

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta Stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Bakalářská práce

Matěj Vyskočil

Konstrukční návrh podzemního vodojemu na vrchu Čakan u Sobotky

Studijní program: Stavební inženýrství

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Praha 2023

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: VYSKOČIL Jméno: Matěj Osobní číslo: 476371
Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor/specializace: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Konstrukční návrh podzemního vodojemu na vrchu Čakan u Sobotky
Název bakalářské práce anglicky: Structural design of the underground water reservoir on hill Čakan, Sobotka


Pokyny pro vypracování:
Předběžný návrh všech nosných prvků konstrukce.
Podrobný návrh nádrže vodojemu.
Výkresy tvaru. Výkresy výztuže podrobně řešených prvků.
Stručná technická zpráva ke statické části.

Seznam doporučené literatury:
běžná skripta a normy k řešené problematice
články v odborných časopisech, případně další literatura související s danou problematikou
TP 02 a TP 04 ČBS ČSSI
katalogy výrobců prvků pro těsnění spar nádrží a vodonepropustných konstrukcí

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 28.2.2023

Termín odevzdání BP v IS KOS: 22.5.2023
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku



Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

28.2.2023
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně s výjimkou poskytnutých konzultací s Ing. Hanou Hanzlovou, CSc. a že jsem uvedl veškeré použité zdroje v souladu s Metodickými pokyny o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne ... května 2023

.....

Matěj Vyskočil

Poděkování:

Rád bych poděkoval vedoucí mé bakalářské práce Ing. Haně Hanzlové, Csc. za odborné rady vstřícný přístup a ohromné množství trpělivosti při konzultacích bakalářské práce.

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá statickým návrhem betonové vodonepropustné konstrukce podzemního vodojemu Čakan na stejnojmenném vrchu v Královéhradeckém kraji. Návrh stěn a základové desky je proveden s ohledem na šířku trhlin od silových a nesilových účinků. Součástí návrhu je také výkres tvaru a výkresy výztuže posuzovaných prvků objektu.

Klíčová slova

Beton, železobeton, vodonepropustné beton, hydroizolace spodní stavby, podzemní stavba, bílá vana, inženýrská stavby

Abstract

This bachelor thesis deals with the static design of the concrete watertight structure of the underground water reservoir Čakan on the hill of the same name in the Hradec Králové Region. The design of the walls and the foundation slab is made with regard to the width of cracks from force and non-force effects. The design also includes a drawing of the shape and drawings of the reinforcement of the building elements under consideration.

Key Words

Concrete, reinforced concrete, watertight concrete, waterproofing of underground construction, underground construction, white tank, engineering construction

Obsah

1. Úvod	- 8 -
2. Schéma a popis konstrukce	- 10 -
2.1. Podklady	- 10 -
2.2. Popis místností	- 13 -
3. Použité materiály	- 15 -
3.1. Krytí betonu	- 15 -
4. Přehled zatížení	- 16 -
4.1. Stálé zatížení	- 16 -
4.2. Proměnná zatížení	- 17 -
4.2.1. Užité zatížení	- 17 -
4.2.2. Zatížení sněhem	- 18 -
4.2.3. Zatížení větrem	- 18 -
4.3. Zemní tlak	- 18 -
4.4. Přehled zatížení	- 19 -
5. Předběžný návrh konstrukcí vodojemu	- 19 -
5.1. Vodorovné nosné konstrukce	- 20 -
5.2. Svislé nosné konstrukce	- 21 -
6. Model objektu	- 23 -
6.1. Kombinace zatížení	- 25 -
6.1.1. Kombinace A	- 25 -
6.1.2. Kombinace B	- 25 -
6.2. Zatěžovací stavy	- 26 -
7. Opěrné zdi	- 31 -
8. Zjednodušený návrh a posouzení založení vodojemu	- 32 -
8.1. Reakce návrhové zatížení (max. 2310kN)	- 32 -
8.2. Reakce užité zatížení (max. 1890kN)	- 32 -
9. Předběžný návrh jednotlivých konstrukcí a posouzení MSŮ	- 35 -
9.1. Trámy	- 35 -
9.1.1. Návrh a posouzení výztuže nejzatíženějšího trámu	- 37 -
9.2. Deska 1. PP	- 38 -
9.2.1. Návrh a posouzení výztuže desky 1. PP	- 40 -
10. Podrobný návrh stěn vodojemu	- 41 -
10.1. Zatřídění konstrukce	- 41 -
10.2. Vnitřní síly ve stěnách	- 42 -
10.3. Návrh a posouzení vodorovné výztuže	- 44 -
10.3.1. Stěny vodojemu	- 44 -

10.3.2.	Ostatní stěny.....	- 46 -
10.3.3.	Posouzení stěn vodojemu.....	- 47 -
10.3.4.	Posouzení ostatních stěn.....	- 51 -
10.4.	Návrh a posouzení svislé výztuže stěn.....	- 53 -
10.4.1.	Běžné stěny.....	- 53 -
10.4.2.	Nejzatíženější stěny.....	- 55 -
10.5.	Kontrola mezních stavů únosnosti stěn.....	- 55 -
10.6.	Splnění konstrukčních zásad.....	- 56 -
11.	Podrobný návrh základové desky vodojemu.....	- 59 -
11.1.	Zatřídění konstrukce.....	- 59 -
11.2.	Vnitřní síly na základové desce.....	- 59 -
11.3.	Návrh výztuže základové desky spodní výztuž.....	- 62 -
11.4.	Návrh výztuže základové desky horní výztuž.....	- 66 -
11.5.	Kontrola momentové únosnosti základové desky.....	- 67 -
11.6.	Splnění konstrukčních zásad.....	- 67 -
12.	Závěr.....	- 69 -
13.	Zdroje.....	- 70 -
14.	Výpočetní programy.....	- 71 -
15.	Seznam příloh.....	- 71 -

1. Úvod

Voda je bezpochyby nejdůležitější sloučenina pro život jak ho známe. Povrch Země je pokryt ze 70 procent kapalnou vodou, takže vody na této planetě nemáme rozhodně nedostatek, problém máme spíše s lokalizací a vhodností k požívání. Voda je bezpochyby důležitá, ale i tak může způsobit více škody než užítu. Tato situace nastává u téměř všech stavebních objektů, které jsou v kontaktu s vodou. Zatímco většina objektů se snažíme ochránit před nežádoucími účinky vody v podobě hydroizolačních opatření, jsou zde i konstrukce s opačným problémem a to uchránit vodu před nežádoucími účinky okolí.

Bakalářská práce se zabývá konstrukčním návrhem železobetonového podzemního vodojemu. Toto téma jsem si vybral, protože čím dál tím častěji slyším ať už ve škole nebo v práci o takzvaných bílých vanách a vodonepropustnosti betonových konstrukcí. Vzhledem k tomu, že se doba pořád zrychluje, tím tlak na rychlost výstavby narůstá, je zde snaha co nejvíce zjednodušit proces výstavby snížením počtu dílčích kroků na minimum. Obliba betonových konstrukcí je také čím dál tím vyšší a přijde mi jako škoda nevyužít potenciál vodonepropustnosti betonové konstrukce. A proto jsem si vybral toto téma, abych dobře porozuměl problematice návrhu betonové konstrukce z hlediska její vodonepropustnosti, protože se s touto problematikou budu setkávat čím dál tím častěji ve své praxi.

V rámci své závěrečné práce jsem navázal na návrh objektu vodojemu, který jsem zpracovával v projektu K (133YKPJ), kdy jsem se věnoval celkově problematice návrhu železobetonové konstrukce na její vodonepropustnost a také vytvoření modelu a dílčích výpočtů na celkové statické posouzení podzemního vodojemu Čakan v Královéhradeckém kraji.

Tato práce se bude zabývat nejprve předběžným návrhem železobetonové konstrukce vodojemu. Tato budova byla nalezena na stránce Archiweb [1], a byla zvolena díky dobrým podkladům [2] a mému zájmu o vodonepropustné konstrukce. Vodojem leží u pozemní komunikace III. třídy 28010 jihovýchodně od obce Sobotka v Královéhradeckém kraji. Budova je dvoupatrová na pravoúhlém půdorysu s rozměry dle dokumentace. Autorem architektonického návrhu je ZETTE atelier s.r.o. sídlící v Pardubicích. Budova obsahuje dvě nádrže na vodu o celkovém objemu 300m³ a technické zázemí vodojemu.



Obrázek 1 – východní pohled na vodojem [1]



Obrázek 2 – severní pohled na vodojem [1]

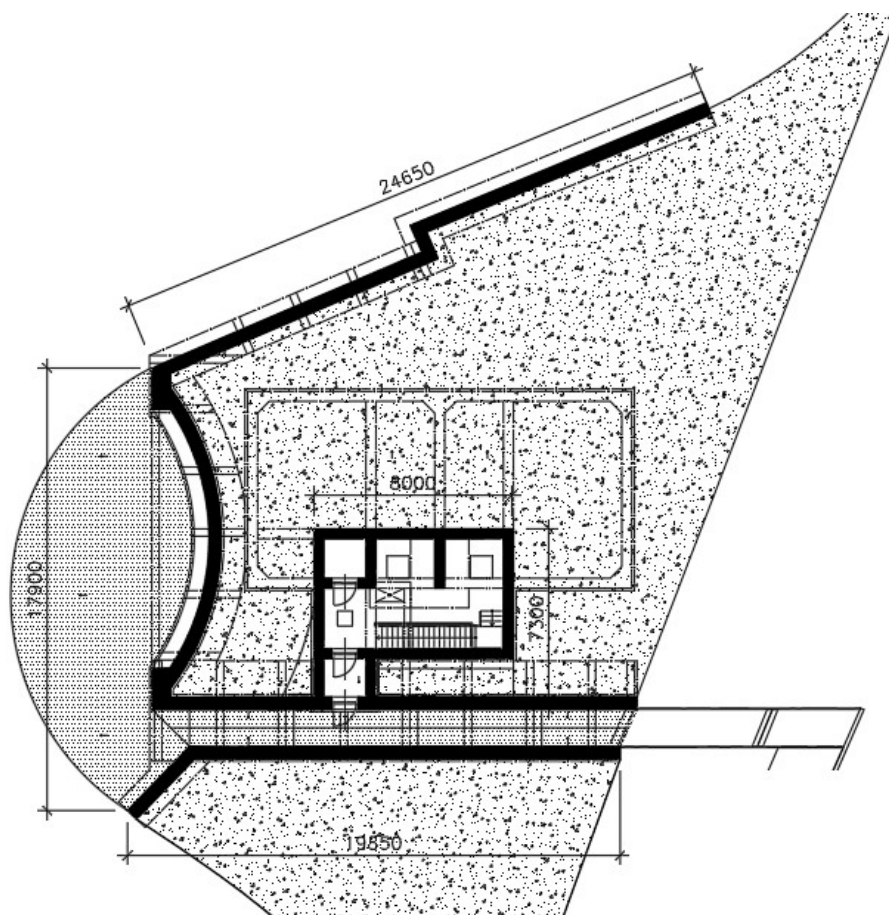


Obrázek 3 – jižní pohled na vodojem [1]

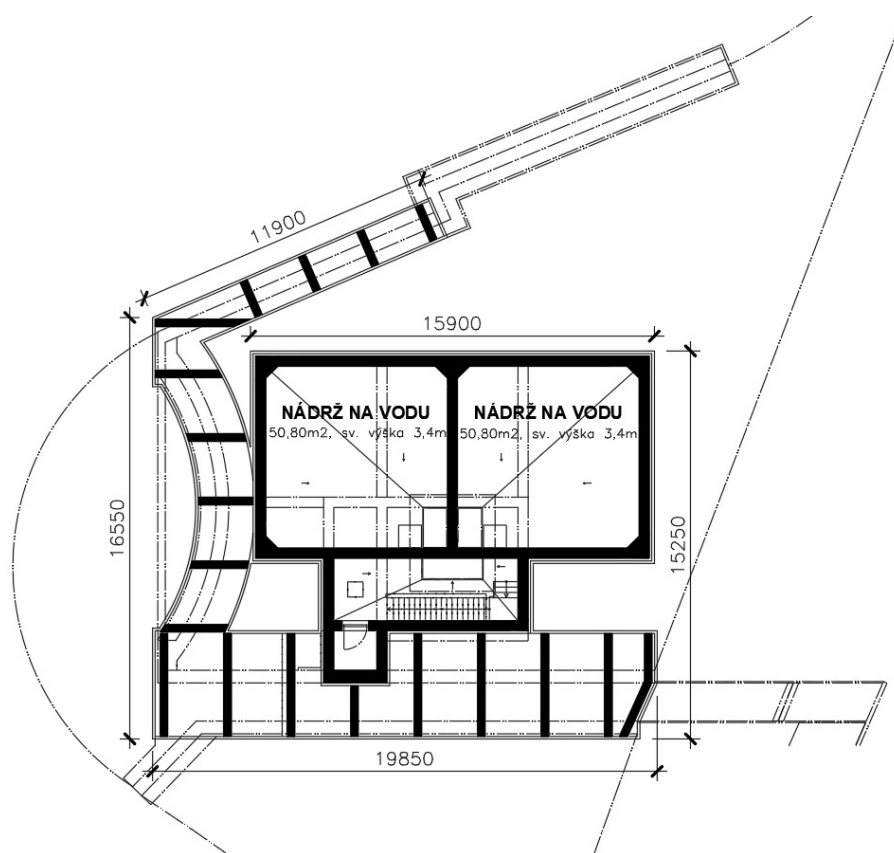
2. Schéma a popis konstrukce

V této kapitole jsou použity obrázky výkresové dokumentace [2] upravené tak, aby názorně zobrazovali potřebné informace a popisky byly v čitelném měřítku.

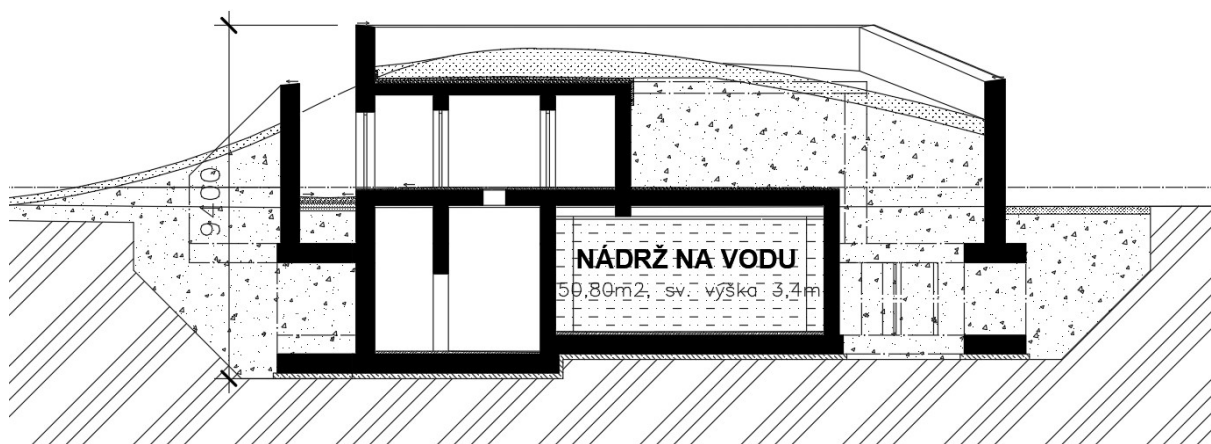
2.1. Podklady



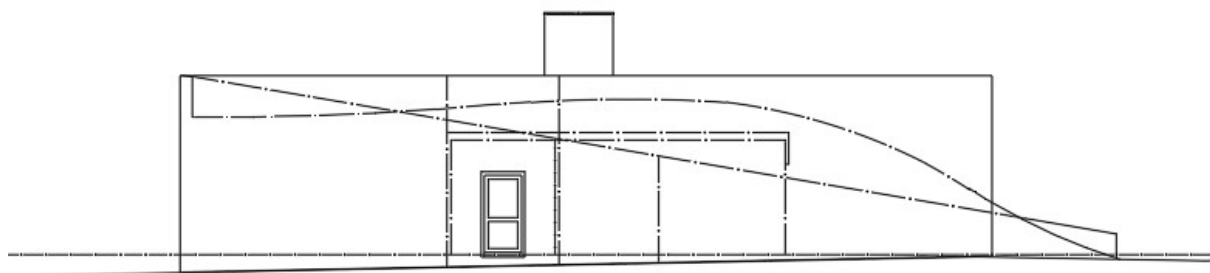
Obrázek 4 – půdorys 1. NP [2]



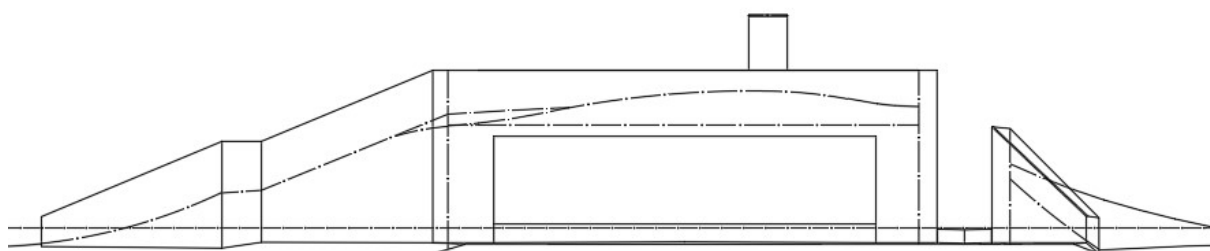
Obrázek 5 – půdorys 1. PP [2]



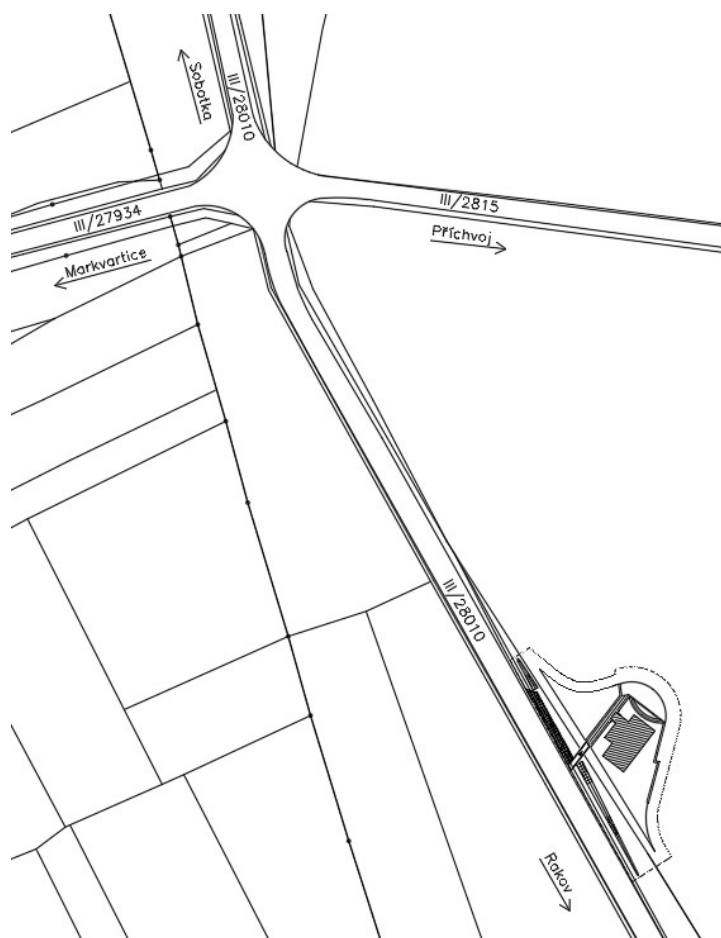
Obrázek 6 – řez [2]



Obrázek 7 – pohled z uličky [2]

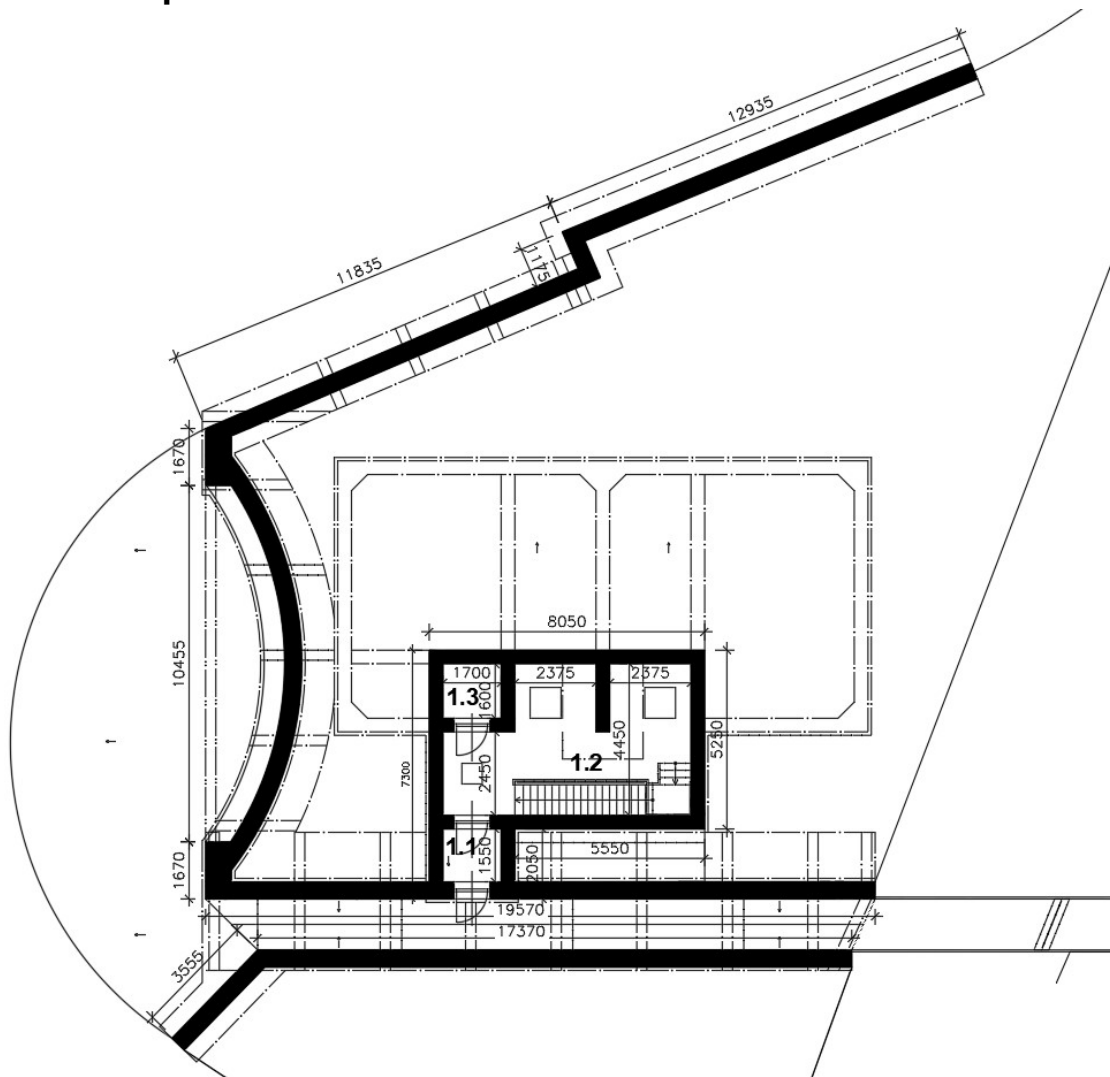


Obrázek 8 – severovýchodní pohled [2]



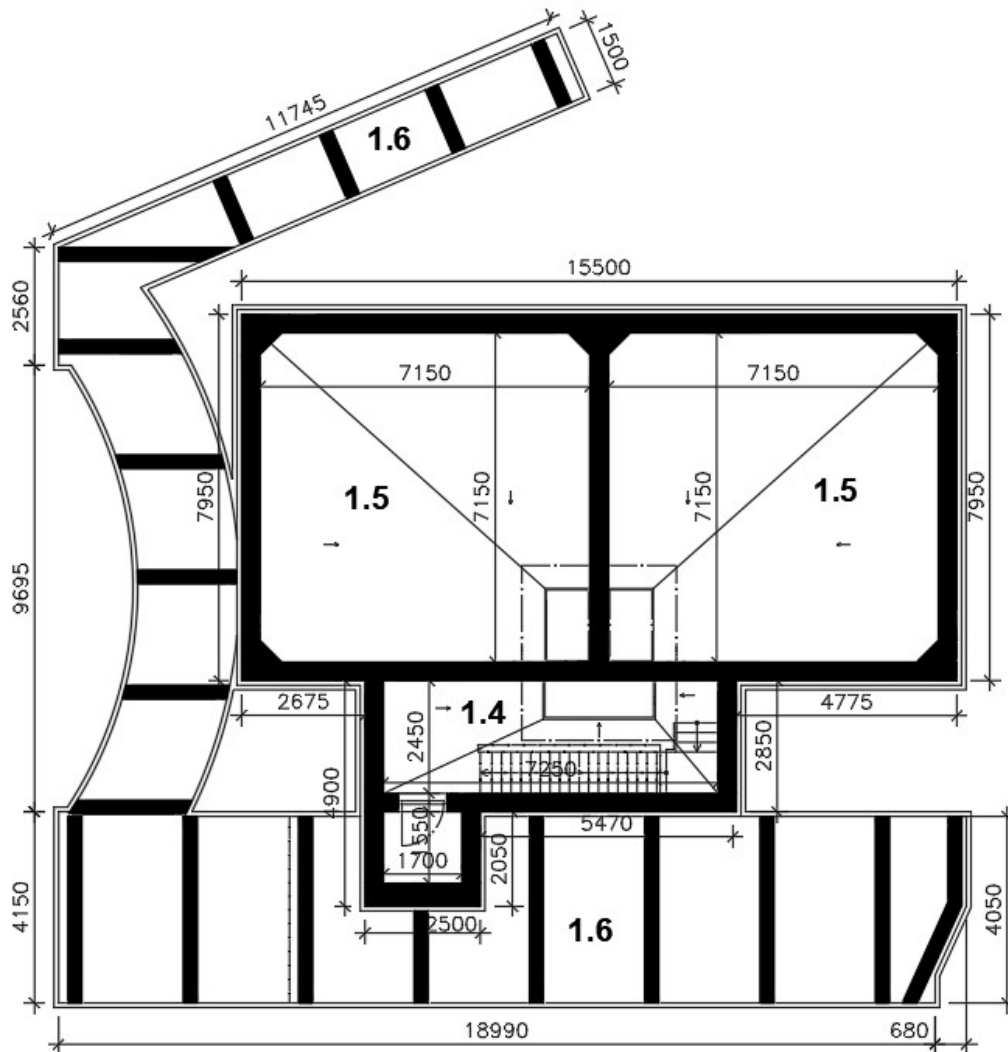
Obrázek 9 – severovýchodní pohled [2]

2.2. Popis místností



Obrázek 10 – půdorys 1. NP – popis místností [2]

Využití:	1.1	zádveří
	1.2	armaturní komora (slouží pro umístění technologie vodojemu)
	1.3	místnost pro baterie (záložní zdroj energie)
Konstrukční výška:	1.NP	2,83m
Nosné konstrukce:	ŽB monolitické stěny	
	ŽB monolitické stropní deska	
Schodiště:	dvouramenné ocelové	



Obrázek 11 – půdorys 1. PP – popis místností [2]

Využití:	1.4	armaturní komora (slouží pro umístění technologie vodojemu)	
	1.5	nádrže (2 x 50m ³)	
	1.6	komorový základ opěrné zdi	
Konstrukční výška:	1.PP	armaturní komora	4,35m
		nádrž	3,85m
		komorový základ opěrné zdi	2,93m
Nosné konstrukce:		ŽB monolitické stěny	
		ŽB monolitické deska	
Schodiště:		dvouramenné ocelové	

3. Použité materiály

Beton	C30/37 – XC4, XF3 – CI 0,2 - D _{max} 16 – S5
charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
průměrná hodnota pevnosti v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctk} = 2,0 \text{ MPa}$
dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c = 1,5$
návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$
návrhová hodnota pevnosti v tahu	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,00}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$
průměrná hodnota modulu pružnosti betonu	$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$
objemová hmotnost	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

3.1. Krytí betonu

Stanovení krycí výztuže v betonu C30/37

$$c_{nom} = c + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10\text{mm})$$

$c_{min,b}$ minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

$c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$ přídavná bezpečnostní složka

$\Delta c_{dur,st}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli

$\Delta c_{dur,add}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany

$$c_{min,b} = \emptyset = 16\text{mm} \text{ (předpokládaný profil výztuže)}$$

$c_{min,dur} = 35\text{mm}$ (dle požadavků stupně vlivu prostředí – XC4, desková konstrukce, kategorie S5, pro předpokládanou životnost konstrukce 100 let)

$$\begin{aligned} c_{min} &= \max(c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10\text{mm}) \\ &= \max(16,35 + 0 - 0 - 0,10) = 35\text{mm} \end{aligned}$$

$$\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$$

$$c_{nom} = c + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45\text{mm}$$

Navrhují krycí vrstvu výztuže 45 mm.

4. Přehled zatížení

4.1. Stálé zatížení

Skladba A – Vegetační střecha

č.	Vrstva	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
1	Zatavněná humózní vrstva	800	17,600	1,35	23,760
2	Filtrační geotextilie	-	0,002		0,003
3	Drenážní vrstva (nopová félie)	20	0,010		0,014
4	Seperační geotextilie	-	0,003		0,004
5	Fólie proti prorůstání kořenů	1,5	-		-
6	Extrudovaný polystyren	80	0,032		0,043
7	Parotěsná zábrana z modifikovaného asfaltu	4	-		-
8	Spádová vrstva z betonu C12/15	50-100 (75)	1,785		2,410
9	ŽB deska	300	-		-
10	Ochranný paropropustný nátěr na beton	-	-		-
Zatížení střechy:			19,432		26,238

Skladba B – Umělé návrší nad nádržemi

č.	Vrstva	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
1	Zatavněná humózní vrstva	400	8,800	1,35	11,880
2	Zhutněný násyp nenamrzavé zeminy	700-2800 (2500)	55,000		74,250
3	Filtrační geotextilie	-	0,002		0,003
4	Drenážní vrstva (nopová félie)	20	0,010		0,014
5	Hydroizolační stěrka na minerální bázi	2	-		-
6	Spádová vrstva z betonu C12/15	50-100 (75)	1,785		2,410
7	ŽB deska	400	-		-
8	Hydroizolační stěrka na minerální bázi	2	-		-
Zatížení stropu nádrže:			65,597		88,557

Skladba C – Podlaha 1.NP

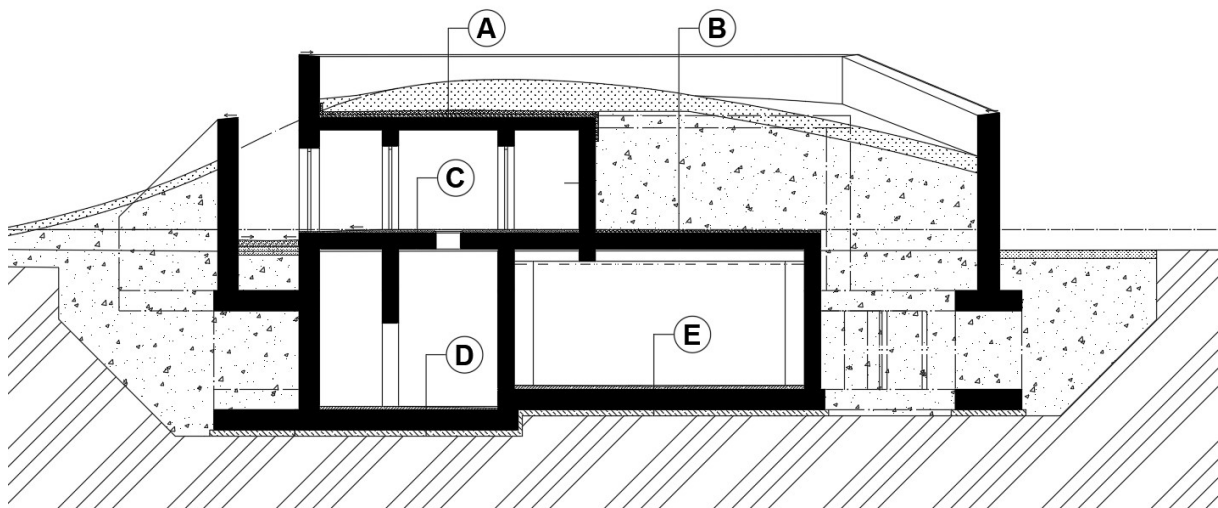
č.	Vrstva	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
1	Keramická dlažba + lepidlo	10	0,220	1,35	0,297
2	Hydroizolační stěrka na minerální bázi	2	-		-
3	Spádová vrstva z betonu C12/15	50-80 (65)	1,625		2,194
4	ŽB deska	400	-		-
Zatížení podlahy 1.NP:			1,845		2,491

Skladba D – Podlaha nad terénem

č.	Vrstva	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
1	Hydroizolační stěrka na minerální bázi	2	-	1,35	-
2	Spádová vrstva z betonu C12/15	50-80 (65)	1,625		2,194
3	ŽB deska	500	-		-
4	Podkladní betonová deska C12/15	150	-		-
Zatížení podlahy na terénu:			1,625		2,194

Skladba E – dno nádrže na vodu

č.	Vrstva	tl. [mm]	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
1	Keramická dlažba + lepidlo	10	0,220	1,35	0,297
2	Hydroizolační stěrka na minerální bázi	2	-		-
3	Spádová vrstva z betonu C12/15	50-80 (65)	1,625		2,194
4	ŽB deska	500	-		-
5	Podkladní betonová deska C12/15	150	-		-
Zatížení na dno nádrže:			1,845		2,491



Obrázek 12 – Řez s naznačenou skladbou [2]

4.2. Proměnná zatížení

4.2.1. Užité zatížení

Přístupné plochy (obsluha +zařízení armovny):

$$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení nádrže vodou (hloubka vody 3,0m):

$$q_k = 30 \text{ kN/m}^2$$

Staveništní zatížení:

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2. Zatížení sněhem

Lokalita: Vrch Čakan, Královéhradecký kraj

Sněhová oblast: III.

s_k^m 1,5 kN/m²

$$s_k = \mu_i * C_e * C_t * s_k^m$$

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$s_k = \mu_i * C_e * C_t * s_k^m = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

4.2.3. Zatížení větrem

Vzhledem k velikosti zatížení od násypu a nízké výšce stavby nad terénem je zatížení větrem zanedbáno.

4.3. Zemní tlak

Celý vodojem je po dokončení betonáže zasypán nesoudržnou a nenamrzavou zeminou. Jako zásypovou zeminu jsem zvolil zeminu třídy G3.

G3

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_{ef} = 32^\circ$$

$$c_{ef} = 0 \text{ kPa}$$

$$E_{def} = 80 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,25$$

$$K_r = 1 - \sin \varphi$$

$$K_r = 0,47$$

Hladina podzemní vody nebyla při inženýrsko-geologickém průzkumu zjištěna.

Zemní tlak:

1 - Hlava stěny 1. NP

2 - Pata stěny 1. NP

3 - Hlava stěny 1. PP

4 - Pata stěny 1. PP

$$\sigma_{1,r} = K_r * \gamma * h_1 = 0,47 * 19 * 0,85 = 7,59 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{2,r} = K_r * \gamma * h_2 = 0,47 * 19 * 3,68 = 32,06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{3,r} = K_r * \gamma * h_3 = 0,47 * 19 * 2,8 = 25,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{4,r} = K_r * \gamma * h_4 = 0,47 * 19 * 6,66 = 59,47 \text{ kN/m}^2$$

4.4. Přehled zatížení

	Zatížení	g_k/q_k [kN/m ²]	γ	
stálé	Vegetační střecha	19,432	1,35	26,238
	Umělé návrší	65,597		88,557
	Podlaha 1. NP	1,845		2,491
	Podlaha nad terénem	1,625		2,194
	Dno nádrže na vodu	1,845		2,491
proměnné	Užitné	2,000	1,5	3,000
	Zatížení nádrže vodou	30,000	1,0	30,000
	Staveništní zatížení	5,000	1,5	7,500
	Zatížení sněhem	1,200		1,800
zemní tlak	Hlava stěny 1. NP	7,590	1,00	7,590
	Pata stěny 1. NP	32,060		32,060
	Hlava stěny 1. PP	25,000		25,000
	Pata stěny 1. PP	59,470		59,474

5. Předběžný návrh konstrukcí vodojemu

Vzhledem k atypičnosti konstrukce a jejího zatížení by zde empirické vzorce na odhad tloušťky konstrukcí nebyly příliš přesné a funkční. Pro další výpočty budou tedy použity dimenze z projektové dokumentace, která slouží jako podklad pro tuto práci. V této kapitole tedy budou specifikovány a pojmenovány jednotlivé části konstrukce.

Pozn.: Dvojčerchovaná čára zobrazuje nosnou konstrukci nad deskou
 Plná čára podpůrné žebro název a specifikace viz kapitola 5.2.
 Černá šrafa řez nosnou stěnou
 Tečkovaná čára návaznost jednotlivých výkresů na sebe
 (Přesné dimenze viz výkresy tvaru)

5.1. Vodorovné nosné konstrukce

Základová deska:

oz.	pnutí	$L_y \times L_x$ [m]	Tloušťka [mm]
D1	obousměrně	1,80 x 3,35	500
D2	obousměrně	7,50 x 8,25	500
D3	obousměrně	8,15 x 15,70	500

Deska 1.PP:

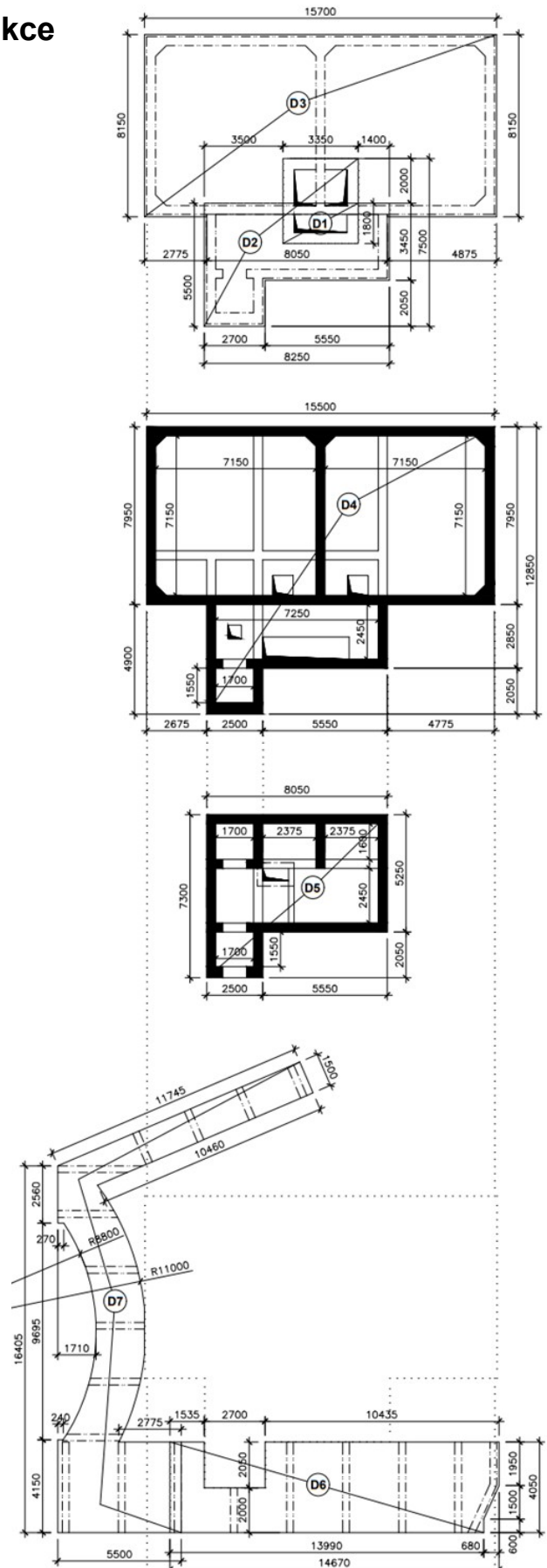
oz.	pnutí	$L_y \times L_x$ [m]	Tloušťka [mm]
D4	obousměrně	12,85 x 15,50	400

Deska 1.NP:

oz.	pnutí	$L_y \times L_x$ [m]	Tloušťka [mm]
D5	obousměrně	7,30 x 8,05	300

Základová deska opěrné zdi:

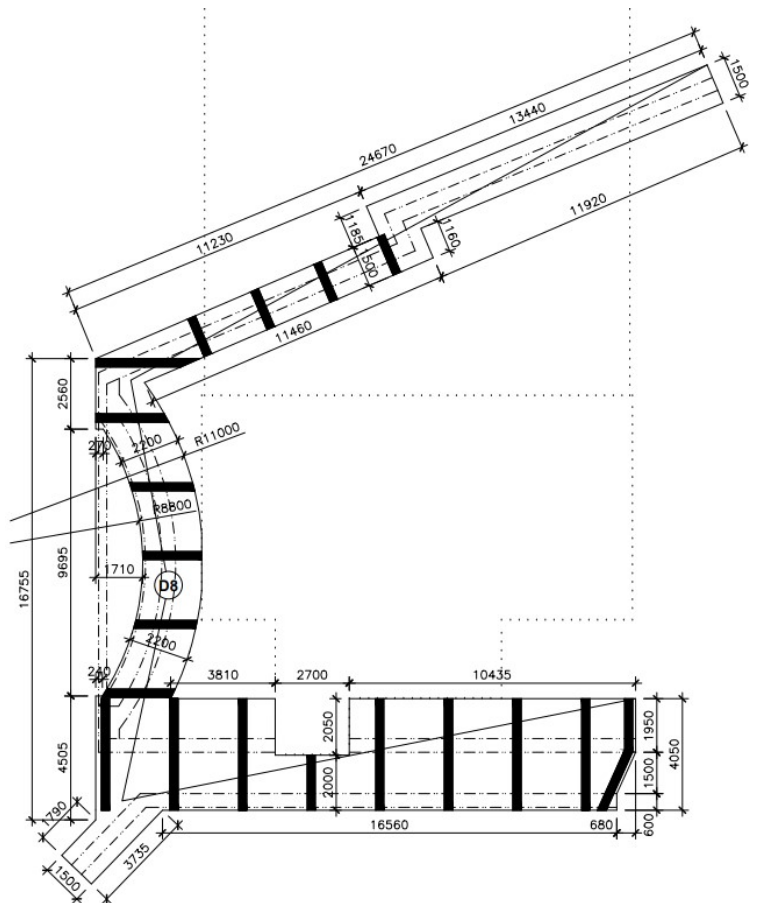
oz.	pnutí	$L_y \times L_x$ [m]	Tloušťka [mm]
D6	obousměrně	14,67 x 4,05	500
D7	obousměrně	-	500



Obrázek 13 – pojmenování vodorovných konstrukcí

**Stropní deska komorového základu
opěrné zdi:**

oz.	pnutí	$L_y \times L_x$ [m]	Tloušťka [mm]
D8	jednosměrně	-	500



Obrázek 14 – pojmenování vodorovných konstrukcí

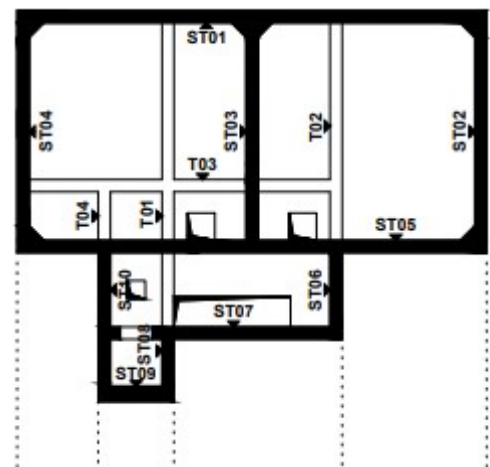
5.2. Svislé nosné konstrukce

Stěny 1.PP:

oz.	Délka [m]	Výška [m]	Tloušťka [mm]
ST01	15,50	3,45	400
ST02	7,95	3,45	400
ST03	7,95	3,45	400
ST04	7,95	3,45	400
ST05	15,50	3,45	400
ST06	2,85	3,95	400
ST07	8,05	3,95	400
ST08	2,05	3,95	400
ST09	2,70	3,95	500
ST10	4,90	3,95	400

Trámy 1.PP:

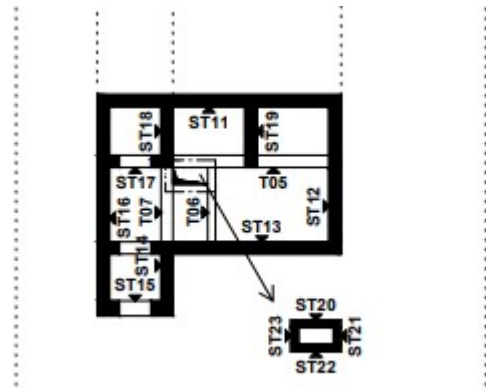
oz.	Délka [m]	Šířka [mm]	Výška [mm]
T01	10,00	400	700
T02	7,15	400	700
T03	9,93	400	700
T04	1,60	400	700



Obrázek 15 – pojmenování svislých konstrukcí 1. PP

Stěny 1.NP:

oz.	Délka [m]	Výška [m]	Tloušťka [mm]
ST11	8,05	2,53	400
ST12	5,25	2,53	400
ST13	8,05	2,53	400
ST14	2,05	2,53	400
ST15	2,70	4,38	500
ST16	7,30	2,53	400
ST17	2,10	2,53	400
ST18	2,00	2,53	400
ST19	2,00	2,53	400
ST20	1,65	3,05	250
ST21	1,05	3,05	250
ST22	1,65	3,05	250
ST23	1,05	3,05	250



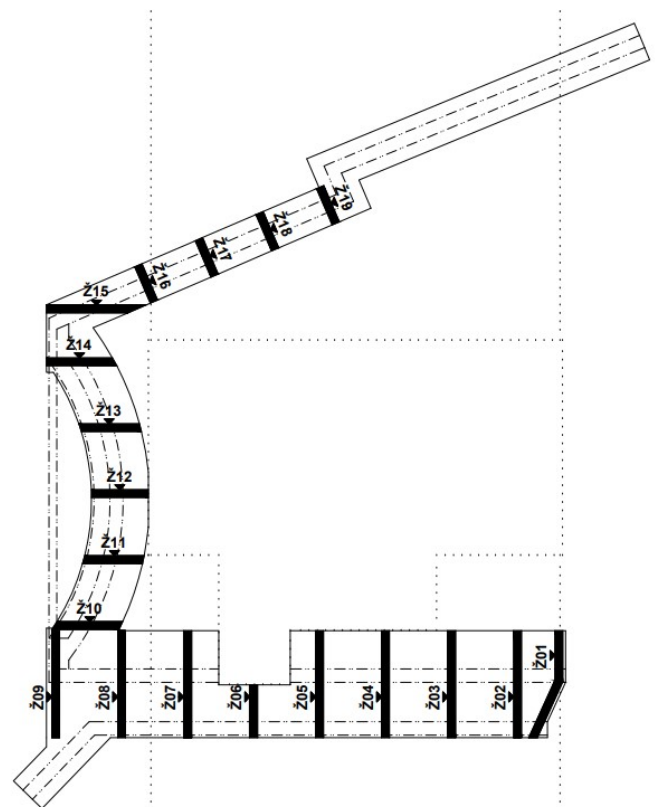
Obrázek 16 – pojmenování systémů konstrukcí 1.NP

Trámy 1.NP:

oz.	Délka [m]	Šířka [mm]	Výška [mm]
T05	5,15	400	600
T06	2,45	250	600
T07	2,45	400	600

Žebra komorového základu opěrných stěn:

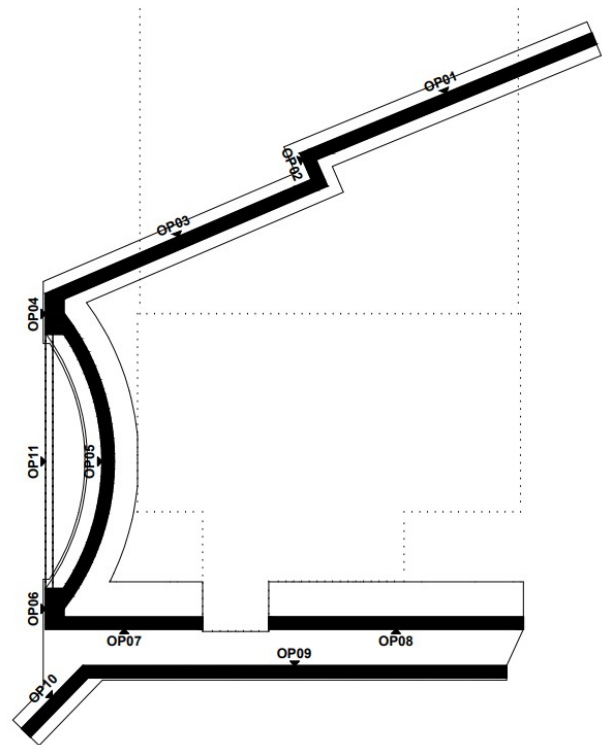
oz.	Délka [m]	Výška [m]	Tloušťka [mm]
Ž01	4,27	2,43	300
Ž02 - Ž05	4,05	2,43	300
Ž06	2,00	2,43	300
Ž07 - Ž09	2,05	1,93	300
Ž10	2,52	1,93	300
Ž11	2,26	1,93	300
Ž12	2,15	1,93	300
Ž13	2,29	1,93	300
Ž14	2,59	1,93	300
Ž15	3,45	1,93	300
Ž16 - Ž19	1,50	1,93	300



Obrázek 17 – pojmenování systémů konstrukcí komorový základ

Opěrné stěny:

oz.	Délka [m]	Výška [m]	Tloušťka [mm]
OP01	12,93	1,81 – 3,86	500
OP02	1,68	3,86	500
OP03	12,35	3,86 – 5,80	500
OP04	1,67	5,80	755
OP05	11,07	4,00	500
OP06	1,67	5,80	755
OP07	6,44	5,80	500
OP08	10,43	5,80	500
OP09	17,37	4,25	500
OP10	3,60	1,81 – 4,25	500
OP11	10,46	1,50	300



Obrázek 18 – pojmenování opěrných stěn

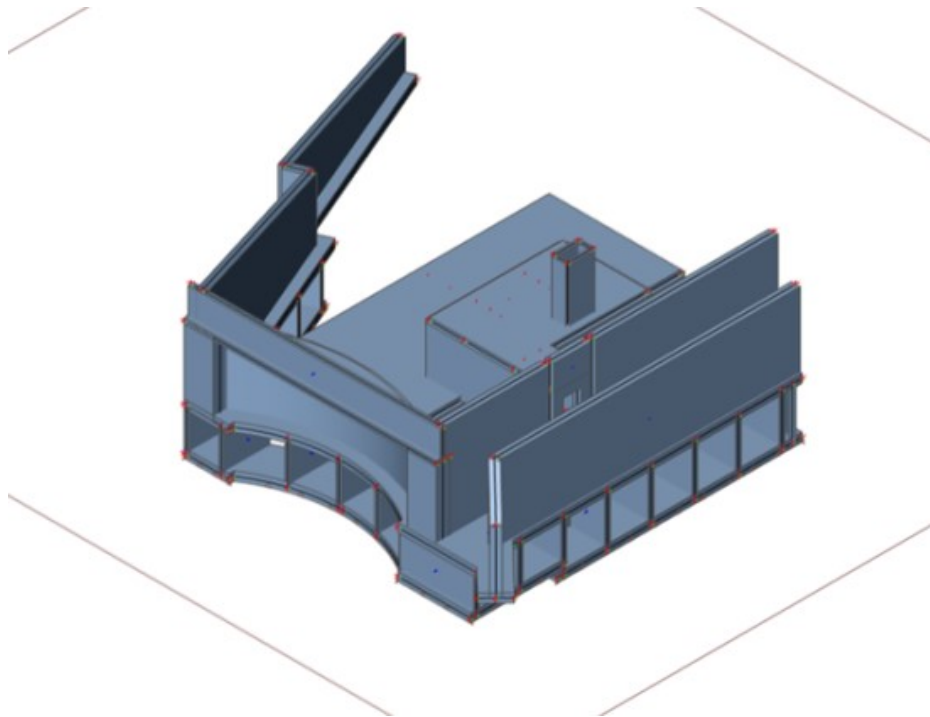
6. Model objektu

V podrobném návrhu a posouzení nosných prvků budou využity vnitřní síly získané z následujících modelů vytvořených v programu Scia Engineer. Velkost konečného prvku byla pro všechny modely stanovena na 0,1m:

- Model I – kompletní 3D model objektu včetně opěrných stěn s pružným podložím
- Model II – 3D model vodojemu (bez opěrných zdí) uzlové podpory
- Model III – 3D model vodojemu bez základové desky na liniových podporách

Model I

- kompletní 3D model
- plošná podpora (pružné podloží)



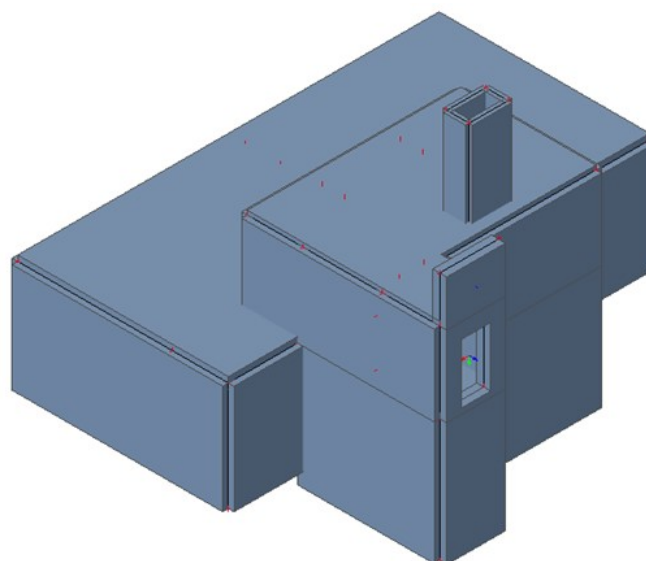
Obrázek 19 – Model I

Model II

- 3D model vodojemu bez opěrných zdí pro zjednodušení výpočtu
- uzlové podpory pro simulaci založení na pilotech
- modul pružnosti pro beton použitý ve stěnách 1. NP a 1.PP byl redukován na 1/3, aby lépe odpovídal realitě než tuhý model

Model III

- 3D model vodojemu bez opěrných zdí pro zjednodušení výpočtu
- pevné podpory v patách stěn



Obrázek 20 – Model II a Model III

6.1. Kombinace zatížení

Pro následující výpočty budou použity dvě kombinace zatížení. Kombinace A bude reprezentovat zatížení konstrukce během výstavby, bude zde uvažováno staveništní zatížení od strojů použitých k zasypání konstrukce. Toto staveništní zatížení bude reprezentováno charakteristickou hodnotou 5 kN/m^2 na vodorovné konstrukce. Kombinace B bude reprezentovat zatížení konstrukce během jejího používání.

6.1.1. Kombinace A

Ozn.	Název zat. stavu	Způsob zadání zatížení	Součinitel [-]
ZS - 1	Vlastní tíha	Generováno programem	1,35
ZS - 2	Zemní tlak	Generováno ze zadaných vrtů	1,35
ZS - 4	Skladba	Zadáno plošným zatížením	1,35
ZS - 5	Vybavení	Bodové / Liniové	1,35
ZS - 6	Užitné	Zadáno plošným zatížením	1,50
ZS - 7	Staveništní zatížení	Zadáno plošným zatížením	1,50

Poznámka: -Vybavení - tento zatěžovací stav reprezentuje zatížení ze 2 háků připevněných ve stropu 1.NP sloužících k manipulaci s vybavením vodojemu (každý s nosností 300 Kg) a zatížení z ocelového schodiště. Zatížení místnosti s bateriemi je reprezentováno zatížením 4 kN/m^2 .

6.1.2. Kombinace B

Ozn.	Název zat. stavu	Způsob zadání zatížení	Součinitel [-]
ZS - 1	Vlastní tíha	Generováno programem	1,35
ZS - 2	Zemní tlak	Generováno ze zadaných vrtů	1,35
ZS - 3.1	Voda 1	Zadáno plošným zatížením (lichoběžníkové)	1,35
ZS - 3.2	Voda 2	Zadáno plošným zatížením (lichoběžníkové)	1,35
ZS - 3.3	Voda 3	Zadáno plošným zatížením (lichoběžníkové)	1,35
ZS - 4	Skladba	Zadáno plošným zatížením	1,35
ZS - 5	Vybavení	Bodové / Liniové	1,35
ZS - 6	Užitné	Zadáno plošným zatížením	1,50
ZS - 8	Sníh	Zadáno plošným zatížením	1,50

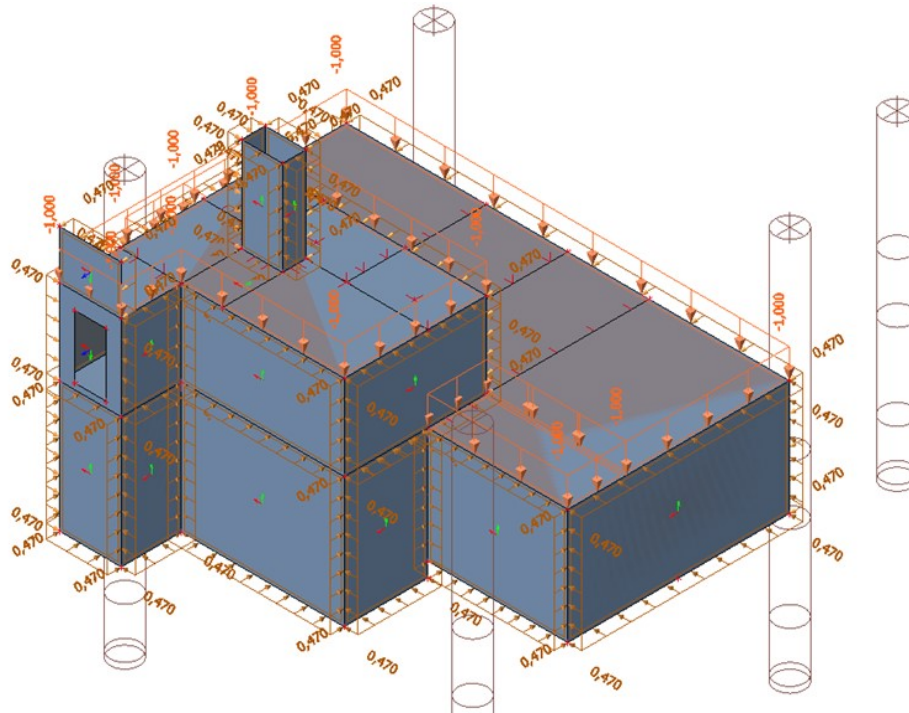
Poznámka: -Voda 1 - obě nádrže plné (výška hladiny 3,0m)
-Voda 2 - 1. nádrž plná (výška hladiny 3,0m), 2. nádrž prázdná
-Voda 3 - 1. Nádrž prázdná, 2. nádrž plná (výška hladiny 3,0m)

6.2. Zatěžovací stavy

ZS 1 – Vlastní tíha

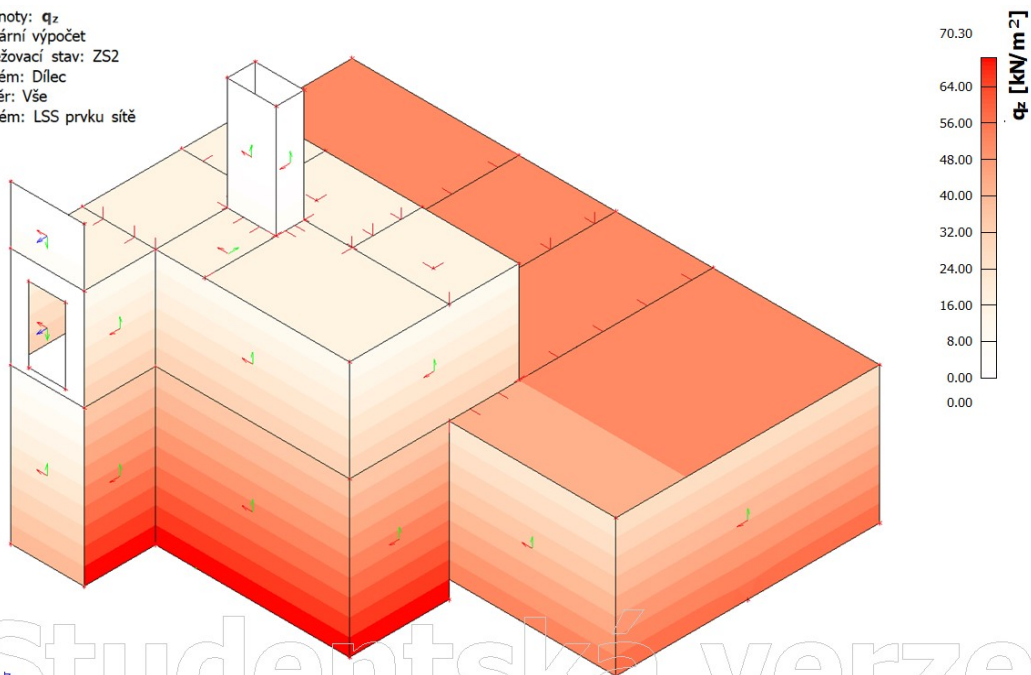
Vlastní tíha je generována programem.

ZS 2 – Zemní tlak ($0 \text{ kN/m}^2 - 70,3 \text{ kN/m}^2$)



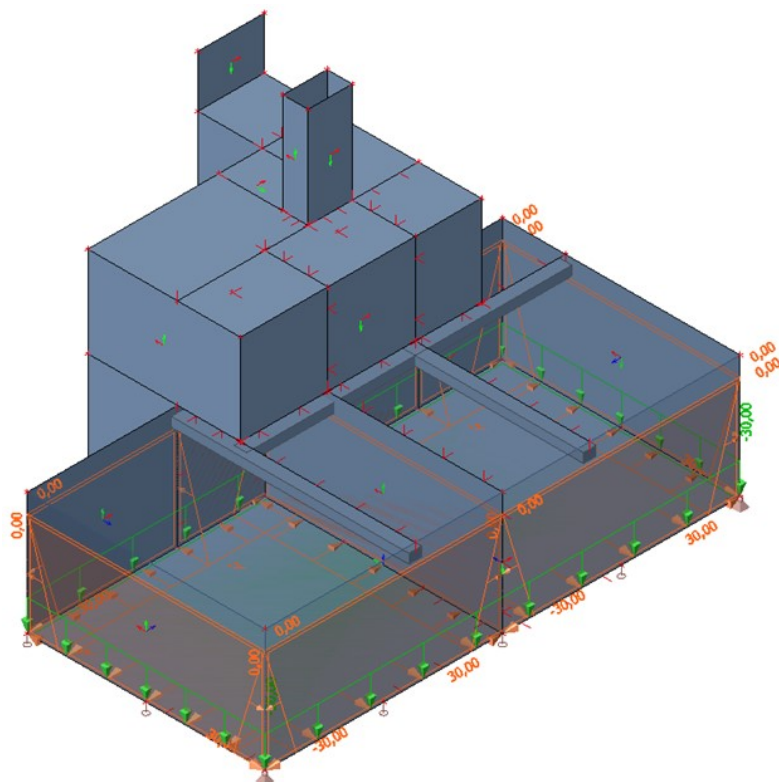
Obrázek 21 – Zemní tlak

Hodnoty: q_z
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS2
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Systém: LSS prvku sítě



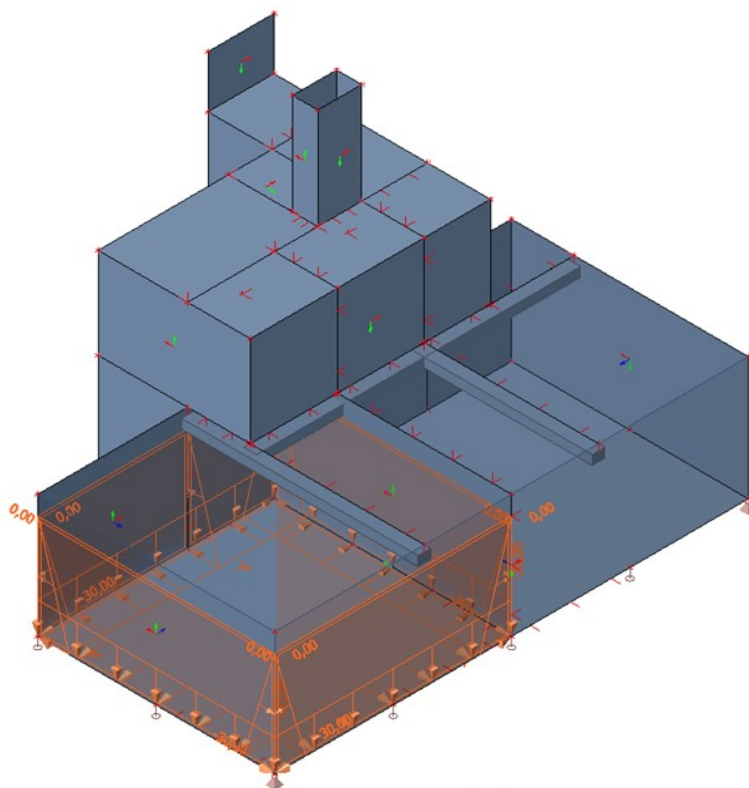
Obrázek 22 – zatížení vyvolané zemním tlakem

ZS 3.1 – Voda 1 ($0 \text{ kN/m}^2 - 30 \text{ kN/m}^2$)



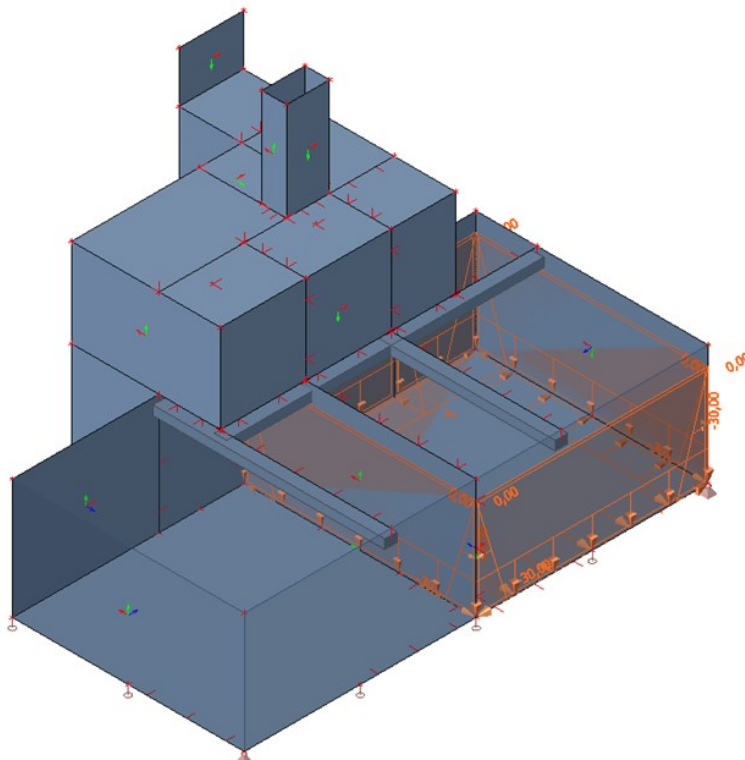
Obrázek 23 – zatížení konstrukce vodou 1

ZS 3.2 – Voda 2 (0 kN/m² – 30 kN/m²)



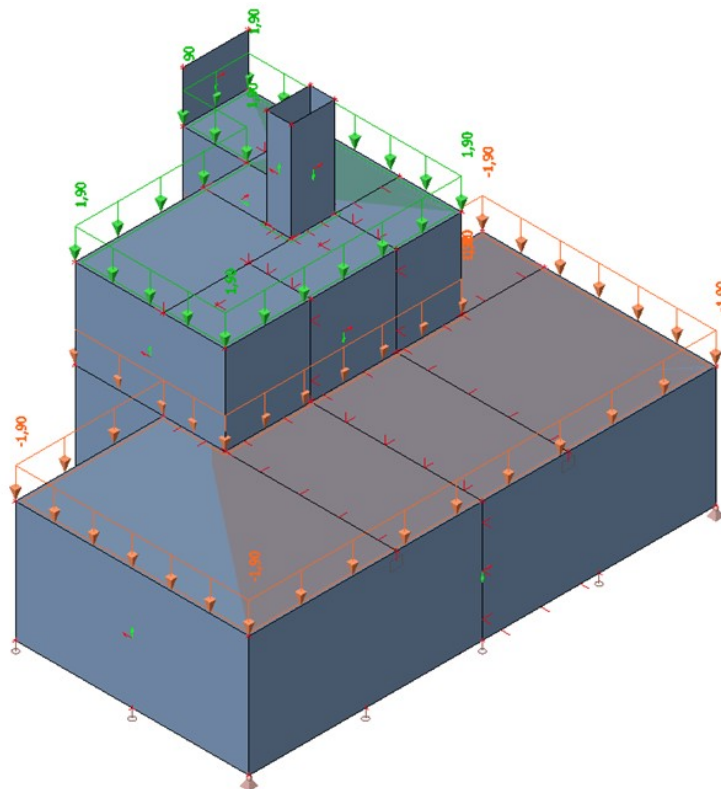
Obrázek 24 – zatížení konstrukce vodou 2

ZS 3.1 – Voda 3 (0 kN/m² – 30 kN/m²)



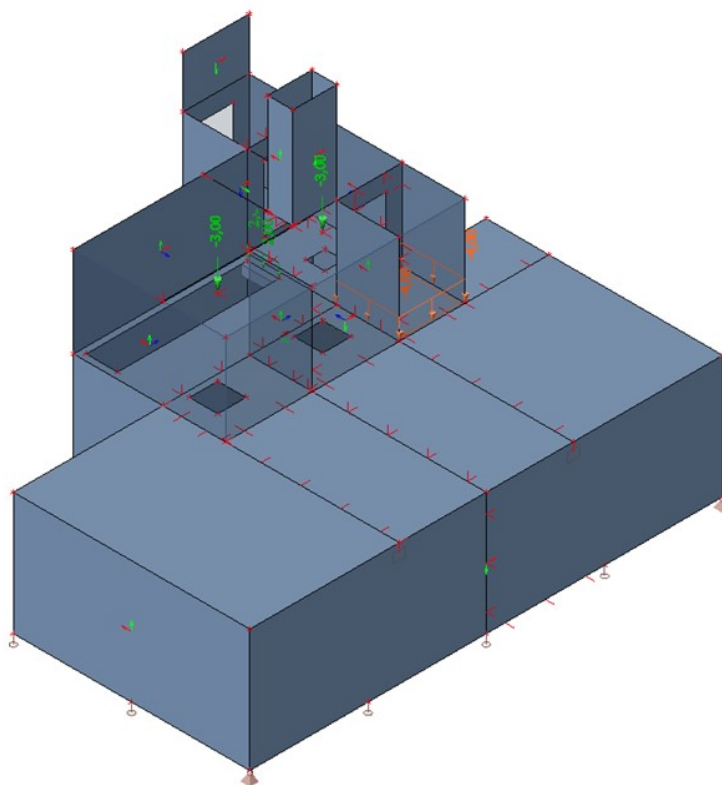
Obrázek 25 – zatížení konstrukce vodou 3

ZS 4 – Skladba (1,90 kN/m²)



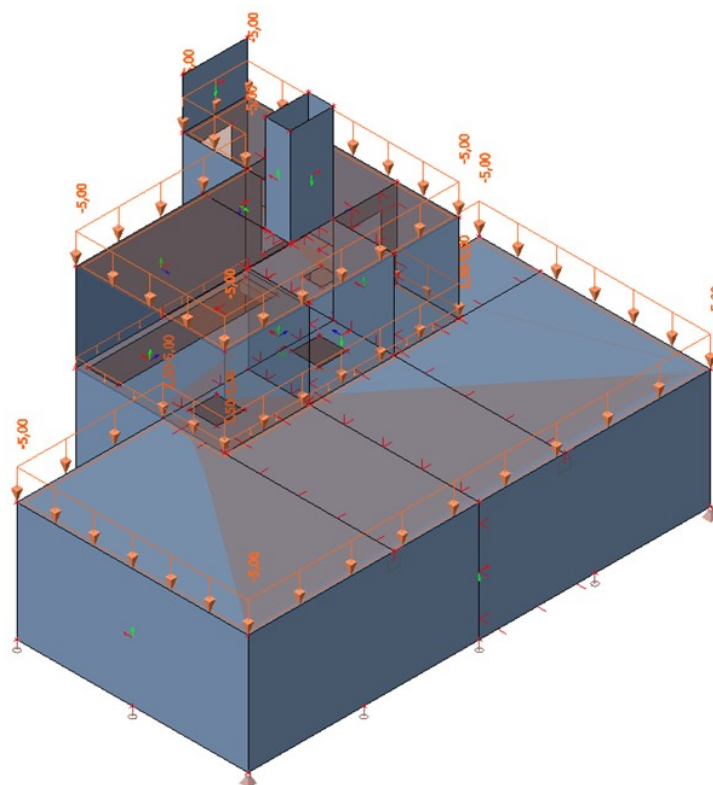
Obrázek 26 – zatížení konstrukce vodou 3

ZS 5 – Vybavení (2,00 kN/m, 3,00 kN a 4,00 kN/m²)



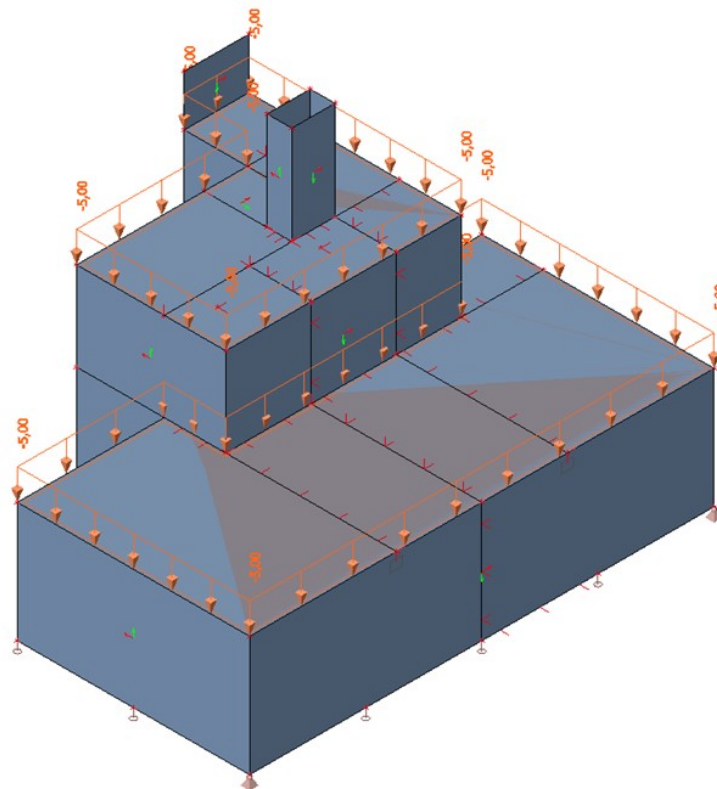
Obrázek 27 – zatížení konstrukce vybavením (schodiště, manipulační háky, baterie)

ZS 6 – Užité (1,5 kN/m², 5,0 kN/m²)



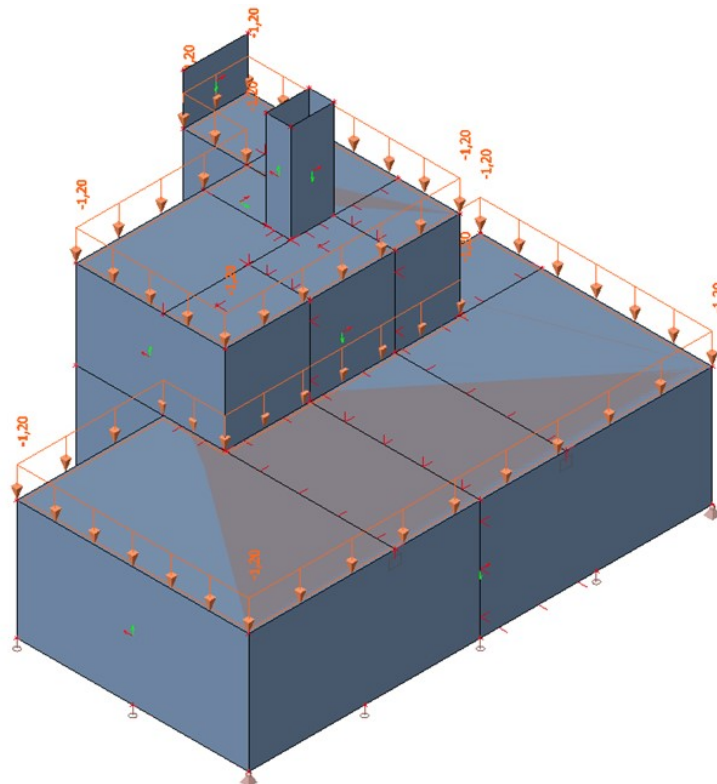
Obrázek 28 – zatížení konstrukce užitným zatížením

ZS 7 – Staveništní zatížení ($5,00 \text{ kN/m}^2$)



Obrázek 29 – zatížení konstrukce staveništním zatížením

ZS 8 – Sníh ($1,20 \text{ kN/m}^2$)

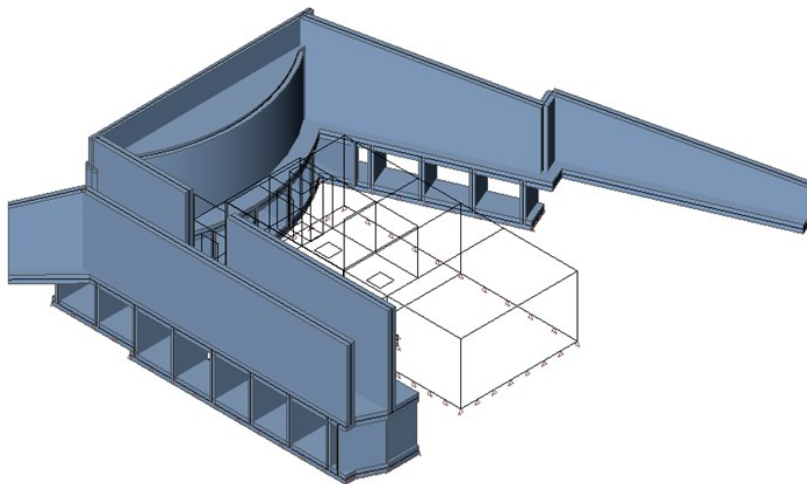


Obrázek 30 – zatížení konstrukce sněhem

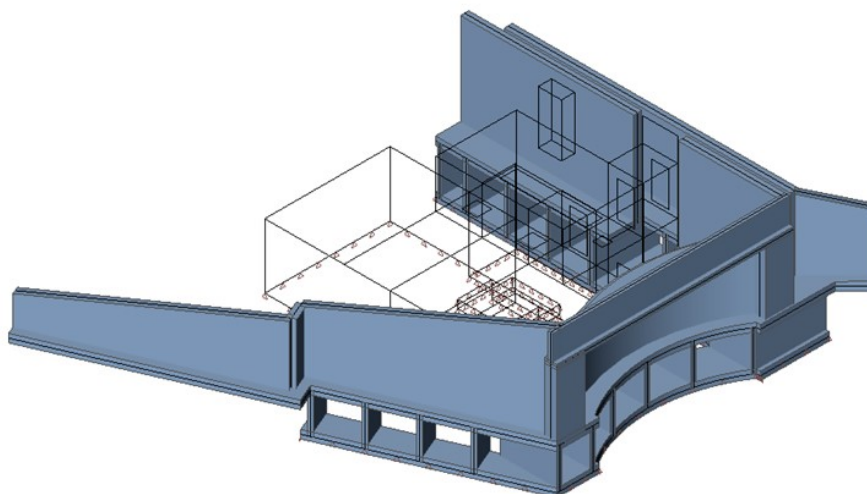
7. Opěrné zdi

Vzhledem k malému stavebnímu pozemku, na který musel být vodojem umístěn, a malé vzdálenosti opěrných zdí k objektu vodojemu v kombinaci se špatnými geologickými podmínkami bylo zvoleno poměrně netypické a složité řešení opěrné zdi. Kvůli malé vzdálenosti opěrné zdi od objektu vodojemu musela být základová spára opěrné zdi ve stejné výšce jako základová spára vodojemu, což vede ke stavební výšce až 9,25m. Malý stavební pozemek vyloučil možnost úhlové opěrné zdi, protože na dostatečně velkou základovou desku zde nebyl prostor. Díky velmi málo únosné jílové vrstvě v hloubce 6,2m pod terénem a mocnosti 1,7m (viz geologická sonda [3]) musí být opěrná zeď založena na pilotách. K úspoře betonu a snížení štíhlosti konstrukce byl navržen komorový základ, který slouží k přitížení konstrukce. Jako doplňující opatření snižující zatížení opěrné zdi bylo umělé návrší vyztuženo geomřížemi.

Výsledkem výše zmíněných komplikací u konstrukce opěrné zdi byla navržena opěrná zeď s komorovým základem založená na pilotách s násypem vyztuženým geomřížemi. Vzhledem ke komplexnosti konstrukce a rozsahu bakalářské práce nebude tato konstrukce dále řešena.



Obrázek 31 – Model I (západní pohled)

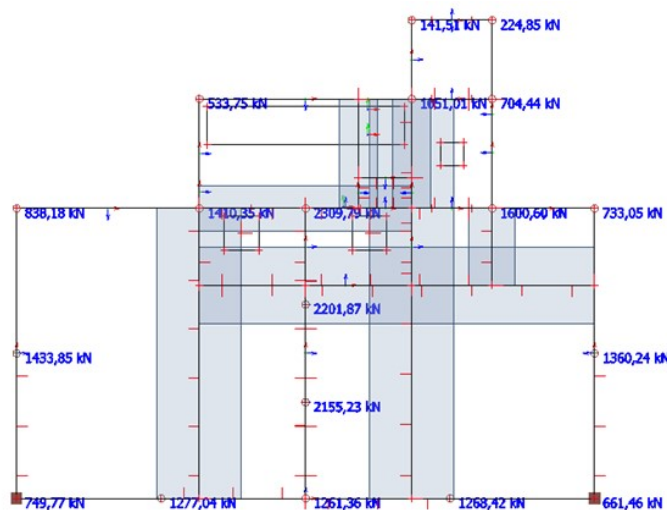


Obrázek 32 – Model I (východní pohled)

8. Zjednodušený návrh a posouzení založení vodojemu

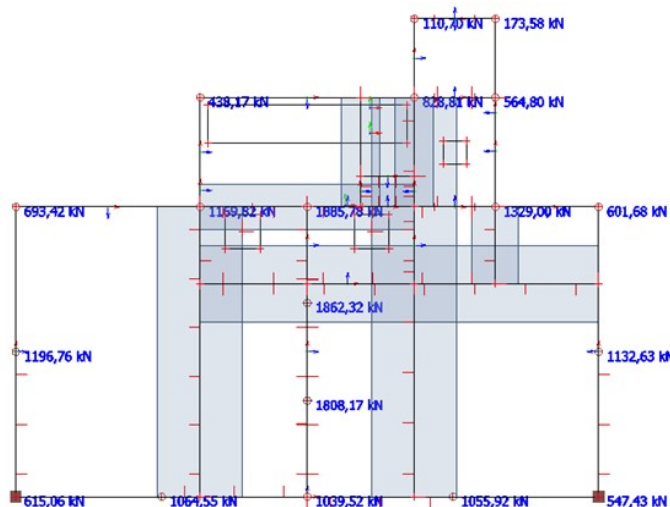
Byly provedeny výpočty na modelu I, které ukázaly nerovnoměrné sedání při plošném založení. To bylo způsobeno vysokým zatížením v části s nádrží a nízkým zatížením v části armaturní komory. Celkové nadměrné sedání konstrukce bylo způsobeno špatnými geologickými podmínkami. Pro návrh pilot byl použit Model II, který rozděluje zatěžovací stavy do dvou kombinací. První kombinace zahrnuje všechna stálá zatížení včetně zatížení vodou vynásobena příslušnými součiniteli, zatímco druhá kombinace použitá pro výpočet sedání zahrnuje všechna zatížení v jejich charakteristické hodnotě. Není zde počítáno s nestlačitelným podložím a piloty jsou navrženy na únosnost pilot pouze třením pláště a paty. V následujících obrázcích reakcí je zobrazen půdorys stavby s uzlovými podporami v místech uvažovaných pilot. Výpočet byl proveden pro nejzatíženější pilotu, ostatní piloty by byly navrženy obdobným způsobem a pro zjednodušení stavebních prací by byl použit stejný průměr pilot, pouze by se lišila jejich délka, aby bylo dosaženo potřebné únosnosti.

8.1. Reakce návrhové zatížení (max. 2310kN)



Obrázek 33 – půdorys základové desky s reakcemi v uzlových podporách od návrhového zatížení

8.2. Reakce užitná zatížení (max. 1890kN)



Obrázek 34 – půdorys základové desky s reakcemi v uzlových podporách od užitného zatížení

Posouzení pilot bylo provedeno v programu Geo 5 Pilota.

Posouzení piloty

Vstupní data

Akce : Bakalářská práce
Část : Podzemní vodojem na vrchu Čakan u Sobotky
Vypracoval : Matěj Vyskočil
Datum : 06.05.2023

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Díličí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $Y_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
Díličí součinitel vlastností dřeva : $Y_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Piloty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$Y_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$Y_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$Y_{st} =$	1,15 [-]	

Parametry zemín

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
Edometrický modul : $E_{oed} = 9,50 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Soudržnost zeminy : $c_u = 120,00 \text{ kPa}$
Součinitel adheze : $\alpha = 0,40$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19,00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,25 \text{ m}$

Délka $l = 10,00 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,23E+00 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,20E-01 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 5,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00 \text{ MPa}$


Ocel podélná: B500B

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

Ocel příčná: B500B

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída F6, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	2310,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	1890,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 120,00 \text{ kPa}$

Plocha příčného řezu piloty $A_p = 1,23E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
1,25	1,25	120,00	0,40	-	-	13,12	214,20
1,25	-	-	-	-	-	-	-
10,00	8,75	120,00	0,40	-	-	26,25	1499,40

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Posouzení tlačené piloty:

Nejnejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1713,60 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 1204,87 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 2918,47 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 2691,04 \text{ kN}$

$R_c = 2918,47 \text{ kN} > 2691,04 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	E_s [MPa]
1	0,00	10,00	15,00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,97$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,86$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1,00$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,13$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,11$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0,17$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,00$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$
 Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,95$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště, tření $R_{yu} = 2119,13$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 18,3$ mm
 Celková únosnost $R_c = 2189,09$ kN
 Maximální sednutí $s_{lim} = 25,0$ mm

Pro maximální užité svíslé zatížení $V = 1890,00$ kN je sednutí piloty 16,3mm.

Obrázek 35,36 a 37 – Návrh a posouzení pilot v programu Geo5 - Pilota

Návrh: piloty $\varnothing 1,25$ m, délka 10m.

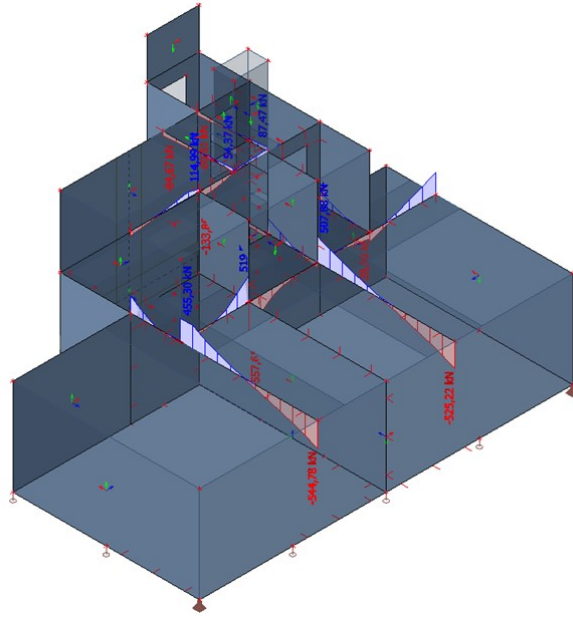
Návrh vyhovuje, schéma rozmístění pilot je součástí výkresové dokumentace.

9. Předběžný návrh jednotlivých konstrukcí a posouzení MSÚ

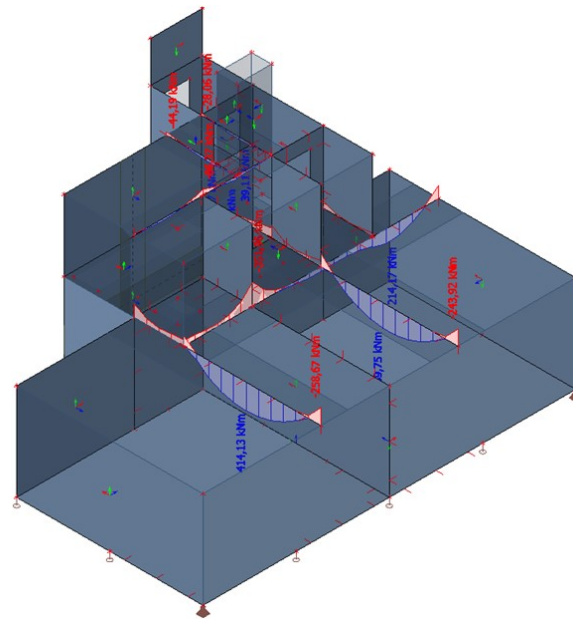
V této kapitole je k výpočtům použit model II a kombinace zatížení A (zatížení během výstavby) jelikož tento zatěžovací stav vykazoval největší zatížení.

9.1. Trámy

Výpočet byl proveden pro všechny trámy nacházející se v konstrukci. V následujících obrázcích je znázorněn průběh posouvající síly a momentu. V tabulce níže je souhrn všech sil působících na trámy v konstrukci. Dále bude navržena výztuž a posouzena únosnost nejzatíženějšího trámu T02.



Obrázek 38 – posouvající síly V_z na trámech [kNm]



Obrázek 39 – Moment M_y na trámech [kNm]

Přehled vnitřních sil trámů

oz.	Délka [m]	Šířka [mm]	Výška [mm]	N		M_y		V_z
				min [kN]	max [kN]	min [kNm]	max [kNm]	max [kN]
T01	10,00	400	700	-995,60	-131,96	-243,92	369,75	-525,22
T02	7,15	400	700	-851,70	-125,11	-258,67	414,13	-544,78
T03	9,93	400	700	-643,07	-124,71	-351,96	214,17	-557,61
T04	1,60	400	700	-599,14	-225,22	-101,85	-2,39	255,35
T05	5,15	400	700	-31,29	88,56	-86,37	53,70	-133,86
T06	2,45	250	700	-45,54	28,09	-44,19	38,27	-84,67
T07	2,45	400	700	3,56	67,84	-28,06	39,11	87,47

9.1.1. Návrh a posouzení výztuže nejzatíženějšího trámu

Návrh a posouzení výztuže trámu

Materiál

beton [Mpa]			f_{cd} [Mpa]	f_{ctm} [Mpa]	ocel			f_{yd} [Mpa]
30	/	37	20	2,9	B	500	B	435

Geometrie

Název	b_t [mm]	b_{eff} [mm]	h_t [mm]	c [mm]	\varnothing_s [mm]	\varnothing_{tr} [mm]	$\cot(\Theta)$ [-]	v [-]
T02	400	2255	700	45	14	8	1,5	0,528

Ohyb (návrh)

Název	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Návrh		$A_{s,prov}$ [mm ²]
					\varnothing	ks	
T02 (horní)	258,67	685	617	965	20	4	1257
T02 (dolní)	414,13	685	617	1544	22	5	1901

Ohyb (posouzení)

Název	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mrd [kNm]	>MeD	ξ	<45	Využití [%]
T02 (horní)	85,41	682	648	354	OK	0,13	OK	0,73
T02 (dolní)	22,92	681	672	555	OK	0,03	OK	0,75

Konstrukční zásady plocha výztuže

Název	A_{smin1} [mm ²]	A_{smin2} [mm ²]	A_{smax} [mm ²]	Stupeň vyztužení [%]			
T02	354	OK	411	OK	36080	OK	0,01

Konstrukční zásady vzdálenost výztuže

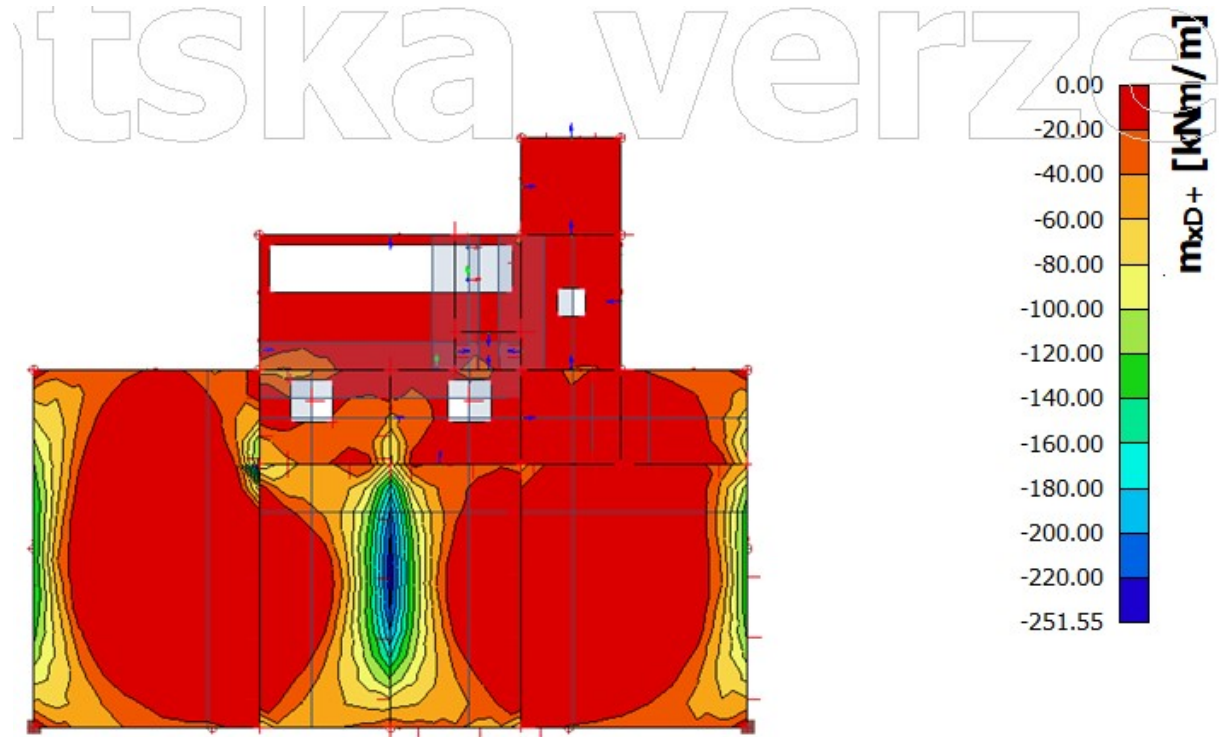
Název	s [mm]	smax [mm]	s [mm]	smin [mm]		
T02	46	< 200	OK	46	> 26	OK

Smyk (posouzení)

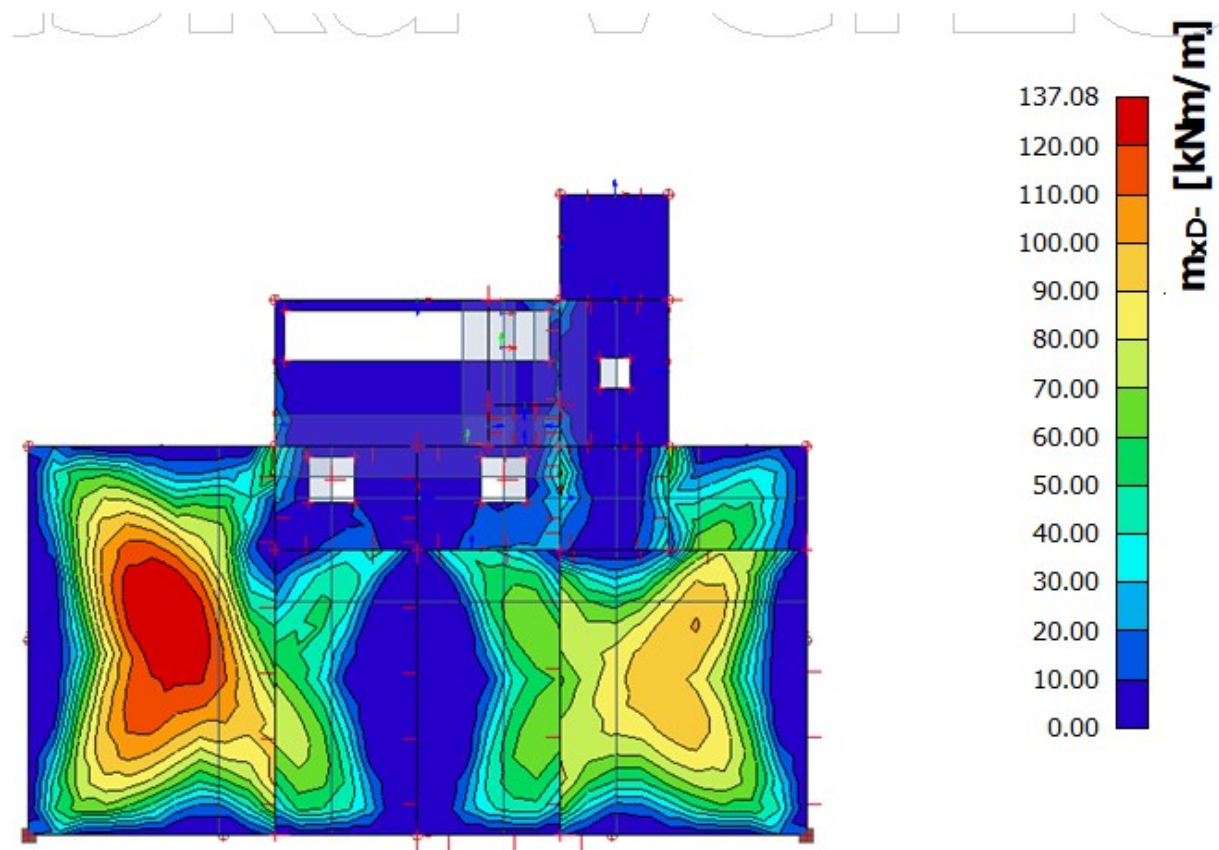
Název	Ved [kN]	z [mm]	s [mm]	Vrdmax [kN]	OK
T02	544,78	672	150	651	OK

Návrh: Horní -2x \varnothing 20mm ($A_{s,pov}=1257\text{mm}^2$)
Dolní -5x \varnothing 20mm ($A_{s,pov}=1901\text{mm}^2$)
Třmínky - \varnothing 8mm, $\acute{a}=150\text{mm}$

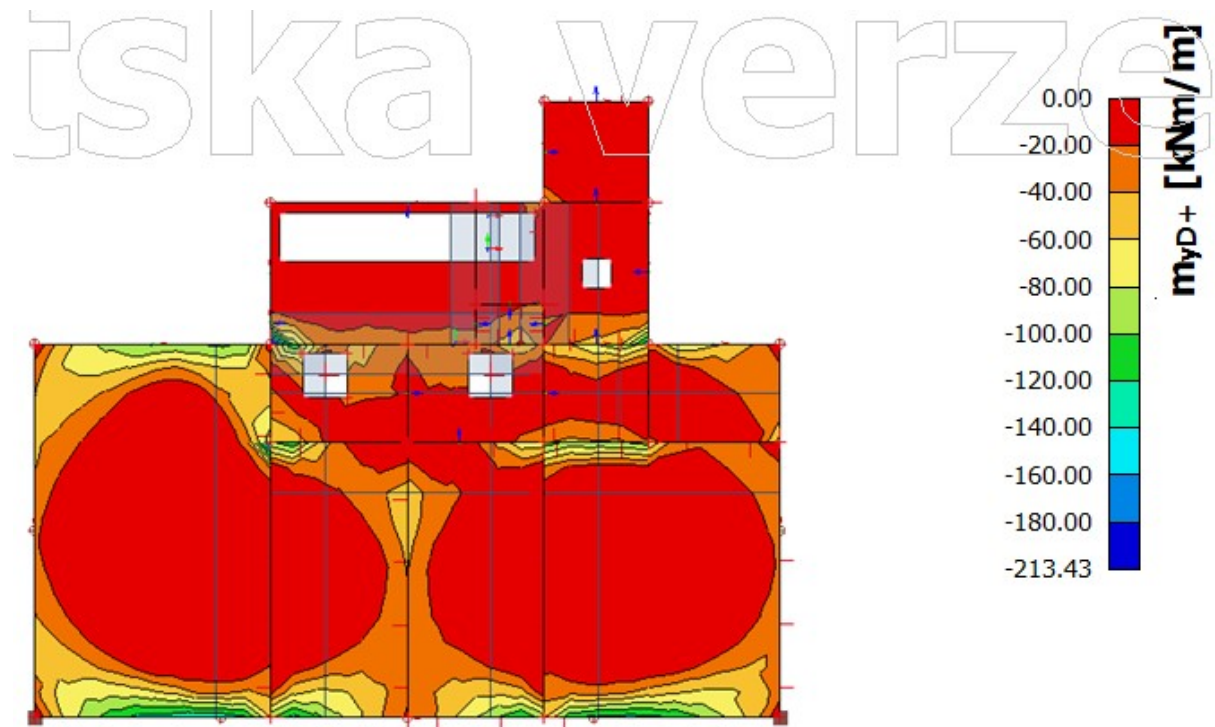
9.2. Deska 1. PP



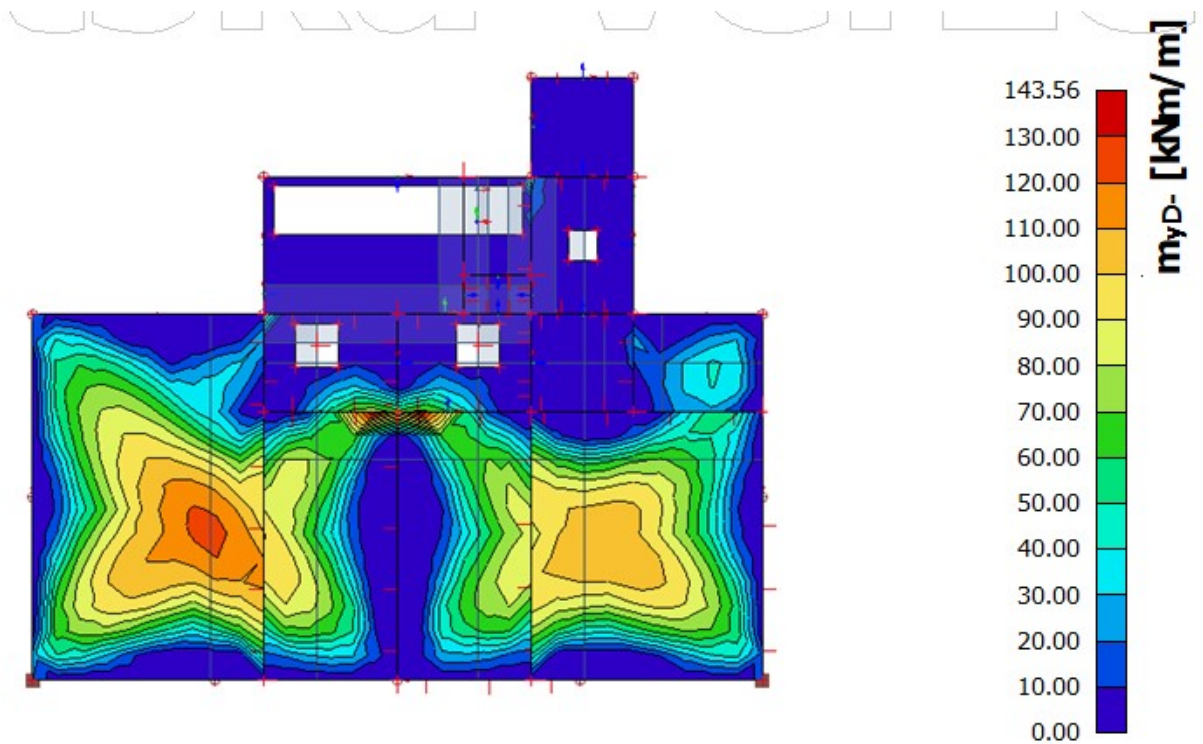
Obrázek 40 – Návrhový moment m_{xD+}



Obrázek 41 – Návrhový moment m_{xD-}



Obrázek 42 – Návrhový moment m_{yD+}

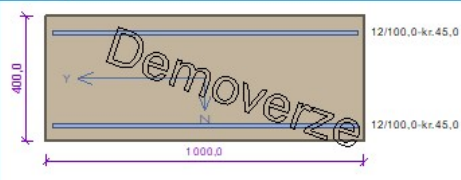


Obrázek 43 – Návrhový moment m_{yD-}

9.2.1. Návrh a posouzení výztuže desky 1. PP

Výpočet byl proveden pomocí programu Fin EC 2023 - Beton

1.PP My



Typ prvku: stěna
Prostředí: XC4, XF3
Beton: C 30/37
 $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Průřez bez smykové výztuže.


Posouzení min. a max. stupně vyztužení
Stěna (celková výztuž):
 $\rho_s = 0,00565 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,00565 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 565,5 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	-125,63	-171,75	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	0,00	0,00	137,08	171,75	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

1.PP Mz



Typ prvku: stěna
Prostředí: XC4, XF3
Beton: C 30/37
 $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení
Stěna (celková výztuž):
 $\rho_s = 0,00565 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,00565 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 565,5 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	-100,00	-167,91	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	0,00	0,00	143,56	167,91	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Obrázek 44 a 45 – Posouzení desky v programu Fine EC 2023 - Beton

Návrh: směr x - spodní $\emptyset 12/100\text{mm}$, horní $\emptyset 12/100\text{mm}$
směr y - spodní $\emptyset 12/100\text{mm}$, horní $\emptyset 12/100\text{mm}$
(v místech s lokálními extrém bude třeba příložek)

Výpočet je proveden pro mezní stav únosnosti, aby byla zaručena vodonepropustnost, musela by být deska navržena na mezní stav trhlin a výztuže by bylo třeba násobně více.

10. Podrobný návrh stěn vodojemu

Podrobně řešeným prvkem byla v rámci bakalářské práce samotná nádrž vodojemu.

Pro tento typ konstrukce jsou pro návrh rozhodující mezní stavy použitelnosti - mezní stav šířky trhlin. Konstrukce byla zatříděna podle ČSN EN 1992-3 [8], byla stanovena příslušná přípustná šířka trhliny a provedeno dimenzování výztuže s ohledem na přípustnou šířku trhlin. Plochy výztuže byly také kontrolovány s ohledem na vývin hydratačního tepla při tuhnutí a tvrdnutí čerstvého betonu (rané trhliny) a s ohledem na konstrukční zásady vyztužování. Výsledky výpočtu jsou shrnuty v následujících kapitolách. Pro výpočty šířek trhlin v raných stádiích tuhnutí betonu byla uvažována pevnost betonu v tahu přibližným odhadem hodnotou $f_{ct,eff}=0,5f_{ctm}$ [13].

10.1. Zatřídění konstrukce

Norma ČSN EN 1992-3: Nádrže na kapaliny a zásobníky rozděluje konstrukce do 4 tříd nepropustnosti. Běžné vodojemy bez speciálních požadavků se navrhují dle normy ČSN 75 5355[11]: Vodojemy na třídu nepropustnosti 2.

Třída nepropustnosti	Požadavky na průsak
0	Jistý stupeň průsaku se připouští nebo je průsak kapalin irelevantní.
1	Průsak je omezen na malé množství. Připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst.
2	Průsak je minimální. Vzhled nesmí být znehodnocen skvrnami.
3	Průsak není povolen.

Obrázek 44 – Klasifikace nepropustnosti [8]

I přes veškerou snahu (zodpovědný statický výpočet, kvalita provádění konstrukce a ošetřování čerstvého betonu) se může stát, že v konstrukci vzniknou z různých příčin trhliny. Z toho důvodu bude konstrukce preventivně opatřena hydroizolační stěrkou. Je možné také využít některého z typů krystalizačních přísad do čerstvého betonu, kdy lze do jisté míry počítat se samoutěsněním těchto trhlin v dlouhodobém časovém horizontu.

w_{k1} pro nádrže jsou definovány jako funkce podílu hydrostatického tlaku h_D a tloušťky stěny nádrže h

$$\text{Pro } h_D/h \leq 5 \Rightarrow w_{k1} = 0,2 \text{ mm}; \text{ pro } h_D/h \geq 35 \Rightarrow w_{k1} = 0,05 \text{ mm}$$

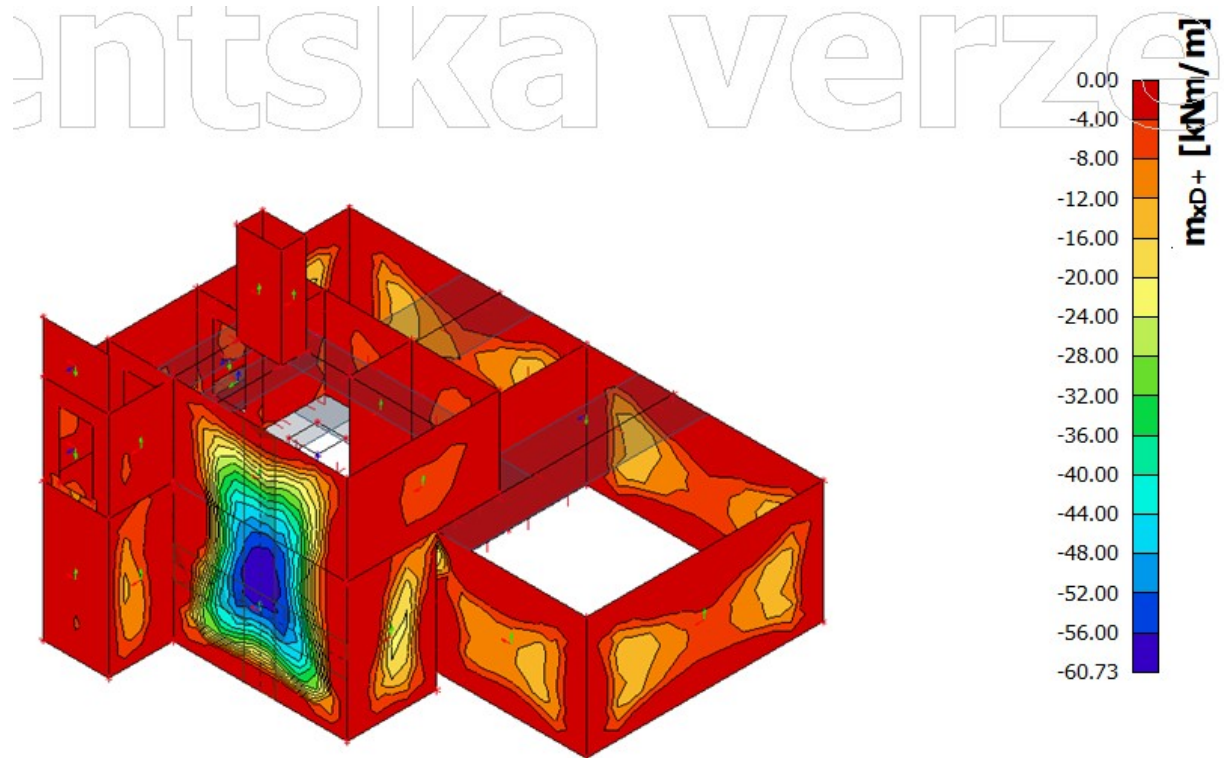
(pro mezilehlé hodnoty w_{k1} lze lineárně interpolovat)

Maximální přípustná šířka trhlin v konstrukci:

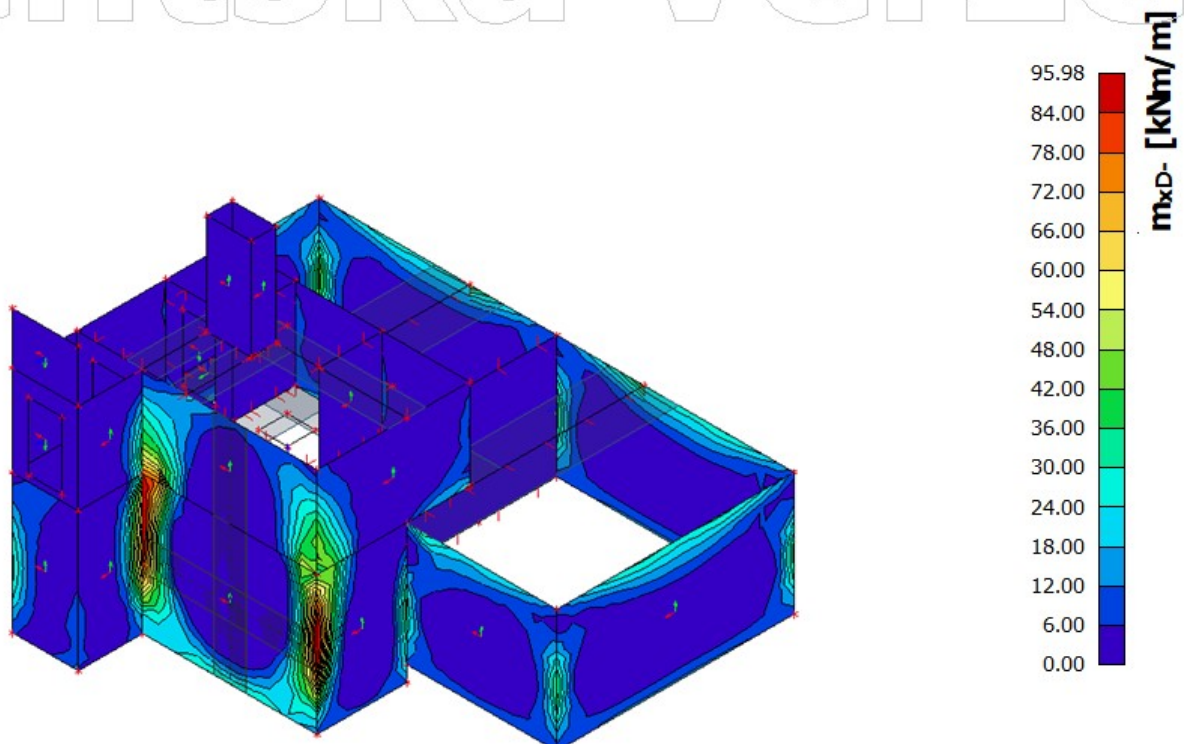
$$h_d = 3,0m; h = 0,4m; \frac{h_D}{h} = \frac{3}{0,4} = 7,5 \Rightarrow w_{k1} = 0,1875mm$$

10.2. Vnitřní síly ve stěnách

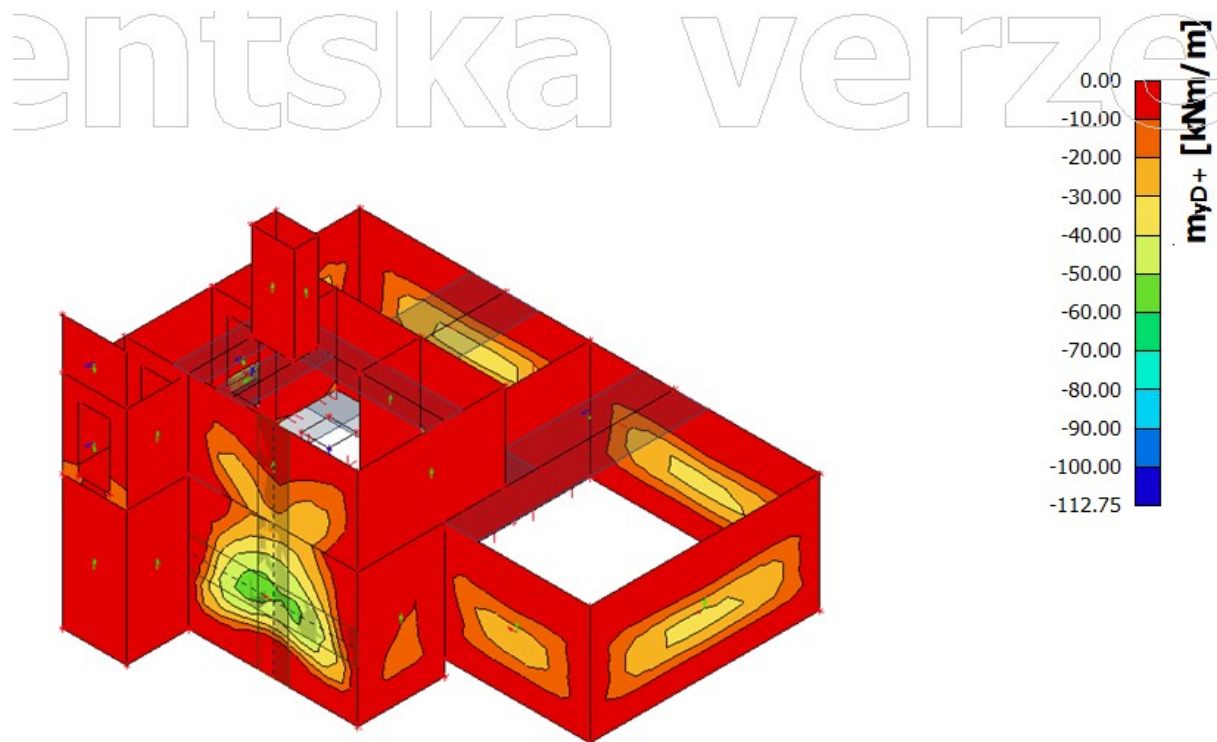
Konstrukce budou navrženy s ohledem na šířku trhlin a budou ověřeny, jestli vyhoví na síly spočtené programem Scia Engineer. Pro posouzení budou použity výsledky z modelu III. Jako návrhová kombinace bude použita kombinace A (zatížení během výstavby) u které bude redukována vlastní tíha konstrukce součinitelem 0,9 a zemní tlak dílčím součinitelem 1,5. Tím je dosaženo stavu, kdy je minimální přetížení vlastní tíhou a maximální moment od zatížení.



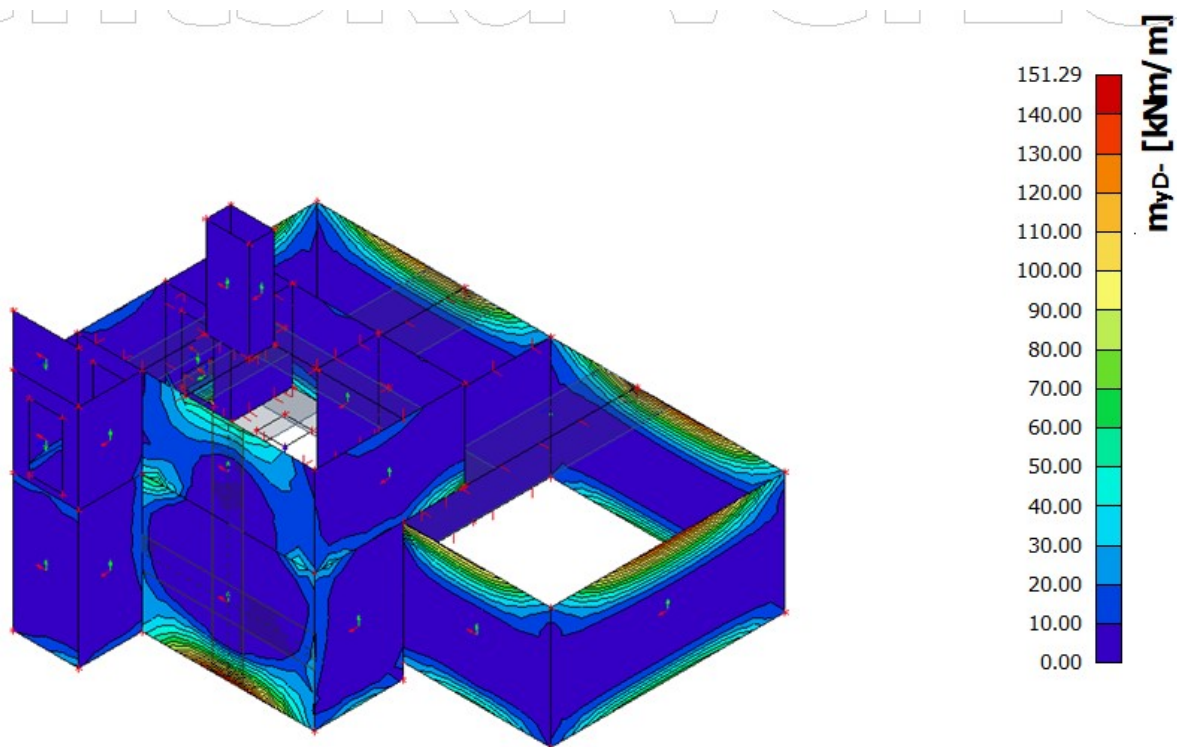
Obrázek 45 – Návrhový moment m_{xD+}



Obrázek 46 – Návrhový moment m_{xD-}



Obrázek 47 – Návrhový moment m_{yD+}



Obrázek 48 – Návrhový moment m_{yD}

10.3. Návrh a posouzení vodorovné výztuže

Celý postup výpočtu, včetně použitých vzorců, je uveden v příloze 2 (Rešerše).

Pro účely bakalářské práce byl vytvořen jednoduchý software pro výpočet parametrů ideálního průřezu, napětí od účinků hydratačního tepla, stanovení minimální plochy výztuže a šířky trhliny. V příloze jsou uvedeny veškeré potřebné vzorce a postupy včetně norem, ze kterých jsou převzaté. Software vychází z předpokladu, že je konstrukce stěn nejvíce ohrožena trhlinami vznikajícími při omezeném přetvoření vznikem hydratačního tepla.

Ve statickém výpočtu je dále uveden jen tabulkový výstup z tohoto softwaru.

10.3.1. Stěny vodojemu

Geometrie

Délka stěny	L=	15,1 m
Výška stěny	H=	3,45 m
Tloušťka stěny	h_d =	0,4 m
Zatěžovací šířka stěny	b=	1 m
Krycí vrstva	c=	0,045 m

Beton

	30	/	37
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	30	Mpa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{ck} =$	1,5	
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	20	Mpa
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	38	Mpa
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,9	MPa
Redukce pevnosti betonu v tahu	$\beta_{cc}(t) =$	0,2541	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	0,7359	MPa
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	32 837	MPa

Výztuž

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	Mpa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{yk} =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	Mpa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200 000	Mpa

Poměr modulů pružnosti ocele a betonu

$$\alpha_e = 6,09$$

Maximální povolená šířka trhliny

$$w_{k,lim} = 0,1875 \text{ mm}$$

Výpočet maximální tahové napětí od vývynu hydratačního tepla

Teplota vzduchu při betonáži (odhad)	$T_a =$	20	°C
Teplota čerstvého betonu	$T_{c,0} =$	15	°C
Součinitel (viz rešerše)	$\alpha_d =$	0,75	
Množství cementu	$c =$	330	kg
Čas dosažení maximální teploty	$t_{maxT} =$	1,32	dne
Hydratační teplo uvolněné v čase t_{maxT}	$Q_H =$	150	kJ/Kg
Objemová teplotní kapacita betonu	$C_v =$	2500	kJ/m ³ K
Teplotní rozdíl mezi jádrem a povrchem průřezu	$\Delta T_c =$	14,85	°C
Maximální teplotní rozdíl	$\Delta T_{max} =$	9,85	°C
Součinitel vlivu geometrie stěny na napjatost	$k_{L/H} =$	0,85	
Součinitel pro rozdělení napjatosti po průřezu	$K_T =$	0,5	
Součinitel teplotní roztažnosti betonu	$\alpha_c(t) =$	1,4E-05	
Koeficient závislý na druhu cementu	$s =$	0,38	
Střední modul pružnosti betonu v čase	$E_{cm}(t) =$	21,7692	Gpa
Krátkodobý součinitel dotvarování	$\phi_t =$	0,2376	
Maximální tahové napětí	$\sigma_{ct,T} =$	1,0413	Mpa

Výpočet minimálního množství výztuže u jednoho povrchu

Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1
	$k_3 =$	2,2977
	$k_4 =$	0,425
	$k_t =$	0,4
Efektivní tažená výška betonu	$h_{c,eff} =$	0,135 m
Tahová síla ve výztuži po vzniku trhliny	$n_{ct,1} =$	0,2083 MN
Efektivní tahová síla v betonu před vznikem trhlin	$n_{ct,eff} =$	0,0993 MN
Minimální plocha výztuže	$a_{s,min,I} =$	1840 mm ²
	$a_{s,min,II} =$	2145 mm ²

Návrh výztuže

Profil výztuže	$\emptyset =$	18 mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov} =$	2545 mm ²

$$\underline{A_{s,prov} = 2545 \text{ mm}^2 \quad > \quad a_{s,min} = 2145,3 \text{ mm}^2}$$

Návrh: - \emptyset 18mm/100mm ($A_{s,pov}=2545\text{mm}^2$)

10.3.2. Ostatní stěny

Vzhledem k tomu, že ostatní stěny musí také plnit vodonepropustnou funkci, jsou navrženy stejným programem. Zásadně se zde tedy změní pouze geometrie stěn. Tyto stěny budou navrženy dle nejdelší z nich tedy, 7,65m a výška 3,95m.

Návrh výztuže

Profil výztuže	$\emptyset =$	14 mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100 mm
Plocha výztuže	$A_{s,prov} =$	1539 mm ²

$$\underline{A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2 \quad > \quad a_{s,min} = 1281,3 \text{ mm}^2}$$

Návrh: - \emptyset 14mm/100mm ($A_{s,pov}=1593\text{mm}^2$)

10.3.3. Posouzení stěn vodojemu

Geometrie

Tloušťka stěny	$h =$	400	mm
Zatěžovací šířka	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	400000	mm ²
Moment setrvačnosti	$I =$	5333333333	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	45	mm

Beton

		30	/	37
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	30	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{ck} =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	20	MPa	
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	38	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,9	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,4500	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	32 837	MPa	

Výztuž

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{yk} =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	Gpa

Poměr modulů pružnosti ocele a betonu

$$\alpha_e = 6,09$$

Maximální povolená šířka trhliny

$$w_{k,lim} = 0,1875 \text{ mm}$$

Navržená výztuž

Jeden povrch

Profil výztuže	$\emptyset =$	18	mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s,prov} =$	2545	mm ²
Účinná výška	$d =$	346	mm

Druhý povrch

Profil výztuže	$\emptyset =$	18	mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s,prov} =$	2545	mm ²
Účinná výška	$d =$	54	mm

Trhliny od zatížení

Návrhový ohybový moment

$$M_{ek} = 40 \text{ kNm}$$

Průřez bez trhlin

Plocha ideálního průřezu

$$A_i = 430994 \text{ mm}^2$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje

$$x_i = 200 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = 5994008361 \text{ mm}^4$$

Tahové napětí v betonu

$$\sigma_c = 1,33 \text{ Mpa}$$

Moment na vzniku trhlin

$$M_{cr} = 43,46 \text{ kNm}$$

Kontrola vzniku trhlin

M_{ek}		M_{ek}
40	<	43,46
kNm		kNm
Trhliny nevznikají		

Dále je ve výpočtu uvažován průřez s trhlinou, jelikož mohou vzniknout například změnou teplot, či smršťováním.

Průřez s trhlinou

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačeného okraje

$$x_{ir} = 84,58 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$$I_{ir} = 1275263293 \text{ mm}^4$$

Napětí v tažené výztuži

$$\sigma_s = 82,00 \text{ Mpa}$$

Výpočet šířky trhlin

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení

$$k_t = 0,4$$

Výška tažené části betonu

$$h_{c,ef} = 105,14 \text{ mm}$$

Účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = 105139 \text{ mm}^2$$

Stupeň vyztužení v tažené části průřezu

$$\rho_{p,eff} = 0,024$$

Součinitele

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 2,30$$

$$k_4 = 0,425$$

Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = 230 \text{ mm}$$

Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,000135$$

Šířka trhlin

$$w_k = 0,031 \text{ mm}$$

	W_k		$W_{k,lim}$
Posouzení trhlin od zatížení	0,031 mm	<	0,1875 mm
		Vyhovuje	

Rané trhliny

Výška tažené části průřezu před vznikem trhlin	$h_{ct} =$	200 mm
Plocha tažené části průřezu bezprostředně před vznikem trhlin	$A_{ct} =$	200000 mm ²
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Výška tažené části betonu	$h_{c,ef} =$	133 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	133333 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,019
Napětí v tahové výztuži	$\sigma_s =$	113,96 Mpa
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1
	$k_3 =$	2,30
	$k_4 =$	0,425
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	424 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0,000400
Šířka trhliny	$w_k =$	0,170 mm

	W_k		$W_{k,lim}$
Posouzení raných trhlin	0,170 mm	<	0,1875 mm
		Vyhovuje	

Trhliny v důsledku omezení vynuceného přetvoření Vetknutí podél jedné hrany

Cement	CEM III/B 32,5 N	
	$\alpha_{ds1} =$	4
	$\alpha_{ds2} =$	0,12
	$f_{cm0} =$	10
Časové údaje	$t_0 =$	28 dní
	$t_s =$	7 dní
	$t =$	36500 dní

Relativní vlhkost okolního prostředí	RH=	80	%
Poměrné přetvoření v případě zcela volného prvku			
Náhradní tloušťka	$h_0=$	400	mm
Součinitel smršťování	$\beta_{ds(t,ts)}=$	1,0	
Součinitel závislý na náhradní tloušťce	$k_n=$	0,725	
Součinitel vyjadřující závislost smršťování na vlhkosti	$\beta_{rh}=$	0,7564	
Jmenovitá hodnota poměrného smrštění vysycháním betonu	$\epsilon_{cd,0}=$	0,000269	
	$\epsilon_{cd,\infty}=$	0,000195	
Smršťování vysycháním	$\epsilon_{cd(t)}=$	0,000193	
Vliv pevnosti betonu	$\epsilon_{ca(\infty)}=$	0,000050	
Součinitel smršťování závislý na čase	$\beta_{as(t)}=$	1	
Smršťování autogenní	$\epsilon_{ca(t)}=$	0,000050	
Poměrné přetvoření	$\epsilon_{free}=$	0,000243	
Součinitel omezení přetvoření			
Délka stěny	L=	15,1	m
Výška stěny	H=	3,45	m
	L/H=	4,38	
Součinitel omezení přetvoření	$R_{ax}=$	0,5	
Výpočet šířky trhliny			
Výška tažené části betonu	$h_{c,ef}=$	133	mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff}=$	133333,3333	mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff}=$	0,019085175	
Součinitele	$k_1=$	0,8	
	$k_2=$	1	
	$k_3=$	2,30	
	$k_4=$	0,425	
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{rmax}=$	424	
Rozdíl poměrných přetvoření ocele a betonu	$(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})=$	0,000122	
Šířka trhliny	wk=	0,052	mm
Posouzení trhlin od vetknutí podél jedné hrany	w_k	0,052	mm
		<	w_{k,lim}
			0,1875
			mm
		Vyhovuje	

Vetknutí na koncích prvku

Výpočet šířky trhliny

Výška tažené části betonu	$h_{c,ef} =$	133 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	133333 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,019
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1
	$k_3 =$	2,30
	$k_4 =$	0,425
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{rmax} =$	424
Rozdíl poměrných přetvoření ocele a betonu	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0,000212014
Šířka trhliny	$w_k =$	0,090 mm

Posouzení trhlin od vetknutí na jeho koncích	w_k	<	$w_{k,lim}$
	0,090 mm		0,1875 mm
		Vyhovuje	

10.3.4. Posouzení ostatních stěn

Ostatní stěny byly posouzeny stejným softwarem, dále jen výsledky jednotlivých posouzení.

Trhliny od zatížení

Kontrola vzniku trhlin	M_{ek}	<	M_{ek}
	60 kNm		42,50 kNm
		Trhliny vznikají	
Posouzení trhlin od zatížení	w_k	<	$w_{k,lim}$
	0,105 mm		0,1875 mm
		Vyhovuje	
Posouzení raných trhlin	w_k	<	$w_{k,lim}$
	0,237		0,1875

mm
Nevyhovuje
mm

Posouzení na vznik raných trhlin nevyhovuje, upravuji návrh:

Návrh: $\text{-}\varnothing 18\text{mm}/100\text{mm}$ ($A_{s,pov}=2545\text{mm}^2$)

Trhliny od zatížení

Kontrola vzniku trhlin

M_{ek}		M_{ek}
60	<	43,46
kNm		kNm
	Trhliny vznikají	

Posouzení trhlin od zatížení

w_k		$w_{k,lim}$
0,078	<	0,1875
mm		mm
	Vyhovuje	

Posouzení raných trhlin

w_k		$w_{k,lim}$
0,170	<	0,1875
mm		mm
	Vyhovuje	

Posouzení trhlin od vetknutí podél jedné hrany

w_k		$w_{k,lim}$
0,052	<	0,1875
mm		mm
	Vyhovuje	

Posouzení trhlin od vetknutí na jeho koncích

w_k		$w_{k,lim}$
0,090	<	0,1875
mm		mm
	Vyhovuje	

Návrh $\varnothing 18\text{mm}/100\text{mm}$ ($A_{s,pov}=2545\text{mm}^2$) vyhovuje. Původní návrh nevyhověl a musel být upraven, protože návrhový software je koncipován na návrh delších celků, kde převažuje riziko vzniku trhlin při omezeném přetvoření vývinem hydratačního tepla. U kratších celků převažuje riziko vzniku raných trhlin.

10.4. Návrh a posouzení svislé výztuže stěn

10.4.1. Běžné stěny

S ohledem na rané trhliny viz předchozí kapitola, byla pro výpočet použita výztuž splňující tuto podmínku $\varnothing 18\text{mm} \text{ á } 100\text{mm}$.

Geometrie

Tloušťka stěny	$h =$	400	mm
Zatěžovací šířka	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	400000	mm^2
Moment setrvačnosti	$I =$	5333333333	mm^4
Krycí vrstva	$s =$	45	mm

Beton

		30	/	37
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	30		Mpa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{ck} =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	20		Mpa
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	38		Mpa
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,9		MPa
Redukce pevnosti betonu v tahu	$\beta_{cc}(t) =$	0,2541		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,4500		MPa
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	32 837		MPa

Výztuž

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	Mpa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{yk} =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	Mpa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	Gpa

Poměr modulů pružnosti ocele a betonu

$$\alpha_e = 6,09$$

Maximální povolená šířka trhliny

$$w_{k,lim} = 0,1875 \text{ mm}$$

Navržená výztuž

Jeden povrch

Profil výztuže	$\varnothing =$	18	mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s,prov} =$	2545	mm^2
Účinná výška	$d =$	346	mm

Druhý povrch

Profil výztuže

$$\varnothing = 18 \text{ mm}$$

Vzdálenost prutů

$$s = 100 \text{ mm}$$

Plocha výztuže na metr běžný

$$A_{s,prov} = 2545 \text{ mm}^2$$

Účinná výška

$$d = 54 \text{ mm}$$

Trhliny od zatížení

Návrhový ohybový moment

$$M_{ek} = 29 \text{ kNm}$$

Průřez bez trhlin

Plocha ideálního průřezu

$$A_i = 430994 \text{ mm}^2$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje

$$x_i = 200 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = 5994008361 \text{ mm}^4$$

Tahové napětí v betonu

$$\sigma_c = 0,97 \text{ Mpa}$$

Moment na vzniku trhlin

$$M_{cr} = 43,46 \text{ kNm}$$

Trhliny od zatížení

Kontrola vzniku trhlin

M_{ek}		M_{ek}
29	<	43,46
kNm		kNm
Trhliny nevznikají		

Průřez s trhlinou

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačeného okraje

$$x_{ir} = 84,58 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou

$$I_{ir} = 1275263293 \text{ mm}^4$$

Napětí v tažené výztuži

$$\sigma_s = 59,45 \text{ Mpa}$$

Výpočet šířky trhlin

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení

$$k_t = 0,4$$

Výška tažené části betonu

$$h_{c,ef} = 105,14 \text{ mm}$$

Účinná plocha taženého betonu

$$A_{c,eff} = 105139 \text{ mm}^2$$

Stupeň vyztužení v tažené části průřezu

$$\rho_{p,eff} = 0,024$$

Součinitele

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 2,30$$

$$k_4 = 0,425$$

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	230 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0,000178341
Šířka trhlin	$w_k =$	0,041 mm
Posouzení trhlin od zatížení	w_k 0,041 mm	$w_{k,lim}$ 0,1875 mm
	<	
	Vyhovuje	

Návrh: $\text{-}\phi 18\text{mm}/100\text{mm}$ ($A_{s,pov} = 2545\text{mm}^2$)

10.4.2. Nejzatíženější stěny

Všechny stěny byly posouzeny na znik trhlin v předchozí kapitole. v této kapitole byly posouzeny pouze stěny ST07, ST10 a ST13, které jsou zatíženy násobně větším zatížením (61kNm). Výpočet byl proveden stejným softwarem, dále jen výsledky. S ohledem na rané trhliny viz předchozí kapitola, byla pro výpočet použita výztuž splňující tuto podmínku $\phi 18\text{mm}$ á 100mm .

Posouzení trhlin od zatížení	w_k 0,086 mm	$w_{k,lim}$ 0,1875 mm
	<	
	Vyhovuje	

Návrh: $\text{-}\phi 18\text{mm}/100\text{mm}$ ($A_{s,pov} = 2545\text{mm}^2$)

10.5. Kontrola mezních stavů únosnosti stěn

Vypočítán byl moment únosnosti pro vodorovnou a svislou výztuž. Předpokládá se, že při návrhu vodonepropustné konstrukce o množství výztuže nerozhoduje mezní stav únosnosti, ale mezní stav šířky trhlin. Momenty únosnosti by tak měli vycházet s dostatečnou rezervou. Maximální hodnoty momentů působících na stěny spočtené na modelu III při uvažování návrhové kombinace A, která je popsána v kapitole 6.1.1, jsou pro vodorovnou výztuž $M_{ed,x,max} = 53,44\text{kNm/m}$, pro svislou výztuž běžných stěn $M_{ed,y,max1} = 28,06\text{kNm/m}$ a pro svislou výztuž nejzatíženějších stěn $M_{ed,y,max2} = 60,73\text{kNm/m}$.

Výpočet

Vodorovná výztuž:

$$\varnothing 18 \text{ á } 100\text{mm}, A_{s,pov}=2545\text{mm}^2$$

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{2545 * 435}{0,8 * 1 * 20 * 10^6} = 0,069\text{m}$$

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 400 - 45 - \frac{18}{2} = 346\text{mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 346 - 0,4 * 69 = 318\text{mm}$$

$$M_{rd,x} = A_s * f_{yd} * z = 2545 * 435 * 0,318 = 352\,050\text{Nm/m} = 352,05\text{kNm/m}$$

$$M_{rd,x} \geq M_{ed,x,max}$$

$$352,05\text{kNm/m} > 53,44\text{kN/m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Svislá výztuž:

$$\varnothing 18 \text{ á } 100\text{mm}, A_{s,pov}=2545\text{mm}^2$$

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{2545 * 435}{0,8 * 1 * 20 * 10^6} = 0,069\text{m}$$

$$d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 400 - 45 - 18 - \frac{18}{2} = 328\text{mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 328 - 0,4 * 69 = 300\text{mm}$$

$$M_{rd,x} = A_s * f_{yd} * z = 2545 * 435 * 0,300 = 332\,123\text{Nm/m} = 332,12\text{kNm/m}$$

$$M_{rd,x} \geq M_{ed,x,max,1}$$

$$332,12\text{kNm/m} > 28,06\text{kN/m} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Výpočtem bylo ověřeno, že průřezy na moment únosnosti vyhoví s velkou rezervou. Je tedy ověřen předpoklad, že o množství výztuže vodonepropustných konstrukcí rozhoduje mezní stav trhlin o množství výztuže.

10.6. Splnění konstrukčních zásad

Vodorovná výztuž

$$\varnothing 18 \text{ á } 100\text{mm}, A_{s,pov}=2545\text{mm}^2 \text{ (pro jeden povrch)}$$

Minimální plocha výztuže $A_{s,min,1}$

$$A_{s,min,1} = 0,001 * A_c = 0,001 * (400 * 1000) = 400mm^2$$

$$A_{s,min,1} \leq A_{s,prov}$$

$$400mm^2 < 5090mm^2 \rightarrow Vyhovuje$$

Minimální plocha výztuže $A_{s,min,2}$

$$A_{s,min,1} = 0,25 * A_{s,v} = 0,25 * 2052 = 513mm^2$$

$$A_{s,min,2} \leq A_{s,prov}$$

$$513mm^2 < 5090mm^2 \rightarrow Vyhovuje$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = 400mm$$

$$s \leq s_{max}$$

$$100mm \leq 400mm \rightarrow Vyhovuje$$

Svislá výztuž:

$$\emptyset 18 \text{ á } 100mm, A_{s,pov}=2545mm^2 \text{ (pro jeden povrch)}$$

Minimální plocha výztuže $A_{s,vmin}$

$$A_{s,vmin} = 0,002 * A_c = 0,001 * (400 * 1000) = 800mm^2$$

$$A_{s,vmin} \leq A_{s,prov}$$

$$600mm^2 < 2545mm^2 \rightarrow Vyhovuje$$

Maximální plocha výztuže $A_{s,vmax}$

$$A_{s,vmax} = 0,04 * A_c = 0,04 * (400 * 1000) = 16\,000mm^2$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,vmax}$$

$$5\,090mm^2 < 16\,000mm^2 \rightarrow Vyhovuje$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = \min(3h; 400mm) = \min(1\,200mm; 400mm) = 400mm$$

$$s \leq s_{max}$$

$$100mm \leq 400mm \rightarrow Vyhovuje$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže

$$s_{st} = \max(1,2 * \phi_{max}; d_g + 5; 20mm) = \max(21,6; 21; 20) = 21,6mm$$

$$s \geq s_{st}$$

$$100mm \geq 21,6mm \rightarrow Vyhovuje$$

11. Podrobný návrh základové desky vodojemu

11.1. Zatřídění konstrukce

Norma ČSN EN 1992-3: Nádrže na kapaliny a zásobníky rozděluje konstrukce do 4 tříd nepropustnosti. Běžné vodojemy bez speciálních požadavků se navrhují dle normy ČSN 75 5355[11]: Vodojemy na třídu nepropustnosti 2.

Třída nepropustnosti	Požadavky na průsak
0	Jistý stupeň průsaku se připouští nebo je průsak kapalin irelevantní.
1	Průsak je omezen na malé množství. Připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst.
2	Průsak je minimální. Vzhled nesmí být znehodnocen skvrnami.
3	Průsak není povolen.

Obrázek 49 – Klasifikace nepropustnosti [8]

I přes veškerou snahu (zodpovědný statický výpočet, kvalita provádění konstrukce a ošetřování čerstvého betonu) se může stát, že v konstrukci vzniknou z různých příčin trhliny. Z toho důvodu bude konstrukce preventivně opatřena hydroizolační stěrkou. Je možné také využít některého z typů krystalizačních přísad do čerstvého betonu, kdy lze do jisté míry počítat se samoutěsněním těchto trhlin v dlouhodobém časovém horizontu.

w_{k1} pro nádrže jsou definovány jako funkce podílu hydrostatického tlaku h_D a tloušťky stěny nádrže h

$$\text{Pro } h_D/h \leq 5 \Rightarrow w_{k1} = 0,2 \text{ mm}; \text{ pro } h_D/h \geq 35 \Rightarrow w_{k1} = 0,05 \text{ mm}$$

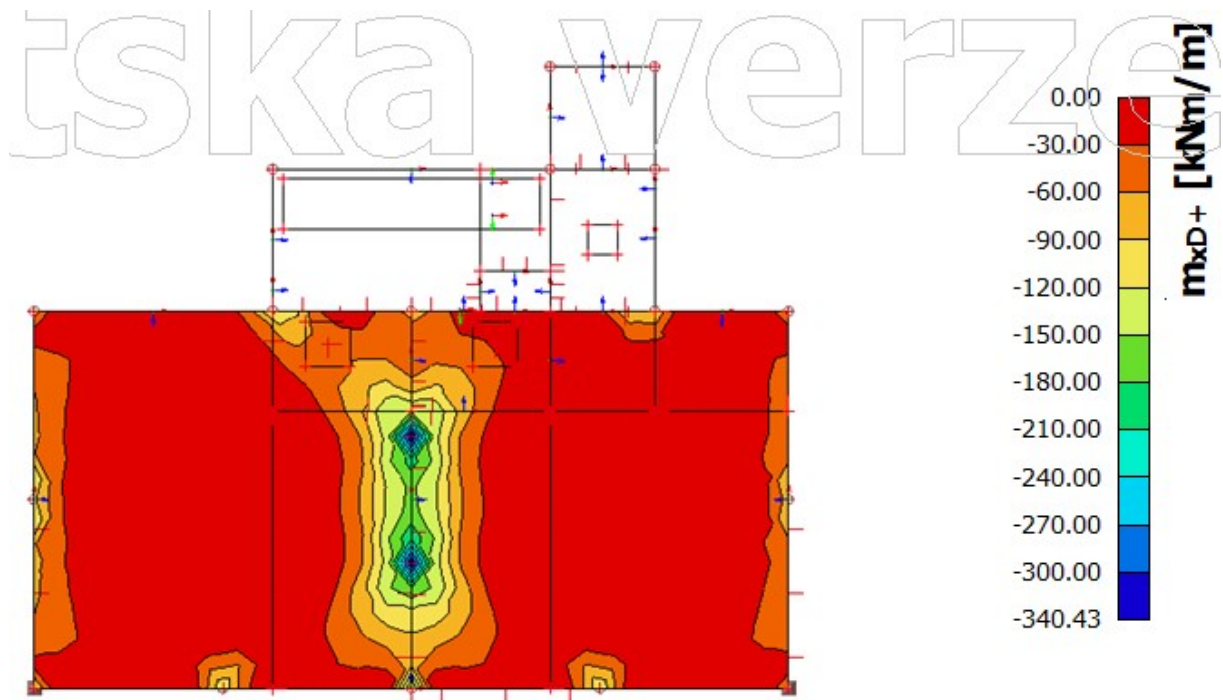
(pro mezilehlé hodnoty w_{k1} lze lineárně interpolovat)

Maximální přípustná šířka trhlin v konstrukci:

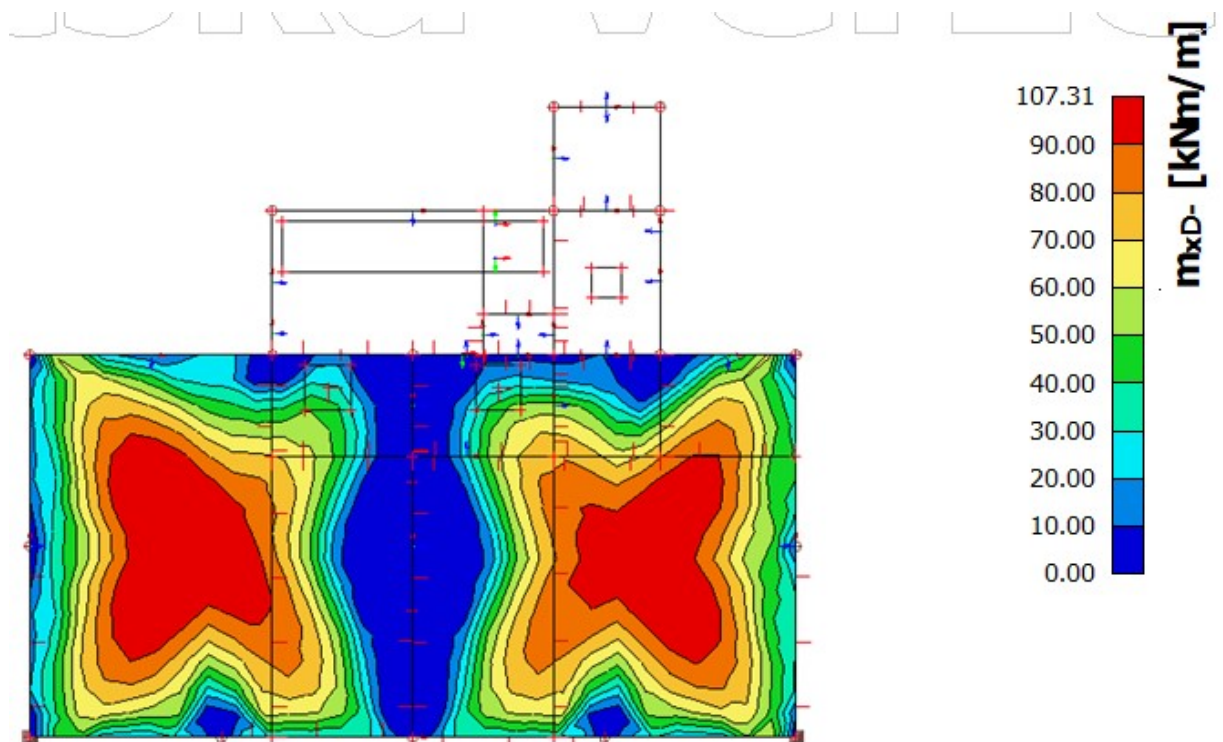
$$h_d = 3,0\text{m}; h = 0,4\text{m}; \frac{h_D}{h} = \frac{3}{0,4} = 7,5 \Rightarrow w_{k1} = 0,1875\text{mm}$$

11.2. Vnitřní síly na základové desce

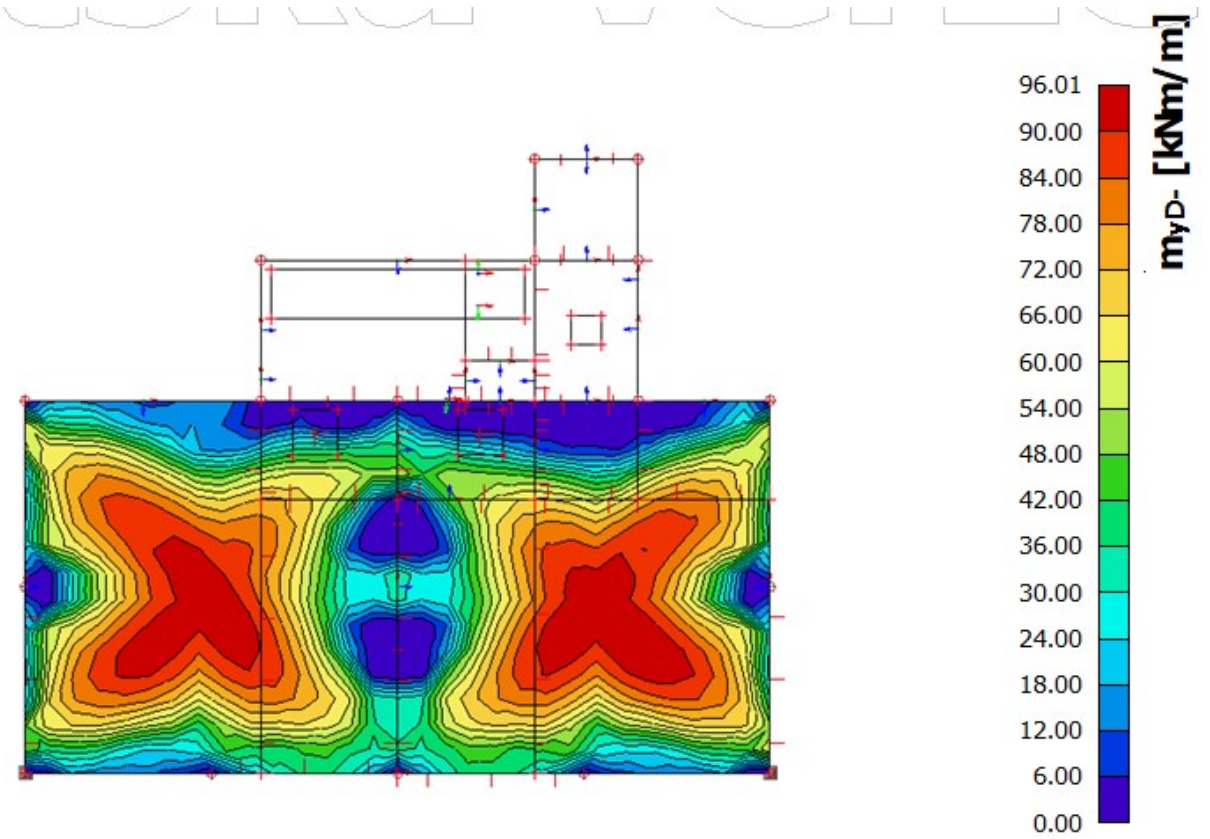
Základová deska bude posouzena na vnitřní síly získané z modelu II, který byl vytvořen v programu Scia Engineer. Uvažována bude návrhová kombinace B, kde je dílčí součinitel stálého zatížení uvažován hodnotou $\gamma_g = 1,35$ a dílčí součinitel pro proměnné zatížení $\gamma_q = 1,5$. Na tyto síly bude navržena výztuž a posouzena ohybová únosnost desky.



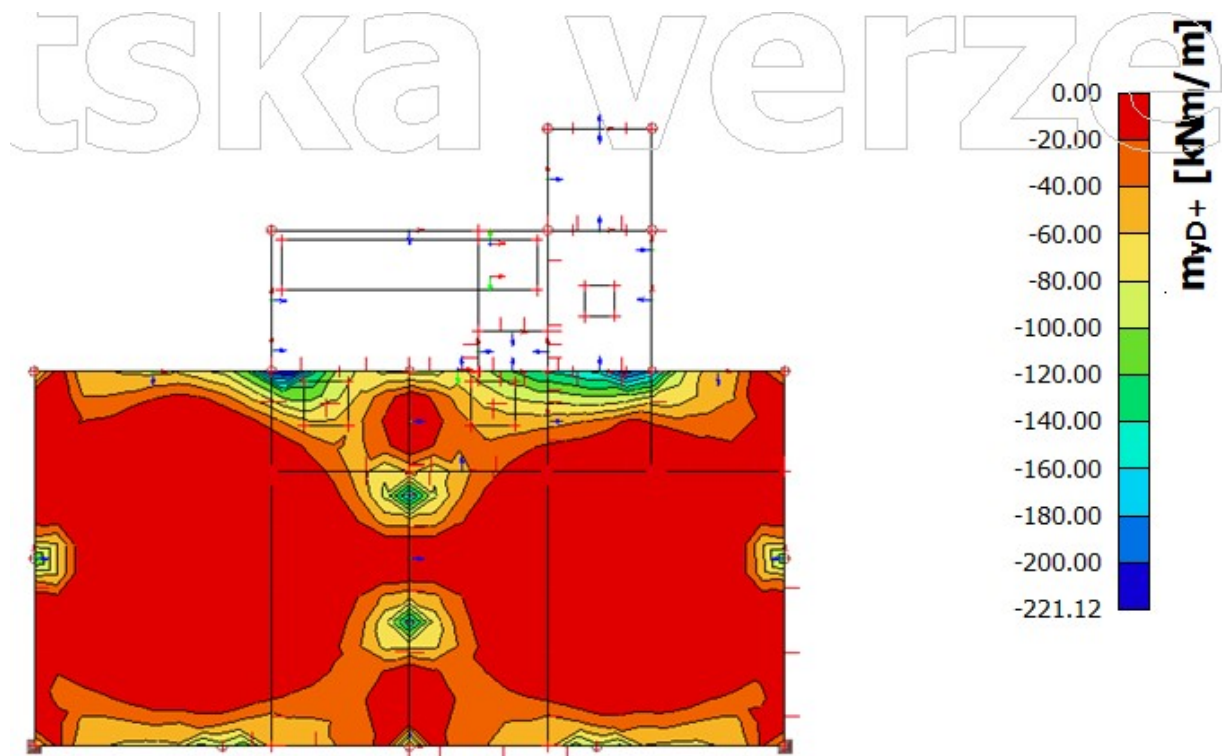
Obrázek 50 – Návrhový moment m_{xD+}



Obrázek 51 – Návrhový moment m_{xD-}



Obrázek 52 – Návrhový moment m_{yD+}



Obrázek 53 – Návrhový moment m_{yD-}

11.3. Návrh výztuže základové desky spodní výztuž

Geometrie

Tloušťka desky	$h =$	500	mm
Zatěžovací šířka	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	500000	mm ²
Moment setrvačnosti	$I =$	10416666667	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	45	mm

Beton

		30	/	37
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	30	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{ck} =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	20	MPa	
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	38	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,9	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5000		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,4500	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	32 837	MPa	

Výztuž

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_{yk} =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

Poměr modulů pružnosti ocele a betonu

$$\alpha_e = 6,09$$

Maximální povolená šířka trhliny

$$w_{k,lim} = 0,1875 \text{ mm}$$

Navržená výztuž

Jeden povrch

Profil výztuže	$\emptyset =$	20	mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s,prov} =$	3142	mm ²
Účinná výška	$d =$	445	mm

Druhý povrch

Profil výztuže	$\emptyset =$	20	mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s,prov} =$	3142	mm ²
Účinná výška	$d =$	425	mm

Rané trhliny

Výška tažené části průřezu před vznikem trhlin	$h_{ct} =$	250 mm
Plocha tažené části průřezu bezprostředně před vznikem trhin	$A_{ct} =$	250000 mm ²
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4

Výška tažené části betonu	$h_{c,eff} =$	138 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	137500 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,023
Napětí v tahové výztuži	$\sigma_s =$	115,39 Mpa
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1
	$k_3 =$	2,30
	$k_4 =$	0,425

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	401 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0,000432
Šířka trhliny	$w_k =$	0,173 mm

Posouzení raných trhlin

w_k		$w_{k,lim}$
0,173 mm	<	0,1875 mm
	Vyhovuje	

Trhliny od zatížení

Návrhový ohybový moment	$M_{ek} =$	107,31 kNm
-------------------------	------------	------------

Průřez bez trhlin

Plocha ideálního průřezu	$A_i =$	538265 mm ²
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje	$x_i =$	250 mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	11871678025 mm ⁴
Tahové napětí v betonu	$\sigma_c =$	2,26 Mpa

Moment na vzniku trhlin

$M_{cr} =$	68,86 kNm
------------	-----------

Trhliny od zatížení

Kontrola vzniku trhlin

M_{ek}		M_{ek}
107,31 kNm	>	68,86 kNm
	Trhliny vznikají	

Průřez s trhlinou

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačného okraje	$x_{ir} =$	105,25 mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} =$	2645390568 mm ⁴
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s =$	137,82 Mpa

Výpočet šířky trhlin

Výška tažené části betonu	$h_{c,eff} =$	131,58 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	131583 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,024
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,5
	$k_3 =$	2,30
	$k_4 =$	0,425
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4

Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	246 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$	0,000413458
Šířka trhlin	$w_k =$	0,102 mm

Posouzení trhlin od zatížení	w_k	<	$w_{k,lim}$
	0,102 mm		0,1875 mm
		Vyhovuje	

Trhliny v důsledku omezení vynuceného přetvoření vlivem tření

Geometrie

Tloušťka stěny	$h =$	0,5 m
Délka desky	$l_{ox} =$	15,7 m
Šířka desky	$l_{oy} =$	8,15 m

Výpočet tahové síly při vzniku trhlin

Průřezová plocha desky	$A_c =$	0,5 m ²
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1
Tahová síla při vzniku trhlin	$F_{cr} = F_{ct,eff} =$	0,725 MN/m

Výpočet tahové síly v základové desce

Součinitel tření (hlazený podkladní beton + 2 vrstvy PE fólie)	$\mu =$	1
Součinitel spolehlivosti v MSP	$\gamma =$	1
Užitné zatížení desky	$q =$	2,50 kN/m ²
Napětí v základové spáře - vlastní tíha + užitné zatížení	$\sigma_0 =$	15,00 kN/m ²

Tahová síla ve směru x	$F_{ct,dx} =$	0,236 MN/m	F_{cr}	0,725 MN/m
	$F_{ct,dx}$	0,236	<	F_{cr}
	MN/m			MN/m
				Trhliny nevnikají

Tahová síla ve směru y	$F_{ct,dy} =$	0,122 MN/m	F_{cr}	0,725 MN/m
	$F_{ct,dy}$	0,122	<	F_{cr}
	MN/m			MN/m
				Trhliny nevnikají

Posouzení šířky trhlin

Účinná výška průřezu	$d_x =$	445 mm
	$d_y =$	425 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{cx,eff} =$	137500 mm ²
	$A_{cy,eff} =$	187500 mm ²
Účinný stupeň vyztužení	$\rho_{x,eff} =$	0,023
	$\rho_{y,eff} =$	0,017
Napětí ve vyztuži při vzniku trhlin	$\sigma_{sx} =$	37,48 Mpa
	$\sigma_{sy} =$	19,46 Mpa

Výpočet šířky trhlin

Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1
	$k_3 =$	2,30
	$k_4 =$	0,425
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4

Vzdálenost trhlin	$s_{rx,max} =$	401 mm
	$s_{ry,max} =$	509 mm

Rozdíl poměrných přetvoření	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})_x =$	0,000112
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})_y =$	0,000058

Šířka trhliny ve směru x	$w_{kx} =$	0,045 mm
	w_k	$w_{k,lim}$
	0,045 mm	0,1875 mm
	<	
	Vyhovuje	

Šířka trhliny ve směru x	$w_{kx} =$	0,030 mm
	w_k	$w_{k,lim}$
	0,030 mm	0,1875 mm
	<	
	Vyhovuje	

Návrh: směr x/y - \emptyset 20mm/100mm ($A_{s,pov}=3142\text{mm}^2$)

11.4. Návrh výztuže základové desky horní výztuž

Horní výztuž desky je navržena stejným softwarem. Dále pouze výsledky.

Rané trhliny
Šířka trhliny

	$w_k =$	0,173 mm
	w_k	$w_{k,lim}$
Posouzení raných trhlin	0,173 mm	0,1875 mm
	<	
	Vyhovuje	

Trhliny od zatížení
Šířka trhlin

	$w_k =$	0,171 mm
	w_k	$w_{k,lim}$
Posouzení trhlin od zatížení	0,171 mm	0,1875 mm
	<	
	Vyhovuje	

Návrh: směr x/y - \emptyset 20mm/100mm ($A_{s,pov}=3142\text{mm}^2$)-základní rastr
V místech podpor bude k základnímu rastru přidány příložky kvůli vzniku trhlin od zatížení:
směr x/y - \emptyset 14mm/100mm ($A_{s,pov}=1539\text{mm}^2$)-příložky

11.5. Kontrola momentové únosnosti základové desky

Předpokládá se, že při návrhu vodonepropustné konstrukce o množství výztuže nerozhoduje mezní stav únosnosti, ale mezní stav šířky trhlin. Momenty únosnosti by tak měli vycházet s dostatečnou rezervou. Maximální hodnoty momentů působících na základovou desku jsou spočtené na modelu II při uvažování návrhové kombinace B, která je popsána v kapitole 6.1.1. Maximální momenty pro spodní výztuž jsou ve směru x $M_{ed,x,max,s} = 107,31\text{kNm/m}$, pro výztuž ve směru y $M_{ed,y,max,s} = 96,01\text{kNm/m}$. Maximální momenty pro spodní výztuž jsou ve směru x $M_{ed,x,max,h} = 340\text{kNm/m}$, pro výztuž ve směru y $M_{ed,y,max,h} = 221\text{kNm/m}$.

Směr a poloha výztuže	Navržená výztuž		$A_{s,prov}$ [mm ²]	x [mm]	d [mm]	z [mm]	M_{rd} [kNm]	$>M_{ed}$ [kNm]	Vyhovuje
	\varnothing [mm]	á [mm]							
Horní v. směr x	20	100	3142	85	445	411	562	340	OK
Horní v. směr y	20	100	3142	85	425	391	534	221	OK
Spodní v. směr x	20	100	3142	85	445	411	562	107	OK
Spodní v. směr y	20	100	3142	85	425	391	534	96	OK

Výpočtem bylo ověřeno, že průřezy na moment únosnosti vyhoví s velkou rezervou. Je tedy ověřen předpoklad, že u vodonepropustných konstrukcí rozhoduje mezní stav trhlin o množství výztuže.

11.6. Splnění konstrukčních zásad

Výztuž při obou površích

$\varnothing 20$ á 100mm, $A_{s,pov}=3142\text{mm}^2$ (pro jeden povrch)

$\varnothing 14$ á 100mm, $A_{s,pov}=1539\text{mm}^2$ (pro horní výztuž)

Minimální plocha výztuže $A_{s,min}$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \max \left[0,26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) * b * d; 0,0013 * b * d \right] \\
 &= \max \left[0,26 * \left(\frac{2,9}{500} \right) * 1000 * 445; 0,0013 * 1000 * 445 \right] \\
 &= \max(671; 579) = 754\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} \leq A_{s,prov}$$

$$671\text{mm}^2 < 6284\text{mm}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Maximální plocha výztuže $A_{s,max}$

$$A_{s,vmax} = 0,04 * A_c = 0,04 * (500 * 1000) = 20\ 000\text{mm}^2$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,vmax}$$

$$7823\text{mm}^2 < 20\ 000\text{mm}^2 \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = \min(2h; 300\text{mm}) = \min(1\ 000\text{mm}; 300\text{mm}) = 300\text{mm}$$

$$s \leq s_{max}$$

$$50\text{mm} \leq 300\text{mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže

$$s_{st} = \max(1,2 * \phi_{max}; d_g + 5; 20\text{mm}) = \max(24; 21; 20) = 24\text{mm}$$

$$s \geq s_{st}$$

$$50\text{mm} \geq 24\text{mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

12. Závěr

Tato bakalářská práce se věnuje statické části projektu podzemního vodojemu na vrchu Čakan. Práce je rozdělena do 3 částí. Hlavní část obsahuje předběžný návrh konstrukce a podrobný návrh konstrukce vodojemu. Druhá část je technická zpráva. Třetí část, která byla vypracována v rámci projektu 133YKPJ slouží, jako rešerše k problematice návrhu vodonepropustných konstrukcí a nádrží. Jsou v ní uvedeny pro veškeré výpočty potřebné vzorce, které byly použity při výpočtu.

V rešerši je řešena problematika vodonepropustných konstrukcí. Jejich způsob navrhování a normy, které s touto problematikou souvisí. Nakonec je zde řešena problematika těsnění pracovních a dilatačních spár u vodonepropustných konstrukcí.

V technické zprávě je stručný popis objektu a jeho založení. Nosné konstrukce byly navrženy jako železobetonové monolitické z vodonepropustného betonu. Dále jsou zde specifikovány požadavky na čerstvý beton. Část zprávy se zabývá technickým řešením ochrany konstrukce proti pronikání vody pracovními spárami, protikorozi ochraně a dalším požadavkům na provádění.

V hlavní části bakalářské práce je popis konstrukce, soupis jednotlivých prvků a jejich geometrie. Poté je zde kapitola věnovaná specifikaci zatížení na jednotlivé konstrukce vodojemu, jak stálých tak proměnných. Následuje kapitola, v které je popisován model, který vzniknul pro účely výpočtu vnitřních sil vznikajících na konstrukci od zatížení. Dále je zde řešen předběžný návrh založení a některých prvků konstrukce. Poslední kapitolou je podrobný návrh vybraných prvků konstrukce vodojemu.

Při návrhu vodonepropustné konstrukce byla rozhodující šířka trhlin, které byly řešeny podle normy ČSN EN 1992-3 pro nádrže na kapaliny a zásobníky. Dle této normy byla stanovena maximální přípustná šířka trhlin na 0,1875mm. Konstrukce byla navržena tak, aby bylo zabráněno vzniku trhlin větším než maximálně přípustným, zejména raným trhlinám a trhlinám vznikajícím od omezeného přetvoření vlivem hydratace. Bylo ověřeno, že navržená výztuž vyhoví i při posouzení šířek trhlin vznikajících od zatížení či omezené deformace.

Rozhodujícím parametrem při návrhu složení betonu jsou požadavky především na zamezení průsaků od tlakové vody. Tyto parametry jsou dány zejména šířkou trhlin, pro které jsou rozhodující vynucená namáhání, která jsou ovlivněna změnou teploty prvku a smršťováním. Na maximální teplotu v konstrukci má vliv teplota čerstvého betonu, teplota prostředí, geometrie konstrukce a vývoj hydratačního tepla.

Pro zajištění vodonepropustnosti konstrukce bylo navrženo těsnění pracovních spár pomocí Skiadur-Combiflex SG v kombinaci se systémem SikaWell.

13. Zdroje

- [1] Archiweb.cz – Vodojem s vyhlídkou na trosky, dostupné na: <https://www.archiweb.cz/b/vodojem-s-vyhlidkou-na-trosky>
- [2] Projektová dokumentace stavebního řešení
- [3] IG sonda Geo Eko – Ing Petr Čajánek
- [4] ČSN 731201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 2010. 64s.
- [5] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004. 44s.
- [6] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: Český normalizační institut, 2005. 52s
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut 2006. 210 s.
- [8] ČSN EN 1992-3 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-3: Nádrže na kapaliny a zásobníky. Praha: Český normalizační institut 2007. 24 s.
- [9] ČSN EN 206 + A2 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Český normalizační institut 2021. 86 s.
- [10] ČSN 731208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů. Praha: Český normalizační institut 2010. 32 s.
- [11] ČSN 73 5355 Vodojemy. Praha: Český normalizační institut 2010. 21 s.
- [12] Kolektiv. Bílé vany - Vodonepropustné betonové konstrukce – Sborník přednášek, příkladů a prezentací ke školení (duben 2007). Praha: ČBS Servis, s.r.o. 2007. 202s.
- [13] Marek Vinkler, Jaroslav Procházka. NÁVRH VÝZTUŽE BÍLÉ VANY S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLINY. Beton TKS 5/2017, dostupné na: <https://www.ebeton.cz/wp-content/uploads/2017-5-60.pdf>
- [14] Řešení spodní stavby se systémy Sika – prospekt, Sika CZ S.R.O. dostupné na: <https://cze.sika.com/content/dam/dms/cz01/v/prospekt-cz-Hydroizolace-Reseni-Spodni-Stavby.pdf>
- [15] Schejbal, Richard, Navrhování na mezní stavy nepropustnosti a trhlin, prezentace ke školení Vodonepropustné a vodotěsné konstrukce, 2018, Betonconsult, s.r.o.

- [16] Kohoutková, Alena. Procházka, Jaroslav. Vašková, Jitka. Navrhování železobetonových konstrukcí – příklady a postupy. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2016, 256s.

14. Výpočetní programy

- AutoCAD 2022
- Scia Engineer 21
- Microsoft Office Excel 2007
- Microsoft Office Word 2007
- Geo 5 – Piloty
- Fin EC - Beton

15. Seznam příloh

- Technická zpráva
- Rešerše
- Výkres č. 1 – Schéma rozmístění pilot
- Výkres č. 2 – Púdorys základové desky
- Výkres č. 3 – Výkres tvaru 1. PP a 1. NP
- Výkres č. 4 – Výkres tvaru stropu komor základové konstrukce
- Výkres č. 5 – Púdorys opěrných stěn
- Výkres č. 6 – Schéma výztuže základové desky
- Výkres č. 7 – Schéma výztuže stěn nádrže