



JV PROJEKT VH s.r.o.
Kosmákova 1050/49
615 00 Brno
www.jvprojektvh.cz

Vedoucí projektu: Miloslav JÍLEK	Schválil(a):	Paré:
Číslo zakázky: 23 858	Ing. Jiří VÍTEK	

Pro JV PROJEKT VH s.r.o. vypracoval:

ODP. PROJEKTANT	VYPRACOVAL			POHL cz, a.s. Nádražní 25, 252 63 Roztoky tel.: 233 089 411 , e-mail: roztoky@pohl.cz	
ING. J. ZLÁMAL	ING. J. ZLÁMAL				
<i>Zlamel</i>	<i>Zlamel</i>				
INVESTOR: Statutární město Brno, Dominikánské nám. 196/1, 602 00 Brno				FORMÁT	
INŽENÝRSKÁ ČINNOST: Brněnské vodárny a kanalizace, a.s., Pisárecká 555/1a, 603 00 Brno				DATUM	05/2023
AKCE: BRNO, GAJDOŠOVA II REKONSTRUKCE KANALIZACE A VODOVODU (úsek stavby Bubeníčкова - Mikšíčkova)				ÚČEL	DUSP, PS
				ZAK. Č.	
				ARCH. Č.:	
OBSAH:				MĚŘÍTKO:	VÝKRES Č.:
					6.1
TECHNICKÁ ZPRÁVA vč. STATICKÉHO POSUDKU					



Brno Gajdošova II

Rekonstrukce kanalizace a vodovodu

Investor stavby:
Statutární město Brno,
Dominikánské náměstí 196/1
602 00 Brno

Vypracoval: POHL cz, a.s.
Ing. Jaromír Zlámal
Autorizovaný inženýr
obor geotechnika ČKAIT 0000137
Báňský projektant - osvědčení č. 2132/07

Praha, Rostoky, květen 2023

OBSAH DOKUMENTACE

A.	Technická zpráva	3
A.1	Identifikační údaje	3
A.2	Účel stavby	3
A.3	Podklady	3
A.4	Charakteristika území a geologické parametry zemin (Ing. Kříž 2015)	3
A.4.1	Úložné poměry v trase kanalizace	3
A.4.2	Štolovaný úsek Š1 - Š2	4
A.5	Geotechnické vlastnosti zemin	5
A.6	Větrání štoly	7
A.6.1	Úvod	7
A.6.2	Výpočet větrání - úsek štoly Š1 – Š2	7
A.7	Štola LB4 Š1—Š2	7
A.8	Zapažení jam	8
A.8.1	Společná ustanovení	8
A.8.2	Jáma TŠ1V 2,0 × 2,2m pro provedení protlaku	8
A.8.3	Jáma TŠ2 pro šachtu Š2 3,0 × 3,0m	8
A.8.4	Jáma TŠ1 pro šachtu Š1, Š1a 6,1×9,3m	9
A.9	Bezpečnost práce	10
B.	Statický výpočet	12
B.1	Úvod	12
B.1.1	Popis výpočtu	12
B.2	Zapažení jámy TŠ1V, 2,0/2,2m	12
B.2.1	Úvod	12
B.2.2	Výpočet zatížení	13
B.2.3	Posouzení zapažení jámy	13
B.3	Zapažení jámy TŠ2 PRO Š2, 3,0 × 3,0m	14
B.3.1	Úvod	14
B.3.2	Výpočet zatížení	14
B.3.3	Posouzení zapažení jámy	14
B.4	Zapažení jámy TŠ1 pro š1, Š1a	16
B.4.1	Úvod	16
B.4.2	Jáma TŠ1 pro š1, Š1a 6,1×9,3m	16
B.4.3	Výpočet zatížení	16
B.5	Posouzení ostění štoly K21-LB4-2243/2331 (2134/2258)mm	18
B.5.1	Výpočet velikosti poklesové kotliny nad štolou K21-LB4-2243/2331 (2134/2258)mm	20
B.5.2	Podmínky pro vedení ražby požadavky na rozsah geomonitoringu	21
B.6	Protlak DN 324/8mm	21
B.6.1	Popis výpočtu	21
B.6.2	Výpočet zatížení	22
B.6.3	Vnitřní síly v trubce od svislého zatížení	23
B.6.4	Výsledky výpočtu z programu pros	23
B.6.5	Kombinace svislého zatížení a protlačovací síly	25
B.7	Výpočet předpokládaných posunů a poklesů nad protlakem 324/8mm	25
B.8	Posouzení opěry pro tlačné zařízení	26
B.9	Předpoklady statického výpočtu	26
B.10	Literatura a ČSN	27

A. Technická zpráva

A.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Název stavby: Brno Gajdošova II, Rekonstrukce kanalizace a vodovodu
Místo stavby: Kraj: Brno, Kat. území: Židenice
Odvětví: vodní hospodářství
Charakter stavby: novostavba
Investor stavby: Statutární město Brno, Dominikánské náměstí 196/1, 602 00 Brno
Zpracovatel PD: JV PROJEKT VH s.r.o.
Kosmákova 1050/49, 615 00 Brno, společnost zapsaná v obchodním rejstříku u Krajského soudu v Brně v oddílu C, vložce číslo 45356
jednatel společnosti: Ing. Jiří Vítek
vedoucí projektu: Miloslav Jílek
Tel.: 545 246 061-3, Fax: 545 214 222, e-mail: jvprojektvh@jvprojektvh.cz
http: www.jvprojektvh.cz, IČ: 269 17 581, DIČ: CZ26917581
Bankovní spojení: Unicredit Bank Czech Republic and Slovakia, a.s., Divadelní 2, Brno
ČBÚ: 2109891686/2700
Stupeň PD: DUSP, PS

A.2 ÚČEL STAVBY

Předmětem dokumentace je:

- monolitická stoka s čedičovým žlábkem v úseku Bubeníčкова – Mikšíčkova mezi šachtami Š1–Š2 v klasicky ražené štole, s rámy z ocelové důlní výztuže LB4 ve štole.
- protlak ocelové chráničky Ø324/8mm pro uložení vodovodního potrubí DN 200.
- Těžní jámy TŠ1, TŠ2 a TSV1, které jsou zapaženy válcovanými I profily.

A.3 PODKLADY

- Digitální katastrální mapa
- Metodické pokyny, směrnice a další technické předpisy – SGR č. 10/2014
- TKP; technické a kvalitativní podmínky staveb
- TKP-D; technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb
- Vyhláška 62/2013 Sb., o dokumentaci staveb
- Stavební zákon 350/2012 Sb., o územním plánování a stavebním řádu
- Brno, Gajdošova II, Rekonstrukce kanalizace a vodovodu, (úsek stavby Bubeníčкова - Mikšíčkova), Inženýrsko-geologický průzkum, Symbiotechnika s.r.o., geologické práce, ing. Jan Kříž, IČO: 479 49 261 • DIČ: CZ 5911191715, prosinec 2015
- Závěry z jednání
- ČSN a příslušné bezpečnostní předpisy.

A.4 CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ A GEOLOGICKÉ PARAMETRY ZEMIN (ING. KŘÍŽ 2015)

A.4.1 Úložné poměry v trase kanalizace

Úložné poměry na lokalitě jsou patrné z petrografických popisů **vrtaných sond S 1 - S 5**, které byly provedeny pod úroveň nivelety výkopu, do hl. 6,00m a nejbližších archívních sond.

Předkvartérní podloží tvoří **neogenní sedimenty** v pelitickém vývoji. Terciární **jíly** (tégly) nebyly sondami aktuálního geologického průzkumu zastíženy a vyskytují se hlouběji, **mimo dosah projektovaných zemních prací**. Nejbližší archívní sondy v obdobných geomorfologických podmínkách (J 3, J 6, S216, S 7, S 9, V 4) zastihly povrch šedozelených, prachovitých, vápnitých, vysoce plastických, jílu, v průměru tuhé a tuhé až pevné konzistence, v hl. 7,10 - 8,60m pod terénem. Sondy do hl. 6,00m byly ukončeny v nadložních fluvialních písčitých štěrcích.

Popis poměrů v zájmovém území se týká geologických poměrů nezměněných výstavbou dotčené kanalizace a vodovodu. Malá část výkopových prací bude prováděna v trase původního potrubí a zastíženy budou zeminy použité na **zásyp potrubí**. Předpokládáme, že potrubí bylo zasypáno zeminou získanou při výkopových pracích (**směs místních hlín**) s proměnlivě soudržnými až nesoudržnými **hlinitoštěrkovitými, písčitými a hlinitopísčitými zásypy**. Zeminy mohou být promíchány a jejich ulehlost se liší od zemin v přirozeném stavu. Širší zájmové území levobřežního údolního svahu Svitavy pokrývají spraše a **sprašové hlíny**. Jsou to eolické sedimenty naváté v pleistocénu. Ty byly druhotně přemístěny svahovými pohyby a dešťovým ronem. Na této cestě byly lokálně přimíšeny písčité zrna a jílovité částice. Tyto zeminy se vyskytují i na okraji údolní nivy, resp. v patě svahů pahorkatiny, v souvrství svrchních soudržných zemin, které se významně uplatní v objemu zemních prací. Jsou většinou okrově hnědé, vápnité (bíle žilkované), s konkréciemi CaCO₃ Spraše mají typickou sloupcovitou odluč-

nost. Odlučné plochy jsou povlečeny bílými vápnitými záteky. Souvrství je často tvořeno degradovanými odvápněnými sprašemi. Zeminy velmi snadno přijímají vodu a při nasycení ztrácí pevnost a jsou rozbrádkavé. Průzkumnými pracemi byly zastiženy **prachovité hlíny, zajiřované**, eolické (sprašové hlíny), deluvioeolické až deluvio-fluviální geneze (přepravené spraše), tř. F6 (CL - CI) - *jíl s nízkou až střední plasticitou*. Jejich konzistence je většinou **tuhá**, lokálně lepší než tuhá, resp. měkká až tuhá. Zeminy jsou místy písčité (**prachovito-písčité hlíny**), eventuálně jílovitější (až prachovito-jílovité hlíny). Zemní práce budou probíhat v podstatném objemu v těchto hlínách. Báze kvartérních soudrzných hlín byla ověřena v hl. 4,20 - 5,20m.

Hlouběji výkop zasáhne do slabě soudrzných až nesoudrzných zemin. **Fluviální souvrství šterkopísčitých** terasových sedimentů řeky Svitavy (nízká až terasa), je složeno z převážně dokonale opracovaných valounů **šterku**, tvořených materiálem brněnské vyvřeliny, droby ad. Velikost valounů je v dosahu výkopu frakce drobný až hrubý šterk, s kamenitými valouny do 10cm. Mezerní výplň šterků je **písčitá až hlinitopísčitá**. Jedná se o zeminy tř. G4 (GM) - *šterk hlinitý*, resp. G3 (G-F) - *šterk s příměsí jemnozrnné zeminy*. Písčité frakce lokálně převažují nad šterkovými, šterky jsou v povrchových vrstvách lokálně jen drobně až středně zrnité. Souvrství je **ulehlé**. Nesoudrzné a málo soudrzné zeminy nejsou v dosahu zemních prací při průměrném vodním stavu zvodnělé. Eventuální zvodnění by bylo možné očekávat jen při vysokých vodních stavech. Polohy nesoudrzných šterkopísčitých sedimentů je třeba bezprostředně po otevření výkopu **pažit**. Byly zastiženy ve všech sondách. Svrchní polohy souvrství tvoří lokálně slabě soudrzné až nesoudrzné vrstvy jemně až hrubě zrnitých **písků**, zahliněných až **hlinitých**, s příměsí šterku, tř. S4 (SM) - *písek hlinitý*, resp. tř. S3 (S-F) - *písek s příměsí jemnozrnné zeminy*. Nesoudrzné fluviální sedimenty budou zastiženy na dně a ve spodní části výkopu především v 1. polovině trasy.

V archívních sondách byly popsány šterky s kamenitými až balvanitými valouny 15 - 25cm (archivní sondy V 4, S 216). Ve svrchním polygenetickém souvrství byly v archívních sondách zastiženy polohy deluvioeolických **prachovitých vápnitých písků** (archivní sonda J 3) a mocnější vrstvy **prachovito-písčitých hlín**, s příměsí šterku (archivní sondy J 6, S 7, S 9).

Území je zarovnáno **navážkami**, jejichž báze byla zastižena cca 1,00 - 1,60m pod terénem, místy se vyskytuje rostlý terén již pod konstrukcí vozovky (sondy S 3, S 5). Navážky tvoří většinou **směs místních hlín**, proměnlivě písčitých, tuhé konzistence, s proměnlivou příměsí stavebního odpadu (úlomky cihel a kamene). Část navážek je **méně soudrzná** a tvoří je **hlinité písky** s příměsí **úlomků** a fragmenty **stavebního**, resp. komunálního (popeloviny) **odpadu**. Zemními pracemi bude dotčena **konstrukce vozovky** (viz kap. 5.6).

A.4.2 Štolovaný úsek Š1 - Š2

Klasický ražená štola je navržena v úseku Š1 - Š2. V těsné blízkosti šachty Š1 byla provedena archivní sonda J 5 do hl. 8,00m. Průzkum z r. 1980 byl realizován před rekonstrukcí křižovatky Bubeníčкова - Gajdošova, výška sondy (původní terén) je cca o 1,10m níže než terén stávající. V těsné blízkosti šachty Š2 byla provedena sonda S 1 aktuálního geologického průzkumu. Zeminy z archívního průzkumu byly vyšetřeny v laboratoři.

Prostředí ražby, v její horní části, budou tvořit v daném úseku deluvioeolické světle hnědé až šedohnědé **prachovité hlíny, zajiřované**, proměnlivě **písčité** (písčitá příměs až 29% - dle laboratorních rozborů). Zeminy tř. F6 (CL - CI) - *jíl s nízkou až střední plasticitou* (laboratorních rozbor - $w_L = 33\%$) jsou v průměru tuhé konzistence (laboratorních rozbor - $I_c = 0,80$). Jedná se o **horniny měkké**, tř. VIIa ($f_p = 0,8$), netlačivé, I. stupně ražnosti, suché. **Nadloží** budou tvořit výše popsané **prachovité hlíny, zajiřované, písčité** a bazální polohy slabě vápnitých **sprašových hlín**, tř. F6, tuhé konzistence. Jedná se o **stabilní soudrzné prostředí** dostatečné mocnosti. Svrchní málo mocné navážky ražbu samy o sobě ražbu negativně neovlivní. Je však třeba počítat se **zásypy stávajících sítí**, především **původní kanalizace**.

Báze soudrzného souvrství je na kótě 204,10 (sonda J 5) - 203,60 (sonda S 1). Soudrzné zeminy tvoří cca 40 - 70% profilu ražby v jeho horní části. Pod touto úrovní byly zastiženy slabě soudrzné až nesoudrzné deluvioeolické silně hlinité písky (v sondě J 5) a terasové písčité šterky, zahliněné až hlinité (v sondě S 1).

V sondě J 5 byly zastiženy světle hnědé silně **hlinité** jemně zrnité **písky** až silně písčité hlíny, tř. S4 (SM) - *písek hlinitý* až F3 (MS) - *hlína písčitá*. Jedná se o **horniny velmi měkké**, tř. VIII ($f_p = 0,6$), slabě soudrzné, slabě tlačivé až tlačivé, I. - II. stupně ražnosti, suché.

V sondě S 1 byly zastiženy rezivě hnědé drobně až středně zrnité **šterky hlinito-písčité**, tř. G4 (GM) - *šterk hlinitý*. Od hl. 5,00m byly dokumentovány drobně až hrubě zrnité **písčité šterky**, zahliněné, ulehlé, tř. G3 (G-F) - *šterk s příměsí jemnozrnné zeminy*. Jedná se o **horniny měkké**, tř. VIIa ($f_p = 0,8$), nesoudrzné, tlačivé, II. stupně ražnosti, suché.

Podložní vysoce až velmi vysoce plastické **neogenní jíly**, tuhé konzistence, byly dokumentovány až cca 2,00m pod počvou. **Hladina podzemní vody** byla zastižena cca 1,00m pod počvou (v sondě J 5). Ražbou budou zčásti dotčeny **zásypy stávající kanalizace**. Ty jsou jako celek nestejnorodé, různě ulehlé, slabě proměnlivých fyzikálních a mechanických vlastností. Předpokládat lze soudrzné zásypy charakteru hlín, které obsahují proměnlivou příměs úlomků (až oj. úlomky) stav. odpadu. **Hlinité zásypy**, tř. F6Y, resp. F4Y, které zasáhnou do **profilu štoly** jsou převážně tuhé konzistence. Jedná se o **horniny měkké až velmi měkké**, tř. VII - VIII (součinitel pevnosti $f = 0,6 - 1,0$), slabě tlačivé až tlačivé, I. - II. stupně ražnosti, z hlediska zavodnění suché.

Výskyt zcela **nesoudržných poloh** je málo pravděpodobný, ale je třeba počítat s méně soudržnými polohami písčitého až štěrkopísčitého charakteru s vlastnostmi jako výše uvedené deluvioeolické a fluvialní zeminy (horniny měkké až velmi měkké).

Ražbu v netlačivých a **slabě tlačivých zeminách**, s tlačivými polohami ve spodní části ražby, lze považovat za bezpečnou jen v případě **kontinuálního provádění** a s dalšími projektovými opatřeními. Při uvažovaném přerušení prací je třeba čelbu zapažit. **Ohrožení** pro zabezpečení výrubu představuje **výskyt** heterogenních **zásypů stávající kanalizace** s možnými polohami nestabilních slabě soudržných až nesoudržných zemin a deluvioeolické a fluvialní slabě soudržné až nesoudržné vrstvy jemnozrnných **hlinitých písků** a proměnlivě zahliněných **písčitých štěrků** ve spodní části profilu štol. V důsledku těchto geologických podmínek může být spodní část čelby výrubu **nestabilní**.

Ohrožení pro zabezpečení výrubu by představoval **výskyt podzemní vody**, která se však v době průzkumu vyskytovala cca 1,00m pod počvou. Při **průměrném vodním stavu** bude ražba prováděna v **bezvodém prostředí**. Při vysokém vodním stavu, resp. při povodňových stavech, by se mohl projevit přítok podzemní vody ve spodní části profilu ražby, s negativními důsledky na stabilitu čelby při ražbě v jemnozrnných píscích, resp. písčitých štěrčích. Při vysokém vodním stavu by mohl přítok vody činit až 1,0 - 2,0 l. s⁻¹.

Heterogenní **zásypy** v **trase štol** mohou ražbu negativně ovlivnit. Situaci dále zhoršuje **silniční komunikace** nad částí raženého díla (dynamické namáhání vyvolané dopravou). Výskyt **nesoudržných poloh** v zásypech **ve stropní části štol** by mohl vyvolat i jejich vysypání do profilu štol. Při ražbě v nesoudržných zeminách (zásypy) se zajistí klenba štol třecími svorníky Pakran 5 jako dočasná výztuž nadloží štol. Třecí svorníky Pakran 5 umožňují po ukotvení následnou injektáž zemin. Toto technické řešení fixuje trhliny v porušeném masivu, které se při tlakové injektáži nezvětšují.

Nad osou díla se vytváří **poklesová kotlina**. Deformace jsou důsledkem tlaku nadloží a uvolňování napětí horninového masívu. Klasická štola umožňuje provádět doprovodná opatření, která nezhorší geotechnické vlastnosti nadložních zemin. Z toho vyplývají i výpočtové parametry poklesové kotliny. Jsou však závislé na kvalitě provedených prací. Prognózané hodnoty se týkají systematických poklesů, které se projevují nad raženým dílem po celé jeho délce.

V **profilu ražby** se nachází **rozhraní vrstev** s rozdílnými geotechnickými vlastnostmi zemin. Nelze přesně prognózovat převažující geologické prostředí (**výskyt** heterogenních zásypů). To má vliv na **stabilitu čelby** při štolování. Při **technologii štolování** je nutné dodržovat **doprovodná opatření** ke zlepšení zemního prostředí (**pažení, injektáž**) a dalších činností (**předvrty** v čelbě). Přesto je nutné počítat s nepříznivým vlivem realizované stavby na nadloží, která se projeví na povrchu jako **poklesová kotlina**.

Vzhledem k charakteru zemin v úrovni ražby a v nadloží na části trasy (zásypy, resp. navážky), lze vyloučit **porušení stability výrubu** a vznik **singulárních poklesů** pouze pokud bude dodržována **technologická kázeň**. Situaci zhoršuje provoz na silniční komunikaci, která vede nad raženým dílem (dynamické namáhání vyvolané dopravou). Vzhledem k těmto skutečnostem je nutné zajistit pravidelné **inženýrsko-geologické sledování stavby**.

S 1 (208,19)

0,00 - 1,00m	konstrukce vozovky: asfaltová vrstva (49cm) + makadam, s příměsí štěrkopísku a drobných úlomků cihel (21cm) + štěrkopísčitý podsyp (30cm)
1,00- 1,20	navážka: šedohnědá písčitá hlína, tuhá, s oj. drobnými úlomky cihel, 3, F6Y
1,20-3,10	okrově hnědá prachovitá hlína, zajiňovaná (sprašová hlína), slabě vápnitá (konkrece), tuhá, 2-3, F6 v hl. 2,10-2,70m měkká až tuhá
3,10-4,60	světle hnědá narezlá prachovitá hlína, zajiňovaná (odvápněná), lepší než tuhá, 3, F6
4,60 - 5,00	od hl. 4,00m více zjiňovaná, až prachovito-jílovitá hlína rezivě hnědý drobně až středně zrnitý štěrk hlinito-písčitý, opracované valouny do 3 cm, 3, G4
5,00 - 6,00	rezivě hnědý drobně až hrubě zrnitý štěrk písčitý, zahliněný, opracované valouny do 6cm, oj. do 10cm, ulehlý, 3-4, G3 v hl. 5,70 - 6,00m silně písčitý, G3 - S3
bez vody	

A.5 GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI ZEMIN

Neogenní jíly (tégly) lze řadit dle ČSN 73 1001 do tř. F8 (CH - CV) - *jíl s vysokou až velmi vysokou plasticitou*. Zeminy jsou v povrchových vrstvách tuhé ($I_c < 1,00$), s hloubkou vyšší konzistence. Lze jim přiřadit průměrné fyzikálně-mechanické vlastnosti:

objemová tíha $\gamma = 20,0 - 21,0 \text{ kN.m}^{-3}$	modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 3,0 - 4,0 \text{ MPa}$
efektivní soudržnost $c_{\text{ef}} = 8 - 14 \text{ kPa}$	efektivní úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}} = 13-17^\circ$
Poissonovo číslo $\nu = 0,42$	výpočtová únosnost $R_{\text{dt}} = 100 \text{ kPa}$ (bez vlivu tíhy nadlož. zemin)
3. tř. těžitelnosti dle ČSN 73 3050	

Fluviální nesoudržné sedimenty jsou zastoupeny šterkopísky, které se při povrchu souvrství střídají s polohami hlinitých písků. Ulehle drobně až hrubě zrnité **šterky**, s písčitou až hlinitopísčitou výplní mezer, většinou ulehle, lze řadit do tř. G3 (G-F) - *šterk s příměsí jemnozrné zeminy* a do tř. G4 (GM) - *šterk hlinitý*. Vlastnosti šterků lze vymezit hodnotami:

objemová tíha $\gamma = 19,0 \text{ kN.m}^{-3}$	modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 60 - 100 \text{ MPa}$
efektivní soudržnost $c_{\text{ef}} = 0 - 8 \text{ kPa}$	efektivní úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}} = 30 - 35^\circ$
Poissonovo číslo $\nu = 0,25 - 0,30$	výpočtová únosnost $R_{\text{dt}} = 250 \text{ kPa}$ (bez vlivu tíhy nadlož. zemin)
3. - 4. tř. těžitelnosti dle ČSN 73 3050	

Jemně až hrubě zrnité **písky**, zahliněné až hlinité, s proměnlivou příměsí šterku, lze řadit do tř. S3 (S-F) - *písek s příměsí jemnozrné zeminy* až S4 (SM) - *písek hlinitý*. Podobné vlastnosti mají i deluvioeolické jemnozrné písky, silně hlinité, zastižené na začátku trasy kanalizace, které lze řadit do tř. S4 (SM) - F3 (MS) - *písek hlinitý až hlína písčité*.

objemová tíha $\gamma = 17,5 - 18,0 \text{ kN.m}^{-3}$	modul přetvárnosti $E_{\text{def}} \geq 5,0 \text{ MPa}$
efektivní soudržnost $c_{\text{ef}} = 0 - 12 \text{ kPa}$	efektivní úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}} = 28 - 31^\circ$
Poissonovo číslo $\nu = 0,30 - 0,35$	výpočtová únosnost $R_{\text{dt}} = 175 \text{ kPa}$ (bez vlivu tíhy nadlož. zemin)
3. tř. těžitelnosti dle ČSN 73 3050	

Svrchní eolické až deluvioeolické **sprašové hlíny** a **prachovité hlíny**, zajílované (přeplavené sprašové hlíny), jemně písčité, resp. prachovito-písčité hlíny, jsou v průměru tuhé konzistence. Lze je řadit do tř. F6 (CL - CI) - *jíl s nízkou až střední plasticitou*.

objemová tíha $\gamma = 19,0 - 20,0 \text{ kN.m}^{-3}$	modul přetvárnosti $E_{\text{def}} \geq 3,0 \text{ MPa}$
efektivní soudržnost $c_{\text{ef}} = 8 - 16 \text{ kPa}$	efektivní úhel vnitřního tření $\varphi_{\\text{ef}} = 17 - 21^\circ$
Poissonovo číslo $\nu = 0,40$	výpočtová únosnost $R_{\text{dt}} = 100 \text{ kPa}$ (bez vlivu tíhy nadlož. zemin)
2.-3. tř. těžitelnosti dle ČSN 73 3050	

Navážka tvoří v zájmovém území většinou souvislou vrstvu. Jako celek je **nestejnorodá** a různě ulehle, různých fyzikálních a mechanických vlastností. Jedná se většinou o **soudržné navážky** charakteru místních hlín, s oj. úlomky nebo příměsí stavebního, resp. komunálního odpadu. Jejich geotechnické vlastnosti jsou blízké hlínám. Část navážek je **málo soudržná** až nesoudržná a tvoří je hlinité písky s příměsí a fragmenty stavebního odpadu. Nelze vyloučit i další polohy málo soudržných hlinitých písků a šterkopísků nebo směs hlín a šterkopísků se stavební sutí. Jejich geotechnické vlastnosti jsou blízké zeminám šterkopísčitým a písčitým. Navážky s převážujícím hlinitým podílem řadíme do tř. F6 (CIY), F4 (CSY), v případě většího podílu hrubých částí do tř. F1 (MGY), nesoudržné polohy do tř. S4 - G4 (SMY - GMY).

objemová tíha $\gamma = 17,0 - 19,0 \text{ kN.m}^{-3}$	$E_{\text{def}} \leq 3,0 \text{ MPa}$
3. - 4. tř. těžitelnosti dle ČSN 73 3050	

Geologické prostředí	místní normové charakteristiky							
	ČSN 73 1001 třída	γ (kN.m^{-3})	E_{def} (MPa)	C_{ef} (kPa)	φ_{ef} ($^\circ$)	ν	Výp. únosnost R_{dt} (kPa)	tř. těžitelnosti
Navážky	F6Y F8 F4Y	17-19,0	3	-	-	0,37	-	3-4
Neogenní jíly (tégly)	F6 (CI) až F8 (CH)	20,0-21,0	3,0-4,0	8 - 14	13-17	0,42	100	3
Hrubě zrnité šterky	G3 (G-F)	19,0	60-100	0 - 8	30 - 35	0,25 - 0,3	250	3-4
Jemně až hrubě zrnité písky	S4 (SM)	17,5-18,0	>5,0	0 - 12	28 - 31	0,30 - 0,35	175	3
Sprašové hlíny a prachovité hlíny	F6 (CL - CI)	19,0-20,0	≥3,0	8 - 16	17 - 21	0,40	100	2-3

Tabulka 1. Orientační tabulka směrných normových a místních charakteristik zemin a hornin γ = objemová hmotnost c_{ef} = efektivní soudržnost φ_{ef} = efektivní úhel vnitřního tření ν = Poissonovo číslo. Průlinovou propustnost vrstvy šterku lze charakterizovat rozptylem hodnot součinitele filtrace v případě šterku slaběji až středně zahliněného $k_f = 1,0-3,5 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ a zahliněného $k_f = 1,0-2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$.

Stratigrafické zařazení	Geologický popis	Objemová hmotnost γ (kN.m^{-3})	Modul přev. E_{def} (MPa)	Úhel vnitř. tření φ ($^\circ$)	C_{ef} (kPa)	Poissonovo číslo ν	Zkušební koef. pruž. odporu k_{zk} (kN.m^{-3})	Výpočtový koef. pruž. odporu $k_{\text{výp}}$ (kN.m^{-3})	Zařazení podle ČSN 73 1001
Pokryvné útvary	Navážky	18	3	-	-	0,37	12350,1	7130,0	F6Y F8 F4Y
	Neogenní jíly (tégly)	20,5	3,5	15	11	0,42	15099,5	8717,2	F6 (CI) až F8 (CH)
	Hrubě zrnité šterky	19	80	32	4	0,27	306600,9	177007,3	G3 (G-F)
	Jemně až hrubě zrnité písky	18	5	30	6	0,32	19792,3	11426,5	S4 (SM)
	Sprašové hlíny a prachovité	19,5	3	19	12	0,4	12689,7	7326,0	F6 (CL - CI)

Tabulka 2. Výpočtové charakteristiky zemin a hornin

A.6 VĚTRÁNÍ ŠTOLY

A.6.1 Úvod

Štola je ražena klasicky z jámy a je prováděna v souvrstvích deluviální až deluviofluviální prachovito-jílovitých až jílovitých hlín, tř. F6 (CL - CI), a v úrovni štoly se také vyskytují jemně až hrubě zrnité písky, tř. S4 (SM), budou dotčeny na části úseku ve spodní části ražby.

Razí se pomocí mechanického rozpojování. Pro odvětrání štoly je navržen foukací způsob separátního větrání s lutnovým tahem profilu Ø200mm s ventilátorem UV 3. Větrání musí být zavedeno nejpozději po vybudování 10m štoly za předpokladu dodržení přípustných koncentrací podle vyhl. ČBÚ č. 55/96, § 50. Při ražbě nebudou použity trhací práce.

Ovzduší ve štole musí obsahovat minimálně 20% kyslíku a koncentrace dále uvedených plyných škodlivin nesmí překročit tyto hodnoty:

kyslíčnicku uhelnatého (CO) 0,003 % kyslíčnicku uhličitého (CO₂) 1,0 %

kyslíčnicků dusíku (nitrozní plyny) (NO + NO₂) 0,00076 % sirovodíku (H₂S) 0,00072 %

Složení důlního ovzduší musí být pravidelně kontrolováno. Z hlediska ochrany okolní zástavby před hlukem je nutno dodržet přípustné hladiny hluku podle vyhl. č.19/1977 sb. MZ ČR. Rovněž koncentrace poletavého prachu mimo stavební základy musí splňovat požadavky zákona č. 309/91 o ochraně ovzduší.

A.6.2 Výpočet větrání - úsek štoly Š1 – Š2

Úsek mezi šachtami Š1–Š2 bude ražen ze šachty Š1 k šachtě Š2 o průřezu důlního díla 4,55m² v délce 15,39m z jámy (6,1x9,3m, hl. 5,71m).

VÝPOČET SEPARÁTNÍHO VĚTRÁNÍ DLOUHÝCH DŮLNÍCH DĚL ON 44 6009

Koeficient netěsnosti $K_1 = 0,0005$	[1]	Ø luten $D = 0,2$	[m]
délka lutnového tahu v m $L = 20$	[m]	délka jedné lutny $d = 3,00$	[m]
odpor těsného lutnového tahu $R = r \cdot L = 480$	[N s ² m ⁻⁹]	$Q_v = 0,95$	m ³ s ⁻¹
měrný odpor luten $r = 24$		největší počet pracovníků $n = 2$	

koeficient netěsnosti lutnového tahu $p = \left(\frac{K_1 \times D \times L \times \sqrt{R}}{9,4 \times d} + 1 \right)^2$

potom $p = 1,0031$ [1]

Objemový průtok větrů na konci lutnového tahu $Q_v = p \times Q_o$ tedy $Q_o = Q_v / p$

Potřebný objemový průtok větrů v závislosti na počtu pracovníků v m³s⁻¹ podle ON 44 6009 čl. 16 je $Q_o = 0,1 n$

$Q_o = 0,2$ m³/s

Minimální množství přiváděných čerstvých větrů do štoly na konci lutnového tahu a potom $Q_o = 0,9471 \approx 0,95$ m³s⁻¹

Odpor vzduchu v lutnovém tahu Δp

Plocha lutny Ø=0,2 m $F = 0,0314$ [m²]

Obvod lutny Ø=0,2 m $O = 0,628$ [m]

Rychlost větrů $v = Q_o / F = 30,1457$ [m s⁻¹]

$$\Delta p = \frac{L \times O \times v^2 \times k}{F}$$

tedy $\Delta p = 181,752$ [mm] = 181,752 Pa

Je navržen lutnový foukací tah Ø 200 mm a lutnový ventilátor VPAE-N-3-315 s výkonem 0,95 m³/s a s tlakem ventilátoru $\Delta_{pc} = 1300$ Pa

Na konci lutnového tahu bude tlak $\Delta_{pc} = -517,52$ Pa

Minimální vzdálenost konce lutnového tahu od čelby. Ventilátor bude umístěn u stavební šachty.

Vzdálenost lutnového tahu od čelby pro $S = 0,525$ m²

$L = 3,5$ až $4,5 \cdot S^{0,5} = 2,54$ až $3,26$ m

navrhuje se 2,0 m nad terénem

Objem štoly je $Q = 77,26$ m³

Množství vzduchu vyměněného za 1 hodinu lutnovým ventilátorem VPAE-N-3-315

$Q_{\text{hodina}} = 0,95 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 = 3420$ m³/h

$Q_{\text{hodina}} / Q = 44,27$

Za 1 hodinu se vymění objem vzduchu ve štole 44,27 krát.

A.7 ŠTOLA LB4 Š1—Š2

Štola pro stoku DN 1000(175)/1500mm o průřezu důlního díla 4,56m² mezi šachtami Š1 – Š2 (ražba dovrchně) má sklon 3 ‰ v délce 16,98m. Štola je zapažena rámy z ocelové důlní výztuže K21-LB4 2243/2331mm z oceli řady 11 500.0.

Ocelové rámy jsou podepřeny válcovaným profilem U 160 dl. 2150mm. Osová vzdálenost ocelových rámu 0,8m je určena statickým výpočtem, max. povolená vzdálenost rámu od čelby je 0,9m, při zhoršené geologii rozteč rámu stanoví projektant. Ocelové rámy jsou v podélném směru rozepřeny třemi podélnými rozpěrami, jedna je v klenbě a dvě v bocích štol. Štola je zapažena zátažným pažením pažnicemi "UNION" č. 61 009 30 - 10 370.0 jsou uspořádány za rámy na sraz s případnou zakládkou betonem C12/15 a v případě špatných geologických podmínek je na ostění štol aplikován stříkaný beton tl. 70mm s KARI sítí 4/4x100/100mm.

S ohledem na budoucí využití díla, pro zajištění chůze na pracoviště a případné vyproštění zraněného je stanoven průchozí profil šířky 600mm a výšky 2000mm.

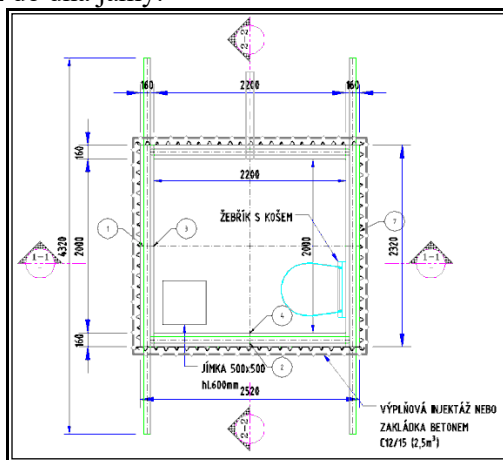
A.8 ZAPAŽENÍ JAM

A.8.1 Společná ustanovení

Podle §2 Vyhlášky ČBÚ č.55/1996 Sb. je pracoviště zařazeno jako podzemní dílo. Na pracovišti se nepředpokládá výskyt plynů a proto podle §4 Vyhlášky ČBÚ č.55/1996 Sb. se nebudou používat sebezáchranné přístroje. V jámě se nepředpokládá výskyt hořlavých plynů ani průval vod a zvodněných materiálů přesto bude pracoviště v souladu s §6 vyhlášky ČBÚ č.55/1996 Sb. prohlédnuto jednou denně dozorčím orgánem (předákem vyškoleným pro výkon dozoru). Pažnice UNION musí přesahovat nad úroveň okolního terénu min. 300mm. Pažení jámy bude u dna zpevněno betonovou deskou z podkladního betonu C12/15 tl. 100mm. Po vytěžení jámy na celou hloubku se vybetonuje podkladní beton pod definitivní dno a zaktivují se všechny rámy do okolního prostředí. Za pažnicemi UNION budou volné prostory vyplněny betonem C12/15. Na povrchu v bezprostředním okolí jámy musí být zachován volný prostor o šířce 1,5m, na který se nesmí ukládat výkopek, části konstrukce zajištění jámy apod. Kolem jámy bude zřízeno zábradlí, vysoké nejméně 1,1m. Stav výstroje jámy a povrchu okolí jámy musí být kontrolován a při zjištění závad (např. deformace výstroje, pokles terénu) musí být provedena potřebná opatření. Přístup do jámy je zajištěn žebříkem, který musí přesahovat výstupní úroveň nejméně o 1,1m. Hornina bude rozpojována ručně případně pomocí pneumatického nářadí. Zásyp jámy nad potrubím bude hutněný. Pro hutnění do výšky 1 m nad potrubím musí být použity pouze lehké mechanizmy. Střední a těžké hutnicí mechanizmy je možno použít až minimálně 1 m nad vrcholem potrubí. Jako lehké mechanizmy se považují pěchy do hmotnosti 60kg, vibrační desky do hmotnosti 300-kg a vibrační válce do hmotnosti 600kg. Mocnost hutněné vrstvy se pohybuje podle použitého mechanismu od 150 do 400mm. Před započatím prací musí být vypracován technologický postup, podle kterého musí být zajištění a těžení jámy prováděno.

A.8.2 Jáma TŠ1V 2,0 × 2,2m pro provedení protlaku

Rozměr vnitřní světlosti zapažení je 2,0×2,2m, jáma pro šachtu TŠ1V má hloubku 2,91m. Jáma bude pažena ocelovými profilem I č. 160 a příložným nebo zátažným pažením pažnicemi UNION. Rámy jsou zavěšeny na úvodním rámu z I 160, který leží na železobetonových panelech uložených do pískového lože, ostatní rámy jsou zavěšeny pomocí táhel z pásnice 80/6mm (4ks ocel 11 370 na jeden nosník), připojené na obě příruby I profilů svarem. Na terén se osadí rám z ocelové výztuže I 160, konce ocelových profilů úvodního rámu přesahují za okraj jámy min. 1,0m. Po zaktivování rámu dřevěnými klíny do okolní zeminy, se vytěží jáma v celém profilu do hloubky (dle výkresové přílohy pažení těžní jámy) pod terénem a osadí se další rám. Další rámy z I č. 160 se osazují v rozteči podle projektu až do dna jámy.

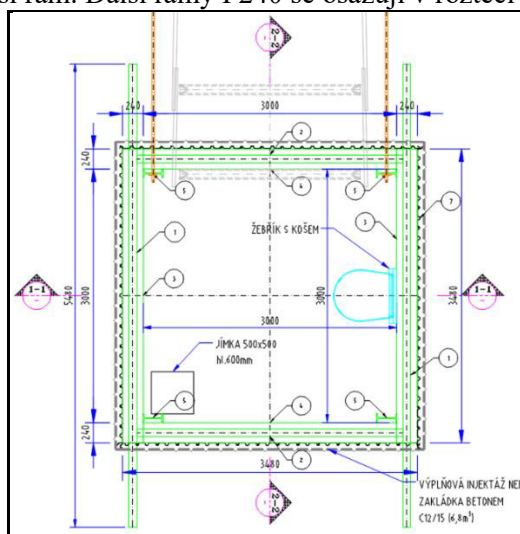


Obr. 1 Jáma TŠ1V

A.8.3 Jáma TŠ2 pro šachtu Š2 3,0 × 3,0m

Jámy mají rozměr vnitřní světlosti zapažení 3,0 × 3,0m hloubka jámy pro šachtu Š2 je 5,94m. Jáma bude pažena ocelovou důlní výztuží I 240 a příložným nebo zátažným pažením pažnicemi UNION. Rámy budou spojeny mezi sebou svislými ocelovými závěsy z ploché oceli (4ks 80/6mm ocel 11 370 na jeden nosník) připojené k ráům svarem.

Na terén se osadí rám z ocelové výztuže I 240 a k němu se připevní rovné díly z ocelové výztuže I 240 dl. 3,48 a 3,0m. Konce ocelových profilů úvodního rámu přesahují za okraj jámy min. 1,0m. Po zaktivování rámu dřevěnými klíny do okolní zeminy, se vytěží jáma v celém profilu do hloubky (dle výkresové přílohy pažení těžní jámy) pod terénem a osadí se další rám. Další rámy I 240 se osazují v rozteči podle projektu až do dna jámy.

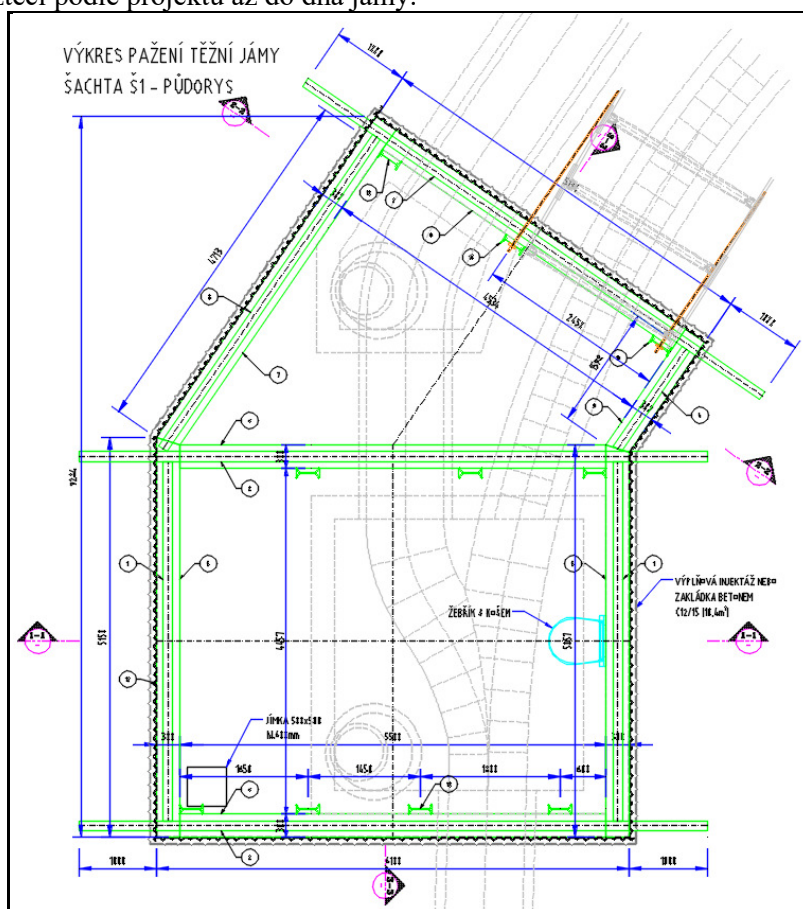


Obr. 2 Jáma TŠ2

A.8.4 Jáma TŠ1 pro šachtu Š1, Š1a 6,1×9,3m

Jáma má rozměr vnitřní světlosti zapažení 6,1×9,3m, hl. 5,71m. Jáma bude pažena ocelovou výztuží I 300 a příložným nebo zátažným pažením pažnicemi UNION. Rámy budou spojeny mezi sebou svislými ocelovými závěsy z ploché oceli (4ks 80/6mm ocel 11 370 na jeden nosník) připojené k ráům svařem.

Na terén se osadí rám ze 7 kusů ocelové výztuže I 300 a k němu se připevní díly rozpěrného rámu z ocelové výztuže I 300. Konce ocelových profilů úvodního rámu přesahují za okraj jámy min. 1,0m. Po zaktivování rámu dřevěnými klíny do okolní zeminy, se vytěží jáma v celém profilu až do hloubky 1,30m pod terénem. Další rámy I 300 se osazují v rozteči podle projektu až do dna jámy.



Obr. 3 Jáma TŠ1 pro Š1, Š1a

A.9 BEZPEČNOST PRÁCE

1. Protlak, jámy i štola jsou zařazeny podle vyhlášky 55/1996 §2 odst. 2c jako drobné podzemní dílo. K zabezpečení objektů, zařízení jakož i pracujících na stavbě s činností prováděnou hornickým způsobem a podléhající dozoru Státní báňské správy budou dodržena následující opatření:
 - Před zahájením prací se provede vytýčení všech podzemních vedení přímo v terénu, nacházejících se v blízkosti jam a ražby. Vytýčení objedná investor u jednotlivých majitelů. V případě pochybností o poloze podzemních vedení se provede výkop sond pro jejich dohledání.
 - V průběhu těžení jam je nutné sledovat geologickou stavbu území a změny proti situaci předpokládané tímto projektem konzultovat s odborným geologickým a geotechnickým dozorem. Především je nutné ověřit, zda nedochází k nadměrným poklesům v okolí hloubené jámy.
2. Odtěžování rubaniny bude prováděno v jamách svislým směrem na povrch. Povolení provozu musí respektovat ustanovení § 151 Vyhl. ČBÚ 55/96. Povolení vydá vedoucí pracovník písemně a určí v něm rozsah a druh provozu a nezbytná bezpečnostní opatření. Dodavatel je povinen respektovat příslušné paragrafy Vyhl. ČBÚ 55/96, zvláště pak § 160. Obsluha sleduje jízdu nevedené těžní nádoby po celou délku dráhy a podle potřeby ji usměrňuje.
3. Protože protlačené potrubí i štola jsou vedeny mělce pod povrchem, je nutné v průběhu ražby sledovat geologickou stavbu území a změny proti předpokládané geologické situaci konzultovat s odborným geologickým a geotechnickým dozorem. Především je nutné ověřit, zda nedochází k nadměrným poklesům v okolí ražného díla a se zvýšenou pozorností sledovat místa, kde protlak a štola kříží inženýrské sítě a kabelová vedení.
4. Je nutno dodržovat vymezení ploch určených pro pojezd stavebních mechanismů a nebezpečný dosah stroje. Je zakázáno pohybovat se v blízkosti zavěšeného břemene.
5. Svislý pohyb pracovníků v prostoru jámy je možný pouze v lezním oddělení. Lezní oddělení bude od ostatních oddělení jámy odděleno dostatečně tuhým pažením a musí respektovat ustanovení § 119, 120, 121, 122 Vyhl. ČBÚ 55/96.
6. Ruční doprava v podzemí musí respektovat § 132 Vyhl. ČBÚ 55/96.
7. Používání pneumatického nářadí uspořádání výrobu a rozvodu stlačeného vzduchu musí respektovat § 84, 90, 116, 117 a 118 Vyhl. ČBÚ 55/96.
8. V podzemí smí být zemní a stavební stroje používány, jen v souladu s § 107 Vyhl. ČBÚ 55/96 a pokud splňují požadavky části deváté této vyhlášky. Rovněž je nutné přihlídnout k vyhl. ČBÚ č. 73/2002 Sb. o vybraných důlních zařízeních.
9. Hořlavé materiály budou při výstavbě skladovány 60 m od ústí podzemního díla. V menší vzdálenosti bude skladováno maximálně 200 l nafty jako pohotovostní objem pohonných hmot tak, aby mezi skladem a jámou byla fyzická překážka vysoká min. 1,5 m. Ostatní hořlavé materiály budou skladovány pouze v množství, které bude dopraveno do podzemí nejpozději během následující směny. Vzhledem k předpokládané délce výstavby může být v prostoru zařízení staveniště složena havarijní zásoba materiálu na 1 týden prací.
10. Pracoviště bude zajištěno:
 - proti vniku nepovolaných osob, prostor jámy bude opatřen plotem o výšce $v=1,8$ m v době pracovního klidu se budou vjezdová vrata zamykat.
 - proti pádu osob do jámy, okolo jámy bude zřízeno zábradlí výšky 1,1 m nad úroveň terénu v souladu s ustanovením § 80 Vyhl. ČBÚ 55/96. Průchod k leznímu oddělení nebo k dopravní nádobě bude uzavíratelný.
 - proti pádu předmětů do jámy. Z pažnic UNION bude po celém obvodu jámy vytvořena zábrana do výšky min. 300 mm nad terén.
 - tak, aby nedošlo k pádu technologických zařízení do jámy. Jakékoliv technologické zařízení např. lutny nebo potrubí na dopravu betonu musí být samostatně zajištěno/přikotveno řetězem k pevnému úchytu v jámě. K betonářskému potrubí musí být umožněn jednoduchý přístup pro eventuelní opravy a údržbu.
 - tak, aby v souladu s ustanovením § 72 Vyhl. ČBÚ 55/96 byla po celou dobu provozu osvětlena všechna díla v podzemí.
11. Projekt nepředpokládá umístit v podzemí zařízení pro výrobu stlačeného vzduchu, pokud však dodavatel v podzemí takové zařízení umístí, pak musí dodržet ustanovení § 115 Vyhl. ČBÚ 55/96.
12. V podzemí smí být zemní a stavební stroje používány pouze pokud splňují požadavky § 107 a části devět Vyhl. ČBÚ 55/96.
13. Podle § 4 Vyhl. ČBÚ 55/96 projekt nepředpokládá výskyt nedýchatelného ovzduší a pro práce v podzemí tedy nebude nutno používat sebezáchranný přístroj. Před vstupem osob do výkopu musí být provedena kontrola ovzduší u dna výkopu. Vstup do díla a práce v něm jsou zakázány, není-li ve stavební jámě odpovídající požadavkům § 50 vyhlášky ČBÚ č. 55/1996. Tj. ovzduší musí objemově obsahovat min. 20% kyslíku a koncentrace plyných škodlivin nesmí překročit předepsané hodnoty.
14. Podle § 6 Vyhl. ČBÚ 55/96 musí být pracoviště před zahájením prací prohlédnuto denně dozorcím orgánem (předákem vyškoleným pro výkon dozoru).

15. Při zpracování této projektové dokumentace byly dodrženy a při budoucí realizaci, při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí, musí být dodrženy následující předpisy:
- a. Vyhláška ČBÚ č.55/1996 Sb. ze dne 7.2. 1996 o požadavcích k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí
 - b. Zákon 183 ze dne 14. března 2006 o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon)
 - c. Ustanovení o bezpečnosti a ochraně zdraví při práci v zákoně č. 262 ze dne 21. dubna 2006 zákoník práce
 - d. Nařízení vlády 494/2001 Sb. kterým se stanoví způsob evidence, hlášení a zasílání záznamu o úrazu, vzor záznamu o úrazu a okruh orgánů a institucí, kterým se ohlašuje pracovní úraz a zasílá záznam o úrazu
 - e. Nařízení vlády č. 495/2001 Sb., kterým se stanoví rozsah a bližší podmínky poskytování osobních ochranných pracovních prostředků, mycích, čistících a dezinfekčních prostředků
 - f. Zákon č. 133/1985 Sb. o požární ochraně ve znění pozdějších předpisů a vyhlášku MV č. 246/2001 Sb. o požární prevenci
 - g. Vyhláška ČBÚ č.104/1988 Sb., o hospodárném využívání výhradních ložisek, o povolování a ohlašování hornické činnosti a ohlašování činnosti prováděné hornickým způsobem změna: 242/1993 Sb., změna: 434/2000 Sb.
 - h. Vyhláška ČBÚ č. 298 ze dne 12. července 2005 o požadavcích na odbornou kvalifikaci a odbornou způsobilost při hornické činnosti nebo činnosti prováděné hornickým způsobem a o změně některých právních předpisů
 - i. Zákon ČNR č.61/1988 Sb.. o hornické činnosti, výbušninách a o státní báňské správě ve znění pozdějších předpisů
 - j. Vyhl. ČBÚ č. 15/95 Sb. o oprávnění k hornické činnosti a činnosti prováděné hornickým způsobem, jakož i pro projektování objektů a zařízení, které jsou součástí těchto činností.
- dále související obecně závazné předpisy*
16. Zákon 258/2000 Sb. o ochraně veřejného zdraví ze dne 14. července 2000
17. Zákon 22/1997 Sb. ze dne 24. ledna 1997 o technických požadavcích na výrobky a o změně a doplnění některých zákonů Změna: 71/2000 Sb., Změna: 102/2001 Sb., Změna: 205/2002 Sb., Změna: 226/2003 Sb. (část), Změna: 226/2003 Sb. (část), Změna: 205/2002 Sb. (část), 226/2003 Sb., 277/2003 Sb. a nařízení vlády 178/1997 Sb. ze dne 25. června 1997 kterým se stanoví technické požadavky na výrobky, Změna: 81/1999 Sb.
18. Vyhláška 392/2003 Sb. ze dne 9. září 2003 o bezpečnosti provozu technických zařízení a o požadavcích na vyhrazená technická zařízení tlaková, zdvihací a plynová při hornické činnosti a činnosti prováděné hornickým způsobem
19. Pro práce na povrchu, které nesouvisí s činností prováděnou hornickým způsobem pak platí Zákon 309/2006 Sb. ze dne 23. května 2006, kterým se upravují další požadavky bezpečnosti a ochrany zdraví při práci v pracovněprávních vztazích a o zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při činnosti nebo poskytování služeb mimo pracovněprávní vztahy (zákon o zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci) a Nařízení vlády 591 ze dne 12. prosince 2006 o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích.
20. Dále je nutné dodržovat při všech pracích
- ČSN 65 0201 - Hořlavé kapaliny, provozovny a sklady
 - ČSN 05 0601 - Bezpečnostní ustanovení pro sváření kovů
 - ČSN 05 0610 - Bezpečnostní předpisy pro svařování plamenem a řezání kyslíkem
 - ČSN 05 0630 - Bezpečnostní předpisy pro svařování elektrickým obloukem
 - ČSN 07 8304 - Bezpečnostní předpisy k dopravě plynu - provozní pravidla
21. ČSN ISO -12480 -1 - Jeřáby -bezpečné používání

B. Statický výpočet

B.1 ÚVOD

B.1.1 Popis výpočtu

Výpočet vnitřních sil byl proveden obecnou deformační metodou, spojitá střednice je nahrazena polygonem a spolupůsobení rámu s horninou je modelováno soustavou kyvných prutů. Při výpočtu je konstrukce zatěžována jednotkovým zatížením a dimenzování konstrukce je provedeno pro koeficienty ložnosti $k_{výp} = 5, 50$ a 100 MN m^{-3} a pro poměry bočního ku svislému tlaku $p/q = 0,2; 0,4; 0,6$. Maximální únosnost konstrukce byla vyhodnocena interakčním diagramem, vyjadřujícím únosnost ocelové výztuže pro různé poměry momentů a normálových sil. Reálné hodnoty zkušební koeficientu pružného odporu jsou pro potřeby výpočtu stanoveny z rovnice

$$k_{zk} = \frac{E_{def}}{\alpha(1 - \nu^2) \sqrt{A_{zk}}} \quad [1]$$

Kde značí:

k_{zk} - zkušební koeficient pružného odporu	[kNm ⁻³]	ν . . . Poissonovo číslo	[1]
E_{def} - modul přetvárnosti	[MPa]	A_{zk} - plocha zkušební desky	[m ²]
α - součinitel závislý na tvaru a tuhosti zkušební desky (pro tuhou kruhovou desku $\alpha = 0,89$)			

Zkušební koeficient pružného odporu je závislý na ploše zatěžovací plochy. Tento teoretický nedostatek je eliminován přepočtem na skutečnou velikost stavební konstrukce podle vztahu:

$$k_{výp} = k_{zk} \sqrt{\frac{A_{zk}}{A_{skut}}} \quad [2]$$

Kde značí:

$k_{výp}$ - výpočtový koeficient pružného odporu	[kNm ⁻³]	A_{zk} - plocha zkušební desky	[m ²]
k_{zk} - zkušební koeficient pružného odporu	[kNm ⁻³]	A_{skut} - skutečná plocha základové spáry	[m ²]

(pro $A_{skut} > 10 \text{ m}^2$ se bere kvýp k odpovídající ploše 10 m^2)

Stratigrafické zařazení	Geologický popis	Objemová hmotnost γ (kNm ⁻³)	Modul přetv. E_{def} (MPa)	Uhel vnitř. tření φ (°)	C_{ef} (kPa)	Poissonovo číslo ν	Zkušební koef. pruž. odporu k_{zk} (kNm ⁻³)	Výpočtový koef. pruž. odporu $k_{výp}$ (kNm ⁻³)	Zařídění podle ČSN 73 1001
Pokryvné útvary	Navážky	18	3	-	-	0,37	12350,1	7130,0	F6Y F8 F4Y
	Neogenní jíly (tégly)	20,5	3,5	15	11	0,42	15099,5	8717,2	F6 (CI) až F8 (CH)
	Hrubě zrnité štěrky	19	80	32	4	0,27	306600,9	177007,3	G3 (G-F)
	Jemně až hrubě zrnité písky	18	5	30	6	0,32	19792,3	11426,5	S4 (SM)
	Sprašové hlíny a prachovité	19,5	3	19	12	0,4	12689,7	7326,0	F6 (CL - CI)

Tabulka 3. Výpočtové charakteristiky zemin a hornin

B.2 ZAPAŽENÍ JÁMY TŠIV, 2,0/2,2M

B.2.1 Úvod

Jáma o rozměru 2,0x2,2m pro provedení protlaku ocelové chráničky má hloubku 2,91m. Jáma je zapažena rámy z válcovaných profilů I č. 160 s přílohným a tam kde to bude možné se zátažným pažením pažnicemi UNION (výběr zátažného nebo příložného pažení provede projektant a geolog stavby). Dvě výztuhy úvodního rámu přesahují profil jámy vždy 1,0m za její okraj. Rámy budou spojeny mezi sebou svislými ocelovými závěsy z ploché oceli (4ks 6/80mm ocel 11 370 na jeden nosník, plochá ocel může být nahrazena buď ocelovými trubkami, nebo válcovanými I nosníky v počtu min. 2 ks na jeden nosník) přivařené k ráům. V místech prorážky jsou I profily před prořezáním otvoru zajištěny 2 ks válcovaných U profilů č. 160, přikotvenými ve spodní části svorníky SN 25-svorníky lepené cementovou maltou dl 2,5m (viz výkres). Tyto výztuhy jsou ke všem vodorovným nosníkům výztužného rámu přivařeny koutovými svary tl. 5mm a dl. 50mm.

Rám jámy byl posouzen programem PROS3 podle statického schématu uvedeného na obrázku. Výpočet je proveden pomocí modifikované deformační metody, řeší se soustava rovnic v maticové formě o 28 neznámých a počet prvků matice je 216. Konstrukce je modelována z 11 uzlů, 10 prutů a 11 pružin. Pružiny modelují „pružné“ zeminové prostředí, v parametrické studii jsou zeminovému prostředí přiděleny čtyři různé koeficienty pružnosti a sleduje se, která tuhost pružin bude pro konstrukci nejneprůzračnější. Pažící rám je symetrický podle osy x a také podle osy y, proto pro symetrické zatížení můžeme počítat pouze čtvrtinu rámu. Rám je posouzen pro kombinace koeficientu ložnosti $k_{výp} = 5, 50, 100$ a 500 MNm^{-3} . Maximální únosnost ocelových ráků byla

vyhodnocena pomocí interakčního diagramu, vyjadřujícího únosnost ocelové výztuže pro různé poměry momentů a normálových sil. Výpočet vnitřních sil v pažicím rámu provedeme pro statické schéma s klouby v rozích rámu a rámy zatížíme redukovaným tlakem.

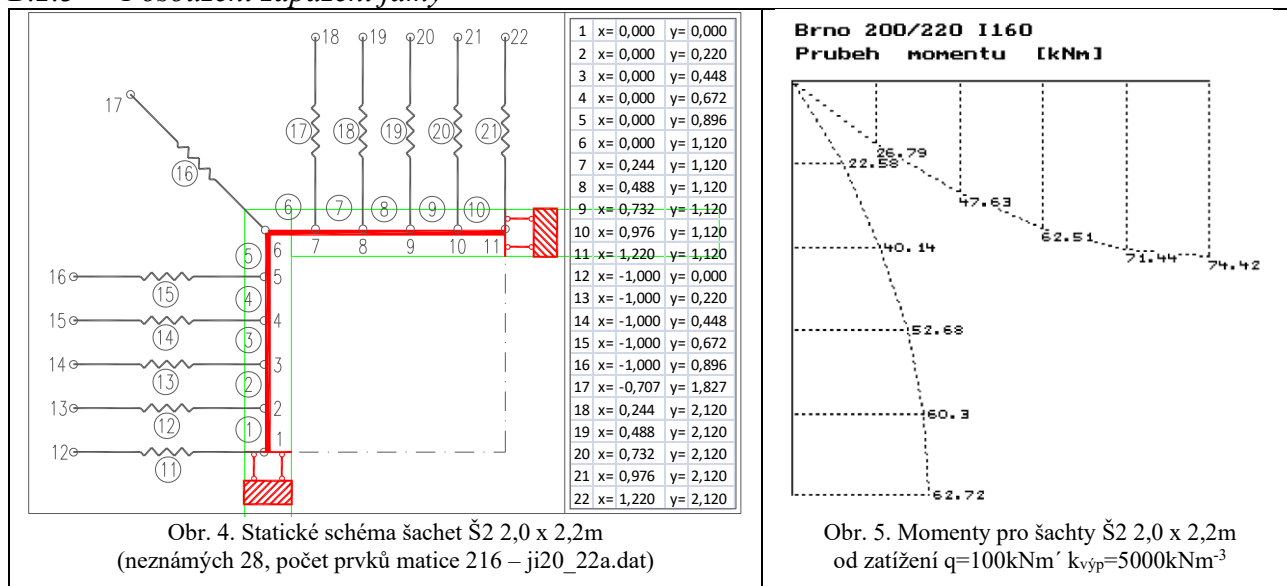
B.2.2 Výpočet zatížení

Pro dimenzování konstrukce se využije zatěžovací obrazec, který vyvodí v konstrukci nejnepříznivější vnitřní síly.

Popis vrstvy	Hloubka		Mocnost (m)	Obj. hmot. γ [kN/m ³]	Součinitel zatížení	Výp. obj. hmot. γ [kN/m ³]	σ_{vert} kN/m ²	Poissonovo číslo ν (l)	úhel vnitřního tření φ [°]	c_{ef} (kPa)	$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef}$ (l)	$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$ (l)	Tlak v klidu $(\sigma) e_r$ (kN/m ²)	Tlak v klidu $(\nu) e_r$ (kN/m ²)	Tlak aktivní $(\varphi) e_{ak}$ (kN/m ²)	Tlak aktivní $e_{0,2}$ (kN/m ²)	e_{red} kN/m ²
	horní úroveň	dolní úroveň															
Nahodilý zat. ČSN 73 6203 tř. A					1,4	9,0	12,6										
Konstrukce vozovky-2. rám	0,00	1,00	1,00	20,0	1,1	22,0	34,6	0,40	27,0	5	0,55	0,67	0,38	18,9	23,1	6,9	9,9
Navážky	1,00	1,20	0,20	18,0	1,1	19,8	38,6	0,37	19,0	7	0,67	0,59	0,51	26,0	22,6	9,6	13,7
Sprašové hlíny a prachovité hlíny-3.rám	1,20	1,70	0,50	19,5	1,1	21,5	49,3	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	33,2	32,9	8,0	14,3
Sprašové hlíny a prachovité hlíny-4.rám	1,70	2,70	1,00	19,5	1,1	21,5	70,7	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	47,7	47,2	18,9	26,1

Tab. 4 Výpočet zatížení na rámy šachty Š2 2,0/2,2m

B.2.3 Posouzení zapažení jámy



Obr. 4. Statické schéma šachet Š2 2,0 x 2,2m (neznámých 28, počet prvků matice 216 – j20_22a.dat)

Obr. 5. Momenty pro šachty Š2 2,0 x 2,2m od zatížení $q=100\text{kNm}^2$ $k_{výp}=5000\text{kNm}^{-3}$

Vnitřní síly v prutech									
čís. prutu	čís. spř.	M [kNm]	N [kN]	T [kN]	čís. prutu	čís. spř.	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
1. prut	1	-62,72	122,00	-11,00	6. prut	6	0,00	112,00	109,80
	2	60,30	-122,00	11,00		7	26,79	-112,00	-109,80
2. prut	2	-60,30	122,00	-33,40	7. prut	7	-26,79	112,00	85,00
	3	52,68	-122,00	33,40		8	47,63	-112,00	-85,00
3. prut	3	-52,68	122,00	-56,00	8. prut	8	-47,63	112,00	61,00
	4	40,14	-122,00	56,00		9	62,51	-112,00	-61,00
4. prut	4	-40,14	122,00	-78,40	9. prut	9	-62,51	112,00	36,60
	5	22,58	-122,00	78,40		10	71,44	-112,00	-36,60
5. prut	5	-22,58	122,00	-100,80	10. prut	10	-71,44	112,00	12,20
	6	0,00	-122,00	100,80		11	74,42	-112,00	-12,20

Tab. 5 Výsledky výpočtu rámu pro šachtu 2,0 x 2,2m

Únosnost rámu z I 160																	
5 [MNm ⁻³]		I	62,72		35,62	50 [MNm ⁻³]		I	62,72		35,62	100 [MNm ⁻³]		I	62,72		35,62
			122,00						122,00						122,00		
11		II	74,42		30,65	11		II	74,42		30,65	11		II	74,42		30,65
			112,00						112,00						112,00		
Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{výp}=50\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ²]		Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{výp}=50\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ²]			
		M[kNm] N[kN]		M[kNm] N[kN]				M[kNm] N[kN]		M[kNm] N[kN]							
Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{výp}=50\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ²]		Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{výp}=50\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ²]			
		M[kNm] N[kN]		M[kNm] N[kN]				M[kNm] N[kN]		M[kNm] N[kN]							
Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{výp}=100\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ²]		Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{výp}=100\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ²]			
		M[kNm] N[kN]		M[kNm] N[kN]				M[kNm] N[kN]		M[kNm] N[kN]							

Tab. 6. Vnitřní síly a únosnost rámu 2,0/2,2m – I 160

Úroveň pod terénem 1,00 m pousození 2. rámu z I č. 160	Úroveň pod terénem 1,70 m pousození 3. rámu z I č. 160
Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,00$ m je použita do hloubky 1,00 m	Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 0,70$ m je použita do hloubky 1,70 m
Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 0,70$ m je použita od hloubky 1,70 m	Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 1,00$ m je použita od hloubky 2,70 m
$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 9,90 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 8,42 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 14,30 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 12,16 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ $8,42 < 30,65 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ $12,16 < 30,65 \text{ kN/m}^2$
Rozteč rámu 1,00 m vyhoví do hloubky 1,00 m	Rozteč rámu 0,70 m vyhoví do hloubky 1,70 m
Úroveň pod terénem 2,70 m pousození 4. rámu z I č. 160	
Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,00$ m je použita do hloubky 2,70 m	
Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 0,00$ m je použita od hloubky 2,70 m	
$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 26,10 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 13,05 \text{ kN/m}^2$	
$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ $13,05 < 30,65 \text{ kN/m}^2$	
Rozteč rámu 1,00 m vyhoví do hloubky 2,70 m	

Tab. 7. Posouzení rámu 2,0/2,2m – I 160

Posouzení pažnic s osovou vzdáleností rámu	0,80	m v úrovni	-1,70 až -2,70m.		
pažiny UNION typ 245/35/4 $W_x =$	2,72E-05	m^3/m^2			
$\sigma_{\text{tlak zeminy}} 1,7\text{m} =$	14,3	kNm^{-2}	$\sigma_{\text{tlak zeminy}} 2,7\text{m} =$	26,1	kNm^{-2}
$\sigma_{\text{tlak zeminy}} 1,7\text{m} = (\sigma_{1,7} + \sigma_{2,7})/2$	20,2	kPa			
Moment $M = 1/8 \times \sigma_{\text{tlak zeminy}} 6,1\text{m} \times L^2 =$	1,24	kNm			
Potom napětí $\sigma_{\text{union}} = M/W =$	45,5	$\text{MPa} < 210 \text{ MPa}$	Návrh vyhoví.		

B.3 ZAPAŽENÍ JÁMY TŠ2 PRO Š2, 3,0 × 3,0M

B.3.1 Úvod

Rozměr vnitřní světlosti zapažení jámy TŠ2 šachty Š2 je 3,03,0m - hloubka 5,94m. Jáma je zapažena rámy z válcovaných profilů I č. 240 s přílohným a tam kde to bude možné se zátažným pažením pažnicemi UNION. Rámy budou spojeny mezi sebou svislými ocelovými závěsy z ploché oceli (4ks 6/80mm ocel 11 370 na jeden nosník, plochá ocel může být nahrazena buď ocelovými trubkami, nebo válcovanými I nosníky v počtu min. 2 ks na jeden nosník) přivařené k ráům. Rám jámy byl posouzen programem PROS3 podle statického schématu uvedeného na obrázku č. 5. Výpočet je proveden pomocí modifikované deformační metody, řeší se soustava rovnic v maticové formě o 29 neznámých a počet prvků matice je 225. Konstrukce je modelována z 11 uzlů, 10 prutů a 11 pružin. Pružiny modelují „pružné“ zeminové prostředí, v parametrické studii jsou zeminovému prostředí přiděleny čtyři různé koeficienty pružnosti a sleduje se, která tuhost pružin bude pro konstrukci nejnepríznivější. Pažící rám je symetrický podle osy x a také podle osy y, proto pro symetrické zatížení můžeme počítat pouze čtvrtinu rámu. Rám je posouzen pro kombinace koeficientu ložnosti $k_{\text{vyp}} = 5, 50, 100$ a 500 MN m^{-3} . Maximální únosnost ocelových rámu byla vyhodnocena pomocí interakčního diagramu, vyjadřujícího únosnost ocelové výztuže pro různé poměry momentů a normálových sil.

B.3.2 Výpočet zatížení

Popis vrstvy	Hloubka		Mocnost (m)	Obj. hmot. $\gamma [\text{kN/m}^3]$	Součinitel zatížení	Výp. obj. hmot. $\gamma [\text{kN/m}^3]$	$\sigma_{\text{vert.}} \text{ kN/m}^2$	Poissonovo číslo $\nu(l)$	úhel vnitřního tření φ $[\circ]$	$c_{\text{of}} (\text{kPa})$	$K_r = 1 - \sin \varphi_{\text{of}} (l)$	$K_r = \nu / (1 - \nu(l))$	$K_{\alpha} = \lg^{-2} (45 - \varphi(2) (l))$	Tlak v klidu $(\varphi) e_r$ (kN/m^2)	Tlak v klidu $(\nu) e_r$ (kN/m^2)	Tlak aktivní $(\varphi) e_{\text{ak}}$ kN/m^2	Tlak aktivní $e_{0,2}$ (kN/m^2) ČSN 730037	e_{ak} kN/m^2
	horní úroveň	dolní úroveň																
Nahodilé zat. ČSN 73 6203 tř. A					1,4	9,0	12,6											
Konstrukce vozovky	0,00	1,00	1,00	20,0	1,1	22,0	34,6	0,40	27,0	5	0,55	0,67	0,38	18,9	23,1	6,9	6,9	9,9
Navážky-2. rám	1,00	1,20	0,20	18,0	1,1	19,8	38,6	0,37	19,0	7	0,67	0,59	0,51	26,0	22,6	9,6	7,7	13,7
Sprašové hlíny a prachovitě hlíny-3.rám	1,20	2,40	1,20	19,5	1,1	21,5	64,3	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	43,4	42,9	15,6	12,9	22,5
Sprašové hlíny a prachovitě hlíny-4.rám	2,40	3,60	1,20	19,5	1,1	21,5	90,0	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	60,7	60,0	28,7	18,0	36,7
Sprašové hlíny a prachovitě hlíny-5.rám	3,60	4,80	1,20	19,5	1,1	21,5	115,8	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	78,1	77,2	41,8	23,2	50,9
Sprašové hlíny a prachovitě hlíny-6.rám	4,80	5,80	1,00	19,5	1,1	21,5	137,2	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	92,6	91,5	52,7	27,4	62,7

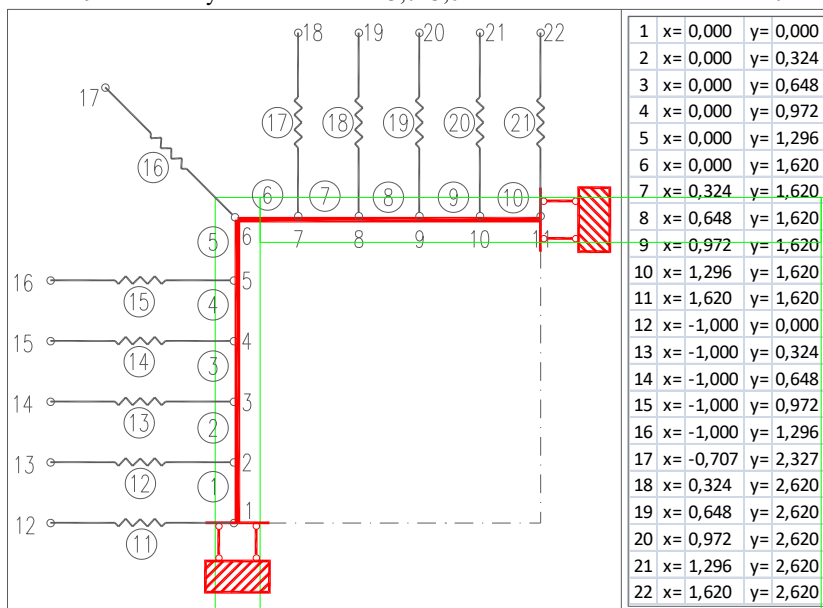
Tab. 8. Výpočet zatížení na rámy 3,0 x 3,0m šachty Š2

B.3.3 Posouzení zapažení jámy

Pro vyhodnocení interakčním diagramem programem INDI použijeme tyto maximální statické hodnoty únosnosti průřezu I 240-Maximální moment $M_{\text{max}} = 74,34 \text{ kNm}$, Maximální normálová síla $N_{\text{max}} = 968,1 \text{ kN}$. Potom pro hodnoty vnitřních sil (momentů a normálových sil) vypočteme únosnost rámu q uvedenou v tabulce č. 7.

Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=5\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1 m [kNm ⁻²]		Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=50\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1 m [kNm ⁻²]		Koefficient pružného odporu		Místo posouzení		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=500\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1 m [kNm ⁻²]							
		$M[\text{kNm}]$	$N[\text{kN}]$									$M[\text{kNm}]$	$N[\text{kN}]$							$M[\text{kNm}]$	$N[\text{kN}]$								
Únosnost ráků z I 240 bez výztuh																													
5 [MNm ⁻³]	1	44,61	130,31	50 [MNm ⁻³]	1	44,61	130,31	100 [MNm ⁻³]	1	44,61	130,31	500 [MNm ⁻³]	1	44,61	130,31	500 [MNm ⁻³]	1	44,61	130,31	500 [MNm ⁻³]	1	44,61	130,31						
		162,00				162,00				162,00				162,00				162,00				162,00							
	6	86,60	75,06		6	86,60	75,06		6	86,60	75,06		6	86,60	75,06		6	86,60	75,06		6	86,60	75,06	6	86,60	75,06			
		162,00				162,00				162,00				162,00				162,00				162,00							
	11	44,61	130,31		11	44,61	130,31		11	44,61	130,31		11	44,61	130,31		11	44,61	130,31		11	44,61	130,31	11	44,61	130,31	11	44,61	130,31
		162,00				162,00				162,00				162,00				162,00				162,00			162,00			162,00	

Tab. 9. Vnitřní síly a únosnost ráků 3,0×3,0m Š2 od zatížení zeminou – I 240



Obr. 6. Statické schéma šachty Š2 3,0 × 3,0m (neznámých 29, počet prvků matice 225 – JI30_30.dat)

Hornina v okolí jámy odpovídá koeficientu pružného odporu $k=50 \text{ MNm}^{-3}$. Nejnepriznivější kombinace maximálního momentu a maximální normálové síly v ráku je pro koeficient pružného odporu 50 MNm^{-3} podle výstupů z výpočtu deformační metodou programem PROS 3 v prutu 5 ve styčnicku č. 6 a pro rozteč 1m je pro I 240 $q=75,06 \text{ kNm}^{-2}$.

<p>Úroveň pod terémem 1,30 m pousození 2. ráku z I č. 240</p> <p>Rozteč ráků R_{i-1} a $R_i = 1,20 \text{ m}$ je použita do hloubky 1,20 m</p> <p>Rozteč ráků R_i a $R_{i+1} = 1,20 \text{ m}$ je použita od hloubky 2,40 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} = 13,70 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 16,44 \text{ kN/m}'$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 11,50 < 75,06 kN/m'</p> <p>Rozteč ráků 1,20 m vyhoví do hloubky 1,20 m</p>	<p>Úroveň pod terémem 2,40 m pousození 3. ráku z I č. 240</p> <p>Rozteč ráků R_{i-1} a $R_i = 1,20 \text{ m}$ je použita do hloubky 2,40 m</p> <p>Rozteč ráků R_i a $R_{i+1} = 1,20 \text{ m}$ je použita od hloubky 3,60 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} = 22,50 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 27,00 \text{ kN/m}'$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 18,80 < 75,06 kN/m'</p> <p>Rozteč ráků 1,20 m vyhoví do hloubky 2,40 m</p>
<p>Úroveň pod terémem 3,60 m pousození 4. ráku z I č. 240</p> <p>Rozteč ráků R_{i-1} a $R_i = 1,20 \text{ m}$ je použita do hloubky 3,60 m</p> <p>Rozteč ráků R_i a $R_{i+1} = 1,20 \text{ m}$ je použita od hloubky 4,80 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} = 36,70 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 44,04 \text{ kN/m}'$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 24,90 < 75,06 kN/m'</p> <p>Rozteč ráků 1,20 m vyhoví do hloubky 3,60 m</p>	<p>Úroveň pod terémem 4,80 m pousození 5. ráku z I č. 240</p> <p>Rozteč ráků R_{i-1} a $R_i = 1,20 \text{ m}$ je použita do hloubky 4,80 m</p> <p>Rozteč ráků R_i a $R_{i+1} = 1,00 \text{ m}$ je použita od hloubky 5,80 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} = 50,90 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 55,99 \text{ kN/m}'$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 55,99 < 75,06 kN/m'</p> <p>Rozteč ráků 1,20 m vyhoví do hloubky 4,80 m</p>
<p>Úroveň pod terémem 5,80 m pousození 6. ráku z I č. 240</p> <p>Rozteč ráků R_{i-1} a $R_i = 1,00 \text{ m}$ je použita do hloubky 5,80 m</p> <p>Rozteč ráků R_i a $R_{i+1} = 0,00 \text{ m}$ je použita od hloubky 5,80 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} = 62,70 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 31,35 \text{ kN/m}'$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zemin}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 31,35 < 75,06 kN/m'</p> <p>Rozteč ráků 1,00 m vyhoví do hloubky 5,80 m</p>	<p>Rozteč ráků 0,00 m vyhoví do hloubky 0,00 m</p>

Tab. 10. Posouzení ráků Š2 3,0 × 3,0m – I 240

Posouzení pažnic s osovou vzdáleností ráků $L=1,0\text{m}$ přírub $L_p=$	0,9	m v úrovni	-4,8 až -5,8m.		
<i>pažiny UNION typ 245/35/4 $W_x=$</i>	<i>2,72E-05</i>	<i>m^3/m'</i>			
$\sigma_{\text{tlak zeminy } 4,8\text{m}}=$	50,90	kNm^{-2}	$\sigma_{\text{tlak zeminy } 5,8\text{m}}=$	62,70	kNm^{-2}
$\sigma_{\text{tlak zeminy } 4,8\text{m}}=(\sigma_{4,8}+\sigma_{5,8})/2$	56,80	kPa			
$\text{Moment } M = 1/8 \times \sigma_{\text{tlak zeminy } 7,1\text{m}} \times L^2 =$	4,54	kNm			
<i>Potom napětí $\sigma_{\text{union}} = M/W =$</i>	<i>167,1</i>	<i>$\text{MPa} < 210 \text{ MPa}$</i>	<i>Návrh vyhoví.</i>		

B.4 ZAPAŽENÍ JÁMY TŠ1 PRO Š1, Š1a

B.4.1 Úvod

Jáma o rozměru 6,1×9,3m pro šachtu Š1 má hloubku 5,71m. Jáma je zapažena rámy z profilů I č. 300 s příloženým a tam kde to bude možné se zátažným pažením pažnicemi UNION (výběr zátažného nebo příložného pažení provede projektant a geolog stavby). Dvě výztuhy úvodního rámu přesahují profil jámy vždy 1m za její okraj. Rámy budou spojeny mezi sebou svislými ocelovými závěsy z ploché oceli (4ks 6/80mm ocel 11 370 na jeden nosník, plochá ocel může být nahrazena buď ocelovými trubkami, nebo válcovanými I nosníky v počtu min. 2 ks na jeden nosník) přivařené k rákům. V místech prorážky jsou I profily před prořezáním otvoru zajištěny 2 ks válcovaných U profilů č. 240, přikotvenými ve spodní části svorníky SN 25-svorníky lepené cementovou maltou dl 2,5m (viz výkres). Tyto výztuhy jsou ke všem vodorovným nosníkům výztužného rámu přivařeny koutovými svary tl. 5mm a dl. 50mm. Rám jámy byl posouzen programem PROS3 podle statického schématu uvedeného na obrázku. Výpočet je proveden pomocí modifikované deformační metody, řeší se soustava rovnic v maticové formě o 243 neznámých a počet prvků matice je 3540. Konstrukce je modelována z 79 uzlů, 83 prutů a 79 pružin. Pružiny modelují „pružné“ zeminové prostředí, v parametrické studii jsou zeminovému prostředí přiděleny čtyři různé koeficienty pružnosti a sleduje se, která tuhost pružin bude pro konstrukci nejnepríznivější. Pažící rám je symetrický podle osy x a také podle osy y, proto pro symetrické zatížení můžeme počítat pouze čtvrtinu rámu. Rám je posouzen pro kombinace koeficientu ložnosti $k_{\text{vyp}} = 5, 50, 100$ a 500MNm^{-3} . Maximální únosnost ocelových ráků byla vyhodnocena pomocí interakčního diagramu, vyjadřujícího únosnost ocelové výztuže pro různé poměry momentů a normálových sil. Výpočet vnitřních sil v pažícím rámu provedeme pro statické schéma s klouby v rozích rámu a rámy zatížíme redukováným tlakem.

B.4.2 Jáma TŠ1 pro Š1, Š1a 6,1×9,3m

Jámy mají rozměr vnitřní světlosti zapažení 6,1×9,3m, hl. 5,71m. Jáma bude pažena ocelovou výztuží I 300 a příloženým nebo zátažným pažením pažnicemi UNION. Rámy budou spojeny mezi sebou svislými ocelovými závěsy z ploché oceli (4ks 80/6mm ocel 11 370 na jeden nosník) připojené k rákům svařem. V rozích ráků je provedeno svaření nosníků tak, aby vznikl tuhý rámový roh, přidá se krátký výztužný prvek z I160 nebo I200.

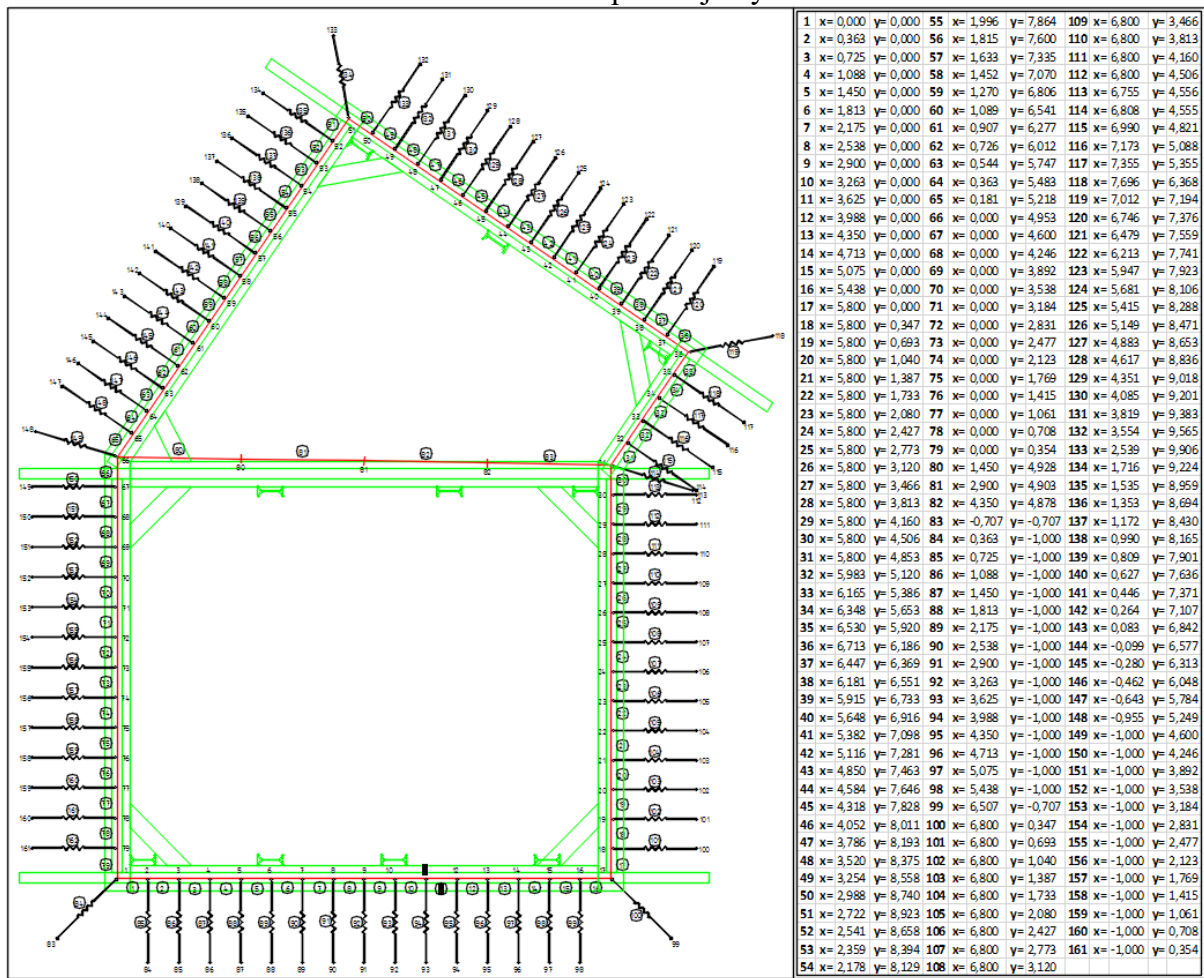
B.4.3 Výpočet zatížení

Pro dimenzování konstrukce se využije zatěžovací obrazec, který vyvodí v konstrukci nejnepríznivější vnitřní síly.

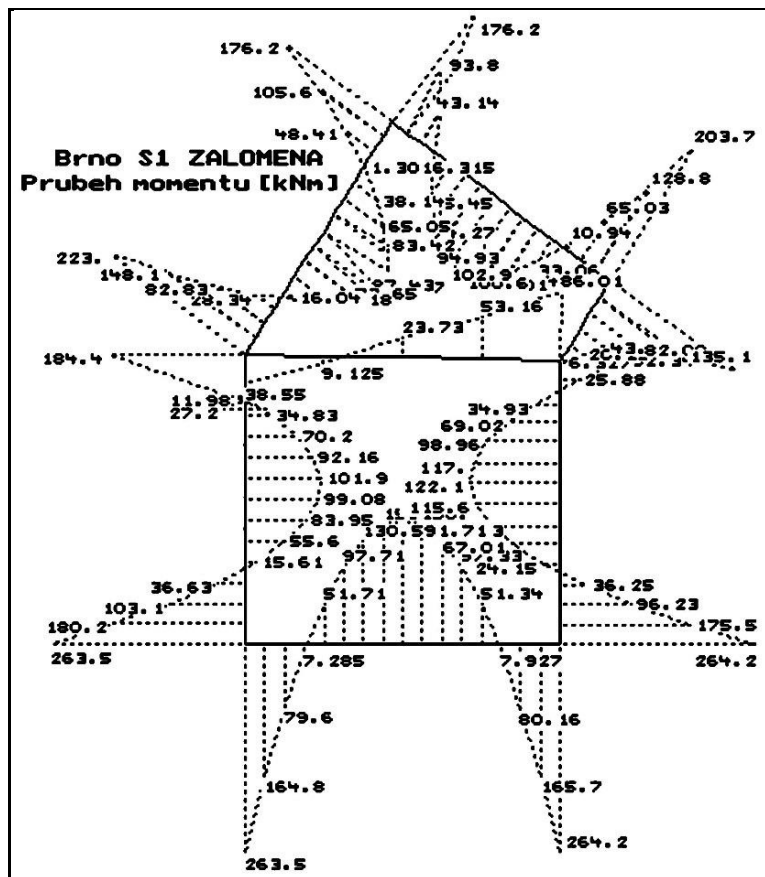
Popis vrstvy	Hloubka		Mocnost (m)	Obj. hmot. $q[\text{kN/m}^3]$	Součinitel zatížení	Výp. obj. hmot. $q[\text{kN/m}^3]$	$\sigma_{\text{vert.}}$ kN/m^2	Poissonovo číslo $\nu(l)$	φ [°]	c_d (kPa)	$K_r = 1 - \sin \varphi_d$ (l)	$K_r = \nu / (1 - \nu(l))$	$Ka = \lg^2(45 - \varphi_d/2)$ (l)	Tlak v klidu (φ) e_r (kN/m^2)	Tlak v klidu (ν) e_r (kN/m^2)	Tlak aktivní (φ) e_{ak} (kN/m^2)	Tlak aktivní $e_{0,2}$ (kN/m^2) ČSN 730037	e_{red} kN/m^2
	horní úroveň	dolní úroveň																
Nahodilé zat. ČSN 73 6203 tř. A					1,4	9,0	12,6											
Konstrukce vozovky	0,00	1,00	1,00	20,0	1,1	22,0	34,6	0,40	27,0	5	0,55	0,67	0,38	18,9	23,1	6,9	6,9	9,9
Navážky-2. rám	1,00	1,20	0,20	18,0	1,1	19,8	38,6	0,37	19,0	7	0,67	0,59	0,51	26,0	22,6	9,6	7,7	13,7
Sprašové hlíny a prachovité hlíny-3.rám	1,20	2,40	1,20	19,5	1,1	21,5	64,3	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	43,4	42,9	15,6	12,9	22,5
Sprašové hlíny a prachovité hlíny-4.rám	2,40	3,40	1,00	19,5	1,1	21,5	85,8	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	57,8	57,2	26,5	17,2	34,3
Sprašové hlíny a prachovité hlíny-5.rám	3,40	4,40	1,00	19,5	1,1	21,5	107,2	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	72,3	71,5	37,4	21,4	46,1
Sprašové hlíny a prachovité hlíny-6.rám	4,40	5,40	1,00	19,5	1,1	21,5	128,7	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	86,8	85,8	48,3	25,7	57,9

Tab. 11 Výpočet zatížení na rámy šachty TŠ1 6,1×9,3m

Posouzení zapažení jámy



Obr. 7. Statické schéma šachty TS1 pro S1, Š1a (neznámých 243, počet prvků matice 3540 – ji_S1.dat)



Obr. 8. Momenty, q=100 kNm⁻¹, 5000 kNm⁻³

Maximální vnitřní síly v prutech									
čís. prutu	čís. sýč.	M [kNm]	N [kN]	T [kN]	čís. prutu	čís. sýč.	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
1. prut	1	-263,48	277,96	-271,72	35. prut	35	-135,08	268,55	205,00
	2	164,84	-277,96	271,72		36	203,65	-268,55	-205,00
9. prut	9	156,65	277,96	18,28	51. prut	51	-176,23	233,82	-217,17
	10	-150,02	-277,96	-18,28		52	105,63	-233,82	217,17
16. prut	16	-165,74	277,96	272,03	57. prut	57	83,42	231,19	-42,66
	17	264,22	-277,96	-272,03		58	-99,47	-231,19	42,66
24. prut	24	115,63	255,68	-18,46	65. prut	65	-148,13	234,46	236,22
	25	-122,10	-255,68	18,46		66	222,96	-234,46	-236,22
30. prut	30	-25,88	255,68	189,89	71. prut	71	92,16	309,04	-27,75
	31	92,34	-255,68	-189,89		72	-101,87	-309,04	27,75

Tab. 12 Výsledky výpočtu rámu pro šachtu TŠ1 pro S1, Š1a

Únosnost rámu z I 300															
Koeficient pružného odporu	Místo posouzení			Koeficient pružného odporu	Místo posouzení			Koeficient pružného odporu	Místo posouzení			Koeficient pružného odporu	Místo posouzení		
	PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=5\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ⁻²]		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=50\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ⁻²]		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=100\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ⁻²]		PRO ZATÍŽENÍ $q=100\text{ kN/m}^2$ $k_{\text{vyp}}=500\text{ MNm}^{-3}$		ÚNOSNOST q pro rozteč 1m [kNm ⁻²]
	M[kNm]	N[kN]			M[kNm]	N[kN]			M[kNm]	N[kN]			M[kNm]	N[kN]	
5 [MNm ⁻³]	1	263,48	47,33	50 [MNm ⁻³]	1	253,52	48,99	100 [MNm ⁻³]	1	254,83	48,79	500 [MNm ⁻³]	1	259,89	47,99
		277,96				279,45				277,63				273,87	

Tab. 13. Vnitřní síly a únosnost rámu TŠ1 pro S1, Š1a – I 300

<p>Úroveň pod terénem 1,20 m pousození 2. rámu z I č. 300</p> <p>Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,20 \text{ m}$ je použita do hloubky 1,20 m</p> <p>Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 1,20 \text{ m}$ je použita od hloubky 2,40 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 13,70 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 16,44 \text{ kN/m}^2$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 16,44 < 48,99 kN/m²</p> <p>Rozteč rámu 1,20 m vyhoví do hloubky 1,20 m</p>	<p>Úroveň pod terénem 2,40 m pousození 3. rámu z I č. 300</p> <p>Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,20 \text{ m}$ je použita do hloubky 2,40 m</p> <p>Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 1,00 \text{ m}$ je použita od hloubky 3,40 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 22,50 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 24,75 \text{ kN/m}^2$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 24,75 < 48,99 kN/m²</p> <p>Rozteč rámu 1,20 m vyhoví do hloubky 2,40 m</p>
<p>Úroveň pod terénem 3,40 m pousození 4. rámu z I č. 300</p> <p>Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,00 \text{ m}$ je použita do hloubky 3,40 m</p> <p>Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 1,00 \text{ m}$ je použita od hloubky 4,40 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 34,30 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 34,30 \text{ kN/m}^2$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 34,30 < 48,99 kN/m²</p> <p>Rozteč rámu 1,00 m vyhoví do hloubky 3,40 m</p>	<p>Úroveň pod terénem 4,40 m pousození 5. rámu z I č. 300</p> <p>Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,00 \text{ m}$ je použita do hloubky 4,40 m</p> <p>Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 1,00 \text{ m}$ je použita od hloubky 5,40 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 46,10 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 46,10 \text{ kN/m}^2$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 46,10 < 48,99 kN/m²</p> <p>Rozteč rámu 1,00 m vyhoví do hloubky 4,40 m</p>
<p>Úroveň pod terénem 5,40 m pousození 6. rámu z I č. 300</p> <p>Rozteč rámu R_{i-1} a $R_i = 1,00 \text{ m}$ je použita do hloubky 5,40 m</p> <p>Rozteč rámu R_i a $R_{i+1} = 0,00 \text{ m}$ je použita od hloubky 5,40 m</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} = 57,90 \text{ kN/m}^2 \times (R_i + R_{i+1}) / 2 = 28,95 \text{ kN/m}^2$</p> <p>$\sigma_{\text{tlak zeminy}} < \sigma_{\text{únosnosti}}$ 28,95 < 48,99 kN/m²</p> <p>Rozteč rámu 1,00 m vyhoví do hloubky 5,40 m</p>	

Tab. 14. Posouzení rámu TŠ1 pro S1, Š1a – I 300

Posouzení pažnic s osovou vzdáleností	1,10	m v úrovni	-1,90 až -3,00m.	
pažiny UNION typ 245/35/4 $W_x =$	2,72E-05	m^3/m^2		
$\sigma_{\text{tlak zeminy } 1,9\text{m}} =$	21,7	kN/m^2	$\sigma_{\text{tlak zeminy } 3,0\text{m}} =$	19,6 kN/m^2
$\sigma_{\text{tlak zeminy } 1,9\text{m}} = (\sigma_{1,9} + \sigma_{3,0})/2$	20,7	kPa		
Moment $M = 1/8 \times \sigma_{\text{tlak zeminy } 6,1\text{m}} \times L^2 =$	2,58	kNm		
Potom napětí $\sigma_{\text{union}} = M/W =$	94,9	MPa	210 MPa Návrh vyhoví.	

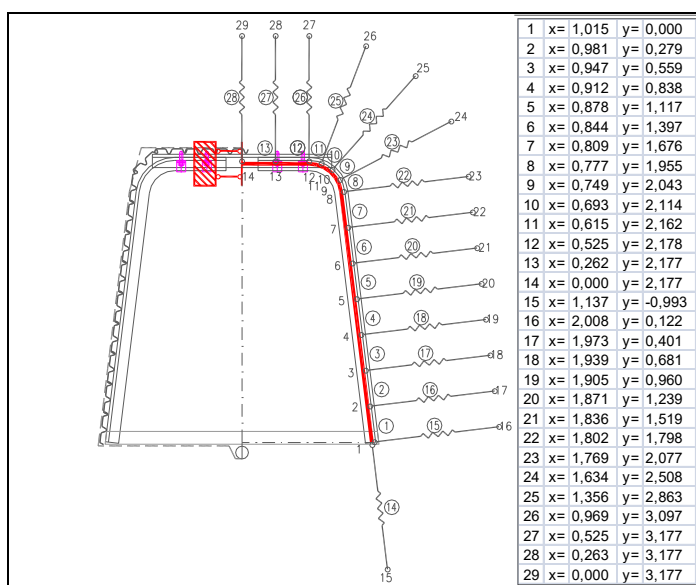
B.5 POSOUZENÍ OSTĚNÍ ŠTOLY K21-LB4-2243/2331 (2134/2258)MM

Štola pro stoku DN 1000(175)/1500mm o průřezu důlního díla 4,56m² mezi šachtami Š1 – Š2 (ražba dovrchně) má sklon 3 ‰ v délce 16,98m. Štola je zapažena rámy z ocelové důlní výztuže K21-LB4 2243/2331mm z oceli řady 11 500.0. Ocelové rámy jsou podepřeny válcovaným profilem U 160 dl. 2150mm. Osová vzdálenost ocelových rámu je navržena 0,8m, max. povolená vzdálenost rámu od čelby je 0,9m, při zhoršené geologii rozteč rámu

stanoví projektant. Ocelové rámy jsou v podélném směru rozepřeny třemi podélnými rozpěrami, jedna je v klenbě a dvě v bocích štol. Štola je zapažena zátažným pažením pažinami "UNION" č. 61 009 30 - 10 370.0 jsou uspořádány za rámy na sraz s případnou zakládkou betonem C12/15 a v případě špatných geologických podmínek je na ostění štol aplikován stříkaný beton tl. 70mm s KARI sítí 4/4x100/100mm.

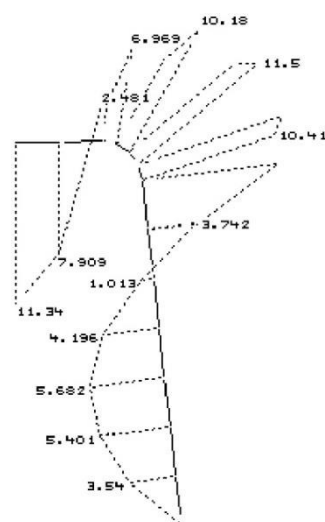
Popis vrstvy	Hloubka		Mocnost (m)	Obj. hmot. γ [kN/m ³]	Součinitel zatížení	Výp. obj. hmot. γ [kN/m ³]	σ_{vert} kN/m ²	Poissonovo číslo ν (l)	úhel vnitřního tření φ [°]	c_{ef} (kPa)	$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef}$ (l)	$K_r = \nu / (1 - \nu)$ (l)	$K_a = \lg^2(45 - \varphi/2)$ (l)	Tlak v klidu (φ) e_r (kN/m ²)	Tlak v klidu (ν) e_r (kN/m ²)	Tlak aktivní (φ) e_{ak} (kN/m ²)	Tlak aktivní $e_{0,2}$ (kN/m ²) ČSN 730037	e_{rel} kN/m ²
	horní iroven	dolní iroven																
Nahodilě zat. ČSN 73 6203 tř. A					1,4	9,0	12,6											
Konstrukce vozovky	0,00	1,00	1,00	20,0	1,1	22,0	34,6	0,40	27,0	5	0,55	0,67	0,38	18,9	23,1	6,9	6,9	9,9
Navážky	1,00	1,20	0,20	18,0	1,1	19,8	38,6	0,37	19,0	7	0,67	0,59	0,51	26,0	22,6	9,6	7,7	13,7
Sprašové hlíny a prachovité hlíny	1,20	3,11	1,91	19,5	1,1	21,5	79,5	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	53,6	53,0	23,3	15,9	30,9

Tab. 15 Výpočet zatížení na stolu



Obr. 9. Statické schéma rámu štol K21-LB4-2243/2331 (2134/2258)mm (počet neznámých 38, počet prvků matice 306 – lb_2122.dat)

Brno Koliste K21_21/22
Prubeh momentu [kNm]



Obr. 10. Moment pro ostění štol od zatížení od zatížení $q=100\text{kNm'}$ $p/q=0,2$

Výpočet byl proveden obecnou deformační metodou, spojitá střednice je nahrazena polygonem a spolupůsobení rámu s horninou je modelováno soustavou kyvných prutů. Při výpočtu je rám zatěžován jednotkovým zatížením a dimenzování konstrukce je provedeno pro koeficienty ložnosti $k_{vyp} = 5, 50, 100\text{MN m}^{-3}$ a pro poměry bočního ku svislému tlaku $p/q = 0,2; 0,4; 0,6$. Výpočet je proveden polygonální metodou za využití obecné deformační metody, řešíme soustavu rovnic o 38 neznámých s počtem 306 prvků v matici. V postupných iteračních krocích je modelováno opření konstrukce do zeminy tak, že ve výpočtu zůstávají pouze tlačené opěry polygonu. Maximální únosnost ocelových rámu byla vyhodnocena interakčním diagramem, vyjadřujícím únosnost ocelové výztuže pro různé poměry momentů a normálových sil.

		$p/q=0,2$			$p/q=0,4$			$p/q=0,6$		
		M[kNm]	N[kN]	q[kNm-2]	M[kNm]	N[kN]	q[kNm-2]	M[kNm]	N[kN]	q[kNm-2]
5 [MNm ⁻³]	bok	5,681	93,553	230,15	14,52	92,936	108,35	23,358	92,319	70,85
	klenba roh	11,499	83,824	134,40	14,855	94,321	106,01	19,533	108,462	81,94
	klenba	11,34	40,262	147,20	5,151	64,895	271,45	1,037	89,528	580,48
50 [MNm ⁻³]	bok	5,681	93,553	230,15	14,52	92,936	108,35	23,358	92,319	70,85
	klenba roh	11,499	83,824	134,40	14,855	94,321	106,01	19,533	108,462	81,94
	klenba	11,34	40,262	147,20	5,151	64,895	271,45	1,037	89,528	580,48
100 [MNm ⁻³]	bok	5,681	93,553	230,15	14,52	92,936	108,35	23,358	92,319	70,85
	klenba roh	11,499	83,824	134,40	14,855	94,321	106,01	19,533	108,462	81,94
	klenba	11,34	40,262	147,20	5,151	64,895	271,45	1,037	89,528	580,48

Tab. 16. Únosnost ocelových rámu štol LB4-K21 2243/2331 (2134/2258)mm

Pro předpokládaný poměr bočního tlaku ke svislému 0,3 a pro koeficient 50 MNm^{-3} pružného odporu horniny je minimální únosnost ocelového rámu v úrovni klenby 5,07m

Posouzení svislého celíku štoly - Pro danou lokalitu budou uvažovány tyto geotechnické parametry.

Úhel vnitřního tření $\varphi =$	19,0 [°]	Délka nezapažené štoly $L =$	1,00 [m]
Zdánlivá soudržnost $c_{ef} =$	12,0 [kPa]	Šířka výrubu $B =$	2,10 [m]
Poissonovo číslo $\nu =$	0,40 [1]	Výška nadloží $H =$	3,11 [m]
Potom $k_o = n/(1 - n) =$	0,667 [1]		
Pak vypočteme			
Svislé napětí v úrovni klenby $q_{klenby \text{ svislé}} = \sum \gamma_i h_i \times 1,1$			69,2 [kNm ⁻²]
Vodorovné napětí v úrovni klenby $q_{klenby \text{ vodorovné}} = k_o (\sum \gamma_i h_i \times 1,1)$			46,13 [kNm ⁻²]
Průměrná hodnota vodorovného napětí působící na plášti svislého celíku			
$q_{klenby \text{ vodorovné průměrné}} = q_{klenby \text{ vodorovné}} / 2 =$			23,07 [kNm ⁻²]
Zatížení celíku $G = q_{klenby \text{ svislé}} \times B \times L$			145,32 [kN]
Plášť celíku $S = 2 \times (L + B) \times H =$			19,28 [m ²]
Při prvotním posunutí se na plášti celíku mobilizuje tření			
$T = (q_{klenby \text{ vodorovné průměrné}} \times \text{tg } \varphi + c) \cdot S =$			384,53 [kN]
Stupeň bezpečnosti posunu horniny celíku do štoly nezapažené v délce			0,90 [m]
je $s = T/G =$			2,65 > 1,1
Navržená délka záběru			1,00 m vyhoví.

Pousouzení ostění štoly K21-LB4 2243/2331 (2134/2258)mm

$q_{\text{únosnosti } 1,0\text{m p/q0,2}} =$	134,4 kN/m ⁻²	$q_{\text{únosnosti } 1,0\text{m p/q0,4}} =$	108,35 kN/m ⁻²
$q_{\text{únosnosti } 1,0\text{m } \phi} = (134,4 + 108,35)/2 =$	121,375 kN/m ⁻²		
Úroveň pod terénem	3,11 m		
Rozteč rámu	0,80 m	1,00 m	
$q_{\text{tlak horniny na rám -3,11m}} =$	70,90 kN/m ⁻²		
$q_{\text{tlak horniny na rám 0,8m}} =$	70,90 kN/m ²	$\times \text{rozteč rámu } 0,8 \text{ m} =$	56,72 kN/m'
$q_{\text{tlak horniny na rám 1,0m}} =$	70,90 kN/m ²	$\times \text{rozteč rámu } 1,0 \text{ m} =$	70,90 kN/m'
$q_{\text{tlak horniny na rám}} < q_{\text{únosnosti rozteč } 1,0\text{m}}$			
	56,7	<	121,4 kN/m'
	70,9	<	121,4 kN/m'
Rozteč rámu	0,80 m	vyhoví pro nadloží štoly	3,11 m
Rozteč rámu	1,00 m	vyhoví pro nadloží štoly	3,11 m

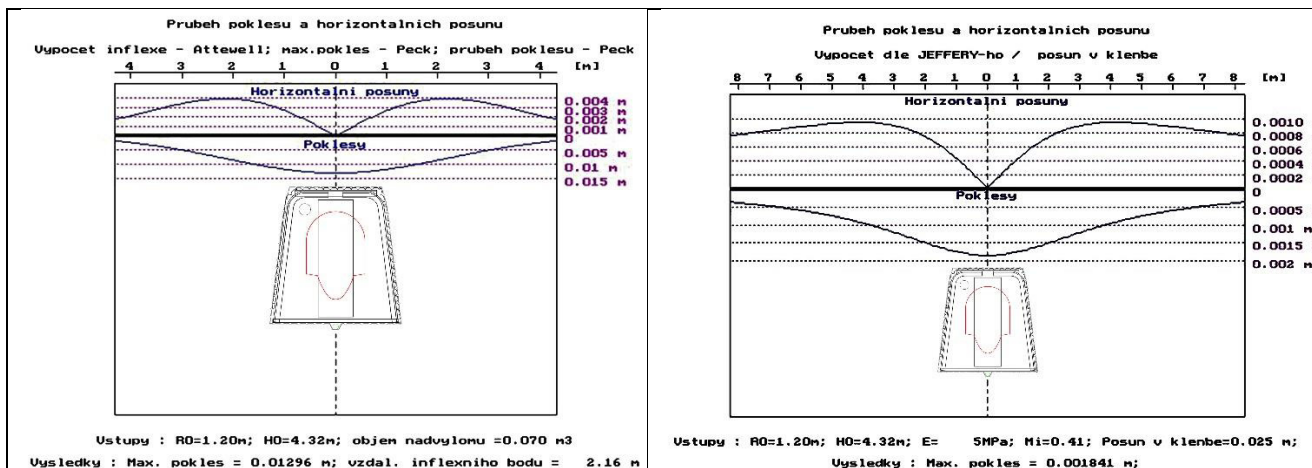
B.5.1 Výpočet velikosti poklesové kotliny nad štolou K21-LB4-2243/2331 (2134/2258)mm

Aby byla zajištěna ochrana podzemních inženýrských sítí a jiných objektů umístěných nad štolou, stanovují se podmínky pro vedení ražeb v souladu s vyhláškou ČBÚ č.55/1996 Sb. §22 odst.1.

Pro výpočet poklesové kotliny programem POKLESY v 1.0 nad štolou o rozměru příčného řezu 2243/2331 (2134/2258)mm (plocha výrubu 4,55m²) vyztuženou ramenáty z ocelové důlní výztuže LB-K21 je použita hodnota modulu deformace $E_{\text{def}} = 5 \text{ MPa}$ a Poissonův koeficient $\nu = 0,41$ a objem nadvýlomu 0,05m³.

Do výpočtu pásma předpokládaných poklesů zavádíme pokles v klenbě hodnotou $\delta_{\text{celkové}} = 25 \text{ mm}$ jako důsledek deformace ocelové důlní výztuže a technologie ražení (zátažné pažení, klínování pažnic UNION apod.). Hodnoty deformací terénu nad raženou štolou platí pro zeminy hlinité, písčitohlinité až jílovitohlinité označené podle ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy jako F6 (CL - CI).

Výpočet poklesové kotliny pro štolu o ploše 4,55m² (náhradní poloměr $r = 1,203 \text{ m}$, nadloží 5,07m, střed štoly v hloubce 6,17m) je uveden na obrázku. Šířka pásma předpokládaných poklesů je pro nadloží 6,50m přibližně ~4,0m na každou stranu od osy tunelu (pokles 1mm).



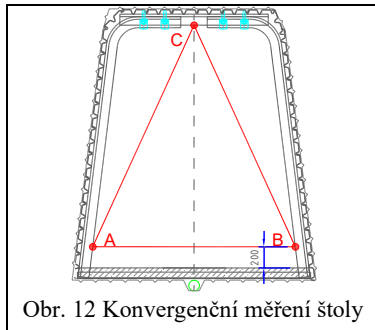
Obr. 11. Poklesová kotlina pro nadloží 6,50m podle Jefferyho a podle Attewella-Pecka

Maximální pokles je 1,8mm podle Jefferyho a 12,9mm podle Attewell-Pecka. Pokles terénu nad štolou je malý, ale je nutné před zahájením ražení ověřit stav podzemních vedení a v případě potřeby provést potřebná opatření, aby nedošlo k poškození inženýrských sítí, kabelových vedení a jiných podzemních objektů.

B.5.2 Podmínky pro vedení ražby požadavky na rozsah geomonitoringu

Aby byl zajištěn bezpečný provoz stavby, stanovují se podmínky pro vedení ražby v souladu s vyhláškou ČBÚ č.55/1996 Sb. §22, kterým se stanoví požadavky k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí v blízkosti inženýrských sítí. Bude se sledovat zóna ovlivnění s ohledem na vyvolané deformace nadloží, seismické účinky a ovlivnění režimu podzemních vod v souladu s § 16a odst. 4 vyhl. č. 55/1996 Sb.

Bude se provádět ve stejných časových intervalech měření poklesů terénu nad měřičskými profily stanovenými ve štolě. Budou měřeny měřičské body (ocelové hřeby osazené do betonových patek) umístěné na terénu v ose štol. Přípustná svislá deformace je max. do -3 mm, při větší deformaci je nutné provést opatření k zamezení nárůstu deformace. Nulté zaměření měřičských bodů nad štolou se provede ještě před zahájením ražení. Pak se bude měřit 2x za týden a další tři týdny se bude provádět měření jednou týdně.



Obr. 12 Konvergenční měření štol

Ve štolě se při výstavbě bude provádět měření konvergencí na bodech podle obr. 20. Budou měřeny konvergence bodů A, B, C a (viz obr. 20). Bude měřen vodorovný rozměr L-AB mezi body A-B, 200mm nad úroveň počvy štol, šikmý rozměr L-AC a L-BC mezi body A-C a body B-C. Svislý rozměr A-D. Měřičské profily budou osazen na ocelové rámy v rozteči 10m v podélném směru štol. První zaměření se provede bezprostředně po zabudování pažení. První týden po zabudování pažení se bude provádět měření konvergencí 1x za týden a další tři týdny se bude provádět měření jednou za 14 dní. Všechna měření se budou zapisovat a okamžitě vyhodnocovat. Přípustná deformace, zmenšení rozteče bodů je max. do -5mm. Pokles terénu nad štolou se povoluje do -5mm.

B.6 PROTĚAK DN 324/8mm

B.6.1 Popis výpočtu

Délka protěaku je 5,7m, sklon 3 ‰ a nejvyšší nadloží nad trubkou je 1,98m. Při protěácení úpadně bude prováděno zatlačování pokud možno s minimálním přerušování protěacování.

Výpočet vnitřních sil byl proveden obecnou deformační metodou, spojitá střednice je nahrazena polygonem a spolupůsobení rámu s horninou je modelováno soustavou kyvných prutů. Při výpočtu je konstrukce zatěžována jednotkovým zatížením a dimenzování konstrukce je provedeno pro koeficienty ložnosti $k_{vyt} = 5, 50$ a 100 MN m^{-3} a pro poměry bočního ku svislému tlaku $p/q = 0,2; 0,4; 0,6$. Maximální únosnost konstrukce byla vyhodnocena interakčním diagramem, vyjadřujícím únosnost ocelové výztuže pro různé poměry momentů a normálových sil. Reálné hodnoty zkušební koeficientu pružného odporu jsou pro potřeby výpočtu stanoveny z rovnice

$$k_{zk} = \frac{E_{def}}{\alpha(1-\nu^2)\sqrt{A_{zk}}} \quad [1]$$

Kde značí:

k_{zk} - zkušební koeficient pružného odporu	[kNm ⁻³]	ν . . . Poissonovo číslo	[1]
E_{def} - modul přetvárnosti	[MPa]	A_{zk} - plocha zkušební desky	[m ²]
α - součinitel závislý na tvaru a tuhosti zkušební desky (pro tuhou kruhovou desku $\alpha = 0,89$)			

Zkušební koeficient pružného odporu je závislý na ploše zatěžovací plochy. Tento teoretický nedostatek je eliminován přepočtem na skutečnou velikost stavební konstrukce podle vztahu:

$$k_{výp} = k_{zk} \sqrt{\frac{A_{zk}}{A_{skut}}} \quad [2]$$

Kde značí:

$k_{výp}$ - výpočtový koeficient pružného odporu [kNm ⁻³]	A_{zk} - plocha zkušební desky [m ²]
k_{zk} - zkušební koeficient pružného odporu [kNm ⁻³]	A_{skut} - skutečná plocha základové spáry [m ²]

(pro $A_{skut} > 10 \text{ m}^2$ se bere kvýp k odpovídající ploše 10 m^2)

B.6.2 Výpočet zatížení

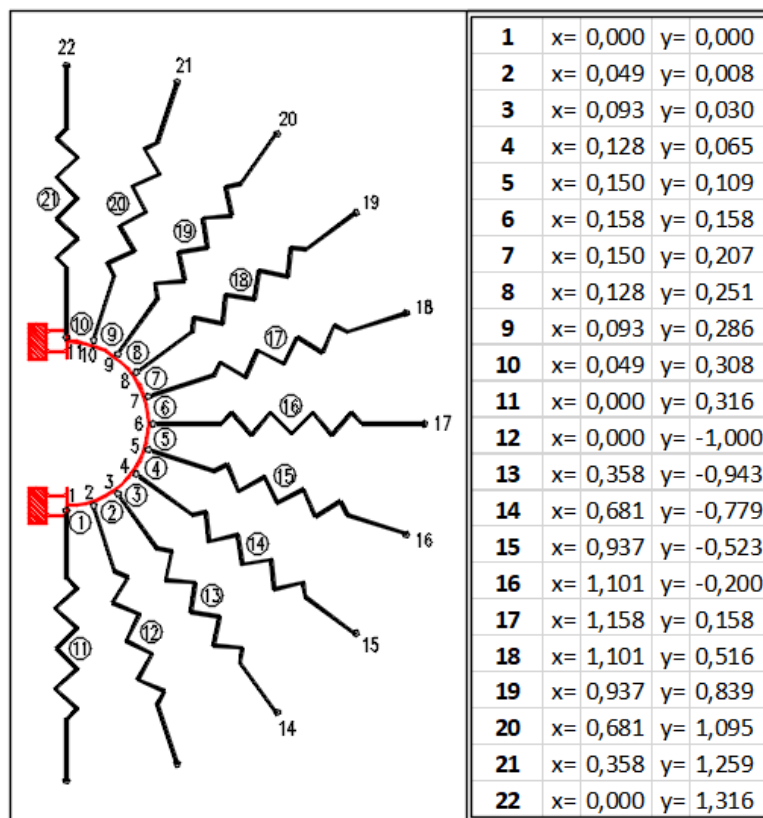
Pro dimenzování konstrukce se využije zatěžovací obrazec, který vyvodí v konstrukci nejnepříznivější vnitřní síly.

Popis vrstvy	Hloubka		Mocnost (m)	Obj. hmot. γ [kN/m ³]	Součinitel zatížení	Výp. obj. hmot. γ [kN/m ³]	σ_{vert} kN/m ²	Poissonovo číslo $\nu(l)$	úhel vnitřního tření φ [°]	c_{ef} (kPa)	$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef}$ (l)	$K_r = \nu / (1 - \nu(l))$	$Ka = \lg^2(45 - \varphi/2)$ (l)	Tlak v klidu (ν) e_r (kNm ⁻³)	Tlak v klidu (ν) e_r (kNm ⁻³)	Tlak aktivní (φ) e_{ak} (kNm ⁻³)	Tlak aktivní $e_{0,2}$ (kNm ⁻³) ČSN 730037	e_{rel} kN/m ²
	horní úroveň	dolní úroveň																
Nahodilý zat. ČSN 73 6203 tř. A					1,4	9,0	12,6											
Konstrukce vozovky	0,00	1,00	1,00	20,0	1,1	22,0	34,6	0,40	27,0	5	0,55	0,67	0,38	18,9	23,1	6,9	6,9	9,9
Navážky	1,00	1,20	0,20	18,0	1,1	19,8	38,6	0,37	19,0	7	0,67	0,59	0,51	26,0	22,6	9,6	7,7	13,7
Šprašové hlíny a prachovité hlíny	1,20	1,92	0,72	19,5	1,1	21,5	54,0	0,40	19,0	12	0,67	0,67	0,51	36,4	36,0	10,4	10,8	16,9

Tab. 17 Výpočet zatížení na protlácenou trubku DN 324/8mm

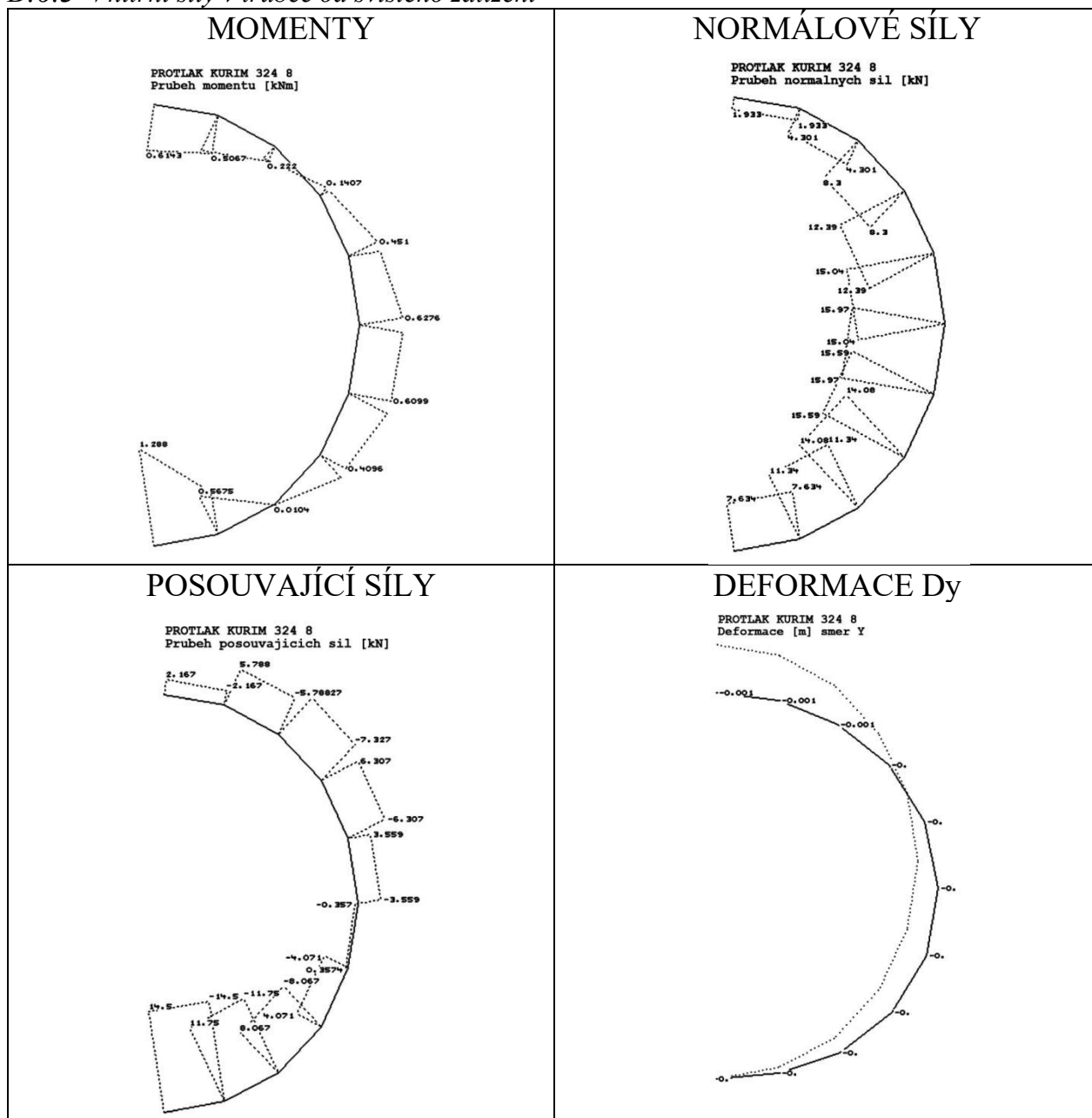
Stratigrafické zařazení	Geologický popis	Objemová hmotnost γ (kNm ³)	Modul přetv. E_{def} (MPa)	Úhel vnitř. tření φ (°)	C_{ef} (kPa)	Poissonovo číslo ν	Zkušební koef. pruž. odporu k_{zk} (kNm ⁻³)	Výpočtový koef. pruž. odporu $k_{výp}$ (kNm ⁻³)	Zařízení podle ČSN 73 1001
Pokryvné útvary	Šedá prachovito-jílovitá hlína	21	2,5	17	8	0,41	10678	6164	F6Y-F8Y

Tabulka 18. Výpočtové charakteristiky zemin a hornin



Obr. 13. Statické schéma trubky 324/8 mm

B.6.3 Vnitřní síly v trubce od svislého zatížení



B.6.4 Výsledky výpočtu z programu pros

Program PROS3-jméno úlohy: PRO324.dat

=====

PROTLAK 324/8mm p/q=0,2

koeficient ložnosti k=5000kNm⁻³

styčnicků: 11 prutů : 16 pružin : 17

Výpočet bez tření

=====

SOUŘADNICE STYČNÍKŮ

čís. styč. X Y

1	0.0000	0.0000
2	0.0490	0.0080
3	0.0930	0.0300
4	0.1280	0.0650
5	0.1500	0.1090
6	0.1580	0.1580
7	0.1500	0.2070
8	0.1280	0.2510

9	0.0930	0.2860
10	0.0490	0.3080
11	0.0000	0.3160
12	0.0000	-1.0000
13	0.3580	-0.9430
14	0.6810	-0.7790
15	0.9370	-0.5230
16	1.1010	-0.2000
17	1.1580	0.1580
18	1.1010	0.5160
19	0.9370	0.8390
20	0.6810	1.0950
21	0.3580	1.2590
22	0.0000	1.3160

=====

PARAMETRY MATERIÁLU

=====

č. prutu začátek konec E

=====

1	1	2	210000000.00
2	2	3	210000000.00
3	3	4	210000000.00
4	4	5	210000000.00
5	5	6	210000000.00
6	6	7	210000000.00
7	7	8	210000000.00
8	8	9	210000000.00
9	9	10	210000000.00
10	10	11	210000000.00
11	1	12	124.12
12	2	13	247.11
13	3	14	246.73
14	4	15	246.73
15	5	16	247.11
16	6	17	248.24
17	7	18	247.11
18	8	19	246.73
19	9	20	246.73

20	10	21	247.11
21	11	22	124.12
=====			
PARAMETRY KONSTRUKCE			
=====			
čís. prutu	I [m ⁴]	A [m ²]	uložení
=====			
1	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
2	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
3	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
4	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
5	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
6	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
7	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
8	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
9	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
10	0.00000004	0.008000	vetk./vetk.
=====			
ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE			
=====			
čís. styč.	Fx [kN]	Fy [kN]	Mz[kNm]
=====			
1	-0.080	0.000	0.000
2	-0.300	0.000	0.000
3	-0.570	0.000	0.000
4	-0.790	0.000	0.000
5	-0.930	0.000	0.000
6	-0.980	-0.400	0.000
7	-0.930	-1.500	0.000
8	-0.790	-2.850	0.000
9	-0.570	-3.950	0.000
10	-0.300	-4.650	0.000
11	-0.080	-2.450	0.000
=====			
DEFORMACE			

=====			
čís. styč.	u [m]	v [m]	fi [rad]
=====			
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00002	-0.00014	-0.00514
3	0.00016	-0.00041	-0.00667
4	0.00038	-0.00063	-0.00551
5	0.00056	-0.00073	-0.00271
6	0.00061	-0.00074	0.00072
7	0.00050	-0.00075	0.00371
8	0.00029	-0.00086	0.00533
9	0.00011	-0.00105	0.00511
10	0.00001	-0.00123	0.00311
11	0.00000	-0.00131	0.00000
=====			

VNITŘNÍ SÍLY V PRUTECH

=====			
čís. styč.	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
=====			
1. prut			
1	1.2876	7.6338	14.5027
2	-0.5675	-7.6338	-14.5027
2. prut			
2	0.5675	11.3366	11.7470
3	0.0104	-11.3366	-11.7470
3. prut			
3	-0.0104	14.0830	8.0666
4	0.4096	-14.0830	-8.0666
4. prut			
4	-0.4096	15.5853	4.0708
5	0.6099	-15.5853	-4.0708
5. prut			
5	-0.6099	15.9695	0.3574
6	0.6276	-15.9695	-0.3574
6. prut			

6	-0.6276	15.0416	-3.5589
7	0.4510	-15.0416	3.5589
7. prut			
7	-0.4510	12.3870	-6.3074
8	0.1407	-12.3870	6.3074
8. prut			
8	-0.1407	8.3001	-7.3269
9	-0.2220	-8.3001	7.3269
9. prut			
9	0.2220	4.3005	-5.7878
10	-0.5067	-4.3005	5.7878
10. prut			
10	0.5067	1.9326	-2.1669
11	-0.6143	-1.9326	2.1669
=====			

SÍLY V PRUŽINÁCH

=====			
čís. prutu	N [kN]	T [kN]	f [1]
=====			
11	0.00000	0.00000	0.00000
12	0.03519	0.00000	0.00000
13	0.10557	0.00000	0.00000
14	0.16729	0.00000	0.00000
15	0.18763	0.00000	0.00000
16	0.15179	0.00000	0.00000
17	0.05973	0.00000	0.00000
18	0.00000	0.00000	0.00000
19	0.00000	0.00000	0.00000
20	0.00000	0.00000	0.00000
21	0.00000	0.00000	0.00000
=====			

Únosnost trubky DN 324/8mm je vypočtena pro koeficient pružného odporu 5, 50, 100 [MNm⁻³], a pro tři typy bočního zatížení. Pro poměr bočního tlaku ke svislému 0,2, 0,4, 0,6 a je tedy provedeno devět výpočtů. Výpočet je proveden polygonální metodou za využití obecné deformační metody, řešíme soustavu rovnic o 28 neznámých s počtem 216 prvků v matici. V postupných iteračních krocích je modelováno opření konstrukce do zeminy tak, že ve výpočtu zůstávají pouze tlačené opěry polygonu. Výsledky výpočtů polygonální metody budou vyhodnoceny pomocí interakčního diagramu. Tím se ověří únosnost trubky DN 324/8 v různých geologických podmínkách.

Minimální únosnost trubky DN 324/8 mm je dána výpočtem jako funkce

$$Q_{min} = f(k_{vyp}; p/q)$$

Kde k_{vyp} = koeficient pružného odporu (MNm⁻³) p/q = poměr vodorovného a svislého tlaku

Koeficient pružného odporu	Místo posouzení	Poměr p/q=0,2		Místo posouzení	Poměr p/q=0,4		Místo posouzení	Poměr p/q=0,6	
		M[kNm]	Únosnost q		M[kNm]	Únosnost q		M[kNm]	Únosnost q
		N[kN]	[kNm ⁻²]		N[kN]	[kNm ⁻²]		N[kN]	[kNm ⁻²]
5 [MNm ⁻³]	bok	0,63	345,52	bok	0,51	419,78	bok	0,41	513,23
		15,97			16,21			16,84	
	klenba	0,61	363,30	klenba	0,49	449,28	klenba	0,37	590,13
		1,93			4,93			7,93	
50 [MNm ⁻³]	bok	0,49	71,00	bok	0,39	540,43	bok	0,31	665,48
		16,07			16,11			16,95	
	klenba	0,51	433,49	klenba	0,41	540,59	klenba	0,30	715,67
		3,55			6,27			9,00	
100 [MNm ⁻³]	bok	0,40	537,77	bok	0,31	671,55	bok	0,24	846,26
		16,15			16,17			17,02	
	klenba	0,44	504,17	klenba	0,35	631,62	klenba	0,25	845,29
		4,72			7,23			9,75	

Tab. 19. Únosnost trubky DN 324/8 mm 11.353.1

Pro koeficient pružného odporu 50MNm⁻³ a pro poměr bočního tlaku p/q = 0,4 je $q_u = 540,43 \text{ kNm}^{-2}$

Pousouzení protlaku 324/8mm (-1,58 m)

Úroveň pod terénem	1,92	m
Posuzovaná délka	1,00	m
q únosnosti délky 1,0m	= 540,43	kN/m'
q tlak horniny na 1,0m	= 54,00	kN/m ²
q tlak horniny na 1,0 m < q únosnosti délky 1,0m 54,00 < 540,43 kN/m'		
Posuzovaná délka	1,00 m	vyhoví pro nadloží štoly 1,92 m

Trubka vyhoví na stálé i nahodilé svislé zatížení.

B.6.5 Kombinace svislého zatížení a protlačovací síly

Protlak trubky o vnějším průměru 324mm a tloušťce stěny 8mm bude prováděn hydraulickým protlačecím zařízením o maximální protlačovací síle 480 kN. Potrubí bude v době protlačování současně namáháno stálým a nahodilým svislým zatížením a současně bude namáháno podélným zatížením od protlačovací síly. Srovnávací napětí vypočteme podle teorie Huber-Mises -Hencky.

$$\sigma_{SR} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_\phi^2 - \sigma_x \sigma_\phi} \leq \sigma_{KT} \times f_1 \times v_s \times I, I / s_I$$

Kde značí:

σ_x - podélné napětí	f_1 - součinitel koroze (krátkodobý protlak) - 1,0
σ_ϕ - radiální napětí (tečné)	v_s - součinitel jakosti svaru - 1,0
σ_{KT} - minimální mez kluzu oceli 11 353 - 245 MPa	s_I - míra bezpečnosti - 1,5

Statické hodnoty trubky 324/8mm

$$Hmotnost G=62,5kg\ m^{-1} \quad Plocha A_r = 0,00797m^2 \quad W_r = 0,0006163m^3 \quad I_r = 0,0001001m^4$$

$$Plocha A_\phi = 0,008m^2 \quad W_\phi = 1,066\ e-5m^3 \quad I_\phi = 4,266\ e-8m^4$$

Pro výpočet radiálního napětí σ_ϕ použijeme statické veličiny vypočtené pro p/q = 0,4 a pro koeficient pružného odporu k = 50MNm⁻³.

Vnitřní síly od maximálního skutečného zatížení trubky DN 324/8

$$q_y = 54,0kNm^{-2} \text{ a } q_x = 0,4 \times 18,8 = 21,6\ kNm^{-2}$$

jsou momenty a normálové síly

$$M_I = 0,38 \times 0,54 = 0,2052kNm \quad N_I = 16,11 \times 0,54 = 8,6994kN$$

Radiální napětí je pak

$$\sigma_\phi = M_I / W_\phi + N_I / A_\phi = 0,2052 / 1,066e-5 + 8,6994 / 0,008 = 20,336MPa$$

Podélné napětí v trubce DN 324/8 od protlačovací síly $N_{protl} = 480kN$ je pak

$$\sigma_x = N_{protl} / A_r = 480 / 0,00797 = 60,22584MPa$$

$$\sigma_{SR} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_\phi^2 - \sigma_x \sigma_\phi} \leq \sigma_{KT} \times f_1 \times v_s \times I, I / s_I =$$

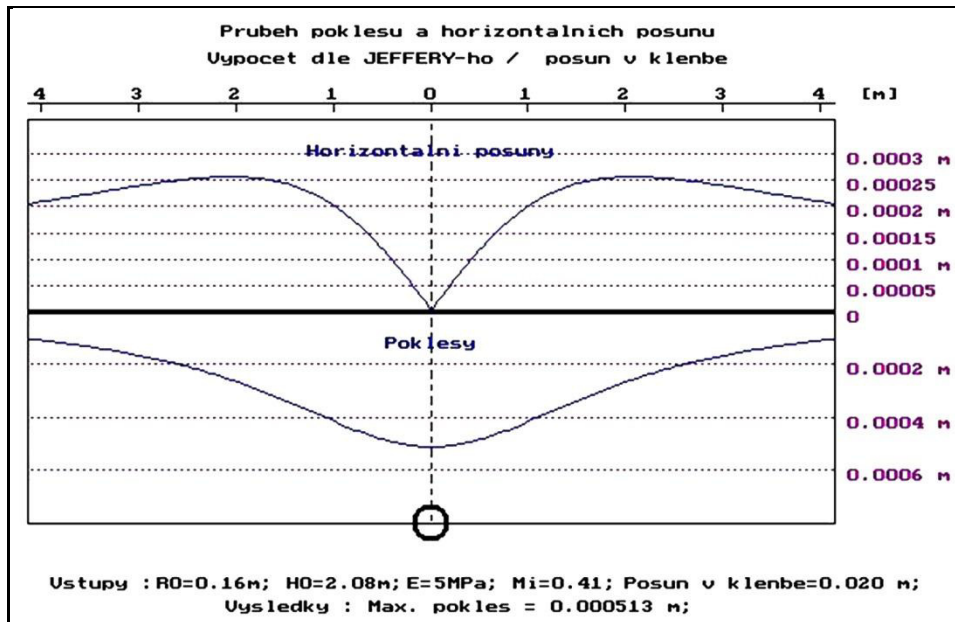
$$= \sqrt{60,225^2 + 20,336^2 - 60,225 \times 20,336} = 53,064\ MPa$$

$$53,064 < 179,6MPa$$

Trubka DN 324/8mm z materiálu 11.353.1 vyhoví na kombinované zatížení od zatížení svislého stálého a nahodilého a zatížení od protlačovací síly.

B.7 VÝPOČET PŘEDPOKLÁDANÝCH POSUNŮ A POKLESŮ NAD PROTLAKEM 324/8MM

Aby byla zajištěna ochrana podzemních inženýrských sítí a jiných objektů umístěných nad protlakem, stanovují se podmínky pro vedení protlačení v souladu s vyhláškou ČBÚ č.55/1996 Sb. §22 odst.1. Pro provádění protlaku o ploše 0,08244m² je šířka pásma předpokládaných poklesů vypočtena programem VŠB Ostrava POKLESY v 1.0. Vypočtené hodnoty platí pro jílovito-písčité hlíny označené podle ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy jako F3/F4 nebo F6. Do výpočtu pásma předpokládaných poklesů zavádíme pokles v klenbě hodnotou $\delta_{celkové} = 20mm$, poloměr $r = 0,162m$, střed protlaku je 1,742m pod terénem, $E_o = 5MPa$, $\nu = 0,41$. Maximální pokles v klenbě protlaku v ose díla je tvořen dvěma hodnotami. První částí je pokles způsobený deformací ocelové protláčené trubky od svislého zatížení $q_y = 54,0kNm^{-2}$ a vodorovného zatížení $q_x = 21,6kNm^{-2}$ (v našem případě je menší než 1mm), druhou složku tvoří pokles horniny v klenbě jako důsledek technologie ražení. Před zahájením ražení je nutné ověřit stav podzemních vedení a v případě potřeby je nutné provést potřebná opatření, aby nedošlo k poškození inženýrských sítí, kabelových vedení a jiných podzemních objektů. Výpočet poklesové kotliny pro protlak o ploše 0,08244m² je uveden na následujícím obrázku.



Obr. 14 Poklesová kotlina pro nadloží 1,92m

Šířka pásma předpokládaných poklesů je pro nadloží 1,92 m přibližně 1,0m na každou stranu od osy protlaku pro pokles terénu 0,4mm. Při nadloží 1,92m bude maximální pokles terénu 0,51mm.

Pokles je malý, ale přesto je nutné před zahájením ražení ověřit stav podzemních vedení a v případě potřeby provést potřebná opatření, aby nedošlo k poškození inženýrských sítí, kabelových vedení a jiných podzemních objektů.

B.8 POSOUZENÍ OPĚRY PRO TLAČNÉ ZAŘÍZENÍ

Vstupní data								
$\alpha[^\circ]=(45^\circ-\varphi/2)=$	35	úhel vnitřního tření $\varphi[^\circ]=$		21	$H_{\text{nadloží}}[\text{m}]=$	1,92		
$\gamma_{\text{objemová hmotnost zeminy}} [\text{kNm}^{-3}]=$	19,50	$D[\text{m}]=$	0,324	$\delta[^\circ]=$	7	$L[\text{m}]=$	5,70	
délka protlaku $[\text{m}]$	5,70	$t[\text{m}]=$	0,008	$\varepsilon[^\circ]=\varphi+\delta=$	28,00	$H[\text{m}]=$	1,00	
$G_1 = \text{hmotnost potrubí} [\text{kg/m}]=$	63	$P_0=\text{svislý tlak po osu potrubí } \sigma_{\text{vert.}} \text{ kN/m}^2 [\text{kPa}] =$				54,0		
$P_1 = \text{tíha potrubí} [\text{kN}]=$	3,6	$P_{\text{nakt.tlak}}=P_0 \times \text{tg}^2(45-\varphi/2) [\text{kPa}] =$				25,51		
$f_1 = \text{koef. tření, ocel - zemina} =$	0,6	$R_{\text{zeminy}} [\text{kPa}]=$			50	$\psi_{\text{zm. souč.}} =$	0,686	
$K_p \text{ souč. pas. tlaku ČSN 73 0037} =$	6,4	$R_{\text{celby}}=R_{\text{zeminy}} \times 4 [\text{kPa}]=$			200	$S_{\text{souč. vnikání bříty}} =$	2,0	
		$n_{\text{souč. kvality panelů}} =$			0,7			
Odpor při protlaku trubky-dle Klejna								
	Tření na plošti trubky	Délka třecí plochy $[\text{m}]$	$\sigma_{\text{vert.}}^2$ kN/m^2	Tření τ beton- hlín. písek $[\text{kPa}]$				
$T_{\text{TRUBKY}}[\text{kN}]=\tau \times \pi \times D_1 \times L=$	78,3	5,70	54,0	13,50				
$T_{\text{TRUBKY odpor tření celkem}} [\text{kN}]=$	78,3	$S_{\text{BŘIT}}[\text{kN}]=s \times \pi \times D \times t \times R_{\text{celby}}[\text{kN}]=$					3,3	
Odpor při protlaku trubky-dle Klejna	$N_{\text{Klejn}}=S_{\text{BŘIT}}+T_{\text{TRUBKY odpor tření celkem}}[\text{kN}]=$							81,6
Odpor zeminového klínu - dle Klejna								
Odpor zeminového klínu stanovíme podle prof. Klejna z rovnice								
$E_{\text{Klejn klín}}=\frac{\gamma \times B \times H^2}{2} \left(1+\frac{H}{2 \times L}\right) \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$								
Výška klínu $H_{\text{klínu}} [\text{m}]=$		2,91		$B_{\text{šířka klínu}} [\text{m}]=$		2,2		
$E_{\text{Klejn klín}} [\text{kN}]=$				482,7				

Maximální síla od protlačovacího zařízení je $F_{\text{protlak}} = 480 \text{ kN}$ a maximální odpor při protlačení trubky je

$$N_{\text{Klejn}} = S_{\text{BŘIT}} + T_{\text{TRUBKY odpor tření celkem}} = 81,6 \text{ kN},$$

Protlak je možné v délce 5,7m úspěšně realizovat.

Odpor zeminového klínu

Maximální síla od protlaku je $F_{\text{protlak}} = 480 \text{ kN}$ a maximální odpor zeminového klínu je $E_{\text{Klejn klín}} = 482,7 \text{ kN}$, tedy

$$F_{\text{protlak}} < E_{\text{Klejn klín}} (480,0 < 482,7 \text{ kN/m}')$$

B.9 PŘEDPOKLADY STATICKÉHO VÝPOČTU

1. Statický výpočet předpokládá dodržení rozměrů a tvaru konstrukce, kvality a způsobu zpracování materiálů.
2. Statický výpočet předpokládá, že bude dodržen postup výstavby navržený projektem, případné změny technologického postupu je nutné konzultovat s projektantem.
3. Statický výpočet předpokládá geologii uvedenou v technické zprávě.

B.10 LITERATURA A ČSN

- [1]. Vyhláška Českého báňského úřadu č. 55/1996 Sb. ze dne 7. února 1996
- [2]. ON 44 6009 Výpočet separátního větrání dlouhých důlních děl
- [3]. Nařízení vlády č. 502/2000 Sb. o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací
- [4]. ČSN EN 1991-1-1: 2004/03 Zatížení stavebních konstrukcí
- [5]. ČSN EN 1991-2: 2005/07 Zatížení mostů dopravou
- [6]. 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce
- [7]. ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy
- [8]. ČSN 73 14 01/1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí
- [9]. ČSN 73 7501 Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů
- [10]. TP 51 Statické tabulky
- [11]. TP 19 Matematické a statické tabulky, Česká matice technická, Praha 1944
- [12]. Дандуров М. И.: Тоннели, ГТЖИ, Москва, 1952
- [13]. Клейн Г. К.: Расчет труб уложенных в земле, Москва, 1957
- [14]. Клейн Г. К.: Строительная механика сыпучих тел, Стройиздат, Москва, 1977
- [15]. Program PROS 3
- [16]. Směrnice pro výstavbu plynovodů - Plynoprojekt - Praha 1982
- [17]. Program PROS 3
- [18]. Program VŠB Ostrava POKLESY v 1.0
- [19]. Kristková S. -Zakládání staveb – Návodů do cvičení, Ediční středisko VUT Brno, 1989

Ing. Jaromír Zlámal
Autorizovaný inženýr
obor geotechnika ČKAIT 0000137
Báňský projektant - osvědčení č. 2132/07

Roztoky-Praha, květen 2023