

OBJEDNATEL :							
UNIVERZITA KARLOVA, 2. LÉKAŘSKÁ FAKULTA V ÚVALU 84, 150 06, PRAHA 5 - MOTOL							
VEDOUČÍ PROJEKTANT	ING. JAN LAMPA		 KANIA, a.s. Špálova 80/9, 702 00 Ostrava - Přívoz tel : 596 243 487 e-mail : info@kania-ostrava.cz				
ZODP. PROJEKTANT	ING. DAVID KANIA						
VYPRACOVAL	ING. ZDENĚK KUBÁNEK						
KONTROLOVAL	ING. JAN LAMPA						
KRAJ: HLAVNÍ MĚSTA PRAHA		STAVEBNÍ ÚŘAD: PRAHA					
NÁZEV AKCE:			STUPEŇ				
SPOLEČNÁ PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE ÚZEMNÍHO ROZHODNUTÍ A STAVEBNÍHO POVOLENÍ NA DOSTAVBU AREÁLU TPU UK 2. LF			DÚR + DSP				
			DATUM			05/2017	
			FORMÁT/POČET STR.			A4/25	
			MĚŘÍTKO			-	
			Č. ZAK	17010	ČÍSLO SOUPR.		
SOUBOR			DOC				
NÁZEV PŘÍLOHY:			Č. PŘÍLOHY :				
SO 02 - HOSPODÁŘSKÝ OBJEKT STATICKÝ VÝPOČET			17010-DSP-D.1.2-SO 02-02				

Obsah

a)	průvodní zpráva statického výpočtu.....	3
b)	použité podklady	4
c)	statické schéma konstrukce	4
d)	údaje o materiálech a technologiích.....	4
e)	rekapitulace zatížení	5
f)	výpočetní modely, výpočetní schémata.....	5
g)	návrh a posouzení nosných prvků.....	6
g1)	krov nad 2.NP	6
g2)	stěny 2.NP	10
g3)	stropní konstrukce nad 1.NP	11
g4)	zadní stěna 1.NP.....	14
h)	výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí	15
i)	opěrné stěny	18

a) průvodní zpráva statického výpočtu

Předmětem tohoto statického výpočtu jsou nosné konstrukce hospodářského objektu v areálu 2. LF UK.

→ ověření základního koncepčního řešení nosné konstrukce

Hospodářský objekt je navržen obdélníkového půdorysu a je přestřešen pultovou střechou. Svislé konstrukce jsou zděné. Zadní stěna je železobetonová a tvoří opěrnou stěnu vůči svahu nad budovou. Stropní konstrukce nad 1NP je navržená monolitická železobetonová deska uložená na nosných stěnách. Konstrukce krovu je navržená jako dřevěná.

Budova je založena plošně na základových pásech.

Součástí objektu jsou opěrné stěny mezi komunikací a přilehlým zvýšeným terénem, které navazují z obou stran na budovu.

→ posouzení stability konstrukce

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

→ stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení

Rozměry hlavních prvků nosné konstrukce jsou navrženy na základě 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, třídy spolehlivosti RC2 – z toho plyne hodnota součinitele $K_{FI} = 1,0$, podle kapitoly B.5 - Kontrola během provádění – je zařazena do úrovně 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 1995-1-1 (73 1701)	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1997-1 (73 1000)	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

projekční podklady:

- (1) Studie "Dobudování výukových prostor areálu Teoretických a preklinických ústavů 2. LF UK (4. Etapa)", INTAR, s.r.o., 06/2016
- (2) Projektová dokumentace - DSP - stavebně architektonické řešení, VZT, PBR, KANIA a.s, 04/2017
- (3) IGP pro dostavbu areálu 2.LF UK Plzeňská – 4.etapa (hospodářský objekt, vstupní objekt)., Sklenář – Geokonsult, 03/2017

SW:

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

c) statické schéma konstrukce

Jedná se o podélný stěnový dvojtrakt.

d) údaje o materiálech a technologiích

beton: C25/30 XC1, (XC2), opěrná stěna C30/37 XF2 XD1 XC4, monolit
ocel: B500B
dřevo: smrk, tř. min. C24

e) rekapitulace zatížení

zatěžovací stavy

- stálé a dlouhodobé zatížení: objemové hmotnosti jsou určeny podle přílohy A - ČSN EN 1991-1-1 a podle údajů výrobců
- dlouhodobé zatížení: zemní tlak v klidu podle ČSN EN 1997-1 (73 1000)
- proměnné – kancelářské plochy kategorie B, charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) ČSN EN 1991-1-1
- proměnné – užité na střeše: střecha kategorie H
- proměnné – zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006, sněhová oblast I
- 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 B
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 H
součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti): $\psi_0 = 0,7$
součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti): $\psi_2 = 0$
- 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.

f) výpočetní modely, výpočetní schémata

-

g) návrh a posouzení nosných prvků

g1) krov nad 2.NP

→ **zatížení**

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
plechová stešná krytina			0,05
mikroventilace - asf. pás			0,05
dřevěné bednění (OSB desky)	20	7,00	0,14
tepelná izolace - min. vlna	200	1,00	0,20
podhled			0,15
celkem			0,59

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

místo stavby	Praha	
sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí	I	Z1:2006
charakteristická hodnota zatížení sněhem	$s_k = 0,70$	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 střechy	plochá	
překážky proti sklouzávání sněhu	nejsou	
úhel sklonu střechy	$\alpha = 3$	°
tvarový součinitel podle tab. 5.2	$\mu_1 = 0,80$	tab. 5.2
tvarový součinitel s ohledem na překážky	$\mu_1 = 0,80$	tab. 5.2
charakteristická hodnota zatížení sněhem	$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	5.1
na 1 m ² půdorysu střechy	$s = 0,56$	kN/m ²

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

$S_k = 0,59$ kPa

do výpočtu se zavádí jako minimální hodnota $S_k = 0,7$ kPa (viz ČSN EN 1991-1-3/Změna 4).

→ proměnné – užité

střecha kategorie H, charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení podle tabulky 6.102(CZ) - ČSN EN 1991-1-1: $q_k = 0,75$ kN/m²

zatížení působí na ploše 10 m²

→ 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.	0,00	1,35		0,85		0,00	0,00
	nenosné k.	0,59	1,35		0,85		0,80	0,68
proměnné	sníh	0,56		1,5		0,5	0,42	0,84
kombinace celkem			1,15				1,22	1,52

→ posouzení krokve nad vikýřem

světlé rozpětí 6,0 m v roztečích 0,8 m

posouzení dřevěného nosníku na ohyb a smyk
podle ČSN EN 1995-1

zatížení

stálé charakteristické zatížení	$g_k = 0,59$ kN/m ²
proměnné charakteristické zatížení	$q_k = 0,56$ kN/m ²
kombinační charakteristické zatížení	$q_k = 1,15$ kN/m ²
kombinační návrhové zatížení	$f_d = 1,52$ kN/m ²
světlé rozpětí nosníku	$l_s = 6,00$ m
teoretické rozpětí nosníku	$l_0 = 1,05 \cdot l_s$
	$l_0 = 6,30$ m
rozteč	$s = 0,80$ m
návrhový ohybový moment	$M_d = 6,74$ kNm
návrhová posouvající síla	$V_d = 4,28$ kN
charakter zatížení	střednědobé

materiál

rostlé dřevo	třída pevnosti	C24
prostředí	třída provozu	2
char. pevnost v ohybu	$f_{m,k} =$	24 MPa
char. pevnost ve smyku	$f_{v,k} =$	2,5 MPa
modul pružnosti	$E_{0,mean} =$	11,0 Gpa
dílčí součinitel	$\gamma_m =$	1,3
modif. souč. pevnosti	$k_{mod} =$	0,8
návrh. pevnost v ohybu	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$	
	$f_{m,d} =$	14,77 MPa
návrh. pevnost ve smyku	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$	
	$f_{v,d} =$	1,54 MPa

průřez

výška	$h = 0,20$ m
šířka	$b = 0,16$ m
účinná plocha oslab. průřezu	$A_o = 0,67 \cdot b \cdot h_o$
	$A = 0,021$ m ²
průřezový modul	$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$
	$W = 1,067$ m ³ · 10 ⁻³
souč. příčné a torzní nestability	$k_{crit} = 1,0$ nosník je zajištěn proti vybočení
redukováná návrhová pevnost	$f_{m,d,red} = k_{crit} \cdot f_{m,d}$
	$f_{m,d,red} = 14,77$ MPa

posouzení na ohyb

normálové napětí za ohybu	$\sigma_{m,d} = M_d / W$
	$\sigma_{m,d} = 6,31$ MPa < 14,77 MPa vyhoví

posouzení na smyk

smykové napětí	$\tau_{v,d} = 3 \cdot V_d / 0,67 \cdot 2 \cdot A$
	$\tau_{v,d} = 0,30$ MPa < 1,54 MPa vyhoví

posouzení na průhyb

součinitel	$k_{def} = 0,8$
kombinační součinitel	$\psi_2 = 0$ pro kvazistálou kombinaci
jednotkový průhyb	$w_0 = 5 \cdot l_0^4 \cdot 1,0 / 384 \cdot E \cdot J_x$
	$w_0 = 17,5$ mm
okamžitý průhyb od celk. zatížení	$w_{inst} = 16,1$ mm < 21 mm = $l_0 / 300$ vyhoví
konečný průhyb od celk. zatížení	$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$
	$w_{net,fin} = 22,7$ mm < 25,2 mm = $l_0 / 250$ vyhoví

krajní šikmé krokve budou méně zatížené při stejném rozpětí - navržen stejný průřez

→ posouzení krokve před vikýřem

světél rozpětí 3,0 m v roztečích 1,0 m

posouzení dřevěného nosníku na ohyb a smyk
podle ČSN EN 1995-1

zatížení

stálé charakteristické zatížení	$g_k = 0,59$ kN/m ²
proměnné charakteristické zatížení	$q_k = 0,56$ kN/m ²
kombinační charakteristické zatížení	$q_k = 1,15$ kN/m ²
kombinační návrhové zatížení	$f_d = 1,52$ kN/m ²
světél rozpětí nosníku	$l_s = 3,00$ m
teoretické rozpětí nosníku	$l_0 = 1,05 \cdot l_s$
	$l_0 = 3,15$ m
rozteč	$s = 1,00$ m
návrhový ohybový moment	$M_d = 1,98$ kNm
návrhová posouvající síla	$V_d = 2,52$ kN
charakter zatížení	střednědobé

materiál

rostlé dřevo	třída pevnosti	C24
prostředí	třída provozu	2
char. pevnost v ohybu	$f_{m,k} = 24$ MPa	
char. pevnost ve smyku	$f_{v,k} = 2,5$ MPa	
modul pružnosti	$E_{0,mean} = 11,0$ GPa	
dílčí součinitel	$\gamma_m = 1,3$	
modif. souč. pevnosti	$k_{mod} = 0,8$	
návrh. pevnost v ohybu	$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$	
	$f_{m,d} = 14,77$ MPa	
návrh. pevnost ve smyku	$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$	
	$f_{v,d} = 1,54$ MPa	

průřez

výška	$h = 0,14$ m
šířka	$b = 0,10$ m
účinná plocha oslab. průřezu	$A_o = 0,67 \cdot b \cdot h_o$
	$A = 0,009$ m ²
průřezový modul	$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$
	$W = 0,327$ m ³ · 10 ⁻³
souč. příčné a torzní nestability	$k_{crit} = 1,0$ nosník je zajištěn proti vybočení
redukováná návrhová pevnost	$f_{m,d,red} = k_{krit} \cdot f_{m,d}$
	$f_{m,d,red} = 14,77$ MPa

posouzení na ohyb

normálové napětí za ohybu	$\sigma_{m,d} = M_d / W$
	$\sigma_{m,d} = 6,07$ MPa < 14,77 MPa vyhoví

posouzení na smyk

smykové napětí	$\tau_{v,d} = 3 \cdot V_d / 0,67 \cdot 2 \cdot A$
	$\tau_{v,d} = 0,40$ MPa < 1,54 MPa vyhoví

posouzení na průhyb

součinitel	$k_{def} = 0,8$
kombinační součinitel	$\psi_2 = 0$ pro kvazistálou kombinaci
jednotkový průhyb	$w_0 = 5 \cdot l_0^4 \cdot 1,0 / 384 \cdot E \cdot J_x$
	$w_0 = 5,1$ mm
okamžitý průhyb od celk. zatížení	$w_{inst} = 5,9$ mm < 10,5 mm = $l_0 / 300$ vyhoví
konečný průhyb od celk. zatížení	$w_{net,fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$
	$w_{net,fin} = 8,3$ mm < 12,6 mm = $l_0 / 250$ vyhoví

→ posouzení vaznice

spojitý nosník o rozponech cca 4,5 m

reakce krokve: $R_d = 4,28 / 0,8 = 5,35 \text{ kN/m}$

návrhový moment: $M_d = 1/12 \cdot 5,35 \cdot 4,5^2 = 9,03 \text{ kNm}$

návrhová pos. síla: $V_d = 1/2 \cdot 5,35 \cdot 4,5 = 12,04 \text{ kN}$

posouzení dřevěného nosníku na ohyb a smyk podle ČSN EN 1995-1

návrhový ohybový moment

$M_d = 9,03 \text{ kNm}$

návrhová posouvající síla

$V_d = 12,04 \text{ kN}$

charakter zatížení

střednědobé

materiál

rostlé dřevo

třída pevnosti C24

prostředí

třída provozu 2

char. pevnost v ohybu

$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$

char. pevnost ve smyku

$f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$

modul pružnosti

$E_{0,mean} = 11,0 \text{ GPa}$

dílčí součinitel

$\gamma_m = 1,3$

modif. souč. pevnosti

$k_{mod} = 0,8$

návrh. pevnost v ohybu

$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_m$

$f_{m,d} = 14,77 \text{ MPa}$

návrh. pevnost ve smyku

$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_m$

$f_{v,d} = 1,54 \text{ MPa}$

průřez

výška

$h = 0,20 \text{ m}$

šířka

$b = 0,16 \text{ m}$

plocha průřezu

$A = b \cdot h$

$A = 0,032 \text{ m}^2$

průřezový modul

$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$

$W = 1,067 \text{ m}^3 \cdot 10^{-3}$

souč. příčné a torzní nestability

$k_{crit} = 1,0$ nosník je zajištěn proti vybočení

redukováná návrhová pevnost

$f_{m,d,red} = k_{krit} \cdot f_{m,d}$

$f_{m,d,red} = 14,77 \text{ MPa}$

posouzení na ohyb

normálové napětí za ohybu

$\sigma_{m,d} = M_d / W$

$\sigma_{m,d} = 8,47 \text{ MPa} < 14,77 \text{ MPa}$ vyhoví

posouzení na smyk

smykové napětí

$\tau_{v,d} = 3 \cdot V_d / 0,67 \cdot 2 \cdot A$

$\tau_{v,d} = 0,84 \text{ MPa} < 1,54 \text{ MPa}$ vyhoví

→ posouzení sloupku

výška sloupku: $h = 3,3 \text{ m}$

osové zatížení: $V_d = 2 \cdot 12,04 = 24,08 \text{ kN}$

vyhoví s rezervou průřez 160/160

→ posouzení pozednice

nosník uložený na stropní konstrukci nad 1.NP

vyhoví s rezervou průřez 160/100

g2) stěny 2.NP

→ zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4

místo stavby	Praha		
větrná oblast	II	podle mapy větrných oblastí ČR	NA2.4
základní rychlost větru	$v_b = 25,0$	m/s	4.2
výška stavby	$h = 7,5$	m	
rozměr stavby \perp ke směru větru	$b = 23,3$	m	
rozměr stavby \parallel se směrem větru	$d = 7,0$	m	
poměr h/b	$h/b = 0,32$	$h < b$	obr. 7.4
referenční výška	$z_e = 7,5$	m	$z_e = h$ 7.2.2
kategorie terénu	III		A.1
parametr drsnosti terénu	$z_0 = 0,30$	m	tab. 4.1
součinitel terénu	$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / 0,05)^{0,07}$		(4.5)
	$= 0,22$		
součinitel drsnosti	$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0)$		(4.4)
	$= 0,69$		
součinitel orografie	$c_0(z) = 1,0$		4.3.3
rozsáhlé a značně vyšší sousedící konstrukce	nejsou		4.3.4
hustě rozmístěné pozemní stavby a překážky	nejsou		4.3.5
střední rychlost větru	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$		(4.3)
	$= 17,3$	m/s	
intenzita turbulence	$I_v(z) = 1,0 / c_0(z) \cdot \ln(z / z_0)$		(4.7)
	$= 0,31$		
charakteristický maximální dynamický tlak	$q_p(z)_k = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot v_m^2(z)$		(4.8)
	$= 0,60$	kPa	
dílčí součinitel proměnného zatížení	$\gamma_Q = 1,50$		
návrhový maximální dynamický tlak	$q_p(z)_d = 0,89$	kPa	
rozměr $e = \min. (b, 2h)$	$e = 15$	m	
poměr h/d	$h/d = 1,07$		
poměr e/d	$e/d = 2,14$	$e > d$	
návětrná stěna - oblast D			obr. 7.5
součinitel vnějšího tlaku - oblast D	$c_{pe,10} = 0,80$		tab. 7.1
místní tlak větru na návětrnou stěnu	$w_{e,D} = 0,72$	kN/m ²	
závětrná stěna - oblast E			obr. 7.5
součinitel vnějšího tlaku - oblast E	$c_{pe,10} = -0,50$		tab. 7.1
místní sání větru na závětrnou stěnu	$w_{e,E} = -0,45$	kN/m ²	

→ posouzení věnce

ztužující věnec zadní podélné stěny pod střešní konstrukcí bude přenášet zatížení větrem jako vodorovný spojitý nosník uložený na štítových stěnách a sloupcích v roztečích cca 6 m v podélné stěně.

návrhové zatížení větrem: $w_d = 0,5 \cdot 3,7 \cdot (0,72 + 0,45) = 2,16$ kN/m

$$M_d = 1/12 \cdot 2,16 \cdot 6,0^2 = 6,48 \text{ kNm}$$

$$V_d = 1/2 \cdot 2,16 \cdot 6,0 = 6,48 \text{ kN}$$

vyhoví železobetonový věnec o šířce 300 mm a výšce 250 mm

→ posouzení sloupků

sloupky působí jako konzoly o výšce 3,3 m vetknuté do stěny 1.NP

návrhové zatížení větrem: $M_d = 2 \cdot 6,48 \cdot 3,3 = 42,77$ kNm

vyhoví železobetonový sloupek o průřezu 300/300 mm

g3) stropní konstrukce nad 1.NP

→ zatížení

→ stálé – tíha nenosných konstrukcí

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_{k1} (kN/m ²)
železobetonová stropní deska	200	25,0	5,00

→ dlouhodobé – tíha nenosných konstrukcí

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g^k (kN/m ²)
Vinyl			0,01
epox. stěrka	3	22,0	0,07
omítka	10	18,0	0,18
celkem			0,26

zatížení je určeno z předpokládaných tloušťek jednotlivých vrstev, objemové hmotnosti jsou určeny podle přílohy A - ČSN EN 1991-1-1 a podle údajů výrobců

→ dlouhodobé - zatížení příčkami

příčky Porotherm tl. 150 mm – PTH 14 P+D výšky 3,3 m, plošná hm. vč. omítky podle výrobce 182 kg/m²

vlastní tíha příčky: $g_k = 1,82 \cdot 3,3 = 6,0$ kN/m , celková délka příček je 48,5 bm

náhradní rovnoměrné zatížení příčkami: $p_k = 48,5 \cdot 6,0 / 22,25 \cdot 6,0 = \mathbf{2,18}$ kN/m²

→ proměnné – užitné: 2.NP:

plocha kategorie B, charakteristická hodnota rovnoměrného užitného zatížení podle tabulky 6.2(CZ) ČSN EN 1991-1-1: $q_k = \mathbf{2,5}$ kN/m²

→ 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.	0,26	1,35		0,85		0,35	0,30
	příčky	2,18	1,35		0,85		2,94	2,50
proměnné	užitné	2,50		1,5		0,7	2,63	3,75
kombinace celkem		9,94					12,67	12,29

→ zatížení přední stěnou vikýře

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g^k (kN/m ²)
falcovaný plech			0,01
tepelná izolace - MV	200	1,0	0,20
dřevěná konstrukce			0,20
SDK	13	22,0	0,28
celkem			0,69

výška stěny je 3,5 m

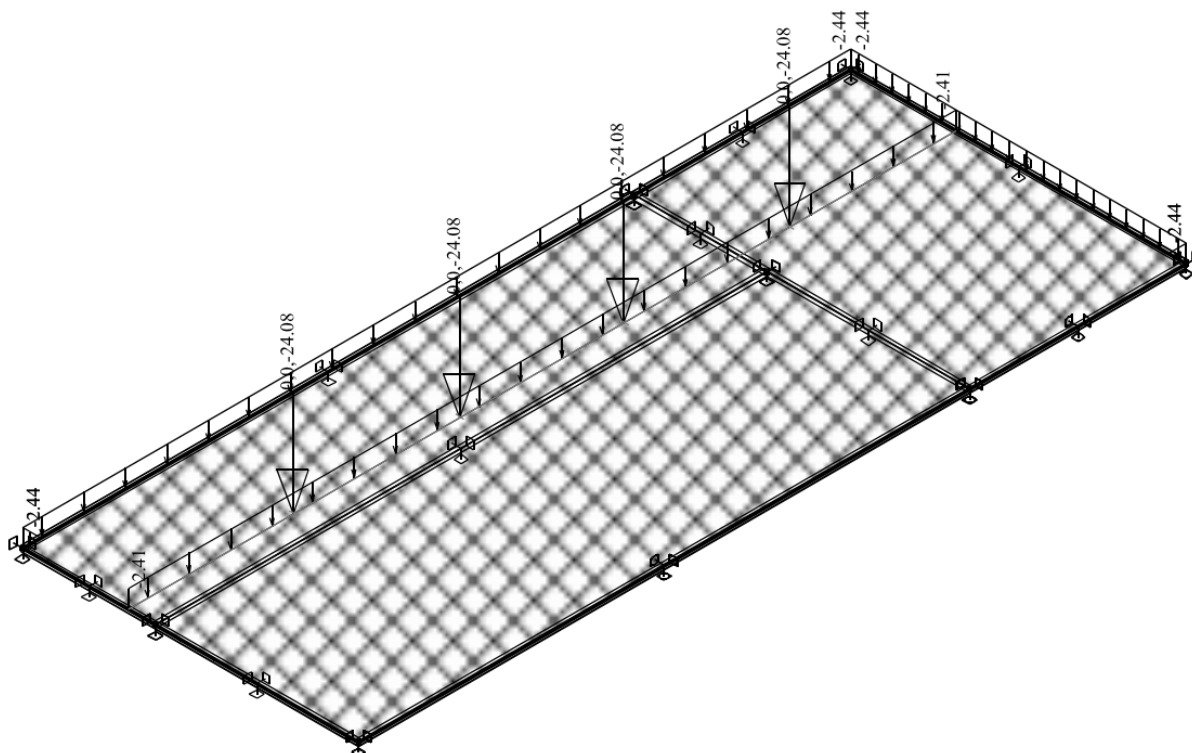
$g_k = 3,5 \cdot 0,69 = \mathbf{2,41}$ kN/m

reakce sloupků: $V_d = \mathbf{24,08}$ kN á 4,5 m

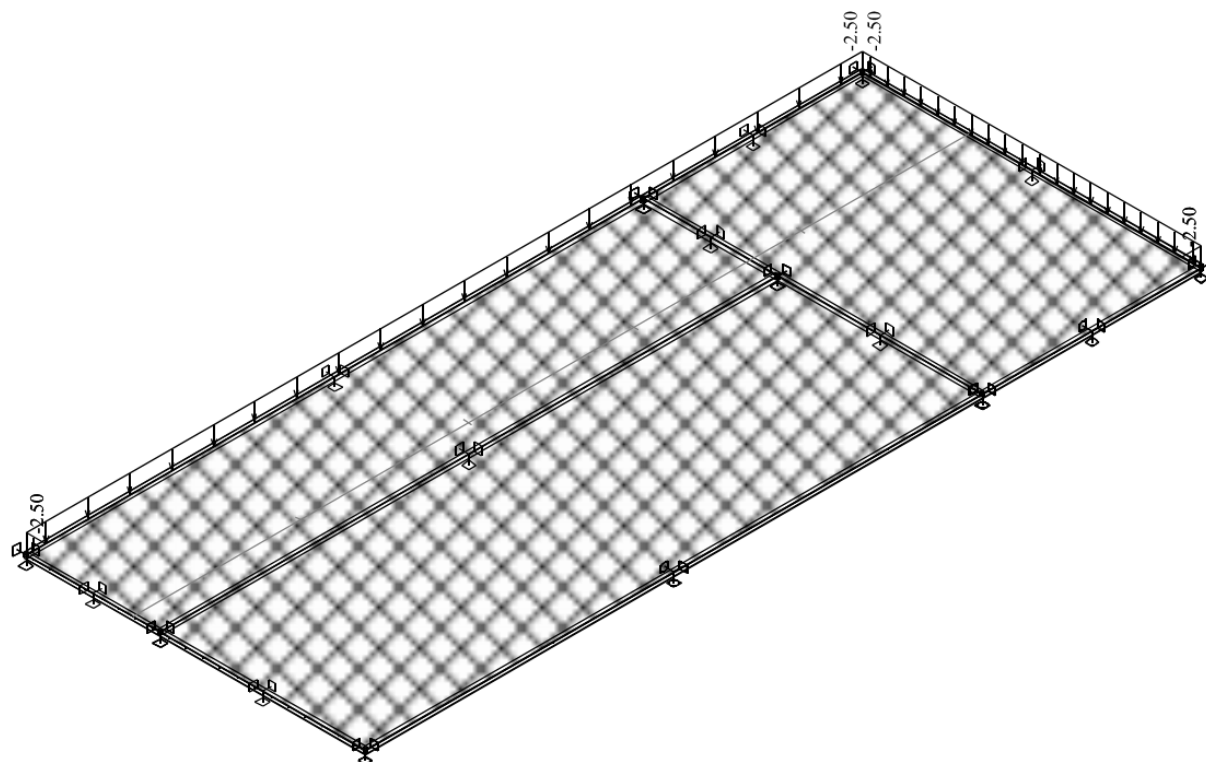
→ **posouzení konstrukce**

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

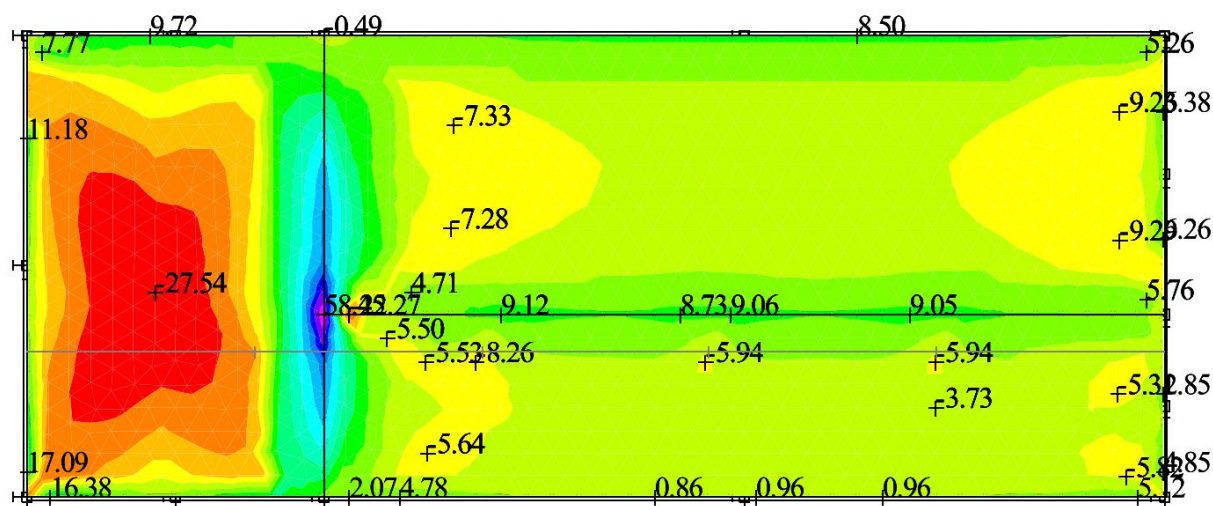
zatěžovací stav ZS1 – stálé, dlouhodobé



zatěžovací stav ZS2 – užité



dimenzační momenty ve směru x (kNm/m)



Dimenze desky je dostatečná pro splnění MS únosnosti (ohyb, smyk) a použitelnosti při hospodárném vyztužení všech průřezů.

g4) zadní stěna 1.NP

→ **zatížení**

→ zemní tlak v klidu

uvažuje se hutněný zásyp štěrkokopískem :

předpokládaná objemová hmotnost : $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

předpokládaný úhel vnitřního tření : $\varphi = 30^\circ$

součinitel zemního tlaku v klidu : $K_r = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 = 0,5$

svislé geostatické napětí v hloubce z : $\sigma_z = h \cdot \gamma$

zemní tlak v klidu v hloubce z : $\sigma_r = \sigma_z \cdot K_r$

úroveň	h (m)	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\sigma_z \text{ (kN/m}^2\text{)}$	K_r	$\sigma_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$
strop 1.NP	0,00	18,0	0,0	0,50	0,0
podlaha 1.NP	3,50	18,0	63,0	0,50	31,5

$$H_d = 1,35 \cdot 0,5 \cdot 3,5 \cdot 31,5 = 74,42 \text{ kN}$$

→ **posouzení stěny**

Stěna je kloubově uložena na základovém pásu na vrstvě hydroizolace. Zajištění proti posunu stěny je prostřednictvím vyztužené betonové desky tl. min. 120 mm uložené na hydroizolaci a zatížené zděnými příčkami.

V horní úrovni je stěna vetknuta do stropní železobetonové desky, která je tuhá ve své rovině.

$$M_d = 74,42 \cdot 3,5 / 11,75 = 22,17 \text{ kNm/m}$$

Stěna je navržena monolitická železobetonová tl. 250 mm z betonu C25/30 XC1 s výztuží z oceli B500B. Stěnu je možno provést z využitím tvarovek pro ztracené bednění.

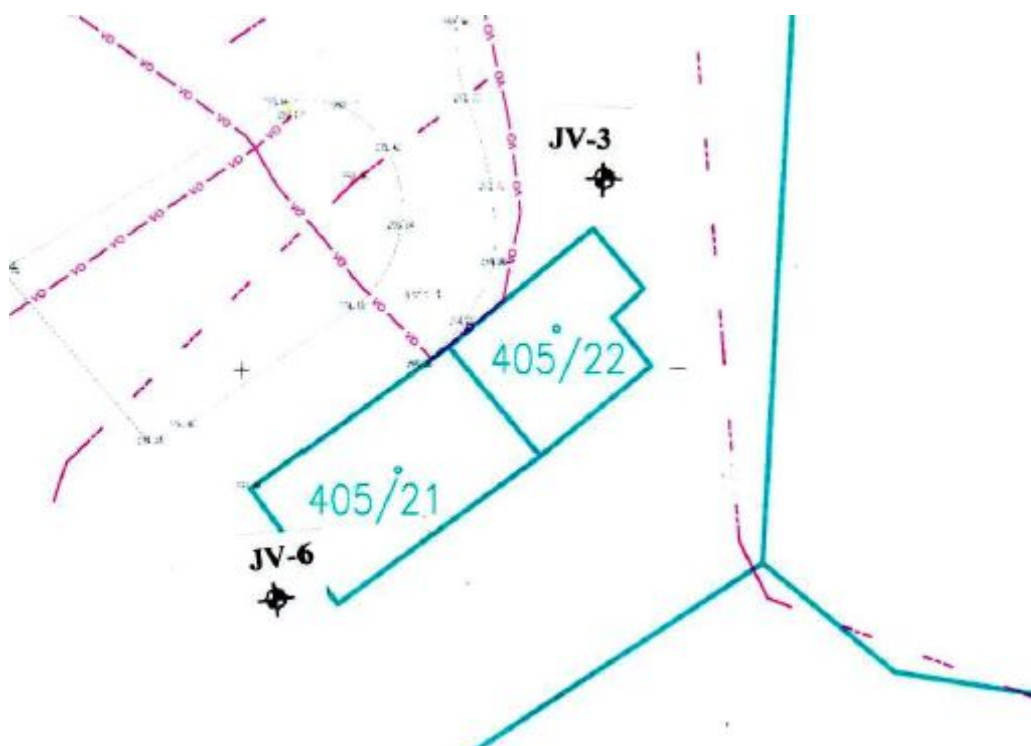
h) výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí

→ **geologické podmínky:**

Horninový podklad tvoří v zájmovém prostoru **jílovitá břidlice** dobrotivských vrstev. Nezvětralá břidlice je černošedá, tence laminovaná, silně rozpukaná, střípkovitě rozpadavá. Je jen slabě zpevněná – lehce drtitelná na prach – **tř. R5**. V prostoru projektovaného vstupního objektu jsou břidlice v povrchové zóně rozložené až silně zvětralé, hnědorezavé barvy, postupně přecházející do šedé a černošedé. Rozložené polohy jsou zrnkovitě, s hloubkou zrnkovito-střípkovitě rozpadavé, se zrnky a střípky zcela jílovitě rozloženými – mají charakter potrhaného či podrceného jílu pevné konzistence – **tř. R6**.

Podzemní voda vytváří v zájmovém prostoru mělkou, během roku silně kolísavou zvědeň jak z hlediska výšky hladiny tak vydatnosti přítoku v polohách kvartérního pokryvu. Voda je zde vázána na písčité prolohy, které netvoří spojitou souvislou vrstvu ale nepravidelné vložky. V závislosti na plošném rozsahu těchto vložek je vydatnost přítoku velmi nepravidelná. Zastiženy byly přítoky prakticky neměřitelné, při hloubení sond byla zaznamenána jen zvýšená vlhkost a postupně docházelo k rosení stěny vrtu a velmi pomalému natahování, zastiženy však byly i jednoznačně identifikovatelné průsaky. S další zvodní je pak třeba počítat ve svrchní zóně rozloženého až silně zvětralého břidličného podkladu.

Z hlediska chemismu je voda v kvartérním pokryvu neutrální až slabě zásaditá, s nízkým obsahem agresivních složek (SO_4 i agresivního CO_2) a netvoří tak agresivní chemické prostředí na beton. U vody v břidličném podkladu je třeba počítat se zvýšeným obsahem SO_4 a objekty zasahující do břidličného podkladu je třeba zajistit proti slabě chemicky agresivnímu prostředí stupně XA1.



Sonda JV-3 294,10 m n.m.		ČSN EN 14688-1	ČSN 73 6133	ČSN 73 6133
0,00-0,25	Navážka – prachovitopísčitá hlína s úlomky a kameny			
0,25-1,20	Štěrkopísek světle béžový, slabě zahliněný (do 10%), neplastický, sypký, písek střednozrnný až hrubozrnný, valounky drobné, max. do 1cm	grSa	S3-G3	I.tř.
1,20-1,50	Břidlice černošedá, jílovitě rozložená na jíl pevné až tvrdé konzistence	siCl	F6	I.tř.
1,50-2,30	Břidlice černá, jílovitá, lupenitá, střípkovitě rozpadavá, střípky drobitelné na prach		R6	I.tř.
2,30-4,00	Břidlice černá, jílovitá, silně laminovaná střepovitě rozpadavá, střepy drobitelné na prach i jen obtížně lámatelné až jen kladívkem drtitelné		R5	I.tř.
Podzemní voda – naražená nebyla zastižena - ustálená nebyla zastižena				

Sonda JV-6 295,05 m n.m.		ČSN EN 14688-1	ČSN 73 6133	ČSN 73 6133
0,00-0,80	Hlína jílovitá, hnědošedá, se zrnky a střípky černošedé břidlice, ojedinělé kameny a úlomky křemence, plastická, vlhká, konzistence tuhá – možná navážka	grsiCl	F6Y	I.tř.
0,80-4,00	Břidlice černá, jílovitá, silně laminovaná střepovitě rozpadavá, střepy drobitelné na prach i jen obtížně lámatelné až jen kladívkem drtitelné		R5	I.tř.
Podzemní voda – naražená nebyla zastižena - ustálená nebyla zastižena				

→ **závěry geologického průzkumu:**

Hospodářský objekt bude situován do odkopu po stávajícím skladu, který bude zbourán. Toto stanoviště je situováno mimo erozní rýhu a břidličný podklad zde vystupuje mělce k povrchu terénu. Vhodnou základovou půdu pro plošné založení tvoří černošedá, tence laminovaná břidlice, střípkovitě rozpadavá břidlice tř. R5. Vzhledem k nízké pevnosti břidlice bude docházet při pojezdu mechanizace po jejím povrchu k jejímu drcení na prach, který v případně zmoknutí okamžitě rozbředne na kašovité jíl. Proto je třeba omezit provoz mechanizace po povrchu břidlice, těsně před betonáží odstranit prachovitě podrcenou (v případě zmoknutí rozbředlou) vrstvu až na nenarušenou horninu.

Typ 4: břidlice jílovitá, černošedá, tence laminovaná, rozpukaná, střípkovitě rozpadavá, s nízkou pevností střípků (do 3 MPa) – tř. R5

Pro geotechnickou charakteristiku zastižených typů horninových vrstev doporučujeme použít hodnot podle ČSN 73 1001:

	ν	γ kN.m ⁻¹	E_{def} MPa	c_{ef} kPa	ϕ_{ef} °	R kPa
Typ 1 – konz. tuhá	0,40	20,0	4,0	12	17	100
- konz. měkká	0,35	18,5	2,5	8	22	70
Typ 2	0,40	21,0	6,0	15	16	150
Typ 3	0,40	21,0	8,0	10	21	200
Typ 4	0,30	22,0	30,0	-	-	300

→ návrh založení:

Hospodářský objekt bude založen plošně na základových pásech.

S ohledem na dostatečnou únosnost základové půdy vyhoví s rezervou základové pásy šířky 400 mm.

i) opěrné stěny

Opěrné stěny jsou navrženy jako železobetonové úhelníkové a budou založeny na šikmé základové spáře v min. hloubce 0,9 m pod úroveň terénu a komunikace. Výška stěny je dána rozdílem výšek terénu za rubem stěny a komunikace před lícem stěny (3,25 - 0 m).

Zásyp stěny bude proveden šterkopískem. Rub stěn bude odvodněn plastovými trubkami do líce stěny.

opěrná stěna výšky 3,25 - 1,5 m - východní část

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Datum : 24.5.2017

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 : 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 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			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 Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]

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 $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	3,75
3	1,26	3,75
4	1,26	4,05
5	1,26	4,35
6	0,86	4,35
7	0,86	4,05
8	-0,64	4,05
9	-0,64	3,75
10	-0,34	3,75
11	-0,30	0,00

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

Plocha řezu zdi = 1,88 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	zásyp		30,00	0,00	18,00	8,00	10,00
2	Třída F6, konzistence tuhá		16,00	15,00	21,00	11,00	10,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	zásyp		nesoudržná	30,00	-	-	-
2	Třída F6, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemín



zásyp

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $\delta = 10,00^\circ$
 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 : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 16,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $\delta = 10,00^\circ$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,30	zásyp	
2	-	Třída F6, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 5,67 (úhel sklonu je 10,00 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - zásyp

Výška zeminy před zdí

$h = 0,50 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

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	-1,39	45,23	0,70	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,30	-0,17	0,01	0,21	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,21	30,87	1,06	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	81,73	-1,17	72,30	1,40	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 165,46 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 95,74 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 73,51 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 56,26 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 189,13 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Na pětí [kPa]
1	75,06	174,78	52,14	0,263	189,13
2	71,09	159,15	54,58	0,275	181,65

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	53,15	154,50	39,42

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,263$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 189,13 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

opěrná stěna výšky 1,5 - 0 m - východní část

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Datum : 24.5.2017

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,30
3	0,58	2,30
4	0,58	2,60
5	0,58	2,90
6	0,18	2,90
7	0,18	2,60
8	-0,62	2,60
9	-0,62	2,30
10	-0,32	2,30
11	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 1,20 m².

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 5,67 (úhel sklonu je 10,00 °).

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - zásyp

Výška zeminy před zdí $h = 0,50$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

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	-0,89	28,74	0,56	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,30	-0,17	0,01	0,21	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,72	6,54	0,82	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	35,37	-0,68	24,62	0,96	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 45,09$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 23,82$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 30,66$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 18,56$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 107,66 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	15,17	76,13	14,63	0,221	107,66
2	14,76	66,37	16,99	0,249	103,55

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	10,27	63,97	10,85

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,221$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 107,66$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

opěrná stěna výšky 3,25 - 0 m - západní část

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,70
3	0,77	2,70
4	0,77	3,00
5	0,77	3,30
6	0,37	3,30
7	0,37	3,00
8	-0,63	3,00
9	-0,63	2,70
10	-0,33	2,70
11	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 1,39 m².

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 5,67 (úhel sklonu je 10,00 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

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	-1,03	33,25	0,60	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,30	-0,17	0,01	0,21	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,85	11,53	0,88	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	46,27	-0,82	35,60	1,08	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 68,68$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 37,58$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 40,66$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 27,09$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 129,69 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	26,18	99,42	23,09	0,237	129,69
2	25,05	88,04	25,48	0,259	124,62

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	17,99	85,09	17,22

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,237$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 129,69$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE