

VYPRACOVAL	ZODP. PROJEKTANT	Ing. Lukáš Loudil ČKAIT: 0013195 Čilec 48, Straky 289 25 IČO: 88529789 tel: +420 732 936 569 mail: lukasloudil@seznam.cz		
Ing. Lukáš Loudil	Ing. Lukáš Loudil			
INVESTOR: Město Nymburk; Náměstí Přemyslovců 163/20; 288 02 Nymburk MÍSTO STAVBY: parc. č. 997/4; k. ú.: Nymburk [708232] Lipová, 288 02 Nymburk				
NÁZEV PROJEKTU: Kolumbárium Nymburk		DATUM	05/2025	Číslo paré:
		STUPEŇ	DPZ (DPS)	
		MĚŘÍTKO	Č. VÝKRESU	
ZÁKLADNÍ STATICKÝ VÝPOČET		-	D.2.2	

1. Úvod

Předmětem tohoto výpočtu je statické posouzení záměru novostavby kolumbárií v areálu hřbitova města Nymburk. Stavba bude provedena na pozemku parc. č. 997/4; k.ú.: Nymburk [708232] na adrese Lipová, 288 02 Nymburk. Investorem akce je Město Nymburk; Náměstí Přemyslovců 163/20; 288 02 Nymburk.

Tento výpočet vychází z architektonicko-stavební části dokumentace, kterou zpracoval Atribut Solutions s.r.o., Nad motolskou nemocnicí 1045/24, Praha 6; Ing. Arch. Daniel Brichcín, Ing. Arch. Michal Holpuch; zodpovědný projektant: Ing. Karel Pánek.

Objekt jednoho kolumbária má půdorysný obdélníkový tvar s rozměry zastřešení cca 1,55 x 13,35 m. Zastřešení objektu je plochou střechou bez atiky s horní hranou zastřešení ve výšce +2,675 m. Objekt se skládá ze čtyř bloků pro uložení urn, mezi kterými jsou mezery v délce 1,2 m. Zastřešení těchto bloků, stejně jako spodní stavba, je však pro všechny čtyři bloky společné.

Konstrukce nadzemní části objektu je tvořena železobetonovými prefabrikovanými bloky pro urny, prefabrikovaným nadstavcem a střešní deskou (alternativně může být střešní deska monolitická). Základové konstrukce jsou tvořeny železobetonovým monolitickým betonovým pasem a monolitickými podstavci.

Založení kolumbária bude provedeno na zeminách třídy F3/F5 dle provedeného IG průzkumu v nezámrzné hloubce (min. 1,0 m po úrovni upraveného terénu). Protože se v úrovni základové spáry předpokládá výskyt jemnozrnných zemín, je při finálním odtěžování zeminy třeba postupovat opatrně, např. ručně, aby nedošlo k jejímu porušení. Zároveň je třeba základovou spáru chránit před vlivem povětrnosti. Je navrženo zhotovení podkladního betonu v tloušťce 50 mm, na který bude betonován základový pas. Je nepřípustné prostor pod základem vyplňovat štěrkem nebo jiným propustným materiálem, který by způsobil akumulaci vody a tím rozbředání základové půdy.

Základový pas je navržen šířky 900 mm a výšky 400 mm. Je navrženo jeho vyztužení při obou površích pruty podélné betonářské výztuže 6 x $\varnothing 12$ mm. Příčná výztuž bude při obou površích provedena pruty betonářské výztuže $\varnothing 8$ mm po 250 mm. V základovém pasu bude zakotvena svislá výztuž pro podstavce, $\varnothing 8$ mm po 200 mm při obou površích. Beton základů je uvažován jako C25/30 XC2. Krytí výztuže bude minimálně 40 mm.

Podstavce jsou tvořeny bloky z monolitického železobetonu výšky 750 mm a šířky 630 mm. Budou vyztuženy při všech površích pruty betonářské výztuže $\varnothing 8$ mm po 200 mm. Beton podstavců je uvažován jako C25/30 XC2. Krytí výztuže bude minimálně 40 mm.

Konstrukce střechy bude tvořena prefabrikovanou deskou tloušťky 150 mm. Alternativní řešení pomocí monolitické desky předpokládá také tloušťku 150 mm z betonu C25/30 XC2. Je navrženo její vyztužení KARI sítěmi $\varnothing 6 - 100/100$ mm uprostřed výšky desky.

Uvažováno je se stálým zatížením dle architektonicko-stavební části projektu a skutečné hmotnosti navržených prvků. Zatížení sněhem je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-3 pro I. sněhovou oblast s charakteristickou hodnotou zatížení sněhem $s_k = 0,7$ kN/m². Zatížení větrem je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4 pro I. větrnou oblast (výchozí základní rychlost větru 22,5 m/s) a pro kategorii terénu III. Užité zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1 pro střechu jako zatížení kategorie H ($q_k = 0,75$ kN/m²).

2. Podklady, normy a software

- Architektonicko-stavební část dokumentace „Kolumbárium Nymburk“, Ing. arch. Daniel Brichcín, Ing. Arch. Michal Holpuch, Atribut Solutions s.r.o., Nad motolskou nemocnicí 1045/24, Praha 6; zodpovědný projektant: Ing. Karel Pánek; ČKAIT 0001780; 04/2025
- „VÝSTAVBA KOLUMBÁRIA NYMBURK“; INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY V ÚZEMÍ PROJEKTOVANÉ VÝSTAVBY; Geoslužby Kořán, s.r.o.; Generála Píky 1901 Kladno – Kročehlavy 272 01; Mgr. Václav Kořán; 6.5.2025
- Sestava kolumbárií – výkres sestav prefabrikace a doplňující informace o hmotnosti; Atyp prefa block; Chebská 38/5, 360 05, Karlovy Vary-Dvory; Ing. Pavla Virágová; 6.5.2025
- ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Objemová tíha, vlastní tíha a užitná zatížení
- ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí – Zatížení sněhem
- ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí – Zatížení větrem
- ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- MS Office 2010 (Word, Excel)
- 4MCAD (CAD software)
- Scia Engineer 22.1 (analýza konstrukce)

3. Výpočet zatížení konstrukce

3.1. Stálé zatížení a vlastní tíha

Vlastní tíha prvků dle jejich skutečné hmotnosti

3.1.1. Střecha

Materiál	Tloušťka	Obj. tíha	Zatížení
	mm	kN/m ³	kN/m ²
Plechová krytina	-	-	0,10
Spádová vrstva	60	24,0	1,44
ŽB deska	150	25,0	3,75
Celkem	$f_{g,1,k} =$		5,29

3.1.2. Nadstavec

Materiál	Tloušťka	Obj. tíha	Zatížení
	mm	kN/m ³	kN/m ²
ŽB deska	200	25	5,00
Celkem	$f_{g,1,k} =$		5,00

3.1.3. Bloky pro urny

Materiál	Tloušťka	Obj. tíha	Zatížení
	mm	kN/m ³	kN/m ²
Prefa bloky - dle výrobce 5 tun	-	-	8,55
Omítka	-	-	2,66
Celkem	$f_{g,1,k} =$		11,21

3.1.4. Podstavec

Materiál	Tloušťka	Obj. tíha	Zatížení
	mm	kN/m ³	kN/m ²
Železobeton	750	25	18,75
Celkem	$f_{g,1,k} =$		18,75

3.1.5. Základový pas

Materiál	Tloušťka	Obj. tíha	Zatížení
	mm	kN/m ³	kN/m ²
Železobeton	400	25	10,00
Celkem	$f_{g,1,k} =$		10,00

3.2. Užité zatížení

Střecha - kat. H

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

(Zatížení kategorie H na střeše není kombinováno s klimatickým zatížením střechy)

3.3. Zatížení sněhem

Sněhová oblast

I

Charakteristická hodnota

$$s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

Tepelný součinitel

$$C_t = 1,0$$

Součinitel expozice

$$C_e = 1,0$$

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

Sklon střechy

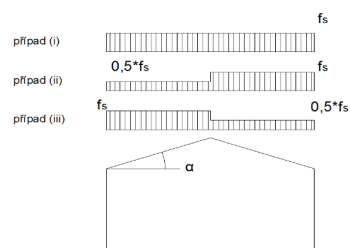
$$\alpha = 0^\circ$$

Tvarový součinitel

$$\mu_i = 0,80$$

Hodnota zatížení

$$f_s = 0,56 \text{ kN/m}^2$$



3.4. Zatížení větrem

Větrná oblast	I
Výchozí základní rychlost větru	$v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$
Součinitel směru větru	$c_{dir} = 1,0$
Součinitel ročního období	$c_{season} = 1,0$

Základní rychlost větru

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad v_b = 22,5 \text{ m/s}$$

Výška nad terénem $z = 6 \text{ m}$

Kategorie terénu III

Paramter drsnosti terénu $z_0 = 0,3 \text{ m}$

Minimální výška $z_{min} = 5 \text{ m}$

Součinitel terénu

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad z_{0,II} = 0,05$$

$$k_r = 0,215$$

Součinitel drsnosti

$$c_r = k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad c_r = 0,65$$

Součinitel trubulence $k_t = 1,0$

Součinitel orografie $c_0 = 1,0$

Intenzita turbulence

$$I_v = \frac{k_t}{c_0 * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad I_v = 0,334$$

Střední rychlost větru

$$v_m = c_r * c_0 * v_b \quad v_m = 14,52 \text{ m/s}$$

Měrná hmotnost vzduchu $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Maximální dynamický tlak

$$q_p = (1 + 7 * I_v) * \frac{1}{2} \rho * v_m^2 \quad q_p = 439,6 \text{ Pa}$$

$$q_p = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

Tlak větru na povrchy

$$w_e = q_p * c_{pe}$$

Součinitele vnějšího tlaku c_{pe}

Plochá střecha

Směr větru - x

Výška budovy $h = 2,6 \text{ m}$

Výška atiky nad rovinou střechy $h_p = 0 \text{ m}$

Rozměr kolmý na směr větru $b = 1,6 \text{ m}$

Rozměr rovnoběžný se směrem větru $d = 13 \text{ m}$

Hodnota e

$$e = \min(b; 2 * h)$$

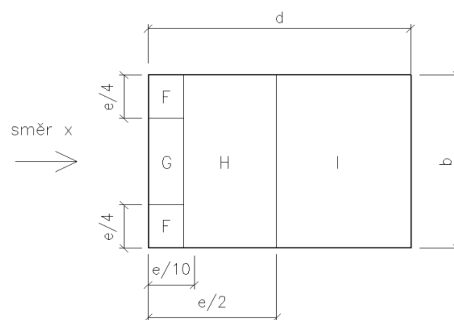
$$e = 1,6 \text{ m}$$

$$h_p/h = 0,00$$

$$e/10 = 0,2 \text{ m}$$

$$e/4 = 0,4 \text{ m}$$

$$e/2 = 0,8 \text{ m}$$



Oblast	-	F	G	H	I
plocha	m^2	0,1	0,1	1,0	19,5
c_{pe}	-	-2,20	-1,80	-1,20	-0,20
w_e	kN/m^2	-0,97	-0,79	-0,53	-0,09

Oblast I - kladné i záporné hodnoty

Směr větru - y

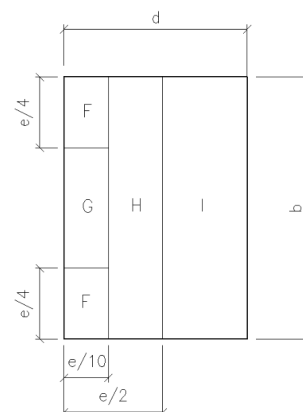
Výška budovy $h = 2,6 \text{ m}$
 Výška atiky nad rovinou střechy $h_p = 0 \text{ m}$
 Rozměr kolmý na směr větru $b = 13 \text{ m}$
 Rozměr rovnoběžný se směrem větru $d = 1,6 \text{ m}$
 Hodnota e

$$e = \min(b; 2 * h)$$

$e = 5,2 \text{ m}$
 $h_p/h = 0,00$

$e/10 = 0,5 \text{ m}$
 $e/4 = 1,3 \text{ m}$
 $e/2 = 2,6 \text{ m}$

směr y

Oblast	-	F	G	H	I
plocha	m^2	0,7	5,4	27,0	-13,0
c_{pe}	-	-2,20	-1,46	-0,70	-0,20
w_e	kN/m^2	-0,97	-0,64	-0,31	-0,09

Oblast I - kladné i záporné hodnoty

- tlak větru volně stojící stěny a zábradlí - 7.4.1

• vstupní údaje o konstrukci :

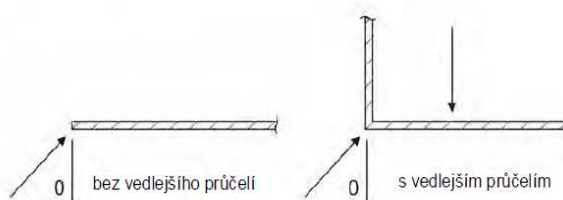
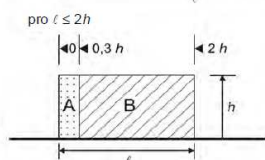
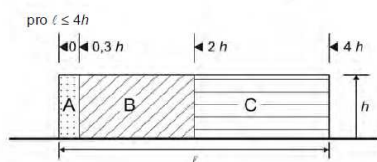
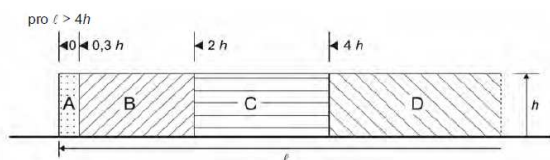
Součinitel plnosti $\phi = 1,00$ $0,3h = 0,8 \text{ m}$
 Délka $l = 13 \text{ m}$ $2h = 5,2 \text{ m}$
 výška $h = 3 \text{ m}$ $4h = 10,4 \text{ m}$

tlak větru $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$

$q_p = 440 \text{ Nm}^{-2}$

Průčelí NE

$l/h = 5,00$

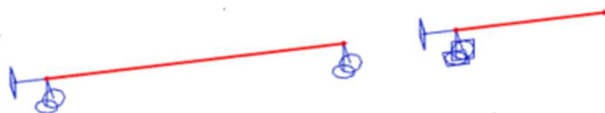


- součinitele výsledného tlaku $c_{p,net}$

	A	B	C	D
$c_{p,net} [-]$	3,40	2,10	1,70	1,20
$w_e [\text{kNm}^{-2}]$	1,49	0,92	0,75	0,53

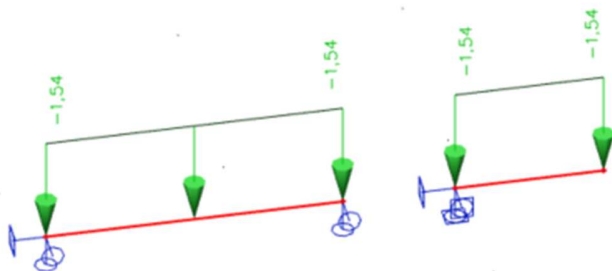
4. Střecha

Výpočetní model

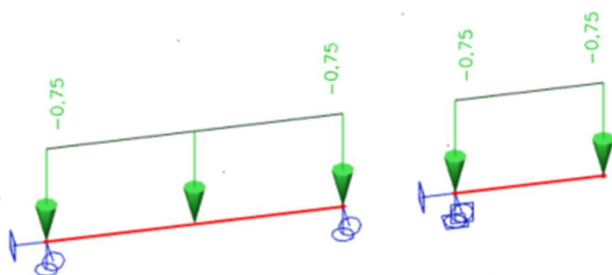


ZS1 – vlastní tíha – generováno automaticky – není vykreslena

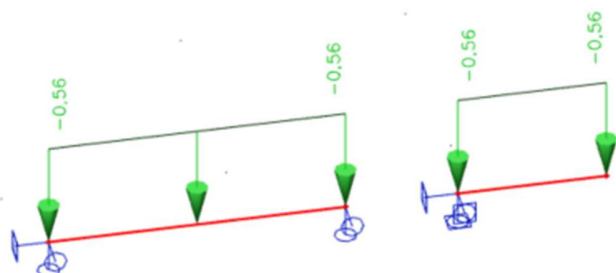
ZS2 – stálé zatížení (kN/m²)



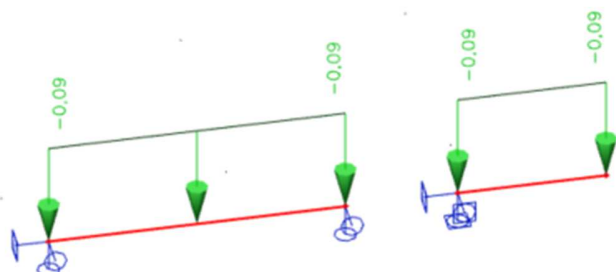
ZS3 – užité zatížení – kat.H (kN/m²)



ZS5 – zatížení sněhem (kN/m²)



ZS6 – zatížení tlakem větru (kN/m²)



Pro ověření únosnosti byly použity kombinace výše uvedených zatěžovacích stavů podle rovnic:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{STR / GEO – soubor B}$$

Pro ověření mezního stavu použitelnosti byly použity kombinace výše uvedených zatěžovacích stavů podle rovnice:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Charakteristická kombinace}$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Častá kombinace}$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Kvazistálá kombinace}$$

Návrhové hodnoty vnitřních sil jsou generované z obalové křivky všech kombinací.

$\gamma_G = 1,35$ pro nepříznivé stálé zatížení a vlastní tíhu

$\gamma_G = 1,0$ pro příznivé stálé zatížení a vlastní tíhu

$\gamma_Q = 1,5$ pro proměnné zatížení

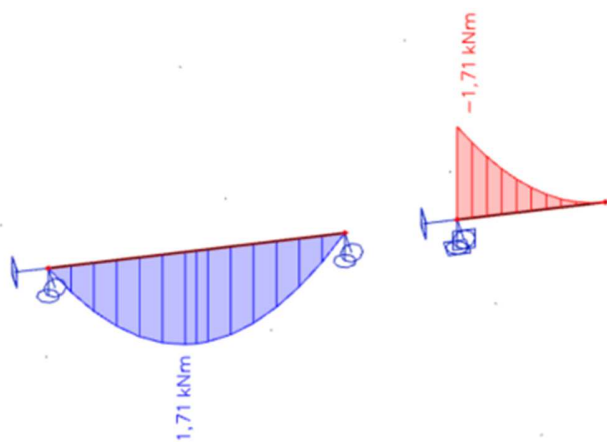
$\psi_0 = 0,5$ pro zatížení sněhem

$\psi_0 = 0,6$ pro zatížení větrem

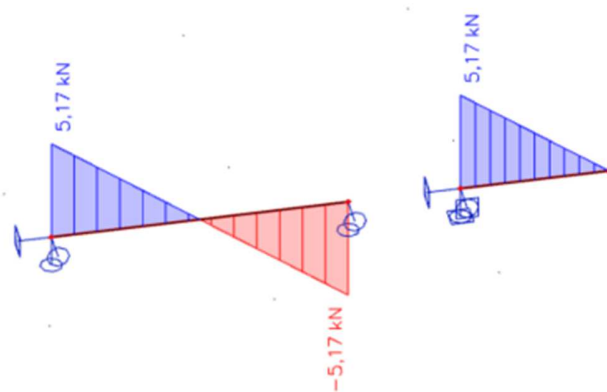
$\psi_0 = 0,0$ pro užité zatížení střechy

Užité zatížení střechy kategorie H není kombinováno s klimatickým zatížením střechy.

Ohybový moment $M_{y,ED}$ pro kombinaci MSÚ (kNm)



Posouvající síla $V_{z,ED}$ pro kombinaci MSÚ (Nm)



Posouzení MSÚ

Ohybový moment		$M_{y,ED}$	1,7 kNm
Třída betonu			C25/30
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku		f_{ck}	25 Mpa
Součinitel spolehlivosti		γ_c	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku		f_{cd}	16,67 Mpa
Charakteristická pevnost betonu v tahu		f_{ctm}	2,8 Mpa
Modul pružnosti betonu		E_{cm}	31 Mpa
Třída výztuže			B500B
Charakteristická pevnost výztuže v tahu		f_{yk}	500 Mpa
Součinitel spolehlivosti		γ_s	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	f_{yd}	434,8 MPa
Modul pružnosti oceli		E_s	210 Gpa
Mezní stav únosnosti - ohyb - směr y			
Krytí výztuže		c	45 mm
Profil výztuže		\emptyset	6 mm
Počet prutů		n	10 ks
Plocha výztuže		A_s	282,7 mm ²
Výška průřezu		h	150 mm
Šířka průřezu		b	1000 mm
Profil příčné výztuže		t	6 mm
Účinná výška průřezu	$d = h - c - t - \emptyset/2$	d	96 mm
Kontrola stupně vyztužení	$\rho = \frac{A_s}{b * d}$	ρ	0,0029
	$\rho_{min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013\right)$	ρ_{min}	0,0015
		ρ_{max}	0,04
		Vyhovuje	
Poloha neutrální osy	$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b f_{cd}}$	x	9,22 mm
Kontrola výšky tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,096 < 0,45
		vyhovuje	
Rameno vnitřních sil	$z = d - 0,4 * x$	z	92,31 mm
Moment únosnosti	$M_{RD} = A_s f_{yd} z$	M_{RD}	11,35 kNm
Posouzení			
	$\frac{M_{y,ED}}{M_{y,RD}} \leq 1,0$	0,15	< 1,0
		vyhovuje	

Posouzení MSP

Ohybový moment pro kvazistálou komb. zatížení	$M_d =$	1,14 kNm
Rozpětí	$L =$	1,32 m
Třída betonu		C25/30
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	25 Mpa
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_c =$	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	16,7 Mpa
Charakteristická pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6 Mpa
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31 Mpa
Třída výztuže		B500
Charakteristická pevnost výztuže v tahu	$f_{yk} =$	500 Mpa
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_s =$	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8 MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	210 Gpa
Výška prvku	$h =$	150 mm
Šířka prvku	$b =$	1000 mm
Krytí výztuže	$c =$	78 mm
Profil výztuže	$\emptyset =$	6 mm
Počet prutů	$s =$	10 ks
Účinná výška průřezu	$d = h - c - \frac{\emptyset}{2}$	69 mm
Plocha výztuže	$A_s =$	282,7 mm ²
Plocha betonu	$A_c =$	150000 mm ²
Poměr modulů pružnosti	$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$	6,77

Průřez bez trhlin – stav I

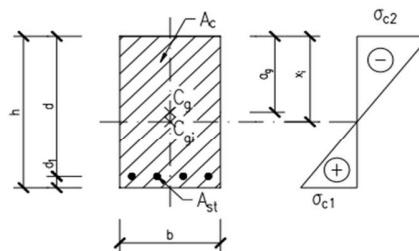
Průřez bez trhlin lze uvažovat, pokud napětí v tažených vláknech betonu nepřekročí jeho tahovou pevnost ($\sigma_{ct} \leq f_{ctm}$).

$$A_i = A_c + \alpha_e A_{st}$$

$$x_i = \frac{A_c \cdot h / 2 + \alpha_e A_{st} \cdot d}{A_i}$$

$$I_i = \underbrace{I_c + A_c (x_i - h / 2)^2}_{\text{příspěvek betonu}} + \underbrace{\alpha_e A_{st} (d - x_i)^2}_{\text{příspěvek výztuže}}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I_i}{h - x_i} \quad \dots \quad \text{vznik trhlin?}$$



$A_i =$	151915,4 mm ²
$x_c =$	75,0 mm
$x_i =$	74,9 mm
$I_i =$	281318084 mm ⁴
$M_{cr} =$	9,74 kNm

$9,74 \text{ kNm} > M_d = 1,14 \text{ kNm}$
trhliny nevzniknou

5. Posouzení únosnosti základové spáry

Šířka	a=	1 m
Délka	b=	0,9 m
Výška	h=	0,4 m
Hloubka založení od půvního terénu	h_z =	0 m
Vlastní tíha základu	$G_{0,d}$ =	12,15 kN
Návrhová normálová síla	N_{ED} =	32,78612 kN
Návrhová posouvající síla	H_{ED} =	2,11 kN
Návrhový ohybový moment	M_{ED} =	4,32 kNm

Excentricita

$$e = \frac{M_{ED} + H_{ED} h}{N_{ED} + G_{0,d}} \quad e = 0,11 \text{ m} < b/6 = 0,15 \text{ m}$$

vyhovuje

Efektivní rozměry základu

$$\begin{aligned} a' &= a & a' &= 1,00 \text{ m} \\ b' &= b - 2 * e & b' &= 0,67 \text{ m} \\ & & A' &= 0,67 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kontaktní napětí na efektivní ploše

$$\sigma_d = \frac{N_{ED} + G_{0,d}}{A'} \quad \sigma_d = 67,0 \text{ kPa}$$

Odklon výslednice

$$\tan \delta = \frac{\sum H}{\sum V} \quad \delta = 0,05^\circ$$

Parametry základové půdy - předpoklad = založení na zemině F3/F5 (GT1 dle IGP)

γ =	18,5 kN/m ³	
c_{ef} =	10 kPa	
ϕ_{ef} =	21 °	
c_u =	50 kPa	
ϕ_u =	0 °	
podmínky	1	odvodněné (efektivní par.) = 1
c =	10 kPa	neodvodněné (totální par.) = 2
ϕ =	21 °	
odklon výslednice		
δ =	0,0 °	
sklon terénu		
β =	0 °	

Únosnost základové půdy

$$R_d = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + g_0 N_d s_d d_d i_d b_d g_d + \frac{a}{2} \gamma N_b s_b d_b i_b b_b g_b$$

$$q_0 = \gamma * h$$

$$q_0 = 0 \text{ kPa}$$

Součinitele únosnosti

$$N_c = (N_d - 1) \cot \varphi \text{ pro } \varphi > 0$$

$$N_c = 2 + \pi \text{ pro } \varphi = 0$$

$$N_d = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) * e^{\pi tg \varphi}$$

$$N_c = 15,81$$

$$N_d = 7,07$$

$$N_b = 1,5(N_d - 1) * tg \varphi$$

$$N_b = 3,50$$

Součinitele tvaru základu

$$s_c = 1 + 0,2 * \frac{a'}{b'}$$

$$s_d = 1 + \frac{a'}{b'} \sin \varphi$$

$$s_c = 1,30$$

$$s_b = 1 - 0,3 * \frac{a'}{b'}$$

$$s_d = 1,53$$

$$s_b = 0,55$$

Součinitele vlivu hloubky založení

$$d_c = 1 + 0,1 * \sqrt{\frac{h}{a'}}$$

$$d_d = 1 + 0,1 * \sqrt{\frac{h}{a'} \sin 2\varphi}$$

$$d_c = 1,00$$

$$d_d = 1,00$$

$$d_b = 1$$

$$d_b = 1,00$$

Součinitele šikmosti zatížení

$$i_c = i_d = i_b = (1 - tg \delta)^2$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_d = 1,00$$

$$i_b = 1,00$$

Součinitele vlivu šikméno terénu

$$g_c = 1 - \frac{2 * \beta}{\pi + 2}$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_d = 1,00$$

$$g_d = g_b = (1 - 0,5 * tg \beta)^5$$

$$g_b = 1,00$$

Součinitel svislé únosnosti základu

$$R_d / \gamma_{RV} = 154,97 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{RV} = 1,4$$

$$> \sigma_{z,ed} = 67,03 \text{ kPa}$$

vyhovuje

6. Základový pas

Parametry základové půdy:

Loads

Area of foundation slab

A= 11,0 m

Loads from structure

$F_k = 57,0 \text{ kN/m}^2$

Self weight and load of foundation slab and floor

$g = 10 \text{ kN/m}^2$

Average stress at foundation level

$\sigma_{z,Ek} = 67,03 \text{ kPa}$

Foundation level (from original ground)

$h_z = 0 \text{ m}$

Parameters of soils under the footing bottom

According Engineering geological survey

	Type	Thickne	E_{def}	γ	ν	m	β	E_{oed}
	-	m	MPa	KN/m ³	-	-	-	MPa
Soil 1	F3/F5	3	7	18,5	0,35	0,2	0,623	11,23
Soil 2	R5/R6	10	18	21	0,3	0,4	0,743	24,23
Soil 3							0,000	0,00
Soil 4							0,000	0,00

$$\beta = 1 - \frac{2 * \nu^2}{1 - \nu}$$

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta}$$

Original vertical stress below the foundation level

Weight density of the original soil

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{or,0} = \gamma * h_z$$

$\sigma_{or,0} = 0 \text{ kPa}$

Design vertical stress below the foundation level

$$\sigma_{ol,0} = \sigma_{z,Ek} - \sigma_{or,0}$$

$\sigma_{ol,0} = 67,03 \text{ kPa}$

Settlement calculation

Influence of foundation depth on stress distribution

$$k_1 = 1 + 0,61 * \arctg \frac{h_z}{z_i}$$

Influence of incompressible layer

$$k_2 = 1 - e^{\left(\frac{z_c}{z_i} * \ln 0,25 + \ln 0,8\right)}$$

Depth of incompressible layer under the foundation level

$z_c = 10 \text{ m}$

Substitute depth

$$z_{ri} = k_1 * k_2 * z_i$$

Original geostatic stress

$$\sigma_{or,i} = \gamma_i * z_{ri}$$

Slab length

L= 12,25 m

Slab width

B= 0,9 m

Rectangle dimensions (pro stanovení l_{0i})

$l_i =$ 10,66 10,66 1,59 1,59 m
 $B_i =$ 0,12 0,78 0,78 0,12 m

Function of the vertical stress in the vertical under the corner of a rectangular foundation

$$I_0 = \frac{1}{2\pi} \left[\arctg \frac{BL}{z_{ri} \sqrt{B^2 + L^2 + z_{ri}^2}} + \frac{BLz_{ri}}{\sqrt{B^2 + L^2 + z_{ri}^2}} \left(\frac{1}{B^2 + z_{ri}^2} + \frac{1}{L^2 + z_{ri}^2} \right) \right]$$

Function of the stress under the characteristic point

$$I_{CH} = \sum I_{0,i}$$

Vertical stress under the characteristic point

$$\sigma_{x,i} = I_{CH,i} * \sigma_{0,0}$$

Total settlement

$$s = \sum \frac{\sigma_{x,i} - m_i \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} h_i$$

layer	h	Soil	z_i	k_1	k_2	z_{ri}	$\sigma_{or,i}$	$m_i^* \sigma_{or,i}$	$I_{0,1}$	$I_{0,2}$	$I_{0,3}$	$I_{0,4}$	I_{CH}	$\sigma_{x,i}$	$\sigma_{x,i} - m_i^* \sigma_{or,i}$	$E_{oed,i}$	S_i	$E_{def,i}$	v_i	$E_{def,i} \cdot h_i \cdot \sigma_{x,i}$	$h_i \cdot \sigma_{x,i}$	h_i	$v \cdot h_i \cdot \sigma_{x,i}$
-	m	-	m	-	-	m	kPa	kPa						kPa	kPa	MPa		MPa			m		
1	0,5	F3/F5	0,25	1,00	1,00	0,25	4,63	0,93	0,131	0,247	0,247	0,131	0,755	50,62	49,69	11,23	2,21	7	0,35	173,93	24,85	0,50	8,70
2	0,5	F3/F5	0,75	1,00	1,00	0,75	13,87	2,77	0,049	0,208	0,204	0,048	0,509	34,12	31,34	11,23	1,39	7	0,35	109,70	15,67	0,50	5,48
3	0,5	F3/F5	1,25	1,00	1,00	1,25	23,12	4,62	0,030	0,161	0,149	0,028	0,367	24,60	19,97	11,23	0,89	7	0,35	69,91	9,99	0,50	3,50
4	0,5	F3/F5	1,75	1,00	1,00	1,75	32,37	6,47	0,021	0,126	0,107	0,018	0,273	18,29	11,82	11,23	0,53	7	0,35	41,35	5,91	0,50	2,07
5	0,5	F3/F5	2,25	1,00	1,00	2,25	41,55	8,31	0,017	0,103	0,079	0,013	0,211	14,12	5,81	11,23	0,26	7	0,35	20,32	2,90	0,50	1,02
6	0,5	F3/F5	2,75	1,00	0,99	2,74	50,61	10,12	0,014	0,086	0,059	0,009	0,169	11,30	1,18	11,23	0,05	7	0,35	4,12	0,59	0,50	0,21
7	0,5	R5/R6	3,25	1,00	0,99	3,21	67,48	26,99	0,012	0,074	0,046	0,007	0,139	9,34	0,00	24,23	0,00	18	0,3	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,5	R5/R6	3,75	1,00	0,98	3,68	77,19	30,87	0,010	0,066	0,037	0,006	0,118	7,93	0,00	24,23	0,00	18	0,3	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,5	R5/R6	4,25	1,00	0,97	4,12	86,51	34,61	0,009	0,059	0,030	0,005	0,103	6,89	0,00	24,23	0,00	18	0,3	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,5	R5/R6	4,75	1,00	0,96	4,54	95,44	38,18	0,008	0,053	0,026	0,004	0,091	6,09	0,00	24,23	0,00	18	0,3	0,00	0,00	0,00	0,00
																$\Sigma =$	5,33			419,33	59,90	3,00	20,97

Determination of constants of Winkler-Pasternak subsoil model

Substitute modulus of deformation

$$\bar{E}_{def} = \frac{\sum E_{def,i} * h_i * \sigma_{x,i}}{\sum h_i * \sigma_{x,i}}$$

$E_{def} =$

7,0 MPa

Depth of deformation zone

$H =$

3,00 m

Substitute Poisson number

$$v = \frac{\sum v_i * h_i * \sigma_{x,i}}{\sum h_i * \sigma_{x,i}}$$

$v =$

0,35

Modulus of elasticity in shear

$$G = \frac{E_{def}}{2 * (1 + v)}$$

$G =$

2,59 MPa

Conversion factor

$$\beta = 1 - \frac{2 * v^2}{1 - v}$$

$\beta =$

0,62

Oedometric module

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta}$$

$E_{oed} =$

11,23 MPa

Constant 1 - subsoil pressure resistance

$$C_1 = \frac{\sqrt{H} * \pi^2}{8 * H^2} E_{oed}$$

$C_1 =$

2,7 MPa/m

Constant 2 - effect of shear spread

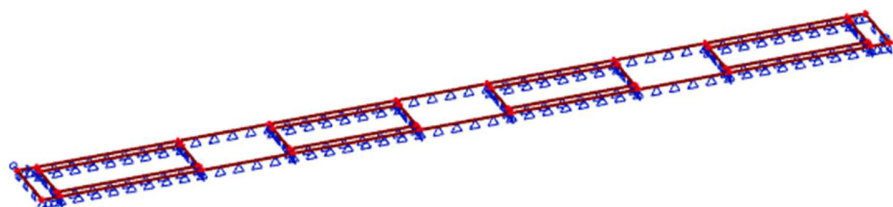
$$C_2 = \frac{\sqrt{H}}{2} G$$

$C_2 =$

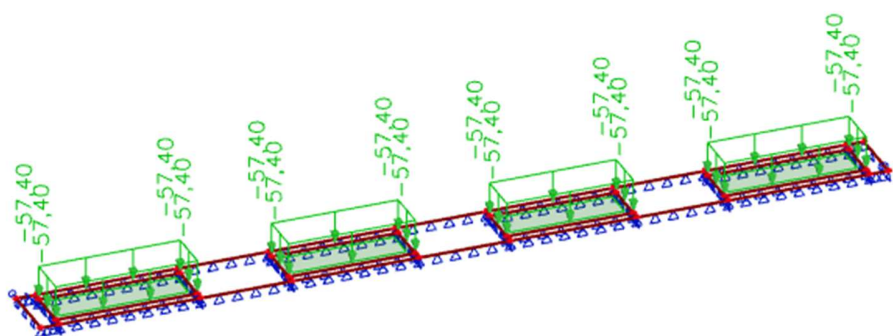
2,2 MPa.m

Analýza pasu:

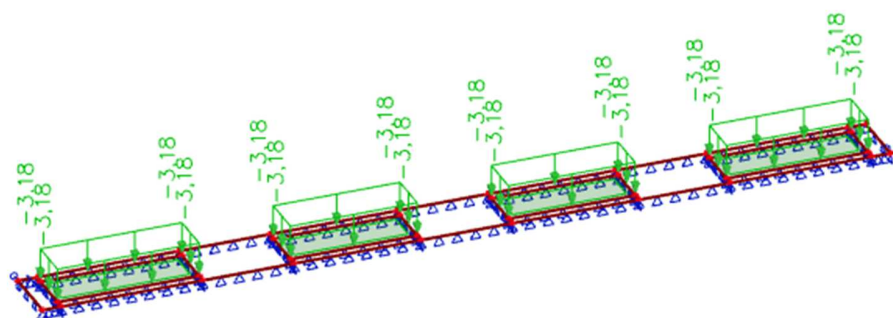
Výpočetní model



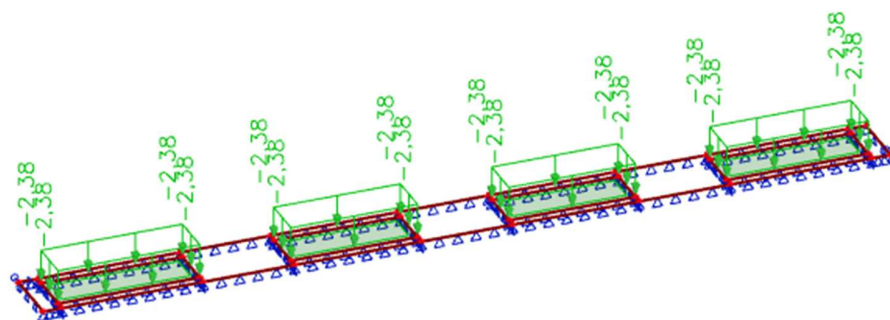
Stálé zatížení (kN/m²)



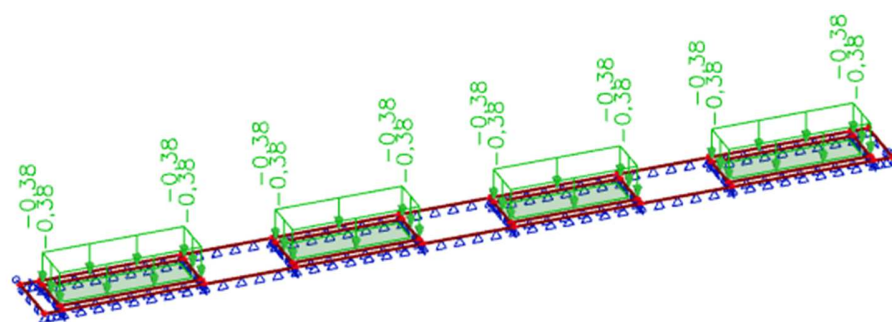
Užitné zatížení – kat.H (kN/m²)



Zatížení sněhem (kN/m²)



Zatížení tlakem větru (kN/m²)



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{x0+}

Lineární výpočet

Kombinace: CO1

Extrém: Sít'

Výběr: Vše

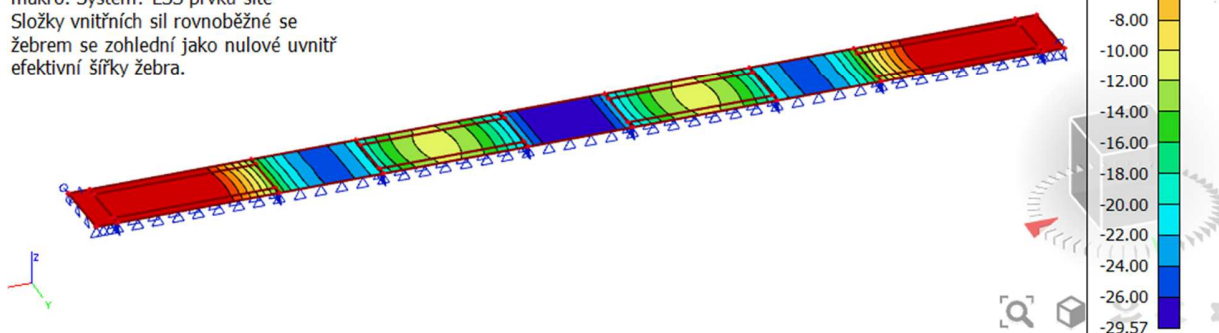
Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Systém: LSS prvku sítě

Složky vnitřních sil rovnoběžné se

žebrem se zohlední jako nulové uvnitř

efektivní šířky žebra.



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{x0-}

Lineární výpočet

Kombinace: CO1

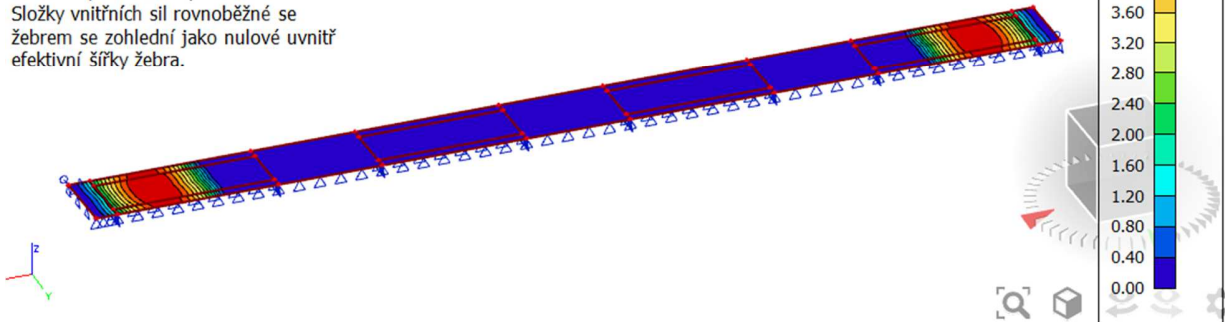
Extrém: Sít'

Výběr: Vše

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Systém: LSS prvku sítě

Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{y0+}

Lineární výpočet

Kombinace: CO1

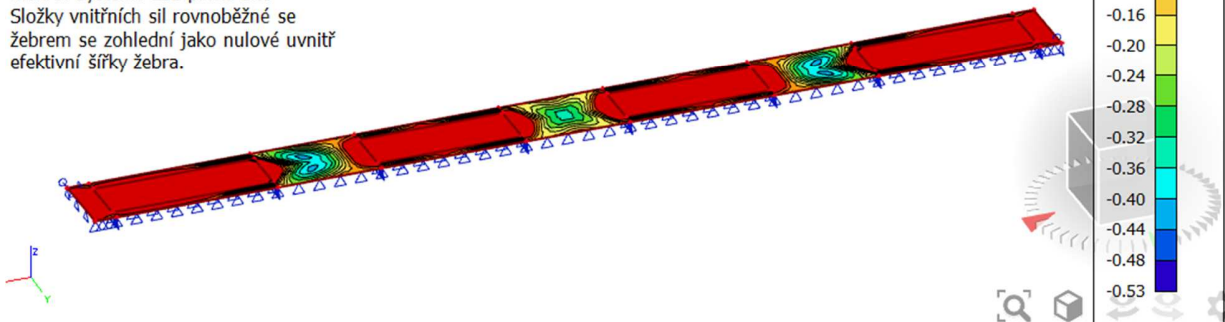
Extrém: Sít'

Výběr: Vše

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Systém: LSS prvku sítě

Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.



2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{y0-}

Lineární výpočet

Kombinace: CO1

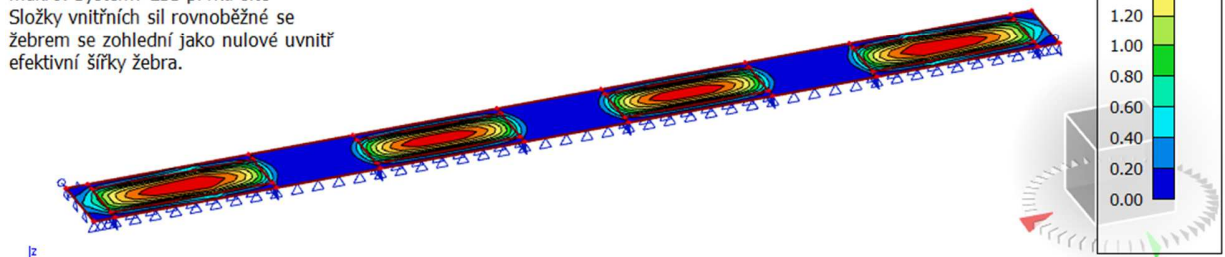
Extrém: Sít'

Výběr: Vše

Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Systém: LSS prvku sítě

Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.



2D kontaktní napětí

Hodnoty: σ_z

Lineární výpočet

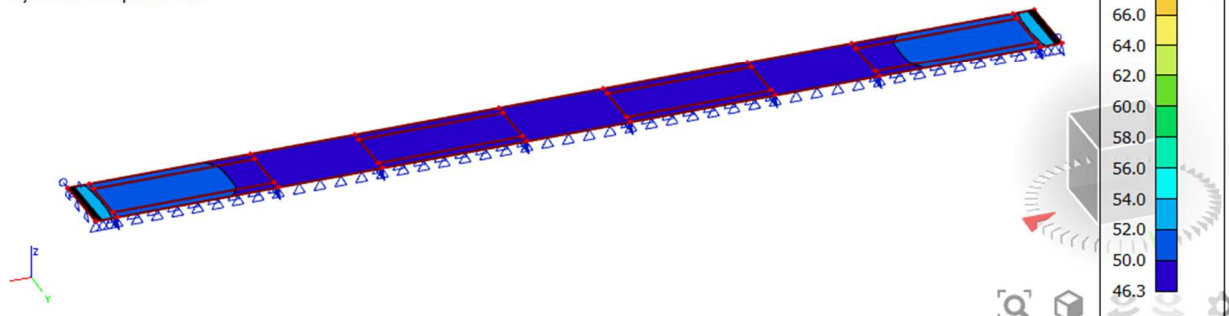
Kombinace: CO1

Extrém: Globální

Výběr: Vše

Poloha: V uzlech s průměrováním.

Systém: LSS prvku sítě



2D přemístění

Hodnoty: u_z

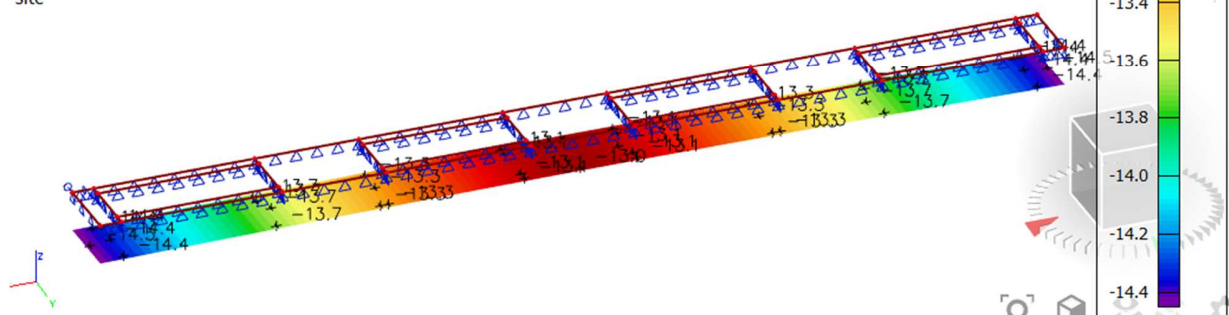
Lineární výpočet

Kombinace: CO2

Extrém: Globální

Výběr: Vše

Poloha: V těžištích. Systém: LSS prvku sítě



Posouzení MSÚ:

Ohybový moment		$M_{y,ED}$	29,6 kNm
Třída betonu			C25/30
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku		f_{ck}	25 Mpa
Součinitel spolehlivosti		γ_c	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku		f_{cd}	16,67 Mpa
Charakteristická pevnost betonu v tahu		f_{ctm}	2,8 Mpa
Modul pružnosti betonu		E_{cm}	31 Mpa
Třída výztuže			B500B
Charakteristická pevnost výztuže v tahu		f_{yk}	500 Mpa
Součinitel spolehlivosti		γ_s	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	f_{yd}	434,8 MPa
Modul pružnosti oceli		E_s	210 Gpa
Mezní stav únosnosti - ohyb - směr y			
Krytí výztuže		c	50 mm
Profil výztuže		\emptyset	12 mm
Počet prutů		n	6 ks
Plocha výztuže		A_s	678,6 mm ²
Výška průřezu		h	400 mm
Šířka průřezu		b	900 mm
Profil příčné výztuže		t	8 mm
Účinná výška průřezu	$d = h - c - t - \emptyset/2$	d	336 mm
Kontrola stupně vyztužení	$\rho = \frac{A_s}{b * d}$	ρ	0,0022
	$\rho_{min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}; 0,0013\right)$	ρ_{min}	0,0015
		ρ_{max}	0,04
		Vyhovuje	
Poloha neutrální osy	$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b f_{cd}}$	x	24,59 mm
Kontrola výšky tlačené oblasti	$\xi = \frac{x}{d}$	ξ	0,073 < 0,45 vyhovuje
Rameno vnitřních sil	$z = d - 0,4 * x$	z	326,17 mm
Moment únosnosti	$M_{RD} = A_s f_{yd} z$	M_{RD}	96,23 kNm
Posouzení			
	$\frac{M_{y,ED}}{M_{y,RD}} \leq 1,0$	0,31	< 1,0 vyhovuje