





OBJEDNATEL		POVODÍ MORAVY, s. p. Dřevařská 11, 601 75, Brno ZÁVOD HORNÍ MORAVA U Dětského domova 263, 772 11, Olomouc
------------	---	--

ZHOTOVITEL	SDRUŽENÍ DPB + VALBEK		
	DOPRAVOPROJEKT BRNO a.s. Kounicova 271/13, 602 00 BRNO	VALBEK, spol. s r.o. Děčínská 717/21, 400 03 Ústí n. L.	

D.1.4

PDPS 2017

ŘEDITEL ATELIÉRU	ING. VLADIMÍR NAVRÁTIL	 Děčínská 717/21, 400 03 Ústí n. L.	
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU	ING. PETR HUSÁK		
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	ING. RADEK NAVRÁTIL		
VYPRACOVAL	ING. RADEK NAVRÁTIL		
KONTROLOVAL	ING. JAROMÍR DRAŠAR		
NÁZEV AKCE BEČVA, HRANICE - PPO MĚSTA BEČVA, JEZ HRANICE - ZKAPACITNĚNÍ JEZU A RYBÍ PŘECHOD		DATUM	04/2017
		FORMÁT	-
		MĚŘÍTKO	-
		Č. ZAKÁZKY	14-041-A1-DSP
		ÚČEL	PDPS
NÁZEV ČÁSTI STATICKÝ VÝPOČET		Č. SOUPRAVY	Č. PŘÍLOHY D.1.4.32

**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 nového jezového pole

1. Výpočetní model a fáze výstavby	3
2. Popis zatížení a materiálů	11
3. Návrh mikropilot	13
4. Deformace a konsolidace	19
5. Napětí v základové spáře	22
6. Vnitřní síly v mikropilotách	23
7. Závěr	26

2. Část - Zatížení teplotou

1. Výpočetní model	3
2. Materiálové vlastnosti	4
3. Okrajové podmínky podloží a na rubu břehových pilířů	5
4. Teplota půdy a betonu v různé hloubce	5
5. Zatížení teplotou	9
6. Vyhodnocení napětí	11
7. Posouzení spáry nové konstrukce "práh-pilíř"	16
8. Závěr	19

3. 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



4. Část - Návrh výztuže

1. Výpočetní model	3
2. Popis zatěžovacích stavů	6
3. Kombinace	16
4. Spřažení dobetonávky se stávajícím pilířem	17
5. Přepadové těleso	20
6. Dobetonávka pilíře	24
7. Nový pilíř	32
8. Posouzení napětí	38
9. Tlačené kotevní oblasti	40
10. Tažené kotevní oblasti	51
11. Závěr	59



0. ÚVOD

0.1. Stručný popis stávající konstrukce jezu

Trvalý, pohyblivý, betonový jez o dvou polích. Konstrukce pohyblivého jezu je tvořena masivní spodní stavbou, rozdělenou jezovými pilíři na jednotlivá jezová pole, hrazená pohyblivými segmentovými uzávěry. Přelivná plocha má zaoblený proudnicový tvar. Součástí pravobřežního pilíře je malá vodní elektrárna, zavázání jezu do břehu je provedeno pomocí dilatovaných břehových zdí. Dilatace spodní stavby jezu je pod středním pilířem, který s oběma dilatačními celky pevně spojen. Založení jezu a nábrežních zdí je provedeno přibližně ve stejné výškové úrovni. V předním zhlaví jezových pilířů jsou umístěny drážky provizorního hrazení. Konstrukce vývaru je od jezového tělesa dilatovaná.

Základové bloky jsou děleny dilatační sparou v místě středního pilíře, který je s nimi tuze spojen armaturou. Dilatační blok pravého jezového pole s elektrárnou je 30,35m a levého jezového pole 19,75 m. Všechny břehové zdi jsou dilatované od konstrukce jezu a elektrárny. Střední pilíř byl zhotoven až po kompletním vybetonování obou bloků.

0.2. Stručný popis rozšíření konstrukce jezu

Rozšíření jezu o nové jezové pole je navrženo v souladu s parametry a vzhledem stávajících dvou polí. Rozšíření spočívá v demolici stávajících levobřežních nábrežních zdí, rozšířením stávajícího levobřežního pilíře o 0,7 m (nově bude střední) a zhotovení nového přepadového tělesa a levobřežního pilíře. Základ přepadového tělesa je navržen se šikmou základovou sparou, třetí pole bude dilatováno v místě základu pod rozšiřovaným pilířem. Horní zhlaví rozšiřovaného pilíře bude upraveno do tvaru půlelipsy. Nově budou dilatační bloky pravého jezového pole s elektrárnou 30,35m a levého jezového pole 19,75 m, rozšířeny o třetí dilatační blok nového pole 19,20 m. Světlost nového pole bude, stejně jako u předchozích dvou, 16,0 m. Výška přepadové hrany bude na kótě 240,00 m n.m. Bvp. Šířka rozšiřovaného pilíře bude 3,2 m, šířka nového levobřežního pilíře 2,5 m. Pro uložení nosníků přemostění budou na úložných prazích zhotoveny podložiskové bločky.

Před výstavbou nového pole bude provedeno zajištění stability stávajícího levobřežního pilíře, na který se bude nové pole napojovat. Použití klasické tryskové injektáže není v jílech vhodné, proto bylo navrženo podchycení základu rozšiřovaného stávajícího levobřežního pilíře mikropilotami. Mikropiloty jsou navrženy samozávrtné, předtížené a v hlavě ukotvené ke konstrukci pilíře.

Spodní stavba nového pole bude v místě rozšiřovaného návodního pilíře založena rovněž na řadě předtížených mikropilot. Mikropiloty jsou navrženy zejména pro omezení sedání vlivem výstavby třetího pole. Pro omezení sedání a tím i naklonění třetího pole, jsou předtížené mikropiloty navrženy i pod novým levobřežním pilířem. Aby se zamezilo vnesení druhotných zatížení od výstavby nového pole do stávající konstrukce, bude přepadové těleso od stávajícího pilíře dilatováno. Rozšíření pilíře nad dilatační sparou, které bude spřaženo se stávající konstrukcí i s novým přepadovým tělesem, bude zhotoveno až po vybetonování přepadového tělesa a části nového levobřežního pilíře. Polohy ložných (pracovních) spar při betonáži budou voleny s ohledem na výkon betonárky, vybrání pro uložení čepů segmentů, výklenky pro uložení nosníků provizorního hrazení, úložného prahu mostu apod. Cementy budou použity pouze s nízkým hydratačním teplem a tomu bude přizpůsobena i maximální velikost betonovaných celků.

V pilířích budou vynechány výklenky pro umístění technologie jezu. Segmentové uzávěry budou ve všech polích zhotoveny nové, stejného typu. Definitivní vyrovnání, ukotvení a zalití bočních štítů se provede až po montáži segmentů. Dále budou v pilířích provedeny kabelové trasy a kotevní prvky, pro



technologická zařízení a kabeláž. Výklenky pro osazení provizorního hrazení budou kopírovat řešení ve stávajících polích.

0.3. Obsah statického výpočtu

Konstrukce jezu 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 různé druhy zatížení a výstavbu nového jezového pole, 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 nového jezového pole

V této části je řešeno založení nového jezového pole a podchycení stávajícího jezového pilíře v průběhu výstavby.

2. Část - Zatížení teplotou

V této části je řešen vliv zatížení teplotou s ohledem na rozšíření jezu o třetí pole.

3. Část - Hydratační teplo

V této části je řešen vliv hydratačního tepla, při betonáži masivní konstrukce přepadového tělesa a jezových pilířů.

4. Část - Návrh výztuže

V této části je řešen návrh betonářské výztuže a posouzení lokálních oblastí v místě ukotvení technologie.

1. část

Založení nového jezového pole

**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
Dokumentace pro stavební povolení**



OBSAH

1. Výpočetní model a fáze výstavby.....	3
2. Popis zatížení a materiálů	11
3. Návrh mikropilot	13
4. Deformace a konsolidace.....	19
5. Napětí v základové spáře	22
6. Vnitřní síly v mikropilotách	23
7. Závěr.....	26

1. Výpočetní model a fáze výstavby

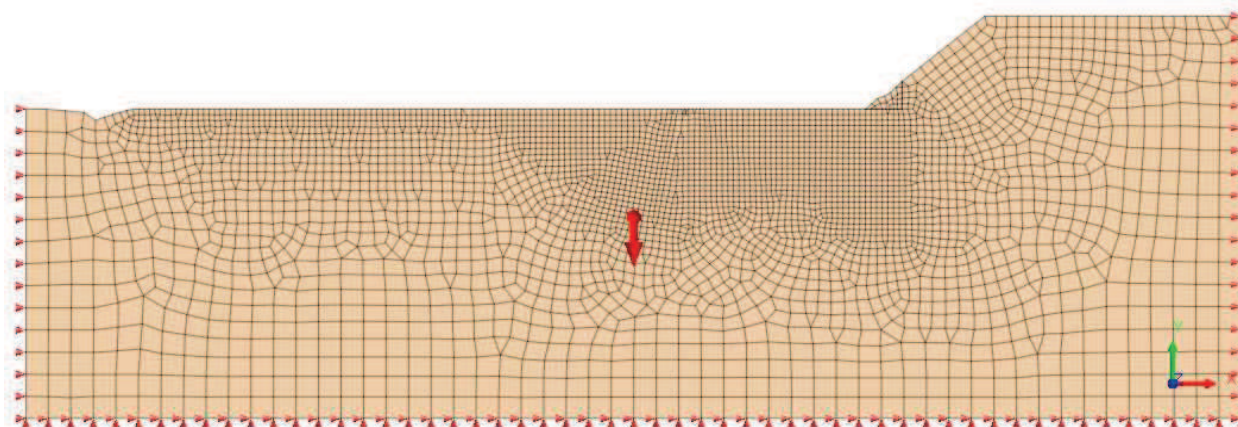
1.1. Výpočetní model

Konstrukce je řešena metodou konečných prvků za předpokladu materiálové nelinearity. Geometrická nelinearita není vzhledem k masivní konstrukci uvažována (teorie I. řádu). Výpočetní model zohledňuje fáze výstavby a jeho výsledkem jsou deformace, napětí a vnitřní síly. Dále byla posouzena, s ohledem na změnu zatížení, i konsolidace podloží.

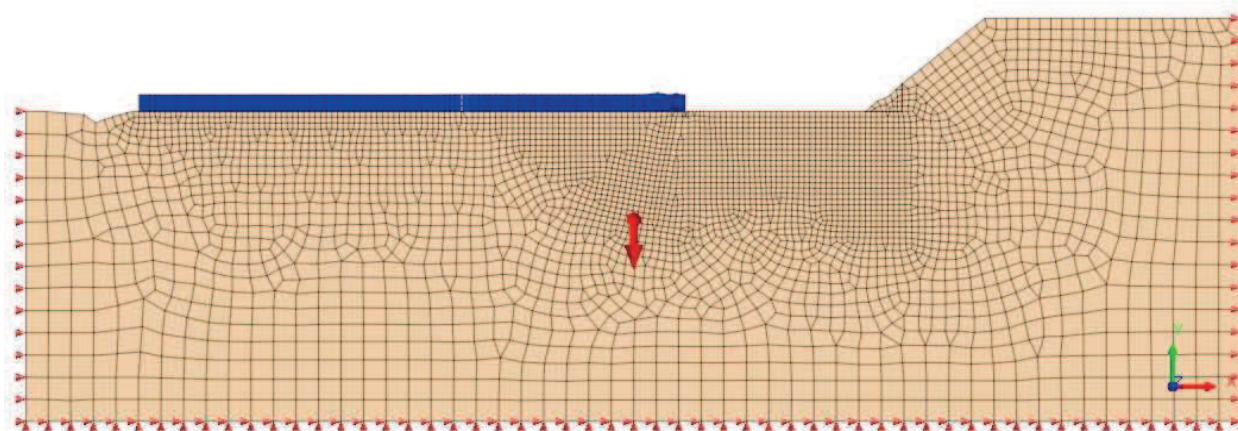
1.2. Fáze výstavby

1.2.1. Zhotovení stávajícího jezu (zjednodušený postup - odhad)

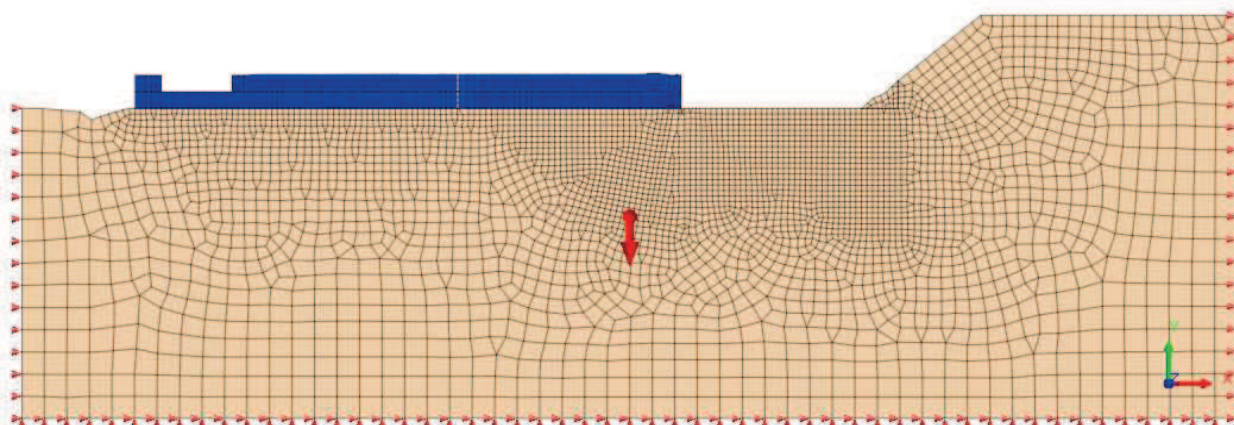
Stavební jáma



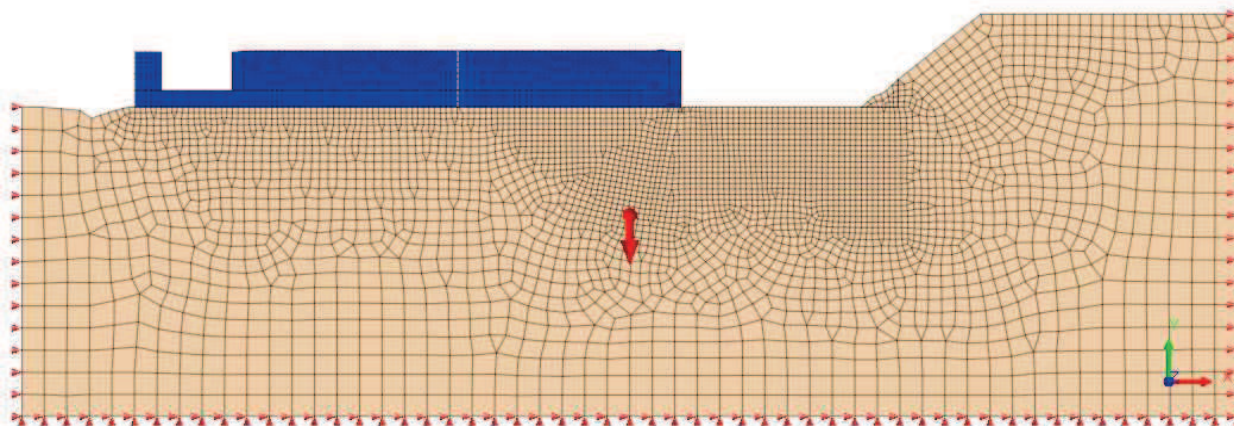
Betonáž jezu



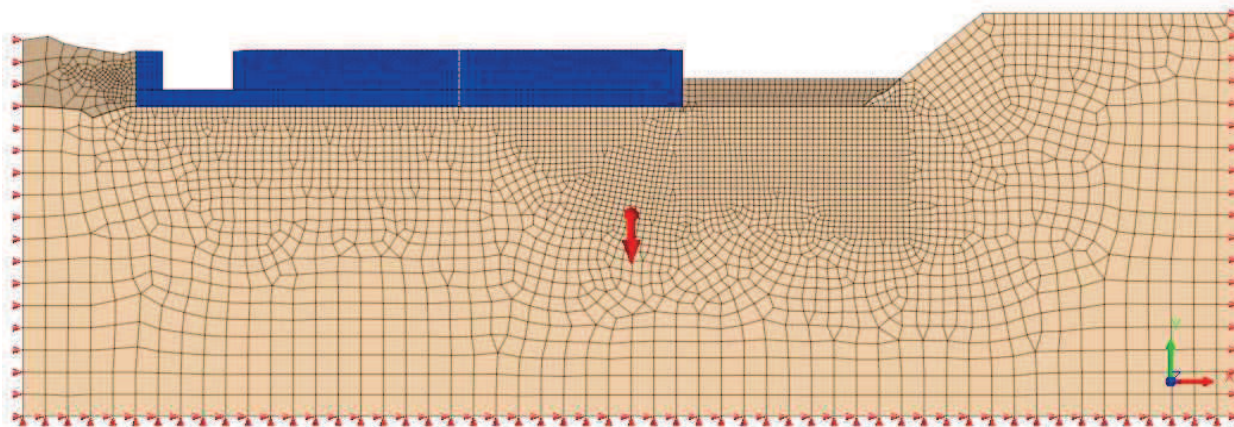
Betonáž jezu



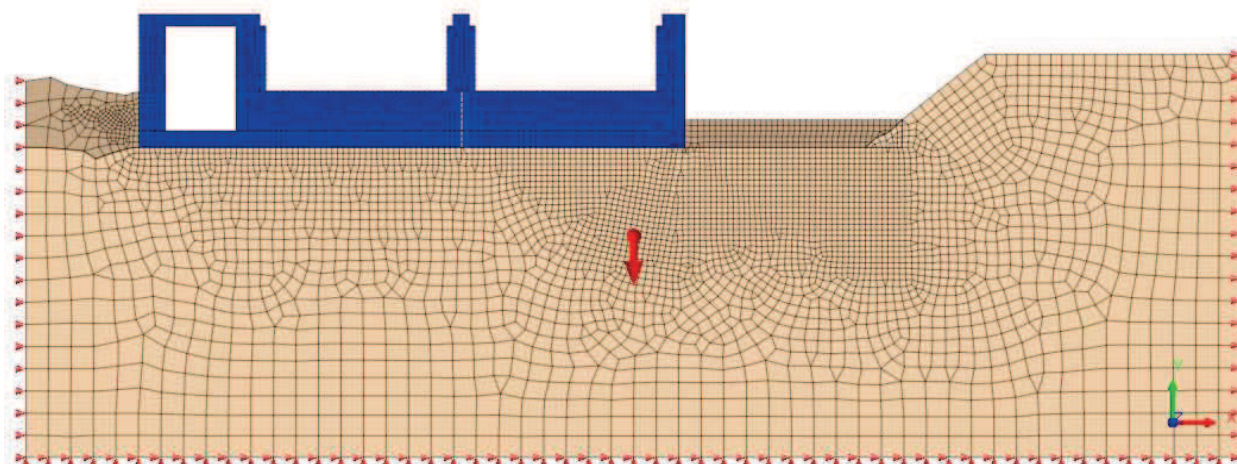
Betonáž jezu



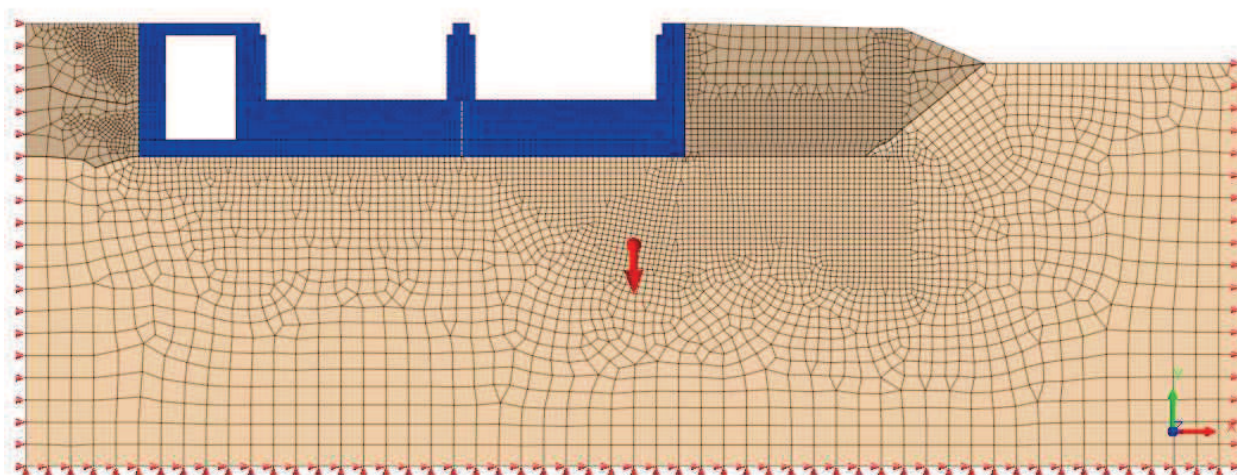
Zásypy



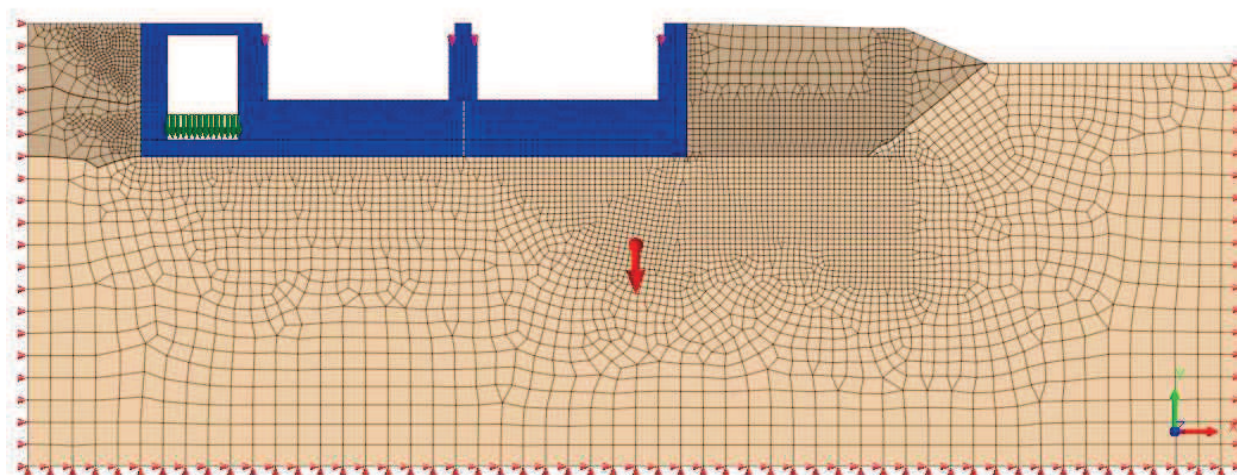
Betonáž jezu



Zásypy

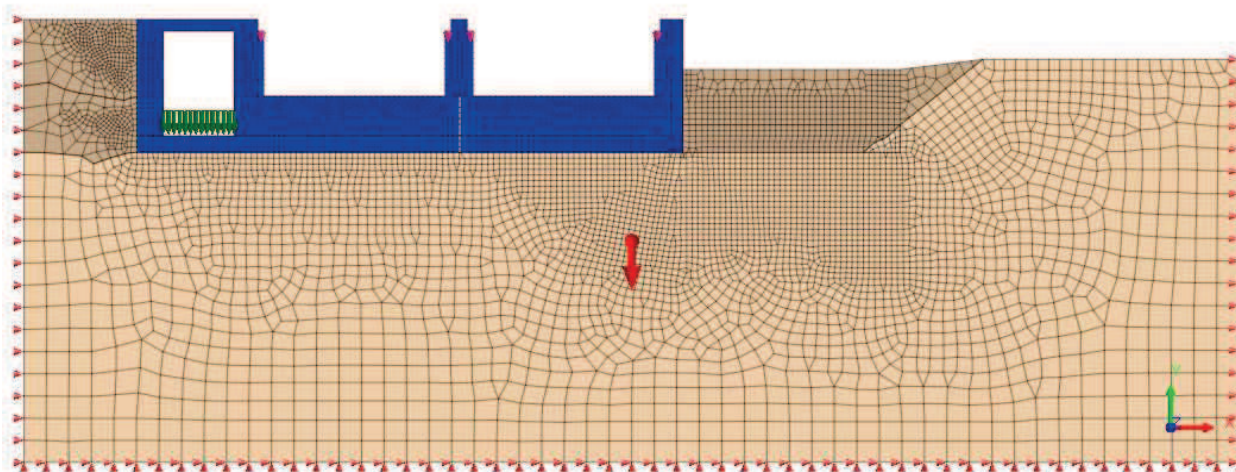


Mostní konstrukce, vodní elektrárna

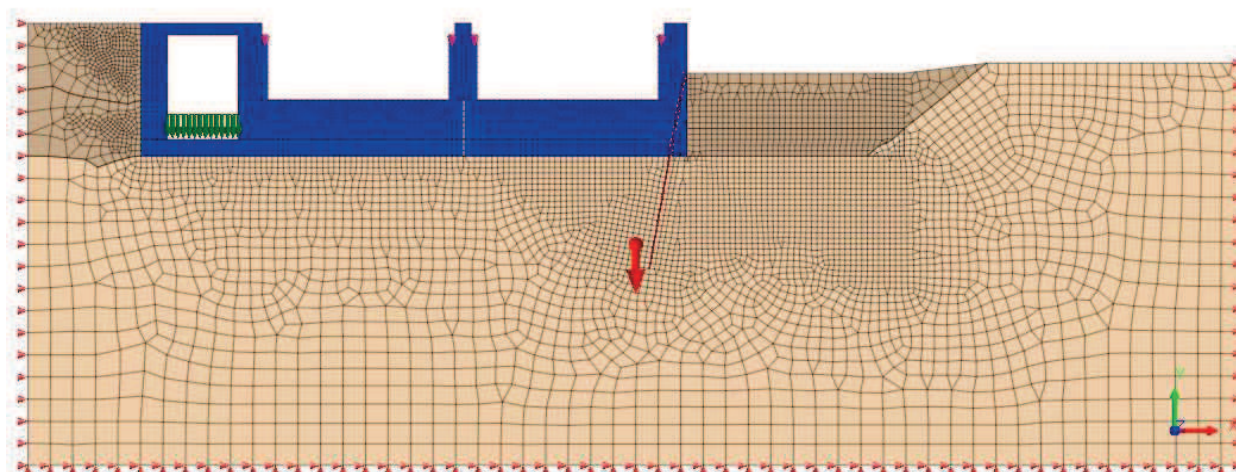


1.2.2. Rozšíření jezu (zjednodušený postup - odhad)

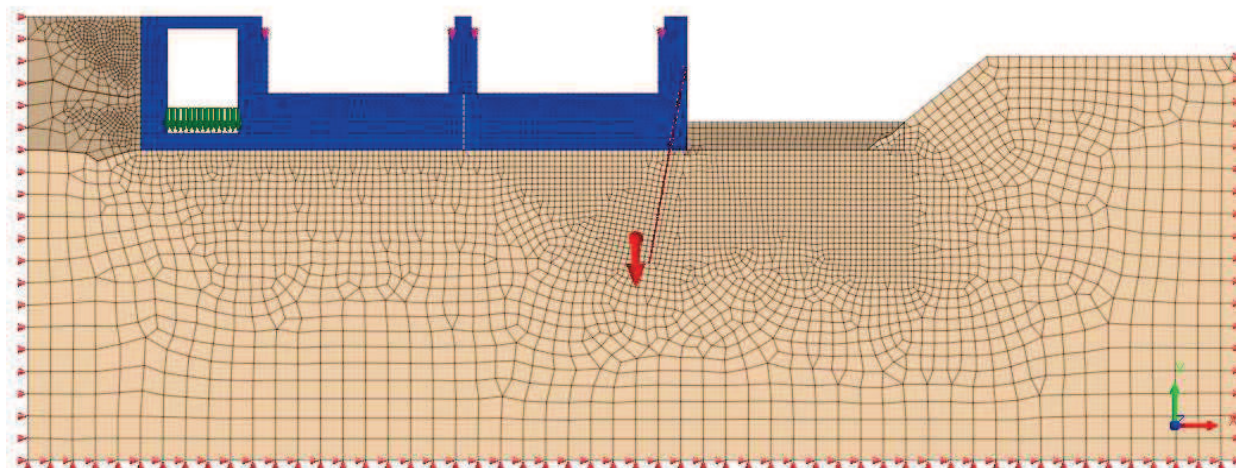
Výkop



Podchycení horní řadou mikropilot

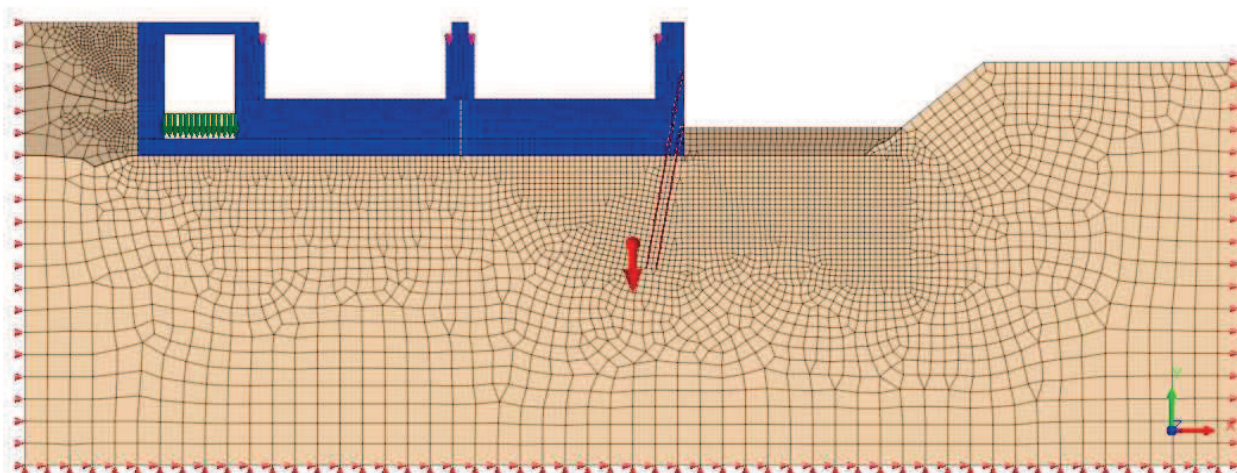


Výkop

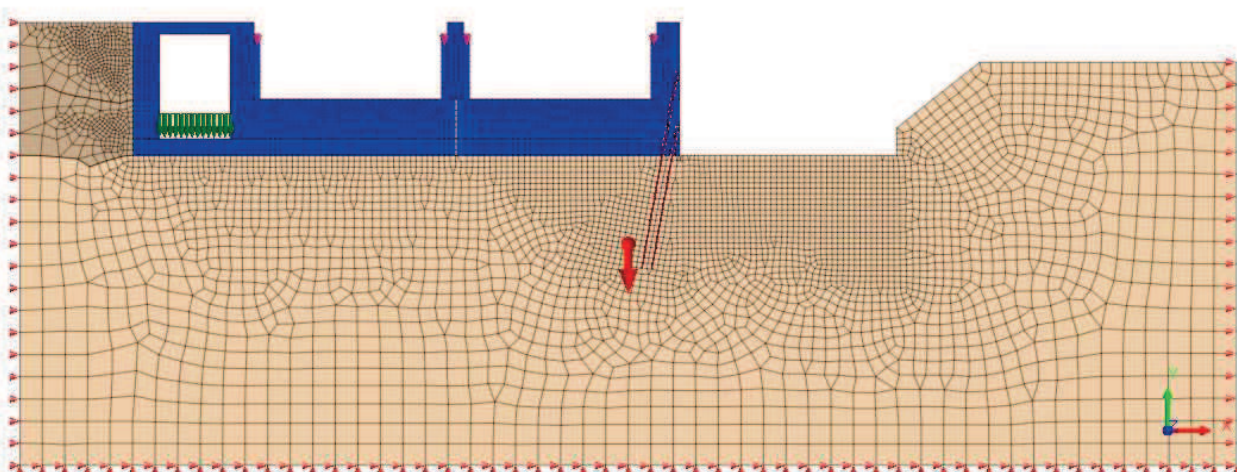


SO 01.3 – Jezové těleso

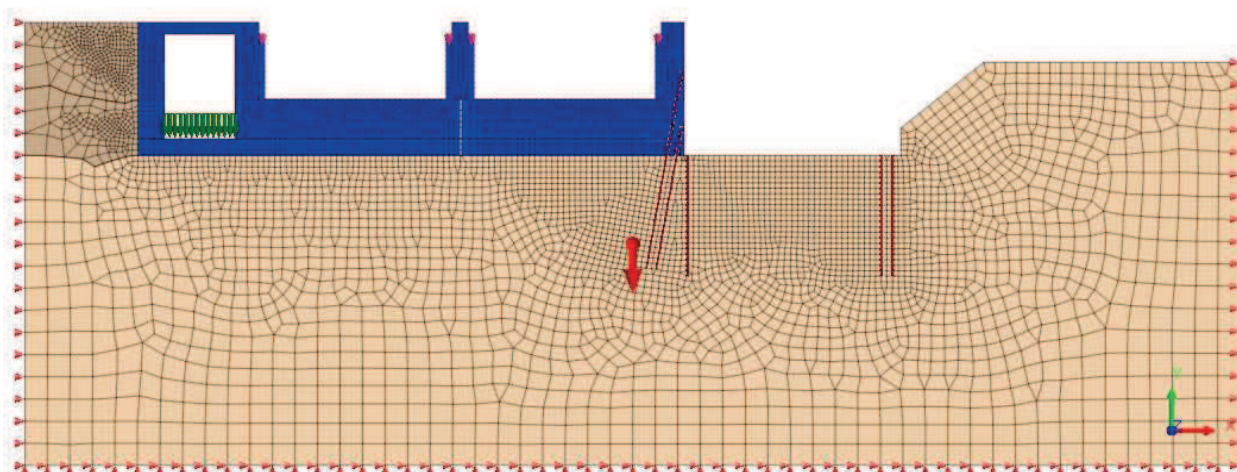
Podchycení dolní řadou mikropilot



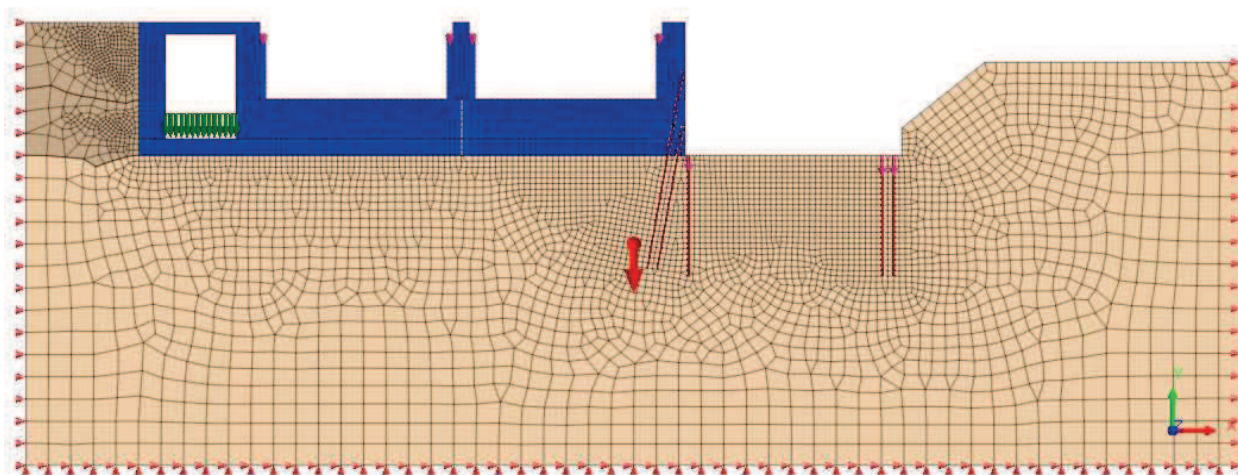
Výkop



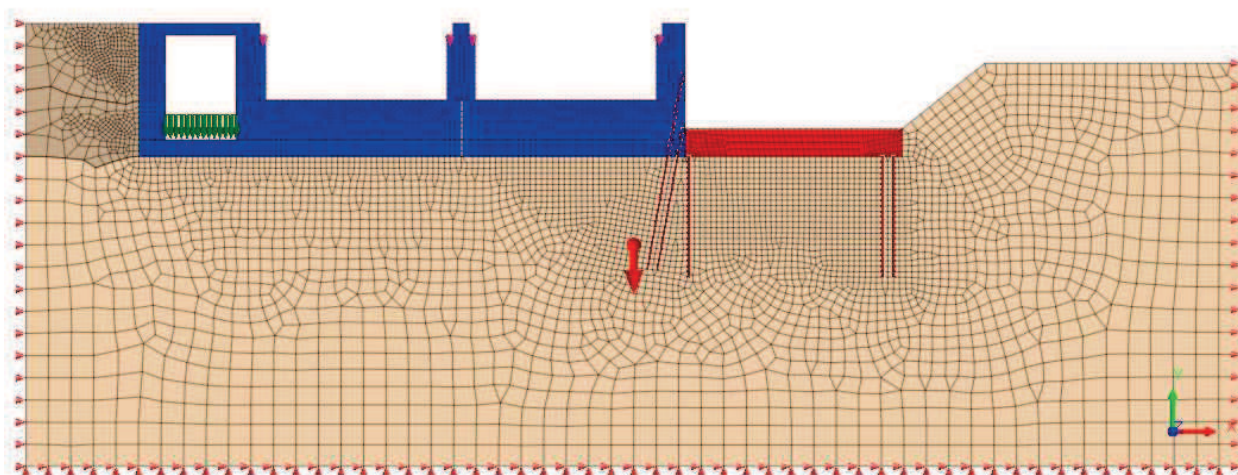
Mikropiloty - založení nového pole



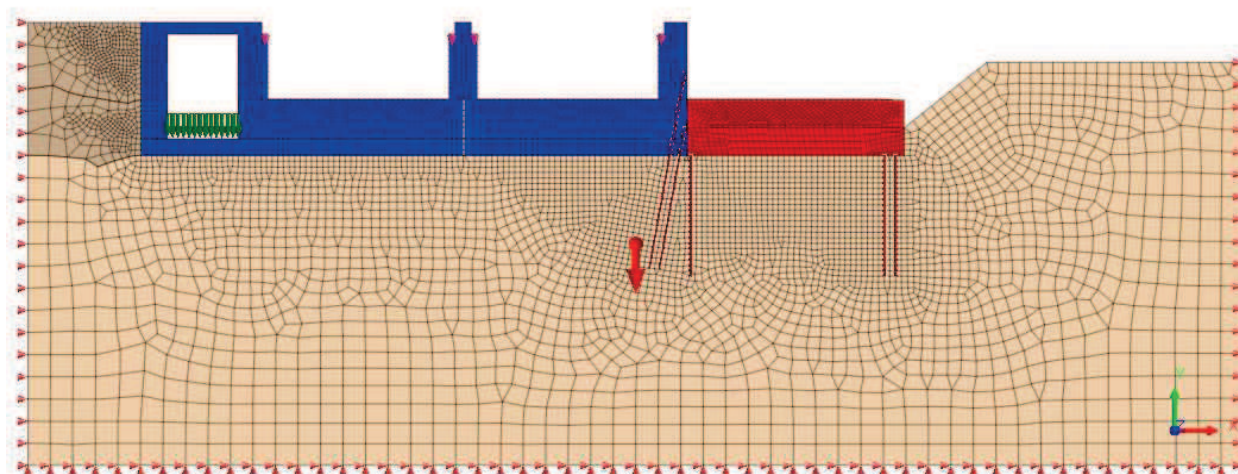
Předtížení mikropilot



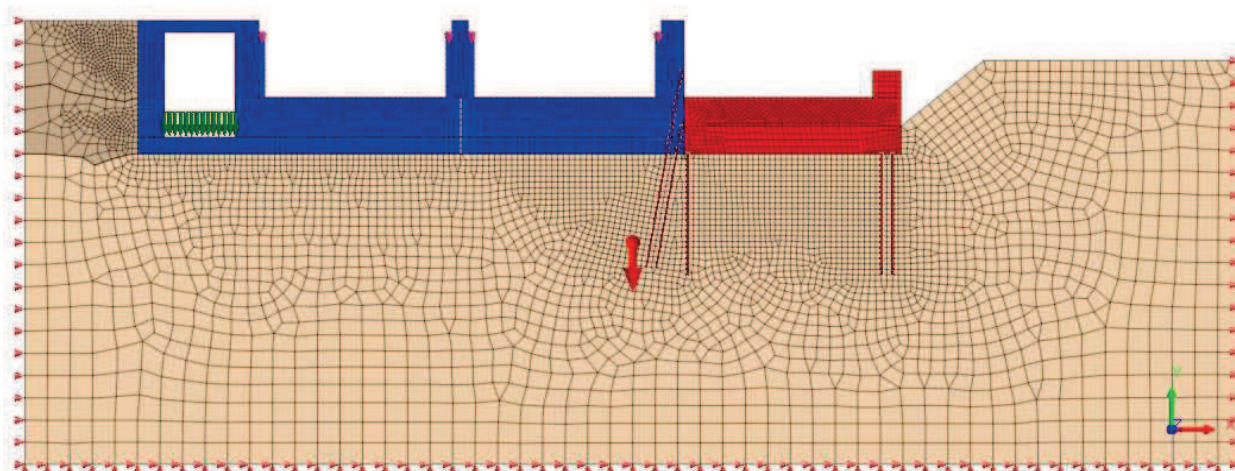
Betonáž nového pole



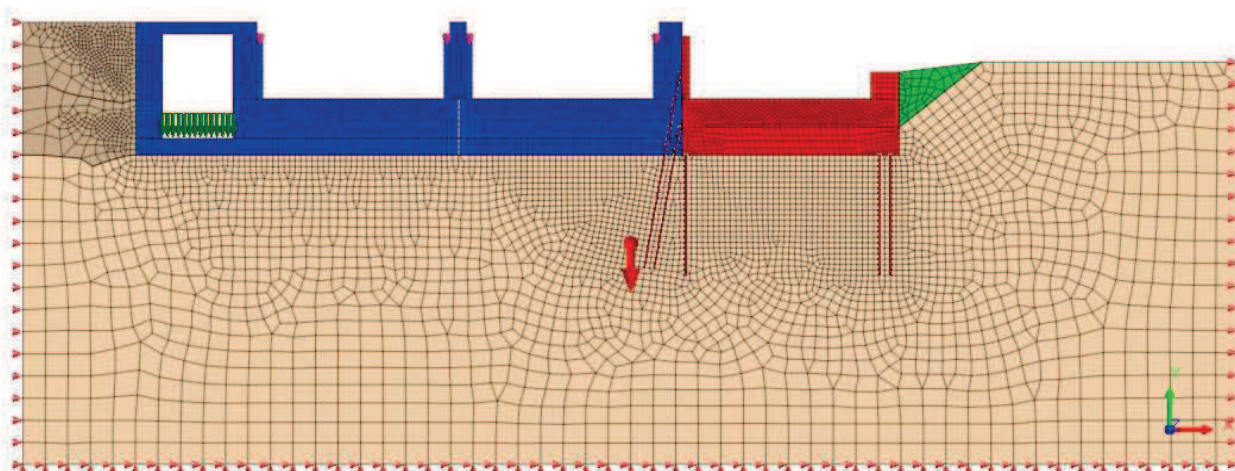
Betonáž nového pole



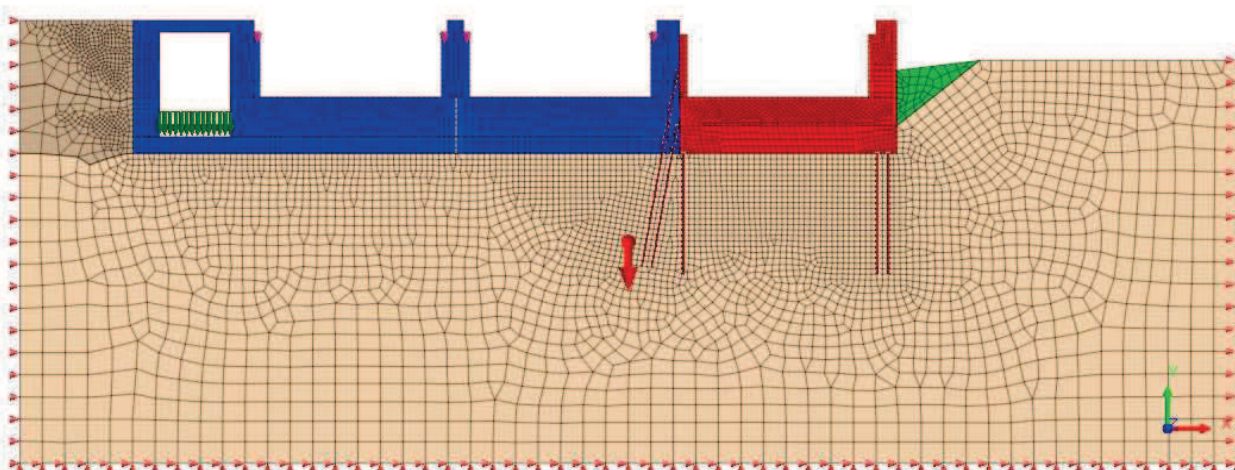
Betonáž nového pole



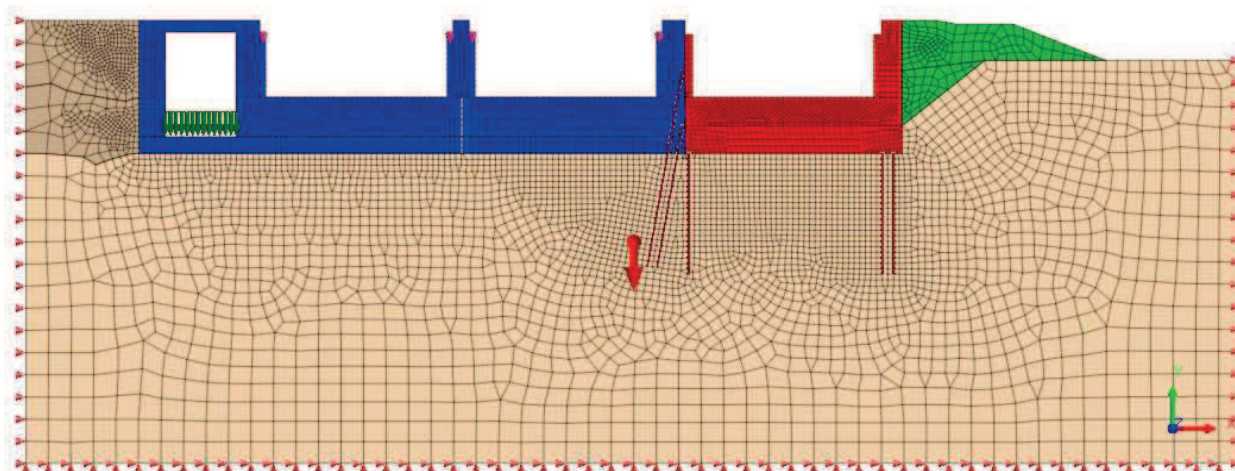
Betonáž nového pole, zásyp



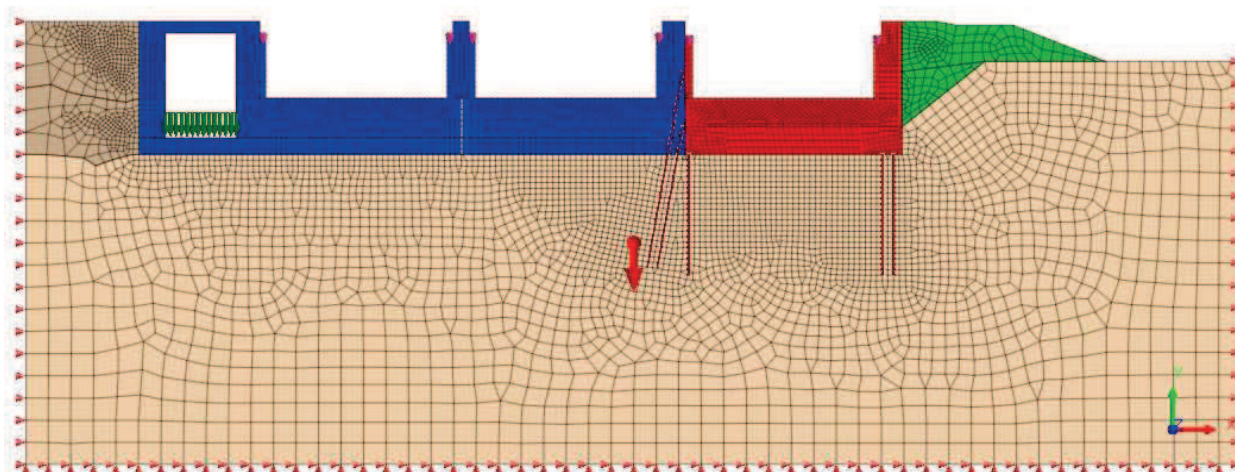
Betonáž nového pole



Zásyp



Nová mostní konstrukce



2. Popis zatížení a materiálů

2.1. Popis zatížení

2.1.1. Vlastní tíha

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

Load Set	Name	Node	Function	X (kN)	Y (kN)	Z (kN)
1L-stara	1L-stara	3533	None	0	-60	0
1P-stara	1P-stara	3391	None	0	-60	0
2L-stara	2L-stara	3419	None	0	-60	0
2P-stara	2P-stara	4010	None	0	-60	0
3L-nova	3L-nova	4549	None	0	-60	0
3P-nova	3P-nova	4558	None	0	-60	0

Poznámka:

Jsou uvažována ostatní stálá zatížení, přepočítána na posuzovaný výsek jezu.

2.1.2. Nahodilá montážní zatížení

Load Set	Name	Node	Function	X (kN)	Y (kN)	Z (kN)
Predtiz-trub-R	Force-5	5038	None	0	-450	0
Predtiz-trub-N	Force-6	5062	None	0	-650	0
Predtiz-trub-N	Force-6	5060	None	0	-650	0

2.1.3. Nahodilá dlouhodobá zatížení

Load Set	Name	Pressure Type	Object Type	Element	Edge/Face	Direction	Edge P1 (kN)
Water	Water	Edge	Element Edge	10125	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10128	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10131	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10134	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10137	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10140	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10143	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10146	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10149	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10152	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10155	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10158	1	Normal	50
Water	Water	Edge	Element Edge	10161	1	Normal	50

SO 01.3 – Jezové těleso

2.2. Materiály

2.2.1. Konstrukce

Name	E (kPa)	ν	γ (kN/m ³)
beton-stary	29000000	0.3	25
beton-novy	31000000	0.3	25
Mikropilota	30000000	0.3	77

2.2.2. 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 zed'	podloží	$E_{def,zed'} =$	12 (MPa)	podloží není dostatečně konsolidované
	základová spára	$E_{def,zed'}/2 =$	6 (MPa)	předpokládá se horší stav základové spáry

Únosnost základové půdy:

základová spára	$R_{d,min} =$	241 (kPa)	(Hodnota tabulkové únosnosti základové půdy je $R_{dt} = 200$ kPa pro základ šířky < 3.0 m a hloubku založení 0.8 až 1.5 m)
-----------------	---------------	------------------	---

2.2.3. Zemina

**Unit, kN, m, sec

Name	E	ν	γ	Ko	γ_{sat}	e_o
Podlozi-F6 CL	12000	0.35	19.7	0.5	21	0.5
Zasyp-stary-S5 SC	12000	0.35	18.5	0.5	21	0.5
Zasyp-novy	12000	0.35	19	0.5	21	0.5
**Unit, kN, m, sec						
Name	kx	ky	kz	Ss	C	ϕ
Podlozi-F6 CL	1E-13	8E-14	0.00001	5.23E-06	14	20
Zasyp-stary-S5 SC	4.5E-12	2E-12	0.00001	5.23E-06	4	27
Zasyp-novy	4.5E-12	2E-12	0.00001	5.23E-06	5	30

3. Návrh mikropilot

3.1. Podchycení stávajícího pilíře

Únosnost mikropiloty - Lizziho metoda

Posudek mezní únosnosti mikropiloty

Jmenovitý průměr vrtu

 $\varnothing = 0.15 \text{ m}$

Délka dřívku mikropiloty v zemině

 $d_d = 0.2 \text{ m}$

Délka kořene mikropiloty

 $d = 10.0 \text{ m}$

Plášťové tření

ZEMINA	T_m kPa
měkká	50
kyprá	100
středně ulehlá	150
velmi tuhá	200
štěrk	200
písek	200

 T_m - průměrná mezní hodnota plášťového tření J - bezdimenzionální součinitel vyjadřující vliv průměru mikropilotySoučinitel J

\varnothing vrtu mm	J
100	1
150	0.9
200	0.85
250	0.8

Geologická skladba : zemina v úrovni kořene

1.vrstva	Popis zeminy	Mocnost vrstvy L (m)	T_m (kPa)
	jíl slabě písčité, pevný	10	165

$$Q_m = \pi \cdot \varnothing \cdot L \cdot T_m \cdot J = 699.79 \text{ KN}$$

Vnitřní osová únosnost mikropiloty dle ČSN EN 14 199

Ocelová trubka mikropiloty:	vnější průměr trubky	$D = 0.073 \text{ m}$
	tloušťka trubky	$t = 0.014 \text{ m}$
	plocha trubky	$A_a = 0.0026 \text{ m}^2$
	pevnost trubky	$f_y = 500 \text{ MPa}$
	souč. pevnosti trubky	$\gamma_a = 1.15$
Kořen mikropiloty:	plocha inj. směsi	$A_c = 0.0151 \text{ m}^2$
	pevnost inj. směsi	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
	souč. pevnosti inj. směsi	$\gamma_c = 1.5$
	modul pružnosti směsi	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
vnitřní osová únosnost mikropiloty	$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1341.83 KN
modul pružnosti trubky	$E =$	200000 MPa
moment setrvačnosti	$I = \pi \cdot (R^4 - r^4) / 4 =$	1.28E-05 m ⁴
b) Zkušební vzorek zeminy:	deformační modul	$E_{def} = 5.000 \text{ MPa}$
	poissonuv součinitel	$\nu = 0.350$
def. modul prostředí	$E_z = E_{oed} \cdot (1 - 2 \cdot \nu^2 / (1 - \nu)); E_{def} =$	5.000 MPa
1) kritické osově zatížení prutu v leastickém prostředí	$N_{cr} = 2 \cdot \nu \cdot (E I)_e \cdot E_z =$	7151.78 KN

2) Geometrická (Eulerova) metoda

modul pružnosti ideálního průřezu = modul pr. směsi	$E_i = 30000 \text{ MPa}$
plocha ideálního průřezu	$A_i = 0.0324 \text{ m}^2$
moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i = 0.00003 \text{ m}^4$
délka mikropiloty	$l_p = 10.2 \text{ m}$
modul reakce podloží	$E_p = 8 \text{ MPa}$

a) Pro oboustranně kloubové uložení

počet půlvln	$n = \sqrt{(E_p \cdot I_p^2 / (E_i \cdot I_i \cdot \pi^2))} = 3$
kritická síla	$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \pi^2 \cdot n^2 / l_p^2 + E_p \cdot I_p^2 \cdot n^2 / \pi^2 = 10171.30081 \text{ KN}$

b) Pro oboustranně kloubové uložení

počet půlvln	$n = \sqrt{(E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 / (E_i \cdot I_i \cdot \pi^2))} = 4$
--------------	--

SO 01.3 – Jezové těleso

kritická síla	$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \pi^2 \cdot n / (2 \cdot I_p^2) + E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 \cdot n^2 / \pi^2 =$	21171.92498 kN
součinitel štíhlosti	$\Psi = \sqrt{N_{pl,Rd} / N_{cr}} =$	0.433
součinitel imperfekce pro křivku vzpěrnosti c - c	$\alpha =$	0.49
	$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\Psi - 0.2) + \Psi^2) =$	0.651
součinitel vzpěru	$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \Psi^2}) =$	0.880
vnitřní únosnost u vzpěru	$R_{cd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} =$	1180.33 kN

Únosnost mikropiloty

$$\min(Q_m; R_{cd}) = 699.79 \text{ kN}$$

Zatížení mikropiloty

Stálé zatížení

Rozšíření pilíře:

délka rozšíření	18.8 m
šířka rozšíření	0.7 m
výška rozšíření	12.1 m
Zatížení od rozšíření pilíře	3980.9 kN

Kombinace zatížení - návrhová

5374.2 kN

Maximální předtížení mikropiloty s ohledem na vzpěr před injektáží volné délky:

vliv uložení tyčí	$n =$	1
moment setrvačnosti trubky	$I =$	0.000001 m ⁴
modul pružnosti trubky	$E =$	200000 MPa
Horní řada mikropilot:		
kritická délka	$L_{cr} =$	10 m
Kritická síla při vybočení	$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I \cdot n^2 / L^2 =$	23.5 kN
	nebude předtížena	

Dolní řada mikropilot:

kritická délka	$L_{cr} =$	2.5 m
Kritická síla při vybočení	$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I \cdot n^2 / L^2 =$	376.7 kN
	bude předtížena	

Posouzení mikropiloty při předtížení

Určení pracovního zatížení mikropiloty (84%)

587.8 kN

omezení vzniku trhlin

Navržené pracovní zatížení mikropiloty

P = 360.0 kN

Návrh počtu mikropilot

15 ks

Síly při předtížení mikropiloty:

1. zatěžovací stupeň	$0.5 \cdot P =$	180.0 kN
2. zatěžovací stupeň	$0.8 \cdot P =$	288.0 kN
3. zatěžovací stupeň	$1.0 \cdot P =$	360.0 kN

Návrhová síla v mikropilotě

Nsd = 358.28 kN

$\min(Q_m; R_{cd}) =$	699.79	kN >	Nsd =	358.28	kN →	vyhovuje
Využití			51.20	%		

Posouzení mikropiloty při zatížení

Návrhová síla v mikropilotě

Nsd = 188.50 kN

Msd = 14.70 kNm

Vsd = 33.70 kN

$\min(Q_m; R_{cd}) =$	699.79	kN >	Nsd =	188.50	kN →	vyhovuje
Využití			26.94	%		

Ohybová únosnost

$$f_{cd}/f_{yd} = 0.04$$

$$D/t = 5.21$$

$$\psi = 1.99$$

$$W_{pl,a} = t^3 \cdot (d/t - 1)^2 = 4.87E-05 \text{ m}^3$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,a} \cdot f_{yd} \cdot (1 + 0.01 \cdot \psi) = 21.61 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}/M_{pl,Rd} = 0.68 \leq 1 \text{ vyhoví}$$

3.2. Založení nového pole v místě stávajícího pilíře

Únosnost mikropiloty - Lizziho metoda

Posudek mezní únosnosti mikropiloty

Jmenovitý průměr vrtu
Délka dřívku mikropiloty v zemině
Délka kořene mikropiloty

$\varnothing = 0.25$ m
 $d_d = 1.0$ m
 $d = 10.0$ m

Plášťové tření

ZEMINA	T_m kPa
měkká	50
kyprá	100
středně ulehlá	150
velmi tuhá	200
štěrk	200
písek	200

T_m - průměrná mezní hodnota plášťového tření

J - bezdimenzionální součinitel vyjadřující vliv průměru mikropiloty

Součinitel J

\varnothing vrtu mm	J
100	1
150	0.9
200	0.85
250	0.8

Geologická skladba : zemina v úrovni kořene

	Popis zeminy	Mocnost vrstvy L (m)	T _m (kPa)
1.vrstva	jíl slabě písčité, pevný	10	165
$Q_m = \pi \cdot \varnothing \cdot L \cdot T_m \cdot J =$		1036.73 KN	

Vnitřní osová únosnost mikropiloty dle ČSN EN 14 199

Ocelová trubka mikropiloty:	vnější průměr trubky	D = 0.108 m
	tloušťka trubky	t = 0.016 m
	plocha trubky	$A_a = 0.0046$ m ²
	pevnost trubky	$f_y = 500$ MPa
	souč. pevnosti trubky	$\gamma_a = 1.15$
Kořen mikropiloty:	plocha inj. směsi	$A_c = 0.0445$ m ²
	pevnost inj. směsi	$f_{ck} = 25$ MPa
	souč. pevnosti inj. směsi	$\gamma_c = 1.35$
	modul pružnosti směsi	$E_c = 30000$ MPa
vnitřní osová únosnost mikropiloty	$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	2710.50 KN
modul pružnosti trubky	E =	200000 MPa
moment setrvačnosti	$I = \pi \cdot (R^4 - r^4) / 4 =$	5.06E-05 m ⁴
b) Zkušební vzorek zeminy:	deformační modul	$E_{def} = 5.000$ MPa
	poissonuv součinitel	$\nu = 0.350$
def. modul prostředí	$E_z = E_{oed} \cdot (1 - 2 \cdot \nu^2 / (1 - \nu))$; $E_{def} =$	5.000 MPa
1) kritické osově zatížení prutu v lestickém prostředí	$N_{cr} = 2 \cdot \nu \cdot ((E I)_e \cdot E_z) =$	14224.93 KN

2) Geometrická (Eulerova) metoda

modul pružnosti ideálního průřezu = modul pr. směsi	$E_i =$	30000 MPa
plocha ideálního průřezu	$A_i =$	0.0753 m ²
moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	0.00021 m ⁴
délka mikropiloty	$l_p =$	11.0 m
modul reakce podloží	$E_p =$	8 MPa

a) Pro oboustranně kloubové uložení

počet půlvln	$n = \sqrt{(E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 / (E_i \cdot I_i \cdot \pi^2))} =$	2
kritická síla	$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \pi^2 \cdot n^2 / l_p^2 + E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 \cdot n^2 / \pi^2 =$	26546.15483 KN

b) Pro oboustranně kloubové uložení

počet půlvln	$n = \sqrt{(E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 / (E_i \cdot I_i \cdot \pi^2))} =$	3
kritická síla	$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \pi^2 \cdot n^2 / (2 \cdot l_p^2) + E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 \cdot n^2 / \pi^2 =$	43970.58011 KN

SO 01.3 – Jezové těleso

součinitel štíhlosti	$\Psi = \sqrt{N_{pl,Rd}/N_{cr}} =$	0.437
součinitel imperfekce pro křivku vzpěrnosti c - c	$\alpha =$	0.49
	$\phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\Psi - 0.2) + \Psi^2) =$	0.653
součinitel vzpěru	$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \Psi^2}) =$	0.878
vnitřní únosnost u vzpěru	$R_{cd} = \chi * N_{pl,Rd} =$	2379.36 kN

Únosnost mikropiloty

$$\min(Q_m; R_{cd}) = 1036.73 \text{ kN}$$

Zatížení mikropiloty

Stálé zatížení

Rozšíření pilíře:

délka rozšíření	18.8 m
šířka rozšíření	0.7 m
výška rozšíření	12.1 m
Zatížení od rozšíření pilíře	3980.9 kN

1/2 mostního pole:

zatížení zábradlím	8.5 kN
zatížení vozovkou	88.9 kN
zatížení říms	127.5 kN
Zatížení od NK	500.4 kN

Budova + příslušenství:

Budova	877.5 kN
Příslušenství	10.0 kN

Nahodilé zatížení

vozidlo 24t	240.0 kN
sníh	59.9 kN

Kombinace zatížení - návrhová

7920.5 kN

Posouzení mikropiloty při předtížení

Určení pracovního zatížení mikropiloty (84%)

Navržené pracovní zatížení mikropiloty

$$P = 870.8 \text{ kN}$$

omezení v

Návrh počtu mikropilot

$$P = 450.0 \text{ kN}$$

18 ks

Síly při předtížení mikropiloty:

1. zatěžovací stupeň	$0.5 * P =$	225.0 kN
2. zatěžovací stupeň	$0.8 * P =$	360.0 kN
3. zatěžovací stupeň	$1.0 * P =$	450.0 kN

Návrhová síla v mikropilotě

$$N_{sd} = 440.03 \text{ kN}$$

$\min(Q_m; R_{cd}) =$	1036.73	kN > $N_{sd} =$	440.03	kN →	vyhovuje
Využití	42.44	%			

Posouzení mikropiloty při zatížení

Návrhová síla v mikropilotě

$$N_{sd} = 989.90 \text{ kN}$$

$\min(Q_m; R_{cd}) =$	1036.73	kN > $N_{sd} =$	989.90	kN →	vyhovuje
Využití	95.48	%			

3.3. Založení nového pole v místě nového pilíře

Únosnost mikropiloty - Lizzioho metoda

Posudek mezní únosnosti mikropiloty

Jmenovitý průměr vrtu
Délka dříku mikropiloty v zemině
Délka kořene mikropiloty

$\varnothing = 0.25 \text{ m}$
 $d_d = 1.0 \text{ m}$
 $d = 10.0 \text{ m}$

Plášťové tření

ZEMINA	T_m
	kPa
měkká	50
kyprá	100
středně ulehlá	150
velmi tuhá	200
štěrk	200
písek	200

Tm - průměrná mezní hodnota plášťového tření

J - bezdimenzionální součinitel vyjadřující vliv průměru mikropiloty

Součinitel J

\varnothing vrtu	J
mm	
100	1
150	0.9
200	0.85
250	0.8

Geologická skladba : zemina v úrovni kořene

	Popis zeminy	Mocnost vrstvy L (m)	Tm (kPa)
1.vrstva	jíl slabě písčité, pevný	10	165
$Q_m = \pi \cdot \varnothing \cdot L \cdot T_m \cdot J =$		1036.73 KN	

Vnitřní osová únosnost mikropiloty dle ČSN EN 14 199

Ocelová trubka mikropiloty:	vnější průměr trubky	D = 0.108 m
	tloušťka trubky	t = 0.016 m
	plocha trubky	$A_a = 0.0046 \text{ m}^2$
	pevnost trubky	$f_y = 500 \text{ MPa}$
	souč. pevnosti trubky	$\gamma_a = 1.15$
Kořen mikropiloty:	plocha inj. směsi	$A_c = 0.0445 \text{ m}^2$
	pevnost inj. směsi	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
	souč. pevnosti inj. směsi	$\gamma_c = 1.35$
	modul pružnosti směsi	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
vnitřní osová únosnost mikropiloty	$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	2710.50 KN
modul pružnosti trubky	E =	200000 MPa
moment setrvačnosti	$I = \pi \cdot (R^4 - r^4) / 4 =$	5.06E-05 m ⁴
b) Zkušební vzorek zeminy:	deformační modul	$E_{def} = 5.000 \text{ MPa}$
	poissonuv součinitel	$\nu = 0.350$
def. modul prostředí	$E_z = E_{oed} \cdot (1 - 2 \cdot \nu^2 / (1 - \nu))$; $E_{def} =$	5.000 MPa
1) kritické osově zatížení prutu v lestickém prostředí	$N_{cr} = 2 \cdot \sqrt{(EI)_e \cdot E_z} =$	14224.93 KN

2) Geometrická (Eulerova) metoda

modul pružnosti ideálního průřezu = modul pr. směsi	$E_i = 30000 \text{ MPa}$
plocha ideálního průřezu	$A_i = 0.0753 \text{ m}^2$
moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i = 0.00021 \text{ m}^4$
délka mikropiloty	$l_p = 11.0 \text{ m}$
modul reakce podloží	$E_p = 8 \text{ MPa}$

a) Pro oboustranně kloubové uložení

počet půlvln	$n = \sqrt{(E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 / (E_i \cdot I_i \cdot \pi^2))} = 2$
kritická síla	$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \pi^2 \cdot n^2 / l_p^2 + E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 \cdot n^2 / \pi^2 = 26546.15483 \text{ KN}$

b) Pro oboustranně kloubové uložení

počet půlvln	$n = \sqrt{(E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 / (E_i \cdot I_i \cdot \pi^2))} = 3$
kritická síla	$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \pi^2 \cdot n^2 / (2 \cdot l_p^2) + E_p \cdot 4 \cdot I_p^2 \cdot n^2 / \pi^2 = 43970.58011 \text{ KN}$

SO 01.3 – Jezové těleso

součinitel štíhlosti	$\Psi = \sqrt{N_{pl,Rd}/N_{cr}} =$	0.437
součinitel imperfekce pro křivku vzpěrnosti c - c	$\alpha =$	0.49
	$\phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\Psi - 0.2) + \Psi^2) =$	0.653
součinitel vzpěru	$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \Psi^2}) =$	0.878
vnitřní únosnost u vzpěru	$R_{cd} = \chi * N_{pl,Rd} =$	2379.36 kN

Únosnost mikropiloty

$$\min(Q_m; R_{cd}) = 1036.73 \text{ kN}$$

Zatížení mikropiloty

Stálé zatížení

Nový pilíř:

délka pilíře	17.7 m
šířka pilíře	2.5 m
výška pilíře	12.0 m
Zatížení od pilíře	13275.0 kN

1/2 mostního pole:

zatížení zábradlím	8.5 kN
zatížení vozovkou	88.9 kN
zatížení říms	127.5 kN
Zatížení od NK	500.4 kN

Budova + příslušenství:

Budova	877.5 kN
Příslušenství	10.0 kN

Nahodilé zatížení

vozidlo 24t	240.0 kN
sníh	59.9 kN

Kombinace zatížení - návrhová

20467.6 kN

Posouzení mikropiloty při předtížení

Určení pracovního zatížení mikropiloty (84%)

Navržené pracovní zatížení mikropiloty

$$P = 870.8 \text{ kN}$$

$$P = 650.0 \text{ kN}$$

$$32 \text{ ks}$$

omezení vzniku trhlin

Návrh počtu mikropilot

Síly při předtížení mikropiloty:

1. zatěžovací stupeň	$0.5 * P =$	325.0 kN
2. zatěžovací stupeň	$0.8 * P =$	520.0 kN
3. zatěžovací stupeň	$1.0 * P =$	650.0 kN

Návrhová síla v mikropilotě

$$N_{sd} = 639.61 \text{ kN}$$

$\min(Q_m; R_{cd}) =$	1036.73	kN >	$N_{sd} =$	639.61	kN →	vyhovuje
Využití	61.70	%				

Posouzení mikropiloty při zatížení

Návrhová síla v mikropilotě

$$N_{sd} = 989.90 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 47.30 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 78.50 \text{ kN}$$

$\min(Q_m; R_{cd}) =$	1036.73	kN >	$N_{sd} =$	989.90	kN →	vyhovuje
Využití	95.48	%				

Ohybová únosnost

$$f_{cd}/f_{yd} = 0.04$$

$$D/t = 6.75$$

$$\psi = 1.99$$

$$W_{pl,a} = t^3 * (d/t - 1)^2 =$$

$$1.35E-04 \text{ m}^3$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,a} * f_{yd} * (1 + 0.01 * \psi) =$$

$$60.05 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}/M_{pl,Rd} =$$

$$0.79 \leq 1 \text{ vyhoví}$$

Statický výpočet

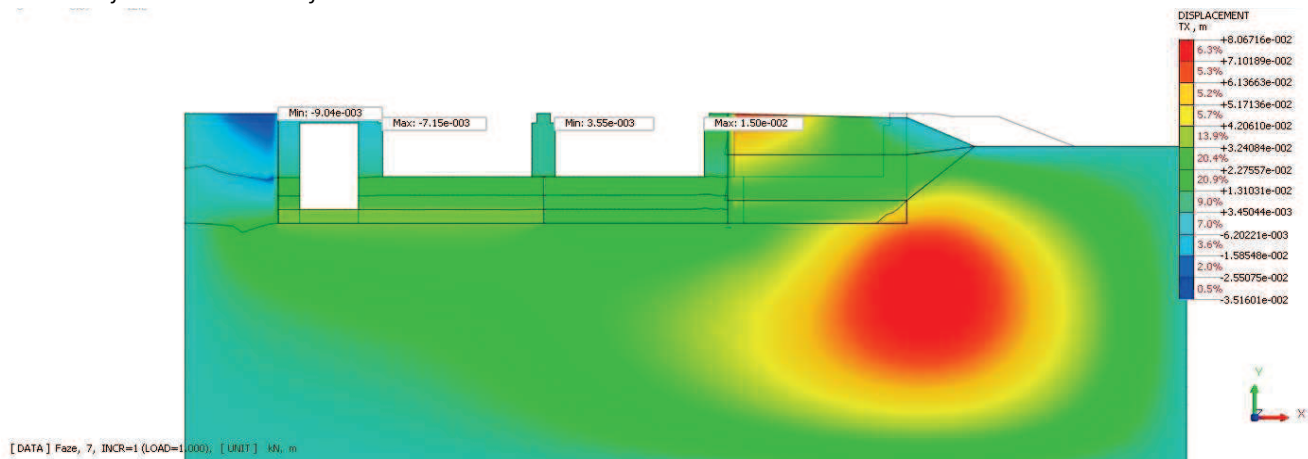
Valbek, spol. s r.o., středisko Ústí nad Labem

4. Deformace a konsolidace

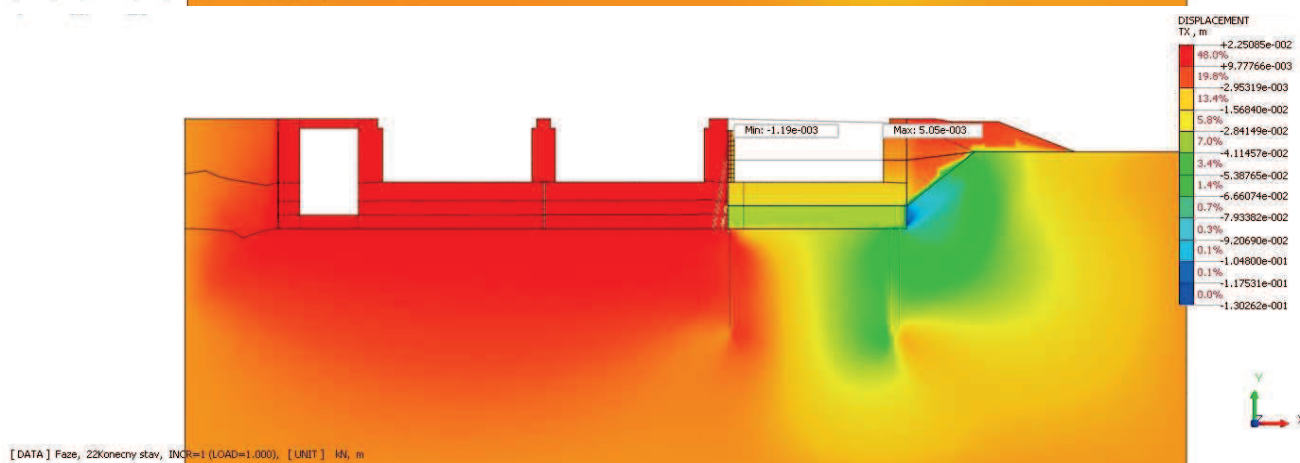
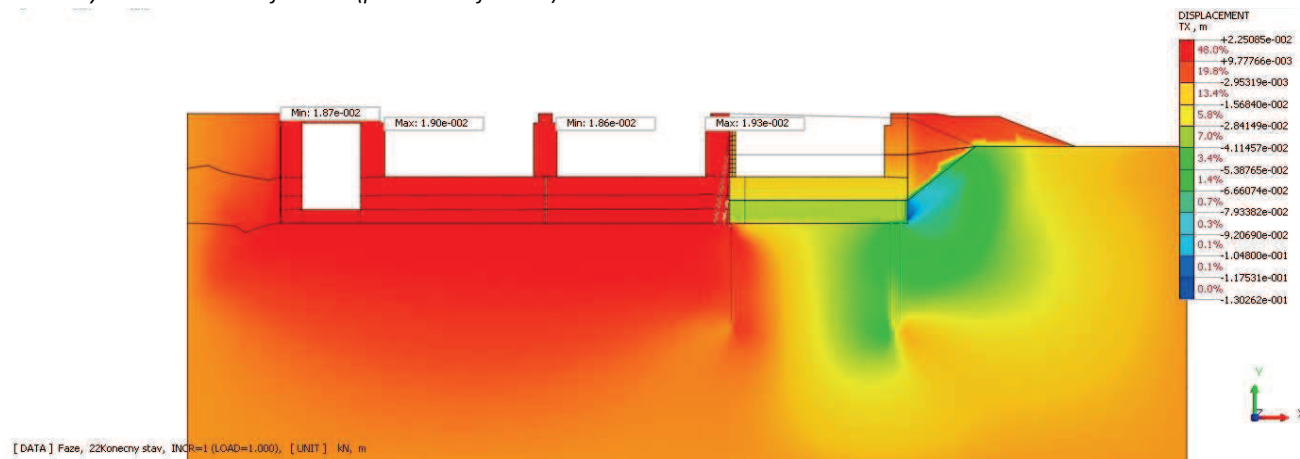
4.1. Vodorovné a svislé deformace

4.1.1. Vodorovné deformace

Stávající stav - konečné deformace

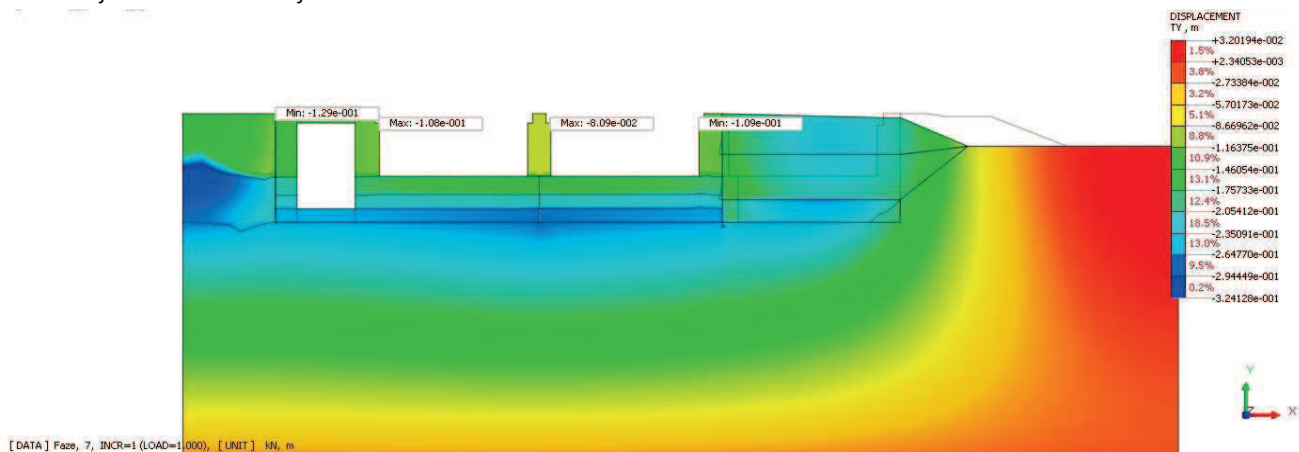


Nový stav - konečné deformace (přírutek deformací)

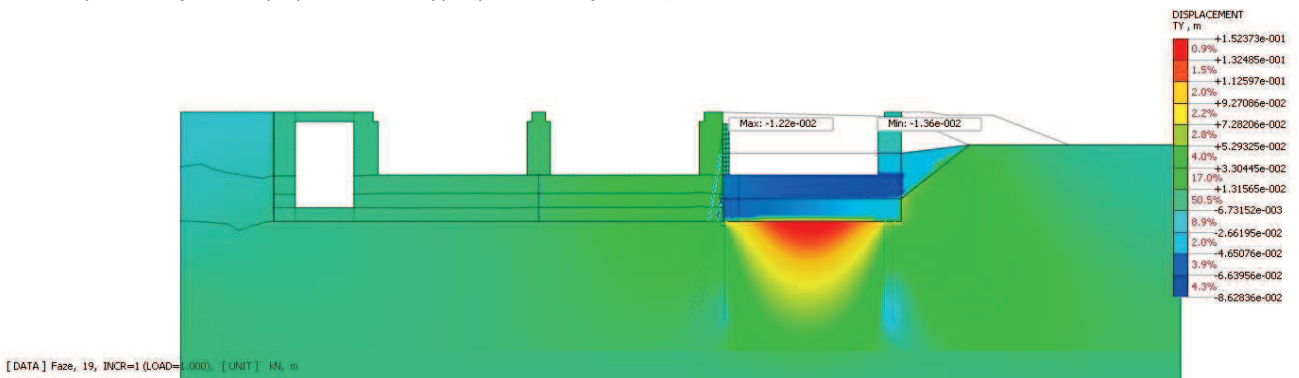


4.1.2. Svislé deformace

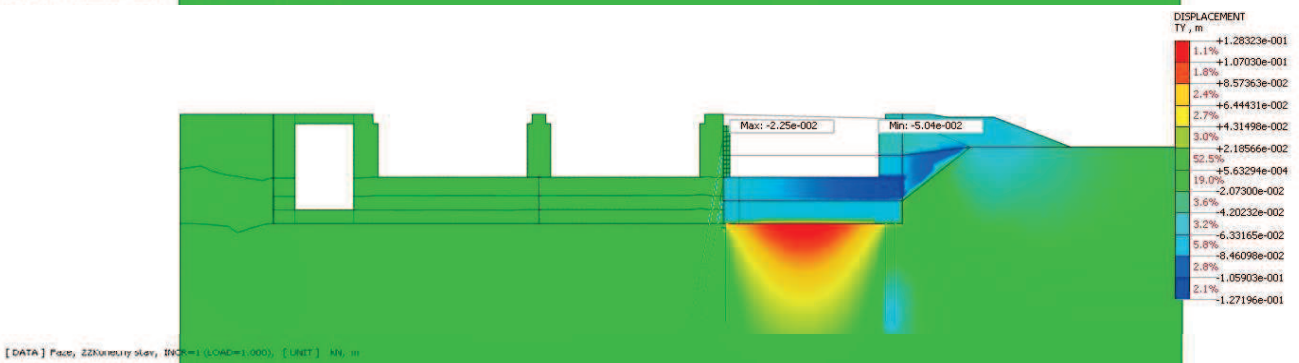
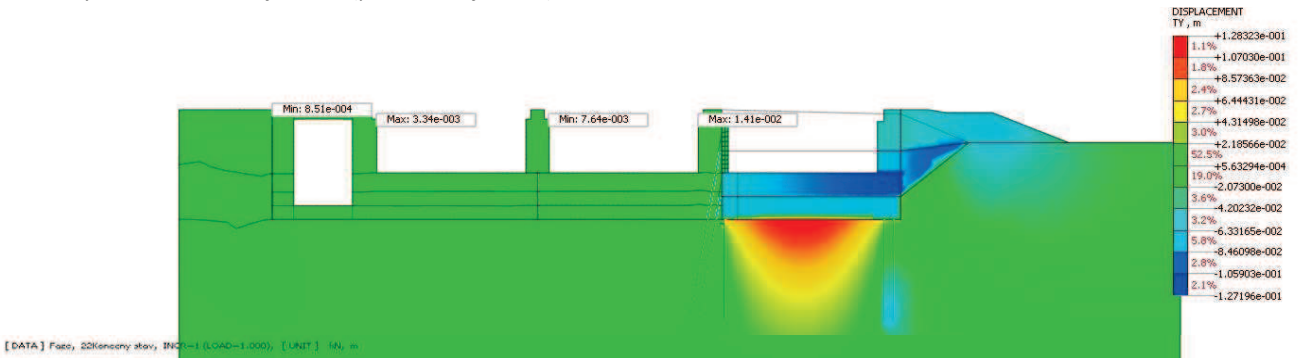
Stávající stav - konečné deformace



Nový stav - deformace po první části zásypu (přírutek deformací)



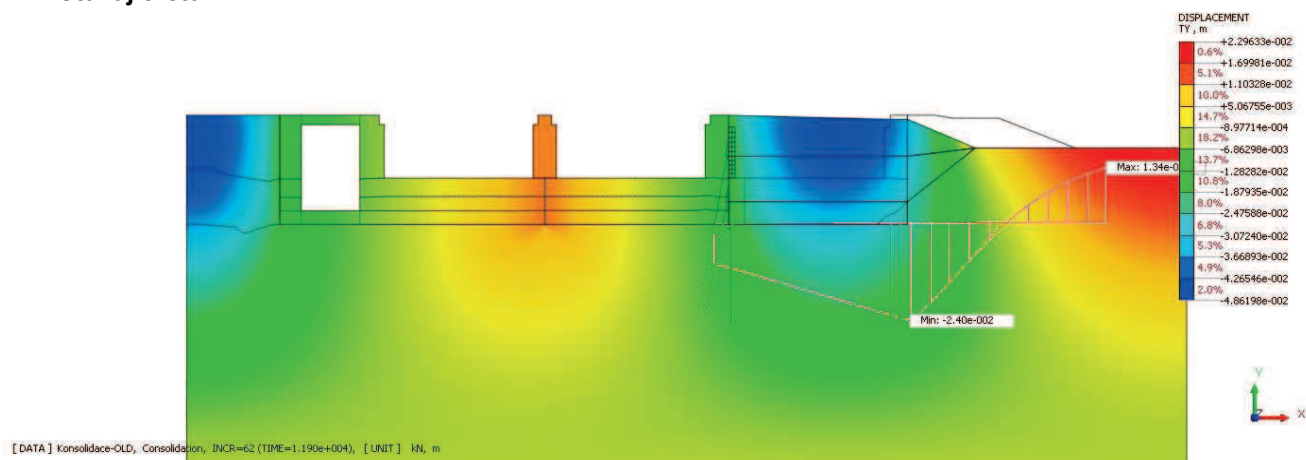
Nový stav - konečné deformace (přírutek deformací)



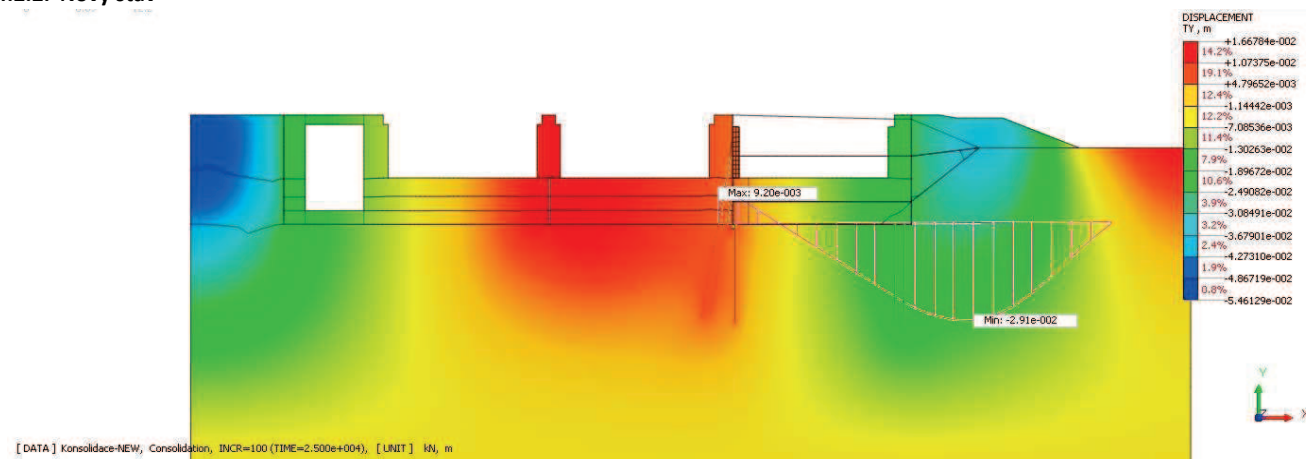
Deformace nového pole od zásypu za pilířem budou omezeny separační geotextilií na rubu (snížení tření mezi zeminou a betonem) a výztužnými geomřížemi (rovnoměrný roznos zatížení).

4.2. Konsolidace

4.2.1. Stávající stav



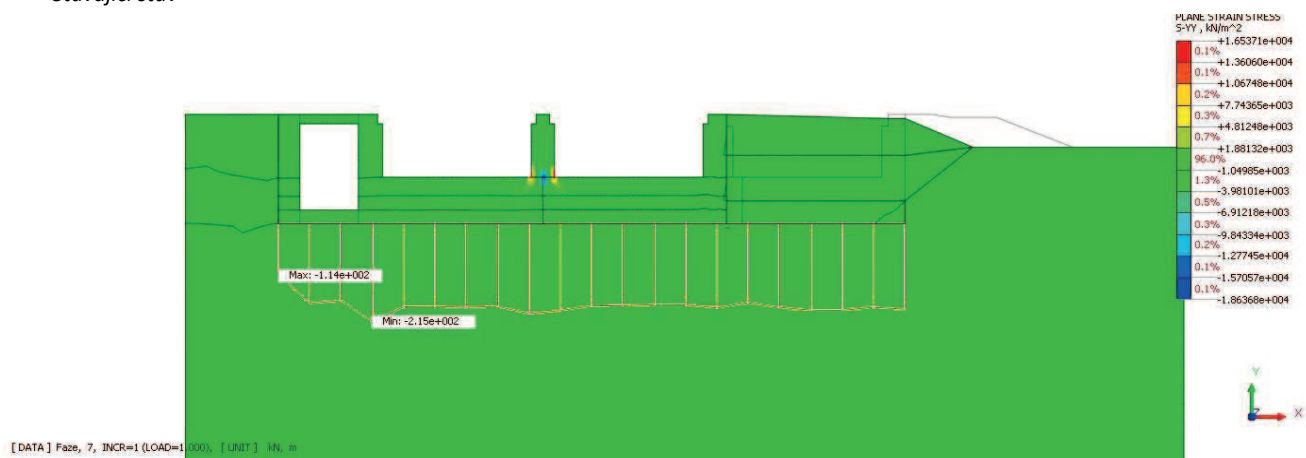
4.2.2. Nový stav



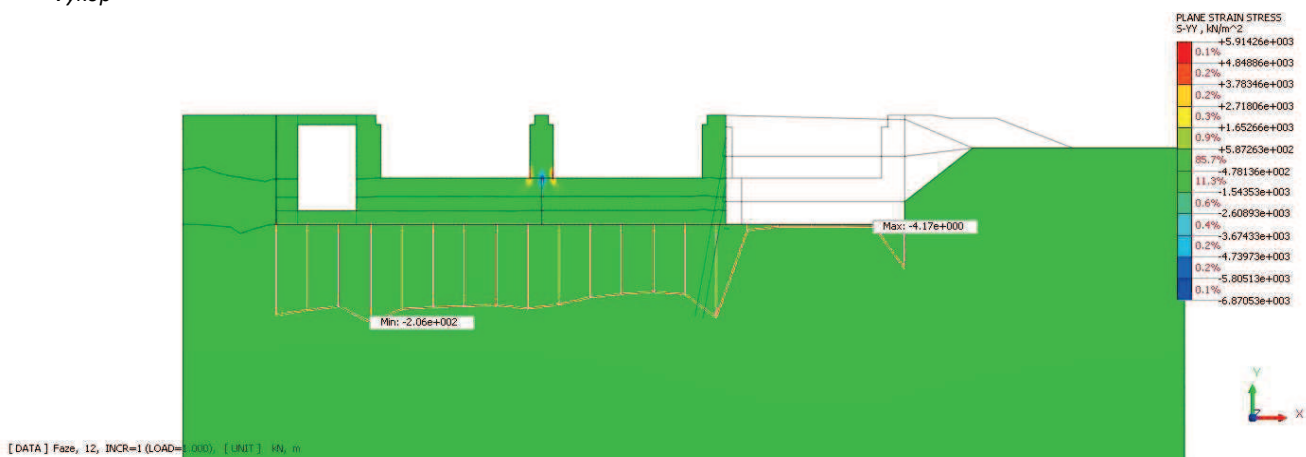
Z porovnání konsolidace v místě nového krajního pole a komunikace je patrné, že dodatečná konsolidace proběhne pouze mimo konstrukci jezu.

5. Napětí v základové spáře

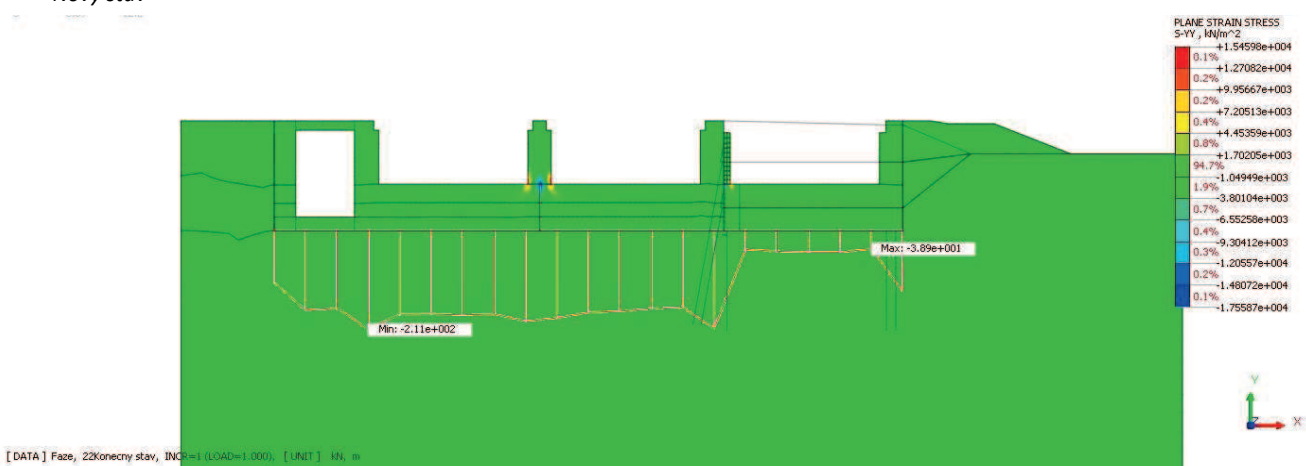
Stávající stav



Výkop



Nový stav

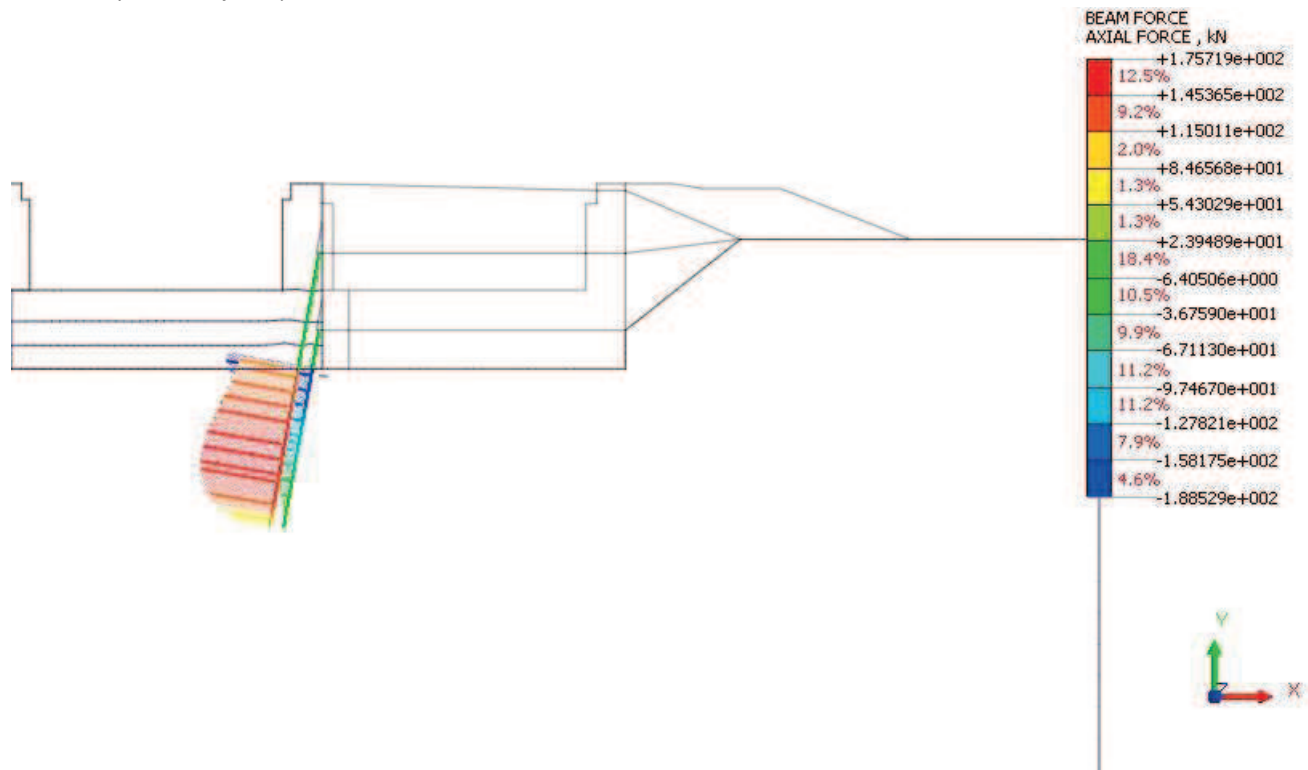


Napětí v základové spáře je menší než únost zeminy $R_{dt} = 241$ kPa.

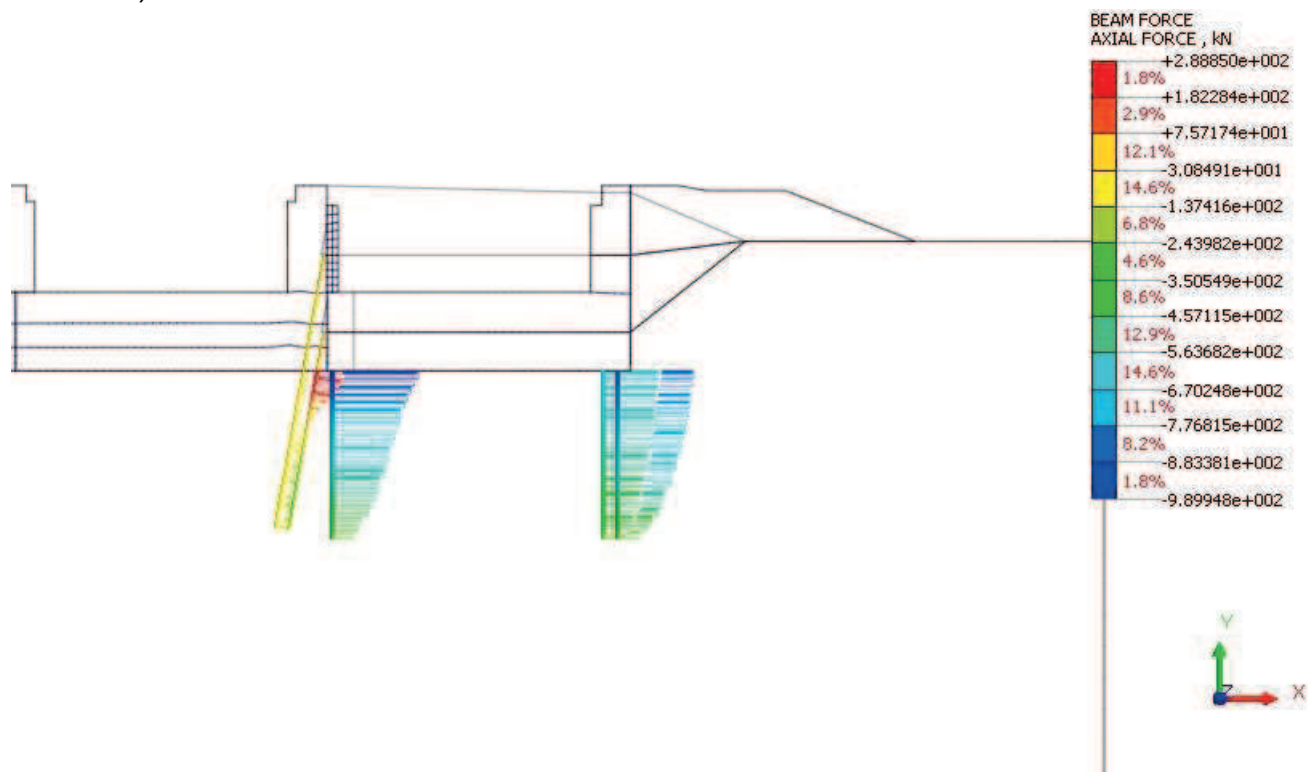
6. Vnitřní síly v mikropilotách

6.1. Normálové síly

Podchyčení stávajícího pilíře

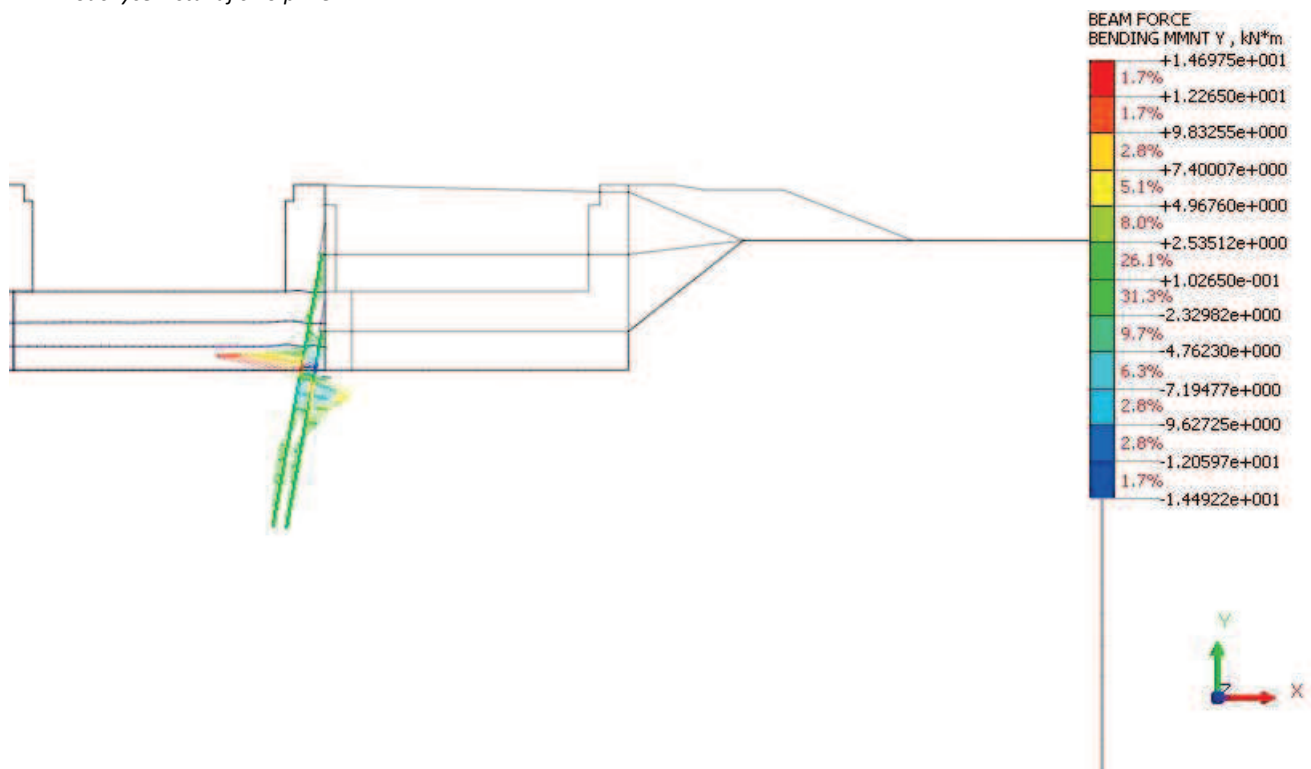


Končecný stav

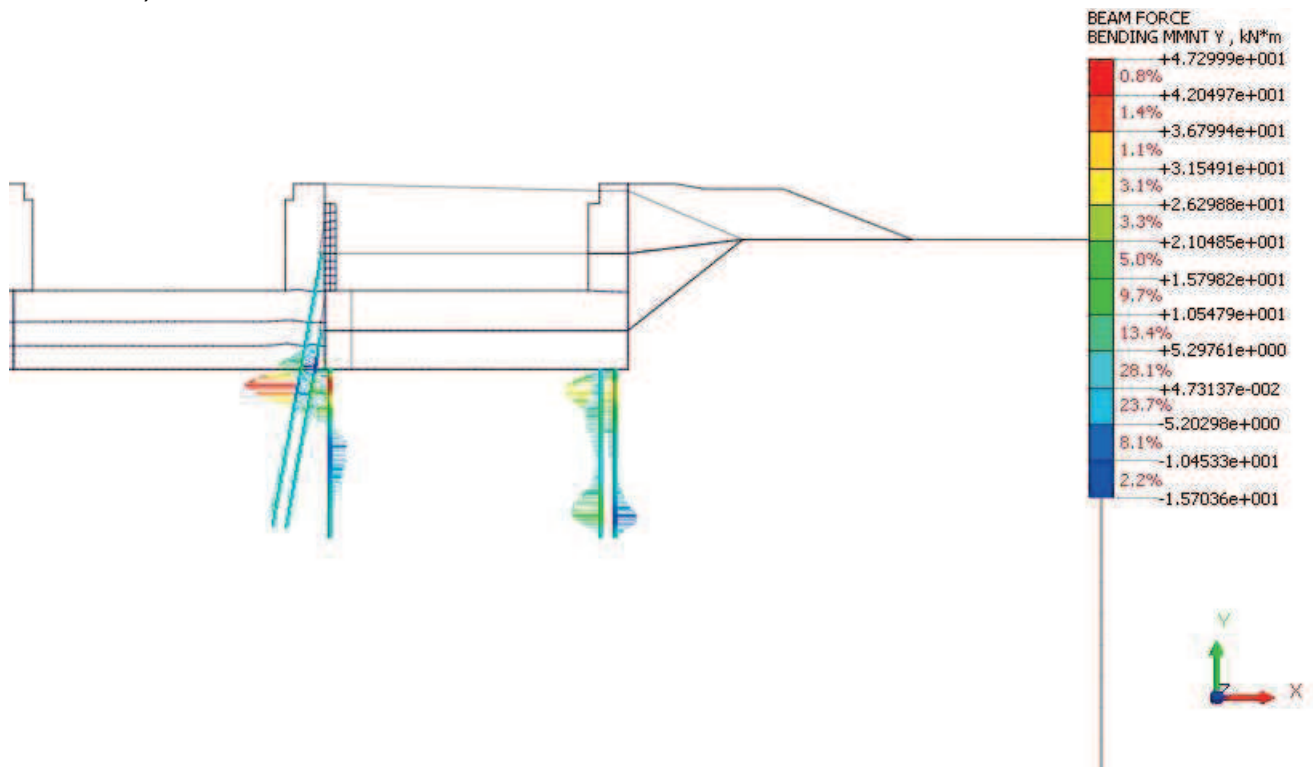


6.2. Momenty

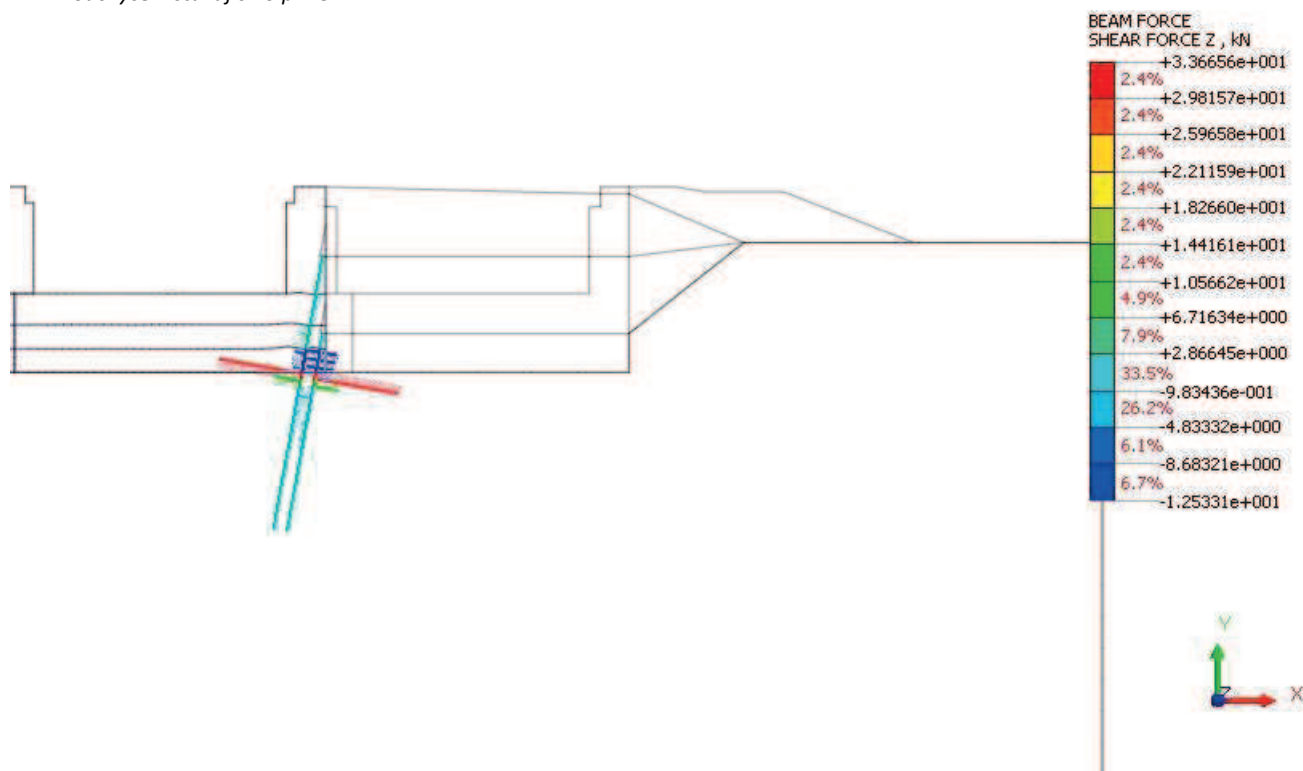
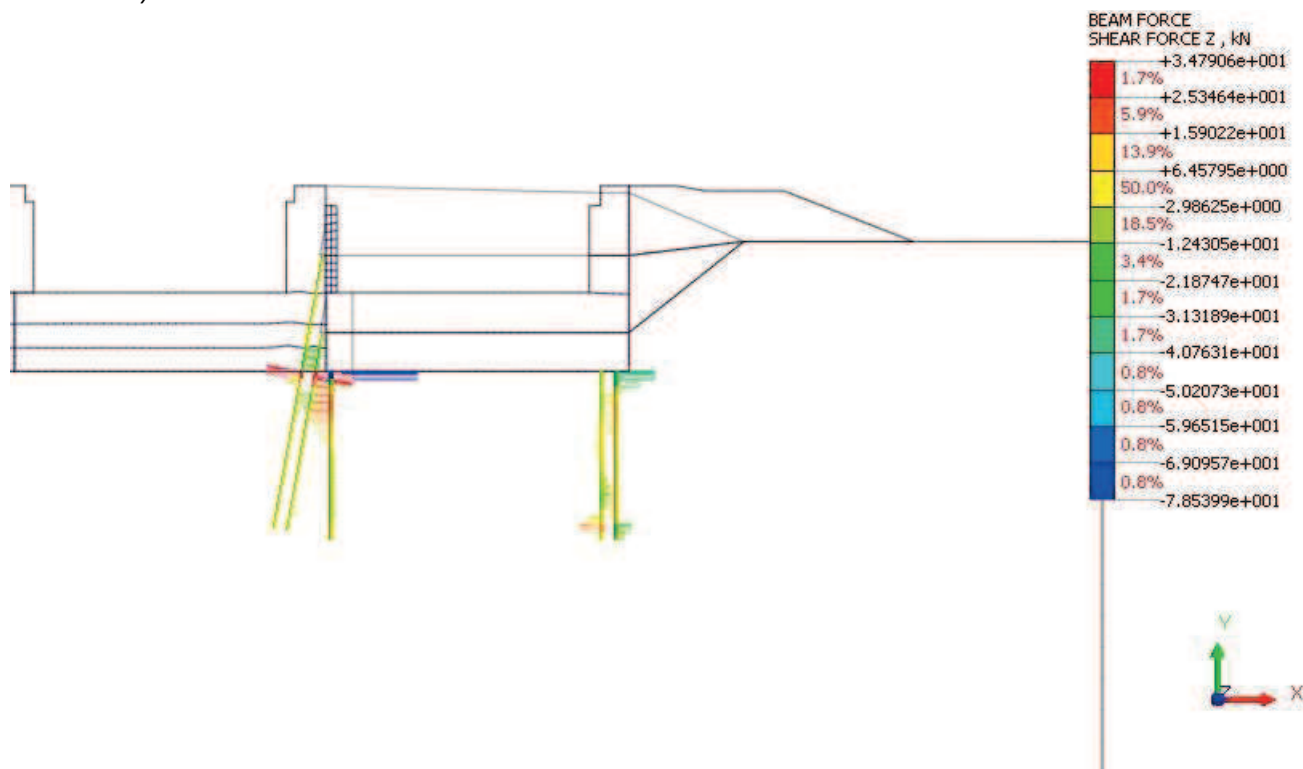
Podchycení stávajícího pilíře



Končecný stav



6.3. Posouvající síly

Podchycení stávajícího pilíře*Končecný stav*

Vnitřní síly v mikropilotách vyhovují předpokladům návrhu.

7. Závěr

Bylo prověřeno založení a deformace jezu po zhotovení nového jezového pole. Deformace jsou v mezích, které umožňují bezpečný provoz technologických zařízení jezu, dodatečná konsolidace podloží se předpokládá pouze v místě nové komunikace, mimo samotnou konstrukci jezu. Podchycení stávajícího jezového pilíře a založení nového jezového pole je uvažováno na předtížených mikropilotách. Vnitřní síly v mikropilotách vyhovují požadovaným zatížením, vzhledem k velké vlastní tíze konstrukce byl vliv nahodilých zatížení na mostě zanedbán.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

2. část

Zatížení teplotou

**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
Dokumentace pro stavební povolení**

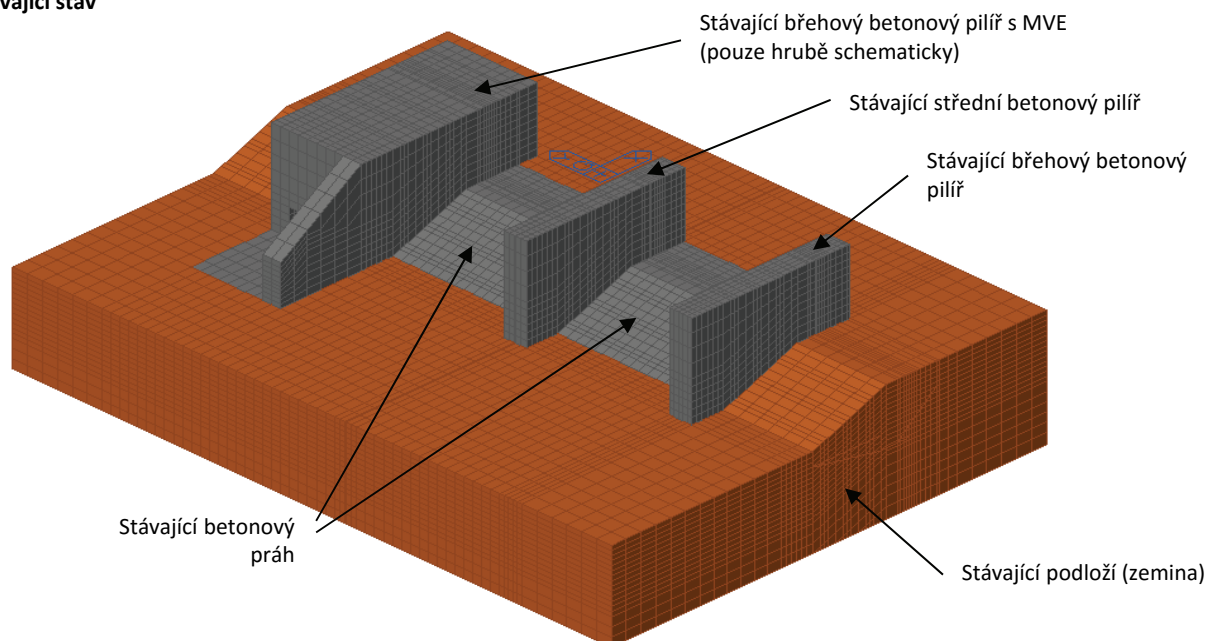


OBSAH

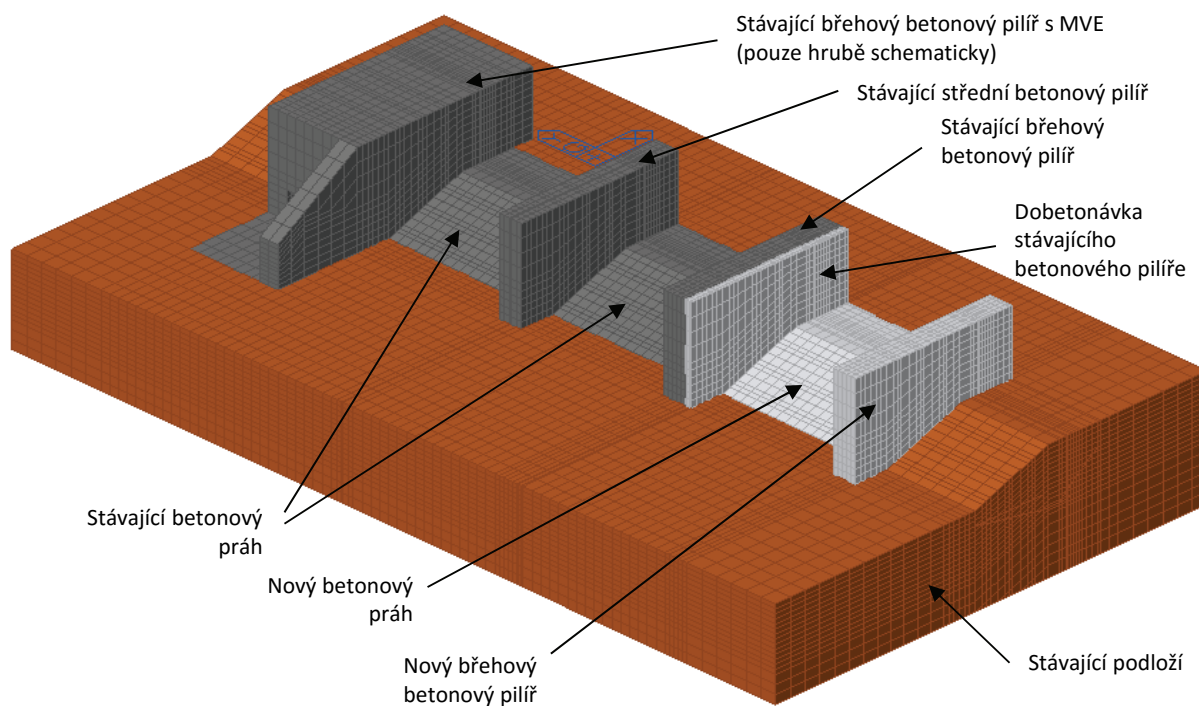
1. Výpočetní model	3
2. Materiálové vlastnosti.....	4
3. Okrajové podmínky podloží a na rubu břehových pilířů.....	5
4. Teplota půdy a betonu v různé hloubce	5
5. Zatížení teplotou	9
6. Vyhodnocení napětí	11
7. Posouzení spáry nové konstrukce "práh-pilíř"	16
8. Závěr.....	19

1. VÝPOČETNÍ MODEL

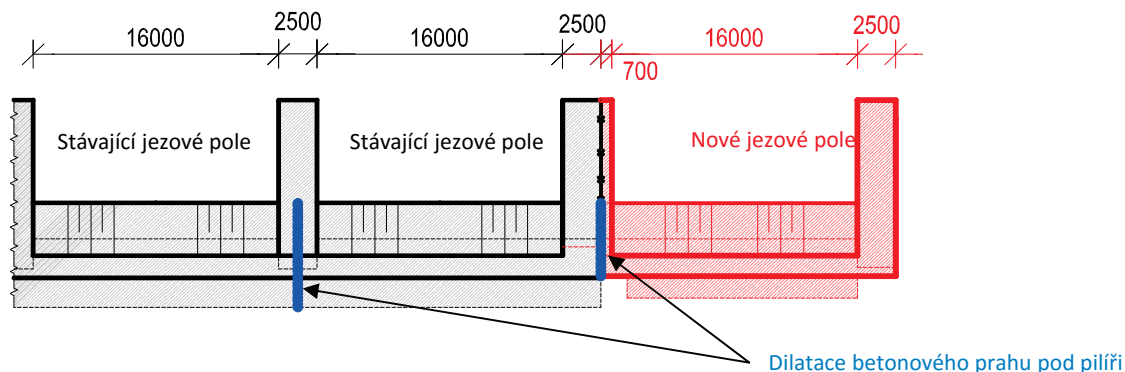
Stávající stav



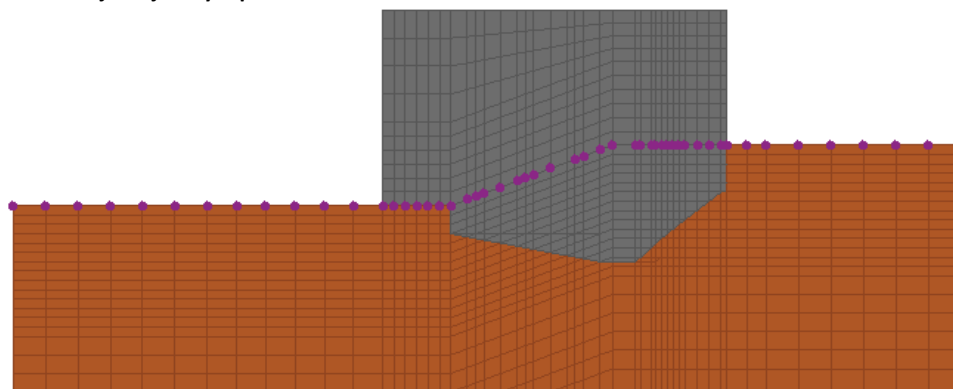
Nový stav po rozšíření na tří pole



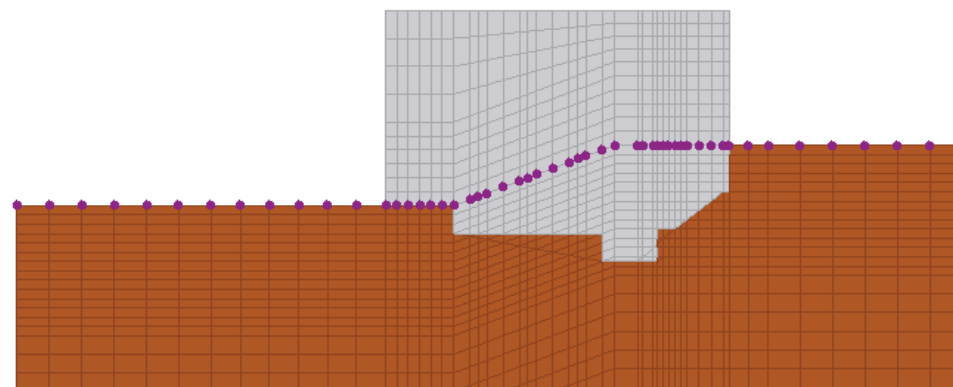
Schema délek jezových polí



Řez stávajícím jezovým polem



Řez novým jezovým polem



2. Materiálové vlastnosti

	Concrete OLD	Concrete NEW	Soil CLAY
pevnost v tlaku	$f_c = 25$	30	- MPa
modul pružnosti	$E(t) = 31000$	32000	12000 MPa
koefficient teplotní roztažnosti	$\alpha = 1.0E-05$	1.0E-05	6.0E-06 1/°C
Poissonovo číslo	$\nu = 0.20$	0.20	0.35
objemová hmotnost	$\rho = 25$	25	19.7 kN/m ³

3. Okrajové podmínky podloží a na rubu břehových pilířů

Vertikální tuhost základové spáry

deformační modul zeminy

poissonův součinitel

smykový modul zeminy

vertikální tuhost na 1m^2

linear spring (compress only)

$$E_s = 12000 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0.35$$

$$G = E_s / (2 * (1 - \nu)) = 9230.8 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{\text{mid}} = 0.73 * G / (1 - \nu) = 10366.9 \text{ kN/m}^2$$

POZN: Modelováno jako ve vstředním směru dokonale tuhé podepření.

Horizontální tuhost základové spáry (pro celý blok)

uvažovaná šířka modelovaného bloku

uvažovaná délka modelovaného bloku

linear spring

$$B = 48.7 \text{ m}$$

$$L = 86.2 \text{ m}$$

$$K_{y,\text{sur}} = G * B / (2 - \nu) * [3.4 * (L/B)^{0.65} + 1.2] = 1669540.41 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{x,\text{sur}} = G * B / (2 - \nu) * [3.4 * (L/B)^{0.65} + 0.4 * L/B + 0.8] = 1753456.49 \text{ kN/m}^3$$

POZN: Modelováno plošné pružné podepření podepření.

Horizontální tuhost zásypu pilíře (v hlavě pilíře = 0)

parametr zeminy podle Bowlese

šířka pilíře

výška pilíře

horizontální tuhost v patě pilíře

linear spring (compress only)

$$k_{\text{bow}} = 150000 \text{ kN/m}^3$$

$$d = 17.7 \text{ m}$$

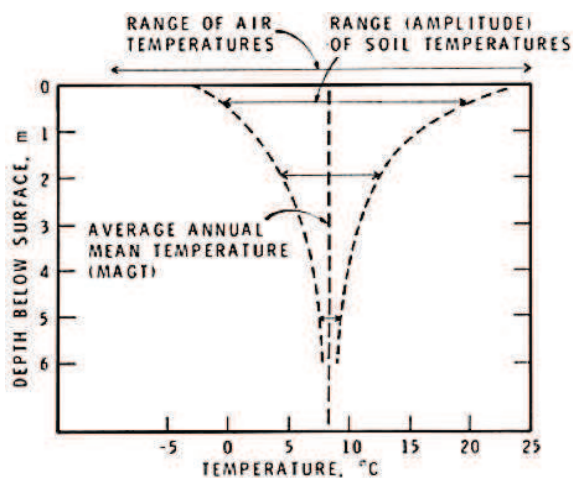
$$l = 12 \text{ m}$$

$$K_n = k * (0.308 + 1.584 * d/l) * z / (d * l) = 22410.2 \text{ kN/m}^3$$

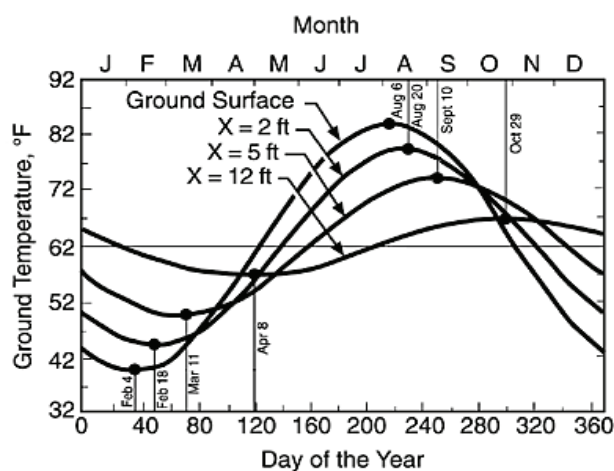
POZN: Uvažováno v maximální hodnotě, působí při kladné teplotě - pasivní zemní tlak.

4. Teplota půdy a betonu v různé hloubce

Teoretické schéma změny teploty dle hloubky



Teoretické schéma změny teploty dle hloubky v čase



Průměrné hodnoty vybraných meteorologických prvků, Olomouc a okolí

Stanice	Období	Prvek	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Rek
OL	1946–2009	Tv_avg (°C)	-2,2	-0,4	3,6	9,2	14,3	17,4	19,0	18,4	14,3	9,0	3,9	-0,2	8,9
OL05	1961–1990	Tv_avg_min (°C)	0,2	3,0	8,2	14,3	19,6	22,5	24,2	19,9	19,9	14,1	6,5	1,9	13,2
OL05	1961–1990	Tv_avg_max (°C)	-5,5	-3,6	-0,5	3,2	7,7	10,8	12,2	11,8	8,8	4,6	0,8	-2,8	4,0
OL05	1961–1990	Tp_avg (°C)	-0,4	0,3	3,0	-	-	-	-	-	-	-	-4,9	1,1	-
DDHL	2008	Tp_avg (°C)	-	-	-	-	13,9	19,5	20,3	19,8	15,1	10,8	7,9	3,2	-

SO 01.3 – Jezové těleso

		Zemina	Beton
čas při minimální teplotě	$t =$	30	30 dnů
hloubka	$z =$	viz. tabulka	viz. tabulka m
časové zpoždění přelom ledna a února	$t_0 =$	30	30 dnů
průměrná teplota povrchu průměrná roční teplota venkovního vzduchu	$T_a =$	8.2	8.2 °C
nejnižší průměrná teplota venkovního vzduchu	$T_{\min, \text{prům}} =$	-5.5	-5.5 °C
nejvyšší průměrná teplota venkovního vzduchu	$T_{\max, \text{prům}} =$	24.2	24.2 °C
roční (střední) amplituda teploty povrchu	$A_0 = (T_{\max, \text{prům}} - T_{\min, \text{prům}})/2 =$	14.85	14.85 °C
hustota	$\rho =$	1970	2500 kg/m ³
měrná tepelná kapacita	$c =$	920	900 J/kg*°C
objemová tepelná kapacita	$\rho * c =$	1812400	2250000 J/m ³ *°C
rychlost vedení tepla	$k = 0.04 * e^{0.0017 * \rho} =$	1.139	2.804 W/m*°C
tepelná vodivost	$D_h = k/(\rho * c) =$	6.28E-07	1.25E-06 m ² /s
	$=$	0.054	0.108 m ² /den
frekvence kolísání teplot	$\omega = 2 * \pi / 365 =$	0.017	0.017 1/den
penetrační hloubka	$d = \sqrt{(2 * D_h / \omega)} =$	2.512	3.537 m
teplota v čase (t) a hloubce (z)	$T(t, z) = T_a + A_0 * e^{-z/d} * \sin[2 * \pi * (t - t_0) / 365 - z / d - \pi / 2] =$	viz. tabulka	viz. tabulka °C
teplotav čase (t) a hloubce (z = 0 m)	$T(t, z=0) = T_a + A_0 * \sin[2 * \pi * (t - t_0) / 365 - \pi / 2] =$	-6.7	-6.7 °C

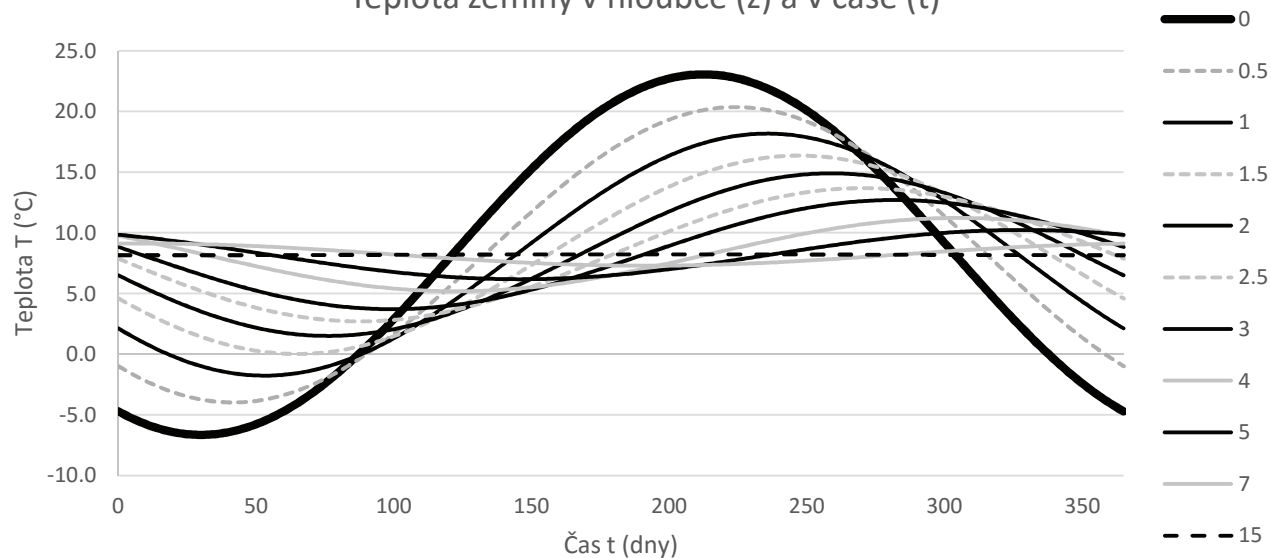
Pro vykreslení grafu zeminy:

z =	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	4	5	7	15
Tmax	23.0	20.4	18.2	16.4	14.9	13.7	12.7	11.2	10.2	9.1	8.2
Tmin	-6.7	-4.0	-1.8	0.0	1.5	2.7	3.7	5.2	6.2	7.3	8.2
ΔTmax	0.0	2.9	5.7	8.1	10.2	11.9	13.2	14.9	15.7	15.7	14.8
Δtmin	0.0	-2.9	-5.7	-8.1	-10.2	-11.9	-13.2	-14.9	-15.7	-15.7	-14.8

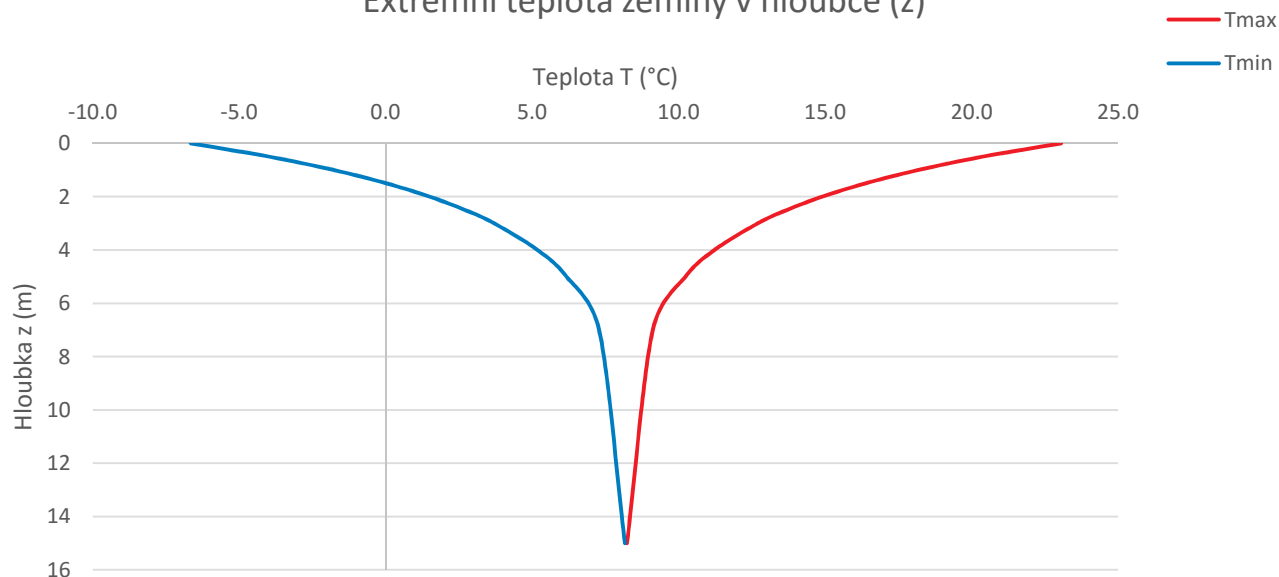
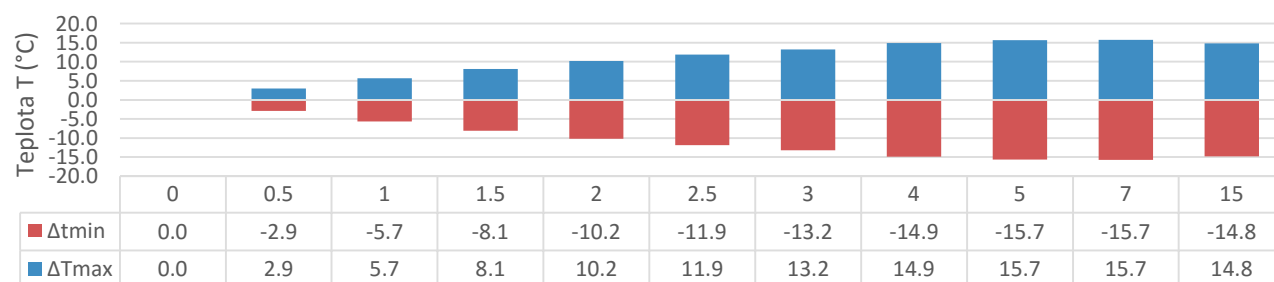
Pro vykreslení grafu betonu:

z =	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	4	5	7	21
Tmax	23.0	21.1	19.4	17.9	16.6	15.5	14.6	13.0	11.8	10.3	8.2
Tmin	-6.7	-4.7	-3.0	-1.5	-0.2	0.9	1.8	3.4	4.6	6.1	8.2
ΔTmax	0.0	2.1	4.1	6.0	7.8	9.3	10.7	12.8	14.3	15.7	14.8
Δtmin	0.0	-2.1	-4.1	-6.0	-7.7	-9.3	-10.6	-12.8	-14.3	-15.7	-14.8

Teplota zeminy v hloubce (z) a v čase (t)

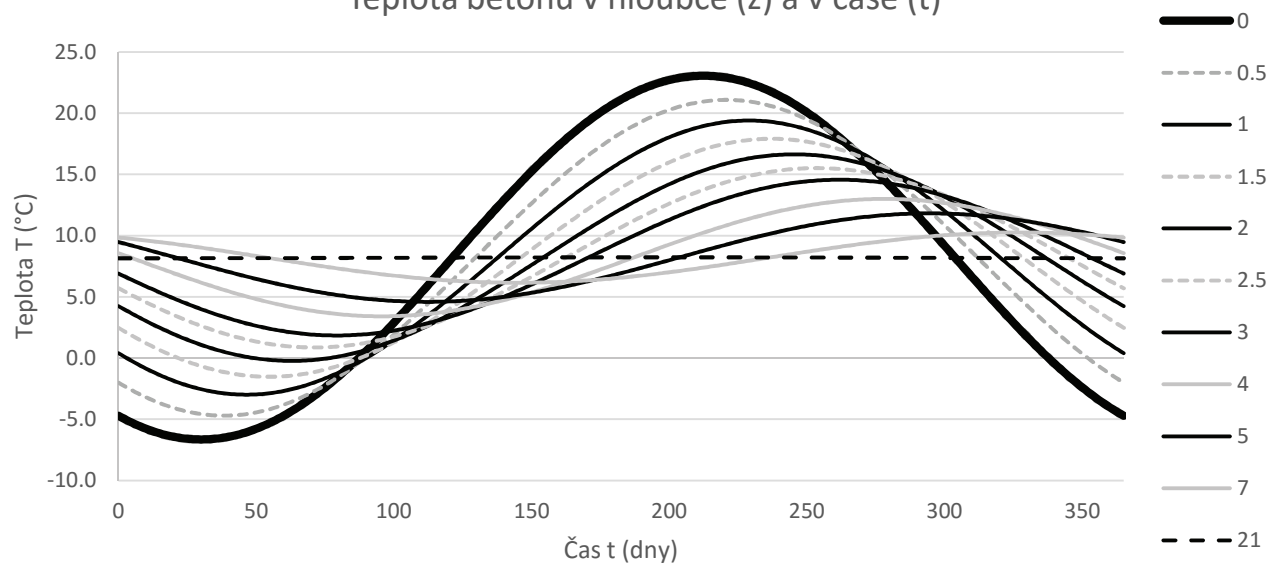


Extrémní teplota zeminy v hloubce (z)

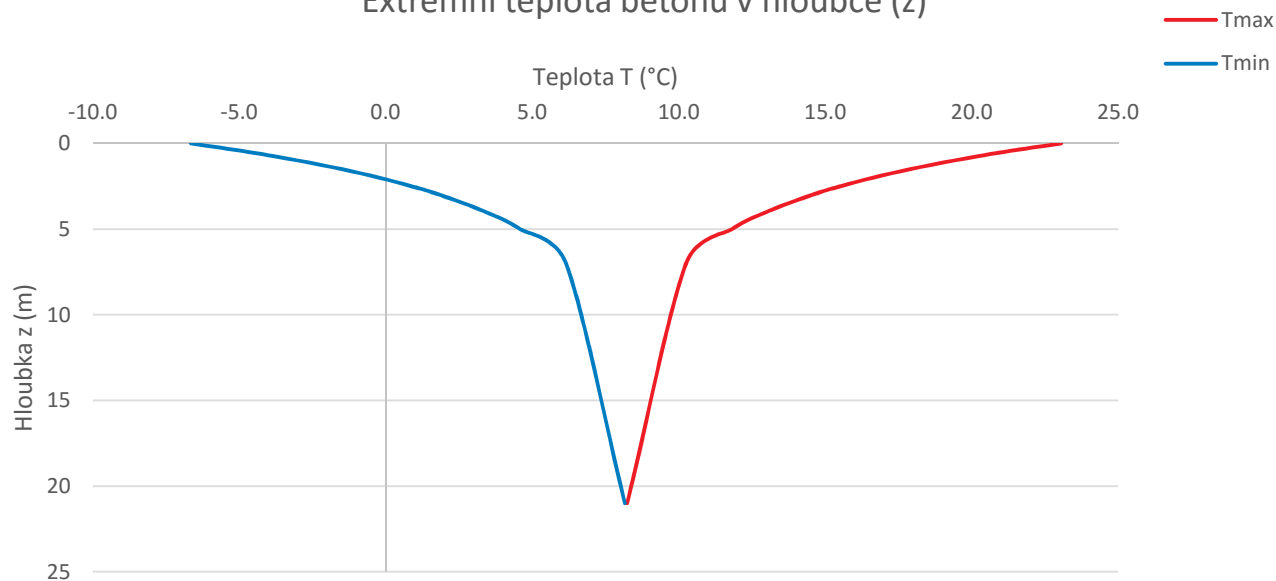
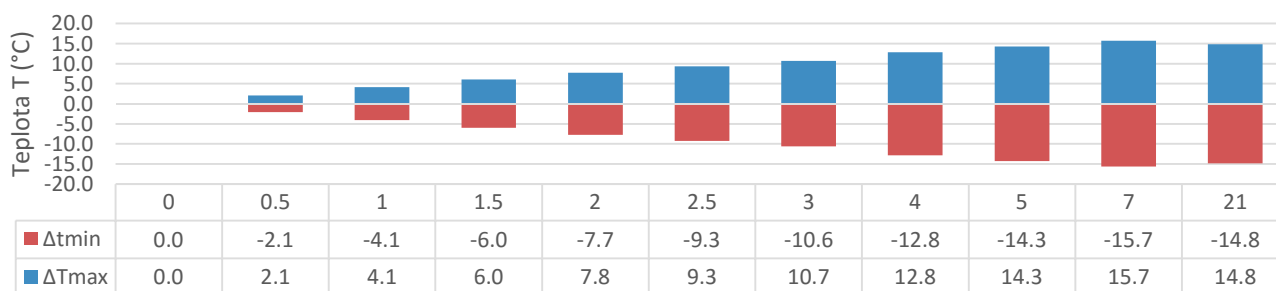
Rozdíl teploty zeminy na povrchu a v hloubce (z)
pro Tmax a Tmin

Tabulka rozdílu teplot dle hloubky z (m)

Teplota betonu v hloubce (z) a v čase (t)



Extrémní teplota betonu v hloubce (z)

Rozdíl teploty betonu na povrchu a v hloubce (z)
pro Tmax a Tmin

Tabulka rozdílu teplot dle hloubky z (m)

5. Zatížení teplotou

Povrchy	hloubka	Zemina	
		T+	T-
1	0	23.0	-6.7
2	0.5	20.1	-3.7
3	1	17.4	-1.0
4	1.5	14.9	1.4
5	2	12.8	3.5
6	2.5	11.1	5.2
7	3	9.8	6.5
8	3.5	8.8	7.5
9	4	8.1	8.3
10	4.5	7.6	8.7
11	5	7.4	9.0
12	5.5	7.2	9.2
13	6	7.2	9.2
14	6.5	7.2	9.2
15	7	7.2	9.2
16	8	7.2	9.2
17	9	7.2	9.2
18	10	7.2	9.2
19	11	7.2	9.2
20	12	7.2	9.2
21	13	7.2	9.2

Povrchy	hloubka	beton	
		T+	T-
1	0	23	-6.7
2	0.5	20.9	-4.6
3	1	18.9	-2.5
4	1.5	17.0	-0.7
5	2	15.2	1.1
6	2.5	13.7	2.6
7	3	12.3	4.0
8	3.5	11.1	5.2
9	4	10.2	6.2
10	4.5	9.3	7.0
11	5	8.7	7.6
12	5.5	8.2	8.2
13	6	7.8	8.5
14	6.5	7.5	8.8
15	7	7.3	9.0
16	8	7.2	9.2
17	9	7.2	9.2
18	10	7.3	9.0
19	11	7.5	8.9
20	12	7.7	8.7
21	13	7.8	8.5

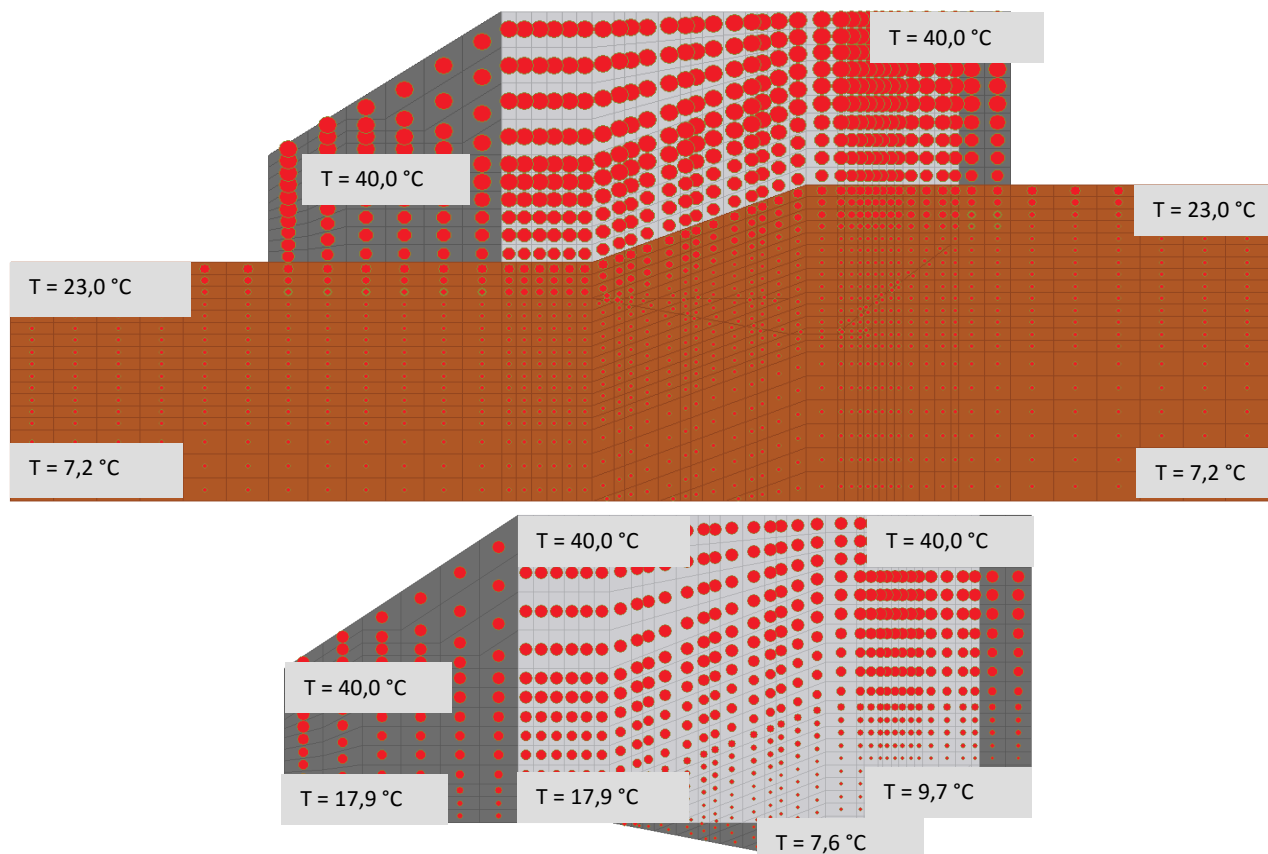
Výchozí (referenční) teplota pro výpočet

 $T_0 = 10.0 \text{ } ^\circ\text{C}$

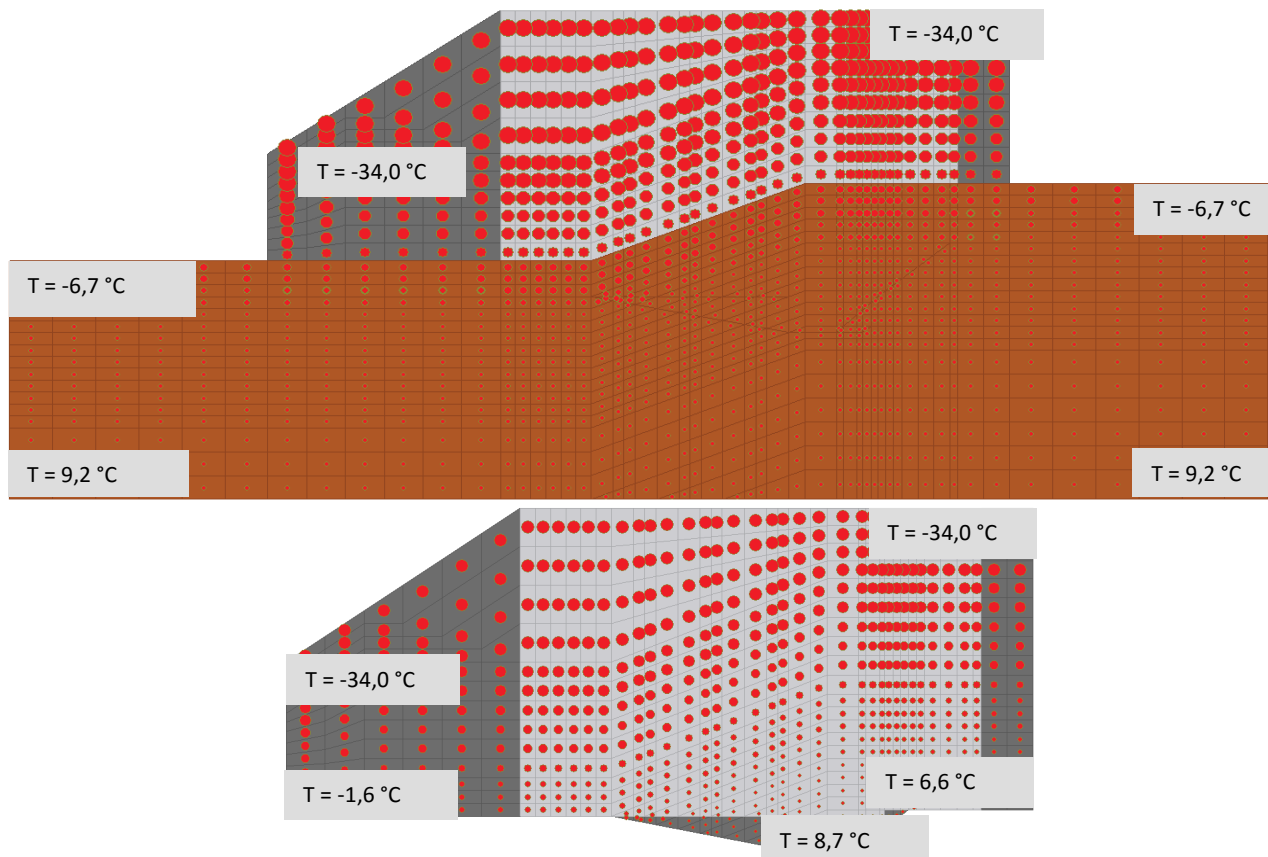
Vrstvička	Zemina			
	T+	T-	(T+)- T_0	(T-)- T_0
P-Z-1	21.6	-5.2	11.6	-15.2
P-Z-2	18.7	-2.4	8.7	-12.4
P-Z-3	16.1	0.2	6.1	-9.8
P-Z-4	13.9	2.5	3.9	-7.5
P-Z-5	12.0	4.4	2.0	-5.6
P-Z-6	10.5	5.9	0.5	-4.1
P-Z-7	9.3	7.0	-0.7	-3.0
P-Z-8	8.5	7.9	-1.5	-2.1
P-Z-9	7.9	8.5	-2.1	-1.5
P-Z-10	7.5	8.9	-2.5	-1.1
P-Z-11	7.3	9.1	-2.7	-0.9
P-Z-12	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-13	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-14	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-15	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-16	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-17	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-18	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-19	7.2	9.2	-2.8	-0.8
P-Z-20	7.2	9.2	-2.8	-0.8

Vrstvička	beton			
	T+	T-	(T+)- T_0	(T-)- T_0
P-B-1	21.9	-5.6	11.9	-15.6
P-B-2	19.9	-3.6	9.9	-13.6
P-B-3	17.9	-1.6	7.9	-11.6
P-B-4	16.1	0.2	6.1	-9.8
P-B-5	14.5	1.9	4.5	-8.1
P-B-6	13.0	3.3	3.0	-6.7
P-B-7	11.7	4.6	1.7	-5.4
P-B-8	10.6	5.7	0.6	-4.3
P-B-9	9.7	6.6	-0.3	-3.4
P-B-10	9.0	7.3	-1.0	-2.7
P-B-11	8.4	7.9	-1.6	-2.1
P-B-12	8.0	8.3	-2.0	-1.7
P-B-13	7.6	8.7	-2.4	-1.3
N-B-1	25.5	-9.2	15.5	-19.2
N-B-2	29.3	-13.0	19.3	-23.0
N-B-3	33.6	-17.3	23.6	-27.3
N-B-4	38.3	-22.0	28.3	-32.0
N-B-5	40.0	-26.9	30.0	-36.9
N-B-6	40.0	-31.8	30.0	-41.8
N-B-7	40.0	-34.0	30.0	-44.0
N-B-8	40.0	-34.0	30.0	-44.0
N-B-9	40.0	-34.0	30.0	-44.0
N-B-10	40.0	-34.0	30.0	-44.0

Schema zatížení kladnou teplotou - letní období:



Schema zatížení zápornou teplotou - zimní období:

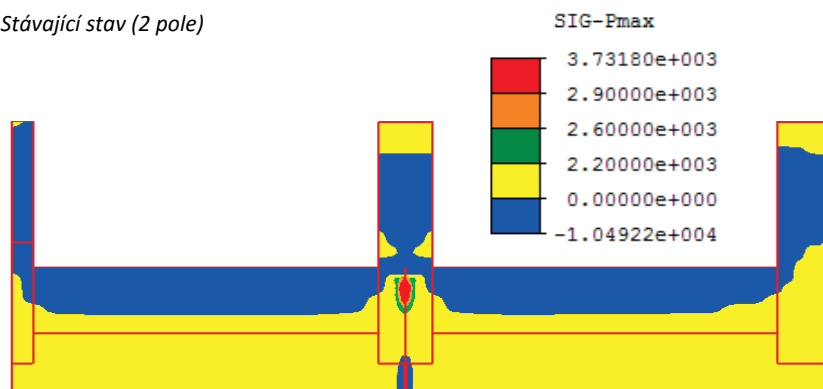


6. Vyhodnocení napětí

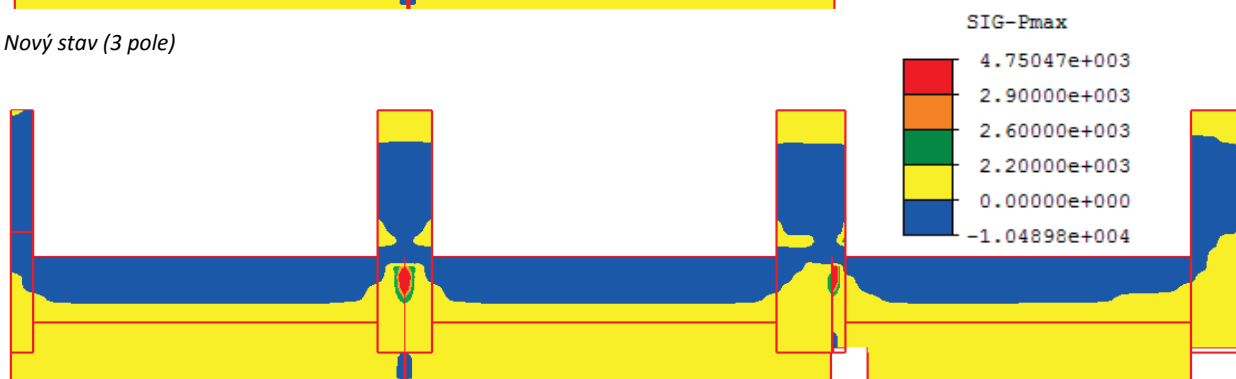
6.1. ŘEZ - Vlastní tíha + kladná teplota (letní období):

Hlavní napětí $\sigma_{p,max}$ (kPa)

Stávající stav (2 pole)



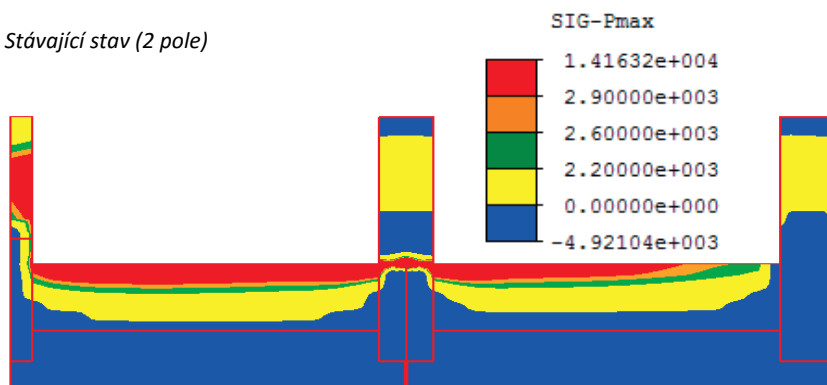
Nový stav (3 pole)



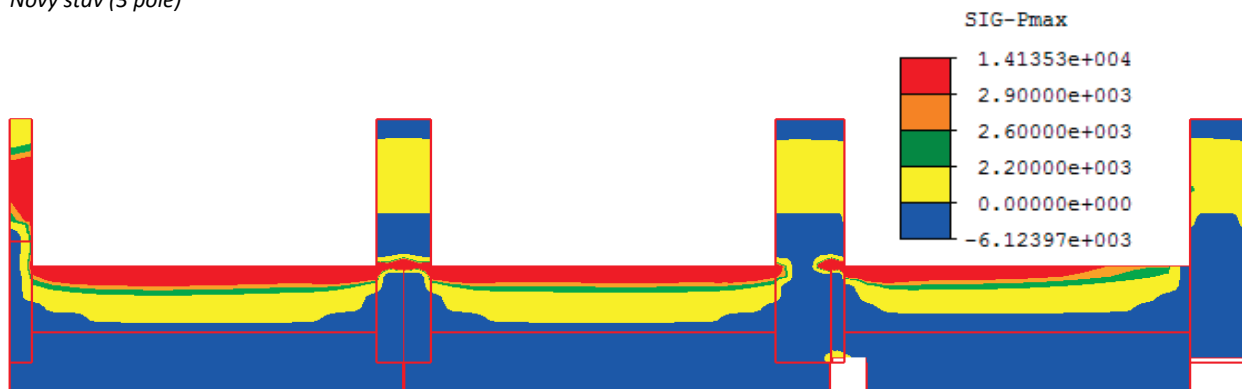
ŘEZ - Vlastní tíha + záporná teplota (zimní období):

Hlavní napětí $\sigma_{p,max}$ (kPa)

Stávající stav (2 pole)



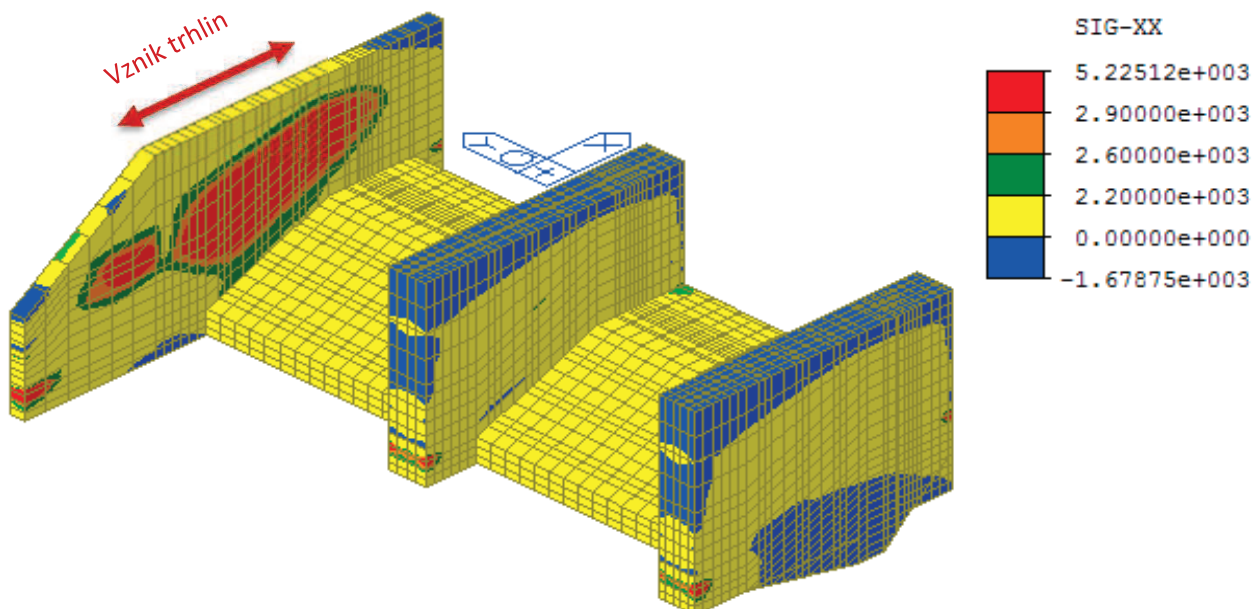
Nový stav (3 pole)



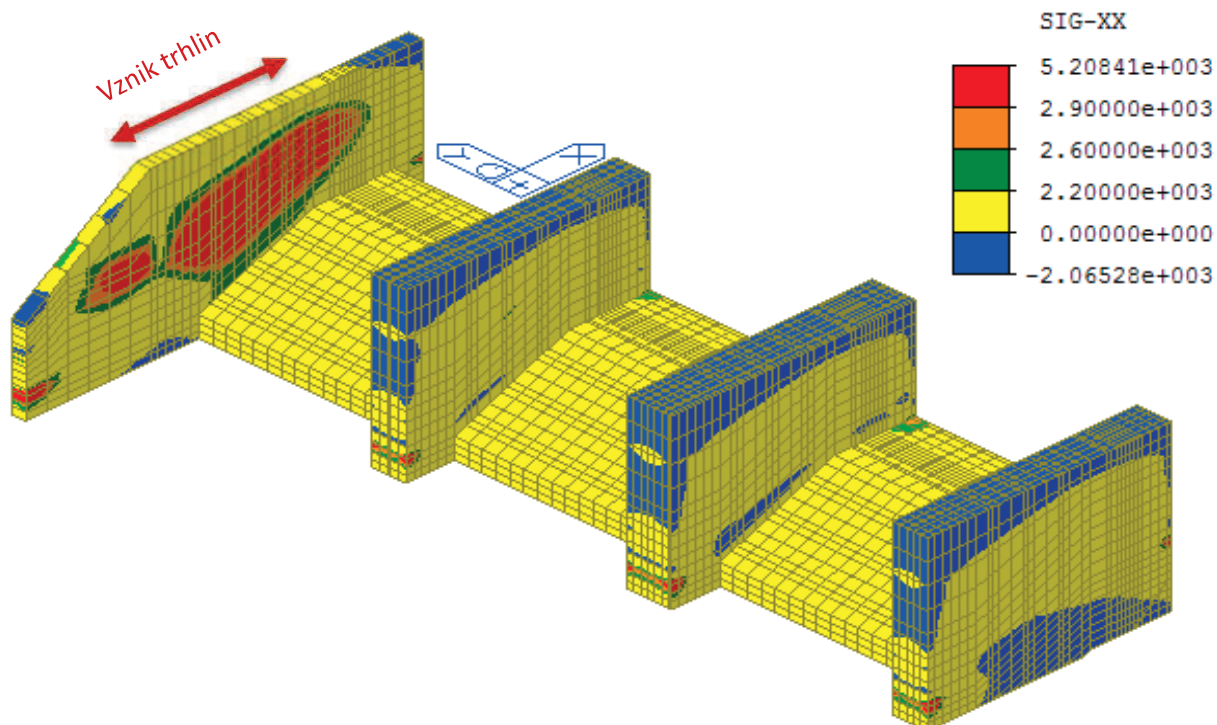
6.2. 3D - Vlastní tíha + záporná teplota (zimní období):

Složka napětí σ_{xx} (kPa)

Stávající stav (2 pole)



Nový stav (3 pole)

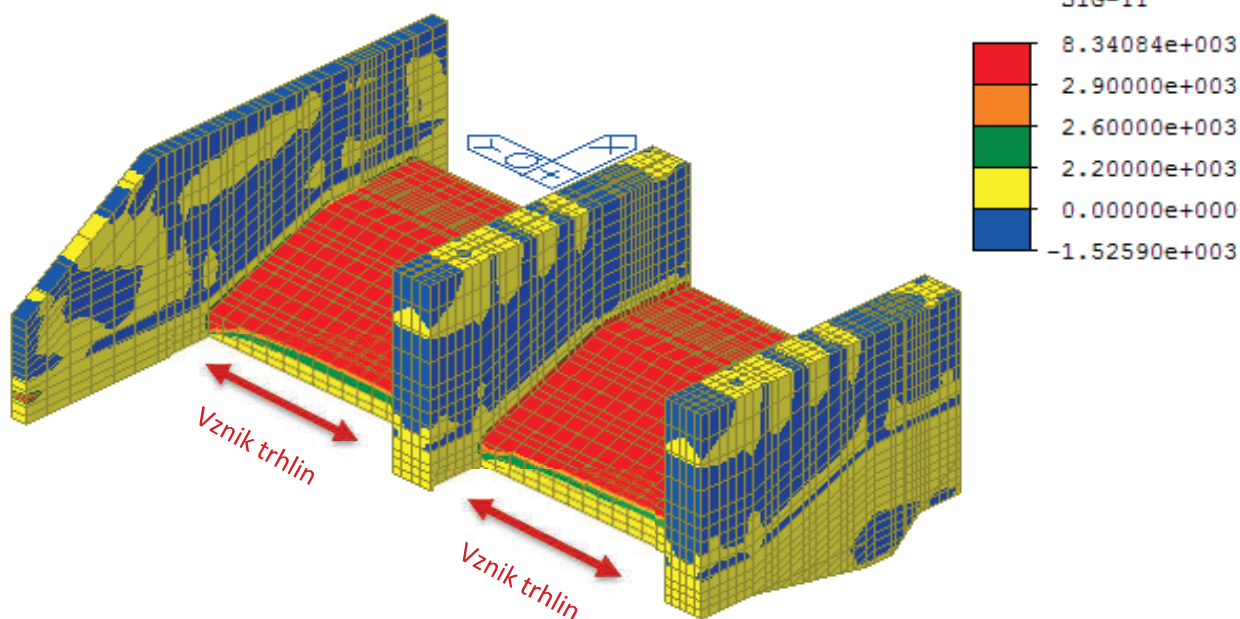


Vznik trhlin na pravém břehovém pilíři je omezen stávající výztuží, pracovními sparami a trhlinami, další rozvoj trhlin po výstavbě třetího pole se nepředpokládá.

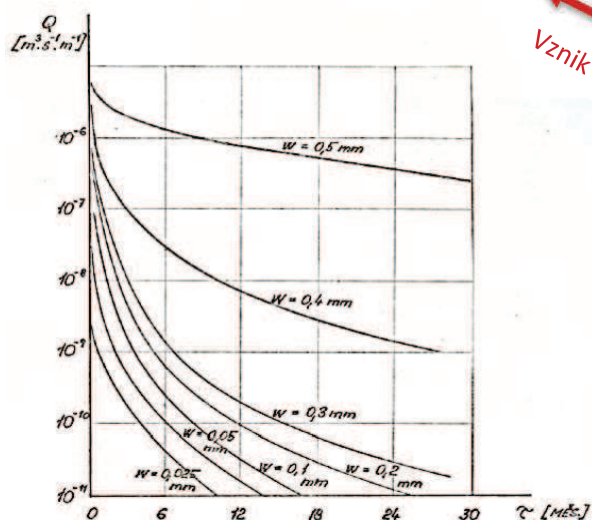
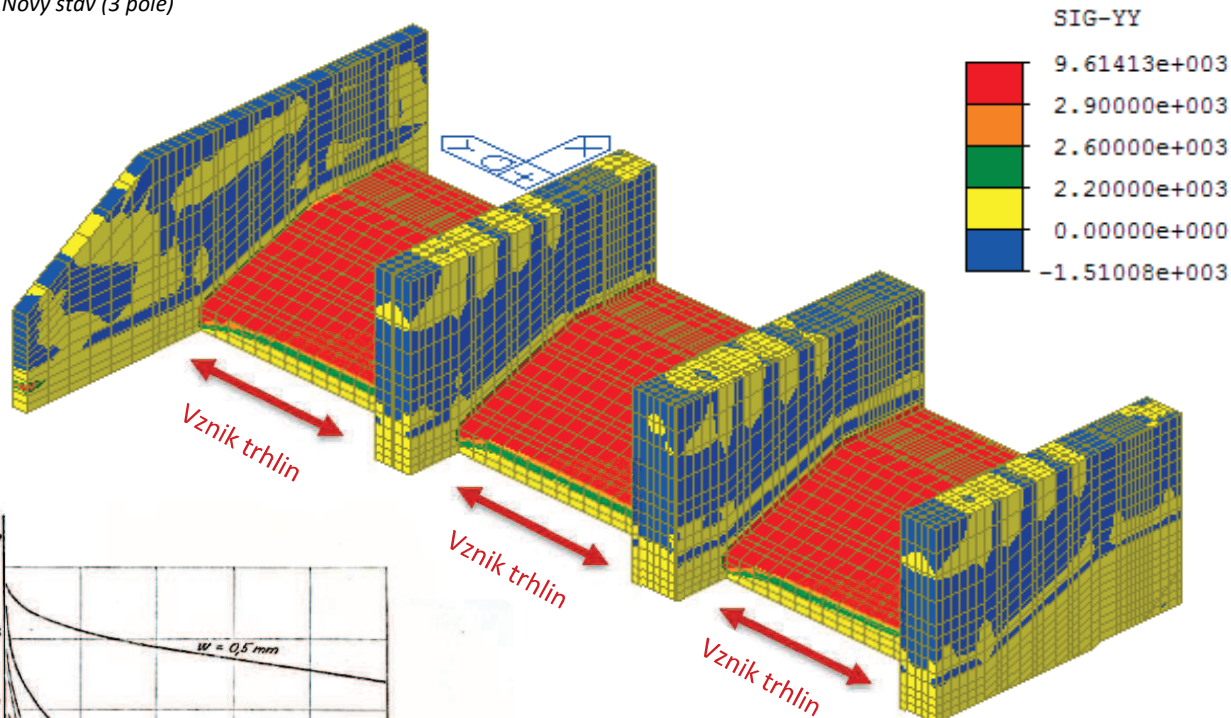
SO 01.3 – Jezové těleso

Složka napětí σ_{yy} (kPa)

Stávající stav (2 pole)



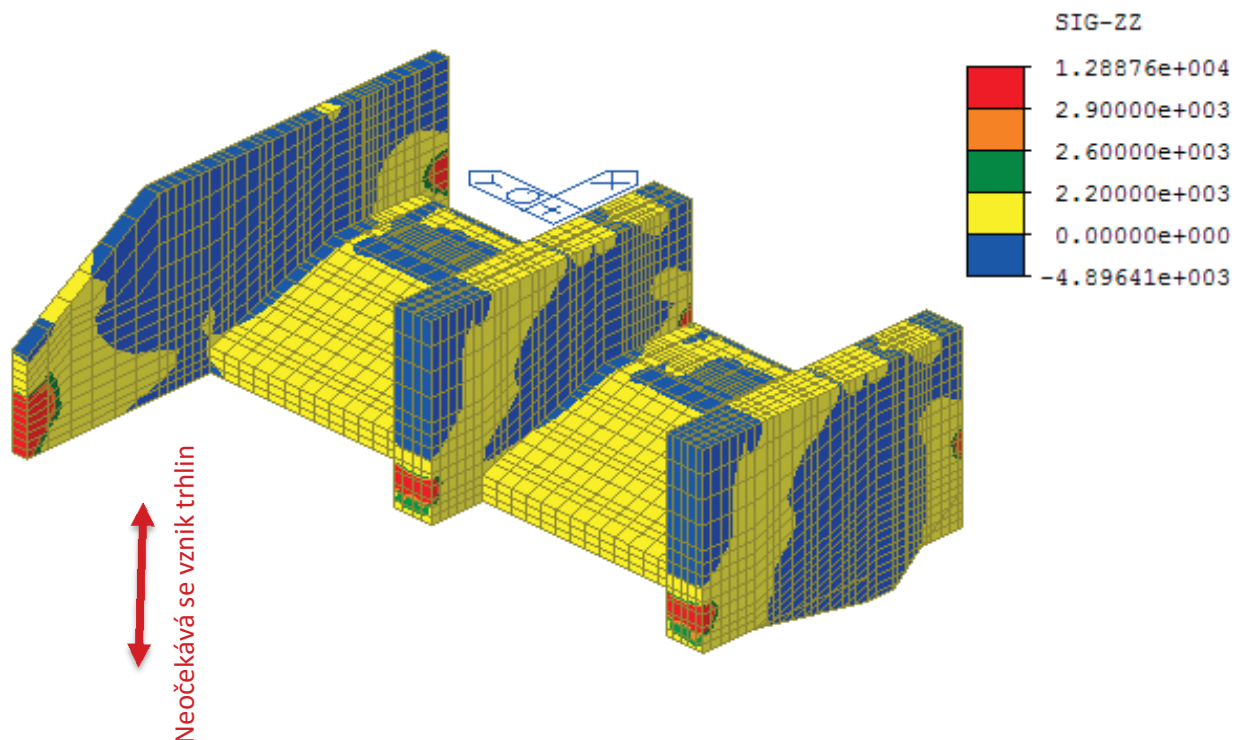
Nový stav (3 pole)



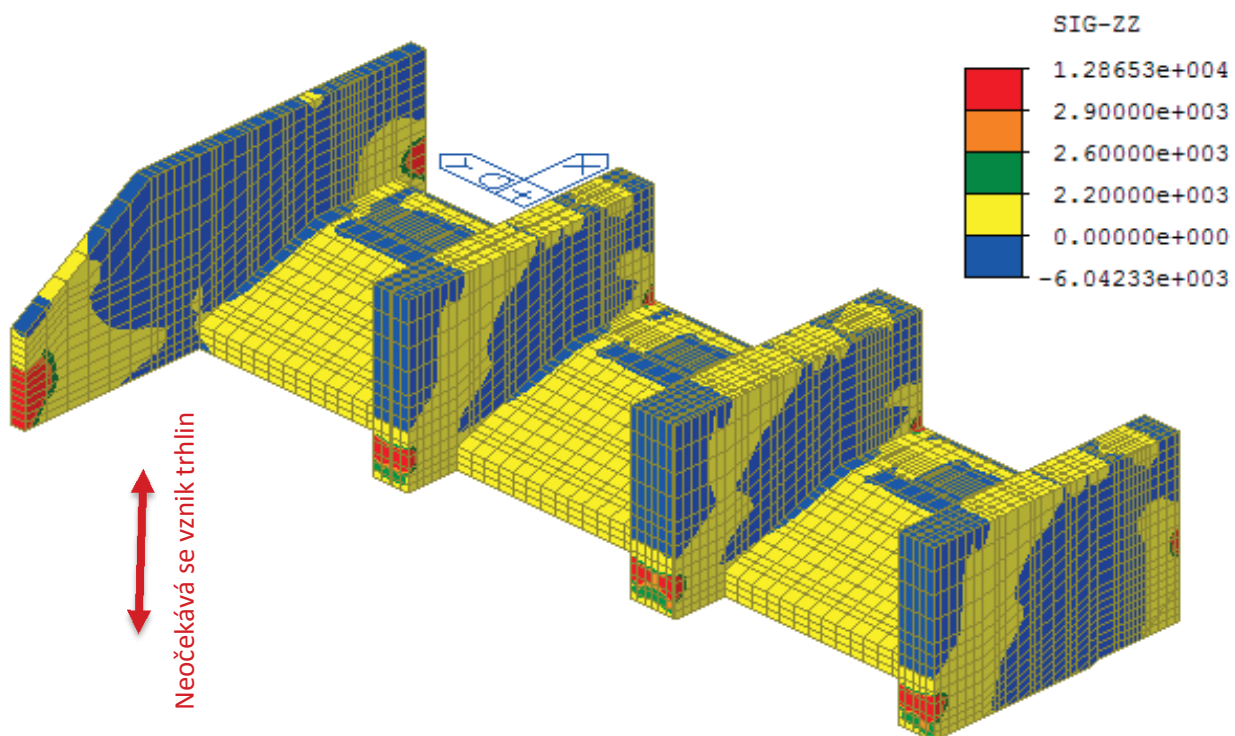
Vznik trhlin v novém betonovém prahu a patě pilíře bude omezen betonářskou výztuží, současně je betonový povrch v místě vzniku trhlin je odlážděn kamennou nepropustnou dlažbou. Při řádném provedení dlažby tedy nedochází k zatékání do trhlin, promrzání a degradaci betonového povrchu. Pokud v místě poruchy dojde k lokálním průsakům do betonové konstrukce, trhliny budou utěsněny kolmatací betonu (samoutěsnění trhlin - vyluhování a dodatečná hydratace vápna v trhlíně). Další rozvoj trhlin ve stávajících betonových konstrukcích se předpokládá v minimálním rozsahu.

Složka napětí σ_{zz} (kPa)

Stávající stav (2 pole)



Nový stav (3 pole)



deformace pilířů (m)

deformace pilířů (m)

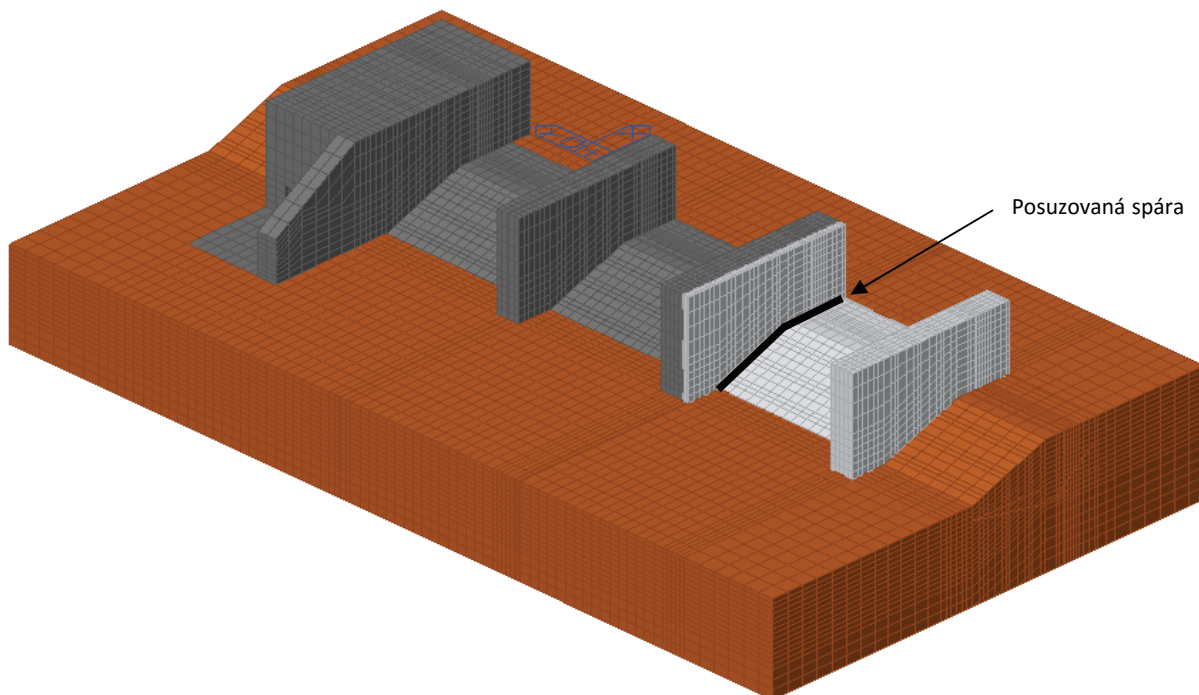
Figure 1 displays a 3x3 grid of scatter plots showing the relationship between the number of children (x-axis) and the number of children in the household (y-axis). The rows represent different levels of the 'number of children' variable (0, 1, 2) and the columns represent different levels of the 'number of children in the household' variable (0, 1, 2). Each plot shows a positive linear relationship between the two variables, with the slope increasing as the number of children in the household increases.

Statický výpočet

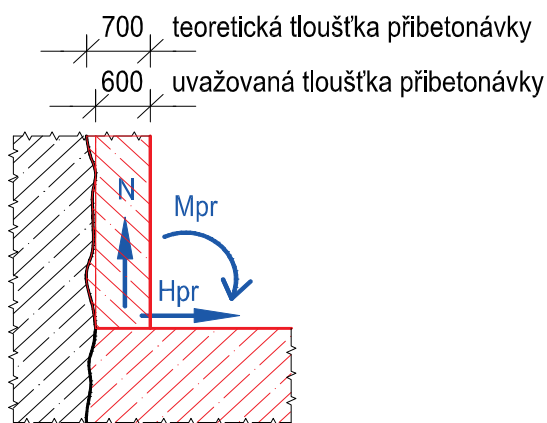
7. Posouzení spáry nové konstrukce "práh-pilíř"

7.1. Geometrie spáry

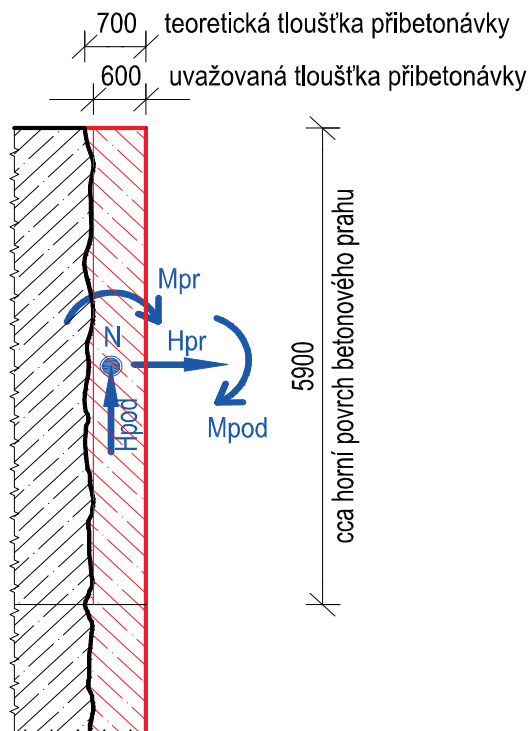
Poloha spáry



Svislý řez sparou - detail



Půdorysný řez sparou - detail



7.2. Vnitřní síly ve spáře práh-pilíř

Charakteristické hodnoty vnitřních sil:

	Vlastní tíha	Teplota T+	Teplota T-
Normálová síla	$N = -930.16$	-323.13	1010.3 kN
Posouvající síla v hlavním směru	$H_{pr} = 85.13$	3344.6	-3570.9 kN
Posouvající síla ve vedlejším směru	$H_{pod} = -25.3$	-4758.5	5147.7 kN
Moment síla v hlavním směru	$M_{pr} = -105.2$	-1054.7	1098.6 kNm
Moment síla ve vedlejším směru	$M_{pod} = -20.99$	-9385.8	1390.3 kNm
Kroutící moment	$M_{kr} = 31.13$	-1147.9	1972.3 kNm

Kvazistálé kombinace zatížení:

Kombinační součinitel	$\psi_0 = 1$	0.6	0.6
-----------------------	--------------	-----	-----

Kombinace CHAR-01:

	Vlastní tíha + T+	Vlastní tíha + T-
Normálová síla	$N = -1124.038$	-323.98 kN
Moment síla v hlavním směru	$M_{pr} = -738.02$	553.96 kNm
Moment síla ve vedlejším směru	$M_{pod} = -5652.47$	813.19 kNm

Charakteristické kombinace zatížení:

Kombinační součinitel	$\psi_0 = 1$	1	1
-----------------------	--------------	---	---

Kombinace CHAR-01:

	Vlastní tíha + T+	Vlastní tíha + T-
Normálová síla	$N = -1253.29$	80.14 kN
Moment síla v hlavním směru	$M_{pr} = -1159.9$	993.4 kNm
Moment síla ve vedlejším směru	$M_{pod} = -9406.79$	1369.31 kNm

Kombinace zatížení MSÚ:

Součinitel zatížení sup.	$\gamma_F = 1.35$	1.5	1.5
Součinitel zatížení inf.	$\gamma_F = 1$	1.5	1.5

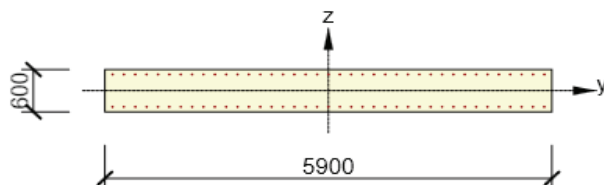
Kombinace MSU-01:

	Vlastní tíha + T+	Vlastní tíha + T-
Normálová síla	$N = -1740.411$	259.734 kN
Moment síla v hlavním směru	$M_{pr} = -1724.07$	1505.88 kNm
Moment síla ve vedlejším směru	$M_{pod} = -14107.04$	2057.114 kNm

Kombinace MSU-02:

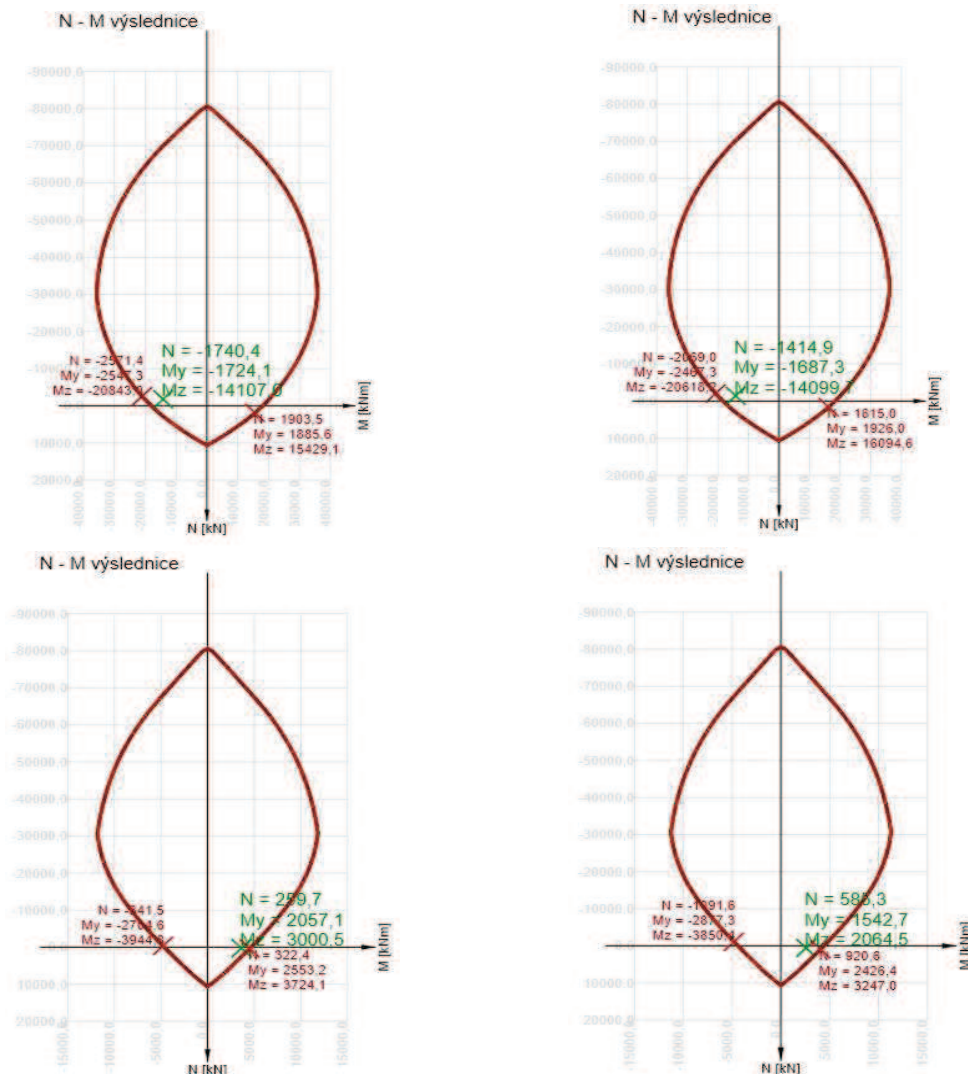
	Vlastní tíha + T+	Vlastní tíha + T-
Normálová síla	$N = -1414.855$	585.29 kN
Moment síla v hlavním směru	$M_{pr} = -1687.25$	1542.7 kNm
Moment síla ve vedlejším směru	$M_{pod} = -14099.69$	2064.46 kNm

7.3. Dimenzace výztuže



Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
39 \varnothing 20 (12252mm²), z = 230 mm
39 \varnothing 20 (12252mm²), z = -230 mm

7.3.1. Mezní stav únosnosti M+N



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	585,3	1542,7	2064,5			63,6	OK

7.3.2. Mezní stav použitelnosti

Omezení napětí v betonu a výztuži:

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	80,1	993,4	1369,3			44,8	OK

Šířka trhliny:

pro krátkodobé účinky

$w_k = 0.293 \text{ mm}$

$< w_{k,lim} =$

0.3 mm

vyhoví

8. Závěr

Na prostorovém modelu byl ověřen vliv teploty na konstrukci jezu, před a po zhotovení nového jezového pole. Vzhledem ke konstrukci malé vodní elektrárny působí již stávající konstrukce jako spojitý nosník o třech polích, přidáním dalšího pole se tedy způsob jejího namáhání nemění. Zatížení teplotou bylo modelováno s uvážením konkrétních teplotních podmínek v dané oblasti. Vznik trhlin na stěně jezové elektrárny je dán zejména rozmístěním dilatačních spar, které nebyly ve výpočtu zohledněny. Přidáním třetího jezového pole však nedojde ani ke vzniku nových trhlin, ani k dalšímu rozvoji trhlin stávajících. Vznik nových trhlin se očekává pouze na horním povrchu přepadové hrany nového pole a v patě dotčených pilířů, zde je však kamenná dlažba, která by měla být (při kvalitním provedení) vodotěsná. Pokud dojde k průsaku vody skrze dlažbu do potrhaného betonu, trhliny budou utěsněny kolmatací (samoutěsněním). Šířka trhlin byla prověřena v nové kotvené přibetonávce pilíře, kde je napětí od teploty největší, pro vykrytí tohoto napětí a omezení šířky trhlin byla navržena betonářská výztuž. Přidáním nového jezového pole, bez průběžné dilatační spáry, nedojde ke změně statického schématu konstrukce pro zatížení teplotou.

Doporučení pro další údržbu betonových konstrukcí jezu

- 1) Opravovat poškozenou dlažbu a zajistit její maximální nepropustnost (vodotěsnost), tj. zejména kvalitní spárování.
- 2) Případné trhliny od teplotních účinků injektovat výplňovými hmotami na bázi polymerů, které jsou pružné a umožňují pohyb v trhlíně. Možný vznik trhlin se předpokládá v místě styku betonového prahu a pilíře, pravděpodobně pod nebo v úrovni konstrukci dlažby.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

3. část

Hydratační teplo

**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
Dokumentace pro stavební povolení**



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

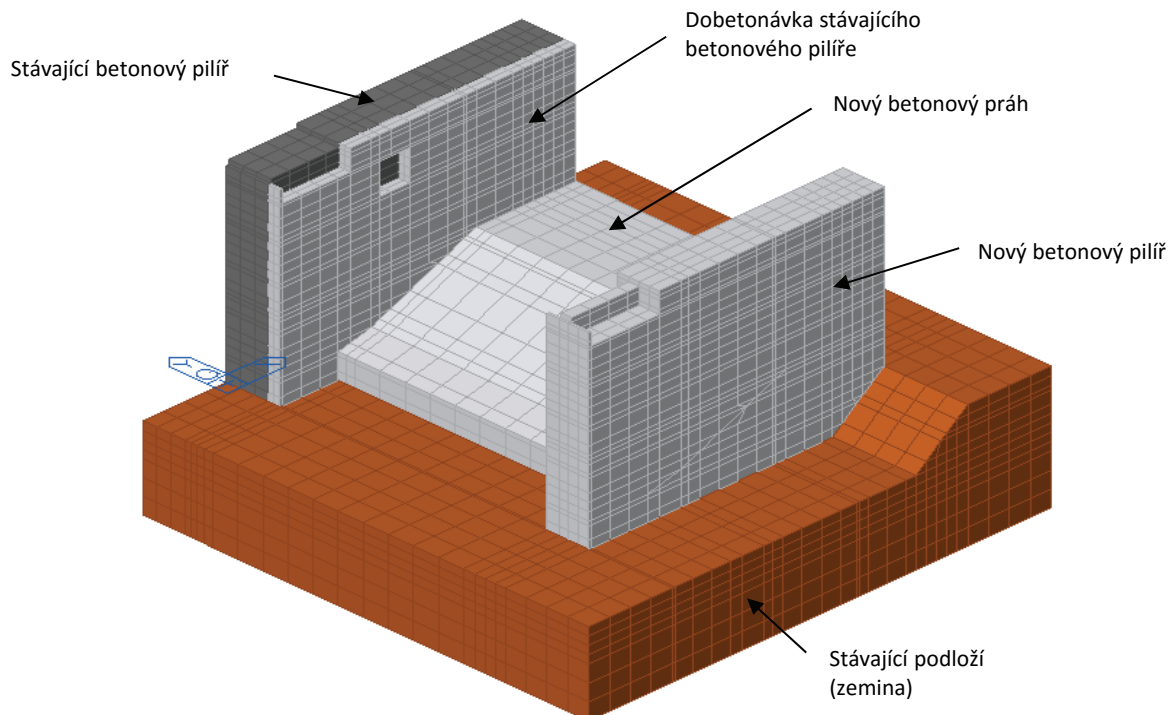


Schéma betonáže přepadového prahu a nového krajního pilíře

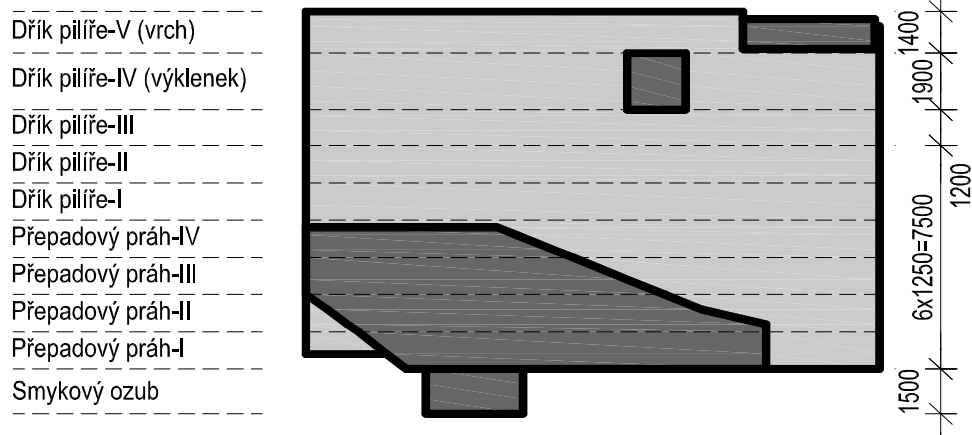
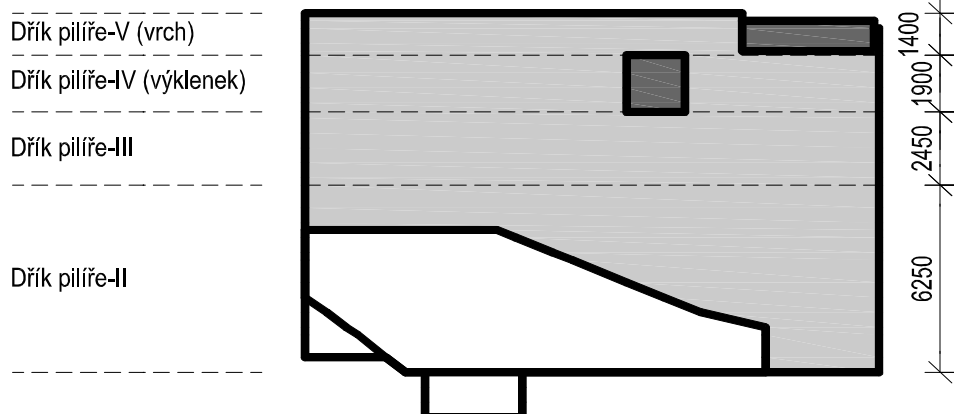
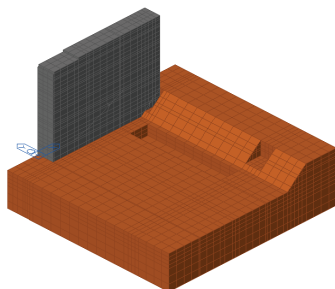


Schéma betonáže přibetonávky středního stávajícího pilíře

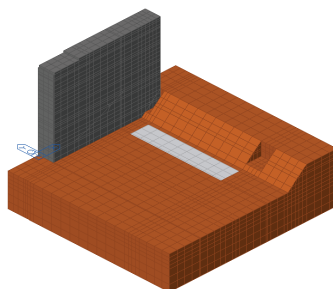


2. Postup betonáže jezového pole

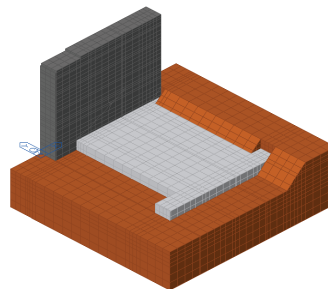
0 Výkop



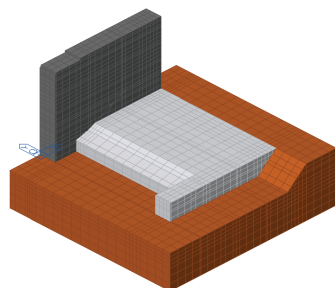
1 Smykový ozub



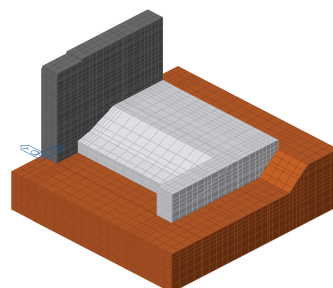
2 Přepadový práh-I



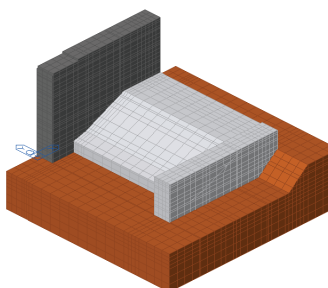
3 Přepadový práh-II



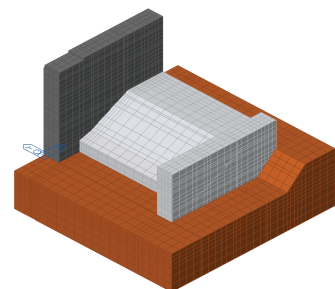
4 Přepadový práh-III



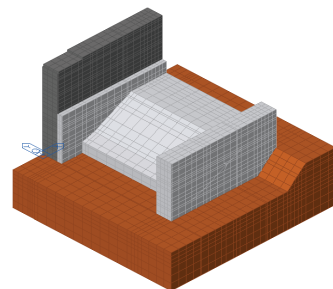
5 Přepadový práh-IV



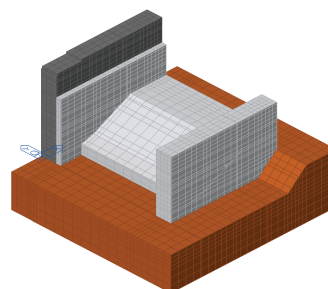
6 Dřík pilíře-I



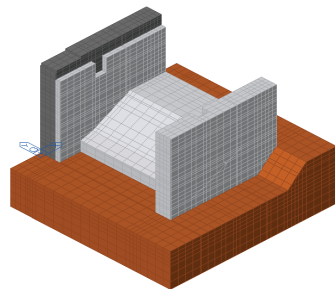
7 Dřík pilíře-II



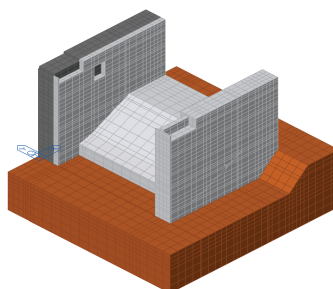
8 Dřík pilíře-III



9 Dřík pilíře-IV (výklenek)



10 Dřík pilíře-V (vrch)

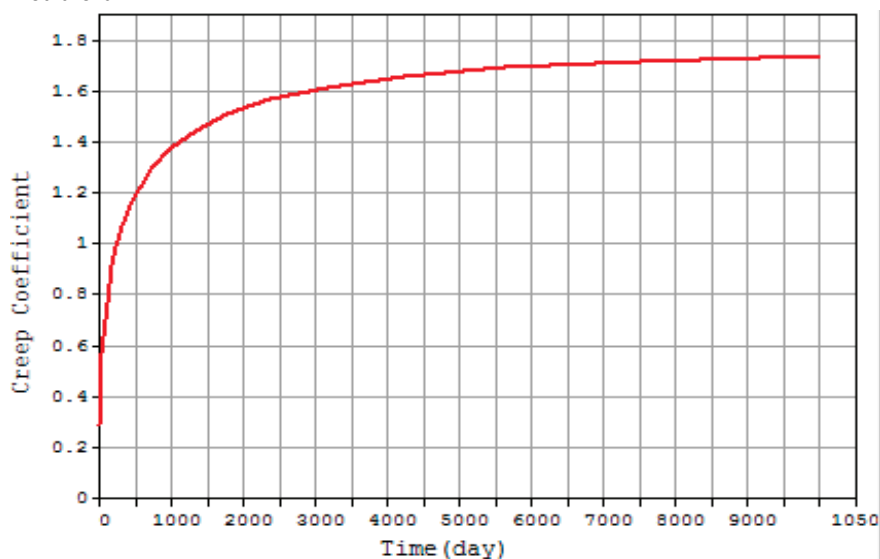


3. Materiálové vlastnosti

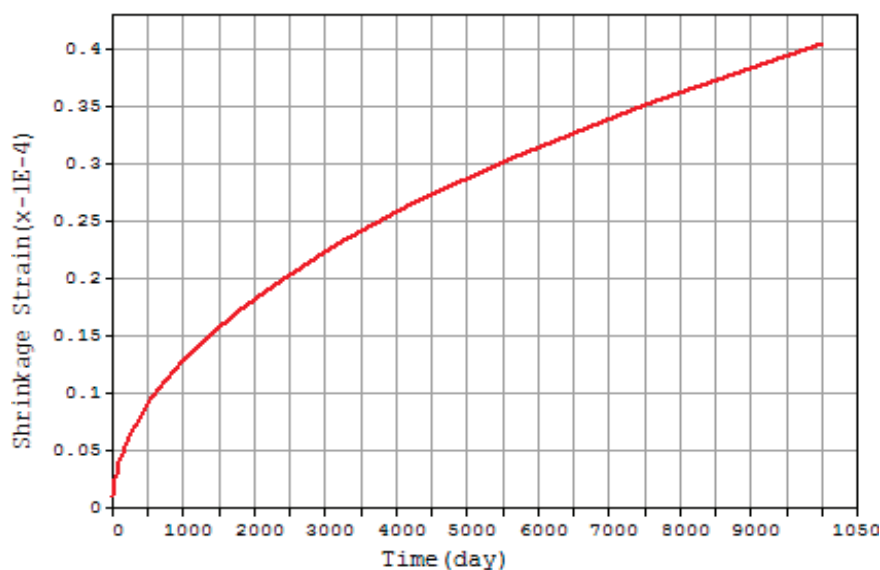
	Concrete	Soil-Clay	
pevnost v tlaku	$f_c = 30$	-	MPa
stáří (cca v době ukončení hydratace)	$t = 90$	-	dnů
pevnost v tlaku v čase	$f_c(t) = 33.5$	-	MPa
modul pružnosti	$E(t) = 32000$	12000	MPa
modul pružnosti v čase	$E(t) = 27799$	-	MPa
koefficient teplotní roztažnosti	$\alpha = 1.0E-05$	6.0E-06	1/°C
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

uvažovaná náhradní výška průřezu

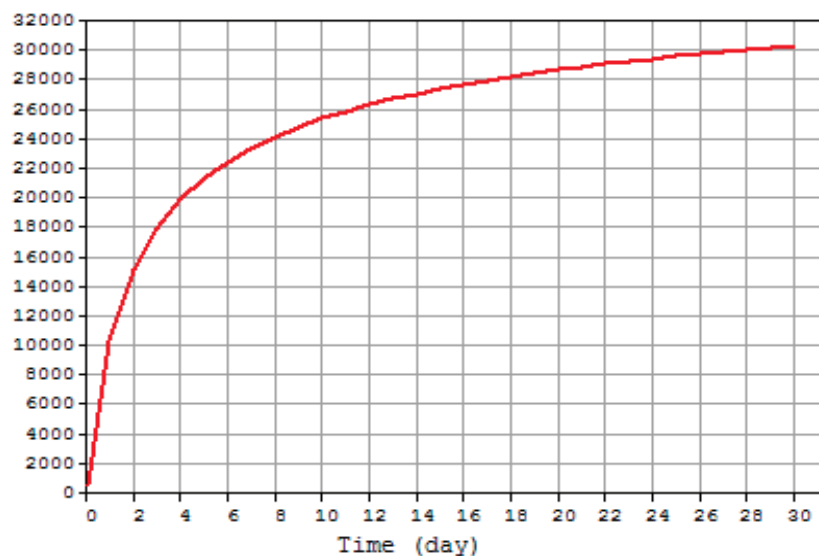
uvažovaná délka ošetřování betonu s ohledem na smršťování:

RH = 80 %

h = 4.15 m

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

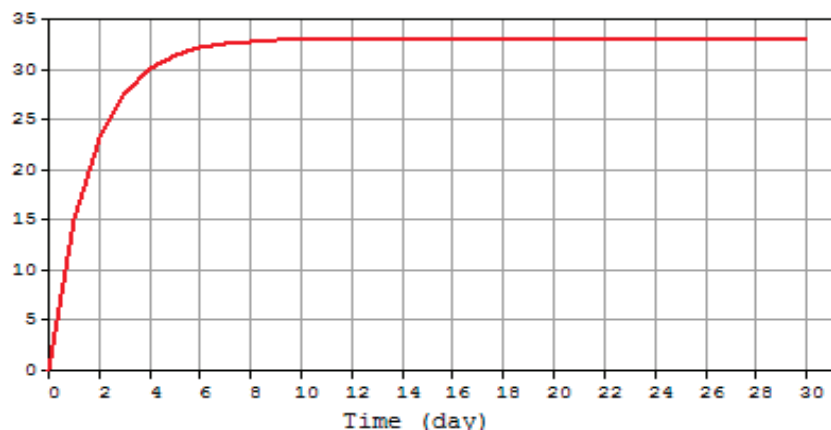
Funkce zdroje vývinu hydratačního tepla

maximální adiabatické zvýšení teploty

koefficient rychlosti reakce (nárustu teploty)

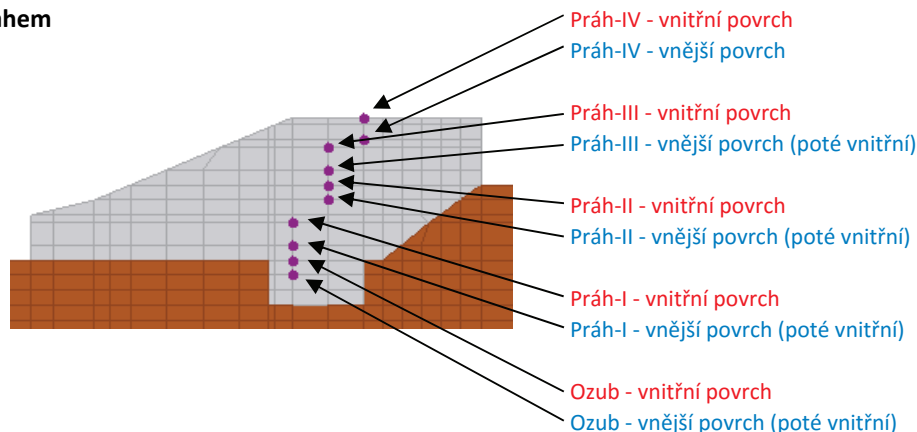
K =	33	-	°C
a =	0.605	-	

Graf růstu adiabatické teploty:

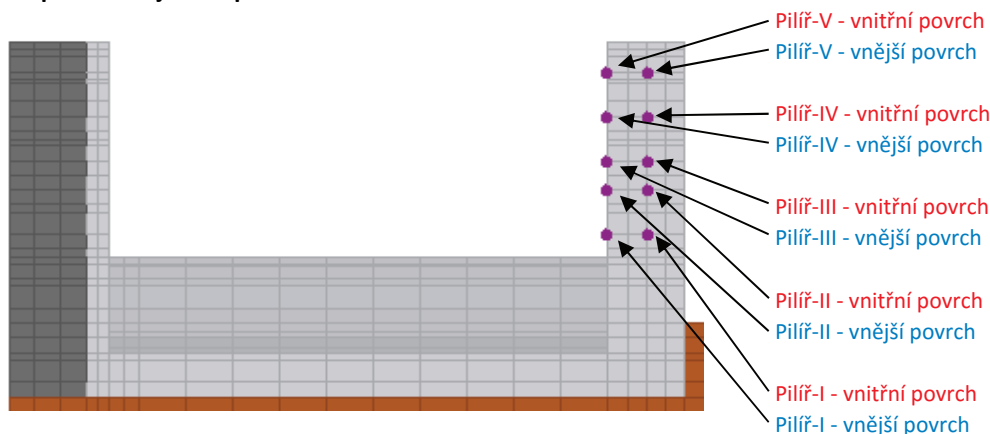


7. Sledované body pro podrobné vyhodnocení

Řez přepadovým prahem



Čelní pohled na jezové pole



8. Sledované časy a podrobné vyhodnocení

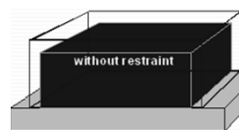
	Sledované časy v rámci jedné betonované části (hodin)	dní
Výkop	0	0.0
Smykový ozub	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Přepadový práh-I	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Přepadový práh-II	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Přepadový práh-III	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Přepadový práh-IV	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dřík pilíře-I	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dřík pilíře-II	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dřík pilíře-III	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dřík pilíře-IV (výklenek)	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7.1
Dřík pilíře-V (vrch)	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170, 300, 400, 500, 600, 750, 930	38.8

	Sledovaný čas celkem -v součtu (hodin)	dní
Výkop	0	0
Smykový ozub	10, 20, 30, 50, 80, 120, 170	7
Přepadový práh-I	180, 190, 200, 220, 250, 290, 340	14
Přepadový práh-II	350, 360, 370, 390, 420, 460, 510	21
Přepadový práh-III	520, 530, 540, 560, 590, 630, 680	28
Přepadový práh-IV	690, 700, 710, 730, 760, 800, 850	35
Dřík pilíře-I	860, 870, 880, 900, 930, 970, 1020	43
Dřík pilíře-II	1030, 1040, 1050, 1070, 1100, 1140, 1190	50
Dřík pilíře-III	1200, 1210, 1220, 1240, 1270, 1310, 1360	57
Dřík pilíře-IV (výklenek)	1370, 1380, 1390, 1410, 1440, 1480, 1530	64
Dřík pilíře-V (vrch)	1540, 1550, 1560, 1580, 1610, 1650, 1700, 1830, 1930, 2030, 2130, 2280, 2460	103

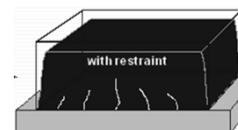
$$T \leq 53^\circ\text{C}$$

Teplota betonu

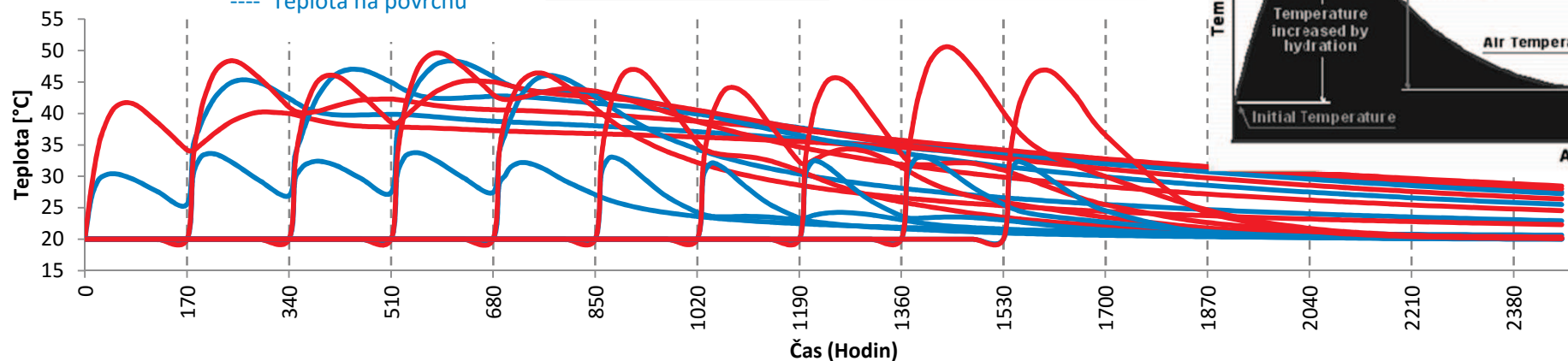
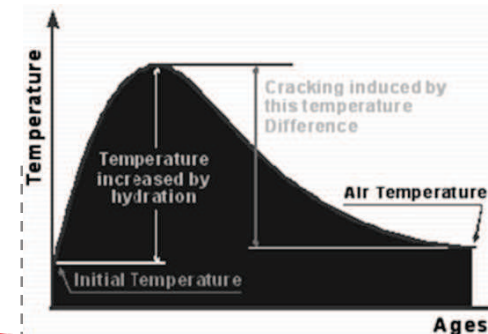
--- Teplota uvnitř
--- Teplota na povrchu



Hardening
Concrete
Hardened
Concrete



Hardening
Concrete
Hardened
Concrete

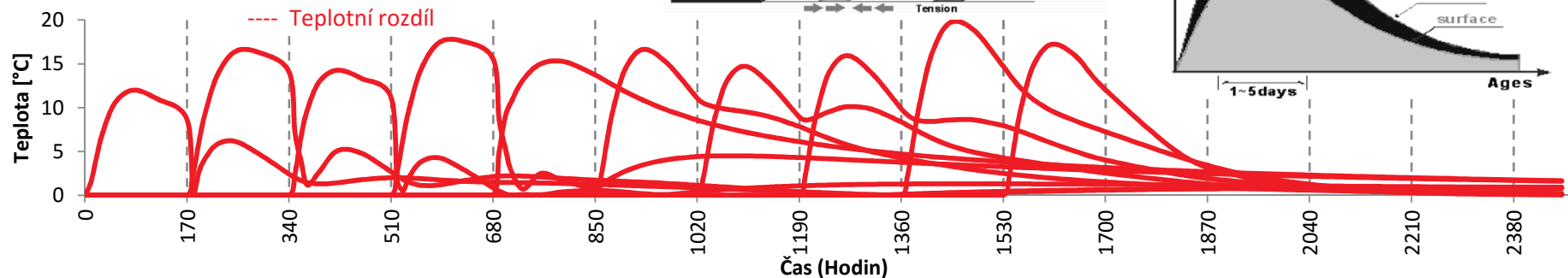
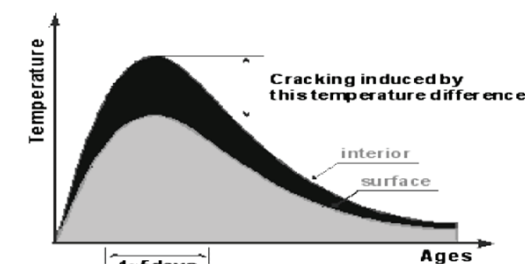
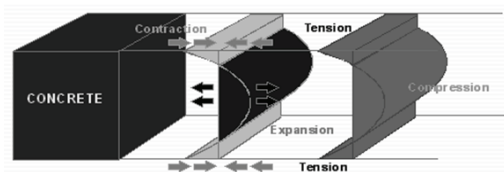


Ozub	Práh-I	Práh-II	Práh-III	Práh-IV	Pilíř-I	Pilíř-II	Pilíř-III	Pilíř-IV	Pilíř-V
Vnější povrch se mění na vnitřní při betonáži dalšího celku									

$$\Delta T \leq 20^\circ\text{C}$$

Rozdíl teploty betonu uvnitř a na povrchu

--- Teplotní rozdíl

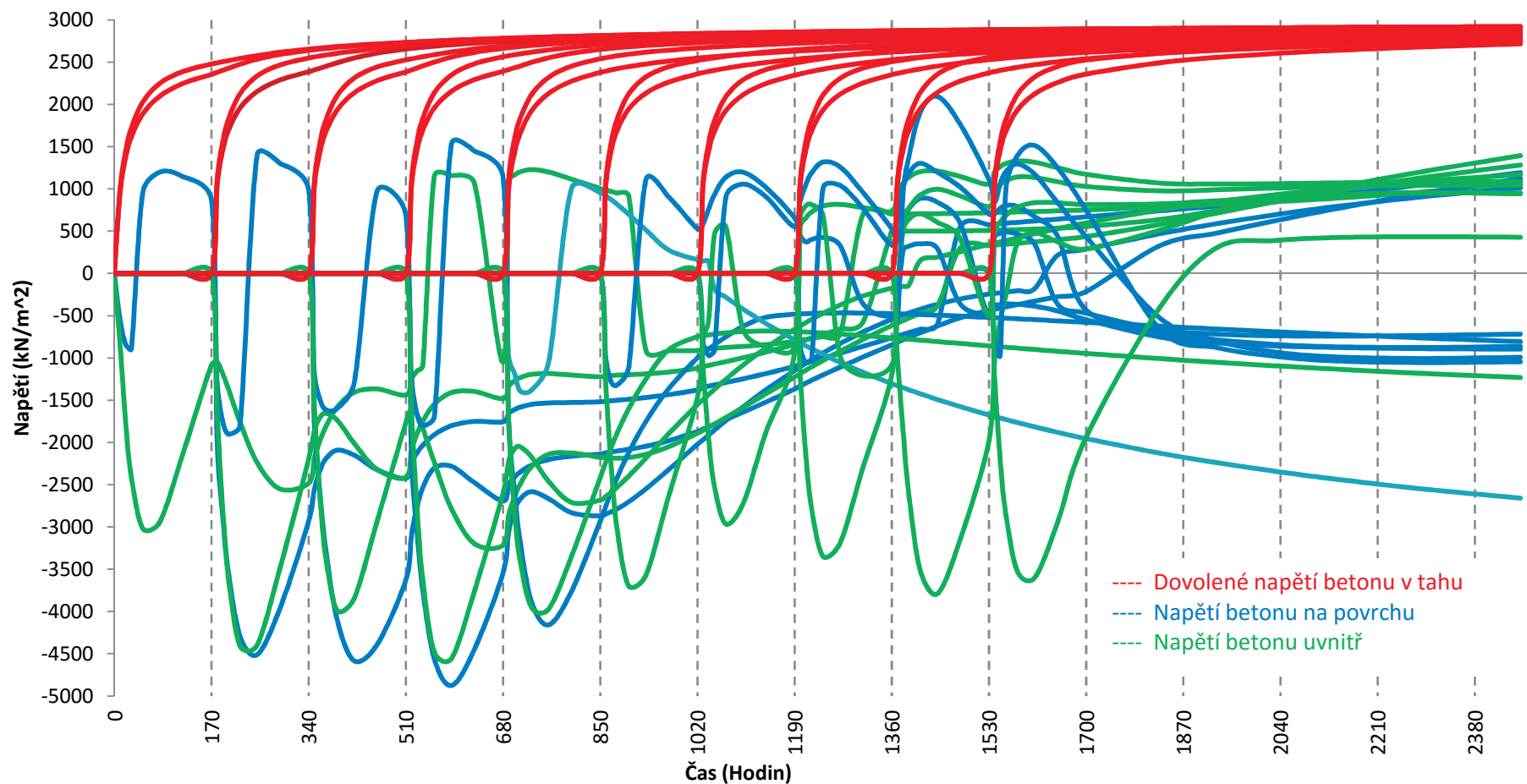


Ozub	Práh-I	Práh-II	Práh-III	Práh-IV	Pilíř-I	Pilíř-II	Pilíř-III	Pilíř-IV	Pilíř-V
Vnější povrch se mění na vnitřní při betonáži dalšího celku									

Statický výpočet

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

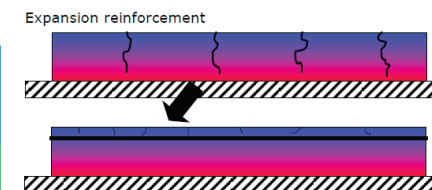
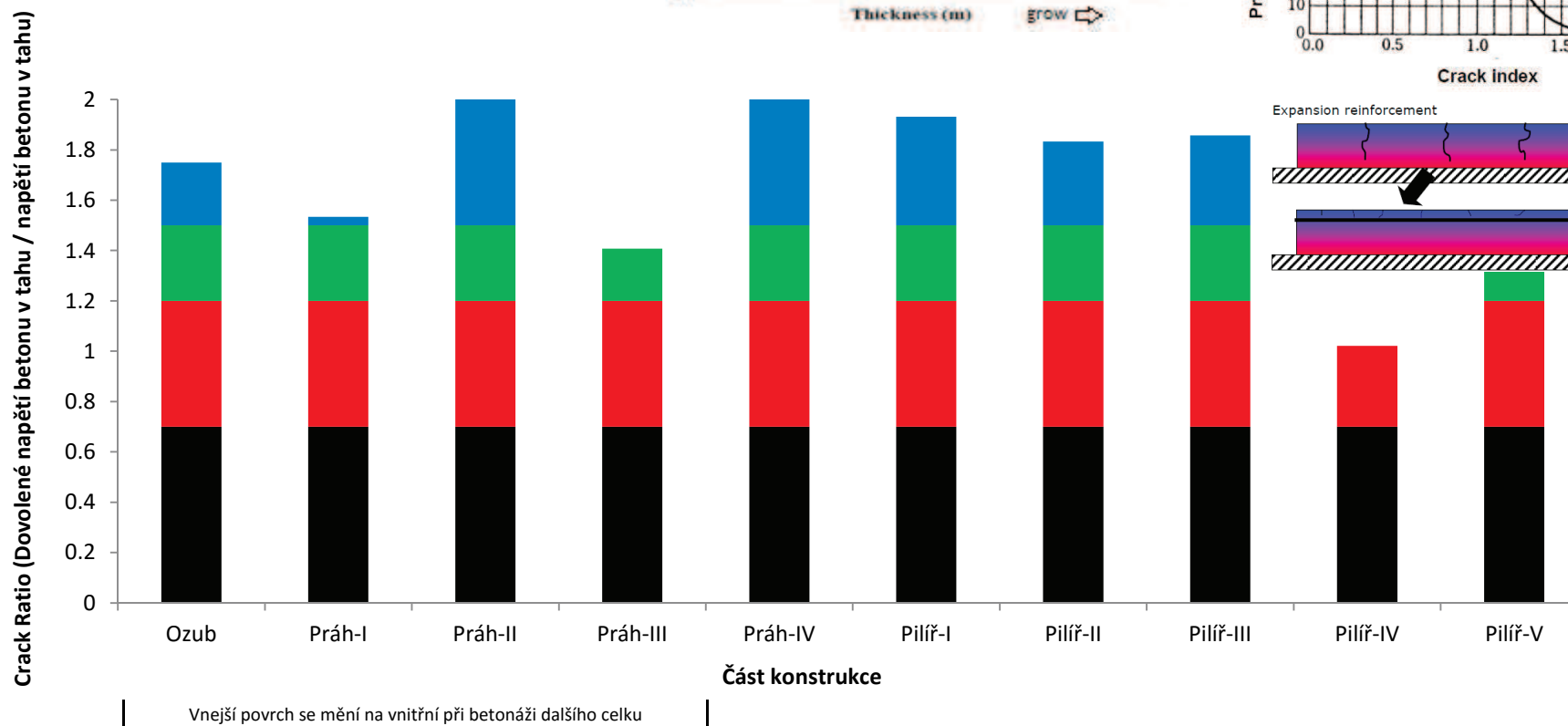
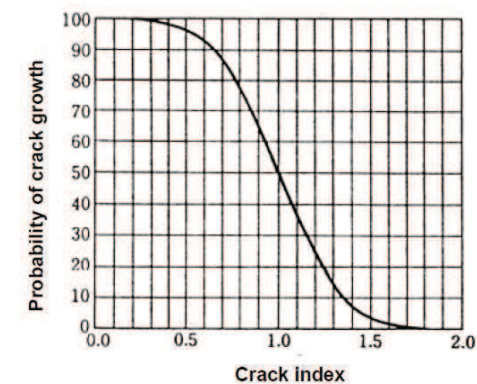
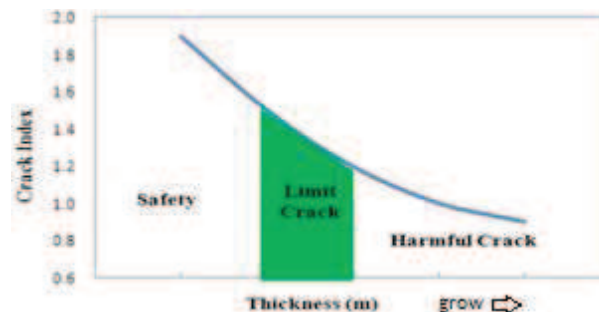
Posouzení dovoleného tahového napětí v betonu



Ozub	Práh-I	Práh-II	Práh-III	Práh-IV	Pilíř-I	Pilíř-II	Pilíř-III	Pilíř-IV	Pilíř-V
Vnější povrch se mění na vnitřní při betonáži dalšího celku									

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

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil

4. část

Návrh výztuže

**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

1. Výpočetní model	3
2. Popis zatěžovacích stavů	6
3. Kombinace	16
4. Spřažení dobetonávky se stávajícím pilířem	17
5. Přepadové těleso	20
6. Dobetonávka pilíře	24
7. Nový pilíř	32
8. Posouzení napětí	38
9. Tlačené kotevní oblasti	40
10. Tažené kotevní oblasti	51
11. Závěr	59

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

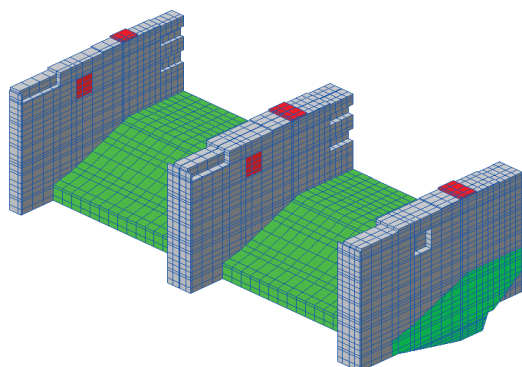
základová spára

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

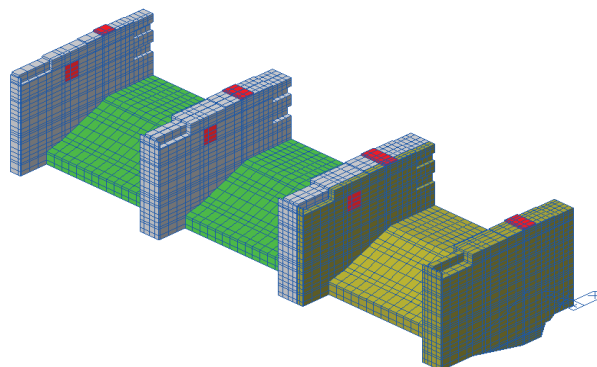
předpokládá se horší stav základové spáry

1.2. Prostorový 3D (solid/brick) model

Stávající stav - axonometrický pohled



Nový stav - axonometrický pohled



1.3. Okrajové podmínky

1.3.1. Okrajové podmínky v základové spáře

Vertical Stiffness of the foundation (pro 1m² základu)

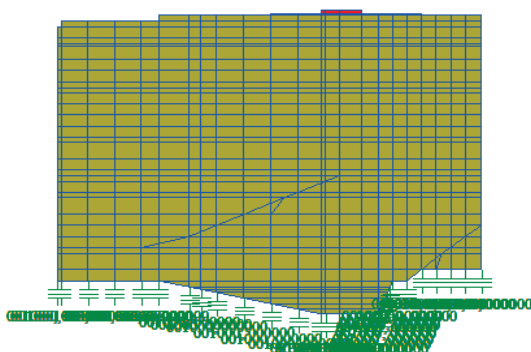
linear spring - compress only

length of foundation
weight of foundation
soil young modulus
poisson's ratio of the soil
shear modulus of soil

$L = 16 \text{ m}$ ($L > B$) (délka ve směru osy X)
 $B = 14.2 \text{ m}$ (šířka ve směru osy Y)
 $E_s = 12000 \text{ kN/m}^2$
 $\nu = 0.35$
 $G = E_s / (2 * (1 - \nu)) = 9230.8 \text{ kN/m}^2$

length of endo zone each side
stiffnes for middle zone
stiffnes for one end zone

$L_{\text{end}} = B/6 = 2.37 \text{ m}$ neuvažuje se
 $K_{\text{mid}} = 0.73 * G / (1 - \nu) = 10366.9 \text{ kN/m}^2$
 $K_{\text{end}} = 6.83 * G / (1 - \nu) = 96994.1 \text{ kN/m}^2$ neuvažuje se



SO 01.3 – Jezové těleso

Horizontal Stiffness of the foundation (pro 1m² základu)

linear spring

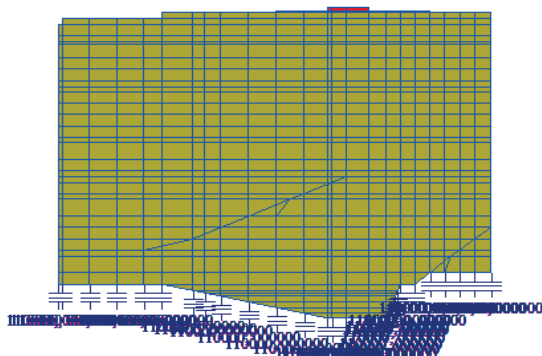
soil young modulus
poisson's ratio of the soil
shear modulus of soil
stiffness for middle zone

$$E_s = 6000 \text{ kN/m}^2$$

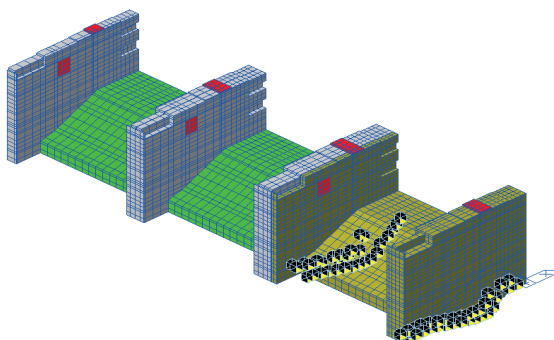
$$\nu = 0.35$$

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

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



1.3.2. Okrajové podmínky pro mikropiloty



Zavrtávané mikropiloty pro podchycení stávajícího pilíře

Ocelová trubka mikropiloty:	vnější průměr trubky	$D = 0.073 \text{ m}$
	tloušťka trubky	$t = 0.014 \text{ m}$
	plocha trubky	$A_a = 0.0026 \text{ m}^2$
	modul pružnosti směsi	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
modul pružnosti trubky		$E = 200000 \text{ MPa}$
	modul pružnosti ideálního průřezu = modul pr. směsi	$E_i = 30000 \text{ MPa}$
	plocha ideálního průřezu	$A_i = 0.0147 \text{ m}^2$
	délka mikropiloty	$l_p = 10.2 \text{ m}$

náhradní tuhost mikropiloty ve svislém směru

$$k_v = E_i * A_i / l_p = 43249.3 \text{ kN/m}$$

Trubkové mikropiloty pro založení nového pole

Ocelová trubka mikropiloty:	vnější průměr trubky	$D = 0.108 \text{ m}$
	tloušťka trubky	$t = 0.016 \text{ m}$
	plocha trubky	$A_a = 0.0046 \text{ m}^2$
	modul pružnosti směsi	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
modul pružnosti trubky		$E = 200000 \text{ MPa}$
	modul pružnosti ideálního průřezu = modul pr. směsi	$E_i = 30000 \text{ MPa}$
	plocha ideálního průřezu	$A_i = 0.0262 \text{ m}^2$
	délka mikropiloty	$l_p = 10.2 \text{ m}$
náhradní tuhost mikropiloty ve svislém směru		$k_v = E_i * A_i / l_p = 77073.7 \text{ kN/m}$

Statický výpočet

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

2. POPIS ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

2.1. Stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení

2.1.1. Vlastní tíha

beton $g_0 = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$ - generováno programem MIDAS

2.1.2. Vlastní tíha - mokrý beton

vzhledem k typu konstrukce se neuvažuje

2.1.3. Nahodilá dlouhodobá zatížení

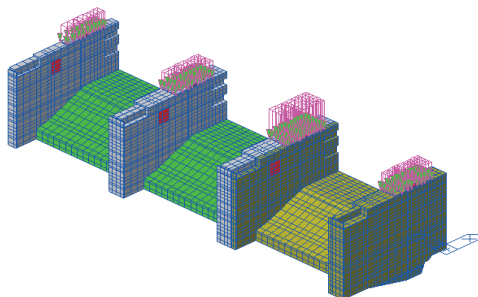
2.1.3.1. Budova jezu

Zatížení v místě obvodových zdí na středním pilíři

$g = 40 \text{ kN/m}$ (zjednodušeně)

Zatížení v místě obvodových zdí na krajním pilíři

$g = 80 \text{ kN/m}$ (zjednodušeně)

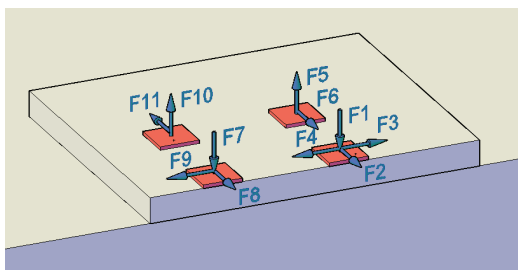


2.1.3.2. Strojovna (vybavení)

a) Vlastní tíha ovládacího pohonu

$F = 50 \text{ kN}$

b) Síly od kotvení pohonu jsou převzaty z části PS 01.



$F1 = 220 \text{ kN}$	$F7 = 310 \text{ kN}$
$F2 = 30 \text{ kN}$	$F8 = 30 \text{ kN}$
$F3 = 55 \text{ kN}$	$F9 = 120 \text{ kN}$
$F4 = 55 \text{ kN}$	
$F5 = 180 \text{ kN}$	$F10 = 45 \text{ kN}$
$F6 = 70 \text{ kN}$	$F11 = 90 \text{ kN}$

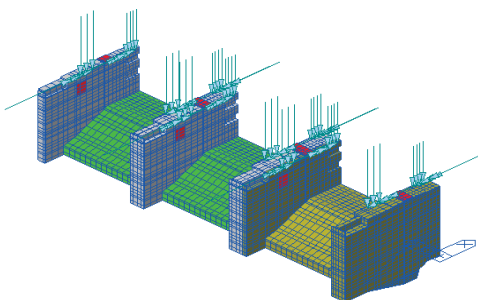
Síla od konzolky

$F = 10 \text{ kN}$ (směr dolů)

2.1.3.3. Revizní lávky

Zatížení revizními lávkami se uvažuje hodnotou

$g = 1.25 \text{ kN/m}$
 $m = 0.5 \text{ kNm/m}$

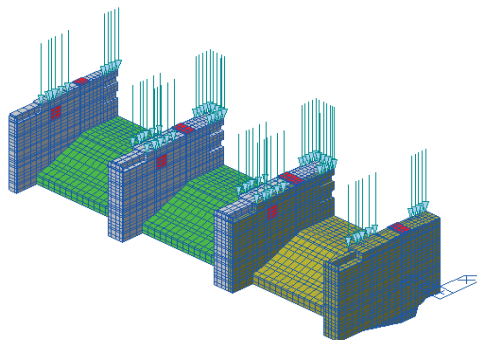


SO 01.3 – Jezové těleso

2.1.3.4. Zadržlí na jezu

Zatížení zábradlím se uvažuje hodnotou

$$g = 0.5 \text{ kN/m}$$

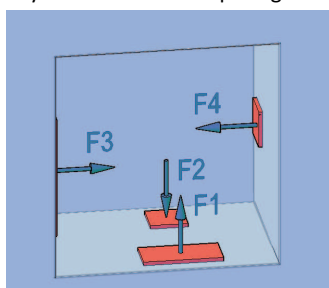


2.1.3.5. Segment

a) Vlastní tíha 1/2 segmentu

$$F = 120 \text{ kN}$$

b) Síly v místě osazení čepu segmentu jsou převzaty z části PS 01.



$$F1 = 560 \text{ kN}$$

$$F2 = 190 \text{ kN}$$

$$F3 = 910 \text{ kN}$$

$$F4 = 210 \text{ kN}$$

2.1.3.6. Zatížení vozovkou, šachtami, inženýrskými sítěmi

Pro zjednodušení je zahrnuto ve výpočetním modelu, ve vlastní tíze. Zjednodušení je na stranu bezpečnou.

2.1.4. Reologie

2.1.4.1. Dovarování

Účinky dotvarování se vzhledem k masivní betonové konstrukci neuvažují.

2.1.4.1. Smršťování a hydratační teplo

Účinky smršťování a hydratačního tepla řeší samostatný výpočetní model.

2.1.5. Předpětí

Nenavrhuje se.

2.1.6. Poklesy podpor, nerovnoměrné sedání

Jedná se o železobetonovou konstrukci, staticky neurčitou.

délka jezového pole

$$l = 16 \text{ m}$$

Dovolené nerovnoměrné sednutí ku délce

$$\Delta s/l = 0.002$$

Maximální nerovnoměrné sednutí

$$\Delta s = (\Delta s/l) \cdot l = 0.032 \text{ m}$$

je zohledněno pružným podepřením

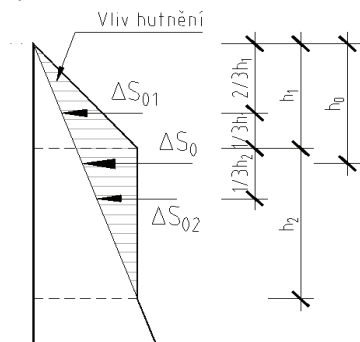
POZN: Životnost jezu přesahuje životnost technologie, proto se při posouzení neuvažuje s omezením vlivem technologie.

SO 01.3 – Jezové těleso

2.1.7. Zatížení zeminou

2.1.7.1. Vliv hutnění

- přírůstek zemního tlaku za rubem krajního pilíře vyvolaný hutněním



objemová tíha zeminy
 efektivní parametry zeminy
 návrhové parametry zeminy

$$\begin{aligned} \gamma &= 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \phi_{ef} &= 27.0^\circ \\ \text{pro soubor} & \quad M1 \quad (M1 \text{ nebo } M2) \\ \gamma_{\phi'} &= 1.00 \\ \gamma_{c'} &= 1.00 \\ \gamma_v &= 1.00 \\ \phi_{ef,d} = \arctg(\tan \phi_{ef} / g_f') &= 27.0^\circ \\ \gamma_d = \gamma / g_v &= 19.5 \text{ KN/m}^3 \end{aligned}$$

součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_{0d} = 1 - \sin \phi_d = 0.54601$$

dolní mez zemního tlaku v klidu:

$$K_{01} = \tan(45 - \phi_{ef,d}/2) = 0.613$$

horní mez zemního tlaku v klidu:

$$K_{02} = \tan(45 + \phi_{ef,d}/2) = 1.632$$

mocnost vrchní vrstvy (hutnění účinek největší - platí K_{02})

$$h_1 = h_{01} = 0.350 \text{ m}$$

mocnost střední vrstvy:

$$h_2 = (K_{02} - K_{01}) / K_{01} \cdot h_1 = 0.582 \text{ m}$$

přírůstek zemního tlaku v horní vrstvě:

$$\Delta S_{01} = 0.5(K_{02} - K_{01}) \cdot \gamma_d \cdot h_1^2 = 1.22 \text{ kN/m}$$

přírůstek zemního tlaku ve střední vrstvě:

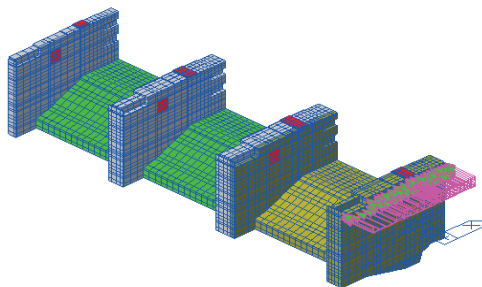
$$\Delta S_{02} = 0.5 \cdot K_{01} \cdot \gamma_d \cdot h_2^2 = 2.02 \text{ kN/m}$$

celkový přírůstek zemního tlaku:

$$\Delta S_0 = 0.5(K_{02} - K_{01}) \gamma_d \cdot h_1^2 \cdot K_{02} = 3.24 \text{ kN/m}$$

hloubka působení síly pod povrchem:

$$h_0 = 2/3 \cdot h_1 + 1/3 \cdot h_2 = 0.427 \text{ m}$$



2.1.7.2. Zemní klín - svislé přitížení

Přítížení zeminou za rubem závěrné zdi.

objemová tíha zeminy

$$\gamma_z = 19.5 \text{ KN/m}^3$$

objemová tíha vozovky

$$\gamma_v = 22.0 \text{ KN/m}^3$$

výška zeminy za rubem závěrné zdi

$$h_z = 0.810 \text{ m}$$

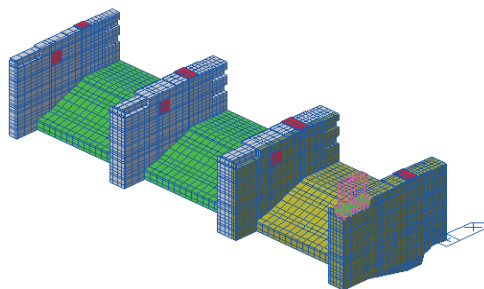
tloušťka vozovky cca

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

SO 01.3 – Jezové těleso

svislé přetížení pilíře za rubem závěrné zdi

$$p_{\text{prit}} = 26.80 \text{ kN/m}^2$$

**2.1.7.3. Zemní tlak v klidu suché zeminy - horizontální zatížení**

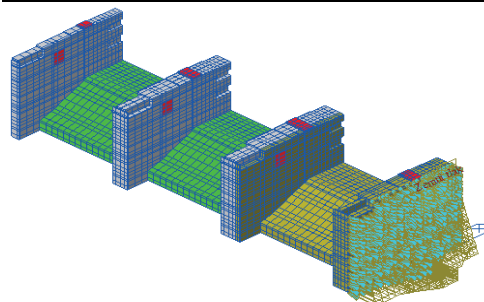
Vzhledem k tomu, že na rubu pilíře a zdi není navržena drenáž, neuvažuje se jako rozhodující - zanedbáno.

2.1.7.4. Zemní tlak v klidu nasycené zeminy - horizontální zatížení

Vzhledem ke konstrukci a tloušťce voutzovky je rozdíl v objemové hmotnosti zanedbán.

objemová tíha zeminy	$\gamma =$	19.5 kN/m ³
objemová tíha vody	$\gamma_w =$	10 kN/m ³
	$\gamma - \gamma_w =$	9.5 kN/m ³
úhel vnitřního tření zeminy	$\phi =$	27.0 °
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)

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
7.35	7.35	143.3	111.6	99.7
11.50	4.15	224.3	174.7	156.0
13.60	2.10	265.2	206.5	184.5

**2.2. Klimatická zatížení****2.2.1. Účinky teplotních změn***Účinky teplotních změn řeší samostatný výpočetní model.***2.2.2. Zatížení větrem**

Zatížení větrem na jezové pilíře je zanedbáno, zatížení větrem na mostí konstrukce je zahrnuto v části "Zatížení od mostu".

2.2.3. Zatížení sněhem

Dle čl. 6.2.3 normy ČSN 75 0250 se u masivních betonových konstrukcí (jezové pilíře, opěrné zdi apod.) zatížení sněhem nezavádí.

SO 01.3 – Jezové těleso

2.3. Zatížení dopravou

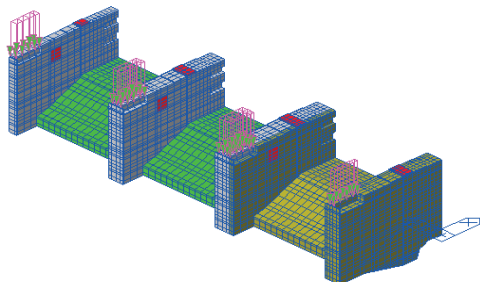
2.3.1. Zatížení plavidly

Řeka není v místě jezu splavná, neuvažuje se.

2.3.2. Přetížení horního povrchu pilíře vozidly

Uvažuje se rovnoměrné zatížení (UDL) v pruhu vozovky

$$\alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 4 \text{ kN/m}^2$$



2.3.3. Přetížení zemního tlaku v přechodové oblasti

Náhradní zatížení vozidly o hmotnosti 40 t

$$q_{1,s} = 25 \text{ kN/m}^2$$

úhel vnitřního tření zeminy

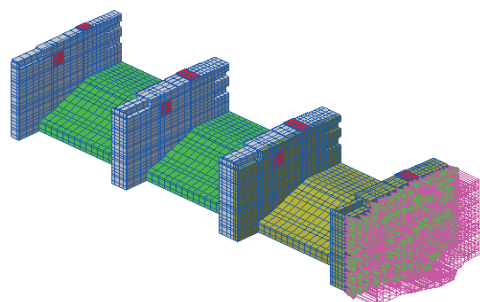
$$\phi = 27.0$$

souč. aktivního zemního tlaku

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

Přetížení zemního tlaku

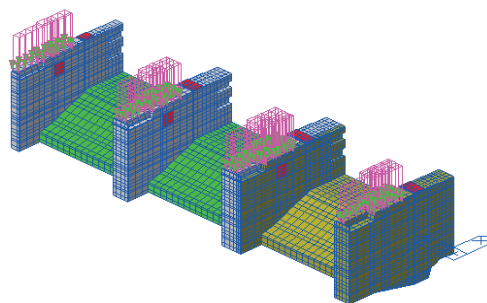
$$q_{1,s} = 9.4 \text{ kN/m}^2$$



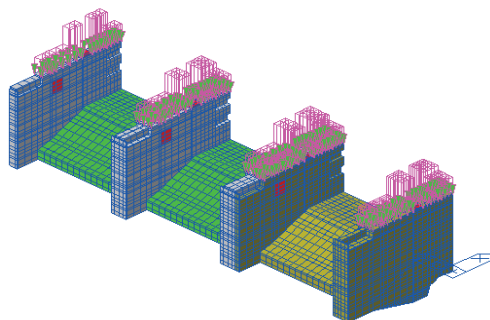
2.3.4. Přetížení horního povrchu pilíře lidmi

rovnoměrné plošné zatížení davem lidí

$$q_d = 5 \text{ kN/m}^2$$



2.4. Revizní zatížení



2.4.1. Zatížení revizních lávek

Rovnoměrné užité zatížení

$$q_{\text{rev},1} = 3 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2. Zatížení uvnitř strojoven

Rovnoměrné užité zatížení

$$q_{\text{rev},1} = 6 \text{ kN/m}^2$$

2.5. Zatížení vodou

2.5.1. Zatížení naplaveninami - horizontální

parametr pro objemovou hmotnost naplavenin

$$k_{\text{deb}} = 666 \text{ kg/m}^3$$

rychlost vody na hladině

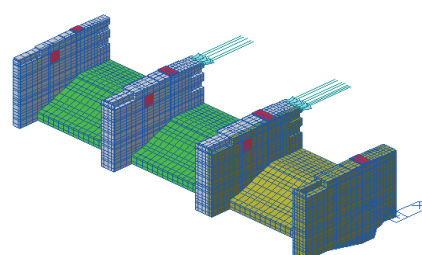
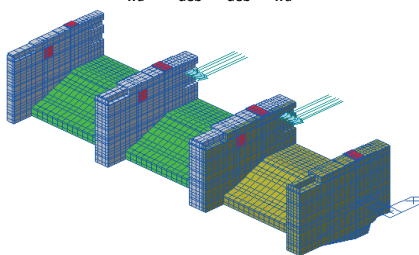
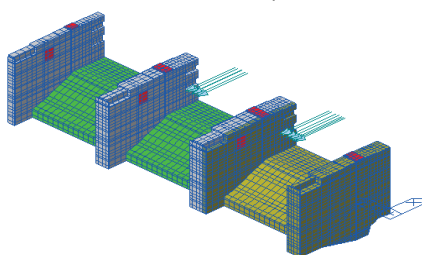
$$v_{\text{wa}} = 3 \text{ m/s}$$

výška naplavenin

$$h_{\text{deb}} = 0.5 \text{ m}$$

síla od kumulace naplavenin

$$F_{\text{wa}} = k_{\text{deb}} \cdot h_{\text{deb}} \cdot v_{\text{wa}}^2 = 3.00 \text{ kN/m}$$



2.5.2. Zatížení naplaveninami - vertikální

Naplaveniny na jezovém tělese se neuvažují, při vyharazení jezu budou vždy odplaveny.

2.5.3. Hydrostatický tlak

Působí kolmo k povrchu konstrukce.

Objemová tíha vody

$$\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$$

Kóta dna v předprsí jezu je cca

$$239.60 \text{ m n.m.}$$

Hydrostatický tlak v úrovni dna pro návrhové hladiny nad jezem

Hladina stálého vzduší pevným přelivem

$$240.00 \text{ m n.m.}$$

$$p_{\text{hs},k} = \gamma_w \cdot z = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

Hladina stálého vzduší vztyčenou hradicí k-cí

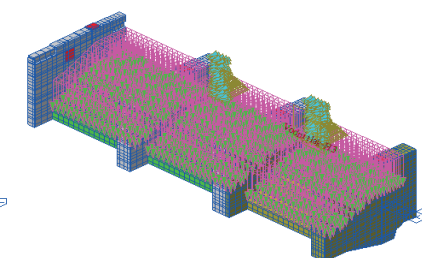
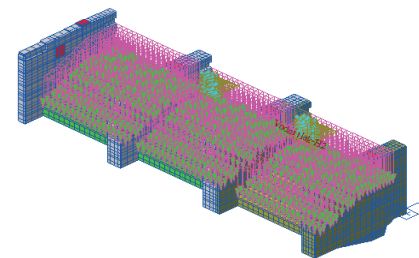
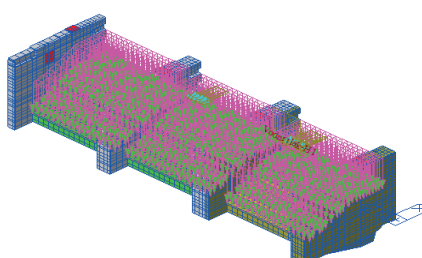
$$243.20 \text{ m n.m.}$$

$$p_{\text{hs},k} = \gamma_w \cdot z = 36.0 \text{ kN/m}^2$$

Maximální hladiny při stoleté vodě

$$246.35 \text{ m n.m.}$$

$$p_{\text{hs},k} = \gamma_w \cdot z = 67.5 \text{ kN/m}^2$$



SO 01.3 – Jezové těleso

2.5.4. Hydrodynamický tlak (proud vody)

Působí ve směru proudu na nehybné těleso, nebo těleso, které je částečně obtékáno.

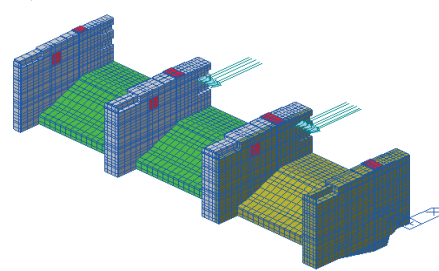
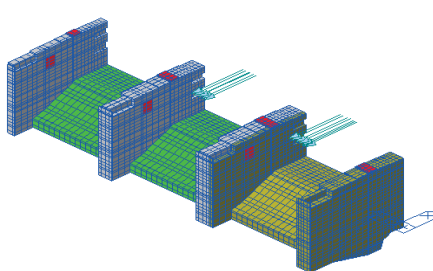
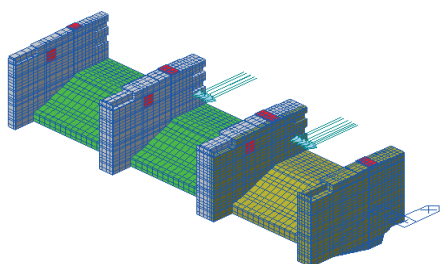
Tření na bočních omočených plochách pilíře je zanedbáno.

Objemová tíha vody	$\gamma_w =$	10.00 kN/m ³
šířka rozšířeného pilíře	$b =$	3.20 m
rychlost proudění vody	$v =$	3 m/s
kinematická viskozita vody	$\nu_{viz} =$	1.0E-06 m ² /s
Reynoldsovo číslo je cca	$Re = b \cdot v / \nu_{viz} =$	9.6E+06
součinitel odporu	$C_x =$	0.08

Kóta dna v předprsí jezu je cca 239.60 m n.m.

Tlaková síla (v polovině výšky) proudu vody pro návrhové hladiny

Hladina stálého vzduší pevným přelivem	240.00 m n.m.	$p_{hd,k} = C_x \cdot \gamma_w \cdot z \cdot v^2 / 2 =$	1.4 kN/m
Hladina stálého vzduší vztyčenou hradicí k-cí	243.20 m n.m.	$p_{hd,k} = C_x \cdot \gamma_w \cdot z \cdot v^2 / 2 =$	13.0 kN/m
Maximální hladiny při stoleté vodě	246.35 m n.m.	$p_{hd,k} = C_x \cdot \gamma_w \cdot z \cdot v^2 / 2 =$	24.3 kN/m



2.5.5. Účinky translačních vln

Vzhledem k typu konstrukce a parametrům toku se neuvažují.

2.5.6. Účinky kavitace

Vzhledem ke členění konstrukce a parametrům toku se neuvažují.

2.5.7. Účinky vody v pórovitém prostředí

Vzhledem k nepropustnému podloží a homogenní zemní hrázi se neuvažuje.

2.5.8. Vztlak v základové spáře

Průsaková dráha se uvažuje od předprsí v nadjezí po konec vývaru v podjezí.

Neuvažují se štetovnice v nadjezí.

Uvažují se drobné netěsnosti v nepropustném podloží.

Kóta dna v podjezí	238.10 m n.m.
Hladina stálého vzduší vztyčenou hradicí k-cí	243.20 m n.m.

rozdíl hladin nad a pod jezem	$H =$	5.10 m	
redukce výšky hladiny vlivem zeminy	$c_o =$	1.8	
délka průsakové dráhy	$L_{prús} =$	46.55 m	$L_{prús} > c_o \cdot H \dots$ uvažuje se L
Objemová tíha vody	$\gamma_w =$	10.00 kN/m ³	
součinitel pro snížení vztlaku	$\alpha =$	0.2 nepropustné podloží s malými netěsnostmi	

SO 01.3 – Jezové těleso

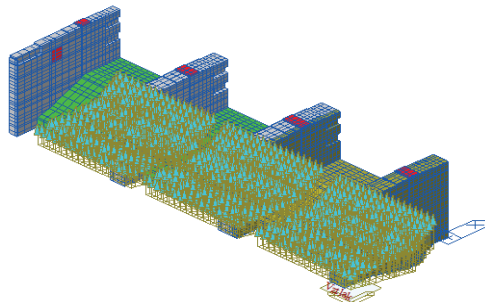
Na jezové těleso

délka průs. dráhy po začátek jezového tělesa $L_z = 6.00 \text{ m}$

délka průs. dráhy po začátek jezového tělesa $L_k = 22.91 \text{ m}$

hodnota vztlačového napětí na začátku jezového tělesa $p_{vz,z} = \alpha \cdot (\gamma_w \cdot H) \cdot (L_{prūs} - L_z) / L_{prūs} = 8.9 \text{ kN/m}^2$

hodnota vztlačového napětí na konci jezového tělesa $p_{vz,k} = \alpha \cdot (\gamma_w \cdot H) \cdot (L_{prūs} - L_k) / L_{prūs} = 5.2 \text{ kN/m}^2$



Na vývar

délka průs. dráhy po začátek vývaru $L_z = 22.91 \text{ m}$

délka průs. dráhy po začátek vývaru $L_k = 41.15 \text{ m}$

hodnota vztlačového napětí na začátku vývaru $p_{vz,z} = \alpha \cdot (\gamma_w \cdot H) \cdot (L_{prūs} - L_z) / L_{prūs} = 5.2 \text{ kN/m}^2$

hodnota vztlačového napětí na konci vývaru $p_{vz,k} = \alpha \cdot (\gamma_w \cdot H) \cdot (L_{prūs} - L_k) / L_{prūs} = 1.2 \text{ kN/m}^2$

2.6. Zatížení ledem

2.6.1. Zatížení ledovou celinou od zvýšení teploty

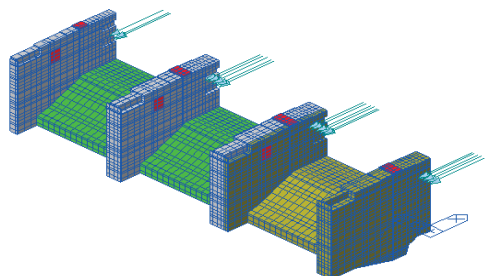
Tlaková síla působí v úrovni hladiny ve styku s ledovou cedlinou. Uvažuje se provozní hladina.

tloušťka ledové celiny	$h = 0.30 \text{ m}$
součinitel teplotní délkové roztažnosti ledu	$\alpha_{il} = 5.5E-05 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$
rychlost stoupání teploty vzduchu	$\tau = 2.70 \text{ } ^{\circ}\text{C/h}$
mez pružnosti ledu	$f_{y,el} = 50 \text{ kN/m}^2$
délka ledové cedliny (uvažováno 1.5 délky pole)	$L = 24.00 \text{ m}$
součinitel závislý na příslušné délce cedliny	$\gamma_L = 1.00$
dynamická viskozita ledu	$\eta = 1.00 \text{ kN} \cdot \text{h/m}^2$
součinitel (zjednodušeně bez vlivu sněhu)	$\varphi = 1.00$

Tlaková síla na svislou stěnu v úrovni hladiny/ledové cedliny

Hladina stálého vzduší 243.20 m n.m.

$$F_s = \gamma_L \cdot (f_{y,el} \cdot h + 2 \cdot \alpha_{il} \cdot h \cdot \tau \cdot \eta \cdot \varphi) = 15.0 \text{ kN/m}$$



2.6.2. Zatížení ledovou celinou přimrzlou k objektu při změnách hladiny

Vzhledem k charakteru konstrukce se neuvažuje.

SO 01.3 – Jezové těleso

2.6.3. Zatížení pilířů prořezávajících ledové pole

Tlaková síla působí v úrovni hladiny ve styku s ledovým polem. Uvažuje se provozní hladina.

součinitel tvaru pilíře

$$k_c = 0.9$$

pevnost ledu v ledovém poli při drcení

$$f_{ic} = 450 \text{ kN/m}^2$$

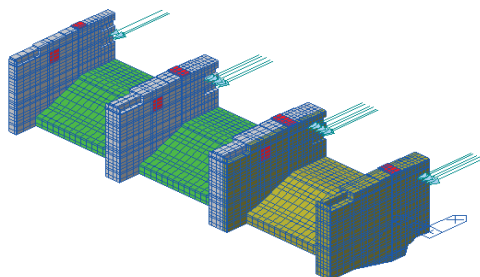
tloušťka ledového pole

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

Tlaková síla na svislou stěnu v úrovni hladiny/ledového pole

Hladina stálého vzdutí 243.20 m n.m.

$$F_s = k_c \cdot f_{ic,k} \cdot h_f = 121.5 \text{ kN/m}$$



2.6.4. Zatížení nárazem a třením ker nebo ledového pole

Jednotlivě plovoucí kry s účinky nad rámec předchozích zatížení se neuvažují.

2.6.5. Zatížení ledovým polem nahnáným na objekt účinkem větru nebo proudu

Samostatně plující ledové pole se neuvažuje.

2.6.6. Zatížení ledovým nápěchem nebo ledovou zácpou

Vzhledem k charakteru konstrukce se neuvažuje.

2.7. Zatížení od mostu

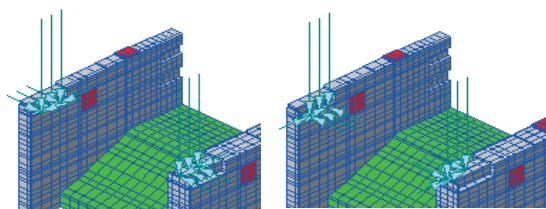
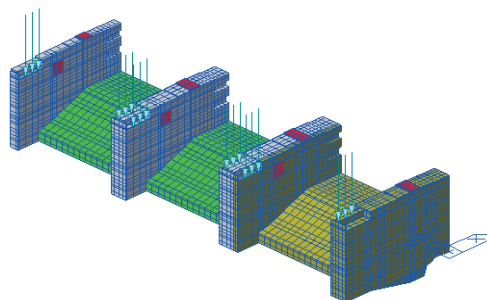
Zatížení se uvažuje na pilíř v místě uložení mostního pole. Hodnoty jsou převzaty z výpočetních modelů stavebního podobjektu "Proc

Stávající mostní pole:

Svislá síla minimální	$F_{z,min} = -620.0 \text{ kN}$
Svislá síla maximální	$F_{z,max} = -1950.0 \text{ kN}$
Podélná síla minimální	$F_{x,min} = -200.0 \text{ kN}$
Podélná síla maximální	$F_{x,max} = 200.0 \text{ kN}$
Příčná síla minimální	$F_{y,min} = -70.0 \text{ kN}$
Příčná síla maximální	$F_{y,max} = 70.0 \text{ kN}$

Nové mostní pole:

$F_{z,min} = -650.0 \text{ kN}$
$F_{z,max} = -2010.0 \text{ kN}$
$F_{x,min} = -150.0 \text{ kN}$
$F_{x,max} = 150.0 \text{ kN}$
$F_{y,min} = -70.0 \text{ kN}$
$F_{y,max} = 70.0 \text{ kN}$



2.8. Zatížení od břehových zdí

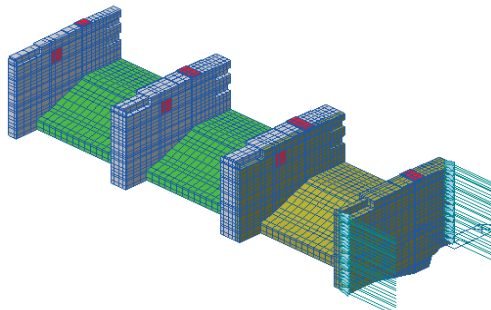
Zatížení se uvažuje na pilíř v místě nábrežních zdí. Hodnoty jsou převzaty z výpočetních modelů stavebních podobjektů "Rozšíření vý

Přetížení hrany pilíře vlivem smykového spojení s nábrežní zdí v podjezí

$$F_{y,sm} = 450.0 \text{ kN/m}$$

Přetížení hrany pilíře vlivem smykového spojení s nábrežní zdí v nadjezí

$$F_{y,sm} = 350.0 \text{ kN/m}$$



2.9. Seizmické zatížení

Jez se nachází v oblasti velmi malé seizmicity, s nízkým referenčním zrychlením základové půdy $a_{gR} < 0.04g$.

Pro případy velmi malé seizmicity $a_{gR} < 0.05g$ se účinky zatížení od zemětřesení neposuzují.

3. KOMBINACE

Součinitele v mezním stavu únosnosti

- stálá zatížení		- nahodilá zatížení	
$Y_{G,sup} =$	1.35	$Y_{Q,doprava} =$	1.35
$Y_{G,inf} =$	1.00	$Y_{Q,ostatní} =$	1.50

- zatížení vodním tlakem jako stálé zatížení (provozní hladina je bez větších nejistot)

hydrostatický tlak	$Y_w =$	1.00
hydrodynamický tlak	$Y_w =$	1.20
pórový tlak v betonu	$Y_w =$	1.00
pórový tlak v zeminách	$Y_w =$	1.10
- zatížení vodním tlakem jako nahodilým zatížením (nejdou známé hladiny, ani provozní ani maximální)

vodní tlaky	$Y_w =$	1.50
-------------	---------	------
- zatížení ledem

	$Y_w =$	1.50
--	---------	------

Součinitel spolehlivosti vodohospodářských staveb

Třída spolehlivosti RC3 Součinitel $K_{FI} = 1.2$

POZN: součinitelem K_{FI} se vynásobí všechny součinitele nepříznivých zatížení γ

Pro mezní stav únosnosti (MSÚ):

$$6.10 \sum(Y_{G,i} \cdot G_{k,i}) + Y_p \cdot P + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum(Y^* \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

Pro mezní stav použitelnosti (MSP):

Charakteristická kombinace $\sum(G_{k,i}) + P + Q_{k,1} + \sum(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$

Kvazistálá kombinace $\sum(G_{k,i}) + P + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$

Mimořádná kombinace $\sum(G_{k,i}) + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$

Tab. A2.1 - Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1a (LM1 + TS (dvojnápravy)	0.75	0.75	0
	choci a UDL (rovnoměrné zatížení)	0.40	0.40	0
	cyklistů) Zatížení chodci + cyklisty	0.40	0.40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)	0	0.75	0
	gr2 (vodorovné síly)	0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)	0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))	0	0.75	0
	gr5 (LM 3 (zvláštní vozidla))	0	0	0
Zatížení větrem	Trvalé návrhové situace	0.60	0.20	0
	Provádění	0.80	-	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0.60	0.50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0.80	-	-
Staveništní zatížení	Q_c	1.00	-	1.00

¹⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO.

Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro zatížení vodou a ledem

Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení vodou a proměnnou hladinou	1.00	1.00	1
Zatížení ledem	1.00	0.50	0

4. SPŘAŽENÍ DOBETONÁVKY SE STÁVAJÍCÍM PILÍŘEM

POZN: Konstrukce je navržena jako železobetonová, tj. předpokládá se vznik trhlin. V mezním stavu únosnosti se tedy vlivem vzniku trhlin a snížení odporu (tuhosti) konstrukce proti působení teplotních účinků, uvažuje zatížení teplotou pouze v mezním stavu použitelnosti (Eurokód nepožaduje zahrnutí zatížení teplotou do výpočtu v mezních stavech únosnosti a jen v omezené míře v mezním stavu omezení trhlin).

4.1. Vnitřní síly

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	410.2974	280.072	3468.2876	-22379.726	-78800.019	-32988.982
	min	-21415.451	-2763.8641	-197.093	13749.294	164.7864	2869.9758
MSP-CHAR	max	253.27	-47.1425	2367.551	-16555.599	-51857.031	-22859.123
	min	-14227.901	-1888.708	161.1785	9449.89	101.72	1771.59
MSP-KVAZI	max	253.27	-524.63	1277.56	-4459.91	-34310.05	-10961.73
	min	-8924.12	-1050.13	484.05	-1692.96	101.72	1771.59

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU					neuvažuje se vliv teploty		
	max	33741.206	1505.18	11024.124	-24644.583	-191267.28	-57846.05
MSP-CHAR	min	-48051.958	-3572.628	-8827.604	18306.652	136363.088	36883.264
	max	12370.61	442.865	5860.34	-11200.73	-112694.5	-32914.13
MSP-KVAZI	min	-28517.21	-2104.055	-3819.29	5737.535	50478.925	13543.875

4.2. Posouzení spřažení

4.2.1. Návrh spřahující výztuže

Smyková síla v místě spřažení (MSÚ):

$$F = 4434.858 \text{ kN} \quad (\text{výslednice posouvajících sil})$$

Výpočet napětí ve styčné ploše:

uvažovaná plocha styčné spáry
návrhová hodnota smykového napětí

$$A = 150 \text{ m}^2$$

$$v_{Ed} = F/A = 0.030 \text{ MPa}$$

Únosnost ve styčné ploše pro jednotlivé úseky délky:

napětí od minimální normálové síly na styčnou plochu
povrch styku hladký

$$\sigma_n = 0.000 \text{ MPa} \quad (\text{zanedbáno})$$

$$\mu = 0.600 \text{ dle ČSN EN 1992-1 nebo TP 54}$$

$$c = 0.170 \text{ dle ČSN EN 1992-1 nebo TP 54}$$

plocha styku

$$A_i = z \cdot b = 150.000 \text{ m}^2$$

min. charakteristická pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} \quad (\text{stávající pilíř})$$

součinitel materiálu

$$\gamma_c = 1.5$$

návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = 13.333 \text{ MPa}$$

redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku

$$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.552$$

min. charakteristická pevnost betonu v tahu

$$f_{ctk0.05} = 1.5 \text{ MPa}$$

součinitel materiálu

$$\gamma_c = 1.5$$

součinitel pro mosty

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{ctd} = 0.85 \text{ MPa}$$

charakteristická pevnost oceli

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

součinitel materiálu

$$\gamma_s = 1.15$$

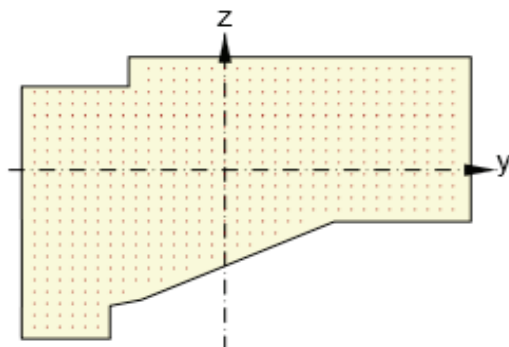
návrhová pevnost oceli

$$f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$$

SO 01.3 – Jezové těleso

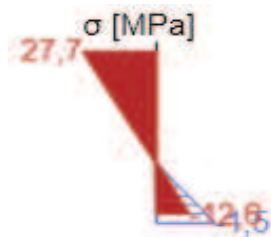
sklon výztuže	$\alpha =$	90 °	
smyková výztuž $\phi = 12 \text{ mm}$ á 500 mm á 500 mm	$A_s =$	0.068 m ²	(min. 4 ks/m ²)
stupeň ztužení na stykové ploše	$\rho = A_s/A_i =$	0.000	
únosnost	$v_{Rd} = \min[c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha); 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}] =$	0.263 MPa	<u>vyhoví</u>

Navrhuje se spřahující výztuž $\phi 12 \text{ mm}$ v minimálním počtu 4 ks/m².



4.2.2. Návrh kotevní délky spřahující výztuže

Maximální napětí ve výztuži v mezním stavu únosnosti:



$$\sigma_{sd} = 27.7 \text{ MPa} \quad (\sigma_{sd, \max} = f_{yd})$$

Materiály:

Beton	$f_{ctk0,05} =$	1.5 MPa
	$f_{ctd} =$	1.000 MPa
Ocel	$f_{yk} =$	500 MPa
	$\gamma_s =$	1.15
	$f_{yd} =$	434.783 MPa
	$\phi =$	12 mm
	$c =$	50 mm
	$a_s =$	500 mm
	$c_1 =$	50 mm

Posouzení kotevní délky:

$\eta_1 =$	0.7 (předpokládám špatné podmínky soudržnosti)
$\eta_2 =$	1 ($\phi \leq 32 \text{ mm}$)
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} =$	1.575 MPa
$l_{bd, reqd} = \phi \cdot \sigma_{sd} / (4 \cdot f_{bd}) =$	0.053 m
$\alpha_1 =$	1 (přímý prut)
$c_d = \min(a_s/2; c_1; c) =$	50 mm
$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot (c_d - 3 \cdot \phi) / \phi =$	0.825 (bez přivařeného prutu 0,7 až 1,0)
$K =$	0
$\alpha_3 = 1 - K \cdot (\sum A_{st} - \sum A_{st, min}) / A_s =$	1 (pro nepřivařený příčný prut)
$\alpha_4 =$	1 (pro nepřivařený příčný prut)

Statický výpočet

SO 01.3 – Jezové těleso

$$\begin{aligned}
 p &= 0 \text{ MPa (+TLAK)} \\
 \alpha_5 &= 1 \text{ (uvažuji příčný tlak)} \\
 \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 &= 0.825 > 0.7 \\
 l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{bd, reqd} &= 0.044 \text{ m}
 \end{aligned}$$

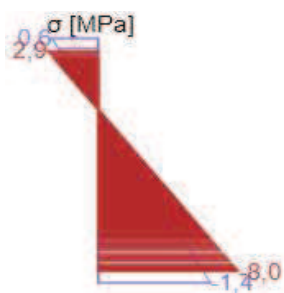
Navrhuji ketvní délku 250 mm.

4.2.3. Ověření tlakových napětí při charakteristické kombinaci

min. charakteristická pevnost betonu v tlaku

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (stávající pilíř)

Maximální tlakové napětí v betonu v mezním stavu použitelnosti:

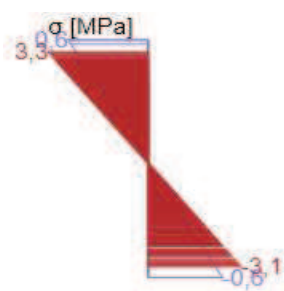


$$\sigma_{ck} = -1.400 \text{ MPa} < 0.6 * f_{ck} \quad \underline{\text{vyhoví}}$$

4.2.4. Ověření tahových napětí při kvazistálé kombinaci

min. charakteristická pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2.2 \text{ MPa}$ (stávající pilíř)



$$\sigma_{tk} = 0.600 \text{ MPa} < f_{ctm} \quad \underline{\text{Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají.}}$$

5. PŘEPADOVÉ TĚLESO

POZN: Konstrukce je navržena jako železobetonová, tj. předpokládá se vznik trhlin. V mezním stavu únosnosti se tedy vlivem vzniku trhlin a snížení odporu (tuhosti) konstrukce proti působení teplotních účinků, uvažuje zatížení teplotou pouze v mezním stavu použitelnosti (Eurokód nepožaduje zahrnutí zatížení teplotou do výpočtu v mezních stavech únosnosti a jen v omezené míře v mezním stavu omezení trhlin).

5.1. Vnitřní síly

5.1.1. Ve středu rozpětí pole

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	188.5842	2581.5354	-608.88	23302.9781	157308.769	81609.3168
	min	-37670.46	-129.2598	-9770.8936	-25053.188	17070.28	523.17
MSP-CHAR	max	116.41	1857.924	-608.88	16736.532	109166.534	54145.1535
	min	-24700.738	-79.79	-6826.54	-18116.256	17070.28	523.17
MSP-KVAZI	max	116.41	674.21	-608.88	576.99	62343.92	33310.41
	min	-16618.92	-79.79	-3621.21	-5458.92	17070.28	523.17

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	44275.488	2142.738	-608.88	16736.532	165203.9	89261.328
MSP-CHAR	min	-68994.864	-79.79	-8635.012	-19259.964	-41296.836	-24029.768
	max	13730.08	911.555	-608.88	766.41	109041.725	60728.675
MSP-KVAZI	min	-42757.89	-79.79	-5128.27	-5458.92	6080.85	523.17

5.1.2. V místě dobetonávky říčního pilíře

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	31.7682	4190.8757	3465.1476	27120.169	37384.4563	34627.0725
	min	-19988.371	-393.964	-7392.2393	-15805.706	-2332.9458	315.5
MSP-CHAR	max	19.61	3018.084	2234.1375	20548.359	25184.572	22937.7045
	min	-13228.066	-149.145	-5466.0895	-12236.966	-1440.09	315.5
MSP-KVAZI	max	19.61	777.45	2138.98	4044.35	14234.84	14347.04
	min	-8937.66	-144.37	-470.34	-1385.48	-1440.09	315.5

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	52334.842	6892.966	5315.22	47971.294	102269.386	69084.206
MSP-CHAR	min	-62320.48	-4677.37	-7659.6655	-36349.446	-75529.988	-44042.906
	max	21856.84	3552.955	2935.945	24158.595	57635.085	40768.275
MSP-KVAZI	min	-35630.685	-1946.365	-2224.2	-13368.445	-30258.22	-14410.575

SO 01.3 – Jezové těleso

5.1.3. V místě nového břehového pilíře

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	411.2694	-73.88	-4282.6	25456.8114	117265.568	-17.01
	min	-25010.608	-13984.947	-35809.745	-7166.151	5122.25	-53866.812
MSP-CHAR	max	253.87	-73.88	-4282.6	19353.7675	80320.797	-17.01
	min	-15941.612	-9622.7795	-24906.029	-4423.55	5122.25	-35101.238
MSP-KVAZI	max	253.87	-73.88	-4282.6	2751.17	41779.3	-17.01
	min	-13065.9	-4424.28	-13784.52	-4423.55	5122.25	-25014.97

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	17620.408	-73.88	9653.116	33366.0775	104015.973	12050.572
MSP-CHAR	min	-39161.788	-9763.5635	-37112.855	-31575.532	5122.25	-62307.974
	max	2317.42	-73.88	-1160.515	14428.095	61525.28	-17.01
MSP-KVAZI	min	-26018.68	-4541.6	-23956.875	-13344.005	5122.25	-43348.435

5.2. Posouzení smyku

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 k uvažované výztuži:

$$h = 5.980 \text{ m}$$

šířka průřezu v tažené oblasti v místě uvažované výztuže:

$$b_w = 5.422 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

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

průměr podélné tahové výztuže:

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

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 5.918 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly - uvažována jako výslednice extrémních posouvajících sil:

$$V_{Ed} = 38443.68 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

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

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 1.18$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 1.2$$

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:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.000 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

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

$$N_{Ed} = 25010.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

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

SO 01.3 – Jezové těleso

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 6.76 \text{ MPa}$$

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

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.25 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 40453.86 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 35602.70 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 40453.86 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

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

návrhová únosnost tlakových diagonál:

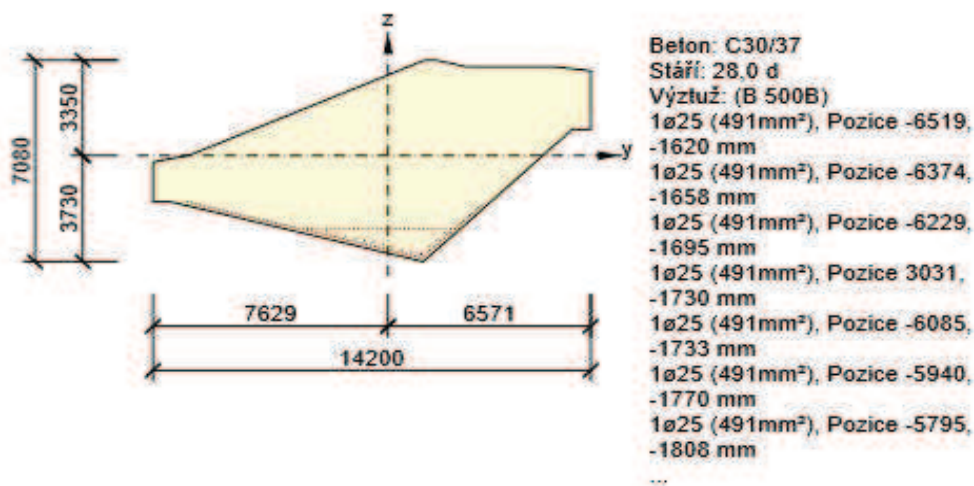
$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 143996.07 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 40453.86 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 143996.07 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 38443.68 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 40453.86 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

5.2.2. Ověření v mezním stavu únosnosti a použitelnosti

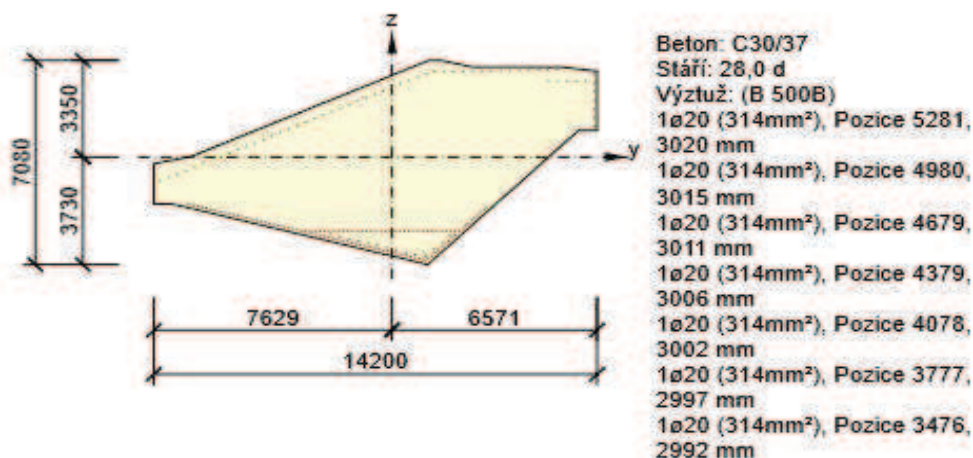
5.2.2.1. Ve středu rozpětí pole



	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-34133,0	157308,0	81609,0	51,0	OK
Omezení napětí	13730,0	109041,0	60728,0	75,3	OK
Šířka trhliny	13730,0	109041,0	60728,0	0,0	OK

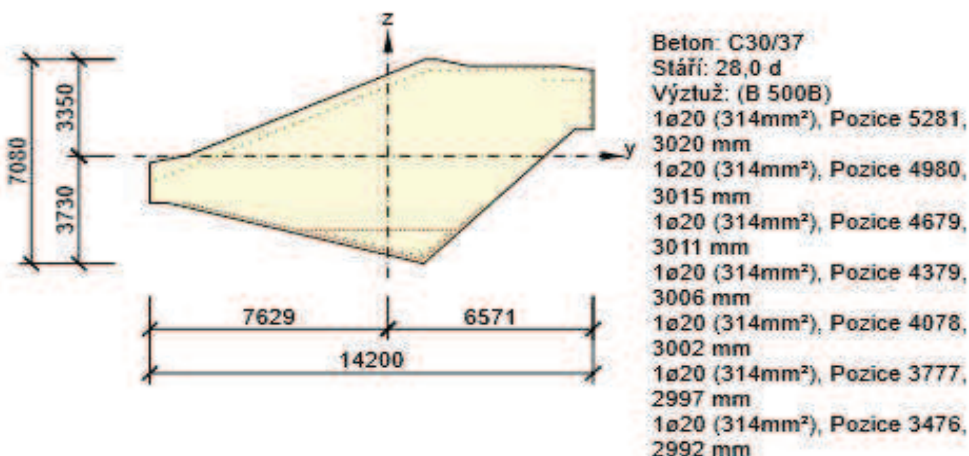
SO 01.3 – Jezové těleso

5.2.2.2. V místě dobetonávky říčního pilíře



	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-16790,0	-37384,0	-34627,0	6,1	OK
Omezení napětí	-62320,0	102269,0	69084,0	18,1	OK
Šířka trhliny	21856,0	57635,0	40768,0	0,0	OK

5.2.2.3. V místě nového břehového pilíře



	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-25010,0	-117265,0	53866,0	87,4	OK
Omezení napětí	-14520,0	-80320,0	35101,0	16,1	OK
Šířka trhliny	-13012,0	-41779,0	25014,0	0,0	OK

6. DOBETONÁVKA PILÍŘE

POZN: Konstrukce je navržena jako železobetonová, tj. předpokládá se vznik trhlin. V mezním stavu únosnosti se tedy vlivem vzniku trhlin a snížení odporu (tuhosti) konstrukce proti působení teplotních účinků, uvažuje zatížení teplotou pouze v mezním stavu použitelnosti (Eurokód nepožaduje zahrnutí zatížení teplotou do výpočtu v mezních stavech únosnosti a jen v omezené míře v mezním stavu omezení trhlin).

6.1. Vnitřní síly

6.1.1. Rovná část v místě vetknutí do přepadu

Průřez 5.92 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	5865.3208	79.094	45.0198	1360.4012	916.0416	2132.11
	min	-1870.984	-1417.8758	-5686.5259	-4048.721	-631.743	-1961.3874
MSP-CHAR	max	4377.2635	18.934	27.79	956.29	695.3575	1601.46
	min	-1455.398	-1034.324	-3891.534	-2859.584	-426.2015	-1536.2335
MSP-KVAZI	max	1019.42	-24.83	27.79	197.14	291.65	311.32
	min	-519.93	-345.05	-2430.37	-978.11	66.77	-162.97

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
neuvazuje se vliv teploty							
MSU							
	max	5877.0355	3263.414	4639.14	1199.645	1368.468	10101.72
MSP-CHAR	min	-2695.988	-3938.66	-8510.842	-3676.376	-1193.0255	-6907.106
	max	2199.03	1380.05	1238.08	197.14	827.665	5049.495
MSP-KVAZI	min	-618.115	-2026.555	-5410.225	-1606.11	-536.55	-3224.3

6.1.2. Šikmá horní část v místě vetknutí do přepadu

Průřez 3.11 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	1294.8757	200.405	48.762	477.3672	340.3695	218.2715
	min	-303.831	-365.1842	-1900.2613	-52.9578	0.692	-156.0479
MSP-CHAR	max	926.496	152.3815	30.1	337.441	234.085	160.238
	min	-187.55	-280.537	-1254.687	-32.69	14.84	-116.5845
MSP-KVAZI	max	250.68	-13.75	30.1	124.14	151.17	8.85
	min	-187.55	-75.03	-804.13	-32.69	14.84	-29.67

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
neuvazuje se vliv teploty							
MSU							
	max	3597.11	1719.964	2768.592	496.285	648.336	235.04
MSP-CHAR	min	-4071.266	-2117.426	-4212.942	-187.136	-391.846	-183.342
	max	1845.345	784.165	982.485	253.06	400.7	69.845
MSP-KVAZI	min	-1907.705	-1046.05	-2501.86	-39.28	-134.675	-63.93

6.1.3. Šikmá dolní část v místě vetknutí do přepadu

Průřez 3.74 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	2022.5309	-48.649	-56.69	141.3136	545.0279	500.1685
	min	-534.778	-511.3062	-2093.3526	-51.017	-103.6395	-61.2198
MSP-CHAR	max	1429.0385	-65.281	-56.69	106.5385	383.5125	366.8265
	min	-308.03	-370.431	-1374.0355	-39.9085	-34.6315	-37.79
MSP-KVAZI	max	452.26	-101.98	-56.69	21	213.54	101.05
	min	-308.03	-182.66	-981.81	-22.76	40.31	-37.79

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	3387.15	-17.216	2816.662	337.026	746.69	388.7985
MSP-CHAR	min	-3321.072	-486.54	-4497.626	-257.906	-417.664	-177.442
	max	1682.775	-101.98	913.76	166.285	481.83	117.25
MSP-KVAZI	min	-1555.65	-287.355	-2747.97	-115.435	-118.955	-37.79

6.1.4. Rovná část 1.5m nad přepadem

Průřez 5.92 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	1944.8785	625.3016	1289.1445	347.4562	80.6635	1063.3013
	min	-1233.8449	-1198.774	34.17	-207.4728	-90.1309	-666.262
MSP-CHAR	max	1463.6365	488.3045	926.5305	247.2175	60.8825	804.5865
	min	-922.7295	-918.2175	34.17	-145.1745	-71.8575	-524.28
MSP-KVAZI	max	67.87	24.58	456.82	78.67	-0.63	251.95
	min	-360.65	-157.1	34.17	-39.46	-21.41	54.64

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	2377.7305	4143.302	1551.188	455.446	270.16	7579.204
MSP-CHAR	min	-1350.114	-4905.22	-1138.464	-570.968	-172.116	-3393.39
	max	829.615	1886.635	952.06	201.45	125.015	3845.86
MSP-KVAZI	min	-360.65	-2410.84	-313.1	-236.275	-88.495	-1494.945

6.2. Posouzení smyku

6.2.1. 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:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

díličí 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:

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

díličí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

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

SO 01.3 – Jezové těleso

Posouzení prvku

výška průřezu:	$h =$	0.700 m
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:	$b_w =$	5.920 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.060 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.025 m
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s/2 =$	0.6275 m

návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	5686 kN
------------------------------------	------------	---------

empirický součinitel:	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c =$	0.12
-----------------------	------------------------------	------

parametr vlivu výšky:	$k = 1 + (200/d)^{0,5} =$	1.56
-----------------------	---------------------------	------

$$k < 2,0 \rightarrow k = 1.6$$

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

$$A_{sl} = 6.54E-03 \text{ m}^2$$

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 kN
--	------------	---------

plocha průřezu:	$A_c = b \cdot h =$	4.144 m ²
-----------------	---------------------	----------------------

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0 MPa
--	------------------------------	-------

$$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.38 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$	1393.64 kN
--	--	------------

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 1214.90 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 1393.64 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:	$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.528
--	-----------------------------	-------

návrhová únosnost tlakových diagonál:	$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} =$	16672.02 kN
---------------------------------------	---	-------------

$$V_{Rd,c} = 1393.64 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 16672.02 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 5686 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 1393.64 \text{ kN} \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

6.2.2. Návrh smykové výztuže pro rovnou část nad přepadem**Charakteristické vlastnosti betonu**

beton pevnostní třídy C 30/37

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{ck} =$	30.0 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 MPa
---	--	----------

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	2.9 MPa
---	-------------	---------

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500.00 MPa
--	------------	------------

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_s =$	1.15
--	--------------	------

návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434.78 MPa
------------------------------------	---------------------------------	------------

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:	$h =$	0.700 m
----------------	-------	---------

SO 01.3 – Jezové těleso

nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:	$b_w =$	5.920 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.060 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.025 m
návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	5686 kN

návrh smykové výztuže:	20-střížné třmínky	ØR 10	à 150mm
průřezová plocha smykové výztuže:		$A_{sw} =$	1.57E-03 m ²
účinná výška průřezu:		$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 =$	0.6175 m
stupeň smykového vyztužení:		$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) =$	1.77E-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
	$\rho_w = 1.77E-03$	$> \rho_{w,min} = 8.76E-04$	→ Vyhovuje
		$< \rho_{w,max} = 1.03E-02$	→ Vyhovuje
osová vzdálenost třmínků v podélném směru:		$s_{max} = 0,75d =$	0.463 m → Vyhovuje
	$s = 0.150$ m	$< s_{max} =$	0.400 m → Vyhovuje
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:		$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.528
rameno vnitřních sil:		$z = 0,9d =$	0.556 m
minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta=2,5$):		$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2) =$	10183.24 kN

$$V_{Ed} = 5686.00 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 10183.24 \text{ kN} \rightarrow \text{Ize předpokládat } \cot\theta=2,5$$

návrhová únosnost svislých třmínků:	$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s =$	6325.87 kN
	$V_{Ed} = 5686.00 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 6325.87 \text{ kN} \rightarrow$	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 $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 2.50$$

$$1,0 < \cot\theta = 2.50 > 2,5 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0.00 kN
plocha průřezu:	$A_c = b_w \cdot h =$	4.144 m ²
normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.00 MPa
součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:	$\alpha_{cw} =$	1.0

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 6325.87 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 10183.24 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5686.00 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 10183.24 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

6.2.3. Návrh smykové výztuže pro šikmou horní část nad přepadem

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 30/37

$$\text{charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku: } f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$$

SO 01.3 – Jezové těleso

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 MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	2.9 MPa

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500.00 MPa
--	------------	------------

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_s =$	1.15
--	--------------	------

návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434.78 MPa
------------------------------------	---------------------------------	------------

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:	$h =$	0.700 m
----------------	-------	---------

nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:	$b_w =$	3.110 m
--	---------	---------

krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.060 m
------------------------	-------------	---------

průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	0.025 m
--------------------------------	---------	---------

návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	1900 kN
------------------------------------	------------	---------

návrh smykové výztuže:**10-střížné třmínky ØR 10 à 200mm**

průřezová plocha smykové výztuže:	$A_{sw} =$	7.85E-04 m ²
-----------------------------------	------------	-------------------------

účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 =$	0.6175 m
-----------------------	--	----------

stupeň smykového vyztužení:	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) =$	1.26E-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
---------------------------------------	---	----------

$\rho_w = 1.26E-03$	$> \rho_{w,min} = 8.76E-04$	→ Vyhovuje
---------------------	-----------------------------	------------

$< \rho_{w,max} = 1.03E-02$	→ Vyhovuje
-----------------------------	------------

osová vzdálenost třmínků v podélném směru:

$s = 0.200 \text{ m}$	$<$	$s_{max} = 0,75d = 0.463 \text{ m}$	→ Vyhovuje
	$<$	$s_{max} = 0.400 \text{ m}$	→ Vyhovuje

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:	$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.528
--	-----------------------------------	-------

rameno vnitřních sil:	$z = 0,9d =$	0.556 m
-----------------------	--------------	---------

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

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2) = 5349.64 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 1900.00 \text{ kN}$	$<$	$(\min)V_{Rd,max} = 5349.64 \text{ kN}$	→
→ lze předpokládat $\cot\theta=2,5$			

návrhová únosnost svislých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 2372.20 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 1900.00 \text{ kN}$	$<$	$V_{Rd,s} = 2372.20 \text{ kN}$	→ Vyhovuje
-------------------------------	-----	---------------------------------	------------

- pokud $V_{Ed} > (\min)V_{Rd,max}$ → rozhoduje únosnost tlakové diagonály → nutno spočítat $\cot\theta$ **- $\cot\theta$ se spočítá z podmínky $V_{Rd,s} = V_{Rd,max}$ → $\cot\theta = (v \cdot f_{cd} / v_{RD,w} - 1)^{0,5}$** **- zároveň musí platit podmínka $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$**

cot úhlu sklonu tlakové diagonály:

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0,5} = 2.50$$

$$1,0 < \cot\theta = 2.50 > 2,5 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

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

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

plocha průřezu:

$$A_c = b_w \cdot h = 2.177 \text{ m}^2$$

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

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

SO 01.3 – Jezové těleso

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu:	$\alpha_{cw} =$	1.0
návrhová únosnost šikmých třmínků:	$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s =$	2372.20 kN
návrhová únosnost tlakových diagonál:	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) =$	5349.64 kN
$V_{Ed} = 1900.00 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 5349.64 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$		

6.2.4. Návrh smykové výztuže pro šikmou dolní část nad přepadem

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:

$\alpha_{cc} = 0.85$

díličí 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:

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

díličí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$\gamma_s = 1.15$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

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

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:

$h = 0.700 \text{ m}$

nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:

$b_w = 3.740 \text{ m}$

krytí výztuže betonem:

$c_{nom} = 0.060 \text{ m}$

průměr podélné tahové výztuže:

$d_s = 0.025 \text{ m}$

návrhová hodnota posouvající síly:

$V_{Ed} = 2093 \text{ kN}$

návrh smykové výztuže:

13-střížné třmínky

ØR 10 à 250mm

průřezová plocha smykové výztuže:

$A_{sw} = 1.02E-03 \text{ m}^2$

účinná výška průřezu:

$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 = 0.6175 \text{ m}$

stupeň smykového vyztužení:

$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) = 1.09E-03$

minimální stupeň smykového vyztužení:

$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot f_{ck}^{0.5} / f_{yk} = 8.76E-04$

maximální stupeň smykového vyztužení:

$\rho_{w,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd} = 1.03E-02$

$\rho_w = 1.09E-03$

$> \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow \text{Vyhovuje}$

$< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow \text{Vyhovuje}$

osová vzdálenost třmínků v podélném směru:

$s = 0.250 \text{ m}$

$s_{max} = 0.75d = 0.463 \text{ m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$

$s_{max} = 0.400 \text{ m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$v_1 = v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$

rameno vnitřních sil:

$z = 0.9d = 0.556 \text{ m}$

minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta=2.5$):

$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2.5 / (1 + 2.5^2) = 6433.33 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 2093.00 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 6433.33 \text{ kN} \rightarrow$

$\rightarrow \text{ lze předpokládat } \cot\theta=2.5$

návrhová únosnost svislých třmínků:

$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 2467.09 \text{ kN}$

Statický výpočet

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

29/59

SO 01.3 – Jezové těleso

$$V_{Ed} = 2093.00 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 2467.09 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

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

- $\cot\theta$ se zpočítá 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:

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0.5} = 2.50$$

$$1.0 < \cot\theta = 2.50 > 2.5 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

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

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

plocha průřezu:

$$A_c = b_w \cdot h = 2.618 \text{ m}^2$$

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

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

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlaceném pásu:

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

návrhová únosnost šikmých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 2467.09 \text{ kN}$$

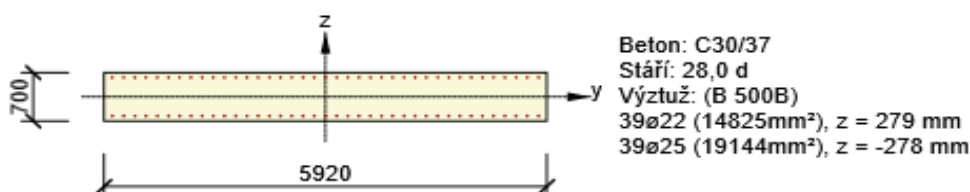
návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 6433.33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2093.00 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 6433.33 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

6.2.2. Ověření v mezním stavu únosnosti a použitelnosti

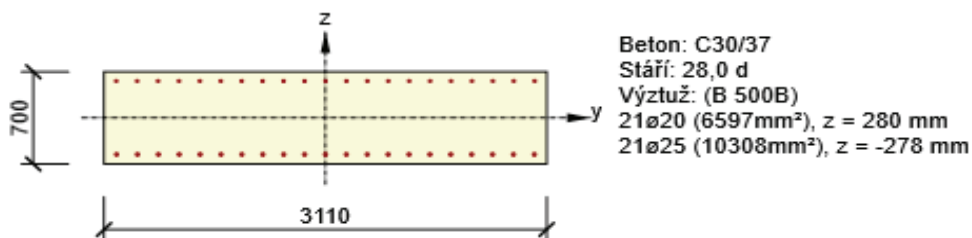
6.2.2.1. Dobetonávka pilire - vodorovná část



	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	5865,3	552,0	-1875,0	46,7	OK
Omezení napětí	5877,0	1065,7	-5208,1	96,7	OK
Šířka trhliny	2199,0	827,7	-3224,3	0,0	OK

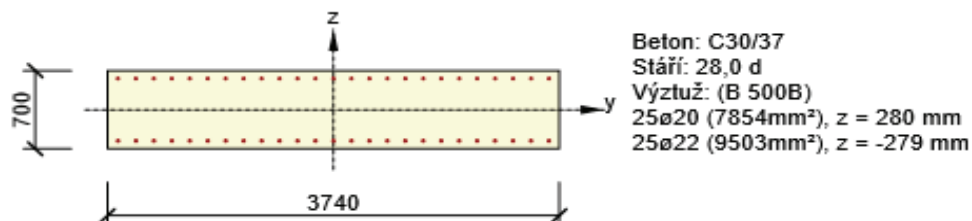
SO 01.3 – Jezové těleso

6.2.2.2. Dobetonavka pilire - sika horní část



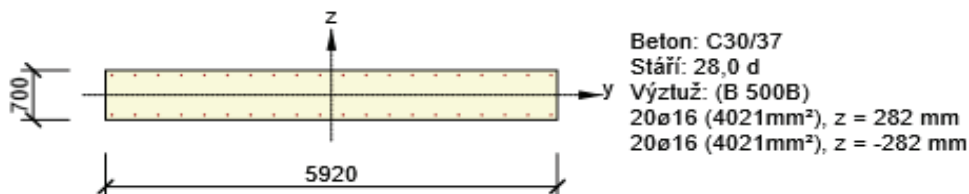
	NEd	MEd,y	MEd,z	Hodnota	Posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	
Únosnost N-M-M	1294,0	297,0	199,0	25,5	OK
Omezení napětí	3597,1	648,3	165,0	76,5	OK
Šířka trhliny	1845,3	400,7	69,8	0,0	OK

6.2.2.3. Dobetonavka pilire - sika dolní část



	NEd	MEd,y	MEd,z	Hodnota	Posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	
Únosnost N-M-M	2022,0	434,0	500,0	41,6	OK
Omezení napětí	3387,2	746,7	178,8	83,8	OK
Šířka trhliny	1682,8	481,8	117,3	0,0	OK

6.2.2.4. Dobetonavka pilire - vodorovna část 1,5m nad prahem



	NEd	MEd,y	MEd,z	Hodnota	Posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	
Únosnost N-M-M	1944,9	80,4	872,4	64,2	OK
Omezení napětí	2377,7	214,3	-2384,7	6,0	OK
Šířka trhliny	829,6	125,0	-1494,9	0,0	OK

7. NOVÝ PILÍŘ

POZN: Konstrukce je navržena jako železobetonová, tj. předpokládá se vznik trhlin. V mezním stavu únosnosti se tedy vlivem vzniku trhlin a snížení odporu (tuhosti) konstrukce proti působení teplotních účinků, uvažuje zatížení teplotou pouze v mezním stavu použitelnosti (Eurokód nepožaduje zahrnutí zatížení teplotou do výpočtu v mezních stavech únosnosti a jen v omezené míře v mezním stavu omezení trhlin).

7.1. Vnitřní síly

7.1.1. Rovná část v místě vetknutí do přepadu

Průřez 5.92 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	2721.8165	1426.3506	153.8028	6506.3408	358.0362	1107.8829
	min	-3944.3922	-5.8482	-1156.205	5.18	-21311.358	-1237.1264
MSP-CHAR	max	1845.9165	968.95	94.94	4253.7685	221.01	789.116
	min	-2434.81	-3.61	-766.5365	5.18	-14713.179	-845.989
MSP-KVAZI	max	-803.09	504.15	94.94	3158.58	221.01	-222.77
	min	-2434.81	-3.61	-470.82	5.18	-6288.55	-419.17

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU neuvažuje se vliv teploty							
	max	3594.6645	12480.892	1331.63	4253.7685	221.01	21733.504
MSP-CHAR	min	-2434.81	-11388.06	-2056.736	5.18	-16724.637	-34007.624
	max	647.48	6446.995	470.915	3489.85	221.01	10561.55
MSP-KVAZI	min	-2434.81	-5449.045	-1226.34	5.18	-7964.765	-17083.84

7.1.2. Šikmá horní část v místě vetknutí do přepadu

Průřez 3.11 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	1452.3648	688.3649	29.1114	492.5642	78.732	396.7506
	min	-1130.9382	86.5638	-822.5503	-101.5345	-8682.5541	119.0014
MSP-CHAR	max	1104.825	448.2595	17.97	361.964	48.6	257.0805
	min	-698.11	138.6405	-525.07	-62.1425	-5938.5095	138.1145
MSP-KVAZI	max	13.67	324.96	17.97	80.77	48.6	199.41
	min	-698.11	252	-434.82	27.07	-2842.82	165.15

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU neuvažuje se vliv teploty							
	max	7713.976	5716.986	629.11	361.964	48.6	1112.326
MSP-CHAR	min	-10075.464	-4344.996	-1508.96	-215.48	-7442.5655	-664.04
	max	3756.475	2990.335	95.08	80.77	48.6	638.08
MSP-KVAZI	min	-4979.305	-2009.18	-964.415	-47.705	-4096.2	-230.825

SO 01.3 – Jezové těleso

7.1.3. Šikmá dolní část v místě vetknutí do přepadu

Průřez 3.74 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	2849.4388	2086.7459	571.0906	3293.8307	99.3222	324.6966
	min	-1499.1804	473.15	-284.5502	64.66	-12088.155	-75.7822
MSP-CHAR	max	2120.089	1414.203	393.629	2291.047	61.31	200.43
	min	-925.42	473.15	-177.258	64.66	-8269.6915	-24.9425
MSP-KVAZI	max	268.22	839.69	44.87	949.31	61.31	200.43
	min	-925.42	473.15	-170.21	64.66	-3833.19	119.83

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	6785.982	2298.998	974.417	2767.141	61.31	472.212
MSP-CHAR	min	-7621.622	-293.462	-966.468	-144.996	-9811.4695	-24.9425
	max	3366.08	1526.625	367.69	1346.055	61.31	272.035
MSP-KVAZI	min	-3663.6	330.445	-538.935	64.66	-5118.005	119.83

7.1.4. Rovná část 1.5m nad přepadem

Průřez 5.92 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	-1901.1683	1253.7626	-2.82	7266.9606	32.6754	236.6926
	min	-4897.9963	-272.7	-5643.6844	25.12	-18855.304	-2318.3524
MSP-CHAR	max	-2022.276	871.9745	-2.82	4747.484	20.17	-27.7835
	min	-3178.116	-130.4245	-3847.785	25.12	-13069.794	-1533.591
MSP-KVAZI	max	-2057.35	375.51	-2.82	3560.92	20.17	-369.73
	min	-2487.37	115.24	-1816.98	25.12	-5327.28	-1001.32

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	-242.982	17540.68	-2.82	4971.518	20.17	11315.726
MSP-CHAR	min	-3178.116	-14458.632	-4460.475	25.12	-15115.302	-27467.126
	max	-1456.735	8905.415	-2.82	4253.17	20.17	4975.475
MSP-KVAZI	min	-2487.37	-7045.615	-2327.555	25.12	-7031.87	-14127.655

7.1.5. Rovná část 3.25m nad přepadem

Průřez 5.92 x 0.70 m

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - bez vlivu teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU	max	-1658.9	896.6703	-1.59	5659.0354	-81.96	1022.44
	min	-4195.2519	-525.5532	-4205.5428	14.05	-11018.079	-1741.1451
MSP-CHAR	max	-1658.9	656.382	-1.59	3697.956	-81.96	686.289
	min	-2712.961	-370.1685	-2910.3575	14.05	-7707.6055	-1194.6655
MSP-KVAZI	max	-1658.9	173.02	-1.59	2795.88	-81.96	-124.02
	min	-2161.12	101.31	-1170.01	14.05	-2879.08	-621.58

Obálky vnitřních sil získané z integrace napětí - s vlivem teploty:

		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
MSU		neuvažuje se vliv teploty					
	max	-1381.328	13050.47	-1.59	3697.956	-81.96	686.289
MSP-CHAR	min	-2712.961	-7404.22	-3371.0675	14.05	-8863.5295	-11248.728
	max	-1658.9	6577.975	-1.59	3256.355	-81.96	-124.02
MSP-KVAZI	min	-2161.12	-3588.08	-1553.935	14.05	-3842.35	-5786.345

7.2. Posouzení smyku

7.2.1. 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:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

díličí 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:

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

díličí 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:

$$h = 2.500 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 5.920 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.060 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

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

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 2.4275 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 5643 \text{ kN}$$

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:

$$A_{sl} = 6.54E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.000 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

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

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

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 14.800 \text{ m}^2$$

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 3.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

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:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 4022.49 \text{ kN}$$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 2462.84 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} = 4022.49 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

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

návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 64496.15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 4022.49 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 64496.15 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 5643 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 4022.49 \text{ kN} \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

SO 01.3 – Jezové těleso

7.2.2. Návrh 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:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

díličí 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:

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

díličí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

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

Návrh a posouzení smykové výztuže

výška průřezu:

$$h = 2.500 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu mezi tlačným a taženým pásem:

$$b_w = 5.920 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.060 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

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

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = 5643 \text{ kN}$$

návrh smykové výztuže:

20-střížné třmínky

ØR 10

à 500mm

průřezová plocha smykové výztuže:

$$A_{sw} = 1.57E-03 \text{ m}^2$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2 = 2.4175 \text{ m}$$

stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s) = 5.31E-04$$

minimální stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot f_{ck}^{0.5} / f_{yk} = 8.76E-04$$

maximální stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_{w,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd} = 1.03E-02$$

$$\rho_w = 5.31E-04$$

$$< \rho_{w,min} = 8.76E-04 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$< \rho_{w,max} = 1.03E-02 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

osová vzdálenost třmínků v podélném směru:

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

$$s_{max} = 0.75d = 1.813 \text{ m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$s_{max} = 0.400 \text{ m} \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v_1 = v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

rameno vnitřních sil:

$$z = 0.9d = 2.176 \text{ m}$$

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

$$\min(V_{Rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2.5 / (1 + 2.5^2) = 39867.18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5643.00 \text{ kN} < (\min)V_{Rd,max} = 39867.18 \text{ kN} \rightarrow$$

→ lze předpokládat $\cot\theta=2,5$

návrhová únosnost svislých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 7429.70 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5643.00 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 7429.70 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

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

$$\cot\theta = [v \cdot f_{cd} / (\rho_w \cdot f_{ywd}) - 1]^{0.5} = 2.50$$

SO 01.3 – Jezové těleso

$$1,0 < \cot\theta = 2,50 > 2,5 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

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

$$N_{Ed} = 0,00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b_w \cdot h = 14,800 \text{ m}^2$$

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0,00 \text{ MPa}$$

součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlaceném pásu:

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

návrhová únosnost šikmých třmínků:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s = 7429,70 \text{ kN}$$

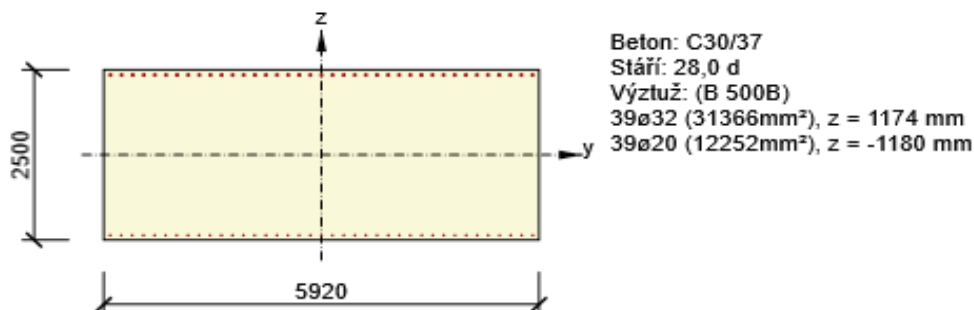
návrhová únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta / (1 + \cot^2\theta) = 39867,18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 5643,00 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 39867,18 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

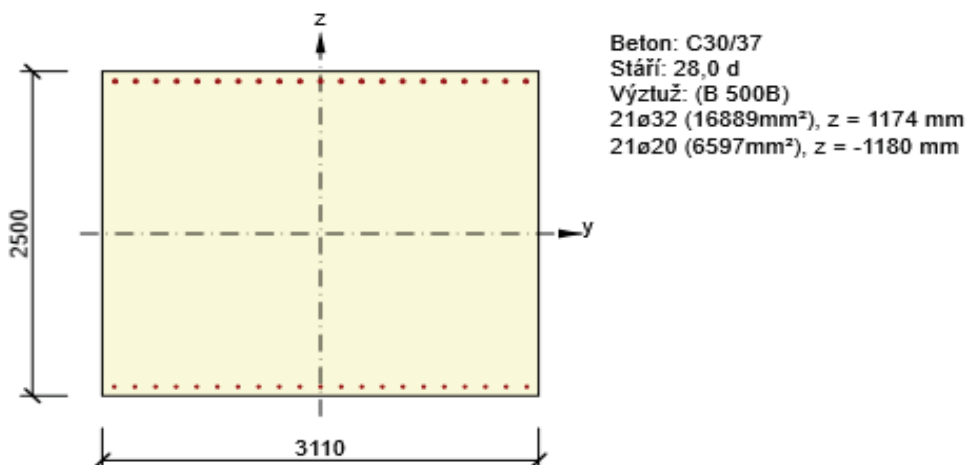
7.2.2. Ověření v mezním stavu únosnosti a použitelnosti

7.2.2.1. Nový pilir - vodorovná část



	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	2721,8	-17550,0	-987,9	64,2	OK
Omezení napětí	3594,7	-16724,6	13609,1	94,8	OK
Šířka trhliny	647,5	-7964,8	10561,6	0,0	OK

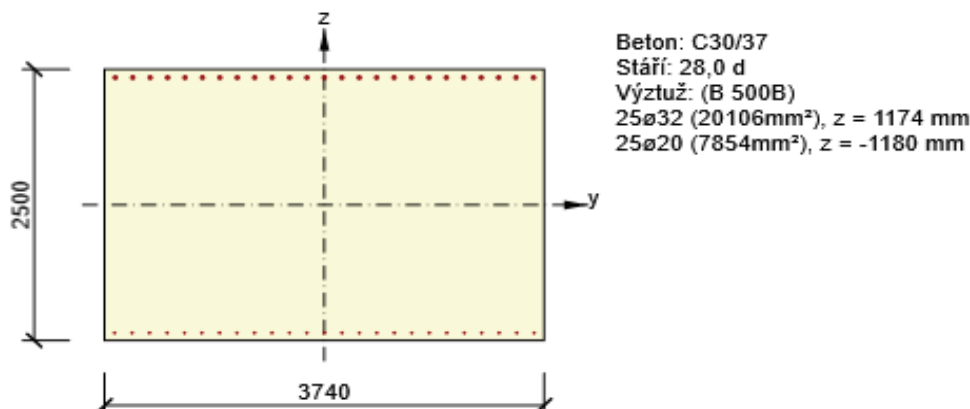
7.2.2.2. Nový pilir - šikma horní část



	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1446,0	-8682,6	396,8	59,7	OK
Omezení napětí	5596,2	-7442,6	-358,9	90,7	OK
Šířka trhliny	3756,5	-4096,2	-230,8	0,0	OK

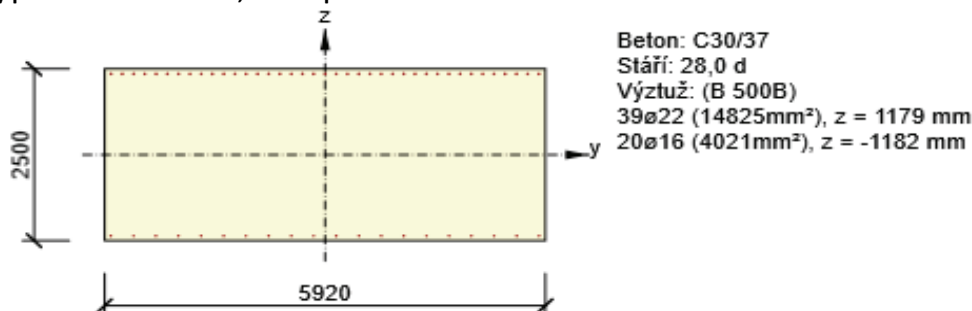
SO 01.3 – Jezové těleso

7.2.2.3. Nový pilir - sikma dolní část



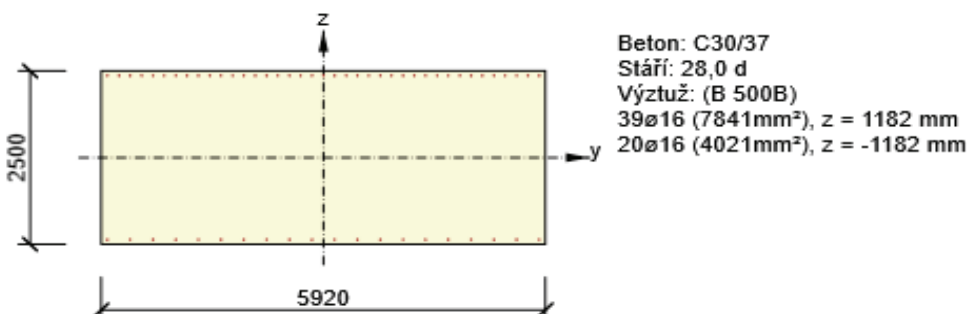
	NEd	MEd,y	MEd,z	Hodnota	Posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	
Únosnost N-M-M	2849,4	-12088,2	276,2	74,5	OK
Omezení napětí	5837,5	-9811,5	278,0	89,0	OK
Šířka trhliny	3366,1	-5118,0	206,7	0,0	OK

7.2.2.4. Nový pilir - vodorovna část 1,5m nad prahem



	NEd	MEd,y	MEd,z	Hodnota	Posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	
Únosnost N-M-M	-3553,3	-18855,3	-2236,4	95,3	OK
Omezení napětí	-2093,0	-15115,3	7063,4	16,9	OK
Šířka trhliny	-2429,8	-7031,9	4975,5	0,0	OK

7.2.2.5. Nový pilir - vodorovna část 3,25m nad prahem



	NEd	MEd,y	MEd,z	Hodnota	Posudek
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	
Únosnost N-M-M	-3114,5	-11018,1	-1491,2	88,7	OK
Omezení napětí	-1534,9	-8863,5	-1591,8	9,1	OK
Šířka trhliny	-1875,9	-3842,4	-1106,3	0,0	OK

Statický výpočet

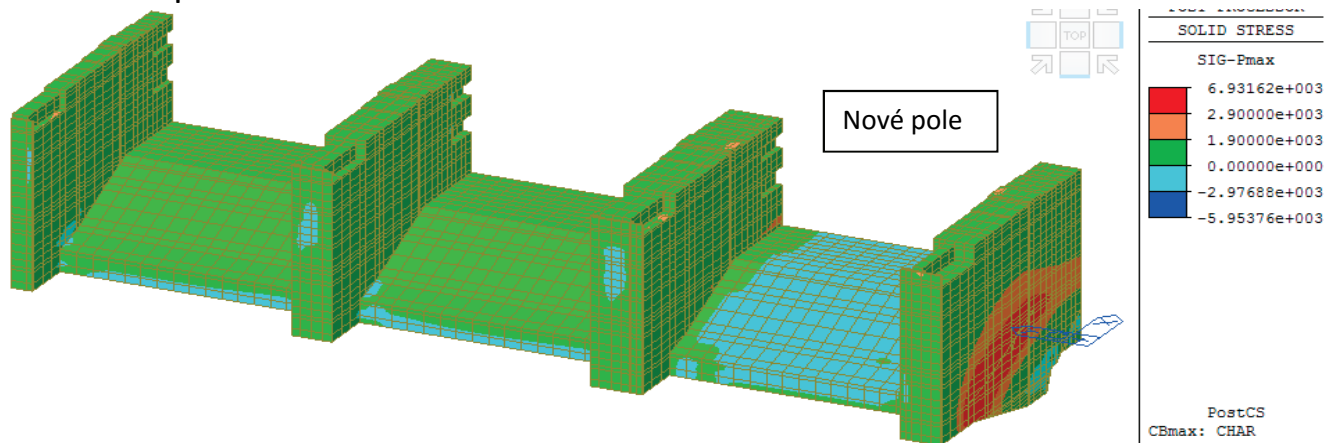
8. POSOUZENÍ NAPĚTÍ

POZN: Jsou vykresleny obálky napětí pro charakteristickou kombinaci zatížení, bez vlivu teplotního zatížení, které je součástí samostatného výpočtu a působí proti vykresleným napětím příznivě.

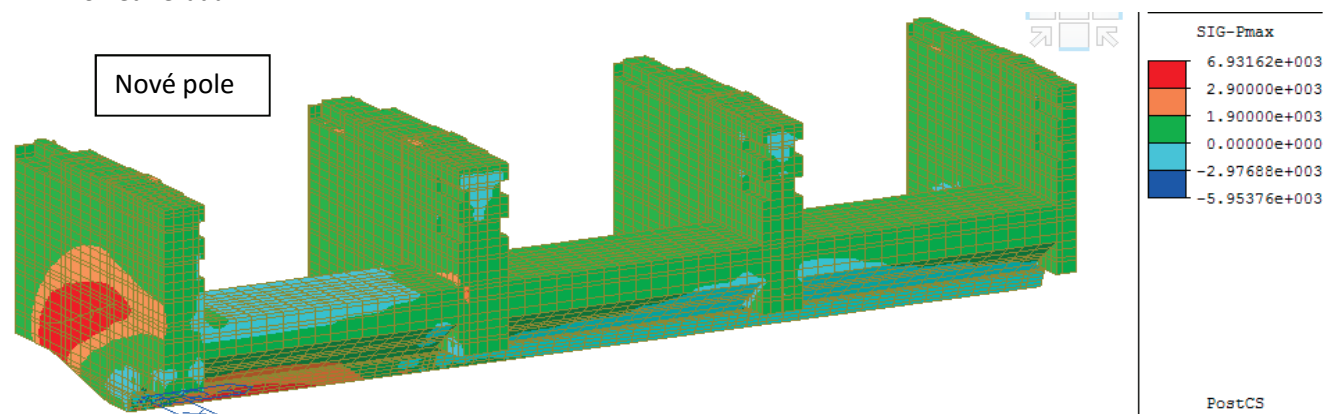
8.1. Maximální tahové napětí – charakteristická kombinace

[kN/m²]

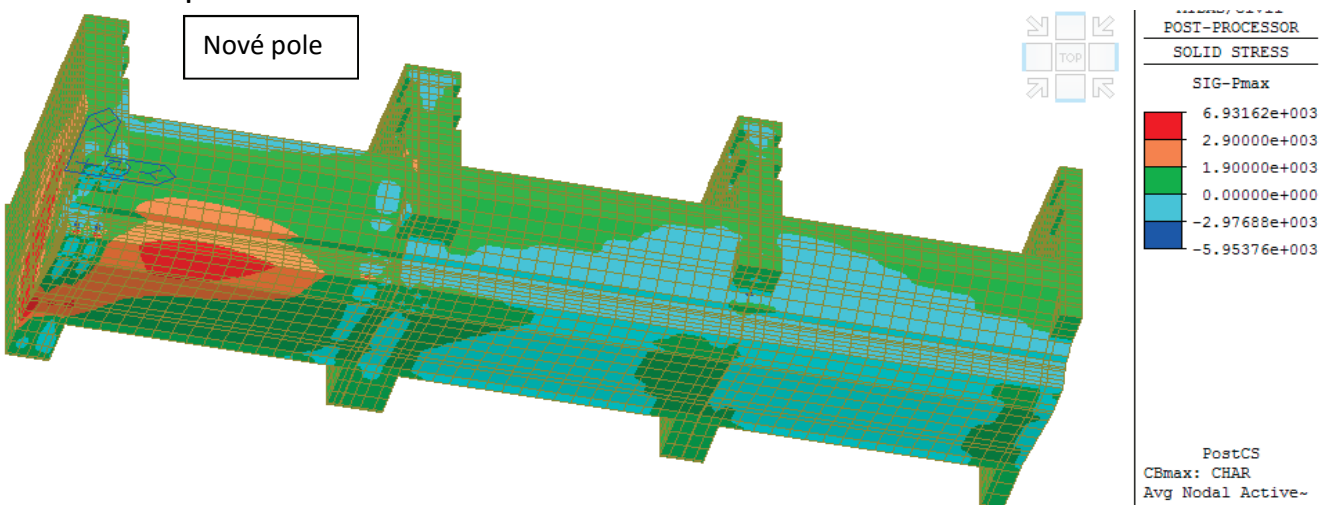
Pohled zepředu



Pohled zezadu



Pohled zespoda



Pro stávající pole (přepadové těleso)

C 16/20

 $f_{ctm} = 1,9 \text{ MPa}$ vznik trhlin je omezen

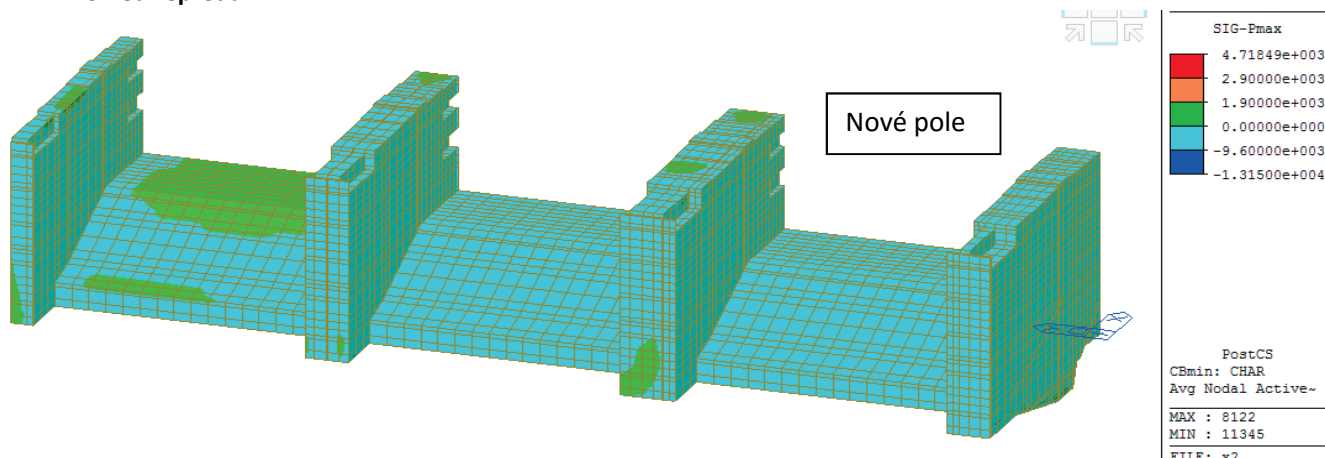
Pro nové pole

C 30/37

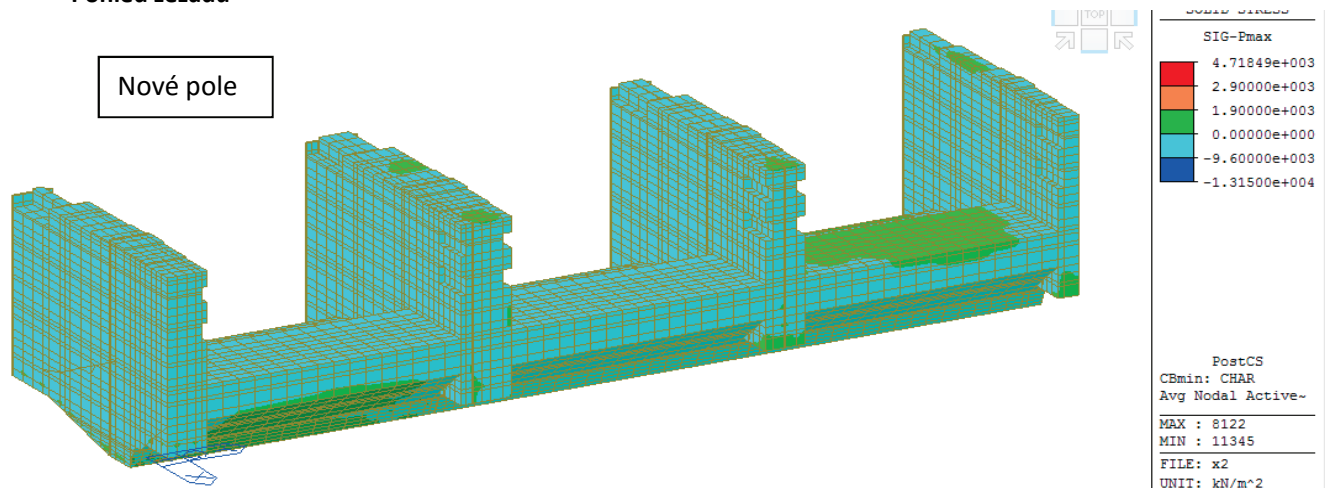
 $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ šířka trhlin je omezena výztuží

8.2. Maximální tlakové napětí – charakteristická kombinace

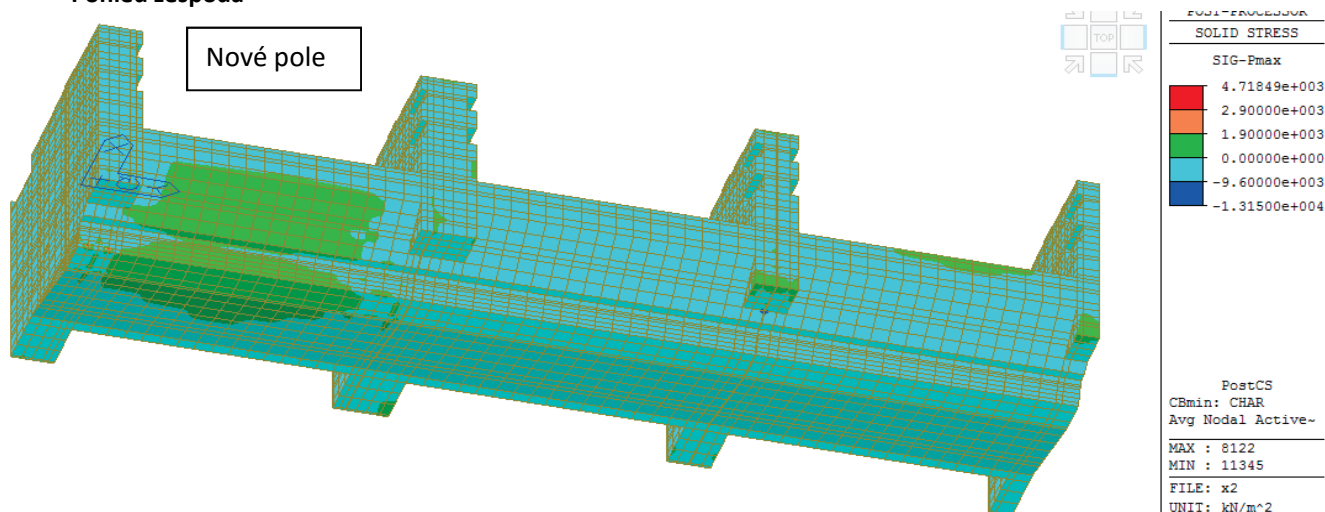
Pohled zepředu



Pohled zezadu



Pohled zespoda



Pro stávající pole (přepadové těleso)

C 16/20

 $0,6 \cdot f_{ck} = -9,6 \text{ MPa}$ vyhoví

Pro nové pole

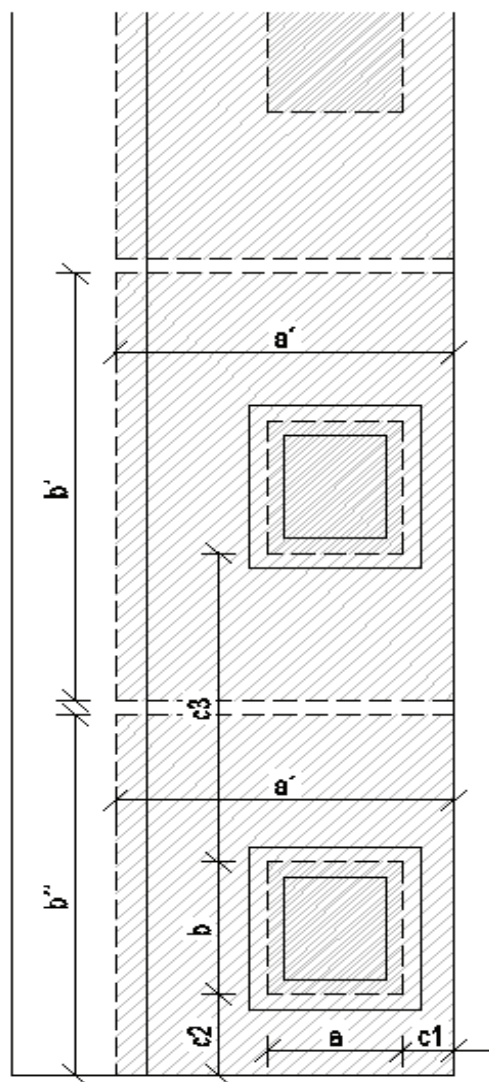
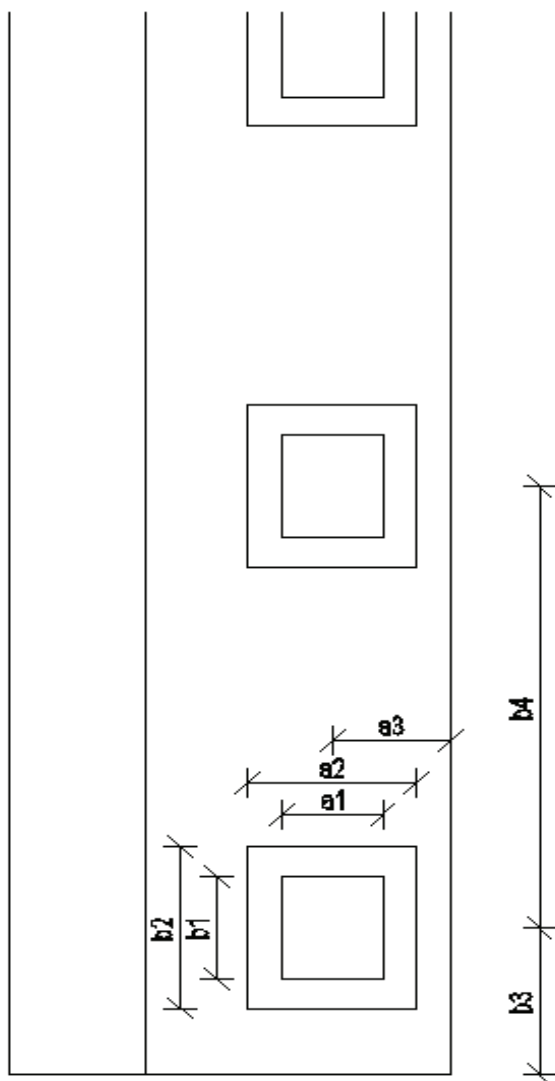
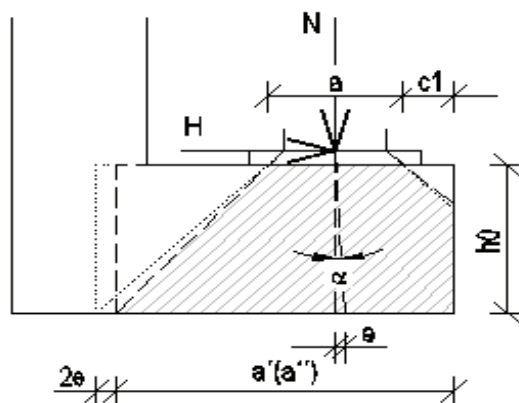
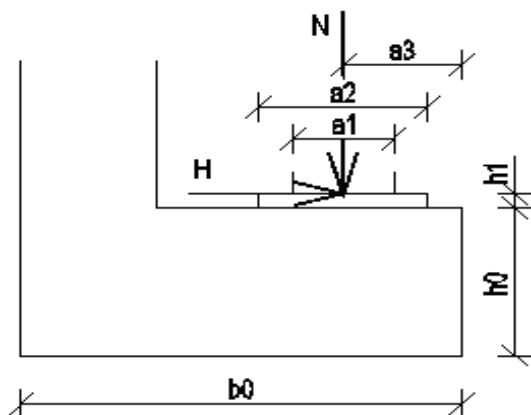
C 30/37

 $0,6 \cdot f_{ck} = -18,0 \text{ MPa}$ vyhoví

9. TLAČENÉ KOTEVNÍ OBLASTI

9.1. Úložný práh mostu

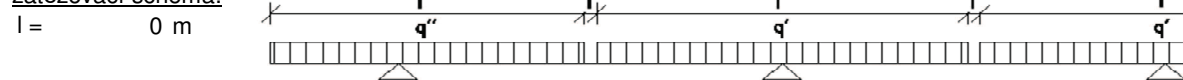
A) Určení zatížení v podélném směru



SO 01.3 – Jezové těleso

a) Pro extrémní hodnoty

<u>Zatížení ložiska:</u>		úhel roznosu 45 °	
- vnitřní	svislá síla	$N' =$	450.2 kN
	vodorovná síla	$H' =$	36.5 kN
- krajní	svislá síla	$N'' =$	499.2 kN
	vodorovná síla	$H'' =$	36.5 kN
<u>Ložiska:</u>		šířka	$a_1 =$ 0.2 m
		délka	$b_1 =$ 0.25 m
vzdálenost osy ložiska od kraje úložného prahu		$a_3 =$	0.22 m
		$b_3 =$	0.62 m
osová vzdálenost ložisek		$b_4 =$	1.02 m
<u>Podložiskové bločky:</u>		šířka	$a_2 =$ 0.44 m
		délka	$b_2 =$ 0.41 m
		výška	$h_2 =$ 0.06 m
<u>Úložný práh:</u>		šířka	$b_0 =$ 0.7 m
		výška	$h_0 =$ 0.5 m
odklon výslednice od svislé roviny		$\alpha' =$	4.635 °
		$\alpha'' =$	4.182 °
výstřednost normálové síly		$e' =$	0.041 m
		$e'' =$	0.037 m
vzdálenost zatížené plochy od kraje úložného prahu		$c_1 =$	0.060 m
		$c_2 =$	0.435 m
vzdálenost mezi zatíženými plochami pod ložiskovým bločkem		$c_3 =$	0.650 m
zatížená plocha pod ložiskovým bločkem (vliv α zanedbán)		$a =$	0.320 m
		$b =$	0.370 m
		$A = a \cdot b =$	0.118 m ²
zatížená plocha pod úložným prahem - vnitřní ložisko		$a' =$	0.700 m
		$b' =$	1.370 m
		$A' = a' \cdot b' =$	0.959 m ²
zatížená plocha pod úložným prahem - krajní ložisko		$a'' =$	0.700 m
		$b'' =$	1.305 m
		$A'' = a'' \cdot b'' =$	0.914 m ²
redukce ploch vlivem překrytí zatížených ploch pod úložným prahem		$x =$	0.350 m
	- vnitřní ložisko	$A' = A' - a' \cdot x =$	0.714 m ²
	- krajní ložisko	$A'' = A'' - a'' \cdot x / 2 =$	0.669 m ²

zatěžovací schéma:

- krajní ložisko		- vnitřní ložisko	
$l'' =$	1.130 m	$l' =$	1.020 m
$q'' =$	1066.781 kN/m	$q' =$	900.7603 kN/m
šířka $a'' =$	0.700 m	šířka $a' =$	0.700 m
výška $h_0 =$	0.500 m	výška $h_0 =$	0.500 m

b) Pro danou kombinaci zatížení

 $h_0 =$ 0.500 m $l =$ 0.000 m

ložisko	krajní	vnitřní												
$N_i =$	499.2	450.2												
$H_i =$	36.5	36.5												
$\alpha'('') =$	4.18	4.64												
$e'('') =$	0.04	0.04												
$a'('') =$	0.70	0.70												
$b'('') =$	1.31	1.37												
$A'('') =$	0.79	0.71												
$l'('') =$	1.13	1.02												
$q'('') =$	901.6	900.8												

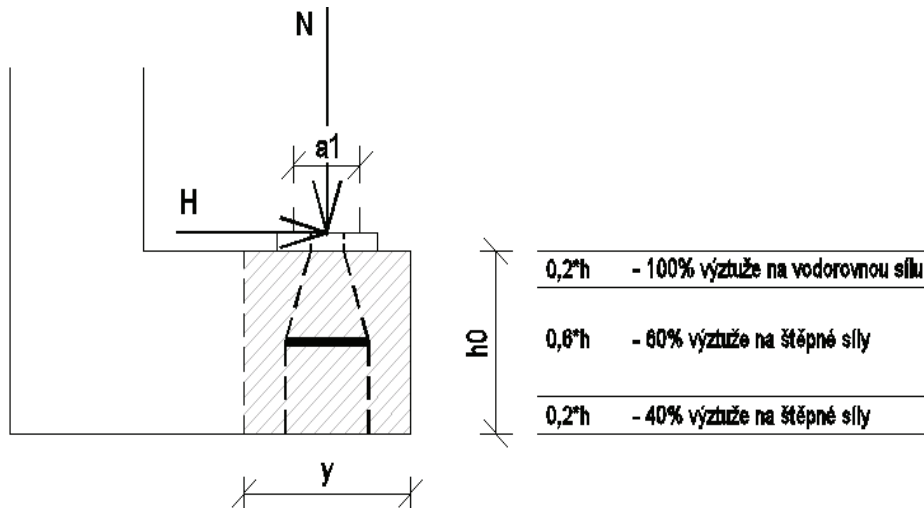
B) Posouzení soustředného tlaku

<u>beton:</u>		$f_{ck} =$	30 MPa		
		$\gamma_c =$	1.5		
		$\alpha_{cc} =$	0.85		
		$f_{cd} =$	17 MPa		
				úhel roznosu	2 : 1
					26.57 °
<u>Zatížení ložiska:</u>	- vnitřní	svislá síla	$N' =$	450.2 kN	
		vodorovná síla	$H' =$	36.5 kN	
	- krajní	svislá síla	$N'' =$	499.2 kN	
		vodorovná síla	$H'' =$	36.5 kN	
<u>Ložiska:</u>		šířka	$a_1 =$	0.2 m	
		délka	$b_1 =$	0.25 m	
			$A_1 = a_1 \cdot b_1 =$	0.050 m ²	
	vzdálenost osy ložiska od kraje úložného prahu		$a_3 =$	0.22 m	
			$b_3 =$	0.62 m	
	osová vzdálenost ložisek		$b_4 =$	1.02 m	
<u>Podložiskové bločky:</u>		šířka	$a_2 =$	0.44 m	
		délka	$b_2 =$	0.41 m	
		výška	$h_2 =$	0.06 m	
	<u>Úložný práh:</u>	šířka	$b_0 =$	0.7 m	
		výška	$h_0 =$	0.7 m	
	odklon výslednice od svislé roviny		$\alpha' =$	4.635 °	
			$\alpha'' =$	4.182 °	
	výstřednost normálové síly		$e' =$	0.057 m	
			$e'' =$	0.051 m	
	vzdálenost zatížené plochy od kraje úložného prahu		$c_1 =$	0.090 m	
			$c_2 =$	0.465 m	
	vzdálenost mezi zatíženými plochami pod ložiskovým bločkem		$c_3 =$	0.710 m	
	zatížená plocha pod ložiskovým bločkem (vliv α zanedbán)		$a =$	0.260 m	
			$b =$	0.310 m	
			$A = a \cdot b =$	0.081 m ²	
zatížená plocha pod úložným prahem	- vnitřní ložisko		$a' =$	0.586 m	$\leq 3 \cdot a$
			$b' =$	0.930 m	$\leq 3 \cdot b$
			$A' = a' \cdot b' =$	0.545 m ²	
			$a'' =$	0.598 m	$\leq 3 \cdot a$
zatížená plocha pod úložným prahem	- krajní ložisko		$b'' =$	0.930 m	$\leq 3 \cdot b$
			$A'' = a'' \cdot b'' =$	0.545 m ²	
			$x =$	0.000 m	
			$A' = A' - a' \cdot x =$	0.545 m ²	
			$h' = \min(a' - a; b' - b) =$	0.326 m	
			$A'' = A'' - a'' \cdot x/2 =$	0.545 m ²	
			$h'' = \min(a'' - a; b'' - b) =$	0.338 m	
<u>soustředěná síla na mezi únosnosti:</u>					
$F_{Rdu}' = A_1 \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A'/A_1} =$		4500.0 kN	\leq	$3 \cdot f_{cd} \cdot A_1 =$	4500.0 kN
			\geq	$N' =$	450.2 kN
					<u>vyhoví</u>
$F_{Rdu}'' = A_1 \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A''/A_1} =$		4500.0 kN	\leq	$3 \cdot f_{cd} \cdot A_1 =$	4500.0 kN
			\geq	$N'' =$	499.2 kN
					<u>vyhoví</u>

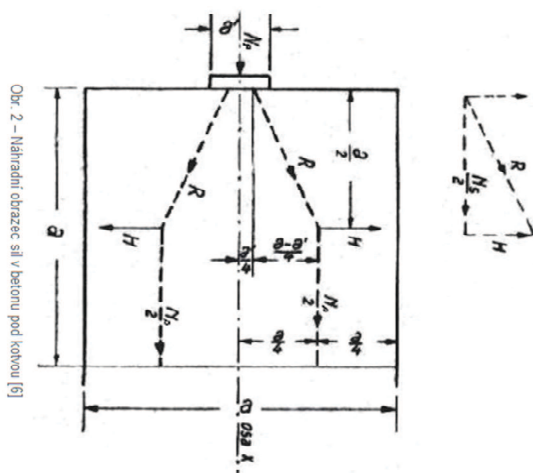
SO 01.3 – Jezové těleso

C) Štěpné síly a vodorovná síla

ocel: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$



a) Štěpné síly



$y = 0.44 \text{ m}$

- vnitřní ložisko

$$H_{s,1}' = (1/4 * (y - a_1) / h_0) * N' = 38.6 \text{ KN}$$

$$A_{s,1} = H_{s,1}' / f_{yd} = 8.88E-05 \text{ m}^2$$

$$Bs' = 0.5 * (1 - a_1 / a') = 0.329 \leq 0.5$$

$$H_{s,2}' = N' * Bs' = 148.3 \text{ KN}$$

$$A_{s,2} = H_{s,2}' / (b' * f_{yd}) = 0.000367 \text{ m}^2$$

$$A_s' = \max(A_{s,1}'; A_{s,2}') = 0.000367 \text{ m}^2$$

- krajní ložisko

$$H_{s,1}'' = (1/4 * (y - a_1) / h_0) * N'' = 42.8 \text{ KN}$$

$$A_{s,1} = H_{s,1}'' / f_{yd} = 9.84E-05 \text{ m}^2$$

$$Bs'' = 0.5 * (1 - a_1 / a'') = 0.333 \leq 0.5$$

$$H_{s,2}'' = N'' * Bs'' = 166.1 \text{ KN}$$

$$A_{s,2} = H_{s,2}'' / (b'' * f_{yd}) = 0.000411 \text{ m}^2$$

$$A_s'' = \max(A_{s,1}''; A_{s,2}'') = 0.000411 \text{ m}^2$$

SO 01.3 – Jezové těleso

b) Vodorovné síly

- vnitřní ložisko

$$A_{s'} = H' / (b' \cdot f_{yd}) = 9.03E-05 \text{ m}^2$$

- krajní ložisko

$$A_{s''} = H'' / (b'' \cdot f_{yd}) = 9.03E-05 \text{ m}^2$$

c) Návrh výztuže

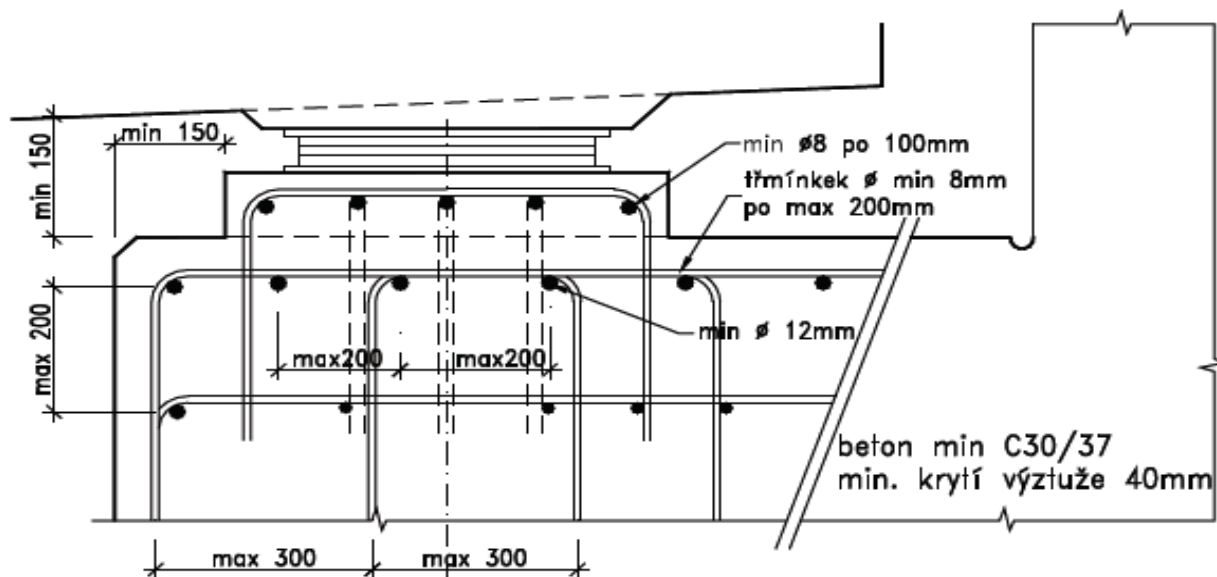
- vnitřní ložisko

$$b' = 0.930 \text{ m}$$

pás 0.2*h	$A_{s,h} = 9.03E-05 \text{ m}^2$									
Navrhuji	1	řady po	5	Φ	12	á	200	mm	;As = 0.0006 m ²	vyhoví
pás 0.6*h	$A_{s,s} = 0.00022 \text{ m}^2$									
Navrhuji	0	řady po	5	Φ	12	á	200	mm		
Navrhuji	1	řady po	5	Φ	12	á	200	mm	;As = 0.0006 m ²	vyhoví
pás 0.2*h	$A_{s,d} = 0.000147 \text{ m}^2$									
Navrhuji	1	řady po	5	Φ	12	á	200	mm	;As = 0.0006 m ²	vyhoví
- krajní ložisko $b'' = 0.930 \text{ m}$										
pás 0.2*h	$A_{s,h} = 9.03E-05 \text{ m}^2$									
Navrhuji	1	řady po	5	Φ	12	á	200	mm	;As = 0.0006 m ²	vyhoví
pás 0.6*h	$A_{s,s} = 0.000246 \text{ m}^2$									
Navrhuji	0	řady po	5	Φ	12	á	200	mm		
Navrhuji	1	řady po	5	Φ	12	á	200	mm	;As = 0.0006 m ²	vyhoví
pás 0.2*h	$A_{s,d} = 0.000164 \text{ m}^2$									
Navrhuji	1	řady po	5	Φ	12	á	200	mm	;As = 0.0006 m ²	vyhoví

schéma minimální konstrukční výztuže:

minimálně obvodový třmínek Φ12 / á200mm

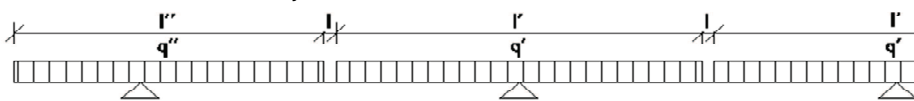


9.2. Kotevní prvek v místě strojovny

A) Určení zatížení v podélném směru

a) Pro extrémní hodnoty

Úhel roznosu		45 °	
<u>Zatížení ložiska:</u>	- vnitřní	svislá síla	$N' = 220 \text{ kN}$
	- krajní	vodorovná síla	$H' = 30 \text{ kN}$
<u>Ložiska:</u>		svislá síla	$N'' = 310 \text{ kN}$
		vodorovná síla	$H'' = 30 \text{ kN}$
<u>Ložiska:</u>		šířka	$a_1 = 0.2 \text{ m}$
		délka	$b_1 = 0.2 \text{ m}$
vzdálenost osy ložiska od kraje úložného prahu		$a_3 =$	0.1 m
		$b_3 =$	0.375 m
osová vzdálenost ložisek		$b_4 =$	0.55 m
		$a_2 =$	0.2 m
<u>Podložiskové bločky:</u>		délka	$b_2 = 0.2 \text{ m}$
		výška	$h_2 = 0 \text{ m}$
<u>Úložný práh:</u>		šířka	$b_0 = 0.4 \text{ m}$
		výška	$h_0 = 0.4 \text{ m}$
odklon výslednice od svislé roviny		$\alpha' =$	7.765 °
		$\alpha'' =$	5.528 °
výstřednost normálové síly		$e' =$	0.055 m
		$e'' =$	0.039 m
vzdálenost zatížené plochy od kraje úložného prahu		$c_1 =$	0.000 m
		$c_2 =$	0.275 m
vzdálenost mezi zatíženými plochami pod ložiskovým bločkem		$c_3 =$	0.350 m
		$a =$	0.200 m
zatížená plocha pod ložiskovým bločkem (vliv α zanedbán)		$b =$	0.200 m
		$A = a \cdot b =$	0.040 m ²
zatížená plocha pod úložným prahem - vnitřní ložisko		$a' =$	0.400 m
		$b' =$	1.000 m
zatížená plocha pod úložným prahem - krajní ložisko		$A' = a' \cdot b' =$	0.400 m ²
		$a'' =$	0.400 m
zatížená plocha pod úložným prahem - krajní ložisko		$b'' =$	0.875 m
		$A'' = a'' \cdot b'' =$	0.350 m ²
redukce ploch vlivem překrytí zatížených ploch pod úložným prahem		$x =$	0.450 m
		$A' = A' - a' \cdot x =$	0.220 m ²
zatěžovací schéma:		$A'' = A'' - a'' \cdot x/2 =$	0.170 m ²
		$l =$	0 m



- krajní ložisko		- vnitřní ložisko	
$l'' =$	0.650 m	$l' =$	0.550 m
$q'' =$	4558.824 kN/m	$q' =$	2500 kN/m
šířka $a'' =$	0.400 m	šířka $a' =$	0.400 m
výška $h_0 =$	0.400 m	výška $h_0 =$	0.400 m

b) Pro danou kombinaci zatížení $h_0 = 0.400 \text{ m}$ $l = 0.000 \text{ m}$

ložisko	krajní	vnitřní	ložisko	krajní	vnitřní
$N_i =$	310	220	$b'('') =$	0.88	1.00
$H_i =$	30	30	$A'('') =$	0.26	0.22
$\alpha'('') =$	5.53	7.77	$l'('') =$	0.65	0.55
$e'('') =$	0.04	0.05	$q'('') =$	2980.8	2500.0
$a'('') =$	0.40	0.40			

SO 01.3 – Jezové těleso

B) Posouzení soustředného tlaku

beton: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$
 $f_{cd} = 17 \text{ MPa}$

úhel roznosu 2 : 1
 26.57°

Zatížení ložiska: - vnitřní
 - krajní

svislá síla $N' = 220 \text{ kN}$
 vodorovná síla $H' = 30 \text{ kN}$
 svislá síla $N'' = 310 \text{ kN}$
 vodorovná síla $H'' = 30 \text{ kN}$

Ložiska:

šířka $a_1 = 0.2 \text{ m}$
 délka $b_1 = 0.2 \text{ m}$
 $A_1 = a_1 \cdot b_1 = 0.040 \text{ m}^2$

vzdálenost osy ložiska od kraje úložného prahu

$a_3 = 0.1 \text{ m}$
 $b_3 = 0.375 \text{ m}$

osová vzdálenost ložisek

$b_4 = 0.55 \text{ m}$

Podložiskové bločky:

šířka $a_2 = 0.2 \text{ m}$
 délka $b_2 = 0.2 \text{ m}$
 výška $h_2 = 0 \text{ m}$

Úložný práh:

šířka $b_0 = 0.4 \text{ m}$
 výška $h_0 = 0.7 \text{ m}$

odklon výslednice od svislé roviny

$\alpha' = 7.765^\circ$
 $\alpha'' = 5.528^\circ$

výstřednost normálové síly

$e' = 0.095 \text{ m}$
 $e'' = 0.068 \text{ m}$

vzdálenost zatížené plochy od kraje úložného prahu

$c_1 = 0.000 \text{ m}$
 $c_2 = 0.275 \text{ m}$

vzdálenost mezi zatíženými plochami pod ložiskovým bločkem

$c_3 = 0.350 \text{ m}$

zatížená plocha pod ložiskovým bločkem (vliv α zanedbán)

$a = 0.200 \text{ m}$
 $b = 0.200 \text{ m}$

$A = a \cdot b = 0.040 \text{ m}^2$

zatížená plocha pod úložným prahem - vnitřní ložisko

$a' = 0.359 \text{ m} \leq 3 \cdot a$
 $b' = 0.600 \text{ m} \leq 3 \cdot b$

$A' = a' \cdot b' = 0.215 \text{ m}^2$

zatížená plocha pod úložným prahem - krajní ložisko

$a'' = 0.400 \text{ m} \leq 3 \cdot a$
 $b'' = 0.600 \text{ m} \leq 3 \cdot b$

$A'' = a'' \cdot b'' = 0.215 \text{ m}^2$

redukce ploch vlivem překrytí zatížených ploch pod úložným prahem

$x = 0.050 \text{ m}$

- vnitřní ložisko $A' = A' - a' \cdot x = 0.198 \text{ m}^2$
 $h' = \min(a' - a; b' - b) = 0.159 \text{ m}$

- krajní ložisko $A'' = A'' - a'' \cdot x / 2 = 0.195 \text{ m}^2$
 $h'' = \min(a'' - a; b'' - b) = 0.200 \text{ m}$

soustředěná síla na mezi únosnosti:

$$F_{Rdu}' = A_1 \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A'/A_1} = 2666.5 \text{ kN} \leq 3 \cdot f_{cd} \cdot A_1 = 3600.0 \text{ kN}$$

$$\geq N' = 220.0 \text{ kN} \quad \text{vyhoví}$$

$$F_{Rdu}'' = A_1 \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A''/A_1} = 2652.6 \text{ kN} \leq 3 \cdot f_{cd} \cdot A_1 = 3600.0 \text{ kN}$$

$$\geq N'' = 310.0 \text{ kN} \quad \text{vyhoví}$$

SO 01.3 – Jezové těleso

C) Štěpné síly a vodorovná síla

ocel: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$

a) Štěpné síly

$$y = 0.2 \text{ m}$$

- vnitřní ložisko

$$H_{s,1}' = (1/4 \cdot (y - a_1) / h_0) \cdot N' = 0.0 \text{ KN}$$

$$A_{s,1}' = H_{s,1}' / f_{yd} = 0 \text{ m}^2$$

$$Bs' = 0.5 \cdot (1 - a_1 / a') = 0.222 \leq 0.5$$

$$H_{s,2}' = N' \cdot Bs' = 48.7 \text{ KN}$$

$$A_{s,2}' = H_{s,2}' / (b' \cdot f_{yd}) = 0.000187 \text{ m}^2$$

$$A_s' = \max(A_{s,1}'; A_{s,2}') = 0.000187 \text{ m}^2$$

- krajní ložisko

$$H_{s,1}'' = (1/4 \cdot (y - a_1) / h_0) \cdot N'' = 0.0 \text{ KN}$$

$$A_{s,1}'' = H_{s,1}'' / f_{yd} = 0 \text{ m}^2$$

$$Bs'' = 0.5 \cdot (1 - a_1 / a'') = 0.250 \leq 0.5$$

$$H_{s,2}'' = N'' \cdot Bs'' = 77.5 \text{ KN}$$

$$A_{s,2}'' = H_{s,2}'' / (b'' \cdot f_{yd}) = 0.000297 \text{ m}^2$$

$$A_s'' = \max(A_{s,1}''; A_{s,2}'') = 0.000297 \text{ m}^2$$

b) Vodorovné síly

- vnitřní ložisko

$$A_s' = H' / (b' \cdot f_{yd}) = 0.000115 \text{ m}^2$$

- krajní ložisko

$$A_s'' = H'' / (b'' \cdot f_{yd}) = 0.000115 \text{ m}^2$$

c) Návrh výztuže

- vnitřní ložisko

$$b' = 0.600 \text{ m}$$

pás 0.2*h	$A_{s,h} = 0.000115 \text{ m}^2$	
Navrhují	1 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	; $A_s = 0.0002 \text{ m}^2$ vyhoví
pás 0.6*h	$A_{s,s} = 0.000112 \text{ m}^2$	
Navrhují	0 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	
Navrhují	1 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	; $A_s = 0.0002 \text{ m}^2$ vyhoví
pás 0.2*h	$A_{s,d} = 7.47E-05 \text{ m}^2$	
Navrhují	1 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	; $A_s = 0.0002 \text{ m}^2$ vyhoví

- krajní ložisko

$$b'' = 0.600 \text{ m}$$

pás 0.2*h	$A_{s,h} = 0.000115 \text{ m}^2$	
Navrhují	1 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	; $A_s = 0.0002 \text{ m}^2$ vyhoví
pás 0.6*h	$A_{s,s} = 0.000178 \text{ m}^2$	
Navrhují	0 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	
Navrhují	2 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	; $A_s = 0.0003 \text{ m}^2$ vyhoví
pás 0.2*h	$A_{s,d} = 0.000119 \text{ m}^2$	
Navrhují	1 řady po 3 Φ 8 á 200 mm	; $A_s = 0.0002 \text{ m}^2$ vyhoví

SO 01.3 – Jezové těleso

9.3. Kotevní prvek v místě čepu segmentu

A) Určení zatížení v podélném směru

a) Pro extrémní hodnoty

Zatížení ložiska: - vnitřní

svislá síla $N' = 190 \text{ kN}$ vodorovná síla $H' = 0 \text{ kN}$

Ložiska:

šířka $a_1 = 0.3 \text{ m}$ délka $b_1 = 0.3 \text{ m}$

vzdálenost osy ložiska od kraje úložného prahu

 $a_3 = 1.02 \text{ m}$ $b_3 = 6.5 \text{ m}$

osová vzdálenost ložisek

 $b_4 = 6.5 \text{ m}$

Podložiskové bločky:

šířka $a_2 = 0.3 \text{ m}$ délka $b_2 = 0.3 \text{ m}$ výška $h_2 = 0 \text{ m}$

Úložný práh:

šířka $b_0 = 0.9 \text{ m}$ výška $h_0 = 0.9 \text{ m}$

odklon výslednice od svislé roviny

 $\alpha' = 0.000^\circ$

výstřednost normálové síly

 $e' = 0.000 \text{ m}$

vzdálenost zatížené plochy od kraje úložného prahu

 $c_1 = 0.870 \text{ m}$ $c_2 = 6.350 \text{ m}$

vzdálenost mezi zatíženými plochami pod ložiskovými bločky

 $c_3 = 6.200 \text{ m}$ zatížená plocha pod ložiskovými bločky (vliv α zanedbán) $a = 0.300 \text{ m}$ $b = 0.300 \text{ m}$ $A = a \cdot b = 0.090 \text{ m}^2$

zatížená plocha pod úložným prahem - vnitřní ložisko

 $a' = 0.900 \text{ m}$ $b' = 2.100 \text{ m}$ $A' = a' \cdot b' = 1.890 \text{ m}^2$

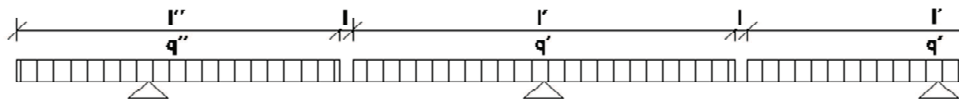
redukce ploch vlivem překrytí zatížených ploch pod úložným prahem

 $x = 0.000 \text{ m}$

- vnitřní ložisko

 $A' = A' - a' \cdot x = 1.890 \text{ m}^2$

zatěžovací schéma:

 $l = 4.4 \text{ m}$ 

- vnitřní ložisko

 $l' = 2.100 \text{ m}$ $q' = 111.699 \text{ kN/m}$ šířka $a' = 0.900 \text{ m}$ výška $h_0 = 0.900 \text{ m}$

b) Pro danou kombinaci zatížení

 $h_0 = 0.900 \text{ m}$ $l = 4.400 \text{ m}$

ložisko	vnitřní
$N_i =$	190
$H_i =$	0
$\alpha'('') =$	0.00
$e'('') =$	0.00
$a'('') =$	0.90
$b'('') =$	2.10
$A'('') =$	1.89
$l'('') =$	2.10
$q'('') =$	111.7

SO 01.3 – Jezové těleso

B) Posouzení soustředného tlaku

beton: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 0.85$
 $f_{cd} = 17 \text{ MPa}$

úhel roznosu 2 : 1
 26.57 °

Zatížení ložiska: - vnitřní

svislá síla $N' = 190 \text{ kN}$

vodorovná síla $H' = 0 \text{ kN}$

Ložiska:

šířka $a_1 = 0.3 \text{ m}$

délka $b_1 = 0.3 \text{ m}$

$A_1 = a_1 \cdot b_1 = 0.090 \text{ m}^2$

vzdálenost osy ložiska od kraje úložného prahu

$a_3 = 1.02 \text{ m}$

$b_3 = 6.5 \text{ m}$

osová vzdálenost ložisek

$b_4 = 6.5 \text{ m}$

Podložiskové bločky:

šířka $a_2 = 0.3 \text{ m}$

délka $b_2 = 0.3 \text{ m}$

výška $h_2 = 0 \text{ m}$

Úložný práh:

šířka $b_0 = 0.9 \text{ m}$

výška $h_0 = 0.7 \text{ m}$

odklon výslednice od svislé roviny

$\alpha' = 0.000^\circ$

výstřednost normálové síly

$e' = 0.000 \text{ m}$

vzdálenost zatížené plochy od kraje úložného prahu

$c_1 = 0.870 \text{ m}$

$c_2 = 6.350 \text{ m}$

vzdálenost mezi zatíženými plochami pod ložiskovým bločkem

$c_3 = 6.200 \text{ m}$

zatížená plocha pod ložiskovým bločkem (vliv α zanedbán)

$a = 0.300 \text{ m}$

$b = 0.300 \text{ m}$

$A = a \cdot b = 0.090 \text{ m}^2$

zatížená plocha pod úložným prahem - vnitřní ložisko

$a' = 0.900 \text{ m} \leq 3 \cdot a$

$b' = 0.900 \text{ m} \leq 3 \cdot b$

$A' = a' \cdot b' = 0.810 \text{ m}^2$

redukce ploch vlivem překrytí zatížených ploch pod úložným prahem

$x = 0.000 \text{ m}$

- vnitřní ložisko

$A' = A' - a' \cdot x = 0.810 \text{ m}^2$

$h' = \min(a' - a; b' - b) = 0.600 \text{ m}$

soustředěná síla na mezi únosnosti:

$$F_{Rdu}' = A_1 \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A'/A_1} = 8100.0 \text{ kN} \leq 3 \cdot f_{cd} \cdot A_1 = 8100.0 \text{ kN}$$

$$\geq N' = 190.0 \text{ kN} \quad \text{vyhoví}$$

C) Štěpné síly a vodorovná síla

ocel: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$

a) Štěpné síly

$y = 0.7 \text{ m}$

- vnitřní ložisko

$$H_{s,1}' = (1/4 \cdot (y - a_1) / h_0) \cdot N' = 27.1 \text{ kN}$$

$$A_{s,1} = H_{s,1}' / f_{yd} = 6.24 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$B_s' = 0.5 \cdot (1 - a_1 / a') = 0.333 \leq 0.5$$

$$H_{s,2}' = N' \cdot B_s' = 63.3 \text{ kN}$$

SO 01.3 – Jezové těleso

$$A_{s,2} = H_{s,2} / (b' \cdot f_{yd}) = 0.000162 \text{ m}^2$$

$$A_s' = \max(A_{s,1}; A_{s,2}) = 0.000162 \text{ m}^2$$

b) Vodorovné síly

- vnitřní ložisko

$$A_s' = H' / (b' \cdot f_{yd}) = 0 \text{ m}^2$$

c) Návrh výztuže

- vnitřní ložisko

$$b' = 0.900 \text{ m}$$

pás	0.2*h	$A_{s,h} =$	0 m ²						
Navrhuji		1	řady po	1	Φ	8	á	9999 mm	;As = 0.0001 m ² vyhoví
pás	0.6*h	$A_{s,s} =$	9.71E-05 m ²						
Navrhuji		0	řady po	2	Φ	8	á	850 mm	
Navrhuji		1	řady po	2	Φ	8	á	850 mm	;As = 0.0001 m ² vyhoví
pás	0.2*h	$A_{s,d} =$	6.47E-05 m ²						
Navrhuji		1	řady po	2	Φ	8	á	850 mm	;As = 0.0001 m ² vyhoví

10. TAŽENÉ KOTEVNÍ OBLASTI

10.1. Kotevní prvek v místě strojovny

Zatížení

tahová síla	$N_{ed} =$	180.0 kN
smyková síla	$V_{ed} =$	70.0 kN
počet trnů	$n =$	1.0
tahová síla v jednom trnu	$N_{ed} =$	180.0 kN
smyková síla v jednom trnu	$V_{ed} =$	70.0 kN

Smyková únosnost trnu

Únosnost trnu ve střihu

součinitel zohledňující závit	$\alpha_v =$	0.5
pevnost šroubu/trnu	$f_{ub} =$	800 MPa
průměr šroubu/trnu	$d =$	0.032 m
plocha šroubu/trnu	$A =$	8.0E-04 m ²
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{M2} =$	1.25
Únosnost ve střihu pro jednu střihovou plochu	$F_{V,Rd} = \alpha_v * A * f_{ub} / \gamma_{M2} =$	257.4 kN

Únosnost trnu v otláčení

tloušťka kotevní desky	$t =$	0.030 m
průměr šroubu/trnu	$d =$	0.032 m
pevnost šroubu/trnu	$f_{ub} =$	800 MPa
	$f_u = f_{ub} =$	800 MPa
vzdálenost šroubu/trnu k okraji desky (ve směru zatížení)	$e_1 =$	0.600 m
vzdálenost šroubu/trnu k okraji desky (kolmo k zatížení)	$e_2 =$	0.600 m
otvor pro šroub (pro nýt = 0)	$d_0 =$	0.000 m
ve směru zatížení pro šrouby na konci	$a_d = e_1 / (3 * d_0) =$	1
pro vnitřní šrouby	$a_d = p_1 / (3 * d_0) - 1/4 =$	neuvažuje se jako rozhodující
kolmo k zatížení pro šrouby na konci	$k_1 = \min(2.8 * e_2 / d_0 - 1.7; 2.5) =$	2.5
pro vnitřní šrouby	$k_1 = \min(1.4 * p_2 / d_0 - 1.7; 2.5) =$	neuvažuje se jako rozhodující
součinitel	$a_b = \min(a_d; f_{ub} / f_u) =$	1
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{M2} =$	1.25
Únosnost v otláčení jednoho šroubu/trnu	$F_{b,Rd} = k_1 * a_b * f_u * d * t / \gamma_{M2} =$	1536.0 kN

Smyková únosnost trnu

$$V_{Rd} = \min(F_{V,Rd}; V_{b,Rd}) = 257.4 \text{ kN} \quad \underline{\text{vyhoví}}$$

Tahová únosnost trnu

Přírůstek tahové síly v trnu vlivem smyku

tloušťka kotevní desky	$t =$	0.030 m
průměr šroubu/trnu	$d =$	0.032 m
excentricita smykové síly ke kotevní desce	$e_v =$	0 m
odhad výšky komprese (tlačené zóny)	$x_c =$	0 m
vzdálenost šroubu/trnu k okraji desky (ve směru zatížení)	$e_1 =$	0.600 m
vzdálenost mezi krajními šrouby/trny (ve směru zatížení)	$p_{1,end} =$	0.000 m
rameno vnitřních sil	$z = p_{1,end} + e_1 - x_c / 2 =$	0.6 m
posouvající síla pro danou řadu šroubů	$V_{ed} =$	70.0 kN
přírůstek normálové síly	$N_{ed,2} = [V_{ed} * (d + t + e_v) / z] / [1 + 0.2 * d / z] =$	7.2 kN
vzdálenost mezi šrouby/trny (kolmo k zatížení)	$p_2 =$	0.000 m
šířka tlačené zóny pro jeden šroub	$b = p_2 / 2 =$	0 m

Statický výpočet

SO 01.3 – Jezové těleso

charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa	
	$\gamma_c =$	1.5	
	$\alpha_{cc} =$	0.85	
návrhová pevnost betonu	$f_{cd} =$	17 MPa	
	$x_c = N_{ed,2}/(b \cdot f_j) = N_{ed,2}/(b \cdot 3 \cdot f_{cd}) =$	0.000 m	vyhoví

Porušení trnu přetržením

průměr šroubu/trnu	$d =$	0.032 m	
plocha šroubu/trnu	$A =$	8.0E-04 m ²	
pevnost šroubu/trnu	$f_{ub} =$	800 MPa	
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{M2} =$	1.25	
	$k_2 =$	0.9	
	$N_{Rd,s} = k_2 \cdot A \cdot f_{ub} / \gamma_{M2} =$	463.2 kN	<u>vyhoví</u>

Vytržení trnu s hlavou

průměr trnu	$d =$	0.032 m	
průměr hlavy trnu	$d_h =$	0.095 m	
plocha hlavy trnu v tlaku	$A_h = \pi/4 \cdot (d_h^2 - d_s^2) =$	6.3E-03 m ²	
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa	
charakteristická pevnost betonu v tlaku pod hlavou trnu	$f_{uk} = 12 \cdot f_{ck} =$	360 MPa	
	$\gamma_c =$	1.5	
	$N_{Rd,p} = f_{uk} \cdot A_h / \gamma_c =$	1508.2 kN	<u>vyhoví</u>

Vytržení betonového kužele - nevztužená patka

součinitel podle vzniku trhlin	$k_1 =$	12.7	
výška trnu (bez hlavy)	$h_{ef} =$	0.33 m	
min vzdálenost mezi trny	$p =$	0.000 m	
min vzdálenost trnu k okraji	$e =$	0.600 m	
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa	
	$\gamma_c =$	1.5	

trn uvnitř

referenční délka základny kužele	$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} = 2 \cdot 1.5 \cdot h_{ef} =$	0.990 m	
	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 =$	0.980 m ²	
	$A_{c,N} = \min(s_{cr,N}; p+e) \cdot s_{cr,N} =$	0.5940 m ²	
	$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 =$	0.606	
	$\psi_{S,N} = \min(0.7 + 0.3 \cdot e / c_{cr,N}; 1) = \min(0.7 + 0.3 \cdot e / (1.5 \cdot h_{ef}); 1) =$	1.000	
	$\psi_{re,N} =$	1.000	
	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} =$	417.0 kN	
	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{S,N} \cdot \psi_{re,N} =$	252.7 kN	
	$N_{Rd} = N_{Rk,c} / \gamma_c =$	168.5 kN	<u>nevyhoví - nutná výztuž</u>

Vytržení betonového kužele - vztužená patka

průměr šroubu/trnu	$d =$	0.032 m	
průměr výztuže (třmínku)	$d_s =$	0.01 m	
materiál třmínku	$f_{yk} =$	500 MPa	
	$\gamma_{Ms} =$	1.15	

trn uvnitř

	$x = d/2 + (5 \cdot d_s/2 - d/2) + (d_s/2 + 10)/\text{tg}35 =$	0.046422 m	
	$\psi_{supp} = 2.5 - x/h_{ef} =$	2.359327	
	$N_{Rd,max} = \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c} / \gamma_c =$	397.5101 kN	<u>vyhoví</u>

součinitel komponenty vytržení betonu tahem

$$\alpha_c = -537$$

součinitel tuhosti vztuženého betonového bloku

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot (f_{ck} \cdot h_{ef})^{0.5} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{S,N} \cdot \psi_{re,N} = -32.38232 \text{ kN/m}$$

Statický výpočet

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

SO 01.3 – Jezové těleso

Přetržení třmíneků na mezi kluzu oceli

celkový počet svislých výztuží na jeden kotevní trn

$$n_{re} = 1$$

součinitel tepelné roztažnosti oceli

$$\alpha_s = 12100$$

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} \cdot k_{c,de} = A_{s,nom} \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,s,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de}) =$$

$$= n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms})^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de}) = 202.6115 \text{ kN}$$

vyhoví

Porušení smykové výztuže

$$\eta_1 = 1$$

$$\eta_2 = 1$$

$$f_{ctk;0,05} = 3 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$l_1 = 35 \cdot d_s = 0.35 \text{ m}$$

trn uvnitř

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} = \Sigma n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,b,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{er})^2 \cdot k_{c,de}) =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05} / (\alpha \cdot \gamma_{Mc}) + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} / \alpha)^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{er})^2 \cdot k_{c,de}) = 269.2824 \text{ kN}$$

vyhoví

Únosnost pro všechny komponenty

trn uvnitř

$$N_{Rd,c} = 168.5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s,re} = 34.14775 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,b,re} = 100.9798 \text{ kN}$$

$$k_{c,de} = -32.38232 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{Rd,s} = 0.000642 \text{ m}$$

$$\delta_{Rd,b} = 0.005618 \text{ m}$$

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) + N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_{c,de} = 202.6115 \text{ kN}$$

vyhoví

10.2. Kotevní prvek v čepu segmentu - boční povrch

Zatížení

tahová síla

$$N_{ed} = 210.0 \text{ kN}$$

smyková síla

$$V_{ed} = 0.0 \text{ kN}$$

počet trnů

$$n = 4.0$$

tahová síla v jednom trnu

$$N_{ed} = 52.5 \text{ kN}$$

smyková síla v jednom trnu

$$V_{ed} = 0.0 \text{ kN}$$

Tahová únosnost trnu

Porušení trnu přetržením

průměr šroubu/trnu

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

plocha šroubu/trnu

$$A = 3.8E-04 \text{ m}^2$$

pevnost šroubu/trnu

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

Součinitel spolehlivosti materiálů

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$k_2 = 0.9$$

$$N_{Rd,s} = k_2 \cdot A \cdot f_{ub} / \gamma_{M2} = 219.0 \text{ kN} \quad \text{vyhoví}$$

Vytržení trnu s hlavou

průměr trnu

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

průměr hlavy trnu

$$d_h = 0.036 \text{ m}$$

plocha hlavy trnu v tlaku

$$A_h = \pi/4 \cdot (d_h^2 - d_s^2) = 6.4E-04 \text{ m}^2$$

charakteristická pevnost betonu

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

charakteristická pevnost betonu v tlaku pod hlavou trnu

$$f_{uk} = 12 \cdot f_{ck} = 360 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$N_{Rd,p} = f_{uk} \cdot A_h / \gamma_c = 153.1 \text{ kN} \quad \text{vyhoví}$$

Statický výpočet

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

SO 01.3 – Jezové těleso

Vytržení betonového kužele - nevztláčená patka

součinitel podle vzniku trhlin	$k_1 =$	12.7
výška trnu (bez hlavy)	$h_{ef} =$	0.33 m
min vzdálenost mezi trny	$p =$	0.200 m
min vzdálenost trnu k okraji	$e =$	1.020 m
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa
	$\gamma_c =$	1.5

trn uvnitř

referenční délka základny kužele

$$\begin{aligned}
 s_{cr,N} &= 2 * c_{cr,N} = 2 * 1.5 * h_{ef} = 0.990 \text{ m} \\
 A_{c,N}^0 &= s_{cr,N}^2 = 0.980 \text{ m}^2 \\
 A_{c,N} &= \min(s_{cr,N}; p+e) * s_{cr,N} = 0.9801 \text{ m}^2 \\
 \psi_{A,N} &= A_{c,N} / A_{c,N}^0 = 1.000 \\
 \psi_{S,N} &= \min(0.7 + 0.3 * e / c_{cr,N}; 1) = \min(0.7 + 0.3 * e / (1.5 * h_{ef}); 1) = 1.000 \\
 \psi_{re,N} &= 1.000 \\
 N_{Rk,C}^0 &= k_1 * h_{ef}^{1.5} * f_{ck}^{0.5} = 417.0 \text{ kN} \\
 N_{Rk,C} &= N_{Rk,C}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{S,N} * \psi_{re,N} = 417.0 \text{ kN} \\
 N_{Rd} &= N_{Rk,C} / \gamma_c = 278.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

vyhoví

10.3. Kotevní prvek v čepu segmentu - boční povrch

Zatížení

tahová síla	$N_{ed} =$	910.0 kN
smyková síla	$V_{ed} =$	0.0 kN
počet trnů	$n =$	10.0
tahová síla v jednom trnu	$N_{ed} =$	91.0 kN
smyková síla v jednom trnu	$V_{ed} =$	0.0 kN

Tahová únosnost trnu

Porušení trnu přetržením

průměr šroubu/trnu	$d =$	0.022 m
plocha šroubu/trnu	$A =$	3.8E-04 m ²
pevnost šroubu/trnu	$f_{ub} =$	800 MPa
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{M2} =$	1.25
	$k_2 =$	0.9
	$N_{Rd,s} = k_2 * A * f_{ub} / \gamma_{M2} =$	219.0 kN

vyhoví

Vytržení trnu s hlavou

průměr trnu	$d =$	0.022 m
průměr hlavy trnu	$d_h =$	0.036 m
plocha hlavy trnu v tlaku	$A_h = \pi / 4 * (d_h^2 - d_s^2) =$	6.4E-04 m ²
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa
charakteristická pevnost betonu v tlaku pod hlavou trnu	$f_{uk} = 12 * f_{ck} =$	360 MPa
	$\gamma_c =$	1.5
	$N_{Rd,p} = f_{uk} * A_h / \gamma_c =$	153.1 kN

vyhoví

Vytržení betonového kužele - nevztláčená patka

součinitel podle vzniku trhlin	$k_1 =$	12.7
výška trnu (bez hlavy)	$h_{ef} =$	0.33 m
min vzdálenost mezi trny	$p =$	0.200 m
min vzdálenost trnu k okraji	$e =$	0.180 m
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa

Statický výpočet

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

SO 01.3 – Jezové těleso

trn u okraje

referenční délka základny kužele

$$\gamma_c = 1.5$$

$$s_{cr,N} = 2 * c_{cr,N} = 2 * 1.5 * h_{ef} = 0.990 \text{ m}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 0.980 \text{ m}^2$$

$$A_{c,N} = \min(s_{cr,N}; p; 2 * e) * s_{cr,N} = 0.1980 \text{ m}^2$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 = 0.202$$

$$\psi_{S,N} = \min(0.7 + 0.3 * e / c_{cr,N}; 1) = \min(0.7 + 0.3 * e / (1.5 * h_{eff}); 1) = 0.809$$

$$\psi_{re,N} = 1.000$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 * h_{ef}^{1.5} * f_{ck}^{0.5} = 417.0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{S,N} * \psi_{re,N} = 68.2 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = N_{Rk,c} / \gamma_c = 45.4 \text{ kN}$$

nevyhoví - nutná výztužtrn uvnitř

referenční délka základny kužele

$$s_{cr,N} = 2 * c_{cr,N} = 2 * 1.5 * h_{ef} = 0.990 \text{ m}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 0.980 \text{ m}^2$$

$$A_{c,N} = \min(s_{cr,N}; p + e) * s_{cr,N} = 0.3762 \text{ m}^2$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 = 0.384$$

$$\psi_{S,N} = \min(0.7 + 0.3 * e / c_{cr,N}; 1) = \min(0.7 + 0.3 * e / (1.5 * h_{eff}); 1) = 0.809$$

$$\psi_{re,N} = 1.000$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 * h_{ef}^{1.5} * f_{ck}^{0.5} = 417.0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{S,N} * \psi_{re,N} = 129.5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = N_{Rk,c} / \gamma_c = 86.3 \text{ kN}$$

nevyhoví - nutná výztuž**Vytržení betonového kužele - vyztužená patka**

průměr šroubu/trnu

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

průměr výztuže (třmínku)

$$d_s = 0.01 \text{ m}$$

materiál třmínku

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

$$\gamma_{Ms} = 1.15$$

trn u okraje

$$x = d/2 + (5 * d_s/2 - d/2) + (d_s/2 + 10) / \tan 35^\circ = 0.046422 \text{ m}$$

$$\psi_{supp} = 2.5 - x / h_{ef} = 2.359327$$

$$N_{Rd,max} = \psi_{supp} * N_{Rk,c} / \gamma_c = 107.2073 \text{ kN}$$

vyhoví

součinitel komponenty vytržení betonu tahem

$$\alpha_c = -537$$

součinitel tuhosti vyztuženého betonového bloku

$$k_{c,de} = \alpha_c * (f_{ck} * h_{ef})^{0.5} * \psi_{A,N} * \psi_{S,N} * \psi_{re,N} = -8.733413 \text{ kN/m}$$

Přetržení třmínků na mezi kluzu oceli

celkový počet svislých výztuží na jeden kotevní trn

$$n_{re} = 2$$

součinitel tepelné roztažnosti oceli

$$\alpha_s = 12100$$

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,1} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} * k_{c,de} = A_{s,nom} * f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 * N_{Rd,s,1}^2 / (\alpha_s * f_{ck} * d_{s,nom}^4 * (n_{re})^2 * k_{c,de}) =$$

$$= n_{re} * \pi * (d_{s,nom}^2 / 4) * f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 * (n_{re} * \pi * (d_{s,nom}^2 / 4) * f_{yk,s} / \gamma_{Ms})^2 / (\alpha_s * f_{ck} * d_{s,nom}^4 * (n_{re})^2 * k_{c,de}) = 113.7297 \text{ kN}$$

trn uvnitř**vyhoví**

$$x = d/2 + (5 * d_s/2 - d/2) + (d_s/2 + 10) / \tan 35^\circ = 0.046422 \text{ m}$$

$$\psi_{supp} = 2.5 - x / h_{ef} = 2.359327$$

$$N_{Rd,max} = \psi_{supp} * N_{Rk,c} / \gamma_c = 203.6938 \text{ kN}$$

vyhoví

součinitel komponenty vytržení betonu tahem

$$\alpha_c = -537$$

součinitel tuhosti vyztuženého betonového bloku

$$k_{c,de} = \alpha_c * (f_{ck} * h_{ef})^{0.5} * \psi_{A,N} * \psi_{S,N} * \psi_{re,N} = -16.59348 \text{ kN/m}$$

Přetržení třmínků na mezi kluzu oceli

celkový počet svislých výztuží na jeden kotevní trn

$$n_{re} = 1$$

součinitel tepelné roztažnosti oceli

$$\alpha_s = 12100$$

Statický výpočet

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

SO 01.3 – Jezové těleso

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} \cdot k_{c,de} = A_{s,nom} \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,s,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms})^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} = \mathbf{120.4726 \text{ kN}}$$

vyhoví

Porušení smykové výztuže

$$\eta_1 = 1$$

$$\eta_2 = 1$$

$$f_{ctk;0,05} = 3 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$l_1 = 35 \cdot d_s = 0.35 \text{ m}$$

trn u okraje

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} = \Sigma n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,b,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{er})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05} / (\alpha \cdot \gamma_{Mc}) + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{bd} / \alpha)^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{er})^2 \cdot k_{c,de} = \mathbf{288.246 \text{ kN}}$$

vyhovítrn uvnitř

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} = \Sigma n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,b,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{er})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05} / (\alpha \cdot \gamma_{Mc}) + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{bd} / \alpha)^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{er})^2 \cdot k_{c,de} = \mathbf{187.2221 \text{ kN}}$$

vyhoví

Únosnost pro všechny komponenty

trn u okraje

$$N_{Rd,c} = 45.4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s,re} = 68.29549 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,b,re} = 201.9595 \text{ kN}$$

$$k_{c,de} = -8.733413 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{Rd,s} = 0.000642 \text{ m}$$

$$\delta_{Rd,b} = 0.005618 \text{ m}$$

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) + N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_{c,de} = \mathbf{113.7297 \text{ kN}}$$

vyhovítrn uvnitř

$$N_{Rd,c} = 86.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s,re} = 34.14775 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,b,re} = 100.9798 \text{ kN}$$

$$k_{c,de} = -16.59348 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{Rd,s} = 0.000642 \text{ m}$$

$$\delta_{Rd,b} = 0.005618 \text{ m}$$

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) + N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_{c,de} = \mathbf{120.4726 \text{ kN}}$$

vyhoví

10.4. Kotevní prvek v čepu segmentu - dolní povrch

Zatížení

tahová síla	$N_{ed} = 560.0 \text{ kN}$
smyková síla	$V_{ed} = 0.0 \text{ kN}$
počet trnů	$n = 6.0$
tahová síla v jednom trnu	$N_{ed} = 93.3 \text{ kN}$
smyková síla v jednom trnu	$V_{ed} = 0.0 \text{ kN}$

Tahová únosnost trnu

Porušení trnu přetržením

průměr šroubu/trnu	$d = 0.022 \text{ m}$
plocha šroubu/trnu	$A = 3.8E-04 \text{ m}^2$
pevnost šroubu/trnu	$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{M2} = 1.25$
	$k_2 = 0.9$

Statický výpočet

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

SO 01.3 – Jezové těleso

$$N_{Rd,s} = k_2 \cdot A \cdot f_{ub} / \gamma_{M2} = 219.0 \text{ kN} \quad \underline{\text{vyhoví}}$$

Vytržení trnu s hlavou

průměr trnu	$d =$	0.022 m
průměr hlavy trnu	$d_h =$	0.036 m
plocha hlavy trnu v tlaku	$A_h = \pi/4 \cdot (d_h^2 - d_s^2) =$	6.4E-04 m ²
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa
charakteristická pevnost betonu v tlaku pod hlavou trnu	$f_{uk} = 12 \cdot f_{ck} =$	360 MPa
	$\gamma_c =$	1.5
	$N_{Rd,p} = f_{uk} \cdot A_h / \gamma_c =$	153.1 kN

vyhoví

Vytržení betonového kužele - nevytlužená patka

součinitel podle vzniku trhlin	$k_1 =$	12.7
výška trnu (bez hlavy)	$h_{ef} =$	0.33 m
min vzdálenost mezi trny	$p =$	0.200 m
min vzdálenost trnu k okraji	$e =$	0.180 m
charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	30 MPa
	$\gamma_c =$	1.5

trn u okraje

referenční délka základny kužele	$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} = 2 \cdot 1.5 \cdot h_{ef} =$	0.990 m
	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 =$	0.980 m ²
	$A_{c,N} = \min(s_{cr,N}; p; 2 \cdot e) \cdot s_{cr,N} =$	0.1980 m ²
	$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 =$	0.202
	$\psi_{S,N} = \min(0.7 + 0.3 \cdot e / c_{cr,N}; 1) = \min(0.7 + 0.3 \cdot e / (1.5 \cdot h_{ef}); 1) =$	0.809
	$\psi_{re,N} =$	1.000
	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} =$	417.0 kN
	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{S,N} \cdot \psi_{re,N} =$	68.2 kN
	$N_{Rd} = N_{Rk,c} / \gamma_c =$	45.4 kN

nevyhoví - nutná výztuž

trn uvnitř

referenční délka základny kužele	$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} = 2 \cdot 1.5 \cdot h_{ef} =$	0.990 m
	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 =$	0.980 m ²
	$A_{c,N} = \min(s_{cr,N}; p + e) \cdot s_{cr,N} =$	0.3762 m ²
	$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N}^0 =$	0.384
	$\psi_{S,N} = \min(0.7 + 0.3 \cdot e / c_{cr,N}; 1) = \min(0.7 + 0.3 \cdot e / (1.5 \cdot h_{ef}); 1) =$	0.809
	$\psi_{re,N} =$	1.000
	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} =$	417.0 kN
	$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{S,N} \cdot \psi_{re,N} =$	129.5 kN
	$N_{Rd} = N_{Rk,c} / \gamma_c =$	86.3 kN

nevyhoví - nutná výztuž

Vytržení betonového kužele - vyztužená patka

průměr šroubu/trnu	$d =$	0.022 m
průměr výztuže (třmínku)	$d_s =$	0.01 m
materiál třmínku	$f_{yk} =$	500 MPa
	$\gamma_{Ms} =$	1.15

trn u okraje

$x = d/2 + (5 \cdot d_s/2 - d/2) + (d_s/2 + 10)/\text{tg}35 =$	0.046422 m
$\psi_{supp} = 2.5 - x/h_{ef} =$	2.359327
$N_{Rd,max} = \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c} / \gamma_c =$	107.2073 kN

vyhoví

součinitel komponenty vytržení betonu tahem

$$\alpha_c = -537$$

součinitel tuhosti vyztuženého betonového bloku

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot (f_{ck} \cdot h_{ef})^{0.5} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{S,N} \cdot \psi_{re,N} = -8.733413 \text{ kN/m}$$

Statický výpočet

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

SO 01.3 – Jezové těleso

Přetržení třmíneků na mezi kluzu oceli

celkový počet svislých výztuží na jeden kotevní trn

$$n_{re} = 2$$

součinitel tepelné roztažnosti oceli

$$\alpha_s = 12100$$

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} \cdot k_{c,de} = A_{s,nom} \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,s,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms})^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} = 113.7297 \text{ kN}$$

trn uvnitř

vyhoví

$$x = d/2 + (5 \cdot d_s/2 - d/2) + (d_s/2 + 10) / \tan 35^\circ = 0.046422 \text{ m}$$

$$\psi_{supp} = 2.5 - x/h_{ef} = 2.359327$$

$$N_{Rd,max} = \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c} / \gamma_c = 203.6938 \text{ kN} \quad \text{vyhoví}$$

součinitel komponenty vytržení betonu tahem

$$\alpha_c = -537$$

součinitel tuhosti vyztuženého betonového bloku

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot (f_{ck} \cdot h_{ef})^{0.5} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = -16.59348 \text{ kN/m}$$

Přetržení třmíneků na mezi kluzu oceli

celkový počet svislých výztuží na jeden kotevní trn

$$n_{re} = 1$$

součinitel tepelné roztažnosti oceli

$$\alpha_s = 12100$$

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} \cdot k_{c,de} = A_{s,nom} \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,s,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms} + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,nom}^2 / 4) \cdot f_{yk,s} / \gamma_{Ms})^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} = 120.4726 \text{ kN}$$

vyhoví

Porušení smykové výztuže

$$\eta_1 = 1$$

$$\eta_2 = 1$$

$$f_{ctk;0,05} = 3 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.49$$

$$l_1 = 35 \cdot d_s = 0.35 \text{ m}$$

trn u okraje

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} = \Sigma n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,b,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05} / (\alpha \cdot \gamma_{Mc}) + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} / \alpha)^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} = 288.246 \text{ kN}$$

trn uvnitř

vyhoví

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} = \Sigma n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} / \alpha + N_{Rd,c} + 2 \cdot N_{Rd,b,re}^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} =$$

$$= n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05} / (\alpha \cdot \gamma_{Mc}) + N_{Rd,c} + 2 \cdot (n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd} / \alpha)^2 / (\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n_{re})^2 \cdot k_{c,de} = 187.2221 \text{ kN}$$

vyhoví

Únosnost pro všechny komponenty

trn u okraje

$$N_{Rd,c} = 45.4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s,re} = 68.29549 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,b,re} = 201.9595 \text{ kN}$$

$$k_{c,de} = -8.733413 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{Rd,s} = 0.000642 \text{ m}$$

$$\delta_{Rd,b} = 0.005618 \text{ m}$$

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) + N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_{c,de} = 113.7297 \text{ kN}$$

trn uvnitř

vyhoví

$$N_{Rd,c} = 86.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s,re} = 34.14775 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,b,re} = 100.9798 \text{ kN}$$

$$k_{c,de} = -16.59348 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{Rd,s} = 0.000642 \text{ m}$$

$$\delta_{Rd,b} = 0.005618 \text{ m}$$

$$N_{Rd,re} = \min(N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}) + N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_{c,de} = 120.4726 \text{ kN}$$

vyhoví

11. ZÁVĚR

Byla navržena výztuž jednotlivých částí nového jezového pole, posuzeny kotevní oblasti a posouzeno napětí, s ohledem na změnu tuhosti základové spáry pod rozšiřovaným jezovým pilířem.

Vypracoval: Ing. Radek Navrátil