

SO02 SPORTOVNÍ HALA
STATICKÝ VÝPOČET
D.1.2B STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ – BETONOVÉ
KONSTRUKCE

Stavebník : **Statutární město Ostrava, městský obvod Slezská Ostrava**
Těšínská 138/55
710 16 Ostrava

Akce : **Vypracování projektových dokumentací
vč. inženýrských činností k vybudování
sportovní haly Slezská Ostrava**

Stupeň : Dokumentace pro realizaci stavby
Vypracoval : Ing. Zdeněk Kubánek
Zakázkové číslo : **52/17**
Číslo přílohy : 52/17-D.1.2B.b
Datum : 12/2019

Počet stran: 53

Obsah

a)	průvodní zpráva statického výpočtu	3
b)	použité podklady	4
c)	údaje o materiálech a technologiích	5
d)	rekapitulace zatížení	5
e)	střešní konstrukce západní přístavby	6
f)	střešní konstrukce východní přístavby	9
g)	stropní konstrukce východní přístavby	17
h)	stropní konstrukce tribuny	21
i)	zdivo	24
j)	výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí	35
<input type="checkbox"/>	geologické podmínky	35
<input type="checkbox"/>	zatížení základů	37
<input type="checkbox"/>	posouzení základů	38

a) průvodní zpráva statického výpočtu

Předmětem tohoto statického výpočtu jsou základové konstrukce sportovní haly a přístaveb, stěnové a stropní konstrukce přístaveb a opěrné stěny. Ocelová a dřevěná konstrukce haly je předmětem samostatné části dokumentace.

→ ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce

Stropní konstrukce přístaveb a tribuny jsou navrženy jako železobetonové monolitické desky uložené na nosných stěnách z keramických bloků. Stěny a ocelové sloupy haly budou založeny na monolitických železobetonových pásech v souladu s výsledky IG průzkumu.

→ posouzení stability konstrukce

Podmínky stability konstrukce jako celku a jednotlivých konstrukčních prvků pro mezní stavy překlacení, posunutí a nadzdvížení jsou s rezervou splněny.

→ stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce

Rozměry hlavních prvků nosné konstrukce jsou navrženy na základě odborného návrhu a statického výpočtu.

→ návrhová životnost stavby

podle tab. 2.1(CZ) ČSN EN 1990 je stavba zařazena do kategorie návrhové životnosti 4 (informativní návrhová životnost 50 let)

→ hodnoty zatížení a parametry spolehlivosti

Stavba je podle ČSN EN 1990 kapitoly B.3 – Diferenciace spolehlivosti zaříděna do třídy následků CC2 - třída spolehlivosti RC2 – z toho plyne hodnota součinitele KFI = 1,0, podle kapitoly B.4 - Kontrola během navrhování – úroveň kontroly DSL2, podle kapitoly B.5 - Kontrola během provádění – úroveň kontroly IL2.

b) použité podklady

Eurokódy

ČSN EN 1990 (73 0002)	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 (73 0035)	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3 (73 0035)	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4 (73 0035)	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1992-1-1 (73 1201)	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-1-2 (73 1201)	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
ČSN EN 1996-1-1 (73 1101)	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
ČSN EN 1996-3 (73 1101)	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí
ČSN EN 1997-1 (73 1000)	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

projekční podklady:

- (1) Projektová dokumentace - DPS - stavebně architektonické řešení, PPS Kania s.r.o., 12/2018
- (2) Ostrava Koblov, Sportovní hala - Závěrečná zpráva IG průzkumu, HG posudek vsakování srážkových vod, K-GEO, s.r.o., 11/2018
- (3) Statický výpočet ocelové konstrukce, 11/2019

SW:

GEO 5 (FINE spol. s r.o.)
FEAT 2000

c) údaje o materiálech a technologiích

beton: C20/25 XC1, 25/30 XC2 monolit
ocel: B500
zdívko: jednovrstvé - keramické bloky

d) rekapitulace zatížení

zatěžovací stavy

- stálé a dlouhodobé zatížení: objemové hmotnosti jsou určeny podle přílohy A - ČSN EN 1991-1-1 a podle údajů výrobců
- proměnné – užité: obytná plocha kategorie A, charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) ČSN EN 1991-1-1
- proměnné – užité: shromažďovací plocha kategorie C, charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) ČSN EN 1991-1-1
- proměnné – zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006, sněhová oblast II
- proměnné – zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4, větrová oblast II

součinitele zatížení

- součinitel zatížení pro zatížení stálé: $\gamma_G = 1,35$
- redukční součinitel stálého zatížení: $\xi = 0,85$
- součinitel zatížení pro zatížení proměnné: $\gamma_Q = 1,50$
- užité zatížení – kategorie A
 - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti): $\psi_0 = 0,7$
 - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti): $\psi_2 = 0,3$
- užité zatížení – kategorie C
 - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti): $\psi_0 = 0,7$
 - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti): $\psi_2 = 0,6$
- zatížení sněhem
 - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti): $\psi_0 = 0,5$
 - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti): $\psi_2 = 0$
- zatížení větrem
 - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti): $\psi_0 = 0,6$
 - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti): $\psi_2 = 0$

kombinace pro MS únosnosti:

- Kombinace zatížení pro návrhovou situaci STR/GEO se stanoví jako rozhodující z dvojice výrazů (6.10a) a (6.10.b) podle tab. A.1.1(B)(CZ)-1 ČSN EN 1990.
- Kombinace zatížení pro mimořádnou návrhovou situaci se stanoví podle tab. A.1.3(CZ)

kombinace pro MS použitelnosti:

- uvažuje se kvazistálá kombinace zatížení s dílčími součiniteli zatížení $\gamma_G = 1,0$, $\gamma_Q = 1,0$ a součiniteli kombinačního zatížení ψ_2 podle typu zatížení dle tab. A1.1 ČSN EN 1990.

e) střešní konstrukce západní přístavby

zatížení

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	150	25.00	3.75

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
fólie PVC			0.01
tepelná izolace EPS	240	0.20	0.05
parozábrana - asf. pás			0.05
omítka	13	18.00	0.23
celkem			0.34

→ zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006,

střecha sousedící a přiléhající k vyšší stavbě se sedlovou střechou

místo stavby	Ostrava Koblov	
sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí	II	Z1:2006
charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi	$s_k = 0,85$ kN/m ²	
typ krajiny	normální	tab. 5.1
součinitel expozice	$C_e = 1,0$	
tepelná prostupnost střechy	běžná	
tepelný součinitel	$C_t = 1,0$	5.2(8)
tvar nižší střechy	plochá	
překážky proti sklouzávání sněhu	nejsou	
úhel sklonu nižší střechy	$\alpha_2 = 0$ °	
úhel sklonu vyšší střechy	$\alpha_1 = 0$ °	
šířka vyšší budovy	$b_1 = 22,8$ m	
šířka nižší budovy	$b_2 = 3,9$ m	
rozdíl výšek střech	$h = 4,8$ m	
délka návěje	$l_s = 2 \cdot h$ $= 9,6$ m	> 5 m < 15 m $> b_2$
tvarový součinitel nižší střechy podle tab. 5.2	$\mu_{l1} = 0,8$	tab. 5.2
tvarový součinitel pro sesuv sněhu z horní střechy	$\mu_{ls} = 0,8 \cdot 0,5 \cdot b_1 / l_s$ $\mu_{ls} = 0,00$	NA 2.20
tvarový součinitel zohledňující působení větru	$\mu_{lw} = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h$ $\mu_{lw} = 2,78$	5.3.6 (5.8) $> 0,8$ $> 2,0$ $< 2,0 \cdot h / s_k$ $< 11,29$
	$\mu_{lw} = 2,00$	
tvarový součinitel pro nižší střechu u stěny	$\mu_{l2} = \mu_{ls} + \mu_{lw}$ $\mu_{l2} = 2,00$	
charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše	$s = \mu_{li} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	5.1
u stěny	$s = 1,70$ kN/m ²	
mimo závěj	$s = 0,68$ kN/m ²	
průměr	$s = 1,19$ kN/m ²	

zatížení je určeno podle mapy zatížení sněhem na zemi – ČHMÚ, www.snehovamapa.cz

návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	3.75	1.35		0.85		5.06	4.30
	nenosné k.	0.34	1.35		0.85		0.46	0.39
		0.00	1.35		0.85		0.00	0.00
proměnné	sníh	1.19		1.5		0.5	0.89	1.79
kombinace celkem			5.28				6.41	6.48

statické schéma

jedná se o prostě uloženou desku s rozponem
 $l = 3,5 + 0,15 = 3,65 \text{ m}$

silové účinky zatížení

návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti

dimenzační moment: $M_d = 1/8 \cdot 6,48 \cdot 3,65^2 = 10,71 \text{ kNm/m}$

posouvající síla: $V_d = 1/2 \cdot 6,48 \cdot 3,65 = 10,73 \text{ kN/m}$

posouzení konstrukce

stropní deska je navržena monolitická železobetonová tl. 150 mm z betonu C20/25 XC1 s výztuží z oceli B500B.

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
charakteristiky	f_{ck}	20	MPa		f_{cm}	28	MPa	E_{cm}	30 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.2	MPa	ϵ_{c1}	2 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0.05}$	1.5	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	13.33	MPa		$f_{ctk,0.95}$	2.9	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.15	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	7	mm		
					počet	10	á	0.100	m
plocha výztuže	A_s	385	mm ²						
	$A_{s,min}$	140	mm ²	VYHOVUJE					
	$A_{s,max}$	6000	mm ²	VYHOVUJE					
charakteristiky	d_1	0.0285	m						
	d	0.1215	m						
	x	0.016	m						
	ξ	0.129							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.115	m						
POSOUZENÍ NA MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M_{Rd}	19.28	kNm						
návrhový moment	M_{Ed}	10.71	kNm	<	19.28	kN	VYHOVUJE		
	Využití	56	%						
SMYK									
Únosnost bez smykové výztuže									
	$c_{RD,c}$	0.12		výztuž	Ø	7			
	k	2.00	< 2		počet	10			
plocha výztuže	A_p	385	mm ²						
	ρ_l	0.0032							
únosnost betonu	$V_{RD,c}$	53.96	kN						
	V_{min}	0.443							
	$min V_{RD,c}$	53.79	kN	<	$V_{RD,c}$				
	V_{ED}	10.73	kN	<	53.96	kN	SMYK PŘENESE BETON		

f) střešní konstrukce východní přístavby

zatížení

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	200	25,00	5,00

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
fólie PVC			0.01
tepelná izolace EPS	240	0.20	0.05
parozábrana - asf. pás			0.05
omítka	13	18.00	0.23
celkem			0.34

→ zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006,

střecha sousedící a přiléhající k vyšší stavbě se sedlovou střechou

místo stavby	Ostrava Koblov	
sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí	II	Z1:2006
charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi	$s_k = 0.85$ kN/m ²	
typ krajiny	normální	tab. 5.1
součinitel expozice	$C_e = 1.0$	
tepelná prostupnost střechy	běžná	
tepelný součinitel	$C_t = 1.0$	5.2(8)
tvar nižší střechy	plochá	
překážky proti skluzávání sněhu	nejsou	
úhel sklonu nižší střechy	$\alpha_2 = 0$ °	
úhel sklonu vyšší střechy	$\alpha_1 = 0$ °	
šířka vyšší budovy	$b_1 = 22.8$ m	
šířka nižší budovy	$b_2 = 6.0$ m	
rozdíl výšek střech	$h = 2.4$ m	
délka návěje	$l_s = 2 \cdot h$ $= 4.8$ m	> 5 m < 15 m
tvarový součinitel nižší střechy podle tab. 5.2	$\mu_{l1} = 0.8$	tab. 5.2
tvarový součinitel pro sesuv sněhu z horní střechy	$\mu_{ls} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot b_1 / l_s$ $\mu_{ls} = 0.00$	NA 2.20
tvarový součinitel zohledňující působení větru	$\mu_{lw} = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h$ $\mu_{lw} = 6.00$	5.3.6 (5.8) > 0.8 > 2.0 $< 2.0 \cdot h / s_k$ < 5.65
	$\mu_{lw} = 2.00$	
tvarový součinitel pro nižší střechu u stěny	$\mu_{l2} = \mu_{ls} + \mu_{lw}$ $\mu_{l2} = 2.00$	
charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše	$s = \mu_{l1} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	5.1
u stěny	$s = 1.70$ kN/m ²	
mimo závěj	$s = 0.68$ kN/m ²	
průměr	$s = 1.19$ kN/m ²	

zatížení je určeno podle mapy zatížení sněhem na zemi – ČHMÚ, www.snehovamapa.cz

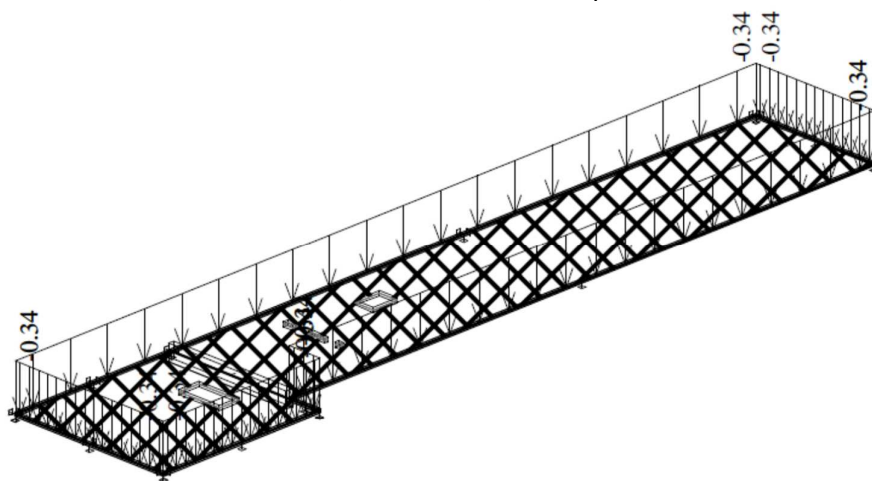
návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	5.00	1.35		0.85		6.75	5.74
	nenosné k.	0.34	1.35		0.85		0.46	0.39
		0.00	1.35		0.85		0.00	0.00
proměnné	sníh	1.19		1.5		0.5	0.89	1.79
kombinace celkem		6.53					8.10	7.91

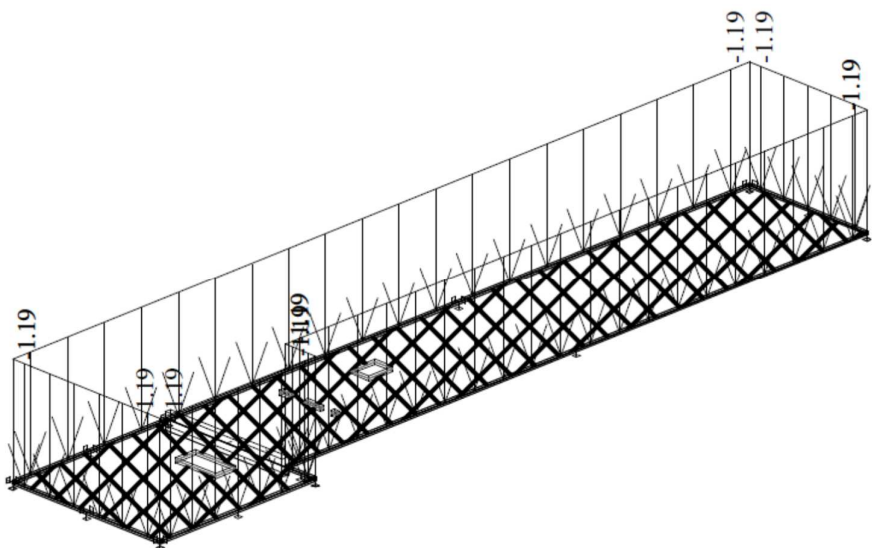
silové účinky zatížení

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, střešní plášť

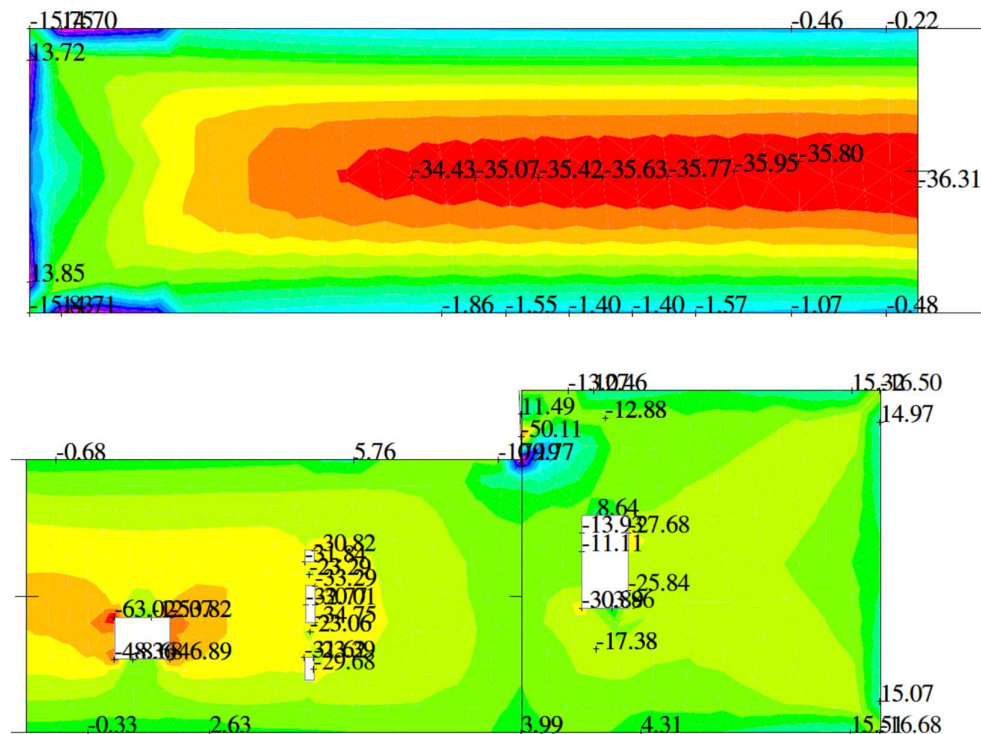


zatěžovací stav ZS2 – sníh

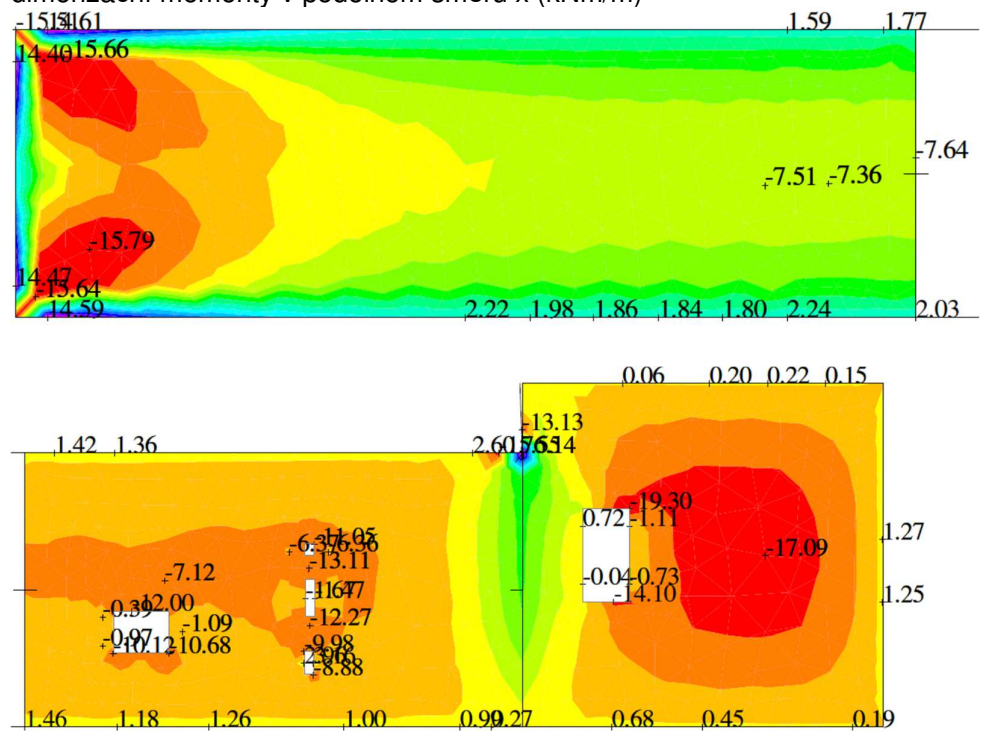


silové účinky zatížení

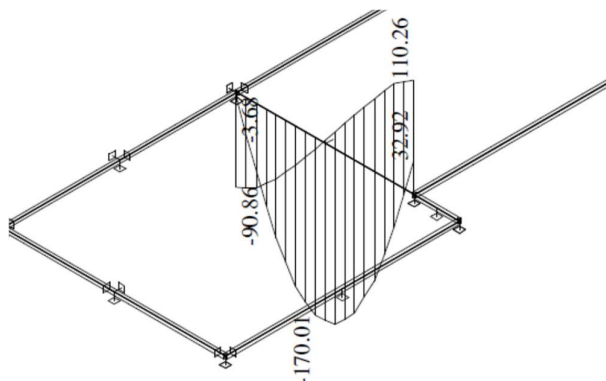
návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti
dimenzační momenty v příčném směru y (kNm/m)



dimenzační momenty v podélném směru x (kNm/m)



dimenzační momenty a pos. síly na průvlaku (kNm, kN)



posouzení střešní desky

deska působící v jenom směru

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1										
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK										
BETON třída betonu charakteristiky	C	20	/	25						
	f _{ck}	20	MPa		f _{cm}	28 MPa		E _{cm}	30 GPa	
	γ _c	1.5			f _{ctm}	2.2 MPa		ε _{c1}	2 ‰	
	α _{cc}	1			f _{ctk,0,05}	1.5 MPa		ε _{cu1}	3.5 ‰	
	f _{cd}	13.33	MPa		f _{ctk,0,95}	2.9 MPa		ε _{c2}	2 ‰	
VÝZTUŽ druh oceli charakteristiky	B	500	B							
	f _{yk}	500	MPa					E _s	200 GPa	
	γ _s	1.15						ε _{yd}	2.2 ‰	
	f _{yd}	435	MPa							
PRŮŘEZ výška šířka plocha výztuže charakteristiky	h	0.20	m	krytí	c	25	mm			
	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm			
				počet		8	á	0.125	m	
	A _s	905	mm ²							
	A _{s,min}	194	mm ²	VYHOVUJE						
	A _{s,max}	8000	mm ²	VYHOVUJE						
	d ₁	0.031	m							
	d	0.169	m							
	x	0.037	m							
	ξ	0.218								
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita						
	z	0.154	m							
	POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
	OHYB únosnost návrhový moment	M _{Rd}	60.68	kNm						
		M _{Ed}	35.95	kNm	<	60.68 kN	VYHOVUJE			
Využití		59	%							

$$m_{Ed,k} = 6,53 / 8,10 \cdot 35,95 = 28,98 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed,Q} = 5,34 / 8,10 \cdot 35,95 = 23,70 \text{ kNm}$$

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUZITELNOSTI					
OMEZENÍ NAPĚTÍ					
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	28.98	kNm	charakteristická kombinace	
	$m_{Ed,Q}$	23.70	kNm	kvazistálá kombinace	
průřez bez trhlin	α_e	6.68		a_s	905 mm ²
	A_i	0.2051	m ²		
	a_{gi}	0.1017	m		
	I_i	0.000691	m ³		
mez vzniku trhlin	m_{cr}	15.53	kNm	<	23.70 kNm vzniknou trhliny
		14.74	kNm		pro průřez bez výztuže
únosnost		5.50	kNm		pro prostý beton
průřez s trhlinou	x_r	0.040	m		
	I_r	0.000122	m ⁴		
napětí v betonu	σ_c	7.77	MPa	<	9.00 MPa = 0,45 · f_{ck}
					PODMÍNKA SPLNĚNA
napětí ve výztuži	σ_s	205	MPa	<	400 MPa = 0,8 · f_{yk}
					PODMÍNKA SPLNĚNA
KONTROLA TRHLIN					
vliv prostředí	w_{max}	XC1			
lim. šířka trhliny		0.3	mm	(tab. 7.1N)	
napětí ve výztuži	σ_s	168	MPa	kvazistálá kombinace	
limitní tl. desky	h_{lim}	200	mm	≥	200 mm h
					PODMÍNKA SPLNĚNA
lim. Ø výztuže	\emptyset_{lim}	32	mm	>	12 mm Ø
					PODMÍNKA SPLNĚNA
lim. rozteč výztuže	a_{lim}	300	mm	>	125 mm a
					PODMÍNKA SPLNĚNA
KONTROLA PRŮHYBU					
nosná soustava		prostě uložená deska			
součinitel	K	1		(tab. 7.4N)	
rozpětí	l	5.62	m		
navržená výztuž	A_s	905	mm ²		
ref. stupeň vyzt.	ρ_0	0.447	%		
požadovaná výztuž	$A_{s,req}$	522	mm ²		
	ρ_{req}	0.309	%	<	ρ_0 použít vzorec 7.16a
	$310/\sigma_s$	1.733175			
	ρ_0/ρ_{req}	1.448			
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47			
mezní štíhlost	λ	43.3		podle vzorce 7.16a	
mezní štíhlost	λ	36.4		podle vzorce 7.16b	
navržená štíhlost		33.3	<	λ	PODMÍNKA SPLNĚNA

deska nad vstupem

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1										
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK										
BETON třída betonu charakteristiky	C	20	/	25						
	f _{ck}	20	MPa		f _{cm}	28 MPa		E _{cm}	30 GPa	
	γ _c	1.5			f _{ctm}	2.2 MPa		ε _{c1}	2 ‰	
	α _{cc}	1			f _{ctk,0,05}	1.5 MPa		ε _{cu1}	3.5 ‰	
	f _{cd}	13.33	MPa		f _{ctk,0,95}	2.9 MPa		ε _{c2}	2 ‰	
VÝZTUŽ druh oceli charakteristiky	B	500	B							
	f _{yk}	500	MPa					E _s	200 GPa	
	γ _s	1.15						ε _{yd}	2.2 ‰	
	f _{yd}	435	MPa							
PRŮŘEZ výška šířka plocha výztuže charakteristiky	h	0.20	m	krytí	c	25	mm			
	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm			
				počet	5	á	0.200	m		
	A _s	565	mm ²							
	A _{s,min}	194	mm ²	VYHOVUJE						
	A _{s,max}	8000	mm ²	VYHOVUJE						
	d ₁	0.031	m							
	d	0.169	m							
	x	0.023	m							
	ξ	0.136								
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita						
	z	0.160	m							
	POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
	OHYB únosnost návrhový moment	M _{Rd}	39.28	kNm						
		M _{Ed}	27.68	kNm	<	39.28 kN	VYHOVUJE			
		Využití	70	%						

$$m_{Ed,k} = 6,53 / 8,10 \cdot 27,68 = 22,31 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed,Q} = 5,34 / 8,10 \cdot 27,68 = 18,25 \text{ kNm}$$

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUZITELNOSTI					
OMEZENÍ NAPĚTÍ					
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	22.31	kNm	charakteristická kombinace	
	$m_{Ed,Q}$	18.25	kNm	kvazistálá kombinace	
průřez bez trhlin	α_e	6.68		a_s	565 mm ²
	A_i	0.2032	m ²		
	a_{gi}	0.1011	m		
	I_i	0.000681704	m ³		
mez vzniku trhlin	m_{cr}	15.23	kNm	< 18.25 kNm	vzniknou trhliny
		14.74	kNm	pro průřez bez výztuže	
únosnost		5.50	kNm	pro prostý beton	
průřez s trhlinou	x_r	0.032	m		
	I_r	8.17707E-05	m ⁴		
napětí v betonu	σ_c	7.22	MPa	< 9.00 MPa	= 0,45 · f_{ck}
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
napětí ve výztuži	σ_s	249	MPa	< 400 MPa	= 0,8 · f_{yk}
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
KONTROLA TRHLIN					
vliv prostředí		XC1			
lim. šířka trhliny	w_{max}	0.3	mm	(tab. 7.1N)	
napětí ve výztuži	σ_s	204	MPa	kvazistálá kombinace	
limitní tl. desky	h_{lim}	200	mm	≥ 200 mm	h
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
lim. Ø výztuže	\varnothing_{lim}	32	mm	> 12 mm	\varnothing
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
		(tab. 7.2N)			
lim. rozteč výztuže	a_{lim}	300	mm	> 200 mm	a
		(tab. 7.3N)		PODMÍNKA SPLNĚNA	
KONTROLA PRŮHYBU					
nosná soustava		prostě uložená deska			
součinitel	K	1	(tab. 7.4N)		
rozpětí	l	7.50	m		
navržená výztuž	A_s	565	mm ²		
ref. stupeň vyzt.	ρ_0	0.447	%		
požadovaná výztuž	$A_{s,req}$	398	mm ²		
	ρ_{req}	0.236	%	< ρ_0	použít vzorec 7.16a
	$310/\sigma_s$	1.419224722			
	ρ_0/ρ_{req}	1.897			
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47			
mezní štíhlost	λ	50.9	podle vzorce 7.16a		
mezní štíhlost	λ	34.1	podle vzorce 7.16b		
navržená štíhlost		44.4	< λ	PODMÍNKA SPLNĚNA	

posouzení průvlaku

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.700	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	0.30	m	výztuž	Ø	16	mm		
				počet	5	á	0.043	m	
plocha výztuže	A _s	1005	mm ²						
	A _{s,min}	230	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	8400	mm ²	VYHOVUJE					
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.612	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	267.66	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	170.01	kNm	<	267.66	kN	VYHOVUJE		
	Využití	64	%						
SMYK	Únosnost bez smykové výztuže								
	c _{RD,c}	0.12		výztuž	Ø	16			
	k	1.55	< 2	počet	5				
plocha výztuže	A _p	1005	mm ²						
únosnost betonu	V _{RD,c}	80.19	kN						
	minV _{RD,c}	60.30	kN	<	V _{RD,c}				
	V _{ED}	110.26	kN	>	80.19	kN	JE NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ		
SMYK	Únosnost se smykovou výztuží								
	cotgθ	2.5		tgθ	-0.4				
tlačená diagonála	V _{RD,max}	699.84	kN						
třmínky	Ø	8	mm			f _{ywk}	500	Mpa	
rozteč	s	250	mm	<	0,75 d	500	mm	f _{ywd}	435 Mpa
počet větví		2		VYHOVUJE					
plocha výztuže	A _{sw}	101	mm ²						
st. smyk. vyztužení	ρ _w	0.0013							
	ρ _{w,min}	0.0007	<	ρ _w	VYHOVUJE				
únosnost třmínků	V _{RD,s}	267.66	kN						
	V _{ED}	110.26	kN	<	267.66	kN	VYHOVUJE		
	Využití	41	%						

g) stropní konstrukce východní přístavby

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	200	25,00	5,00

→ stropní konstrukce - stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
keramická dlažba + lepidlo	15	20,00	0,30
cementový potěr	55	24,00	1,32
akustická izolace - MW	30	1,50	0,05
omítka	10	18,00	0,18
celkem			1,85

→ schodiště - stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
stěrka	3	20,00	0,06
stupně	100	24,00	2,40
celkem			2,46

→ dlouhodobé - zatížení příčkami

zdivo z keramických příčkových, plošná hm. podle výrobce je cca 182 kg/m², výška příčky je 3,1 m,

vlastní tíha stěny na 1 bm = 3,1 · 1,82 = 5,64 kN/m > 3,0 kN/m

celková délka příček je cca 40 bm

zatěžovací plocha je 29,2 · 5,62 = 164 m²

rovnoměrné zatížení příčkami: $q_k = 5,64 \cdot 40 / 164 = 1,4$ kN/m²

→ proměnné – užité

sociální zařízení - zařazeno jako obytná plocha kategorie A, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) - ČSN EN 1991-1-1: $q_k = 1,5$ kN/m²

klubovny - zařazeno jako shromažďovací plocha kategorie C1, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) - ČSN EN 1991-1-1: $q_k = 3,0$ kN/m²

chodby a schodiště - zařazeno jako přístupová plocha kategorie C3, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) - ČSN EN 1991-1-1: $q_k = 5,0$ kN/m²

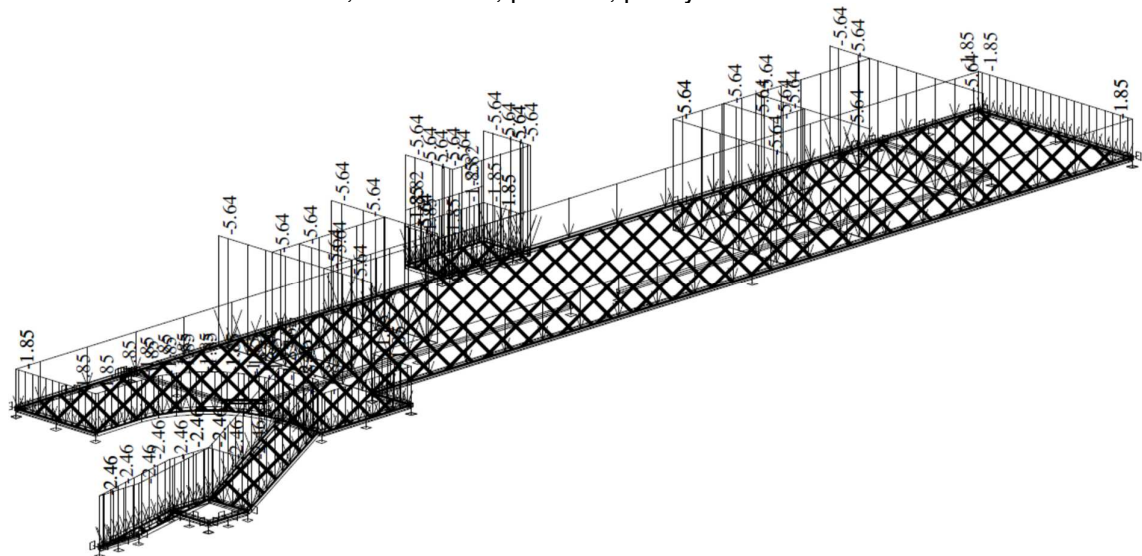
→ stropní konstrukce - návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	5.00	1.35		0.85		6.75	5.74
	nenosné k.	1.85	1.35		0.85		2.50	2.12
	příčky	1.40	1.35		0.85		1.89	1.61
proměnné	užité	3.00		1.5		0.7	3.15	4.50
kombinace celkem			11.25				14.29	13.97

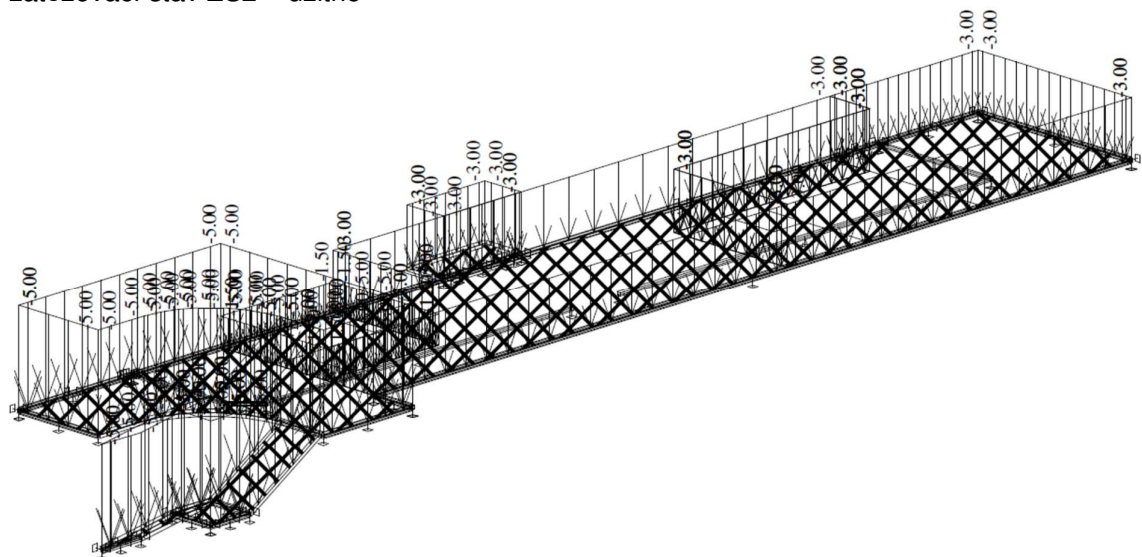
silové účinky zatížení

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, podlaha, příčky

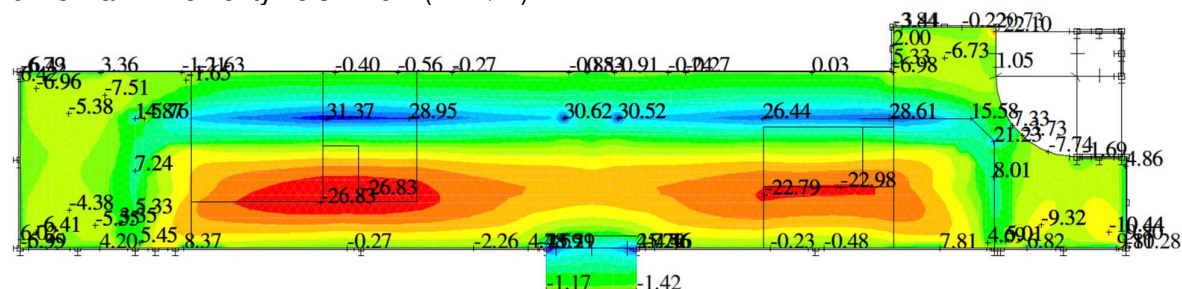


zatěžovací stav ZS2 – užité

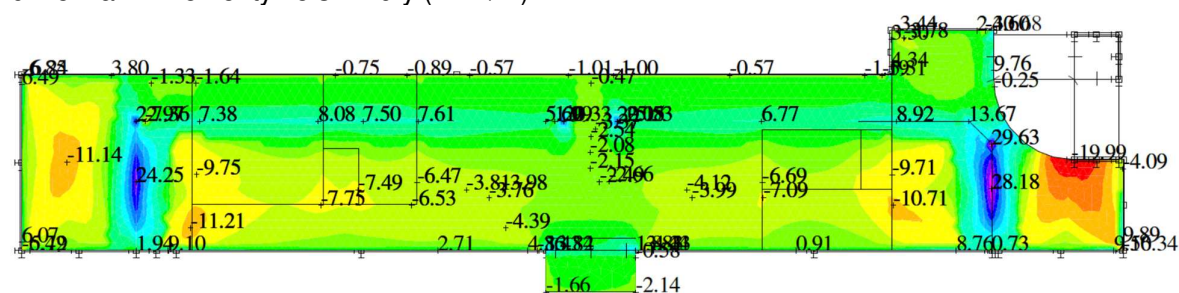


návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti

dimenzační momenty ve směru x (kNm/m)



dimenzační momenty ve směru y (kNm/m)



posouzení konstrukce

stropní deska je navržena monolitická železobetonová tl. 200 mm z betonu C20/25 XC1 s výztuží z oceli B500B.

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.20	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet	6	á	0.167	m	
plocha výztuže	A _s	679	mm ²						
	A _{s,min}	194	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	8000	mm ²	VYHOVUJE					
charakteristiky	d ₁	0.031	m						
	d	0.169	m						
	x	0.028	m						
	ξ	0.164							
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.158	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	46.60	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	26.83	kNm	<	46.60	kN	VYHOVUJE		
	Využití	58	%						

$$m_{Ed,k} = 13,14 / 16,84 \cdot 25,10 = 19,59 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed,Q} = 13,14 - 0,4 \cdot 5,0 / 16,84 \cdot 25,10 = 16,60 \text{ kNm}$$

POSOUZENÍ NA MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI									
OMEZENÍ NAPĚTÍ									
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	19.59	kNm	charakteristická kombinace					
	$m_{Ed,Q}$	16.60	kNm	kvazistálá kombinace					
průřez bez trhlin	α_e	6.68		a_s	565	mm ²			
	A_i	0.2032	m ²						
	a_{gi}	0.1011	m						
	I_i	0.000681704	m ³						
mez vzniku trhlin	m_{cr}	15.23	kNm	<	16.60 kNm	vzniknou trhliny			
		14.74	kNm	pro průřez bez výztuže					
únosnost		5.50	kNm	pro prostý beton					
průřez s trhlinou	x_r	0.032	m						
	I_r	8.17707E-05	m ⁴						
napětí v betonu	σ_c	6.57	MPa	<	9.00 MPa	=	0,45 · f_{ck}		
				PODMÍNKA SPLNĚNA					
napětí ve výztuži	σ_s	219	MPa	<	400 MPa	=	0,8 · f_{yk}		
				PODMÍNKA SPLNĚNA					
KONTROLA TRHLIN									
vliv prostředí		XC1							
lim. šířka trhliny	w_{max}	0.3	mm	(tab. 7.1N)					
napětí ve výztuži	σ_s	185	MPa	kvazistálá kombinace					
limitní tl. desky	h_{lim}	200	mm	≥	200 mm	h			
				PODMÍNKA SPLNĚNA					
lim. Ø výztuže	\varnothing_{lim}	32	mm	>	12 mm	Ø			
				PODMÍNKA SPLNĚNA					
		(tab. 7.2N)							
lim. rozteč výztuže	a_{lim}	300	mm	>	200 mm	a			
		(tab. 7.3N)	PODMÍNKA SPLNĚNA						
KONTROLA PRŮHYBU									
nosná soustava		prostě uložená deska							
součinitel	K	1	(tab. 7.4N)						
rozpětí	l	4.13	m						
navržená výztuž	A_s	565	mm ²						
ref. stupeň vyzt.	ρ_0	0.447	%						
požadovaná výztuž	$A_{s,req}$	361	mm ²						
	ρ_{req}	0.214	%	<	ρ_0	použít vzorec 7.16a			
	$310/\sigma_s$	1.565105192							
	ρ_0/ρ_{req}	2.092							
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47							
mezní štíhlost	λ	64.7	podle vzorce 7.16a						
mezní štíhlost	λ	39.6	podle vzorce 7.16b						
navržená štíhlost		24.4	<	λ	PODMÍNKA SPLNĚNA				

h) stropní konstrukce tribuny

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	150	25.00	3.75

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
sedadla	odhad		0.50
stupně	odhad		1.50
celkem			2.00

tribuna - zařazeno jako shromažďovací plocha kategorie C5, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) - ČSN EN 1991-1-1: $q_k = 5,0$ kN/m²

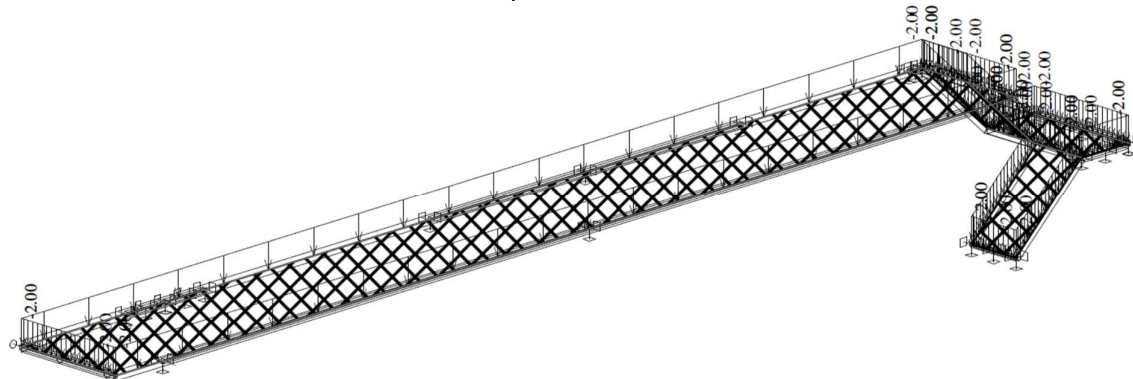
→ stropní konstrukce - návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	3.75	1.35		0.85		5.06	4.30
	nenosné k.	2.00	1.35		0.85		2.70	2.30
	příčky	0.00	1.35		0.85		0.00	0.00
proměnné	užité	5.00		1.5		0.7	5.25	7.50
kombinace celkem			10.75				13.01	14.10

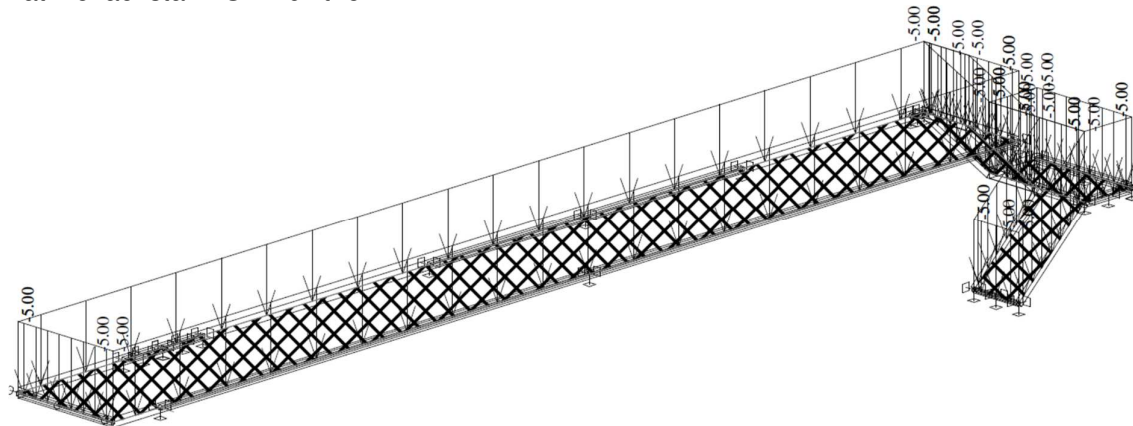
silové účinky zatížení

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení. Model tvoří symetrickou polovinu konstrukce

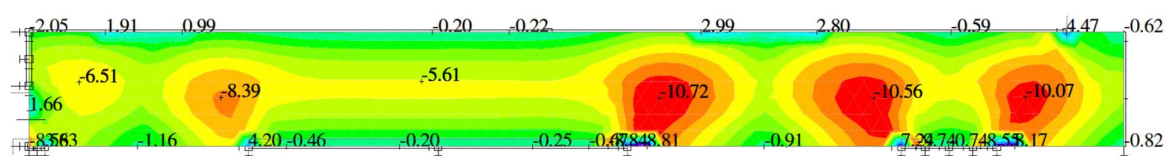
zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, podlaha



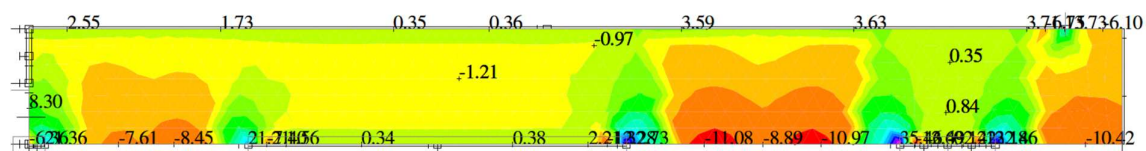
zatěžovací stav ZS2 – užité



návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti
dimenzační momenty ve směru x (kNm/m)



dimenzační momenty ve směru y (kNm/m)



posouzení konstrukce

stropní deska je navržena monolitická železobetonová tl. 150 mm z betonu C20/25 XC1 s výztuží z oceli B500B.

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.15	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	7	mm		
				počet		10	á	0.100	m
plocha výztuže	A _s	385	mm ²						
	A _{s,min}	140	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	6000	mm ²	VYHOVUJE					
charakteristiky	d ₁	0.0285	m						
	d	0.1215	m						
	x	0.016	m						
	ξ	0.129							
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.115	m						
POSOUZENÍ NA MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	19.28	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	11.08	kNm	<	19.28	kN	VYHOVUJE		
	Využití	57	%						

i) zdivo**zdivo Porotherm je uvedeno pouze jako příklad pro účely statického posouzení**

obvodové zdivo (Porotherm 38T Profi)

tl. 380 mm – plošná hmotnost vč. omítky 293 kg/m²

$$g_d = 1,35 \cdot 2,93 = 3,96 \text{ kN/m}^2$$

štitové zdivo (Porotherm 30T Profi) tl. 300 mm

tl. 300 mm – plošná hmotnost vč. omítky 235 kg/m²

$$g_d = 1,35 \cdot 2,35 = 3,17 \text{ kN/m}^2$$

vnitřní zdivo (Porotherm 17,5 Profi)

tl. 175 mm – plošná hmotnost vč. omítky 193 kg/m²

$$g_d = 1,35 \cdot 1,93 = 2,61 \text{ kN/m}^2$$

východní stěna sportovní haly

zatěžovací šířka střechy	2.88 m
zatěžovací šířka stropu	2.06 m
zatěžovací šířka tribuny	0.78 m
výška stěny	9.50 m
návrhové zatížení stěnou	3.96 kN/m ²
návrhové zatížení střechy	8.10 kN/m ²
návrhové zatížení tribuny	14.10 kN/m ²
návrhové zatížení stropu	14.29 kN/m ²
zatížení zdivem	37.62 kN/m
zatížení střešní konstrukcí	23.33 kN/m
zatížení tribunou	11.00 kN/m
zatížení stropní konstrukcí	29.44 kN/m
zatížení konstrukcí haly	0.00 kN/m
celkové zatížení v patě stěny	101.38 kN/m

východní stěna přístavby

zatěžovací šířka střechy	2.88 m
zatěžovací šířka stropu	0.66 m
výška stěny	7.50 m
návrhové zatížení stěnou	3.96 kN/m ²
návrhové zatížení střechy	8.10 kN/m ²
návrhové zatížení stropu	14.29 kN/m ²
zatížení zdivem	29.70 kN/m
zatížení střešní konstrukcí	23.33 kN/m
zatížení stropní konstrukcí	9.43 kN/m
celkové zatížení v patě stěny	62.46 kN/m

střední stěna přístavby

zatěžovací šířka střechy	0.00 m
zatěžovací šířka stropu	2.90 m
výška stěny	3.30 m
návrhové zatížení stěnou	2.61 kN/m ²
návrhové zatížení střechy	0.00 kN/m ²
návrhové zatížení stropu	14.29 kN/m ²
zatížení zdivem	8.61 kN/m
zatížení střešní konstrukcí	0.00 kN/m
zatížení stropní konstrukcí	41.44 kN/m
celkové zatížení v patě stěny	50.05 kN/m

západní stěna sportovní haly

zatěžovací šířka střechy	1.82 m
výška stěny	9.50 m
návrhové zatížení stěnou	3.17 kN/m ²
návrhové zatížení střechy	6.48 kN/m ²
zatížení zdivem	30.12 kN/m
zatížení střešní konstrukcí	11.79 kN/m
zatížení konstrukcí haly	0.00 kN/m
celkové zatížení v patě stěny	41.91 kN/m

západní stěna přístavby

zatěžovací šířka střechy	1.75 m
výška stěny	5.50 m
návrhové zatížení stěnou	3.17 kN/m ²
návrhové zatížení střechy	6.48 kN/m ²
zatížení zdivem	17.44 kN/m
zatížení střešní konstrukcí	11.34 kN/m
celkové zatížení v patě stěny	28.78 kN/m

štíťové stěny haly

výška zdiva	8.90 m
průměrné návrhové zatížení stěnou	3.40 kN/m ²
výška železobetonových věnců	0.85 m
návrhové zatížení věncem	10.13 kN/m ²
celkové zatížení v patě stěny	38.87 kN/m

stěna pod tribunou

zatěžovací šířka tribuny	0.78 m
výška stěny	2.50 m
návrhové zatížení stěnou	3.17 kN/m ²
návrhové zatížení tribuny	14.10 kN/m ²
zatížení zdivem	7.93 kN/m
zatížení tribunou	11.00 kN/m
celkové zatížení v patě stěny	18.92 kN/m

obvodové zdivo (Porotherm 38T Profi)celkové zatížení v patě stěny $q_d = 101,38 \text{ kN/m}$

**zjednodušená metoda výpočtu nevýztužených zděných stěn budov
s nejvýše třemi nadzemními podlažími
podle ČSN EN 1996-3**

Návrhová únosnost stěny namáhané svislým zatížením**geometrie stěny**

stěna je podepřena podél dolního a horního okraje

světlá výška podlaží

$$h = 3.00 \text{ m}$$

zmenšující součinitel

$$\rho = 0.75$$

účinná výška stěny

$$h_{ef} = 2.25$$

účinná tloušťka stěny

$$t_{ef} = 0.38 \text{ m}$$

materiál stěny

zdící prvky PTH 38 T Profi

třída 1

malta pro tenké spáry

dílčí součinitel materiálu

$$\gamma_M = 2.0$$

charakteristická pevnost zdiva v tlaku

$$f_{ks} = 2.6 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku

$$f_c = 1.30 \text{ MPa}$$

ověření podmínek pro použití zjednodušené metody výpočtu

budova má nejvýše tři nadzemní podlaží

splněno

stěny jsou bočně podepřeny stropními

a střešními konstrukcemi

splněno

úložná délka stropní konstrukce je nejméně

1/3 tl. stěny nebo 85 mm

splněno

světlá výška podlaží nepřesahuje 3,0 m

splněno

minimální půdorysný rozměr budovy

je nejméně 1/3 výšky budovy

splněno

char. hodnoty nahodilých zatížení na stropní konstrukci

a střeše nejsou větší než $5,0 \text{ kN/m}^2$

splněno

max.světlé rozpětí stropní konstrukce je 6,0 m

splněno

max.světlé rozpětí střešní konstrukce je 6,0 m

splněno

max.světlé rozpětí lehké střešní konstrukce je 12,0 m

splněno

štíhlostní poměr stěny není větší než 21

splněno

výpočet návrhové únosnosti stěny

součinitel štíhlostního poměru

$$c_A = 0,50$$

návrhová únosnost stěny o délce 1,0 m

$$N_{Rc} = c_A \cdot f_c \cdot t_{ef}$$

$$N_{Rc} = 247 \text{ kN/m}$$

posouzení stěny

návrhové zatížení

$$q_d = 101.38 \text{ kN/m} < 247.0 \text{ kN/m}$$

vyhoví

štitové zdivo (Porotherm 30T Profi) tl. 300 mm

štitová stěna je tvořena ocelovými štitovými sloupky á 5,5 m s výplňovým zdivem
 zdivo je namáháno ohybem ve svislé zazubené spáře kolmé k ložným spárám
 zatížení větrem podle (3):

$$w_{k,sání,A} = -0,78 \text{ kN/m}^2 \text{ pro } e/5 = 18,46/5 = 3,69 \text{ m}$$

$$w_{k,sání,B} = -0,52 \text{ kN/m}^2 \text{ pro } 4/5e = 14,77 \text{ m}$$

ohybový moment ve vodorovném směru

$$M_{x,d} = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot (0,78 + 0,52) \cdot 5,5^2 = 3,94 \text{ kNm/m}$$

**Návrhová únosnost stěny namáhané ohybem ve svislé zazubené spáře
 podle ČSN EN 1996-1-1**
geometrie stěny

tloušťka	$t =$	0.30	m
šířka	$b =$	1.00	m
oslabení průřezu		0.00	%

materiál stěny

zdící prvky	keramické bloky PTH	kategorie	I
skupina podle stupně děrování			2
dílčí součinitel spolehlivosti zdiva		$\gamma_M =$	2.0
charakteristická pevnost zdiva v tahu			
za ohybu v zazubené spáře		$f_{xk2} =$	0.15 MPa
návrhová pevnost zdiva v tahu			
za ohybu v zazubené spáře		$f_{xd2} =$	0.075 MPa

posouzení spolehlivosti

návrhový ohybový moment	$M_{x,d} =$	4.31	kNm
průřezový modul stěny	$Z = b \cdot t^2 / 6$		
	$Z =$	0.015	m ³
moment na mezi porušení	$M_{Rdx2} = Z \cdot f_{xd1,app}$		
	$M_{Rdx2} =$	1.13	kNm
		<	3.94 kNm

podmínka spolehlivosti není splněna

ohybový moment ve svislém směru

$$M_{y,d} = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 0,78 \cdot 2,5^2 = 0,91 \text{ kNm/m}$$

Návrhová únosnost stěny namáhané ohybem v ložné spáře podle ČSN EN 1996-1-1

geometrie stěny

tloušťka

$$t = 0.30 \text{ m}$$

šířka

$$b = 1.00 \text{ m}$$

oslabení průřezu

$$0.00 \%$$

materiál stěny

zdicí prvky keramické bloky PTH

kategorie

I

skupina podle stupně děrování

2

díličí součinitel spolehlivosti zdiva

$$\gamma_M = 2.0$$

charakteristická pevnost zdiva v tahu

za ohybu v ložné spáře

$$f_{xk1} = 0.15 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tahu

za ohybu v ložné spáře

$$f_{xd1} = 0.075 \text{ MPa}$$

posouzení spolehlivosti

návrhový ohybový moment

$$M_{y,d} = 0.91 \text{ kNm}$$

průřezový modul stěny

$$Z = b \cdot t^2 / 6$$

$$Z = 0.015 \text{ m}^3$$

moment na mezi porušení

$$M_{Rdx1} = Z \cdot f_{xd1,app}$$

$$M_{Rdx1} = 1.13 \text{ kNm} > 0.91 \text{ kNm}$$

podmínka je splněna

Je nutno navrhnout železobetonové věnce á 2,5 m

věnc je zatížen větrem

$$w_{y,d} = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot (0,78 + 0,52) = 2,43 \text{ kN/m}$$

ohybový moment

$$M_d = 1/8 \cdot 2,43 \cdot 5,5^2 = 9,19 \text{ kNm}$$

$$V_d = 1/2 \cdot 2,43 \cdot 5,5 = 6,68 \text{ kN}$$

navržen věnc b = 0,3, h = 0,25 m z betonu C20/25 XC1 s výztuží z oceli B500B.

výztuž věnce se přivaří k přírubám ocelových štitových sloupů

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.30	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	0.25	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet	2	á	0.176	m	
plocha výztuže	A _s	226	mm ²						
	A _{s,min}	77	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	3000	mm ²	VYHOVUJE					
charakteristiky	d ₁	0.031	m						
	d	0.269	m						
	x	0.037	m						
	ξ	0.137							
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.254	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	25.00	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	9.19	kNm	<	25.00	kN	VYHOVUJE		
	Využití	37	%						
SMYK		Únosnost bez smykové výztuže							
	c _{RD,c}	0.12		výztuž	Ø	12			
	k	1.86	< 2		počet	2			
plocha výztuže	A _p	226	mm ²						
	ρ _l	0.0034							
únosnost betonu	V _{RD,c}	28.37	kN						
	v _{min}	0.398							
	minV _{RD,c}	26.75	kN	<	V _{RD,c}				
	V _{ED}	6.68	kN	<	28.37	kN	SMYK PŘENESE BETON		

nadokenní překlad ve štítové stěně v ose 1

zatížení vlastní tíhou a tíhou zdiva tl. 300 mm výšky 1,25 m

rozpon $l_0 = 4,80 + 0,25 = 5,05$ m

$q_d = 1,35 \cdot 0,30 \cdot 0,25 \cdot 25 + 1,25 \cdot 3,17 = 6,49$ kN/m

ohybový moment

$M_d = 1/12 \cdot 6,49 \cdot 5,05^2 = 13,79$ kNm

$V_d = 1/2 \cdot 6,49 \cdot 5,05 = 16,39$ kN

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.25	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	0.30	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet	4	á	0.067	m	
plocha výztuže	A _s	452	mm ²						
	A _{s,min}	76	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	3000	mm ²	VYHOVUJE					
charakteristiky	d ₁	0.031	m						
	d	0.219	m						
	x	0.061	m						
	ξ	0.281							
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.194	m						
POSOUZENI NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	38.24	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	13.79	kNm	<	38.24 kN	VYHOVUJE			
	Využití	36	%						
SMYK		Únosnost bez smykové výztuže							
	c _{RD,c}	0.12		výztuž	Ø	12			
	k	1.96	< 2	počet	5				
plocha výztuže	A _p	565	mm ²						
	ρ _l	0.0086							
únosnost betonu	V _{RD,c}	39.81	kN						
	v _{min}	0.428							
	minV _{RD,c}	28.12	kN	<	V _{RD,c}				
	V _{ED}	16.39	kN	<	39.81 kN	SMYK PŘENESE BETON			

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUZITELNOSTI					
OMEZENÍ NAPĚTÍ					
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	10.22	kNm	charakteristická kombinace	
	$m_{Ed,Q}$	10.22	kNm	kvazistálá kombinace	
průřez bez trhlin	α_e	6.68		a_s	452 mm ²
	A_i	0.0776	m ²		
	a_{gi}	0.1281	m		
	I_i	0.000413	m ³		
mez vzniku trhlin	m_{cr}	7.48	kNm	<	10.22 kNm vzniknou trhliny
		6.91	kNm		pro průřez bez výztuže
únosnost		2.58	kNm		pro prostý beton
průřez s trhlinou	x_r	0.058	m		
	I_r	9.78E-05	m ⁴		
napětí v betonu	σ_c	6.05	MPa	<	9.00 MPa = 0,45 · f_{ck}
					PODMÍNKA SPLNĚNA
napětí ve výztuži	σ_s	112	MPa	<	400 MPa = 0,8 · f_{yk}
					PODMÍNKA SPLNĚNA
KONTROLA PRŮHYBU					
nosná soustava		krajní pole spojitého nosníku			
součinitel	K	1.3		(tab. 7.4N)	
rozpětí	l	4.80	m		
navržená výztuž	A_s	452	mm ²		
ref. stupeň vyzt.	ρ_0	0.447	%		
požadovaná výztuž	$A_{s,req}$	163	mm ²		
	ρ_{req}	0.248	%	<	ρ_0 použít vzorec 7.16a
	$310/\sigma_s$	2.772981			
	ρ_0/ρ_{req}	1.801			
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47			
mezní štíhlost	λ	120.2		podle vzorce 7.16a	
mezní štíhlost	λ	84.2		podle vzorce 7.16b	
navržená štíhlost		21.9	<	λ	PODMÍNKA SPLNĚNA

překlad ve stěně přístavby v ose A

rozpon $l_0 = 4,50 + 0,25 = 4,75$ m

zatížení tíhou zdiva tl. 300 mm

výška zatěžujícího zdiva = výška klenby $h = \operatorname{tg} 60^\circ \cdot 0,5 \cdot 4,5 = 3,90$ m

tíha trojúhelníku zdiva: $Q_d = 0,5 \cdot 3,9 \cdot 4,5 \cdot 3,17 = 27,82$ kN

zatížení vlastní tíhou

$g_d = 1,35 \cdot 0,30 \cdot 0,65 \cdot 25 = 6,58$ kN/m

zatížení přitížením stropu přístavby

$q_d = 1,82 \cdot 6,48 = 11,79$ kN/m

ohybový moment

$M_d = 1/8 \cdot (6,58 + 11,79) \cdot 4,75^2 + 1/6 \cdot 27,82 \cdot 4,75 = 73,84$ kNm

$V_d = 1/2 \cdot (6,58 + 11,79) \cdot 4,75 + 0,5 \cdot 27,82 = 57,53$ kN

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.65	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	0.30	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet	4	á	0.067	m	
plocha výztuže	A _s	452	mm ²						
	A _{s,min}	213	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	7800	mm ²	VYHOVUJE					
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.594	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	116.92	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	73.84	kNm	<	116.92	kN	VYHOVUJE		
	Využití	63	%						
SMYK		Únosnost bez smykové výztuže							
	c _{RD,c}	0.12		výztuž	Ø	12			
	k	1.57	< 2	počet	4				
plocha výztuže	A _p	452	mm ²						
	ρ _l	0.0024							
únosnost betonu	V _{RD,c}	59.25	kN						
	v _{min}	0.307							
	minV _{RD,c}	57.09	kN	<	V _{RD,c}				
	V _{ED}	57.53	kN	<	59.25	kN	SMYK PŘENESE BETON		
	SMYK		Únosnost se smykovou výztuží						
	cotgθ	2.5		tgθ	-0.4				
tlačená diagonála	V _{RD,max}	679.33	kN						
třmínky	Ø	8	mm			f _{ywk}	500	Mpa	
rozteč	s	250	mm	<	0,75 d	464	mm	f _{ywd}	435 Mpa
počet větví	2	VYHOVUJE							
plocha výztuže	A _{sw}	101	mm ²						
st. smyk. vyztužení	ρ _w	0.0013							
	ρ _{w,min}	0.0007	<	ρ _w	VYHOVUJE				
únosnost třmínků	V _{RD,s}	259.81	kN						
	V _{ED}	57.53	kN	<	259.81	kN	VYHOVUJE		
	Vvužití	22	%						

vnitřní zdívo (Porotherm 17,5 Profi)celkové zatížení v patě stěny $q_d = 50,05 \text{ kN/m}$
**zjednodušená metoda výpočtu nevyztužených zděných stěn budov
 s nejvýše třemi nadzemními podlažími
 podle ČSN EN 1996-3**
Návrhová únosnost stěny namáhané svislým zatížením**geometrie stěny**

stěna je podepřena podél dolního a horního okraje

světlá výška podlaží

$$h = 3.00 \text{ m}$$

zmenšující součinitel

$$\rho = 0.75$$

účinná výška stěny

$$h_{ef} = 2.25$$

účinná tloušťka stěny

$$t_{ef} = 0.175 \text{ m}$$

materiál stěny

zdící prvky PTH 38 T Profi

třída 1

malta pro tenké spáry

dílčí součinitel materiálu

$$\gamma_M = 2.0$$

charakteristická pevnost zdiva v tlaku

$$f_{ks} = 3.6 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku

$$f_c = 1.80 \text{ MPa}$$

ověření podmínek pro použití zjednodušené metody výpočtu

budova má nejvýše tři nadzemní podlaží

splněno

stěny jsou bočně podepřeny stropními

a střešními konstrukcemi

splněno

úložná délka stropní konstrukce je nejméně

1/3 tl. stěny nebo 85 mm

splněno

světlá výška podlaží nepřesahuje 3,0 m

splněno

minimální půdorysný rozměr budovy

je nejméně 1/3 výšky budovy

splněno

char. hodnoty nahodilých zatížení na stropní konstrukci

a střeše nejsou větší než $5,0 \text{ kN/m}^2$

splněno

max.světlé rozpětí stropní konstrukce je 6,0 m

splněno

max.světlé rozpětí střešní konstrukce je 6,0 m

splněno

max.světlé rozpětí lehké střešní konstrukce je 12,0 m

splněno

štíhlostní poměr stěny není větší než 21

splněno

výpočet návrhové únosnosti stěny

součinitel štíhlostního poměru

$$c_A = 0,50$$

návrhová únosnost stěny o délce 1,0 m

$$N_{RC} = c_A \cdot f_c \cdot t_{ef}$$

$$N_{RC} = 158.0 \text{ kN/m}$$

posouzení stěny

návrhové zatížení

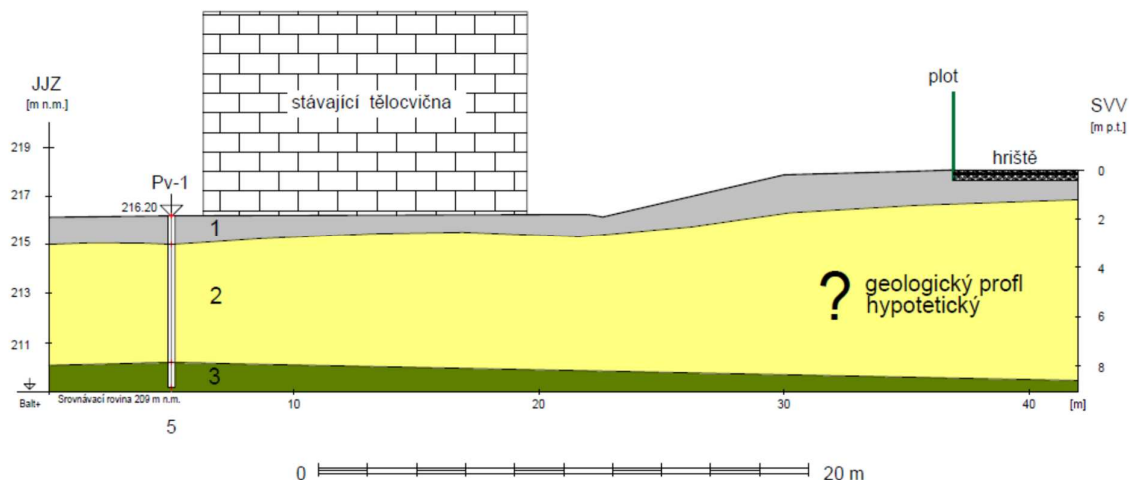
$$q_d = 50.05 \text{ kN/m} < 158.0 \text{ kN/m}$$

vyhoví

j) výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí

→ **geologické podmínky**

Podle průzkumu (2) se na staveništi předpokládá následující geologický profil:



KVARTÉR

1 Navážka soudržná, předpokládáme, že je tvořena přemístěnými místními jíl

2 Jíl s nízkou plasticitou, tuhý až pevný, glacigenní

TERCIÉR

3 Miocénní vápnité jíl

GEOTECHNICKÉ CHARAKTERISTIKY ZASTIŽENÝCH ZEMIN:

Veličina	Parametr	Jednotka	Hodnota		
			1	2	3
ČSN P 73 1005 zatřídění			Y/F6	F6-CL	F6
Konzistence/ulehlost			tuhá	tuhá-pevná	
Koeficient filtrace ze zrnit. křivky	K	(m/s)		2×10^{-9}	
Objemová hmotnost zeminy	ρ_n	(kg/m ³)		2020	
Modul přetvárnosti	E_{def}	(MPa)		6.00	
Totální úhel vnitřního tření	φ_u			0.00	
Totální soudržnost	c_u			70.00	
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	(°)		19.00	
Efektivní soudržnost	c_{ef}	(kPa)		14.00	
Poissonovo číslo	ν	()		0.40	
Namrzavost			N-NN	NN	
Těžitelnost dle ČSN P 73 1005			I	I	
Těžitelnost dle ČSN 73 3050			2-3	3	
Vrtatelnost dle ČSN P 73 1005			I	I	

Nově provedeným průzkumným vrtem Pv-1 byly v přímém podloží navážek zastiženy glacigenní jíly a to v mocnosti 5,1 m. Ověřené jíly mají hnědou barvu, jsou rezavě a šedě skvrnitě, jejich konzistence je převážně pevná při dolní hranici konzistenčního rozhraní. Granulometricky je možno je zařadit do třídy zemin F6 (CL), jíl se střední plasticitou.

Projektovaný stavební objekt sportovní haly je konstrukcí náročnou, základové poměry nelze klasifikovat vzhledem k bodovým informacím o vrstevním sledu pouze na základě provedeného jednoho vrtu. Při návrhu základů bude nutné postupovat minimálně podle zásad 2. geotechnické kategorie. Pro další stupeň projektové přípravy zpracovatel iGP doporučuje ověřit geologickou stavbu v severní části zájmového prostoru.

V případě založení v nezámrzné hloubce by základová spára měla být tvořena glacigenními jíly pevné konzistence. Zeminy jsou nebezpečně namrzavé, pro vodu jsou velmi málo propustné až prakticky nepropustné, pro plyn (radon) jsou málo propustné. Při nasycení vodou jsou rozbídné a velmi nestabilní. Základovou spáru je proto nutné chránit proti mechanickému poškození při výkopových pracích, hloubit v klimaticky příznivém období a ponechat ji otevřenou co nejkratší dobu.

Vzhledem k velikosti haly a pouze bodovému průzkumu v rozsahu jednoho vrtu na jižním okraji budoucí stavby a dále k faktu, že v půdorysu projektované stavby je nyní budova tělocvičny, bude nutné základovou spáru nechat prohlédnout odborníkem, aby byla zaručena její homogenita.

Hladina podzemní vody nebyla v průběhu vrtání zastižena a na základě stávajících informací o lokalitě lze předpokládat, že bude ovlivňovat zakládání.

Dle registru sesuvů ČGS se západně od zájmového území nachází potenciální sesuv evidovaný pod číslem 3543, který se nachází v jiné geologické pozici a nedojde k vzájemnému ovlivnění stavbou.

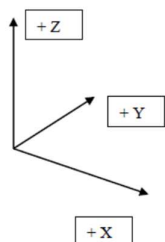
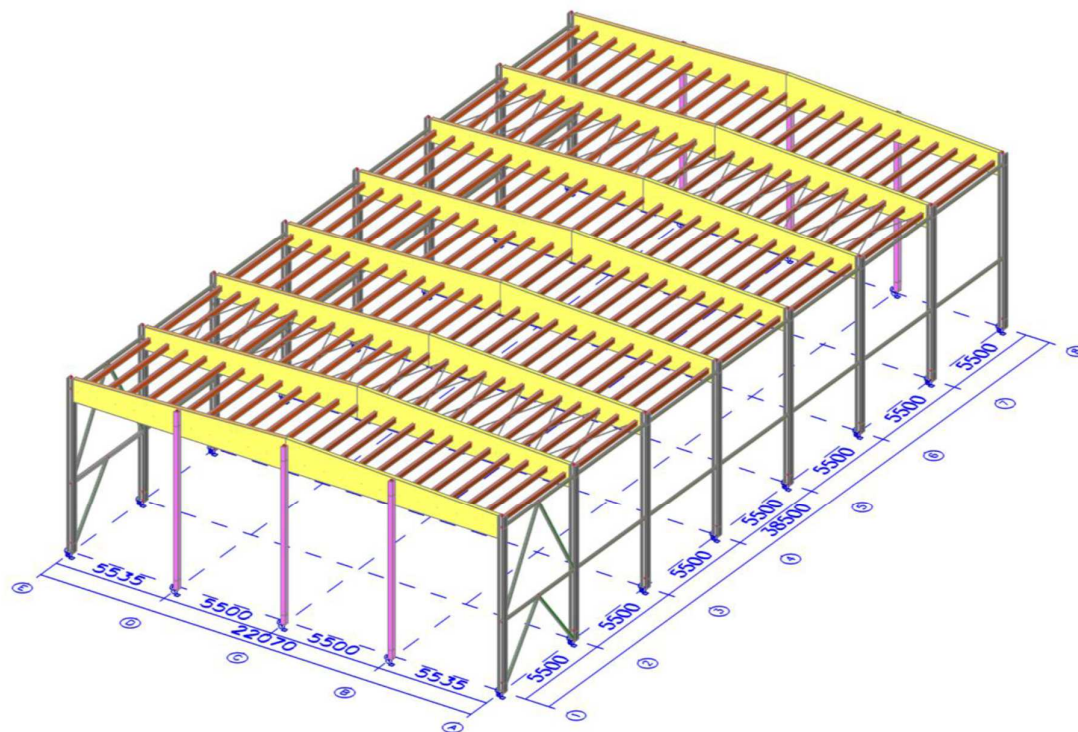
Dané území je postiženo hornickou činností a dle ČGS ČR patří do poddolovaného území černého uhlí Přívoz, klíč 4554. Podle dalších internetových mapových podkladů (chráněná ložisková území MSK) se zájmové území nachází v pásmu M – plocha bez podmínek zajištění stavby proti účinkům poddolování.

Zhodnocení seizmického zatížení zájmové oblasti bylo provedeno podle novelizované normy ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: „Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby“. Podle novelizované mapy seizmických oblastí ČR uvedené ve výše citované normě, platí pro zájmové území hodnota referenčního zrychlení základové půdy podloží $a_{gR} = 0,06g$. Dále lze podle tabulky 3.1 Typy základových půd v článku 3.1.2 této normy (profil sestávající z povrchových aluviálních vrstev s hodnotami v_s podle typu C nebo D, o mocnosti 5 až 20m, na tužším podkladě s průměrnou rychlostí šíření smykových vln $v_{s,30} > 800 \text{ m.s}^{-1}$) klasifikovat základové podmínky jako podloží třídy E.

→

zatížení základů

ocelová konstrukce haly
podle (3)



Zatěžovací stavy – přehled :

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení	Spec	Směr
ZS1	Vlastní tíha	Stálé	SZ1	Vlastní tíha		-Z
ZS2	Stálé zatížení - střecha	Stálé	SZ1	Standard		
ZS3	Sníh - plný	Proměnné	SZ2 - sníh	Statické	Standard	
ZS4	Vítr + X	Proměnné	SZ3 - vítr	Statické	Standard	
ZS5	Vítr - X	Proměnné	SZ3 - vítr	Statické	Standard	
ZS6	Vítr + Y	Proměnné	SZ3 - vítr	Statické	Standard	
ZS7	Vítr - Y	Proměnné	SZ3 - vítr	Statické	Standard	

Poznámka :

Při návrhu spodní stavby je nutné u všech hodnot (v níže uvedených tabulkách) změnit znaménka.

→ **posouzení základů****stěny sportovní haly v osách A a E****zatížení OK****Návrhové reakce pro sloupv „A1, A2, E1 a E2“ :**

Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Sn1..Sn4

Kombinace : MSÚ-Sada B (auto)

Podpora	Stav	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn4/N15	MSÚ-Sada B (auto)/2	-33.20	-45.40	177.72	0.00	-38.84	0.20
Sn3/N13	MSÚ-Sada B (auto)/2	35.44	-13.50	174.87	0.00	46.94	-0.03
Sn2/N3	MSÚ-Sada B (auto)/10	-21.36	-47.18	-58.35	0.00	-26.21	0.30
Sn2/N3	MSÚ-Sada B (auto)/11	-9.97	46.04	133.57	0.00	-12.84	-0.21
Sn2/N3	MSÚ-Sada B (auto)/12	-18.87	-47.16	-79.34	0.00	-21.42	0.29
Sn4/N15	MSÚ-Sada B (auto)/4	-31.21	-27.59	202.68	0.00	-44.90	0.11
Sn1/N1	MSÚ-Sada B (auto)/5	8.88	0.89	80.01	0.00	16.98	-0.02
Sn4/N15	MSÚ-Sada B (auto)/6	-31.78	-0.27	83.70	0.00	-84.66	0.13
Sn3/N13	MSÚ-Sada B (auto)/7	31.74	-0.04	83.04	0.00	84.53	-0.02
Sn4/N15	MSÚ-Sada B (auto)/1	-29.97	43.15	-25.62	0.00	-41.23	-0.26
Sn2/N3	MSÚ-Sada B (auto)/2	-22.34	-47.08	-49.57	0.00	-28.07	0.31

Návrhové reakce pro sloupv „A3 až A8 a E3 až E8“ :

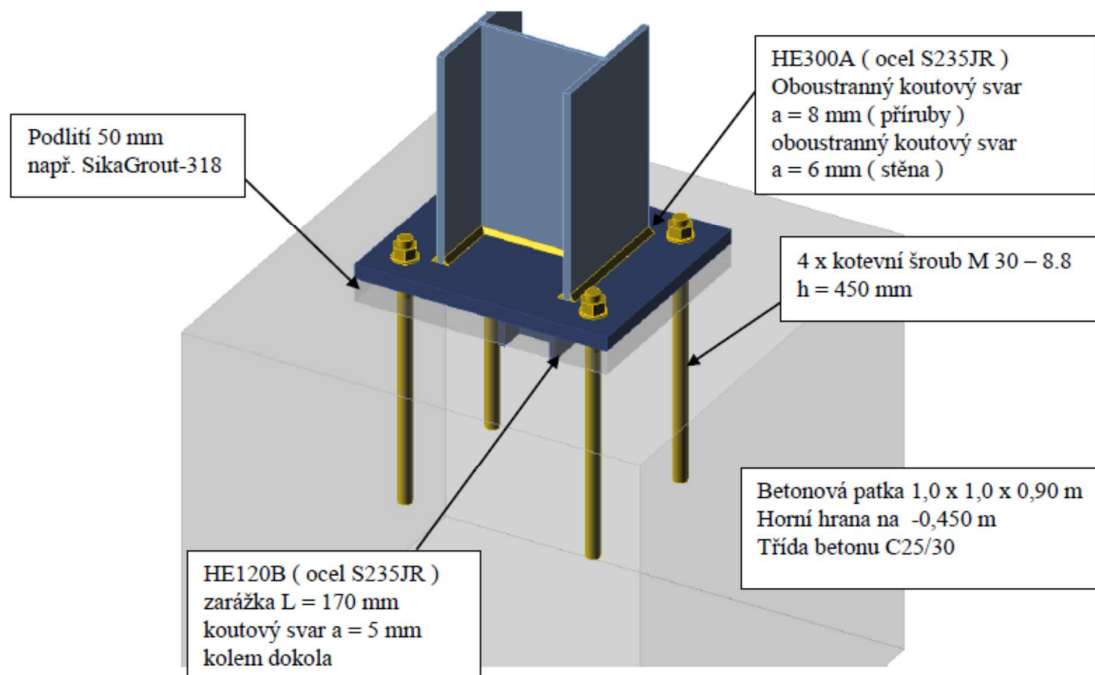
Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Sn5..Sn16

Kombinace : MSÚ-Sada B (auto)

Podpora	Stav	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Sn14/N70	MSÚ-Sada B (auto)/1	-33.17	0.37	73.31	0.00	-38.99	-0.62
Sn13/N68	MSÚ-Sada B (auto)/1	35.19	6.37	74.08	0.00	46.54	0.53
Sn15/N79	MSÚ-Sada B (auto)/2	12.37	-7.62	50.21	0.00	17.50	-0.51
Sn15/N79	MSÚ-Sada B (auto)/3	18.95	9.55	20.74	0.00	21.53	0.51
Sn16/N81	MSÚ-Sada B (auto)/13	15.87	-3.85	19.39	0.00	40.10	-0.03
Sn11/N57	MSÚ-Sada B (auto)/14	21.42	-0.09	179.85	0.00	41.06	0.00
Sn5/N24	MSÚ-Sada B (auto)/5	14.36	-0.12	120.65	0.00	27.47	0.00
Sn12/N59	MSÚ-Sada B (auto)/6	-31.76	-0.19	81.40	0.00	-84.61	0.00
Sn13/N68	MSÚ-Sada B (auto)/7	31.77	-0.25	81.40	0.00	84.56	0.01
Sn6/N26	MSÚ-Sada B (auto)/8	-26.30	0.08	60.09	0.00	-30.36	-0.67
Sn6/N26	MSÚ-Sada B (auto)/9	-25.53	0.00	35.48	0.00	-32.74	0.66

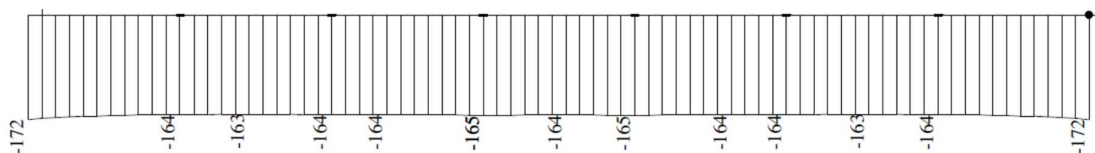
detail kotvení



vodorovné síly se přenáší do podlahové desky
uvažují se sloupy bez ztužidel v osách 3 – 8.

Sloupy haly budou založeny na železobetonovém základovém pásu společně se stěnou přístavby. Osově vzdálenosti sloupů jsou 5,50 m. S ohledem na tuhost pásu se bude zatížení roznášet rovnoměrně.

Tento předpoklad byl ověřen na modelu pásu na parametrickém podloží
kontaktní napětí v kPa pro $C_z = 15 \text{ MPa/m}$, ($\sigma = 150 \text{ kPa}$, $d = 10 \text{ mm}$)



východní stěna haly v ose E
celkové zatížení pásu:

návrhové zatížení v patě stěny od vlastní tíhy stěny a stropních konstrukcí přístavby

$$p_z = 101,38 \text{ kN/m}$$

excentricita zatížení sloupu 0,05 m

$$\begin{aligned} \text{kombinace } R_{z,\max}: \quad R_z &= 179,85 / 5,5 + 101,38 = 134,08 \text{ kN/m} \\ &M_z = (0,05 \cdot 179,85 + 41,06) / 5,5 = 9,10 \text{ kNm/m} \\ \text{kombinace } R_{z,\min}: \quad R_z &= 81,4 / 5,5 + 101,38 / 1,3 = 92,78 \text{ kN/m} \\ &M_z = (0,05 \cdot 81,4 + 84,61) / 5,5 = 16,12 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

provozní hodnoty zatížení se uvažují se součinitelem 1/1,3 bez vodorovných účinků

Posouzení plošného základu
Vstupní data
Projekt

 Akce : Sportovní hala Koblov
 Část : SO02 Sportovní hala
 Popis : základ východní stěny sportovní haly
 Datum : 12/5/2019

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

 Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)					
Trvalá návrhová situace					
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :			$\gamma_\phi =$	1.25 [-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :			$\gamma_c =$	1.25 [-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :			$\gamma_{cu} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce pevnosti horniny :			$\gamma_v =$	1.40 [-]	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F6, konzistence pevná Sr > 0,8		19.00	14.00	20.20	10.20	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemin

Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	γ	=	20.20 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	14.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0.20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20.20 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	h_z	=	1.50 m
Hloubka základové spáry	d	=	1.50 m
Tloušťka základu	t	=	1.10 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0.00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0.00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu	=	38.00 m
Šířka pasu (x)	=	1.10 m
Šířka sloupu ve směru x	=	0.40 m
Objem pasu	=	1.21 m ³ /m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25.00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.60$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 31000.00$ MPa



Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6.30	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$	
2	-	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0,8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
1	ANO	Zatížení č. 1	Návrhové	134.08	9.10	0.00

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
2	ANO		Zatížení č. 2	Návrhové	92.78	16.12	0.00
3	ANO		Zatížení č. 3	Užitné	103.00	0.00	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1**Posouzení zatěžovacích stavů**

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0.05	0.00	171.15	268.84	63.66	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0.05	0.00	180.67	268.96	67.17	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0.13	0.00	151.44	266.11	56.91	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0.12	0.00	160.31	266.47	60.16	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 40.84$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 5.60$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1.24$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 3.19$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 268.96$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 180.67$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.114 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.114 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 14.24$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 72.17$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 0.00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 30.25 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 5.60 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 4.8 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 8.1 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 8.1 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 6.00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=5166.67$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6876.83$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 10.6 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 3.84 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0.000 \text{ (tan*1000)}; (9.3\text{E-}17^\circ)$

západní stěna haly v ose A
celkové zatížení pásu:

návrhové zatížení v patě stěny od vlastní tíhy stěny a stropních konstrukcí přístavby

$$p_z = 41,91 \text{ kN/m}$$

excentricita zatížení stěny 0,05 m

$$\begin{aligned} \text{kombinace } R_{z,\max}: \quad R_z &= 179,85 / 5,5 + 41,91 = 74,61 \text{ kN/m} \\ &M_z = 0,05 \cdot 41,91 + 41,06 / 5,5 = 9,55 \text{ kNm/m} \\ \text{kombinace } R_{z,\min}: \quad R_z &= 81,4 / 5,5 + 41,91 / 1,3 = 47,04 \text{ kN/m} \\ &M_z = 0,05 \cdot 41,91 / 1,3 + 84,61 / 5,5 = 17,48 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

provozní hodnoty zatížení se uvažují se součinitelem 1/1,3 bez vodorovných účinků

Posouzení plošného základu
Vstupní data
Projekt

 Akce : Sportovní hala Koblov
 Část : SO02 Sportovní hala
 Popis : základ západní stěny sportovní haly
 Datum : 12/5/2019

Založení
Typ základu: základový pas

 Hloubka od původního terénu $h_z = 1.50 \text{ m}$
 Hloubka základové spáry $d = 1.50 \text{ m}$
 Tloušťka základu $t = 1.10 \text{ m}$
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

 Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m³
Geometrie konstrukce
Typ základu: základový pas

 Celková délka pasu = 38.00 m
 Šířka pasu (x) = 1.00 m
 Šířka sloupu ve směru x = 0.40 m
 Objem pasu = 1.10 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	74.61	9.55	0.00
2	ANO		Zatížení č. 2	Návrhové	47.04	17.45	0.00
3	ANO		Zatížení č. 3	Užitné	57.40	0.00	0.00

Posouzení čís. 1
Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0.09	0.00	130.16	265.58	49.01	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0.08	0.00	139.38	265.86	52.43	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0.22	0.00	141.65	260.60	54.35	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0.20	0.00	146.39	261.51	55.98	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 37.13 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 4.80 \text{ kN/m}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1.13 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 2.90 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 261.51 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 146.39 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.220 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.220 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 27.50 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 4.80 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 2.7 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 4.4 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 4.4 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=6876.83$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6876.83$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 6.1 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 2.97 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0.000 \text{ (tan*1000); (0.0E+00 °)}$

**štítové stěny haly
zatížení OK**

Návrhové reakce pro sloupy „B1, C1, D1, B8, C8 a D8“ :

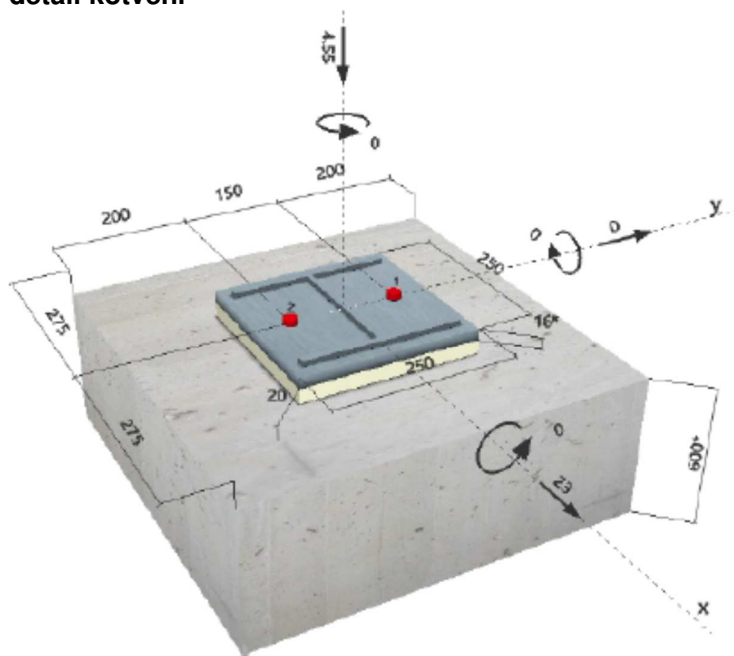
Lineární výpočet, Extrém : Globální

Výběr : Sn17..Sn22

Kombinace : MSÚ-Sada B (auto)

Podpora	Stav	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]
Sn17/N101	MSÚ-Sada B (auto)/7	0.00	16.73	4.55
Sn17/N101	MSÚ-Sada B (auto)/15	0.00	22.87	3.96
Sn22/N98	MSÚ-Sada B (auto)/6	0.00	-22.87	4.55
Sn17/N101	MSÚ-Sada B (auto)/6	0.00	22.87	4.55
Sn17/N101	MSÚ-Sada B (auto)/16	0.00	0.00	3.96
Sn20/N96	MSÚ-Sada B (auto)/5	0.00	0.01	5.35

detail kotvení



**štítová stěna v ose 8
celkové zatížení pásu:**

vodorovné síly se přenášejí do podlahové desky

návrhové zatížení v patě stěny od vlastní tíhy stěny

$p_z = 38,87 \text{ kN/m}$

excentricita zatížení sloupu 0,085 m

kombinace $R_{z,max}$:

$$R_z = 5,35 / 5,5 + 38,87 = 39,84 \text{ kN/m}$$

$$M_z = 0,085 \cdot 3,96 / 5,5 = 0,06 \text{ kNm/m}$$

provozní hodnoty zatížení se uvažují se součinitelem 1/1,3 bez vodorovných účinků

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : Sportovní hala Koblov
 Část : SO02 Sportovní hala
 Popis : základ štítové stěny sportovní haly
 Datum : 12/5/2019

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 1.50$ m
 Hloubka základové spáry $d = 1.50$ m
 Tloušťka základu $t = 1.10$ m
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 23.00 m
 Šířka pasu (x) = 0.40 m
 Šířka sloupu ve směru x = 0.40 m
 Objem pasu = 0.44 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	39.84	0.06	0.00
2	ANO		Zatížení č. 3	Užitné	32.20	0.00	0.00

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	127.85	258.01	49.55	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	137.48	258.01	53.28	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 14.85$ kN/m
 Spočtená tíha nadloží $Z = 0.00$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
 Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:
 Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 0.45$ m
 Dosah smykové plochy $l_{sp} = 1.16$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 258.01$ kPa
 Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 137.48$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatíženíMax. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.003 < 0.333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0.003 < 0.333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 14.24 \text{ kN}$ Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 32.69 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 0.00 \text{ kN}$ **Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Sednutí a natočení základu - vstupní data**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 11.00 \text{ kN/m}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 0.00 \text{ kN/m}$ Sednutí středu délkové hrany $= 1.7 \text{ mm}$ Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 3.0 \text{ mm}$ Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 3.0 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky tuhý ($k=107450.52$)Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6876.83$)**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**Sednutí základu $= 3.8 \text{ mm}$ Hloubka deformační zóny $= 1.92 \text{ m}$ Natočení ve směru šířky $= 0.000 \text{ (tan*1000); (0.0E+00 °)}$

**štítová stěna v ose 1
celkové zatížení pásu:**

vodorovné síly se přenášejí do podlahové desky

návrhové zatížení v patě stěny od vlastní tíhy stěny

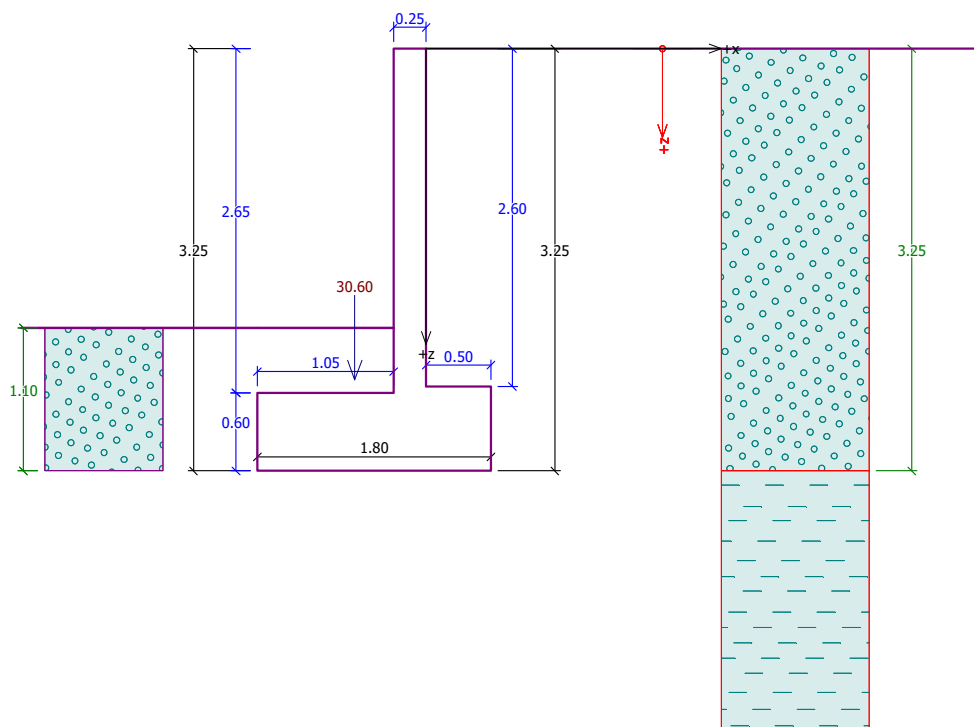
$$p_z = 38,87 \text{ kN/m}$$

excentricita zatížení sloupu 0,085 m

kombinace $R_{z,min}$: $R_z = 3,96 / 5,5 + 38,87 / 1,3 = 30,6 \text{ kN/m}$

provozní hodnoty zatížení se uvažují se součinitelem 1/1,3 bez vodorovných účinků

základový pás současně působí jako opěrná stěna

**Výpočet úhlové zdi****Vstupní data****Projekt**

Akce : Koblov

Datum : 12/3/2019

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdi

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
 Dovolená excentricita : 0.333
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Trvalá návrhová situace				
		Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35	[-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50	[-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35	[-]	

Součinitele redukce odporu (R)				
Trvalá návrhová situace				
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1.40	[-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10	[-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1.40	[-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení				
Trvalá návrhová situace				
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70	[-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50	[-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30	[-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.65
3	0.50	2.65
4	0.50	3.25
5	-1.30	3.25
6	-1.30	2.65
7	-0.25	2.65
8	-0.25	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 1.74 m^2 .

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		30.00	0.00	18.00	8.00	10.00
2	Třída F6, konzistence tuhá		19.00	14.00	21.00	11.00	10.00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.



Parametry zemín**Třída G3, ulehlá**

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.25	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F6, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/2 pas., 1/2 v klidu
 Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehlá
 Třecí úhel kce-zemina $\delta = 0.00^\circ$
 Výška zeminy před zdí $h = 1.10 \text{ m}$
 Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	ANO		Síla č. 1	stálé	0.00	30.60	0.00	-0.55	2.55

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Posouzení čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-0.92	40.08	1.00	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-19.03	-0.37	0.01	0.52	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.93	23.85	1.55	1.000	1.000	1.350
Tlak v klidu	47.53	-1.08	0.00	1.80	1.350	1.350	1.000
Síla č. 1	0.00	-0.70	30.60	0.75	1.000	1.000	1.350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{res} = 71.56$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 62.54$ kNm/m**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 49.62$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 45.14$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 118.72 kPa

Únosnost základové půdy**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	21.70	127.63	21.85	0.094	87.42
2	47.45	94.54	45.14	0.279	118.72

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	29.42	94.54	28.50

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.279$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**

Návrhová únosnost základové půdy $R = 200.00 \text{ kPa}$
 Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$
 Max. napětí v základové spáře $\sigma = 118.72 \text{ kPa}$
 Únosnost základové půdy $R_d = 142.86 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čí. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-1.32	15.23	0.12	1.000	1.350	1.000
Odpor na líci	-3.92	-0.17	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000
Tlak v klidu	31.57	-0.88	0.00	0.25	1.350	1.000	1.350
Síla č. 1	0.00	-0.10	30.60	-0.30	1.350	1.350	1.000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 12.0 mm

Počet vložek = 6.67

Krytí výztuže = 40.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.25 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.37 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0.03 \text{ m} < 0.13 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 94.92 \text{ kN} > 38.71 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 62.87 \text{ kNm} > 54.54 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

obvodová a vnitřní stěna dvoupodlažní přístavby

návrhové zatížení v patě stěny od vlastní tíhy stěny a stropních konstrukcí přístavby

obvodová stěna: $p_z = 62,46 \text{ kN/m}$

vnitřní stěna: $p_z = 50,05 \text{ kN/m}$

provozní hodnoty zatížení se uvažují se součinitelem 1/1,3 bez vodorovných účinků

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : Sportovní hala Koblov
 Část : SO02 Sportovní hala
 Popis : základy stěn východní přístavby
 Datum : 12/5/2019

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 1.50 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1.50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1.10 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 38.00 m

Šířka pasu (x) = 0.40 m

Šířka sloupu ve směru x = 0.40 m

Objem pasu = $0.44 \text{ m}^3/\text{m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	62.46	0.00	0.00
2	ANO		Zatížení č. 3	Užitné	48.05	0.00	0.00

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	183.65	257.54	71.31	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	193.28	257.54	75.05	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 14.85 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 0.45 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 1.16 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 257.54 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 193.28 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 14.24 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 38.95 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 0.00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 11.00 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 2.6 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 4.7 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 4.7 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=107450.52$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6876.83$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 5.8 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 2.36 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0.000 \text{ (tan*1000); (0.0E+00 °)}$

obvodová stěna jednopodlažní přístavby, stěna tribuny

návrhové zatížení v patě stěny od vlastní tíhy stěny a stropních konstrukcí přístavby

obvodová stěna: $p_z = 28,78 \text{ kN/m}$

stěna tribuny: $p_z = 18,92 \text{ kN/m}$

provozní hodnoty zatížení se uvažují se součinitelem 1/1,3 bez vodorovných účinků

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : Sportovní hala Koblov

Část : SO02 Sportovní hala

Popis : základy stěn západní přístavby a tribuny

Datum : 12/5/2019

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 1.50 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1.50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1.10 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 38.00 m

Šířka pasu (x) = 0.30 m

Šířka sloupu ve směru x = 0.30 m

Objem pasu = $0.33 \text{ m}^3/\text{m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	28.78	0.00	0.00
2	ANO		Zatížení č. 3	Užitné	22.14	0.00	0.00

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	123.43	255.62	48.29	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	133.06	255.62	52.05	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 11.14 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0.00 \text{ kN/m}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 0.34 \text{ m}$ Dosah smykové plochy $l_{sp} = 0.87 \text{ m}$ Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 255.62 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 133.06 \text{ kPa}$ **Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 14.24 \text{ kN}$ Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 27.80 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 0.00 \text{ kN}$ **Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Sednutí a natočení základu - vstupní data**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Napětí v základové spáře neuvažováno.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 8.25 \text{ kN/m}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 0.00 \text{ kN/m}$ Sednutí středu délkové hrany $= 1.2 \text{ mm}$ Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 2.1 \text{ mm}$ Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 2.1 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 6.00 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky tuhý ($k=254697.53$)Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6876.83$)**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.000 < 0.333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0.000 < 0.333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**Sednutí základu $= 2.7 \text{ mm}$ Hloubka deformační zóny $= 1.55 \text{ m}$ Natočení ve směru šířky $= 0.000 \text{ (tan}^*1000\text{); (0.0E+00 }^\circ\text{)}$