

OBNOVA MOSTU M-02-LOVOSICE

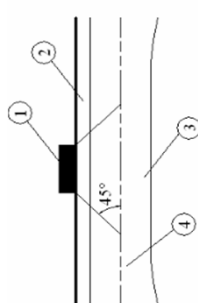
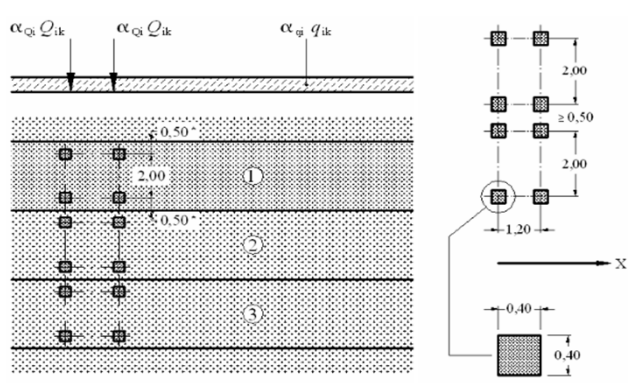
Obsah:

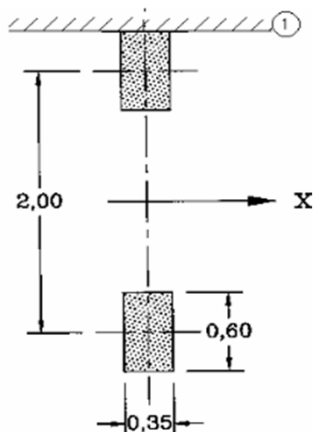
Název	Strana
1)Stanovení zatížení dle ČSN EN 1991-1, ČSN EN 1991-2	1
2)Dimenzování dle ČSN EN 1992-2	9
3)Posouzení na únavu	13
4)Posouzení vzniku trhlin	14
5)Posouzení omezení přetvoření	15
6)Dimenzování dle ČSN EN 1997-1-7	16

STATICKÝ VÝPOČET

0

1) Stanovení zatížení dle ČSN EN 1991-1, ČSN EN 1991-2

		a)STÁLÉ ZATÍŽENÍ-MOSTOVKA					
		dílčí součinitel stálého zatížení				$\gamma_G= 1,35$	
Asfaltová vozovka, tl.100mm		gk(kN/m2)	γ_G	gd(kN/m2)			
VI. tíha žb. mostovky, tl.500mm		2,300	1,35	3,105			
		13,000	1,35	17,550			
Římsa na desce tl.1600x250mm		gk(kN/m)	γ_G	gd(kN/m)		(chodník)	
Římsa převislá 150x600mm		10,400	1,35	14,040			
Zábradlí cca 50kg/m´		2,340	1,35	3,159			
		0,500	1,35	0,675			
		13,240		17,874			
		b1)PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍSVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM1					
Rozměry nosné konstrukce mostu		dílčí součinitel proměn. zatížení				$\gamma_Q= 1,35$	
Šířka nosné konstrukce mostu		Model zatížení					
B= 9,20 m		Umístění	Dvojnáprava (TS) nápravové síly Qik (kN)		Rovnoměrné zatížení (UDL) qik (nebo qkr) (kN/m2)		
Rozpětí nosné konstrukce mostu		Pruh č.1	300		9		
L= 8,59 m		Pruh č.2	200		2,5		
šířka zatěžovacích pruhů		Pruh č.3	100		2,5		
w1= 3,00 m		Ost.pruhy	0		2,5		
w2= 6,20 m		Zbývající plocha(qkr)	0		2,5		
		Hodnoty regulačních součinitelů					
Skupina pozemních komunikací		α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i \geq 1)$	α_{qr}
1		0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
2		0,8	0,5	0,5	0,5	1	1
Skupina 1 Skupina 2		všechny komunikace s výjimkou komunikací ve skupině 2					
použita skupina 2		silnice III.třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužní místní komunikace a účelové komunikace					
							
Legenda 1 dotykový tlak kola 3 betonová deska mostovky 2 vozovka 4 střednicová plocha betonové desky mostovky Obr. 4.5 Rozmášení soustředěného zatížení vozovkou a mostovkou		b2)PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍSVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM2					
		dílčí součinitel proměn. zatížení				$\gamma_Q= 1,35$	
		Je tvořen nápravovou silou $\beta_Q.Q_{ak}$, kde $Q_{ak}=400kN$ (včetně dynamického součinitele), která může působit v kterémkoli místě na vozovce. V případě potřeby se může uvažovat pouze 1 kolo, působící silou $200\beta_Q$ (kN)					
		Model je určen zejména pro krátké prvky o délce 3m až 7m.					
		Součinitel b_Q je v národní příloze stanoven na hodnotu $b_Q=0,8$ pro obě skupiny komunikací					
STATICKÝ VÝPOČET							
1							

**b3) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ SVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM3**

dílčí součinitel proměn. zatížení

$\gamma_Q = 1,35$

Je soubor soustav nápravových sil představující zvláštní vozidla, která mohou jezdit po trasách, kde je povoleno výjimečné zatížení.

není uvažováno!

b4) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ SVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM4

dílčí součinitel proměn. zatížení

$\gamma_Q = 1,35$

Je zatížení davem lidí na mostě a je určen pouze pro celková ověření, Model zatížení se uvažuje jako rovnoměrné zatížení (již zahrnující dynamický součinitel) o intenzitě $q_{ik} = 5 \text{ kN/m}^2$ **c) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ VODOROVNÁ-DOPRAVOU**Charakteristické hodnoty brzdných a rozjezdových sil Q_{1k} jsou definovány jako část celkového maximálního zatížení 1 umístěného na zatěžovacím pruhu číslo 1 takto:

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,1\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \quad \text{přičemž} \quad 180\alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

$180 \text{ kN} \leq$

$299,6 \text{ kN} \leq$

900 kN

Vyhovuje.

Vyhovuje.

Odstředivé síly se vzhledem ke kolmé geometrii mostu zanedbávají.

4.4.2 Odstředivé sílyOdstředivé síly Q_{st} se uvažují jako příčné síly působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k její ose. Charakteristické hodnoty Q_{st} , které zahrnují dynamické účinky, jsou uvedeny v tab. 4.4.

Tab. 4.4 Charakteristické hodnoty odstředivých sil

$Q_{st} = 0,2 Q_v$ (kN)	pro $r < 200 \text{ m}$
$Q_{st} = 40 Q_v/r$ (kN)	pro $200 \leq r \leq 1500 \text{ m}$
$Q_{st} = 0$	pro $r > 1500 \text{ m}$

Stanovení sestav zatížení dopravy

		Vozovka						Chodníky cykl.pruhy
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		pouze sv.z.
Zatěžovací systém		LM1 dvojnáprava rovnoměr.z.	LM2 jednotlivá náprava	LM3 zvláštní vozidla	LM4 zatížení davem lidí	Q1k brzdné a rozjezd.síly	Qtk odstředivé a příč.síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakter. hodnoty				a)	b)	kombinační hodnota b)
	gr1b		charakter. hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakter. hodnota	charakter. hodnota	
	d) gr3							charakter. hodnota c)
	gr4				charakter. hodnota			charakter. hodnota
	gr5	viz. příloha A		charakter. hodnota				

- a) Lze definovat v národní příloze pouze pro uvedené případy
b) Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m^2
c) Pokud je účinek od zatížení jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, máse uvažovat pouze na jednom chodníku
d) Tato sestava nemá praktický význam, pokud uvažuje sestava gr4.

STATICKÝ VÝPOČET**2**

ξ...redukč. součinitel pro stálá zat.
 G, doporučená hodnota je 0,85
 ψ...souč. pro kombinační hodnoty
 proměnného zatížení
 γ_{G,j}...souč. pro stálé zatížení
 γ_p...souč. zatížení od předpětí
 γ_{Q,1}...souč.pro hl.proměn.zatížení
 γ_{Q,i}...souč.pro vedl.proměn.zatížení
 G_{k,j}...char.hodnota j-tého stál.zat.
 P...reprezent.hodnota od předpětí
 Q_{k,1}...char.hodnota hl.proměn.zat.
 Q_{k,i}...char.hodnota i-tého
 vedlejšího proměnného zatížení

D)KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení uvažovaná pro posouzení konstrukce všech
 návrhových situací a všech mezních stavů se pro posouzení MSÚ
 používá rozhodující kombinace výrazů

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

E)MODEL Y ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU

E1)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 1

Má stejné uspořádání jako model zatížení 1 LM1, definovaný výše
 s hodnotami nápravových sil rovnými 0,7.Q_{ik} a hodnotami rovnoměrn.
 zatížení rovnými 0,3.q_{ik} a zatížením na zbývající ploše 0,3.q_{rk}.

E2)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 2

Je tvořen souborem idealizovaných nákladních vozidel, zvaných častá.
 Maximální a minimální napětí se mají stanovit z nejneprůpustnějšího
 účinku různých vozidel uvažovaných jednotlivě a jedoucích samostatně
 v příslušném zatěžovacím pruhu.

není uvažováno!

E3)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 3

Má čtyři nápravy, nápravová síla každé nápravy je 120kN.
 Na most lze umístit nejvýše 2 vozidla.

E4)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 4

Jsou tvořeny soubory normalizovaných nákladních vozidel, která
 společně vyvozují účinky ekvivalentní účinkům typické dopravy na
 evropských pozemních komunikacích.

není uvažováno!

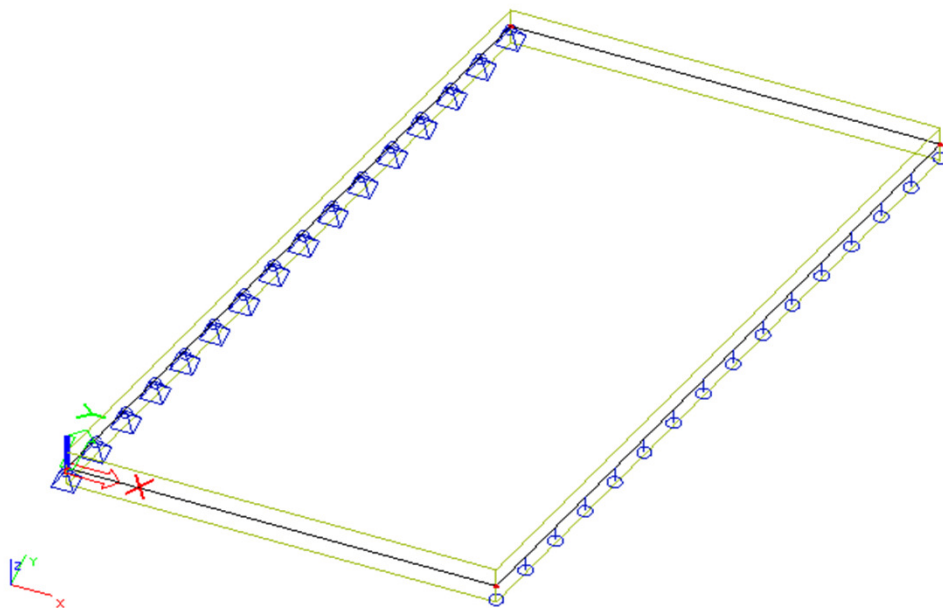
E5)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 5

Používá přímo monitorované údaje o dopravě, případně doplněné
 vhodnými statistickými a návrhovými extrapolacemi. Tento model se
 použije pouze v případech stanovených příslušným úřadem.

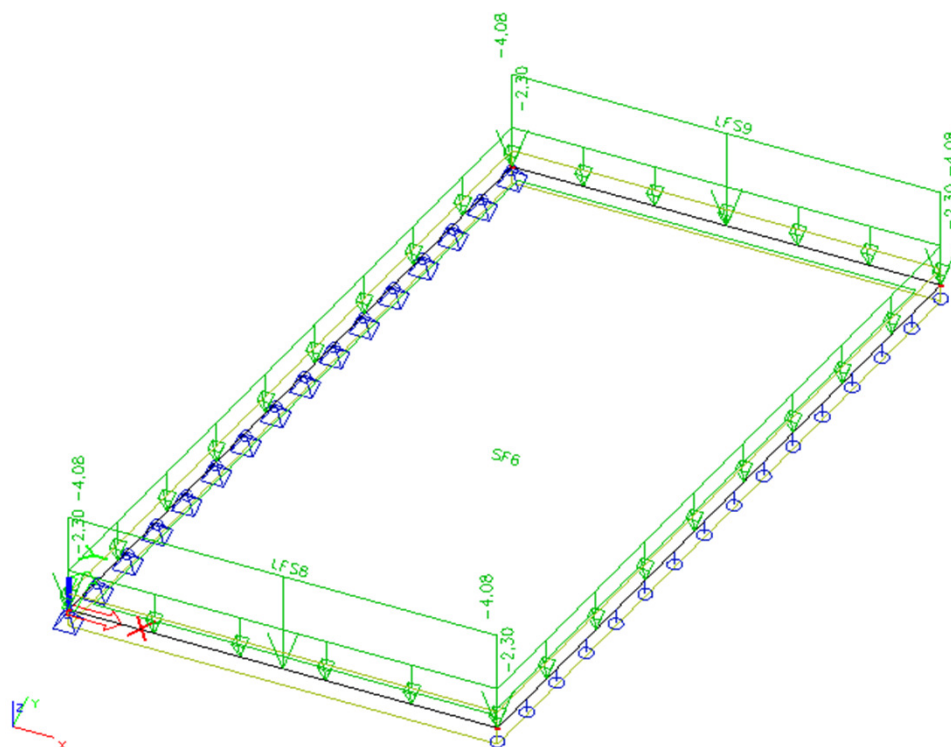
není uvažováno!

ZATĚŽOVACÍ STAVY:

a1)STÁLÉ ZATÍŽENÍ-MOSTOVKA generuje výpočtový program SCIA ENGINEER
vlastní tíha



a2)STÁLÉ ZATÍŽENÍ-MOSTOVKA
spojité liniové od skladby vozovky
a říms (chodníků)



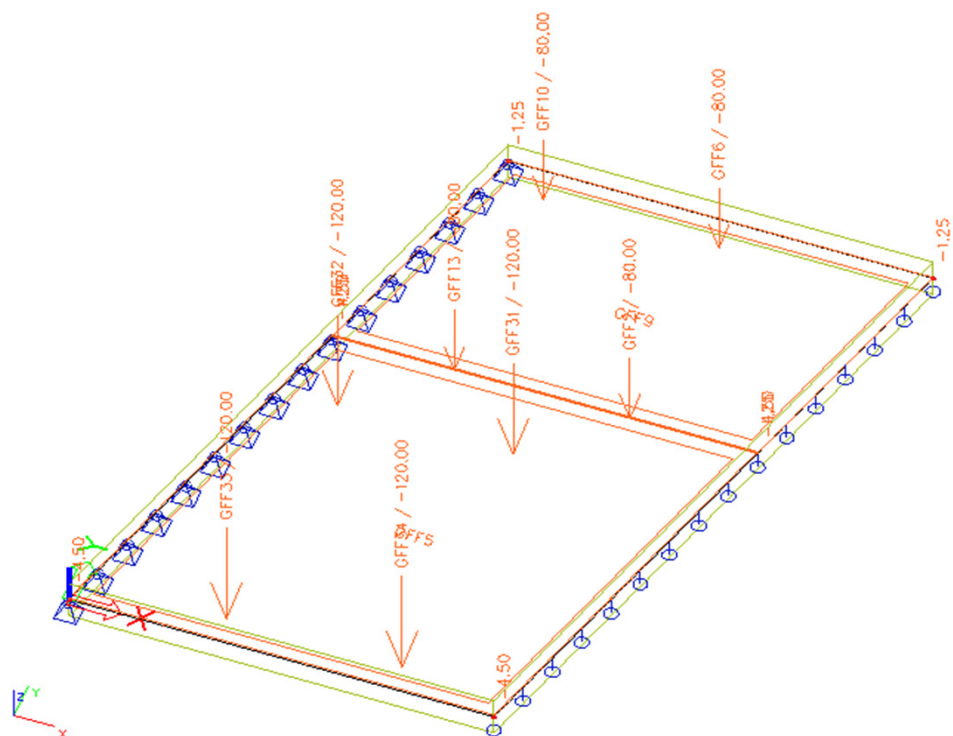
STATICKÝ VÝPOČET

4

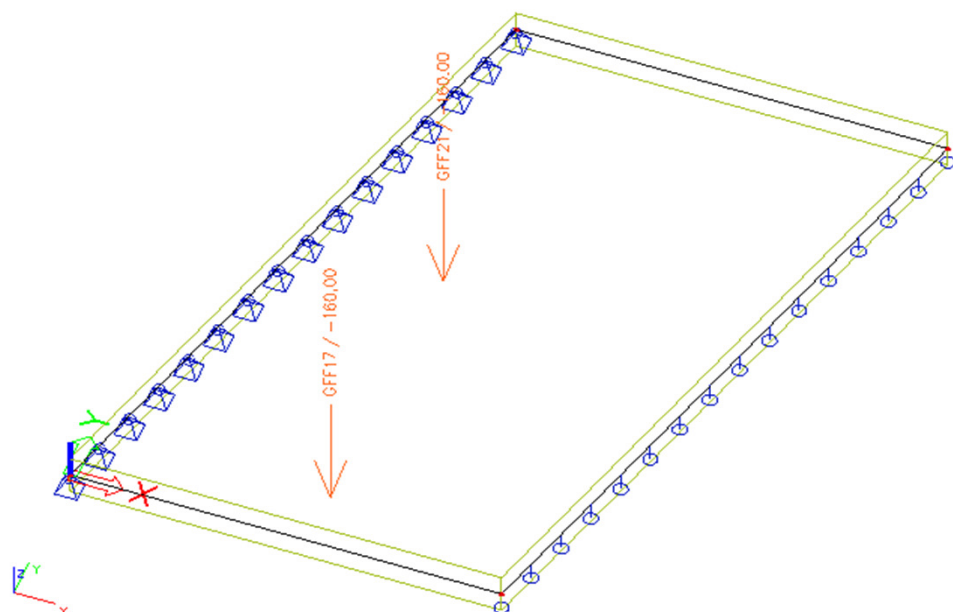
Akce: OBNOVA MOSTU M-02

PŘES POTOK MODLA, U ZDYMADEL LOVOSICE Vypracoval: Ing. David Mareček
MOST EV.Č. M-02 Kontroloval: Ing. Naděžda Hájková

b1) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ SVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM1



b2) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ SVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM2

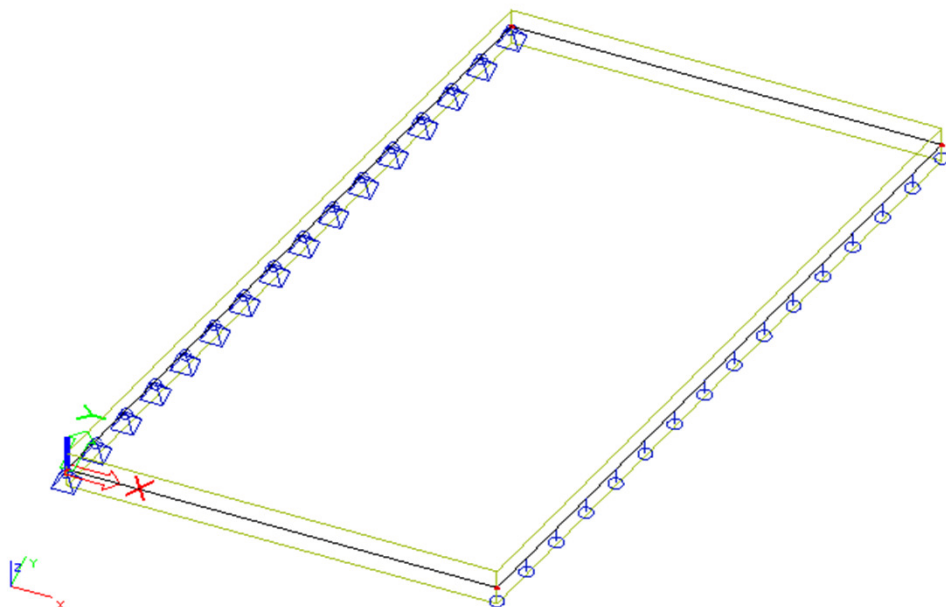


STATICKÝ VÝPOČET

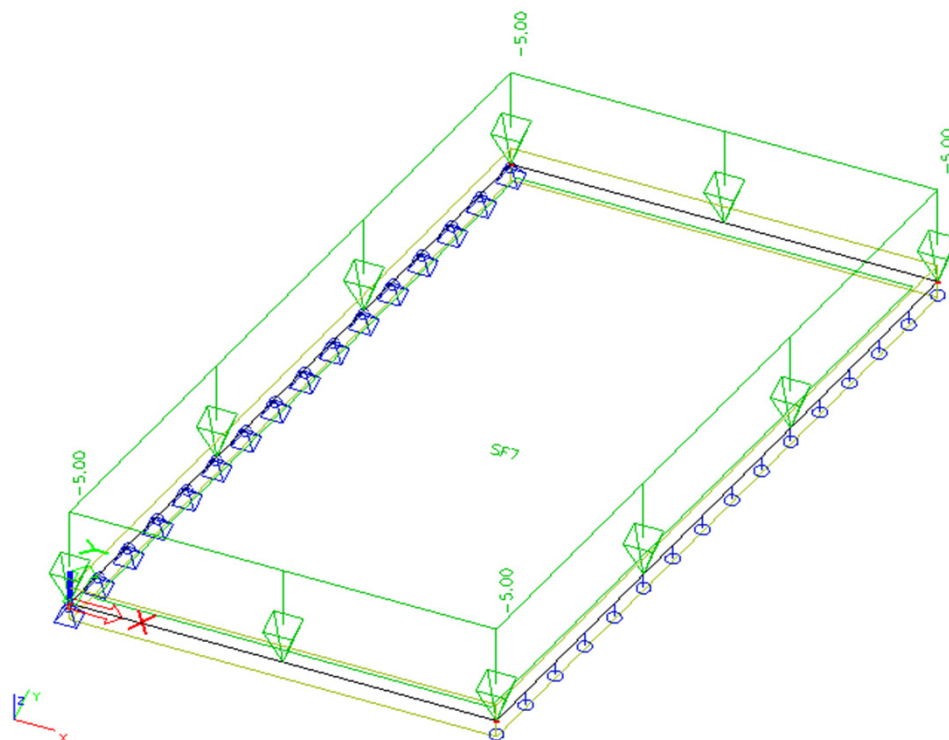
5

b3) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ SVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM3

neuvažuje se.



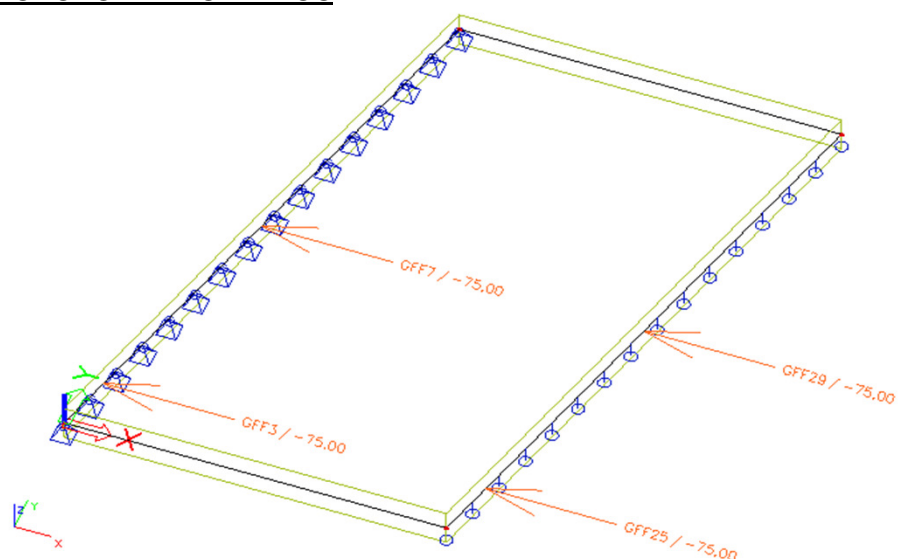
b4) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ SVISLÁ-DOPRAVOU-MODEL LM4



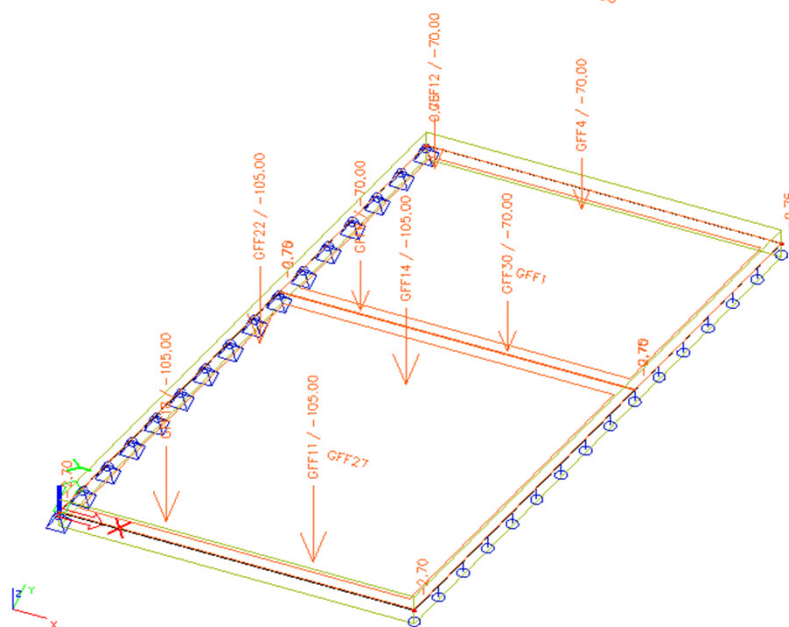
STATICKÝ VÝPOČET

6

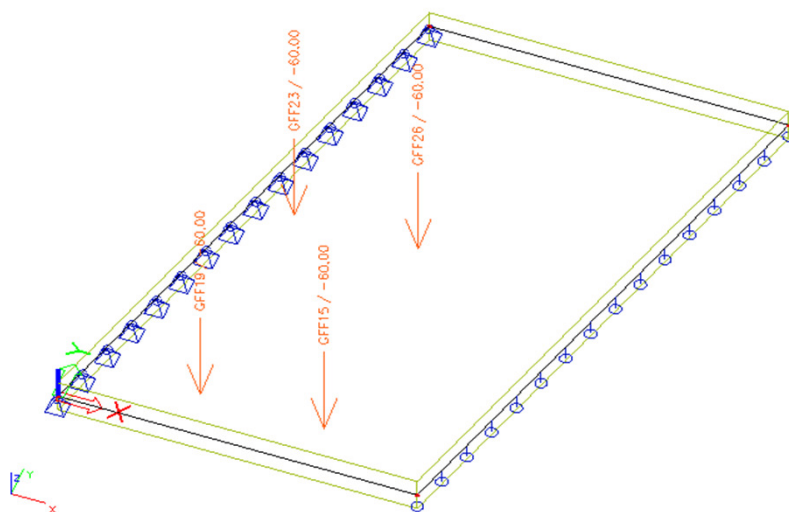
c)PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ VODOROVNÁ-DOPRAVOU



E1)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 1



E3)MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 3



STATICKÝ VÝPOČET

D)KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
CO1	Obálka - únosnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,35
		LC2 - STÁLÉ	1,35
		LC3 - NAHODILÉ-DOPRAVOU LM1	1,50
CO2	Obálka - únosnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,35
		LC2 - STÁLÉ	1,35
		LC4 - NAHODILÉ-DOPRAVOU LM2	1,50
CO3	Obálka - únosnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,35
		LC2 - STÁLÉ	1,35
		LC6 - NAHODILÉ-DOPRAVOU-LM4	1,50
CO4	Obálka - použitelnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,00
		LC2 - STÁLÉ	1,00
		LC3 - NAHODILÉ-DOPRAVOU LM1	1,00
CO5	Obálka - použitelnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,00
		LC2 - STÁLÉ	1,00
		LC4 - NAHODILÉ-DOPRAVOU LM2	1,00
CO6	Obálka - použitelnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,00
		LC2 - STÁLÉ	1,00
		LC6 - NAHODILÉ-DOPRAVOU-LM4	1,00
CO7	Obálka - únosnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,00
		LC2 - STÁLÉ	1,00
		LC8 - ÚNAVA-1	1,00
CO8	Obálka - únosnost	LC1 - VLASTNÍ TÍHA	1,00
		LC2 - STÁLÉ	1,00
		LC9 - ÚNAVA-3	1,00

F)VNITŘNÍ SÍLY

vx=	314,15 kN/m'	Kombinace CO1	vx=	152,1461 kN/m'	od stálého
mx=	790,59 kNm/m'	Kombinace CO1			
mx=	65,88 kNm/m'	Kombinace CO1		162,00	

G)DEFORMACE

Uz=	9,6 mm	< L/500=	17,2 mm	Kombinace CO4
Vyhovuje.				

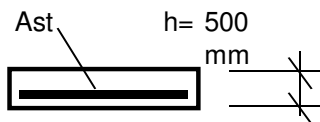
H)NAPĚTÍ V BETONU

$\sigma_{c,min}=$	3,69 MPa	Kombinace CO8
$\sigma_{c,max}=$	4,12 MPa	Kombinace CO7

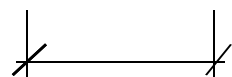
STATICKÝ VÝPOČET**8**

2) Dimenzování dle ČSN EN 1992-2

$$h = (1/25 - 1/20)L$$



$$b = 1000 \text{ mm}$$



$$L_{eff} = 8,590 \text{ m}$$

Železobetonová deska mostovky prostě uložená v jednom směru

Výztuž v poli

1) Návrh na ohyb

Navrhuji žb.desku h=500mm, beton: C30/C37, výztuž B500.

krytí: c= 50 mm

$$m_x = 790,59 \text{ kNm/m}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

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

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

a) Návrh

$$\gamma_u = 0,96 \text{ s omezení} \geq \gamma_u = 0,85$$

volím:

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

....hlavní nosná výztuž

$$\phi_{rozdel.} = 14 \text{ mm}$$

....pomocná rozdělovací výztuž

$$d = h - c - \phi/2$$

$$d = 438 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d}$$

$$A_{st} = 4618,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Navrhuji } 6,66 \phi 32/m$$

$$A_{st} = 5356 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

b) Posudek

$$F_{st} = A_{st} \cdot f_{yd}$$

$$F_{st} = 2,329 \text{ MN}$$

Výška tlačené oblasti

$$x = F_{st} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 0,146 \text{ m}$$

Moment únosnosti

$$M_{rd} = F_{st} \cdot (d - 0,4x)$$

$$m_{rd} = 883,27 \text{ kNm} \geq m_{sd} = 790,59 \text{ kNm}$$

Vyhovuje.

c) Konstrukční zásady

minimální vyztužení

$$\rho_{min} = \frac{0,6}{f_{yk}} \leq \rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_{min} = 0,0012 \leq \rho = 0,0123$$

Vyhovuje.

$$\frac{x}{d} \leq \frac{x}{d} \text{ lim}$$

$$0,335 \leq 0,450$$

Vyhovuje.

přepočít

$$d = h - c - \phi/2$$

$$d = 434 \text{ mm}$$

STATICKÝ VÝPOČET

9

d)Rozdělovací výztuž

(minimálně 20% z hlavní nosné výztuže)

$$As_1 = 0,2 \cdot Ast = 1071 \text{ mm}^2$$

Navrhují	6,66	φ	14/m		Ast=	1025	mm ²
					φ =	14	mm

e)Kontrola ohybové štíhlosti

$$\frac{l_{eff}}{d} > 20$$

$$19,8 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

Není třeba kontrolovat průhyb desky.

STATICKÝ VÝPOČET

10

Železobetonová deska mostovky prostě uložená v jednom směru
Výztuž nad podporou

1) Návrh na ohyb

Navrhuji žb.desku h=500mm, beton: C30/C37, výztuž B500.

krytí: c= 50 mm

mx = 65,88 kNm/m

f_{yd}= 434,78 MPa

γ_s= 1,15

f_{cd}= 20,00 MPa

γ_b= 1,5

γ_u= 1-20 / (h+50) =

f_{yk}= 500 MPa

f_{ck}= 30 MPa

a) Návrh

γ_u= 0,96 s omezením ≥ γ_u= 0,85

volím:

φ = 25 mm

....hlavní nosná výztuž

φ_{rozděl.} = 10 mm

....pomocná rozdělovací výztuž

d = h-c-φ/2

d= 438 mm

A_{st}= $\frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d}$

A_{st}= 384,8 mm²

Navrhuji 6,66 φ 14/m

A_{st}= 1025 mm²

φ = 14 mm

b) Posudek

F_{st}= A_{st}·f_{yd}

F_{st}= 0,446 MN

Výška tlačené oblasti

x = F_{st} / (0,8 · b · f_{cd}) = 0,028 m

Moment únosnosti

M_{rd} = F_{st} · (d - 0,4x)

m_{rd}= 190,05 kNm ≥ m_{sd}= 65,88 kNm

Vyhovuje.

c) Konstrukční zásady

minimální vyztužení

ρ_{min}= $\frac{0,6}{f_{yk}}$ ≤ ρ= $\frac{A_s}{b_w \cdot d}$

ρ_{min}= 0,0012 ≤ ρ= 0,0023

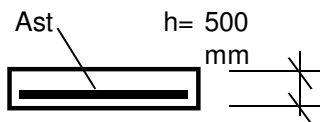
Vyhovuje.

$\frac{x}{d}$ ≤ $\frac{x}{d}$ lim

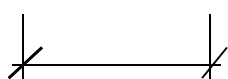
0,063 ≤ 0,450

Vyhovuje.

h=(1/25-1/20)L



b= 1000 mm



Leff= 8,590 m

přepočet

d = h-c-φ/2

d= 443 mm

STATICKÝ VÝPOČET

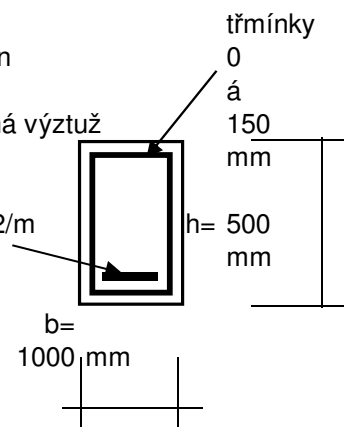
11

<div>$\beta = 1$ $k = 1$ $\tau_{rd} = 0,34 \text{ MPa}$</div> <div>$f_{swk} = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{swk} = 434,78 \text{ MPa}$</div> <div><p>přepočet $d = h - c - \phi / 2 - \phi_{trm}$</p><p>$d = 426 \text{ mm}$</p></div>	2)Návrh na smyk $V_{max} = 314,15 \text{ kN}$
	a)Návrh $V_{rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$ $V_{rd2} = 2734,20 \text{ kN}$ $v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$ $v = 0,7 \geq 0,5$ $V_{rd2} = 2734,20 \text{ kN} \geq V_{max} = 314,15 \text{ kN}$
	Vyhovuje. Návrh bez smykové výztuže $V_{rd1} = \beta \cdot \tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho) \cdot b_w \cdot d$ $V_{rd1} = 249,92 \text{ kN}$ $\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq \rho_{lim}$ $\rho = 0,012 \leq 0,020$ Vyhovuje. $V_{rd1} = 249,92 \text{ kN} \leq V_{max} = 314,15 \text{ kN}$
	Nevyhovuje. Návrh smykové výztuže $V_{swd} = A_{sw} \cdot f_{swd} \cdot 0,9 \cdot d$ $V_{max} - V_{rd1} = 64,23 \text{ kN}$ $A_{sw} = \frac{1}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \mu s$ Navrhují třmínky $\phi_{trm} = 8 \text{ mm}$
	Podmínka: $V_{max} \leq 1/5 \cdot V_{rd2}$ $V_{max} = 314,15 \text{ kN} \leq 1/5 \cdot V_{rd2} = 546,84 \text{ kN}$ Vyhovuje.
	Podmínka: $1/5 V_{rd2} \leq V_{max} \leq 2/3 \cdot V_{rd2}$ $546,84 \text{ kN} \leq 314,15 \text{ kN} \leq 1822,80 \text{ kN}$ Nevyhovuje. Vyhovuje.
	Podmínka: $V_{max} \geq 2/3 \cdot V_{rd2}$ $V_{max} = 314,15 \text{ kN} \geq 2/3 \cdot V_{rd2} = 1822,80 \text{ kN}$ Nevyhovuje.
	$S_{max} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$ $S_{max} = 255,60 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$ Vyhovuje.
	$S_{t,max} = 0,8 \cdot d \leq 400 \text{ mm}$ $S_{t,max} = 340,80 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$ Vyhovuje.

STATICKÝ VÝPOČET	12
------------------	----

STATICKÝ VÝPOČET

12

<p>Počet stříhů $n_s = 2$</p> <p>Osová vzdálenost třmínků $s = 150 \text{ mm}$</p> <p>beton</p> <p>nosná výztuž $\Phi 6,66$ $f = 32/\text{m}$</p> <p>třmínky $\Phi 150$ $h = 500 \text{ mm}$</p> <p>$b = 1000 \text{ mm}$</p> 	<p>$A_{sw} = 670,21 \text{ mm}^2 \cdot \text{m}^{-1}$</p> <p>Stupeň vyztužení $\rho_{sv} = \frac{A_s}{b_w \cdot l_0} \geq \rho_{sw, \min}$</p> <p>$\rho_{sv} = 0,67 \geq 0,0110$ Vyhovuje.</p> <p>$V_{swd} = A_{sw} \cdot f_{swd} \cdot 0,9 \cdot d$</p> <p>$V_{swd} = 128,48 \text{ kN}$</p> <p>$V_{rd3} = V_{rd1} + V_{swd}$ $V_{rd3} = 378,40 \text{ kN} \geq V_{sd} = 314,15 \text{ kN}$ Vyhovuje.</p>
<p>Posouzení na únavu</p> <p>Beton: C30/37 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,5$ Cement: 42,5 R Stáří betonu při prvním zatížení: $t_o = 28 \text{ dní}$</p>	<p>NAPĚTÍ V BETONU</p> <p>$\sigma_{c, \min} = 3,69 \text{ MPa}$ Kombinace CO8 $\sigma_{c, \max} = 4,12 \text{ MPa}$ Kombinace CO7</p> <p>$\beta_{cc} = \exp(0,2 \cdot [1 - 28/t_o]^{0,5})$</p> <p>$\beta_{cc}(45) = 1,000$</p> <p>$f_{cd, \text{fat}} = 0,85 \cdot \beta_{cc} \cdot (f_{ck} / \gamma_b) \cdot (1 - f_{ck} / 250)$</p> <p>$f_{cd, \text{fat}} = 14,96 \text{ MPa}$</p> <p>Posouzení napětí</p> <p>$\sigma_{c, \max} / f_{cd, \text{fat}} \leq 0,9$</p> <p>$\frac{0,275}{\text{vyhovuje.}} \leq \frac{0,900}{\text{vyhovuje.}}$</p> <p>$\sigma_{c, \max} / f_{cd, \text{fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \sigma_{c, \min} / f_{cd, \text{fat}}$</p> <p>$\frac{0,275}{\text{vyhovuje.}} \leq \frac{0,611}{\text{vyhovuje.}}$</p>
STATICKÝ VÝPOČET	

<p>beton C 30 37</p> <p>$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Průřez:</p> <p>$b = 1000 \text{ mm}$ $h = 500 \text{ mm}$ krytí 50 mm $d_1 = 66 \text{ mm}$ $A_c = 500000 \text{ mm}^2$</p> <p>plocha ideálního průřezu: $A_i = 539884 \text{ mm}^2$</p> <p>moment setrv. ideálního průřezu: $I_i = 11,721 \times 10^9 \text{ mm}^4$</p> <p>Vnitřní síly:</p> <p>$N_{kdi} = 0,00 \text{ kN}$ $M_{kdi} = 790,59 \text{ kNm}$ $\sigma_{c1} = 16,24 \text{ N/mm}^2$</p>	<p>$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ $\alpha_e = 6,25$</p> <p>spodní výztuž:</p> <p>$\varnothing = 32 \text{ mm}$ počet $6,66 \text{ ks}$ $A_{s1} = 5356 \text{ mm}^2$ $d = 434 \text{ mm}$</p> <p>horní výztuž:</p> <p>$\varnothing = 14 \text{ mm}$ počet $6,66 \text{ ks}$ $A_{s2} = 1025 \text{ mm}^2$</p> <p>těžiště ideálního průřezu: $a_{gi} = 259,2 \text{ mm}$</p> <p>$> 2,9 \text{ N/mm}^2$</p>
když je $\sigma_{c1} < f_{ctm}$ tlíny od vnějšího zatížení nevznikají	
STATICKÝ VÝPOČET	
14	

<p>beton C 30 37</p> <p>$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$k_c = 1,00$</p> <p>$k = 0,68$</p> <p>$f_{ct,eff} = 1,1 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$A_{ct} = 500000$</p> <p>jedna strana průřezu</p> <p>$\emptyset = 32 \text{ mm}$</p> <p>počet 6,66 ks</p> <p>krytí 50 mm</p> <p>$k_{1,0} = 0,8$</p> <p>$k_1 =$</p> <p>$k_2 =$</p> <p>$A_{c,eff} = 165000 \text{ mm}^2$</p> <p>$A_{s1} = 5356 \text{ mm}^2$</p> <p>$A_{s2} = 1025 \text{ mm}^2$</p> <p>$\sigma_s = 59 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$\emptyset_s^* = 96,0 \text{ mm}$</p> <p>$\sigma_s = 96,00 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$A_s = 3895,83 \text{ mm}^2$</p> <p>návrh výztuže:</p> <p>$\emptyset = 32 \text{ mm}$</p> <p>počet 6,6666 ks/bm</p> <p>$A_{s1} = 5362 \text{ mm}^2$</p>	<p>$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$b = 1000 \text{ mm}$</p> <p>$h = 500 \text{ mm}$</p> <p>druhá strana průřezu</p> <p>$\emptyset = 14 \text{ mm}$</p> <p>počet 6,66 ks</p> <p>$d = 461 \text{ mm}$</p> <p>$k_1 = 0,544$</p> <p>$k_2 = 1,00$</p> <p>$\emptyset_s^* = 96$</p> <p>$\max \emptyset_s^* = 72,72727$</p> <p>$A_s = 6382 \text{ mm}^2$</p> <p>interpolací z Tab. 4.115 ČSN P ENV 1992-4</p> <p>$A_s = 1948 \text{ mm}^2$</p> <p style="text-align: center;">tj. á 150 mm jednostranně</p>
---	--

ČSN P ENV 1992-4

Tabulka 4.115: Maximální průměry prutů \emptyset_s^* pro výztuž s velkou soudržností

Napětí ve výztuži (N/mm ²)	Maximální průměr prutu (mm) pro $w_k =$		
	0,3 mm	0,2 mm	0,1 mm
160	32	25	10
200	25	16	6
240	18	12	4
280	14	8	-
320	10	6	-
360	8	4	-
400	6	-	-
450	4	-	-

I
 interpolace průměrů prutů z tab 4.115 pro $w_k=0,2\text{mm}$

96,00 19,20 160 32 200 25 240 18	
---	--

STATICKÝ VÝPOČET	15
------------------	----

[GEO5 - Opěra | verze 5.15.19.0 | hardwarový klíč 5231 / 1 | Statik CL s.r.o. | Copyright © 2013 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]

Výpočet mostní opěry**Vstupní data****Projekt**

Akce : OBNOVA MOSTU M-02-LOVOSICE
 Část : NÁVRH OPĚRY
 Popis : MOST EV.Č. M-02
 Autor : Ing. David Mareček
 Odběratel : MĚSTO LOVOSICE
 Datum : 15.1.2016

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EC2 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
 Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		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 :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]	1,40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]	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 [-]	

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,45
3	0,00	0,50
4	0,30	0,50

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
5	0,30	3,92
6	0,60	3,92
7	0,60	4,92
8	-1,40	4,92
9	-1,40	3,92
10	-0,90	3,92
11	-0,90	0,45
12	-0,30	0,45
13	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 6,28 m².

Délka mostní opěry = 9,20 m
Délka základu opěry = 9,70 m

Křídla opěry - prodloužená symetrická

Tloušťka křídla = 0,70 m
Délka křídla za závěr. zídou = 2,00 m
Délka základu křídla = 1,68 m
Šířka základu křídla = 1,80 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37
Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Ocel podélná : B500
Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Parametry zemin

Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11,83^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : totální
Úhel vnitřního tření : $\varphi_u = 0,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_u = 25,00 \text{ kPa}$
Přilnavost kce-zemina : $a = 24,00 \text{ kPa}$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : totální

Úhel vnitřního tření : $\varphi_u = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_u = 1,00 \text{ kPa}$
 Přílnavost kce-zemina : $a = 0,00 \text{ kPa}$
 Zemina : nesoudržná

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Název : PROVOZNÍ STAV.

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostuSvislá síla $F_s = 314,15 \text{ kN}$ Vodorovná síla $F_v = -16,50 \text{ kN}$ Umístění $a_1 = 0,30 \text{ m}$ Výška $v = 0,00 \text{ m}$ **Síly od přechodové desky**Svislá síla $F_s = 0,00 \text{ kN}$ Vodorovná síla $F_v = 0,00 \text{ kN}$ Umístění $a_2 = 0,00 \text{ m}$ **Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,50	Třída F6, konzistence měkká	
2	8,50	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Tvar terénuTerén za konstrukcí je ve sklonu 1: 28,64 (úhel sklonu je $2,00^\circ$).**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,50 m
 Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	9,00				na terénu
Číslo	Název							
1	přítížení dopravou							

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: pasivní

Zemina na líci konstrukce - Třída G2, středně ulehlá

Třecí úhel kce-zemina $\delta = 0,00^\circ$ Výška zeminy před zdí $h = 2,15 \text{ m}$ Přítížení terénu $f = 3,00 \text{ kN/m}^2$ Sklon zeminy před zdí $\beta = -16,00^\circ$ **Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

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

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-2,06	150,82	1,07	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-111,02	-0,72	0,03	0,25	1,000	1,000	1,350
Přetížení na líci	-15,49	-1,08	0,00	0,25	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,45	18,18	1,81	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	47,07	-0,37	0,00	2,00	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-4,92	0,00	2,00	1,000	1,000	1,000
Vztlak vody	0,00	-4,92	0,00	1,40	1,000	1,000	1,000
přetížení dopravou	13,90	-0,92	0,00	2,00	1,500	1,500	1,500
Křídla opěry	0,00	-3,00	24,89	2,53	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	1,79	-4,47	34,15	0,80	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-4,92	0,00	1,40	-	-	-

Posouzení mostní opěry

Šířka fiktivního základu opěry = 2,62 m

Posouzení na překlopeníMoment vzdorující $M_{\text{vzd}} = 269,82 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{\text{kl}} = -43,27 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{\text{vzd}} = 143,09 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{\text{pos}} = -38,24 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 106,98kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-2,06	150,82	1,07	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-81,48	-0,72	0,02	0,25	1,000	1,000	1,000
Přetížení na líci	-11,37	-1,08	0,00	0,25	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,45	18,18	1,81	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	75,49	-0,71	0,00	2,00	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	0,00	-4,92	0,00	2,00	1,000	1,000	1,000
Vztlak vody	0,00	-4,92	0,00	1,40	1,000	1,000	1,000
přetížení dopravou	21,17	-1,39	0,00	2,00	1,300	1,300	1,300
Křídla opěry	0,00	-3,00	24,89	2,53	1,000	1,000	1,000
Reakce mostu	1,79	-4,47	34,15	0,80	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-4,92	0,00	1,40	-	-	-

Posouzení mostní opěry

Šířka fiktivního základu opěry = 2,62 m

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 269,82 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{kl} = 27,56 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 113,97 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{pos} = 11,33 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 96,56kPa

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

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	-143,37	280,67	-71,89	0,00	82,45
2	-92,08	216,30	-32,06	0,00	106,98

Posouzení plošného základu**Vstupní data****Nastavení**

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Materiály a normy

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

Součinitele EC2 : standardní

Sedání

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

Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : standardní postup

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu


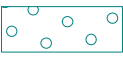
Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]	1,40 [-]
Součinitel redukce pevnosti horniny :	$\gamma_v =$	1,00 [-]	1,40 [-]

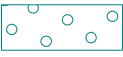

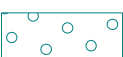
Základní parametry zemin - (efektivní napjatost)

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G2, středně ulehlá		35,50	0,00	20,00	11,00	11,83

Základní parametry zemin - (totální napjatost)

Číslo	Název	Vzorek	φ_u [°]	c_u [kPa]	a [kPa]	γ [kN/m ³]
2	Třída F6, konzistence měkká		0,00	25,00	24,00	21,00
3	Třída G3, středně ulehlá		33,00	1,00	0,00	19,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ [°]	v [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída G2, středně ulehlá		nesoudržná	35,50	-	-	-
2	Třída F6, konzistence měkká		soudržná	-	0,40	-	-
3	Třída G3, středně ulehlá		nesoudržná	33,00	-	-	-

Parametry zemin

Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	35,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	161,00 MPa
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	4,50 MPa
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,00 kN/m ³

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	32,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	102,00 MPa
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 4,92$ m

Hloubka základové spáry $d = 2,15 \text{ m}$
 Tloušťka základu $t = 1,00 \text{ m}$
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 16,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem $= 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu $= 9,70 \text{ m}$
 Šířka pasu (x) $= 2,73 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru x $= 0,10 \text{ m}$
 Objem pasu $= 2,73 \text{ m}^3/\text{m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G2, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0,20 \text{ m}$

Hloubka štěrkopískového polštáře $h_{sp} = 0,50 \text{ m}$

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$




Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,50	Třída F6, konzistence měkká	
2	8,50	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		ZS 1	Užitné	215,50	0,00	0,00
2	ANO		ZS 2	Návrhové	215,50	0,00	0,00
3	ANO		ZS 3	Užitné	150,25	0,00	0,00
4	ANO		ZS 4	Návrhové	150,25	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné 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
ZS 1	Ano	0,00	0,00	102,81	283,01	36,33	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	102,81	283,01	36,33	Ano
ZS 2	Ano	0,00	0,00	102,81	582,67	17,64	Ano
ZS 2	Ne	0,00	0,00	111,20	582,67	19,08	Ano
ZS 3	Ano	0,00	0,00	78,94	283,01	27,89	Ano
ZS 3	Ne	0,00	0,00	78,94	283,01	27,89	Ano
ZS 4	Ano	0,00	0,00	78,94	582,67	13,55	Ano
ZS 4	Ne	0,00	0,00	87,33	582,67	14,99	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 38,27$ kN/mSpočtená tíha nadloží $Z = 27,26$ kN/m**Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obecný

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 4,84$ mDosah smykové plochy $l_{sp} = 15,41$ mVýpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 283,01$ kPaExtrémní kontaktní napětí $\sigma = 102,81$ kPa**Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Zemní odpor: pasivní

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 58,23$ kNÚhel tření základ-základová spára $\psi = 35,50^\circ$ Soudržnost základ-základová spára $a = 0,00$ kPaHorizontální únosnost základu $R_{dh} = 218,59$ kNExtrémní 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 $G = 38,27 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 27,26 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 0,4 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,6 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,6 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 95,25 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=16,96$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=346,44$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 0,9 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 3,17 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0,000$ (\tan^*1000)

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-1,79	102,81	0,60	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-30,14	-0,38	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Přetížení na líci	-7,86	-0,57	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,67	2,70	1,05	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	3,17	-0,20	0,00	1,20	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-3,92	0,00	1,20	1,000	1,000	1,000
Vztlak vody	0,00	-3,92	0,00	0,90	1,000	1,000	1,000
přetížení dopravou	6,19	-0,42	0,00	1,20	1,500	0,000	1,500
Křídla opěry	0,00	-2,00	24,89	2,03	1,000	1,350	1,000
Reakce mostu	1,79	-3,47	34,15	0,30	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-3,92	0,00	0,90	-	-	-

Dimenzace dříku opěry - vstupní data kombinace 1:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = -31,98 \text{ kNm/m}$; $N = -164,54 \text{ kN/m}$; $Q = -22,64 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 1,20 \text{ m}$

Dimenzace dříku opěry - výsledky kombinace 1:

Pos. síla na mezi únosn. $V_{\text{Rd}} = 784.94 \text{ kN} > -22.64 \text{ kN} = V_{\text{Ed}}$

Norm.síla na mezi únosn. $N_{\text{Rd}} = -12981.47 \text{ kN} > -164.54 \text{ kN} = N_{\text{Ed}}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-1,79	102,81	0,60	1,000	1,000	1,000

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Odpor na líci	-22,12	-0,38	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Přetížení na líci	-5,77	-0,57	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,67	2,70	1,05	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	21,37	-0,52	0,00	1,20	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	0,00	-3,92	0,00	1,20	1,000	1,000	1,000
Vztlak vody	0,00	-3,92	0,00	0,90	1,000	1,000	1,000
přetížení dopravou	13,46	-0,89	0,00	1,20	1,300	0,000	1,300
Křídla opěry	0,00	-2,00	24,89	2,03	1,000	1,000	1,000
Reakce mostu	1,79	-3,47	34,15	0,30	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-3,92	0,00	0,90	-	-	-

Dimenzace dříku opěry - vstupní data kombinace 2:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1 m.

Vnitřní síly : $M = -5,86 \text{ kNm/m}$; $N = -164,54 \text{ kN/m}$; $Q = 12,77 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 1,20 \text{ m}$

Dimenzace dříku opěry - výsledky kombinace 2:

Pos. síla na mezi únosn. $V_{\text{Rd}} = 919.35 \text{ kN} > 12.77 \text{ kN} = V_{\text{Ed}}$

Norm.síla na mezi únosn. $N_{\text{Rd}} = -17920.00 \text{ kN} > -164.54 \text{ kN} = N_{\text{Ed}}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu**Vstupní data****Projekt****Nastavení**

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Stabilitní výpočty

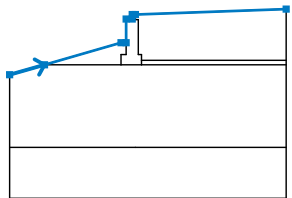
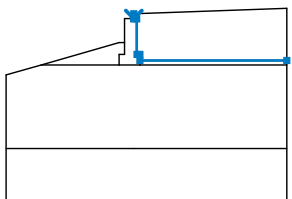
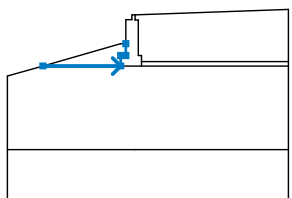
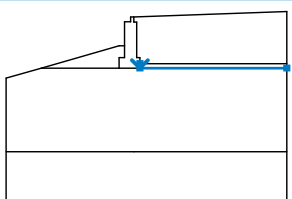
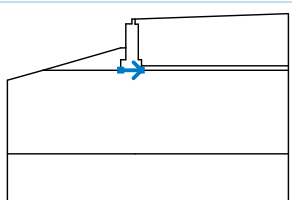
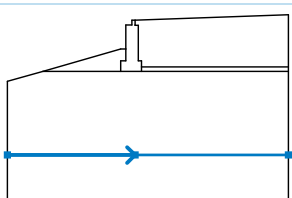
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

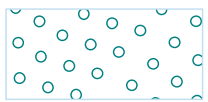
Součinitele redukce zatížení (F)						
Trvalá návrhová situace						
		Kombinace 1		Kombinace 2		
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]	
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		1,00 [-]		

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]	1,40 [-]

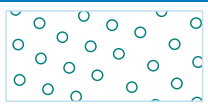
Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-12,30	-5,90	-8,89	-4,92	-1,40	-2,77
		-0,90	-2,77	-0,90	-0,45	-0,30	-0,45
		-0,30	0,00	0,00	0,00	14,76	0,52
2		0,00	0,00	0,00	-0,45	0,00	-0,50
		0,30	-0,50	0,30	-3,92	0,60	-3,92
		0,60	-4,50	14,76	-4,50		
3		-8,89	-4,92	-1,40	-4,92	-1,40	-3,92
		-0,90	-3,92	-0,90	-2,77		
4		0,60	-4,50	0,60	-4,92	14,76	-4,92
5		-1,40	-4,92	0,60	-4,92		
6		-12,30	-13,00	0,00	-13,00	14,76	-13,00


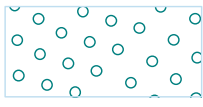
Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Třída G2, středně ulehlá		35,50	0,00	20,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	Třída G2, středně ulehlá		21,00		

Parametry zemin - totální napjatost

Číslo	Název	Vzorek	c_u [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Třída F6, konzistence měkká		25,00	21,00
2	Třída G3, středně ulehlá		1,00	19,00

Parametry zemin

Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

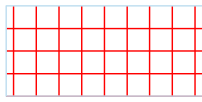
Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : totální
 Soudržnost zeminy : $c_u = 25,00 \text{ kPa}$

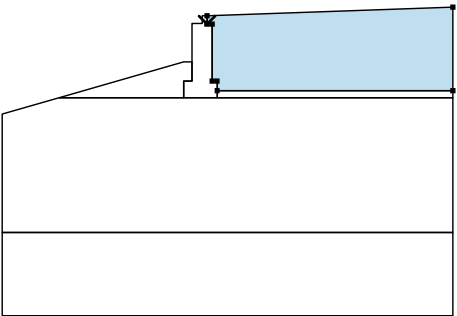
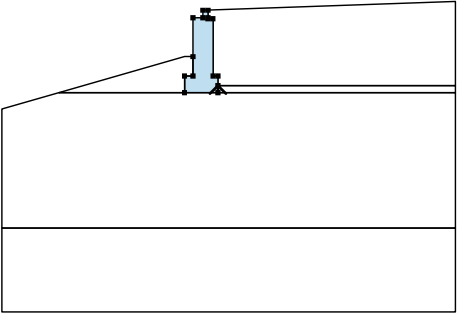
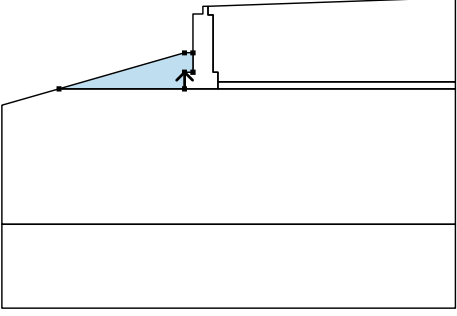
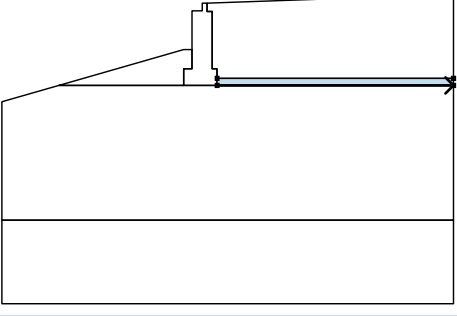
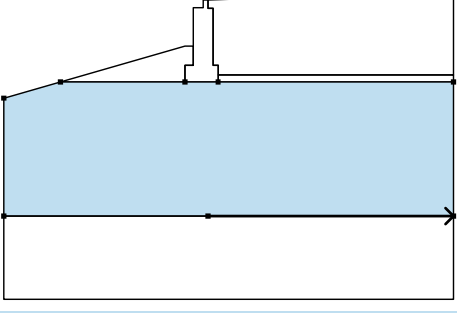
Třída G3, středně ulehlá

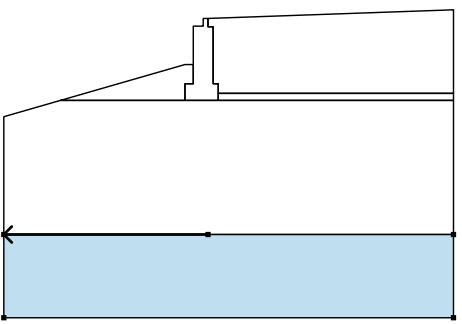

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : totální
 Soudržnost zeminy : $c_u = 1,00 \text{ kPa}$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál zdi		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		0,00	-0,45	0,00	-0,50	Třída F6, konzistence měkká
		0,30	-0,50	0,30	-3,92	
		0,60	-3,92	0,60	-4,50	
		14,76	-4,50	14,76	0,52	
		0,00	0,00			
2		0,60	-4,92	0,60	-4,50	Materiál zdi
		0,60	-3,92	0,30	-3,92	
		0,30	-0,50	0,00	-0,50	
		0,00	-0,45	0,00	0,00	
		-0,30	0,00	-0,30	-0,45	
		-0,90	-0,45	-0,90	-2,77	
		-0,90	-3,92	-1,40	-3,92	
		-1,40	-4,92			
3		-1,40	-4,92	-1,40	-3,92	Třída G2, středně ulehlá
		-0,90	-3,92	-0,90	-2,77	
		-1,40	-2,77	-8,89	-4,92	
4		0,60	-4,92	14,76	-4,92	Třída G3, středně ulehlá
		14,76	-4,50	0,60	-4,50	
5		0,00	-13,00	14,76	-13,00	Třída G3, středně ulehlá
		14,76	-4,92	0,60	-4,92	
		-1,40	-4,92	-8,89	-4,92	
		-12,30	-5,90	-12,30	-13,00	

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
6		0,00	-13,00	-12,30	-13,00	Třída G3, středně ulehlá
		-12,30	-18,00	14,76	-18,00	
		14,76	-13,00			
						

Přítížení

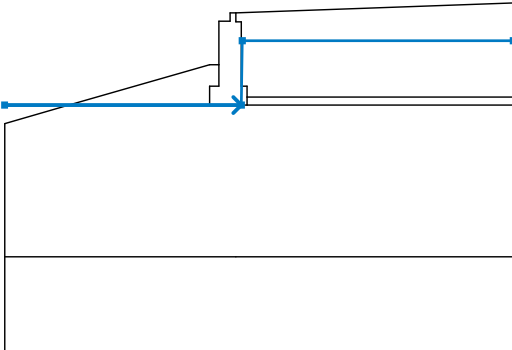
Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	jednotka
1	přímkové	stálé	z = -0,45	x = -0,60			3,01	32,43		kN/m
2	pásové	stálé	na povrchu	x = 0,00	l = 14,76		0,00	9,00		kN/m ²
3	pásové	stálé	na povrchu	x = -12,30	l = 10,90		0,00	3,00		kN/m ²

Názvy přítížení

Číslo	Název
1	Most
2	přítížení dopravou

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-12,30	-4,92	0,30	-4,92	0,35	-1,50
		14,76	-1,50				

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy

Střed :	x =	-6,70 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-21,20 [°]
	z =	8,02 [m]		$\alpha_2 =$	58,30 [°]
Poloměr :	R =	14,87 [m]	Smyková plocha po optimalizaci.		

Posouzení stability svahu (Bishop)**Kombinace 1**Sumace aktivních sil : $F_a = 454,14 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 517,09 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 6748,55 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 7684,00 \text{ kNm/m}$

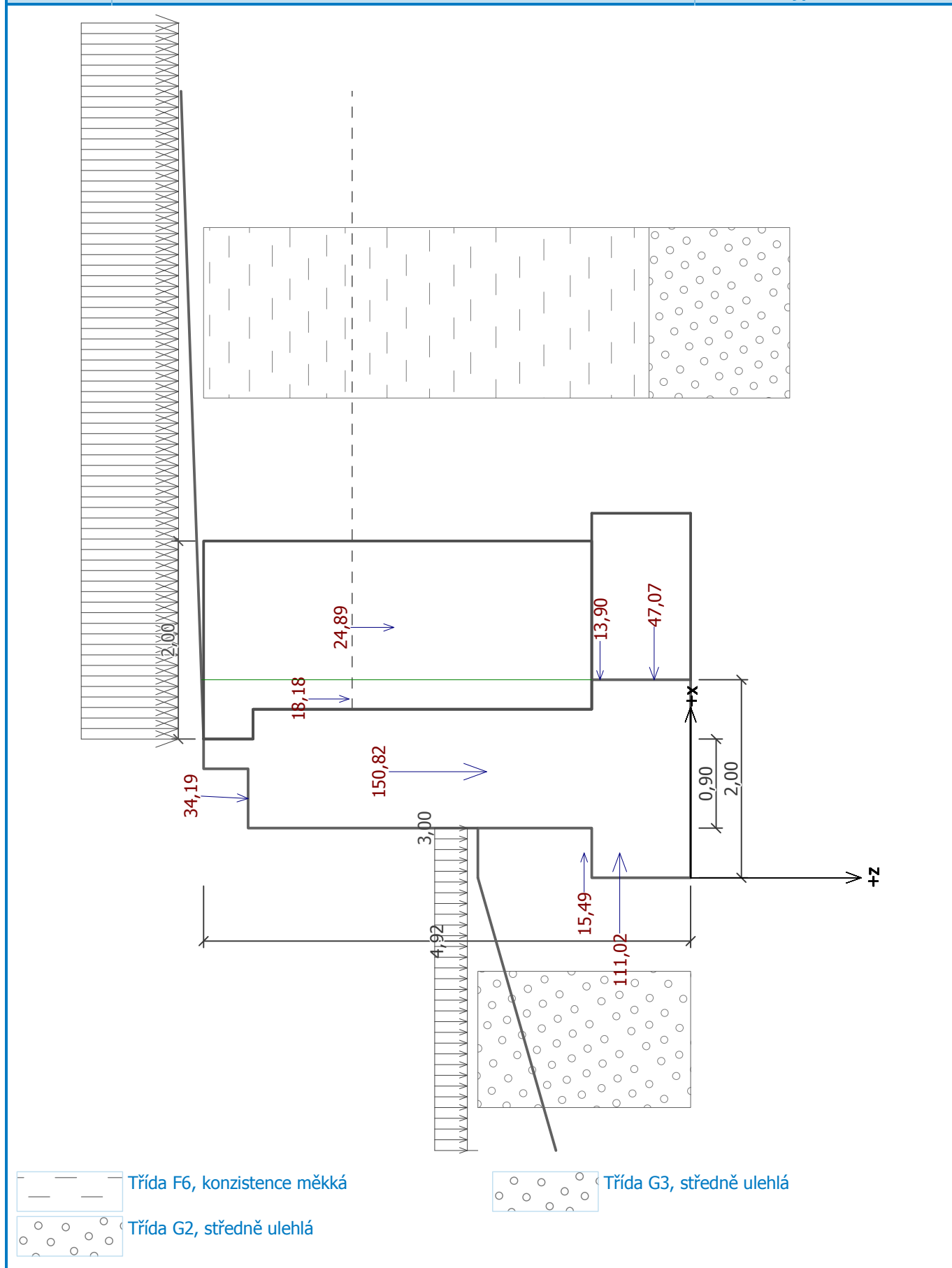
Využití : 87,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Kombinace 2**Sumace aktivních sil : $F_a = 371,17 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 428,31 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 5515,51 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 6364,65 \text{ kNm/m}$

Využití : 86,7 %

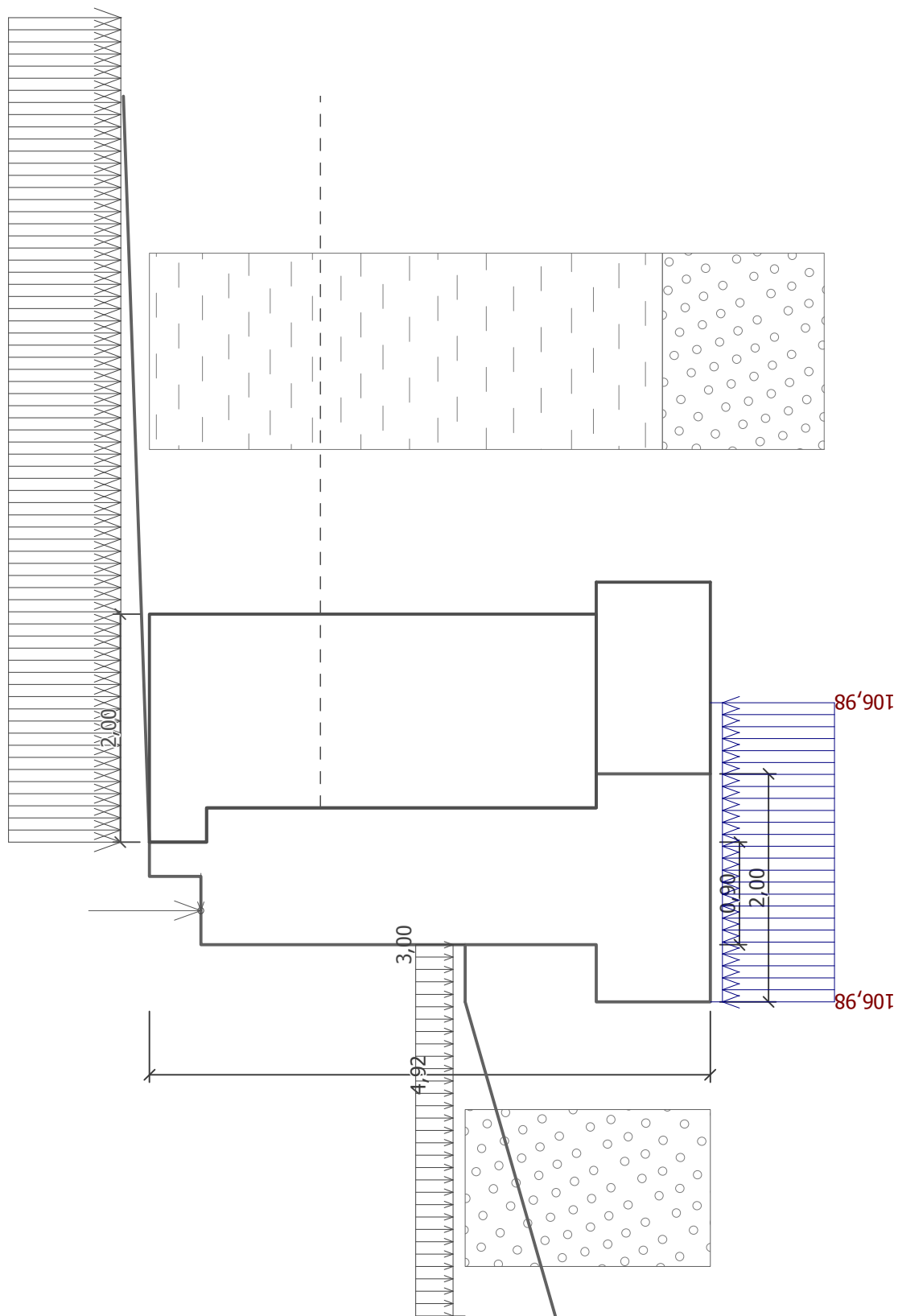
Stabilita svahu VYHOVUJE

Optimalizovaná smyková plocha pro : Kombinace 1



Název: Únosnost

Fáze : 1; Výpočet: -1



Třída F6, konzistence měkká

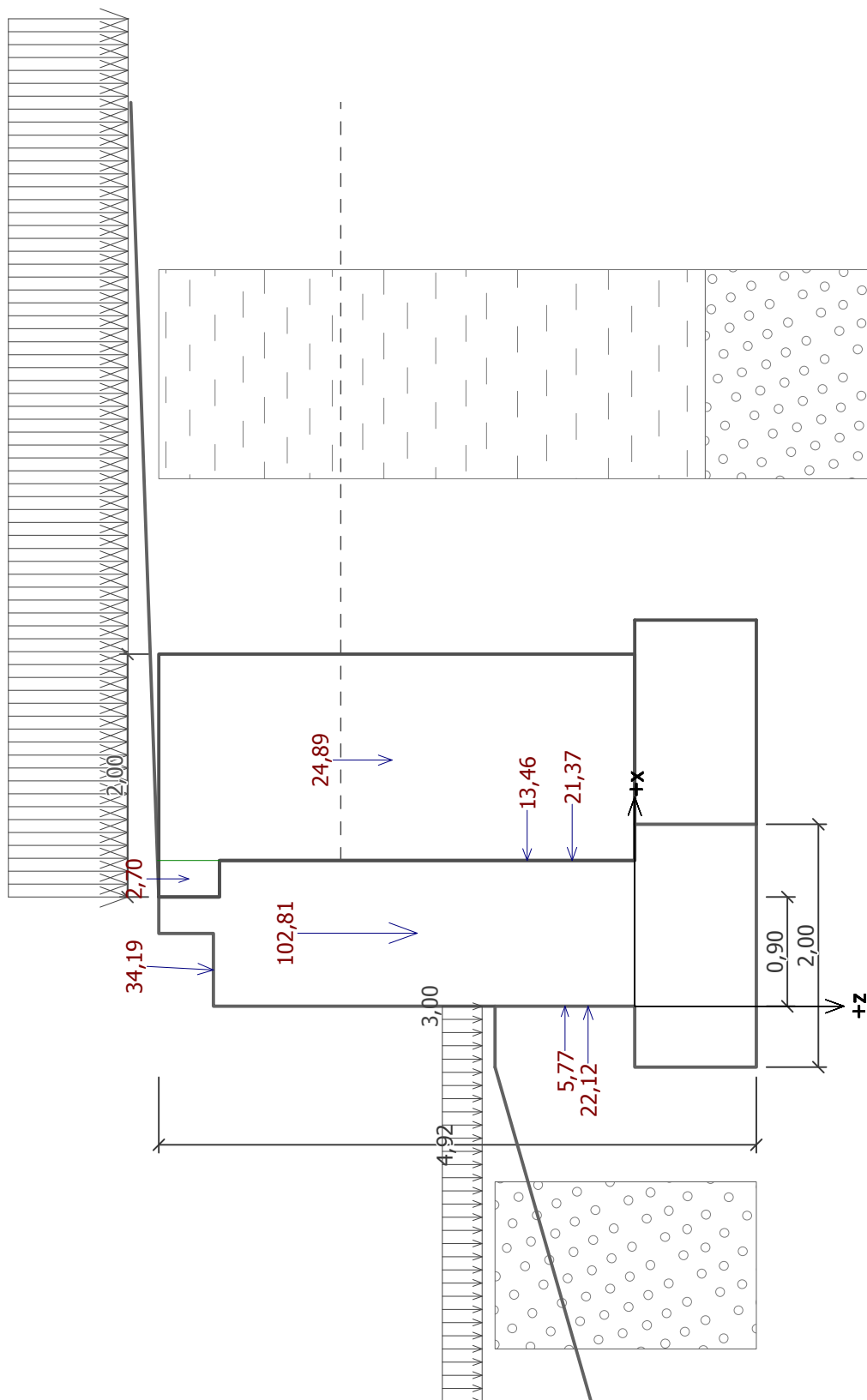
Třída G2, středně ulehlá

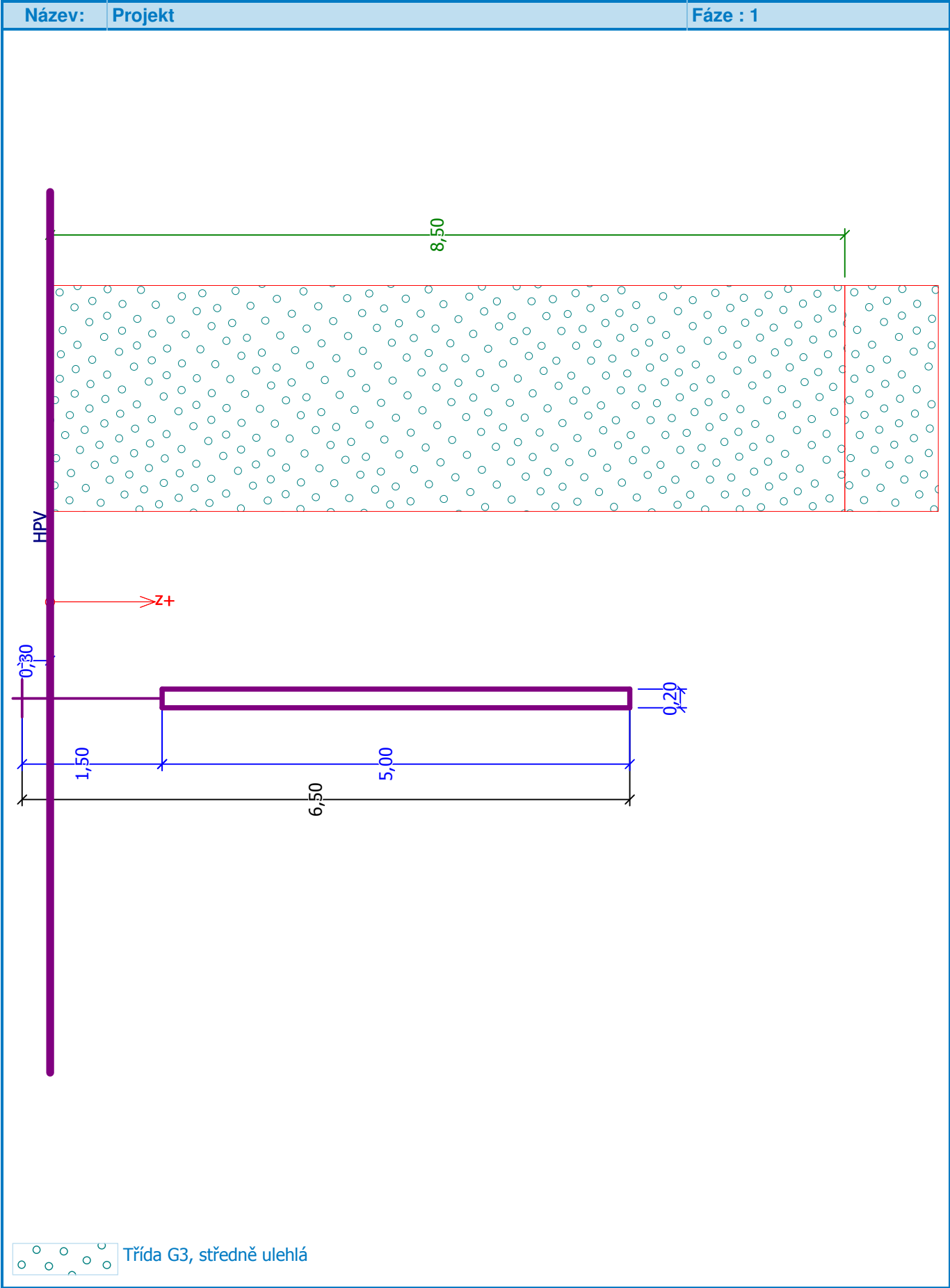


Třída G3, středně ulehlá

Název: Dimenzování

Fáze : 1; Výpočet: 1





Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Projekt

Akce : OBNOVA MOSTU M-02-LOVOSICE
Část : NÁVRH MIKROPILOT-SVISLÁ MIKROPILOTA
Popis : MOST EV.Č. M-02
Autor : Ing. David Mareček
Odběratel : MĚSTO LOVOSICE
Datum : 15.1.2016

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho
Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\varphi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 88,9 mm
Tloušťka stěny = 10,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 1,50 \text{ m}$
Délka kořene $l_r = 5,00 \text{ m}$
Průměr kořene $d_r = 0,20 \text{ m}$
Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$
Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,30 \text{ m}$

Materiál konstrukce:

C30/37-XA2

Normová pevnost v tlaku = 30,00 MPa
Modul pružnosti $E_b = 29000,00 \text{ MPa}$

S235

Normová pevnost oceli = 235,00 MPa
Modul pružnosti $E_s = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,50	Třída G3, středně ulehlá	
2	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla nová	změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO		Síla č. 1	172,50	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu - výpočet číslo 1****Ve výpočtu uvažován vliv koroze**

Požadovaná životnost $t = 50$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,55$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 1,72 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 1370,88 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 172,50 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Plocha ideálního průřezu $A_i = 2,83E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 1,95E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 65,379$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,876$

Napětí v oceli $= 70,63 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 156,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení čís. 1****Posouzení kořene - výpočet číslo 1**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,85$

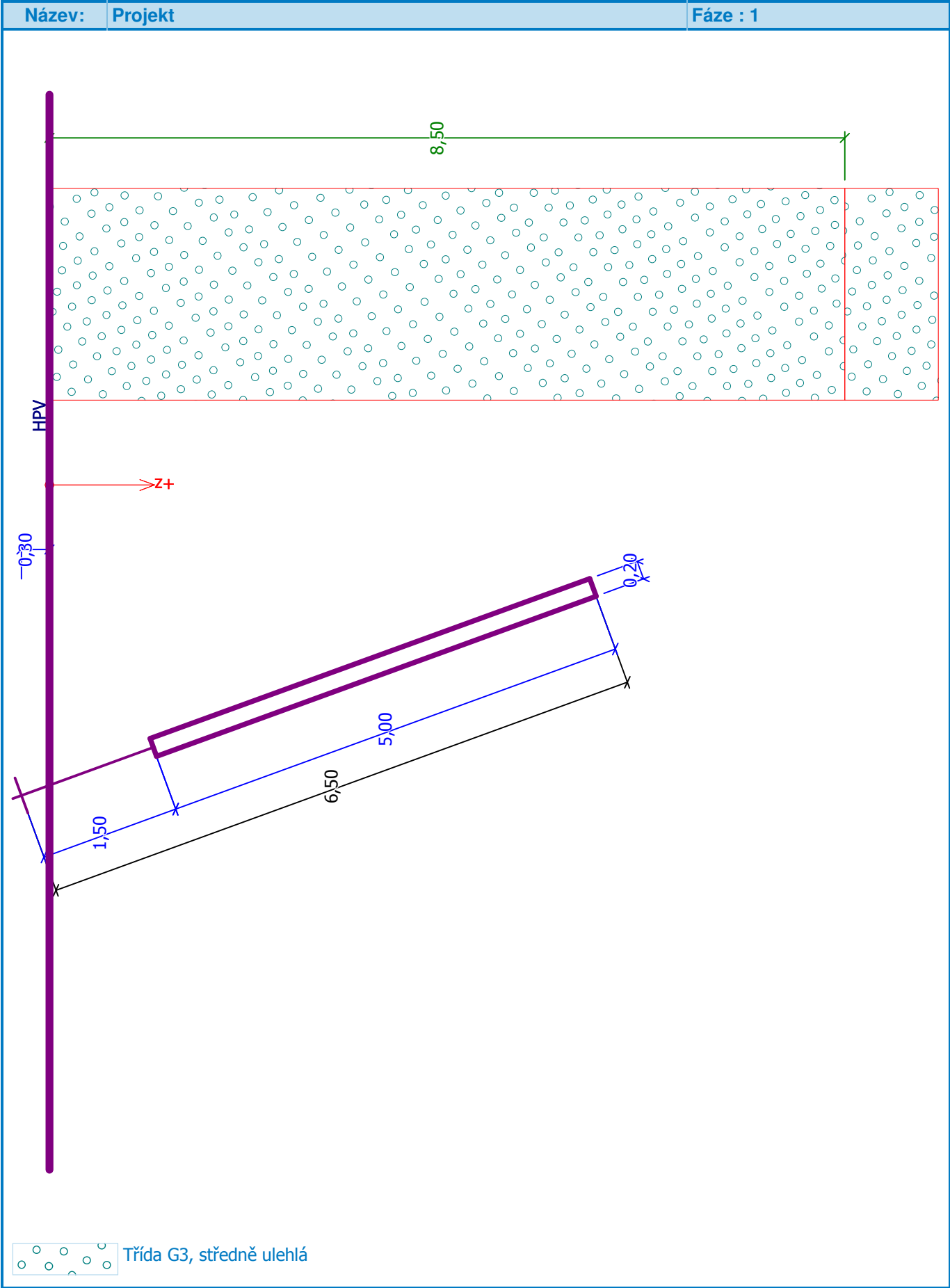
Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 150,00 \text{ kPa}$

Celková únosnost kořene mikropiloty $= 400,55 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $Q_{rd} = 267,04 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 172,50 \text{ kN}$

Únosnost kořene VYHOVUJE



Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Projekt

Akce : OBNOVA MOSTU M-02-LOVOSICE
Část : NÁVRH MIKROPILOT-ŠIKMÁ MIKROPILOTA
Popis : MOST EV.Č. M-02
Autor : Ing. David Mareček
Odběratel : MĚSTO LOVOSICE
Datum : 15.1.2016

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho
Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\varphi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 88,9 mm
Tloušťka stěny = 10,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 1,50 \text{ m}$
Délka kořene $l_r = 5,00 \text{ m}$
Průměr kořene $d_r = 0,20 \text{ m}$
Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 20,00^\circ$
Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,30 \text{ m}$

Materiál konstrukce:

C30/37-XA2

Normová pevnost v tlaku = 30,00 MPa
Modul pružnosti $E_b = 29000,00 \text{ MPa}$

S235

Normová pevnost oceli = 235,00 MPa
Modul pružnosti $E_s = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,50	Třída G3, středně ulehlá	
2	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla nová	změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO		Síla č. 1	260,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu - výpočet číslo 1****Ve výpočtu uvažován vliv koroze**

Požadovaná životnost $t = 50$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,55$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 1,72 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 1370,88 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 260,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Plocha ideálního průřezu $A_i = 2,83E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 1,95E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 65,379$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,876$

Napětí v oceli $= 106,45 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 156,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE**Posouzení čís. 1****Posouzení kořene - výpočet číslo 1**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,85$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 150,00 \text{ kPa}$

Celková únosnost kořene mikropiloty $= 400,55 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $Q_{rd} = 267,04 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 260,00 \text{ kN}$

Únosnost kořene VYHOVUJE