

Název projektu / Project name:

VESTAVBA A NÁSTAVBA ŠATEN HÁJOVNA ŠÁRKA

ul. U pohádky č.p. 40, k.ú. Liboc č. parc. 1157



Investor / Developer:



HLAVNÍ MĚSTO PRAHA

MARIÁNSKÉ NÁMĚSTÍ 2/2 110 01 PRAHA 1

správce: LESY HL. M. PRAHY

PRAČSKÁ 1885, 106 00 PRAHA 10 – ZÁBĚHLICE

A / Stavební část a koordinace/ Construction part and co-ordinator

INVESTING – Ing. Ivan Pšenička

Projekční a inženýrská stavební kancelář

Dlouhá 40, 110 00 Praha 1, tel/fax:286850739,mobil:603182961,e-mail:kp@invest-ing.cz



F / TZPO / Fire

Ing. Petr Havlíček

NA BÍLKÁCH 858, 273 06 LIBUŠÍN

tel: 737 262 143, e-mail: havlicek@milota.cz

S / Statika / Structure

Ing. Eva Svobodová

Pražská 424, 273 61 Velká Dobrá

Tel: 312691363, e-mail: eva.svobodova@mujbox.cz

ZTI / Zdravotechnika a ÚT / Plumbing & Heating

IMK Autorizovaná projekční kancelář
Ing. M.Lukášek; K.Suchý

Ke Stadionu 2347, Kladno

tel./fax. 312 261 365,

e-mail: imk.kladno@seznam.cz



E / Elektro / Electricity

Martin Frühauf

II. ulice 75, 273 07 Vinařice

Tel: 545558263, e-mail: info@demosport.cz



Kreslil/Drawn: Date:

KAREL PAROLEK

Kontroloval /Checked:

ING. EVA SVOBODOVÁ

Schválil/Approved:

ING. IVAN PŠENIČKA

Stupeň dokumentace / Stage of the documentation:

DOKUMENTACE PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ

Obsah:
Content:

TECHNICKÁ ZPRÁVA, STATICKÝ VÝPOČET

Měřítko:
Scale:

Datum:
Date:

07/2017

Číslo:
Num.:

D1.2.a

Index:
Index:

Návrh statické části stavby

Statický výpočet

Vestavba a nástavba šaten Hájovna Šárka

Místo stavby: ul. U pohádky č.p.40, k.ú. Liboc

Investor: Lesy hl. města Prahy
Práčská 1885, Praha 10 - Záběhllice

Zpracovatel PD: Karel Parolek
Ing. Ivan Pšenička

Obsah statické části: Popis objektu a rozsah statického výpočtu
Návrh stropní konstrukce nad přízemím
Dobetonávky stropní konstrukce nad přízemím
Návrh střešní konstrukce nad přístavbou
Návrh schodiště
Úprava krovu v proniku s původní střechou
Zesílení stropu nad klenbou
Návrh založení

Podklady ke zpracování :

Návrh stavební části
Platné normy
Konzultace
Technický průvodce 51- Statické tabulky

Zpracovala : Ing. Eva Svobodová
červenec 17
IČO 464 10 058

Popis objektu a rozsah statického výpočtu

Stávající provozní objekt investora ve tvaru písmene L je tvořen dvěma křídly rozdílné kvality a funkčnosti - a to částečně podsklepeným přízemním objektem obdélníkového půdorysu s obytným podkrovím vnějších rozměrů 7,65 * 13,30 m , k němuž byl připojen přízemní objekt vnější šíře 5,27 m.

Uvnitř v zákoutí proti schodišti je přistavěna pergola a veranda .

Ve stavbě bude provedena částečná demolice užšího křídla po kotelnu a v témže půdorysu bude vybudována nová část sociálního zázemí zvýšená o podkroví

Objekt bude v přízemí využit jako denní místnost a sklad, v podkroví je celý prostor využit pro šatny, koupelny a WC. Tvarově bude podkrovní nástavba navazovat na výšku okapu a hřeben krovu obytné části . Objekt bude zateplen ve střešní rovině i v obvodových stěnách.

Návrh stropní konstrukce nad přízemím

Zastropení objektu prvky stropního systému Jistrop

Stropní konstrukce je navržena v tloušťce 250 mm pro maximální světlost místností 2,90 m.

Ve výpočtu je uvedeno posouzení stropu výšky 210 mm, který je rovněž vyhovující, ale z prostorových a prováděcích důvodů bude ve stavební části navržen strop vyšší.

V části klenbového stropu bude provedena nabetonávka kleneb pro sjednocení úrovně nosné konstrukce a výška nabetonávky bude řešena jako minimální - vyrovnávací vrstva bude řešena lehkým zásypem z liaporu. Po vybetonování desky nad klenbou bude zatížení podlahou přeneseno žlb deskou nezávisle na klenbě.

Skladba podlahy nad přízemím

Zatížení vlastní vahou stropní konstrukce

podlahová krytina - PVC, dlažba

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m ³	Zatížení provozní kN/m ²	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m ²
Dlažba	0,010	20,000	0,200	1,100	0,220
Betonová mazanina	0,060	23,000	1,380	1,300	1,794
Tepelná a kročejová izolace	0,030	0,800	0,024	1,300	0,031
Zmonolitnění	0,060	24,000	1,440	1,100	1,584
Kce nosná JISTROP	0,150	11,867	1,780	1,200	2,136
Tenkovrstvá omítka	0,010	14,000	0,140	1,200	0,168
Celková tloušťka	0,320		4,964		5,933
Provozní zatížení stropní konstrukce		vlastní váha	4,964	kN/m ²	
Extrémní zatížení stropní konstrukce		vlastní váha	5,933	kN/m ²	

Zatížení nahodilé - užitné

Charakter místnosti obytné místnosti v přízemí

Provozní zatížení stropní konstrukce	užitné	1,500	kN/m ²	1,4
Extrémní zatížení stropní konstrukce	užitné	2,100	kN/m ²	

Provozní zatížení stropní konstrukce	příčky	0,750	kN/m ²	1,2
Extrémní zatížení stropní konstrukce	příčky	0,900	kN/m ²	

Celkové zatížení nahodilé včetně příček

Provozní zatížení stropní konstrukce	2,250	kN/m ²
Extrémní zatížení stropní konstrukce	3,000	kN/m ²

Celkové zatížení nahodilé bez příček

Provozní zatížení stropní konstrukce	1,500	kN/m ²
Extrémní zatížení stropní konstrukce	2,100	kN/m ²

Posouzení jednotlivých rozponů půdorysu

L_{sv} : **2,900** m **1**

Pro světlé rozpětí $a =$ 2,900 m budou použity trámcy typu: JISTROP / 3250

Délka 5000 mm, světlost nosných zdí 4650 mm, uložení 125 +225mm.

Maximální provozní zatížení nosníků (bez vlastní váhy NK)	8,610	kN/m ²
Maximální extrémní zatížení nosníků (bez vlastní váhy NK)	10,990	kN/m ²
Přípustný ohybový moment od extrémního zatížení	11,100	kNm/ 0,625 m
Přípustná posouvající síla od extrémního zatížení	13,260	kN/ 0,625 m
Vzdálenost trámů	625	mm
Výška vložek	150	mm
Výška nabetonávky z betonu B 20	60	mm
Provozní zatížení od vlastní váhy po zmonolitnění	3,220	kN/m ²

Skutečné provozní zatížení trámů (bez vlastní váhy NK)

Vlastní váha podlahy	1,744	kN/m ²
Užitné zatížení místnosti včetně- příček	2,250	kN/m ²

Celkové provozní zatížení konstrukce	3,994	kN/m ² <	8,610	kN/m ²
--------------------------------------	-------	---------------------	-------	-------------------

Dosažené provozní zatížení vyhoví

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy včetně příček	7,214	kN/m ²
Celkové extrémní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy	8,933	kN/m ²
Celkové provozní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy bez příček	6,464	kN/m ²
Celkové extrémní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy	8,033	kN/m ²

L_{sv} : **2,500** m **2**

Pro světlé rozpětí $a =$ 2,500 m budou použity trámcy typu: JISTROP / 2750

Délka 2750 mm, světlost nosných zdí 2500 mm, uložení 125 +125mm.

Maximální provozní zatížení nosníků (bez vlastní váhy NK)	7,710	kN/m ²
Maximální extrémní zatížení nosníků (bez vlastní váhy NK)	9,850	kN/m ²

Připustný ohybový moment od extrémního zatížení
Připustná posouvající síla od extrémního zatížení
Vzdálenost trámů
Výška vložek MIAKO 15/62,5
Výška nabetonávky z betonu B 20
Provozní zatížení od vlastní váhy po zmonolitnění

7,220	kNm/ 0,625 m
12,840	kN/ 0,625 m
625	mm
150	mm
60	mm
3,220	kN/m ²

Skutečné provozní zatížení trámů (bez vlastní váhy NK)

Vlastní váha podlahy

Užitné zatížení místnosti včetně- příček

1,744	kN/m ²
2,250	kN/m ²

Celkové provozní zatížení konstrukce

3,994 kN/m² < 7,710 kN/m²

Dosažené provozní zatížení vyhoví

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy

7,214 kN/m²

Celkové extrémní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy

8,933 kN/m²

L_{sv} : 2,000 m

3

Pro světlé rozpětí $a =$ 2,000 m budou použity tránce typu: JISTROP / 2250

Dobetonávky stropní konstrukce nad přízemím

Výztuž přiznaného průvlaku mezi zádveřím, sušárnou oděvů a denní místností

P1

Zatěžovací šířka průvlaku

zprava

2,450 m

Provozní zatížení průvlaku stropní konstrukcí

bez příček

17,674 kN/m

Extrémní zatížení průvlaku stropní konstrukcí

21,886 kN/m

Provozní zatížení průvlaku zdívkou tloušťky 300 mm

8,100 kN/m

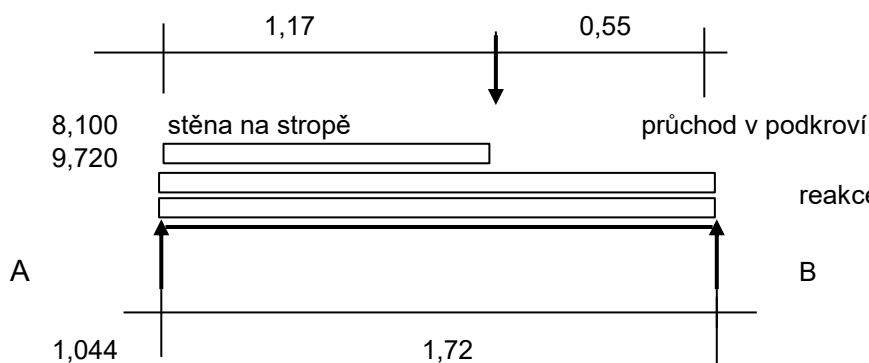
Extrémní zatížení průvlaku zdívkou tloušťky 300 mm

9,720 kN/m

Celkové liniové zatížení na celou délku

17,974 kN/m

22,246 kN/m



Provozní zatížení průvlaku

vlastní váha + strop

$p_n + q_n =$ 19,849 kN/m

Extrémní zatížení průvlaku

vlastní váha + strop

$p_d + q_d =$ 24,309 kN/m

Maximální moment uprostřed	Max $M_{xs} =$	17,959	kNm	
	Max $M_{xs} =$	18,552	kNm	
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní	Max $A_x =$	29,423	kN	
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní	Max $A_x =$	35,533	kN	
Maximální posouvající síla-reakce B-provozní	Max $B_x =$	33,296	kN	75,498
Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní	Max $B_x =$	39,965	kN	75,498

Dimenzování železobetonových průřezů

P1

trám
mezipodporový moment

Druh namáhání -
Způsob dimenzování -

Ohyb
metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	$M_x =$	18,552	kNm
Geometrický tvar průřezu	$h =$	0,250	m
	$b =$	0,300	m
Krycí vrstva výztuže	$t_b =$	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,020	m
Účinná výška průřezu	$h_e =$	0,215	m

Použité materiály **beton B 25**
ocel 10 505

Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} =$	14,50	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{btd} =$	1,05	MPa	výpočtová v tahu
	ocel	$R_{scd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{sd} =$	450,00	MPa	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní -	vliv vyztužení průřezu	$\gamma_{bs} =$	1,00
		Pro $\mu_s < \mu_{s,min}$	
	vliv gradientu přetvoření	$\gamma_{bg} =$	1,75
		Pro průřez namáhaný ohybem	
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku	$\gamma_{bc2} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu	$\gamma_{bc1} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu	$\gamma_{sc} = \omega_{sc}/(1-0,4*(1+\rho_s))+ \kappa_{sc} =$	1,57
	pro hodnoty	$\omega_{sc} =$	0,44
		$\rho_{s,lim} =$	0,80
		$\kappa_{sc} =$	0,00
		$\gamma_{sc} =$	1,00

Součinitel geometrie $\gamma_u = 1-20/(h+50) =$ 0,933

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp.ohebnost musí platit $\xi < \xi_{lim}$

Součtová výminka $N_b = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u$ $N_a = R_{sd} * \gamma_s * F_a$

Momentová výminka $M_x = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u \cdot (h_e - x_u/2)$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 \cdot x_u \cdot h_e - C = 0$$

Pomocná hodnota absolutního členu

$$C = \frac{2 \cdot M_x}{\gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u} = 0,00522$$

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$x_u = h_e - (h_e^2 - C)^{1/2}$$

$$x_u = 0,0125 \text{ m}$$

Kontrola podmínky

$$\xi < \xi_{lim}$$

$$\xi = x_u / h_e =$$

$$0,0582$$

$$\xi_{lim} = 1 / (1,25 + R_{sd}/420) =$$

$$0,431$$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

$$A_a = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u / R_{sd} \cdot \gamma_s$$

$$A_a = 0,00020 \text{ m}^2$$

$$A_a = 0,00040 \text{ m}^2$$

Kontrola :

$$N_a = 0,0889 \text{ MN}$$

$$N_b = 0,0889 \text{ MN}$$

$$M_x = 0,018552 \text{ MNm}$$

Návrh :

$$2 \text{ prof. R } 16$$

počet stříhů

$$2 \text{ prof. R } 8$$

třmínková v.

$$s_s = 250 \text{ mm}$$

vzd.třmínků

$$\tau = 688,455 \text{ kPa}$$

$$A_{ss} = 0,00010 \text{ m}^2$$

Únosnost betonového profilu ve smyku

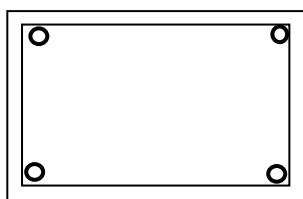
$$Q_{bu} = 1/3 \cdot b_1 \cdot h \cdot \kappa_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd} =$$

$$73,500 \text{ kN}$$

P1

horní výztuž

$$2 \text{ prof. R } 16$$



$$\text{výška} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{šířka} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{třmínky} = \text{počet stříhů} = 2$$

$$\text{prof. R} = 8 \text{ / } 250$$

$$\text{krytí} = 25 \text{ mm}$$

dolní výztuž

$$2 \text{ prof. R } 16$$

Pod konec výstupního ramene bude uložen ocelový nosník, na něm bude možno uložit jednak konce trámů v poli 2,00 m a jednak bude do něho navařena výztuž schodiště.

Ohybový moment od podestového nosníku

$$5,930 \text{ kNm}$$

Dimenzování železobetonových průřezů

alternativa - monolit

Druh namáhání -
Způsob dimenzování -Ohyb + smyk
metoda mezní rovnováhyMaximální ohybový moment
Maximální posouvající síla
Rovnoměrné zatížení (odhad)

$M_x =$	5,930	kNm
$Q_x =$	39,965	kN
$q_x =$	24,309	kN/m

Geometrický tvar průřezu

$h =$	0,250	m	
$b =$	0,300	m	účinná výška průřezu
$h_e =$	0,250	m	pro smyk
$b_1 =$	0,300	m	šířka obdélníkového
Krycí vrstva výztuže	$t_b =$	0,025	m pruhu pro smyk
Předběžný návrh profilu	pr .	0,012	m
Účinná výška průřezu	$h_e =$	0,219	m

Použité materiály

beton B 25-C 20/25
ocel 10 505

Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} =$	14,50	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{btd} =$	1,05	MPa	výpočtová v tahu
nosná výztuž	ocel	$R_{scd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{sd} =$	450,00	MPa	výpočtová v tahu
třmínková výztuž	ocel	$R_{sscd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{ssd} =$	450,00	MPa	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní -	vliv vyztužení průřezu	$\gamma_{bs} =$	1,00
		Pro $\mu_s < \mu_{s,min}$	
	vliv gradientu přetvoření	$\gamma_{bg} =$	1,75
		Pro průřez namáhaný ohybem	
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku	$\gamma_{bc2} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu	$\gamma_{bc1} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu	$\gamma_{sc} = \omega_{sc} / (1 - 0,4 * (1 + \rho_s)) + \kappa_{sc} =$	1,57
pro hodnoty		$\omega_{sc} =$	0,44
		$\rho_{s,lim} =$	0,80
		$\kappa_{sc} =$	0,00
		$\gamma_{sc} =$	1,00
	součinitel podmínek působení třmínkové výztuže v tahu	$\gamma_s =$	1,00

Součinitel geometrie

$$\gamma_u = 1 - 20 / (h + 50) = 0,933$$

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp. ohyb musí platit $\xi < \xi_{lim}$

$$\begin{aligned} \text{Součtová výminka} \quad N_b &= \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u & N_a &= R_{sd} \cdot \gamma_s \cdot F_a \\ \text{Momentová výminka} \quad M_x &= \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u \cdot (h_e - x_u/2) \end{aligned}$$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 \cdot x_u \cdot h_e - C = 0$$

Pomocná hodnota absolutního členu $C = \frac{2 \cdot M_x}{\gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u} = 0,00167$

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$\begin{aligned} x_u &= h_e - (h_e^2 - C)^{1/2} \\ x_u &= 0,0038 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Kontrola podmínky $\xi < \xi_{lim}$ $\xi = x_u / h_e = 0,0176$ $\xi_{lim} = 1 / (1,25 + R_{sd}/420) = 0,800$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

$$\begin{aligned} A_a &= \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u / R_{sd} \cdot \gamma_s \\ A_a &= 0,00006 \quad \text{m}^2 \\ A_a &= 0,00034 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

Kontrola :

$$\begin{aligned} N_a &= 0,0273 \quad \text{MN} \\ N_b &= 0,0273 \quad \text{MN} \\ M_x &= 0,005930 \quad \text{MNm} \end{aligned}$$

Návrh :

3	prof. R	12
----------	----------------	-----------

nosná v.

2	prof. R	6
----------	----------------	----------

třmínková v.
vzd.třmínků

$$\begin{aligned} s_s &= 200 \quad \text{mm} \\ A_{ss} &= 0,00006 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

Kontrola smykového napětí :

$$\tau = 626,899 \quad \text{kPa}$$

Únosnost betonového profilu ve smyku

$$Q_{bu} = 1/3 \cdot b_1 \cdot h \cdot \kappa_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd} = Q_{bu} = 45,938 \quad \text{kN}$$

Součinitel smykové pevnosti

$$\kappa_q = \begin{aligned} &1,00 \quad \text{trámy} \\ &1,25 \quad \text{desky s tloušťkou } h > 300 \text{ mm} \\ &1,50 \quad < 300 \text{ mm} \\ &1,60 \quad < 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Posouvací síla ve vzdálenosti h od reakce

$$Q_{d1} = 33,888 \quad \text{kN}$$

a / Je - li hodnota $Q_{d1} - Q_{bu}$ záporná, postačí konstrukční návrh smykové výztuže.

b / Je - li hodnota $Q_{d1} - Q_{bu}$ kladná, bude určena únosnost třmínků ve smyku.

Délka šikmého řezu (pro případ b)

$$c = 1,2 \cdot b_1 \cdot \gamma_b \cdot R_{btd} \cdot h_e^2 / (Q_{d1} - Q_{bu}) = -3,431 \quad \text{m}$$

$$c = 0,18 \cdot R_{bd} \cdot h / (\kappa_q \cdot R_{btd}) = 0,621 \quad \text{m}$$

Únosnost třmínků ve smyku

$$Q_{ss} = A_{ss} \cdot \gamma_s \cdot R_{ssd} \cdot c / s_s = \underline{\underline{79,067 \text{ kN}}}$$

Celková posouvající síla přenášená betonem a třmínky

$$Q_{bu} + Q_{ss} = \underline{\underline{125,005 \text{ kN} > 39,965 \text{ kN}}}$$

Posouzení podestového trámu pro uložení výstupního ramene

ST

monolitická varianta

Zatěžovací šířka trámu

0,320 m

Provozní zatížení průvlastku stropní konstrukcí

2,068 kN/m

Extrémní zatížení průvlastku stropní konstrukcí

2,571 kN/m

Zatížení schodišťovým ramenem

provozní

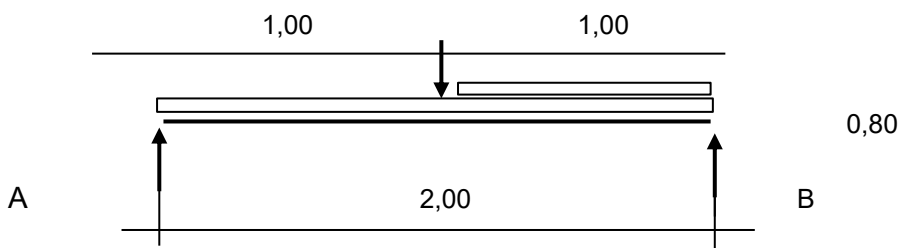
12,600 kN/m

délky

2,80 m

extrémní

16,100 kN/m



Provozní zatížení průvlastku

vlastní váha + strop

$p_n + q_n = 3,428 \text{ kN/m}$

Extrémní zatížení průvlastku

vlastní váha + strop

$p_d + q_d = 4,067 \text{ kN/m}$

Maximální moment uprostřed

Max $M_{xs} = 6,058 \text{ kNm}$

Maximální moment pod bodem x

Max $M_{xs} = 6,460 \text{ kNm}$

Maximální posouvající síla-reakce A-provozní

Max $A_x = 6,578 \text{ kN}$

Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní

Max $A_x = 8,092 \text{ kN}$

Maximální posouvající síla-reakce B-provozní

Max $B_x = 12,878 \text{ kN}$

Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní

Max $B_x = 16,142 \text{ kN}$

24,233

24,233

Dvojice trámů Jistrop 225/902

momentová únosnost

14,380 kNm

smysková únosnost

25,680 kN

Ocelový nosník I 160

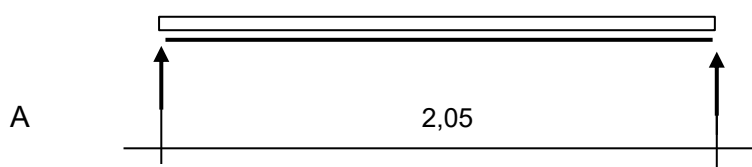
51,780 Mpa

Pro uložení horní podesty a schodišťového ramene bude použit nosník I 160

Nadvratový překlad ve vjezdu do skladu nářadí

P2

Zatěžovací šířka průvlaku P	pro strop	0,600	m
Provozní zatížení průvlaku stropní konstrukcí		4,328	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku stropní konstrukcí		5,360	kN/m
Provozní zatížení průvlaku podkrovním zdivem		5,115	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku podkrovním zdivem		5,627	kN/m
Provozní zatížení průvlaku pozednicí		5,231	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku pozednicí		6,327	kN/m
Celkové liniové zatížení		14,675	kN/m
		17,313	kN/m



B

Provozní zatížení průvlaku	vlastní váha + strop	$p_n + q_n =$	14,675	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku	vlastní váha + strop	$p_d + q_d =$	17,313	kN/m

pouze rovnoměrné

Posouzení systémových překladů

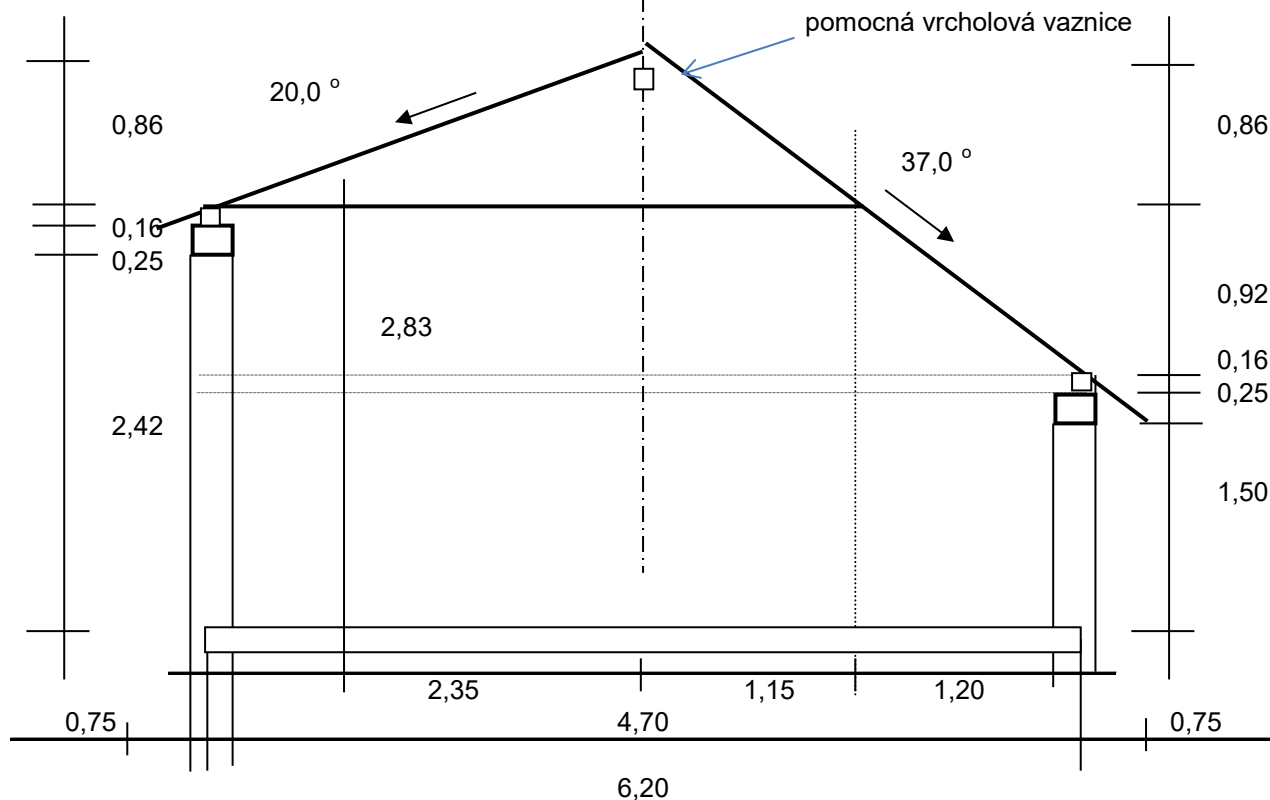
Pro překlad nad otvorem světlosti 2,05 m bude použit systémový prvek výšky 238 mm maximálního zatížení pro zdivo 300 mm v seskupení 3 velikosti

21,600 kN/m

Nadokenní a nadedveřní překlady není nutno posuzovat, vyhoví jako systémové

Návrh střešní konstrukce nad přístavbou

Schéma statické soustavy krovu



Skladba střešního pláště

zateplený prostor

Zatížení vlastní vahou střešní konstrukce

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m ³	Zatížení provozní kN/m ²	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m ²
Krytina betonová Bramac, latě + konralatě			0,550	1,100	0,605
Kontaktní difúzní fólie	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Krokev ve spádu - šířka 100	0,160	0,500	0,080	1,100	0,088
Tepelná izolace Orsil M	0,250	0,600	0,150	1,300	0,195
Parotěsná zábrana	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Podhled SDK	0,013	10,000	0,125	1,200	0,150
			0,925		1,062
Provozní zatížení střešní konstrukce			$q_n =$	0,925	kN/m ²
Extrémní zatížení střešní konstrukce			$q_d =$	1,062	kN/m ²

Zatížení užité - nahodilé

Základní tíha sněhu

Sklon

sníh

$\omega_s =$

$\alpha =$

0,700

37,0

kN/m²

° =

0,646

Součinitel tvaru zastřešení

Součinitel zatížení

$\mu =$

$\gamma =$

0,613

1,40

Vzdálenost kroků

max

1,00

m

Provozní zatížení střešní konstrukce	$p_n =$	0,429	kN/m^2
Extrémní zatížení střešní konstrukce	$p_d =$	0,601	kN/m^2

Provozní zatížení jedné krokve $p^{n1} + q^{n1} =$	1,688	kN/m
---	-------	---------------

Extrémní zatížení jedné krokve $p^{d1} + q^{d1} =$	2,041	kN/m
---	-------	---------------

Návrh krovu jako hambalkového vazníku

Světlé rozpětí nosného zdiva	$l_{sv} =$	4,400	m
Teoretické rozpětí vazníku	$l_{teor} =$	4,700	m
Sklon vazníku (střechy)	$\alpha =$	37,00	°
Vyjádření v radiánech		0,646	rad
Výška vazníku	$h =$	1,771	m
Výška hambalku	$h_h =$	0,916	m
Umístění hambalku od podpory	$b =$	1,215	m

Zatížení šikmé části

Provozní zatížení vlastní vahou	krytina	0,640	kN/m^2
Extrémní zatížení vlastní vahou	krytina	0,705	kN/m^2
Provozní zatížení vlastní vahou	podhled	0,275	kN/m^2
Extrémní zatížení vlastní vahou	podhled	0,345	kN/m^2

Zatížení sněhem	$p_s =$	0,700	kN/m^2	$\gamma_f =$	1,40
Součinitel tvaru střechy	$C_s =$	0,613			
Vzdálenost hambalkových vazníků	$a =$	1,000	m		

Šikmé zatížení přepočteno na vodorovné	$q_1 =$	1,440	kN/m
v této hodnotě je vyčíslena krytina, podhled			
Šikmé zatížení přepočteno na vodorovné	$q_2 =$	1,008	kN/m
v této hodnotě je pouze krytina			

Zatížení sněhem		$p_s =$	0,601	kN/m	
Zatížení podhledem		$p_p =$	0,345	kN/m	
Osamělé břemeno	hambalek	$H =$	0,392	kN	
Osamělé břemeno	hambalek	$N =$	0,000	kN	sloupek krovu

Zatěžovací stav plné zatížení

Reakce na dvoukloubovém nosníku

			A =	4,698	kN		
			A =	0,000	kN	4,698	
M _s =	5,238	kNm	H =	2,958	kN		
M _s =	0,000	kNm	H =	0,000	kN	2,958	
			M _b =	5,707	-1,506	-2,708	1,493
			M _{s1} =	0,747	0,377		
			M _{s2} =	0,747	0,259		
Kontrola momentu pod břemenem			M _b =	2,530	-1,037		1,493

Zatěžovací stav staticky neurčitá síla

Reakce na dvoukloubovém nosníku

A =	0,000	kN
H =	-0,483	kN
M _b =	0,442	kNm

Staticky neurčitá síla v hambalku

X =	4,100	kN
-----	-------	----

M1*M1 =	K *	0,460
M1*MQ =	K *	1,884

Boční tlak od vnitřních sil v uložení
Svislá reakce v uložení

A =	4,698	kN
H =	4,938	kN

Rozklad sil v uložení na normálnou a posouvající sílu.

T =	0,780	kN
N =	6,771	kN

M =	-0,320	kN
N =	-6,771	kN

Krokve tlačný prvek

Pro krokve je použit profil

100	160
------------	------------

W _x =	426,67	*10 ⁻⁶ m ³
I _x =	3413,33	*10 ⁻⁸ m ⁴
F _x =	160,00	*10 ⁻⁴ m ²

Vzpěrná délka

l _{vz} =	1,369	m
-------------------	-------	---

Poloměr setrvačnosti prutu

i _x =	0,029	m
------------------	-------	---

Součinitel vzpěrnosti

λ _{vz} =	47,428	< 150
-------------------	--------	-------

φ =	1,378
-----	-------

Součinitel vzpěrnosti vyhoví

Posouzení krokví

tlak s ohybem

σ =	N / F + (-) M / W
-----	-------------------

Napětí ve vzpěru

napětí

σ =	1,057	Mpa
-----	-------	-----

průhyb

v _a =	0,0020	m
------------------	--------	---

v _{dov} =	0,0094	m
--------------------	--------	---

Běžné krokve 100 / 160 vyhoví

Kleština tažený prvek

N =	4,100	kN
-----	-------	----

Ohybový účinek kleštiny od vlastní váhy

Provozní zatížení kleštiny

p ⁿ¹ + q ⁿ¹ =	0,375	kN/m
-------------------------------------	-------	------

Extrémní zatížení kleštiny

p ^{d1} + q ^{d1} =	0,455	kN/m
-------------------------------------	-------	------

Rozpětí kleštiny	3,500	m
Maximální moment uprostřed	$M_x =$	0,697 kNm
Návrh profilu	60 160	zdvojeno
Průřezový modul	$W_x =$	512,00 $\cdot 10^{-6} \text{m}^3$
	$I_x =$	4096,00 $\cdot 10^{-8} \text{m}^4$
	$F_x =$	192,00 $\cdot 10^{-4} \text{m}^2$
Posouzení kleštin	tah s ohybem	$\sigma =$ N / F + (-) M / W
	napětí	$\sigma =$ 1,574 Mpa
	průhyb	$v_a =$ 0,0018 m
		$v_{dov} =$ 0,0140 m
Zdvojené kleštiny 60 / 160 vyhoví		

Pruty hambalkového vazníku - krokův a kleština - vyhoví na tlak i tah

Svislá reakce v podpoře	A =	4,698 kN/m
Vodorovná reakce	H =	4,938 kN/m
Předpokládaný součinitel tření v uložení pozednice na sloupky	$\mu =$	0,50

Při působení boční reakce v pozednici směrem ven je část této boční síly eliminována třením v uložení pozednice na sloupky

$$H' = H - A \cdot \mu = \underline{\underline{2,589 \text{ kN/m}}}$$

Výztuž věnce bude v konstrukčních dimenzích, a to 2 * 2 pro R 12 a tř. prof. R 6 / 250

Provozní zatížení střešní konstrukce	$q_n =$	0,925 kN/m ²
Extrémní zatížení střešní konstrukce	$q_d =$	1,062 kN/m ²

Zatížení užité - nahodilé	sníh	
Základní tíha sněhu	$\omega_s =$	0,700 kN/m ²
Sklon	$\alpha =$	20,0 ° = 0,349

Součinitel tvaru zastřešení	$\mu =$	1,067
Součinitel zatížení	$\gamma =$	1,40

Vzdálenost kroků	max	1,00 m
------------------	-----	--------

Provozní zatížení střešní konstrukce	$p_n =$	0,747 kN/m ²
Extrémní zatížení střešní konstrukce	$p_d =$	1,045 kN/m ²

Provozní zatížení jedné krokve		
$p^{n1} + q^{n1} =$	<u>1,831</u>	kN/m

Extrémní zatížení jedné krokve		
$p^{d1} + q^{d1} =$	<u>2,285</u>	kN/m

Návrh vrcholové vaznice

Zatěžovací šířka krytiny 2,350 m

Provozní zatížení vrcholové vaznice

$p^{n1} + q^{n1} =$ 4,303 kN/m

Extrémní zatížení vrcholové vaznice

$p^{d1} + q^{d1} =$ 5,371 kN/m

A / Rozteče vrcholové vaznice

Světlosti polí 5,55 2,60 3,20 2,65

Návrh dřevěné vaznice bez pásků - vzpěrek

Rozpětí vaznice

$l =$ 5,550 m

Návrh vzpěrky 0 není

$l_o =$ 5,550 m

půdorys vzpěrky

$a =$ 0,800 m

teoretické rozpětí

$l_i =$ 5,550 m

Maximální moment uprostřed

$M_x =$ 10,340 kNm

Návrh profilu

140 200

Průřezový modul

$W_x =$ 933,333 $\cdot 10^{-6} \text{m}^3$

$I_x =$ 9333,33 $\cdot 10^{-8} \text{m}^4$

Posouzení vaznic

napětí

$\sigma =$ 11,078 Mpa

průhyb

$v_a =$ 0,0228 m

$v_{dov} =$ 0,0222 m

Vaznice 140 / 200 bez vzpěry vyhoví

Návrh schodiště

Schodiště bude provedeno jako monolitická jednou zalomená deska s uložením na ocelovém podestovém trámu

Zatížení vlastní vahou konstrukce schodiště-

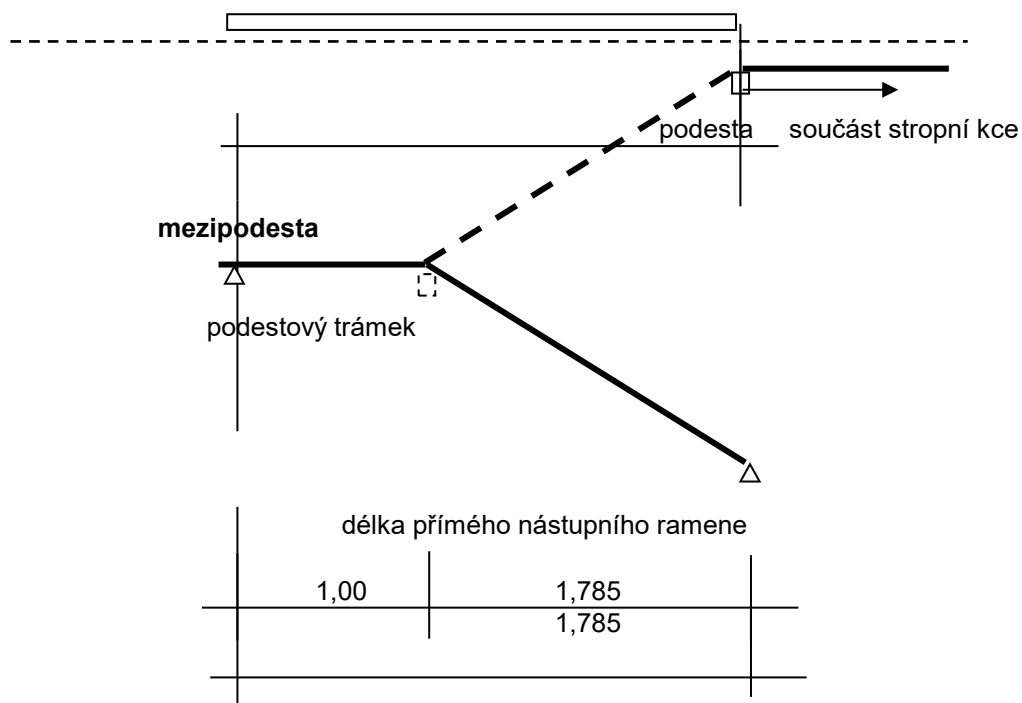
	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení provozní	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní
	m	kN/m ³	kN/m ²		kN/m ²
Nášlap (obklad dlažbou)	0,010	20,000	0,200	1,100	0,220
Srovnání stěrkou pod nášlap	0,005	23,000	0,115	1,100	0,127
Nosná konstrukce	0,150	25,000	3,750	1,100	4,125
Omítka	0,010	19,000	0,190	1,100	0,209
	0,175		4,255		4,681

Provozní zatížení schodiště	užitné	3,000	kN/m ²	Součinitel zatížení $\gamma = 1,3$
Extrémní zatížení schodiště	užitné	3,900	kN/m ²	

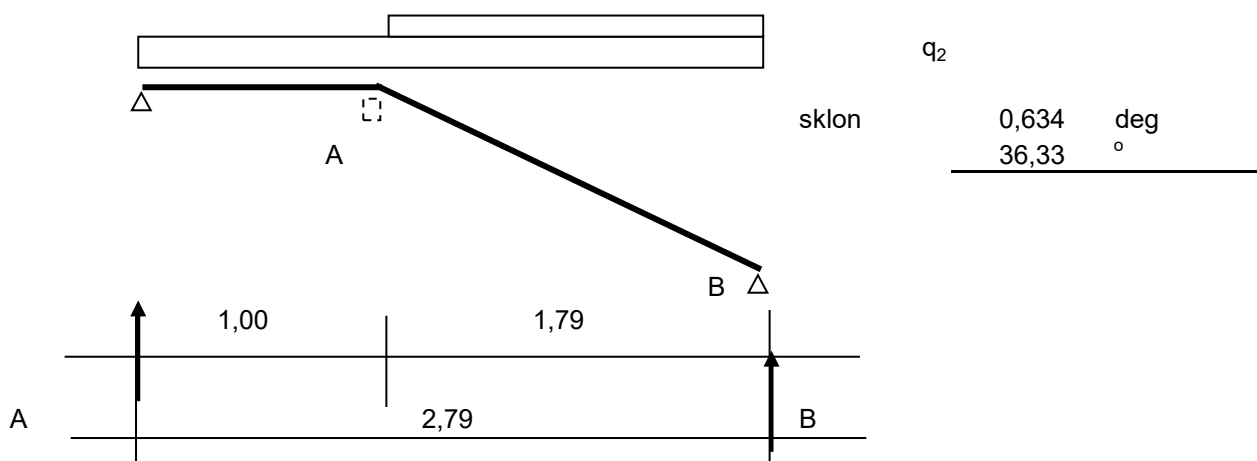
Schéma příčného řezu schodištěm

spodní část

2.N.P.



Nástupní rameno bude provedeno jako přímé v tloušťce 120 mm s uložením na základovém pasu, na středním sloupku uloženém na vlastním základu a na podestovém trámku. Šikmá deska bude vybetonována v tloušťce 120 mm jako spojitá a bude vyztužena sítí u obou povrchů. Výstupní rameno bude podepřeno v místě lomu s horní podestou.

Jednou zalomená schodišťová deska s mezipodestou

Zatížení podesty

Provozní zatížení	7,255	kN/m ²
Extrémní zatížení	8,581	kN/m ²

Zatížení schodnice

Provozní zatížení	10,236	kN/m ²
Extrémní zatížení	11,860	kN/m ²

Vyšetření šikmé spojitě schodišťové desky

Reakce A =	13,824	kN / m	A + B =	29,751	kN / m
Reakce B =	15,926	kN / m		29,751	

Max M _x =	0,000	kNm / m	vetknutí A		
Max M _x =	10,693	kNm / m	podpora B		
Max M _x =	0,000	kNm / m	delší pole	v ₀ =	1,343 m

Dimenzování železobetonových průřezů

Schodišťová deska
mezipodporový i podporový moment

Druh namáhání - Ohyb + smyk
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment
Maximální posouvající síla
Rovnoměrné zatížení (odhad)

M_x =	10,693	kNm
Q_x =	8,848	kN
q_x =	11,860	kN/m

Geometrický tvar průřezu

h =	0,150	m	←---	
b =	1,000	m	←----	účinná výška průřezu
h _e =	0,150	m	←---	pro smyk
b ₁ =	1,000	m	←----	šířka obdélníkového
t _b =	0,025	m		pruhu pro smyk
pr .	0,010	m		
Účinná výška průřezu	h _e =	0,120	m	

Použité materiály
beton C 20/25
ocel 10 505

Pevnosti materiálů	beton	R _{bd} =	14,50	MPa	výpočtová v tlaku
		R _{btd} =	1,20	MPa	výpočtová v tahu
nosná výztuž	ocel	R _{scd} =	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		R _{sd} =	450,00	MPa	výpočtová v tahu
třmínková výztuž	ocel	R _{sscd} =	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		R _{ssd} =	450,00	MPa	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní -	vliv vyztužení průřezu	γ _{bs} =	1,00
		Pro μ _s < μ _{s,min}	
	vliv gradientu přetvoření	γ _{bg} =	1,75

Pro průřez namáhaný ohybem

vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku

$$\gamma_{bc2} = 1,00$$

vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu

$$\gamma_{bc1} = 1,00$$

vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu

$$\gamma_{sc} = \omega_{sc} / (1 - 0,4 * (1 + \rho_s)) + \kappa_{sc} = 1,57$$

pro hodnoty

$$\omega_{sc} = 0,44$$

$$\rho_{s,lim} = 0,80$$

$$\kappa_{sc} = 0,00$$

$$\gamma_{sc} = 1,00$$

součinitel podmínek působení třmínkové výztuže v tahu

$$\gamma_s = 1,00$$

Součinitel geometrie

$$\gamma_u = 1 - 20 / (h + 50) = 0,900$$

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp. ohyb musí platit $\xi < \xi_{lim}$

Součtová výminka

$$N_b = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u$$

$$N_a = R_{sd} * \gamma_s * F_a$$

Momentová výminka

$$M_x = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u * (h_e - x_u / 2)$$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 * x_u * h_e - C = 0$$

Pomocná hodnota absolutního členu

$$C = 2 * M_x / (\gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u) = 0,00094$$

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$x_u = h_e - (h_e^2 - C)^{1/2}$$

$$x_u = 0,0040 \text{ m}$$

Kontrola podmínky

$$\xi < \xi_{lim}$$

$$\xi = x_u / h_e = 0,0331$$

$$\xi_{lim} = 1 / (1,25 + R_{sd} / 420) = 0,800$$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

$$A_a = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u / R_{sd} * \gamma_s$$

$$A_a = 0,00020 \text{ m}^2$$

$$A_a = 0,00050 \text{ m}^2$$

Kontrola :

$$N_a = 0,0906 \text{ MN}$$

$$N_b = 0,0906 \text{ MN}$$

$$M_x = 0,010693 \text{ MNm}$$

Návrh :

$$6,67 \text{ prof. W } 10$$

nosná v.

$$10 \text{ prof. W } 8$$

nosná v.

Kontrola smykového napětí :

$$\tau = 69,396 \text{ kPa}$$

Hlavní nosná výztuž -

síť Kari

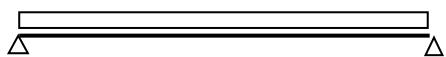
$$8 / 100$$

síť Kari

$$10 / 150$$

Mezipodestový tránek

Rovnoměrné zatížení podestového trámku průměrným zatížením od schodišťových ramen

		
$l =$	2,80	m
<hr/>		
Max $M_x =$	20,005	kNm
Max $Q_x =$	28,579	kN

Dimenzování železobetonových průřezů

Podestový tránek

Druh namáhání -
Způsob dimenzování -

Ohyb + smyk
metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment
Maximální posouvající síla
Rovnoměrné zatížení (odhad)

$M_x = 20,005 \text{ kNm}$
$Q_x = 28,579 \text{ kN}$
$q_x = 20,413 \text{ kN/m}$

Geometrický tvar průřezu

$h = 0,250 \text{ m}$	←---
$b = 0,300 \text{ m}$	←-----ná výška průřezu
$h_e = 0,250 \text{ m}$	←---pro smyk
$b_1 = 0,300 \text{ m}$	←-----a obdélníkového
$t_b = 0,030 \text{ m}$	pruhu pro smyk
$pr = 0,014 \text{ m}$	
$h_e = 0,213 \text{ m}$	

Použité materiály
beton C 20/25
ocel 10 505

Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} = 14,50 \text{ MPa}$	výpočtová v tlaku
		$R_{btd} = 1,20 \text{ MPa}$	výpočtová v tahu
nosná výztuž	ocel	$R_{scd} = 420,00 \text{ MPa}$	výpočtová v tlaku
		$R_{sd} = 450,00 \text{ MPa}$	výpočtová v tahu
třmínková výztuž	ocel	$R_{sscd} = 420,00 \text{ MPa}$	výpočtová v tlaku
		$R_{ssd} = 450,00 \text{ MPa}$	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní -	vliv vyztužení průřezu	$\gamma_{bs} =$	1,00
		Pro $\mu_s < \mu_{s,min}$	
	vliv gradientu přetvoření	$\gamma_{bg} =$	1,75
		Pro průřez namáhaný ohybem	
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku	$\gamma_{bc2} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu	$\gamma_{bc1} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu	$\gamma_{sc} = \omega_{sc}/(1-0,4*(1+\rho_s))+ \kappa_{sc} =$	1,57
	pro hodnoty	$\omega_{sc} =$	0,44

$$\begin{aligned}\rho_{s,lim} &= 0,80 \\ \kappa_{sc} &= 0,00 \\ \gamma_{sc} &= 1,00\end{aligned}$$

součinitel podmínek působení třmínkové výztuže v tahu

$$\gamma_s = 1,00$$

Součinitel geometrie $\gamma_u = 1-20/(h+50) = 0,933$

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp.ohyb musí platit $\xi < \xi_{lim}$

Součtová výminka $N_b = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u$ $N_a = R_{sd} \cdot \gamma_s \cdot F_a$

Momentová výminka $M_x = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u \cdot (h_e - x_u/2)$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 \cdot x_u \cdot h_e - C = 0$$

Pomocná hodnota absolutního členu $C = \frac{2 \cdot M_x}{\gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u} = 0,00563$

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$\begin{aligned}x_u &= h_e - (h_e^2 - C)^{1/2} \\ x_u &= 0,0137 \quad m\end{aligned}$$

Kontrola podmínky $\xi < \xi_{lim}$ $\xi = x_u / h_e = 0,0641$ $\xi_{lim} = 1/(1,25 + R_{sd}/420) = 0,800$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

$$\begin{aligned}A_a &= \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u / R_{sd} \cdot \gamma_s \\ A_a &= 0,00022 \quad m^2 \\ A_a &= 0,00034 \quad m^2\end{aligned}$$

Kontrola :

$$\begin{aligned}N_a &= 0,0970 \quad MN \\ N_b &= 0,0970 \quad MN \\ M_x &= 0,020005 \quad MNm\end{aligned}$$

Návrh :

3	prof. R	12
----------	----------------	-----------

nosná v.

5	prof. R	6
----------	----------------	----------

třmínky

Kontrola smykového napětí :

$$\tau = 448,292 \quad kPa$$

Podestový trámek bude vyztužen vázanou výztuží uloženou do kapsy ve zdivu.

Alternativně je možno použít jako podestový trám tuhou vložku - ocelový nosník I 160

Úprava krovu v proniku s původní střechou

Pro vytvoření úžlabí a nároží ve styku s původní střešní konstrukcí bude do stávajícího krovu vložena úžlabní a nárožní kroky v profilu 100 / 180 nebo 120 / 160.

Stav krovu stávající polovalbové střechy s vikýřem bude nutno před zásahem s napojením nové části zkontrolovat, nedá se spolehnout na zdravé dřevo prvků krovu, a to hlavně obou středních vaznic

Zesílení stropu nad klenbou

Podlaha ve 2.NP nad klenbou bude zesílena, jelikož v původním objektu byla zatížena pouze jako nebytový půdní prostor. Tři pole klenby o rozpětích 1,7; 1,9 a 1,4 jsou klenuty s navýšením cca 0,20 m. Z hlediska geometrie je potřeba, aby vzepětí klenby k jeho rozpětí nebylo menší než 1 : 7 - 1 : 10.

Doporučuji zasypat klenbu lehkým zásypem do výšky 20 - 30 mm nad vrchol klenby, aby došlo k rozložení tlaku od zatížení osamělými břemeny na větší plochu klenebného zdiva. Následně na zásypu uložit fólii vybetonovat desku zataženou co nejdále k vnějšímu obvodu zdiva.

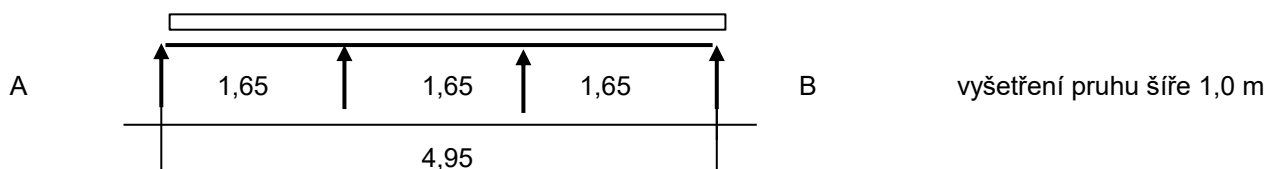
Návrh desky

Zatížení podlahou a užitným zatížením okolního stropu (nášlap, izolace, užitné v obytném prostoru)

provozní	3,854	kN/m ²
extrémní	5,045	kN/m ²

Deska nad klenbou bude vyztužena jako spojitá o třech polích průměrného rozponu 1,65 m o délce 3,40 m světlá vzdálenost mezi pilířky klenbového nosníku

Provozní zatížení plochy včetně vlastní váhy desky	6,354	kN/m ²
Extrémní zatížení plochy včetně vlastní váhy desky	7,545	kN/m ²



Provozní zatížení desky	vlastní váha + strop	$p_n + q_n =$	6,604	kN/m
Extrémní zatížení desky	vlastní váha + strop	$p_d + q_d =$	7,845	kN/m

Maximální moment nad podporou	Max $M_{xs} =$	-3,076	kNm	
Maximální moment v poli	Max $M_{xs} =$	1,538	kNm	
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní	Max $A_x =$	10,897	kN	32,690
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní	Max $A_x =$	12,945	kN	32,690

Dimenzování železobetonových průřezů

	deska	trám
		mezipodporový moment

Druh namáhání -
Způsob dimenzování -

Ohyb
metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	$M_x =$	3,076	kNm
Geometrický tvar průřezu	$h =$	0,100	m
	$b =$	1,000	m
Krycí vrstva výztuže	$t_b =$	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,006	m
Účinná výška průřezu	$h_e =$	0,072	m

Použité materiály

beton B 25
ocel 10 505

Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} =$	14,50	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{btd} =$	1,05	MPa	výpočtová v tahu
	ocel	$R_{scd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{sd} =$	450,00	MPa	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní -	vliv vyztužení průřezu	$\gamma_{bs} =$	1,00
		Pro $\mu_s < \mu_{s,min}$	
	vliv gradientu přetvoření	$\gamma_{bg} =$	1,75
		Pro průřez namáhaný ohybem	
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku	$\gamma_{bc2} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu	$\gamma_{bc1} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu	$\gamma_{sc} = \omega_{sc} / (1 - 0,4 * (1 + \rho_s)) + \kappa_{sc} =$	1,57
pro hodnoty	$\omega_{sc} =$		0,44
	$\rho_{s,lim} =$		0,80
	$\kappa_{sc} =$		0,00
	$\gamma_{sc} =$		1,00

Součinitel geometrie $\gamma_u = 1 - 20 / (h + 50) = 0,867$

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp. ohyb musí platit $\xi < \xi_{lim}$

Součtová výminka $N_b = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u$ $N_a = R_{sd} * \gamma_s * F_a$

Momentová výminka $M_x = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u * (h_e - x_u / 2)$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 * x_u * h_e - C = 0$$

Pomocná hodnota absolutního členu $C = 2 * M_x / (\gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u) = 0,00028$

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$x_u = h_e - (h_e^2 - C)^{1/2}$$

$$x_u = 0,0020 \quad m$$

Kontrola podmínky $\xi < \xi_{lim}$ $\xi = x_u / h_e = 0,0274$

$$\xi_{lim} = 1 / (1,25 + R_{sd} / 420) = 0,431$$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

$$A_a = \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u / R_{sd} * \gamma_s$$

$$A_a = 0,00010 \quad m^2$$

$$A_a = 0,00019 \quad m^2$$

Kontrola :

$$N_a = 0,0433 \text{ MN}$$

$$N_b = 0,0433 \text{ MN}$$

$$M_x = 0,003076 \text{ MNm}$$

Návrh :

6,67 prof. W 6

počet stříhů

6,67 prof. W 6

třmínková v.

$$s_s = 200 \text{ mm}$$

vzd.třmínků

$$\tau = 199,762 \text{ kPa}$$

$$A_{ss} = 0,00019 \text{ m}^2$$

Desku tloušťky 100 mm je možno vyztužit dvěma menšími sítěmi u obou povrchu v exponovaných místech - tj ve středech kleneb při spodním povrchu a nad klenbovým nosníkem při horním povrchu sítě Kari 6 / 150 mm nebo jednou silnější sítí umístěnou zhruba těsně nad středem tloušťky desky sítě Kari 8 / 150.

Nad klenbový nosník bude uložen zesilující nosník jako střední podpora desky tloušťky 100 mm

Provozní zatížení nosíku deskou
Extrémní zatížení nosíku deskou

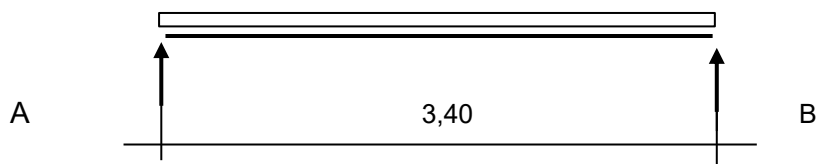
$$10,897 \text{ kN/m}$$

$$12,945 \text{ kN/m}$$

Celkové liniové zatížení

$$11,097 \text{ kN/m}$$

$$13,205 \text{ kN/m}$$



Provozní zatížení průvlaku

vlastní váha + strop

$$p_n + q_n = 11,097 \text{ kN/m}$$

Extrémní zatížení průvlaku

vlastní váha + strop

$$p_d + q_d = 13,205 \text{ kN/m}$$

Maximální moment uprostřed pole

uprostřed

$$\text{Max } M_{xs} = 19,081 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla-reakce A-provozní

$$\text{Max } A_x = 18,864 \text{ kN}$$

$$37,728$$

Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní

$$\text{Max } A_x = 22,448 \text{ kN}$$

$$37,728$$

Maximální posouvající síla-reakce B-provozní

$$\text{Max } B_x = 18,864 \text{ kN}$$

$$44,896$$

Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní

$$\text{Max } B_x = 22,448 \text{ kN}$$

$$44,896$$

Návrh ocelového nosníku průvlaku

Návrh :

I 180

$$W_x = 161,11 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$I_x = 1450 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

Posouzení návrhu :

napětí

$$\sigma = 118,431 \text{ Mpa}$$

průhyb

$$v_a = 0,006 \text{ m}$$

$$v_{dov} = 0,009 \text{ m}$$

doporučeno

Ocelový průvlak vyhoví z nosníku I 180

minimálně

Ocelový průvlak vyhoví z nosníku I 160

Návrh založení

zatížení provozní

strop	14,428	kN/m
zdivo	16,200	kN/m

celkem	30,628	kN/m
--------	--------	------

Návrh šířky pasu 0,50 m

Návrh hloubky pasu 1,00 m

napětí v základové spáře 84,256 kPa

Nové základové pasy budou se stávajícími propojeny nabetonováním nových základových pasů na trny. V čelním styku obou bočních stěn budou stávajících základů navrtány 2 * 3 otvory průměru 18 mm ve dvou řadách a do nich budou vlepeny 2 * 3 trny profilu 16 mm z betonářské výztuže s vyložení min 0,50 m do nového pasu.

Provázání pasů bude zajištěno soudržností betonu nového pasu na povrchu vyložených ocelových trnů z původních základů.

Eva Svobodová