

## D.1.2 STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ČÁST

### D.1.2.B PODROBNÝ STATICKÝ VÝPOČET

# NOVOSTAVBA BYTOVÉHO DOMU V KOSTELECKÉ LHOTĚ



#### Identifikační údaje stavby a stavebníka

Místo stavby	p. č. 168/1, 1267, k. ú. Kostelecká Lhota
Stupeň PD	Dokumentace pro provedení stavby
Zadavatel	ŘEZANINA & BARTOŇ, s.r.o., Jeníkovice 111, 503 46 Jeníkovice

#### Identifikační údaje zpracovatele projektové dokumentace

Zpracovatel PD	Ing. Michal Schwáb, ČKAIT 12501, <a href="mailto:michal.schwab@seznam.cz">michal.schwab@seznam.cz</a> , tel: +420 737 641 102, Ateliér: Pěčín 256, 517 57
Zodpovědný projektant	Ing. Michal Schwáb, ČKAIT 12501, <a href="mailto:michal.schwab@seznam.cz">michal.schwab@seznam.cz</a> , tel: +420 737 641 102, Ateliér: Pěčín 256, 517 57
Datum	12. 05. 2020
Zakázkové číslo	20009

## Obsah

D.1.2.B	Statické posouzení.....	3
D.1.2.B.a)	Základní koncepční řešení nosné konstrukce.....	3
D.1.2.B.b)	Posouzení stability konstrukce.....	3
D.1.2.B.c)	Stanovení rozměrů hlavních nosných prvků konstrukce vč. založení .....	3
c.1.	Hodnoty zatížení konstrukce .....	3
c.2.	Posouzení základové konstrukce.....	6
c.3.	Posouzení monolitické konstrukce.....	11
c.4.	Posudky dřevěných konstrukcí.....	22
D.1.2.B.d)	Osvědčení o autorizaci .....	25

Obsahem předložené dokumentace je stavebně konstrukční část projektu Novostavba bytového domu, v rozsahu dokumentace pro provedení stavby dle vyhlášky č.499/2006 Sb. o dokumentaci staveb. Objednatel dokumentace je ŘEZANINA & BARTOŇ, s.r.o., Jeníkovice 111, 503 46 Jeníkovice.

Konstrukce jsou navrženy podle platných ČSN. Nebyly předepsány zvláštní tolerance na provádění konstrukcí, předpokládá se dodržení platných norem.

## Normové podklady

ČSN EN 1991	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí (normová řada)
ČSN EN 1997-2	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí (normová řada)
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí (normová řada)
ČSN EN 1996	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí (normová řada)
ČSN EN 1995	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí (normová řada)
ČSN EN 1993	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí (normová řada)

## Použitý výpočetní software

Při návrhu byly konstrukce posouzeny ručními výpočty postupem dle příslušných normových podkladů.

Vnitřní síly monolitické deskové konstrukce byly vypočteny metodou konečných prvků v programu FEAT 2000.

## D.1.2.B Statické posouzení

### D.1.2.B.a) Základní koncepční řešení nosné konstrukce

Objekt je založen plošně v nezámrzné hloubce 1,60 m od úrovně U.T.. Chráněná pozice základových pasů založeny v rostlém terénu. Nosná konstrukce stěnová, deska stropu je prostě, kloubově uložená na liniových podporách.

### D.1.2.B.b) Posouzení stability konstrukce

Stabilita zděné konstrukce je zajištěna tuhou tabulí stropní desky. Statickým výpočtem je prokázáno, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a užívání nemělo za následek zřícení stavby nebo její části.

### D.1.2.B.c) Stanovení rozměrů hlavních nosných prvků konstrukce vč. založení

#### c.1. Hodnoty zatížení konstrukce

##### STÁLÉ ZATÍŽENÍ (G)

vypracováno dle ČSN EN 1990 a 1991

STÁLÉ ZATÍŽENÍ		$g_G = 1,35$		
ZS 1	Strop nad 1.NP	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Keramická dlažba + lepidlo	0,015	18	0,270
	Mazanina betonová	0,06	25	1,500
	Kročejová izolace	0,04	0,6	0,024
	Monolitická stropní deska	0,2	25	5,000
	Podhled SDK	-	-	0,250
	Příčky	-	-	1,000
	CELKEM			8,044

bez.vl.tihy  
3,044

KOMBINACE : ( $\gamma G * g_k + \gamma Q * q_k$ )

	$\gamma G$	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma Q$	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
/MSP/	1,00	8,044	1,00	2,00	10,044
/MSU/	1,35	8,044	1,50	2,00	13,859
% PODÍL $g_k$ : /MSP/ =		80%	$g F =$		1,38

ZS 2	Podlahová deska 1.NP	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Keramická dlažba + lepidlo	0,015	18	0,270
	Mazanina betonová	0,06	25	1,500
	Tepelná izolace	0,2	0,6	0,120
	Monolitická stropní deska	0,2	25	5,000
	CELKEM			7,890

KOMBINACE : ( $\gamma G * g_k + \gamma Q * q_k$ )

	$\gamma G$	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma Q$	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
/MSP/	1,00	7,890	1,00	2,00	9,890
/MSU/	1,35	7,890	1,50	2,00	13,652
% PODÍL $g_k$ : /MSP/ =		80%	$g F =$		1,38

ZS 3

<b>Strop - společné prostory, schodiště</b>	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Dlažba	0,08	20	1,600
Betonová mazanina	0,05	24	1,200
Hydroizolace	-	-	0,150
Tepelná izolace	0,35	0,4	0,140
Monolitická stropní deska	0,2	24	4,800
Podhled SDK	-	-	0,250
<b>CELKEM</b>			<b>8,140</b>

bez.vl.tihy

3,340

KOMBINACE : (  $\gamma G \cdot g_k + \gamma Q \cdot q_k$  )

$\gamma G$	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma Q$	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
/MSP/ 1,00	8,140	1,00	3,00	11,140
/MSU/ 1,35	8,140	1,50	3,00	15,489
% PODÍL g <sub>k</sub> : /MSP/ = 73%				g F= 1,39

ZS 4

<b>Střecha šikmá - hlavní objekt</b>	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Skládaná krytina	-	-	0,600
Latě a kontralatě	0,03	-	0,150
Tepelná izolace	0,45	0,4	0,180
Parozábrana	-	-	0,050
SDK podhled	-	-	0,250
VI. tíha příhradového vazníku	-	-	0,750
<b>CELKEM</b>			<b>1,980</b>

KOMBINACE : (  $\gamma G \cdot g_k + \gamma Q \cdot q_k$  )

$\gamma G$	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma Q$	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
/MSP/ 1,00	1,980	1,00	0,75	2,730
/MSU/ 1,35	1,980	1,50	0,75	3,798
% PODÍL g <sub>k</sub> : /MSP/ = 73%				g F= 1,39

g<sub>G</sub>= 1,35

ZS 5

<b>Plochá střecha - zastřešení schodiště</b>	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Hydroizolace folie	-	-	0,150
Záklop + konstrukce spádu	-	-	0,250
Dřevěné stropnice - I stabil	0,24	-	0,150
Podhled podbití, omítka	-	-	0,550
<b>CELKEM</b>			<b>1,100</b>

KOMBINACE : (  $\gamma G \cdot g_k + \gamma Q \cdot q_k$  )

$\gamma G$	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma Q$	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
/MSP/ 1,00	1,100	1,00	0,80	1,900
/MSU/ 1,35	1,100	1,50	0,80	2,685
% PODÍL g <sub>k</sub> : /MSP/ = 58%				g F= 1,41

ZS 6

<b>Obvodové zdivo keramické tl. 300 mm + zateplení</b>				g <sub>G</sub> = 1,35
<b>Zdivo</b>	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	
Zdivo vč. omítek	0,3	-	3,300	
Zateplovací systém	0,25	-	0,250	
<b>CELKEM</b>			<b>3,550</b>	

kombinace MSÚ	h =	3,25	m =	15,58	[kN/mb]
kombinace MSP	h =	3,25	m =	11,54	[kN/mb]

<b>Vnitřní zdivo mezibytové tl. 250 mm</b>		$g_G = 1,35$		
<b>ZS 7</b>	<b>Zdivo</b>	tl. [m]	$r$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Zdivo vč. omítek	0,25	25	4,000
	CELKEM			4,000
	kombinace MSÚ	$h = 3,25$	$m = 17,55$	[kN/mb]
	kombinace MSP	$h = 3,25$	$m = 13,00$	[kN/mb]

<b>Stěna základová - ztracené bednění</b>		$g_G = 1,35$		
<b>ZS 8</b>	<b>Zdivo</b>	tl. [m]	$r$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Zdivo vč. omítek	0,3	25	7,500
	CELKEM			7,500
	kombinace MSÚ	$h = 1,95$	$m = 19,74$	[kN/mb]
	kombinace MSP	$h = 1,95$	$m = 14,63$	[kN/mb]

<b>PROMĚNNÉ STŘEDNĚDOBÉ ZATÍŽENÍ (Q)</b>		$g_Q = 1,5$	
<b>Strop - Obytné místnosti</b>		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Užitné zatížení	2,000	pro chodby 2,0
	CELKEM	2,000	
<b>Střecha - terasa</b>		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Užitné zatížení	3,000	
	CELKEM	3,000	

**PROMĚNNÉ KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ (Q)**

<b>ZS 9</b>	<b>Zatížení sněhem</b>	$g_Q = 1,5$	
	Sněhová oblast II.	$s_k = 1,00$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. sněhem na zemi
		$C_e = 1,0$ [-]	součinitel expozice
		$C_t = 1,0$ [-]	tepelný součinitel
	$s = m_i C_e C_t s_k$		
	Šikmá střecha 40°	$m_i = 0,64$	$s = 0,64$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Plochá střecha 3°	$m_i = 0,80$	$s = 0,80$ [kN/m <sup>2</sup> ]

**PROMĚNNÉ KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ (Q)**

<b>ZS 10</b>	<b>Zatížení větrem</b>	$g_Q = 1,5$	
	Větrová oblast I.	$v_{b,0} = 22,50$ dle mapy [m/s]	
		$C_{dir} = 1,0$ součinitel směru větru	
		$C_{season} = 1,0$ součinitel ročního období	
		$v_b = 22,5$ [m/s]	
		$k_r = 0,215$ součinitel terénu	
		$h = 12$ [m]	
		$c_r(z) = 0,795$ součinitel drsnosti terénu	
		$l_v(z) = 0,271$	
		$c_0(z) = 1,0$ součinitel orografie	
		$v_m(z) = 17,88$ střední rychlost větru [m/s]	
		$r = 1,25$ měrná hmotnost vzduchu [kg/m <sup>3</sup> ]	
		$q_b(z) = 199,75$ základní dynamický tlak větru [N/m <sup>2</sup> ]	
		$q_p(z) = 578,79$ maximální dynamický tlak [N/m <sup>2</sup> ]	
		$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	
	návětrná stěna	$C_{pe3} = 0,7$	$w_{e3} = 0,41$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	závětrná stěna	$C_{pe4} = -0,3$	$w_{e4} = -0,17$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	návětrná střecha	$C_{pe5} = 0,6$	$w_{e4} = 0,35$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	závětrná střecha	$C_{pe6} = -0,4$	$w_{e4} = -0,23$ [kN/m <sup>2</sup> ]

## c.2. Posouzení základové konstrukce

### Geologické poměry oblasti:

Byl proveden inženýrskogeologický průzkum (Ing. Pavel Žába, Global – Geo s.r.o., 12/2019).

Závěr IGP je následující:

Vzhledem k zastíženým zeminám a poloskalním horninám doporučuji situovat **základovou spáru** BD do hloubky minimálně 1,60 m pod upravený povrch terénu, do prostředí zcela zvětralých slínovců třídy R6/F8 CH / Cl, pevné konzistence.

Pro vyšší únosnost lze využít podložní silně zvětralé slínovce tř. **R5 / -**, jejichž strop byl kopanými sondami zastížen v hloubce 2,00 - 2,20 m pod povrchem terénu.

Pro způsob plošného založení na základových pasech či patkách hodnotíme **základové poměry jako jednoduché**. Základová půda se nebude výrazně měnit a podzemní voda nebude ani v období režimního maxima negativně ovlivňovat průběh zakládání.

Konkrétní způsob založení BD v místních geotechnických poměrech bude navržený statikem. Pro statické výpočty lze využít níže uvedené hodnoty.

### Geotechnické hodnoty a očekávaná výpočtová únosnost

PARAMETR	DRUH	Jíl písčitý	Slínovec		
		F4 CS / saCl	R6 / F8 CH / Cl	R6 / -	R5/-
		konzistence	zvětralý		
		tuhá	zcela	zcela	silně
Poissonovo číslo $\nu$ (1)		0,35	0,42	0,40	0,30
Převodní součinitel $\beta$ (1)		0,62	0,37	0,70	0,74
Objemová tíha $\gamma$ (kN.m <sup>-3</sup> )		18,5	20,5	21,0	21,5
Modul přetvárnosti $E_{def}$ (MPa)		5	7	10	40
Úhel vnitřního tření zeminy					
efektivní $\varphi_{ef}$ (°)		24	16	-	-
totální $\varphi_u$ (°)		0	6	10	15
Soudržnost zeminy					
efektivní $c_{ef}$ (kPa)		17	21	-	-
totální $c_u$ (kPa)		50	85	100	150
Tab. výpočtová únosnost $R_n$ (kPa)		150*	160*	200	250

\* platí pro šířku základu  $b \leq 3$  m a hloubku založení  $h = 0,8 - 1,5$  m  
Upozornění: Hodnota  $R_{dt}$  není upravena na hloubku založení

Podle tabulky č. 6. původní ČSN 73 1001 se v případě silně zvětralých slínovců tř. R5 / - jedná o poloskalní horninu s velmi nízkou pevností. Orientační pevnost v prostém tlaku  $\sigma_c = 1 - 5$  MPa. Hustotu diskontinuit hodnotíme dle ČSN EN ISO 14689-1 jako velmi malou až malou, což odpovídá vzdálenosti **20 - 200 mm**. Předpokládaná únosnosti  $R_{dt}$  se pohybuje okolo **250 kPa**.

Zjištěné hodnoty geotechnických parametrů platí v přirozeném stavu. V průběhu výstavby je třeba základovou půdu chránit proti mechanickému porušení, klimatickým vlivům a zaplavení.

Předpoklad výpočtu: výpočtová únosnost základové půdy v hloubce  $R_{dt} = 160$  kPa. Nutno ověřit při přebírce základové spáry!

### Střední nosná zeď

1) Zatížení od střešní konstrukce 2.NP

$fd1 = 0,00$  kN/mb

2) zdivo 2.NP, ZS7, výška  $h2 = 3,25$  m

$fd2 = 17,55$  kN/mb

3) Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka  $L3 = (7,65 + 7,25) \cdot 0,625 = 9,31$  m

Kombinace ZS1 /MSU/3 = 13,859 kN/m<sup>2</sup>

fd3= 13,859\*9,31 = 129,06 kN/mb

4) zdivo 1.NP, ZS3, výška h2=3,25 m

fd4= 17,55 kN/mb

5) základová konstrukce,

základová stěna ZS8, fd5' = 20,00 kN/mb

vlastní tíha pasu, odhad šířky 2,40 m, výšky 0,75 m:

fd5 = 1,35 \* (2,40 \* 0,75 \* 1,00) \* 25 = 60,75 kN/mb + fd5' = 20,00 kN/mb = 80,75 kN/mb

6) Zatížení od podlahové konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka L6 = (7,65+7,25) \* 0,625 = 9,31 m

Kombinace ZS2 /MSU/6 = 13,652 kN/m<sup>2</sup>

fd6= 13,652\*9,31 = 127,10 kN/mb

Posouzení základového pasu – šířka pasu/pruhu = 2,40 m

Zatížení na základovou spáru

= fd1 + fd2 + fd3 + fd4 + fd5 + fd6

= 0,00 + 17,55 + 129,06 + 17,55 + 80,75 + 127,10 = 372,01 kN/mb

σz.s.o = 372,01 / 2,40 m = 155,00 kPa < Rdt = 160 kPa

Základový pas šířky 2,40 m - VYHOVUJE

Střední nosná zeď - pod stěnou technické místnosti - levý objekt

3) Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka L3 = 4,250 m

Kombinace ZS1 /MSU/3 = 13,859 kN/m<sup>2</sup>

fd3= 13,859\*4,25 = 59,00 kN/mb

4) zdivo 1.NP, ZS3, výška h2=3,25 m

fd4= 17,55 kN/mb

5) základová konstrukce,

základová stěna ZS8, fd5' = 20,00 kN/mb

vlastní tíha pasu, odhad šířky 1,20 m, výšky 0,75 m:

fd5 = 1,35 \* (1,20 \* 0,75 \* 1,00) \* 25 = 27,84 kN/mb + fd5' = 20,00 kN/mb = 48,00 kN/mb

6) Zatížení od podlahové konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka L6 = 4,250 m

Kombinace ZS2 /MSU/6 = 13,652 kN/m<sup>2</sup>

fd6= 13,652\*4,25 = 58,021 kN/mb

Posouzení základového pasu – šířka pasu/pruhu = 1,20 m

Zatížení na základovou spáru

= fd3 + fd4 + fd5 + fd6

= 59,00 + 17,55 + 48,00 + 58,021 = 184,00 kN/mb

σz.s.o = 184,00 / 1,20 m = 153,00 kPa < Rdt = 160 kPa

Základový pas šířky 1,20 m - VYHOVUJE

Podélná obvodová stěna (venkovní fasáda), štítové stěny

1) Zatížení od střešní konstrukce 2.NP, zatěžovací šířka L1 = 6,40 m

Kombinace ZS4 /MSU/1 = 3,798 kN/m<sup>2</sup>

fd1= 6,40\*3,798 = 24,307 kN/mb

2) zdivo 2.NP, ZS7, výška h2=3,25 m\*1,25

fd2= 17,55 kN/mb\*1,25 = 22,00 kN/mb

3) Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka L3 = 4,00 m

Kombinace ZS1 /MSU/3 = 13,859 kN/m<sup>2</sup>

fd3= 13,859\*4,00 = 55,436 kN/mb

4) zdivo 1.NP, ZS3, výška h2=3,25 m

fd4= 17,55 kN/mb

5) základová konstrukce,

základová stěna ZS8,  $fd5' = 20,00 \text{ kN/mb}$

vlastní tíha pasu, odhad šířky 1,75 m, výšky 0,75 m:

$$fd5 = 1,35 * (1,75 * 0,75 * 1,00) * 25 = 44,30 \text{ kN/mb} + fd5' = 20,00 \text{ kN/mb} = 65,00 \text{ kN/mb}$$

6) Zatížení od podlahové konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka  $L6 = 4,00 \text{ m}$

$$\text{Kombinace ZS2 /MSU/6} = 13,652 \text{ kN/m}^2$$

$$fd6 = 13,652 * 4,00 = 54,00 \text{ kN/mb}$$

Posouzení základového pasu – šířka pasu/pruhu = 1,50 m

Zatížení na základovou spáru

$$= fd1 + fd2 + fd3 + fd4 + fd5 + fd6$$

$$= 24,31 + 22,00 + 55,436 + 17,55 + 65,00 + 54,00 = 238,26 \text{ kN/mb}$$

$$\sigma_{z.s.o} = 238,26 / 1,50 \text{ m} = 155,00 \text{ kPa} < R_{dt} = 160 \text{ kPa}$$

Základový pas šířky 1,50 m - VYHOVUJE

Podélná obvodová stěna (fasáda ke schodišti )

1.1) Zatížení od střešní konstrukce 2.NP /ZS4/ , zatěžovací šířka  $L1 = 6,40 \text{ m}$

$$\text{Kombinace ZS4 /MSU/1} = 3,798 \text{ kN/m}^2$$

1.2) Zatížení od střešní konstrukce 2.NP /ZS5/ , zatěžovací šířka  $L1 = 3,50 \text{ m}$

$$\text{Kombinace ZS5/MSU/1} = 1,808 \text{ kN/m}^2$$

$$fd1 = 6,40 * 3,798 + 3,50 * 1,808 = 30,64 \text{ kN/mb}$$

2) zdivo 2.NP, ZS7, výška  $h2 = 3,25 \text{ m}$

$$fd2 = 17,55 \text{ kN/mb}$$

3.1) Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka  $L3 = 3,50 \text{ m}$

$$\text{Kombinace ZS1 /MSU/3} = 13,859 \text{ kN/m}^2$$

3.2) Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka  $L3 = 2,0 \text{ m}$

$$\text{Kombinace ZS3 /MSU/3} = 15,489 \text{ kN/m}^2$$

$$fd3 = 13,859 * 3,50 + 15,489 * 2,0 = 80,26 \text{ kN/mb}$$

4) zdivo 1.NP, ZS3, výška  $h2 = 3,25 \text{ m}$

$$fd4 = 17,55 \text{ kN/mb}$$

5) základová konstrukce,

základová stěna ZS8,  $fd5' = 20,00 \text{ kN/mb}$

vlastní tíha pasu, odhad šířky 1,85 m, výšky 0,75 m:

$$fd5 = 1,35 * (1,85 * 0,75 * 1,00) * 25 = 46,82 \text{ kN/mb} + fd5' = 20,00 \text{ kN/mb} = 66,82 \text{ kN/mb}$$

6) Zatížení od podlahové konstrukce 1.NP, shodné s  $fd3$

$$fd3 = 13,859 * 3,50 + 15,489 * 2,0 = 80,26 \text{ kN/mb}$$

Posouzení základového pasu – šířka pasu/pruhu = 1,85 m

Zatížení na základovou spáru

$$= fd1 + fd2 + fd3 + fd4 + fd5 + fd6$$

$$= 30,64 + 17,55 + 80,26 + 17,55 + 66,82 + 80,26 = 293,08 \text{ kN/mb}$$

$$\sigma_{z.s.o} = 293,08 / 1,85 \text{ m} = 158,42 \text{ kPa} < R_{dt} = 160 \text{ kPa}$$

Základový pas šířky 1,85 m - VYHOVUJE

Stěna u schodiště

3.2) Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka  $L3 = 3,50 \text{ m}$

$$\text{Kombinace ZS3 /MSU/3} = 15,489 \text{ kN/m}^2$$

$$fd3 = 15,489 * 3,50 = 54,22 \text{ kN/mb}$$

4) zdivo 1.NP, ZS3, výška  $h2 = 3,25 \text{ m}$

$$fd4 = 17,55 \text{ kN/mb}$$

5) základová konstrukce,



základová stěna ZS8,  $fd5' = 20,00 \text{ kN/mb}$

vlastní tíha pasu, odhad šířky 1,10 m, výšky 0,75 m:

$$fd5 = 1,35 * (1,10 * 0,75 * 1,00) * 25 = 27,84 \text{ kN/mb} + fd5' = 20,00 \text{ kN/mb} = 47,84 \text{ kN/mb}$$

6) Zatížení od podlahové konstrukce 1.NP, shodné s  $fd3$

$$fd3 = 15,489 * 3,50 = 54,22 \text{ kN/mb}$$

Posouzení základového pasu – šířka pasu/pruhu = 1,10 m

Zatížení na základovou spáru

$$= fd3 + fd4 + fd5 + fd6$$

$$= 54,22 + 17,55 + 47,84 + 54,22 = 173,86 \text{ kN/mb}$$

$$\sigma_{z.s.o} = 173,86 / 1,10 \text{ m} = 158,05 \text{ kPa} < R_{dt} = 160 \text{ kPa}$$

Základový pas šířky 1,10 m - VYHOVUJE

#### Okraje desky u schodiště

5) základová konstrukce,

$$\text{základová stěna ZS8, } fd5' = 20,00 \text{ kN/mb} * (200/300) = 13,33 \text{ kN/mb}$$

vlastní tíha pasu, odhad šířky 0,60 m, výšky 0,75 m:

$$fd5 = 1,35 * (0,60 * 0,75 * 1,00) * 25 = 15,19 \text{ kN/mb} + fd5' = 13,33 \text{ kN/mb} = 28,52 \text{ kN/mb}$$

6) Zatížení od podlahové konstrukce 1.NP, shodné s  $fd3$

$$fd3 = 15,489 * 2,0 = 31,00 \text{ kN/mb}$$

Posouzení základového pasu – šířka pasu/pruhu = 0,40 m

Zatížení na základovou spáru

$$= fd5 + fd6$$

$$= 28,52 + 31,00 = 59,52 \text{ kN/mb}$$

$$\sigma_{z.s.o} = 59,52 / 0,40 \text{ m} = 148,80 \text{ kPa} < R_{dt} = 160 \text{ kPa}$$

Základový pas šířky 0,40 m - VYHOVUJE

#### Návrh výztuže pasu šířky 2400 mm :

$$\text{Konzola: } L = (2,40 - 0,3) / 2 + 0,15 * 0,3 = 1,09 \text{ m}$$

Ohybový moment spodní vlákna od kontaktního napětí: /1 mb

$$M_{ed} = (\sigma_{z.s.o} = 160 * 1,0 * 1,09) * 1,09 / 2 = 95,048 \text{ kNm/m}$$

Momentová únosnost prostého betonu

$$M_{Rd} = 1/6 * f_{ctd} * l * b * h^2 = 1/6 * 800 * 1,0 * 2,40 * 0,75 * 0,75 = 180 \text{ kNm}$$

Spodní výztuž Kari síť 8/150/150 s uhnutými rameny vzhůru + příložky Ø10/450

$$= (8,8 \text{ } \varnothing 8 / 1,0 \text{ mb})$$

$$M_{Rd} = 150,00 \text{ kNm} > M_{ed} = 95,048 \text{ kNm/m} - \text{VYHOVÍ}$$

Kontrola protlačení základové stěny pasem:

Celková síla v patě stěny  $f_{dp} = 320 \text{ kN/mb}$

1)

$$d_{crit} = 0,5 * d = 0,30 \text{ m}$$

$$V_{sd} = N_{sd} - (\sigma_{z.s.o} * A_{crit}) = 0,5 * 320,00 - (160 * (0,3 + 0,15) * 1,0) = 88,00 \text{ kN}$$

$$y_{sd} = V_{sd} * \beta / u = 88,00 * 1,0 / 1,0 = 88,00 \text{ kN/m} < V_{rd1} = 122,0 \text{ kN/m} - \text{VYHOVÍ}$$

#### Návrh výztuže pasu šířky 1800 mm :

Konzola:  $L = (1,80 - 0,3) / 2 = 0,76 \text{ m}$

Ohybový moment spodní vlákna od kontaktního napětí: /1 mb

$M_{ed} = (\Sigma z.s.o = 160 \cdot 1,0 \cdot 0,76) \cdot 0,76 / 2 = 46,200 \text{ kNm/m}$

Spodní výztuž Kari síť 8/150/150 s uhnutými rameny vzhůru + příložky Ø10/450 – VYHOVÍ

$M_{rd} = 90,0 \text{ kNm}$

Smyková síla

$Q_{ed} = (\Sigma z.s.o = 160 \cdot 1,0 \cdot 1,09) = 174,00 \text{ kN/m}$

**Posouzení obdélníkového železobetonového trámu na smyk**

AKCE: Kostecká lhota - základový pas 12.5.2020

Beton (zn.)	B25	$R_{btd}$	14,5 MPa
Ocel (zn.)	R 10505	$R_{bt}$	14,5 MPa
$\gamma_b$	1,0	$R_{std}$	1,05 MPa
$\gamma_s$	1,0	$R_{st}$	1,1 MPa
$M_d$	95 kNm	$R_{sd}$	450,0 MPa
$A_s (M_{max})$	335 mm <sup>2</sup>	$R_s$	450,0 MPa
$a_s$	60 mm	$\gamma_n$	1,000
$\kappa_q$	1,0	$z_o$	684,8 mm
		$h_o$	690 mm

$\max  Q_d $	170,0 kN
L	1100 mm

$Q_{bu} = 262,5 \text{ kN}$   
 $Q_{u,max} = 3625,0 \text{ kN}$

[kN]  $\max |Q_d|$  170,0 <  $Q_{bu}$  262,5 Výztuž není nutná

### Posouzení protlačení desky

$h_s =$ [mm]	750
Beton	B25
$R_{btd} =$ [kPa]	1050
$\gamma_b =$	1,0
$\chi_s =$	1,0
$\chi_h =$	1,0
$\chi_n =$	1,0
$Q_d =$ [kN]	170

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

$q_{bu} = 330,8 \text{ kN/m}^2$

Výška pasu 750 mm - VYHOVÍ

### Návrh výztuže základových stěn

Zatížení vodorovnou silou z násypu

Akce: Kostecká lhota

Datum: 12/5/2020

Výpočet zatížení na suterénní stěnu

$\phi$	=	15 °	úhel vnitřního tření zeminy
$\gamma$	=	18 kN/m <sup>3</sup>	objemová hmotnost zeminy
$c_{ef}$	=	1 kPa	soudržnost zeminy
$h_{ca}$	=	0,13 m	zemina se udrží sama do výšky
$R_d$	=	160 kPa	návrhová únosnost zákl. zeminy
$\gamma_f$	=	1,3	součinitel hmotnosti betonu
$\gamma_{m\phi}$	=	1,3	součinitel hmotnosti zeminy
$f_a$	=	10 kN/m <sup>2</sup>	přetížení terénu
$h$	=	2,25 m	hloubka základové spáry - pracovní roviny zemního tlaku proti sobě
$\beta$	=	0 °	úhel povrchu zeminy
$\delta$	=	7,69 °	úhel tření mezi konstrukcí a zeminou

Aktivní tlak na suterénní stěnu

$\alpha$	=	0 °	odklon zatěžované roviny od svislé
$K_{a2}$	=	0,612	koefficient aktivního zemního tlaku
$\sigma_z$	=	52,65 kPa	svislé geostatické napětí v hloubce h
$\sigma_a$	=	32,24 kPa	aktivní tlak zeminy v hloubce h
$S_{a2x}$	=	31,95 kN/m'	vodorovná složka aktivního zemního tlaku
$S_{a2z}$	=	4,31 kN/m'	svislá složka aktivního zemního tlaku

Zemní tlak v klidu (pro návrh výztuže stěny)

$K_0$	=	0,800	
$S_0$	=	36,45 kN/m'	vodorovná složka zemního tlaku v klidu
$h_s$	=	1,50 m	hloubka působíště od terénu

$M_{ed} = 1,5 \cdot 36,45 = 55,00 \text{ kNm}$ ,  $D=300 \text{ mm}$ , krytí 40+40 = 80 mm

svislá výztuž při obou površích Ø12/250 + vodorovná výztuž Ø12/250 - VYHOVÍ

Akce: Kostecká lhota Vypracoval: Ing. Michal Schwáb 12.5.2020

**Dimenzování obdélníkového žb. trámu s jednostrannou výztuží**

Prvek: základová stěna

třída betonu: **C 20/25**

$f_{ck} = 20$  MPa  $\gamma_c = 1,5$

$f_{cd} = 13,33$  MPa

$f_{ctm} = 2,2$  MPa  $\epsilon_{cu} = 0,0035$

třída oceli: **B 500**

$f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 435$  MPa  $E_s (MPa): 210\,000$

Krytí třímínku = 80 mm

Profil třímínku = 12 mm

$M_{ed} = 55$  kNm

Dolní

4 Ø 12	$A_{s1} = 452,389342$ mm <sup>2</sup>	$d_1 = 202$ mm
4 Ø 12	$A_{s2} = 452,389342$ mm <sup>2</sup>	$d_2 = 98$ mm

světla vzdálenost mezi pruty:  
max. zrn kameniva:  $d_g = 22$  mm

$a_{sv} = 256$  mm

$a_{svmax} = 27$  mm splněno

0,62

0,45

$x = 49,3$  mm  $\xi = 0,244 < 0,45$  splněno

$\epsilon_{s2} = -0,00346$

$\sigma_{s2} = -727$  MPa

$z_{s2} = 52$  mm

$\sigma_{s1(MPa)} = f_{yd} = 435$

$z_{s1} = 52$  mm

$z_c = 130,3$  mm

$M_{ed} = 61,60$  kNm

$M_{ed} = 61,60$  kNm  $> M_{ed} = 55$  kNm **VYHOVUJE**

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1

### c.3. Posouzení monolitické konstrukce

#### c.3.1. Podlahová a stropní deska 1.NP

Materiál monolitických prvků:

Material	Type	E 1	ni	gamma	K 1	E 2	K 2	damping
		[kPa]		[t/m3]	[kN/m3]	[kPa]	[kN/m3]	
B25	BETON	3.000e+07	0.200	2.500	1.000e+05			0.100

Materiál: B25, typ: BETON

Výběr normy

ČSN  ČSN 73 1201

ČSN 73 1201

B25

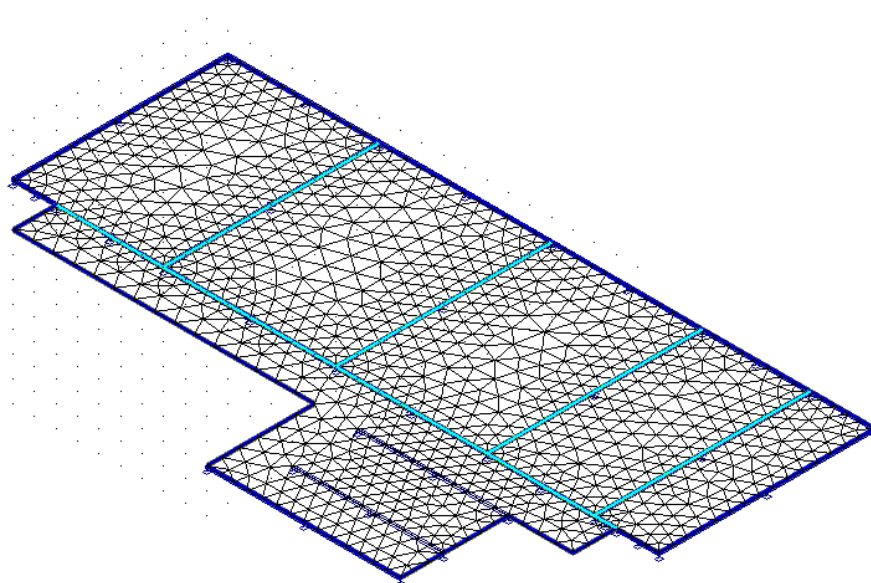
Normové	Výpočtové
R <sub>bn</sub> : 18500 kPa	R <sub>bd</sub> : 14500 kPa
18500	14500
R <sub>bt</sub> : 1600 kPa	R <sub>btst</sub> : 1050 kPa
1600	1050

E<sub>b0</sub>: 30000000 kPa

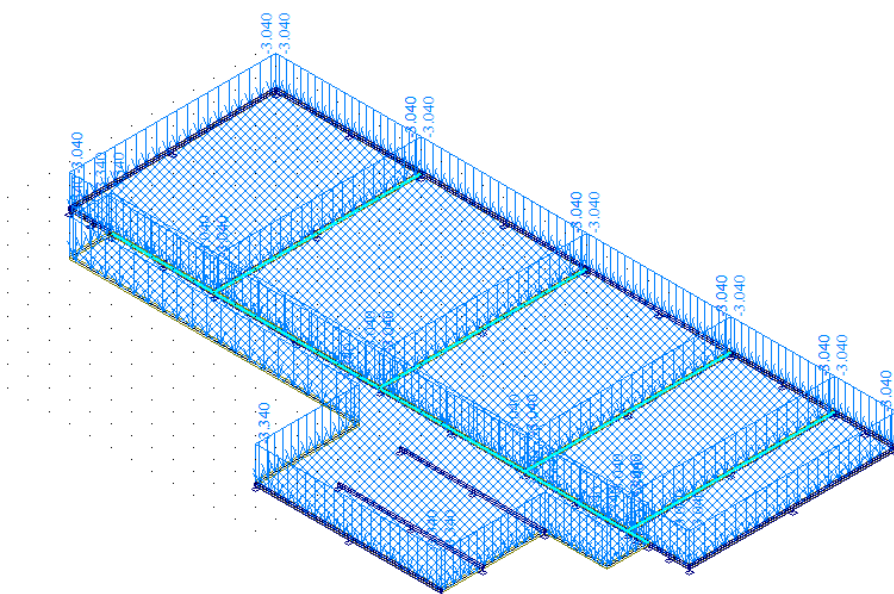
3e+007

#### Kombinace zatížení

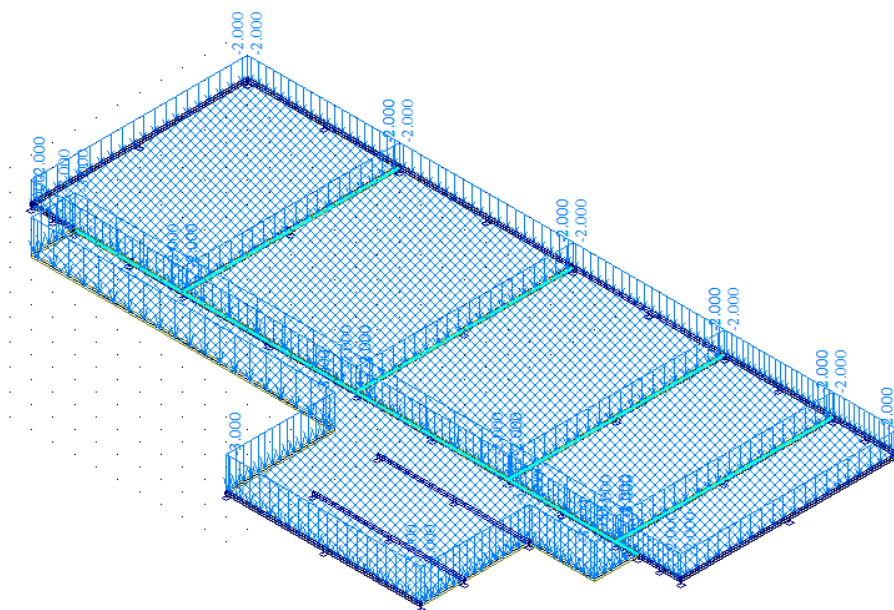
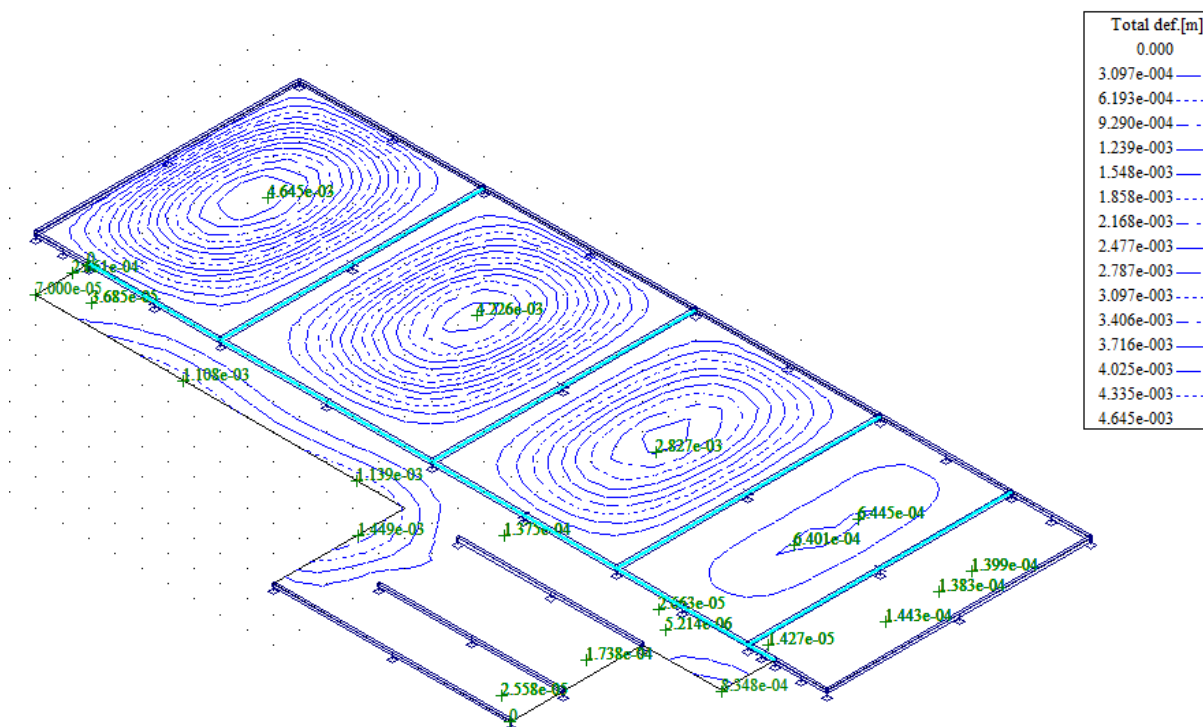
SL ZS1	ZS - Statika	1.00	Perm	000	vlastní tíha
SL ZS2	ZS - Statika	1.00	Long	000	stálé
SL ZS3	ZS - Statika	1.00	Short	000	užitné
SLk KZS1	Kombinace ZS (pre)				MSP / 1.00*ZS1+1.00*ZS2+1.00*ZS3
SLk KZS2	Kombinace ZS (pre)				MSU / 1.35*ZS1+1.35*ZS2+1.50*ZS3



Model monolitické podlahové a stropní desky 1.NP, nezobrazená navazující část desky je symetrická.



ZS2 – Zatížení stálé [ $\text{kN/m}^2$ ] – bez vlastní tíhy (ZS1)

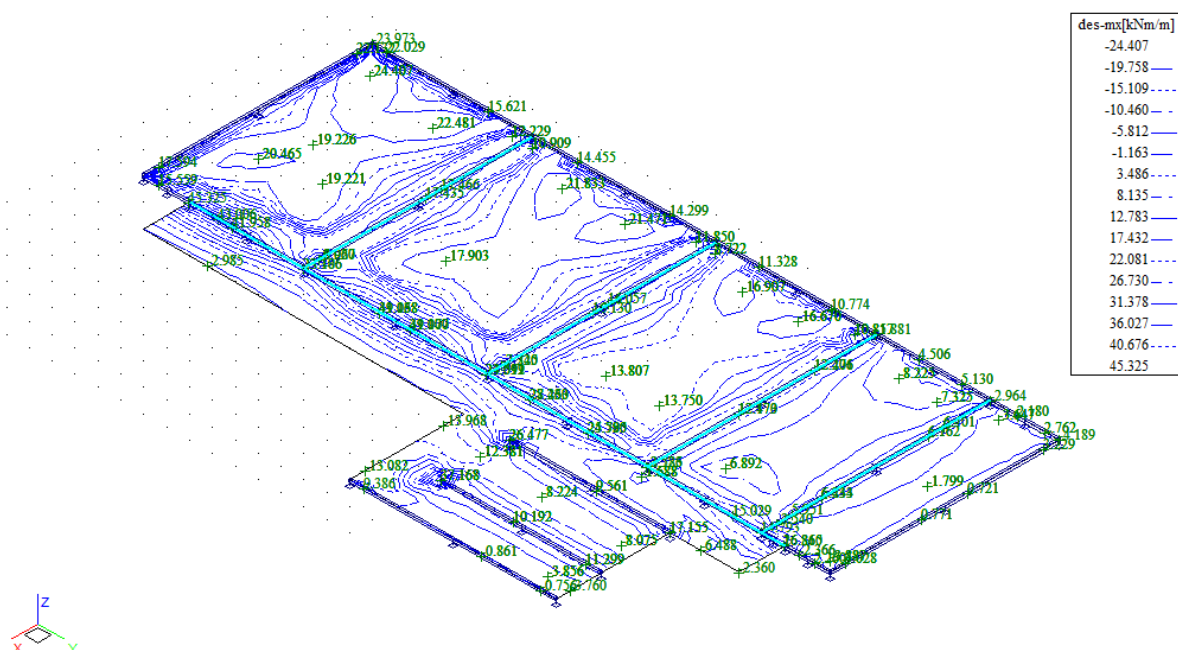
ZS3 – Zatížení užité [kN/m<sup>2</sup>]

Deformace podlahové a stropní desky – kombinace KZS1 /MSP/

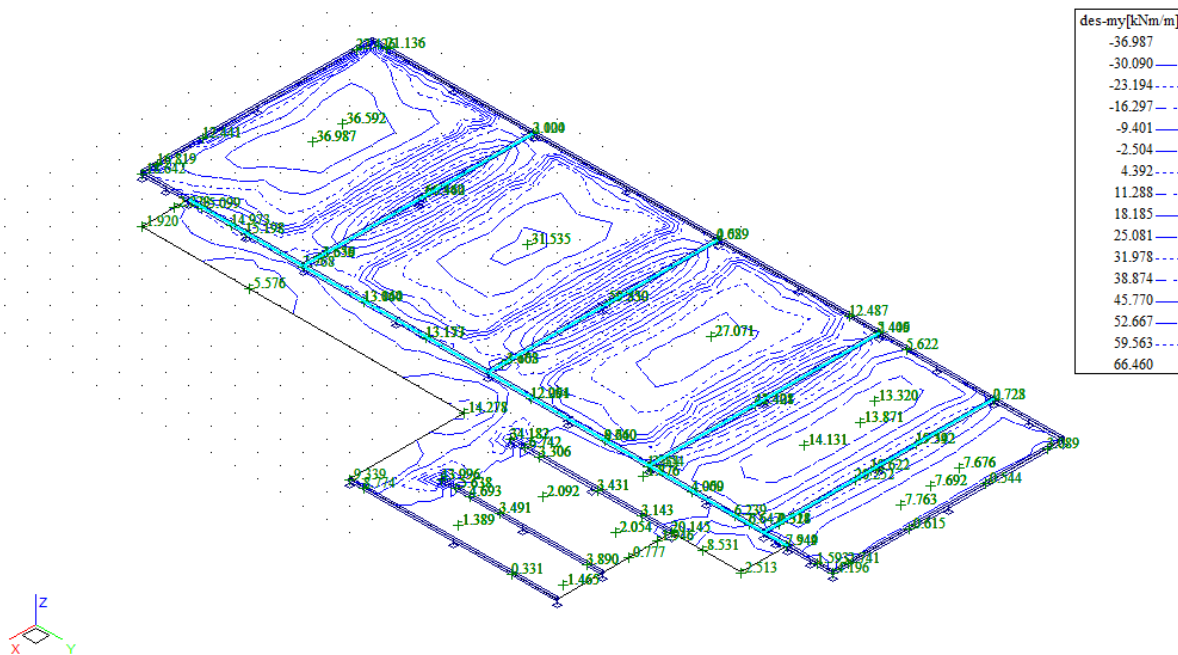
Maximální pružná deformace  $w_{z, max} = 4,645 \text{ mm}$

$\delta_{lim} = L/250 = 7000/250 = 28 \text{ mm} > w_{z, max} = 4,645 + 20 = 24,645 \text{ mm}$

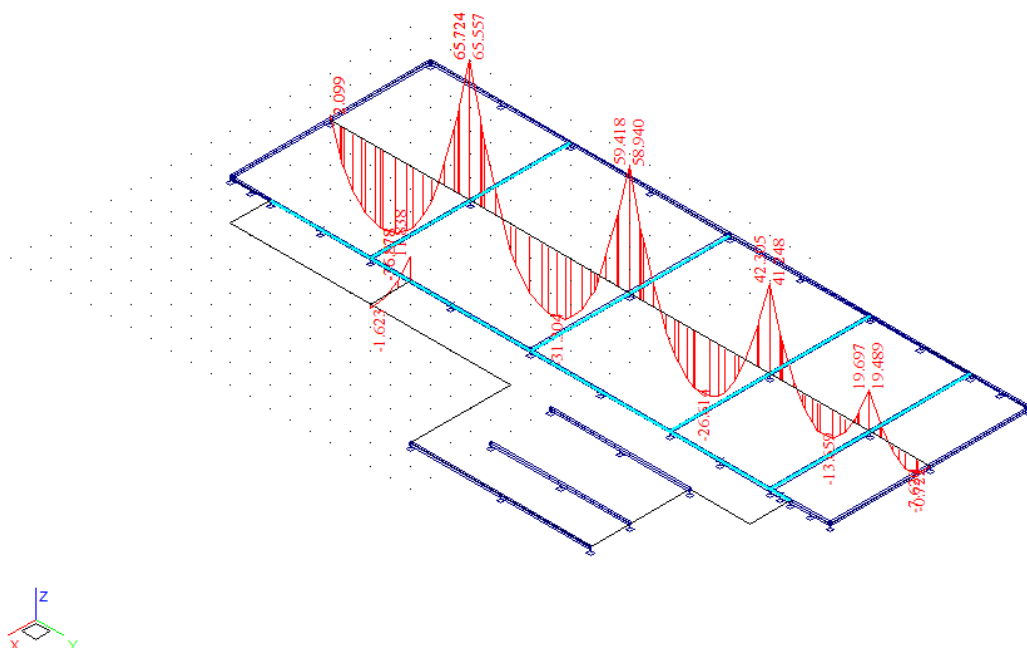
Navržená deska – VYHOVÍ



Dimenzační moment – kombinace KZS2 /MSÚ/ – [kNm/m]) (směr výztuže X)



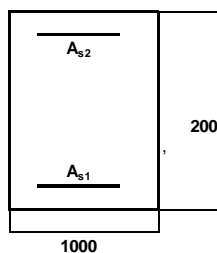
Dimenzační moment – kombinace KZS2 /MSÚ/ – [kNm/m]) (směr výztuže Y)



Akce: BD Kostecká Lhota Vypracoval: Ing. Michal Schwáb 12.2.2020

**Dimenzování obdélníkového žb. trámu s jednostrannou výztuží**

Prvek: deska 1.NP - maximální horní moment



třída betonu:

**C 25/30** $f_{ck} = 25$  MPa  $\gamma_c = 1,5$  $f_{cd} = 16,67$  MPa $f_{ctm} = 2,6$  MPa  $\epsilon_{cu} = 0,0035$ 

třída oceli:

**B 500** $f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$  $f_{yd} = 435$  MPa  $E_s$  (MPa): 210 000

Krytí třmínku = 25 mm

Profil třmínku = 12 mm

 $M_{0ed} = 66,46$  kNm

Horní

**10 Ø 12** $A_{s1} = 1130,97336$  mm<sup>2</sup> $d_1 = 157$  mm**6 Ø 12** $A_{s2} = 678,584013$  mm<sup>2</sup> $d_2 = 43$  mm270,4 mm<sup>2</sup> < 1131 splněno260 mm<sup>2</sup> < 1131 splněno8000 mm<sup>2</sup> > 1131 splněno

světla vzdálenost mezi pruty:

max. zrno kameniva:

 $d_g = 22$  mm $a_{sv} = 89,556$  mm $a_{svmax} = 27$  mm splněno

0,62

0,45

 $x = 39,8$  mm $\xi = 0,254 < 0,45$  splněno $\epsilon_{s2} = -0,00028$  $\sigma_{s2} = -58$  MPa $z_{s2} = 57$  mm $\sigma_{s1(MPa)} = f_{yd} = 435$  $z_{s1} = 57$  mm $z_c = 84,1$  mm $M_{Rd} = 70,43$  kNm $M_{Rd} = 70,43$  kNm >  $M_{0ed} = 66,46$  kNm VYHOVUJE

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1



**Mez porušení obdélníkového průřezu ohybovým momentem**

(metoda mezní rovnováhy podle ČSN 73 1201)

**beton:**

třída	<b>B25</b>
normová pevnost v tlaku $R_{bn}$	<b>18,5</b> Mpa
normová pevnost v tahu $R_{btn}$	<b>1,6</b> Mpa
výpočtová pevnost v tlaku $R_{bd}$	<b>14,5</b> Mpa
výpočtová pevnost v tahu $R_{btd}$	<b>1,05</b> Mpa
základní modul pružnosti $E_{bo}$	<b>30</b> Mpa

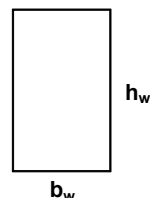
**výztuž podélná:**

druh oceli	<b>10505</b>	značka	<b>R</b>
normová pevnost $R_{sn}=R_{scn}$	<b>490</b> Mpa		
výpočtová pevnost v tahu $R_{sd}$	<b>450</b> Mpa		
výpočt. pevnost v tahu $R_{scd}$	<b>420</b> Mpa		

&lt;&lt; &lt; &gt; &gt;&gt;

&lt;&lt; &lt; &gt; &gt;&gt;

výška trámu $h_w$	<b>0,2</b> m
šířka trámu $b_w$	<b>1</b> m
maximální stupeň vyztužení $m_{stmax}$	<b>3</b> %
součinitel podmínek působení betonu $\gamma_{ab}$	<b>1</b>
součinitel podmínek působení výztuže $\gamma_{as}$	<b>1</b>
minimální stupeň vyztužení $m_{stmin}$	0,0777778 %
parametr $ks_{lim}$	0,431
součinitel geometrie $\gamma_{au}$	0,92



zadání vyztužení - pouze jedna vrstva výztuže umístěná v pásnu započitatelnosti tahové výztuže

zadaní výtlačení – pouze jedna vrstva výtlačce umístěná v pasáži započítatelnosti tanové výtlačce										
d <sub>s</sub> [mm]	počet [ks]	A <sub>st</sub> [m <sup>2</sup> ]	t <sub>b</sub> [mm]	h <sub>e</sub> [mm]	m <sub>st</sub> [%]		x <sub>u</sub> [m]	ks <sub>i</sub> [-]		M <sub>u</sub> [kN.m]
8	6	0,000302	40	156	0,1508	vyhoví	0,0094	0,060	vyhoví	18,9
10	6	0,000471	40	155	0,2356	vyhoví	0,0146	0,094	vyhoví	28,8
12	6	0,000679	40	154	0,3393	vyhoví	0,0211	0,137	vyhoví	40,3
14	6	0,000924	40	153	0,4618	vyhoví	0,0287	0,187	vyhoví	53,0
16	6	0,001206	40	152	0,6032	vyhoví	0,0374	0,246	vyhoví	66,6
18	6	0,001527	40	151	0,7634	vyhoví	0,0474	0,314	vyhoví	80,5
20	6	0,001885	40	150	0,9425	vyhoví	0,0585	0,390	vyhoví	94,2
22	6	0,002281	40	149	1,1404	vyhoví	0,0708	0,475	nevyhoví	107,3
24	6	0,002714	40	148	1,3572	vyhoví	0,0842	0,569	nevyhoví	119,0

Momentová únosnost monolitické desky tl. 200 mm

**Stropní a podlahovou desku 1.NP lze vyztužit na účinky vnitřních sil KZS2 – /MSU/ - VYHOVÍ**Izonosníky a dilatační spáry stropů nad 1.NP

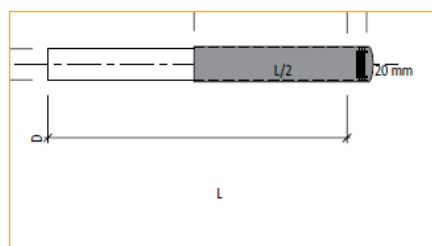
Stropní deska pavlače je stropním deskám obytných částí připojena pomocí systémových IZO nosníků s přerušným tepelným mostem vložených do bednění. Stropní deska střední schodišťové části je ke stropním deskám obytných částí připojena pomocí systémových IZO nosníků s přerušným tepelným mostem vložených do bednění. Jedná o prvky ZN. 01, ZN. 02, ZN. 03, ZN. 04. Jako referenční výrobky izolačních nosníků jsou uvedeny prvky výrobce Schöck-Wittek s.r.o. Dodavatel může použít systémové prvky jiných výrobců, se stejnými fyzikálními parametry, podrobně popsány na výkrese tvaru monolitické konstrukce a statickém výpočtu. Prvky musí být odsouhlaseny GP.

Výpis použitých prvků:**ZN. 01**

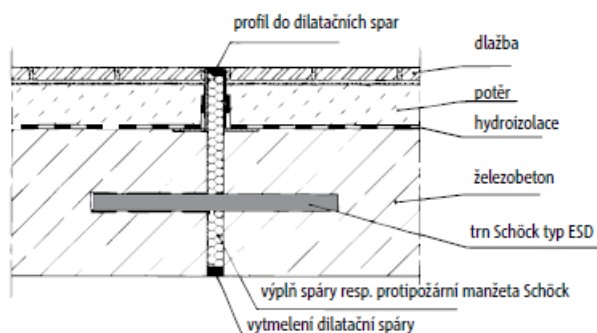
Dilatační spára tl. min. 5 mm, pružná výplň, těsnění proti průniku vody shora řešeno systémovým prvkem ve skladbě horní pochozí vrstvy podlahy! Do bednění vložit jednoduchý dilatační smykový trn:  $\varnothing 20$ , nerezová ocel: 1.4571, 1.4404, 1.4362 a plastové pouzdro. Dilatační trn s pouzdem musí umožnit volný posuv pouze ve směru osy trnu a přenosu smykových sil mezi jednotlivými deskami. Trn vložit do střednice desky.

Příklad: smykový trn ESD – B 20/300 (NEREZOVÁ OCEL ST52) – 5 ks





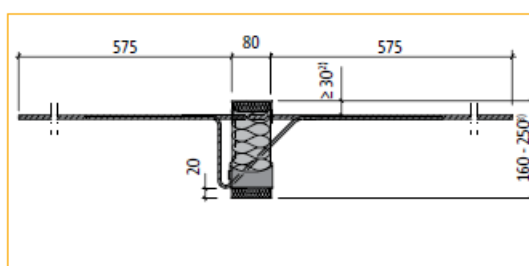
Obr. 5: Jednoduchý trn ESD-B s plastovým pouzdrém

**ZN.02**

izonosník - typ vetknutí s taženou horní výztuží min. 16 $\phi$ 8/ 1 mb a smykovou výztuží 10  $\phi$  8/ 1 mb ...23,04 mb

Příklad: SCHOCK ISOKORB, typ K50, CV30, H =200

Schöck Isokorb* typ	K50
Délka prvku [m]	1,00
Tažená výztuž	16 $\phi$ 8
Smyková výztuž V6 <sup>1)</sup>	6 $\phi$ 6
Smyková výztuž V8	7 $\phi$ 8
Smyková výztuž V10	9 $\phi$ 8
Smyková výztuž VV	5 $\phi$ 8 + 4 $\phi$ 8
Tlaková ložiska (ks)	10 (14 u VV)



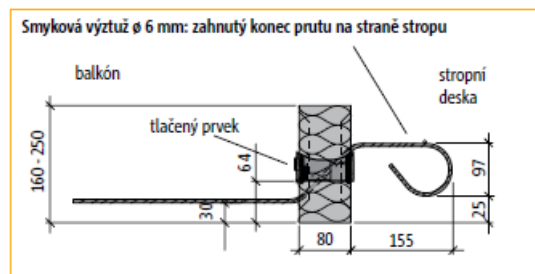
Schöck Isokorb\* typ K10 až K50

**ZN.03**

izonosník - typ kloubový se smykovou výztuží 5  $\phi$ 10 / 1 mb ...14,99 mb

Příklad: SCHOCK ISOKORB, typ Q 50, H =200

Schöck Isokorb* typ	Q10	Q20	Q30	Q40	Q50
Vnitř. síly na mezi ún. pro	$v_{Rd}$ [kN]				
Beton C20/25	+29,5	+36,9	+44,3	+59,0	+73,8
Beton C25/30	+34,8	+43,5	+52,2	+69,5	+86,9
Délka prvku [m]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Smyková výztuž	4 $\phi$ 6	5 $\phi$ 6	6 $\phi$ 6	8 $\phi$ 6	10 $\phi$ 6
Tlačené prvky (ks)	4	4	4	4	4
Min. H pro R0 [mm]	160	160	160	160	160
Min. H pro R120 [mm]	160	160	160	160	160



Řez: Schöck Isokorb\* typ Q10 až Q50, třída požární odolnosti R0

**ZN. 04**

izonosník - typ vetknutí s taženou horní výztuží min.  $\phi$ 14/150 a smykovou výztuží 10  $\phi$  8/ 1 mb ...4,20 mb

Příklad: SCHOCK ISOKORB, typ K70, CV30, H =200

Schöck Isokorb* typ	K60	K70
Délka prvku [m]	1,00	1,00
Tažená výztuž	10 $\phi$ 12	11 $\phi$ 12
Smyková výztuž V6 <sup>1)</sup>	7 $\phi$ 8	8 $\phi$ 8
Smyková výztuž V8	7 $\phi$ 8	8 $\phi$ 8
Smyková výztuž V10	9 $\phi$ 8	9 $\phi$ 8
Smyková výztuž V V	9 $\phi$ 8 + 4 $\phi$ 8	9 $\phi$ 8 + 4 $\phi$ 8
Tlaková ložiska (ks)	15 (17 u VV)	16 (17 u VV)
Přídavné třmínky	4	4

**Podlahová deska schodiště**

Zatížení

Kombinace ZS3 /MSU/3 = 15,489 kN/m<sup>2</sup>Úsek kolem otvoru pro strom

Vnitřní síly:

Rozpětí (u stromu) L = 6,70 m

Med = 14,489\*6,70\*6,70/8 = 83,61 kNm/m

Úsek na mezi schodišťovými zdmi

L = 3,20 m

Med = 14,489\*3,20\*3,20/12 = 12,71 kNm/m

6,6 Ø8 – kari síť - Vyhoví

Úsek jižní

L = 4,00 m

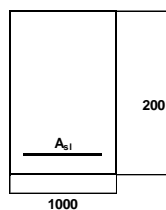
Med = 14,489\*4,0\*4,0/8 = 29,80 kNm/m

6,6 Ø8/150/150 + příložky Ø10/300 - Vyhoví

Mrd = 40,00 kNm

Kostecká Ihotá Vypracoval: Ing. Michal Schwáb 12.5.2020  
**Dimenzování obdélníkového žb. trámu s jednostrannou výztuží**

Prvek: podlahová deska - schodiště



třída betonu: **C 25/30**  
 $f_{ck} = 25$  MPa  $\gamma_c = 1,5$   
 $f_{cd} = 16,67$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
 třída oceli: **B 500**  
 $f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$   
 $f_{yd} = 435$  MPa  
 Krytí třmínku = 25 mm  
 Profil třmínku = 0 mm  
 $M_{red} = 83,62$  kNm

Návrh výztuže:

6,7 Ø 16

 $A_s = 1347$  mm<sup>2</sup>

270,4 mm<sup>2</sup> < 1347 splněno  
 260 mm<sup>2</sup> < 1347 splněno  
 8000 mm<sup>2</sup> > 1347 splněno

světla vzdálenost mezi pruty:

max. zmo kameniva:

dg = 22 mm

 $a_{sv} = 147,8596491$  mm $a_{svmax} = 27$  mm splněno

43,9 mm

0,617

0,45

 $\xi = 0,263$  splněno

d = 167 mm  
 z = 149,42894 mm

$M_{Rd} = 87,52$  kNm >  $M_{red} = 83,62$  kNm **VYHOVUJE**

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1

Lemování otvoru:

Šířka přenesena lemováním: 2,70/2 = 1,35 m ... \*6,6 Ø16 = 1791 mm<sup>2</sup> = 4 Ø 25 + 6,6 Ø16/1,0 mbDesky teras d= 100 mm

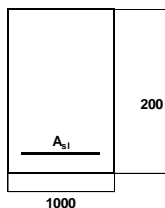
L = 1,20 m

Med = 14,489\*2,0\*2,0/8 = 7,30 kNm/m

KARI síť Ø8/150/150 - Vyhoví

Mrd = 40,00 kNm

Kostecká lhota Vypracoval: Ing. Michal Schwáb 12.5.2020  
**Dimenzování obdélníkového žb. trámu s jednostrannou výztuží**  
 Prvek: podlahová deska - obvodová ucha směr X



třída betonu: **C 25/30**  
 $f_{ck} = 25$  MPa  $\gamma_c = 1,5$   
 $f_{cd} = 16,67$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
 třída oceli: **B 500**  
 $f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$   
 $f_{yd} = 435$  MPa  
 Krytí třmínku = 25 mm  
 Profil třmínku = 14 mm  
 $M_{ed} = 20,00$  kNm

Návrh výztuže:

6,6 Ø 12

 $A_s = 746,4 \text{ mm}^2$ 270,4 mm<sup>2</sup> < 746 splněno260 mm<sup>2</sup> < 746 splněno8000 mm<sup>2</sup> > 746 splněno

světla vzdálenost mezi pruty:

max. zrna kameniva:

dg = 22 mm

 $a_{sv} = 150,5$  mm $a_{svmax} = 27$  mm splněno

24,3 mm

0,617

0,45

 $\xi = 0,157$  splněno

d = 155 mm

z = 145,26379 mm

 $M_{Rd} = 47,14$  kNm >  $M_{ed} = 20,00$  kNm VYHOVUJE

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1

**Schodišťové rameno R.02**

konzola L = 1,40 m, D = 160 mm

Zatížení

Kombinace ZS3 /MSU/3 = 15,489 kN/m<sup>2</sup>

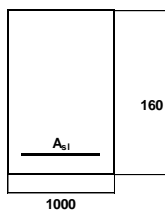
Zábradlí stálé= 1,0 kN/m, užité 0,5 kN/m, kombinace 1,35\*1,0+0,5\*1,5=2,10 kN/m = Z

Msd = /MSU/\*L\*L/2 + Z\*L = 15,489\*1,40\*0,7 + 2,10\*1,40 = 18,12 kNm

Akce: Lhota Vypracoval: Ing. Michal Schwáb 15.5.2020

## Dimenzování obdélníkového žb. trámu s jednostrannou výztuží

Prvek: velknuta deska schodiště



třída betonu: **C 25/30**  
 $f_{ck} = 25$  MPa  $\gamma_c = 1,5$   
 $f_{cd} = 16,67$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
 třída oceli: **B 500**  
 $f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$   
 $f_{yd} = 435$  MPa

Krytí třmínku = 35 mm  
 Profil třmínku = 0 mm  
 $M_{red} = 18,12$  kNm

Návrh výztuže:

4 Ø 12

 $A_s = 452,4$  mm<sup>2</sup>216,32 mm<sup>2</sup> < 452 splněno208 mm<sup>2</sup> < 452 splněno6400 mm<sup>2</sup> > 452 splněno

světla vzdálenost mezi pruty:

max. zrno kameniva:

dg = 22 mm

 $a_{sv} = 294$  mm $a_{svmax} = 27$  mm splněno

14,8 mm

0,617

0,45

 $\xi = 0,124$  splněno

d = 119 mm

z = 113,09927 mm

 $M_{rd} = 22,25$  kNm >  $M_{red} = 18,12$  kNm VYHOVUJE

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1

## c.3.1. Monolitické nadpraží oken

## Nadpraží 1.NP

L = 4,0 m, Š/H: 300/450 mm

Zatížení od stropní konstrukce 1.NP, zatěžovací šířka L3 = 4,00 m

Kombinace ZS1 /MSU/3 = 13,859 kN/m<sup>2</sup>

fd3= 13,859\*4,00 = 55,436 kN/mb

Msd = (1/8) \* 55,436\*4,0\*4,0 = 110,87 kNm

Vsd = (1/2) \* 55,436\*4,0 = 111,2 kN

## Nadpraží 2.NP

L = 4,0 m, Š/H: 300/450 mm

1) Zatížení od střešní konstrukce 2.NP, zatěžovací šířka L1 = 6,40 m

Kombinace ZS4 /MSU/1 = 3,798 kN/m<sup>2</sup>

fd1= 6,40\*3,798 = 24,307 kN/mb + 1,35\*0,3\*0,5\*25 = 29,13 kNm

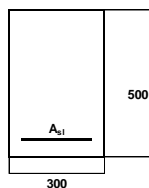
Msd = (1/8) \* 29,13 \*4,0\*4,0 = 60,0 kNm

Vsd = (1/2) \* 29,13 \*4,0 = 58,23 kN

Akce: BD Kostecká Lhota Vypracoval: Ing. Michal Schwáb 12.2.2020

## Dimenzování obdélníkového žb. trámu s jednostrannou výztuží

Prvek: Monolitické nadpraží



třída betonu: **C 25/30**  
 $f_{ck} = 25$  MPa  $\gamma_c = 1,5$   
 $f_{cd} = 16,67$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
 třída oceli: **B 500**  
 $f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$   
 $f_{yd} = 435$  MPa  
 Krytí třmínku = 25 mm  
 Profil třmínku = 8 mm  
 $M_{0ed} = 112,00$  kNm

Návrh výztuže:

4 Ø 16

 $A_s = 804,2$  mm<sup>2</sup>202,8 mm<sup>2</sup> < 804 splněno195 mm<sup>2</sup> < 804 splněno6000 mm<sup>2</sup> > 804 splněno

světlost vzdálenost mezi pruty:

 $a_{sv} = 56,6666667$  mm

max. zrna kameniva:

dg = 22 mm

 $a_{svmax} = 27$  mm splněno

87,4 mm

0,617

0,45

 $\xi = 0,190$  splněno

d = 459 mm

z = 424,03271 mm

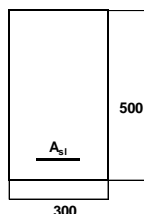
 $M_{0ed} = 148,27$  kNm >  $M_{0ed} = 112,00$  kNm VYHOVUJE

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1

Akce: BD Kostecká Lhota Vypracoval: Ing. Michal Schwáb

## Dimenzování obdélníkového žb. trámu na smyk

Prvek: Monolitické nadpraží



třída betonu: **C 25/30**  
 $f_{ck} = 25$  MPa  $\gamma_c = 1,5$   
 $f_{cd} = 16,67$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,6$  MPa  
 třída oceli: **B 500**  
 $f_{yk} = 500$  MPa  $\gamma_s = 1,15$   
 $f_{yd} = 435$  MPa  
 Krytí třmínku = 25 mm  
 Profil třmínku = 8 mm  
 $V_{ed} = 111$  kN  
 $M_{0ed} = 112$  kNm

Ohybová tažená výztuž:

4 Ø 16

 $A_s = 804,2477$  mm<sup>2</sup>

d = 459 mm  
 x = 87 mm  
 z = 424 mm  
 $\rho_t = 0,0054$   
 k = 1,66  
 v = 0,54

Návrhová únosnost trámu bez smykové výztuže:

 $V_{Rd,c} = 65,2$  kN <  $V_{ed} = 111$  kN NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ

Návrh třmínků:

cotg  $\Theta = 3$  maximální hodnota 2,5 (nejhospodárnější návrh) $\Theta = 21,8^\circ$ min  $V_{Rd,max} = 394,79$  kN >  $V_{ed} = 111$  kN ZVOLENÝ ÚHEL VYHOVÍnávrh pro cotg  $\Theta = 2,5$ cotg  $\Theta = 10,31431$  $\Theta = 5,5$ 

Návrhový sklon tlakových diagonál:

cotg  $\Theta = 2,5$  ... $\Theta = 21,8^\circ$ 

Třmínky:

- profil  $\emptyset = 8$  mm  
 - střížnost  $n = 2$   
 - vzdálenost  $s = 300$  mm

 $A_{sw} = 101$  mm<sup>2</sup>

Požadovaná vzdálenost třmínků:

 $s \leq 417$  mm

Splnění konstrukčních zásad:

 $s_{max} = 344$  mm >  $s = 300$  mm splněno $\rho_{wmin} = 0,00080$  <  $\rho_w = 0,00112$  splněno

duktilita: 0,49 &lt; 4,50 splněno

 $V_{Rd,s} = 154,5$  kN >  $V_{ed} = 111$  kN VYHOVÍ

Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1

## c.4. Posudky dřevěných konstrukcí

## c.4.1. Návrh zastropení schodišťové části – sbíjené I- nosníky

L = 7,35 m

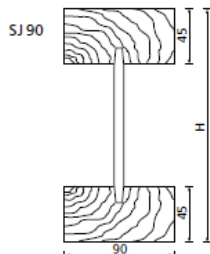
ZS 5	Plochá střecha - zastřešení schodiště	tl. [m]	r [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>c</sub> = 1,35	
				g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Hydroizolace folie	-	-	0,150	
	Záklop + konstrukce spádu	-	-	0,250	
	Dřevěné stropnice - I stabil	0,24	-	0,150	
	Podhled podbití, omítka	-	-	0,550	
	CELKEM			1,100	

KOMBINACE : ( γ G \* g<sub>k</sub> + γ Q \* q<sub>k</sub>)

	γ G	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ Q	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
/MSP/	1,00	1,100	1,00	0,80	1,900
/MSU/	1,35	1,100	1,50	0,80	2,685
% PODÍL g <sub>k</sub> : /MSP/ =		58%		g F=	1,41

## Charakteristické hodnoty pro navrhování podle ECS popř. ČSN 73 1702

Typ	Výška H [mm]	Charakt. moment <sup>a)</sup> M <sub>yk</sub> [kNm] <sup>b)</sup>	Tuhost v ohybu EI <sub>y,mean</sub> [Nmm <sup>2</sup> *10 <sup>9</sup> ]	Charakt. smyk <sup>a)</sup> V <sub>k</sub> [kN]	Tuhost ve smyku GA <sub>y,mean</sub> [MN]
STEICOjoist SJ 90	200	14,13	651	10,76	2,09
	240	17,75	1.025	12,51	2,76
	300	23,21	1.752	14,97	3,77
	360	27,51	2.683	17,25	4,78
	400	30,30	3.419	18,71	5,45



<sup>a)</sup> Návrhová hodnota únosnosti se vypočte takto:  $X_d = X_k * k_{mod} / \gamma_m$  přičemž  $X_k$  je tabulková hodnota;  $k_{mod}$  je modifikační součinitel  $\gamma_m$  je dílčí součinitel spolehlivosti

<sup>b)</sup> Hodnoty v tabulce jsou založeny na vzdálenosti bočního zajištění tlacené pásnice max. 10násobek šířky pásnice (10 \* b)

<sup>c)</sup> STEICOWall smí být navrhováno a posuzováno výlučně pouze jako stěnový sloupek

Návrhové hodnoty pro modifikační součinitele  $k_{mod}$  pro navrhování profilových nosníků STEICO

Třída trvání zatížení	Ohybová a osová pevnost		Pevnost ve smyku		Pevnost v podpoře	
	třída použití 1	třída použití 2	třída použití 1	třída použití 2	třída použití 1	třída použití 2
stálé	0,60	0,60	0,30	0,20	0,60	0,60
dlouhodobé	0,70	0,70	0,45	0,30	0,70	0,70
střednědobé	0,80	0,80	0,65	0,45	0,80	0,80
krátkodobé	0,90	0,90	0,85	0,60	0,90	0,90
okamžité	1,10	1,10	1,10	0,80	1,10	1,10

$\gamma_m$  lze obecně dosadit 1,3. Třída použití podle ECS popř. ČSN 73 1702

## Posouzení nosníku:

Moment na jeden nosník (B = 312,50 mm)

$$M_{y,e} = (1/8) * 2,685 * 7,35 * 7,35 * 0,3125 = 5,67 \text{ kNm}$$

$$V_e = (1/2) \cdot 2,685 \cdot 7,35 \cdot 0,3125 = 3,083 \text{ kN}$$

Návrh:

STEICO joist SJ 90/ H = 240 mm á B = 625/2 = 312,50 mm

$$M_{y,d} = M_{y,k} \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_m = 17,75 \cdot 0,90 / 1,30 = 12,288 \text{ kNm} > M_{y,e} = 5,67 \text{ kNm} - \text{VYHOVÍ}$$

$$V_d = V_k \cdot k_{\text{mod}} / \gamma_m = 12,51 \cdot 0,90 / 1,30 = 8,661 \text{ kN} > V_e = 3,083 \text{ kN} - \text{VYHOVÍ}$$

Průhyb nosníku:

$$w_z = (5/384) \cdot (B \cdot M_{SP} \cdot L^4) / (E_{I_{y,\text{mean}}}) = (5/384) \cdot (0,3125 \cdot 1,90 \cdot 7350^4) / (1025 \cdot 10^9) = 22,0124 \text{ mm}$$

$$w_z, \text{lim} = 7350/300 = 24,50 \text{ mm} > w_z = 22,01 \text{ mm} - \text{VYHOVÍ}$$

STEICO joist SJ 90/ H = 240 mm á B = 625/2 = 312,50 mm - VYHOVÍ

**c.4.2. Návrh okrajového nosníku pro kotvení fasádních panelů**

Na krajní nosník střechy schodiště bude kotvena horní část fasádního panelu. Pro zajištění ve vodorovném směru. Kotevní plotna musí mít svislé oválné otvory. Prostý nosník: L = 7,35 m

Zatížení na okrajový nosník:

$$1) \text{ střecha 2.np: /ZS5/, } B = 0,3 \text{ m}$$

$$/MSP/ = 1,90 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{k1} = 0,3 \cdot 1,90 = 0,57 \text{ kN/m}$$

STATICKÝ POSUDEK KONSTRUKCE										
Část: Okrajový nosník střechy schodiště					DLE ČSN EN 1995-1-1					
zatížení stálé [kN/m <sup>2</sup> ]			zatížení užitné [kN/m <sup>2</sup> ]			Kombinace:				
g <sub>k</sub>	Y <sub>g</sub>	g <sub>d</sub>	q <sub>k</sub>	Y <sub>q</sub>	q <sub>d</sub>	Únosnost: 2,69 [kN/m <sup>2</sup> ]				
1,10	1,35	1,49	0,80	1,5	1,2	Použitelnost: 1,90 [kN/m <sup>2</sup> ]				
zatěžovací šířka nosníku [m]					0,25					
rozpětí [m]					7,35					
E <sub>0,mean</sub>	f <sub>m,0,k</sub>	k <sub>mod</sub>	f <sub>m,0,d</sub>	M <sub>ed</sub>	profil [mm]		A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>y</sub>
[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[kNm]	b	h	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]
10000	22	0,8	13,54	4,533	120	240	28800	1,38E+08		1152000
σ <sub>c,0,d</sub>	=	3,93		<	13,54	Mpa				
posouzení ohyb				vyhovuje				0,29		
b	=	120								
h	=	240								
f <sub>v,k</sub>	=	2,2	[Mpa]							
f <sub>v,d</sub>	=	1,35	[Mpa]							
V <sub>sd</sub>	=	2,467	[kN]							
T <sub>v,d</sub>	=	0,13	[Mpa]	<	1,35	[Mpa]				
posouzení smyk				vyhovuje				0,09		
Průhyb nosníku od stálého zatížení [mm]										
Průhyb nosníku od užitného zatížení [mm]				W <sub>inst,g</sub>	=	7,56	[mm]	tj. 1/ 563 OK		
Celkový průhyb s dotvarováním				W <sub>net,fin</sub>	=	19,24	[mm]	tj. 1/ 382 OK		
Limitní průhyb (1/300 rozpětí)				W <sub>lim</sub>	=	24,50	[mm]	300		
posouzení průhyb				vyhovuje				0,79		

Okrajový nosník 120/240 - VYHOVÍ

**c.4.3. Návrh kotvení fasádního panelu na strop 1.NP**

Šířka fasádního panelu 900 - 1020 mm. Fasádní panel tvořeny svislými dřevěnými lamelami 60/200 á 120 mm výška panelu 3500 mm. V úrovni střešního nosníku je panel vyztužen vodorovným Jackelem 100/40/5 s navařenými třemi kotevními prvky: plotny P10/90/150 s navařenou konzolou P10/60...100, výška konzoly 60 mm, vyložení 100 mm. Celá svislá tíha panelu je podepřena spodním kotvením do monolitické desky!

Tíha fasádního panelu výšky 3,50 m:

$$g_{0d} = 1,35 \cdot 0,06 \cdot 0,20 \cdot 3,50 \cdot 6,0 \cdot 9 = 3,06 \text{ kN/mb} + \text{ocelové prvky } 0,70 \text{ kN/mb} = 3,76 \text{ kN/mb}$$

Nahodilé zatížení zábradlí  $q_k = 0,50 \text{ kN/m}$

Zatížení celkem:

$g_{\text{celk}} = 3,76 + 1,5 \cdot 0,50 = 4,51 \text{ kN/m}$  – kotveno třemi body – prostřední kotva pobírá polovinu zatížení:

$G_{\text{kotva, střed}} = 2,255 \text{ kN}$ , excentricita  $e = 0,25 \text{ m}$

Momentová podmínka k dolnímu okraji plotny:

$G_{\text{kotva, střed}} \cdot 0,25 = N_{\text{s, tah}} \cdot 0,35 \dots 2,255 \cdot 0,25 / 0,35 = 1,61 \text{ kN}$

Zatížení na kotvy:

$N_{\text{s, tah}} = 1,61 \text{ kN}$  /dvě kotvy

$V_{\text{s, smyk}} = 2,255 \text{ kN}$  /dvě kotvy

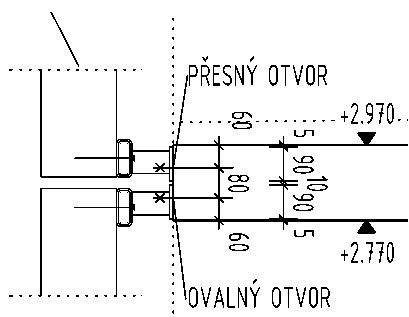
Posouzení 2 \* chem. kotvy M16/260,

pro  $C = C_{\text{min}}$ ,  $S = S_{\text{min}}$

dovolené namáhání na 2\* M16 v tahu =  $N_{\text{rec}} = 2 \cdot 6,30 = 12,60 \text{ kN} > N_{\text{s, tah}} = 1,61 \text{ kN}$  - VYHOVÍ

dovolené namáhání na 2\* M16 ve smyku =  $V_{\text{rec}} = 2 \cdot 3,20 = 6,40 \text{ kN} > V_{\text{s, smyk}} = 2,255 \text{ kN}$  - VYHOVÍ

Navržené kotvení je bezpečné - VYHOVÍ





**D.1.2.B.d) Osvědčení o autorizaci**

**OSVĚDČENÍ O AUTORIZACI**

číslo 37820

vydané

Českou komorou autorizovaných inženýrů a techniků  
činných ve výstavbě  
podle zákona ČNR č. 360/1992 Sb., ve znění pozdějších předpisů.

**Ing. Michal Schwáb**

jméno a příjmení  
780528/3387  
rodné číslo

je

**autorizovaným inženýrem**

v oboru

**statika a dynamika staveb**

V seznamu autorizovaných osob vedeném ČKAIT je veden pod číslem  
0012501  
a je oprávněn používat autorizační razítko, jehož kontrolní otisk  
je uveden zde:

Autorizace je udělena ke dni 1.12.2015

  
Ing. Pavel Křeček  
předseda ČKAIT

V Kunčicích pod Ondřejníkem 12. 05. 2020

Zodpovědný projektant: Ing. Michal Schwáb

