

**Valbek, spol. s r.o.,
středisko Ústí nad Labem
Děčínská 717/21
400 03 Ústí nad Labem**

**Bečva, jez Hranice - zkapacitnění jezu
a rybí přechod
Projektová dokumentace pro provádění stavby**



OBSAH

0. Úvod

1. Část - Založení břehové zdi

1. Výpočetní model	3
2. Popis zatěžovacích stavů	13
3. Deformace	14
4. Posouzení piloty	18
5. Posouzení dříku zdi	21
9. Závěr	22

2. Část - Hydratační teplo

1. Výpočetní model	3
2. Postup betonáže jezového pole	4
3. Materiálové vlastnosti	5
4. Okrajové podmínky pro přestup tepla	6
5. Teplotní podmínky v čase betonáže	6
6. Hydratace betonu	6
7. Sledované body pro podrobné vyhodnocení	7
8. Sledované časy a podrobné vyhodnocení	7
9. Závěr	11

3. Část - Návrh výztuže, zemní hráz

1. Úvod	2
2. Výpočetní model	3
3. Popis zatěžovacích stavů	10
4. Návrh smykové výztuže	12
5. Návrh ohybové výztuže a posouzení MSP	20
6. Návrh výztuže pilot	35
7. Stabilita zemní hráze	42
8. Závěr	48



0. ÚVOD

0.1. Stručný popis stávajících konstrukcí

Stávající betonové nábrežní zdi budou demolovány.

0.2. Stručný popis nových konstrukcí

Břehová zeď v nadjezí je navržena jako železobetonová úhlová zeď, založená hlubinně na pilotové převrtávané stěně. Převrtávaná stěna je zapuštěna na hloubku min. do nepropustného podloží. Zeď je rozdělena na dilatační celky. Dřík zdi je navržen proměnné tloušťky a v jeho horní části je vyústěn rybí přechod. Rybí přechod je navržen na rubu zdi jako uzavřený rám, pod silniční komunikací. Břehová zeď bude opatřena římsou se zábradlím a v místě rybího přechodu doplněna stavidlem. Na římsách podél komunikace bude osazeno mostní svodidlo, římsy jsou navrženy jako přelivné.

V nadjezí úprav začíná výstavbou nové hráze. Hráz bude z homogenního vhodného materiálu a dle postupu provádění viz ZOV. Na vzdušní straně hráze je navržen sklon svahu 1:2 a na návodní straně je navržen sklon svahu 1:2,5. Je navržen patní drén, pro odvodnění průsaků hráze. Na návodní straně se navrhuje opevnění do výšky min. 0,6 m nad stálou hladinu.

0.3. Obsah statického výpočtu

Konstrukce zdi byla navržena podle teorie mezních stavů v souladu se souborem norem ČSN EN, tzv. Eurokódů. Statický výpočet celé konstrukce byl proveden na několika výpočetních modelech, zohledňující výstavbu zdi v interakci se založením. Konstrukce byla posouzena s ohledem na vznik trhlin, velikost napětí a v železobetonových prvcích byla navržena betonářská výztuž.

Statický výpočet je členěn do následujících částí:

1. Část - Založení břehové zdi

V této části je řešeno založení břehové zdi s ohledem na její výstavbu.

2. Část - Hydratační teplo

V této části je řešen vliv hydratačního tepla, při betonáži konstrukce zdi.

4. Část - Návrh výztuže

V této části je řešen návrh betonářské výztuže a posouzení stability zemní hráze.

1. část

Založení břehové zdi

**Valbek, spol. s r.o.,
středisko Ústí nad Labem
Děčínská 717/21
400 03 Ústí nad Labem**

Příloha č. 1

Statický výpočet - zed'



OBSAH

1. Výpočetní model	3
2. Popis zatěžovacích stavů	13
3. Deformace	14
4. Posouzení piloty	18
5. Posouzení dříku zdi	21
9. Závěr	22

1. VÝPOČETNÍ MODEL

1.1. Geologie

1.1.1. Uvažované sondy/vrtu

Hloubka nepropustného podloží dle IGP:

Název sondy/vrtu	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S-3	V-5
Kóta terénu	241.64	241.99	543.54	242.15	242	242.26	243.5	242.6
Hloubka nepropustného podloží	5.8	6	7.5	5.4	6	7.4	6.9	6.2
Kóta nepropustného podloží	235.84	235.99	536.04	236.75	236	234.86	236.6	236.4
	JV-02	JV-03	JV-04	JV-05	JV-06	JV-07	JV-08	JV-10
	239.66	239.66	239.68	239.68	241.06	241.17	246.53	243.23
	6.2	4.8	4.3	3.5	5	4.3	12.9	7.5
	233.46	234.86	235.38	236.18	236.06	236.87	233.63	235.73
	JV-13	JV-15	V-25	SP-09	SP-12	SP-14		
	245.8	246.6	241.3	240.46	243.27	243.22		
	9.6	9.8	5.8	5.8	8.9	9.2		
	236.2	236.8	235.5	234.66	234.37	234.02		

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi a širším okolí

233.46 m n.m. Bpv

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi a blízkém okolí

234.02 m n.m. Bpv

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi

234.66 m n.m. Bpv

Navrhuji těsnící stěnu z převrtávaných pilot do hloubky min. 234.00 m n.m. Bpv.

1.1.2. Modul přetvárnosti podloží

Penetrační sondy:

Sonda	m	GP IV F6-CL/CI F4-CS	GP V F4-CS F6-CL/CI
SP-09	interval	3.5-5.8	2.5-12.1
	mocnost	2.3	6.3
SP-10	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-11	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-12	interval	6.9-8.9	8.9-12.5
	mocnost	2	3.6
SP-13	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-14	interval	6.3-9.2	9.2-12.5
	mocnost	2.9	3.3

Vybrané geotechnické parametry:

Sonda	Geotech. poloha	R_d (kPa)		E_{def} (MPa)	
SP-09	GP IV	max	255	max	12.3
	GP V	prům	282	prům	13.5
SP-10	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-11	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-12	GP IV	max	278	max	15.4
	GP V	prům	269	prům	12.8
SP-13	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-14	GP IV	max	241	max	10.2
	GP V	prům	297	prům	16.9
Pro všechny sondy	GP IV	max	278	max	15.4
	GP V	prům	283	prům	14.2

Pro výpočet:

Jez základová spára

$E_{def, jez} = 12$ (MPa)

podloží je konsolidované stávajícím násypem

Břehová zeď podloží

$E_{def, zed} = 12$ (MPa)

podloží není dostatečně konsolidované

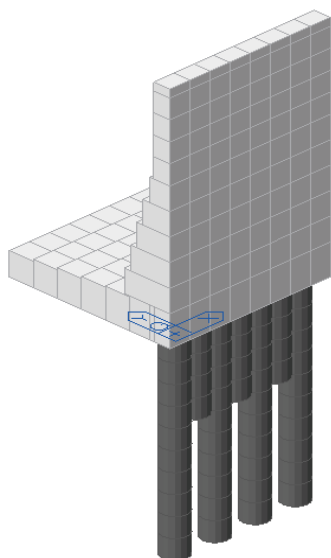
základová spára

$E_{def, zed}/2 = 6$ (MPa)

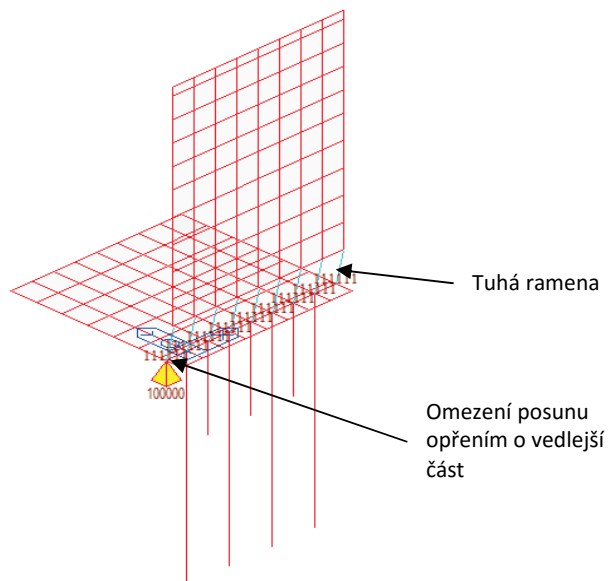
předpokládá se horší stav základové spáry

1.2. Deskostěnový-prutový model pro výpočet deformací (aktivní zemní tlak)

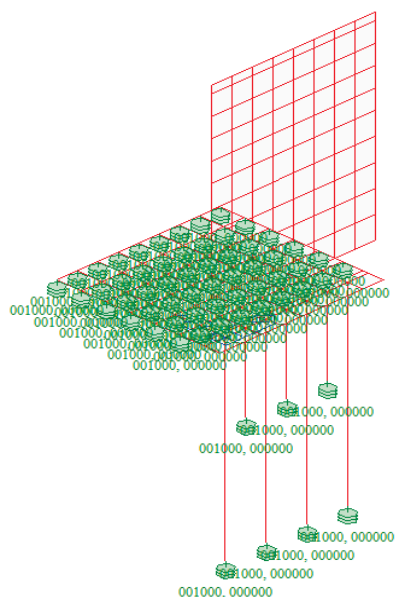
Zobrazení hmot - axonometrický pohled



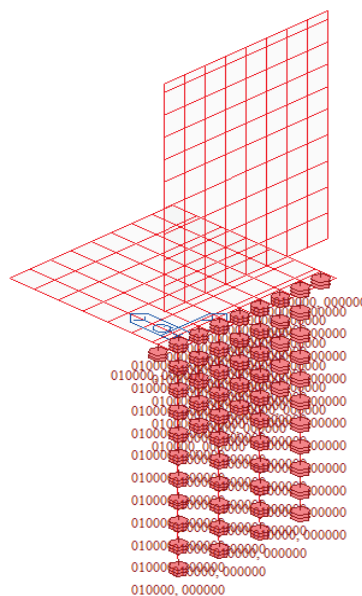
Výpočetní schéma - axonometrický pohled



Vertikální tuhost základové spáry a paty pilot (compress only)



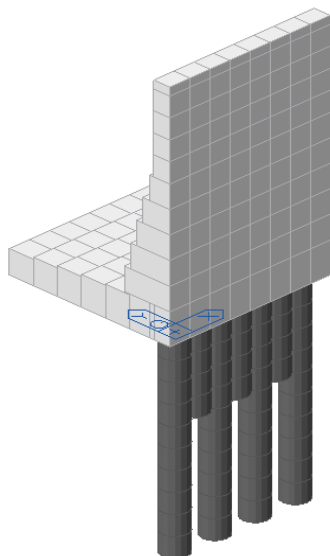
Horizontální tuhost pilot (multi-linear)



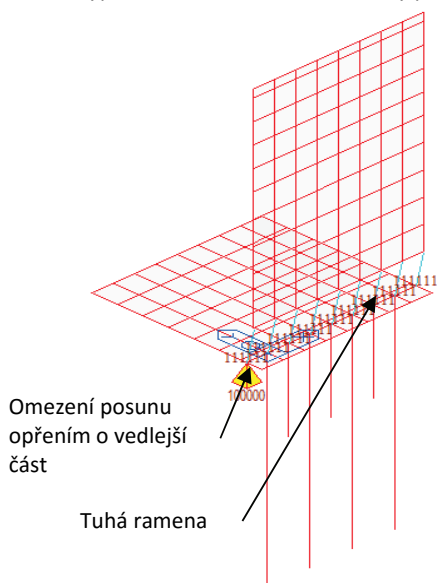
1.3. Deskostěnový-prutový model pro výpočet vnitřních sil (zemní tlak v klidu)

MODEL 1

Zobrazení hmot - axonometrický pohled

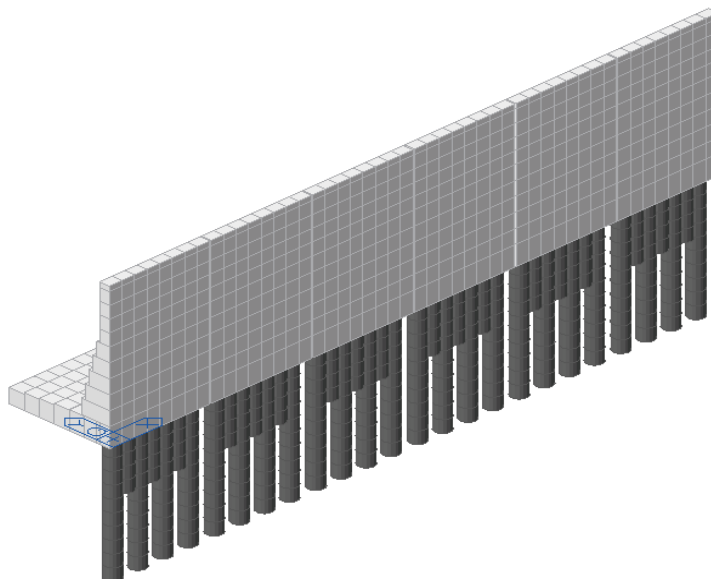


Výpočetní schéma - axonometrický pohled

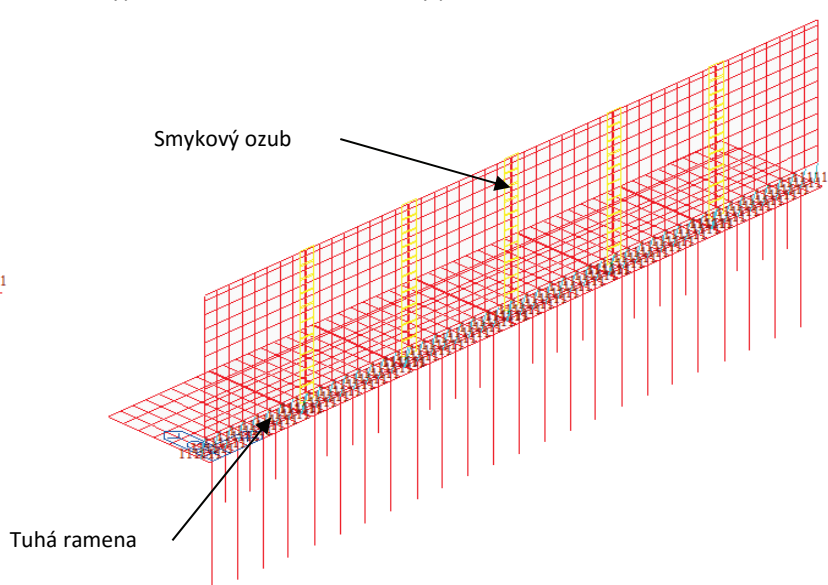


MODEL 2

Zobrazení hmot - axonometrický pohled na delší úsek zdi

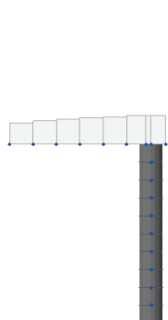


Výpočetní schéma - axonometrický pohled na delší úsek zdi

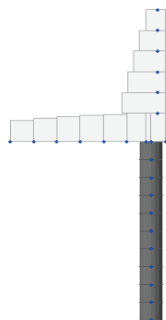


1.4. Fáze výstavby

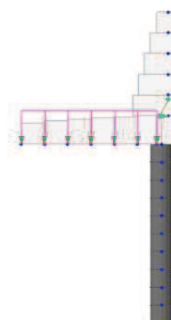
1
Piloty + základ



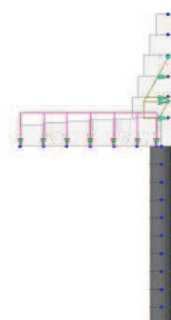
2
1. část dříku



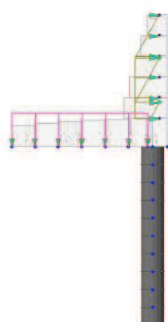
3
Zásyp základu



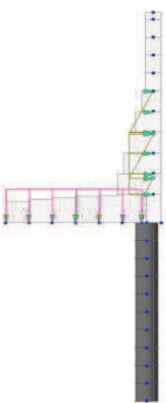
4
Zásyp části dříku



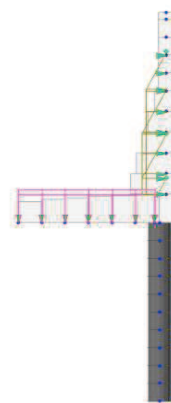
5
Zásyp části dříku



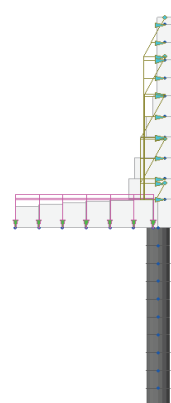
6
2. část dříku



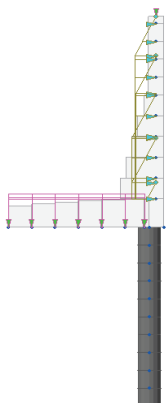
7
Zásyp části dříku



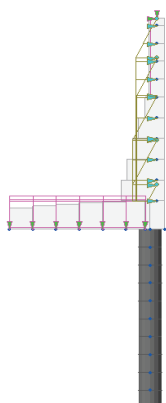
8
Zásyp části dříku



8
Ostatní stálé zatížení



9
Provozní zatížení



D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

1.5. Okrajové podmínky

1.5.1. Okrajové podmínky nosné ŽB piloty

length of the pile (m)	L = 10 m
number of elements of the pile	n = 10 ks
spacing between the springs at a depth Z	$\Delta z = 1$ m

1.5.1.1. Náhradní tuhost ve vodorvném směru po délce piloty:

1) Horizontal Soil Model Surrounding Pile Cap (horizontální tuhost v místě základu)

height of the pile cap	$H_{cap} = 1.4$ m	<i>linear spring</i>
width of the pile cap	$W_{cap} = 1.2$ m	
pile section diameter	$D = 1.2$ m	
nominal pile diameter	$D_n = 1.8$ m	
soil young modulus at the pile	$E_s = 12000$ kN/m ²	
coefficient of subgrade reaction	$k_s =$ kN/m ³	
	$k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 11006.701$ kN/m ³	
	$k_s = 11006.701$ kN/m ³	
pile cap spring stiffness	$K_{cap} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot W_{cap} / D_n = 7191.0$ kN/m	

2) The p-y Curves for Laterally Loaded Piles - STIFF CLAY without free Water (Static loading)

strain when stress is equal to one-half the soil strength	$\epsilon_{50} = 0.01$	<i>nonlinear spring</i>
average effective unit weight of the soil	$\gamma' = 19.7$ kN/m ³	
average undrained shear strength of the soil	$c_u = 60$ kPa	
constant	$J = 0.25$	
pile diameter	$D = b = 1.2$ m	
lateral displacement at one-half the ultimate soil resistance	$y_{50} = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot b = 0.03$ m	
the soil resistance, p, will remain constant	$\gamma = 16 \cdot y_{50} = 0.48$ m	

depth from ground line Z (m)

ultimate soil resistance (kN/m)

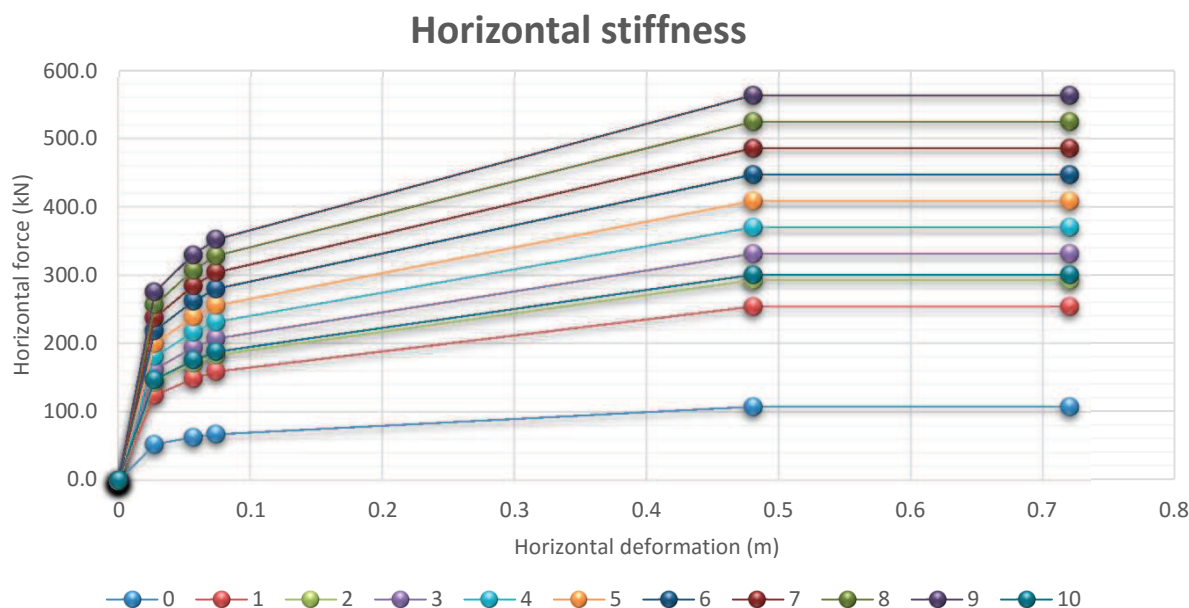
$$p_{ult} = p_u = \min[(3 + \gamma' \cdot z / c_u + J \cdot z / b) \cdot c_u \cdot b; 9 \cdot c_u \cdot b]$$

the soil resistance (kN/m)

$$p = p_{ult} / 2 \cdot (\gamma / \gamma_{50})^{1/4}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
z =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$p_{ult} =$	216	254.64	293.28	331.92	370.56	409.2	447.84	486.48	525.12	563.76	602.4
p =	216	254.64	293.28	331.92	370.56	409.2	447.84	486.48	525.12	563.76	602.4
y (m)	p * Δz (kN)										
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.028	52.9	124.7	143.6	162.5	181.4	200.4	219.3	238.2	257.1	276.0	147.5
0.056	63.3	149.1	171.8	194.4	217.0	239.7	262.3	284.9	307.5	330.2	176.4
0.074	67.6	159.5	183.7	207.9	232.1	256.3	280.5	304.7	328.9	353.1	188.6
0.480	108.0	254.6	293.3	331.9	370.6	409.2	447.8	486.5	525.1	563.8	301.2
0.720	108.0	254.6	293.3	331.9	370.6	409.2	447.8	486.5	525.1	563.8	301.2

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí



1.5.1.2. Náhradní tuhost ve vvislém směru:

pile section diameter
soil young modulus at the pile
young modulus of the pile
length of the pile
number of elements of the pile
spacing between the springs at a depth Z

D = 1.2 m
E_s = 12000 kN/m²
E_p = 32000000 kN/m²
L = 10 m
n = 10 ks
Δz = 1 m

1) Vertical Skin Friction Resistance Stiffness of the pile (vertikální tuhost na plášti piloty)

linear spring

coefficient of subgrade reaction

zadaný

vypočtený

do výpočtu

modulus of subgrade reaction

second moment of area

parameter

pile-soil stiffness ratio

activate length of the pile

pile ratio

constant

Constant soil modulus with depth:

k_s = kN/m³
 $k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 11006.701 \text{ kN/m}^3$
 $k_s = 11006.701 \text{ kN/m}^3$
 $k = D \cdot k_s = 13208.0412 \text{ kN/m}^2$
 $I_p = \pi \cdot D^4 / 32 = 0.2035752 \text{ m}^4$
 $\lambda = \sqrt[4]{k / (E_p \cdot I_p)} = 0.21 \text{ (long beam)}$
 $K = E_p / E_s = 2666.66667$
 $L_a = 0.5 \cdot D \cdot K^{0.36} = 10.27 \text{ m (pile is not fle)}$
 $\eta = L / D = 8.33$
 $b = \eta / K = 0.003$
 $K_v = 1.9 \cdot E_s \cdot D \cdot \eta^{0.67} \cdot K^{-b} = 110499 \text{ kN/m}$

z =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K _v /(n-1) =	5525	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	5525

2) Vertical End Bearing Stiffness (vertikální tuhost v patě piloty - pouze tlačené piloty)

linear spring (compress only)

poisson's ratio of the soil

poisson's ratio of the bearing stratum

soil young modulus at the bearing stratum

constant

constant

constant

ratio of the young modulus

constant

v_s = 0.35
v_b = v_s = 0.35
E_{sb} = E_s = 12000 kN/m²
 $\xi = \ln(5 \cdot (1 - v_s) \cdot \eta) = 3.30$
 $T = 2 \cdot \eta \cdot (\xi \cdot (1 + v_s) \cdot K)^{0.5} = 0.15$
 $\theta = \tanh(T) / t = 0.99$
 $\psi = E_{sb} / E_s = 1.00$
 $\omega = \psi \cdot (1 + v_s) / (1 - v_b^2) = 1.54$
 $K_v = (E_s \cdot D / (1 + v_s)) \cdot ((\omega + \eta \cdot \theta / \xi) / (1 + 4 \cdot \omega \cdot \eta \cdot \theta / (\pi \cdot K \cdot (1 + v_s)))) = 42953.7 \text{ kN/m}$

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

1.5.2. Okrajové podmínky převrtávané piloty z prostého betonu

length of the pile (m)

L = 4 m

number of elements of the pile

n = 4 ks

spacing between the springs at a depth Z

 $\Delta z = 1$ m

1.5.2.1. Náhradní tuhost ve vodorvném směru po délce piloty:

1) Horizontal Soil Model Surrounding Pile Cap (horizontální tuhost v místě základu)

linear spring

height of the pile cap

 $H_{cap} = 1.4$ m

width of the pile cap

 $W_{cap} = 0.8$ m

pile section diameter

D = 0.8 m

nominal pile diameter

 $D_n = 1.8$ m

soil young modulus at the pile

 $E_s = 12000$ kN/m²

coefficient of subgrade reaction

zadaný

 $k_s =$ kN/m³

vypočtený

 $k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 8120.6113$ kN/m³

do výpočtu

 $k_s = 8120.6113$ kN/m³

pile cap spring stiffness

 $K_{cap} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot W_{cap} / D_n = 3537.0$ kN/m

2) The p-y Curves for Laterally Loaded Piles - STIFF CLAY without free Water (Static loading)

nonlinear spring

strain when stress is equal to one-half the soil strength

 $\epsilon_{50} = 0.01$

average effective unit weight of the soil

 $\gamma' = 19.7$ kN/m³

average undrained shear strength of the soil

 $c_u = 60$ kPa

constant

J = 0.25

pile diameter

D = b = 0.8 m

lateral displacement at one-half the ultimate soil resistance

 $y_{50} = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot b = 0.02$ m

the soil resistance, p, will remain constant

 $y = 16 \cdot y_{50} = 0.32$ m

depth from ground line Z (m)

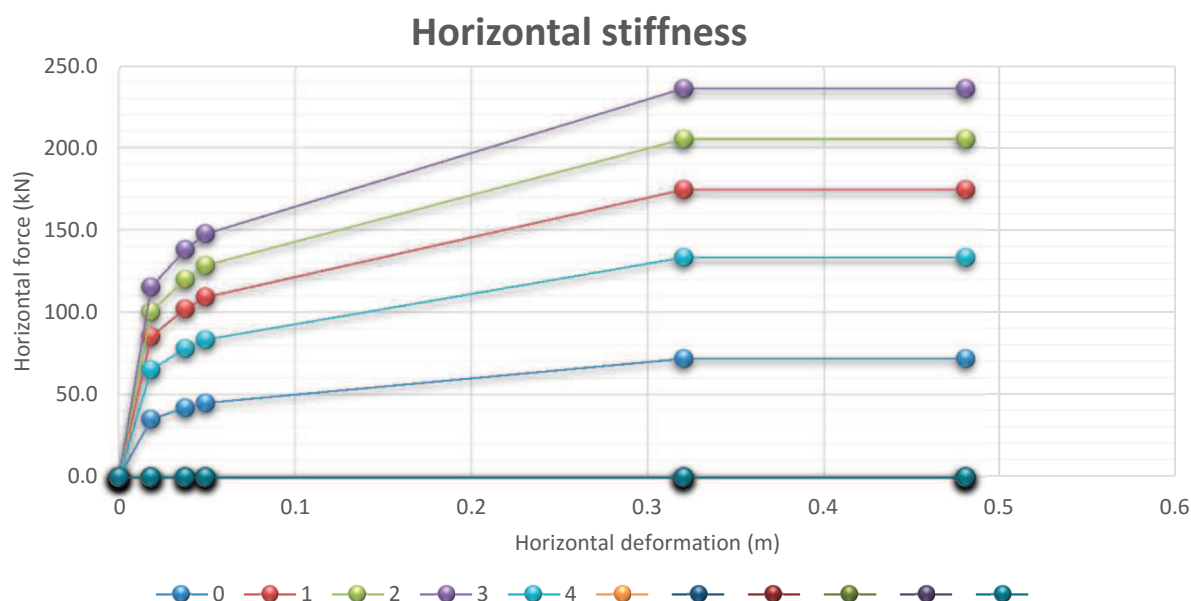
ultimate soil resistance (kN/m)

 $p_{ult} = p_u = \min[(3 + \gamma' \cdot z / c_u + J \cdot z / b) \cdot c_u \cdot b; 9 \cdot c_u \cdot b]$

the soil resistance (kN/m)

 $p = p_{ult} / 2 \cdot (y / y_{50})^{1/4}$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
z =	0	1	2	3	4						
$p_{ult} =$	144	174.76	205.52	236.28	267.04						
p =	144	174.76	205.52	236.28	267.04						
y (m)	p * Δz (kN)										
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
0.018	35.3	85.6	100.6	115.7	65.4						
0.038	42.2	102.3	120.4	138.4	78.2						
0.049	45.1	109.4	128.7	148.0	83.6						
0.320	72.0	174.8	205.5	236.3	133.5						
0.480	72.0	174.8	205.5	236.3	133.5						

**1.5.2.2. Náhradní tuhost ve vísleém směru:**

pile section diameter
soil young modulus at the pile
young modulus of the pile
length of the pile
number of elements of the pile
spacing between the springs at a depth Z

D = 0.8 m
E_s = 12000 kN/m²
E_p = 32000000 kN/m²
L = 4 m
n = 4 ks
Δz = 1 m

1) Vertical Skin Friction Resistance Stiffness of the pile (vertikální tuhost na plášti piloty)

coefficient of subgrade reaction

zadaný

vypočtený

do výpočtu

modulus of subgrade reaction

second moment of area

parameter

pile-soil stiffness ratio

activate length of the pile

pile ratio

constant

Constant soil modulus with depth:

linear spring

k_s = kN/m³
 $k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 8120.6113 \text{ kN/m}^3$
 $k_s = 8120.6113 \text{ kN/m}^3$
 $k = D \cdot k_s = 6496.48904 \text{ kN/m}^2$
 $I_p = \pi \cdot D^4 / 32 = 0.04021239 \text{ m}^4$
 $\lambda = \sqrt[4]{k / (E_p \cdot I_p)} = 0.27 \text{ (long beam)}$
 $K = E_p / E_s = 2666.66667$
 $L_a = 0.5 \cdot D \cdot K^{0.36} = 6.85 \text{ m (pile is not fle)}$
 $\eta = L / D = 5.00$
 $b = \eta / K = 0.002$
 $K_v = 1.9 \cdot E_s \cdot D \cdot \eta^{0.67} \cdot K^{-b} = 52834 \text{ kN/m}$

z =	0	1	2	3	4						
K _v /(n-1) =	6604	13208	13208	13208	6604						

2) Vertical End Bearing Stiffness (vertikální tuhost v patě piloty - pouze tlačené piloty)*linear spring (compress only)*

poisson's ratio of the soil
poisson's ratio of the bearing stratum
soil young modulus at the bearing stratum
constant
constant
constant
ratio of the young modulus
constant

v_s = 0.35
v_b = v_s = 0.35
E_{sb} = E_s = 12000 kN/m²
 $\xi = \ln(5 \cdot (1 - v_s) \cdot \eta) = 2.79$
 $T = 2 \cdot \eta \cdot (\xi \cdot (1 + v_s) \cdot K)^{0.5} = 0.10$
 $\theta = \tanh(T) / t = 1.00$
 $\psi = E_{sb} / E_s = 1.00$
 $\omega = \psi \cdot (1 + v_s) / (1 - v_s^2) = 1.54$
 $K_v = (E_s \cdot D / (1 + v_s)) \cdot ((\omega + \eta \cdot \theta / \xi) / (1 + 4 \cdot \omega \cdot \eta \cdot \theta / (\pi \cdot K \cdot (1 + v_s)))) = 23586.7 \text{ kN/m}$

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

1.5.3. Okrajové podmínky v základové spáře základu zdi

Vertical Stiffness of the foundation (pro 1m² základu)

linear spring (compress only)

length of foundation

L = 8 m (L > B)

(délka ve směru osy X)

weight of foundation

B = 7 m

(šířka ve směru osy Y)

soil young modulus

E_s = 6000 kN/m²

poisson's ratio of the soil

ν = 0.35

shear modulus of soil

$$G = E_s / (2 * (1 - \nu)) = 4615.4 \text{ kN/m}^2$$

length of endo zone each side

$$L_{\text{end}} = B/6 = 1.17 \text{ m}$$

neuvažuje se

stiffness for middle zone

$$K_{\text{mid}} = 0.73 * G / (1 - \nu) = 5183.4 \text{ kN/m}^2$$

stiffness for one end zone

$$K_{\text{end}} = 6.83 * G / (1 - \nu) = 48497.0 \text{ kN/m}^2$$

neuvažuje se

1.6. Materiálové vlastnosti

pevnost v tlaku

	Concrete	Concrete
f _c =	25	30 MPa

modul pružnosti

E _c =	31475	32836 MPa
------------------	-------	-----------

koeficient teplotní roztažnosti

α =	1.0E-05	1.0E-05 1/°C
-----	---------	--------------

Poissonovo číslo

ν =	0.20	0.20
-----	------	------

hustota

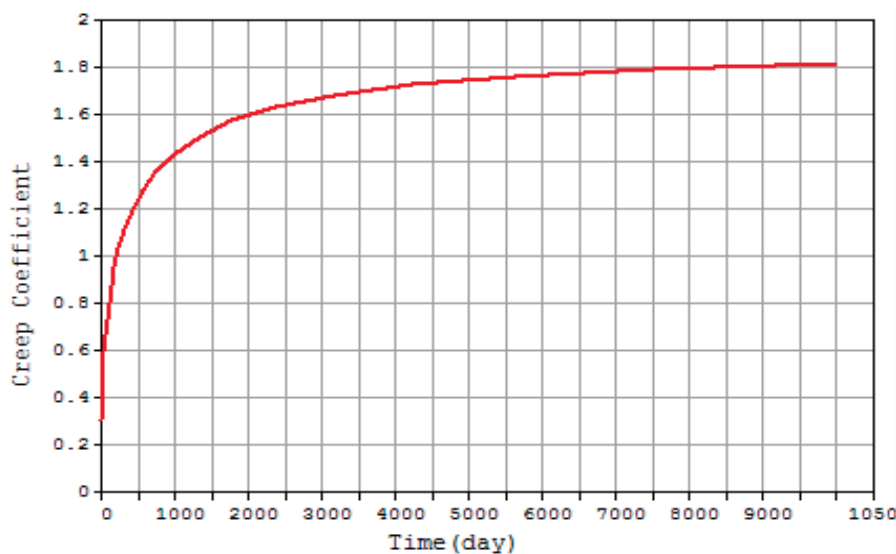
ρ =	25.00	25.00 kN/m ³
-----	-------	-------------------------

uvažovaná reologie

	NE	ANO
--	----	-----

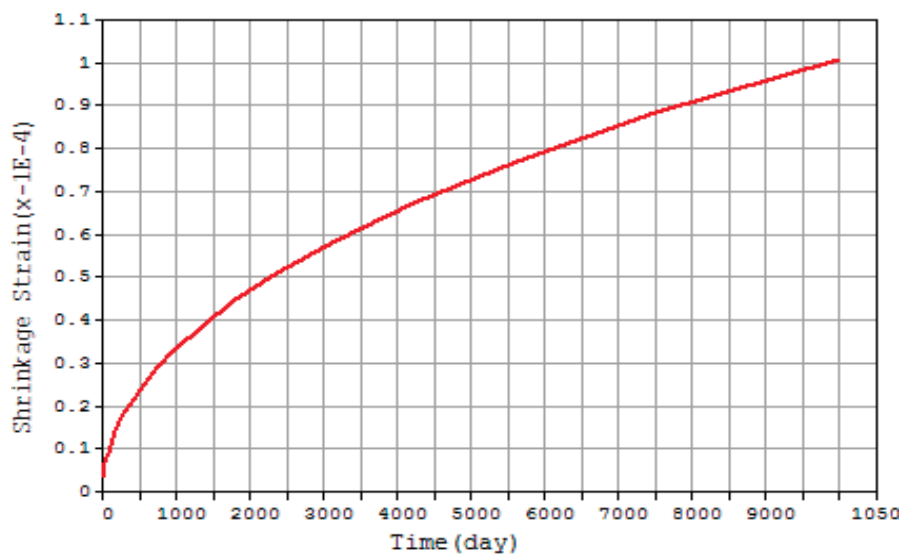
Reologické vlastnosti betonu dle CEB-FIT(1990):

Dotvarování



D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

Smršťování



uvažován normálně a rychletuhnoucí cement

uvažovaná relativní vlhkost vzduchu

RH = 80 %

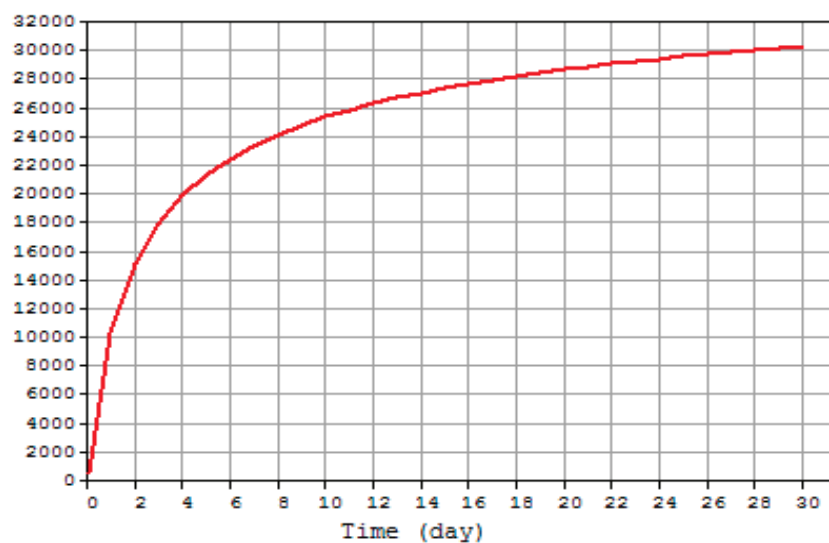
uvažovaná náhradní výška průřezu

h = 1.6 m

uvažovaná délka ošetřování betonu s ohledem na smršťování

t = 3 dní

Pevnost betonu



součinitel typu cement

S = 0.25

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

2. Popis zatěžovacích stavů

2.1. Stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení

2.1.1. Vlastní tíha:

beton $g_0 = 25$ [kN/m³] - generováno programem MIDAS

2.1.2. Nahodilá dlouhodobá zatížení:

	A [m ²]	γ [kN/m ³]	g_1 [kN/m]
římša	0.27	25	6.75
zábradlí			0.5

2.1.3. Zemní tlak, přetížení zeminou - nasycený násyp vodou:

objemová tíha nasycené zeminy

$\gamma = 21.0$ KN/m³

objemová tíha vody

$\gamma_w = 10$ KN/m³

$\gamma - \gamma_w = 11.0$ KN/m³

úhel vnitřního tření zeminy

$\phi = 27.0^\circ$

souč. zemního tlaku v klidu

$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.546$ (pro výpočet vnitřních sil - uvažuji že nedojde k mobilizaci aktivního tlaku)

souč. aktivního zemního tlaku

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.376$ (pro výpočet deformací - pokud dojde k mobilizaci aktivního tlaku)

2.1.4. Zemní tlak

hloubka [m]	delta [m]	zemní tlak		
		vertikální σ_v [kN/m ²]	horizontální $\sigma_{h,0}$ [kN/m ²]	horizontální $\sigma_{h,a}$ [kN/m ²]
0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
2.20	2.20	46.2	35.2	31.1
4.30	2.10	90.3	68.8	60.8
6.80	2.50	142.8	108.8	96.1
9.30	2.50	195.3	148.9	131.4
11.80	2.50	247.8	188.9	166.7

2.2. Nahodilá krátkodobá zatížení

2.2.1. Zatížení dopravou:

Náhradní zatížení vozidly o hmotnosti 40 t

$q_{1,s} = 25$ [kN/m²]

roznášecí šířka na základ

$b_{roz} = 7.5$ m

Přetížení základu

$q_{1,s} = 3.3$ [kN/m²]

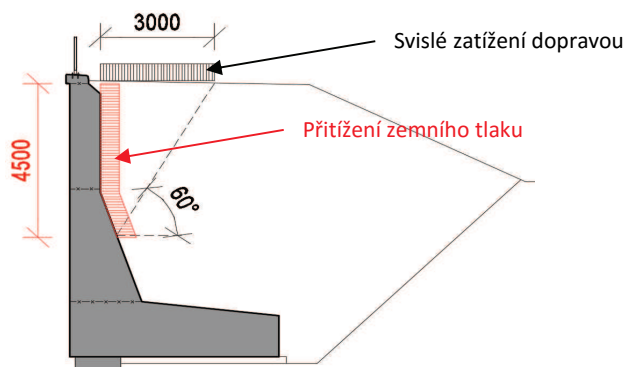
souč. aktivního zemního tlaku

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.376$

Přetížení zemního tlaku

$q_{1,s} = 9.4$ [kN/m²]

Nejhorší poloha pásového zatížení dopravou:



2.2.2. Zatížení na zábradlí - neuvažuji (zanedbáno)

Statický výpočet

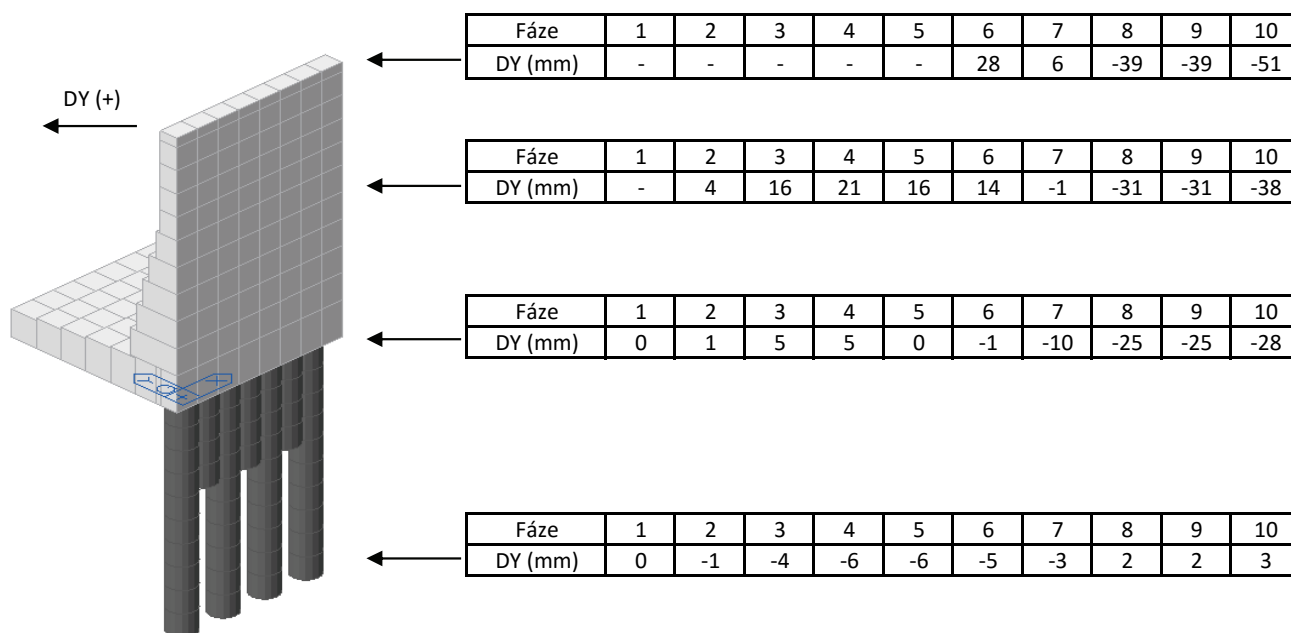
Valbek, spol. s r.o., středisko Ústí nad Labem

3. Deformace

Deformace jsou stanoveny v jednotlivých fázích výstavby:

- 1 Piloty + základ
- 2 1. část dříku
- 3 Zásyp základu
- 4 Zásyp části dříku
- 5 Zásyp části dříku
- 6 2. část dříku
- 7 Zásyp části dříku
- 8 Zásyp části dříku
- 9 Ostatní stálé zatížení
- 10 Provozní zatížení

3.1. Naklonění - deformace líce zdi



Uvažovaná výška zdi

$h = 11.8 \text{ m}$

Rozdíl deformace ve vrcholu a v patě zdi

$\Delta DY = 13 \text{ mm}$

Náklon zdi

$\Delta DY/h = 1.1 \text{ mm/m}$

Maximální vodorovná deformace ve vrcholu zdi

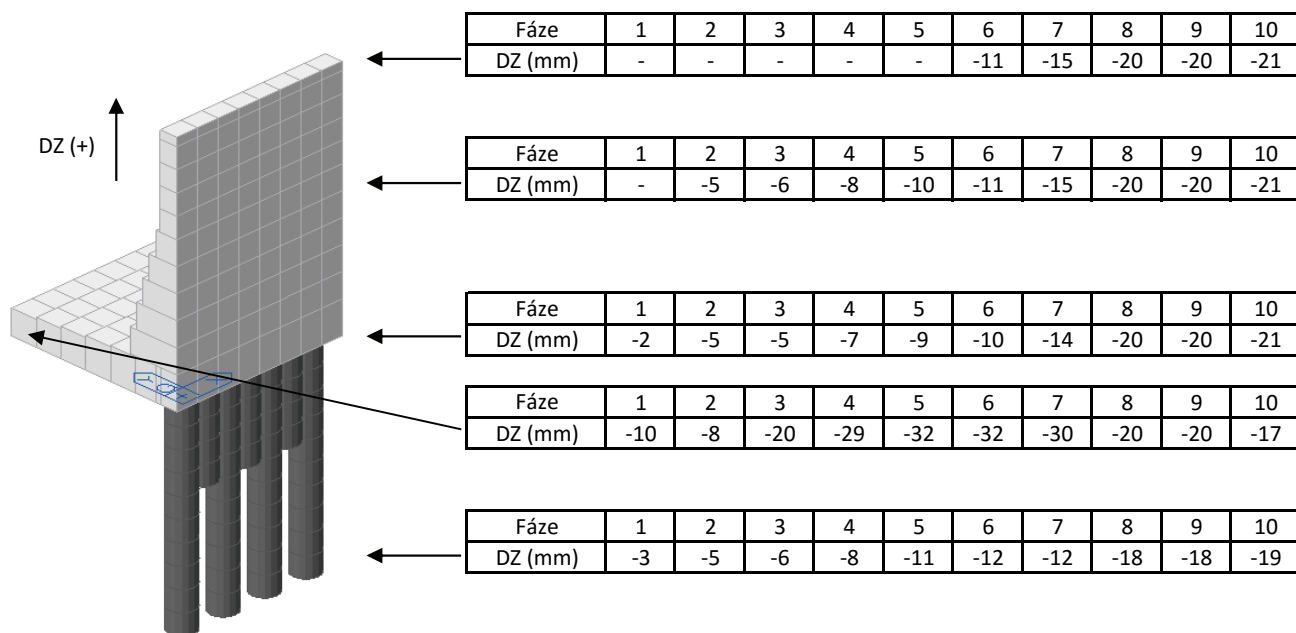
$DY_{\max} = 51 \text{ mm}$

$DY_{\max}/h = 4.3 \text{ mm/m}$

$\geq 2 \text{ mm/m}$ - aktivní zemní tlak

Navrhuje se výrobní naklonění líce zdi, ve vrcholu 50 mm, směrem k jejímu rubu.

3.2. Sedání zdi



Smykové ozuby budou navrženy s vůlí ve svislém směru 20 mm, aby nedošlo k přenosu svislých složek zatížení při nerovnoměrné betonáži, jednotlivých dilatačních celků zdí.

D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

3.3. Omezení velikosti zemního tlaku vhodným výběrem zeminy hráze/násypu

3.3.1. Vhodnost do násypu komunikace a do hráze
(vhodné zeminy podbarveny)

			Hráze			Násyp
			Homogenní hráz	Těsnící část	Stabilizační část	
F1	hlína šterkovitá	MG	O	O	X	O
F2	jíl šterkovitý	CG	O	O	X	O
F3	hlína písčitá	MS	O	O	X	-
F4	jíl písčitý	CS	O	O	X	-
F5	hlína s nízkou/střední plasticitou	ML, MI	X	O	X	X
F6	jíl s nízkou/střední plasticitou	CL, CI	O	O	X	X
F7	hlína s vysokou/velmi vys./extrémně vys. plasticitou	MH, MV, ME	X	X	X	X
F8	jíl s vysokou/velmi vys./extrémně vys. plasticitou	CH, CV, CE	X	X	X	X
S1	písek dobře zrněný	SW	X	X	O	O
S2	písek špatně zrněný	SP	X	X	O	O
S3	písek s příměsí jemnozrnné zeminy	S-F	X	X	O	O
S4	písek hlinitý	SM	O	O	X	O
S5	písek jílovitý	SC	O	O	X	O
G1	šterk dobře zrněný	GW	X	X	O	O
G2	šterk špatně zrněný	GP	X	X	O	O
G3	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	G-F	-	X	O	O
G4	šterk hlinitý	GM	O	O	X	O
G5	šterk jílovitý	GC	O	O	X	O

3.3.2. Průměrné parametry vybraných zemín

	γ (kN/m ³)	φ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	ν	E_{oed} (MPa)
F1	19	29	24	22.5	0.35	36
F2	19.5	27	27	21.5	0.35	35
S4	18	29	5	10	0.3	13
S5	18.5	27	8	8	0.35	13
G4	19	32.5	4	70	0.3	94
G5	19.5	30	6	50	0.3	67

3.3.3. Zemní tlaky vybraných zemín

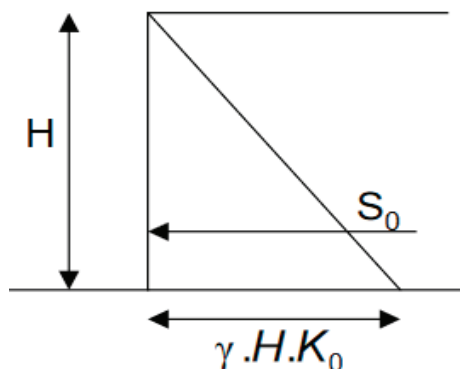
(vhodné zeminy podbarveny)

uvažovaná hloubka pro posouzení

11.8 m

Zemní tlak v klidu:

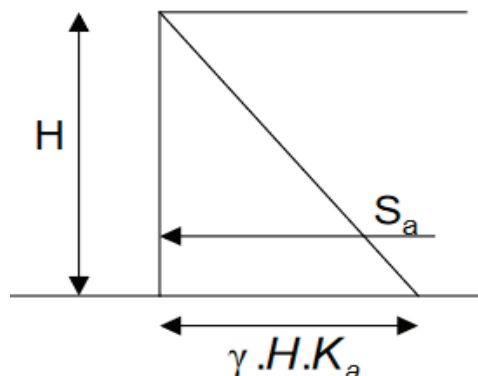
$$\sigma_0 = \gamma \cdot H \cdot K_0$$



D.2 – Rozšíření vývaru a podjezí, D.3.1 – Rozšíření nadjezí

Aktivní zemní tlak - nesoudržných zemin:

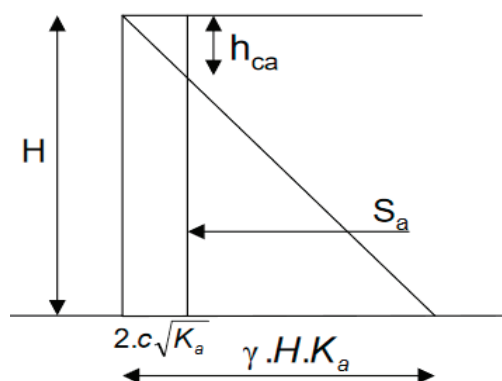
$$\sigma_a = \gamma \cdot H \cdot K_a$$



Aktivní zemní tlak - soudržných zemin:

$$\sigma_a = \gamma \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$h_{ca} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} / \gamma = 2 \cdot c \cdot \tan(45^\circ + \varphi_{ef}/2) / \gamma \quad (\text{výška, kterou přeneseme soudržnost zeminy v samonosném stavu})$$



	soudržné		nesoudržné		soudržné		nesoudržné	
	K_o	σ_o (kPa)	K_o	σ_o (kPa)	K_a	σ_a (kPa)	K_a	σ_a (kPa)
F1	0.54	120.7	-	-	0.35	49.5	-	-
F2	0.54	123.9	-	-	0.38	53.3	-	-
S4	-	-	0.52	109.4	-	-	0.35	73.7
S5	-	-	0.55	119.2	-	-	0.38	82.0
G4	-	-	0.46	103.7	-	-	0.30	67.5
G5	-	-	0.50	115.1	-	-	0.33	76.7

3.3.4. Idealizované parametry zásypového materiálu

Nejvhodnější parametry zeminy, z hlediska omezení zemních tlaků (odpovídají zeminám třídy F1 a F2):

objemová tíha zeminy	$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
efektivní úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi_{ef} = 27^\circ$
efektivní soudržnost zeminy	$c_{ef} = 24 \text{ kPa}$
deformační modul zeminy	$E_{def} = 21.5 \text{ Mpa}$
Poissonovo číslo	$\nu = 0.35$
oedometrický modul zeminy	$E_{oed} = 35 \text{ Mpa}$

4. Posouzení piloty

4.1 Posouzení svislé únosnosti piloty

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : NAVFAC DM 7.2

Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor


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 [-]


Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	γ [-]
1	Třída F6		19,70	0,40

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

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F6		-	12,00	21,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	γ_{ef} [°]	γ [°]	K [-]	c_u [kPa]	γ [-]
1	Třída F6		-	-	-	60,00	1,00

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,20$ m

Délka $l = 14,00$ m

Statický výpočet

**Spočtené průřezové charakteristiky**

Plocha $A = 1,13E+00 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,02E-01 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSP	Užitné	2575,80	2673,90	0,00	0,00	720,30
2	Ano		MSU	Návrhové	3320,90	3886,20	0,00	0,00	1006,40

Hladina podzemní vody

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

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1**Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 2878,84 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 555,21 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 3434,05 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 3320,90 \text{ kN}$

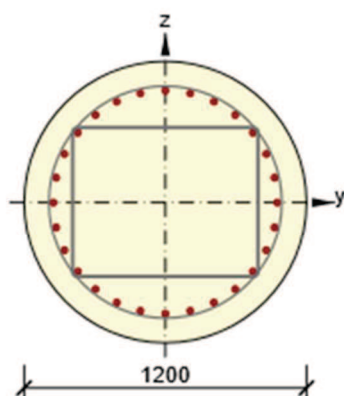
$$R_c = 3434,05 \text{ kN} > 3320,90 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Statický výpočet

4.2 Posouzení vodorovné únosnosti piloty

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 1 \varnothing 28 (616mm²), Pozice 0, 476 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 464 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 429 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 372 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 297 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 207 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 106 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = 0 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = -106 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = -207 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = -297 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = -372 mm
 2 \varnothing 28 (1232mm²), z = -429 mm
 ...

Třmínky:
 \varnothing 10 - 100 mm
 \varnothing 16 - 150 mm
 Krytí:
 Rovnoměrné krytí: 100 mm

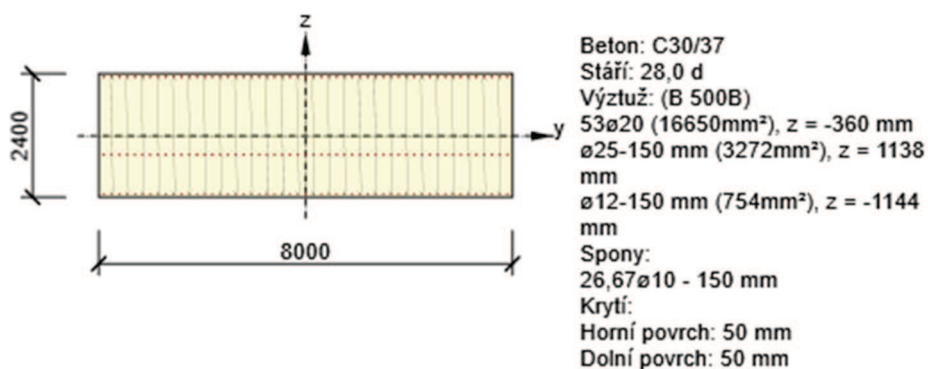
Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-3500,1	12,5	3956,2			97,5	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-3500,1	12,5	3956,2			97,5	OK
Smyk	-3500,1			1066,2	0,0	91,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5. Posouzení dřívku zdi

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-2688,0	-33666,0	0,0			96,9	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-2688,0	-33666,0	0,0			96,9	OK
Smyk	-2688,0			8507,1	0,0	91,3	OK
Omezení napětí	-2653,5	-24424,0	0,0			87,7	OK
Šířka trhliny	-2628,5	21790,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



6. Závěr

Konstrukce nábrežní zdi byla navržena podle teorie mezních stavů, v souladu s platnými normami ČSN EN. Statický výpočet celé konstrukce byl proveden za předpokladu fyzikální linearity a geometrické nelinearity na deskovém modelu v programu MIDAS CIVIL a řeší konstrukci zdi nejhoršího průřezu, tj. v podjezí. Nábrežní zeď byla posouzena v nejhorším řezu, a to z hlediska deformací, zatížení piloty a dimenze základních průřezů. Konstrukce vyhoví požadovaným zatížením.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

2. část

Hydratační teplo

**Valbek, spol. s r.o.,
středisko Ústí nad Labem
Děčínská 717/21
400 03 Ústí nad Labem**

Příloha č. 2

Statický výpočet – hydratační teplo



OBSAH

1. Výpočetní model	3
2. Postup betonáže jezového pole	4
3. Materiálové vlastnosti.....	5
4. Okrajové podmínky pro přestup tepla	6
5. Teplotní podmínky v čase betonáže	6
6. Hydratace betonu	6
7. Sledované body pro podrobné vyhodnocení.....	7
8. Sledované časy a podrobné vyhodnocení.....	7
9. Závěr.....	11

1. Výpočetní model

Axonometrický pohled

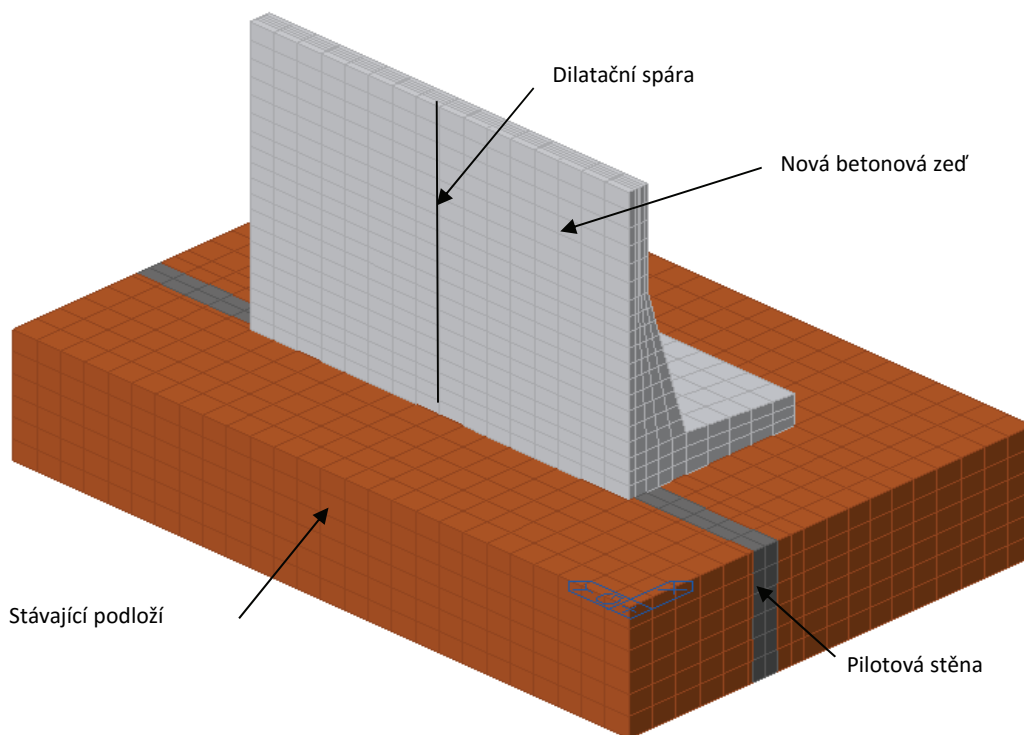


Schéma betonáže zdi - příčný řez

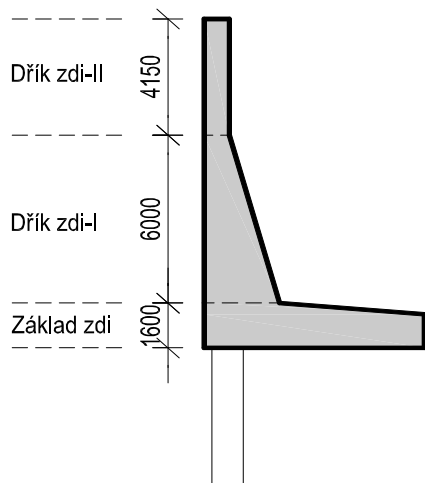
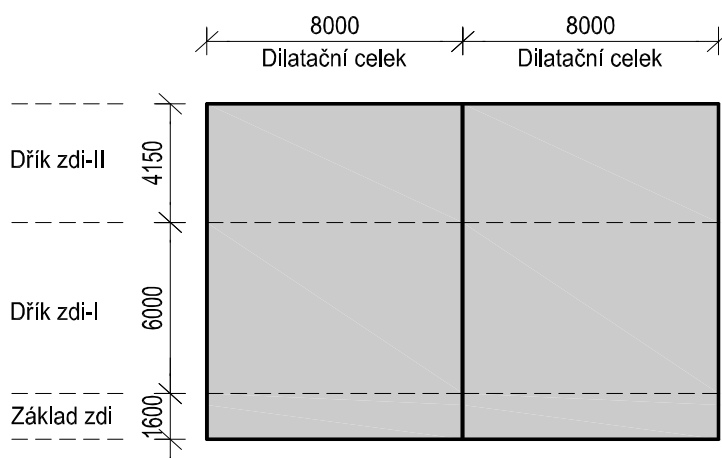
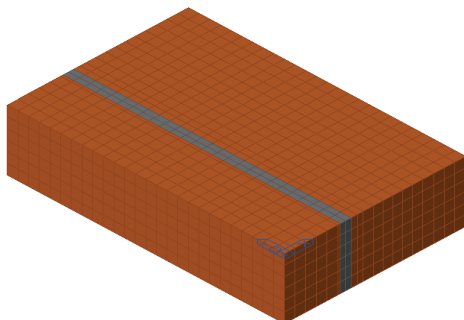


Schéma betonáže zdi - čelní pohled

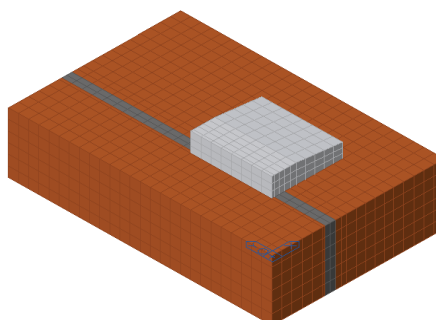


2. Postup betonáže zdi

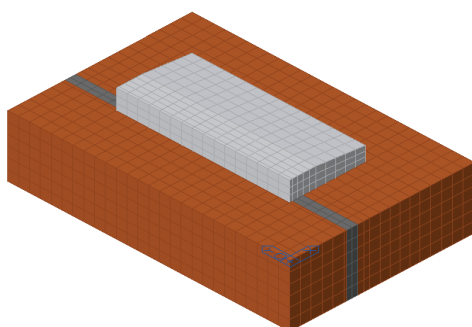
0 Výkop + pilotová stěna



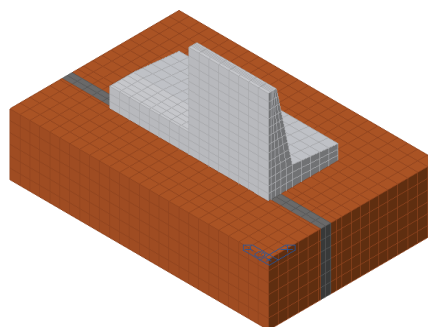
1 Dilatační celek 1 - základ



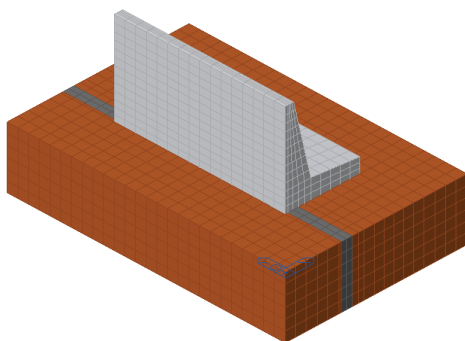
2 Dilatační celek 2 - základ



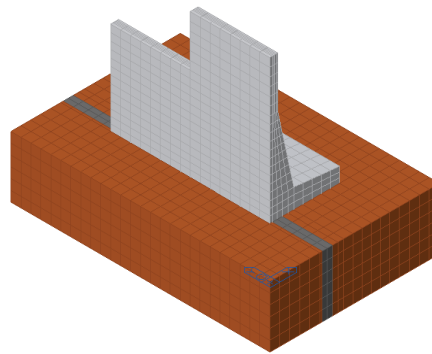
3 Dilatační celek 1 - dřík-I



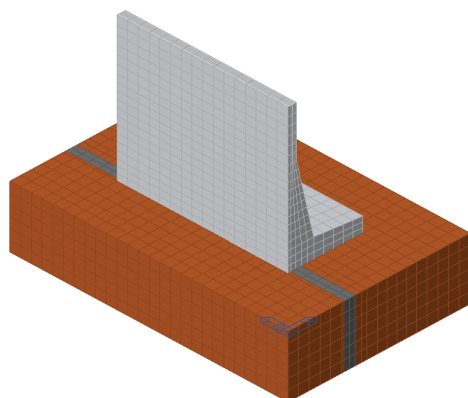
4 Dilatační celek 2 - dřík-I



5 Dilatační celek 1 - dřík-II



6 Dilatační celek 2 - dřík-II

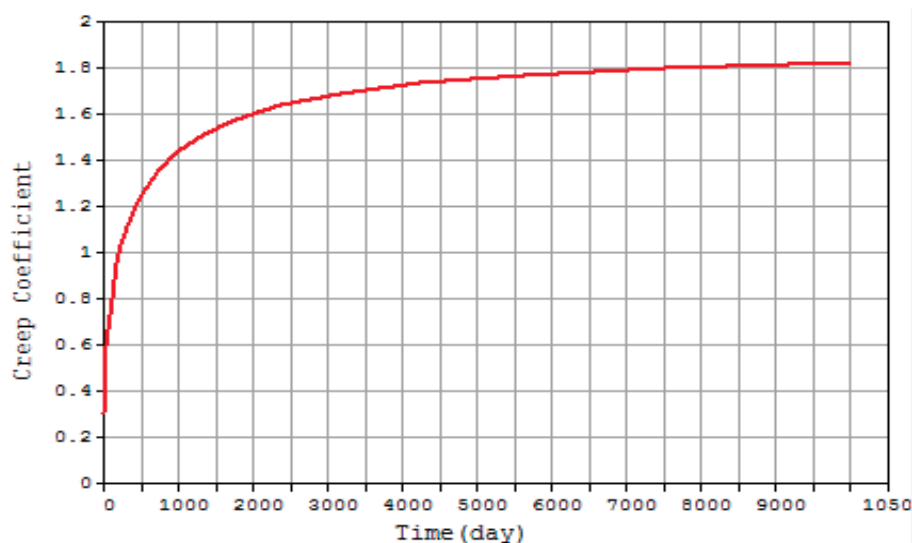


3. Materiálové vlastnosti

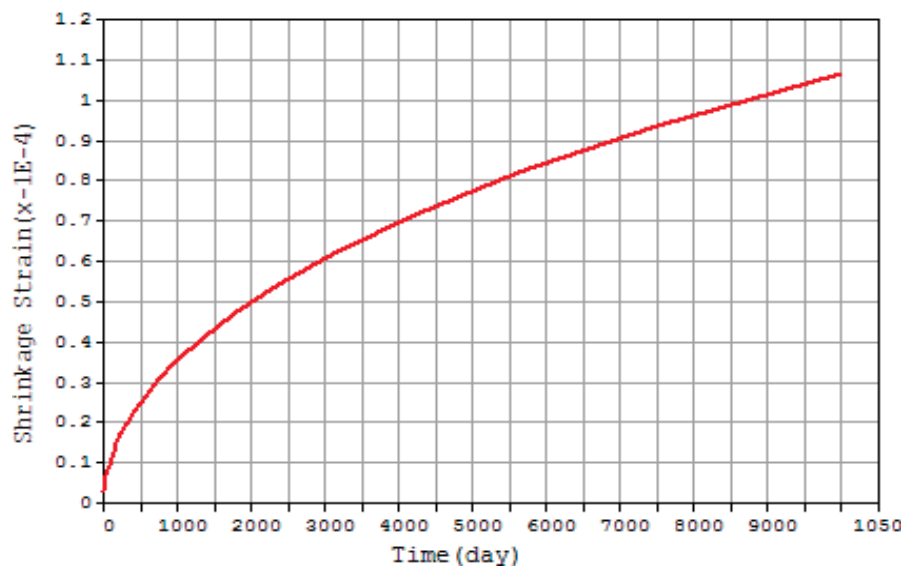
	Concrete	Soil-Clay	
pevnost v tlaku	$f_c = 30$	-	MPa
stáří (cca v době ukončení hydratace)	$t = 90$	-	dnů
pevnost v tlaku v čase	$f_c(t) = 33.5$	-	MPa
modul pružnosti	$E(t) = 32000$	12000	MPa
modul pružnosti v čase	$E(t) = 27799$	-	MPa
koefficient teplotní roztažnosti	$\alpha = 1.0E-05$	6.0E-06	1/°C
Poissonovo číslo	$\nu = 0.20$	0.35	
Měrná tepelná kapacita (specifické teplo)	$c = 90.000$	92.000	kJ/(kN*°C)
hustota	$\rho = 25.00$	19.70	kN/m ³
rychlost vedení tepla	$k = 10.095$	4.100	kJ/(m*hr*°C)

Reologické vlastnosti betonu dle CEB-FIT(1990):

Dotvarování



Smršťování



uvažován normálně a rychletuhnoucí cement

uvažovaná relativní vlhkost vzduchu

RH = 80 %

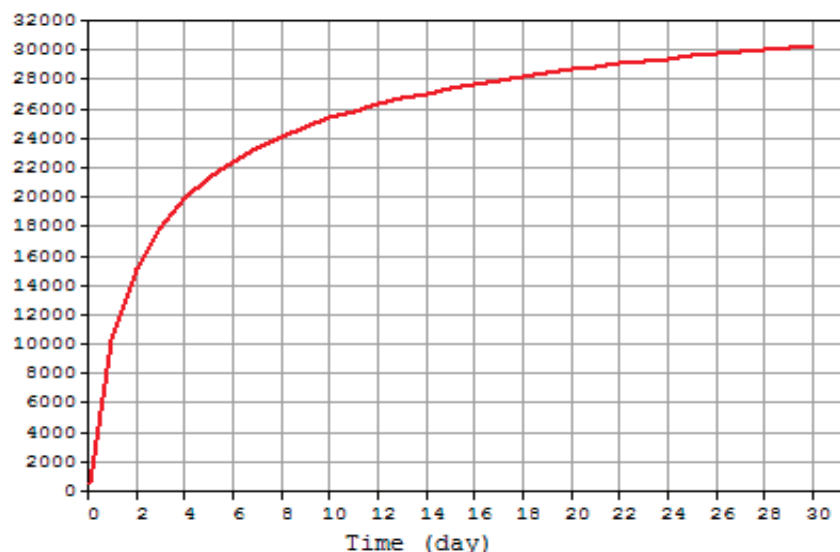
uvažovaná náhradní výška průřezu

h = 1.5 m

uvažovaná délka ošetřování betonu s ohledem na smršťování:

t = 7 dní

Pevnost betonu



součinitel typu cementu
S = 0.25

4. Okrajové podmínky pro přestup tepla

Odpor při přestupu tepla (vnější povrchy obecně v zimě = 0.04)

Součinitel přestupu tepla - ve styku se vzduchem

Tepelná vodivost bednění

Tloušťka bednění

Tepelný odpor bednění

Součinitel přestupu tepla včetně bednění

Tepelná vodivost ochranné geotextilie

Tloušťka vrstvy/vrstev ochranné geotextilie

Tepelný odpor vrstvy/vrstev ochr. geotextilie

Souč. přestupu tepla včetně ochr. geotextilie

	Concrete	Soil-Clay
R =	0.04	0.04 m ² *K/W
1/R =	90.000	90.000 kJ/(m ² *hr*C)
λ =	0.3	- W/(m*K)
d =	0.02	- m
R _{ochr} =	0.07	- m ² *K/W
1/(R+R _{ochr}) =	33.750	- kJ/(m ² *hr*C)
λ =	0.08	- W/(m*K)
d =	0.005	- m
R _{ochr} =	0.06	- m ² *K/W
1/(R+R _{ochr}) =	35.122	- kJ/(m ² *hr*C)

5. Teplotní podmínky v čase betonáže

Teplota okolí (průměrná)

Předepsaná teplota v místě okrajových podmínek

Teplota betonu při betonáži

T _{ext} =	20	20	°C
T _{prescr} =	20	20	°C
T _c =	20	-	°C

6. Hydratace betonu

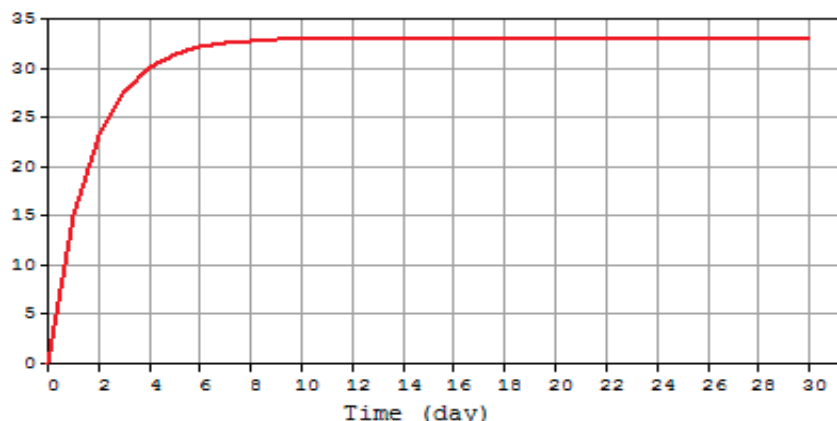
Funkce zdroje vývinu hydratačního tepla

maximální adiabatické zvýšení teploty

koeficient rychlosti reakce (nárůstu teploty)

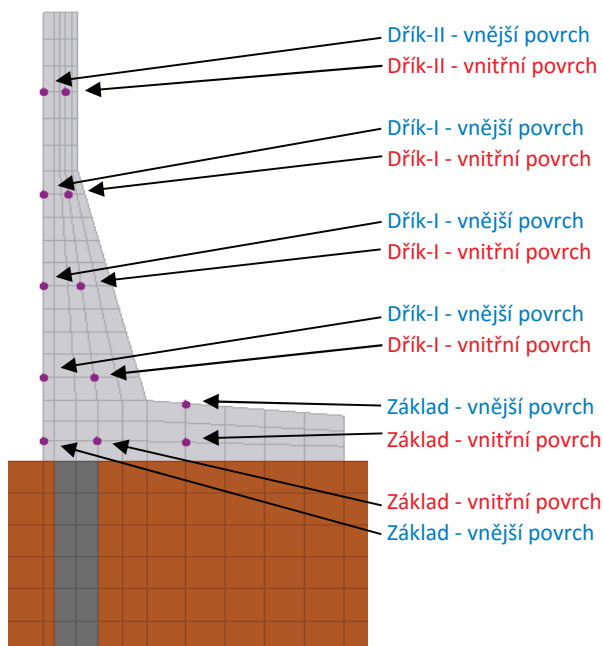
K =	33	-	°C
a =	0.605	-	

Graf růstu adiabatické teploty:



7. Sledované body pro podrobné vyhodnocení

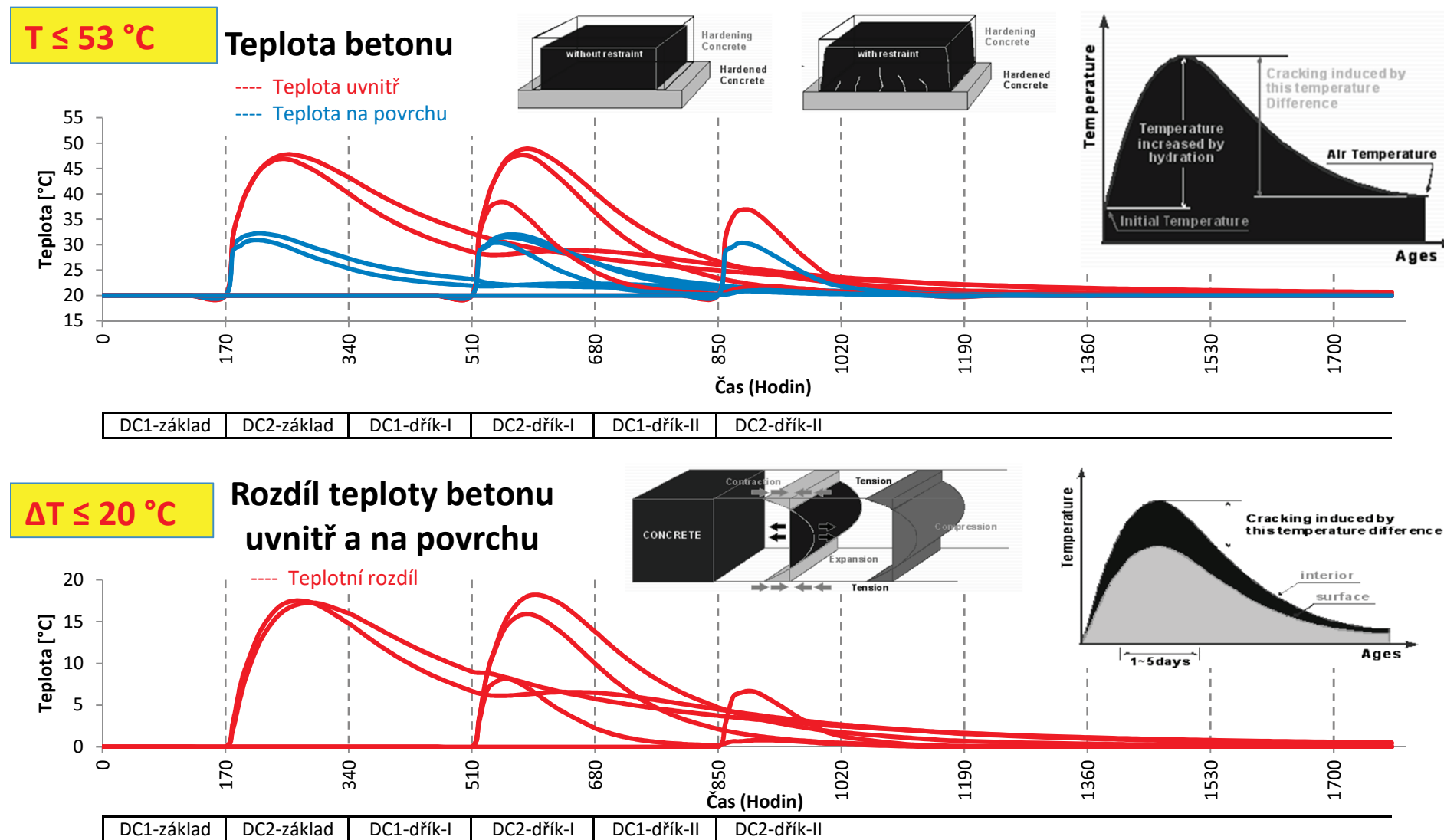
Řez zdí (dilatační celek 2)



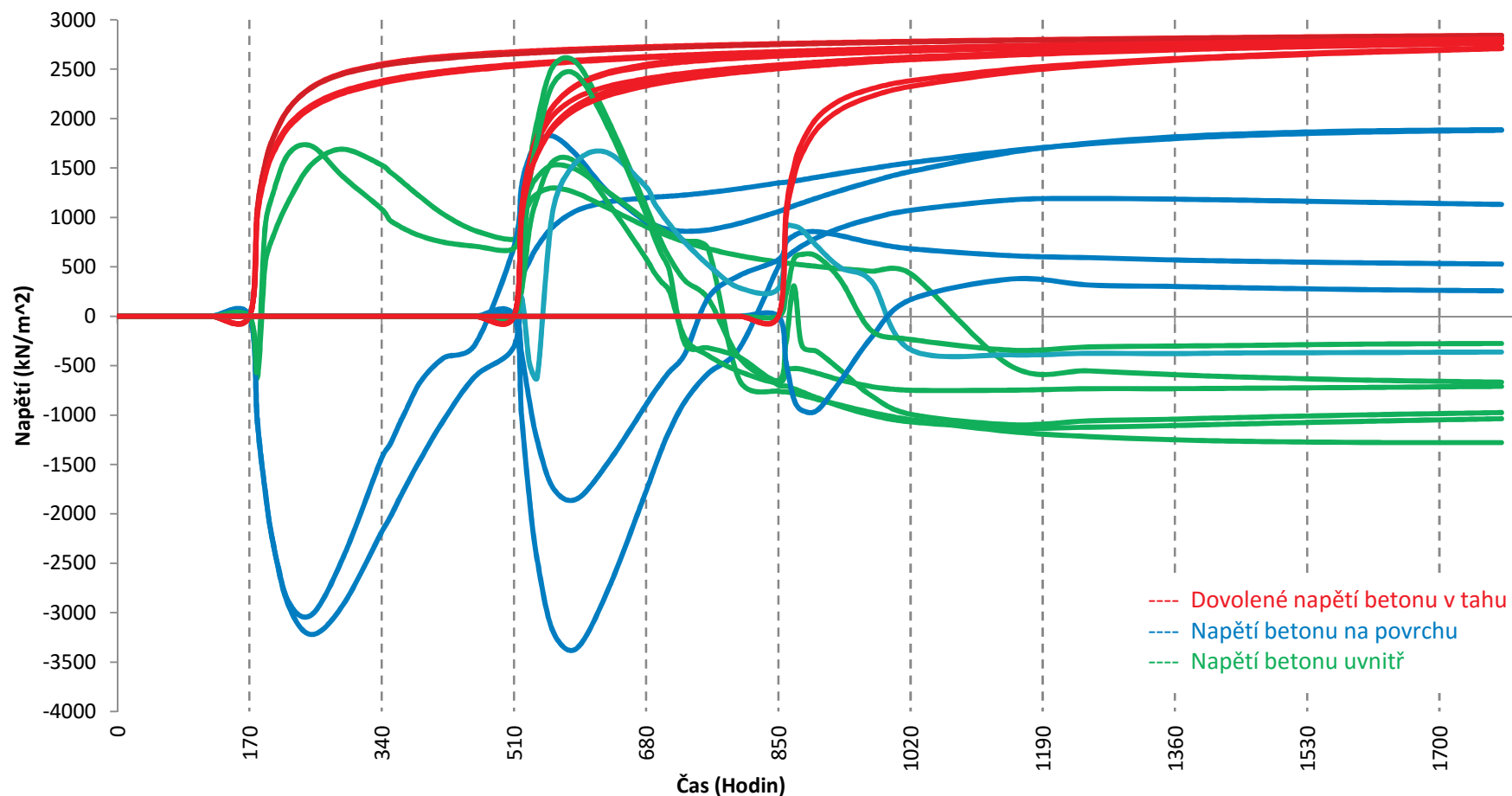
8. Sledované časy a podrobné vyhodnocení

	Sledované časy v rámci jedné betonované části (hodin)	dní
Výkop + pilotová stěna	0	0.0
Dilatační celek 1 - základa	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dilatační celek 2 - základa	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dilatační celek 1 - dřík-	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dilatační celek 2 - dřík-	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dilatační celek 1 - dřík-	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dilatační celek 2 - dřík-	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170, 300, 400, 500, 600, 750, 930	38.8

	Sledovaný čas celkem -v součtu (hodin)	dní
Výkop + pilotová stěna	0	0
Dilatační celek 1 - základa	10, 20, 30, 50, 120, 170	7
Dilatační celek 2 - základa	180, 190, 200, 220, 290, 340	14
Dilatační celek 1 - dřík-	350, 360, 370, 390, 460, 510	21
Dilatační celek 2 - dřík-	520, 530, 540, 560, 630, 680	28
Dilatační celek 1 - dřík-	690, 700, 710, 730, 800, 850	35
Dilatační celek 2 - dřík-	860, 870, 880, 900, 970, 1020, 1150, 1250, 1350, 1450, 1600, 1780	74



Posouzení dovoleného tahového napětí v betonu



DC1-základ	DC2-základ	DC1-dřík-I	DC2-dřík-I	DC1-dřík-II	DC2-dřík-II
------------	------------	------------	------------	-------------	-------------

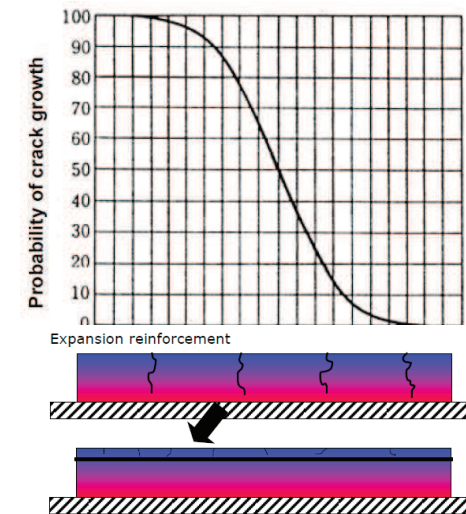
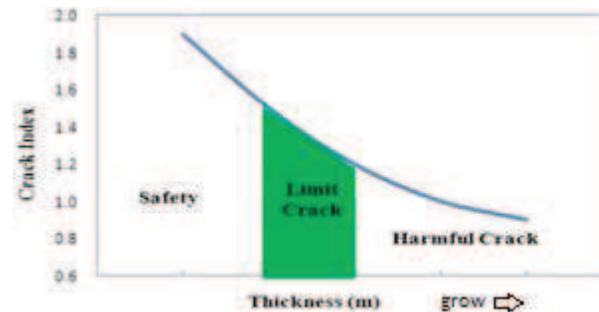
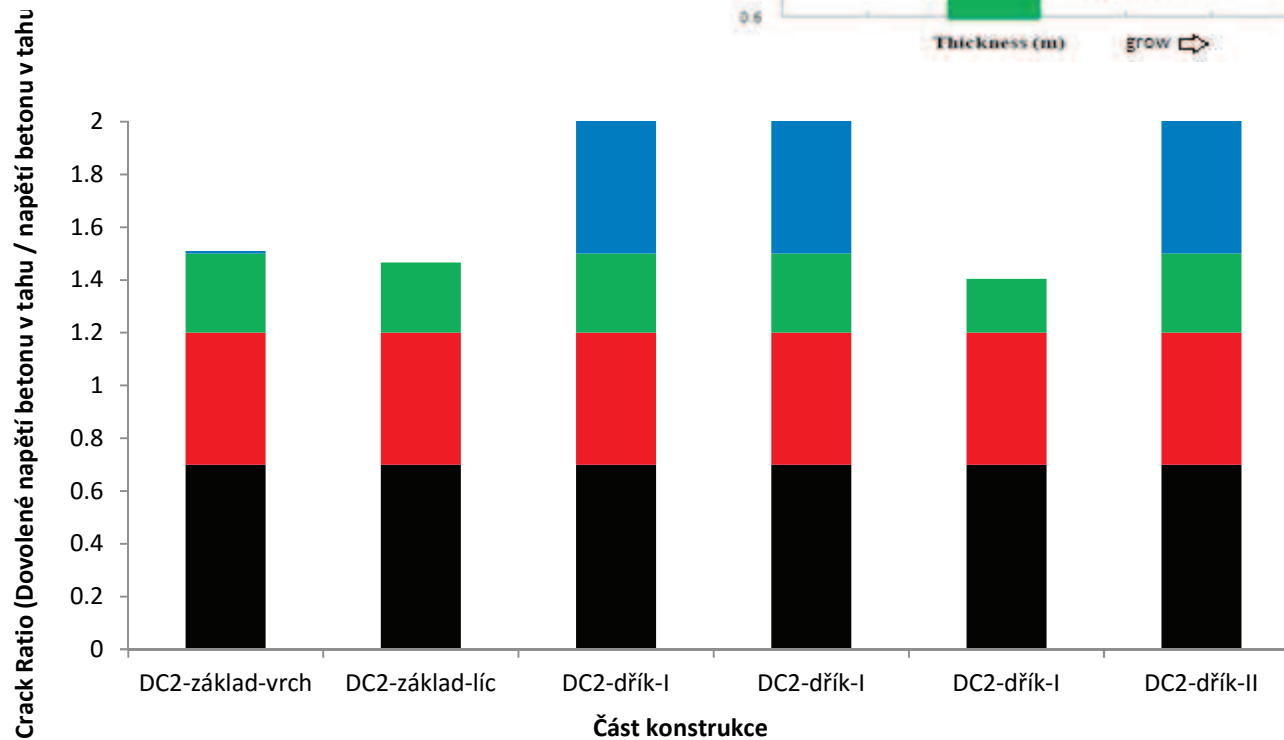
Omezení vzniku trhlin na povrchu betonu

CR > 1,5 - Omezení vzniku trhlin

1,2 < CR < 1,5 - Omezení vzniku jemných trhlin

0,7 < CR < 1,2 - Omezení vzniku škodlivých trhlin

CR < 0,7 - Nekontrolovaný růst trhlin



9. Závěr

Konstrukce nábrežní zdi byla prověřena s ohledem na vývin hydratačního tepla při betonáži. Jez je možné betonovat po částech, bez dalších opatření (chlazení betonové směsi, dodatečné chladicí potrubí apod.).

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

3. část

Návrh výztuže, zemní hráz

**Valbek, spol. s r.o.,
středisko Ústí nad Labem
Děčínská 717/21
400 03 Ústí nad Labem**

Příloha č. 3

Statický výpočet – zeď a hráz



OBSAH

1. Úvod	2
2. Výpočetní model	3
3. Popis zatěžovacích stavů	10
4. Návrh smykové výztuže	12
5. Návrh ohybové výztuže a posouzení MSP	20
6. Návrh výztuže pilot	35
7. Stabilita zemní hráze	42
8. Závěr	48

1. ÚVOD

Konstrukce zdi byla posouzena dle teorie mezních stavů v souladu s normou ČSN EN 1992-1. Ověření deformací konstrukce bylo provedeno předchozím stupni dokumentace, tato část řeší pouze návrh betonářské výztuže jednotlivých prvků.

Statický výpočet celé konstrukce byl proveden za předpokladu fyzikální a geometrické lineariry na deskovém prostorovém modelu v programu Midas Civil a řeší konstrukci zdi v interakci se založením. Posouzení primárních pilot bylo provedeno v programu GEO 5, v modulu PILOTA.

Břehová zeď je navržena jako úhlová, založená na převrtávané pilotové stěně. Jednotlivé dilatační celky jsou smykově spojeny, přičemž smykové spojení v místě jezového pilíře se uvažují jako tuhé. V části dříku zdi je otvor a navazující konstrukce rybího přechodu.

Zemní těleso hráze se uvažuje ze zemin třídy F1 a F2. V podloží hráze je trvalá těsnící štětovnicová stěna.

2. VÝPOČETNÍ MODEL

2.1. Geologie

2.1.1. Uvažované sondy/vrtu

Hloubka nepropustného podloží dle IGP:

Název sondy/vrtu	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S-3	V-5
Kóta terénu	241.64	241.99	543.54	242.15	242	242.26	243.5	242.6
Hloubka nepropustného podloží	5.8	6	7.5	5.4	6	7.4	6.9	6.2
Kóta nepropustného podloží	235.84	235.99	536.04	236.75	236	234.86	236.6	236.4
	JV-02	JV-03	JV-04	JV-05	JV-06	JV-07	JV-08	JV-10
	239.66	239.66	239.68	239.68	241.06	241.17	246.53	243.23
	6.2	4.8	4.3	3.5	5	4.3	12.9	7.5
	233.46	234.86	235.38	236.18	236.06	236.87	233.63	235.73
	JV-13	JV-15	V-25	SP-09	SP-12	SP-14		
	245.8	246.6	241.3	240.46	243.27	243.22		
	9.6	9.8	5.8	5.8	8.9	9.2		
	236.2	236.8	235.5	234.66	234.37	234.02		

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi a širším okolí

233.46 m n.m. Bpv

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi a blízkém okolí

234.02 m n.m. Bpv

Minimální kóta nepropustného podloží v místě zdi

234.66 m n.m. Bpv

Navrhuji těsnící stěnu z převrtávaných pilot do hloubky min. 234.00 m n.m. Bpv.

2.1.2. Modul přetvárnosti podloží

Penetrační sondy:

Sonda	m	GP IV F6-CL/CI F4-CS	GP V F4-CS F6-CL/CI
SP-09	interval	3.5-5.8	2.5-12.1
	mocnost	2.3	6.3
SP-10	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-11	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-12	interval	6.9-8.9	8.9-12.5
	mocnost	2	3.6
SP-13	interval	-	-
	mocnost	-	-
SP-14	interval	6.3-9.2	9.2-12.5
	mocnost	2.9	3.3

Vybrané geotechnické parametry:

Sonda	Geotech. poloha	R_d (kPa)		E_{def} (MPa)	
SP-09	GP IV	max	255	max	12.3
	GP V	prům	282	prům	13.5
SP-10	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-11	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-12	GP IV	max	278	max	15.4
	GP V	prům	269	prům	12.8
SP-13	GP IV	max	-	max	-
	GP V	prům	-	prům	-
SP-14	GP IV	max	241	max	10.2
	GP V	prům	297	prům	16.9
Pro všechny sondy	GP IV	max	278	max	15.4
	GP V	prům	283	prům	14.2

Pro výpočet:

Jez základová spára

$E_{def, jez} = 12$ (MPa)

podloží je konsolidované stávajícím násypem

Břehová zeď podloží

$E_{def, zed} = 12$ (MPa)

podloží není dostatečně konsolidované

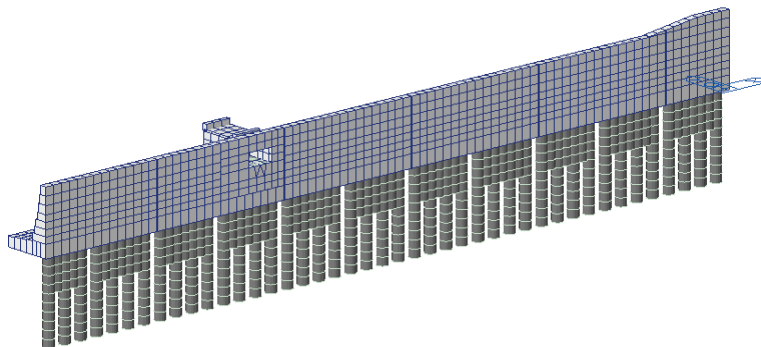
základová spára

$E_{def, zed}/2 = 6$ (MPa)

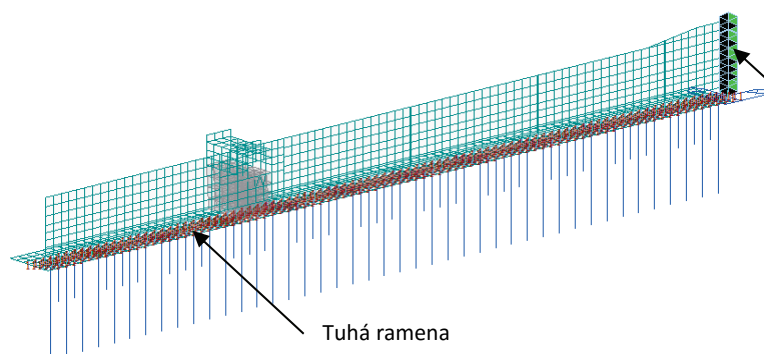
předpokládá se horší stav základové spáry

2.2. Deskostěnový-prutový model pro výpočet vnitřních sil (zemní tlak v klidu)

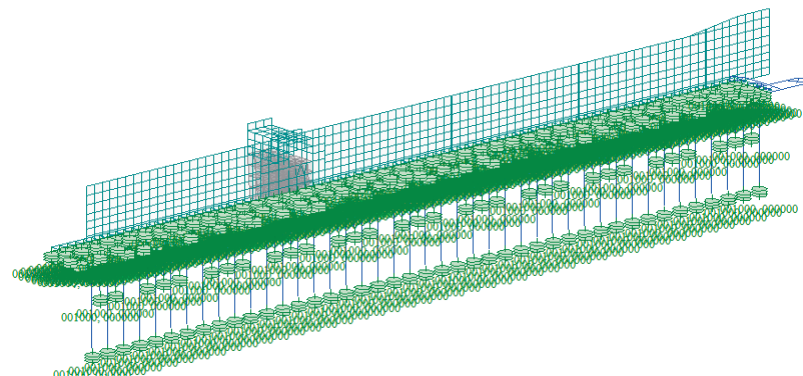
Zobrazení hmot - axonometrický pohled



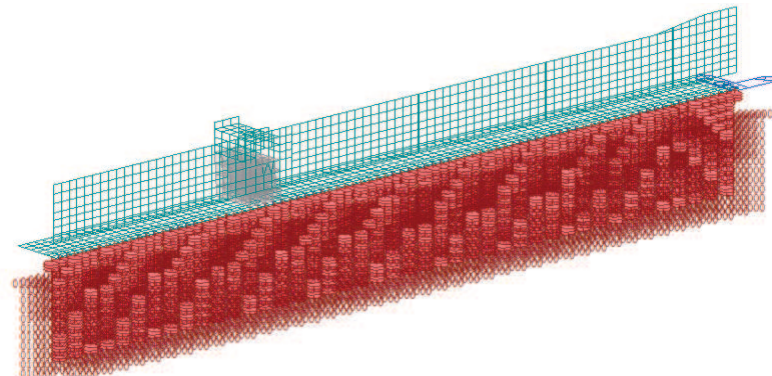
Výpočetní schéma - axonometrický pohled



Vertikální tuhost základové spáry a paty pilot (compress only)

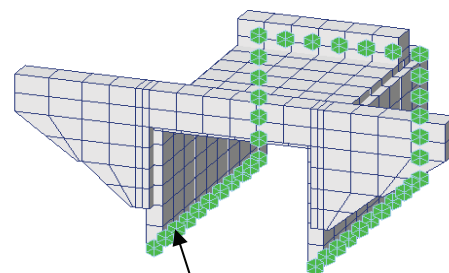


Horizontální tuhost pilot (multi-linear)



Výpočetní model v místě rybího přechodu

Zobrazení hmot - axonometrický pohled



Vetknutí do břehové zdi

SO 03 – Rozšíření nadjezí

2.5. Okrajové podmínky

2.5.1. Okrajové podmínky nosné ŽB piloty

length of the pile (m)	L =	10 m
number of elements of the pile	n =	10 ks
spacing between the springs at a depth Z	$\Delta z =$	1 m

2.5.1.1. Náhradní tuhost ve vodorvném směru po délce piloty:

1) Horizontal Soil Model Surrounding Pile Cap (horizontální tuhost v místě základu)

linear spring

height of the pile cap	$H_{cap} =$	1.4 m
width of the pile cap	$W_{cap} =$	1.2 m
pile section diameter	$D =$	1.2 m
nominal pile diameter	$D_n =$	1.8 m
soil young modulus at the pile	$E_s =$	12000 kN/m ²
coefficient of subgrade reaction	$k_s =$	kN/m ³
	$k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} =$	11006.701 kN/m ³
	$k_s =$	11006.701 kN/m ³
pile cap spring stiffness	$K_{cap} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot W_{cap} / D_n =$	7191.0 kN/m

2) The p-y Curves for Laterally Loaded Piles - STIFF CLAY without free Water (Static loading)

nonlinear spring

strain when stress is equal to one-half the soil strength	$\epsilon_{50} =$	0.01
average effective unit weight of the soil	$\gamma' =$	19.7 kN/m ³
average undrained shear strength of the soil	$c_u =$	60 kPa
constant	$J =$	0.25
pile diameter	$D = b =$	1.2 m
lateral displacement at one-half the ultimate soil resistance	$y_{50} = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot b =$	0.03 m
the soil resistance, p, will remain constant	$\gamma = 16 \cdot y_{50} =$	0.48 m

depth from ground line Z (m)

ultimate soil resistance (kN/m)

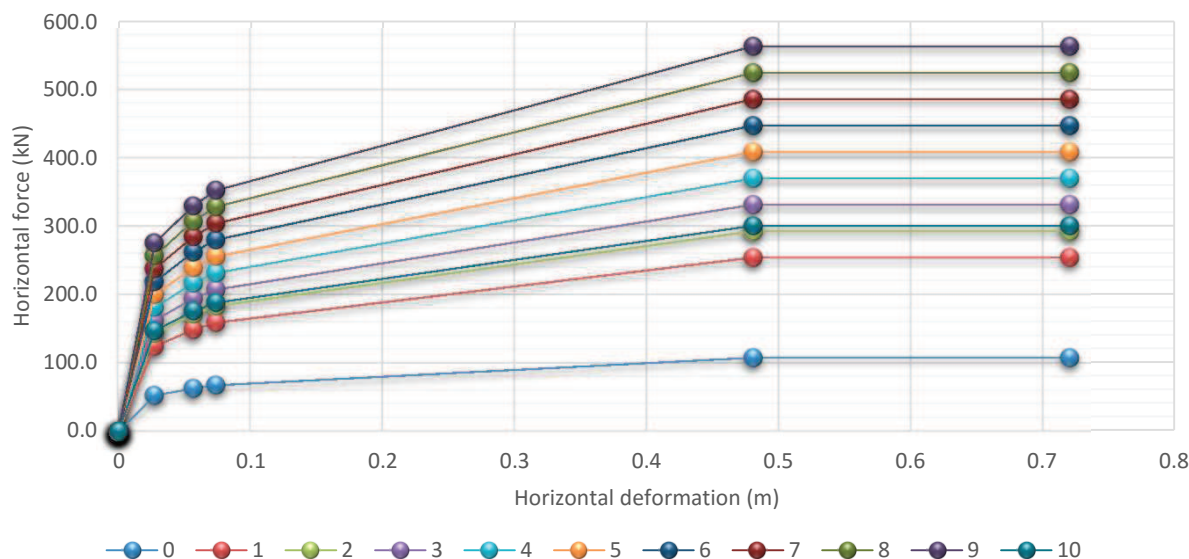
$$p_{ult} = p_u = \min[(3 + \gamma' \cdot z / c_u + J \cdot z / b) \cdot c_u \cdot b; 9 \cdot c_u \cdot b]$$

the soil resistance (kN/m)

$$p = p_{ult} / 2 \cdot (\gamma / \gamma_{50})^{1/4}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
z =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$p_{ult} =$	216	254.64	293.28	331.92	370.56	409.2	447.84	486.48	525.12	563.76	602.4
p =	216	254.64	293.28	331.92	370.56	409.2	447.84	486.48	525.12	563.76	602.4
y (m)	p * Δz (kN)										
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.028	52.9	124.7	143.6	162.5	181.4	200.4	219.3	238.2	257.1	276.0	147.5
0.056	63.3	149.1	171.8	194.4	217.0	239.7	262.3	284.9	307.5	330.2	176.4
0.074	67.6	159.5	183.7	207.9	232.1	256.3	280.5	304.7	328.9	353.1	188.6
0.480	108.0	254.6	293.3	331.9	370.6	409.2	447.8	486.5	525.1	563.8	301.2
0.720	108.0	254.6	293.3	331.9	370.6	409.2	447.8	486.5	525.1	563.8	301.2

Horizontal stiffness



2.5.1.2. Náhradní tuhost ve vvislém směru:

pile section diameter
soil young modulus at the pile
young modulus of the pile
length of the pile
number of elements of the pile
spacing between the springs at a depth Z

D = 1.2 m
E_s = 12000 kN/m²
E_p = 32000000 kN/m²
L = 10 m
n = 10 ks
Δz = 1 m

1) Vertical Skin Friction Resistance Stiffness of the pile (vertikální tuhost na plášti piloty)

linear spring

coefficient of subgrade reaction

zadaný

vypočtený

do výpočtu

k_s = kN/m³
k_s = 0.8 * E_s * D^{3/4} = 11006.701 kN/m³
k_s = 11006.701 kN/m³
k = D * k_s = 13208.0412 kN/m²
I_p = π * D⁴ / 32 = 0.2035752 m⁴
λ = ⁴√(k / (E_p * I_p)) = 0.21 (long beam)
K = E_p / E_s = 2666.66667
L_a = 0.5 * D * K^{0.36} = 10.27 m (pile is not fle)
η = L / D = 8.33
b = η / K = 0.003
K_v = 1.9 * E_s * D * η^{0.67} * K^{-b} = 110499 kN/m

z =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K _v /(n-1) =	5525	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	11050	5525

2) Vertical End Bearing Stiffness (vertikální tuhost v patě piloty - pouze tlačené piloty)

linear spring (compress only)

poisson's ratio of the soil
poisson's ratio of the bearing stratum
soil young modulus at the bearing stratum
constant
constant
constant
ratio of the young modulus
constant

v_s = 0.35
v_b = v_s = 0.35
E_{sb} = E_s = 12000 kN/m²
ξ = ln(5 * (1 - v_s) * η) = 3.30
T = 2 * η * (ξ * (1 + v_s) * K)^{-0.5} = 0.15
θ = tanh(T) / t = 0.99
ψ = E_{sb} / E_s = 1.00
ω = ψ * (1 + v_s) / (1 - v_b²) = 1.54
K_v = (E_s * D / (1 + v_s)) * ((ω + η * θ * ξ) / (1 + 4 * ω * η * θ * (π * K * (1 + v_s)))) = 42953.7 kN/m

2.5.3. Okrajové podmínky převrtávané piloty z prostého betonu

length of the pile (m)	L =	4 m
number of elements of the pile	n =	4 ks
spacing between the springs at a depth Z	Δz =	1 m

2.5.3.1. Náhradní tuhost ve vodorovném směru po délce piloty:

1) Horizontal Soil Model Surrounding Pile Cap (horizontální tuhost v místě základu)

linear spring

height of the pile cap	H_{cap} =	1.4 m
width of the pile cap	W_{cap} =	0.8 m
pile section diameter	D =	0.8 m
nominal pile diameter	D_n =	1.8 m
soil young modulus at the pile	E_s =	12000 kN/m ²
coefficient of subgrade reaction	k_s =	kN/m ³
	$k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4}$	8120.6113 kN/m ³
	k_s =	8120.6113 kN/m ³
pile cap spring stiffness	$K_{cap} = k_s \cdot H_{cap}^2 / 2 \cdot W_{cap} / D_n$	3537.0 kN/m

2) The p-y Curves for Laterally Loaded Piles - STIFF CLAY without free Water (Static loading)

nonlinear spring

strain when stress is equal to one-half the soil strength	ϵ_{50} =	0.01
average effective unit weight of the soil	γ' =	19.7 kN/m ³
average undrained shear strength of the soil	c_u =	60 kPa
constant	J =	0.25
pile diameter	D = b =	0.8 m
lateral displacement at one-half the ultimate soil resistance	$y_{50} = 2.5 \cdot \epsilon_{50} \cdot b$	0.02 m
the soil resistance, p, will remain constant	$y = 16 \cdot y_{50}$	0.32 m

depth from ground line Z (m)

ultimate soil resistance (kN/m)

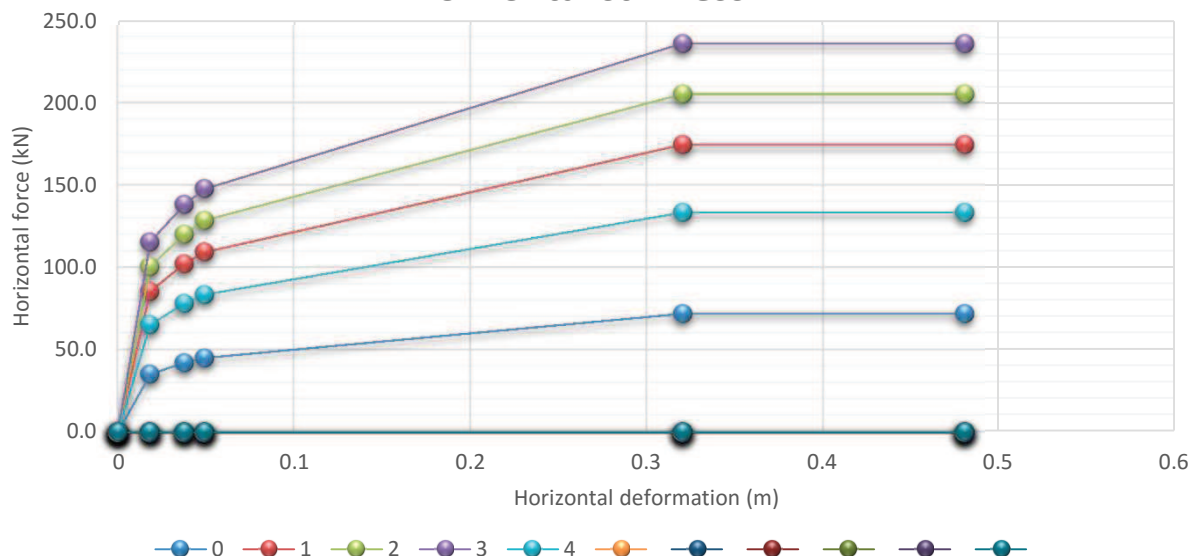
$$p_{ult} = p_u = \min[(3 + \gamma' \cdot z / c_u + J \cdot z / b) \cdot c_u \cdot b; 9 \cdot c_u \cdot b]$$

the soil resistance (kN/m)

$$p = p_{ult} / 2 \cdot (y / y_{50})^{1/4}$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
z =	0	1	2	3	4						
p_{ult} =	144	174.76	205.52	236.28	267.04						
p =	144	174.76	205.52	236.28	267.04						
y (m)	p * Δz (kN)										
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
0.018	35.3	85.6	100.6	115.7	65.4						
0.038	42.2	102.3	120.4	138.4	78.2						
0.049	45.1	109.4	128.7	148.0	83.6						
0.320	72.0	174.8	205.5	236.3	133.5						
0.480	72.0	174.8	205.5	236.3	133.5						

Horizontal stiffness



2.5.3.2. Náhradní tuhost ve vvislém směru:

pile section diameter
soil young modulus at the pile
young modulus of the pile
length of the pile
number of elements of the pile
spacing between the springs at a depth Z

D = 0.8 m
 $E_s = 12000 \text{ kN/m}^2$
 $E_p = 32000000 \text{ kN/m}^2$
L = 4 m
n = 4 ks
 $\Delta z = 1 \text{ m}$

1) Vertical Skin Friction Resistance Stiffness of the pile (vertikální tuhost na plášti piloty)

linear spring

coefficient of subgrade reaction

zadaný

vypočtený

do výpočtu

$k_s = \text{kN/m}^3$
 $k_s = 0.8 \cdot E_s \cdot D^{3/4} = 8120.6113 \text{ kN/m}^3$
 $k_s = 8120.6113 \text{ kN/m}^3$
 $k = D \cdot k_s = 6496.48904 \text{ kN/m}^2$
 $I_p = \pi \cdot D^4 / 32 = 0.04021239 \text{ m}^4$
 $\lambda = \sqrt[4]{k / (E_p \cdot I_p)} = 0.27 \text{ (long beam)}$
 $K = E_p / E_s = 2666.66667$
 $L_a = 0.5 \cdot D \cdot K^{0.36} = 6.85 \text{ m (pile is not fle)}$
 $\eta = L / D = 5.00$
 $b = \eta / K = 0.002$
 $K_v = 1.9 \cdot E_s \cdot D \cdot \eta^{0.67} \cdot K^{-b} = 52834 \text{ kN/m}$

modulus of subgrade reaction

second moment of area

parameter

pile-soil stiffness ratio

activate length of the pile

pile ratio

constant

Constant soil modulus with depth:

z =	0	1	2	3	4						
$K_v / (n-1) =$	6604	13208	13208	13208	6604						

2) Vertical End Bearing Stiffness (vertikální tuhost v patě piloty - pouze tlačené piloty)

linear spring (compress only)

poisson's ratio of the soil
poisson's ratio of the bearing stratum
soil young modulus at the bearing stratum
constant
constant
constant
ratio of the young modulus
constant

$v_s = 0.35$
 $v_b = v_s = 0.35$
 $E_{sb} = E_s = 12000 \text{ kN/m}^2$
 $\xi = \ln(5 \cdot (1 - v_s) \cdot \eta) = 2.79$
 $T = 2 \cdot \eta \cdot (\xi \cdot (1 + v_s) \cdot K)^{0.5} = 0.10$
 $\theta = \tanh(T) / t = 1.00$
 $\psi = E_{sb} / E_s = 1.00$
 $\omega = \psi \cdot (1 + v_s) / (1 - v_b^2) = 1.54$
 $K_v = (E_s \cdot D / (1 + v_s)) \cdot ((\omega + \eta \cdot \theta / \xi) / (1 + 4 \cdot \omega \cdot \eta \cdot \theta / (\pi \cdot K \cdot (1 + v_s)))) = 23586.7 \text{ kN/m}$

2.5.4. Okrajové podmínky v základové spáře základu zdi

Vertical Stiffness of the foundation (pro 1m² základu)

linear spring (compress only)

length of foundation	L =	8 m (L > B)	(délka ve směru osy X)
width of foundation	B =	7 m	(šířka ve směru osy Y)
soil young modulus	E _s =	6000 kN/m ²	
poisson's ratio of the soil	ν =	0.35	
shear modulus of soil	G = E _s /(2*(1-ν)) =	4615.4 kN/m ²	
length of endo zone each side	L _{end} = B/6 =	1.17 m	neuvažuje se
stiffness for middle zone	K _{mid} = 0.73*G/(1-ν) =	5183.4 kN/m ²	
stiffness for one end zone	K _{end} = 6.83*G/(1-ν) =	48497.0 kN/m ²	neuvažuje se

2.6. Materiálové vlastnosti

	Concrete	Concrete
pevnost v tlaku	f _c = 25	30 MPa
modul pružnosti	E _c = 31475	32836 MPa
koeficient teplotní roztažnosti	α = 1.0E-05	1.0E-05 1/°C
Poissonovo číslo	ν = 0.20	0.20
hustota	ρ = 25.00	25.00 kN/m ³

2.7. Smykové spojení

Pružné podepření:

tuhost spřažení

- průměr dřívku trnu

- plocha dřívku trnu

- pevnost betonu

- pevnost trnu

- modul pružnosti betonu

- modul pružnosti trnu

střední hodnota smykové únosnosti trnu

střední hodnota tuhosti spřahovacího trnu

- počet trnů v řezu

- vzdálenost trnů

dsh =	0.042 m
Ash =	0.001385 m ²
f _c =	30 MPa
f _u =	500 MPa
E _c =	30000 MPa
E _s =	200000 MPa
D _{max} =	642.1312 KN
ksi =	140264.6 KN/m
n =	2 ks
a =	0.5 m

přepočet do výpočetního modelu

- počet podpor v modelu

- vzdálenost podpor v modelu

střední hodnota tuhosti podpory

n =	1 ks
a =	1 m
ksi =	561058.3 KN/m

3. Popis zatěžovacích stavů

3.1. Stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení

3.1.1. Vlastní tíha:

beton $g_0 = 25$ [kN/m³] - generováno programem MIDAS

3.1.2. Nahodilá dlouhodobá zatížení:

	A [m ²]	γ [kN/m ³]	g_1 [kN/m]
římša	0.27	25	6.75
zábradlí			0.5

3.1.3. Zemní tlak, přetížení zeminou - nasycený násyp vodou:

objemová tíha nasycené zeminy $\gamma = 21.0$ KN/m³
 objemová tíha vody $\gamma_w = 10$ KN/m³
 $\gamma - \gamma_w = 11.0$ KN/m³
 úhel vnitřního tření zeminy $\phi = 27.0^\circ$
 souč. zemního tlaku v klidu $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.546$ (pro výpočet vnitřních sil - uvažuji že nedojde k mobilizaci aktivního tlaku)
 souč. aktivního zemního tlaku $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.376$ (pro výpočet deformací - pokud dojde k mobilizaci aktivního tlaku)

3.1.4. Zemní tlak

hloubka [m]	delta [m]	zemní tlak		
		vertikální σ_v [kN/m ²]	horizontální $\sigma_{h,0}$ [kN/m ²]	horizontální $\sigma_{h,a}$ [kN/m ²]
0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
1.20	1.20	25.2	19.2	17.0
6.00	4.80	126.0	96.0	84.8
7.85	1.85	164.9	125.6	110.9
8.75	0.90	183.8	140.1	123.6
10.40	1.65	218.4	166.5	147.0
11.74	2.99	246.5	187.9	165.9

3.2. Nahodilá krátkodobá zatížení

3.2.1. Zatížení dopravou na vozovce:

Náhradní zatížení vozidly o hmotnosti 40 t

roznášecí šířka na základ

Přetížení základu

souč. aktivního zemního tlaku

Přetížení zemního tlaku

$q_{1,s} = 25$ [kN/m²]

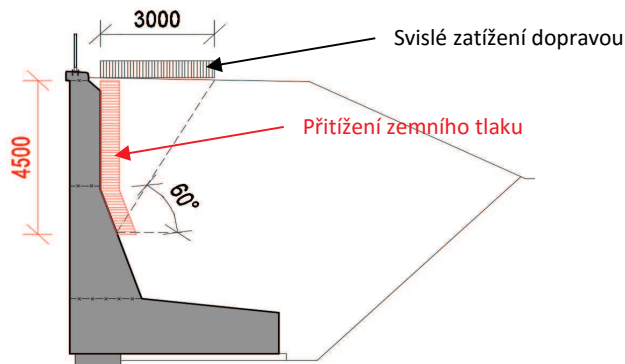
$b_{roz} = 7.5$ m

$q_{1,s} = 3.3$ [kN/m²]

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.376$

$q_{1,s} = 9.4$ [kN/m²]

Nejhorší poloha pásového zatížení dopravou:



SO 03 – Rozšíření nadjezí

3.2.2. Zatížení chodci na chodníku: - na zeď v nadjezí se neuvažuje

Zatížení chodci	$q_{1,s} =$	5 [kN/m ²]
roznášecí šířka na základ	$b_{roz} =$	7.5 m
Přítížení základu	$q_{1,s} =$	<input type="text" value="0.7"/> [kN/m ²]
souč. aktivního zemního tlaku	$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2) =$	0.376
Přítížení zemního tlaku	$q_{1,s} =$	<input type="text" value="1.9"/> [kN/m ²]

3.2.3. Zatížení na zábradlí - neuvažují (zanedbáno)**3.2.4. Zatížení sněhem**

součinitel typu krajiny	(normální)	$C_e =$	1
tepelný součinitel	(nedochází k tání sněhu vlivem prostupu tepla)	$C_t =$	1
tvarový součinitel	($\alpha = 0^\circ$)	$\mu_i =$	0.8
char. hodnota		$s_k =$	1.5 kN/m ²
zatížení sněhem		$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k =$	<input type="text" value="1.2"/> kN/m ²
souč. aktivního zemního tlaku		$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2) =$	0.376
Přítížení zemního tlaku		$q_{1,s} =$	<input type="text" value="0.5"/> [kN/m ²]

3.2.5. Hydrostatický tlak v místě vyústění rybího přechodu

Působí kolmo k povrchu konstrukce.

Objemová tíha vody	$\gamma_w =$	10.00 kN/m ³
--------------------	--------------	-------------------------

4. Návrh smykové výztuže

4.1. Základ zdi

4.1.1. Smyková únosnost bez smykové výztuže

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_c = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_s = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 1.600 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.022 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 1.539 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 1123 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.36$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.4$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.53E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.002 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 3.700 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.30 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 468.18 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 427.92 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 468.18 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 6907.03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 468.18 \text{ kN} \quad V_{Rd,max} = 6907.03 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 1123 \text{ kN} \quad V_{Rd,c} = 468.18 \text{ kN} \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

Návrh smykové výztuže

SO 03 – Rozšíření nadjezí

4.1.2. Smyková únosnost se smykovou výztuží

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:	$h =$	1.600 m
nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:	$b_w =$	1.000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.022 m
návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	1123 kN

návrh smykové výztuže: 3-střížné třmínky ØR 16 à 600mm

průřezová plocha smykové výztuže:	$A_{sw} =$	6.03E-04 m ²
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 =$	1.523 m
stupeň smykového vyztužení:	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) =$	1.01E-03
minimální stupeň smykového vyztužení:	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk} =$	8.76E-04
maximální stupeň smykového vyztužení:	$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd} =$	1.03E-02
	$\rho_w =$	1.01E-03
		$> \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow$ Vyhovuje
		$< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow$ Vyhovuje

osová vzdálenost třmínků v podélném směru:

$s = 0.600$ m	$<$	$s_{max} = 0,75d =$	1.142 m	\rightarrow	Vyhovuje
	$>$	$s_{max} =$	0.400 m	\rightarrow	Nevyhovuje

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení slykem:

$$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

rameno vnitřních sil:

$$z = 0,9d = 1.371$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00$$

plocha průřezu:

$$A_c = b_w \cdot h = 3.700$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00$$

$$0,25f_{cd} = 8.50$$

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 0.00$$

$$\alpha_{cw} = 1.25$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) = 2.50$$

minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta=2,5$):

$$\min(V_{Rd,max}) = \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2) = 10606.38$$

$$V_{Ed} = 1123.00 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 10606.38 \text{ kN} \rightarrow$$

\rightarrow lze předpokládat $\cot\theta=2,5$

návrhová únosnost svislých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 1497.80$$

$$V_{Ed} = 1123.00 \text{ kN} \quad V_{Rd,s} = 1497.80 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

- pokud $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max} \rightarrow$ rozhoduje únosnost tlakové diagonály \rightarrow nutno spočítat $\cot\theta$

- $\cot\theta$ se spočítá z podmínky $V_{Rd,s} = V_{Rd,max} \rightarrow \cot\theta = (v \cdot f_{cd} / v_{Rd,w} - 1)^{0,5}$

- zároveň musí platit podmínka $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

cot úhlu sklonu tlakové diagonály:

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 4.42$$

$$1,0 < \cot\theta = 4.42 > 2,5 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\cot\theta = 2.50$$

návrhová únosnost šikmých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 1497.80$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 10606.38$$

$$V_{Ed} = 1123.00 \text{ kN} \quad V_{Rd,max} = 10606.38 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.2. Dřík zdi

4.2.1. Smyková únosnost bez smykové výztuže

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílní součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_c = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_s = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 2.400 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.025 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 2.338 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 3930 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.29$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.3$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 3.27E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.001 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 3.700 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.28 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 658.46 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 584.95 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 658.46 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 10490.70 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 658.46 \text{ kN} & V_{Rd,max} &= 10490.70 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje} \\ V_{Ed} &= 3930 \text{ kN} & V_{Rd,c} &= 658.46 \text{ kN} \rightarrow \text{Nevyhovuje} \end{aligned}$$

Návrh smykové výztuže

SO 03 – Rozšíření nadjezí

4.2.2. Smyková únosnost se smykovou výztuží

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:	$h =$	2.400 m
nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:	$b_w =$	1.000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.022 m
návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	3930 kN

návrh smykové výztuže: 3-střížné třmínky ØR 12 à 150mm

průřezová plocha smykové výztuže:	$A_{sw} =$	3.39E-04 m ²
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 =$	2.327 m
stupeň smykového vyztužení:	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) =$	2.26E-03
minimální stupeň smykového vyztužení:	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk} =$	8.76E-04
maximální stupeň smykového vyztužení:	$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd} =$	1.03E-02
	$\rho_w =$	2.26E-03
		$> \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow$ Vyhovuje
		$< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow$ Vyhovuje
osová vzdálenost třmínků v podélném směru:	$s = 0.150$ m	$< s_{max} = 0,75d = 1.745$ m \rightarrow Vyhovuje
		$s_{max} = 0.400$ m \rightarrow Vyhovuje
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení slykem:	$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.528
rameno vnitřních sil:	$z = 0,9d =$	2.094 m
normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0.00 kN
plocha průřezu:	$A_c = b_w \cdot h =$	3.700 m ²
normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.00 MPa
	$0,25f_{cd} =$	8.50
součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	0.00
	$\alpha_{cw} =$	1.25
	$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) =$	2.50
minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta=2,5$):	$\min(V_{Rd,max}) = \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2) =$	16205.55 kN
	$V_{Ed} =$	3930.00 kN
		$< (\min)V_{Rd,max} = 16205.55$ kN \rightarrow
		\rightarrow lze předpokládat $\cot\theta=2,5$

návrhová únosnost svislých třmínků: $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 5149.12$ kN

$V_{Ed} = 3930.00$ kN $V_{Rd,s} = 5149.12$ kN \rightarrow Vyhovuje

- pokud $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max} \rightarrow$ rozhoduje únosnost tlakové diagonály \rightarrow nutno spočítat $\cot\theta$

- $\cot\theta$ se spočítá z podmínky $V_{Rd,s} = V_{Rd,max} \rightarrow \cot\theta = (v \cdot f_{cd} / v_{RD,w} - 1)^{0,5}$

- zároveň musí platit podmínka $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

cot úhlu sklonu tlakové diagonály: $\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 2.85$
 $1,0 < \cot\theta = 2.85 > 2,5 \rightarrow$ Nevhovuje
 $\cot\theta = 2.50$

návrhová únosnost šikmých třmínků: $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 5149.12$ kN

návrhová únosnost tlakových diagonál: $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 16205.55$ kN

$V_{Ed} = 3930.00$ kN $V_{Rd,max} = 16205.55$ kN \rightarrow Vyhovuje

4.3. Stěny a strop rybího přechodu

4.3.1. Smyková únosnost bez smykové výztuže

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílní součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_c = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_s = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.300 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.012 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.244 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 76 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.91$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.9$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 7.54E-04 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.003 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 3.700 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlině:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.50 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 123.02 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 117.20 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 123.02 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1095.07 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 123.02 \text{ kN} \quad /_{Rd,max} = 1095.07 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 76 \text{ kN} \quad V_{Rd,c} = 123.02 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.4. Dřík v místě smykového spojení

4.4.1. Smyková únosnost bez smykové výztuže

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílní součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_c = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_s = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 1.300 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.022 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 1.239 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 1200 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.40$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.4$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.53E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.002 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 3.700 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.32 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 394.20 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 381.56 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 394.20 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 5560.63 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 394.20 \text{ kN} & V_{Rd,max} &= 5560.63 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje} \\ V_{Ed} &= 1200 \text{ kN} & V_{Rd,c} &= 394.20 \text{ kN} \rightarrow \text{Nevyhovuje} \end{aligned}$$

Návrh smykové výztuže

SO 03 – Rozšíření nadjezí

4.4.2. Smyková únosnost se smykovou výztuží

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:	$h =$	1.300 m
nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:	$b_w =$	1.000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.022 m
návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	1200 kN

návrh smykové výztuže: 4-střížné třmínky ØR 12 à 250mm

průřezová plocha smykové výztuže:	$A_{sw} =$	4.52E-04 m ²
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 =$	1.227 m
stupeň smykového vyztužení:	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) =$	1.81E-03
minimální stupeň smykového vyztužení:	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk} =$	8.76E-04
maximální stupeň smykového vyztužení:	$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd} =$	1.03E-02
	$\rho_w =$	1.81E-03
		$> \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow$ Vyhovuje
		$< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow$ Vyhovuje
osová vzdálenost třmínků v podélném směru:	$s = 0.250$ m	$< s_{max} = 0,75d = 0.920$ m \rightarrow Vyhovuje
		$< s_{max} = 0.400$ m \rightarrow Vyhovuje
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení slykem:	$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.528
rameno vnitřních sil:	$z = 0,9d =$	1.104 m
normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0.00 kN
plocha průřezu:	$A_c = b_w \cdot h =$	3.700 m ²
normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.00 MPa
	$0,25f_{cd} =$	8.50
součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	0.00
	$\alpha_{cw} =$	1.25
	$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) =$	2.50
minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta = 2,5$):	$\min(V_{Rd,max}) = \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2) =$	8545.00 kN
	$V_{Ed} =$	1200.00 kN
	$< (\min)V_{Rd,max} =$	8545.00 kN \rightarrow
		\rightarrow lze předpokládat $\cot\theta = 2,5$

návrhová únosnost svislých třmínků: $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 2172.06$ kN

$V_{Ed} = 1200.00$ kN $V_{Rd,s} = 2172.06$ kN \rightarrow Vyhovuje

- pokud $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max} \rightarrow$ rozhoduje únosnost tlakové diagonály \rightarrow nutno spočítat $\cot\theta$

- $\cot\theta$ se spočítá z podmínky $V_{Rd,s} = V_{Rd,max} \rightarrow \cot\theta = (v \cdot f_{cd} / v_{Rd,w} - 1)^{0,5}$

- zároveň musí platit podmínka $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

cot úhlu sklonu tlakové diagonály: $\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 3.23$
 $1,0 < \cot\theta = 3.23 > 2,5 \rightarrow$ Nevhovuje
 $\cot\theta = 2.50$

návrhová únosnost šikmých třmínků: $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 2172.06$ kN

návrhová únosnost tlakových diagonál: $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 8545.00$ kN

$V_{Ed} = 1200.00$ kN $V_{Rd,max} = 8545.00$ kN \rightarrow Vyhovuje

4.5. Křídla rybího přechodu

4.5.1. Smyková únosnost bez smykové výztuže

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

dílní součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_c = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

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

dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_s = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.500 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.016 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.442 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 145 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.67$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.7$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 1.34E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.003 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 3.700 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlině:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.41 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 183.30 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 185.21 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 185.21 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1983.70 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 185.21 \text{ kN} \quad /_{Rd,max} = 1983.70 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 145 \text{ kN} \quad V_{Rd,c} = 185.21 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$



5. NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE A POSOUZENÍ MSP

5.1. Základ zdi

1 Data projektu

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12
Návrhová životnost	50 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
M 1 (Nosníková deska)	2	zaklad_pod_X	85,3	✓
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
zaklad_pod_X	M 1 (Nosníková deska)	R 1	85,3	✓
zaklad_pric_Y	M 1 (Nosníková deska)	R 2	77,7	✓

3 Posouzení řezů

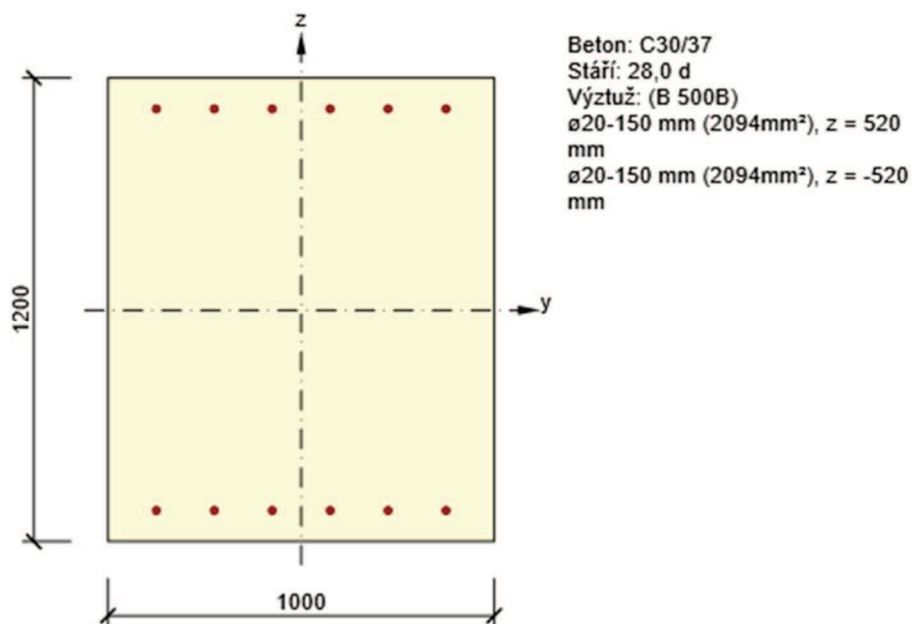
3.1 Řez zaklad_pod_X

3.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Fxx,max	28,0	35,4	✓
Fxx,min	28,0	3,4	✓
Mxx,max	28,0	19,6	✓
Mxx,min	28,0	18,4	✓
Mxy,max	28,0	39,0	✓
Mxy,min	28,0	84,4	✓
Mxy,max2	28,0	37,2	✓
Mxy,min2	28,0	83,7	✓
Vxx,max	28,0	22,6	✓
Vxx,min	28,0	37,8	✓
Fxx,max	28,0	39,3	✓
Fxx,min	28,0	3,4	✓
Mxx,max	28,0	83,3	✓
Mxx,min	28,0	82,5	✓
Mxy,max	28,0	41,4	✓
Mxy,min	28,0	85,3	✓
Mxy,max2	28,0	39,6	✓
Mxy,min2	28,0	84,7	✓
Vxx,max	28,0	19,7	✓
Vxx,min	28,0	37,1	✓

3.1.2 Kritický extrém Mxy,min

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



3.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	85,7	-812,0	0,0			85,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	85,7	-812,0	0,0			85,3	OK
Omezení napětí	57,6	-497,9	0,0			14,3	OK
Šířka trhliny	57,6	-497,9	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.2 Řez základ_pric_Y

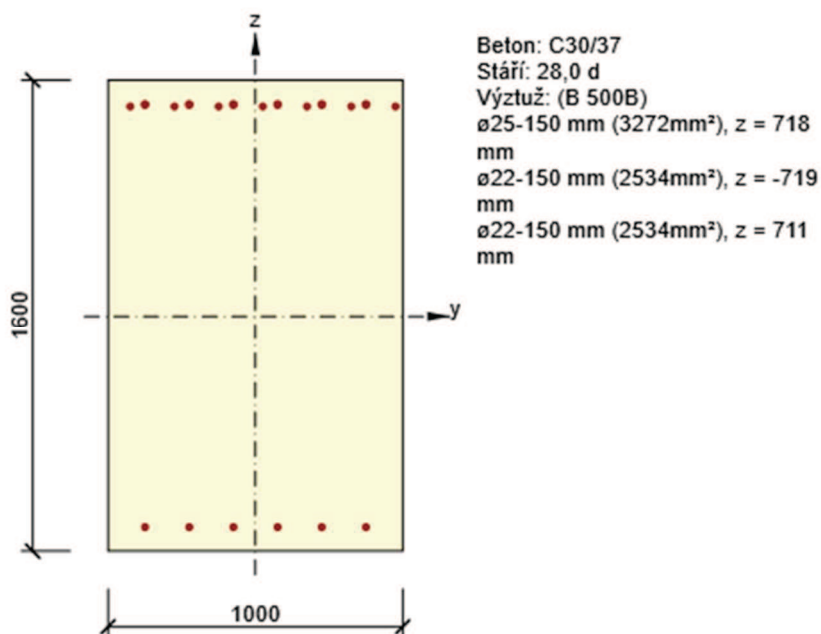
3.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Fyy,max	28,0	31,0	✓
Fyy,min	28,0	8,4	✓
Myy,max	28,0	7,3	✓
Myy,min	28,0	7,2	✓
Mxy,max	28,0	10,4	✓
Mxy,min	28,0	50,4	✓
Mxy,max2	28,0	9,0	✓
Mxy,min2	28,0	49,7	✓
Vyy,max	28,0	1,9	✓
Vyy,min	28,0	51,4	✓
Fyy,max	28,0	35,9	✓
Fyy,min	28,0	8,4	✓
Myy,max	28,0	77,7	✓
Myy,min	28,0	77,7	✓
Mxy,max	28,0	14,7	✓

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
$M_{xy,min}$	28,0	66,0	✓
$M_{xy,max2}$	28,0	13,3	✓
$M_{xy,min2}$	28,0	66,0	✓
$V_{yy,max}$	28,0	1,8	✓
$V_{yy,min}$	28,0	50,7	✓

3.2.2 Kritický extrém $M_{yy,max}$

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



3.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-122,9	-1479,0	0,0			77,7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-165,6	-2282,1	0,0			58,9	OK
Omezení napětí	-122,6	-1764,5	0,0			53,3	OK
Šířka trhliny	-122,9	-1479,0	0,0			77,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



5.2. Dřík zdi

1 DATA PROJEKTU

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12
Návrhová životnost	50 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
M 1 (Nosníková deska)	4	drik_kraj_svisl_Y	95,7	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
drik_celk_vod_X	M 1 (Nosníková deska)	R 1	69,3	✓
drik_celk_svisl_Y	M 1 (Nosníková deska)	R 2	80,9	✓
drik_kraj_vod_X	M 1 (Nosníková deska)	R 3	95,5	✓
drik_kraj_svisl_Y	M 1 (Nosníková deska)	R 4	95,7	✓

3 Posouzení řezů

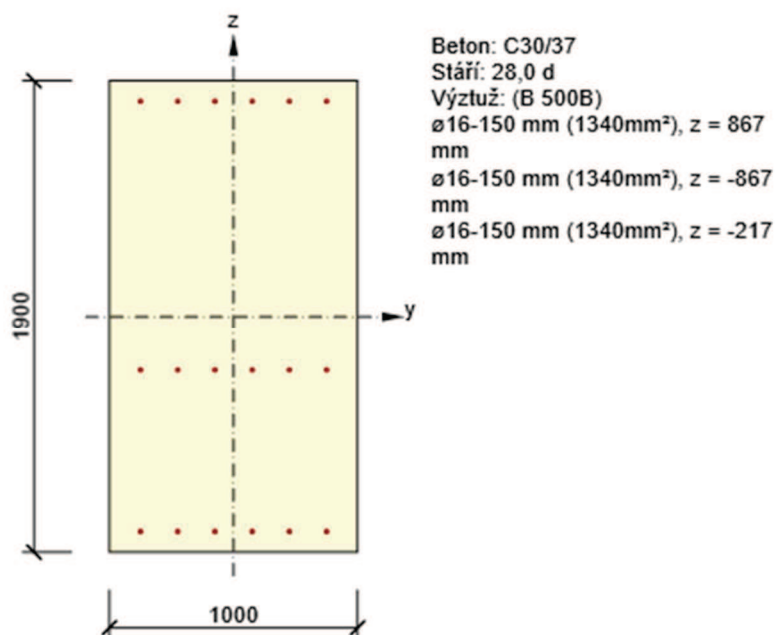
3.1 Řez drik_celk_vod_X

3.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Fxx,max	28,0	10,8	✓
Fxx,min	28,0	22,9	✓
Mxx,max	28,0	59,0	✓
Mxx,min	28,0	59,0	✓
Mxy,max	28,0	33,8	✓
Mxy,min	28,0	69,3	✓
Mxy,max2	28,0	33,8	✓
Mxy,min2	28,0	69,3	✓
Vxx,max	28,0	39,7	✓
Vxx,min	28,0	17,9	✓
Fxx,max	28,0	16,4	✓
Fxx,min	28,0	36,3	✓
Mxx,max	28,0	49,4	✓
Mxx,min	28,0	49,4	✓
Mxy,max	28,0	37,1	✓
Mxy,min	28,0	66,5	✓
Mxy,max2	28,0	37,1	✓
Mxy,min2	28,0	66,5	✓
Vxx,max	28,0	39,7	✓
Vxx,min	28,0	17,9	✓

3.1.2 Kritický extrém Mxy,min

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



3.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	1182,6	0,0			69,3	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	1182,6	0,0			69,3	OK
Omezení napětí	0,0	958,1	0,0			8,7	OK
Šířka trhliny	0,0	641,3	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.2 Řez drik_celk_svisl_Y

3.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

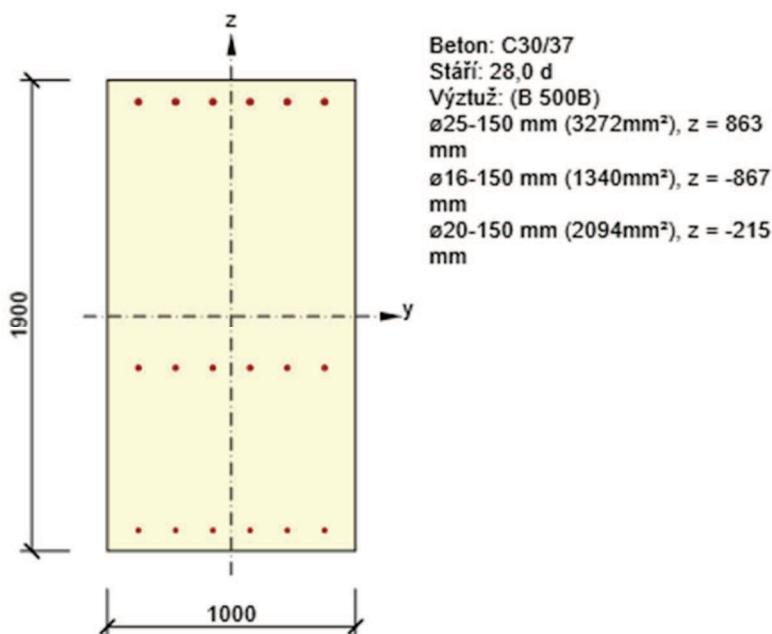
Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
F _{yy,max}	28,0	19,2	✓
F _{yy,min}	28,0	5,7	✓
M _{yy,max}	28,0	80,9	✓
M _{yy,min}	28,0	80,9	✓
M _{xy,max}	28,0	33,8	✓
M _{xy,min}	28,0	77,8	✓
M _{xy,max2}	28,0	32,5	✓
M _{xy,min2}	28,0	75,8	✓
V _{yy,max}	28,0	43,7	✓
V _{yy,min}	28,0	33,3	✓
F _{yy,max}	28,0	18,6	✓
F _{yy,min}	28,0	8,1	✓
M _{yy,max}	28,0	64,1	✓
M _{yy,min}	28,0	64,1	✓
M _{xy,max}	28,0	44,9	✓

Statický výpočet

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
$M_{xy,min}$	28,0	68,6	✓
$M_{xy,max2}$	28,0	43,6	✓
$M_{xy,min2}$	28,0	66,6	✓
$V_{yy,max}$	28,0	43,7	✓
$V_{yy,min}$	28,0	31,8	✓

3.2.2 Kritický extrém $M_{yy,max}$

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



3.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	1668,6	0,0			80,9	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	1668,6	0,0			80,9	OK
Omezení napětí	0,0	1342,9	0,0			11,9	OK
Šířka trhliny	0,0	930,7	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.3 Řez drik_kraj_vod_X

3.3.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

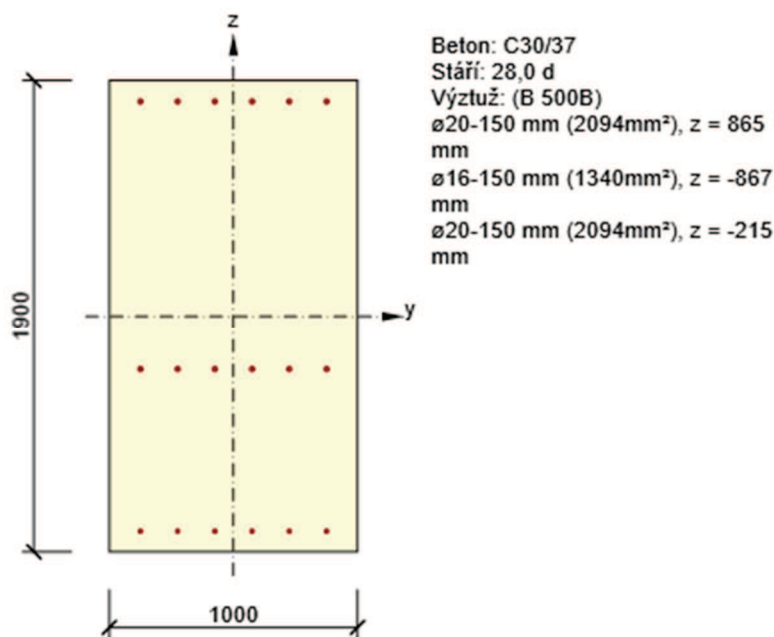
Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
$F_{xx,max}$	28,0	17,8	✓
$F_{xx,min}$	28,0	95,5	✓
$M_{xx,max}$	28,0	95,5	✓
$M_{xx,min}$	28,0	95,5	✓
$M_{xy,max}$	28,0	48,6	✓

Statický výpočet

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
$M_{xy,min}$	28,0	74,3	✓
$M_{xy,max2}$	28,0	48,6	✓
$M_{xy,min2}$	28,0	74,3	✓
$V_{xx,max}$	28,0	23,7	✓
$V_{xx,min}$	28,0	35,0	✓
$F_{xx,max}$	28,0	16,0	✓
$F_{xx,min}$	28,0	87,8	✓
$M_{xx,max}$	28,0	59,5	✓
$M_{xx,min}$	28,0	59,5	✓
$M_{xy,max}$	28,0	42,6	✓
$M_{xy,min}$	28,0	67,4	✓
$M_{xy,max2}$	28,0	42,6	✓
$M_{xy,min2}$	28,0	67,4	✓
$V_{xx,max}$	28,0	23,7	✓
$V_{xx,min}$	28,0	35,0	✓

3.3.2 Kritický extrém $F_{xx,min}$

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3



3.3.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	1968,5	0,0			95,5	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	1968,5	0,0			95,5	OK
Omezení napětí	0,0	1547,6	0,0			13,9	OK
Šířka trhliny	0,0	660,4	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Statický výpočet

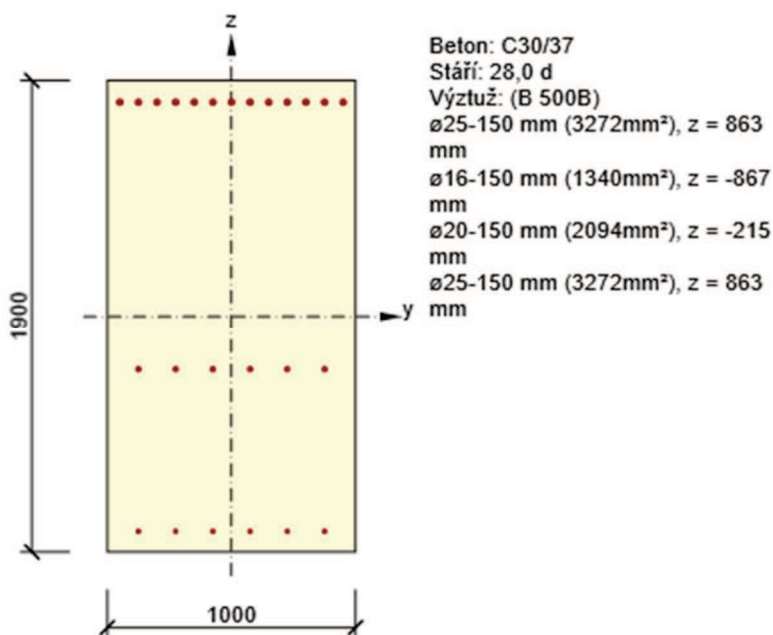
3.4 Řez drik_kraj_svisl_Y

3.4.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Fyy,max	28,0	20,6	✓
Fyy,min	28,0	20,9	✓
Myy,max	28,0	35,7	✓
Myy,min	28,0	28,1	✓
Mxy,max	28,0	12,6	✓
Mxy,min	28,0	35,3	✓
Mxy,max2	28,0	12,4	✓
Mxy,min2	28,0	35,2	✓
Vyy,max	28,0	20,6	✓
Vyy,min	28,0	4,6	✓
Fyy,max	28,0	22,9	✓
Fyy,min	28,0	22,5	✓
Myy,max	28,0	95,7	✓
Myy,min	28,0	95,7	✓
Mxy,max	28,0	17,3	✓
Mxy,min	28,0	36,8	✓
Mxy,max2	28,0	17,1	✓
Mxy,min2	28,0	36,7	✓
Vyy,max	28,0	20,6	✓
Vyy,min	28,0	4,6	✓

3.4.2 Kritický extrém Myy,max

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 4



Statický výpočet



3.4.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	0,0	-2179,6	0,0			95,7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-3454,5	0,0			62,6	OK
Omezení napětí	0,0	-2691,6	0,0			61,4	OK
Šířka trhliny	0,0	-2179,6	0,0			95,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



5.3. Konstrukce vtoku do rybího přechodu

1 DATA PROJEKTU

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12
Návrhová životnost	50 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
M 1 (Nosníková deska)	4	kridla_vod_X	89,0	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
ram_vod_X	M 1 (Nosníková deska)	R 1	87,0	✓
ram_svisl_Y	M 1 (Nosníková deska)	R 2	70,0	✓
kridla_vod_X	M 1 (Nosníková deska)	R 3	89,0	✓
kridla_svisl_Y	M 1 (Nosníková deska)	R 4	20,4	✓

3 Posouzení řezů

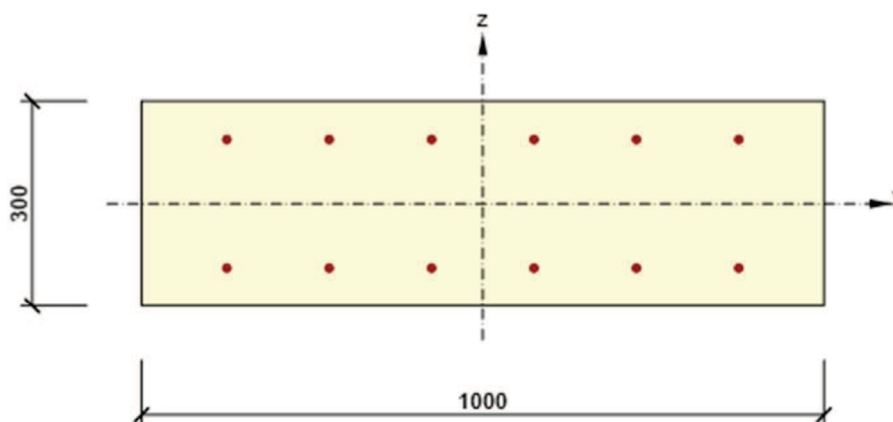
3.1 Řez ram_vod_X

3.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Fxx,max	28,0	87,0	✓
Fxx,min	28,0	9,6	✓
Mxx,max	28,0	22,1	✓
Mxx,min	28,0	22,1	✓
Mxy,max	28,0	17,6	✓
Mxy,min	28,0	17,0	✓
Mxy,max2	28,0	17,6	✓
Mxy,min2	28,0	17,0	✓
Vxx,max	28,0	61,3	✓
Vxx,min	28,0	17,6	✓
Fxx,max	28,0	87,0	✓
Fxx,min	28,0	9,6	✓
Mxx,max	28,0	61,1	✓
Mxx,min	28,0	61,1	✓
Mxy,max	28,0	17,6	✓
Mxy,min	28,0	17,0	✓
Mxy,max2	28,0	17,6	✓
Mxy,min2	28,0	17,0	✓
Vxx,max	28,0	61,3	✓
Vxx,min	28,0	17,6	✓

3.1.2 Kritický extrém Fxx,max

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 ø12-150 mm (754mm²), z = 94 mm
 ø12-150 mm (754mm²), z = -94 mm

3.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	332,4	-34,0	0,0			87,0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	332,4	-34,0	0,0			87,0	OK
Omezení napětí	279,4	-29,0	0,0			8,7	OK
Šířka trhliny	151,1	-14,5	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.2 Řez ram_svisl_Y

3.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

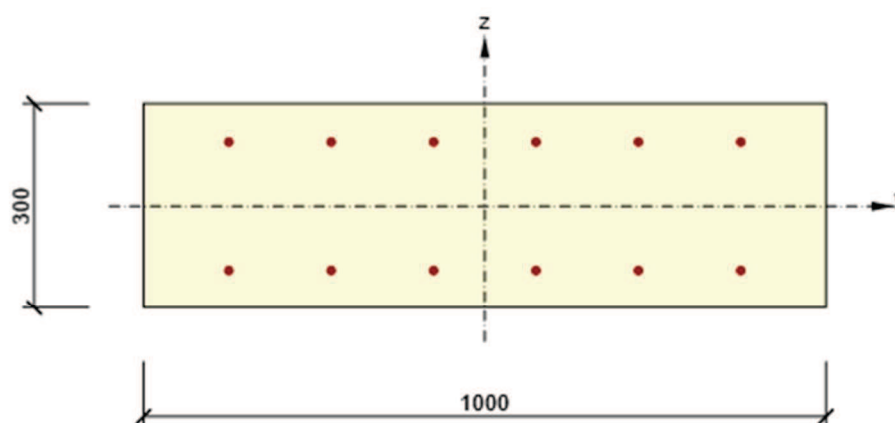
Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
F _{yy,max}	28,0	70,0	✓
F _{yy,min}	28,0	15,4	✓
M _{yy,max}	28,0	14,5	✓
M _{yy,min}	28,0	14,5	✓
M _{xy,max}	28,0	16,9	✓
M _{xy,min}	28,0	16,6	✓
M _{xy,max2}	28,0	16,9	✓
M _{xy,min2}	28,0	16,6	✓
V _{yy,max}	28,0	9,9	✓
V _{yy,min}	28,0	28,9	✓
F _{yy,max}	28,0	70,0	✓
F _{yy,min}	28,0	15,4	✓
M _{yy,max}	28,0	19,0	✓
M _{yy,min}	28,0	19,0	✓
M _{xy,max}	28,0	16,9	✓

Statický výpočet

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
$M_{xy,min}$	28,0	16,6	✓
$M_{xy,max2}$	28,0	16,9	✓
$M_{xy,min2}$	28,0	16,6	✓
$V_{yy,max}$	28,0	9,9	✓
$V_{yy,min}$	28,0	8,9	✓

3.2.2 Kritický extrém $F_{yy,max}$

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 $\varnothing 12-150 \text{ mm}$ (754 mm^2), $z = 94 \text{ mm}$
 $\varnothing 12-150 \text{ mm}$ (754 mm^2), $z = -94 \text{ mm}$

3.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	355,6	-15,1	0,0			70,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	355,6	-15,1	0,0			70,0	OK
Omezení napětí	299,5	-13,1	0,0			6,3	OK
Šířka trhliny	160,3	-5,8	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.3 Řez křídla_vod_X

3.3.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

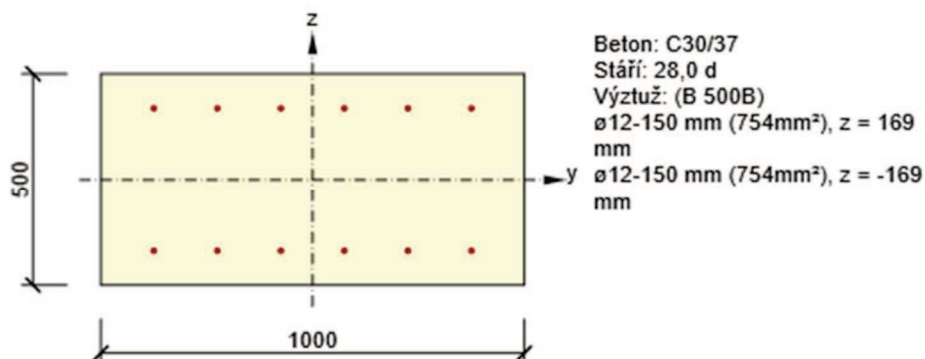
Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
$F_{xx,max}$	28,0	89,0	✓
$F_{xx,min}$	28,0	8,2	✓
$M_{xx,max}$	28,0	0,8	✓
$M_{xx,min}$	28,0	0,8	✓
$M_{xy,max}$	28,0	21,8	✓

Statický výpočet

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
M _{xy,min}	28,0	20,5	✓
M _{xy,max2}	28,0	21,8	✓
M _{xy,min2}	28,0	20,5	✓
V _{xx,max}	28,0	6,7	✓
V _{xx,min}	28,0	13,9	✓
F _{xx,max}	28,0	89,0	✓
F _{xx,min}	28,0	8,2	✓
M _{xx,max}	28,0	21,7	✓
M _{xx,min}	28,0	21,7	✓
M _{xy,max}	28,0	21,8	✓
M _{xy,min}	28,0	20,5	✓
M _{xy,max2}	28,0	21,8	✓
M _{xy,min2}	28,0	20,5	✓
V _{xx,max}	28,0	6,7	✓
V _{xx,min}	28,0	13,9	✓

3.3.2 Kritický extrém F_{xx,max}

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3



3.3.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	309,8	-66,2	0,0			89,0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	309,8	-66,2	0,0			89,0	OK
Omezení napětí	248,0	-56,0	0,0			5,7	OK
Šířka trhliny	177,0	-27,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Statický výpočet

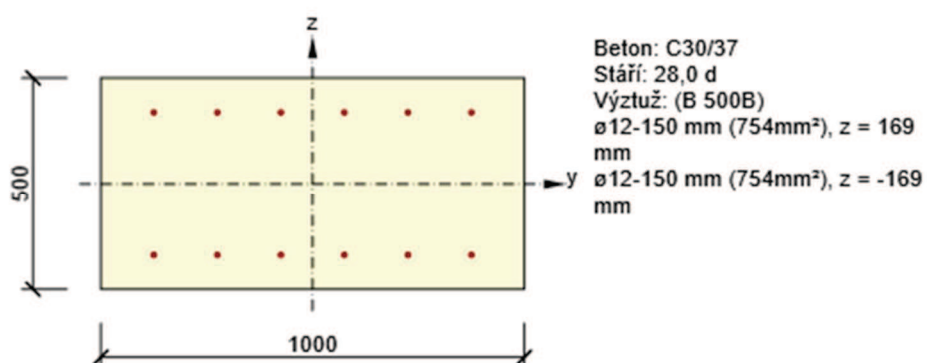
3.4 Řez kridla_svisl_Y

3.4.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Fyy,max	28,0	20,4	✓
Fyy,min	28,0	5,9	✓
Myy,max	28,0	10,2	✓
Myy,min	28,0	10,2	✓
Mxy,max	28,0	19,3	✓
Mxy,min	28,0	18,6	✓
Mxy,max2	28,0	19,3	✓
Mxy,min2	28,0	18,6	✓
Vyy,max	28,0	18,6	✓
Vyy,min	28,0	3,5	✓
Fyy,max	28,0	20,4	✓
Fyy,min	28,0	5,9	✓
Myy,max	28,0	5,9	✓
Myy,min	28,0	5,9	✓
Mxy,max	28,0	19,3	✓
Mxy,min	28,0	18,6	✓
Mxy,max2	28,0	19,3	✓
Mxy,min2	28,0	18,6	✓
Vyy,max	28,0	18,6	✓
Vyy,min	28,0	3,5	✓

3.4.2 Kritický extrém Fyy,max

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 4



Statický výpočet



3.4.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	60,7	-17,7	0,0			20,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	60,7	-17,7	0,0			20,4	OK
Omezení napětí	55,4	-15,7	0,0			1,5	OK
Šířka trhliny	24,7	-9,6	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

6. NÁVRH VÝZTUŽE PILOT

6.1. Primární pilota (dl. 4,0 m)

1 Data projektu

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12
Návrhová životnost	50 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
primarni pilota	M 1 (Nosník)	R 1	89,4	✓

3 Posouzení řezů

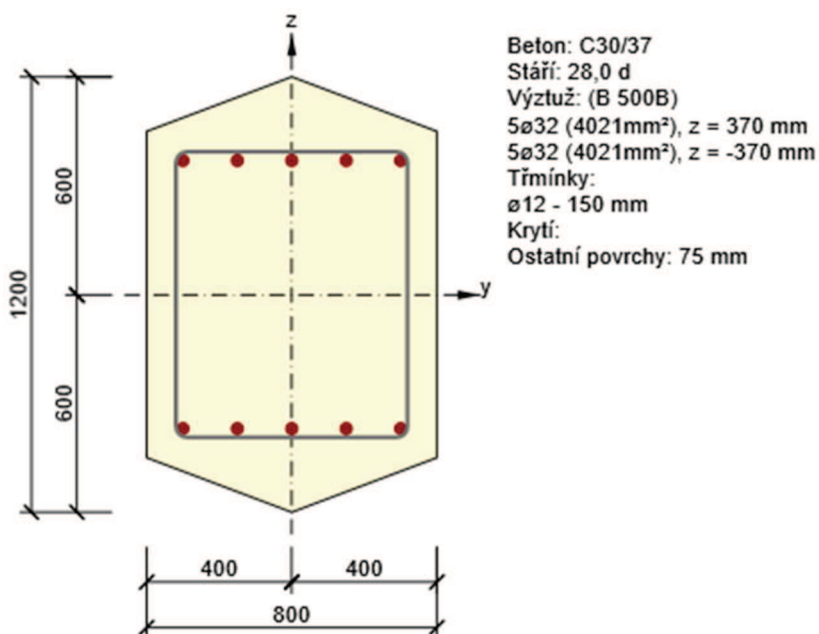
3.1 Řez primarni pilota

3.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
Nmax	28,0	86,8	✓
Nmin	28,0	34,9	✓
Mmax,Hmax	28,0	89,4	✓

3.1.2 Kritický extrém Mmax,Hmax

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1





3.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-745,9			423,1	0,0	89,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-745,9	-947,3	0,0			45,2	OK
Smyk	-745,9			423,1	0,0	89,4	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-745,9	-947,3	0,0	423,1	0,0	82,2	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

6.2. Sekundární pilota (dl. 10,0 m)

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2

Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

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 [-]


Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	


Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída F6		19,70	0,40


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

Statický výpočet

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	Třída F6		-	12,00	21,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	δ [°]	K [–]	c_u [kPa]	α [–]
1	Třída F6		-	-	-	50,00	1,00

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Třída F6		19,00

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,20$ mDélka $l = 10,00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky


Plocha $A = 1,13E+00$ m²Moment setrvačnosti $I = 1,02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0,00$ mHloubka upraveného terénu $h_z = 0,00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F6	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_Nmax	Návrhové	1528,20	112,25	0,00	0,00	405,18
2	Ano		MSU_Nmin	Návrhové	988,25	319,90	0,00	0,00	103,91
3	Ano		MSU_Hmax_Mmax	Návrhové	1526,84	2481,50	0,00	0,00	722,19

Hladina podzemní vody

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

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Statický výpočet



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU_Nmax)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1713,60$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 462,67$ kN

Únosnost piloty $R_c = 2176,27$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1528,20$ kN

$R_c = 2176,27$ kN > $1528,20$ kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-6.46	10.60	414.94	-103.91	2481.50
0.50	8.88	-5.75	10.21	368.72	-71.40	2782.69
1.00	8.88	-5.07	9.78	324.34	-42.60	2973.21
1.50	8.88	-4.41	9.33	281.91	-17.36	3066.39
2.00	8.88	-3.79	8.87	241.51	59.34	3074.94
2.50	8.88	-3.20	8.41	203.14	192.63	3010.99
3.00	8.88	-2.63	7.97	166.75	303.50	2886.04
3.50	8.88	-2.10	7.56	132.27	393.12	2711.02
4.00	8.88	-1.59	7.17	99.59	462.59	2496.28
4.50	8.88	-1.11	6.82	68.54	512.95	2251.62
5.00	8.88	-0.65	6.50	38.99	545.14	1986.36
5.50	8.88	-0.21	6.22	18.26	560.00	1709.36
6.00	8.88	1.84	5.99	8.35	558.27	1429.12
6.50	8.88	4.79	5.80	-1.29	540.56	1153.76
7.00	8.88	7.65	5.65	-8.98	507.39	891.13
7.50	8.88	10.44	5.53	-12.41	459.16	648.87

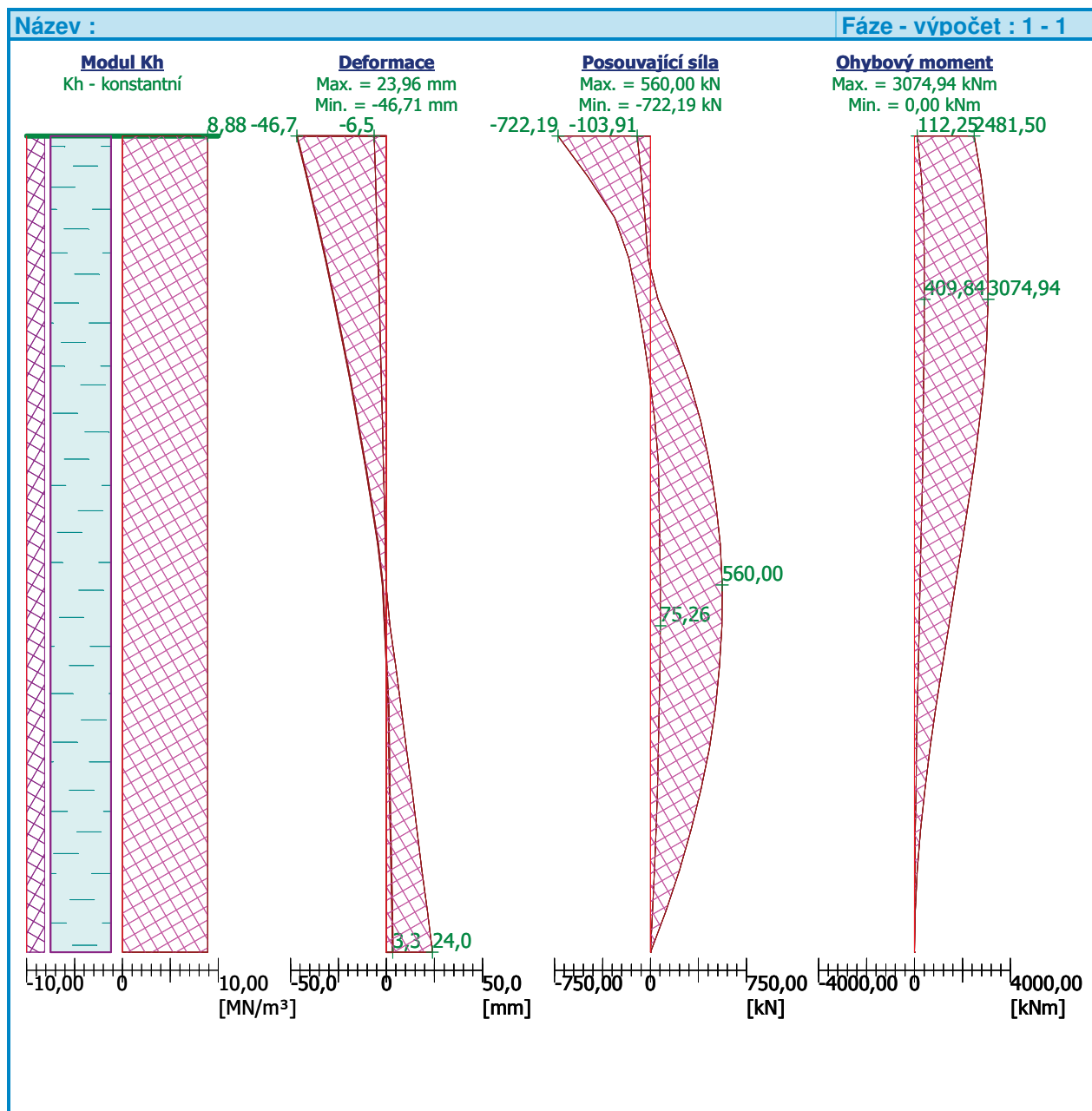
Statický výpočet



Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
8.00	8.88	13.19	5.45	-15.79	396.19	434.43
8.50	8.88	15.90	5.40	-19.13	318.68	255.11
9.00	8.88	18.59	5.37	-22.44	226.77	118.15
9.50	8.88	21.27	5.36	-25.74	120.53	30.73
10.00	8.88	23.96	5.36	-29.04	0.00	-0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-46.71	1.44	57.35	-722.19	112.25
0.50	8.88	-41.51	1.39	51.05	-487.18	292.76
1.00	8.88	-36.51	1.34	44.99	-279.36	391.92
1.50	8.88	-31.74	1.28	39.19	-168.98	406.76
2.00	8.88	-27.19	1.22	33.66	-106.33	409.84
2.50	8.88	-22.87	1.15	28.40	-51.38	402.81
3.00	8.88	-18.77	1.10	23.40	-3.89	387.26
3.50	8.88	-14.89	1.04	18.66	36.42	364.69
4.00	8.88	-11.21	0.99	14.16	61.05	336.51
4.50	8.88	-7.72	0.94	9.88	68.25	304.07
5.00	8.88	-4.39	0.90	5.80	72.95	268.67
5.50	8.88	-2.06	0.86	1.90	75.25	231.52
6.00	8.88	-0.94	0.83	-16.36	75.26	193.80
6.50	8.88	0.15	0.80	-42.53	73.06	156.63
7.00	8.88	1.01	0.78	-67.93	68.72	121.10
7.50	8.88	1.40	0.77	-92.74	62.30	88.26
8.00	8.88	1.78	0.76	-117.12	53.84	59.14
8.50	8.88	2.15	0.75	-141.21	43.36	34.75
9.00	8.88	2.53	0.74	-165.13	30.89	16.11
9.50	8.88	2.90	0.74	-188.98	16.44	4.19
10.00	8.88	3.27	0.74	-212.79	-0.00	-0.00





Název :

Fáze - výpočet : 1 - 1

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 46,7 mm
Max.posouvající síla = 722,19 kN
Maximální moment = 3074,94 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 20 ks profil 32,0 mm; krytí 100,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení $\rho = 1,422 \% > 0,250 \% = \rho_{\min}$
Zatížení : $N_{Ed} = -1526,84$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 3074,94$ kNm
Únosnost : $N_{Rd} = -1737,00$ kN; $M_{Rd} = 3498,18$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**Posouzení na smyk**

Smyková výztuž - profil 12,0 mm; vzdálenost 50,0 mm
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 849,71$ kN $> 722,19$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

7. Stabilita zemní hráze

Výpočet stability svahu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

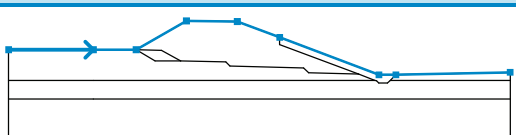
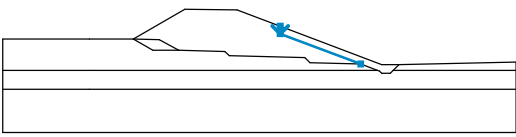
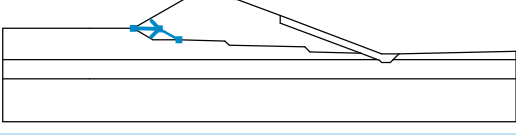
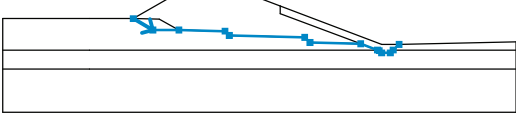
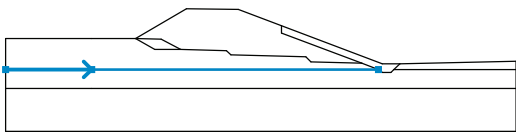
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 smyk. ploše :		$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]		

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	7,63	0,00	7,63	5,05	7,63
		10,96	11,07	16,96	10,99	21,94	9,11
		33,65	4,67	35,65	4,67	49,10	4,95
2		21,94	9,11	21,94	8,25	31,23	4,74
3		5,05	7,63	8,04	7,57	10,29	6,32
4		5,05	7,63	7,29	6,32	10,29	6,32
		15,59	6,19	16,08	5,70	24,76	5,48
		25,36	4,88	31,23	4,74	33,18	4,00
		33,37	3,93	33,65	3,67	34,65	3,67
		34,98	4,00	35,65	4,67		
5		-10,00	4,00	0,00	4,00	33,18	4,00

Statický výpočet



Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		34,98	4,00	49,10	4,00		
7		-10,00	1,80	0,00	1,80	49,10	1,79

Parametry zemin**Těleso hráze**

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 8,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Souč. redukce poč. pór. tlaku : $X = 1,00$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Souč. redukce poč. pór. tlaku : $X = 1,00$

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 8,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Souč. redukce poč. pór. tlaku : $X = 1,00$

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

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 16,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Souč. redukce poč. pór. tlaku : $X = 1,00$

Filtr

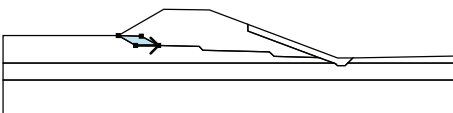

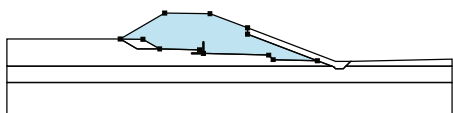

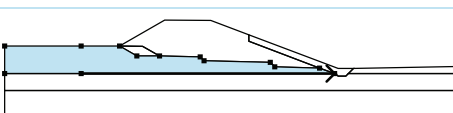

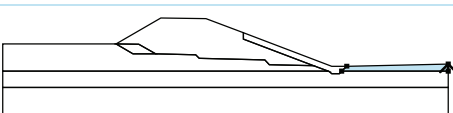

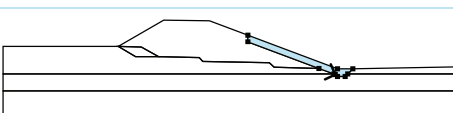

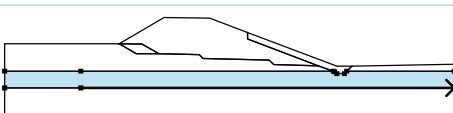

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Souč. redukce poč. pór. tlaku : $X = 1,00$

Statický výpočet

Opevnění svahu

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 38,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Souč. redukce poč. pór. tlaku : $X = 1,00$

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		7,29	6,32	10,29	6,32	Filtr 
		8,04	7,57	5,05	7,63	
2		15,59	6,19	16,08	5,70	Těleso hráze 
		24,76	5,48	25,36	4,88	
		31,23	4,74	21,94	8,25	
		21,94	9,11	16,96	10,99	
		10,96	11,07	5,05	7,63	
		8,04	7,57	10,29	6,32	
3		0,00	4,00	33,18	4,00	Třída S5 
		31,23	4,74	25,36	4,88	
		24,76	5,48	16,08	5,70	
		15,59	6,19	10,29	6,32	
		7,29	6,32	5,05	7,63	
		0,00	7,63	-10,00	7,63	
		-10,00	4,00			
4		49,10	4,00	49,10	4,95	Třída S5 
		35,65	4,67	34,98	4,00	
5		33,18	4,00	33,37	3,93	Opevnění svahu 
		33,65	3,67	34,65	3,67	
		34,98	4,00	35,65	4,67	
		33,65	4,67	21,94	9,11	
		21,94	8,25	31,23	4,74	
6		0,00	1,80	49,10	1,79	Třída G3, ulehlá 
		49,10	4,00	34,98	4,00	
		34,65	3,67	33,65	3,67	
		33,37	3,93	33,18	4,00	
		0,00	4,00	-10,00	4,00	
		-10,00	1,80			



Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
7		0,00	1,80	-10,00	1,80	Třída F6, konzistence pevná, $S_r > 0,8$
		-10,00	-3,21	49,10	-3,21	
		49,10	1,79			

Stabilizační piloty

Číslo	Bod		Délka l [m]	Vzdáleno st pilot b [m]	Průřez [m]	Únosnost piloty			
	x [m]	z [m]				Průběh po délce piloty	Maximáln í únosnost V_u [kN]	Gradient K [-]	Směr pasivní síly
1	26,38	7,43	7,33	0,40	$s_x = 0,01$; $s_y = 0,40$	lineární	635,00	1,00	kolmo na pilotu

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 12,50	l = 3,00		0,00	q, q_1 , f, F	q ₂	jednotka
								25,00		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	Vozidlo 40 t

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	6,79	7,51	6,85	9,25	7,61
		11,10	8,31	13,00	8,91	15,34	9,51
		17,13	9,89	18,60	10,27	49,10	10,27

Nastavení výpočtu fáze

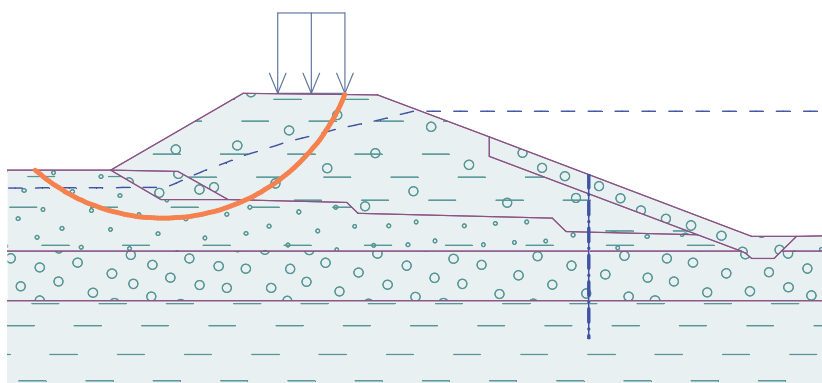
Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1 (fáze 1)

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	7,40 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-41,18 [°]	
	z =	14,17 [m]		$\alpha_2 =$	68,67 [°]	
Poloměr :	R =	8,69 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						



Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 327,17 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 540,34 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 2843,12 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 4268,70 \text{ kNm/m}$

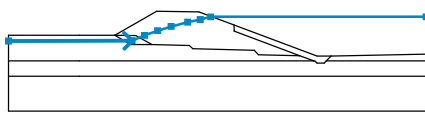
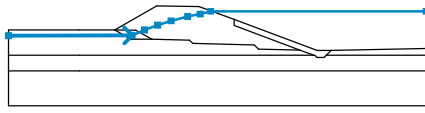
Využití : 66,6 %

Stabilita svahu dle mezních stavů VYHOVUJE
(vzdušná strana - stupeň bezpečnosti 2,06)

Vstupní data (Fáze budování 2)

Voda

Typ vody : Prudké snížení HPV

Rozhraní	Umístění hladiny	Souřadnice bodů hladiny [m]					
		x	z	x	z	x	z
Původní HPV		-10,00	6,79	7,51	6,85	9,25	7,61
		11,10	8,31	13,00	8,91	15,34	9,51
		17,13	9,89	18,60	10,27	49,10	10,27
HPV		-10,00	5,30	49,10	5,30		

Nastavení výpočtu fáze

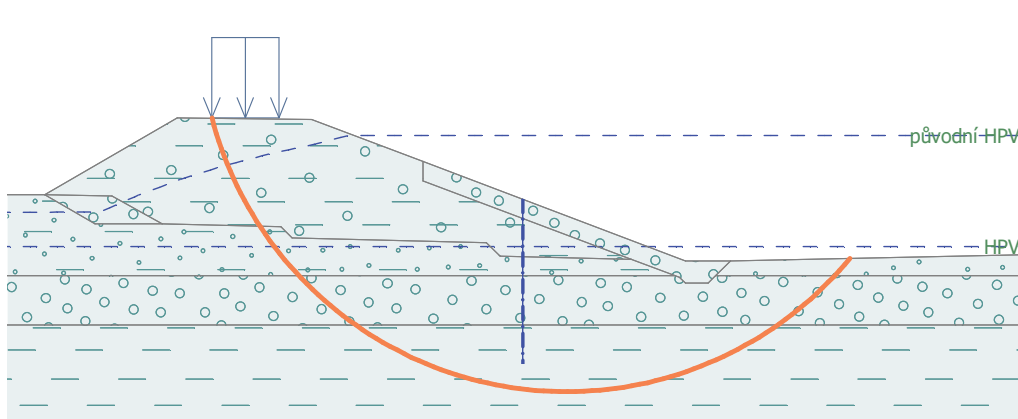
Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 2)

Výpočet 1 (fáze 2)

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	28,34 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-75,38 [°]
	z =	15,18 [m]		$\alpha_2 =$	50,53 [°]
Poloměr :	R =	16,36 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					



Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 1042,61 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 1653,24 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 17057,16 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 24588,18 \text{ kNm/m}$

Využití : 69,4 %

Stabilita svahu dle mezních stavů VYHOVUJE
(návodní strana - stupeň bezpečnosti 2,18)

Statický výpočet



8. Závěr

Nábřežní zeď a vývar byly posouzeny v nejhorších řezech, ve kterých byla navržena betonářská výztuž. Konstrukce vyhoví požadovaným zatížením.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil