

# STATICKÝ VÝPOČET



KO-KA s.r.o, kancelář: Thákurova 7, 166 29 Praha 6 (č. míst. D2083)  
tel.: 233321234, 224355444 fax: 233320329 email: ko-ka@ko-ka.cz

Paré:

Hl. inž. projektu:	Zodp. projektant:	Báňský projektant:	Vypracoval:
Ing. P. Bařinová	Ing. J. Valevský	P. Hotový	Ing. M. Sedláček, Ph.D.
<i>Bařinová</i>	<i>J. Valevský</i>	<i>Hotový</i>	<i>Sedláček</i>

Investor: Pražská vodohospodářská společnost a.s., Žatecká 110/2, Praha 1

Datum: 10/2018

Objednatel: Pražská vodohospodářská společnost a.s., Žatecká 110/2, Praha 1

Měřítko:

Stavba: Rekonstrukce kanalizace, ul. Politických vězňů, Praha 1, č. invest. akce 1/1/K75/00

Stupeň: DPS

Obsah:

Číslo výkresu:

STATICKÝ VÝPOČET

P-1934/18- E1.9



Objednatel:  
Pražská vodohospodářská společnost a.s.



Projektant:  
KO-KA s.r.o.

# **„Rekonstrukce kanalizace, ul. Politických vězňů, Praha 1, číslo akce 1/1/K75/00“**

**DPS**

## **E1.9 Statický výpočet Dočasné výztuže TŠ**

vypracoval:  
Ing. Michal Sedláček, Ph.D.  
Soudní znalec pro podzemní stavby  
Báňský projektant



datum: 10/18  
číslo zakázky: P-1934/17

## OBSAH

1. ÚVOD .....	3
2. PROVIZORNÍ KONSTRUKCE.....	3
Ohlubňový rám.....	3
Vodorovné rámy.....	3
Závěsy .....	4
Pažení .....	4
Převázky.....	4
3. GEOLOGIE.....	5
4. ZATÍŽENÍ.....	6
5. NUMERICKÁ SIMULACE .....	8
6. POSOUZENÍ.....	8
7. ZÁVĚR.....	9
8. NORMY A LITERATURA .....	9
9. PŘÍLOHY.....	10
10. ÚVOD .....	20
11. KONSTRUKCE ŠTOLY .....	20
Svislé rámy.....	20
Příčné prahy.....	20
Rozpínky .....	20
Spoje.....	21
Pažení .....	21
12. GEOLOGIE.....	21
13. ZATÍŽENÍ.....	21
14. NUMERICKÁ SIMULACE .....	22
15. KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....	23
16. POSOUZENÍ VÝZTUŽE A SPOJŮ.....	23
17. ZÁVĚR.....	24
18. NORMY A LITERATURA .....	25
19. PŘÍLOHY.....	25

# 1. ÚVOD

Předmětem statického výpočtu je návrh a posouzení provizorní konstrukce těžní šachty. Provizorní konstrukce je navržena v závislosti na daných geologických podmínkách v nichž bude probíhat hloubení. Šachta je obdelníková o půdorysných rozměrech výrubu 4,0 x 2,50 m, hloubka šachty od původního terénu je cca 6,30 m.

## 2. PROVIZORNÍ KONSTRUKCE

Nosná konstrukce těžní šachty je navržena z následujících konstrukčních prvků:

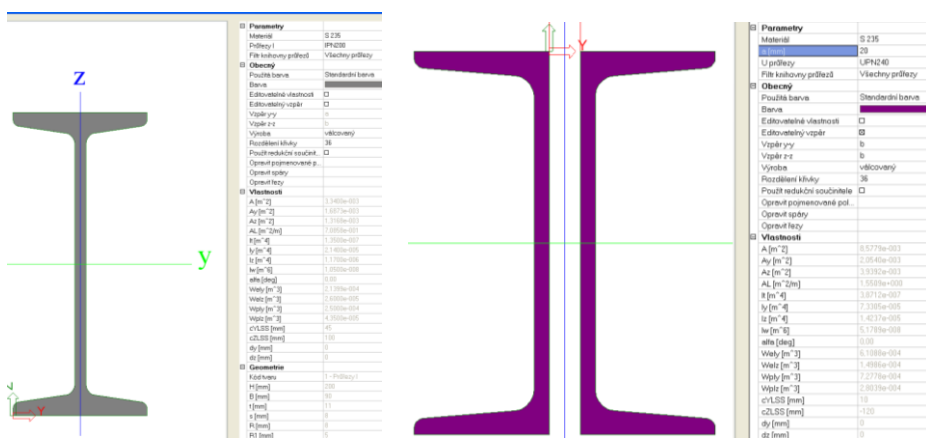
## Ohlubňový rám

Je tvořen válcovanými ocelovými profily **2 x UPN 220, ocel S 235**. Ohlubňový rám bude osazen do vodorovné polohy a podložen panely, popř. podbetonován.

## Vodorovné rámy

Jsou tvořeny válcovanými ocelovými profily **IPN č. 200** ocel **S 235**, jednotlivé díly rámu jsou spojeny svary. První dva rám je osazen po **0,5 m**, ostatní rámy budou osazovány po **0,8 m**.

V případě lokálního zhoršení charakteristik horninového prostředí budou vodorovné rámy osazovány po menších vzdálenostech.



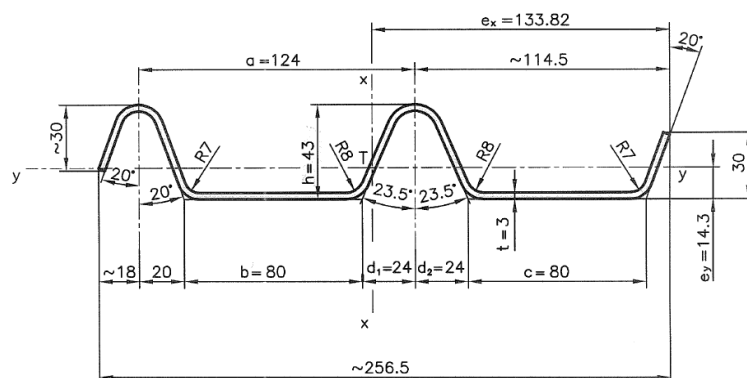
### Obrázek 1 Statické veličiny profilu IPN 200 a 2xUPN 220

## Závěsy

Závěsy jsou navrženy ze závitových tyčí  $\varnothing 20\text{mm}$ , ocel **S235**, pro zajištění potřebné svislé distance vodorovných rámu bude použito ocelových trubek. Na jeden vodorovný rám bude použito **10 ks závěsů** (3+3+2+2).

## Pažení

Pažení je navrženo z ocelových pažnic **Union tl. 3 mm**, ocel **11 375**. Po osazení pažení musí dojít k jeho okamžité **aktivaci odstavnými klíny**. Následně bude provedeno zastříkání rámu stříkaným betonem pevnostní třídy **C 16/20 (SB 20)** v kombinaci s vloženou sítí **6/150 - 6/150, B 500A**.



PROFIL	ROZMĚR						STATICKÉ HODNOTY PRO OSY OHYBU			
	MEZNÍ ÚCHYLKA						x - x		y - y	
	h mm	t mm	a mm	b mm	c mm	d <sub>1</sub> + d <sub>2</sub> mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>
PAŽNICE 61 009 30	43	3	124	80	80	48	648	48.4	21.6	7.47
	±0.80	±0.12t	±1.2	±0.80	±0.80	±0.80				

Obrázek 2 Statické veličiny pažiny UNION

## Převázky

V místech budoucího napojení spadiště na stávající stoku budou vodorovné rámy přerušeny. Oslabené vodorovné rámy budou propojeny svislými převážkami z válcovaných ocelových profilů **IPN č. 160**, ocel **S 235**. Spojení vodorovného rámu a svislé převázky bude pomocí svarů (svislé převázky budou „vevařeny“ mezi jednotlivé vodorovné rámy).

### 3. GEOLOGIE

Geotechnické parametry zastižených zemin a hornin jsou uvedeny v následující tabulce.

Skalní podloží je ve sledovaném území tvořeno ordovickými horninami, dobrotivského souvrství v různém stupni zvětrání.

Dobrotivské souvrství má charakter monotónních, černošedých jílovitých břidlic s podřízeným množstvím prachovité složky. Břidlice jsou hustě slídnaté dobře vrstevnaté a mají lupenitou odlučnost. V trase kanalizačního řadu rozlišujeme tři stupně zvětrání zcela, velmi až mírně a slabě zvětralou břidlici.

Svrchní zcela zvětralá břidlice má charakter jílu s nízkou až střední plasticitou s pevnou konzistencí. Velmi až mírně zvětralá břidlice má střípkovitý rozpad s hojnými limonitovými povlaky. Směrem do podloží je břidlice kusovitě rozpadavá a ubývá limonitových povlaků až předchází ve slabě zvětralou břidlici. Plochy břidličnatosti jsou sz. ukloněné pod úhlem 21° až 32°.

Skalní podklad je překryt kvartérními sedimenty. Převládají fluvialní terasové sedimenty, ke konci trasy do profilu zasahují i deluvialní sedimenty. Celkově je vrstevní sled uzavřen vrstvou navážek a reliktních stavebních objektů.

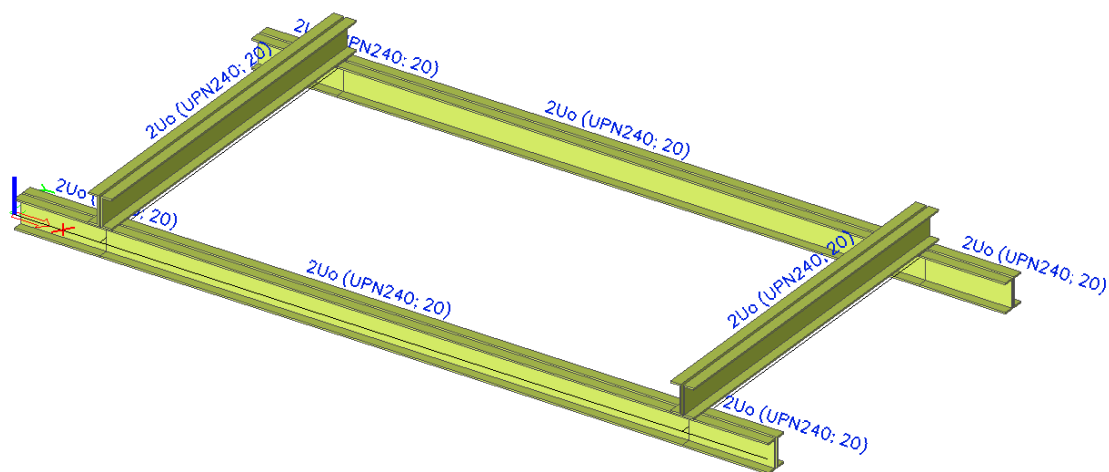
Fluvialní terasové sedimenty jsou převážně písčité štěrky s různým stupněm zahlinění. Štěrk dosahuje velikosti 6 až 14 cm. Ojediněle štěrková frakce převládá a jsou uloženy vrstvy štěrku charakteru štěrku s příměsí jemnozrnné zeminy. Fluvialní sedimenty jsou součástí maninské terasy. Na jižním okraji u šachty Š4 jsou terasové sedimenty překryty splavenými a soliflukčními sedimenty.

Hladina podzemní vody se pohybuje v rozmezí úrovně 198 – 201 m n. m., tj. v hloubce 5,7 – 6,5 m pod terénem. Podzemní voda je vázaná na vrstvu zvětralé břidlice kde má kolektor průlinovo-puklinový charakter. Od Opletalovy ulice v pokračování na severozápad k Jindřišské se skalní podloží noří do větší hloubky a hladina podzemní vody je na úrovni 185,8 - 186,2 m n. m, tj. 14,35 – 14,5 m pod terénem. Hladina podzemní vody je zde vázaná ve větších hloubkách na hrubozrnné terasové sedimenty.

Hladina podzemní vody ve větší hloubce než je vedený kanalizační řad.

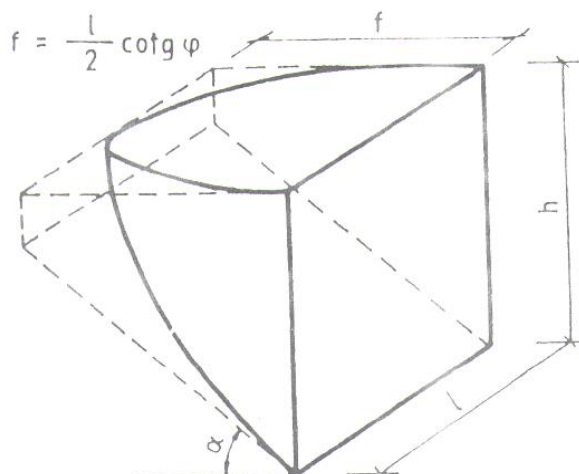
## 4. ZATÍŽENÍ

**Ohlubňový rám** je dimenzován na zatížení vlastní tíhou, zavěšení vodorovných ráků včetně závěsů a třmenových spojů. Vlivem aktivace pažení dojde ke snížení výslednice svislých sil, které působí na ohlubňový rám. Předpokládá se snížení vlastní tíhy vodorovných ráků včetně závěsů a třmenových spojů o 20 %.



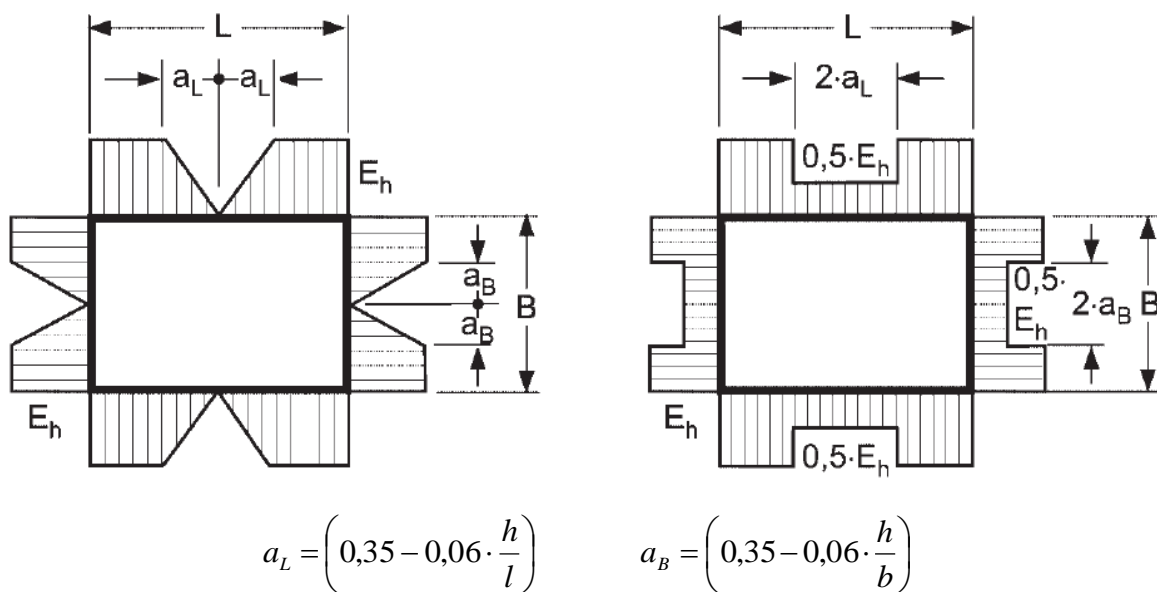
Obrázek 3 Ohlubňový rám

**Vodorovné ráky** jsou s ohledem na použitou technologii hloubení navrženy a posouzeny na prostorový aktivní zemní tlak, který je založen na porušení zeminy kluzným klínem podle teorie Piaskowski - Kowalewski.



Obrázek 4 Schéma kluzného klínu podle ČSN 73 0037

**Rozdělení prostorového aktivního zemního tlaku** na jednotlivé rámy vychází z předpokladu, že konstrukce vodorovných rám umožňuje v rozích menší deformace než uprostřed rozpětí.



Obrázek 5 Rozdělení zemního tlaku na vodorovné rámy

**Přetížení povrchu silniční dopravou**



Při výpočtu zemního tlaku bylo současně uvažováno přetížení povrchu silniční dopravou. Bylo uvažováno nahodilé návrhové zatížení o intenzitě 20 kN/m<sup>2</sup> v pruhu širokém 3 m, ve vzdálenosti 0,5 m od okraje výrubu šachty.

## 5. NUMERICKÁ SIMULACE

Základem pro výpočet provizorní konstrukce šachty je prutový model využívající metodu konečných prvků. Při výpočtu vnitřních sil, napětí a deformací provizorní konstrukce bylo použito polygonální metody, při níž je tvar konstrukce zaveden do výpočtu střednicí.

Ohlubňový rám je podepřen pevnými podporami ve svislém i vodorovném směru. Vodorovné rámy jsou po obvodě uloženy na radiálních podporách (liniová, nelineárně pružná), tangenciálních podporách (liniová pružná) a vertikálních podporách (bodová pevná). Tuhost podpor je uvažována podle vztahů uvedených v ČSN 73 7501 [4] pro modul reakce horninového prostředí.

## 6. POSOUZENÍ

Ve výše uvedené provizorní konstrukci šachty dochází k namáhání jednotlivých prvků normálovou silou, smykovou silou a ohybovým momentem, popř. jejich vzájemnou kombinací. Tyto vnitřní síly vyvozují v provizorní konstrukci víceosý stav namáhatelnosti. Ve statickém výpočtu je tedy nutné posoudit konstrukci na normálová napětí, smyková napětí a především na tzv. von Misesovo napětí, které zohledňuje kritérium plasticity. Numerická formulace je uvedeny níže:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1$$

Podrobné posouzení jednotlivých konstrukčních prvků šachty je uvedeno v příloze.

## 7. ZÁVĚR

Na základě výpočtových schémat popsaných v předešlých kapitolách, byly provedeny statické výpočty včetně dimenzování. Byly vypočteny vnitřní síly a napětí v provizorní konstrukci.

Výsledky uskutečněných výpočtů prokázaly, že navržená **provizorní konstrukce těžní šachty je dostatečně únosná pro všechna uvažovaná zatížení. Statický výpočet splňuje podmínky prokázání mechanické odolnosti a stability požadované zákonem č. 61/1988 Sb., vyhláškou 55/1996 Sb. a zákonem č.183/2006 Sb.**

V případě lokálního zhoršení geologických podmínek je nutné okamžitě informovat báňského projektanta.

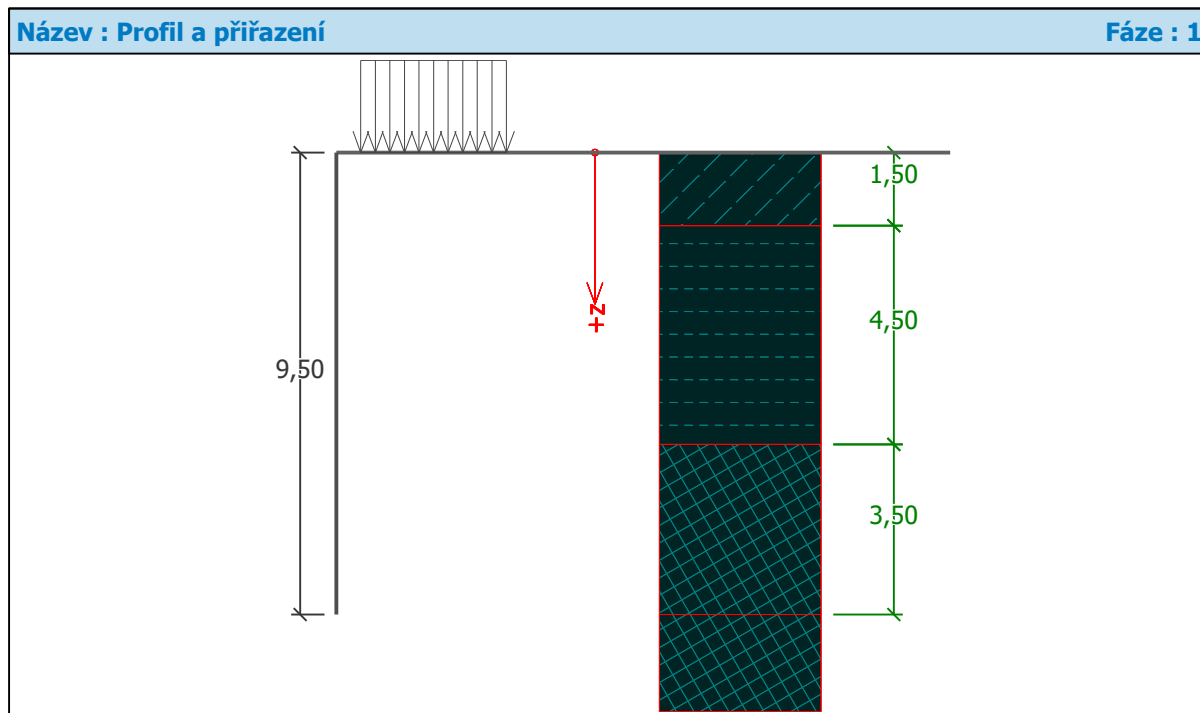
Ing. Michal Sedláček, Ph.D.  
Soudní znalec pro podzemní stavby  
Báňský projektant

## 8. NORMY A LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí
- [4] ČSN 73 7501: Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů
- [5] ČSN 73 1001: Základová půda pod plošnými základy
- [6] ČSN 73 0037: Zemní tlak na stavební konstrukce
- [7] Barták J., Bucek M.: Podzemní stavby, skriptu ČVUT Praha 1983
- [8] Karhánek J.: Návod k cvičení z podzemních staveb, SNTL 1986
- [9] Software SCIA ESA PT

## 9. PŘÍLOHY

### Výpočet zemních tlaků na konstrukci



Datum : 4.8.2014

#### Nastavení

Standardní - mezní stavy

#### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý  
 Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_{mv} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce objemové tíhy za konstrukcí :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce objemové tíhy před konstrukcí :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]

### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	1		26,00	5,00	18,50	8,50	7,00
2	2		32,00	10,00	19,00	9,00	10,00
3	3		30,00	20,00	23,00	13,00	10,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

### Parametry zemín

**1**

Objemová tíha :  $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 7,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$





**2**

Objemová tíha :  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 10,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

**3**

Objemová tíha :  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 10,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

### Geologický profil a přiřazení zemín

Čís- lo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,50	1	
2	4,50	2	
3	3,50	3	
4	-	3	

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	20,00		0,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	20

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

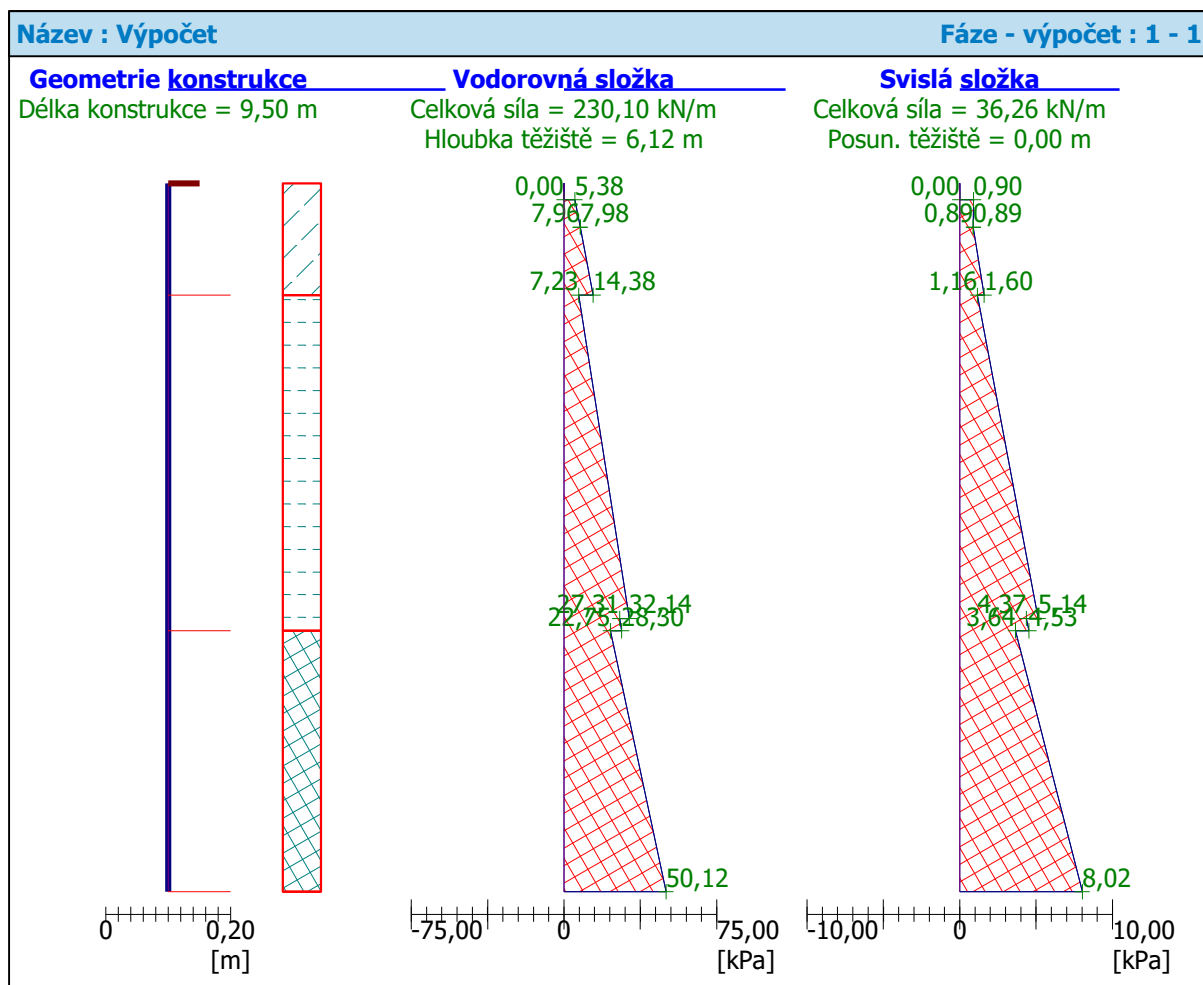
### Výpočet čís. 1

#### Celkový tlak působící na konstrukci

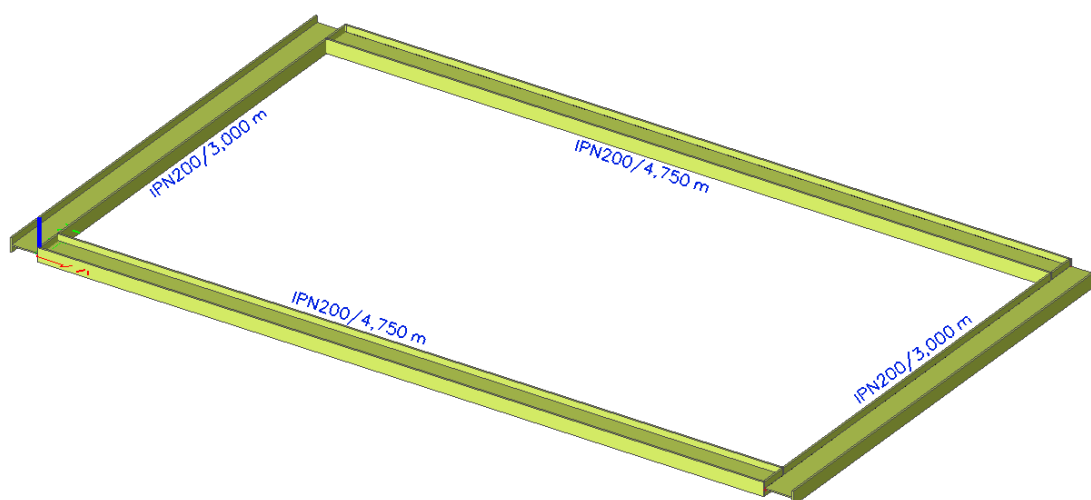
Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00
3	0,22	0,00	0,00
4	0,22	5,38	0,90
5	0,59	7,96	0,89
6	0,59	7,98	0,89
7	1,50	14,38	1,60
8	1,50	7,23	1,16
9	5,84	32,14	5,14
10	5,84	27,31	4,37
11	6,00	28,30	4,53
12	6,00	22,75	3,64
13	9,50	50,12	8,02

### Výsledné síly

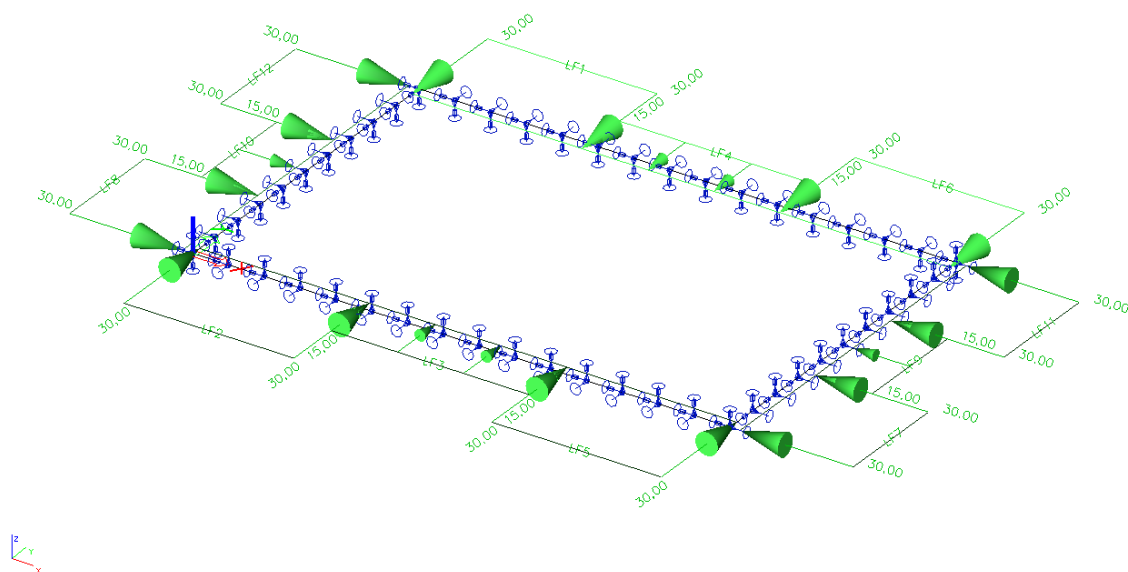
Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 230,10 kN/m  
 Působíště vodorovné složky je v hloubce = 6,12 m  
 Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 36,26 kN/m  
 Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0,00 m



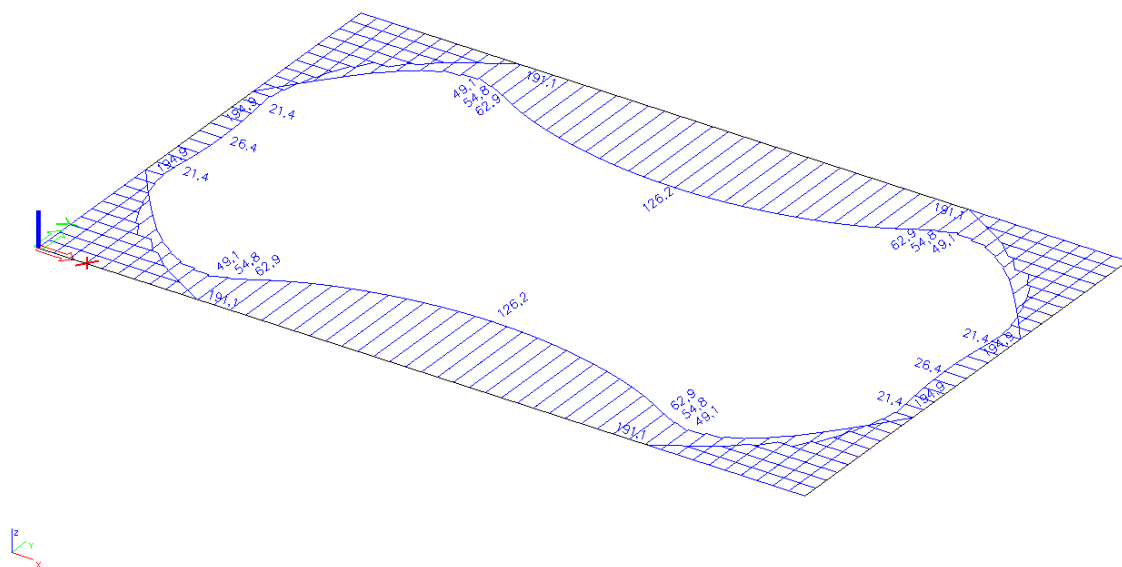
Obrázek 6 Aktivní zemní tlak



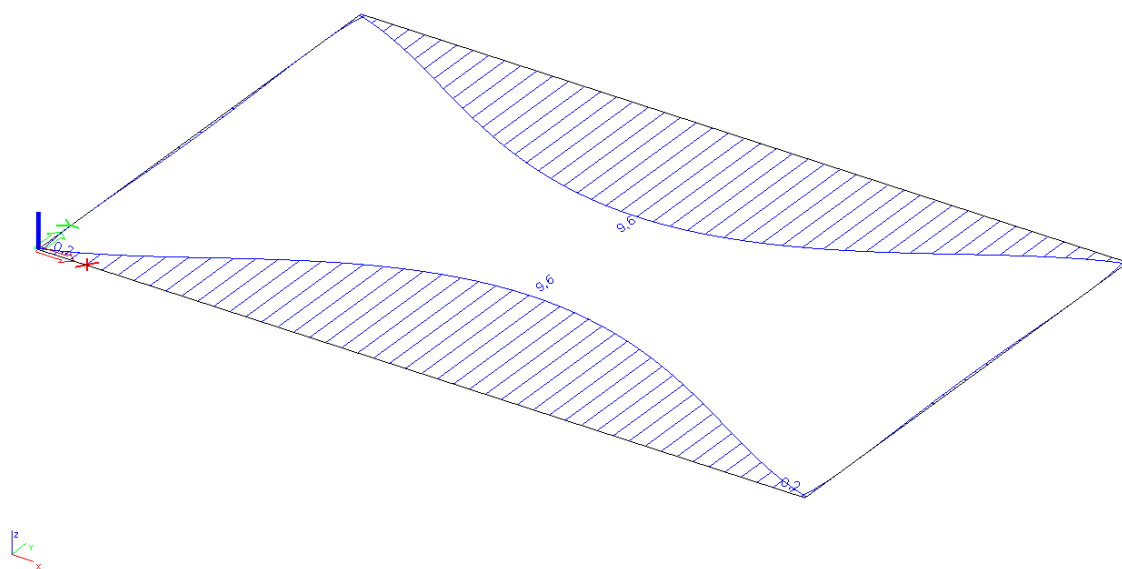
Obrázek 7 Numerický model vodorovného rámu



Obrázek 8 Zatížení zemním tlakem a silniční dopravou v kN/m

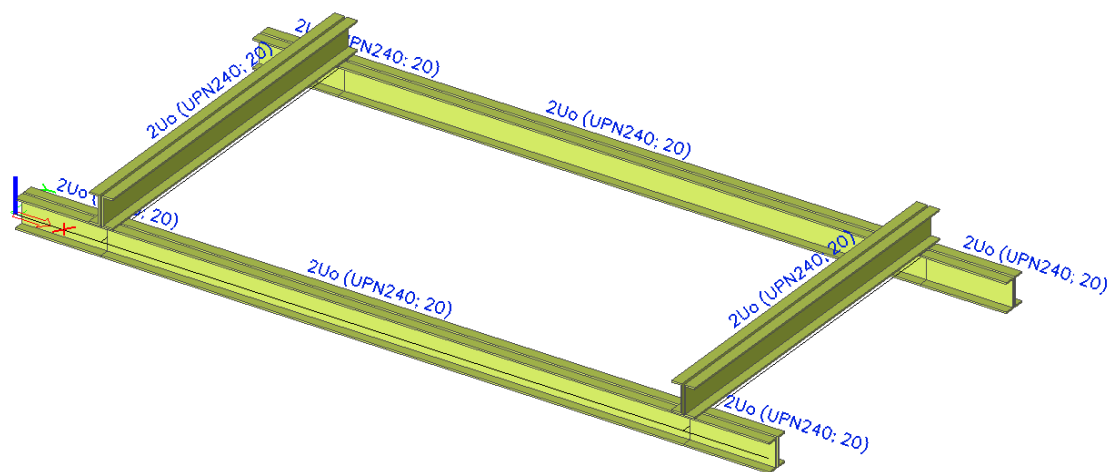


Obrázek 9 Posouzení rámu - napětí von Mises v MPa

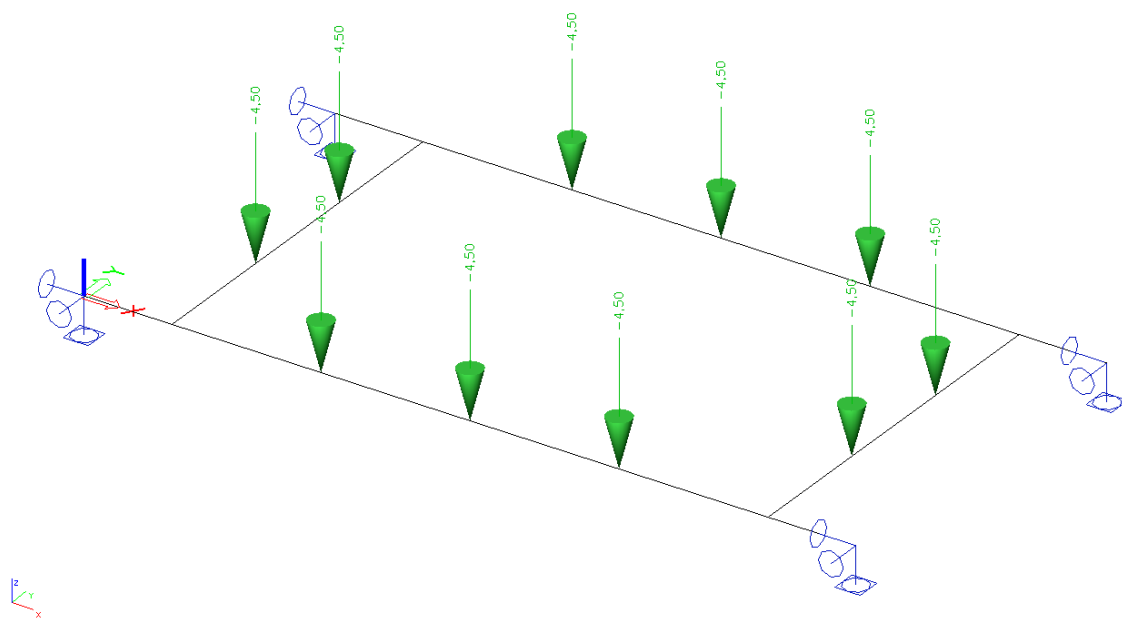


Obrázek 10 Maximální vodorovné deformace v mm

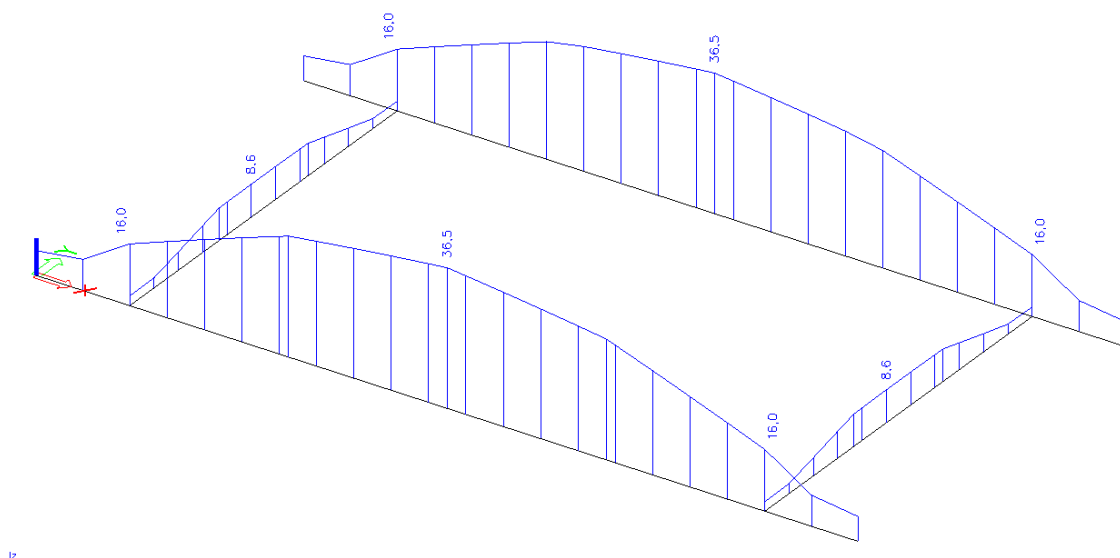




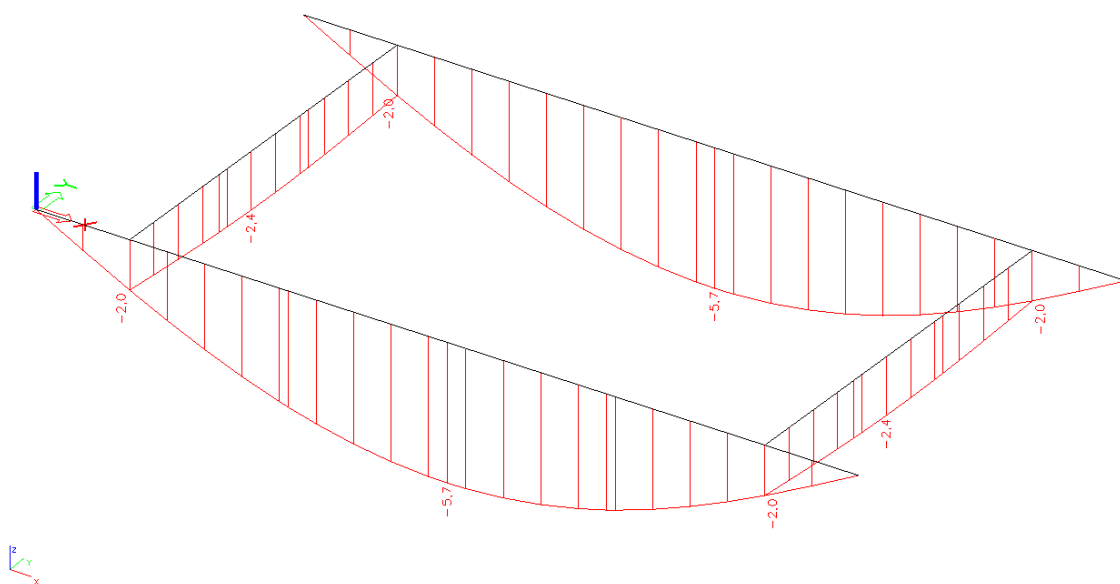
Obrázek 11 Numerický model vodorovného rámu



Obrázek 12 Zatížení ohlubňového rámu v kN



Obrázek 13 Posouzení rámu - napětí von Mises v MPa



Obrázek 14 Maximální svislé deformace v mm

# **Statický výpočet dočasné výztuže ŠTOLY**

1. ÚVOD .....	3
2. PROVIZORNÍ KONSTRUKCE.....	3
Ohlubňový rám.....	3
Vodorovné rámy.....	3
Závěsy .....	4
Pažení .....	4
Převázky .....	4
3. GEOLOGIE.....	5
4. ZATÍŽENÍ.....	6
5. NUMERICKÁ SIMULACE .....	8
6. POSOUZENÍ.....	8
7. ZÁVĚR.....	9
8. NORMY A LITERATURA .....	9
9. PŘÍLOHY.....	10
10. ÚVOD .....	20
11. KONSTRUKCE ŠTOLY .....	20
Svislé rámy.....	20
Příčné prahy.....	20
Rozpínky .....	20
Spoje.....	21
Pažení .....	21
12. GEOLOGIE.....	21
13. ZATÍŽENÍ.....	21
14. NUMERICKÁ SIMULACE .....	22
15. KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....	23
16. POSOUZENÍ VÝZTUŽE A SPOJŮ.....	23
17. ZÁVĚR.....	24
18. NORMY A LITERATURA .....	25
19. PŘÍLOHY.....	25

## 10. ÚVOD

Předmětem statického výpočtu je návrh a posouzení dočasné výztuže štol, při jejíž výstavbě bude použito ocelové důlní výztuže, profil K 21. Tvar příčného řezu je lichoběžníkový. Svislé rámy budou uloženy do příčných prahů se zarážkou. Spojení jednotlivých dílů důlní ocelové výztuže je navrženo třmenovým spojem podle ČSN 44 2601 [5].

## 11. KONSTRUKCE ŠTOLY

Nosná konstrukce štol je navržena z následujících konstrukčních prvků:

### ***Svislé rámy***

Jsou navrženy z ocelové důlní výztuže, profil **K21**, **ocel 11 500**. Tvar příčného řezu průřezu je lichoběžníkový **LB2**, se sklonem bočních stojek **1:6**. Spojení jednotlivých dílů důlní ocelové výztuže je navrženo **třmenovými spoji**. Svislé rámy budou uloženy do příčných prahů, **maximální vzdálenost ráků je 0,70 m**.

### ***Příčné prahy***

Svislé rámy budou usazeny do patek z válcovaných ocelových profilů **UPN 160**, **ocel S235JR** v délce 1,60 m se zarážkou L60 v dl. 0,10 m.

### ***Rozpínky***

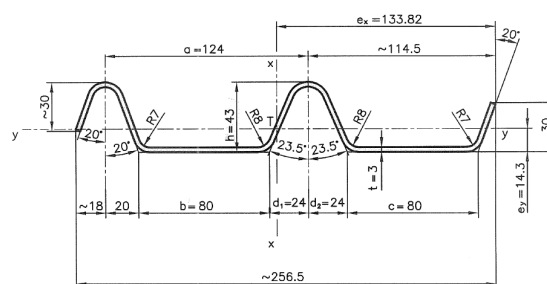
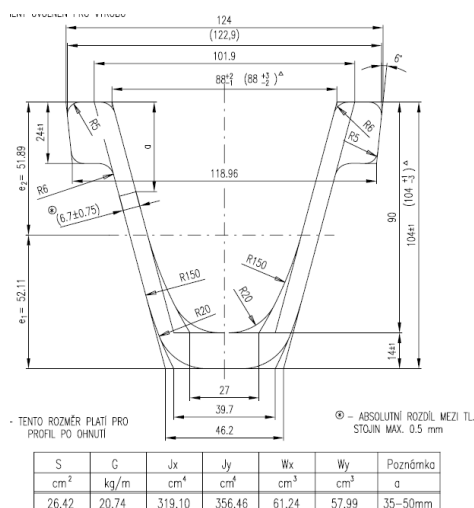
Jsou navrženy z ploché oceli **P 70 / 10**, **ocel S235JR**. Na jeden rám bude použito **min. 4 kusy** rozpínek.

## Spoje

Veškeré spoje ocelové důlní výztuže budou provedeny **třmenovými spoji K70**, který se skládá z matice, třmenu a spojky. Provedení bude odpovídat ČSN 44 2601 Důlní ocelová výztuž - Společná ustanovení.

## Pažení

Pažení je navrženo z ocelových pažnic **Union tl. 3 mm, S235JR**. Po osazení pažení musí dojít k jeho okamžité **aktivaci odstavnými klíny**.



PROFIL	ROZMĚR						STATICKÉ HODNOTY PRO OSY OHYBU			
	MEZNÍ ÚCHYLKA						x - x		y - y	
	h	t	a	b	c	d <sub>1</sub> + d <sub>2</sub>	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>
PAŽNICE	43	3	124	80	80	48	648	48,4	21,6	7,47
61 009 30	±0,80	±0,12	±1,2	±0,80	±0,80	±0,80				

Statické veličiny profilu K21 a pažiny UNION

## 12. GEOLOGIE

Parametry zemín uvažovaných ve statickém výpočtu jsou převzaty z IG rešerše.

## 13. ZATÍŽENÍ

Při numerické analýze bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou (ZS1), zatížení horninovým tlakem (ZS2) a přitížení povrchu silniční dopravou (ZS3).

### ZS 1 – vlastní tíha

Pro zatížení vlastní tíhou dle ČSN 73 7501 [4] byla uvažována hmotnost provizorní konstrukce hodnotou 0,21 kN/m, součinitel zatížení  $\gamma_f = 1,2$ .

### ZS2 – zatížení horninovým tlakem

Zatížení horninovým tlakem bylo vzhledem k malé výšce nadloží (6,1m) podzemního díla určeno podle teorie H. Bierbaumera. Součinitele zatížení  $\gamma_f$  pro svislý tlak byl uvažován hodnotou 1,2. Součinitele zatížení  $\gamma_f$  pro horizontální tlak byl uvažován hodnotou 0,8.

### ZS3 – přetížení povrchu silniční dopravou

Bylo uvažováno svislé nahodilé návrhové zatížení na povrchu o intenzitě 20 kN/m<sup>2</sup> (odpovídá 4 N.V. o celkové hmotnosti 60 tun). Roznos zatížení v konstrukci vozovky je uvažován pod úhlem 45° od svislé, v zemině je uvažován roznos zatížení pod úhlem 30° od svislé.

## 14. NUMERICKÁ SIMULACE

Základem pro výpočet dočasné výztuže štol je prutový 2D model vytvořený v programu SCIA ESA PT. Při výpočtu vnitřních sil, napětí a deformací provizorního ostění bylo použito polygonální metody. Tvar konstrukce byl do výpočtu zaveden střednicí a příčný řez byl rozdělen na jednotlivé pruty polygonu, spojení svislého rámu a příčného prahu je uvažováno jako kloubové. Podepření jednotlivých prutů je modelováno pomocí radiálních a tangenciálních liniových podpor po celé délce polygonu (prutu). Radiální pružiny působí pouze v tlaku (tah je vyloučen), tangenciální pružiny působí v tlaku i v tahu. Tuhosti jednotlivých pružin jsou uvažovány podle vztahů uvedených v ČSN 73 7501 [4] pro modul horninového prostředí.

$$k_{rad} = \frac{E_{def}}{r \cdot (1 + \nu)}$$

$E_{def}$  modul přetvárnosti horninového prostředí

---

r	poloměr výrubu štol, popř. poloměr kružnice opsané výrubu
v	Poissonovo číslo prostředí za ostěním

## 15. KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Kombinace zatěžovacích stavů byly uvažovány podle ČSN 73 7501 [4] a ČSN 73 0035 [1].

Pro zjištění nejnepříznivější kombinace zatížení vyvolaných horninovým tlakem bylo toto zatížení rozděleno na vertikální a horizontální složku, přičemž bylo nutné vyzkoušet koeficienty zatížení  $\gamma_f$  podle ČSN 73 7501 [4] a ČSN 73 0035 [1].

## 16. POSOUZENÍ VÝZTUŽE A SPOJŮ

Ocelová důlní výztuž je namáhána kombinací normálové síly, smykové síly a ohybového momentu. Tyto vnitřní síly vyvozují v konstrukci víceosý stav napjatosti. Ve statickém výpočtu je tedy nutné posoudit konstrukci na normálová napětí, smyková napětí a především na tzv. von Misesovo napětí, které zohledňuje kritérium plasticity.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1$$

Všechna tato posouzení jsou uvedena v části 8. PŘÍLOHY. Při montáži důlní ocelové výztuže se bude postupováno podle ČSN 44 2601 [5].

Spojení jednotlivých dílů důlní ocelové výztuže bude provedeno třmenovým spojem. Použitý třmenový spoj se skládá z matice M 27-5, třmene M 27x168x99 a spojky KP 70. Únosnost třmenového spoje je dána vlastnostmi spojovacího materiálu, někdy je únosnost spoje též nazývána odpor výztuže proti prokluzu. Pro výše uvedený třmenový spoj je podle [10] stanovena únosnost 100 kN. Maximální výpo-



čtová hodnota normálové síly pro nejnepříznivější kombinaci zatížení a horninového prostředí je cca 50 kN. Z toho tedy plyne, že třmenový spoj, tak jak je navržen, bezpečně přenesení uvažované zatížení.

Profil		K-21	
Spoj		70Z/M27	
Počet spojů		2	3
Utahovací moment [Nm]	300	100	140
	350	150	210
	400	240	340

Únosnost spoje (odpor výztuže proti prokluzu)

## 17. ZÁVĚR

Na základě výpočtových schémat popsaných v předešlých kapitolách, byly provedeny statické výpočty včetně dimenzování. Byly vypočteny vnitřní síly a napětí v provizorním ostění, dále byly stanoveny předpokládané deformace.

Výsledky uskutečněných výpočtů prokázaly, že navržená **dočasná výztuž štoly je dostatečně únosná pro všechna uvažovaná zatížení a jejich kombinace. Statický výpočet splňuje podmínky prokázání mechanické odolnosti a stability požadované zákonem č. 61/1988 Sb., vyhláškou 55/1996 Sb. a zákonem č.183/2006 Sb.**

V případě lokálního zhoršení geologických podmínek je nutné okamžitě informovat báňského projektanta.

Ing. Michal Sedláček, Ph.D.

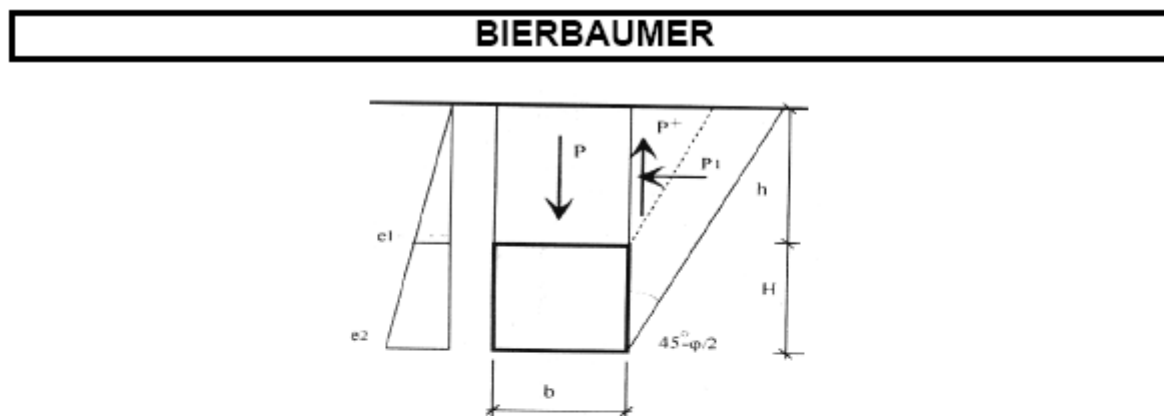
## 18. NORMY A LITERATURA

- [1] ČSN 73 0035: Zatížení stavebních konstrukcí
- [2] ČSN 73 0037: Zemní tlak na stavební konstrukce
- [3] ČSN 73 1401: Navrhování ocelových konstrukcí
- [4] ČSN 73 7501: Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů
- [5] ČSN 44 2601: Důlní ocelová výztuž
- [6] Katalog důlní ocelové výztuže – Nová Huť
- [7] Hořejší J., Šafka J.: TP 51 - Statické tabulky, SNTL 1987
- [8] Barták J., Bucek M.,: Podzemní stavby, skriptu ČVUT Praha 1983
- [9] Karhánek J.: Návod ke cvičení z podzemních staveb, SNTL 1986
- [10] Janas P., Bláha F.: Dimenzování ocelové výztuže dlouhých důlních děl, křížů a odboček, Uhlí 1987

## 19. PŘÍLOHY

Obr. 1 Vzorový příčný řez štolou.....	26
Obr. 2 Výpočet zemního tlaku .....	26
Obr. 3 Schema zatížení zemním tlakem.....	27
Obr. 4 Numerický model štoly.....	28
Obr. 5 Zatížení zemním tlakem a dopravou v kN/m.....	28
Obr. 6 Ohybové momenty, normálová síla, posouvající síla, deformace, von Mises napětí .	29

Obr. 1 Vzorový příčný řez štolou



Proměnné:

šířka výrubu	$b =$	2.4 m
výška výrubu	$H =$	2.5 m
výška nadloží	$h =$	6.1 m
úhel tření - výpočtový	$\varphi =$	32 stupně
objemová tíha zeminy - výpočtová	$\gamma =$	23.0 KN/m <sup>3</sup>

Výpočet:

tíha sloupce horniny nad výrubem  $P = \gamma * H * B$  336.72 KN/m

aktivní tlak zeminy nad smykovou rovinou aktivního tlaku (klínu zeminy)  $P_1 = 0,5 * \gamma * h^2 * \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$  131.48 KN/m

tření na styku klínu zeminy a sloupce horniny nad výrubem  $P^+ = P_1 * \operatorname{tg} \varphi$  82.16 KN/m

celkové zatížení stropu výrubu  $Q = P - 2P^+$  172.40 KN/m

maximální tlak na strop  $\sigma_{\max} = \frac{Q}{B}$  71.83 KN/m<sup>2</sup>

**SVISLÉ VÝPOČTOVÉ ZATÍŽENÍ NA STROP** 71.83 1.2 **86.20 kN/m<sup>2</sup>**

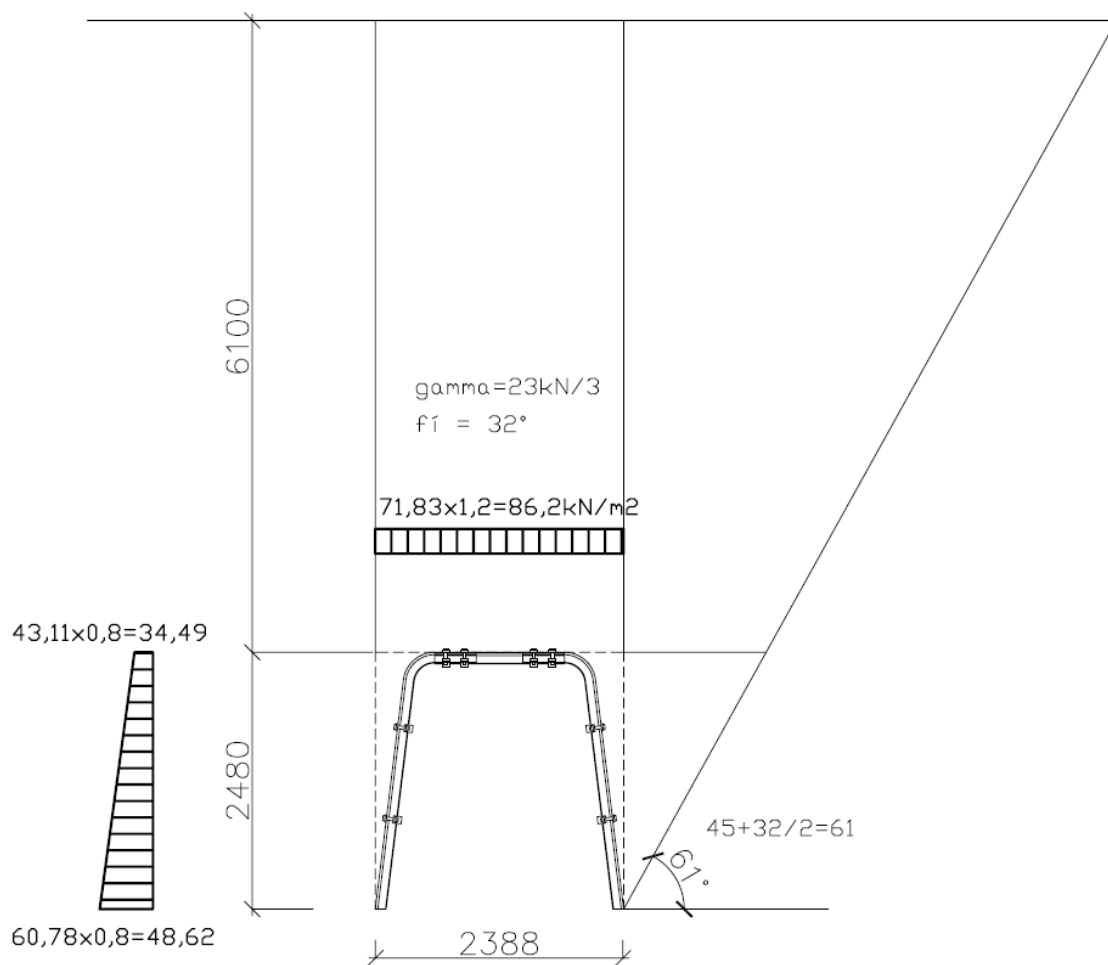
Boční tlak v úrovni stropu  $e_1 = \gamma * H * \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$  43.11 KN/m<sup>2</sup>

**VODOROVNÉ VÝPOČTOVÉ ZATÍŽENÍ V ÚROVNI STROPU** 43.11 0.8 **34.49 KN/m<sup>2</sup>**

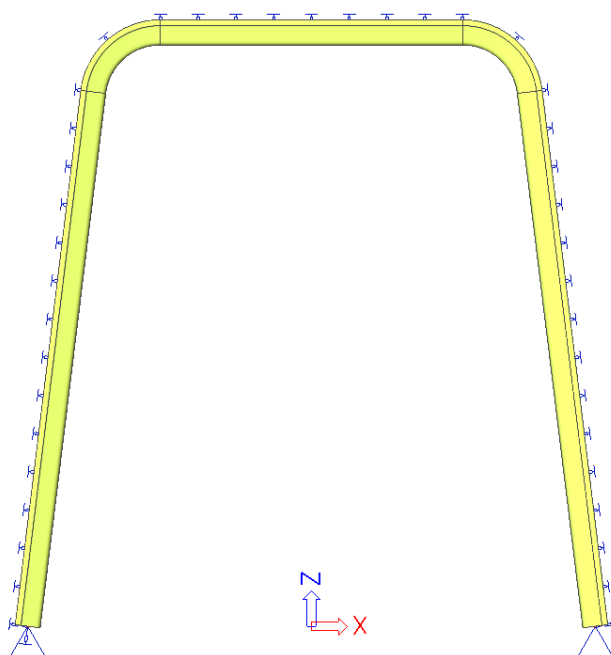
Boční tlak v úrovni dna  $e_2 = \gamma * (H + H_t) * \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$  60.78 KN/m<sup>2</sup>

**VODOROVNÉ VÝPOČTOVÉ ZATÍŽENÍ V ÚROVNI DŇA** 60.78 0.8 **48.62 KN/m<sup>2</sup>**

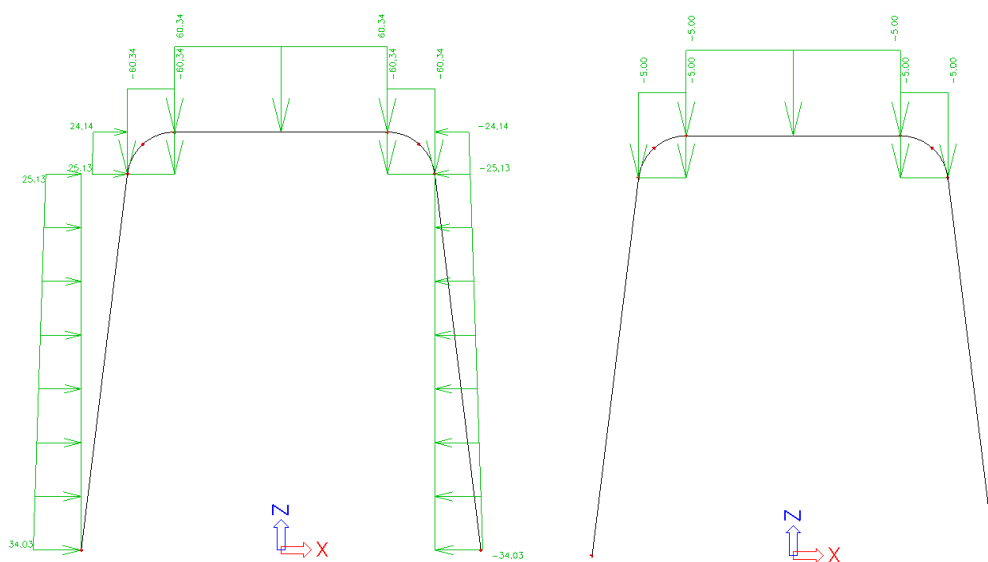
Obr. 2 Výpočet zemního tlaku



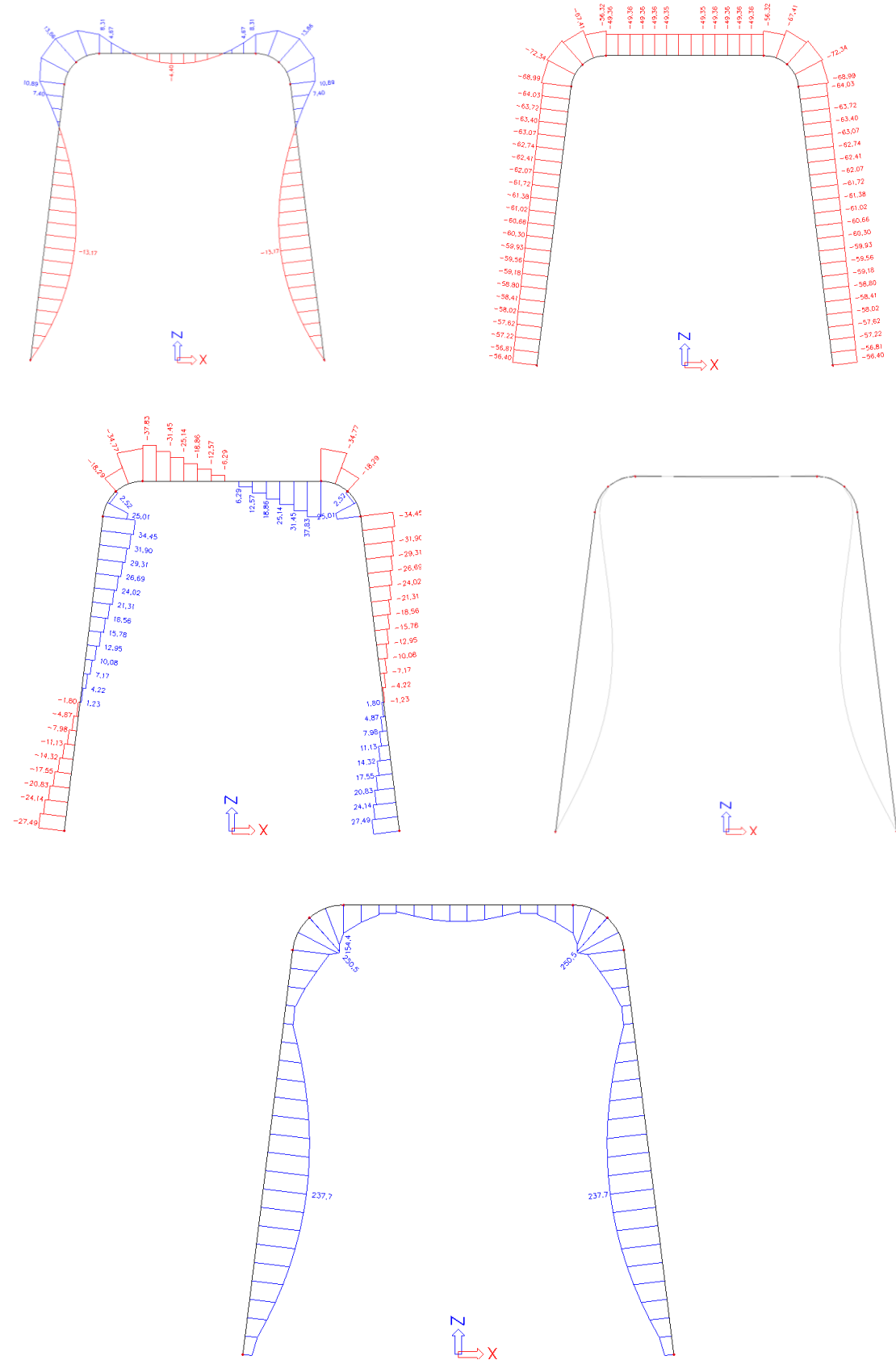
Obr. 3 Schema zatížení zemním tlakem



Obr. 4 Numerický model štoly



Obr. 5 Zatížení zemním tlakem a dopravou v kN/m



Obr. 6 Ohybové momenty, normálová síla, posouvající síla, deformace, von Misses napětí