

OBSAH

1	Úvod	2
1.1	Identifikační údaje stavby	2
1.2	Základní informace	2
1.3	Popis statického výpočtu	2
1.3.1	Všeobecně	2
1.3.2	Seznam podkladů a použité literatury	2
2	Statický výpočet	3
2.1	Dispozice	3
2.2	Geologický průzkum	4
2.2.1	Charakter podloží – horniny	4
2.2.2	Laboratorní zkoušky skalního podloží	4
2.3	Statický model konstrukce	5
2.4	Zatížení	6
2.4.1	Zatížení stálá	6
2.4.1.1	Vlastní tíha konstrukce	6
2.4.1.2	Ostatní stálé zatížení	6
2.4.2	Zatížení nahodilá	6
2.4.3	Zatížení teplotou	7
2.5	Objemové změny	7
2.5.1	Díl č. 1	7
2.5.2	Díl č.2	8
2.5.3	Díl č.3	8
2.5.4	Díl č.4	9
2.5.5	Díl č.5	9
2.5.6	Objemové změny jednotlivých dílů – výpočet	10
2.5.7	Materiálové charakteristiky v čase – výpočet	11
2.5.8	Objemové změny a materiálové charakteristiky – souhrn	11
2.6	Kombinace zatížení	12
2.6.1	Mezní stav stability polohy STB	12
2.6.2	Kombinace zatížení pro mezní stav statické rovnováhy EQU	12
2.6.3	Kombinace zatížení pro trvalé návrhové situace STR	13
2.6.4	Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace EXT	13
2.7	Posouzení	13
2.7.1	Mezní stav únosnosti	13
2.7.1.1	Posouzení na účinky STB	13
2.7.1.2	Posouzení na účinky kombinace STR	14
2.7.2	Mezní stav použitelnosti	15
2.7.2.1	Šířka trhlin od dlouhodobých objemových změn	15
2.7.2.2	Šířka trhlin od teplotního zatížení	17
2.7.2.3	Svislé pohyby v dilatační spáře	18
2.8	Závěr	18

1 Úvod

1.1 Identifikační údaje stavby

Název stavby: Oprava výpustního zařízení v NPP Swamp

Místo stavby: Staré splavy

Investor: **Agentura ochrany přírody a krajiny ČR**
Kaplanova 1931/1
148 00 Praha 11 - Chodov

Projektant: **MV projekt spol. s r.o.**
Lipence 769
155 31 Praha 511

1.2 Základní informace

Předmětem projektu jsou betonové konstrukce združeného objektu, jež je součástí výpustního zařízení v NPP Swamp. Konstrukce se sestává z kašnového přelivu, vlastního technologického objektu s ovládacími prvky výpustí a výtokové části objektu.

1.3 Popis statického výpočtu

1.3.1 Všeobecně

Průřezové charakteristiky a rozměry prvků do statického výpočtu jsou uvažovány dle projektové dokumentace a výkresů tvaru betonových konstrukcí.

Zatížení uvažovaná v posudcích jsou v souladu s platnými ČSN EN. Pro zatížení stálá, nahodilá a vodou bylo uvažováno s doporučenými hodnotami objemových hmotností materiálů.

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle zásad ČSN EN 1991-1-5.

Pro stanovení zatížení, sledování průběhu napětí a vlastní posouzení jednotlivých konstrukčních částí byl vytvořen deskostěnový model, který tvořil metrový výsek konstrukce v podélném směru.

1.3.2 Seznam podkladů a použité literatury

ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1992-3 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky

ČSN 731208: Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů

ČSN EN 206-1 Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 13760: Provádění betonových konstrukcí

2.2 Geologický průzkum

2.2.1 Charakter podloží – horniny

Charakter skalního podloží vychází ze stavebně technického průzkumu (STP) provedeného v roce 2012 (duben) společností TBD. Jednalo se především o stanovení stavu betonové konstrukce sdruženého objektu, přičemž byl odebrán i reprezentativní vzorek skalního podloží, který byl podroben laboratorní zkoušce.

Celkem do podloží zasahovali vrty V-I (1,1m), V-II (1,0m), V-IV (0,3m), V-V (0,6m).

Pro laboratorní zkoušky byl vybrán pouze jeden vzorek skalního podloží. Jedná se o část pískovce v délce cca 21 cm, který byl vybrán jako dostatečný reprezentativní vzorek popisující charakter podloží sdruženého objektu.

Vzorek skalního podloží je charakterizován jako homogenní kámen s velikostí zrna do 4 mm. Na povrchu kamenného vzorku bylo zjištěno větší množství makropórů do 3 mm.

Objemová hmotnost vzorku byla stanovena na hodnotu 2090 kg.m⁻³.

Přepočtená krychelná pevnost v tlaku je 23,2 MPa.

Hodnota nasákavosti vzorků se pohybuje v rozmezí 7,0 %.

Skalní podloží není kompaktní. Je tvořeno pevnými pískovcovými vrstvami, které umožňují odebrání vzorků. Jeden takový byl předán k laboratorní zkoušce. Mezi pevnými vrstvami se dle provedených kontrolních vrtů nachází nesoudržné písčité vrstvy a vrstvy měkkého pískovce, který se v průběhu vrtání zcela rozpadl na písek. V některých vrtech byly tyto vrstvy tak mocné, že nebylo možné odebrat kompaktní vzorek.

Ze závěrů zmiňovaného STP se skalního podloží dotýkají následující body:

- *Základová spára je poměrně kvalitní, beton konstrukce je často pevně spojen s podkladním pískovcem.*
- *Netěsněné, pískovcové podloží umožňuje proudění vody, která se pravděpodobně tlačí do konstrukce kašnového přelivu, spodní výpusti a dále na povodňovou stranu vlastní hráze. Pískovec je poměrně měkký, místy nesoudržný a rozpadavý. Kritická je domněnka vodorovných vrstev písku a kompaktního pískovce.*
- *Voda vytékající z trhlín v kašně přelivu pochází s největší pravděpodobností z nádrže. Předpokládá se, že trhliny prochází celou výškou betonové konstrukce až do podloží, které je zdrojem vody.*
- *Vzhledem k zjištěným skutečnostem je možné za nejslabší článek konstrukce sdruženého objektu dle stavebního hlediska považovat skalní pískovcové podloží.*

2.2.2 Laboratorní zkoušky skalního podloží

Laboratorní zkoušky provedli pracovníci Kloknerova ústavu ČVUT Praha na dodaných jádrových vývrtech. Vývrty byly odebrány zpracovatelem STP v rámci akce „sdružený objekt Máchova jezera“. V rámci zkoušek bylo provedeno:

- vizuální prohlídka a popis vývrtů,
- stanovení pevnosti v tlaku,
- stanovení objemové hmotnosti,
- stanovení hmotnostní nasákavosti.

Účelem zkoušek bylo získat obraz o mechanicko-fyzikálních vlastnostech materiálů díla a poskytnout podklad pro případný návrh opravy či posouzení konstrukce. Zkoušky proběhly v laboratořích Kloknerova ústavu v únoru - březnu 2012.

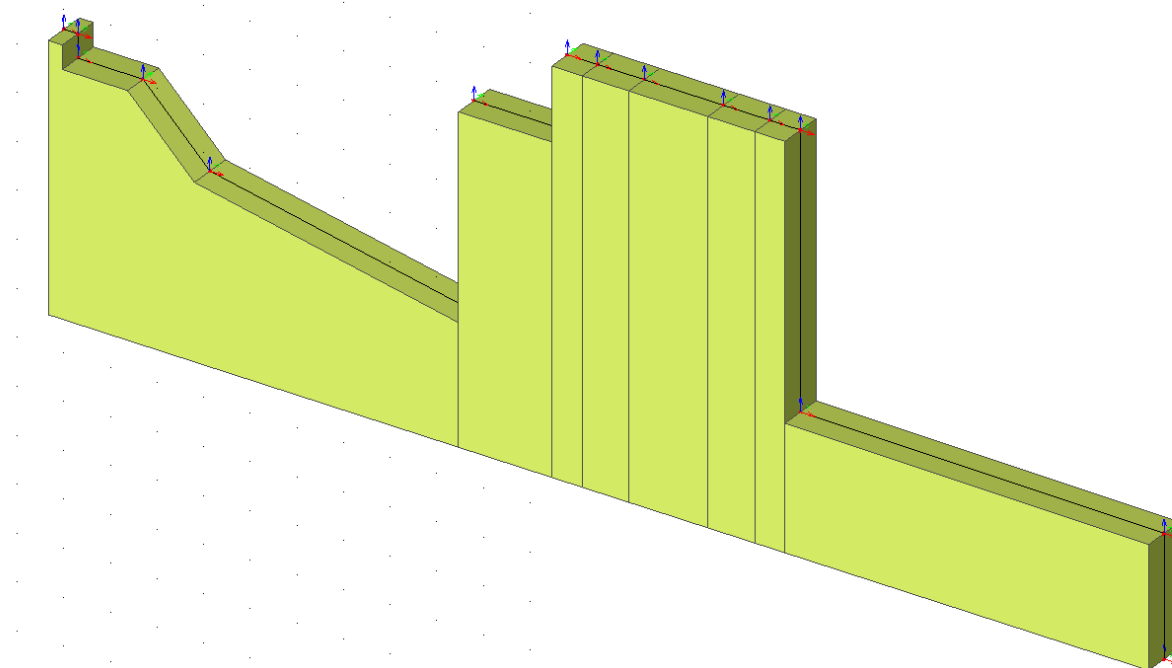
Při stanovení charakteristik pískovcového podloží se jednalo o vrt V-II, vzorek II-9 délky 210/Ø100 Homogenní kámen - pískovec. Zrna do 4 mm, na povrchu větší počet makropórů do 3 mm.

Tabulka 3: Výsledky zkoušky pevnosti kamene v tlaku

Vzorek číslo	Průměr vzorku [mm]	Výška vzorku [mm]	Výška po zakončení [mm]	Hmotnost [g]	Objemová hmotnost [kg.m ⁻³]	Štíhlostní poměr λ	Tlačná síla [kN]	Válcová pevnost vývrtu $f_{is, cyl, core}$ [MPa]
II-9	98,1	96,7	97,9	1531	2090	0,998	175,0	23,2
Průměrná hodnota vývrtů II-9:					2090			23,2

2.3 Statický model konstrukce

Vzhledem k charakteru konstrukce byla konstrukce v podélném směru modelována deskostěnovými prvky jako výsek skutečné konstrukce o šířce 1m. Tvar konstrukce je patrný z následujícího obrázku.



Vzhledem k tomu, že konstrukce je uložena na skalním podloží, byla spodní hrana podepřena jako vetknutí.

2.4 Zatížení

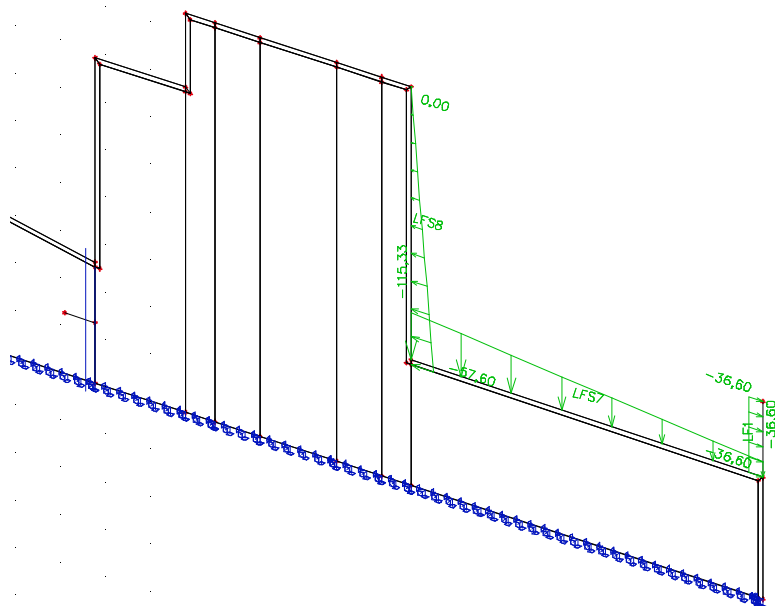
2.4.1 Zatížení stálá

2.4.1.1 Vlastní tíha konstrukce

Pro stálá zatížení byla vlastní váha jednotlivých částí generována automaticky výpočetním programem na základě rozměrů jednotlivých prvků. Objemová tíha betonu byla uvažována hodnotou 25kN/m^3 .

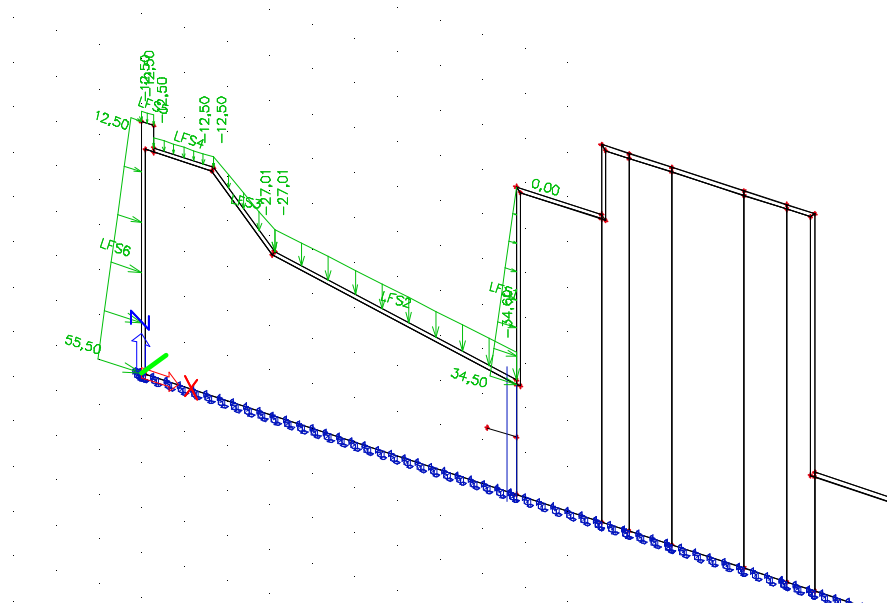
2.4.1.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení je tvořeno žulovým obkladem z tvarových kamenů tl.250mm, zatížení od technologického domku, zatížení zeminou v oblasti výtoku. Objemová tíha zeminy se předpokládá 19kN/m^3 . Pro součinitel bočního tlaku, byl uvažován tlak zeminy v klidu. Součinitel bočního tlaku byl bezpečně uvažován hodnotou $K_0=0,5$. Vzhledem k velikosti konstrukce a velikosti ostatních stálých zatížení bylo ve výpočtu uvažováno pouze se zeminou. Ostatní byli zanedbány. Rozložení zatížení je patrné z následujícího obrázku.



2.4.2 Zatížení nahodilá

Vzhledem k charakteru konstrukce je nahodilé zatížení tvořeno vodou. Ve výpočtu je uvažováno s objemovou tíhou vody 10kN/m^3 a pro účely zatížení je hladina vody uvažována 0,5m pod horní hranou hráze. Zatížení je uvedeno na následujícím obrázku.



2.4.3 Zatížení teplotou

- zatížení teplotou je stanoveno dle čl. 6.1.1 ČSN EN 1991-1-5

$T_{\max} = 36.1\text{ °C}$ teplota vzduchu max.

$T_{\min} = -32.1\text{ °C}$ teplota vzduchu min.

$T_0 = 10.0\text{ °C}$ výchozí teplota mostu v čase zabudování

$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5^\circ = 37.6\text{ °C}$

$T_{e,\min} = T_{\min} + 8,0^\circ = -24.1\text{ °C}$

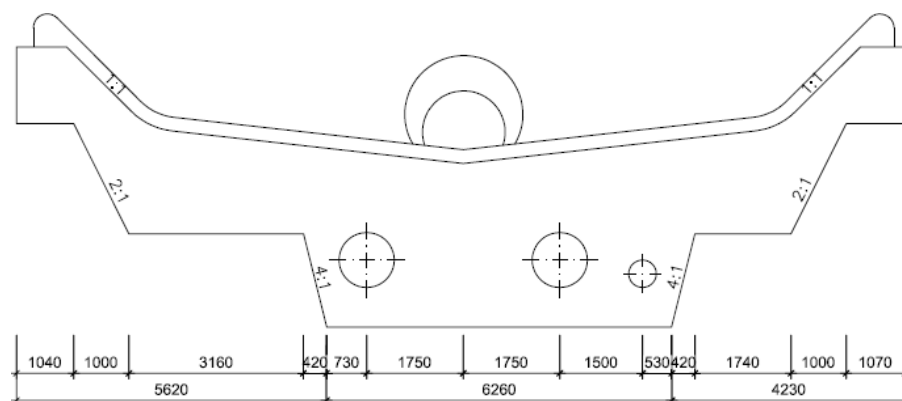
$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 27.6\text{ °C}$

$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -34.1\text{ °C}$

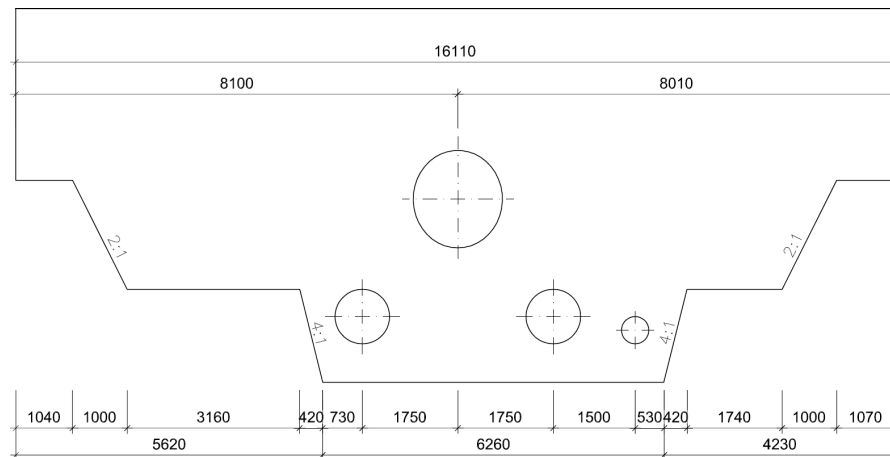
2.5 Objemové změny

Výpočet objemových změn byl proveden dle normy ČSN EN 1992-1-1 příloha B.2. Pro účely tohoto výpočtu byla konstrukce přelivu rozdělena na 5 dílů, dle své plochy a vysýchaného obvodu. Rozdělení na tyto díly je patré z následujících obrázků.

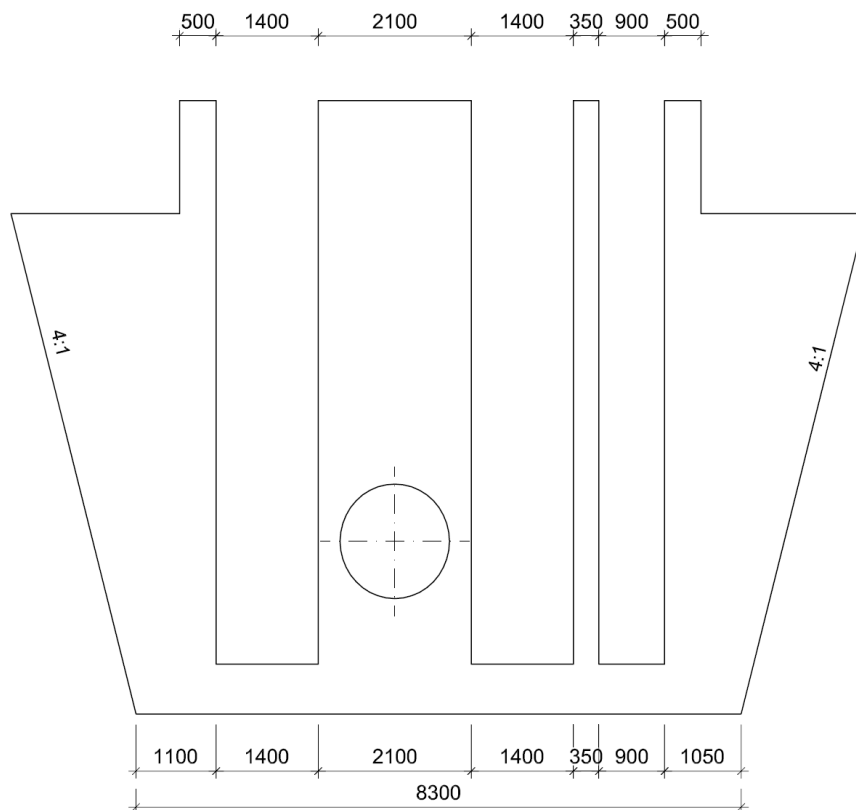
2.5.1 Díl č. 1



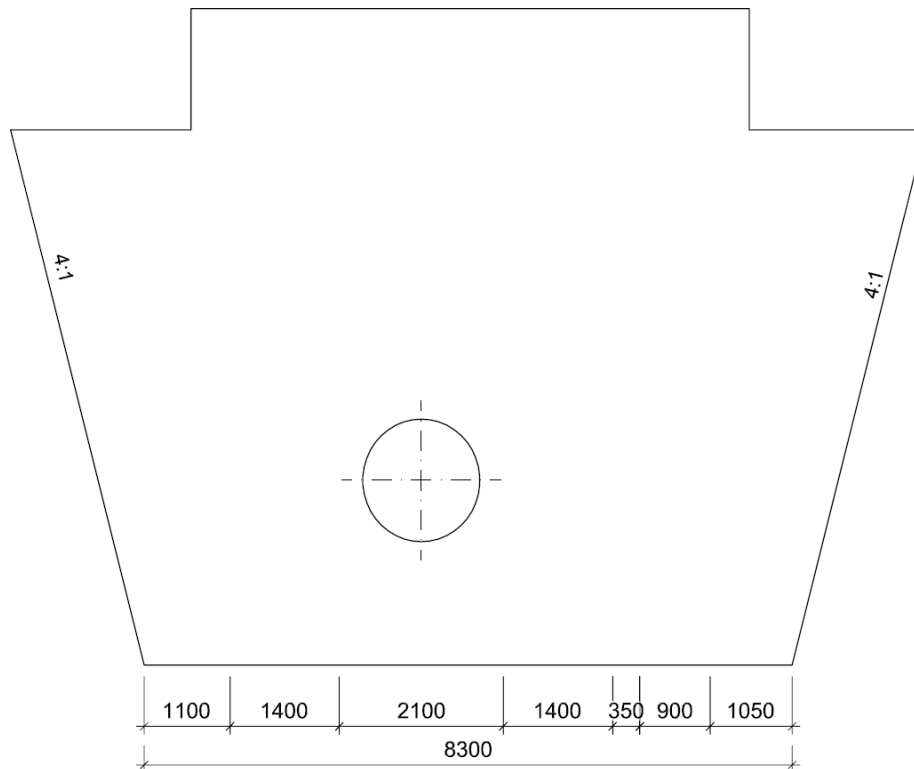
2.5.2 Díl č.2



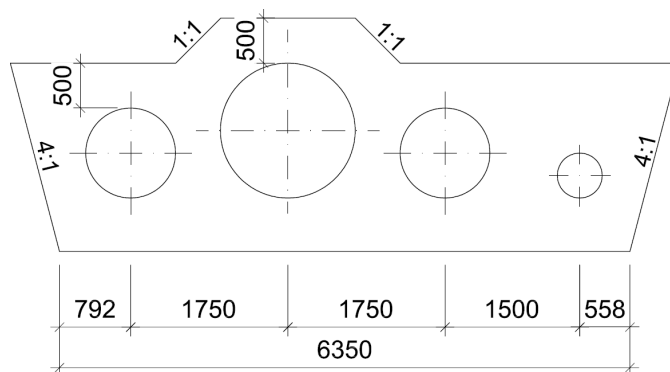
2.5.3 Díl č.3



2.5.4 Díl č.4



2.5.5 Díl č.5



2.5.6 Objemové změny jednotlivých dílů – výpočet

1.1 Smršťování vysycháním (ε_{cd})

třída cementu **S**

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

průměrná pevnost betonu v tlaku $f_{cm} = 38.0 \text{ MPa}$

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

$$\alpha_{ds1} = 3$$

$$\alpha_{ds2} = 0.13$$

relativní vlhkost $RH[\%] = 80$

$$\beta_{RH} = 0.7564$$

neomezené poměr smršť $\varepsilon_{cd,0} = 0.0002158$

konec ošetřování $t_s[\text{dní}] = 5$

stáří betonu $t[\text{dní}] = 120$

průřezová plocha betonu $A_c = 15445857 \text{ mm}^2$

obvod vystavení vysychání $u = 7860 \text{ mm}$

$$h_0 = 3930 \text{ mm}$$

$$\beta_{ds} = 0.0115337$$

$$k_h = 0.7$$

poměrné smršťování v čase t dní $\varepsilon_{cd} = 0.0017$ [promile]

1.2 Autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(\text{nekonečno}) = 0.00005$$

$$\beta_{as} = 0.8881828$$

$$\varepsilon_{ca} = 0.0444091 \text{ [promile]}$$

Výpočet smršťování je proveden dle ČSN EN 1992-1-1, příloha B.2 a ČSN EN 1992-1-1, kapitola 3.1.4

2.5.7 Materiálové charakteristiky v čase – výpočet

1.3 tahová pevnost betonu v čase t

součinitel závislý na třídě cementu $s = 0.2$

$$\beta_{cc} = 1.1089247$$

$$\alpha = 0.6666667$$

tahová pevnost betonu v čase t $f_{ctm} = 3.1 \text{ MPa}$

1.4 Součinitel dotvarování v čase t

$$\alpha_1 = 0.94406$$

$$\alpha_2 = 0.98369$$

$$\alpha_3 = 0.95971$$

čas vnesení zatížení $t_0[\text{dní}] = 5$

mocnitél vystihující druh cementu $\alpha = -1$

oprava t_0 s ohledem na druh cementu $t_0[\text{dní}] = 2.49$

Součinitel vlivu vlhkosti $\varphi_{RH} = 1.12673$ pro $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$

Součinitel vlivu vlhkosti $\varphi_{RH} = 1.10138$ pro $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

ve výpočtu použité $\varphi_{RH} = 1.10138$

součinitel vlivu pevnosti betonu $\beta(f_{cm}) = 2.72532$

součinitel vlivu doby zatížení $\beta(t_0) = 0.67580$

souč. vlivu vlhkosti a velikosti prvku $\beta_H = 1500.000$ pro $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$

souč. vlivu vlhkosti a velikosti prvku $\beta_H = 1439.572$ pro $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

ve výpočtu použité $\beta_H = 1439.572$

souč. časového průběhu dotvarování $\beta_d(t, t_0) = 0.45785$

základní součinitel dotvarování $\varphi_0 = 2.028$

součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0) = 0.929$

1.5 Účinný modul pružnosti betonu v čase t

průměrný modul pružnosti betonu $E_{cm} = 32\,837 \text{ MPa}$

účinný modul pružnosti betonu v čase t $E_{c,eff} = 17\,025 \text{ MPa}$

Výpočet tahové pevnosti je proveden dle ČSN EN 1992-1-1, kapitola 3.1.4, výpočet dotvarování a účinného modulu pružnosti je proveden dle ČSN EN 1992-1-1, příloha B.1.

2.5.8 Objemové změny a materiálové charakteristiky – souhrn

Následující tabulka uvádí souhrn materiálových charakteristik a zatížení od smršťování v různých časech životnosti konstrukce.

Vstupní údaje pro výpočet:

Použitý cement:	S
Beton:	C30/37
Vlhkost okolního prostředí:	80%
Doba ošetřování:	5dní

Smršťování v podélném směru
stáří betonu

5 dní

=

- konec ošetřování

Oblast	Ac [mm ²]	u [mm]	ε_{cd} [promile]	ε_{ca} [promile]	ε_{cs} [promile]	f_{ctm} [Mpa]	$\varphi(t,t_0)$ [-]	$E_{c,eff}$ [Mpa]
1	31 794 509	14 743	0	0.01803	0.01803	2.2	0	32 837
2	84 029 077	21 010	0	0.01803	0.01803	2.2	0	32 837
3	76 053 293	14 825	0	0.01803	0.01803	2.2	0	32 837
4	51 104 125	61 145	0	0.01803	0.01803	2.2	0	32 837
5	15 445 857	7 860	0	0.01803	0.01803	2.2	0	32 837
průměr								32 837

Smršťování v podélném směru
stáří betonu

120 dní

=

- napuštění

Oblast	Ac [mm ²]	u [mm]	ε_{cd} [promile]	ε_{ca} [promile]	ε_{cs} [promile]	f_{ctm} [Mpa]	$\varphi(t,t_0)$ [-]	$E_{c,eff}$ [Mpa]
1	31 794 509	14 743	0.001518	0.044409	0.045927	2.9	0.925719	17 052
2	84 029 077	21 010	0.000605	0.044409	0.045014	2.9	0.907817	17 212
3	76 053 293	14 825	0.000417	0.044409	0.044826	2.9	0.90158	17 268
4	51 104 125	61 145	0.006097	0.044409	0.050507	2.9	0.961472	16 741
5	15 445 857	7 860	0.001742	0.044409	0.046151	2.9	0.928748	17 025
průměr								17 059

Smršťování v podélném směru
stáří betonu

36500 dní

=

100 let

- konec životnosti

Oblast	Ac [mm ²]	u [mm]	ε_{cd} [promile]	ε_{ca} [promile]	ε_{cs} [promile]	f_{ctm} [Mpa]	$\varphi(t,t_0)$ [-]	$E_{c,eff}$ [Mpa]
1	31 794 509	14 743	0.115256	0.05	0.165256	2.9	1.99854	10 951
2	84 029 077	21 010	0.084658	0.05	0.134658	2.9	1.959889	11 094
3	76 053 293	14 825	0.070609	0.05	0.120609	2.9	1.946425	11 145
4	51 104 125	61 145	0.140514	0.05	0.190514	2.9	2.075727	10 676
5	15 445 857	7 860	0.118923	0.05	0.168923	2.9	2.005078	10 927
průměr								10 958

Uvedený výpočet předpokládá použití cementu s pomalým náběhem hydratace (S) a předpokládá ošetřování betonu min. 5 dní. Pokud tyto hodnoty nebudou dodrženy, je třeba kontaktovat projektanta a vyhotovit výpočet nový.

2.6 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení jsou uvažovány dle ČSN EN 1990 a ČSN 731208.

2.6.1 Mezní stav stability polohy STB

$$\gamma_1 \times E_{d,dst} * E_{d,stb}$$

$\gamma_1=1,1$ součinitel významu dle tab 1 (jez nižší než 5m)

$E_{d,dst}$ destabilizující zatížení

$E_{d,stb}$ stabilizující zatížení

2.6.2 Kombinace zatížení pro mezní stav statické rovnováhy EQU

$$E_d = \sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_k$$

$\gamma_G=1,1$ pro nepříznivě působící stálá zatížení

$\gamma_G=0,9$ pro příznivě působící stálá zatížení

$\gamma_Q=1,0$ pro nepříznivě působící zatížení vodou

$\gamma_Q=1,5$ pro nepříznivě působící proměnná zatížení
 $\gamma_Q=0$ pro příznivě působící proměnná zatížení

2.6.3 Kombinace zatížení pro trvalé návrhové situace STR

Účinky zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace byly stanoveny dle ČSN EN 1990 rovnice 6.10 následovně:

$$E_d = \sum \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_k$$

$\gamma_G=1,00$ pro příznivě působící stálá zatížení
 $\gamma_G=1,35$ pro nepříznivě působící stálá zatížení
 $\gamma_Q=1,0$ pro nepříznivě působící zatížení vodou
 $\gamma_Q=1,5$ pro nepříznivě působící proměnná zatížení

2.6.4 Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace EXT

Účinky zatížení pro mimořádné návrhové situace byly stanoveny dle ČSN EN 1990 rovnice 6.11b následovně:

$$E_d = \sum G_k + A_d + \psi_1 Q_{k,1} + \sum \psi_2 Q_k$$

A_d mimořádné zatížení
 $\psi_1=0,2$ častá hodnota hlavního proměnného zatížení
 $\psi_2=0,2$ kvazistálá hodnota vedlejších proměnných zatížení

Pozn.: mimořádná návrhová situace ve výpočtu uvažována nebyla.

2.7 Posouzení

2.7.1 Mezní stav únosnosti

2.7.1.1 Posouzení na účinky STB

2.7.1.1.1 *Stabilita proti posunutí*

Vzhledem k tomu, že v základové spáře budou vytvořeny výstupky a konstrukce bude opřena o skalní stěnu, není konstrukce ohrožena stabilitou proti posunutí.

2.7.1.1.2 *Stabilita proti nadzvednutí vztlakem*

Vzhledem k dilatování konstrukce na více dílů, je vztlakem ohrožena konstrukce kašnového přelivu.

$$E_{d,dst}=3,14 \times 7,7^2/2 \times 4,3 \times 10 \text{ kN/m}^3 = 4\,002,7 \text{ kN}$$

$$E_{d,stb}=(3,14 \times 7,7^2/2 \times 5,1 - 3,14 \times 6,88^2/2 \times 2,22/3) \times 25 = 10\,498,9 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Q,dst}=1,0 \text{ (maximální hladina je dána výškou přelivu)}$$

$$\gamma_{G,stb}=0,9$$

$$E_{d,dst}=4002,7 \times 1,0 = 4002,7 < E_{d,stb}=10498,9 \times 0,9 = 9449 \text{ kN}$$

Konstrukce je **STABILNÍ**.

2.7.1.1.3 *Stabilita proti překlopení*

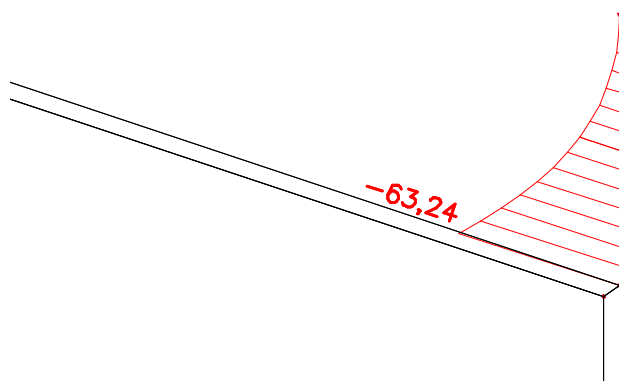
Konstrukce není ohrožena ztrátou stability při překlopení.

2.7.1.2 Posouzení na účinky kombinace STR

Na účinky kombinace byly posuzovány jednotlivé betonové prvky bezpečnostního přelivu.

2.7.1.2.1 Opěrná zídka nad výtokem

Následující obrázek ukazuje vnitřní síly v opěrné zídce nad výtokem od kombinace zatížení STR.



Z uvedeného obrázku je patrné, že maximální ohybový moment, na který bude dimenzována opěrná zídka je -63,24kNm.

NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ DESKY						
Deska	h =	0.60	m			
	b =	1.00	m			
	M _{sd} =	63.00	kNm			
Materiály	Beton	C 30/37		Ocel	R 10 505	
		γ _c =	1.5		γ _s =	1.15
		f _{ck} =	30.00 MPa		f _{yk} =	490.00 MPa
		f _{cd} =	20.00 MPa		f _{yd} =	426.09 MPa
	α =	1.0	E _S =		200.00 MPa	
			ε _{yd} =		2.130 ‰	
Geometrie Předpoklad	Výztuž	Ø	14	mm		
	Krytí	C _{min} =	45	mm		
		Δh =	7	mm		
		Δc =	0	mm		
		C=C _{min} +Δh + Δc =	52	mm		
	d ₁ =	0.059	m			
	d =	0.541	m			
	Návrh ohybové výztuže	A _{s1d} =	275	mm ²		
Navrženo	10	×	Ø	R 14	A _{s1} =	1539 mm ²
Posouzení ohybové výztuže Kontrola stupně vyztužení						
	ρ = A _{s1} / (b * d) =	0.0028	>	0.0015 => VYHOVUJE		
			> 0,6 / f _{yk} =	0.0012 => VYHOVUJE		
	ρ _h = A _{s1} / (b * h) =	0.0026	<	0.04 => VYHOVUJE		
	F _{s1} = A _{s1} * σ _{s1} =	655.91	kN			
	x = F _{s1} / (b * 0,8 * α * f _{cd}) =	0.0410	m			
	z = d - 0,4 * x =	0.5246	m			
	M _{Rd} = F _{s1} * z =	344.09	kNm			
	M _{Rd} > M _{sd}	344.09	>	63.00 kNm	=> VYHOVUJE	

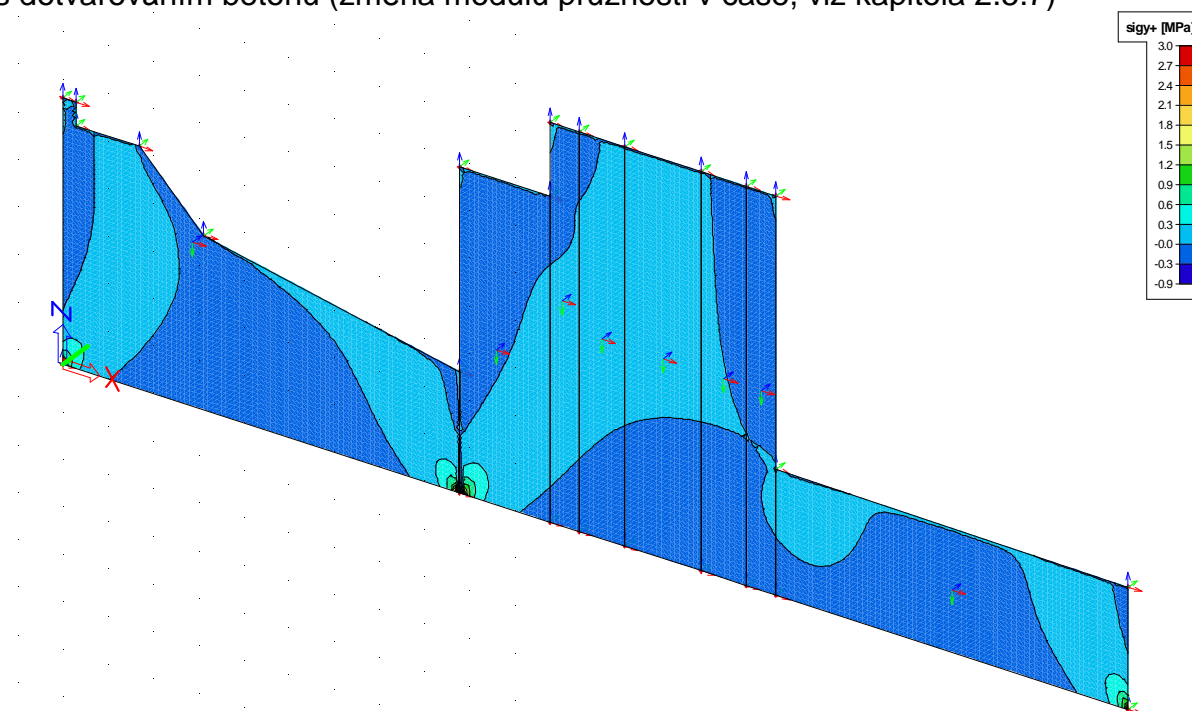
Do zídky je navrženo 10xR14. **Zídka VYHOVUJE.** Viz předchozí výpočet.

2.7.2 Mezní stav použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti budou posouzeny trhliny v konstrukci při jednotlivých zatěžovacích stavech a v jednotlivých časech. Dle ČSN EN 1991-3, kapitola 7.3.1 je konstrukce navržena na třídu nepropustnosti 0. Budou přijata ustanovení 7.3.1 EN 1992-1-1. Šířka trhlin bude omezena na w_{k1} , při tloušťce hráze 2,0m, výška 3,7m $\Rightarrow h_D/h=3,7/2=1,85 \Rightarrow w_{k,1}=0,2\text{mm}$. Dle ČSN 731208 je u konstrukcí trvale vystavených mrazu a $h_D/h < 5$ doporučuje $w_k=0,15\text{mm}$. Konstrukce bude tedy navržena na šířku trhlin **$w_k=0,15\text{mm}$** . Konstrukce bude vyztužena dle doporučení pro bílé vany a šířku trhlin $w_k=0,15 \Rightarrow$ Bude použita výztuž R14/100mm v obou směrech při obou površích.

2.7.2.1 Šířka trhlin od dlouhodobých objemových změn

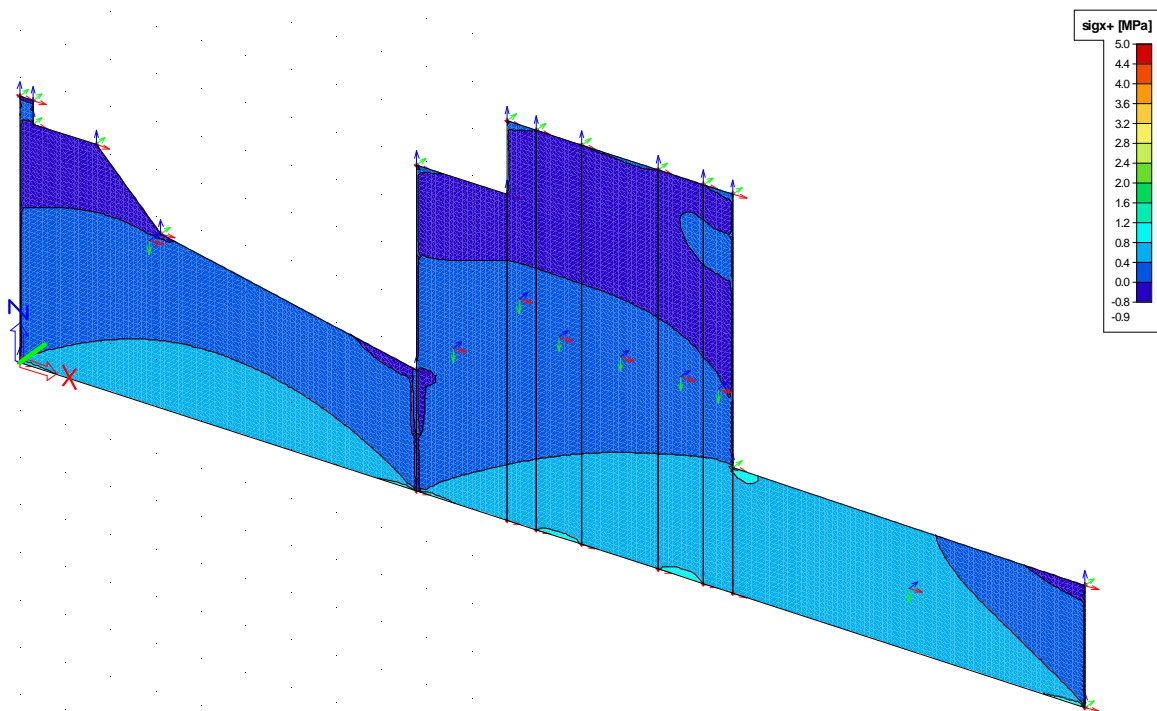
Napětí v konstrukci od dlouhodobých objemových změn, jejichž velikost je spočtena v kapitole 2.5.8, ve 3 časových obdobích (konec ošetřování (5dní po vybetonování), napuštění přehrady (odhad 120 dní od vybetonování) a konec životnosti (100let=36500dní po vybetonování). Vzhledem k délce zatížení bylo uvažováno s dotvarováním betonu (změna modulu pružnosti v čase, viz kapitola 2.5.7)



Obrázek 1. Podélné normálové napětí v konstrukci v čase $t=5$ dní.

Z obrázku je patrné, že podélné napětí v konstrukci se pohybuje od 0,2 až -0,6MPa. Špičky napětí jsou způsobeny singularitami matematického modelu. Není s nimi tedy dále uvažováno. Napětí v konstrukci nepřekročí pevnost betonu v tahu 2,2MPa (viz kapitola 2.5.7).

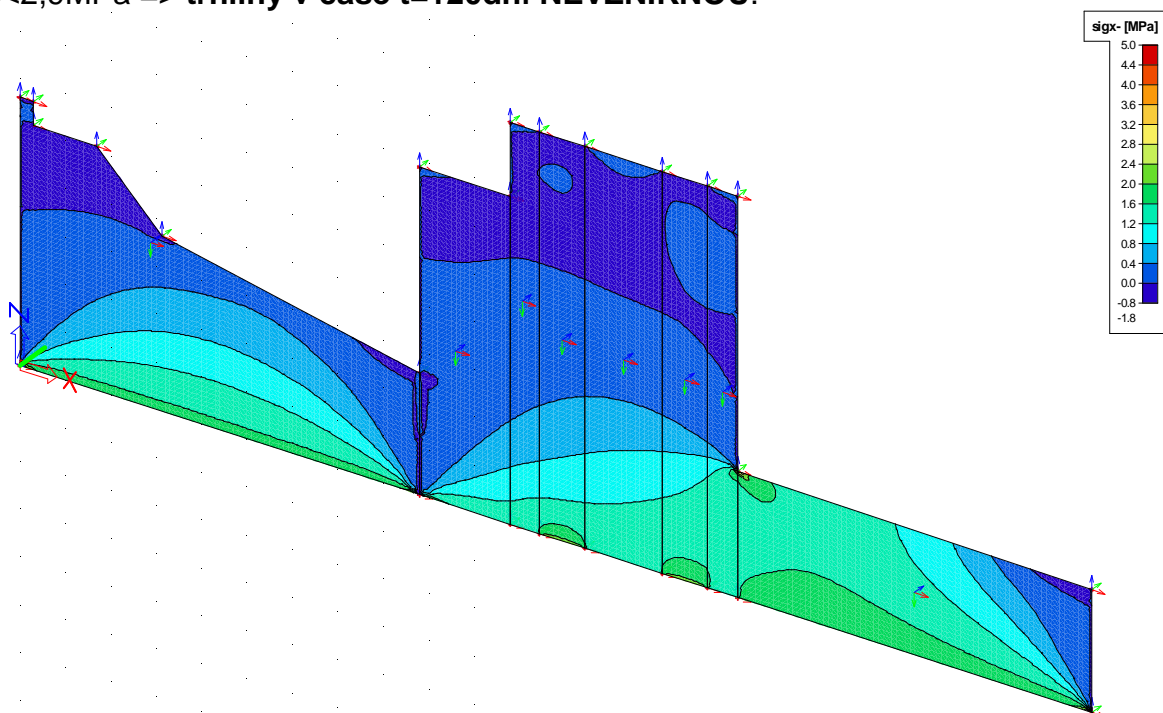
$0,6 < 2,2\text{MPa} \Rightarrow$ **trhliny v čase $t=5$ dní NEVZNIKNOU.**



Obrázek 2 Podélné normálové napětí v konstrukci v čase $t=120$ dní.

Z obrázku je patrné, že podélné napětí v konstrukci se pohybuje od -0,9 až 1,6 MPa. Špičky napětí jsou způsobeny singularitami matematického modelu. Není tedy s nimi dále uvažováno. Napětí v konstrukci nepřekročí pevnost betonu v tahu 2,2 MPa (viz kapitola 2.5.7).

$1,6 < 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow$ trhliny v čase $t=120$ dní **NEVZNIKNOU**.



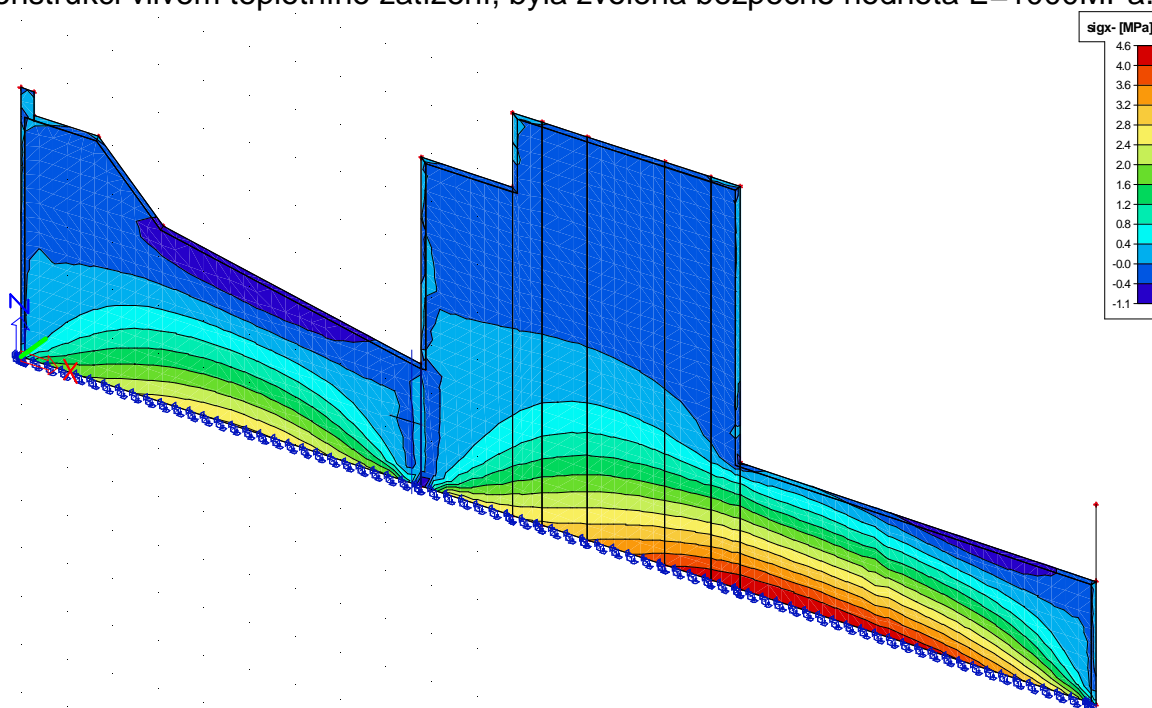
Obrázek 3 Podélné normálové napětí v konstrukci v čase $t=36500$ dní.

Z obrázku je patrné, že podélné napětí v konstrukci se pohybuje od -1,8 až 2,4 MPa. Špičky napětí jsou způsobeny singularitami matematického modelu. Napětí v konstrukci nepřekročí pevnost betonu v tahu 2,9 MPa (viz kapitola 2.5.7).

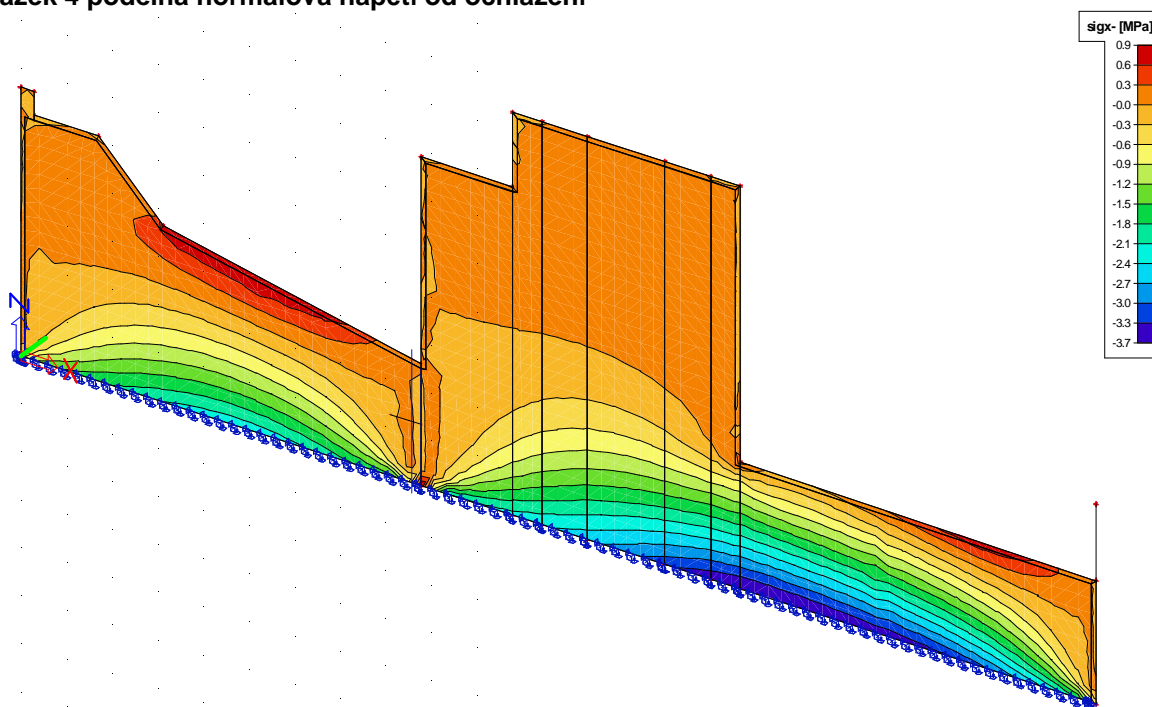
$2,4 < 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow$ trhliny v čase $t=36500$ dní **NEVZNIKNOU**.

2.7.2.2 Šířka trhlin od teplotního zatížení

Zatížení konstrukce teplotou bylo uvažováno dle kapitoly 2.4.3. Pro obě roční období. Vzhledem k tomu, že je konstrukce umístěna na velmi rozpukaných pískovcích (viz průřezum z kapitoly 2.2), je uvažováno s pružnou základovou spárkou. Při výpočtu je uvažováno, že ve vodorovném směru je spojení beton-hornina pevnější než horniny podloží. Dle tabulkových hodnot je modul pružnosti pískovce $E=50-150\text{MPa}$. Vzhledem k tomu, že při tužším podloží (větší E) dochází k většímu napětí v konstrukci vlivem teplotního zatížení, byla zvolena bezpečně hodnota $E=1000\text{MPa}$.



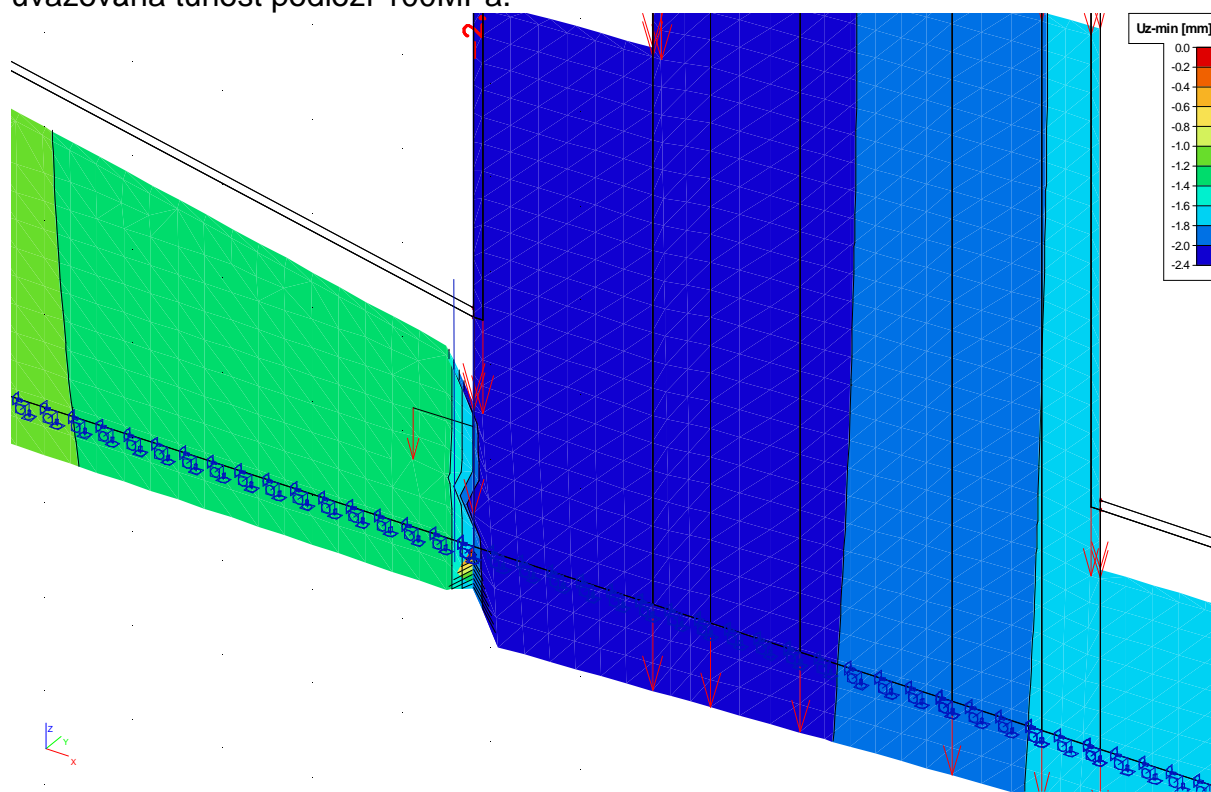
Obrázek 4 podélná normálová napětí od ochlazení



Obrázek 5 podélná normálová napětí od oteplení

2.7.2.3 Svislé pohyby v dilatační spáře

Vzhledem k velkým normálovým napětím, které vznikaly na rozhraní „kašny“ a hráze, bylo zvoleno řešení s dilatační spárou v tomto místě. Pro účely tohoto výpočtu byla uvažována tuhost podloží 100MPa.



Obrázek 6 Sednutí konstrukce přelivu na pružném podloží

Dilatace konstrukce je namáhána svislou deformací dle Obrázek 6. Celkový rozdíl sedání konstrukce je $d=2,4-1,2=1,2\text{mm}$. Uvedená deformace platí za předpokladu modulu pružnosti skalního podloží 100MPa a vyšší!. Na tuto hodnotu deformace je třeba dimenzovat dilataci výpustních trub.

2.8 Závěr

Statický výpočet prokázal, že nově navržené konstrukce splňují kritéria únosnosti i použitelnosti ve všech zkoumaných zatěžovacích stavech. Konstrukce jako celek tedy **VYHOVUJE** v případě, že budou dodrženy předpoklady uvedené v kapitole 2.5.8 a dále je třeba při stavbě ověřit předpoklady z kapitoly 18

Vypracoval: Ing. Aleš Menšík
Datum: 29.8.2013