

DSP - Není určeno k realizaci

			DIPRO, spol. s r.o.® Dopravní a inženýrské projekty, projektová, inženýrská a konzultační kancelář Modřanská 11 / 1387, 143 00 Praha 12 IČO 48592722		
Stavebník: Technická správa komunikací Hl. m. Prahy Řásnovka 770/8 110 15 Praha 1		Vypracoval: Ing. Tomáš Ředina		Kontrola: Ing. Jan Zrzavý	
		Odp. proj.: Ing. Tomáš Ředina		Zak. číslo: 19 - 097 - 02	
Místo stavby: ul. Strakonická v rozsahu zast. bus Dostihová - Barrandovský most		Ved. projektu: Ing. Adam Beneš		Datum vyprac.: 12 / 2019	
Stavba: STRAKONICKÁ - ROZŠÍŘENÍ Praha 5, č. akce 999170 - II				Stupeň: DSP	
				Měřítko: -	
Výkres: SO300 - DEŠŤOVÁ KANALIZACE ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍCH JAM STATICKÝ VÝPOČET				Číslo výkresu: D.1.3.8.4	

1. ÚVOD	2
2. PODKLADY	2
3. NORMY A LITERATURA	2
4. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	2
5. METODIKA STATICKÉHO POSOUZENÍ	5
6. ODLUČOVAČ ROPNÝCH LÁTEK (ORL)	6
6.1 Statické schéma řez 1.....	6
6.2 Popis posouzení ORL.....	6
6.3 Posouzení proti vztlaku	12
7. VÝÚSTNÍ OBJEKT	14
7.1 Statické schéma řezy 2,3.....	14
7.2 Popis posouzení výústního objektu.....	14



STATICKÝ VÝPOČET

1. Úvod

- Předmětem dokumentace pro stavební povolení je návrh zajištění stavební jámy pro výstavbu výústního objektu a pro osazení odlučovače ropných látek.
- V projektu je navrženo pažení pomocí stěny ze štětovnic tvaru L604. U výústního objektu je je jímka ze štětovnic rozepřena rozpěrným rámem..
- Pažící konstrukce jsou navrženy jako **dočasná konstrukce**. Předpokládaná návrhová životnost je dva roky.

2. Podklady

- 1) Strakonická – Inženýrsko geologická řešerše (11/2017-JK envi s.r.o.)
- 2) Strakonická – Podrobný Inženýrsko geologický průzkum (06/2018-JK envi s.r.o.)
- 3) Strakonická – rozšíření – Vodohospodářské objekty SO300 (04/2018, Dipro s.r.o.)

3. Normy a literatura

- [a] Weissenbach: Baugruben, Teil II+III
- [b] ČSN EN 1997-1 - Navrhování geotechnických konstrukcí
- [c] ČSN EN 1991 - Zatížení stavebních konstrukcí,
- [d] ČSN EN 1992 - Navrhování betonových konstrukcí,
- [e] ČSN EN 1993 - Navrhování ocelových konstrukcí,

4. Geologické a hydrogeologické poměry

Skalní podklad zájmového území je tvořen paleozoickými zpevněnými sedimentárními horninami barrandienského paleozoika, a to ordovického, silurského a devonského stáří. Ordovické horniny jsou zastoupeny souvrstvím kosovským, královským a bohdaleckým, horniny silurského stáří reprezentují souvrství přídolské, kopaninské a liteňské. Devonské horniny jsou zastoupeny lochkovským souvrstvím.

Následuje stručná litologická charakteristika jednotlivých, výše uvedených, horninových souvrství.

Ordovik :

Kosovské souvrství – rytmické střídání křemenců s polohami písčitých nebo jílovitých břidlic

Královské souvrství – jílovité břidlice

Bohdalecké souvrství - jemně slídnaté jílovité břidlice

Silur :

Přídolské souvrství – bitumenní vápence s vložkami vápnitých břidlic

Kopaninské souvrství – vápnité břidlice s podřízenými vložkami vápenců (místa s diabasy, které tvoří intruze a efuze v souvrství)

Liteňské souvrství - jílovité graptolitové břidlice (místa s diabasy, které tvoří intruze a efuze v souvrství)

Devon :

Lochkovské souvrství – jemnozrnné vápence s vložkami břidlic (místa s polohami a konkréciemi rohoveců)

Na geotechnické vlastnosti hornin má značný vliv intenzita zvětrání a jejich tektonické porušení. Podle dokumentace archivních sond, které byly všechny ukončeny v prostředí skalního masívu lze konstatovat, že horniny v břidličném vývoji jsou ve svrchních polohách zcela zvětralé (rozložené) až velmi zvětralé. Tato zvětralinová zóna je však poměrně málo mocná a podle dokumentace archivních

sond dosahuje mocnosti od 0,1 do 1,2 metru. Omezená mocnost je důsledkem dřívější erozivní činnosti povrchového toku Vltavy, která původně vyvinutý a mocnější zvětralinový obal z větší části odstranila. S hloubkou ubývá zvětrání na intenzitě a břidlice lze označit jako mírně až slabě zvětralé. V hloubce cca okolo 20 metrů pod terénem je pak možno předpokládat výskyt zdravých břidlic.

Ostatní typy hornin (kromě břidlic) byly archivními sondami popsány pouze ve dvou vrtech. V sondě č. 292 byly zastiženy v hloubce 9,7 m pod terénem (tj. na kótě 179,2 m n.m.; Balt p.v.) křemence kosovského souvrství. Sondou č. 831 byl v hloubce 10,4 m pod terénem (na kótě 178,4 m n.m.) zastižen bituminózní vápenec. Horninová souvrství ve vývoji křemenců, vápenců (a případně i diabasy) jsou oproti břidlicím mnohem odolnější vůči zvětrávání a z hlediska geotechnických vlastností reprezentují pevnostně výrazně kvalitnější horniny.

Pro účely posuzovaného projekčního záměru nepředstavují horniny skalního podkladu prostředí, ve kterém budou prováděny zemní práce. Ověření přesné hloubkové úrovně výskytu hornin skalního podkladu a jejich geotechnické vlastnosti bude třeba ověřit výhradně v těch částech komunikace, kde jsou navrženy nové opěrné zdi. Při pravděpodobném hlubinném způsobu založení těchto opěrných zdí na vrtaných pilotách je nutno informace o charakteru a geotechnické kvalitě hornin následně doplnit při realizaci inženýrskogeologického průzkumu. Podle příslušných mapových listů „Podrobných inženýrskogeologických map“ v měřítku 1:5000 byla sestavena situace v měřítku 1:7000, kde je orientačně vyznačen výskyt jednotlivých souvrství v posuzované části Strakonické ulice (vázaná příloha č.4).

Pokryvné útvary kvartérního stáří jsou zastoupeny antropogenními sedimenty – navážkami a fluvialními sedimenty.

Podle mapy „B“ (mocnosti pokryvných útvarů) příslušného mapového listu Podrobné inženýrskogeologické mapy v měřítku 1:5000, se celková mocnost kvartérních uloženin v posuzovaném území pohybuje v mocnosti cca od 14 do 18 metrů. Podle dokumentace využitých archivních sond je mocnost kvartérních zemin 9,0 až 17,4 metru. Nižší mocnost pokryvu však je ovlivněna umístěním sondy a nadmořskou výškou terénu v místech, kde byla provedena. Z tohoto vyplývá, že v sondách situovaných blíže k toku Vltavy (tzn. pod svah) byla zjištěna mocnost kvartérního pokryvu menší, než u sond, které byly realizovány v niveletě Strakonické ulice. Mocnost pokryvu v posuzovaném úseku Strakonické ulice je schématicky znázorněna odlišným odstínem barvy v situaci v měřítku 1:7000, která tvoří vázanou přílohu č.4.

Nejsvrchnější polohu pokryvných útvarů v celém posuzovaném úseku tvoří antropogenní sedimenty - navážky. Podle dokumentace využitých archivních sond je jejich mocnost proměnlivá (od 0,9 do 3,7 m) zejména v závislosti na provedených terénních úpravách. Není však vyloučeno, že v rámci inženýrskogeologického průzkumu bude lokálně zjištěna mocnost navážek i větší. Navážky mají převážně charakter místních překopaných zemin s různorodou příměsí – cihly, kameny, a pod. Vzhledem k předpokladu, že navážky budou pravděpodobně v celém úseku tvořit pláň a aktivní zónu rozšiřovaných částí komunikace, budou jejich geotechnické vlastnosti a charakter taktéž upřesněny v rámci následného inženýrskogeologického průzkumu.

Fluvialní sedimenty, které jsou vyvinuty podél toku Vltavy a reprezentují již původní „rostlý“ terén, jsou zde zastoupeny jednak holocénními náplavy, dále pak pleistocénními sedimenty terasové akumulace Vltavy.

Svrchní polohu fluvialních sedimentů je možno globálně charakterizovat jako hlinitopísčité holocénní náplavy (často i s bahnitými polohami), kde podíl šterkové frakce je minimální. Poloha je vnitřně nehomogenní a vyznačuje se nepravidelným střídáním zrnitostně různých typů zemin ve vertikálním i horizontálním směru. Tímto se zásadně liší od spodních a homogennějších pleistocénních sedimentů. V rámci fluvialních sedimentů jsme vyčlenili následující základní facie zemin:

jílovitohlinité, převážně jemně zrnité písky a jílovitopísčité hlíny - z hlediska klasifikace ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“ se jedná o zeminy třídy S5 resp. F3, dle EN ISO 14688-2 symbol clSa resp. saSi. Holocénní náplavy byly archivními sondami zastiženy v hloubce od 0,2 do 3,7 metru pod terénem v mocnosti 1,1 až 6,95 metru.

pleistocénní terasové sedimenty charakteru písčitých šterků lze zrnitostně hodnotit prakticky jako plně homogenní, a to v úzkém spektru klasifikačních tříd G1 a G3, symbol saGr a asiGr. Základ tvoří polymiktní nevytříděná šterkovitá frakce (podíl až 70%) s valouny velikosti do 20 cm. V sondě č.831 byl při bázi polohy zastižen ojedinělý diabasový valoun průměru 40 cm. Výplň je středně až hrubě písčité s proměnlivým stupněm zahlinění. Mocnost písčitých šterků byla v archivních sondách

Strakonická – rozšíření -SO300 – dešťová kanalizace– Pažení stavebních jam

zdokumentována v rozmezí 5,2 až 9,1 metru. Místy je štěrkové frakce menší procento a sediment má charakter písku tř.S1 a písku s příměsí jemnozrné zeminy tř. S3; symboly Sa a siSa.

K návrhu pažení byla v tomto stupni dokumentace použita sonda 163, která je polohově nejvhodnější a svou délkou zasahuje i skalní podloží.

GEOINDUSTRIA n. p., Praha 7, Komunardů 6, odbor inženýrské geologie

Číslo 702/102/56	Název Sondovací práce pro stavební jamy	Sonda z S 10	Průř. dok. 163
Popis Dobr	Podnik Ústav stavební geol.	Rok 1956	Mapa P 8-5
Souřadnice x 745 810	y - 1050 835	z - 190,92	V 36 098

0,00 - 0,30 m šedohnědá hlína jemně písčité, humózní
2,20 m hnědý hlinitý písek, jemný, jemně slídnatý
3,30 m světle šedohnědý písek, jemný až středně zrnitý
4,50 m světle hnědý písčité štěrky střední
12,20 m dtto; hrubý, šedohnědý
12,40 m úlomkovitá temně hnědá jílovitá břidlice, jemně slídnatá, navětralá, s limonit. povlaky na puklinách
13,5 m úlomky tmavě šedých jílovitých břidlic, slabě jemně slídnatých s hojnými křemen. konkréciemi - na úlomkách patrný tektonické ohlasy a drobné pukliny

Hladina podzemní vody nenašena 187,62, ustálena 187,67 m n.m.

190,92
3,30 190,92
3,25

5. Metodika statického posouzení

- Posouzení pažení byl proveden programem **GEO 5 – pažení posudek**, který pracuje s tlaky závislými na deformaci pažící konstrukce. Bylo počítáno se vzestupem hladiny na úroveň 189 mn.m. pro výústní objekt a nastoupání vody na úroveň 191mn.m. pro stavební jámu odlučovače ropných látek. Odlučovač ropných látek byl posouzen na účinky vztlaku.
- Výpočet celé pilotové pažící konstrukce byl proveden programem **GEO 5**, který pracuje s tlaky závislými na deformaci pažící konstrukce.
- Dimenzování ocelových konstrukcí bylo provedeno programem **FIN EC- Ocel**

Posouzení podle ČSN EN 1997

- K posouzení byl zvolen *Návrhový přístup 1 Kombinace 1*.
- V této kombinaci jsou součinitele parametrů zemin $\gamma_m = 1,0$
- U pažících konstrukcí, kde je velikost zemního tlaku závislá na směru deformace, se nedá s jistotou určit ve které části konstrukce působí zemní tlak příznivě a kde nepříznivě, nehledě na možné reálné či nereálné kombinace. Nejlepší představu o chování konstrukce nám proto dává model s reálnými tlaky.
- Proto jsou dílčí součinitele zemního a vodního tlaku ve výpočetním modelu $\gamma_Q = \gamma_w = 1,0$.
- Protože pevnostní parametry zemin byly zavedeny v normových hodnotách, jsou výstupní veličiny v *charakteristických-normových* hodnotách.
- *Návrhové* vnitřní síly v pažící konstrukci obdržíme vynásobením normových hodnot *komplexním součinitelem spolehlivosti modelu* $\gamma_{sm} = 1,35$

6. Odlučovač ropných látek (ORL)

6.1 Statické schéma řez 1

6.2 Popis posouzení ORL

V první fázi budování je běžná návrhová situace s maximálním výkopem a hladinou podzemní vody zvýšenou o 3m. Výška hpv na úrovni 190mn.m. by znamenala zalití pažení výústního objektu o 1m.

Druhá fáze řeší stabilitu jímky před jejím zalitím s hpv na úrovni 191mn.m.

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Nastavení

Standardní - stupně bezpečnosti

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Metodika posouzení :	stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Dočasná návrhová situace			
Stupeň bezpečnosti stability kotvy :	$SF_a =$	1,50	[-]

Kotvy

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Stupeň bezpečnosti na přetržení :	$SF_t =$	1,50	[-]
Stupeň bezpečnosti na vytržení ze zeminy :	$SF_e =$	1,50	[-]
Stupeň bezpečnosti na vytržení ze zálivky :	$SF_c =$	1,50	[-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,80 m

Strakonická – rozšíření -SO300 – dešťová kanalizace– Pažení stavebních jam

Název průřezu : Štětovnice : VL 604

Plocha průřezu	A	=	1,57E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I	=	3,07E-04	m ⁴ /m
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa
Průřezový modul	W	=	1,620E-03	m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl}	=	1,822E-03	m ³ /m

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,00 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,60 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ .	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		stálé	15,00				na terénu

Číslo	Název
1	staveniste

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

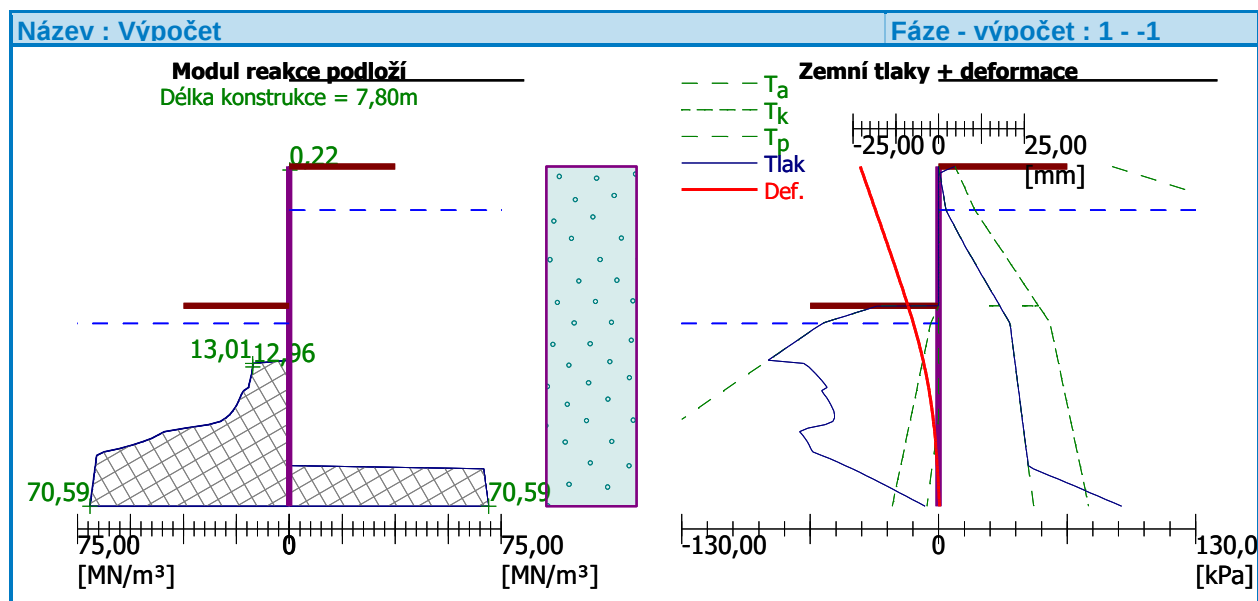
Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.19	87.74
0.57	0.00	0.00	0.00	2.12	13.97	127.89
1.00	0.00	0.00	0.00	3.70	18.29	157.93
1.83	0.00	0.00	0.00	13.35	30.49	193.13
3.20	0.00	0.00	0.00	30.91	50.50	250.88
3.20	0.00	-0.00	-30.83	30.91	50.50	250.89
3.60	0.00	-4.04	-58.90	36.04	56.36	267.78
5.74	0.00	-13.97	-127.89	42.13	66.29	336.77
7.80	-5.86	-23.53	-194.36	47.99	75.85	403.24

Maximální posouvající síla = 39,88 kN/m

Maximální moment = 71,05 kNm/m

Maximální deformace = 22,9 mm



Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

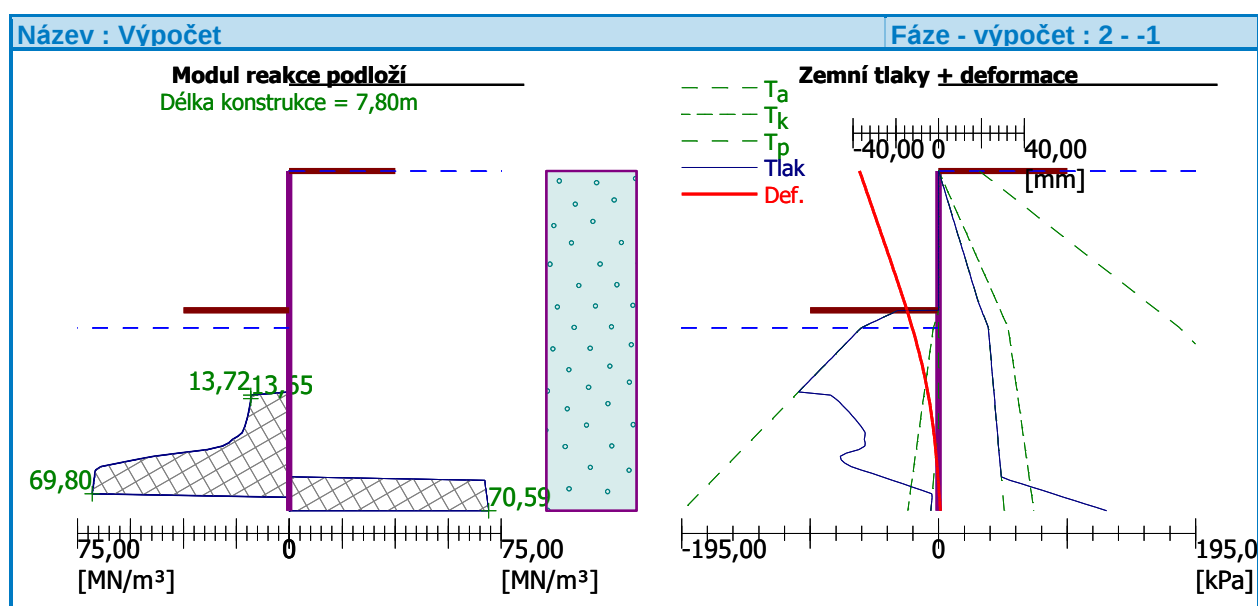
Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.82
3.01	0.00	0.00	0.00	30.10	44.06	157.98
3.20	0.00	0.00	0.00	32.54	46.85	166.03
3.20	0.00	-0.00	-30.83	32.54	46.85	166.03
3.60	0.00	-4.04	-58.90	37.68	52.71	182.93
5.74	0.00	-13.97	-127.89	43.76	62.64	251.91
7.80	-5.86	-23.53	-194.36	49.62	72.20	318.38

Maximální posouvající síla = 56,30 kN/m

Maximální moment = 107,87 kNm/m

Maximální deformace = 37,0 mm



Výpočet stability svahu

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - stupně bezpečnosti

Stabilitní výpočty

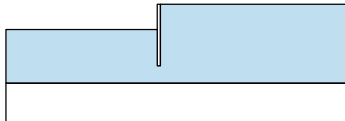
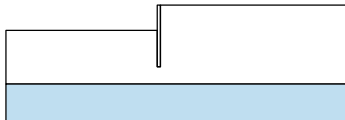
Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti		
Dočasná návrhová situace		
Stupeň bezpečnosti :	SF _S =	1,50 [-]

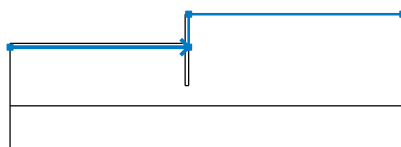
Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Přiřazená zemina
1		Materiál zdi

Číslo	Umístění plochy	Přiřazená zemina
2		Třída S3, strakonicka 
3		G3 

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-19,50	-3,60	0,00	-3,60	0,00	0,00
		23,40	0,00				

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

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-0,90 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-62,61 [°]	
	z =	0,77 [m]		$\alpha_2 =$	84,88 [°]	
Poloměr :	R =	8,63 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 256,00$ kN/mSumace pasivních sil : $F_p = 582,49$ kN/mMoment sesouvající : $M_a = 2209,31$ kNm/mMoment vzdorující : $M_p = 5026,93$ kNm/mStupeň bezpečnosti = $2,28 > 1,50$ **Stabilita svahu VYHOVUJE****Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -37,0 mm

Minimální deformace = 0,8 mm

Maximální ohybový moment = 107,87 kNm/m

Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 56,30 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,20

Dimenzační síly na 1 m stěny $M_{\max} = 129,44$ kNm/m; $Q = 1,49$ kN/m; $N = 0,00$ kN/m $Q_{\max} = 67,56$ kN/m; $M = 38,89$ kNm/m; $N = 0,00$ kN/m**Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q + N$:**

Posouzení ohybu a osově síly:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,340 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,002 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 75,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,104 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M + N$:

Posouzení ohybu a osově síly:

$$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,102 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,090 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

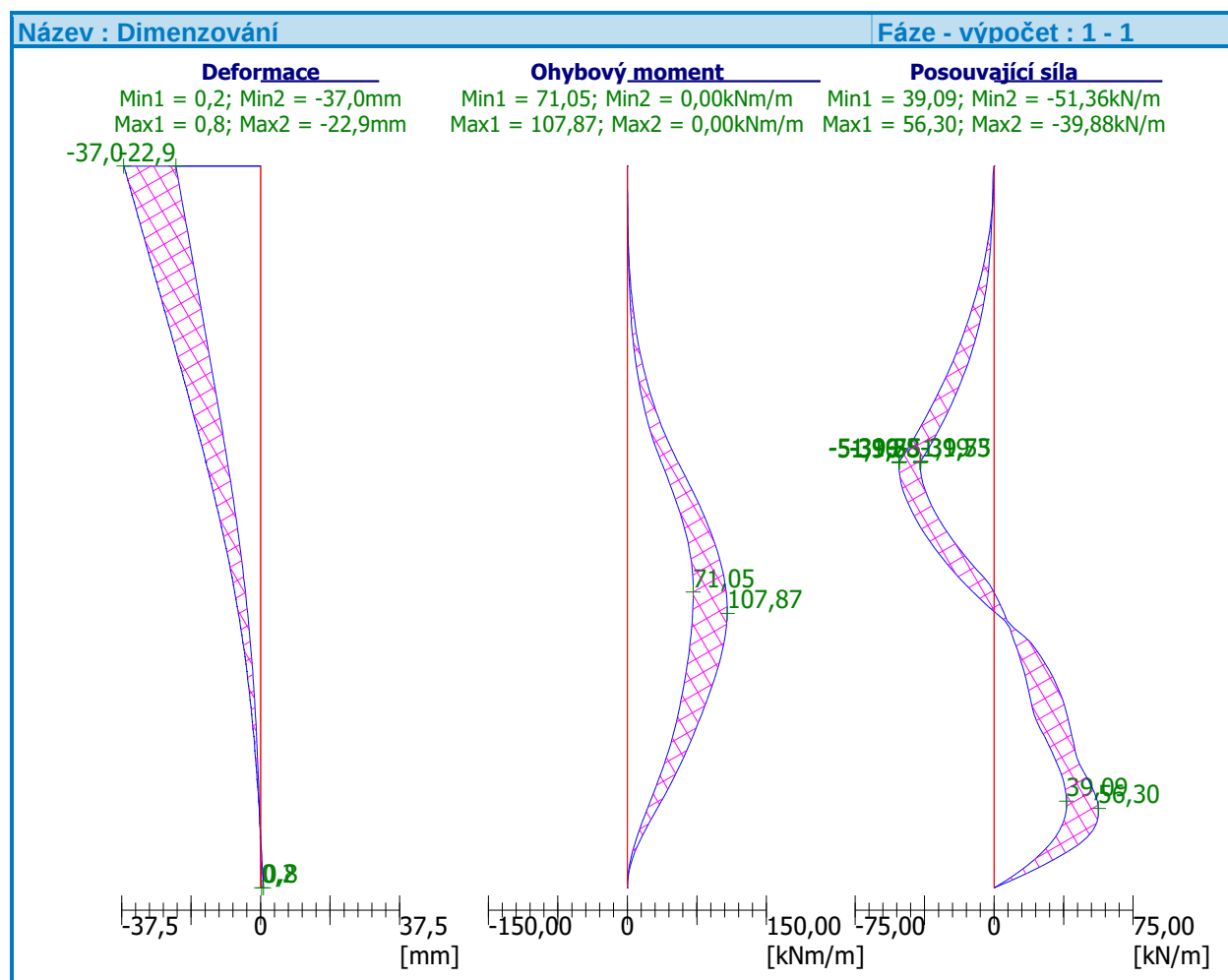
Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 22,72 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 8,50 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,013 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE



Dimenzace č. 2

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

$$\text{Maximální deformace} = -37,0 \text{ mm}$$

$$\text{Minimální deformace} = 0,8 \text{ mm}$$

$$\text{Maximální ohybový moment} = 107,87 \text{ kNm/m}$$

Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m

Maximální posouvající síla = 56,30 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{\max} = 145,62 \text{ kNm/m}; \quad Q = 1,67 \text{ kN/m}; \quad N = 0,00 \text{ kN/m}$

$Q_{\max} = 76,01 \text{ kN/m}; \quad M = 43,75 \text{ kNm/m}; \quad N = 0,00 \text{ kN/m}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osově síly:

$M_{\max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,383 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,002 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 85,07 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,21 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,131 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M + N$:

Posouzení ohybu a osově síly:

$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,115 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,102 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 25,56 \text{ MPa}$

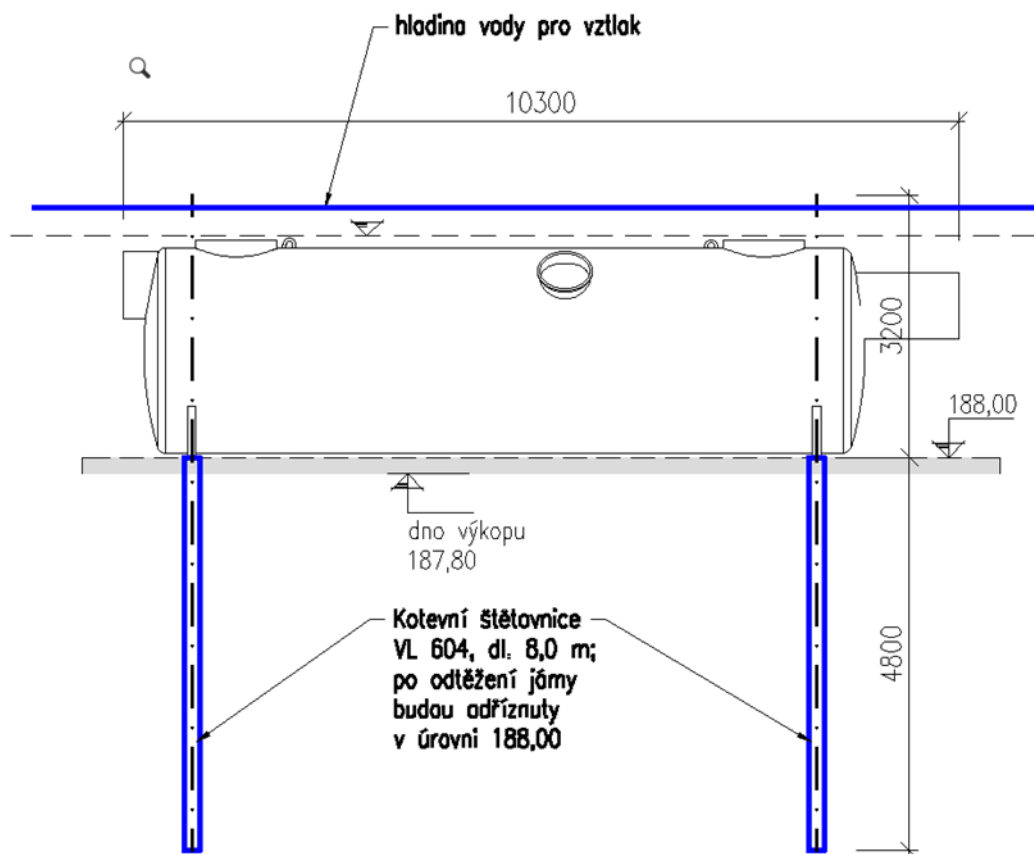
Smykové napětí $\tau_{Ed} = 9,56 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,017 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez VYHOVUJE

6.3 Posouzení proti vztlaku

Nádrž byla posouzena na vztlak při odkopané nádrži a s hladinou řeky nad úrovní ORL.



Objem nádrže	V	50 m ³
hustota vody	ρ	1000 kg/m ³
tíhové zrychlení	g	10 m/s ²

Vztlková síla Fb	$=V \cdot g \cdot \rho$	500000 N
	Fb	500 kN

Tahová síla na 1 kotevní prvke

Ftah	$Fb/4 \cdot 1,5$	187,5 kN
bezp.		
Koef	1,5	

Vzdorující kužel zeminy

$$V = 1/3 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot v \quad 31,2 \text{ m}^3$$

výška prvku vzdorující k terénu	v	6 m
polomer	r	2,796 v.tg φ
	φ	25 deg

Odporující síla $(\gamma_z - \gamma_v) \cdot V \cdot \text{redukční součinitel}$
 $(18,5-10) \cdot 31,2 \cdot 0,8$
212,4 kN

redukční součinitel 0,8

Posouzení Vzporující > Vyvozující
212,4 > 187,5

VYHOVUJE

7. Výústní objekt

7.1 Statické schéma řezy 2,3

7.2 Popis posouzení výústního objektu

Pažení výústního objektu je navrženo na maximální výkop na úroveň 184,4mn.m. a hladinu vody ve vltavě na úrovni 189mn.m., což by znamenalo přelití stavební jímky. Při tomto stavu je do posouzení přidáno posouzení na náraz plavidla v koruně stěny o hodnotě 100kN/m. Při vyšší hladině bude jímka zaplavena. Při následném poklesu vody je nutné odčerpávat rychle vodu z jímky aby nedošlo k poškození jímky tlakem vody z opačného směru, než je standardní stav.

Rozpěry budou z tohoto důvodu přivařeny ke štetovnicím, aby byl tento stav eliminován.

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Nastavení

Standardní - stupně bezpečnosti

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Metodika posouzení :	stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Dočasná návrhová situace			
Stupeň bezpečnosti stability kotvy :	$SF_a =$	1,50	[-]

Kotvy

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Stupeň bezpečnosti na přetržení :	$SF_t =$	1,50	[-]
Stupeň bezpečnosti na vytržení ze zeminy :	$SF_e =$	1,50	[-]
Stupeň bezpečnosti na vytržení ze zálivky :	$SF_c =$	1,50	[-]

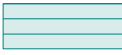
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 11,00 m

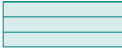
Název průřezu : Štětovnice : VL 604

Plocha průřezu	A	=	1,57E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I	=	3,07E-04	m ⁴ /m
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa
Průřezový modul	W	=	1,620E-03	m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl}	=	1,822E-03	m ³ /m

Základní parametry zemin

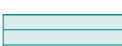
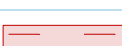
Číslo	Název	Vzorek	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	R6		20,00	20,00	21,00	11,50	10,00
2	R5		25,00	25,00	22,00	12,50	15,00
3	R4-R3		32,00	60,00	23,00	13,50	10,67
4	F4 + navazka		17,00	4,00	18,50	9,00	10,00
5	G3		26,00	2,00	20,00	10,00	18,00
6	Třída S5		26,00	2,00	18,50	8,50	12,00
7	Třída F8, konzistence tuhá		15,00	5,00	20,50	10,50	12,00
8	Třída S1, středně ulehlá		36,50	0,00	20,00	10,00	18,00
9	Třída S2, středně ulehlá		33,50	0,00	18,50	8,50	16,00
10	Třída G5		28,00	6,00	19,50	9,50	13,00
11	Třída S3, středně ulehlá		31,00	2,00	17,50	7,50	15,00
12	Třída S3, strakonicka		27,00	8,00	18,50	8,50	12,00
13	vzduch		1,00	1,00	0,10	0,00	1,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ _{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K _r [-]
1	R6		soudržná	-	0,40	-	-
2	R5		soudržná	-	0,37	-	-
3	R4-R3		soudržná	-	0,28	-	-
4	F4 + navazka		soudržná	-	0,40	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
5	G3		nesoudržná	26,00	-	-	-
6	Třída S5		nesoudržná	26,00	-	-	-
7	Třída F8, konzistence tuhá		soudržná	-	0,42	-	-
8	Třída S1, středně ulehlá		nesoudržná	36,50	-	-	-
9	Třída S2, středně ulehlá		nesoudržná	33,50	-	-	-
10	Třída G5		nesoudržná	28,00	-	-	-
11	Třída S3, středně ulehlá		nesoudržná	31,00	-	-	-
12	Třída S3, strakonicka		nesoudržná	27,00	-	-	-
13	vzduch		nesoudržná	1,00	-	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	R6		0,40	-	15,00	0,30
2	R5		0,37	-	35,00	0,30
3	R4-R3		0,28	-	80,00	0,30
4	F4 + navazka		0,40	-	5,00	0,10
5	G3		0,32	-	30,00	0,32
6	Třída S5		0,35	-	10,00	0,30
7	Třída F8, konzistence tuhá		0,42	-	3,00	0,10
8	Třída S1, středně ulehlá		0,28	57,50	-	0,20
9	Třída S2, středně ulehlá		0,28	32,00	-	0,20
10	Třída G5		0,30	-	40,00	0,30
11	Třída S3, středně ulehlá		0,30	-	17,00	0,30
12	Třída S3, strakonicka		0,35	-	8,00	0,30
13	vzduch		0,49	1,00	-	0,10

Vliv vody

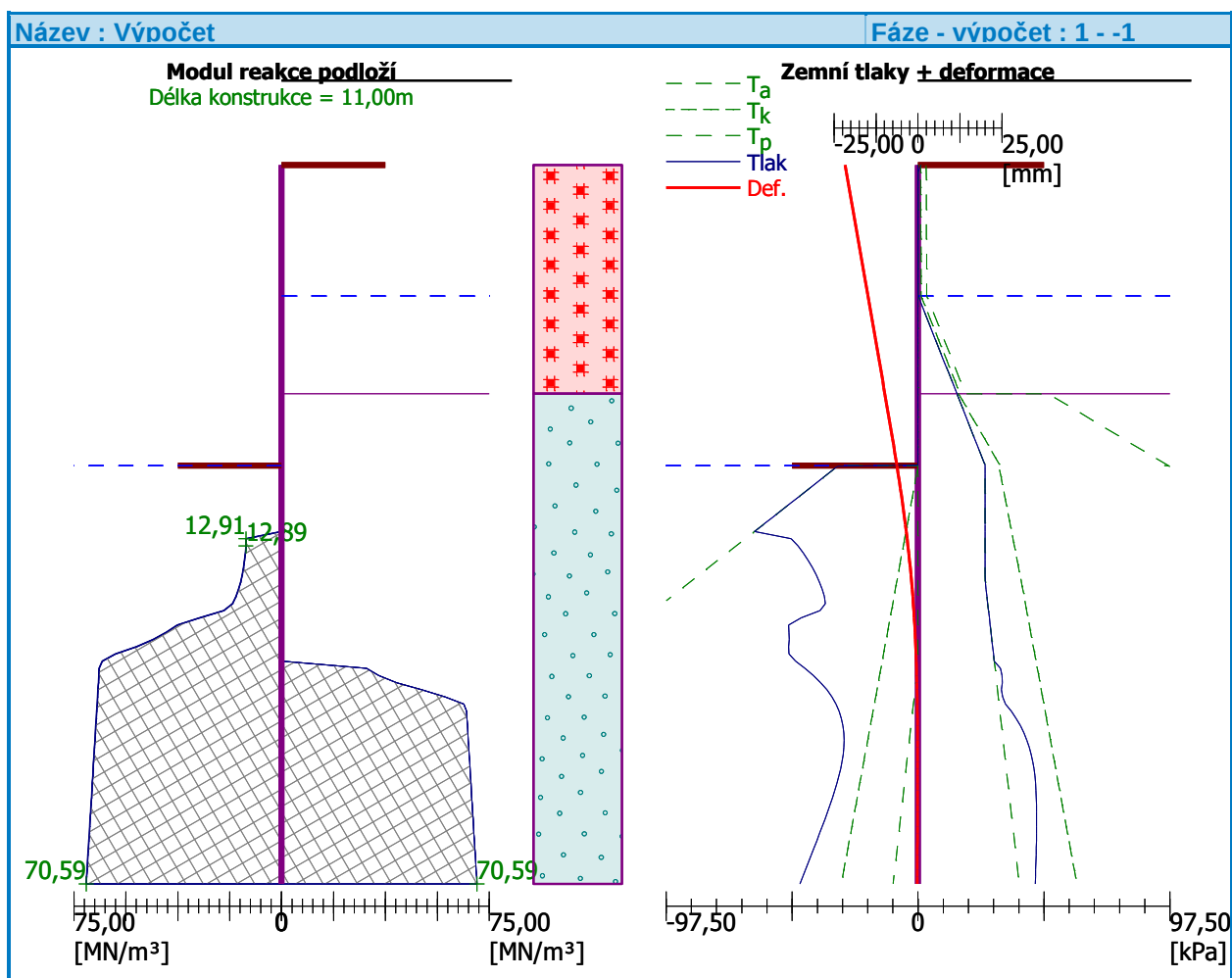
Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,00 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 4,60 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	1,00				na terénu

Číslo	Název
1	staveniště

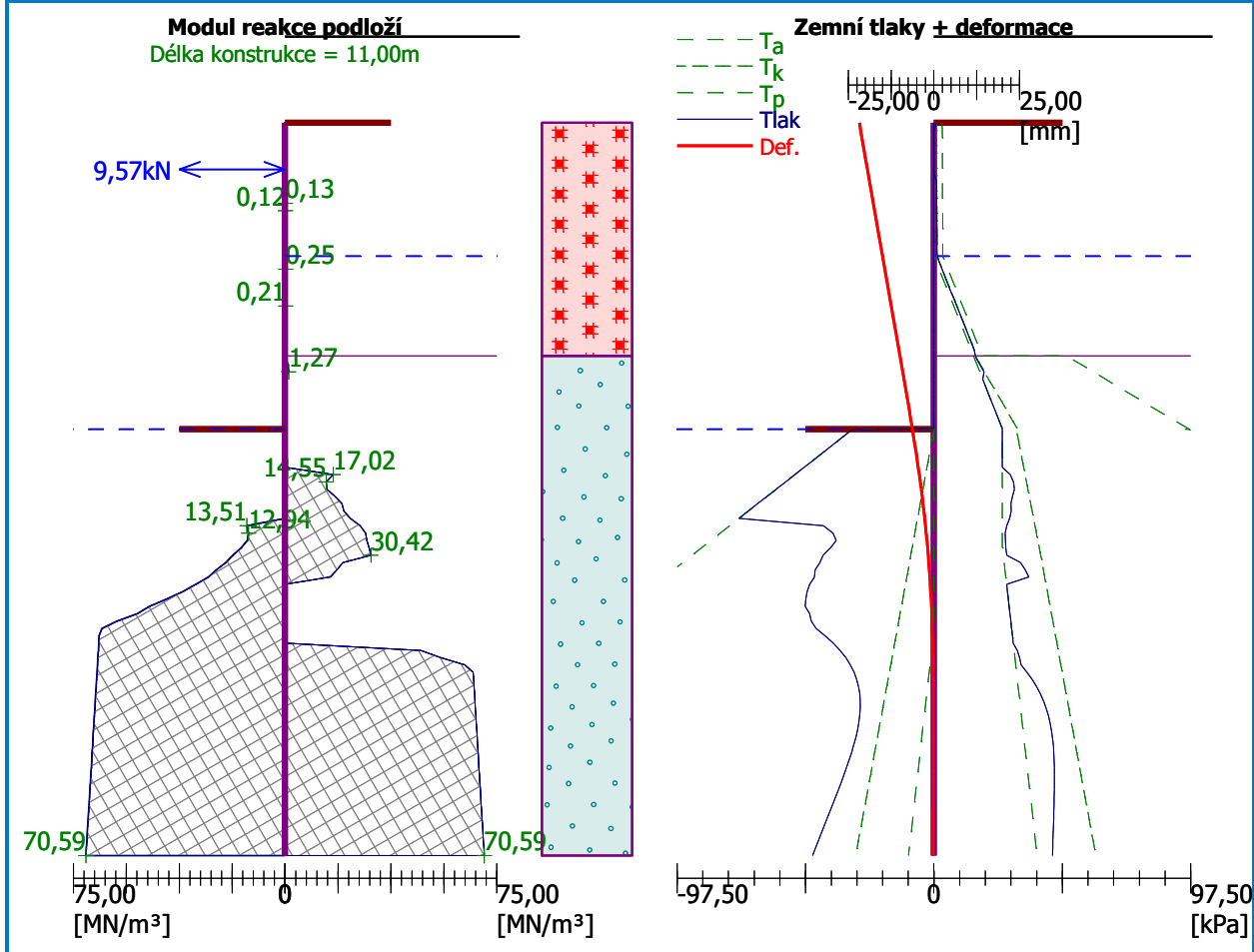
Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)



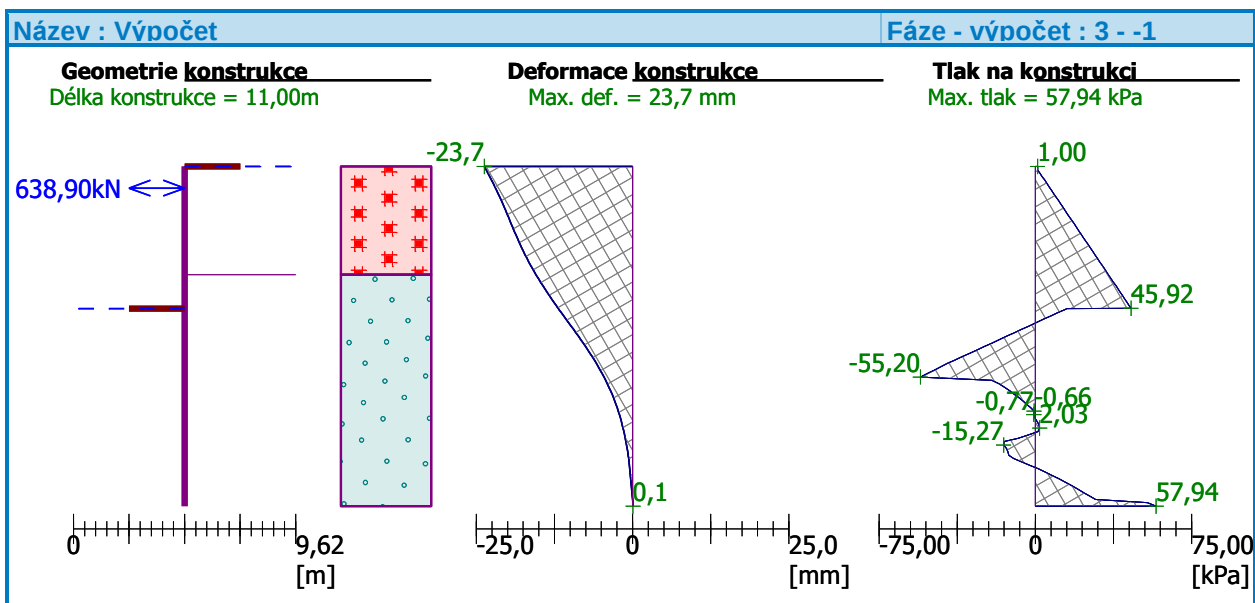
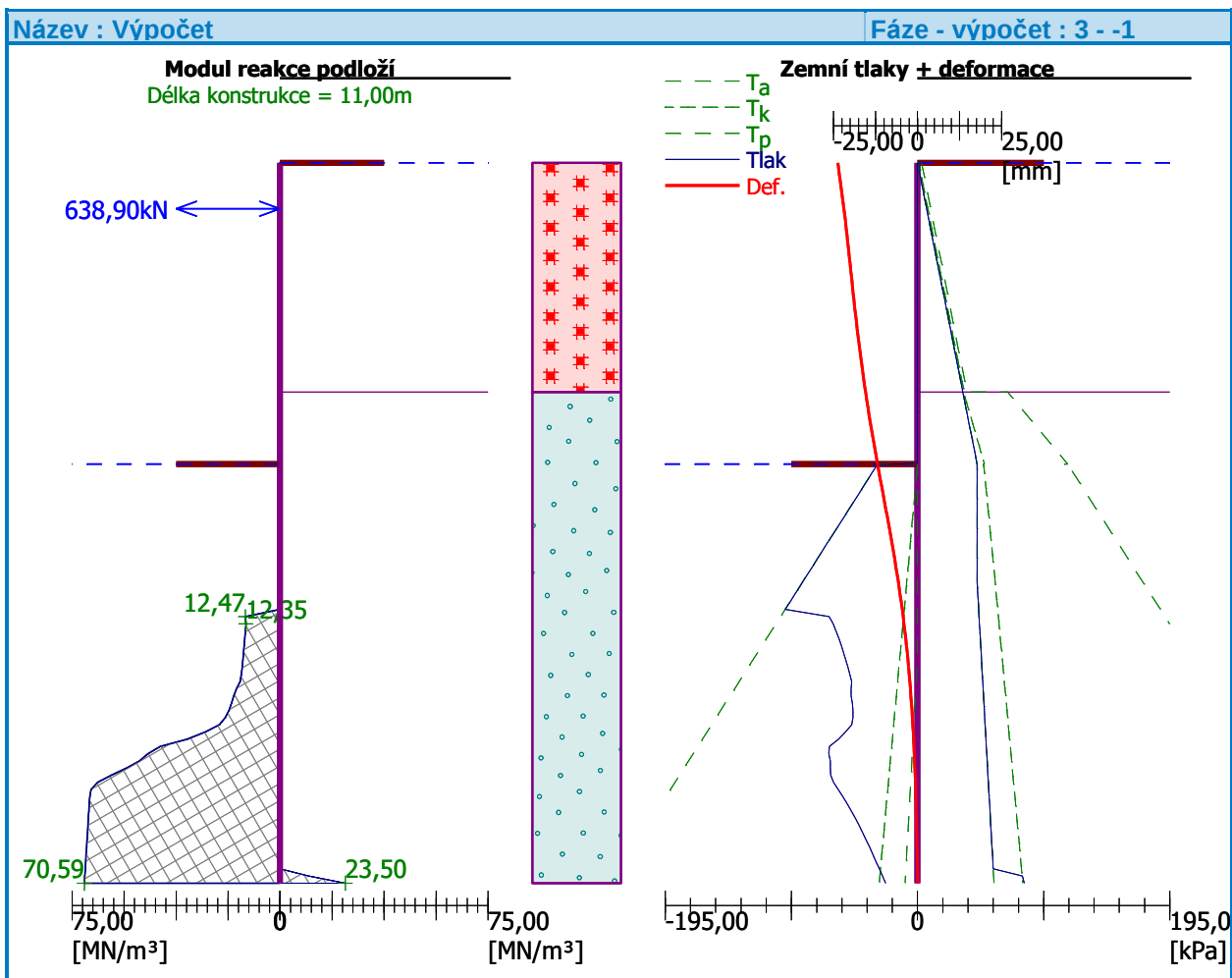
Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 2 - -1



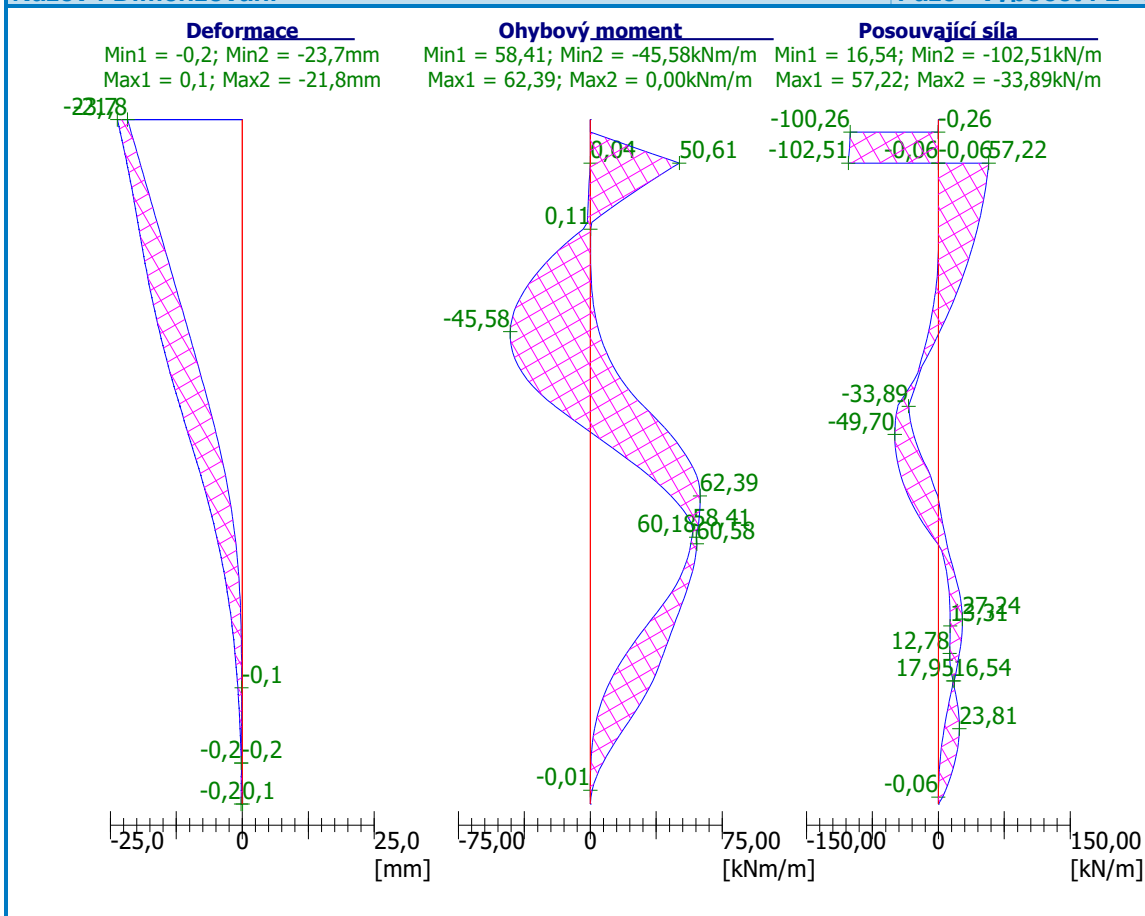
Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)



Dimenzace č. 1

Název : Dimenzování

Fáze - výpočet : 1 - 1



Dimenzace č. 2

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

Dimenzační síly na 1 m stěny

 $M_{\max} = 84,23 \text{ kNm/m}; \quad Q = 1,06 \text{ kN/m}; \quad N = 0,00 \text{ kN/m}$
 $Q_{\max} = 138,38 \text{ kN/m}; \quad M = 68,32 \text{ kNm/m}; \quad N = 0,00 \text{ kN/m}$
Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osových sil:

 $M_{\max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,221 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

 $Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 49,20 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,13 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,044 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M + N$:

Posouzení ohybu a osových sil:

 $M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,179 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

 $Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,185 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 39,91 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 17,40 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,045 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje} \quad \text{Průřez VYHOVUJE}$