektu v prostoru spojovacího krčku

$^6s = 2,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,22 \text{ kN/m}^2$... atika spojovacího krčku v polovině vzdálenosti mezi pultovou střechou a sedlovou střechou sousedního objektu

$^7s = 1,87 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,14 \text{ kN/m}^2$... osa podélné nosné zdi 2. NP podél fasády 3. NP

$^8s = 1,85 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,13 \text{ kN/m}^2$... osa štítové nosné zdi 2. NP podél fasády 3. NP

$^9s = 1,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 1,10 \text{ kN/m}^2$... osa štítové nosné zdi 2. NP v rohu objektu

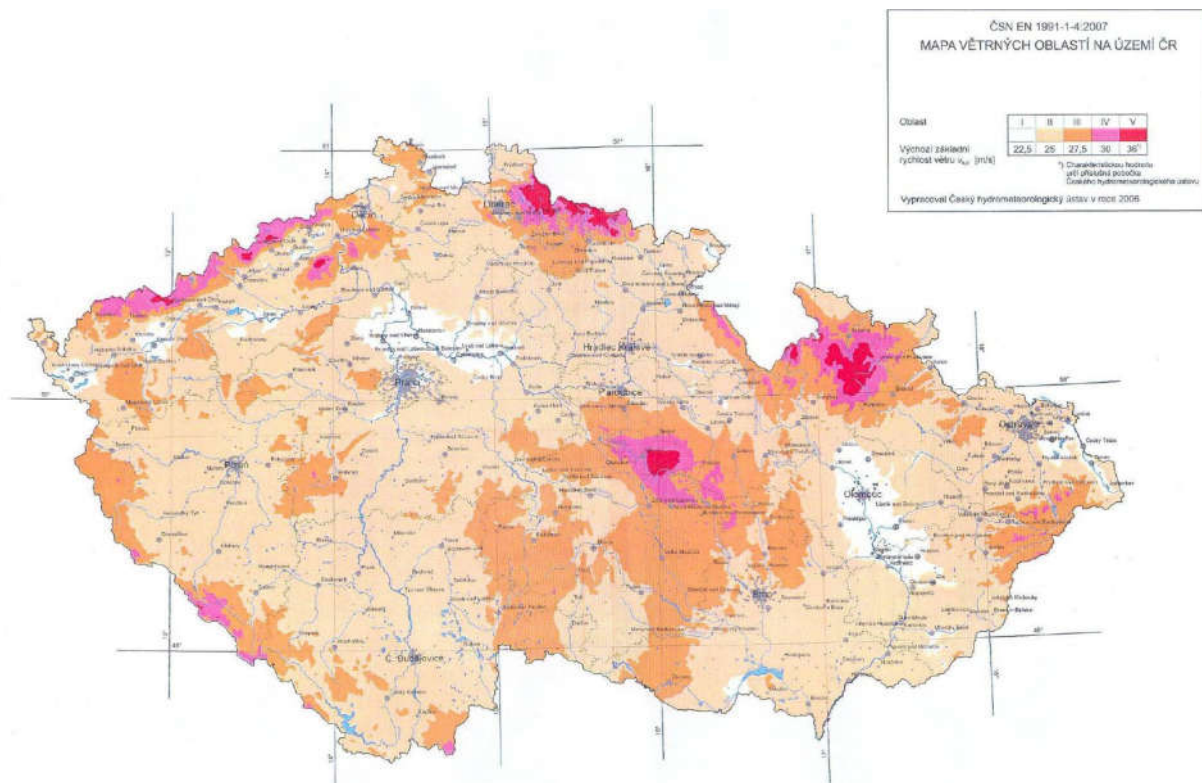
2.1.1.7 Součinitel zatížení

$\gamma_f = 1,50$ součinitel zatížení

2.1.2 Zatížení větrem

2.1.2.1 Mapa větrovních oblastí

Objekt se nachází ve II. větrové oblasti dle přílohy ČSN EN 1991-1-4 "Mapa větrovních oblastí na území ČR".

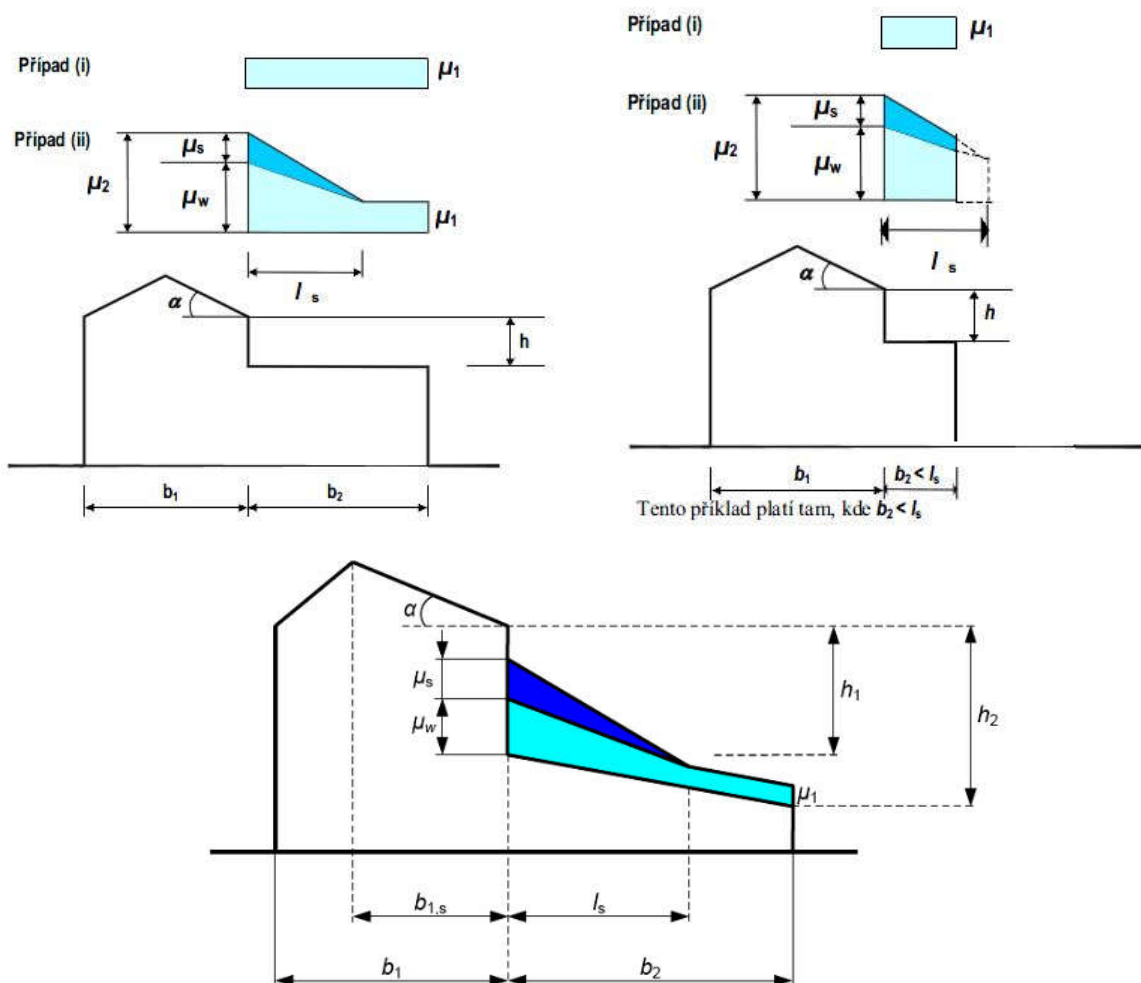


2.1.2.2 Základní rychlost větru

$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$ základní rychlost větru

c_{dir} součinitel směru větru – obvykle $c_{dir} = 1,00$

c_{season} součinitel ročního období – obvykle $c_{season} = 1,00$



Tvarové součinitele zatížení sněhem pro střechy přiléhající k vyšším stavbám

2.1.1.4 Součinitel okolního prostředí

C_e součinitel okolního prostředí

Topografie	C_e
otevřená ^{a)}	0,8
normální ^{b)}	1,0
chráněná ^{c)}	1,2

^{a)} Otevřená topografie: rovná plocha bez překážek, otevřená do všech stran, nechráněná nebo jen málo chráněná terénem, vyššími stavbami nebo stromy.

^{b)} Normální topografie: plochy, kde nedochází na stavbách k výraznému přemístění sněhu větrem kvůli okolnímu terénu, jiným stavbám nebo stromům.

^{c)} Chráněná topografie: plochy, kde je uvažovaná stavba výrazně nižší než okolní terén nebo je stavba obklopena vysokými stromy a/nebo vyššími stavbami.

Hodnoty součinitele C_e pro různé topografie

2.1.1.5 Tepelný součinitel

C_t tepelný součinitel

$C_t = 1,00$ střechy, kde díky nízké tepelné prostupnosti nedochází k odtávání sněhu

2.1.1.6 Závěr

$s = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,61 = 0,49 \text{ kN/m}^2$... pultová střecha ve sklonu 3°

$$^2\mu_s = 1,92 \cdot 0,67 \cdot 0,50 / (5,00 \cdot 0,50) = 0,26 \dots \text{atika spojovacího krčku při fasádě sousedního objektu}$$

$$^3\mu_s = 0,83 \cdot 2,51 / 5,00 = 0,42 \dots \text{spojovací krček pod středem valby při fasádě 3. NP}$$

$$^4\mu_s = 0,20 \cdot 2,51 / 5,00 = 0,11 \dots \text{spojovací krček v prodloužení atiky spojovacího krčku při fasádě 3. NP}$$

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h_{(1)} \leq \gamma \cdot h_{(1)} / s_k \dots \dots \dots \text{tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující působení větru (} 0,80 \leq \mu_w \leq \mu_{w,lim} \text{)}$$

γ objemová tíha sněhu (zde doporučeno uvažovat $2,00 \text{ kN/m}^3$)

$$l_s = 2 \cdot h_{(1)}$$

$$l_{s,1} = 2 \cdot 0,99 = 1,98 \text{ m} \dots \text{nerozhoduje} \dots \text{sedlová střecha sousedního objektu}$$

$$l_{s,7} = 2 \cdot 3,75 = 7,50 \text{ m} \dots \text{rozhoduje} \dots \text{pultová střecha nad 3.NP}$$

$$l_s \dots \dots \dots \text{délka návěje (} 5,00 \text{ m} \leq l_s \leq 15,00 \text{ m)}$$

$$\mu_{w,lim} = 2,00 \dots \text{pro oblasti I-IV}$$

$$^1\mu_w = (27,34 + 2,48) / 2 \cdot 0,99 = 13,53 \dots \text{nerozhoduje}$$

$$^1\mu_{w,max} = 2,00 \cdot 0,99 / 0,61 = 3,25 \dots \text{nerozhoduje}$$

$$^1\mu_{w,lim} = 2,00 \dots \text{rozhoduje} \dots \text{spojovací krček s pultovou střechou a sedlovou střechou sousedního objektu}$$

$$^5\mu_w = 0,80 + 1,20 \cdot (7,50 - 1,24) / 7,50 = 1,80 \dots \dots \text{polovina vzdálenosti mezi pultovou střechou a sedlovou střechou v prostoru spojovacího krčku}$$

$$^7\mu_w = 0,80 + 1,20 \cdot (7,50 - 0,85) / 7,50 = 1,87 \dots \dots \text{osa podélné nosné zdi 2. NP podél fasády 3. NP}$$

$$^8\mu_w = 0,80 + 1,20 \cdot (7,50 - 0,85) / 7,50 = 1,85 \dots \dots \text{osa štítové nosné zdi 2. NP podél fasády 3. NP}$$

$$^9\mu_w = 0,80 + 1,20 \cdot (7,50 - 1,28) / 7,50 = 1,80 \dots \dots \text{osa štítové nosné zdi 2. NP v rohu objektu}$$

$$^1\mu_2 = 0,83 + 2,00 = 2,83 \dots \text{spojovací krček pod středem valby při fasádě sousedního objektu}$$

$$^2\mu_2 = 0,26 + 2,00 = 2,26 \dots \text{atika spojovacího krčku při fasádě sousedního objektu}$$

$$^3\mu_2 = 0,42 + 2,00 = 2,42 \dots \text{spojovací krček pod středem valby při fasádě 3. NP}$$

$$^4\mu_s = 0,11 + 2,00 = 2,11 \dots \text{spojovací krček v prodloužení atiky spojovacího krčku při fasádě 3. NP}$$

$$^5\mu_s = 0,63 + 1,80 = 2,43 \dots \text{polovina vzdálenosti mezi pultovou střechou a sedlovou střechou sousedního objektu v prostoru spojovacího krčku}$$

$$^6\mu_s = 0,20 + 1,80 = 2,00 \dots \text{atika spojovacího krčku v polovině vzdálenosti mezi pultovou střechou a sedlovou střechou sousedního objektu}$$

$$^7\mu_s = 0,00 + 1,87 = 1,87 \dots \text{osa podélné nosné zdi 2. NP podél fasády 3. NP}$$

$$^8\mu_s = 0,00 + 1,85 = 1,85 \dots \text{osa štítové nosné zdi 2. NP podél fasády 3. NP}$$

$$^9\mu_s = 0,00 + 1,80 = 1,80 \dots \text{osa štítové nosné zdi 2. NP v rohu objektu}$$

Nepředpokládá se, že sníh bude mimo mimořádných situací na střeše přesouván nebo z ní odstraňován.

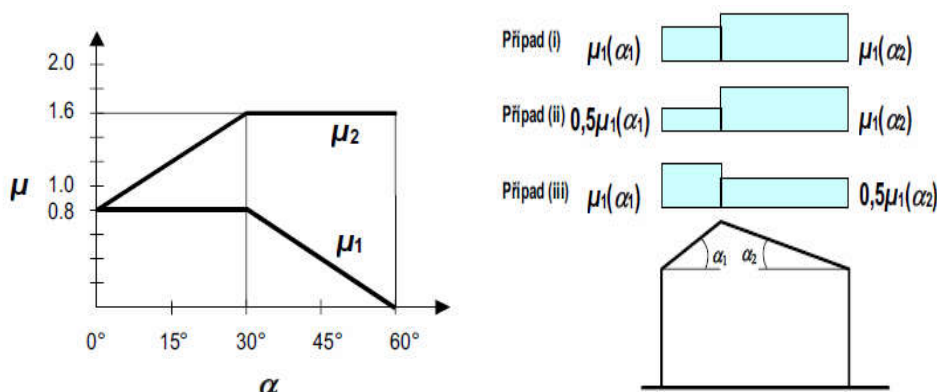
Zatížení nenavátým a navátým sněhem na střechách pro trvalé a dočasné návrhové situace

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$s_k = 0,61 \text{ kN/m}^2$ charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi v I. sněhové oblasti
– Velké Přílepy

2.1.1.1 Tvarový součinitel - sedlová střecha

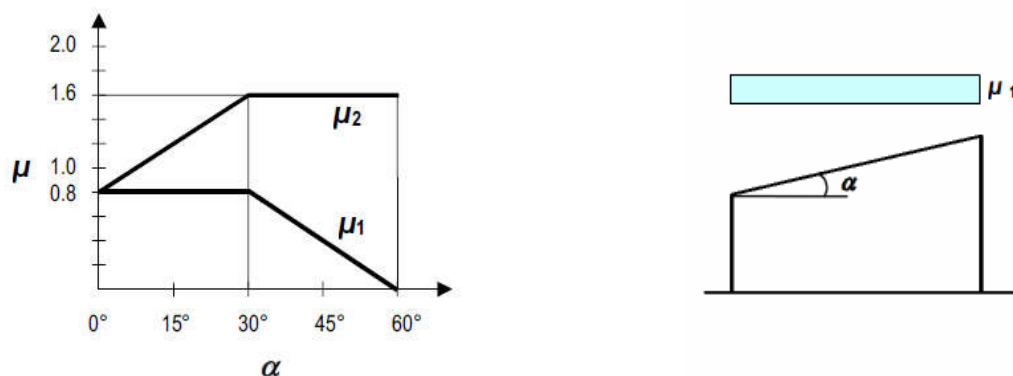
$\mu_i = 0,67$ tvarový součinitel zatížení sněhem pro sklon sedlové střechy 35°



Tvarové součinitele zatížení sněhem pro sedlové střechy

2.1.1.2 Tvarový součinitel - pultová střecha

$\mu_i = 0,80$ tvarový součinitel zatížení sněhem pro sklon pultové střechy 3°



Tvarové součinitele zatížení sněhem pro pultové střechy

2.1.1.3 Střecha sousedící a přiléhající k vyšším stavbám

$\mu_1 = 0,80$ tvarový součinitel zatížení sněhem pro nižší pultovou střechu

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$\mu_s = 0,00$ tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující sesuv sněhu z horní střechy při $\alpha_{\max} = 15^\circ$

$\mu_s > 0,00$ tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující sesuv sněhu z horní střechy při $\alpha_{\max} > 15^\circ$ - 50% max. celkového zatížení sněhem na přilehlém sklonu vyšší střechy

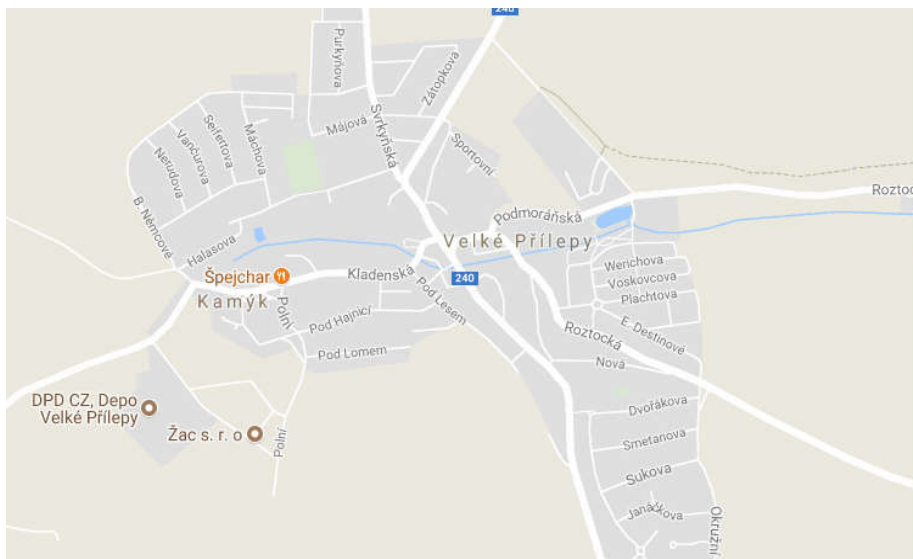
$^1\mu_s = 6,14 \cdot 0,67 \cdot 0,50 / (5,00 \cdot 0,50) = 0,83$... spojovací krček pod středem valby při fasádě sousedního objektu

2 STATICKÝ VÝPOČET

2.1 ZATÍŽENÍ

2.1.1 Zatížení sněhem

Objekt se nachází v I. sněhové oblasti dle přílohy 4 ČSN EN "Mapa sněhových oblastí na území ČR".



Poloha

Zeměpisná šířka: 50.161
50° 9' 39.6" N

Zeměpisná délka: 14.3118
14° 18' 42.5" E

Nadmořská výška: 289 [m.n.m.]

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

zatížení s_k : 0.61 [kPa]

Statistické parametry rozdělení ročních maxim

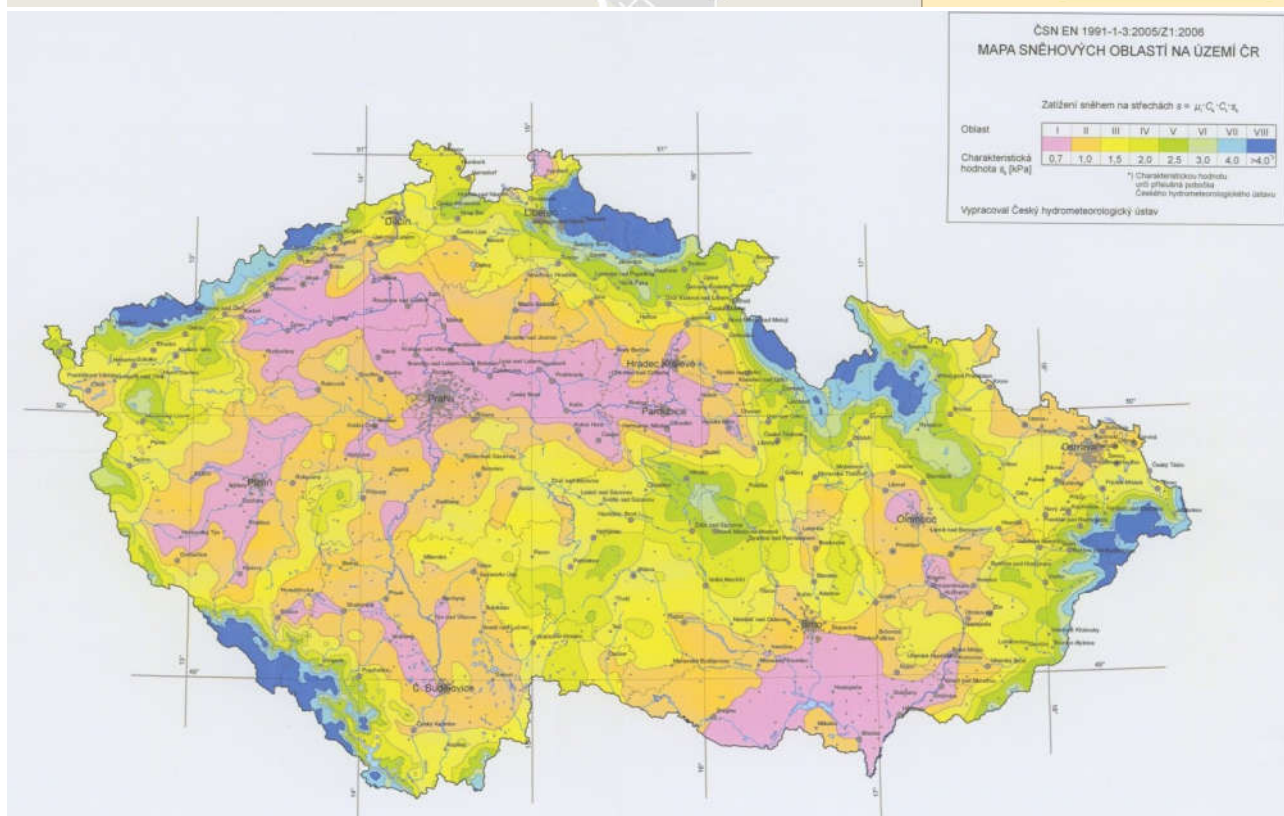
střední hodnota μ : 0.22 [kPa]

směrodatná odchylka σ : 0.15 [kPa]

variační koeficient V : 0.66

šikmost α : 1.56

Rozdělení denních hodnot



Sněhová oblast	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
kN/m ²	0.7	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	>4.0
kg/m ²	70	100	150	200	250	300	400	>480

Zatížení sněhem působí svisle a je vztaženo k půdorysné ploše střechy.

Objekt se nachází ve I. sněhové oblasti dle přílohy 4 ČSN EN "Mapa sněhových oblastí na území ČR". V místech výškových odskoků povrchu střechy bylo uvažováno s možnou kumulací sněhu v závětrří vyššího objektu. Skluz sněhu na níže situovanou střechu se předpokládá v prostoru spojovacího krčku z valby sousedního objektu.

Objekt se nachází ve II. větrové oblasti dle přílohy ČSN EN 1991-1-4 "Mapa větrových oblastí na území ČR".

Nahodilé zatížení bylo v souladu s ČSN uvažováno v hodnotě $3,00 \text{ kN/m}^2 - 7,50 \text{ kN/m}^2$ dle účelu místnosti. Dále bylo uvažováno se zatížením představitelnými příčkami v hodnotě $2,50 \text{ kN/m}^2$. Zatížení sněhem (mimo míst ovlivněných možnou kumulací sněhu v závětrří vyššího objektu) je u ploché střechy nahrazeno užitným zatížením střechy při opravách ve výši $0,75 \text{ kN/m}^2$.

1.6 MATERIÁLY

Beton	C 30/37 – XA3 základová deska a obvodové stěny 1.PP (systém bezizolační "bílé vany")
	C 16/20 - XC1 stropní konstrukce, sloupy, stěny v nadzemních podlažích, schodiště
	C 12/15 - X0 podkladní betony
Výztuž	B 500 (10 505 (R), 10 505 (KARI))nosná i rozdělovací výztuž

1.6.1 Ochrana materiálů

1.6.1.1 Beton

Výztuž je chráněna proti karbonataci dostatečnou tl. krycí vrstvy betonu a dále kvalitou betonové směsi.

1.7 ZÁVĚR

Tento dokument byl zpracován podle platných norem i předpisů ČSN pro navrhování ve stupni dokumentace pro stavební povolení.

Objekt je navržen tak, aby mohly být při jeho provádění dodrženy platné normy a předpisy pro provádění staveb.

Závažné změny oproti tomuto dokumentu v dalším stupni projektu a při realizaci zde popisovaných stavebních konstrukcí je nutno konzultovat s autorem tohoto dokumentu.

Před začátkem prací doporučuji provést pasportizaci poruch sousedních objektů, aby nedošlo k nejasnostem, kdy která porucha vznikla a kdo ji bude opravovat.

Po provedení 1. etapy výkopů bude přizván geolog se zkušenostmi s místními podmínkami pro posouzení základové spáry, zda odpovídá předpokladům tohoto statického výpočtu a projektu jako celku.

Pokud se potvrdí v základové spáře vrstvy spraší a sprašových hlín, je nutné zabránit znehodnocení základové spáry během výstavby srážkovou vodou (odebrání poslední vrstvy těsně před betonáží za suchého počasí) a i během užívání utěsněním základové spáry a výkopů zasypy z nepropustné zeminy. Propustná zemina (štěrkopísky apod.) by fungovala jako drenáž a sváděla by do základové spáry srážkovou vodu, která by měnila výrazně k horšímu vlastnosti spraše v podloží.

Nosné obvodové a vnitřní stěny zajišťují svou tuhostí dostatečnou vodorovnou stabilitu v tomto podlaží.

1.4.6.2 Železobetonové sloupy

V místech koncentrovaných sil jsou části vnitřních nosných stěn provedené jako železobetonové sloupy (vnitřní stěna mezi místnostmi 1.01.08 a 1.01.10 - rozměr 300x400 mm, část stěny u schodiště z 1.PP v místě uložení trámu stropu nad 1. NP pnutém v podélném směru – rozměr 250x400 mm).

1.4.6.3 Železobetonová stěna

Za nosnou stěnu je dále v tomto statickém výpočtu uvažována i stěna v ose B, která je provedena jako železobetonová a tvoří stěnový nosník na celou výšku 1. NP oslabený otvory, který vynáší stěnu v ose B v 2. NP (a tím i část stropu nad 2. NP), přilehlou část stropu nad 1. NP a přilehlou část stropu nad 1. PP (vyvěšení). Tato stěna využívá jako podpory obvodové zdivo a dále tvoří vnitřní podporu železobetonový sloup v 1.PP.

1.4.7 Schodiště do 2.NP

Schodiště z 1.NP do úrovně 2.NP je navrženo jako železobetonové s nadbetonovanými stupni a tl. ramen 160 mm.

Do konstrukce schodiště a navazujících konstrukcí je potřeba před betonáží osadit ev. kotevní prvky zábradlí.

1.4.8 Strop nad 1.NP

Nová stropní konstrukce nad 1.NP je navržena jako železobetonová deska tl. 300 mm pnutá v obou směrech. Místy je deska zesílena vnitřními podbetonovanými trámy a v ose C pak nadbetonovaným trámem v parapetu obvodového zdiva uskočeného 3.NP. Po podrobnější statické analýze v dalším stupni projektu je možné tl. desky snížit s ohledem na prosotorové působení stropní desky.

1.4.9 Svislé nosné konstrukce 2.NP

1.4.9.1 Zdivo

1.4.10 Zdivo

Jedná se o systémové keramické zdivo s běžným zatížením. Nosné překlady jsou řešeny obvodovými trámy v rámci železobetonové stropní konstrukce.

Jako nosné zdivo je uvažováno obvodové zdivo a dále vnitřní nosné zdivo okolo schodišťového traktu a instalačních šachet v tl. 250 mm. Za nosnou stěnu je dále v tomto statickém výpočtu uvažována i stěna v ose B v tl. 200 a 250 mm.

Nosné obvodové a vnitřní stěny zajišťují svou tuhostí dostatečnou vodorovnou stabilitu v tomto podlaží.

Nadbetonované trámy v obvodových stěnách jsou řešeny v rámci stropu nad 1.NP.

1.4.11 Železobetonové sloupy

V místech úzkých pilířů mezi okny jsou navrženy železobetonové sloupy profilu 250x250 mm.

1.4.12 Strop nad 2.NP – pultová střecha

Nová stropní konstrukce nad 2.NP je navržena jako železobetonová deska tl. 250 mm pnutá v obou směrech. Po podrobnější statické analýze v dalším stupni projektu je možné tl. desky snížit s ohledem na prosotorové působení stropní desky. Alternativně je možné s ohledem na výrazně nižší hmotnost (a tím i zatížení konstrukcí vynášejících 2. NP) uvažovat o celkové změně typu stropní konstrukce (kombinace ocelových a dřevěných tyčových prvků).

1.5 ZATÍŽENÍ

Zatížení nosné konstrukce bylo stanoveno dle platných norem pro zatížení konstrukcí.

je nutné obvod základové desky podbetonovat až na výše uvedenou úroveň. Dtto. platí i na styku se sousedními objekty, aby ev. nedocházelo k přetížení stěn 1.PP sousedních objektů.

1.4.2 Zajištění stavební jámy

Zajištění stavební jámy se provede pažením dle zvyklostí a dostupné technologie dodavatele. Pažení v blízkosti sousedních objektů a komunikací musí přenést i zvýšené zatížení pod základy těchto objektů resp. komunikací, pakliže pod ně zasahuje, bez deformací, které by způsobily poruchy na sousedních objektech resp. komunikacích. Před začátkem prací doporučuji provést pasportizaci poruch sousedních objektů, aby nedošlo k nejasnostem, kdy která porucha vznikla a kdo ji bude opravovat.

1.4.3 Svislé nosné konstrukce 1.PP

1.4.3.1 Zdivo

Jedná se o systémové keramické zdivo s běžným zatížením. Nosné překlady jsou řešeny trámy v rámci železobetonové stropní konstrukce nebo systémovými překlady nad otvory ve vnitřních stěnách, pokud jsou situovány nad otvory výškově vzdálenými od stropní konstrukce.

Jako nosné zdivo je uvažováno obvodové zdivo na kontaktu se sousedním objektem a dále vnitřní nosné zdivo okolo schodišťového traktu a instalačních šachet v tl. 200 – 300 mm.

Obvodové stěny s min. zatížením vodorovným zemním tlakem je možné provést také jako zděné.

Nosné obvodové a vnitřní stěny zajišťují svou tuhostí dostatečnou vodorovnou stabilitu v tomto podlaží.

1.4.3.2 Železobetonové sloupy

V místech koncentrovaných sil jsou části vnitřních nosných stěn provedené jako železobetonové sloupy (vnitřní stěna mezi místnostmi 0.01.16 a 0.01.17 (pod trámem v ose C) - rozměr 250x400 mm, pilíře v místě uložení trámu stropu nad 1. PP pnutém v podélném směru – rozměr 250x250 resp. 250x700 mm).

1.4.3.3 Železobetonové stěny

Obvodové nosné stěny jsou vystaveny zemnímu tlaku, který se mění dle výšky zásypu 500 – 4200 mm a vyhovují v tl. 250 mm.

1.4.4 Schodiště do 1.PP

Schodiště z 1.PP do úrovně 1.NP je navrženo jako železobetonové s nadbetonovanými stupni a tl. ramen 160 mm.

Do konstrukce schodiště a navazujících konstrukcí je potřeba před betonáží osadit ev. kotevní prvky zábradlí.

1.4.5 Strop nad 1.PP

Nová stropní konstrukce nad 1.PP je navržena jako železobetonová deska tl. 300 mm pnutá v obou směrech. Místy je deska zesílena vnitřními podbetonovanými trámy. Deska je v ose B vyvěšena do stěnového nosníku provedeného jako železobetonová stěna (nutnost bednění až do provedení tohoto nosného prvku). Po podrobnější statické analýze v dalším stupni projektu je možné tl. desky snížit s ohledem na prosotorové působení stropní desky.

1.4.6 Svislé nosné konstrukce 1.NP

1.4.6.1 Zdivo

Jedná se o systémové keramické zdivo s běžným zatížením. Nosné překlady jsou řešeny obvodovými trámy v rámci železobetonové stropní konstrukce nebo systémovými překlady nad otvory ve vnitřních stěnách, pokud jsou situovány nad otvory výškově vzdálenými od stropní konstrukce.

Jako nosné zdivo je uvažováno obvodové zdivo a dále vnitřní nosné zdivo okolo schodišťového traktu a instalačních šachet v tl. 250 – 320 mm.

2.7.1	Zdivo	37
2.7.2	Železobetonové sloupy	37
2.7.3	Železobetonové stěny	38
2.8	Základy	40
2.8.1	Podloží	40
2.8.2	Předpoklady návrhu základů	42
2.8.3	Koncepce	42
2.8.4	Železobetonová deska tl. 400 mm	42

1 PRŮVODNÍ ZPRÁVA

1.1 ÚVOD

Tato technická zpráva popisuje novostavbu multifunkčního objektu v Pražské ul. 130/b ve Velkých Přílepech na základě objednávky zástupce GP. Projekt je proveden ve stupni dokumentace pro stavební povolení.

1.2 PODKLADY

Stavebně-architektonická část projektu (pracovní verze) – Ing. arch. Michal Polák, 11/2016

1.3 GEOLOGIE

1.3.1.1 Obecně

Na akci nebyl zpracován inženýrsko-geologický průzkum. Z otevřených zdrojů na serveru České geologické služby bylo zjištěno, že v podloží pozemku se nacházejí spraše a sprašové hlíny.

1.3.1.2 Předpoklady návrhu základů

Kvalita základové spáry bude ověřena v rámci výkopových prací. Pro potřeby tohoto posudku bylo pro posouzení stávajících konstrukcí uvažováno s limitním napětím v základové spáře - s tabulkovou výpočtovou únosností $R_{dt} = 150 \text{ kPa}$.

Technické parametry zeminy v podloží budou zřejmě velmi závislé na možné degradaci zeminy vlivem počasí. Je nutno tedy po odkrytí za suchého počasí základovou spáru ihned chránit podkladními betony a obecně systémem odvodnění výkopů.

1.4 POPIS STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

Objekt novostavby je navržen jako 1 dilatační celek s jedním částečně až plně zapuštěným podzemním podlažím a dvěmi nadzemními podlažími. Objekt je situován v mírně svažitém terénu. Na objektu je navržena pultová střecha ve sklonu 3° . Střešní povrch pultové střechy tvoří fóliová m-PVC krytina.

1.4.1 Základová deska

S ohledem na malou únosnost základové spáry a dále s ohledem na zemní tlaky, kterým jsou vystaveny v různé míře obvodové stěny 1.PP, se jeví jako nejvhodnější založení na základové desce. S ohledem na celkovou velikost zatížení je navržena základová deska tl. 400 mm jako železobetonová deska působící v obou směrech s nutností lokálně desku vyztužit smykovou výztuží. Pod vnitřním sloupem profilu 250x250 mm je nutno tl. desky zvětšit na min. 500 mm nebo osadit do desky ocelovou hlavici, aby nedošlo k protlačení sloupu skrz základovou desku.

Předpokládá se provedení základové desky spolu se stěnami jako "bílých van" bez dodatečných izolací.

V místech, kde nebude zásyp proveden na dostatečnou výšku doporučenou ve spraších proti ovlivnění základové spáry smršťováním zeminy při dlouhodobých suchých obdobích (1600 mm),

OBSAH:

1	Průvodní zpráva.....	2
1.1	Úvod	2
1.2	Podklady	2
1.3	Geologie	2
1.4	Popis stavebních konstrukcí	2
1.4.1	Základová deska	2
1.4.2	Zajištění stavební jámy	3
1.4.3	Svislé nosné konstrukce 1.PP	3
1.4.4	Schodiště do 1.PP	3
1.4.5	Strop nad 1.PP	3
1.4.6	Svislé nosné konstrukce 1.NP	3
1.4.7	Schodiště do 2.NP	4
1.4.8	Strop nad 1.NP	4
1.4.9	Svislé nosné konstrukce 2.NP	4
1.4.10	Zdivo	4
1.4.11	Železobetonové sloupy	4
1.4.12	Strop nad 2.NP – pultová střecha	4
1.5	Zatížení	4
1.6	Materiály	5
1.6.1	Ochrana materiálů	5
1.7	Závěr	5
2	Statický výpočet	6
2.1	Zatížení	6
2.1.1	Zatížení sněhem	6
2.1.2	Zatížení větrem	10
2.1.3	Přehled zatížení – střechy	18
2.1.4	Přehled zatížení – stropní desky	21
2.1.5	Přehled zatížení - schodiště	22
2.1.6	Přehled zatížení - podlahová základová deska	23
2.1.7	Přehled zatížení - zdivo	23
2.2	Strop nad 2.NP - střecha	24
2.2.1	Železobetonová deska tl. 250 mm	24
2.2.2	Obvodové trámy profilu 250x400 mm	26
2.3	Svislé nosné konstrukce v 2.NP	28
2.3.1	Zdivo	28
2.3.2	Železobetonové sloupy	28
2.4	Strop nad 1.NP	28
2.4.1	Železobetonová deska tl. 300 mm	28
2.4.2	Nadbetonovaný trám v ose C	30
2.4.3	Trám v podélném směru na rozhraní místností 1.02.05 a 1.02.07	31
2.4.4	Obvodové trámy profilu 250x1100 mm	33
2.5	Svislé nosné konstrukce v 1.NP	33
2.5.1	Zdivo	33
2.5.2	Železobetonové sloupy	33
2.5.3	Železobetonová stěna	33
2.6	Strop nad 1.PP	33
2.6.1	Železobetonová deska tl. 300 mm	33
2.6.2	Trám v ose C	34
2.6.3	Trám v podélném směru na rozhraní místností 0.01.20 (0.01.22) a 0.01.08	36
2.7	Svislé nosné konstrukce v 1.PP	37