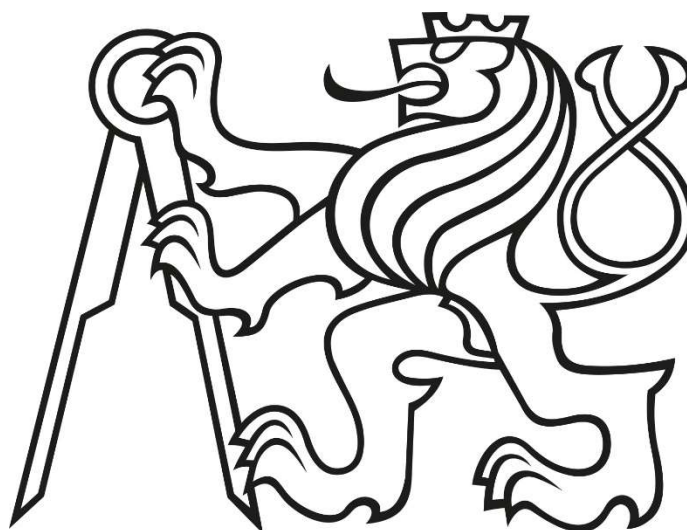


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra geotechniky



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Stavební jáma pro stanici metra Nemocnice Motol

The construction pit for the underground station Nemocnice Motol

Ondřej Beneš

PRAHA 2017

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Jan Masopust, CSc.



Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci na téma „Stavební jáma pro stanici metra Nemocnice Motol“ vypracoval samostatně s pomocí literatury uvedené v seznamu „použité literatury.“

Prohlašuji, že v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb. v platném znění souhlasím se zveřejněním své bakalářské práce, a to v nezkrácené podobě elektronickou cestou ve veřejně přístupné databázi v centrální Digitální knihovně ČVUT: dspace.cvut.cz v Praze a to se zachováním mého autorského práva k odevzdání textu této kvalifikační práce. Souhlasím dále s tím, aby toutéž elektronickou cestou byly v souladu s uvedeným ustanovením zákona č. 111/1998 Sb. zveřejněny posudky školitele a oponentů práce i záznam o průběhu a výsledku obhajoby kvalifikační práce. Rovněž souhlasím s porovnáním textu mé kvalifikační práce s databází kvalifikačních prací Theses.cz provozovanou Národním registrem vysokoškolských kvalifikačních prací a systémem na odhalování plagiátů.

V Praze, dne 17.5.2017

Ondřej Beneš



Poděkování

Rád bych poděkoval doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc. Za odborné vedení této práce, ochotu a cenné připomínky, které přispěly k vypracování této práce a zároveň všem, co mi poskytli informace.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>BENEŠ</u>	Jméno: <u>Ondřej</u>	Osobní číslo: <u>423060</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra Geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Stavební jáma pro stanici metra Nemocnice Motol</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>The construction pit for the underground station Nemocnice Motol</u>	
Pokyny pro vypracování:	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Stručný popis celé trasy metra 2. Zjistit a popsat geologické prostředí daného místa 3. Technické a technologické možnosti stavebních jam 4. Určení vlastního řešení stavební jámy 5. Statický výpočet vybraného řešení 6. Zpracování výkresové dokumentace 	
Seznam doporučené literatury:	
Masopust, Jan: Zakládání staveb 1, Praha, ČVUT, 11/2015; Masopust, Jan: Zakládání staveb 2, Praha, ČVUT, 2015; Masopust, Jan: Navrhování a základových konstrukcí a pažicích konstrukcí, Praha, ČKAIT, 2012	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc. Ing. Jan Masopust, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>15.2.2017</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>28.5.2017</u>
<small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného uk. roku</small>	
_____ Podpis vedoucího práce	_____ Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<p><i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i></p>	
<u>20.2.2017</u> Datum převzetí zadání	_____ Podpis studenta(ky)



Abstrakt

Autor zpracoval bakalářskou práci, která se zabývá stavební jámou a jejího řešení. Práce je tvořena geologií, geotechnikou a statikou nosných konstrukcí. Na začátku je vysvětlena geologie daného místa budoucího staveniště a trasy metra. Poté je zaměřena na způsoby zajištění pažených jam. Na závěr se práce zabývá návrhem příslušných řešení a jejich rozvinutí po technologické a statické stránce.

Klíčová slova:

Geologie, geotechnika, stavební jáma, pažení, technologie, statika



Abstract

The author processed a bachelor thesis, which it deals with a construction pit and its solutions. The thesis consists of geology, geotechnics and statics of supporting structures. From the beginning thesis deals with geologists of the building site and the underground line. In the next part focuses on the methods provided by the construction pit. The last part is the design of individual solutions and their development on the technological and static side.

Key words:

Geology, geotechnics, construction pit, armouring, technology, statics



OBSAH:

ÚVOD	8
1. ČÁST PRÁCE	9
1.1 Seznámení s projektem	9
1.2 Geomorfologické a klimatické poměry	10
1.3 Geologické poměry	13
1.3.1 Předkvartérní podklad	14
1.3.2 Kvartérní pokryv	19
1.3.3 Tektonika	23
1.3.4 Seismicita a geodynamické jevy	23
1.4 Hydrologické poměry	25
1.5 Hydrogeologické poměry	25
1.5.1 Obzor podzemní vody v horninách staršího paleozoika	26
1.5.2 Obzor podzemní vody v horninách svrchní křídly	27
1.5.3 Obzor podzemní vody v kvartérních sedimentech	28
1.5.4 Chemismus podzemních vod	28
1.6 Geotechnický průzkum na místě bud. hloubené stanici metra Motol. 29	
1.6.1 Geotechnický úsek 9.6 ve staničení km 10,466 – 10,630	29
1.7 Geotechnické charakteristiky horninového prostředí	37
Závěr 1. ČÁSTI:	46
2. ČÁST PRÁCE	47
2.1 Stavební jáma – úvod	47
2.1.1 Stavební jámy obecně	47
2.1.2 Druhy stavebních jam	48
2.1.3 Pažení stavebních jam technologie, návrh a realizace	49
2.1.4 Metody pažení stavebních jam	50
2.1.4.1 Hřebíkování	50
2.1.4.2 Záporové pažení	51
2.1.4.3 Mikrozáporové pažení	53
2.1.4.4 Štětové stěny	55
2.1.4.5 Pilotové stěny	56
2.1.4.6 Podzemní stěny	58
2.1.4.7 Trysková injektáž	59
2.1.4.8 Horninové kotvy	60
2.1.4.9 Roznášecí prahy	63
2.1.5 Zatížení pažících konstrukcí	64



2.1.5.1 Zemní tlaky	64
2.1.5.2 Zemní tlak klidový S_0	64
2.1.5.3 Zemní tlak pasivní S_p	64
2.1.5.4 Zemní tlak aktivní S_a	65
2.1.5.5 Podzemní voda	65
2.1.5.6 Hydrostatický tlak a hydrodynamický tlak.....	66
2.1.5.7 Odvodňování stavebních jam.....	66
2.2 Stavební jáma Stanice Nemocnice Motol.....	67
2.2.1 Popis, velikost.....	68
2.2.2 Doplnění geologických a hydrogeologických poměrů	68
2.2.3 Možné varianty řešení dané stavební jámy	68
2.2.4 Zhodnocení a porovnání variant	69
2.2.5 Obhájení vybrané varianty.....	72
Závěr 2. ČÁSTI	75
3. ČÁST PRÁCE.....	76
3.1 Technická, technologická a statická část.....	76
3.1.1 Základní údaje o projektu	77
3.1.1.1 Obecný popis	77
3.1.1.2 Použitý software.....	77
3.1.2 Základní charakteristika konstrukčního řešení.....	77
3.1.2.1 Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby	77
3.1.3 Konstrukční, technické, technologické, statické a materiálové řešení jednotlivých stěn	78
3.1.3.1 Geologické a hydrogeologické poměry	78
3.1.3.2 Stavební jáma s rampou	79
3.1.3.3 Technologie provedení záporového pažení.....	80
3.1.3.4 Technologie provedení pilotové stěny.....	82
3.1.3.5 Technologie provedení podzemní stěny	84
3.1.3.6 Statický návrh záporového pažení.....	88
3.1.3.7 Statický návrh pilotové stěny	97
3.1.3.8 Statický návrh podzemní stěny.....	106
Závěr.....	114
Použitá literatura:.....	115
Internetové zdroje:.....	115
Přílohy:.....	119



Seznam použitých zkratek a symbolů:

VZT	vzduchotechnická (např. šachta)
MSK	intenzita zemětřesení (Medvědév-Sponheuer-Kárník)
gt	geotechnický typ
δ	třecí úhel materiálu
ν	Poissonovo číslo
γ	tíha zeminy
γ_{sat}	tíha zeminy plně nasycená vodou
φ	úhel vnitřního tření zemin
E	Youngův modul pružnosti
G	modul pružnosti ve smyku
W	průřezový modul
A	plocha
I	moment setrvačnosti
Rdt	výpočtová únosnost zemin
Pa	Pascal – jednotka tlaku
kf	filtrační součinitel
c	soudržnost zemin
N	Newton – jednotka síly
N*m	Newton*metr
Ved	návrhová posouvající síla
Med	návrhový ohybový moment
Mrd	ohybový moment únosnosti
Fn	síla

ÚVOD

Tématem této práce je stavební jáma pro stanici metra. K výběru tématu mě vedl můj zájem o problematiku geotechniky. A to hlavně spojení znalostí z geologie a její interpretaci pro technická řešení staveb. Protože pro každou stavbu je podstatná geologie, ve které budu stavět, tak jí zmiňuji v první části práce. Na základě geologie si rozmyslíme vlastní technické provedení konstrukcí. K tomu mě vedlo napsání druhé části a shrnutí tedy možných řešení. Ale každá technická myšlenka musí být podepřena důkazy o její proveditelnosti a z toho vyplývá poslední část práce, kde se zabývám technologií a statikou vybraných řešení.



1. ČÁST PRÁCE (Geotechnický průzkum)

1.1 Seznámení s projektem

Prodloužení trasy metra V.A ze stanice Dejvická do Motola

Stavba nového provozního úseku metra V.A je dlouhá 6,12 km a jsou na něm navrženy tři stanice ražené a jedna stanice hloubená. Stavba je rozdělena na 9 stavebních oddílů. Tunely jsou raženy z největší části razícím štítem TBM, ale zbytek je ražený pomocí metody NRTM.

Staničení je vedeno z konce nové trasy kde začíná na km 10,000 a pokračuje přes stanici Nemocnice Motol, Petřiny, Nádraží Veleslavín, Bořislavka až do stávající stanice Dejvická.

Popis jednotlivých stanic:

Stanice Bořislavka

Stanice Bořislavka je umístěna v sídlišti Červený Vrch pod ulicí Evropskou. Jedná se o raženou jednolodní stanici s ostrovním nástupištěm. Koleje ve středu stanice jsou 27,0 m pod terénem. Osová vzdálenost kolejí ve stanici 13,0 m. její podélná osa probíhá pod ulicí Evropskou. Stavební oddíl začíná v km 14,221 137 a končí v km 14,414 276 levé koleje a má celkovou délku 193,139 m. Vlastní stanice je otevřený jednolodní prostor, probíhající od eskalátorů k čelu technologické části stanice umístěné na opačné straně nástupiště [10].

Stanice Nádraží Veleslavín

Stanice je umístěna šikmo pod Evropskou ulicí v místě křížení s ulicí Veleslavínskou a vytváří zásadní přestupní uzel mezi příměstskou a městskou dopravou v prostoru „vokovického sedla“. Jedná se o mělce raženou trojlodní



stanici s ostrovním nástupištěm. Koleje ve středu stanice jsou 20,5 m pod terénem. Osová vzdálenost kolejí ve stanici je 15,0 m. Vestibul a technologická část stanice jsou umístěny v hloubeném objektu. Stavební oddíl začíná v km 13,174 505 a končí v km 13,374 978 levé koleje a má celkovou délku 200,473 m [10].

Stanice Petřiny

Stanice Petřiny je umístěna v sídlišti Petřiny mezi křižovatky ulic Na Petřinách a Brunclíkova a dále ulic Brunclíkova a Ankarská. Jedná se o raženou jednolodní stanici s ostrovním nástupištěm. Koleje ve středu stanice jsou 37,6 m pod terénem. Osová vzdálenost kolejí ve stanici je 14,7 m. Stavební oddíl začíná v km 12,108 647 levé koleje a končí v km 12,108 647 levé koleje a má celkovou délku 402,870 m [10].

Stanice Nemocnice Motol

Stanice Nemocnice Motol je umístěna v těsné blízkosti Fakultní nemocnice Motol. Jedná se o mělce zahloubenou stanici s bočními nástupišti. Koleje ve středu stanice jsou přibližně v úrovni chodníku ulice Kukulova. Osová vzdálenost kolejí ve stanici je 4,5 m. Konstrukce stanice je navržena ze železobetonu. Stavební oddíl začíná v km 10,056 508 a končí v km 10,629 696 levé koleje a má celkovou délku 573,188 m, z toho vlastní stanice má délku 166 m. Stanice je zapuštěna do svahu. Prosklená střešní konstrukce umožní osvětlení stanice denním světlem [11].

1.2 Geomorfologické a klimatické poměry

Zájmové území se nachází na území Prahy 5 a Prahy 6. Navržená trasa metra V.A je vedena katastrálními územími Motol, Břevnov, Veleslavín, Vokovice a Dejvice (uvedeno po stoupajícím staničení).

Z geomorfologického hlediska náleží zájmové území k provincii Česká vysočina, k Poberounské subprovincii, Brdské oblasti a ke geomorfologickému celku – Pražské plošině. Pražská plošina se člení na dva pod celky, a to



Říčanskou plošinu a Kladenskou tabuli. Převážná část trasy metra V.A se nachází na Kladenské tabuli [9].

Na území Říčanské plošiny a jejím okrsku Třebotovské plošině leží jen počáteční úsek trasy na Motole, odpovídající geologicky centrální části Barrandienu (ordovik, silur, devon). Svah do Břevnova a zbylá část trasy do Dejvic náleží podcelku Kladenská tabule, kde hlavním geomorfologickým územím je okrsek Hostivická tabule. Tento okrsek je charakterizován jako oblast souvislého rozšíření svrchnokřídových hornin, rozsáhlými zarovnanými povrchy (strukturní plošiny), od JZ k SV velmi mírně ukloněnými (z 380-410 m na 340-350 m n. m.). Mezi Veleslavínem a Letnou odkrývá široká údolní deprese křídový podloží ordovických hornin [9].

Terén nad trasou metra V.A začíná ve staničení km 10,000 na nadmořské výšce 340 m a na následujících 500 m klesá s mírným zhoupnutím do stanice Motol, kde nadmořská výška terénu činí 322 m. V této části vede trasa přibližně směrem Z-V. Od stanice Motol se trasa pravým obloukem stáčí do takřka severo-j jižního směru, stoupá na jižní okraj křídové plošiny, kde ve staničení km 11,100 se nachází terén v nadmořské výšce 365 m a traťové tunely zde mají nejvyšší nadloží (cca 42 m). Od tohoto staničení pokračuje trasa nadále severo-j jižním směrem a terén klesá v místě přístupové štoly a jámy TBM (staničení km 11,400) na 350 m n. m. Od tohoto staničení opět stoupá až na 365 m n. m., kde tato výška je ve staničení km 11,700 maximum, které terén nad trasou metra V.A dosahuje (výška nadloží je 36 m). Dále pokračuje mírným klesáním až do stanice Petřiny, kde terén dosahuje nadmořské výšky 362 m a nadloží nad staničeními tunely činí cca 31 m. Od stanice Petřiny se trasa levým obloukem stáčí opět do směru Z – V a terén klesá ze severního okraje křídové plošiny až na 306 m n. m. do stanice Veleslavín (staničení km 13,250, nadloží cca 10 – 15 m). Od stanice Veleslavín pokračuje trasa již východním směrem a terén mírně vystoupá do oblasti Vokovic, kde nadmořská výška je 310 m a nadloží nad traťovými tunely činí 36 m (staničení km 13,900). Od Vokovic již terén nad trasou metra souvisle klesá, a to nejdříve do stanice Bořislavka, kde její nadmořská výška je 294 m a nadloží se pohybuje mezi 20 - 23 m (staničení km 14,350). Nejnižší nadmořské výšky dosahuje terén v prostoru konce trasy metra V.A



ve staničení km 16,180, kde klesá až na 228 m n. m. a nadloží nad traťovými tunely činí cca 14 m [9].

Z hlediska klimatických poměrů leží zájmové území podle [7] Atlasu podnebí Česka (2007) a podle klasifikace z [8] atlasu podnebí ČSR 1958 v okrsku B2 (mírně teplý, mírně suchý, převážně s mírnou zimou) [9].

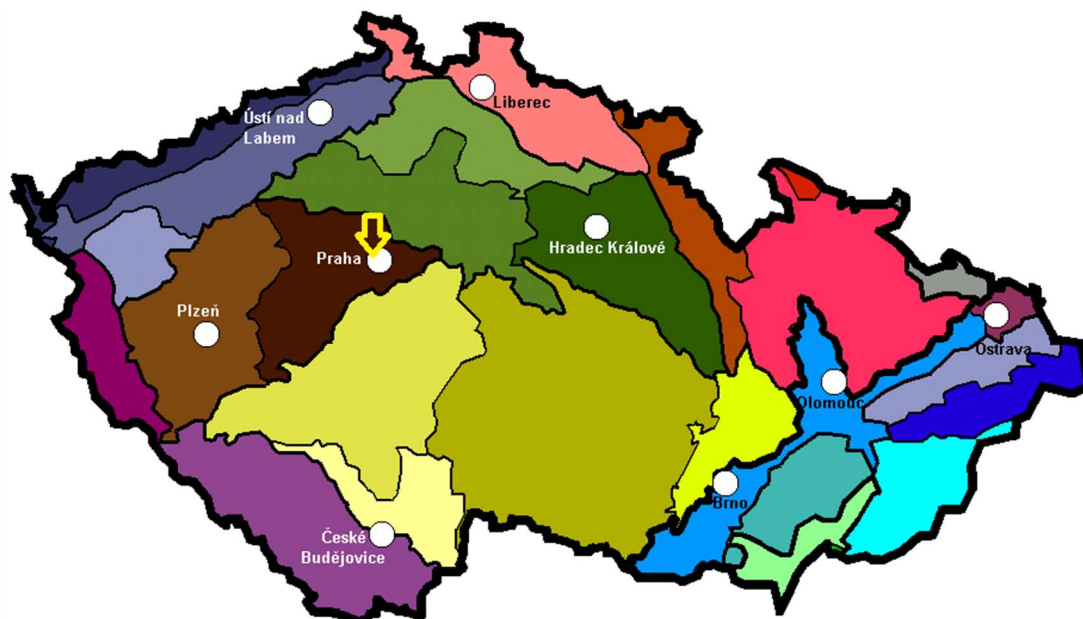
Průměrný počet mrazových dnů za období 1926 – 1950 (min. teplota - 0,1 °C nebo nižší) je 100. Průměrné datum prvního mrazového dne je 11.10. – 21.10., posledního mrazového dne je 21.4. – 1.5 [9].

Tab. 1: Průměrný měsíční úhrn srážek za období 1961 – 1990 v mm (stanice Praha - Ruzyně) [8]:

I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII	IX.	X.	XI.	XII.	rok
23, 5	22, 6	28, 1	38, 2	77, 2	72, 7	66, 2	69, 6	40, 0	30, 5	31, 9	25, 3	525, 9

Tab. 2: Průměrný měsíční úhrn srážek za rok 2007 v mm (stanice Praha – Ruzyně) [7]:

I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII	IX.	X.	XI.	XII.	rok
39, 9	24, 6	16, 0	3, 2	60, 2	77, 3	70, 8	82, 5	61, 1	17, 4	35, 1	15, 3	503, 4



Obr. 001: Geomorfologické členění – mapa České republiky [18]

1.3 Geologické poměry

Předkvartérní podklad zájmového území budují horniny barrandienského staršího paleozika (ordovik – silur), zastoupené převážně břidlicemi, pískovci, prachovci a drobami, místy s polohami křemenců. Minoritně jsou také zastoupeny horniny ordovického vulkanizmu, tvořené převážně bazaltovými tufy, tufity a bazaltovými aglomeráty. Paleozoické horniny jsou zvrásněné, s generálním úklonem vrstev mezi 30-60° směrem k JV. Další horniny předkvartérního podkladu jsou mezozoického stáří a náležejí svrchní křídě. Tyto horniny jsou zastoupeny jíly a jílovci s uhelným pigmentem, pískovci, slepenci, a ve svrchních partiích slínovci. Křídové horniny jsou generálně a subhorizontálně uloženy (v detailu jsou pískovce s křížovým zvrstvením, jílovce se skluzovými texturami) a spočívají diskordantně na podložních paleozoických horninách [9].

Kvartérní pokryv představují zejména deluviální, deluviofluviální, eolické a fluviální terasové sedimenty [9].



V trase stavby zjištěny rovněž uloženy antropogenního původu. Většího plošného rozšíření i mocnosti dosahují v oblasti přístupové štoly a montážní jámy TBM (km 11,300 – 11,400), dále ve stanici Veleslavín (km 13,000 – 13,500) a v traťovém úseku ke stanici Dejvická (km 15,100 – 15,750) [9].

1.3.1 Předkvartérní podklad

Jak již bylo uvedeno výše, předkvartérní podklad trasy stavby budují horniny staršího paleozika (ordovik – silur) a mezozoické horniny svrchní křídly [9].

Ordovik – silur

Šárecké souvrství je jako jediné souvrství spodního ordoviku zastoupené v trase budoucí stavby. Ve spodní části souvrství vystupují vulkanické horniny, a to šedozelené bazaltové tufy s karbonátovým tmelem (tzv. žabáky) a červenohnědé tufy s krevelovým tmelem, které společně s čočkami eolického krevele byli hornicky těženy jako železná ruda na Červeném Vrchu. Podřízeně se tam vyskytují i bazalty a bazaltové mandlovce. V polohách bazaltových tufů se nepravidelně střídají více či méně stmelené polohy, které se barevně odlišují od aglomerátů. Slaběji stmelené polohy snadno a hluboce zvětrávají do podoby hrubě písčité zeminy s jílovitou příměsí. Tyto vulkanické horniny se v trase stavby budou pravděpodobně vyskytovat v km 13,425 – 13,500 a 13,850 – 14,000. Hlavními horninami tohoto souvrství jsou černé břidlice s rekrystalizovanou a navíc často paralelně usměrněnou základní jílovitou hmotou, kde obsah organického uhlíku se pohybuje od 0,32 – 1,53 %. Téměř vždy obsahují příměs hrubého defritu. Mohou nabývat až charakteru hrubě slídnatých písčitých břidlic s četnými chondrity a vložkami drob. Jsou laminárně zvrstvené a postižení kliváží, která zastírá jejich původní vrstevnatost a vyvolává jejich roubíkový rozpad. Břidlice šáreckého souvrství se budou pravděpodobně vyskytovat v trase stavby ve staničení km 12,500 – 14,125, kde na prvních cca 400 m jsou zakryté horninami svrchní křídly. Z hlediska zvětrávání budou zřejmě do hloubky 2 –



10 m rozložené až zvětralé, pod křídovým pokryvem bude zóna zvětrání asi menší, cca do 5 m [9].

Dobrotivské souvrství je zastoupeno v trase stavby dvěma zcela odlišnými faciemi, a to černými jílovitými břidlicemi a světlými skaleckými křemenci. Vrstevní sled tohoto souvrství začíná deskami a lavicemi křemenců, kde směrem do nadloží postupně přibývá vložek a poloh černých břidlic, takže hranice skaleckých křemenců a dobrotivských břidlic je často neostrá. Místy jsou mocnější břidličné polohy (až 15 m) i ve spodní části křemencového sledu. Vrstevní plochy křemenců jsou často nerovné a průměrná mocnost křemenců činí 50-80 m, ojediněle až 100 m. Polohy křemenců můžeme v trase stavby očekávat nejprve ve staničení km 11,425 – 12,500, kde jsou zakryté křídovými horninami a jejich odhadovaná mocnost je do 50 m, ale nelze vyloučit, že může činit až 100 m. Dále se budou křemence vyskytovat ve staničení km 14,125 – 14,435, což je přímo v prostoru stanice Červený Vrch (zde předpokládáme mocnost 60-70 m) a ve staničení km 14,530 – 14,700, kde budou pravděpodobně zastiženy 2 pruhy těchto hornin o mocnosti 15–20 m. Černé jílovité břidlice, které mají na vrstevních plochách hojný muskovit, se vyskytují ve středních a svrchních polohách tohoto souvrství. Jsou střípkovitě až roubíkovitě rozpadavé a obsah organického uhlíku v nich stoupá nad 1%. Místy jsou v nich hojné jílovitopísčité konkrce s pevným karbonátovým tmelem. Tyto břidlice se budou v zájmovém území pravděpodobně vyskytovat ve staničení km 12,025 – 12,425, kde jsou zakryty horninami svrchní křída a přípovrchové zvětrání lze předpokládat do hloubky 2 m. Větší souvislý výskyt těchto břidlic předpokládáme ve staničení km 14,125 – 16,185, kde jejich povrch je značně zvlňený a vzhledem k tomu, že na něm leží již jen kvartérní pokryv, lze předpokládat, že zóna rozvolnění se bude pohybovat mezi 2 – 6 m [9].

Libeňské souvrství se v trase zájmového území nachází v prostoru stanice Petřiny a je překryto vrstvou svrchnokřídových hornin. Toto souvrství má podobný faciální vývoj jako předchozí souvrství dobrotivské. Na bázi jsou vyvinuty křemence, označované jako řevnické, které dosahují mocnosti 15–40 m. Tyto křemence jsou bělošedé, deskovité až lavicovité, s proplásky jílovitých a písčitých břidlic. Vrstevní plochy těchto křemenců jsou obvykle



nerovné, místy s bioglyfy. Řevnické křemence budou pravděpodobně zastiženy v podloží stanice Petřiny ve staničení km 11,975 – 12,025, ale nelze vyloučit i další výskyt. Druhá facie tohoto souvrství je tvořena černými, jílovými břidlicemi se slabou prachovou či písčitou příměsí, vždy s hojnými šupinkami slíd. Obsah organického uhlíku mírně klesá pod 1%. Tato facie bude zřejmě zastižena na bázi stanice Petřiny ve staničení 11,840 – 11,975 a vzhledem ke křídovému pokryvu předpokládáme zónu silnějšího zvětrání do hloubky cca 2 m [9].

Letenské souvrství se vyznačuje rytmickou sedimentací, a to rychlým střídáním hrubších a jemnějších uloženin, silně připomínajícím flyšové sedimenty. Toto souvrství je tvořeno převážně šedými až tmavošedými drobami se středním až bohatým obsahem jílu. Hojné jsou zde i protokvarcity, nejčastěji v podobě pískovců s jílovitým nebo jílovitokarbonátovým tmelem. Vrstevní plochy drob jsou nerovné, s hojnými závalky a útržky břidlic. Předpokládáme, že horniny letenského souvrství se budou vyskytovat pod svrchnokřídovými horninami v prostoru mezi km 11,400 – 11,840 a zóna silnějšího zvětrání by neměla zasahovat více než 2 m pod povrch tohoto souvrství [9].

Vinické souvrství bude zasahovat do trasy stavby v poměrně úzkém pruhu ve staničení km 11,285 – 11,400 v prostoru přístupové štoly a montážní šachty TBM. Toto souvrství je tvořeno černými, hojně slídnatými jílovitými břidlicemi se značnou příměsí netříděného detritu, který dosahuje 10-20% celkového objemu horniny v prachové a písčité frakci. Obsah organického uhlíku často stoupá nad 1%. Karbonát je v těchto břidlicích vázán na ojedinělé konkrce a čocky. Významnou litofacií vinického souvrství jsou sedimentární železné rudy, jejichž výskyt však v trase stavby nepředpokládáme. Zóna silnějšího zvětrání bude vzhledem k zakrytí těchto hornin horninami svrchní křídly, dosahovat, tak jako u předchozího souvrství, cca svrchních 2 m [9].

Záhořanské souvrství je vyvinuto jako monotónní sled prachovců s proměnlivým obsahem karbonátu. Časté jsou prachovce a písčité prachovce s karbonátovým tmelem, přecházející až do nečistých karbonátů. Vrstevní plochy prachovců jsou nerovné. Vrstevnatost tohoto souvrství je zdůrazněna



pravidelným střídáním poloh s vyšším obsahem karbonátu ve tmelu a klastickými horninami téměř bez chemogenní příměsí. Šedé břidlice s hojnou prachovou příměsí jsou v tomto souvrství méně časté a obvykle se vyskytují ve svrchní části souvrství. Zastižení záhořanského souvrství předpokládáme ve staničení km 11,185 – 11,840, kde opět vzhledem k zakrytí horninami svrchní křídly, bude zóna silnějšího zvětrání přibližně 2 m mocná [9].

Bohdalecké souvrství tvoří třetí nejrozšířenější ordovické souvrství v trase stavby. Nejrozšířenějšími horninami v tomto souvrství jsou tmavošedé až černošedé lupenitě odlučné břidlice až jílovce s obsahem organického uhlíku pod 1%, kde je typická pravidelná příměs jemně rozptýleného pyritu a prachová příměs se zvyšuje jen v místech laterálního přechodu do polyteichové facie. Při zvětrání se objevují síranové povlaky na vrstevních plochách a krystaly sádrovce o velikosti až 100 mm. Výskyt polyteichové facie (jílovité břidlice ve střídání s prachovci a pískovci) a eolitových pelokarbonátů (karlický obzor – železem chudé eoidy) v trase stavby nepředpokládáme, ale jejich výskyt nelze zcela vyloučit. Toto souvrství bude zastiženo trasou stavby v prostoru stanice Motol a v jejím okolí přibližně ve staničení 10,540 – 11,185, kde tvoří hlubší skalní podklad v jižním úbočí křídové plošiny. Do km 10,670 předpokládáme vzhledem k absenci svrchnokřídového zakrytí nebo vzhledem k blokovým pohybům na okraji křídové plošiny hloubku silnějšího zvětrání až 15 m pod povrch břidlic. Dále se tato zóna zvětrání bude, pohybovat do hloubky cca 3 m (tam, kde jsou již tyto horniny zakryté křídou) [9].

Královedvorské souvrství je sledem šedých a zelenavých jílovců se slabou příměsí křemenného siltu, místy bioturbovaných, zpravidla bez makroskopicky patrné slídy, při navětrání tenké lupenitě odlučných. Obsah organického uhlíku je v nich ze všech ordovických souvrství nejnižší, a to 0,01%. V tomto souvrství se mohou vyskytovat vložky hrubších břidlic nebo jílovitých břidlic s prachovou příměsí. Výskyt tohoto souvrství v trase stavby předpokládáme ve staničení km 10,000 – 10,025, s těžko odhadnutelnou zónou silnějšího zvětrání, pravděpodobně do hloubky 5 m [9].



Kosovské souvrství se v trase stavby bude pravděpodobně vyskytovat ve staničení km 10,050 – 10,325, kde cca ve staničení km 10,285 bude zastižena šupina silurských hornin, liteňského souvrství, které byla do kosovského souvrství zavlečena po tektonické linii. Báze kosovského souvrství je tvořena hrubozrnnou drobou 0,1-0,2 m mocnou, která ostře, avšak konkordantně nasedá na jílovce královského souvrství. Následuje poloha prachovitých a písčitých břidlic (mocnost 1-4 m), po nichž nastupuje druhá poloha droby. Obě drobové polohy mají značný podíl jílovito-prachové základní hmoty (50-70%), v písčité frakci mají převahu křemenná zrna. Droby mohou být až hrubozrnné s přechodem do slepencovitých hrubozrnných pískovců. Spodní a střední partie tohoto souvrství se vyznačují střídáním šedo zelených břidlic, drob a křemenných pískovců. Svrchní část souvrství začíná mohutnými lavicemi hrubozrnných křemenných pískovců s ojedinělými valouny hornin. Nad těmito pískovci následuje sled vzájemně se střídajících pískovců, prachovců a břidlic [9].

Liteňské souvrství patří do spodního siluru a je tvořeno černými nevápnitými

graptolitovými břidlicemi, kde dále pokračuje střídajícími se polohami černých jílovitých břidlic a šedo zelených vápnitých jílovců. V trase stavby bude zřejmě zastiženo ve staničení km 10,325 – 10,540 a jako šupina v kosovském souvrství ve staničení km 10,285. Vzhledem k tomu, že v trase stavby není toto souvrství kryto křídovými horninami a jeho výskyt je tektonicky omezen, předpokládáme, že zóna silnějšího zvětrání může zasahovat až do hloubky 15 m od povrchu tohoto souvrství [9].

Svrchní křída

Svrchnokřídové uloženiny tvoří na území Prahy morfologicky nejvyšší plochá návrší a jsou součástí české křídové pánve. Trasa stavby bude procházet křídovými horninami v oblasti plošiny Bílé Hory, a to ve staničení trasy km 10,750 – 12,825 [9].



Perucké souvrství vzniklo ve spodním a středním cenomanu jako sladkovodní uloženiny, které především vyplnily nerovnosti starších hornin (v našem případě ordovických). Toto souvrství tvoří střídající se slepence, pískovce, prachovce a jílovce. Slepence na bázi tohoto souvrství (místy až brekcie) obsahují kromě křemene i úlomky hornin z podloží. Pískovce jsou převážně hrubozrnné, špatně vytříděné, někdy tmelené limonitem. Prachovce a jílovce jsou obvykle šedavé, většinou obsahují kolísající množství zuhelnatělých rostlinných zbytků, místy až tenké slojky nekvalitního hnědého uhlí. Celkovou mocnost tohoto souvrství předpokládáme v trase stavby mezi 3 – 5 m, ojediněle až 10 m [9].

Korycanské souvrství je výhradně mořského původu. Je zastoupené středně zrnitými a jemnozrnnými křemennými pískovci s jílovitou základní hmotou, které jsou šedavé, bělavé nebo nažloutlé, se šikmým zvrstvením. Místy se vyskytují tenké vrstvičky žlutavých nebo šedých písčitých jílovců [9].

Bělohorské souvrství náleží spodnímu a střednímu turonu. V nejspodnější části jsou vyvinuty v malé mocnosti písčitojílovité sedimenty s glaukonitem a nad nimi měkkém vápnité jílovce. Převážná část souvrství je tvořena pevnými deskovitými a lavicovitými písčitoprachovitými vápnitými jílovci a písčitymi slínovci, místy prokřemenělými nebo silněji vápnitými. Celý tento komplex hornin byl dříve označován jako „opuka“ nebo „spongilit“ [9].

1.3.2 Kvartérní pokryv

Kvartérní pokryvné útvary jsou v trase stavby zastoupeny deluviálními, deluviófluviálními, fluviálními terasovými a eolickými sedimenty. Lokálně se vyskytují fluviální sedimenty malých vodotečí a vzhledem k tomu, že trasa vede intravilánem velkého města, tak i uloženiny antropogenního původu (navážky) [9].

Mocnosti zastiženého kvartérního pokryvu se v podélném směru rychle mění a vzhledem ke zvlněnému předkvartérnímu podkladu obvykle nabývají



tyto pokryvy největší mocnosti v příčných depresích, kde se zvyšuje i vlhkost zemin [9].

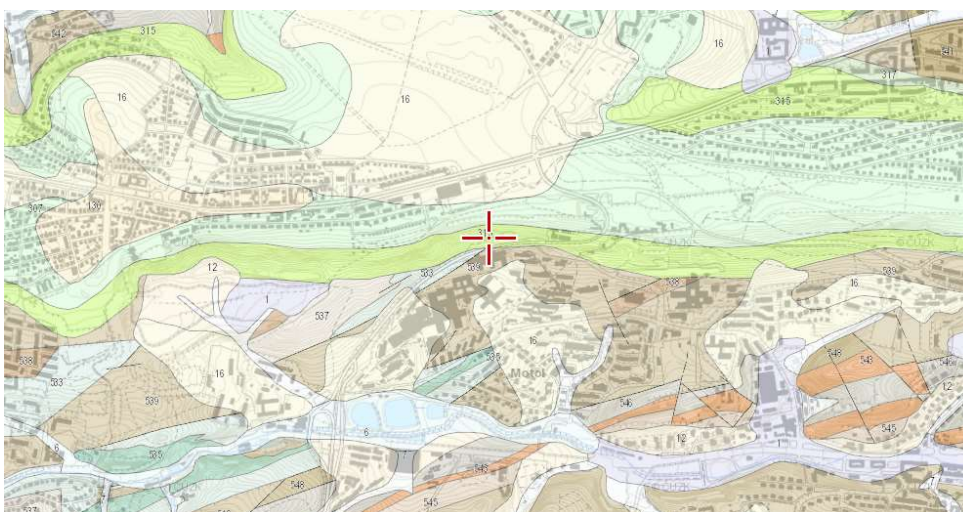
Deluviální a deluviofluviální sedimenty jsou nejrozšířenějšími kvartérními uloženinami, které se vyskytují takřka v celé trase stavby. Tyto sedimenty tvoří výplně příčných depresí v předkvartérním podkladu. Jedná se o písčité jíly, jíly se střední plasticitou, jílovité a hlinité písky a hlíny, většinou s úlomky hornin. Jejich průměrná mocnost se pohybuje od 2 do 5 m, v příčných depresích ve staničení km 15,800, 15,550, 15,400, 15,200 a ve stanici Motol a Veleslavín nabývají mocnosti 10-12 m a svého maxima dosahují v příčné depresi ve staničení km 14,725 kde jich je pravděpodobně až 20 m. K deluviálním sedimentům řadíme pro jejich charakter i svahoviny akumulované při úpatí křídové plošiny (strana do Motola i Veleslavína), kde se jedná o soliflukci nebo dlouhodobými plouživými pohyby rozvlečené cenomanské jílovce spolu s pískovcovou a slínovcovou sutí [9].

Fluviální terasové uloženiny se v trase stavby nacházejí pouze na jejím konci ve staničení km 16,025 – 16,185. Jedná se o akumulaci o mocnosti 7-8 m, mající charakter štěrku (valouny velikosti 8-12 cm) s výplní písku s příměsí jemnozrnné zeminy a lze je označit za ulehle. Minoritně jsou zastoupeny fluviální sedimenty malých vodotečí, a to v km 15,400 – 15,700, kde se jedná o jíly s vysokou plasticitou a organickou příměsí a o písčité jíly o mocnosti do 3 m [9].

Eolické sedimenty v trase stavby mají podobu spraší a sprašových hlín, vápnitých, s ojedinělými pseudomycelií a v případě sprašových hlín i s úlomky převážně slínovců. Lze je charakterizovat jako jíly a hlíny se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence. Vyskytují se na křídové plošině ve staničení km 11,300-11,625, kde jejich mocnost kolísá mezi 3 až 5 m. Dále se nacházejí ve staničení km 14,925-15,400, kde jejich mocnost obdobná jako v předchozím úseku (2-5 m) a nejvyšší mocnosti dosahují v km 15,850 – 16,185, kde jich může být až 7 m [9].



Antropogenní uloženiny se ve větším množství vyskytují ve třech úsecích trasy stavby. Nejdříve ve staničení km 11,325-11,400, kde dosahují mocnosti do 5 m, dále ve staničení km 13,025 – 13,525 (mocnost 1-5 m) a ve stanici Veleslavin dosahují v km 13,225 svého maxima cca 8 m a do třetice ve staničení km 15,075 - 15,750, kde jsou v proměnlivé mocnosti 3-6 m. Navážky mají většinou hlinitý nebo jílovitý charakter s proměnlivým obsahem štěrku a úlomků hornin, místy i s příměsí stavebního odpadu. Charakter navážky může být ale značně různorodý a nelze vyloučit ani lokální výskyt komunálního odpadu [9].



Obr. 002: Geologická mapa ČR – v okolí stanice Nemocnice Motol [12]

Legenda geologické mapy

Mezozoikum

Křída



pískovce křemenné, jílovité, glaukonitické

Eratém: mezozoikum, Útvar: křída, Oddělení: křída svrchní,

Stupeň: cenoman, Souvrství: perucko-korycanské, Člen: korycanské,

Poznámka: facie kvádrových pískovců, Horniny: pískovec křemenný, jílovitý, glaukonitický, Typ hornin: sediment zpevněný,

Mineralogické složení: křemenný, vápnitý, jílní, glaukonit,

Zrnitost: jemnozrnná až hrubozrnná,



Soustava: Český masiv - pokryvné útvary a postvariské magmatity, Oblast: křída, Region: česká křídová pánev [12]



písčité slínovce až jílovce spongilitické, místy silicifikované (opuky)

Eratém: mezozoikum, Útvar: křída,
Oddělení: křída svrchní, Stupeň: turon,
Podstupeň: turon spodní, turon střední,
Souvrství: bělohorské, Poznámka: pásmo III b,
Horniny: slínovec písčitý, jílovec spongilitický, Typ
hornin: sediment zpevněný,
Poznámka: spongilitický, silicifikovaný, Soustava: Český masiv -
pokryvné útvary a postvariské magmatity,
Oblast: křída, Region: česká křídová pánev,
Jednotka: vltavo-berounský vývoj, orlicko-žďárský vývoj
[12]

Paleozoikum

Ordovik



tmavošedé jílovce, prachovce

Eratém: paleozoikum, Útvar: ordovik, Oddělení: ordovik svrchní,
Poznámka: Beroun, Souvrství: bohdalecké,
Horniny: jílovec, prachovec, Typ hornin: sediment zpevněný, Soustava: Český
masiv - krystalinikum a prevariské paleozoikum,
Oblast: střeodočeská oblast (bohemikum), Region: Barrandien,
Jednotka: paleozoikum Barrandienu, Subjednotka: pražská pánev [12]

Poznámka: V legendě jsou uvedeny pouze části nacházející se přímo na území budoucí stavební jámy



1.3.3 Tektonika

Z hlavních tektonických linií se v horninách staršího paleozoika uplatňuje podélný zlom paralelní s delší osou pražské pánve (ZJZ-VSV), který patří k pražskému zlomovému pásmu a objevuje se v blízkosti trasy ve svahu v prostoru stanice Motol. Vlastní pražský zlom je poklesová porucha prvního řádu, původně velmi strmě ukloněná, mladší než vrásové struktury ve starším paleozoiku. Pražské zlomové pásmo představuje směrné a šikmé dislokace přesunového charakteru, kde přesunové plochy jsou ukloněné k J a JV pod úhlem 45-55° [9].

Druhou význačnou tektonickou linii představuje šárecký zlom, který prochází severně od stanice Veleslavín, cca 150 m od trasy. Tento zlom podmiňuje tektonické opakování spodního ordoviku [9].

Kromě těchto podélných tektonických struktur trasa stavby přetíná i příčné zlomy a poruchová pásma, podél kterých docházelo k vertikálním i horizontálním pohybům. Tyto zlomy mají směr SSZ-JJV až SZ-JV, o strmém sklonu 70-80°. Poruchová pásma mají charakter širokých drcených pásem, kde jsou ordovické břidlice rozdrčeny až na jílovitou hmotu a odolnější křemence mají charakter brekcií. Toto pásmo bylo vrtem J104 zachyceno v prostoru šachty VZT v km 14,125 (Červený Vrch) a dle geofyzikálního měření může být široké 15 až 20 m. Další podobná poruchová zóna se nachází ve staničení přibližně km 13,875 13,900 a tvoří tektonickou hranici mezi ordovickými břidlicemi a bazaltovými tufy, kde předpokládáme, že bude mít opět charakter drcených hornin. V prostoru stanice Motol ve staničení cca km 10,550 a v km 10,275 se vyskytují další příčné zlomy, kde po posledně jmenovaném byly do ordovických hornin zavlečeny horniny siluru. Na těchto zlomech budou mít horniny zřejmě charakter jílu nebo drcených úlomků hornin [9].

1.3.4 Seismicita a geodynamické jevy

Podle ČSN 73 0036 leží mapované území trasy v oblasti, kde očekávané maximální intenzity zemětřesení nepřekročí 5° MSK-64 [9].



Geodynamické jevy na území trasy stavby představují především svahové deformace. Hrana svahu křídových hornin je postižena typickými deformacemi došlo k rozlámání okraje sedimentární desky podle svislých puklin a posouvání odlomených částí po svahu, případně zřícení menších bloků pískovců. Pod patou svahu se pak vytváří akumulace těchto bloků a písčitých zvětralin. Tyto hmoty mají tendenci k sesouvání po křídových jílech nebo eluviálně rozložených až zvětralých břidlicích [9].

Pro vznik blokových pohybů jsou příznivé podmínky na svazích okrajů křídových plošin, kde jsou křídové pískovce a opuky se systémem vertikálních puklin uloženy na relativně měkkém podloží, tvořeném buď křídovými jílovci, nebo jílovitě zvětrávajícími ordovickými břidlicemi. Voda rozmáčí jílovité horniny v podloží, snižuje jejich smykovou pevnost a tím i stabilitu svahu. Rozpukané pískovce se pak v blocích odlamují a zabořují do plastického podloží (tzv. cambering) [9].

Fosilní kerné sesuvy jsou známé např. z lomu pod Šafránkou, nebo byly odkryty při výstavbě obytných domů v Břevnově. V rámci průzkumu pro DÚR byl tento jev potvrzen i geofyzikálním měřením v příčných profilech ve stanici Motol a v profilu ve svahu nad Veleslavínem v km 12,518 - 12,533 [9].

Ani území při úpatí křídových plošin nejsou z hlediska stability bezpečná. Nacházíme zde soliflukci nebo dlouhodobými plouživými pohyby rozvlečené cenomanské jílovce spolu s pískovcovou a slínovcovou sutí. Tyto creepové pohyby přetrvávají, což se projevuje např. na nakloněných stromech. V prostoru stanice Motol a jejího okolí sem vyskytuje sesuv proudového charakteru, který jsme novými geofyzikálními měřeními provedenými v této etapě průzkumu omezili na oblast km 10,250 – 10,625 trasy [9].

Celé sesuvné území, a to jak blokové sesuvy po eluviálně rozložených břidlicích, tak proudové sesuvy ve spodní části svahu se v současné době nacházejí v uklidněném stavu. V případě nevhodného nebo nešetného zásahu do tohoto dočasně rovnovážného stavu lze předpokládat obnovení sesuvných pohybů, které by v případě blokových pohybů na horní hraně křídové plošiny měly dalekosáhlé důsledky [9].



1.4 Hydrologické poměry

Zájmové území náleží do jednoho hlavního povodí, kterým je tok Vltavy. V širším okolí stavby se vyskytuje několik pramenných vývěřů (nejblíže je pramen ve staničení km 10,300), které byly v rámci této etapy zaevidovány a byly o nich zjištěny základní charakteristiky [9].

Celkový srážkový úhrn za období od června 2006 do srpna 2008 je 962,5 mm, což představuje 91,5% dlouhodobého ročního srážkového normálu, který je pro klimatickou stanici Ruzyně 1051,60 mm. Průběh srážek od července 2007 byl velmi podobný dlouhodobým průměrům. V době tomu předcházející je však rozdělení srážek nerovnoměrné, což způsobuje nedokonalé doplnění zásob podzemní vody. Také v zimním období 2007-2008, vzhledem k velmi malým sněhovým srážkám nemohlo dojít k dostatečnému doplnění podzemní vody. Období, v kterém byla prováděna tato etapa geotechnického průzkumu považujeme z hlediska srážek za podlimitní [9].

Odhadujeme, že hladiny v lokalitě jsou v době zpracování tohoto průzkumu minimálně o jeden metr pod průměrným stavem (stav k říjnu 2008). Přesnější odhad nelze zpracovat, protože v pozorovací síti ČHMÚ nejsou objekty v blízkosti trasy metra. V husté městské zástavbě je navíc složité odhadnout velikost rozkvyv hladiny podzemní vody [9].

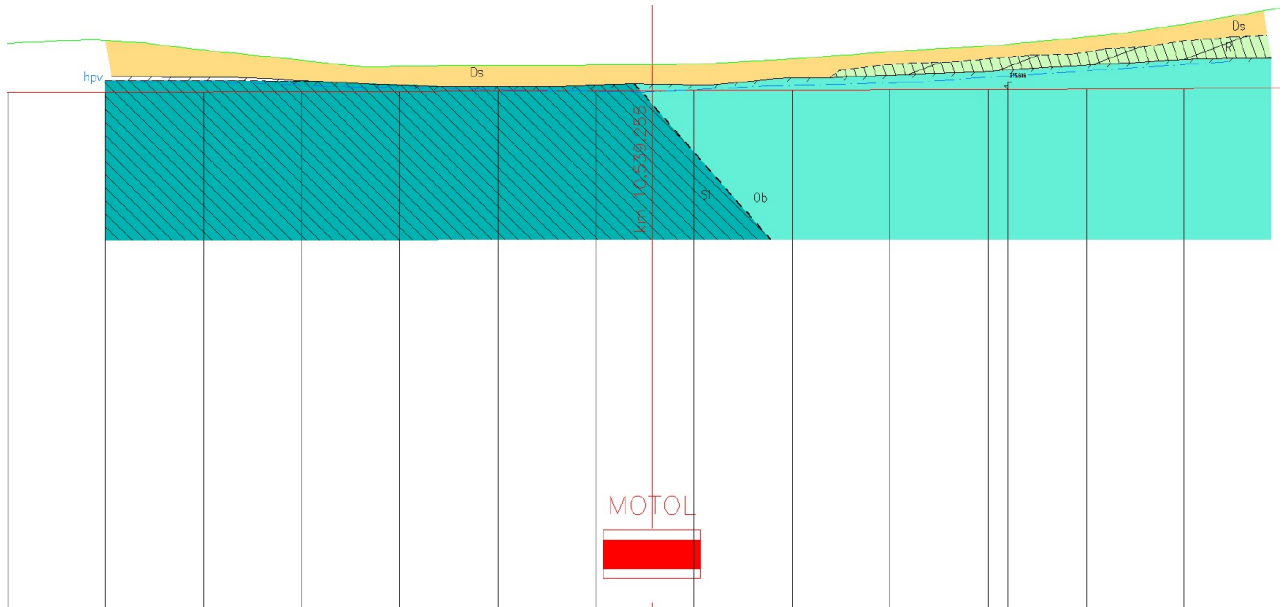
1.5 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry jsou vázány na geologické poměry zájmového území [9].

V širším okolí zájmové oblasti se vyskytují tři základní obzory podzemní vody, a to v horninách staršího paleozoika, v horninách svrchní křídly a v kvartérních pokryvech. Zvodnění kvartérního obzoru se pohybuje při jeho bázi, kdy v případě, že jsou písčité a štěrkovité polohy vloženy mezi jílovité polohy, tak



se hladina podzemní vody (dále hpv) vyskytuje jako mírně napjatá. U skalního podloží tvořeného horninami svrchní křídly se nachází zvodeň nad jílovitými polohami peruckého souvrství. V případě hornin staršího paleozoika se jedná o sevřené puklinové prostředí [9].



Obr. 003: Vyhodnocení výsledků hydrogeologických prací [9]

1.5.1 Obzor podzemní vody v horninách staršího paleozoika

Původně byly samostatně vydělovány kolektorské horniny břidlic a křemenců. Výsledky z vrtu J104 (proveden v této etapě gt průzkumu) a hlavně z čerpací zkoušky ve vrtu HG12 ukázaly, že polohy křemenců se díky své pouze malé rozloze a zajílování většiny puklin průchodných pro vodu chovají obdobně jako okolní břidlice. Jedná se o puklinové zvodnění v přípovrchové zóně rozvolnění skalního masívu a v nadložní zvětralinové zóně. Vzhledem k jílovitému rozpadu břidlic jsou tektonické linie ve větších hloubkách zatěsněny jílem, což znemožňuje pohyb podzemní vody. Z rezistivimetrických měření (dále RM) ve vrtech je zřejmé, že k pohybu podzemní vody dochází pouze v úzkých tektonicky porušených zónách, hlavně do hloubek 20 – 25 m. I výrazné tektonické porušení v těchto horninách nemusí znamenat vytvoření preferovaných cest pro pohyb vody. Vrtem J104



zastižené poruchové pásmo v okolí příčného zlomu je pro vodu neprostupné. Důvodem je jílovitá výplň vzniklých puklin. V některých případech bylo sledováno vyplnění až 8 cm širokých poruch [9].

Koeficient filtrace tohoto kolektoru se pohybuje většinou v -6 a -7 řádu (včetně odhadů získaných při karotáži). Pro toto prostředí je možné používat hodnotu koeficientu filtrace $k_f = 5,32 \cdot 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$, která byla získána hydrodynamickou zkouškou [9].

1.5.2 Obzor podzemní vody v horninách svrchní křídy

Jedná se o polohu středně až hrubozrnných pískovců, které leží nad sladkovodními jílovci a uhelnými jílovci peruckých vrstev. V kolektoru nejsou zařazeny případné polohy pískovců, které jsou při bázi křídy, mají většinou pouze omezený laterální rozsah a většinou nejsou s nadložním kolektorem propojeny [9].

Cenomanské pískovce jsou kolektorem nesoucím puklino-pórovité zvodnění, kde se většina podzemní vody pohybuje po puklinách (dvojitá poróznost). Hladina podzemní vody je volná. Mocnost zvodnělé vrstvy roste od Vypichu, kde dosahuje 2,5 m směrem k severu, kde na Petřinách je již 4,5 m. Při severním okraji kry dochází k zaklesnutí hladiny podzemní vody pod bázi kolektoru cenomanských pískovců. Jednou z příčin, proč voda nevyvěrá přímo z kolektoru, vidíme v odvodnění kolektoru v této části štolami hradního vodovodu [9].

Jako charakteristiku hydraulické vodivosti kolektoru považujeme hodnotu $k_f = 4,0 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$. Jedná se o nejvyšší hodnotu získanou z hydrodynamických zkoušek. Koeficient filtrace pískovců postupně roste směrem do nadloží, tak jak ubývá obsah jílových částic a plochy diskontinuit se stávají pro vodu lépe propustné. Litologické změny v souvrství jsou zřejmé na odkryvech pod Střešovickou nemocnicí, v oboře Hvězda nebo na začátku Motolského údolí u Zličína [9].



Vzhledem k velmi malému hydraulickému spádu hladiny vody v kolektoru $i = 6 ‰$ není tento schopný převést dostatek vody východním směrem při zjištěné mocnosti zvodnění. Proto větší část vody musí protékat systémem otevřených puklin, který se nepodařilo vrty dosud zachytit [3].

1.5.3 Obzor podzemní vody v kvartérních sedimentech

Pro stavbu je důležité zvodnění tohoto kolektoru pouze na začátku trasy u stanice Dejvická. Kvartérní sedimenty jsou zastoupeny dvěma podobnými typy. Od stanice Dejvická do staničení cca km 15,830 je na bázi kvartérních sedimentů vyvinut fluviální horizont se štěrky a štěrkopísky o mocnosti do 10 m. Ty sedimenty jsou u své báze zvodněny [9].

Druhým typem jsou deluviofluviální sedimenty zastižené v úseku staničení km 14,600 – 15,600. Jedná se o místy přes 20 m mocné nahromadění těchto povětšinou jílovitých sedimentů s hrubozrnnějšími interkalacemi písků. Polohy písků jsou zvodnělé a dochází v nich k přírodnímu proudění podzemní vody. U obou typů se jedná o průlinové zvodnění s volnou, lokálně může jít o mírně napjatou, hladinou podzemní vody [9].

Deluviofluviální sedimenty nebyly testovány na filtrační vlastnosti, a proto pro celý kolektor považujeme za charakteristickou hodnotu $k_f = 6,0 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ získanou z hydrodynamické zkoušky [9].

1.5.4 Chemismus podzemních vod

Základní hydrochemický typ vody v horninách staršího paleozoika je $\text{Ca, Mg, SO}_4^{-2}, \text{HCO}_3$, kde se jedná o vody slabě kyselé, mimořádně tvrdé a se střední síranovou (XA2) a místy i CO_2 agresivitou na beton [9].

V cenomanských pískovcích se jedná o hydrogenuhlíčitánovou vodu místy s vyššími podíly síranů a výjimečně chloridů. Hlavním aniontem jsou zde chloridy, postupně pak následují sírany, hydrogenuhlíčitany a významné zastoupení mají i dusičnany. Z kationtů má naprostou převahu vápník



a ojediněle je významně zastoupen i sodík. Celková mineralizace se pohybuje od 480 – 680 mg/l. Přítomnost chloridů, dusičnanů a v cenomanských pískovcích rovněž síranů je průkazem antropogenního ovlivnění kvality podzemní vody. Dá se říci, že se jedná o vody neagresivní vůči betonu [9].

Hydrochemický typ kvartérních sedimentů bude kolísat podle jejich charakteru. V deluviofluviálních sedimentech bude pravděpodobně Ca,Mg,Cl-,SO₄²⁻,HCO₃ složení, slabě alkalické, velmi tvrdé a se slabou síranovou agresivitou (XA1) vůči betonu [9].

1.6 Geotechnický průzkum na místě budoucí hloubené stanici metra Motol

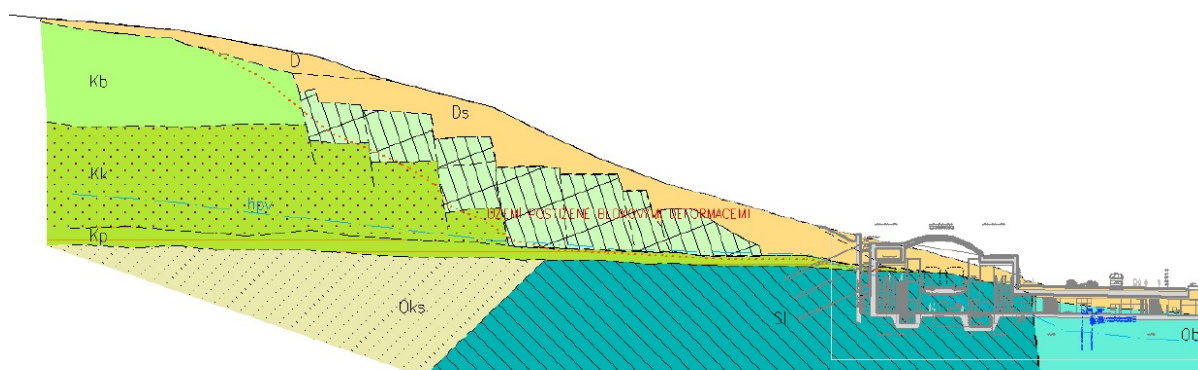
1.6.1 Geotechnický úsek 9.6 ve staničení km 10,466 – 10,630

Jedná se o hloubenou jámu délky zhruba 164 m, šířky 30 m a hloubky cca 15 - 19 m, která bude hloubena jako odřez v patě svahu. V tomto geotechnickém úseku byl v této etapě prací proveden průzkumný vrt J102 [9].

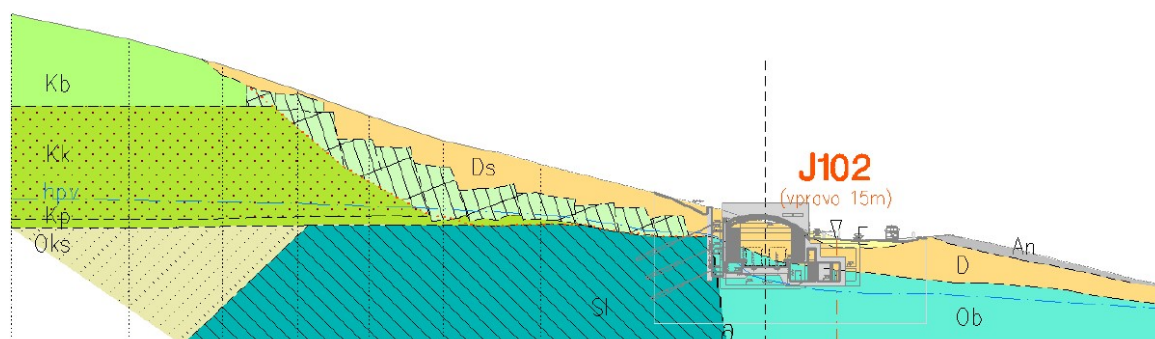
IG, HG poměry a GT podmínky

Geologická stavba úseku je znázorněna na obr. 004 „Geologický podélný profil v ose levé koleje č.2“, na obr. 007 „Geotechnický profil v ose levé koleje č.2“, obr. 005 „Profil A-A' - Motol km 10,475“ a na obr. 006 „Profil D-D' - Motol km 10,580“ [9].

Geologický profil začíná geotechnickým typem (gt) N o mocnosti 3 m na začátku úseku (báze 318,5 m n. m.), dále narůstá na 5 m ve staničení km 10,575 (báze 318 m n. m.) a na konci úseku klesá na 3 m (báze 324 m n. m.). Ve staničení km 10,590 – 10,630 se pod gt typem N bude pravděpodobně nacházet gt typ R o mocnosti do 3 m (báze 319 – 322 m n. m.), který představuje sesuvnými pohyby rozvolněné bloky kvádrových pískovců. Skalní podklad je tvořen nejdříve gt typem Be, které mají na začátku úseku mocnost



Obr. 005: Geologický příčný profil stanice Nemocnice Motol (řez A-A') [9]



Obr. 006: Geologický příčný profil stanice Nemocnice Motol (řez D-D') [9]

Legenda k obrázkům:

Kvartér (holocén):

D – deluviální, písčitohlinité sedimenty

Mezozoikum (křída):

Kb – bělohorské souvrství: slínovce, na bázi jílovce

Kk – korycanské vrstvy: křemenné a jílové pískovce

Kp – perucké vrstvy: jílovce, prachovce, pískovce, uhelné vložky

Paleozoikum (silur):

Si – liteňské souvrství: jílovité a vápnité břidlice



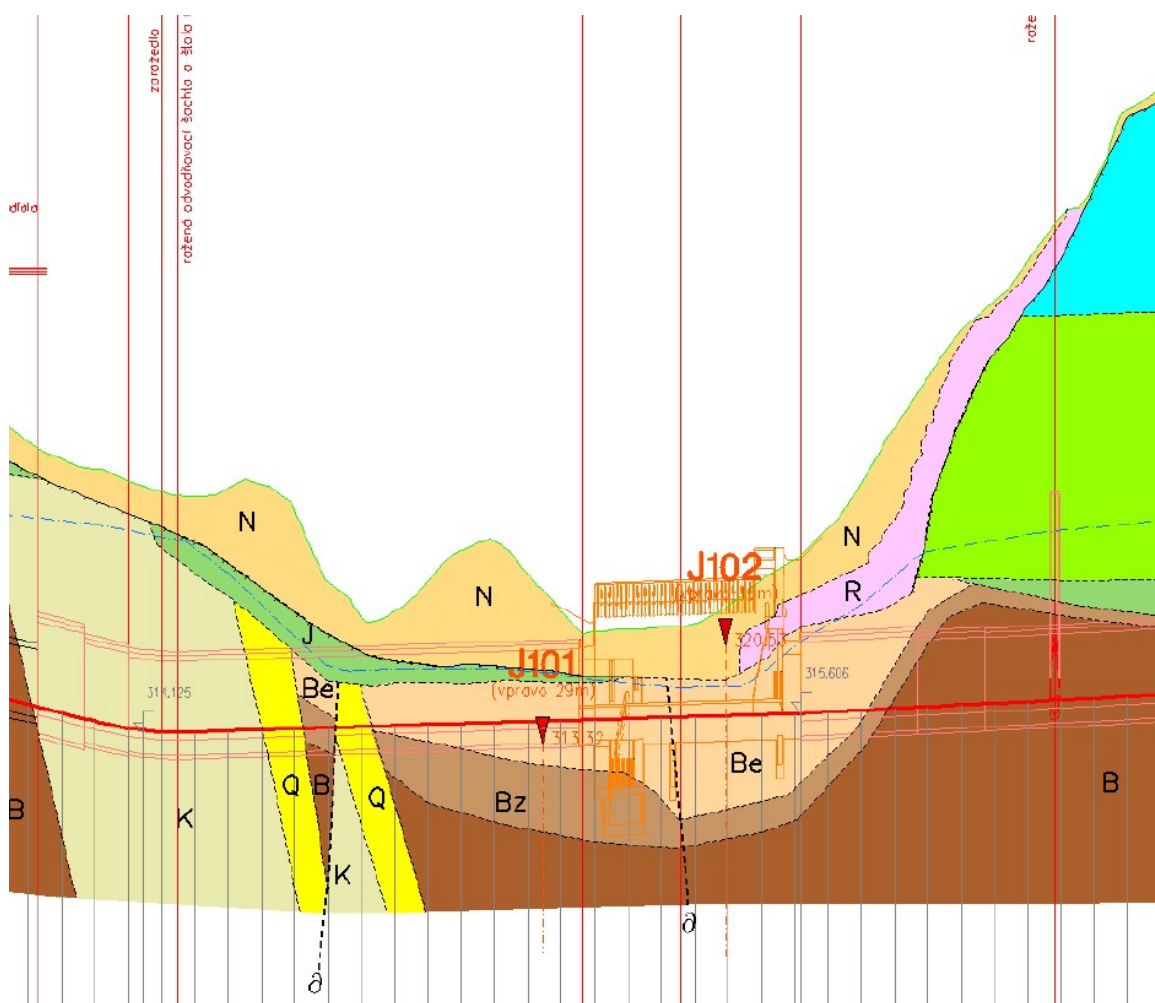
Paleozoikum (ordovik):

Oks – kosovské souvrství: pískovce, droby, písčité břidlice

Okv – královské souvrství: šedozelené jílovité břidlice

Ob – bohdalecké souvrství: tmavošedé jílovité břidlice

R – území postižené blokovými pohyby



Obr. 007 Geotechnický profil v ose levé koleje č. 2 [9]

Legenda k obrázku:

N – deluviální, písčitohlinité sedimenty, s úlomky hornin F3/MS+G, F4/CS+G, F5/MI+g

Be – jílovité, prachovité břidlice, tufy, eluviálně rozložené F6/CL, F4/CS



Bz – jílovité, prachovití břidlice, tufy, zvětralé R6

B – jílovité, prachovité břidlice, tufy, zdravé R5/R4

J – perucké vrstvy: jílovce, prachovce, pískovce, uhelné vložky R4

Q – křemenec, křemenný pískovec R2

R - území postižené blokovými pohyby

Geotechnické typy horninového masivu:

- GT typ N:

Jedná se o typ horniny, který tvoří jílovité a hlinitopísčité sedimenty a úlomky hornin. Jeho popis je: Hlína písčité a úlomky hornin, jíl písčité s úlomky hornin, hlína nebo jíl se střední plasticitou s úlomky hornin, tuhé až pevný (deluviální, deluviofluviální a fluviální sedimenty, holocén) [9].

- GT typ R:

Jedná se o rozvolněné bloky pískovců. Jeho popis je: pískovce jemnozrné až středně zrnité, s různým stupněm diagenetického zpevnění, charakteru rozvolněných bloků se široce rozvolněnými tahovými puklinami s prachovitopísčitou výplní a s úlomky hornin (sedimentární, postižené sesuvnými projevy) [9].

- GT typ Be:

Jedná se o břidlice a alterované bazalty. Jeho popis je: fosilně zvětralé (eluviálně rozložené) břidlice (jílovité, prachovité, písčité) na jíl písčité, jíl nízce až středněplastický většinou se střípky zvětralé horniny, tuhé až pevné konzistence (sedimentární, starší paleozoikum) a alterované bazalty, charakteru prachovitopísčitého jílu (vulkanosedimentární, starší paleozoikum) [9].

- GT typ Bz:

Jedná se o břidlice a alterované bazalty. Jeho popis je: zvětralé břidlice (jílovité, prachovité, písčité) na úlomky hornin s výplní písčité nebo



prachovité hlíny, jílu prachovitého (sedimentární, starší paleozoikum) aalterované bazalty, charakteru horninových úlomků s výplní prachovitopísčitého jílu (vulkanosedimentární, starší paleozoikum) [9].

- GT typ B:

Jedná se o břidlice. Jeho popis je: navětralé až zdravé břidlice (jílovité, prachovité, písčité) hustě až středně rozpukané, na puklinách limontizované, nebo s povlaky sádrovce, případně s karbonátovou výplní puklin, ojediněle výskyt ferolitů (sedimentární starší paleozoikum) [9].

Hladina podzemní vody se zde vyskytuje v přípovrchové vrstvě eluviálně rozložených břidlic (gt typ Be) v úrovni 318 m n. m. a v současné době se pohybuje 11 m nad dnem hloubené jámy v její nejhlubší části. Hloubení tak bude pravděpodobně probíhat ze dvou třetin pod hladinou podzemní vody, včetně dobírky dna [9].

Kvalita základové půdy tvořená gt typem Be je nepříznivá, jedná se o horniny charakteru zemin, a to jílu se střední plasticitou, středně stlačitelné, nebezpečně namrzavé a náchylné k objemovým změnám. Technologické řešení zajištění stěn stavební jámy a technologický postup dalších stavebních prací bude třeba stanovit na základě gt výpočtů. Vetknutí pažících podzemních stěn by mělo být provedeno až do zdravých hornin skalního podkladu [9].

Riziko při hloubení stavební jámy představuje především její pozice, kdy tato jáma vytvoří odřez při patě dočasně stabilizovaného sesuvného území. Odtěžením hmot pro založení stanice dojde k odlehčení paty sesuvu, což může mít za následek aktivaci těchto pohybů. Zajištění stavební jámy, tzn. Typ pažících podzemních stěn, délka kotev, hloubka vetknutí a postup výstavby musí být přizpůsoben podmínkám stavby v sesuvném území. Další riziko



představuje podzemní voda, kterou je nutno bezpodmínečně odvádět z prostoru staveniště a nedovolit její vystoupaní za podzemními stěnami. Nevhodné zacházení s podzemní vodou by opět mohlo vést k obnovení sesuvných projevů [9].

Odtěžování hornin gt typu N, R, Be, Bz bude možné mechanicky. U gt typu B nelze vyloučit použití střelných prací malého rozsahu [9].

Zatřídění dle ČSN 73 1001 a 73 3050 jednotlivých gt typů pro tento geotechnický úsek je následující [9]:

gt typ N – F3/MS, F4/CS+G – 3.

gt typ R – R5+F3/MS+G – 4.

gt typ Be – F6/Cl – 4.

gt typ Bz – R6 – 4.

gt typ B – R5 – 4.-5.

Podzemní voda bude pravděpodobně středně síranově agresivní (XA2) na betonové konstrukce [9]:

Podrobně popsané charakteristiky jednotlivých zastižených gt typů hornin a zemin jsou přehledně zpracovány v tabulce č.1: Orientační fyzikální a mechanické parametry zastižených geotechnických typů a tabulce č.2: Orientační geotechnické a technologické vlastnosti zastižených geotechnických typů [9].



Tab. 3: Orientační fyzikální a mechanické parametry zastižených gt typů [9]

gt typ	zařídění a základní charakteristiky						geotechnické charakteristiky					
	ČSN 73 1001	konzistence - ulehlost	pevnost Rx	zvětrání Wx	rozpuštění Dx	objemová tíha γ	modul přetvárnosti E _{def}	poissonovo číslo ν	pevnost ve smyku		R _{def}	
									φ _{def} °	C _{def} kPa		
						kN.m ⁻³	MPa	-			kPa	
E	z	F5/MI F6/CI	pevná	-	-	19	8	0,40	20	25	160	
N	z	F3/MS F4/CS	pevná	-	-	21	15	0,35	25	30	250	
T	z	S3/S-F G3/G-F	ulehlý	-	-	19	40-100	0,30	30	5	250	
S	h	R3 (R4)	-	R3 (R4)	W1-W2	D4	22	600	0,20	> 40 *	> 150 *	700
P	h	R4	-	R4	W1-W2	D4	19	400	0,20	> 40 *	> 100 *	400
J	h	R5-R4	-	R5-R4	W1	D5-D4	21	60	0,25	25	70	350
Be	z-h	F6/CI F4/CS	pevná	R6	W5	-	21	25	0,30	20	25	200
Bz	h	R6 (R5)	-	R6 (R5)	W4	D6	22	45	0,25	25	35	225
B	h	R5-R4	-	R5-R4	W1-W2	D4	24	300	0,25	> 40 *	> 100 *	400
K	h	R4	-	R4	W1-W2	D4	25	500	0,20	> 40 *	> 100 *	400
Q	h	R2 (R3)	-	R2 (R3)	W1-W2	D3	25	1000	0,10	> 40 *	> 200 *	1000
R	h	R5 (R4)	-	R5 (R4)	W2	D5	-	-	-	-	-	

z zemina

h hornina

z-h přechod ze zeminy do horniny

* hodnoty smykové pevnosti závisí na vztahu potenciální smykové plochy k diskontinuitě, uvedené hodnoty platí pro obecnou smykovou plochu, na predisponovaných diskontinuitách budou nižší

R_{def} – orientační a informativní hodnoty, výpočtová únosnost pro konkrétní objekt se stanoví v závislosti na druhu konstrukce, parametrech založení a geotechnické kategorii podle zásad ČSN 73 1001

Tab. 4: Orientační geotechnické a technologické vlastnosti zastižených gt typů [9]

gt typ	zařídění			popisné a technologické vlastnosti						
	ČSN 73 1001	ČSN 72 1002	konzistence - ulehlost	namrzavost	kvalita podloží (bez úprav)	vhodnost do násypů (bez úprav)	těžitelnost	vrtatelnost (piloty)	vrtatelnost (inj.vrty)	
										ČSN 72 1002
An	z	Y	-	tuhá - pevná	-	X	nevhodné	2. - 3. (6.)	II	II
E	z	F5/MI F6/CI	F5 MI F6 CI	pevná	vysoce namrzavé	VIII - X	málo vhodné	2. - 3.	I	I
N	z	F3/MS F4/CS	F3 MS ₁ F4 CS ₁	pevná	nebezpečně namrzavá	III - V	vhodné	3. - 4.	I	I
T	z	S3/S-F G3/G-F	S3 S-F G3 G-F	ulehlý	mírně namrzavé až namrzavé	II - IV	vhodné až velmi vhodné	3. - 4.	II	II
S	h	R3 (R4)	-	-	-	-	-	4. - 5. (6.)	II - III	II - III
P	h	R4 (R3)	-	-	-	-	-	4. - 5.	II	II
J	h	R5-R4	R5-R4	-	-	-	-	4.-5.	II	II
Be	z-h	F6/CI F4/CS	F6 CI F4 CS ₁	pevná	nebezpečně namrzavé	VIII - IX	nevhodné až málo vhodné	4.	I	I
Bz	h	R6 (R5)	F4 CS ₁ pro výplně	pevná	nebezpečně namrzavá	IV - V	vhodné	4.-5.	II	II
B	h	R5-R4	-	-	-	-	-	5. (6.)	II	II
K	h	R4	-	-	-	-	-	5.-6.	III	III
Q	h	R2 (R3)	-	-	-	-	-	6. (7.)	V.	V.
R	h	R5 (R4)	-	-	-	-	-	4.-5.	III - IV	III - IV

z zemina

h hornina

z-h přechod ze zeminy do horniny

* podle Oborového třídění stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací příloha č.5, Třídění hornin podle vrtatelnosti pro vrty, piloty a pro podzemní stěny

** podle Oborového třídění stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací příloha č.4, Třídění hornin podle vrtatelnosti pro injekční a kotevní vrty



1.7 Geotechnické charakteristiky horninového prostředí

Horniny a zeminy, tvořící geologickou stavbu zájmového území, jsou popsány výše. Je tam i uveden jejich přehled pomocí tabulek a obrázků.

Klasifikační kritéria pro detailnější popis a klasifikaci inženýrskogeologických a geotechnických vlastností horninových typů i horninového masívu jsou uvedeny na následující tabulce, pro náš projekt stačí následující tabulka [9].

Tab. 5: Zatřídění hornin podle stupně pevnosti (R_x) [9]

Symbol	Stupeň pevnosti	Pevnost v prostém tlaku σ_c (MPa)	Terénní hodnocení
R0	extrémně vysoká	> 250	Horninu není možno otloukat geologickým kladivem
R1	velmi vysoká	150 až 250	Horninu lze těžce otloukat geologickým kladivem
R2	vysoká	50 až 150	Horninu lze těžce rozbít geologickým kladivem
R3	střední	15 až 50	Horninu je možno rozbít geologickým kladivem
R4	nízká	5 až 15	Horninu lze rýpat nožem
R5	velmi nízká	1,5 až 5	Horninu lze rozdrobit rukou
R6	extrémně nízká	0,5 až 1,5	Horninu lze rýpat nehtem

Dle ČSN 72 1001 „Pomenovanie a opis hornín v inžinierskej geológii“

Dále jsou popsány a definovány pouze geotechnické typy rozhodující pro projektovanou stavbu [9].

Geotechnický typ N – deluviální, deluviofluviální sedimenty

- vysvětlivky dokumentace sond: Q14 – Q17, Q19 – Q20, Q22
- vysvětlivky geologického profilu: D, DF, F



- počet vzorků: 10

Charakteristika: jemnozrnné zeminy – hlína písčitá, jíl písčitý, hlína nebo jíl se střední plasticitou, vše s úlomky hornin, případně štěrkem, konzistence tuhé až pevné (štěrky ulehlé), stupeň nasycení $S_r < 0,8$ (výjimečně může být vyšší) [9].

Výskyt v trase stavby: v celé trase stavby mimo staničení km 11,325 – 11,400 (zde nahrazeny gt typem An), tyto sedimenty tvoří základní polohu kvartérního pokryvu [9].

Mocnost v trase stavby: 5 – 12 m, maximálně 20 m

Zatřídění dle ČSN 73 1001:

F3/MS+G

F4/CS+G

F5/MI+G

Zatřídění dle ČSN 73 3050: 3. – 4.

Pro zakládání stavebně nenáročných objektů je možno počítat s únosností dle ČSN 73 1001 $R_{dt} = 0,2-0,25$ MPa podle hloubky založení, druhu základové konstrukce a konzistence [9].

Pro výpočet pažení eventuálně svahování otevřených výkopů je možno uvažovat charakteristickou smykovou pevnost $c' = 30$ kPa a $\Phi' = 25^\circ$. Zároveň je však nutno počítat s tím, že jsou to zeminy nebezpečně namrzavé, málo propustné až středně propustné, středně až vysoce stlačitelné. U takto proměnlivých zemin nelze vyloučit bobtnavé i prosedavé chování [9].

Pro zpětné použití tohoto gt typu do zásypů objektů a v pozemních komunikacích platí obdobná pravidla jako u gt typu E, tj. zejména dodržování vlhkosti blízké optimální podle zkoušky zhutnitelnosti Proctor standard [9].

Podle ČSN 72 1002 se jedná o zeminy do násypů vhodné (platí pro písčité zeminy) a málo vhodné (platí pro jemnozrnné zeminy). Písčité zeminy lze použít bez úprav do násypových těles, u jemnozrnných zemin je nutné počítat s jejich úpravou. Do aktivní zóny komunikací jsou jemnozrnné zeminy bez úprav nevhodné. Písčité zeminy jsou do aktivní zóny vhodné [9].



Zpracování zemin z těžby se musí provádět bez mezideponie [9].

Podle „Oborového třídění stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, patří gt typ N z hlediska vrtatelnosti pro vrty pro piloty do kategorie I. a pro injekční vrty také do kategorie I [9].

Podle „Oborového třídění stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, patří gt typ N z hlediska tunelování do TT 5c (pod hladinou podzemní vody) a do TT 5b (nad hladinou podzemní vody). Dle SIA 198 do kategorie AK V a dle ÖNORM B2203 do třídy C2, jestliže bude ražba probíhat pod hladinou podzemní vody [9].

Geotechnický typ Be – fosilně zvětralé (eluviálně rozložené) břidlice a alterované bazalty

- vysvětlivky dokumentace sond: OL11, OB11-OB12, OD21, OŠ11
- vysvětlivky geologického profilu: Sl, Okv, Ob, Oz, Ov, Olt, Olb, Od, Oš, tO
- počet vzorků: 9

Charakteristika: fosilně zvětralé břidlice mající charakter nízce až středně plastické zeminy, a to prachovitého jílu a jílu písčitého, tuhé až pevné konzistence, místy se silně zvětralými úlomky horniny, alterované bazalty mají většinou charakter prachovitopísčitého jílu [9].

Výskyt v trase stavby: fosilní zvětraliny se vyskytují souvisle na začátku trasy v km 10,250 – 10,750 a pak za křídovou plošinou v km 12,950 – 16,000 [9].

Mocnost v trase stavby: je nepravidelná a je dána zvlněním povrchu i báze a pohybuje se na začátku stavby v rozmezí 2 – 10 m (kde až 10 m dosahuje v místech hloubené stanice Motol), v druhém úseku mocnost kolísá mezi 1 – 3 m [9].

Zatřídění dle ČSN 73 1001:

F6/CI

F4/CS



R6

Zatřídění dle ČSN 73 3050: 4. (ojediněle 5.)

Pro zakládání stavebně nenáročných objektů je možno počítat s únosnostmi dle ČSN 73 1001 $R_{dt} = 0,20$ MPa podle hloubky založení a druhu základové konstrukce [9].

Je třeba počítat s tím, že vytěžené fosilně zvětralé horniny, se budou chovat jako zeminy nebezpečně namrzavé, velmi málo propustné, středně stlačitelné [9].

Zpětné použití vytěžených zemin do zásypů objektů je možné pouze po úpravách, při hutnění je třeba důsledně dodržovat technologickou kázeň dle TKP [9].

Použití v pozemních komunikacích je problematické. Podle ČSN 72 1002 se jedná o zeminy do násypů nevhodné až málo vhodné. Vzhledem k jejich namrzavosti bude třeba uvažovat jejich úpravu. Do aktivní zóny komunikací jsou tyto zeminy bez úprav nevhodné (VIII – IX) a je nutná jejich ochrana proti promrznutí [9].

Podle „Oborového třídíku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, gt typ Be z hlediska vrtatelnosti pro vrty pro piloty do kategorie I. a pro injekční vrty také do kategorie I [9].

Podle „Oborového třídíku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, patří gt typ Be z hlediska tunelování do TT 5b – TT 5c. Dle SIA 198 (pro ražbu TBM) do kategorie AK IV - AK V a dle ÖNORM B2203 do třídy B3 (C2) [9].

Geotechnický typ Bz – zvětralé břidlice s alterované bazalty

- vysvětlivky dokumentace sond: OL12, OB13, OD22, OŠ12
- vysvětlivky geologického profilu: Sl, Okv, Ob, Oz, Ov, Olt, Olb, Od, Oš, tO
- počet vzorků: 9



Charakteristika: jedná se o horniny, které zrnitostně mají „štěrkovitý charakter“, tzn. alterovaná hornina s výplní písčité nebo prachovité hlíny, jílu, hustě rozpukaná, s destičkovitým rozpadem a s limonitickými nebo sádrovcovými povlaky na puklinách [9].

Výskyt v trase stavby: na začátku trasy v km 10,250 – 11,200, pak v souvislém úseku km 12,850 – 16,185 – zde se vyskytuje v profilu ražených děl nebo v jejich dně [9].

Mocnost v trase stavby: na začátku trasy kolísá mezi 1 – 3 m, maxima dosahuje v prostoru stanice Motol až 5 m, ve druhém úseku je mocnost tohoto gt typu 2 – 4 m, maximum je v km 14,950 – 7 m [9].

Zatřídění dle ČSN 73 1001: (F4/CS) R6 (R5)

Zatřídění dle ČSN 73 3050: 4. - 5.

Pro zakládání stavebně nenáročných objektů je možno počítat s únosností dle ČSN 73 1001 $R_{dt} = 0,225$ MPa podle hloubky založení a druhu základové konstrukce [9].

Využití rubaniny především do zpětných zásypů objektů, bude závislé na technologii těžby. Takto zvětralé horniny bude možno zhutňovat obvyklými hutnicími prostředky bez druhotného rozpojování. Rubanina bude náchylná na povětrnostní vlivy – deponie bude nutno chránit před deštěm. Do aktivních zón pozemních komunikací je rubanina v souladu s TKP kapitola 4 bez úpravy nevhodná [9].

Podle „Oborového třídění stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací“, gt typ Bz z hlediska vrtatelnosti pro vrty pro piloty do kategorie II. a pro injekční vrty také do kategorie II [9].

Podle „Oborového třídění stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací“, patří gt typ Bz z hlediska tunelování do TT 5a. Dle SIA 198 (pro ražbu TBM) do kategorie AK IV a dle ÖNORM B2203 do třídy B2 - B3 [9].



Geotechnický typ B – navětralé a zdravé břidlice

- vysvětlivky dokumentace sond: OL13–OL14, OB14-OB15, OD23-OD24, OŠ13-OŠ14
- vysvětlivky geologického profilu: Sl, Okv, Ob, Oz, Ov, Olt, Olb, Od, Oš, tO
- počet vzorků: 13

Charakteristika: navětralé až zdravé horniny, hustě až středně rozpukané, na puklinách s limonitickými a sádrovcovými povlaky, případně s karbonátovou výplní puklin, s deskovitým až kostkovitým rozpadem, ojediněle výskyt ferolitů [9].

Výskyt v trase stavby: v celé trase stavby, vyjma úseku na jejím začátku v km 10,050 – 10,325, tento gt typ bude v profilu ražených děl nebo v jejich dně téměř v trase celé stavby [9].

Mocnost v trase stavby: 5 – 15 m, ověřeno maximálně 29 m

Zatřídění dle ČSN 73 1001: R5 – R4

Zatřídění dle ČSN 73 3050: 5. (6.)

Pro zakládání stavebně nenáročných objektů je možno počítat s únosností dle ČSN 73 1001 pro tento gt typ $R_{dt} = 0,4$ MPa podle hloubky založení a druhu základové konstrukce [9].

Využití rubaniny: do násypu bude při vhodné fragmentaci možné použít kamenivo ve směsi s ostatními zeminami. Po rozpojení budou mít horniny třídy R4 charakter ostrohranného štěrku. Sypaninu lze využít do homogenního kamenitého násypu nebo do ztužujících vrstev vrstevnatého násypu. Na deponii je třeba ji chránit před promrznutím, protože vlivem povětrnostních vlivů velmi rychle degraduje [9].



Podle „Oborového třídívníku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, příl. č.4 a 5“ patří gt typ B z hlediska vrtatelnosti pro vrty pro piloty do kategorie II. a pro injekční vrty také do kategorie II [9].

Podle „Oborového třídívníku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, patří gt typ B z hlediska tunelování do TT 4 – TT 5a. Dle SIA 198 (pro ražbu TBM) do kategorie AK II – AK III a dle ÖNORM B2203 do třídy B2 [9].

Geotechnický typ R – rozvolněné bloky pískovců

- vysvětlivky dokumentace sond: -
- vysvětlivky geologického profilu: R
- počet vzorků: 2

Charakteristika: pískovce jemnozrnné až středně zrnité, s různým stupněm diagenetického zpevnění, charakteru rozvolněných bloků se široce rozevřenými tahovými puklinami s prachovitopísčitou výplní a s úlomky hornin [9].

Výskyt v trase stavby: v úseku křídové plošiny v Motole ve staničení km 10,300 – 12,900

Mocnost v trase stavby: do 5 m (max. 10 m), do ražených objektů pravděpodobně nezasáhnou [9].

Zatřídění dle ČSN 73 1001: R5 (R4)

Zatřídění dle ČSN 73 3050: 4. – 5.

Pro zakládání stavebních objektů jsou takto rozvolněné bloky nevhodné, jedná se o sesuvné území [9].



Využití rubaniny: hornina bude dobře využitelná jak pro zpětné zásypy objektů, tak do pozemních komunikací. Pro zpracování běžnými hutními prostředky budou vhodné horniny třídy do R4 [9].

Podle „Oborového třídíku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, patří gt typ R z hlediska vrtatelnosti pro vrty pro piloty do kategorie III. – V. a pro injekční vrty také do kategorie III. – V [9].

Podle „Oborového třídíku stavebních konstrukcí a prací staveb pozemních komunikací, patří gt typ R z hlediska tunelování do TT 5c. Dle SIA 198 (pro ražbu TBM) do kategorie AK V. V těchto sesuvných projevy postižených horninách, tunelování nedoporučujeme [9].

SONDA J102

Sonda je provedena na území budoucí stanice metra a její vyhodnocení bude tvořit hlavní podklad společně s dosavadními informacemi psanými výše pro představu o geologickém prostředí, které se objeví ve statickém výpočtu.



GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE							
1	2	3	4	5	6	7	8
hloubka [m]	Geologický profil	Stratigrafie	Popis polohy	Norma	751/001	730/000	Objekt
							Souřadnice X : 1043572.33 Y : 748636.22 Nadmořská výška : 320.53 Lokality Praha - Kukulova Mapa 1:25.000 12-243
1	Q13		0.00-1.40 : Hlina spráskavá, tuhá až pevná, hnědá, jemně písčité, s bílým vápenným žilkováním, s opracovanými valouny navětrálých slínovců do vel. 1 cm (20%), ojediněle až 3 cm.	F5/MI		2.	POPIŠNÁ DATA Datum zahájení vrtní 13.8.2006 Datum ukončení vrtní 19.8.2006 Vrtná souprava UGS-1VS Vrtný průměr 165, 150, 70 mm Jméno vrtmistra Zamba Dokumentoval Boháčovi ÚDAJE O HLADINÁCH VODY 1.narazaná hladina 8.90 m Utěšená hladina 11.750 m Datum zjištění 20.8.2006
2	Q20	KVARTÉR	1.40-2.00 : Jíl silně písčité, pevný, šedožlutý, vápnlitý, s opracovanými valouny slínovců vel. 1-3 cm (30%), ojediněle až 8 cm (tyto jen poloopravené).	F4/CS+G		2.	
3	Q22		2.00-3.00 : Sesuté bloky hornin - slínovec až spongilit, navětrálý, šedožlutý, jemně písčité, nevápnlitý, rozvrtný na písek jemnozrnný, prachovitý, s úlomky slínovce do vel. 3 cm (35%).	G4/GM		3.	
4			3.00-3.20 : Sesuté bloky hornin - výplň poruchy, charakteru pláku jílovitého, utěhlého, žlutošedého, s poloopravenými úlomky spongilitů, do vel. 1 cm (30%), vel. 5-8 cm (10%).	R4		4.	
5			3.20-6.00 : Sesuté bloky hornin - spongilit, zdnavý, D4, tmavě žlutý a rezavým páskováním, rozvrtný na úlomky do vel. 15 cm a výplň prachovitěho pláku, na puklinách s Mn povlakem.				
6	Q20		6.00-6.40 : Jíl písčité, tuhý až pevný, žlutohnědý se šedým smouhováním, s úlomky spongilitů a břidlic, zvětralých, do vel. 0.5 cm - svrchní část smrkové plochy.	F4/CS+G		3.	
7			6.40-5.60 : Břidlice jílovitá, rozložená, charakteru jílu, pevného, šedého, jemně alindatého, silně limonitovaného, s úlomky hornin v ruce vápnatých - spodní část smrkové plochy.				
8			6.60-16.60 : Břidlice jílovitá, rozložená, charakteru jílu, tuhé až pevného, hnědočerveného a šedým smouhováním, bohatého, v šedých polohách (mocnost 5-8 cm) se sřípkou zvětralých břidlic, od hloubky 9 m s výskytem pevných zrudnělých pesek břidlice vel. 5-8 cm.				
10	OB12	Beroun (caradoc)	16.50-19.00 : Jíl, tuhý od 16.80 m pevný až tvrdý, šedý, tuze plastický, jemně slídnatý, bohatý, se sřípkou břidlice do vel. 3 mm, od hloubky 16.50 m s vrstvičkami sádruce mocnosti do 2 mm.	F6/CI		4.	
16			19.00-19.90 : Břidlice jílovitá, zvětralá, rozvrtná na jíl písčité, tuhý, šedočerný, s úlomky břidlic jílovitých (R4), s obsahem pyritu a karbonátovými žilkami, vel. Do 5 cm (20%).	R6/F4/CS		4.	
19	OB19		19.90-20.00 : Jíl písčité, pevný, světlé šedý, s opracovanými úlomky zvětralé břidlice, do vel. 2 cm (10%).	R4		5.	
20	OB15		20.00-21.00 : Břidlice jílovitá grafitická, zdnavá, šedočerná, rozpučená, s obsahem pyritu a žilkami karbonátu mocnosti do 1 mm, jemně slídnatá, proklouzaná s puklinami o sklonu 45° a 85°, plochy foliace nejsou patrné, na některých plochách s rýhováním.	R6/F4/CS		4.	
21	OB13		21.00-21.90 : Břidlice jílovitá grafitická, zvětralá, charakteru jílu jemně písčitého, pevného, šedočerného, s šedými více písčitémi polohami, s vápnlitými povlaky a žilkami mocnosti 0.5-3 mm, s dostičkovými úlomky břidlice do vel. 2 cm.	R4		5.	
22	OB15		21.90-23.00 : Břidlice jílovitá grafitická, zdnavá, šedočerná, slabě rozpučená, plochy foliace skloněny 45° do svahu, další systém je skoro horizontální, plochy foliace a ohlasy a proklouzané, s bělavými žilkami karbonátu na puklinách mocnosti do 2 mm.				
23							
24							
25							
30							
34							



Závěr 1. ČÁSTI:

V této části práce seznámila s geologií daného území, které vycházejí z geotechnického průzkumu zpracovaného pro dokumentaci pro zadání stavby. Všechny výše popsané charakteristiky jednotlivých zastižených geotechnických typů hornin a zemin můžeme označit pouze jako orientační, a to vzhledem k nedostatku informací o aktuálních vlastnostech jednotlivých gt typů, což je dáno nízkou hustotou odkryvných prací. Průzkum, považuji za jasně nedostačující, ale i tak na jeho základě zpracuji předběžný statický výpočet v poslední části práce.



2. ČÁST PRÁCE (Různé řešení stavební jámy)

2.1 Stavební jáma – úvod

Tento projekt řeší konkrétně stavební jámu pro stanici metra Nemocnice Motol, která je novou stanicí na prodloužené trase metra linky A v Praze. V této části se postupně seznámíme s problematikou stavebních jam. Proberu jednotlivé možnosti a stručně je popíši.

2.1.1 Stavební jámy obecně

Výkopy pro stavební objekty se dělí na:

- Šachty
- Rýhy
- Stavební jámy – hlavní předmět práce

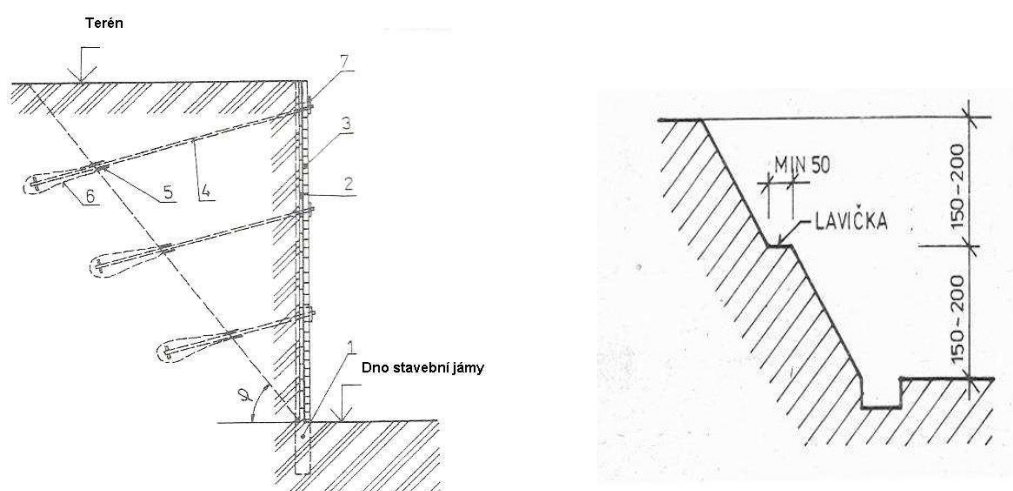
Stavební jámy jsou výkopy sloužící pro spolehlivé založení stavby a výstavbu podzemních prostor, které obsahují četné zemní práce. Jsou výkopy, jejichž plošné rozměry (délka, šířka) převažují nad hloubkou, ale není nijak limitován. Budoucí stanice Nemocnice Motol se neobejde bez zemních prací, což se dá říct o každé stavbě a proto je fáze správného založení nejdůležitější a nejpodstatnějším faktorem ovlivňujícím kvalitu stavby, protože řešíme nejen nezámrnou hloubku, upravování základových poměrů, vedení inženýrských sítí nebo jako u této stavby podzemní podlaží a hlavně se jedná o stanici metra, která prochází podzemím a tvoří přechod mezi raženým tunelem a jeho hloubenou částí. Založení objektu si vždy vyžádá takový zásah do terénu, který naruší nějakým způsobem jeho dosavadní stabilitu. Velmi důležité parametry jsou: rozsah zemních prací, sklony svahů, geologie, hloubka založení, podzemní voda (její charakter, agresivita, proudění a kolísání hladiny v průběhu roku) a zatížení (dopravou, klimatem v okolí



stavby). A hlavním úkolem této problematiky je postihnout všechny možné vlivy a zohlednit je v konečném řešení, tak aby nadále významně neovlivňovali budoucí konstrukci. Jestliže se nám to nepodaří, může docházet např.: nadměrné sedání (jak pažící konstrukce, budované konstrukce, ale i okolní zástavby), sesuvy okolní půdy (do výkopů nebo okolní zástavby), zatopení různých oblastí vlivem nesprávnému zabránění podzemní vodě vnikat do jámy, u hlubokých jam taky zavalení celého výkopu [1], atd.

2.1.2 Druhy stavebních jam

Výkopy pro stavební jámy (včetně rýh a šachet) hloubíme v rozličných druzích hornin a zemin. Bereme v úvahu i umístění stavby a její okolní zástavbu, potom můžeme navrhovat svahované nebo roubené (častěji se užívá termín „pažené“) výkopy. V téhle práci se zaměřuji na roubení, jelikož se jedná o stavbu v zástavbě a v úpatí kopce a také teoreticky z hlediska ekonomického se od určité hloubky vyplatí použít pažení, ale to je třeba posoudit u každé stavby zvláště [1].



Obr. 008 a 009: Pažená (roubená) stavební jáma [17] a svahovaná stavební jáma [20]



2.1.3 Pažení stavebních jam technologie, návrh a realizace

Pažení je způsob zajišťování svislých stěn, nebo strmých stěn výkopu. Zajištění se skládá z pažení a jeho stabilizace, která může být tvořena rozepřením, kotvením, nebo jejich kombinace. Zvláštní kapitolu v roubení tvoří hřebíkování, které slouží na jiném mechanismu a jen v určitých základových půdách, ale v drtivém procentu budování hřebíkování je používáno u šikmých svahů a stěn výkopů [1].

Dále se i paží v závislosti na zeminách, v kterých se provádí výkop. V nesoudržných zeminách pažíme vždy (v hloubkách od 0,80 m), u soudržných zemin pažíme od 1,50 m (taktéž poloskalní horniny). Ve skalních horninách zaleží na vlastnostech horninového masívu [1].

Roubení může být navrhováno jako dočasné, které musí vydržet jen po potřebnou dobu budování spodní stavby, než dojde k jejímu zasypání a interakce zemních tlaků se přenesou na budoucí konstrukci stavby, nebo trvalé a to slouží jako hlubinný základ, suterénní část konstrukce a jako prostředek pro únosnější vrstvy zemin. Problémy bývají v městské zástavbě s blízkostí ostatních mělkých objektů, jelikož narušíme stav, na který byly navrhovány, proto řešíme podchycování a zesilování stávajících základů. Dále se vyrovnáváme s vlivem všeho, co sebou přivádí podzemní voda [1].

V průběhu realizace se řeší problémy s inženýrskými sítěmi, které bývají špatně zakreslené, nebo vůbec zakreslené nejsou. Dále na stavbu působí dost dynamické zatížení ať už z okolí, tak i od speciálních zakládacích mechanizací. Podstatné je se také vypořádat se s příjezdem velké mechanizace a samotného zásobování stavby. Důležitý je u špatných geologických podmínek, či hluboké a velké jámy provádět důsledný monitoring pažících konstrukcí. Jelikož u zemin a hornin platí více jak v jiných konstrukcích, že výstup z nějakého statického softwaru nelze brát jako stav, který bude fungovat na sto procent, nikdy neobsáhneme do výpočtu skutečný stav v okolí stavby, abychom splnili předpoklad do posledního bodu [1].



2.1.4 Metody pažení stavebních jam

Nejčastěji používaný způsob roubení stavebních jam je pažení, jelikož rozepření u velkých jam by bylo velmi složité, jak staticky, technologicky a často i technicky neproveditelné, proto se jím ani zabývat nebudu. Dále zmiňované metody jsou jen velmi okrajově zmíněny, a slouží hlavně pro budoucí rozvahu nad konkrétním použitím pro daný projekt. Není ani v mých možnostech tyto metody detailněji popsat každá by vydala na samotnou práci [2].

Na úvod je důležité si uvědomit, jak vlastně daná konstrukce staticky funguje. Hlavní část konstrukce, která zabraňuje zemině v sesuvu a pohybu je pažení. Samotnému pažení se, ale musí pomoci nějakými oporami, které v našem případě tvoří rozpěry nebo kotvy. Pro lepší zajištění a účinnost opor je nenecháme působit pouze bodově, ale pomocí roznášecích prahů zajistíme plošnou podporu vypočtených kritických míst. Mezi nejčastější konstrukce pažených stavebních jam patří [2]:

2.1.4.1 Hřebíkování

Hřebíkováním se vytváří husté sítě krátkých tahových prvků v rostlé zemině. Zlepšíme tím vlastnosti dané zeminy. Hlavně smykové pevnosti, především díky vyztužení zeminy a vytvoření jakési kompaktní tížné zdi na jejím povrchu. Jak už je popsáno výše jedná se o dočasné zajištění šikmého nebo svislého svahu. Představuje výhodný postup zvláště ekonomicky. Metoda se skládá z hřebíku (ocelová výztuž), která se vkládá do předem připraveného vývrtu a pak se zalije cementovou zálivkou, potom se povrch svahu pokryje výztužnou síťovinou a zmonolitní se stříkaným betonem. Hlavní rozdíl mezi hřebíkem a horninovou kotvou je, že je celý profil v cementové zálivce a u kotvy je pouze kořen v cementové zálivce. Další skutečnost je to, že hřebík v žádném případě nemůžu předepnout jako kotvu, pouze spolupůsobí s okolní základovou půdou. Ještě k základním principům této metody. Okolo celého hřebíku je aktivováno smykové napětí, jehož velikost vzrůstá společně s deformováním, které je způsobeno spolupůsobením pláště



hřebíku s cementovou zálivkou a okolní půdy. Deformace roste do velikosti, při níž se růst smykového napětí ustálí na určité hodnotě, které říkáme reziduální velikost [2].

Vývrty pro hřebíky jsou vrtané jako maloprofilový vývrt o průměru 90 – 150 mm, jejichž sklonu a umístění samozřejmě předchází statický návrh. Zálivka je používána c:v = 2,2:1, což je ta samá jako u mikropilot a horninových kotev. Hřebík je z betonářské oceli například B500B o profilu 20 – 32 mm (kvalitnější oceli výjimečně), nebo můžeme umístit i dva hřebíky menšího průměru [2].

Závěrem bych ještě zmínil hřebíky realizované suchou cestou, které bývají realizované v poloskalních a skalních horninách, kde se používá jako profil hřebíků rozříznutá trubka a využijeme její deformace při vkládání k lepšímu kotvení. Při zajišťování svahu u obou metod se musí dodržovat technologický postup a to ve zkratce postupovat dle etáží, které jsou určeny výpočty nebo zkušeností dodavatele [2].



Obr. 010: Hřebíkový svah [21]

2.1.4.2 Záporové pažení

Nejvýznamněji rozšířená metoda pažení je záporové pažení. Používá se už přes 100 let a principem zůstává stejný jen s malými vylepšeními. Záporové pažení se skládá ze [3]:

- zápor, které tvoří svislé nosné prvky z ocelové nosníky (I, HEB, 2xU),



- pažin, které jsou zapřené o zápory a tlačí na ně tlak zeminy. Skládají se nejčastěji z dřevěných hranolů, občas fošen, kuláčů, ocelových pažin Union, betonových prefabrikátů a stříkaných betonů s výztužnou sítí,
- stabilizačních prvků, což jsou rozpěry (šikmé i vodorovné, hlavně ocelové) a hlavně kotvy (tyčové a pramencové),
- převážek, umožní úsporu použití stabilizačních prvků
- další prvky či úpravy např.: rubové odvodnění a úprava povrchu pažení



Obr. 011: Stěna záporového pažení [22]

Záporové pažení je hlavně používáno, jako dočasné, protože má omezenou životnost v závislosti na dočasných kotvách, které vydrží 2 roky. Ale neznamená to, že musíme po skončení potřeby pažení bezpodmínečně odstranit. Můžeme ho ponechat na místě a využít ho jako ztracené bednění. Máme dva možné případy [3]:

- dočasné s pracovním prostorem, mezi budoucí konstrukcí a pažící konstrukcí se nechá prostor minimálně 0,8 m a ten se po dokončení potřebných prací odstraňuje za současného zasypávání prostoru,
- trvalé bez pracovního prostoru, mezi budoucí konstrukcí a pažící konstrukcí se nenechá prostor a pažení se stane vrstvou budoucí



suterénní stěny, která slouží například jako ochrana izolace, ale záporny stejně odstraníme do hloubky 1,5 metru od upraveného terénu

Postup realizace: začne se vytyčením budoucí jámy a začne se osazováním zápor. Můžeme je například zavibrovat pod budoucí dno stavební jámy (doporučuje se minimálně 1500 mm, bez ohledu na statický výpočet), nebo využít předvrtávání otvorů ($d = 400 - 650$ mm) a zasunout je do nich. Po umístění záporny do otvoru obetonuji hubeným betonem (eventuálně cementovou či vápennou stabilizací nebo mokřým pískem) ocelový profil do úrovně dna stavební jámy a vytvořím betonovou patku a po úroveň terénu dosypu zeminou. Rozmístím je po určitých osových vzdálenostech, které vychází ze statického výpočtu. To samé platí o hloubkách použití této metody, ale základní dimenze jsou: osová vzdálenost 1-3 m a hloubka závisí, jestli je zápora volně stojící do cca 3,5 - 4,0 m, nebo jsou kotvené v jedné, nebo více úrovních (doporučuje se maximálně do 3 úrovní), pak tedy výška do cca 12,0 m. Jestliže stále nestačí, tak se doporučuje odstupňované pažení s bermami. Nejpoužívanější záporny jsou I (č. 300 – 400), HEB (č. 240 - 340) a dvojice U (č. 260 – 360). Následující postup je výkop na první kotvící úroveň a následuje postupné obnažování zápor a umišťování výdřev vzestupně od kotvící úrovně. Pažiny jsou zapřené o pásnice zápor a ihned se za ně dosypává zemina. Pro úplné zaražení pažiny se používají klíny, které se zatloukají mezi výdřevu a záporu. Umístím převázky a přes ně vložím horninovou kotvu a jejím napnutím aktivuji zemní tlak. Tento postup opakuji podle počtu kotevních úrovní a obnaženou zeminy nesmím mít déle než a po větší vertikální délce než určuje projekt [3].

2.1.4.3 Mikrozáporové pažení

Jedná se o alternativu k záporovému pažení. Mikrozáporové pažení také známo jako Janovské stěny. Tato technologie se mimo jiné zdokonalovala v závislosti s hustou zástavbou a tudíž ve stísněných podmínkách, protože má celkem malou tloušťku oproti klasickému záporovému pažení. Mikrozáporové pažení se skládá obdobně jako předchozí ze [3]:



- zápor (mikrozápor), které jsou tvořeny vrty vyplněné zálivkou z cementu nebo malty (příčměž průměr vrtu je od 130 – 300 mm), která je vyztužená ocelovými trubkami nebo válcovanými profily I, U
- pažiny, které už ovšem tak často netvoří dřevěný hranol, či výše zmiňovaný Union, ale pažinu zde tvoří hlavně výztužná síť stříkaná betonem
- stabilizace, jelikož je tato konstrukce ještě méně tuhá než ta s ocelovými profily, tak se kotví v několika úrovních a to za použití pramencové či tyčové kotvy
- převázky se používají obdobné jako u předchozí metody a to předsazené z ocelového válcovaného profilu (2x U, atd.)

Jednotlivé kotevní úrovně a v jejich místě užitě převázky situujeme tak, aby to odpovídalo úrovni budoucích podlaží, jelikož mikrozápory už se používají jako trvalé a s různě umístěnými převázkami po výšce by vznikl problém při ukládání budoucí hydroizolace ke stavěné konstrukci. A proto se vyplatí převázky pospojovat s vodorovnými konstrukcemi budovy, ale všechno musí samozřejmě umožňovat statický výpočet. Jinak postup při samotné realizace se dá pokládat za totožný jako v předchozím případě ovšem s rozdílem užitých materiálu. Dimenze nosné konstrukce: mikrozápory jsou osově vzdáleny 400 – 800 mm, hloubka založení se určí dle statického výpočtu [3].



Obr. 012: Mikrozáporové pažení [23]



2.1.4.4 Štětové stěny

Nejpoužívanější způsob pažící konstrukce v místech, kde je stavební jáma buď přímo u řeky, vodního díla nebo je tam nadměrně zvodnělá soudržná i nesoudržná zemina. Používají se jak dočasné, tak i často trvalé konstrukce. Velká výhoda této metody je v tom, že po odstranění z místa výkonu účelu se mohou znovu použít. Díky velmi dobré nepropustnosti vody jsou často využívány i v přístavech a v nějakých skladovacích nádržích. Skládá se z ocelových profilů, které jsou k sobě spojeny zámkovým profilem. Ocelové profily jsou převážně tvarovány do tvarů U a Z. U nás k nejpoužívanějším a zároveň nejznámějším patří štětovnice Larsen. Postup realizace stěny spočívá, ve strojním zavádění pomocí vibrování. Průběžný zámkový spoj je umístěn po celé délce profilu, který se zaktivuje a zajistí celistvost stěny a její dostatečnou tuhost, která pak dokáže přenést i značné horizontální účinky zatížení (zemní tlak, hydrostatický tlak od nadzemní i podzemní vody. Tloušťka stěn těchto profilů se pohybuje okolo 10 mm [4].

Méně známe, jsou dřevěné štětovnice, které se používají v měkkých zeminách do maximální hloubky 3 metry. Tvoří je hranoly z borového dřeva o tloušťce 100 – 180 mm a šířce 240 mm. Pro zajištění větší nepropustnosti vody se k sobě šroubují za použití fošen 38 – 100 mm. Hlava výpažnic se je obehnuta ocelovou objímkou a paty zkoseny [4].

Používají se i železobetonové štětovnice, které mají větší odolnost při pískové abrazi, a toho se využívá u mořských břehů proti erozi. Ale mají menší vodotěsnost a obtížněji se vpravují do půdy. Tento problém se řeší předvrtáním, ale není vytěžena jen uvolněna, aby nekladla odpor při zarážení štětovnic [4].

Výhodami štětovnic jsou: rychlá výstavba, možnost hloubní ihned po zavedení štětovnic, vodotěsná, malé personální nároky při stavbě, vícenásobné používání. Nevýhody: málo tuhá a může způsobovat sedání v okolí stěny, při stavbě vzniká značné hlukové a rázové znečištění okolí, omezená délka podle výrobku, cena [2].

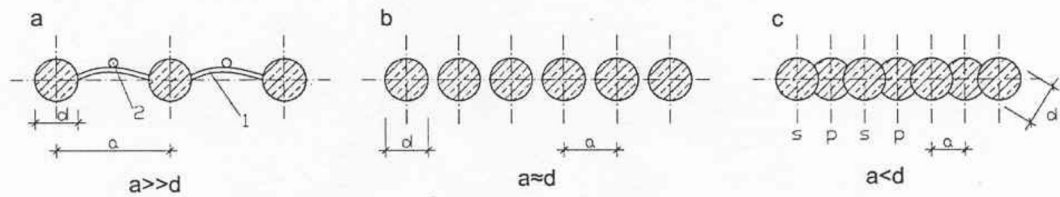


Obr. 013: Štětová stěna z ocelových profilů [24]

2.1.4.5 Pilotové stěny

Pilotové stěny tvoří převážně trvalou pažící konstrukci, nebo konstrukci zárubních zdí. Nejčastěji jsou tvořeny jednou řadou pravidelně, výjimečně i nepravidelně rozmístěných vrtaných pilot, které jsou namáhány na ohyb, respektive mimostředný tlak. Na dané zatížení je nejméně vhodný právě kruhový průřez, ale ten je zároveň nejrozšířenější. Je to kvůli vrtání, které je velmi účinné. Na trhu je k dispozici nespočet vrtných strojů. Paží se jak pažící suspenzí, tak častěji ocelovou pažnicí. Pilotové stěny plní funkci pažící a konstrukční, nebo konstrukční a sanační. Konstruujeme pouze z pilot replacement, neboli vrtaných. Piloty typu displacement se pro tyto účely nehodí [13].

Rozdělení na základě vzájemné osové závislosti a s ohledem na průměr d rozeznáváme: a) pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot ($a > d$), b) pilotové stěny tangenciální $a = d$, c) pilotové stěny převrtávané ($a < d$). Dle volné výšky rozeznáváme: volně stojící (nekotvené, nerozepřené), kotvené (někdy i rozepřené) ve více úrovních [4].



Obr. 014: Rozdělení pilot dle osové vzdálenosti a průměru [25]

Realizace pilotových stěn a kontrola se supervizí nad jejich realizací se řídí ustanovením evropské normy ČSN EN 1536: Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty [2].

Volně stojící piloty se provádějí do maximální volné výšky 5-6 m. Pro větší hloubky se pochopitelně stěny kotví. Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot jsou často užívanou zárubní zdí u odřezů liniových staveb. Po vyvrtání a zabetonování piloty, které mají mezi sebou mezery o šířce (0,5 - 1,0)d, občas i větší, se vyplňují vyztuženým stříkaným betonem, který vytváří klenbu a má provedeno odvodnění na svém rubu z perforovaných PE hadic. Po dosažení kotevní úrovně se umístí a napne pomocí horninových kotev převážka, která vede přes piloty, ale musí být dodržen dilatační úsek po cca 20 metrech. Převázky jsou vedeny buď v hlavě pilot, nebo předsazené v nějaké kotevní úrovni po délce díku. Tangenciální pilotové stěny jsou méně časté, ale mají výhodu, že nepotřebují převázky a kotvení probíhá přímo mezi dvěma pilotami. Ovšem nejsou vodotěsné, to ale můžeme napravit použitím stříkaného betonu na pohledovou část konstrukce. Převrtávané piloty se provádějí tak že se v určité osové vzdálenosti vyvrtá primární pilota, která je nevyztužená a nemá nosnou funkci a poté co je beton tuhý se začne převrtávat sekundární pilotou a ta už je vyztužená, vetknutá a nosná. Jsou nepropustné a tvoří velkou konkurenci železobetonovým stěnám. Při vrtu se musí dát pozor, aby vrt kopíroval primární pilotu, proto se zřizuje jako u podzemních stěn vodící zídka, která by měla, co nejdříve kopírovat budoucí vedení pilot a využívat kvalitní vrtné soupravy. Vodící šablona je do hloubky 0,8 metru. Pokud se kotví tak se na to využívají primární pilota [4].



Obr. 015: Pilotová stěna s předsazenou převázkou [25]

2.1.4.6 Podzemní stěny

Slouží spíše jako hlubinný základ, ale lze jí samozřejmě požit také jako pažící stěnu. Dimenzuje se na hloubky v řádu několik desítek metrů a je natolik nepropustná, že významně ovlivňuje vodní režim v okolí stavby. Jak už jsem zmiňoval, že se využívá jako hlubinný základ, tak dokáže přenášet značná zatížení. Jelikož se jedná o souvislou stěnu, pak tedy dokonale plní i funkci těsnící. Vytváříme pro lepší vedení a hloubení vodící zídky. Rýhy pro podzemní stěny hloubíme zavěšenými a hydraulickými drapáky, nebo hydrofrézami, které v současnosti dokážou hloubit až do hloubky přes 150 metrů. K pažení se využívá bentonitová suspenze. Do vyhloubené rýhy se vkládají prefabrikované stěny, nebo se provádí monolitické. U monolitických stěn se hloubí po jednotlivých úsecích. Začíná se rýhou šířky 0,15 – 0,40 metru a délkou 4 – 9 metrů a do obou konců se vkládají ocelové výpažnice. To se provádí ob jedno pole stejně veliké, jako je to hloubená po osazení armokoše a vybetonování se začne s hloubením úseků mezi již vybetonovanými deskami. Má to ovšem nevýhody, a to mokrá proces, vznikne stěna



nezaručených kvalit a nerovného pohledu. Tyto nevýhody odstraní prefabrikovaná konstrukce, která bývá šířky 1 – 3 metry, tloušťky 0,35 - 0,6 metru a hloubky okolo 15 metrů. Spojují se na pero - drážku, nebo se mezery vyplní gumovým těsněním, případně hadicí, do které se vžene pod tlakem cementová zálivka [13].



Obr. 016: Podzemní stěna [26]

2.1.4.7 Trysková injektáž

Trysková injektáž, nebo v zahraničních publikacích „soilcrete“, který jednoznačně vystihuje, v čem tato metoda spočívá. Jedná se o promíchávání injektážní malty s okolní zeminou [17].

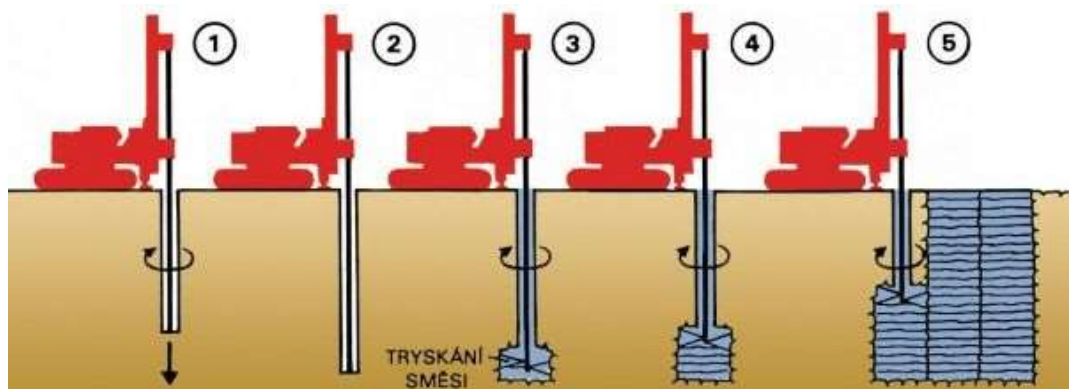
Do zeminy se v požadovaném místě zavrtá pomocí stroje vrtná tyč až na požadovanou úroveň. Poté se začne s injektáží, která tryská z konce tyče pod tlakem 60 MPa cementovou směs za současné rotace a postupného vytahování tyče. Vznikne nám vlastně betonový sloup, jehož kvalitu můžeme měnit v závislosti na receptuře směsi, natočení trysek, rychlosti otáčení



a vytahování tyče. Tento proces můžeme provádět v řadě a vznikne nám souvislá podzemní stěna [17].

Popsaná injektáž výše je jednoduchá, ale mi můžeme provádět i dvojitou a trojitou tryskovou injektáž. Při způsobu dvojitě tryskové injektáže se zemina nejdříve rozrušuje stlačeným vzduchem, nebo tlakovou vodou. Při té trojitě je nejdřív provedeno rozrušení jak tlakové tak vodou a teprve potom se promíchává suspenze. To se provádí v závislosti na geologických poměrech [17].

V současné době je tato metoda velice rozšířena na mnoho oblastí zakládání staveb např.: podchycení základů, pažící konstrukce, zesílení pažících stěn, ke zlepšení základových poměrů a jako svislá a vodorovná těsnící konstrukce [17].



Obr. 017: Schéma provádění tryskové injektáže [27]

Ve všech metodách jsem používal pojmy jako je horninová kotva a převážka, které teď trochu obecně rozvinu, co se pod těmito pojmy skrývá:

2.1.4.8 Horninové kotvy

Jsou kotvy, které se používají k přenesení tahových sil, které nám vznikají na budované konstrukci pažení do horniny, ve které se stavební jáma nachází. Jejich použití je velmi pestré, jak jsme se přesvědčili u metod, které



jsem zmínil. Pro shrnutí jsou u pažících konstrukcí, zlepšují stabilitu svahů, kotvení stavebních konstrukcí i okolních staveb ne jen té námi realizované. Teoreticky při statickém návrhu jí uvažujeme pro vyrovnání momentů, které nám vznikají po výšce pažení. Horninová kotva se nám skládá ze tří částí: hlava, táhlo a kořen. Při provádění se musí být kvalifikovaný a zkušený lidé. Nejprve jako v případě hřebíkování provedeme předvrtání budoucího umístění kotvy, ale průměr vývrtu je velký tak akorát abychom do ní umístili kotvu ne větší jako u hřebíkování. Kotvy ve zjednodušení pro představu jako shluk tyčí či pramenců, které obklopují injektážní trubičku a díky ní dojde ke zmonolitnění kořene cementovou zálivkou. V místě kořene jsou ještě umístěny distanční prvky, které mají funkci vycentrování trubky v předvrtaném otvoru a podle mě i zajistí vlastně „vyztužení“ cementové zálivky. Podrobněji lze vidět z přiloženého obrázku. Táhlo je potaženo nějakou PE izolací dle výrobce pro delší trvanlivost. Osadíme hlavu a po čase, dle technologického postupu můžeme začít předpínat kotvy a stav předpětí, ověřují zkoušky dle ČSN EN 1537 (73 1051) [15].

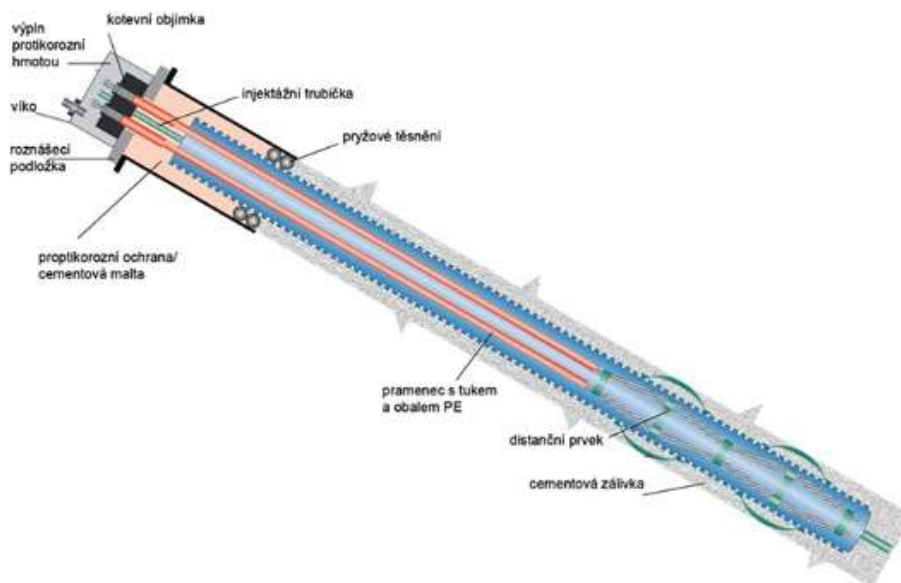
Rozdělení kotev je na dočasné (jako všechny dočasné konstrukce se uvažuje životnost 2 roky) a trvalé, která se většinou shoduje z životnosti konstrukce kotvené. A liší se hlavně v jejich antikorozi ochraně a nesmíme u trvalých zapomenout na kontrolu stavu po celou životnost. Kotva je výrobek, který přijede z výrobní linky na stavbu a může se rovnou použít. Další rozdělení je z hlediska materiálového a konstrukčního hlediska a to na tyčové a pramencové [16].

Pramencové kotvy se skládají z 1 až 12 pramenců o běžném průměru předpínacích lan 15,3 nebo 15,7 mm. Pro představu se jejich únosnost pohybuje okolo 240 – 1800 kN. Velké rozmezí znamená, že do jejich únosnosti vstupuje spousta neznámých jako je samotná délka kotvy, zvláště kořene a její technologické provedení, jako u každé předpínané konstrukce počet lan v našem případě pramenců v kotevním svazku a samozřejmě geotechnické vlastnosti v místě použití [16] apod.

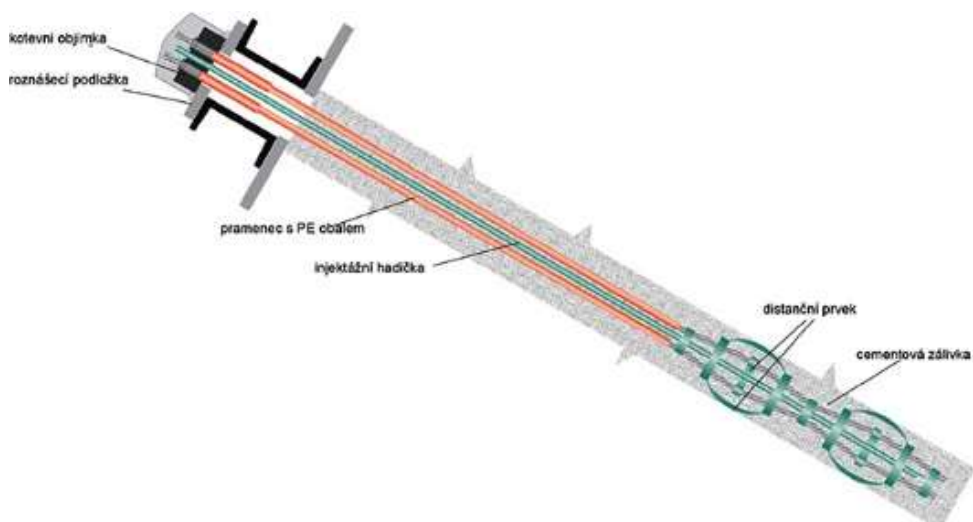
Tyčové kotvy na rozdíl od pramencové je jeho táhlo, jak již název napovídá tvořen ocelovými tyčemi profilů 25, 32 a 36 mm, jejich únosnost je



do 500 kN a to zase ovlivňují parametry popsané výše. K zajištění lepší protikorozní ochraně lze místo oceli použít karbonová vlákna například, ale opět a vlastně jako vždy záleží hlavně na ekonomické stránce řešení [16].



Obr. 018: Trvale kotvená pramencová kotva [28]



Obr. 019: Dočasně kotvená pramencová kotva [28]



2.1.4.9 Roznášecí prahy

Používanější výraz jsou převázky. Konstrukce, která přímo přiléhá na konstrukci pažení ve vodorovném nebo výjimečně v mírně skloněném směru. Tvoří ideální konstrukci pro velké soustředné zatížení například od kotev či rozpor, která je rozprostře na větší plochu pažení. Rozeznáváme základní tři druhy, když nebereme v úvahu materiálové rozdělení. Když jsou umístěny ze strany jámy k pažení, tak se jedná o převázky vnější (předsazené), nebo můžeme mít převázky vnitřní (zapuštěné), které tvoří absolutní opak typu předchozího. Převázky jsou realizované v jedné úrovni či více úrovních opět záleží na statickém výpočtu a to zejména na hloubce pažení a geotechnickém prostředí. Lze si je také představit jako ztužující věnec u pozemních staveb a i tady plní funkci vodorovného ztužení [17].



Obr. 020: Ocelová převázka u záporového pažení [29]



2.1.5 Zatížení pažících konstrukcí

2.1.5.1 Zemní tlaky

Když si představíme libovolnou část zeminy v dané hloubce, zjistíme, že odpovídá konkrétnímu stavu napjatosti. Vše se změní v době, kdy začneme zeminu odtěžovat a tím jí narušíme, tak si zemina začne hledat svojí novou polohu a rovnováhu, ale v této její snaze jí chceme ovlivnit, ale v takové míře, aby se dala zastavit nějakou reálnou stavební konstrukcí. Když si uvedeme náš konkrétní případ, že do zeminy umístím nějakou pažící konstrukci, která jí zabráni v přirozeném hledání vlastní rovnováhy, tak nám vznikne mezi zeminou a naší konstrukcí vzájemná interakce, která se vyznačuje vznikem zemních tlaků. Zemní tlaky mají velikost dle mechanických vlastností zemin, podzemní vody, drsnosti povrchu konstrukce a jeho případného tření se zeminou, dále na posunutí, pootočení či přetvoření zatížené konstrukce. Velikost zemního tlaku se vyjadřuje součinitelem zemního tlaku, jehož hodnota se stanovuje v závislosti na poměru horizontálního a vertikálního napětí. Rozeznáváme tři druhy zemních tlaků a to klidový, pasivní a aktivní [6].

2.1.5.2 Zemní tlak klidový S_0

Jeho výskyt je v zemině zcela přirozený a nějak zásadně neovlivňuje deformace na pažící konstrukce. Do výpočtu vstoupí jako součinitel klidového zemního tlaku K_0 [6].

2.1.5.3 Zemní tlak pasivní S_p

V případech, kdy se konstrukce silou zatlačuje směrem do zeminy a začne jí stlačovat, odpovídá zemina odporem proti stlačovací tendenci konstrukce takzvaným pasivním zemním tlakem. Svě maximální možné hodnoty zemina docílí v plně mobilizované smykové pevnosti (mezní stav rovnováhy) a taky je to maximální možný tlak, kterého je schopna. Proto,



abychom navodili tento stav, tak je zapotřebí poměrně velkých pootočení, posunů a přetvoření pažící konstrukce, řádově jednotky procent její výšky (okolo 3%). Tento tlak je z trojice těchto tlaků největší a hodnoty S_p jsou tedy vyšší než S_0 a S_a . Do výpočtu se zavádí součinitelem K_p [6].

2.1.5.4 Zemní tlak aktivní S_a

V případech, kdy se konstrukce vlivem zatížení zeminou posunuje, pootáčí, nebo přetváří, začíná se postupně aktivovat smyková pevnost a počáteční velikost tlaku poklesne. Když se vytvoří jedna, nebo více smykových ploch se klín zeminy dostane do stavu mezní rovnováhy a zemní tlak bude minimální. Toto nastane tehdy, deformuje-li se konstrukce směrem od zeminy a zemině nic nebrání, aby se přemísťovala. Velikost těchto deformací jsou řádově desetiny procent výšky pažící konstrukce (okolo 0,3%). Aktivní tlak nabývá menších hodnot než tlak v klidu a do výpočtu ho dosadím v podobě součinitele K_a [6].

2.1.5.5 Podzemní voda

Podzemní voda bývá rozhodujícím parametrem jak u metody pažení, tak i možné trvanlivosti konstrukce a hlavně ovlivňuje i budoucí spodní stavby realizované konstrukce. Podzemní voda se vyskytuje všude, ale pro nás je hlavně podstatné v jaké úrovni pod terénem a od toho se vyvozuje i její působnost na námi navrhované konstrukce. Ideální případ je, když se voda nachází natolik hluboko pod terénem, že nám vůbec neovlivní stavbu, ale to jsou spíše případy plošně založených staveb. V hlubinném zakládání se s ní potkáváme velmi často. A když už se objeví tak je důležité, abychom věděli, co sebou přináší. Za prvé vnáší do našich konstrukcí nové zatížení v rámci hydrostatického tlaku. Dále je její chemismus rozhodující, jelikož látky v ní obsažené můžou obsahovat látky, které nám svým vlivem postupně ničí konstrukce spíše ty trvalé. Toxicita může pocházet jak z přírodních zdrojů, ale i umělých vlivem znečištění životního prostředí [5].



2.1.5.6 Hydrostatický tlak a hydrodynamický tlak

Když už je v místě budoucí stavby hladina podzemní vody, tak z této příčiny vznikne na rubu a lící pažící konstrukce rozdílná úroveň hladiny vody. A taky předpokládáme, že voda mezi oblastmi různé hladiny neproudí, tak nám vzniká hydrostatický tlak. Tento tlak dostaneme spočítáním objemové tíhy podzemní vody a vynásobením její výškou v posuzovaném prostředí. Dále nám vzniká vztlak, který, jak známe z Archimédova zákona, nám způsobí nadlehčování zrn zeminy a snížení, jak objemové hmotnosti zeminy, ale i zemních tlaků. Z toho nám vzniknou efektivní zemní tlaky a zemina bude vyvozovat hydrostatické tlaky pórové. Po sečtení těchto dvou veličin nám vznikne totální zemní tlak [6].

V případě, že vzniká proudění mezi rozdílnými hladinami na rubu a lící pažící konstrukce. Tento stav známe z hydrauliky jako princip spojených nádob. Hlavní nebezpečí je v tom, že voda nám proudí zpoza konstrukce přes její patu uložení zpět vzhůru ke dnu stavební jámy, kde jí odčerpáváme. Dochází nám k přitěžování aktivních tlaků vodou působící směrem dolů a zároveň na druhé straně konstrukce k odlehčování tlaku pasivního vlivem působení vody vzhůru. Přičemž nám stále působí vztlak. Spolehlivý způsob, jak se vypořádat s prouděním je ten, že prodloužíme pažící konstrukci pod její patou a to už se nemusí jednat o nosnou konstrukci, pouze chceme docílit „clony“, která prodlouží délku proudění a to má za následek snížení vlivu proudění na zemní tlaky [6].

2.1.5.7 Odvodňování stavebních jam

Povrchové odvodnění stavebních jam. Voda se odčerpává postupně s úrovní odtěžení výkopu a pomocí vyspádovaných hloubených příkopů se svádí do sběrných jímek, z kterých se pak čerpá. Takže hladina podzemní vody docílí své požadované úrovně až po dosažení konečné úrovně dna stavební jamy [5].



Hloubkové odvodnění se provádí pomocí systému studní, jejichž počet závisí na přítoku spodních vod, propustnosti základové zeminy a čerpaném množství. Dosáhne se požadované úrovně hladiny podzemní vody a začne se hloubit stavební jáma [5].

Vakuové odvodnění nachází své uplatnění u hloubkového odvodnění. Zejména této metody využíváme v písčitých zeminách. Pro tohle odvodnění se používají ocelové perforované trubky s průměrem do 100 mm, které mají kulový ventil a jednoduchou filtrační mřížku [5].

2.2 Stavební jáma Stanice Nemocnice Motol



Obr. 021: Letecký snímek Motolské Nemocnice u ul. Kukulova [30]

Stavební jáma se nachází naproti Fakultní Nemocnice Motol. Jak je vidět z letecké mapy, tak se nachází ze tří stran v nezastavěném území. Hlavní kontakt s městskou zástavbou má z jižní strany a to takovou, že přímo navazuje na ulici Kukulova, která se nachází v těsné blízkosti a bude se muset řešit v rámci přetížení dopravou a za ulicí se nachází areál nemocnice. Ze severní strany se nachází celkem razantní stoupaní do kopce, které tvoří další problém v návrhu pažicích konstrukcí. Rostlý terén je svažité, se spádníci zhruba kolmou k půdorysu projektované stěny. Největší sklon stoupání rostlého svahu činí asi 12 až 14°. Jinak východní část jámy tvoří portál tunelu



a západní je tvořena přístupovou rampou do jámy, a portálem tunelu pro obrátové koleje. Jsou dvě možné varianty řešení: 1. bude pokračovat stavební jáma a vybuduje se hloubená část tunelu, nebo za 2. se provede ražba s nízkým nadložím. Upřesnění přijde v dalších stupních projektové dokumentace.

2.2.1 Popis, velikost

Jáma bude hluboká z větší části okolo 15 - 16 m, ale je tam i část, kde se dostaneme do hloubky až k 20 m a délce okolo 150 m (bude přesněji řešeno v navazující části projektu). I když se jedná o povrchovou stanici, tak si je potřeba uvědomit, že stanici metra je uloženo spoustu technických a technologických míst, které si žádají značný prostor. Další komplikaci tvoří i portál tunelu, ke kterému se musí při navrhování pažicí konstrukce přihlídnout. Hlavní pažené stěny jsou severní přiléhající ke svahu a rostlému terénu a stěna jižní, která navazuje na pozemní komunikaci.

2.2.2 Doplnění geologických a hydrogeologických poměrů

Geologie a hydrogeologie je řešena v rámci první části mé práce. Dle mého názoru se jedná o průzkum, který není dostačující a přináší sebou spoustu otázek a nejasností, co se týká skutečného stavu geologie v řešeném území. Proto se na tento průzkum zpracuje pouze dokumentace pro stavební povolení (část III mé práce). A poté by se měl provést podrobný geologický a hydrogeologický průzkum, pro zavedení změn a opatření pro další stupně projektové dokumentace. A i tak se musí dbát o důsledně zaznamenávaný monitoring v průběhu realizace, aby mohl projektant včas reagovat na situaci.

2.2.3 Možné varianty řešení dané stavební jámy

V této kapitole se zmíním o všech variantách pažení stavebních jam, které jsem v předchozí části popisoval a myslím si, že jsou použitelné pro tento případ. Jsou to:

- a) Záporové pažení
- b) Pilotové stěny



- c) Podzemní stěny
- d) Mikrozáporové pažení

2.2.4 Zhodnocení a porovnání variant

V této kapitole proberu všechny výše zmíněné varianty pažení a zmíním jejich hlavní výhody a nevýhody, které přináší dle mého názoru pro řešení stavební jámy Motol. Pro samotný výběr je taky potřeba určit, jak se bude odvádět podzemní voda. Jako řešení se mi zdá nejlepší vytvořit podélný žlab, který bude vyspádovaný k čerpacím jímčkám a z nich bude voda odčerpávána. Další troufám si říct jeden z nejvýznamnějších faktorů, do mé rozvahy vstupovat nebude a to je ekonomická stránka variant.

Záporové pažení

Výhody:

V našich podmínkách máme dlouholeté zkušenosti s touto metodou. Z toho vyplývá, že se najde spousta firem se zkušenostmi s prováděním (širší výběr zhotovitele této práce). Hlavně se používá jako dočasné pažení stavebních jam. Když ho použijeme jako dočasné, tak lze odstranit celou konstrukci. V případě nepoškození lze u mělkých jam záporu použít opětovně, hlavně tedy u vkládaných zápor do předvrtaných děr. Naopak výhodné může být i možnost ponechání konstrukce na místě a využití jako ztraceného bednění. Z pomoci kotvení v jednotlivých etážích použití i dost velkých hloubek. Sice jsem říkal, že ekonomickou stránku věci hodnotit nebudu, ale myslím si, že záporové pažení patří k nejlevnější variantě.

Nevýhody:

Není nepropustné a musí se zřizovat studně pro čerpání podzemní vody, ale musí se dát pozor, že čím lépe se provedou pažiny, tak může dojít k jejich nabobtnání a vznikne těsnicí stěna. S tím se, ale ve statickém návrhu



nepočítá a konstrukce to nemusí vydržet. Tudiž buď dbát o dobré odčerpání vody anebo navrhnout konstrukci na hydrostatický tlak. Samozřejmě se nespoléhat na tento jev, ale podpořit funkci těsnící stěny třeba tryskovou injektáží. V městské zástavbě se vibrováním zápor do zeminy způsobuje nežádoucí dynamické zatížení na konstrukce v okolí, ale tohle eliminuje vrtání a následné osazení zápor do předvrtů. Velká spotřeba materiálů jako je dřevo a ocel.

Pilotové stěny

Výhody:

Značná únosnost pilotových stěn, proto se používají i jako zárubní zdi. Trvalé použití. Mohou se použít i jako součást nosné konstrukce budoucího stavebního objektu. Velká variabilita vyhoví různým tvarovým požadavkům půdorysu stavby. Používají se často pro různé montážní šachty apod. Všechny piloty jsou typu replacement (vrtané), protože piloty typu displacement se pro dané konstrukce nehodí. Je to velice progresivní a účinná metoda a náš trh nabízí velkou škálu výkonných vrtných strojů. Vrty se většinou paží ocelovou výpažnicí a tak odpadá nepříjemné technologické problémy s různými pažíciemi suspenzemi. Pilotové stěny s jistou osovou vzdáleností a mezeru mezi nimi vyplňuje klenba ze stříkaného betonu, se musí odvodňovat. Odvodnění probíhá na rubu perforovanými PE trubkami. Jako vodotěsné pilotové konstrukce se používají převrtávané pilotové stěny a dokonce když je vetkneme do nepropustného podloží, tak je lze označit za těsnící konstrukce. Mají velkou výhodu oproti podzemním stěnám, protože nepotřebují pažíci suspenzi.

Nevýhody:

Patří sem například technologické přestávky (mokrý proces) na tvrdnutí betonu do požadované pevnosti pro obnažení. Celkem malá únosnost kruhových profilů v ohybu.



Podzemní stěny

Výhody:

Trvalé konstrukce, které se používají i jako těsnící stěny. Tyto konstrukce se na rozdíl od předchozích dvou nenavrhují pouze jako pažící, ale vždy plní funkci nosnou pro budoucí stavební objekt. Lze využít prefabrikovaných desek a vkládat je do připravených rýh, ale spíše se volí monolitické, protože jsou rychlejší a levnější. U prefabrikovaných desek je velká výhoda, že mají hladký pohledový povrch. Jsou to vodotěsné konstrukce odolávající hydrostatickému tlaku.

Nevýhody:

U monolitických stěn vzniká nerovný povrch. A proto se musí využít dalších technologií pro její úpravu. U prefabrikátů je nevýhodou jejich vzájemné spojování a doprava, která zvyšuje nároky i na cenu. Lze za ně pokládat i výstavbu vodicích zídek, což se týká prodloužení přípravných prací před samotným hloubením rýh. Používání pažících suspenzí.

Mikrozáporové pažení

Výhody:

Jejich výhodou je, že se dají použít na místech s malým prostorem, v našem případě bych, ale uvažoval pouze jako doplňkovou konstrukci k jinému pažení.

Nevýhody:

Technologické přestávky kvůli injektování nebo spojování stříkaným betonem. Délka výstavby v závislosti na časté potřebě konstrukci kotvit po malých vzdálenostech.



2.2.5 Obhájení vybrané varianty

Vlastní variantu řešení bych tedy rozdělil na jednotlivé úseky a potřeby, které budou muset plnit. Děлил bych to dle hlavních stěn jámy a to severní (přiléhající ke svahu), jižní (přiléhá na ulici Kukulova), východní (portál tunelu) a západní (portál tunelu se zřízením rampy pro dopravu do stavební jámy). Vybrané varianty jsou pouze zhodnocením aktuálních vstupních parametrů a vše se může změnit ve statickém návrhu, či v další fázi projektové dokumentace, kdy se udělá podrobný geologický průzkum dané oblasti a celá situace se zhodnotí jinak.

Jižní stěna stavební jámy:

Celé řešení značně ovlivňuje přítomnost dvou tunelových portálů. Toto místo nemusí být trvale paženo, jelikož zde bude zemina přiléhat na konstrukci budoucí stanice metra. Tuto stěnu bych tedy kotvil záporovým pažením nebo pilotovou stěnou. Podzemní stěnu bych volil za skutečnosti, kdyby byla stavební jáma bez portálů a dala se teda celá konstrukce ihned využít jako budoucí nosná stěna stanice. To by šlo ale se spoustou úprav, které by znamenali takové zásahy, kdy by ztratila daná varianta smysl. Jako například už několikrát zmíněné do této nosné stěny budovat portály atd. Dále se tato stěna potýká se skutečností, že je po celé délce jinak vysoká a od východu se pomalu zmenšuje, ale i přesto bych zvolil klasické záporové pažení, přestože to bude znamenat třeba mnohem více délkových typů zápor, ale myslím si, že tato varianta se pro danou stěnu nejvíce vyplatí. Navíc si myslím, že pracovní prostor, který vznikne, pro záporové pažení se dá poté využít jako prostor pro drenážní konstrukce a systémy, jelikož se daná oblast nachází v oblasti s klesající hladiny vody. A v neposlední řadě je skutečnost, že mnou navržené pažení je pouze pro 1. etapu pažení, v dalších se bude po délce pažení různě posouvat a na demontáž je nejjednodušší právě záporové pažení. Můj návrh pro jižní stěnu je tedy pažená stěna z ocelových zápor a dřevěných pažin s převislými ocelovými převážkami.



Severní stěna stavební jámy:

Pro danou stěnu je charakteristické, že se jedná o trvale kotvenou podzemní stěnu, která se nachází v úpatí kopce (Bílá hora) a nacházejí se zde i nevyzpytatelné kerné sesuvy, tak se stěna zkonstruuje v dostatečné vzdálenosti od budoucí nosné stěny stanice, aby se dali po celou životnost měřit deformace a napjatost v kotvách stěny a neovlivňovalo to konstrukci stanice. Konstrukci stěny bych tedy volil z pilotové stěny nebo jako podzemních monolitickou stěnu. Nejsou nároky na pohledovou stěnu. Stěna nebude vidět ze stanice ani jejího okolí. Zvolil bych podzemní stěnu s lepší možností dimenzování stěny na ohyb než u pilot. A také u pilotové stěny se hůře vytvoří vodotěsná clona. Tedy můj návrh, se kterým budu počítat pro statický návrh je železobetonová monolitická podzemní stěna kotvená trvalýma kotvami.

Část severní stěny směrem na východ stavební jámy:

Zde bych zvolil pilotovou stěnu z pilot s větší osovou vzdáleností a s klenbami mezi pilotami zastříkanými stříkaným betonem a s betonovou převázkou. Tato stěna už netvoří pažení pro stanici, ale už se zde převážně nachází tunel budoucího metra. Z důvodů možných kerných sesuvů, podzemní vodě, jedná se o dočasnou konstrukci a z důvodů blízkosti prací na ražbě tunelu jsem zvolil tedy pilotovou stěnu.

Západní stěna stavební jámy:

Opět se zde budeme potýkat s portálem tunelu, a jelikož předpokládám, že konečný návrh bude hloubený tunel, jelikož nadloží v této části je opravdu velmi mělké, navrhuji pro tuto část opět klasické záporové pažení, které se nejnadhěji odstraní pro další návaznost výstavby tímto směrem.



Příjezdová rampa:

Zvolil bych záporové pažení, jelikož je tato rampa mezi jižní a západní stěnou, která je záporovým pažením tvořená a aktuálně mi to přijde nejpříjemnější řešení.

Grafické znázornění vybraných variant si můžete prohlédnout na obrázcích v předchozích kapitolách u vybrané metody pažení. Konkrétní grafické znázornění této jámy bude v rámci příloh práce.



Závěr 2. ČÁSTI

Cílem druhé části bylo seznámení se stavebními jámami, jaké jsou druhy a z toho vyplývající způsoby jejich zajištění. A krátké zhodnocení, co vlastně se musí v návrhu postihnout za působení sil z okolí a návrhové situace. A bližší seznámením s daným projektem a vyhodnocení, s kterým se bude počítat v další fázi projektu, kde se pro dané, nebo případně upravené varianty vytvoří statický návrh a vyplyne z toho část dokumentace pro stavební povolení, co se týká stavební jámy pro stanici metra Nemocnice Motol.



3. ČÁST PRÁCE (TECHNICKÁ ZPRÁVA)

V této části se práce bude věnovat statickému, technickému a technologickému návrhu zajištění stavební jámy. A posoudím navrhované řešení pažení z II. části práce. Budu se zabírat vysvětlením jednotlivých kroků a proč byli provedeny. Tato část bude zhruba odpovídat svým obsahem a uspořádáním technické zprávy. Její přílohami budou celé jednotlivé statické výpočty. Tato část vychází ze vzorových příčných řezů, které byly zpracovány v závislosti na půdoryse stavební jámy. V této úrovni dokumentace jsem řešil pouze nejhorší případy, které mohou nastat tudíž pro následné úrovně dokumentace a následnou realizace bude muset dojít k optimalizaci návrhu dimenzí statických prvků a podrobnému statickému návrhu, ale pro lepší optimalizaci je doporučeno zpracování dodatečného a podrobnějšího geologického průzkumu. Tento průzkum se může provést až po zisku stavebního povolení s ohledem na skutečnost, že budoucí staveniště se nachází v lese. Jelikož se jedná o technickou zprávu v rámci bakalářské práce některé skutečnosti, které už byly zmiňovány v předchozích částech, nebudu znovu popisovat.

3.1 Technická, technologická a statická část

Název projektu:	Zajištění stavební jámy pro stanici metra Motol
Objednatel:	Dopravní podnik hl. m. Prahy, a.s.
Vypracoval:	Ondřej Beneš
Datum:	13. dubna 2017



3.1.1 Základní údaje o projektu

3.1.1.1 Obecný popis

Předmětem projektu je tedy stavební jáma pro novostavbu konečné stanice prodloužení trasy metra V. A, které se nazývá stanice metra Nemocnice Motol. Rozměry stavební jámy vycházejí z konstrukce samotné stanice, ale i z dodržování různých technických norem při jejím návrhu, tak i směrovému a výškovému vedení trasy metra. Objekt bude zasazen na pozemek číslo 433/3 v K.Ú. města Praha 6 – Břevnov. Objekt bude napojen na inženýrské sítě, které jsou vedeny v přilehlé komunikaci (ul. Kukulova). Stavbou bude dotčena, jak ulice Kukulova, tak i navazující objekt FN Motol, která je rozsáhlým komplexem a proto se musí dbát opatrnosti, jestli nějaká konstrukce nebude zasahovat do té nově budované. Zejména se jedná o možnost zásahu do kořenů horninových kotev u opěrné stěny nemocnice.

3.1.1.2 Použitý software

AutoCAD 2016 (Autodesk)

GEO5 2017 CS (FINE)

SCIA Engineer 16.0

3.1.2 Základní charakteristika konstrukčního řešení

3.1.2.1 Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby

Předmětem projektu je stavební jáma o půdorysném tvaru skládajícího se z obdélníků různých šířek. Největší rozměry jámy jsou půdorysně 172 x 45 metrů a hloubka dosahuje až k 20 metrům. Stěny stavební jámy jsou paženy různými způsoby stěna A (záporové pažení), stěna C (trvale kotvení železobetonová stěna) a na ní navazuje stěna B (pilotová stěna). Staveniště



se nachází poblíž FN Motol. Rostlý terén je svažité, se spádnicí zhruba kolmou k půdorysu projektované stěny. Největší sklon rostlého svahu činí asi 12 – 14°. Pro nasazení mechanizace bude potřeba svah v nutné šíři upravit.

3.1.3 Konstruktivní, technické, technologické, statické a materiálové řešení jednotlivých stěn

3.1.3.1 Geologické a hydrogeologické poměry

Podrobnější informace ke geologii s hydrogeologií jsou v první části, ale podstatné skutečnosti zde zmíním.

Staveniště je situováno přímo na významné tektonické poruše, která je součástí poruchového pásma pražského zlomu. Další nebezpečí tvoří fosilní blokový pohyb hornin křídly na přilehlém svahu. Z provedených sond vyplývá, že při povrchu terénu stanice Motol se nacházejí převážně písčité, okrajově i jílové kvartérní svahové hlíny s hojnými úlomky opuk. Předkvartérní podklad budují ordovické jílové břidlice bohdaleckého souvrství v různém stupni zvětrání a především silurské břidlice a vulkanity liteňského souvrství. Hranice ordovik – silur je zde tektonická, místy by se mohli nacházet i doprovodné porušené zóny. Komplikovaně proměnné podloží může přinést problémy s těžebním rýhy pro podzemní stěnu drapákem. Rozsah ani polohu tvrdých částí nelze dopředu určit, tak s tím musí být počítáno. Proto je nutné počítat s lokálním překonáváním takových zón, např. rozvrtáváním v menším profilu.

Podzemní voda

Hladina podzemní vody byla zajištěna v sondách S5 a S6. V sondě S7 nebyla podzemní voda zastižena. Stupeň agresivity z hlediska koncentrace síranu určuje průzkum označením XA2. Podzemní stěna s pilotovou vytvoří hráz podzemní vodě proudící kolmo na ní, takže se musí počítat se zvýšením hladiny za severními stěnami jam. Odhad tohoto zvýšení je velmi náročný a vyžadoval by dlouhodobé měření stávajícího stavu a k tomu adekvátní



model, z něhož by se dalo zvýšení přibližně určit. V této fázi projektu, ale budu počítat se zvýšením hladiny o 2,5 metru oproti ustálené hladině v sondách.

V rozsahu pilotových stěn bude voda snižována pomocí svislých drenáží v každém poli mezi pilotami. Na rubu stříkaných kleneb je navržena PVC DN 100 mm (perforovaný flexibil) v ochranné netkané textilií. Podzemní voda bude svedena do žlábků podél stěny jámy z nich do čerpacích jímek a odčerpána. U paty rampy bude realizován železobetonový kanálek s krytem z výztuže.

Dešťová voda

Organizovaný odvod této vody je záležitostí řešení ZS.

3.1.3.2 Stavební jáma s rampou

Severní jáma je tedy zajištěna trvale kotvenou podzemní stěnou ze železobetonu s největší částí (C) a poté na ní navazuje kotvená pilotová stěna se stříkanými betonovými klenbami (B), jižní strana jámy a rampa se západní stěnou budou zajištěny kotvenou záporovou stěnou s výdřevou (A). Část západní stěny bude také řešena jako záporová a v místě ražby tunelu bude vysvahována se sklonem 2:1 s úpravou ze stříkaného betonu a hřebíkování. Jáma s rampami bude hloubena se čtyřmi pracovními etapami (TR1-TR4) pro kotvení na pracovní úroveň jámy. Definitivní sklon rampy je 15% a délka cca. 35 m. Projekt řeší hlavně úrovně jámy pro kotvení. Na dno rampy se provede zpevněná komunikace se zazubeným spodním lícem. S podsypem se zatím neuvažuje, ale může nastat změna viz. skutečné zatížení podloží. Podélný sklon jámy odpovídá sklonu kolejí a to je 0,3 % s příčným sklonem 0,5 % k odvodňovacím příkopům podél obou stran jámy. Na dně jámy se provede železobetonová deska tl. 200 mm (beton C16/20) s vyztužením KARI sítěmi (8/150-8/150) ve dvou vrstvách. Maximální délka dilatačního úseku desky je 30 m. Dno jámy je nutno obnažit za suchého počasí a okamžitě provést betonáž pracovní podlahy. Výrobní tolerance jsou dle



normy v půdoryse +/- 80 mm, ve svislém směru 0,5% a ve výškovém osazení +/- 100 mm.

3.1.3.3 Technologie provedení záporového pažení

Zápory

Zápory budou provedeny z ocelových profilů HE 360 B a budou provedeny z oceli S360. Profily budou osazovány do vrtů o průměru 600 mm a paty pod úroveň dna jámy budou zabetonovány betonem C25/30 XA2. Betonáž vetknutí zápor se provádí po dovtřnutí a vyčištění vrtu. S ohledem na úroveň hladiny podzemní vody jsou některé paty pod vodou a tak tomu musí odpovídat technologie provádění. Betonáž bude probíhat za kontrolního měření hladiny betonu ve vrtu. Úroveň horní hrany betonového vetknutí odpovídá dnu stavební jámy. Nad úroveň kořene zápor se vrt vyplní hlinitopísčitou zeminou smíchanou s cementem (předpokládaný poměr 75 kg na 1 m³ zásypu). Zásyp bude do vrtu plněn dle strojního vybavení dodavatele (např. ze lžice nakladače). Osová vzdálenost zápor je 2,0 m. Mezi příruby zápor se budou při těžbě vkládat dřevěné pažiny tloušťek 120, 140, 180 mm. Pro lepší a účinnější pažení se výdřeva klínuje vůči zemině. Osazení jednotlivých zápor do vrtů bude centrické a vzhledem k délce některých kusů bude nutné provést svaření dvou kusů HE 360 B, aby se dosáhlo předepsané délky 16,0 m. Stykování bude provedeno tupým svarem na plný profil a navíc přeplátování obou pásnic pomocí ocelového plechu 200x200x10 mm s koutovým svarem. Veškeré svary musí provádět svářeč se státní zkouškou, který má oprávnění svařovat staticky namáhané svary. Všechny zápory musí být osazeny do jednoho líce, a proto je třeba zajištění proti posunutí, náklonu a pootočení (např. dřevěnými klíny rozepřené o stěny vrtu). Odstranění zajištění se provede po dostatečném zatuhnutí kořene. Pro lepší zajištění paty se doporučuje na dno zápor přivařit k oběma přírubám výztuž min. profilu 16 mm o délce 600 mm.



Ocelové převázky

Zápory jsou dále kotveny přes ocelové převázky pramencovými kotvami v kotevních úrovních. Je uvažováno s předsazenými převázkami ze dvou válcovaných profilů U 360 z oceli S235 a mezi něž jsou vloženy průchodky kotev. Zápory jsou kotveny v pěti kotevních úrovních pramencovými kotvami s prodlouženou životností. Síly, které vnáší kotvy, právě přebírají ocelové převázky. Je nezbytné dodržet přesnou polohu kotev (výškové i směrově), jinak hrozí kolize inženýrskými sítěmi. Kóta úrovně kotvení je vždy uvažována jako průsečík osy kotvy a vnějšího líce záporu.

Kotvy pro záporovou stěnu

Kotvení je tedy zajištěno pramencovými kotvami profilu 15,5/1800. Použité kotvy jsou 4-5 pramencové. Kotevní úrovně, sklony kotev, délky, napínací síly a další údaje o kotvách jsou uvedeny ve statickém výpočtu. Kotvy budou prováděny z jednotlivých kotevních úrovní, které jsou o 500 mm níže než kotevní místo na zápoře. Sklon všech kotev od teoretické vodorovné osy je 20° s výjimkou křížení kotev a blízké vzdálenosti stávajících konstrukcí, kde můžou být použity i úhly do 40°. Kotvy jsou umístěny v jedné až pěti úrovních. Osová vzdálenost kotev je 4,0 m. Kotvy jsou půdorysně kolmé na směr pažení, jen v místě křížení lze navrhnout půdorysný odklon do 15°. Všechny kotvy mají navrženou injektovanou délku kořene 7 – 10 m.

Výdřeva

Dřevěné pažiny budou osazeny bezprostředně po odkrytí stěny výkopu. Výška nezajištěné zeminy mezi záporami bude maximálně 1,0 – 1,5 m. Ihned po osazení pažin budou pažiny vyklínovány do přírub zápor dřevěnými klíny. Za vyklínované pažiny se provede zásyp mezi pažinou a stěnou z vhodného materiálu umožňující jeho zhutnění. Tímto se pažiny aktivují mezi stěnou výkopu a pásnicí zápor. Prostor za spodní pažinou u jednotlivých kroků bude proveden ze stabilizace (hlinitopísčité zemina smíchaná s cementem) tak, aby při odtěžování další úrovně nedošlo k vypadnutí zeminy za vrchními pažinami.



V případě výskytu technických problémů je nutno konzultovat postup s projektantem a technologem. Do hloubky 4 m od terénu budou použity pažiny tloušťky 120 mm, v hloubce 4 – 8 m budou tloušťky 140 mm a od 8 m budou pažiny tloušťky 180 mm.

Monitoring pažení

Doporučení zřídit nejméně 6 svislých řezů pro monitoring deformací a velikosti kotevních sil, na obou stěnách rovnoběžných s trasou po dvou řezech, na kratších stranách jeden řez. Geodetické měření deformací na bodech postupně zřizovaných s postupujícím výkopem stěny ve výškových roztečích 3 – 4. Základní interval měření jeden měsíc.

3.1.3.4 Technologie provedení pilotové stěny

Při provádění stříkaného betonu nebude klenba nikdy prováděna až na dno pracovní úrovně z důvodu možného odtoku vody, neboť v tuto dobu nebude drenáž zcela funkční.

Po celou dobu životnosti stavby bude zajištěna a kontrolována průchodnost svislých drenáží. V případě nefunkčnosti bude neprodleně provedeno vyčištění drenáží, případně perforace kleneb mezi pilotami.

Při zjištění většího množství přítoků vody do stavební jámy rampy (v průběhu doby, kdy bude jáma otevřená) je nutné neprodleně tuto situaci řešit vhodným opatřením.

Piloty

Piloty budou provedeny o průměru 900 mm. Piloty budou kotveny přes převázky pramencovými kotvami v kotevních úrovních. Materiál použitý při provádění pilot je beton C30/37 XA2 s maximálním zrnem do 16 mm a betonářská výztuž B500B. Výztuž jednotlivých pilot bude prováděna dle schémat vyztužení s předpokládaným krytím 75 mm. Piloty jsou tvořeny



z jednoho až dvou armokošů, které se vzájemně propojují při spouštění do výpažnice.

Stříkané betony – klenby mezi pilotami

Stříkané betony budou provedeny z betonu C25/30 XA2 a betonářské výztuže B500B. Tloušťka stříkaných betonů bude min. 150 mm. Do pilot budou provedeny trny profilu R16 délky 300 mm po vzdálenosti cca 500 mm. Mezi tyto trny bude provedena kari síť 6/100/100 při obou površích klenby. Při provádění stříkaných betonů v jednotlivých pracovních úrovních nebude klenba nikdy prováděna až na dno pracovní úrovně v plné šíři z důvodu možného odtoku vody, neboť v tuto dobu nebude drenáž zcela funkční. Toto okno bude v klenbě vždy ponecháno pro případ možného odtoku vody při nefunkční drenáži.

Železobetonové převázky

Převázka slouží k přikotvení pilot pomocí pramencových kotev. Materiál použitý při provádění převázek je beton C25/30 XA2 a betonářská výztuž B500B. Rozměr prahu je 700x500 mm. Rohy a lomy v prahu budou provedeny jako rámové dle schématu ve výkresu výztuže.

Kotvy pro pilotovou stěnu

Kotvení pilot bude provedeno pomocí pramencových kotev profilu 15,5/1800. Použité kotvy jsou 6 - 8-mi pramencové. Kotevní úrovně, sklony kotev, délky, napínací síly a další údaje o kotvách jsou uvedeny ve statickém návrhu. Kotvy budou prováděny z jednotlivých kotevních úrovní, které jsou o 500 mm níže než kotevní místo na pilotě. Kotvy pilot podél jámy musí být funkční po celou dobu provozu ve stavební jámě a to až do doby zásypu této jámy, dle harmonogramu zhotovitele. Z tohoto důvodu budou použity kotvy s prodlouženou životností.



3.1.3.5 Technologie provedení podzemní stěny

Princip navrženého řešení

Navržené řešení paží stěny jámy trvalým pažením, které tvoří podzemní stěna stálé tloušťky 800 mm, kotvená trvalými 4 - 6-ti pramencovými kotvami ve třech úrovních v hlubších částech výkopu. Výkop má 5 úseků různých hloubek, které se mění skokem, Při pohledu na pažení a postupu zleva jsou úseky:

Hloubka	délka	rozsah lamel
17 m	44 m	L01-L11
14 m	11 m	L12
18 m	11 m	L13-L14
14 m	30 m	L15-L22
14-20 m	47 m	L23-L26

Stoupání koruny v pravé části pohledu je asi 7°. Mělké úseky jsou kotveny ve dvou úrovních, hlubší úseky a taky úseky proměnné hloubky jsou kotveny ve třech úrovních. Všechny kotvy jsou trvalé čtyř až šesti pramencové. Pažící podzemní stěna (tl. 800 mm) je tvořena lamelami v šíři 7,22 – 7,55 m, lamely ve středních a v koncových zalomeních půdorysného tvaru mají menší šířky, přizpůsobené zadané geometrii půdorysu pažení. Lamely PS budou v hlavách propojeny železobetonovým věncem stálé šířky 850 mm, výšky 1000 mm a proměnné pravé části výšky 500 – 1000 mm na jednotlivých lamelách. Železobetonový věnec kromě tvaru zajišťuje i určitou spojitost lamel v jejich koruně a tím i roznášecí nepravidelných silových účinků v oblasti koruny pažení.



Paty lamel tvoří nosnou součást pažící konstrukce, a proto musí být zajištěno dobré spojení pat s podložím, bez mezer a kaveren. V případě potřeby a v potřebném rozsahu toto zajistí trysková injektáž prováděna ze dna výkopu jámy.

Zámky lamel musí být vodovzdorné (nepropouštět vodu, max. vlhkost), je projektem navržena těsnící injektáž za každým zámkem pažící konstrukce, výškový rozsah od koruny stěny do hloubky 1 m pod konečný výkop.

Vzhledem k tomu, že výška vzduší hladiny podzemní vody za stěnou není průzkumem ani žádným odborným posudkem nijak specifikována (podzemní stěna = „přehrada“). Byla pro statické úvahy, na které se určili jednotlivé dimenze stěny a kotev, uvažována ve výšce 2,1 m nad ustálenou hladinou podzemní vody (321,5 m n.m.). V této úrovni (na kótě 321 m n. m.) jsou navrženy pro zajištění bezpečnosti před vyšším vzduším, navrženy odlehčovací vrty v podélné rozteči cca 2,0 m. Vrt bude profilu 75 mm a délky 150 cm. Bude vhodně vystrojen (např. PVC trubka), aby se během času nemohl zanášet. Vrty se provedou převrtáním PS.

Protože kotvy jsou navrženy jako trvalé, je nutno asi 10% jejich počtu každoročně kontrolovat, měřením napětí v táhlech kotev. Projekt určuje 21 sledovaných kotev, vždy kotvy ve svislé řadě, trojice nebo dvojice. Jedná se o kotvy označené ve výkresech číslem a písmeny a, b, c pro jednotlivé úrovně shora. 21 kotev je tedy přibližně 9% z celkového počtu kotev. Norma ČSN 73 1008 předepisuje jako minimum 3% počtu kotev. Tady je větší počet volen kvůli důležitosti pažení a hlavně kvůli extrémně složitým geologickým poměrům za stěnou. Vzhledem k dlouhodobému měření je třeba provést základní čtení již při napínání kotev, zápisem síly vnášené do kotvy po ukončení celé instalace kotvy. S touto silou se budou porovnávat všechny ostatní měření. Dlouhodobá měření budou probíhat po dobu 10 let, což je minimum dle zmíněné normy. Za normálních okolností budou měření prováděny: po půl roce od napnutí, po roce, po dvou letech a dále po každých dvou letech. Kontrolní měření aktuálních kotevních sil se bude provádět magnetoindukčními snímači, osazenými předem na vybraných kotvách. Měření potom probíhá pouhým připojením čtecího zařízení na snímač.



Kromě měření 21 kotev se dále počítá s instalací inklinometrů v oblasti svahu za rubem PS. Zřízení inklinometrů a jejich sledování a bližší technické údaje si určí provádějící firma.

Další poměrně snadné a spolehlivé sledování deformací na stěně je pomocí geodetického měření. Měřit se bude vodorovný pohyb koruny stěny. Jestli se takto bude měřit, tak osazení měřených bodů do horní plochy věnce a nulové čtení, by muselo proběhnout před zahájením odkopu.

Vzdutí hladiny podzemní vody se pro statický výpočet pouze předpokládá, tak se nabízí možnost sledování hladiny pomocí vystrojených vrtů (hydrovrtů), které by zřídila a obsluhovala geotechnická firma a měření by skončilo po ustálení.

Přípravné práce

V daném případě spadá do přípravných prací zřízení pracovní plošiny šíře 10 – 15 m, s osou plochy v ose PS. Výškové úrovně jsou vyznačeny v jednotlivých řezech. Zpevnění pracovní plošiny nechává projekt na úvaze vedení stavby. Z pracovní plošiny se provedou lehce vyztužené vodící zídky hloubky 1 m. Výztuž sítí kari 100/100/6 mm, betonuje se do rostlého terénu. Světlost mezi zídkami je 850 mm, zajistí se dřevěnými rozpěrami. Tloušťka každé ze zídek je 200-250 mm. K přípravným pracím lze zahrnout i všechna nulová čtení potřebná pro sledování funkcí pažení.

Lamely podzemních stěn

Celá podzemní stěna je členěna na 26 lamel. Minimální šíře lamel je 2800 mm, což představuje záběr drapáku. Největší šíře lamely je 7550 mm. Tloušťka všech lamel je 800 mm. Beton celé podzemní stěny je navržen v kvalitě C30/37 XA2. Protože obsah síranů může v daných podmínkách překročit 1500mg/litr je navržen síranovzdorný cement. Současně zřejmě půjde o provzdušněný beton s uvážením projektované životnosti pažicí stěny 100 let. Všechna ocelová výztuž lamel podzemních stěn je z kvality B500B.



Hlavní nosnou výztuž tvoří profily 28 mm, v hustotě 8 prutů na 1 běžný metr. Výztuž bude oboustranně symetrická. Vodorovná (rozdělovací) výztuž bude tvořena pruty profilu 16 mm. Pod průchodkami hlav kotev bude provlečena výztuž profilu 20 mm, která zajistí plynulejší roznášení koncentrované síly vyvozené hlavou kotvy (předpětím). Podrobněji znázorněno ve výkresu výztuže lamel. Svislá výztuž přesahuje čistý beton lamely o výšku věnce, aby mohlo dojít k nosnému propojení těchto dvou prvků. V místech šikmého proměnného stoupání věnce se délka zatažení do věnce upraví na potřebnou délku oříznutím. Spáry mezi lamelami jsou vystrojeny gumovými pásy („Waterstop“), které zamezují průniku vody. Nepropustnost dále doplní už výše zmíněné těsnící injektážní zámky. Proto stěna přejímá veškeré hydrostatické a hydrodynamické tlaky. Lamely přenášejí zemní tlak jednak do kotev, ale také kontaktem v patě lamely do podloží pod ní, proto je třeba zajistit, aby tento kontakt opravdu fungoval. Kdyby s tím byli v rámci podloží problémy, použije se výše zmíněná trysková injektáž.

Věnc

Železobetonový věnc v koruně stěny svazuje všechny lamely navzájem a zvyšuje tuhost pažení ve vodorovném směru v této nejvyšší části. Věnc je ve své podstatě pokračováním a zakončením PS a jeho přímé namáhání ohybem nebo smykem nelze předem stanovit, plyne jen z případných rozdílů zemních tlaků v podélném směru a z eventuálních rozdílů deformací jednotlivých lamel. Věnc stěně dává plynulý tvar, ten by byl bez ní stupňovitý, tvořený korunami lamel různé výšky. Věnc má stálou šířku 850 mm a betonuje se do vodících zídek a do bednění, neboť svou výškou vystupuje nad korunu vodících zídek. Vodorovnou výztuž věnce tvoří pruty průměru 16 mm s oceli B500B. Třmínky tvoří 2 pruty profilu 12 mm, ve tvaru protilehlých „U“, které vzájemným zasouváním pokrývají proměnou výšku věnce. Třmínky mají v podélném směru rozteč 400 mm. Beton věnce je týž, jako u PS, tedy C30/37 XA2.



Kotvy

Všechny kotvy jsou 7 - 9-ti pramencové a to trvalé. Sklon všech kotev od vodorovné osy je obecně 15° , s výjimkou míst křížení kotev. Všechny kotvy mají navrženou délku injektovaného kořene 9,0 m. Délky táhel jsou 15,0 m pro nejvyšší, 14,0 m pro střední a 13,0 m pro nejnižší kotevní úroveň. Kotvy jsou rozmístěny ve třech respektive ve dvou kotevních úrovních. Uvažováno je s podélnou roztečí kotev 2,0 m. Kromě míst s úpravami v místech půdorysných lomů PS. Srovnávací (jmenovitá, přípustná v provozu) síla 7-mi pramencové kotvy činí 1115 kN. Kotvy budou po osazení testovány na sílu o 25% vyšší. Tento test je krátkodobý, trvá asi 1 hodinu, sleduje se změna tlaku a deformace, čímž se funkce kotvy a kořene předběžně prověří proti hrubým poruchám. Závěrem se napnutí kotev sníží na tzv. zaručenou sílu, což je síla požadovaného předpětí. V daném případě jde o předpětí 979,857 kN v nejvyšší kotevní úrovni. Předpětí kotev je záměrně sníženo, snížení vytváří rezervu pro pokrytí zvýšené hladiny podzemní vody, vzduť hubě odhadnuto na 2,1 m, které by mohlo během času nastat a výrazně zvýšit namáhání střední a spodní úrovně kotev. Kotvy jsou půdorysně kolmé na měř pažení, jen v místech křížení (v místech půdorysných lomů) bylo nutno půdorysný odklon, do 10° . Pracovní úroveň vrtání kotev je navržena všude o 500 mm pod kotevní úroveň.

3.1.3.6 Statický návrh záporového pažení

Výsledky z GEO5

Ze statického softwaru GEO5 je zde pouze vytaženo zadání a konečné řešení. Podrobnější výpočet bude přiložen jako příloha (**Příloha č. 1**) bakalářské práce. V GEO5 bylo počítáno dle EN 1997 – návrhový přístup 2. Hodnoty, které jsou výsledkem z programu, nabývají charakteristických hodnot. Výpočet z GEO5 je veden jako příloha 1A.



Posouzení pažící konstrukce (GEO5)

Nastavení: EN 1997 – DA2

Materiály a normy:

Betonové konstrukce: EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1: standartní

Ocelové konstrukce: EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocel.průř.: $\gamma_{mo} = 1,00$

Dřevěné konstrukce: EN 1995-1-1 (EC5)

Dílčí součinitel únosnosti dřev.průř.: $\gamma_{mo} = 1,30$

Souč. vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo): $k_{mod} = 0,50$

Souč. šířky průřezu ve smyku (dřevo): $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků:

Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Metoda výpočtu: závislé tlaky

Výpočet zemětřesení: Mononabe-Okabe

Modul reakce podloží: standartní

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup: 2 – redukce zatížení

Geometrie konstrukce:

Délka konstrukce: 16,00 m

Název průřezu: HE 360 B á 2,00 m



Zadaný koef. redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu:	$A = 9,03e-03 \text{ m}^2/\text{m}$
Moment setrvačnosti:	$I = 2,16e-04 \text{ m}^4/\text{m}$
Modul pružnosti:	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 81000 \text{ MPa}$
Průřezový modul:	$W = 1,200e-03 \text{ m}^3/\text{m}$
Plastický průřezový modul:	$W_{pl} = 1,342e-03 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce:

Ocel konstrukční: EN 10025:	Fe 360
Mez kluzu	$f_y = 235 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 81000 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží:

Modul reakce podloží počítán podle automatické iterace

Geologický profil:

<i>Vrstva (m)</i>	<i>Přiřazená zemina</i>
5,50	Třída S3, ulehlá
9,50	R6_ Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$
13,50	R6-R5_ Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$
19,50	R5-R4_ Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$



Parametry zemin:

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha:	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 17^\circ$
Zemina:	nesoudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,30$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

R6_Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$

Objemová tíha:	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 12^\circ$
Zemina:	soudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 20,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,35$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

R6-R5_Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$

Objemová tíha:	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní



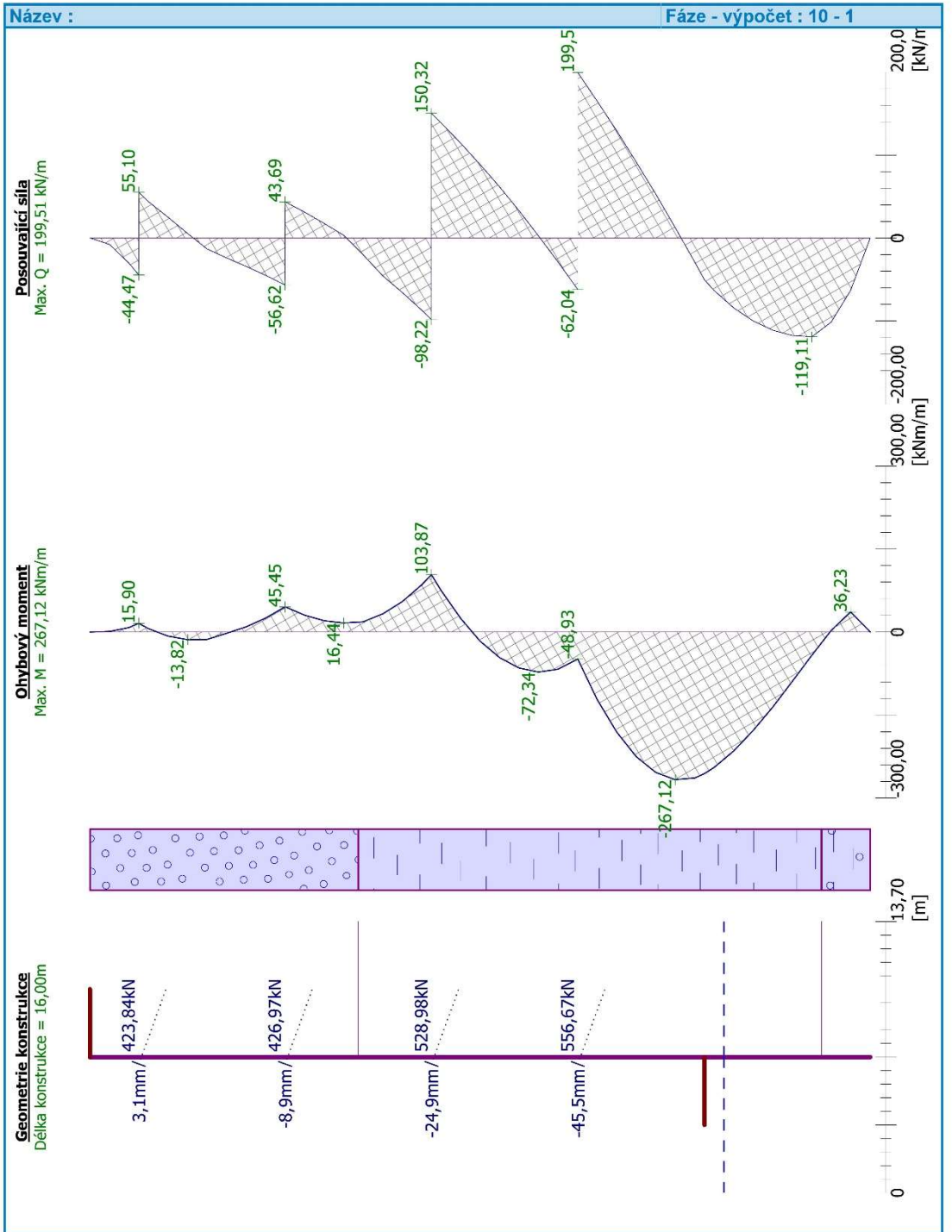
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 14^\circ$
Zemina:	soudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 45,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,30$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

R5-R4_Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$

Objemová tíha:	$\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 28,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 19^\circ$
Zemina:	soudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 200,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,25$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$



ONDŘEJ BENEŠ POSOUZENÍ ZÁPOROVÉ PAŽENÍ JÁMY STANICE MOTOL
 STATICKÝ VÝPOČET

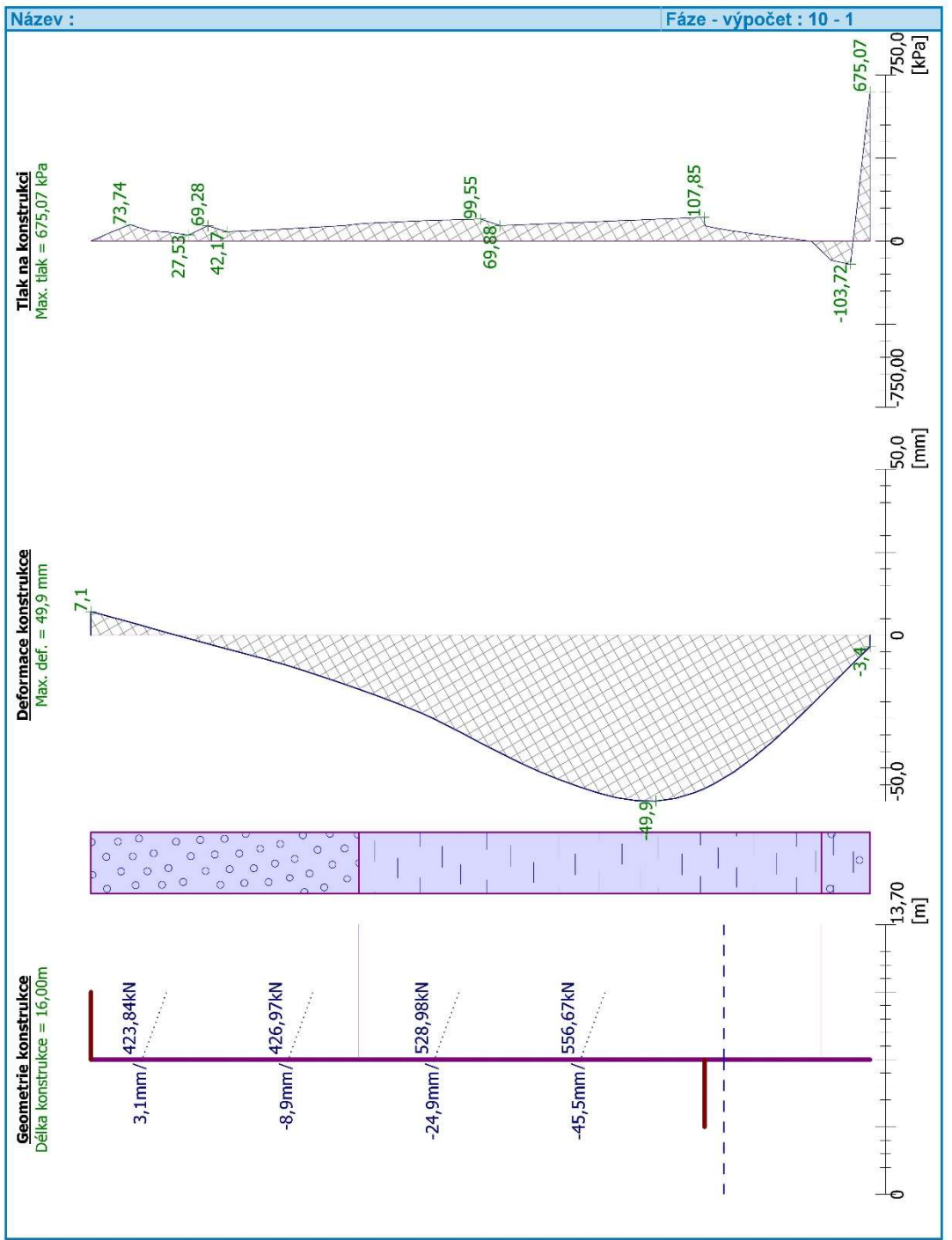


Pouze pro nekomerční využití

[GEO5 - Pažení posudek (studentská licence) | verze 5.2017.23.0 | hardwarový klíč 1577 / 1 | Beneš Ondřej | Copyright © 2017 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]



ONDŘEJ BENEŠ POSOUZENÍ ZÁPOROVÉ PAŽENÍ JÁMY STANICE MOTOL
STATICKÝ VÝPOČET



Pouze pro nekomerční využití

[GEO5 - Pažení posudek (studentská licence) | verze 5.2017.23.0 | hardwarový klíč 1577 / 1 | Beneš Ondřej | Copyright © 2017 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]



Závěr k výpočtu v GEO5

Výsledky vnitřních sil a zemních tlaků použiji k dalšímu návrhu a posouzení. Beru vždy maximální hodnotu, v tu chvíli budu na straně bezpečné a mám jistotu, že když vyhoví na největší hodnotu navržený prvek, tak na zbytek také. Maximální deformace vychází 49,9 mm, což je menší než $1/250 \cdot 12600 = 50,4$ mm a to beru na dočasné konstrukci za přípustný výsledek, jelikož ve výpočtu byl zanedbán odpor v patě pažící konstrukce.

Návrh a posouzení dřevěných pažin

Záběr 0 - 4 m:

$$P_{\max} = 40,973 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{ed,max}} = 1,66 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed,max}} = 6,64 \text{ kN}$$

Návrh: 100x100 mm – VYHOVUJE NA OHYB s využitím 61%

VYHOVUJE NA SMYK s využitím 55%

Záběr 4 - 8 m:

$$P_{\max} = 89,37 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{ed,max}} = 5,07 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed,max}} = 20,27 \text{ kN}$$

Návrh: 140x100 mm – VYHOVUJE NA OHYB s využitím 95%

VYHOVUJE NA SMYK s využitím 53%



Záběr 8 - 13 m:

$$P_{\max} = 145,692 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{ed,max}} = 9,71 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed,max}} = 38,85 \text{ kN}$$

Návrh: 180x160 mm – VYHOVUJE NA OHYB s využitím 93%
VYHOVUJE NA SMYK s využitím 67%

Návrh a posouzení předsazené ocelové převázky

Síla předpětí kotvy: $F = 751,505 \text{ kN}$

Délka ocel.převázky: $l = 2 \text{ m}$

$$M_{\text{ed}} = 375,752 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{ed}} = 375,752 \text{ kN}$$

Ocel S355

Návrh: 2xUPE 360 - VYHOVUJE NA OHYB s využitím 81%
VYHOVUJE NA SMYK s využitím 46%

Návrh a posouzení pramencových kotev

Freyssinet dočasné pramencové kotvy (prodloužená životnost) pro ocel 1570/1770 MPa. $F_n = F$ je síla v kotvě a n je číslo kotevní úrovně.

$$F_1 = 572,184 \text{ kN} < 637 \text{ kN} = \mathbf{4 \text{ pramence}}$$



$F_2 = 576,410 \text{ kN}$	$<$	637 kN	$=$	4 pramence
$F_3 = 714,123 \text{ kN}$	$<$	797 kN	$=$	5 pramenců
$F_4 = 751,505 \text{ kN}$	$<$	797 kN	$=$	5 pramenců

3.1.3.7 Statický návrh pilotové stěny

Výsledky z GEO5

Ze statického softwaru GEO5 je zde pouze vytaženo zadání a konečné řešení. Podrobnější výpočet bude přiložen jako příloha (**Příloha č. 2**) bakalářské práce. V GEO5 bylo počítáno dle EN 1997 – návrhový přístup 2. Hodnoty, které jsou výsledkem z programu, nabývají charakteristických hodnot. Výpočet z GEO5 je veden jako příloha 2B.

Posouzení pažící konstrukce (GEO5)

Nastavení: EN 1997 – DA2

Materiály a normy:

Betonové konstrukce: EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1: standartní

Ocelové konstrukce: EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocel.průř.: $\gamma_{mo} = 1,00$

Dřevěné konstrukce: EN 1995-1-1 (EC5)

Dílčí součinitel únosnosti dřev.průř.: $\gamma_{mo} = 1,30$

Souč. vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo): $k_{mod} = 0,50$

Souč. šířky průřezu ve smyku (dřevo): $k_{cr} = 0,67$



Výpočet tlaků:

Výpočet aktivního tlaku:	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku:	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu:	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení:	Mononabe-Okabe
Modul reakce podloží:	standartní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Metodika posouzení:	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup:	2 – redukce zatížení

Geometrie konstrukce:

Délka konstrukce:	21,50 m
Název průřezu:	Pilotová stěna $d = 0,90$ m; $a = 1,5$ m
Materiál piloty:	beton
Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00	
Plocha průřezu:	$A = 4,24e-01$ m ² /m
Moment setrvačnosti:	$I = 2,15e-02$ m ⁴ /m
Modul pružnosti:	$E = 33000$ MPa
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 13750$ MPa

Materiál konstrukce:

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

Beton C30/37 XA2

Válcová pevnost v tlaku: $f_{ck} = 30$ MPa



Pevnost v tahu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku: $G = 13750 \text{ MPa}$

Ocel.výztuž podélná B500B

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

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Geologický profil:

<i>Vrstva (m)</i>	<i>Přiřazená zemina</i>
10,50	Kvartér
20,50	Bohdalecké břidlice

Parametry zemin:

Kvartér

Objemová tíha: $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost: efektivní

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 23,00^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina: $\delta = 15^\circ$

Zemina: soudržná

Modul přetvárnosti: $E_{def} = 20,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,35$

Objem.tíha sat.zeminy: $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$



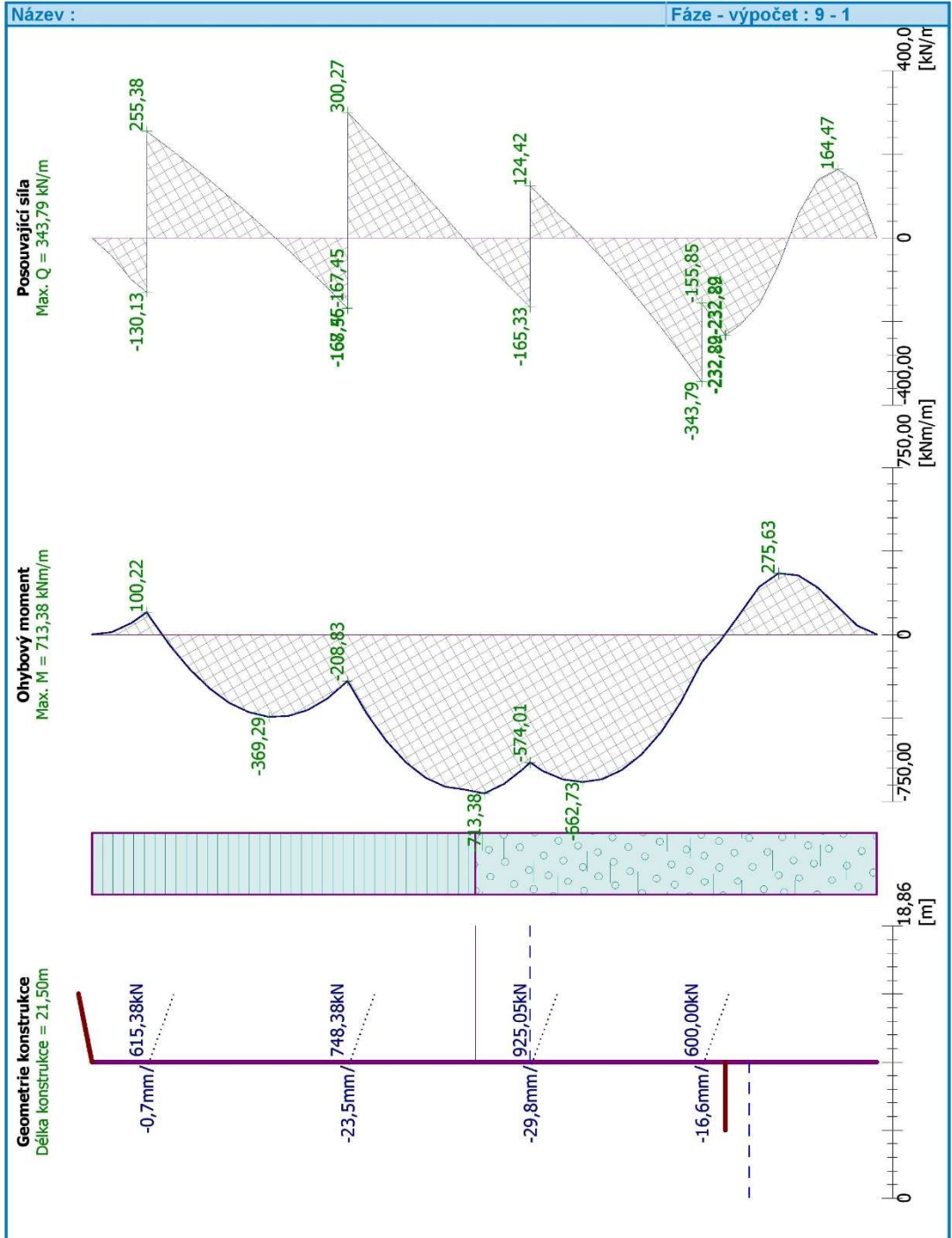
Bohdalecké břidlice

Objemová tíha:	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 19^\circ$
Zemina:	soudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 50,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,25$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

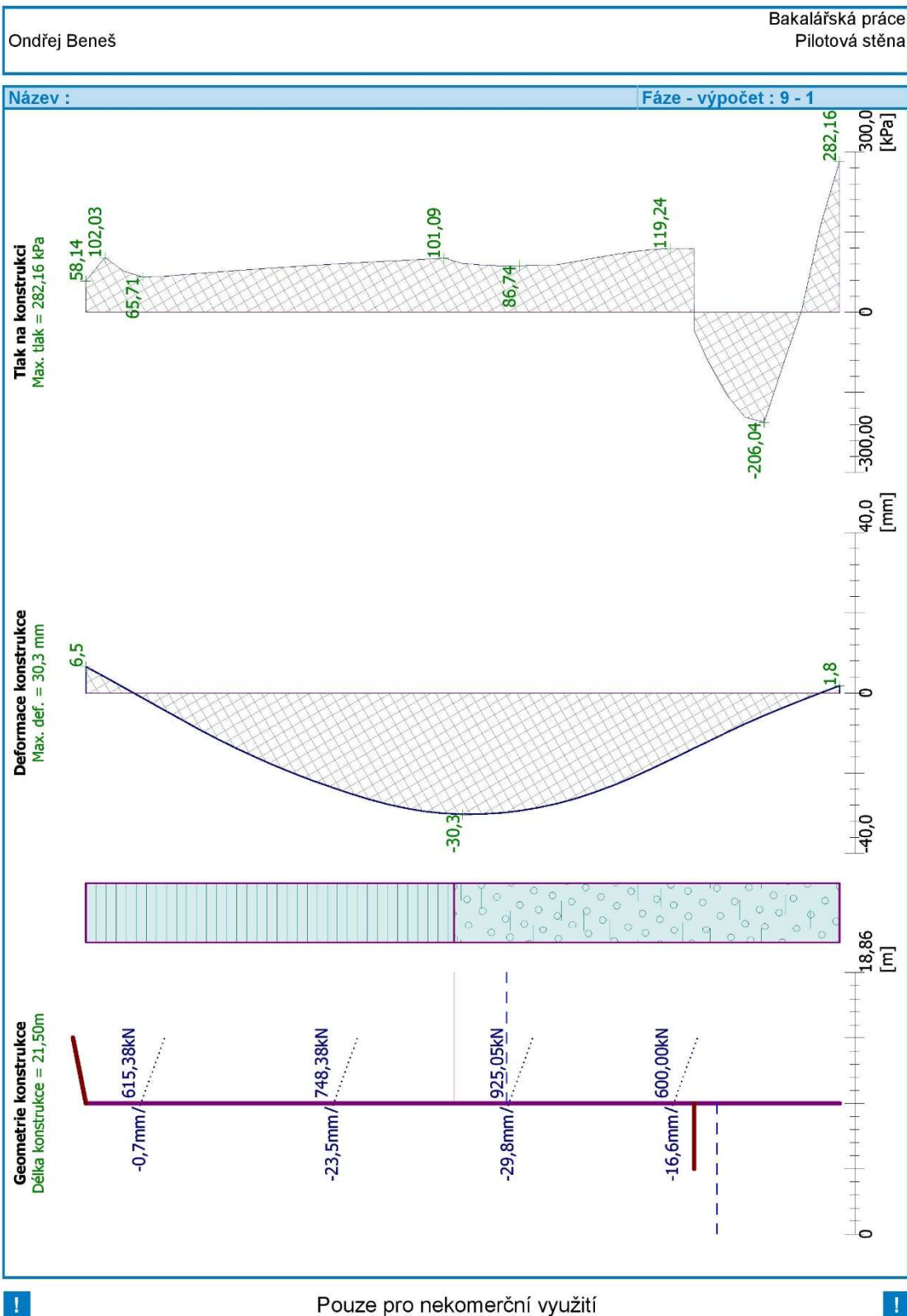


Ondřej Beneš

Bakalářská práce
 Pilotová stěna



Pouze pro nekomerční využití





Závěr k výpočtu v GEO5

Výsledky vnitřních sil a zemních tlaků použiji k dalšímu návrhu a posouzení. Beru vždy maximální hodnotu, v tu chvíli budu na straně bezpečné a mám jistotu, že když vyhoví na největší hodnotu navržený prvek, tak na zbytek také. Maximální deformace vychází 30,3 mm a je menší než $1/250 \cdot 17350 = 69,4$ mm a to beru jako dobrý výsledek u dočasné konstrukce. Jelikož ve výpočtu byl zanedbán odpor v patě pažící konstrukce, tak skutečná deformace v patě a v poslední úrovni kotev bude menší.

Návrh a posouzení vyztužení pilotové stěny

Osamělé piloty:

$D = 0,800$ m

a (osová vzdálenost pilot) = 1,500 m

$c = 75$ mm

Beton: C30/37-XA2-CI 0.2 – D_{max} 16mm – S3

Výztuž: B500B

Ohybová výztuž:

Profilu 28 mm á 125 mm

$M_{ed} = 963,063$ kNm < $M_{rd} = 1017,612$ kNm VYHOVUJE s využitím 95%

Smyková výztuž (spirálově omotaná kolem ohybové výztuže):

$V_{ed} = 464,117$ kN

Profil R10 mm á 240 mm



Návrh a posouzení pramencových kotev

Freyssinet dočasné pramencové kotvy (prodloužená životnost) pro ocel 1570/1770 MPa. $F_n = F$ je síla v kotvě a n je číslo kotevní úrovně.

$$F_1 = 830,763 \text{ kN} < 956 \text{ kN} = \mathbf{6 \text{ pramenců}}$$

$$F_2 = 1010,313 \text{ kN} < 1115 \text{ kN} = \mathbf{7 \text{ pramenců}}$$

$$F_3 = 1248,818 \text{ kN} < 1274 \text{ kN} = \mathbf{8 \text{ pramenců}}$$

$$F_4 = 810,000 \text{ kN} < 956 \text{ kN} = \mathbf{6 \text{ pramenců}}$$

Návrh a posouzení železobetonových převážek

Beton: C30/37-XA2-CI 0.2 – D_{max} 16mm – S3

Výztuž: B500B

$c = 40 \text{ mm}$

1. Kotevní úroveň – převážka

$$F_1 = 830,763 \text{ kN}$$

Rozměry nosníku:

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$B = 500 \text{ mm}$$

Ohybová výztuž:

Profil 14 mm x 6

$$M_{ed} = 223,574 \text{ kNm} < M_{rd} = 252,455 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE s využitím 89\%}$$

Smyková výztuž:

$$V_{ed} = 545,711 \text{ kN}$$

Profil R10 á 190 mm



2. Kotevní úroveň – převázka

$$F2 = 1010,313 \text{ kN}$$

Rozměry nosníku:

$$H = 750 \text{ mm}$$

$$B = 500 \text{ mm}$$

Ohybová výztuž:

Profil 16 mm x 5

$$M_{ed} = 271,458 \text{ kNm} < M_{rd} = 271,458 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE s využitím 93\%}$$

Smyková výztuž:

$$V_{ed} = 661,406 \text{ kN}$$

Profil R10 á 170 mm

3. Kotevní úroveň – převázka

$$F3 = 1248,818 \text{ kN}$$

Rozměry nosníku:

$$H = 750 \text{ mm}$$

$$B = 550 \text{ mm}$$

Ohybová výztuž:

Profil 16 mm x 7

$$M_{ed} = 404,244 \text{ kNm} < M_{rd} = 407,045 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE s využitím 99\%}$$

Smyková výztuž:

$$V_{ed} = 722,871 \text{ kN}$$

Profil R10 á 150 mm



4. Kotevní úroveň – převázka

$$F4 = 810 \text{ kN}$$

Rozměry nosníku:

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$B = 500 \text{ mm}$$

Ohybová výztuž:

Profil 14 mm x 7

$$M_{ed} = 262,275 \text{ kNm} < M_{rd} = 290,275 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE s využitím 91\%}$$

Smyková výztuž:

$$V_{ed} = 472,487 \text{ kN}$$

Profil R10 á 220 mm

3.1.3.8 Statický návrh podzemní stěny

Výsledky z GEO5

Ze statického softwaru GEO5 je zde pouze vytaženo zadání a konečné řešení. Podrobnější výpočet bude přiložen jako příloha (**Příloha č. 3**) bakalářské práce. V GEO5 bylo počítáno dle EN 1997 – návrhový přístup 2. Hodnoty, které jsou výsledkem z programu, nabývají charakteristických hodnot. Výpočet z GEO5 je veden jako příloha 3C.

Posouzení pažící konstrukce (GEO5)

Nastavení: EN 1997 – DA2

Materiály a normy:

Betonové konstrukce: EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1: standartní



Ocelové konstrukce: EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocel.průř.: $\gamma_{mo} = 1,00$

Dřevěné konstrukce: EN 1995-1-1 (EC5)

Dílčí součinitel únosnosti dřev.průř.: $\gamma_{mo} = 1,30$

Souč. vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo): $k_{mod} = 0,50$

Souč. šířky průřezu ve smyku (dřevo): $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků:

Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Metoda výpočtu: závislé tlaky

Výpočet zemětřesení: Mononabe-Okabe

Modul reakce podloží: standartní

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup: 2 – redukce zatížení

Geometrie konstrukce:

Délka konstrukce: 23,25 m

Název průřezu: Železobetonová stěna $h = 0,80$ m

Plocha průřezu: $A = 8,00e-01$ m²/m

Moment setrvačnosti: $I = 4,27e-02$ m⁴/m

Modul pružnosti: $E = 33000$ MPa

Modul pružnosti ve smyku: $G = 13750$ MPa



Materiál konstrukce:

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

Beton C30/37 XA2

Válcová pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 13750 \text{ MPa}$

Ocel.výztuž podélná B500B

Mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
------------	----------------------------

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Geologický profil:

<i>Vrstva (m)</i>	<i>Přiřazená zemina</i>
10,50	Kvartér
20,50	Bohdalecké břidlice

Parametry zemin:

Kvartér

Objemová tíha:	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 23,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 15^\circ$



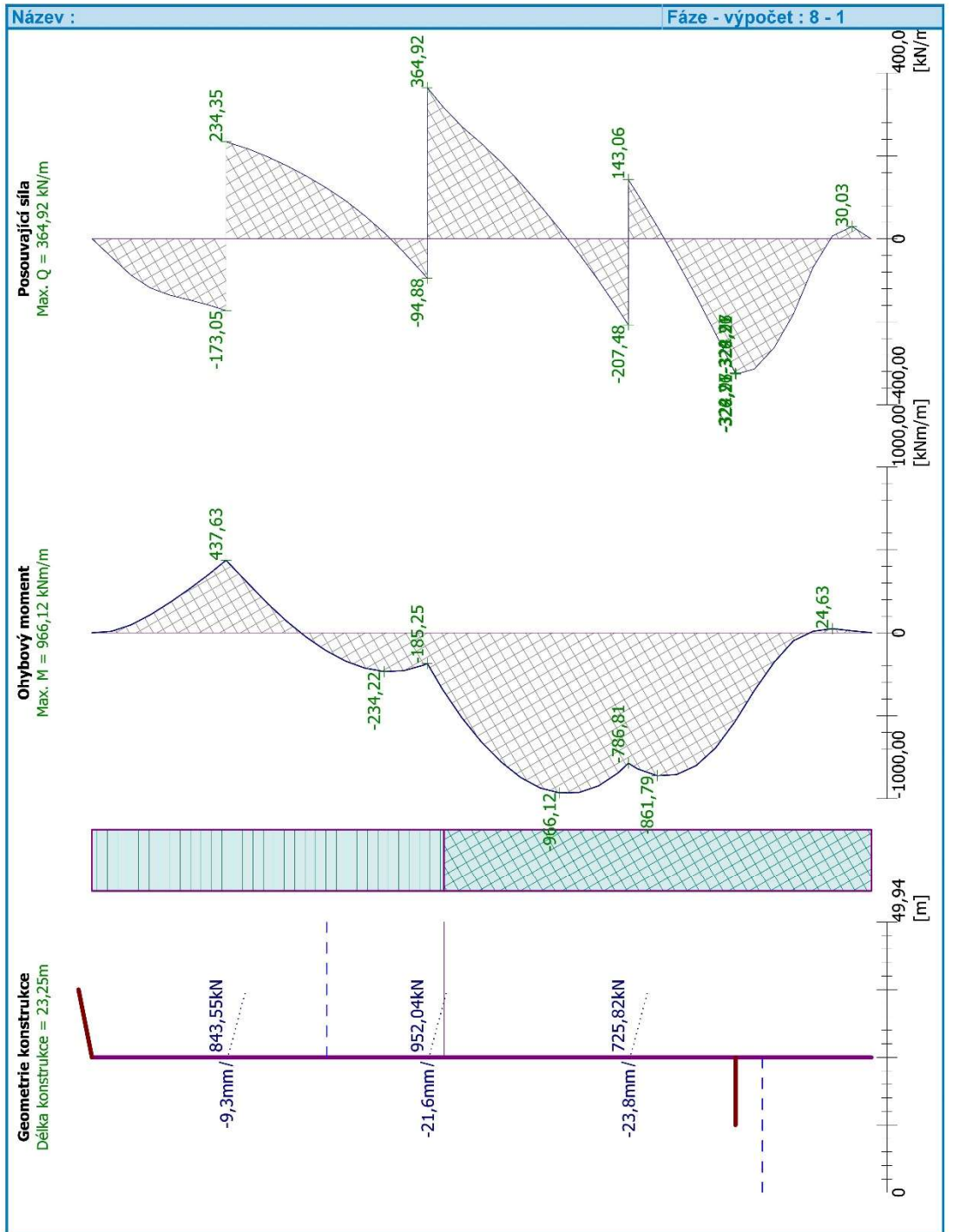
Zemina:	soudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 20,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,35$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Bohdalecké břidlice

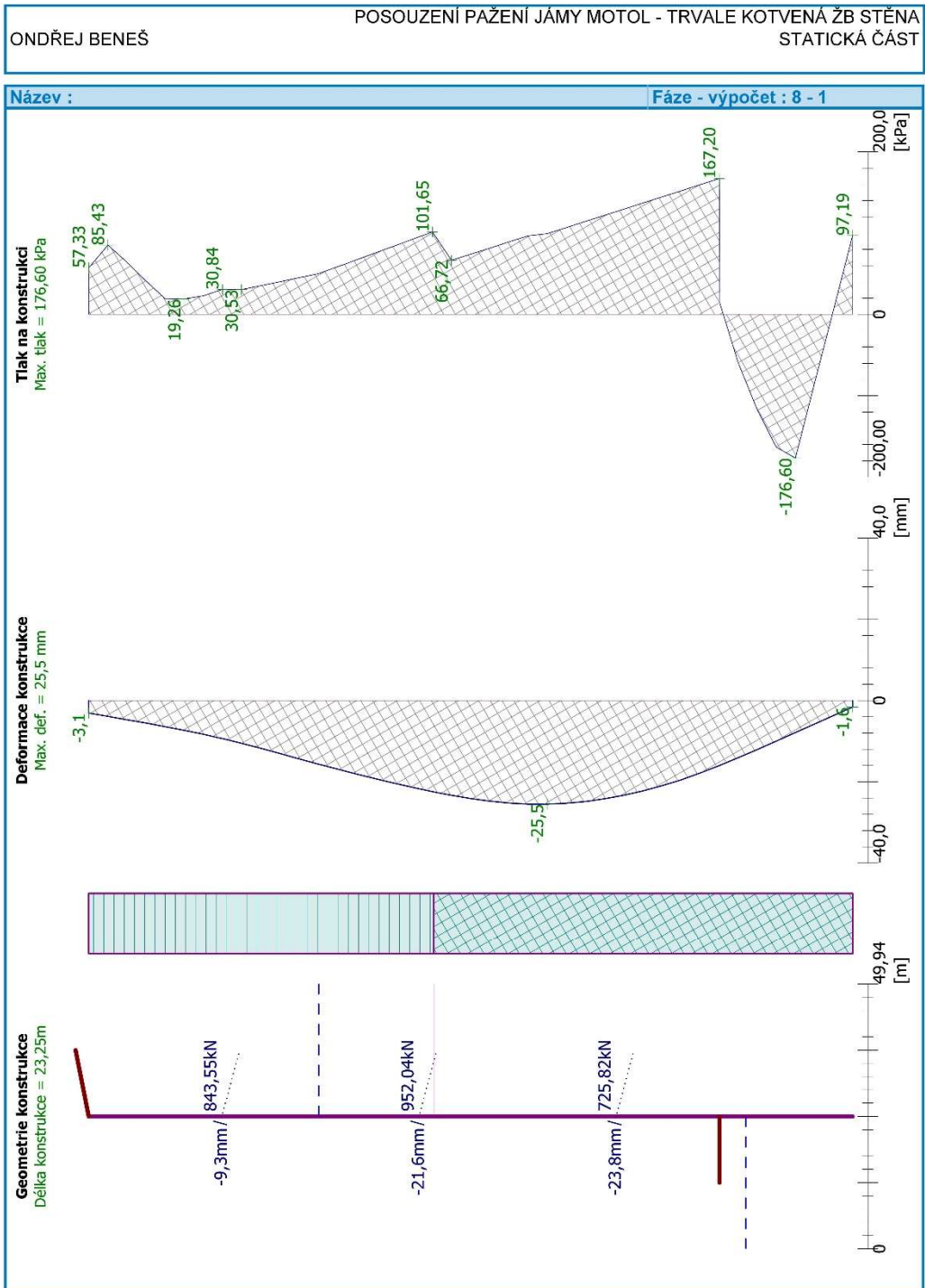
Objemová tíha:	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost:	efektivní
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 19^\circ$
Zemina:	soudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{def} = 50,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,25$
Objem.tíha sat.zeminy:	$\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$



ONDŘEJ BENEŠ POSOUZENÍ PAŽENÍ JÁMY MOTOL - TRVALE KOTVENÁ ŽB STĚNA
 STATICKÁ ČÁST



Pouze pro nekomerční využití



Pouze pro nekomerční využití

[GEO5 - Pažení posudek (studentská licence) | verze 5.2017.23.0 | hardwarový klíč 1577 / 1 | Beneš Ondřej | Copyright © 2017 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]



Závěr k výpočtu v GEO5

Výsledky vnitřních sil a zemních tlaků použiji k dalšímu návrhu a posouzení. Beru vždy maximální hodnotu, v tu chvíli budu na straně bezpečné a mám jistotu, že když vyhoví na největší hodnotu navržený prvek, tak na zbytek také. Maximální deformace vychází 25,5 mm, což je menší než $1/500 \cdot 19200 = 38,4$ mm a to беру na trvalé konstrukci za přípustný výsledek. Zároveň byl zanedbán odpor v patě stěny, který by snížil deformaci a sílu v poslední kotevní úrovni.

Návrh a posouzení hlavní nosné výztuže PS

Výztuž navrhnu do armokoše. Výztuž navrhnu na největší hodnotu ohybového momentu a bude u obou okrajů průřezu desky.

Beton: C30/37-XA2-CI 0.2 – Dmax 16mm – S3

Výztuž: B500B

Med = 1304,262 kNm

Krytí výztuže c = 80 mm

Tloušťka průřezu b = 800 mm

**Návrh: výztuž profilu 28 mm á 125 mm – Med < Mrd = 1397,396 kNm
VYHOVUJE NA OHYB s využitím 93%**

Vodorovná výztuž armokoše bude profilu 16 mm á 125 mm

Konstrukční výztuž armokoše bude profilu 12 mm á 200 mm

Zhuštění výztuže v kotevních úrovních profilem 20 mm



Návrh a posouzení pramencových kotev

Freyssinet dočasné pramencové kotvy (prodloužená životnost) pro ocel 1570/1770 MPa. $F_n = F$ je síla v kotvě a n je číslo kotevní úrovně.

$$F_1 = 1138,793 \text{ kN} < 1274 \text{ kN} = \mathbf{8\text{-}mi \text{ pramence}}$$

$$F_2 = 1285,254 \text{ kN} < 1434 \text{ kN} = \mathbf{9\text{-}ti \text{ pramence}}$$

$$F_3 = 979,857 \text{ kN} < 1115 \text{ kN} = \mathbf{7\text{-}mi \text{ pramence}}$$



Závěr

Zhodnocení první části práce je takové, že zpracovaný průzkum není dostatečný pro kvalitní a bezpečný návrh projektanta. Projektant proto důrazně doporučuje investorovi, či dodavateli stavby dodatečný geotechnický průzkum, který sníží rizika spojená s takto nedostatečnými informacemi.

V druhé části se rozebírali zejména možné způsoby pažení. Typy, které byly navrženy, mi přijdou nejvhodnější, ale samozřejmě návrh opět souvisí s dodatečným průzkumem, který může ovlivnit i přístup k typům pažení. Dalším důležitým parametrem výběru pažení je finanční stránka řešení a ta nebyla provedena, takže závěr vychází pouze ze statiky a technologie a vlastních znalostí a zkušeností.

V třetí části se potvrdilo, že navrhované řešení by po stránce statické vyhovělo. Nutno podotknout, že se jednalo o přibližné výpočty pro orientační dimenze konstrukcí pro tuto úroveň projektové dokumentace. Výpočty vycházejí z řady zjednodušení a podrobnější výpočty nebyly prováděny i z důvodů nekvalitního geotechnického průzkumu, takže aktuální představa o silách působících na konstrukci může být klidně řádově v jiných hodnotách.



Použitá literatura:

- [1] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. 163 stran. ISBN 978-80-01-05837-4.
- [2] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 2*. 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2016. 190 stran. ISBN 978-80-01-05938-8.
- [3] MASOPUST, Jan a kol. *Rizika prací speciálního zakládání staveb*. 1. vyd. Praha: Pro Asociaci dodavatelů speciálního zakládání staveb a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2011. 116 s. Technická knižnice. ISBN 978-80-87438-10-7.
- [4] MASOPUST, Jan. *Speciální zakládání staveb*. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004- . sv. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-2770-1.
- [5] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [6] VANÍČEK, Ivan. *Mechanika zemin*. Vyd. 3., přeprac. Praha: ČVUT, 1996. 229 s. ISBN 80-01-01437-1.
- [7] TOLASZ, Radim a kol. *Atlas podnebí Česka = Climate atlas of Czechia*. 1. vyd. Praha: Český hydrometeorologický ústav, 2007. 255 s. ISBN 978-80-86690-26-1.
- [8] *Atlas podnebí Československé republiky: měřítko 1:1000000: obecné kuželové konformní zobrazení*. Praha: Ústřední správa geodézie a kartografie, 1958. 13 s.
- [9] 03_Zadavaci_vykresy_stavby_Metro_VA – zaverecna_zprava_geotechnickeho_prouzkumu_pro_stavbu – Prodlouzeni_trasy_A_metra_v_Praze, 2008 [cit. 2017-01-11]

Internetové zdroje:

- [10] *Metro do Motola: o metru a především stavbě V.A Motol - Dejvická* [online]. Praha: Ing. Libor Bareš, 2009- [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://metro.ttnz.cz>.
- [11] <http://www.hochtief.cz/nase-projekty/referencni-projekty/dopravni-infrastruktura/praha-prodlouzeni-trasy-metra-v-a>. *Hochtief CZ*. [online]. ©2015 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.hochtief.cz/>
- [12] http://www.geology.cz/app/ciselniky/lokalizace/show_map.php?mapa=g50&y=748524&x=1043525&s=1. *geologické mapy*. [online]. [2017] [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/>
- [13] http://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2011_04_to/masopust_hluboke_stavebni_jamy.pdf. *Česká tunelářská asociace*. [online]. [2017] [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.ita-aites.cz/cz/>
- [14] <http://www.cenekajezek.cz/mikropilotove-zakladani>. *Čeněk a Ježek*. [online]. [2014] [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.cenekajezek.cz/>



- [15] <http://www.geokotvy.cz/>. *Geokotvy*. [online]. ©2015 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.geokotvy.cz/>
- [16] http://www.freyssinet.cz/179-horninove_kotvy_tycove. *Horninové kotvy*. [online]. ©2015 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/>
- [17] <http://www.zakladani.cz/cz/technologie>. *Zakládání staveb*. [online]. ©2008-2017 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz>
- [18] https://cs.wikipedia.org/wiki/Geomorfologick%C3%A9_%C4%8Dlen%C4%9Bn%C3%AD_%C4%8Ceska#/media/File:Geomorfologick%C3%A9_clenen%C3%AD_Ceska.png. *Geomorfologické členění ČR*. [online]. 6. 12. 2016 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <https://cs.wikipedia.org>
- [19] <https://eluc.kr-olomoucky.cz/verejne/lekce/2603>. *Pažená stavební jáma*. [online]. 2016 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <https://eluc.kr-olomoucky.cz>
- [20] <http://hgf10.vsb.cz/546/VHZ1/vyuka/zakladani/vytyceni.html>. *Svahovaná stavební jáma*. [online]. © 2012 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://hgf10.vsb.cz/>
- [21] <https://www.kellergrundbau.cz/technologicka-rodina/hrebikovani/>. *Hřebíkování*. [online]. © 2016 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <https://www.kellergrundbau.cz>
- [22] http://www.soletanche.cz/technologie_zaporove_pazeni/. *Záporové pažení*. [online]. © 2016 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.soletanche.cz>
- [23] <http://www.zakladani.cz/cz/pazeni-stavebnich-jam-mikrozaporove-pazeni/>. *Mikroáporové pažení*. [online]. © 2008 – 2017 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz>
- [24] <http://www.zakladani.cz/cz/plavebni-komora-ceske-vrbne>. *Štěťová stěna*. [online]. © 2008 – 2017 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz>
- [25] <http://www.zakladani.cz/cz/prevrtavana-pilotova-stena-pro-zajisteni-montazni-sachty-so-07-17-prodlouzeni-trasy-a-prazskeho-metra-v-a>. *Pilotová stěna*. [online]. © 2008 – 2017 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz>
- [26] <http://www.fundos.cz/referencni-akce/brno-hybesova-obchodni-dum-2009.html>. *Podzemní stěna*. [online]. © 2009 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.fundos.cz/>
- [27] http://www.soletanche.cz/technologie_tryskova_injektaz/. *Trysková injektáž*. [online]. © 2016 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.soletanche.cz>
- [28] http://www.freyssinet.cz/211-horninove_kotvy_pramencove. *Horninová kotva*. [online]. © 2016 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/>
- [29] <http://lenako.cz/portfolio-item/hostivar/>. *Převážka*. [online]. © 2015 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <http://lenako.cz>
- [30] <https://www.google.cz/maps/place/Kukulova,+Praha/@50.0745798,14.3378199,17z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x470b9586ba952b65:0x2ae20c759b372805!8m2!3d50.0745798!4d14.3400086>. *Motol – ulice Kukulova*. [online]. © 2017 [cit. 2017-01-11]. Dostupné z: <https://www.google.cz/maps>



Použitý software:

GEO5 Pažení posudek, Fine spol. s. r. o.
SCIA Engineer, A NEMETSCHEK COMPANY
AUTOCAD 2016, Autodesk, Inc.
MICROSOFT WORD, Microsoft Corporation
MICROSOFT EXCEL, Microsoft Corporation

Seznam obrázků:

- Obr. 001:** Geomorfologické členění – mapa České republiky
- Obr. 002:** Geologická mapa ČR – v okolí stanice Nemocnice Motol
- Obr. 003:** Vyhodnocení výsledků hydrogeologických prací
- Obr. 004:** Geologický podélný profil v ose levé koleje č. 2
- Obr. 005:** Geologický příčný profil stanice Nemocnice Motol (řez A-A´)
- Obr. 006:** Geologický příčný profil stanice Nemocnice Motol (řez D-D´)
- Obr. 007:** Geotechnický profil v ose levé koleje č. 2
- Obr. 008 a 009:** Pažená (roubená) stavební jáma a svahovaná stavební jáma
- Obr. 010:** Hřebíkový svah
- Obr. 011:** Stěna záporového pažení
- Obr. 012:** Mikrozápové pažení
- Obr. 013:** Štětová stěna z ocelových profilů
- Obr. 014:** Rozdělení pilot dle osové vzdálenosti a průměru
- Obr. 015:** Pilotová stěna s předsazenou převázkou
- Obr. 016:** Podzemní stěna
- Obr. 017:** Schéma provádění tryskové injektáže
- Obr. 018:** Trvale kotvená pramencová kotva
- Obr. 019:** Dočasně kotvená pramencová kotva
- Obr. 020:** Ocelová převázka u záporového pažení
- Obr. 021:** Letecký snímek Motolské Nemocnice u ul. Kukulova



Seznam tabulek:

Tab. 1: Průměrný měsíční úhrn srážek za období 1961 – 1990 v mm
(stanice Praha - Ruzyně)

Tab. 2: Průměrný měsíční úhrn srážek za rok 2007 v mm (stanice Praha –
Ruzyně)

Tab. 3: Orientační fyzikální a mechanické parametry zastižených gt typů

Tab. 4: Orientační geotechnické a technologické vlastnosti zastižených gt
typů

Tab. 5: Zatřídění hornin podle stupně pevnosti (Rx)



Přílohy:

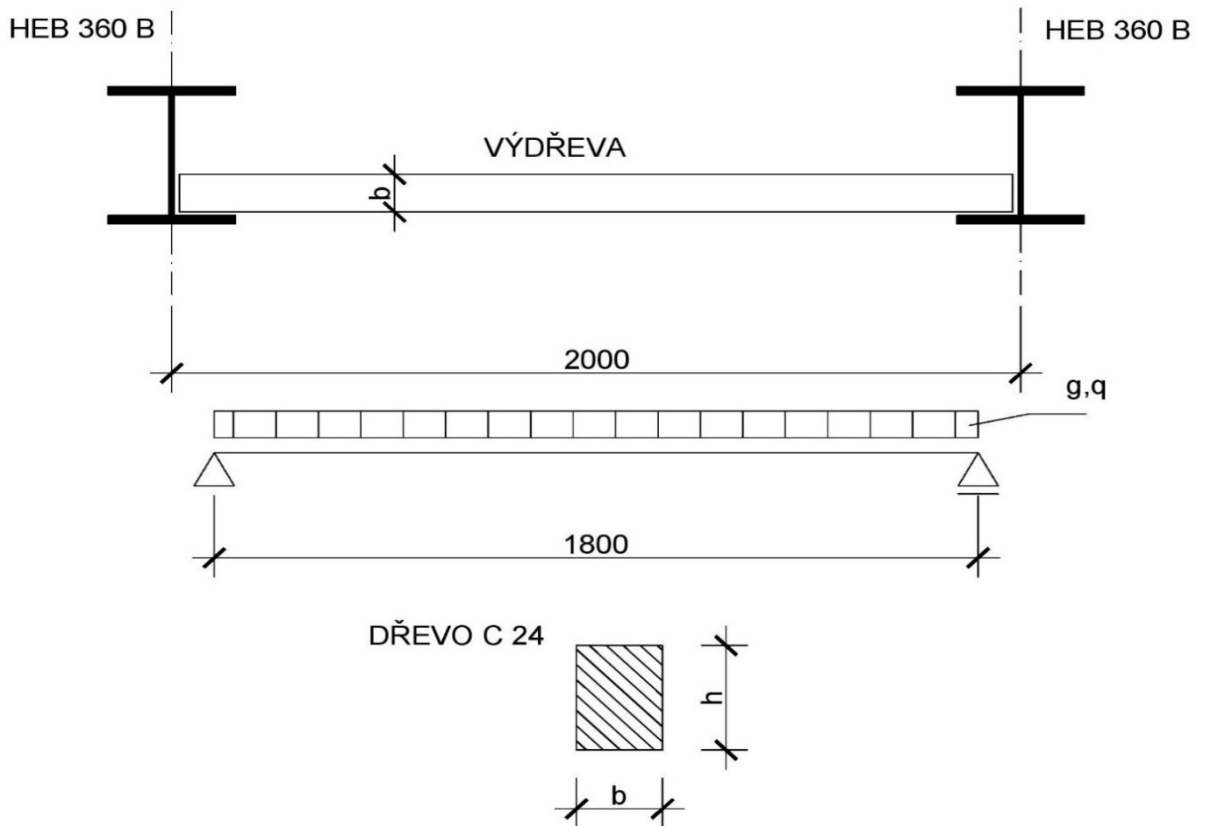
PŘÍLOHA 1	PŘEDBĚŽNÝ VÝPOČET ZÁPOROVÉHO PAŽENÍ
PŘÍLOHA 2	PŘEDBĚŽNÝ VÝPOČET PILOTOVÉ STĚNY
PŘÍLOHA 3	PŘEDBĚŽNÝ VÝPOČET PODZEMNÍ STĚNY
VÝKRES 001	PŮDORYS STAVEBNÍ JÁMY – 1:200
VÝKRES 002	TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ ZÁPOROVÝM PAŽENÍ – 1:100
VÝKRES 003	TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ PILOTOVOU STĚNOU - 1:200
VÝKRES 004	TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ PODZEMNÍ STĚNOU – 1:200
VÝKRES 005	VÝKRES VÝZTUŽE PILOTY P8 - 1:100
VÝKRES 006	VÝKRES VÝZTUŽE PODZEMNÍ STĚNY A26 – 1:100
VÝKRES 007	VÝKRES UKOTVENÍ PRAMENCOVÉ KOTVY – 1:10

PŘÍLOHA č. 1

STATICKÝ POSUDEK: ZÁPOROVÉ PAŽENÍ

VÝSLEDKY SIL JSOU ZE SOFTWARE GEO5 (FINE)

POSOUZENÍ DŘEVĚNÉ VÝDŘEVY ZÁPOROVÉHO PAŽENÍ



PRŮHYB KONSTRUKCE:

L =	12600 mm		
max δ =	49,9 mm	<	L/250 = 50,4

VYHOVUJE

VSTUPY VÝPOČTU:

γ_G =	1,35	$f_{m,k}$ =	24 MPa
γ_Q =	1,5	$f_{v,k}$ =	4 GPa
k_{sys} =	1,1	$E_{o,mean}$ =	11
k_{def} =	0,6	k_{cr} =	0,67
$\psi_{2,1}$ =	0,3		třída provozu 1
k_{mod} =	0,8		délka trvání zatížení = střednědobé
γ_M =	1,3	l =	2000 mm
		l _o =	1800 mm

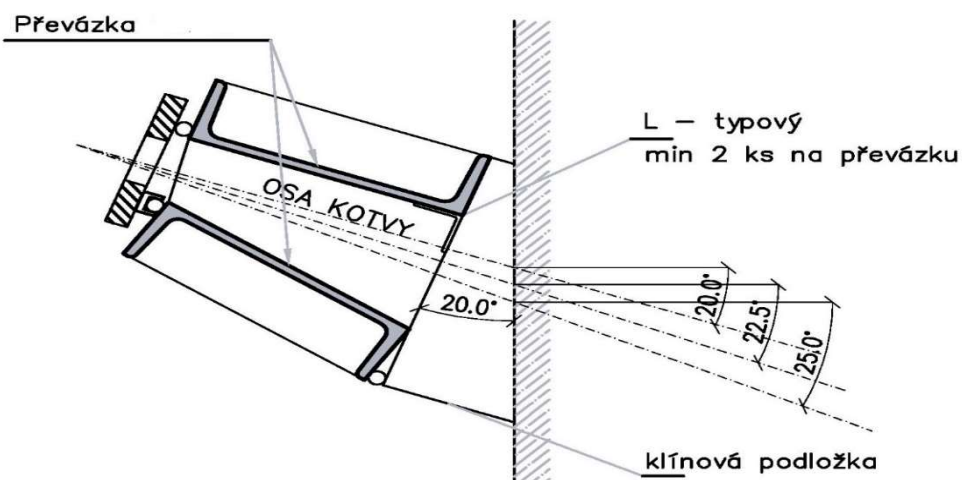
ZATÍŽENÍ VÝCHÁZÍ Z GEO5			
NÁVRHOVÁ PEVNOST DŘEVA V OHYBU:			
$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M \cdot k_{sys} =$			16,246 MPa
NÁVRHOVÁ PEVNOST DŘEVA VE SMYKU:			
$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M \cdot k_{sys} =$			2,708 MPa
1. ZÁBĚR: 0-4 m			
$p_a =$	40,973 kN/m ²		
$g_d = p_a \cdot b =$	4,097 kN/m		
$M_{ed,max} = 1/8 \cdot q \cdot l^2 =$		1,66 kNm	
$V_{ed,max} = 1/2 \cdot q \cdot l =$		6,64 kN	
$W_{a,prox} = M_{ed} / (0,9 \cdot f_{m,d}) =$			113 489,169 mm ³
NÁVRH:	b =	100 mm	
	h =	100 mm	
$W_y = 1/6 \cdot h \cdot b^2 =$			166 666,67 mm ³
NAPĚTÍ V OHYBU:			
$l_{ef} = 0,9 \cdot l_o + 2 \cdot b =$	1820 mm		
$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot b^2 \cdot E_{0,05} / (b \cdot l_{ef}) =$			317,14 MPa
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{1/2} =$		0,275	
$k_{crit} = 1$, protože	0,275	<	0,75
$f_{red,d} = k_{crit} \cdot f_{m,d} =$	16,25 MPa		
$\sigma_{m,d} = M_{ed} / W_y =$	9,96	<	16,25 MPa
	vyhovuje		VYUŽÍTÍ: 61%
SMYKOVÉ NAPĚTÍ:			
$b_{ef} = k_{cr} \cdot b =$	67,00 mm		
$A_v = b_{ef} \cdot h =$	6700 mm		
$\tau_{v,d} = 3 \cdot V_{ed} / 2 \cdot A_v =$	1,486 MPa		
$\tau_{v,d} =$	1,486	<	$f_{v,d} = 2,708$ MPa
	vyhovuje		VYUŽÍTÍ: 55%

2. ZÁBĚR: 4-8 m			
pa =	89,37 kN/m ²		
q = pa*b =	12,5118 kN/m		
Med,max = 1/8*q*l ² =	5,07 kNm		
Ved,max = 1/2*q*l =	20,27 kN		
Wa,prox = Med/(0,9*fm,d) =	346 562,642 mm ³		
NÁVRH:	b =	140 mm	
	h =	100 mm	
Wy = 1/6*h*b ² =	326 666,67 mm ³		
NAPĚTÍ V OHYBU:			
lef = 0,9*lo+2*b =	1900 mm		
σm,crit = 0,78*b ² *E0,05/(b*lef) =	216,99 MPa		
λrel,m = (fm,k/σm,crit) ^{1/2} =	0,333		
kcrit = 1, protože	0,333	<	0,75
fred,d = kcrit*fm,d =	16,25 MPa		
σm,d = Med/Wy =	15,51	<	16,25 MPa
	vyhovuje		VYUŽÍTÍ: 95%
SMYKOVÉ NAPĚTÍ:			
bef = kcr*b =	93,80 mm		
Av = bef*h =	13132 mm		
τv,d = 3*Ved/2*Av =	1,429 MPa		
τv,d =	1,429	<	fvd = 2,708 MPa
	vyhovuje		VYUŽÍTÍ: 53%
3. ZÁBĚR: 8-13 m			

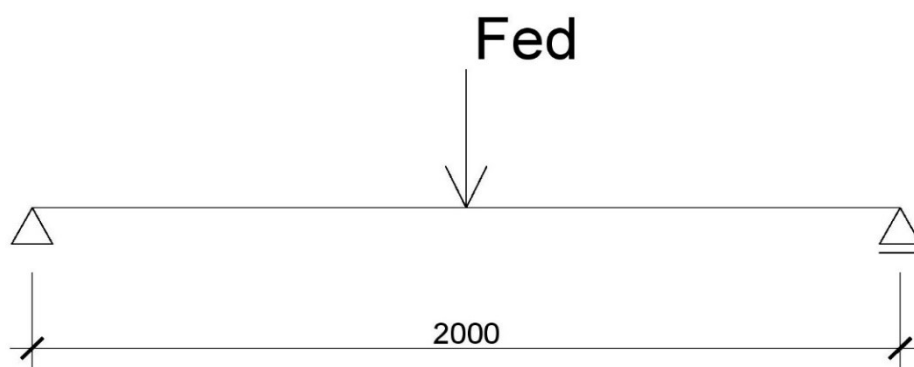
$p_a =$ $q = p_a \cdot b =$ $M_{ed,max} = 1/8 \cdot q \cdot l^2 =$ $V_{ed,max} = 1/2 \cdot q \cdot l =$ $W_{a,prox} = M_{ed} / (0,9 \cdot f_{m,d}) =$	145,692 kN/m ² 26,225 kN/m 13,11 kNm 52,45 kN 896 778,409 mm ³
NÁVRH:	b = 180 mm h = 160 mm
$W_y = 1/6 \cdot h \cdot b^2 =$ NAPĚTÍ V OHYBU: $l_{ef} = 0,9 \cdot l_o + 2 \cdot b =$ $\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot b^2 \cdot E_{0,05} / (b \cdot l_{ef}) =$ $\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{1/2} =$ $k_{crit} = 1$, protože $f_{red,d} = k_{crit} \cdot f_{m,d} =$	864 000,00 mm ³ 1980 mm 414,60 MPa 0,241 0,241 < 0,75 16,25 MPa
$\sigma_{m,d} = M_{ed} / W_y =$	15,18 < 16,25 MPa vyhovuje VYUŽÍTÍ: 93%
SMYKOVÉ NAPĚTÍ: $b_{ef} = k_{cr} \cdot b =$ $A_v = b_{ef} \cdot h =$ $\tau_{v,d} = 3 \cdot V_{ed} / 2 \cdot A_v =$	120,60 mm 21708 mm 1,812 MPa
$\tau_{v,d} =$	1,812 < 2,708 MPa vyhovuje VYUŽÍTÍ: 67%
ZÁVĚR: ROZMĚRY VÝDŘEVY	
Hloubka výkopu 0 - 4 m je výdřeva 120x100 mm Hloubka výkopu 4 - 8 m je výdřeva 140x100 mm Hloubka výkopu od 8 m je výdřeva 180x160mm	

POSOUZENÍ PŘEDSAZENÉ OCELOVÉ PŘEVÁZKY

ŘEZ pro sklon 20°
M 1:10



STATICKÝ MODEL



SÍLA PŮSOBÍ V POLOVINĚ POLE:

F =	751,5045 kN
l =	2 m
Med = 1/4 * F * l =	375,752 kNm
Ved = 1/2 * F =	375,752 kN

NÁVRH PŘEVÁZKY: S355 $f_y =$ 235 MPa					
$W_{pl,y} > M_{ed} \cdot \gamma_{Mo} / \chi_{lt} \cdot f_y = 375,752 \cdot 1,0 / 235 \cdot 1,0 =$ 1598945,745 mm³					
NAVRHUJI:		2xUPE 360	2xW_{pl,y} =	1964000,000 mm³	
			2xAvz =	6058 mm²	
POSOUZENÍ:					
MSU: OHYB					
$M_{pl,RD} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{Mo} \cdot \chi_{lt} = 1964000 \cdot 355 / 1,0 \cdot 1,0 =$ 461,54 kNm					
		461,54	>	375,752 (kNm)	VYUŽÍTÍ: 81%
VYHOVUJE					
SMYK					
$V_{pl,RD} = Avz \cdot f_y / 3^{1/2} \cdot \gamma_{Mo} = 6508 \cdot 235 / 3^{1/2} \cdot 1,0 =$ 821,933 kN					
		821,933	>	375,752 (kN)	VYUŽÍTÍ: 46%
VYHOVUJE					
<u>POSOUZENÍ KOTEV</u>					
<u>KOTVY PRAMENCOVÉ</u>					
F1 =	423,84 kN	572,184 kN	4 pramence		
F2 =	426,97 kN	576,410 kN	4 pramence		
F3 =	528,98 kN	714,123 kN	5 pramence		
F4 =	556,67 kN	751,505 kN	5 pramence		
Freyssinet pramencové kotvy:					
Pramencové kotvy pro ocel 1570/1770 MPa					
Počet pramenců:	Průřezová plocha (150 mm ²)	Zatížení na mezi kluzu	Zatížení na mezi pevnosti	Kotevní síla	Hmotnost pramenců
	mm ²	kN	kN	kN	kg/m
4 pramence	600	942	1062	637	4,72
5 pramence	750	1178	1328	797	5,9

NÁVRH: 18x profil 28 mm	As,celk =	11083,539 mm ²	(6,283 rad = 360°)
Med < Mrd			
Med < Nb*zb/2 + Nst*zt			
Nst = Ast * fyd = 3470,916 * 434,783 =		1509,094 kN	
Ast = As * φst/π = 11083,539*0,98382/π =		3470,916 mm ²	
φst = arccos((0,6*h1-a1)/2*rs) = arccos((0,6*725-75)/2*325) =		0,983820 rad	
		= 56,368723 °	
rs = h/2 - a1 = 800/2-75 =		325 mm	
h1 = h - a1 = 800 - 75 =		725 mm	
zt = rs * sinφst / φst = 352*sin(0,98382)/0,98382 =		275,052 mm	
Nb = Abc * fcd =			
Abc = 1/8*h ² *(φb - sinφb) =			
φb = 2*arccos(1-2x/h)			
zb = h/2*(1+4/3*(sin ³ φb/2)/(φb-sinφb))-at			
x...z podmínky o rovnováze tlačené a tažené části v průřezu			
Nst*zt = Nb*zb/2			
Nst*zt = 1509,094*0,275 =		415,079 kNm	
415,079	=	1/8*h ² *(2*arccos(1-2x/h)-sin(2*arccos(1-2x/h)))*zb	
415,079	=	415,079	
x	=	70,451 mm	
d = h - a1 - 10 - 25/2 = 800 - 75 - 10 - 22/2 =		702,5 mm	
z = d - 0,4*x = 702,5 - 0,4*70,451 =		674,320 mm	
Mrd = Ast * fyd * z = 3470,916*434,783*674,320 =		1017,612 kNm	
Mrd =	1017,612 kNm	>	Med = 963,063 kNm
VYHOVUJE S VYUŽITÍM:			95%

SMYKOVÁ VÝZTUŽ

SPIRÁLOVĚ OMOTANÁ PODÉLNÁ (OHYBOVÁ VÝZTUŽ)

Ved = 464,117 kN

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE:	n =	2	
	D(rozdělovací) =	10 mm	78,539816 mm ²
	Asw =	157,080 mm ²	

$v = 0,6 * (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 * (1 - 30 / 250) = 0,528$

výztuž B500B $f_{ywd} = 434,783 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 434,783 / 200 = 2,174 \text{ ‰}$

d = 702,5 mm

z = 674,320 mm

$\cot\theta = 2,5$

$\min(V_{rd,max}) = v * f_{cd} * b_w * z / (1 + \cot\theta^2) = 1178,618 \text{ kN} > 464,1165 \text{ kN}$

$s_1 < A_{sw} * f_{ywd} / V_{ed} * z * \cot\theta = 248,068 \text{ mm}$

s = 240 mm

VYHOVUJE R10mm á 240 mm

kontrola vzdálenosti třmínků: $s < 0,75 * d$
 $240 < 505,73982 \text{ (mm)}$
 vyhovuje

kontrola stupně vyztužení: $\rho_w = A_{sw} / b_w * s > \rho_{w,min} = (0,08 * (f_{ck})^{1/2}) / f_{yk}$
 $\rho_{w,min} = 0,08 * (30)^{1/2} / 500 = 0,0008764$
 $\rho_w = 157,08 / 500 * 240 = 0,00165347 > 0,000876$
 vyhovuje

POSOUZENÍ KOTEV:

KOTVY PRAMENCOVÉ

F1 =	615,38 kN	830,763 kN	6 pramence
F2 =	748,38 kN	1010,313 kN	7 pramence
F3 =	925,05 kN	1248,818 kN	8 pramence
F4 =	600 kN	810 kN	6 pramence

Freyssinet pramencové kotvy:

Pramencové kotvy pro ocel 1570/1770 MPa

Počet pramenců:	Průřezová plocha (150 mm ²)	Zatížení na mezi kluzu	Zatížení na mezi pevnosti	Kotevní síla	Hmotnost pramenců
	mm ²	kN	kN	kN	kg/m
6 pramenců	900	1413	1593	956	7,08
7 pramenců	1050	1649	1859	1115	8,26
8 pramenců	1200	1884	2124	1274	9,44

POSOUZENÍ BETONOVÝCH PŘEVÁZEK:

N-polový nosník budu počítat pouze jako 4 polový nosník. Z nutnosti dilatace.

ROZMĚRY PŘEVÁZKY:

b = 700 mm
h = 500 mm

BETON C30/37 f_{ck} = 30 MPa f_{cd} = 20 MPa

B500B f_{yk} = 500 MPa f_{yd} = 434,783 MPa

c = 40 mm

1. kotevní úroveň

SÍLA V KOTVĚ:

$F_1 = 615,38 \text{ kN}$

NEJVĚTŠÍ MOMENT:

$M_{ed} = 223,574 \text{ kNm}$

OHYBOVÁ VÝZTUŽE: $D = 14 \text{ mm}$ $A_{s1} = 153,938 \text{ mm}^2$

SMYKOVÁ VÝZTUŽ: $D(\text{rozdělovací}) = 10 \text{ mm}$ $A_{sw1} = 78,540 \text{ mm}^2$

$d = b - c - D_{rv} - 1/2 \cdot D = 700 - 40 - 8 - 1/2 \cdot 14 = 643 \text{ mm}$

$\mu = M_{ed} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 223,574 / (500 \cdot 645^2 \cdot 20) = 0,0386$ $\zeta = 0,982$

$A_{s,req} = M_{ed} / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd}) = 223,574 / (0,982 \cdot 643 \cdot 434,783) = 814,377 \text{ mm}^2$

NÁVRH: $6 \times 14 \text{ mm}$ $A_{s,prov} = 923,628 \text{ mm}^2$

$s = (b - 2 \cdot c) / 5 = (500 - 2 \cdot 40) / 5 = 84 \text{ mm}$

$F_c = F_s$ $0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$

$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 923,628 \cdot 434,783 / (0,8 \cdot 500 \cdot 20) = 35,855 \text{ mm}$

$z = 645 - 0,4 \cdot x = 294 - 0,4 \cdot 35,855 = 628,658 \text{ mm}$

$M_{rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 923,628 \cdot 434,783 \cdot 628,658 = 252,455 \text{ kNm} > M_{ed}$

$252,455 \text{ kNm} > 223,5735 \text{ kNm}$

VYHOVUJE S VYUŽITÍM: 89%

POSOUVAJÍCÍ SÍLA:

$V_{ed} = 545,7105 \text{ kN}$

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE: $n = 2$

$D(\text{rozdělovací}) = 10 \text{ mm}$

$A_{sw} = 157,080 \text{ mm}^2$

$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) = 0,528$

výztuž B500B $f_{ywd} = 434,783 \text{ MPa}$

$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 434,783 / 200 = 2,174 \text{ ‰}$

$d = 643 \text{ mm}$

$z = 628,658 \text{ mm}$

$\cot \theta = 2,5$

$\min(V_{rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (1 + \cot \theta)^2 =$	457,836 kN	>	545,7105 kN
$s_1 < A_{sw} \cdot f_{ywd} / V_{ed} \cdot z \cdot \cot \theta =$	196,691 mm		
s =	190 mm		
VYHOVUJE R10mm á 190mm			
kontrola vzdálenosti třmínků:	s	$<$	$0,75 \cdot d$
	190	$<$	482,25 (mm)
	vyhovuje		
kontrola stupně vyztužení:	$\rho_w = A_{sw} / b_w \cdot s > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot (f_{ck})^{1/2}) / f_{yk}$		
	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot (30)^{1/2} / 500 =$		0,0008764
	$\rho_w = 157,08 / 500 \cdot 190 =$	$0,00165347$	$>$ 0,000876
	vyhovuje		
ROZMĚRY PŘEVÁZKY:			
h =	500 mm		
b =	750 mm		
<u>2. kotevní úroveň</u>			
SÍLA V KOTVĚ:			
F2 =	748,38 kN		
NEJVĚTŠÍ MOMENT:			
Med =	271,458 kNm		
OHYBOVÁ VÝZTUŽ:	D =	16 mm	As1 = 201,062 mm ²
SMYKOVÁ VÝZTUŽ:	D(rozdělovací) =	10 mm	Asw1 = 78,540 mm ²
$d = b - c - D_{rv} - 1/2 \cdot D = 750 - 40 - 8 - 1/2 \cdot 14 =$	693 mm		
$\mu = M_{ed} / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 201,08 / 500 \cdot 693^2 \cdot 20 =$	0,0565244	$\zeta =$	0,980
$A_{s,req} = M_{ed} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 201,08 / 0,980 \cdot 693 \cdot 434,783 =$	919,329 mm ²		
NÁVRH:	5x16 mm	As,prov =	1005,310 mm²
$s = (b - 2 \cdot c) / 4 = (500 - 2 \cdot 40) / 4 =$	105 mm		
Fc = Fs	$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$		
$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 1005,310 \cdot 434,783 / 0,8 \cdot 500 \cdot 20 =$	54,636 mm		
$z = d - 0,4 \cdot x = 693 - 0,4 \cdot 54,636 =$	671,145 mm		

$M_{rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 1005,310 \cdot 434,783 \cdot 671,145 = 293,352 \text{ kNm}$		>	Med
293,352 kNm		> 271,458 kNm	
VYHOVUJE S VYUŽITÍM:		93%	
POSOUVAJÍCÍ SÍLA:			
Ved = 661,4055 kN			
NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE:			
	n =	2	
	D(rozdělovací) =	10 mm	
	A _{sw} =	157,080 mm ²	
$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0,6 \cdot (1 - 30/250) = 0,528$			
výztuž B500B	f _{ywd} =	434,783 MPa	
	ε _{yd} = f _{yd} /E _s =	434,783/200 = 2,174 ‰	
d =	693 mm		
z =	671,145 mm		
cotθ =	2,5		
min(V_{rd,max}) = v · f_{cd} · b_w · z / (1 + cotθ²) =		488,779 kN	> 661,4055 kN
s ₁ < A _{sw} · f _{ywd} / Ved · z · cotθ =		173,253 mm	
s =		170 mm	
VYHOVUJE R10mm á 170 mm			
kontrola vzdálenosti třmíneků:		s	< 0,75 · d
		170	< 519,75 (mm)
_____ vyhovuje			
kontrola stupně vyztužení:		ρ _w = A _{sw} / b _w · s > ρ _{w,min} = (0,08 · (f _{ck}) ^{1/2}) / f _{yk}	
		ρ _{w,min} = 0,08 · (30) ^{1/2} / 500 =	0,0008764
		ρ _w = 157,08 / 500 · 170 =	0,001309 > 0,000876
_____ vyhovuje			

ROZMĚRY PŘEVÁZKY:			
h =	550 mm		
b =	750 mm		
3. kotevní úroveň			
SÍLA V KOTVĚ:			
F3 =	925,05 kN		
NEJVĚTŠÍ MOMENT:			
Med =	404,244 kNm		
OHYBOVÁ VÝZTUŽ:	D =	16 mm	As1 = 201,062 mm ²
SMYKOVÁ VÝZTUŽ:	D(rozdělovací) =	10 mm	Asw1 = 78,540 mm ²
d = b - c - Drv - 1/2*D = 750 - 40 - 8 - 1/2*16 = 693 mm			
$\mu = Med/b*d^2*fcd = 404,244/550*693^2*20 = 0,0765217$			
$\zeta = 0,972$			
As,req = Med/ ζ *d*fyd = 404,244/0,962*693*434,783 = 1380,295 mm ²			
NÁVRH:	7x16 mm	As,prov =	1407,434 mm²
s = (b - 2*c)/6 = (550 - 2*40)/6 = 78 mm			
Fc = Fs 0,8*x*b*fcd = As,prov*fyd			
x = As,prov*fyd/0,8*b*fcd = 1380,295*434,783/0,8*550*20 = 69,537 mm			
z = d - 0,4*x = 693 - 0,4*69,537 = 665,185 mm			
Mrd = As,prov*fyd*z = 1407,434*434,783*665,185 = 407,045 kNm > Med			
407,045 kNm > 404,244 kNm			
VYHOVUJE S VYUŽITÍM:			99%
POSOUVAJÍCÍ SÍLA:			
Ved =	722,871 kN		
NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE:			
	n =	2	
	D(rozdělovací) =	10 mm	
	Asw =	157,080 mm ²	
v = 0,6*(1-fck/250 = 0,6*(1-30/250) = 0,528			
výztuž B500B	fýwd =	434,783 MPa	
	éyd = fyd/Es =	434,783/200 =	2,174 ‰

$d = 693 \text{ mm}$
 $z = 665,185 \text{ mm}$

$\cot\theta = 2,5$

$\min(V_{rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (1 + \cot\theta^2) = 532,882 \text{ kN} > 722,871 \text{ kN}$

$s_1 < A_{sw} \cdot f_{ywd} / V_{ed} \cdot z \cdot \cot\theta = 157,114 \text{ mm}$

$s = 150 \text{ mm}$

VYHOVUJE R10mm á 150 mm

kontrola vzdálenosti třmínků: $s < 0,75 \cdot d$
 $150 < 519,75 \text{ (mm)}$
 vyhovuje

kontrola stupně vyztužení: $\rho_w = A_{sw} / b_w \cdot s > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot (f_{ck})^{1/2}) / f_{yk}$
 $\rho_{w,min} = 0,08 \cdot (30)^{1/2} / 500 = 0,0008764$
 $\rho_w = 157,08 / 550 \cdot 150 = 0,00129818 > 0,000876$
 vyhovuje

ROZMĚRY PŘEVÁZKY:

$h = 500 \text{ mm}$
 $b = 700 \text{ mm}$

4. kotevní úroveň

SÍLA V KOTVĚ:

$F_4 = 600 \text{ kN}$

NEJVĚTŠÍ MOMENT:

Med = 262,913 kNm

OHYBOVÁ VÝZTUŽ: $D = 14 \text{ mm}$ $A_{s1} = 153,938 \text{ mm}^2$
SMYKOVÁ VÝZTUŽ: $D(\text{rozdělovací}) = 10 \text{ mm}$ $A_{sw1} = 78,540 \text{ mm}^2$

$d = b - c - D_{rv} - 1/2 \cdot D = 700 - 40 - 10 - 1/2 \cdot 12 = 643 \text{ mm}$

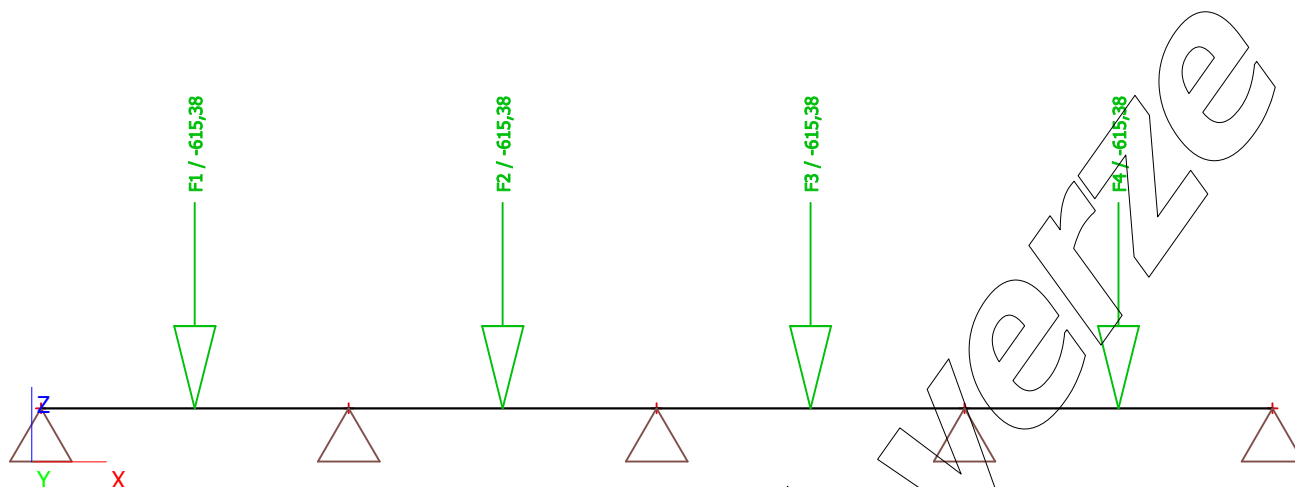
$\mu = M_{ed} / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 262,913 / 500 \cdot 643^2 \cdot 20 = 0,0635901$ $\zeta = 0,967$

$A_{s,req} = M_{ed} / \zeta \cdot d \cdot f_{yd} = 262,913 / 0,967 \cdot 643 \cdot 434,783 = 972,5269 \text{ mm}^2$

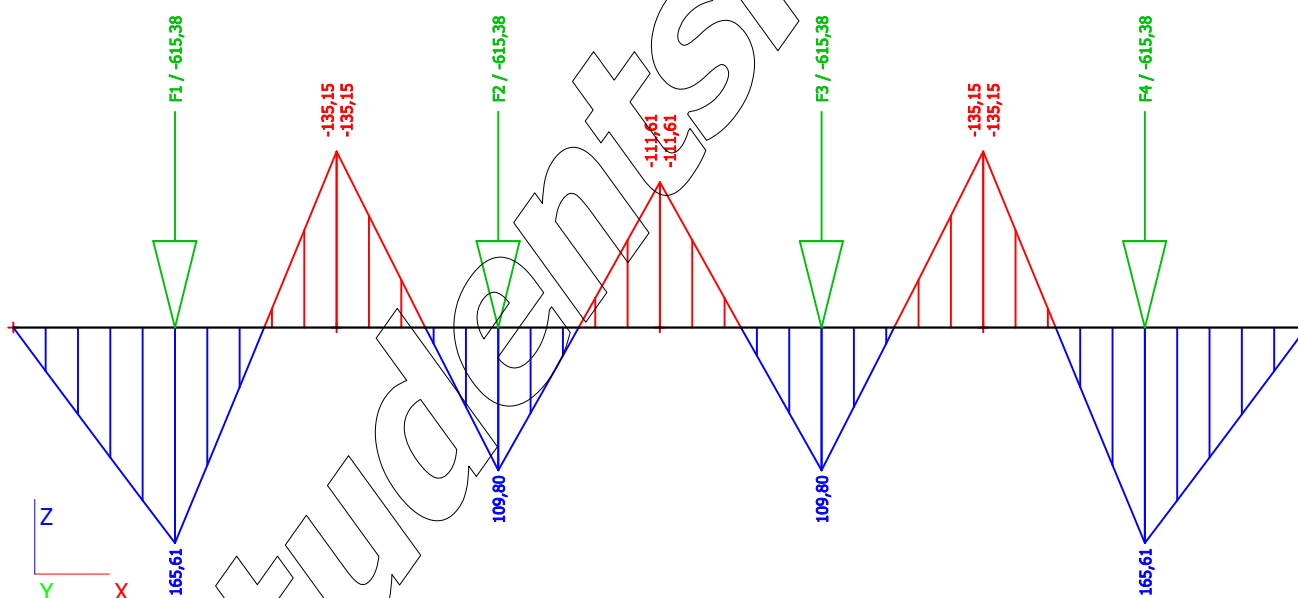
NÁVRH: 7x14 mm $A_{s,prov} = 1077,566 \text{ mm}^2$

$s = (b - 2 \cdot c) / 4 = (500 - 2 \cdot 40) / 6 =$	70 mm
$F_c = F_s$	$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$
$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 769,690 \cdot 434,783 / 0,8 \cdot 500 \cdot 20 =$	58,563 mm
$z = d - 0,4 \cdot x = 643 - 0,4 \cdot 41,831 =$	619,575 mm
$M_{rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 769,690 \cdot 434,783 \cdot 628,248 =$	290,275 kNm
	> Med
290,275 kNm	> 262,9125 kNm
VYHOVUJE S VYUŽITÍM:	
	91%
POSOUVAJÍCÍ SÍLA:	
Ved =	472,4865 kN
NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE:	
n =	2
D(rozdělovací) =	10 mm
A _{sw} =	157,080 mm ²
$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) =$	0,528
výztuž B500B	$f_{ywd} = 434,783$ MPa
	$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 434,783 / 200 = 2,174$ ‰
d =	643 mm
z =	619,575 mm
cotθ =	2,5
$\min(V_{rd,max}) = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (1 + \cot^2 \theta) =$	451,221 kN
	> 472,4865 kN
$s_1 < A_{sw} \cdot f_{ywd} / V_{ed} \cdot z \cdot \cot \theta =$	223,891 mm
s =	220 mm
VYHOVUJE R10mm á 220 mm	
kontrola vzdálenosti třmínků:	$s < 0,75 \cdot d$
	$220 < 482,25$ (mm)
	vyhovuje
kontrola stupně vyztužení:	$\rho_w = A_{sw} / b_w \cdot s > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot (f_{ck})^{1/2}) / f_{yk}$
	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot (30)^{1/2} / 500 = 0,0008764$
	$\rho_w = 157,08 / 500 \cdot 220 = 0,00116355 > 0,000876$
	vyhovuje

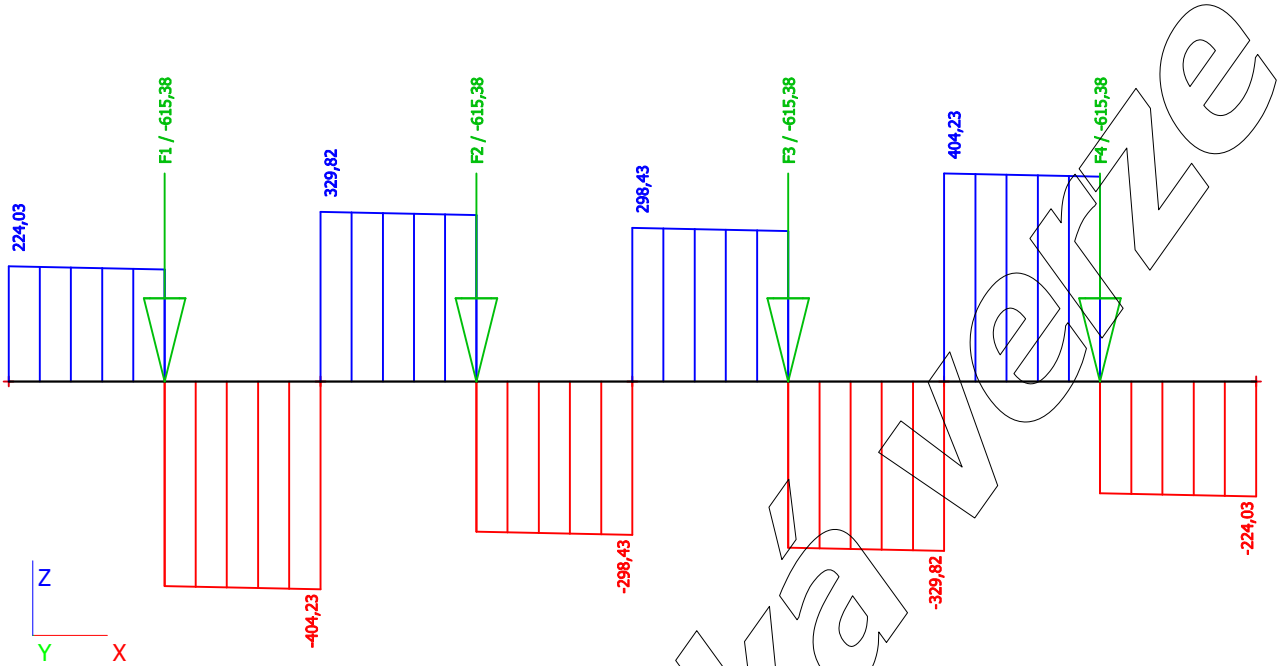
1. 1. kotevní úroveň



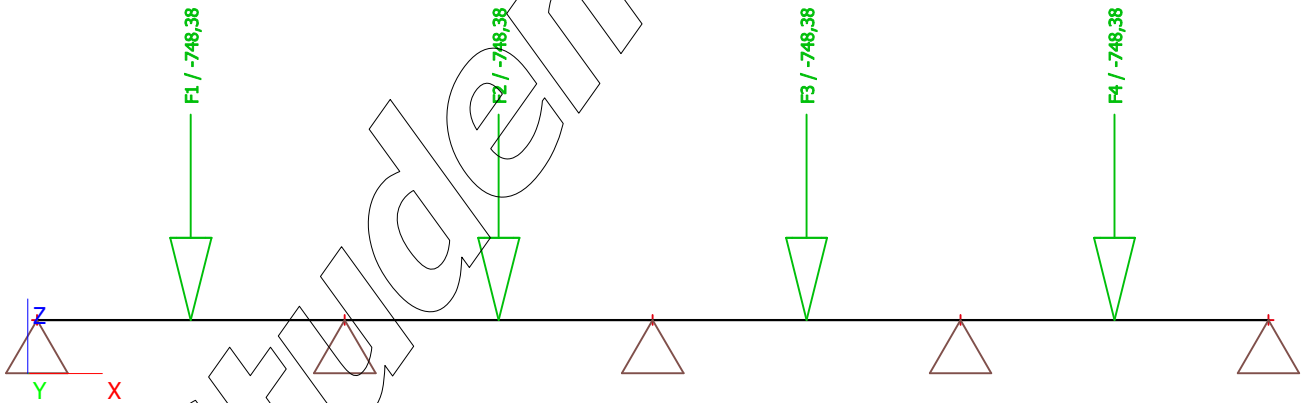
2. 1. My



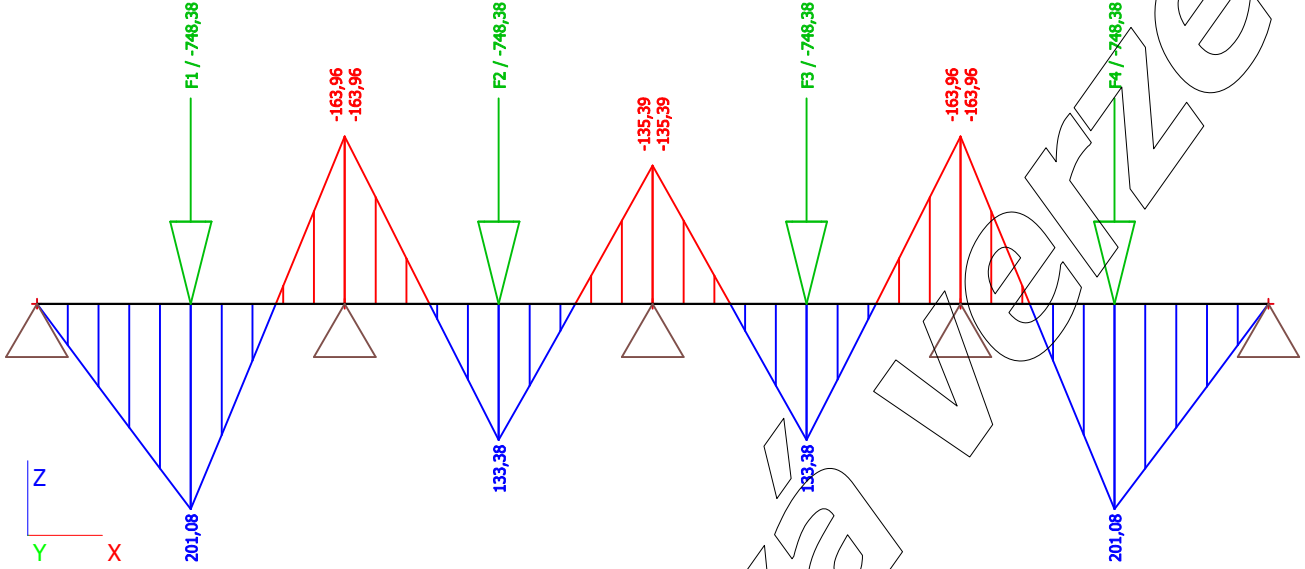
3. 1. Vz



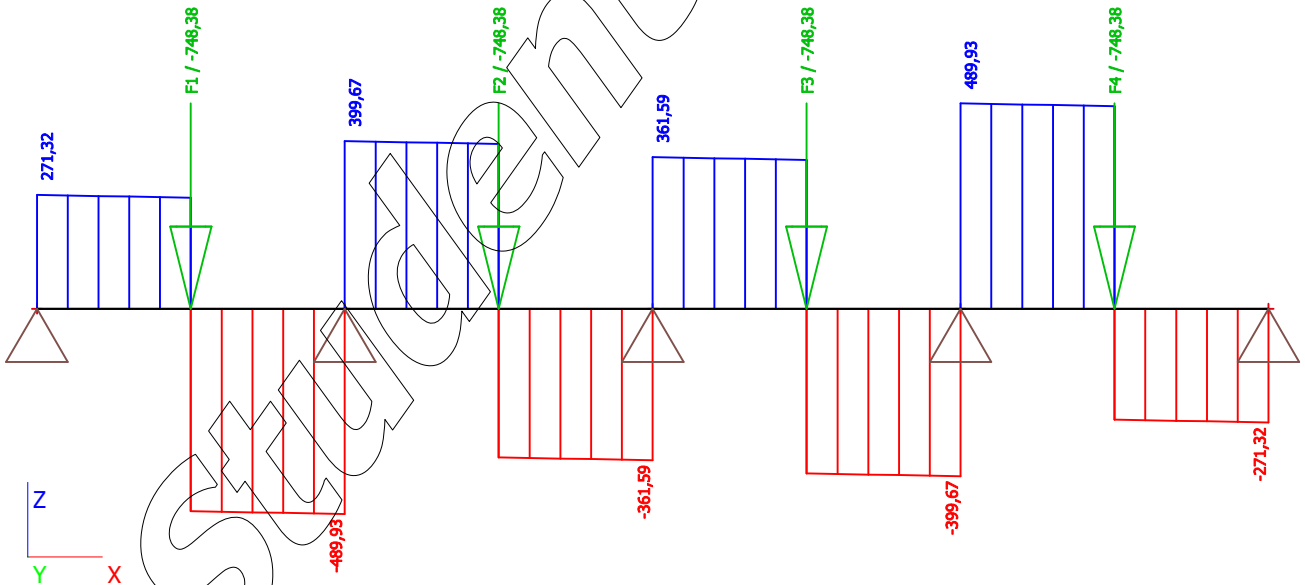
4. 2. kotevní úroveň



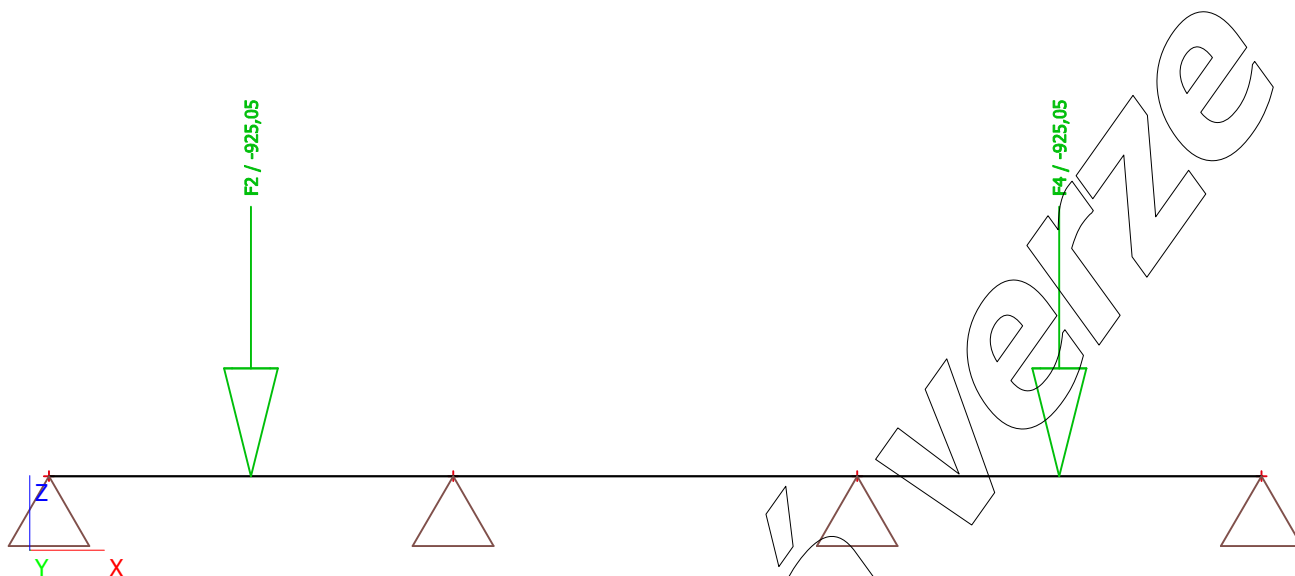
5. 2. My



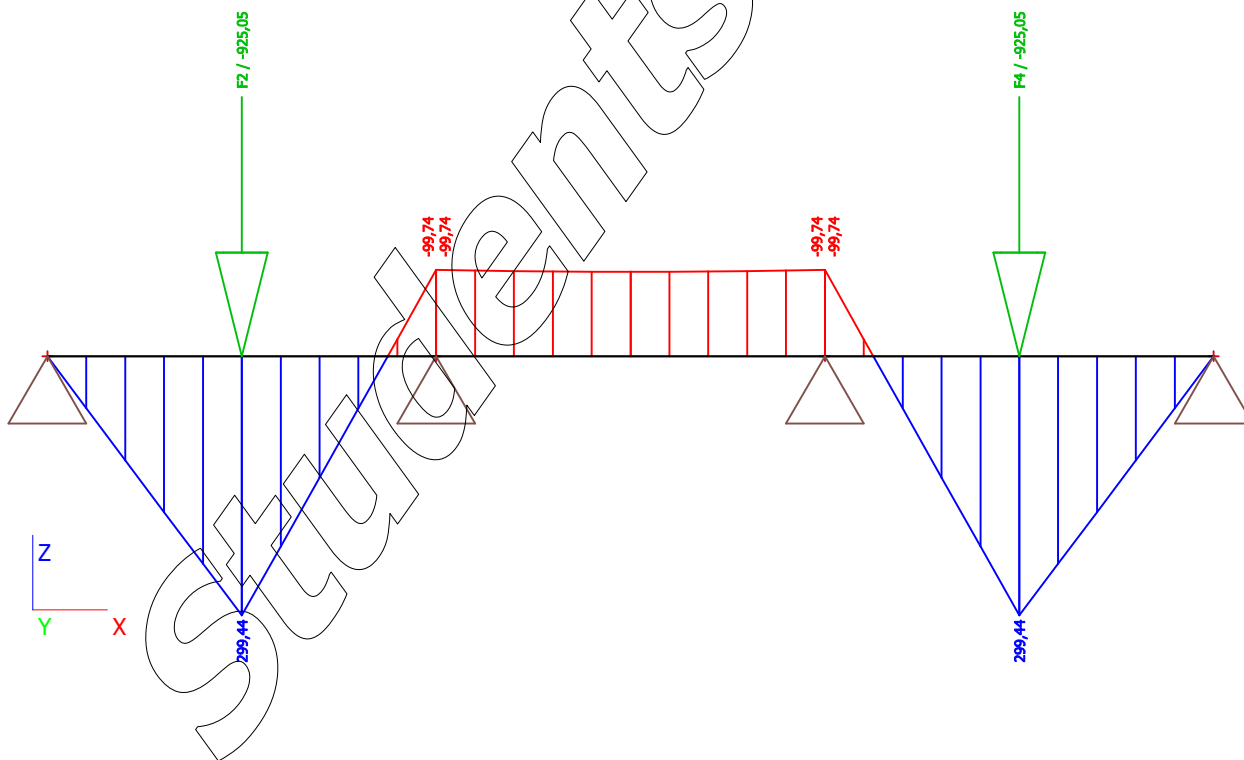
6. 2. Vz



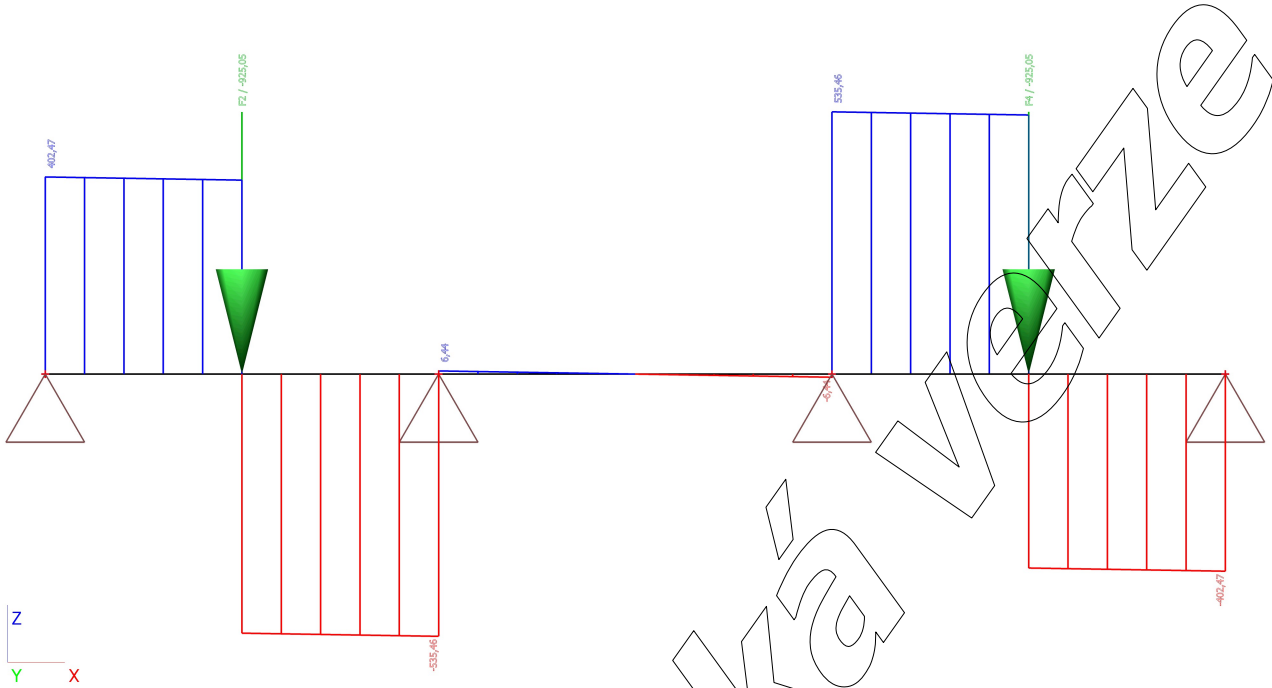
7. 3. kotevní úroveň



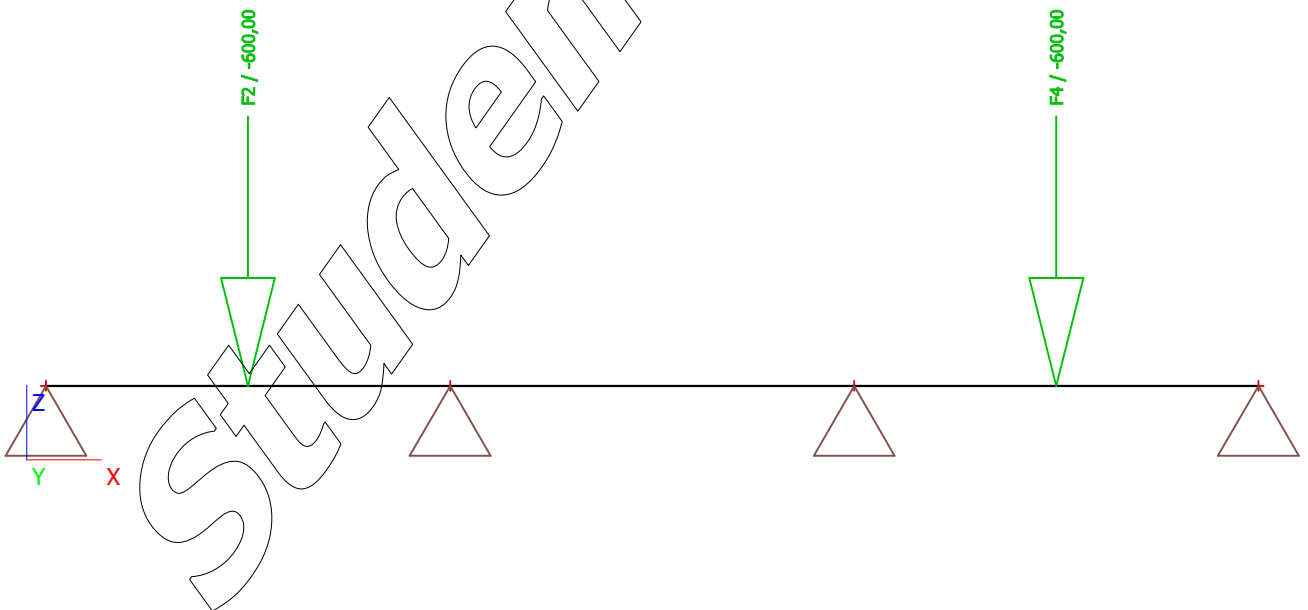
8. 3. My



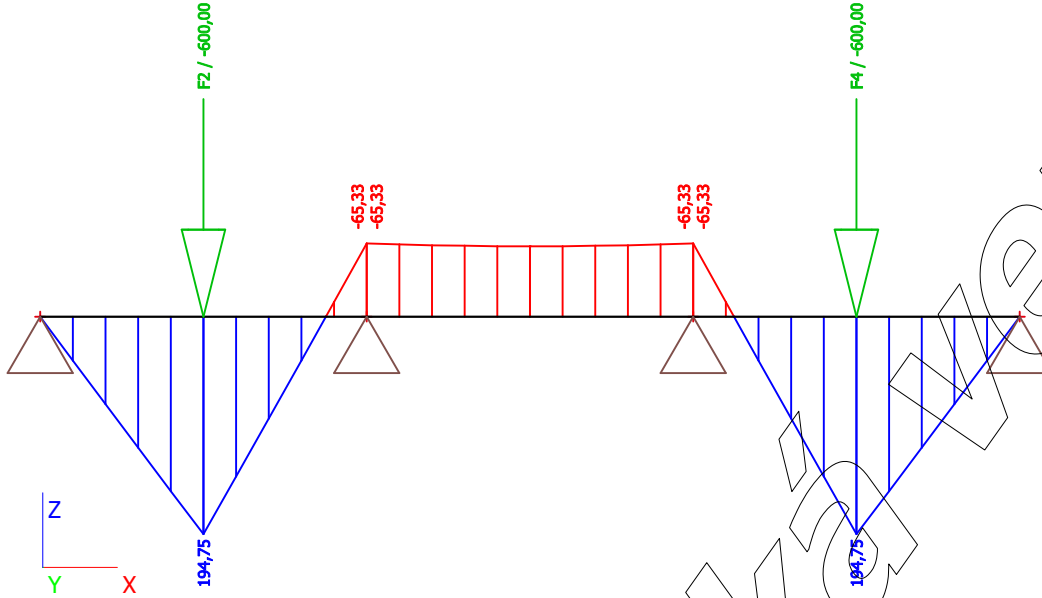
9. 3. Vz



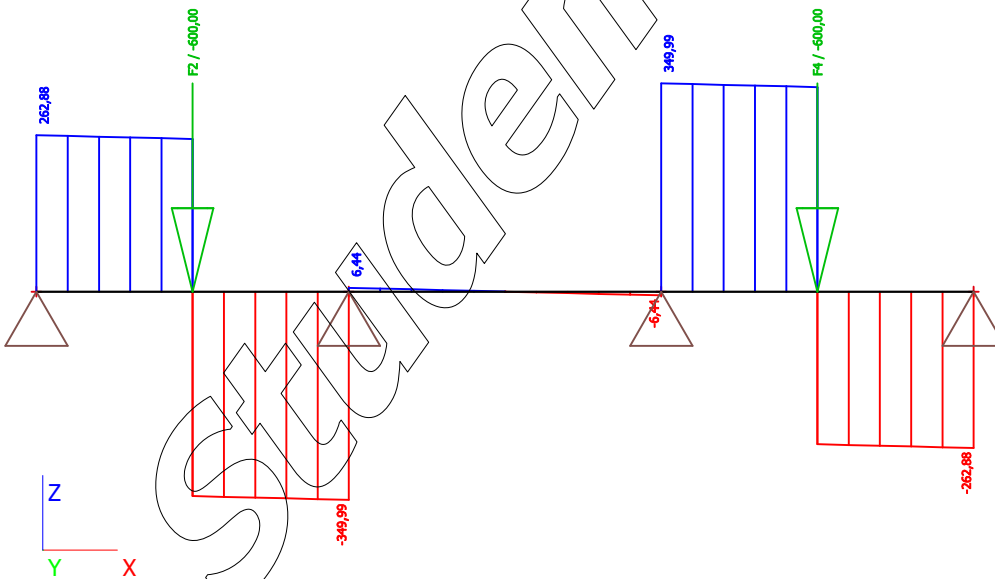
10. 4. kotevní úroveň



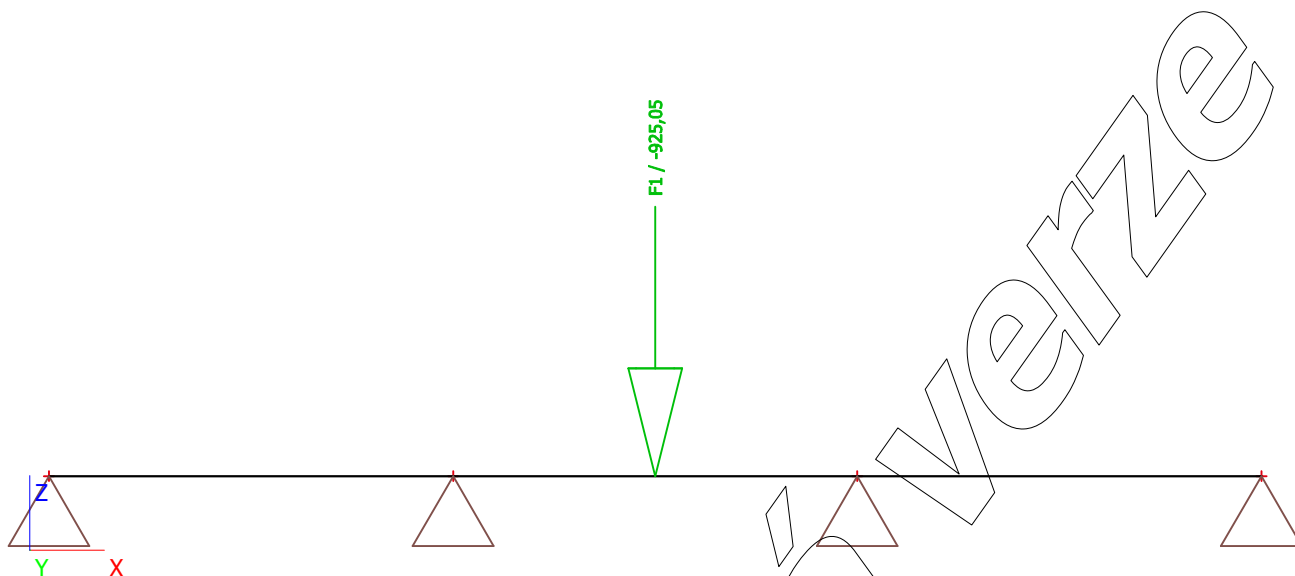
11. 4. My



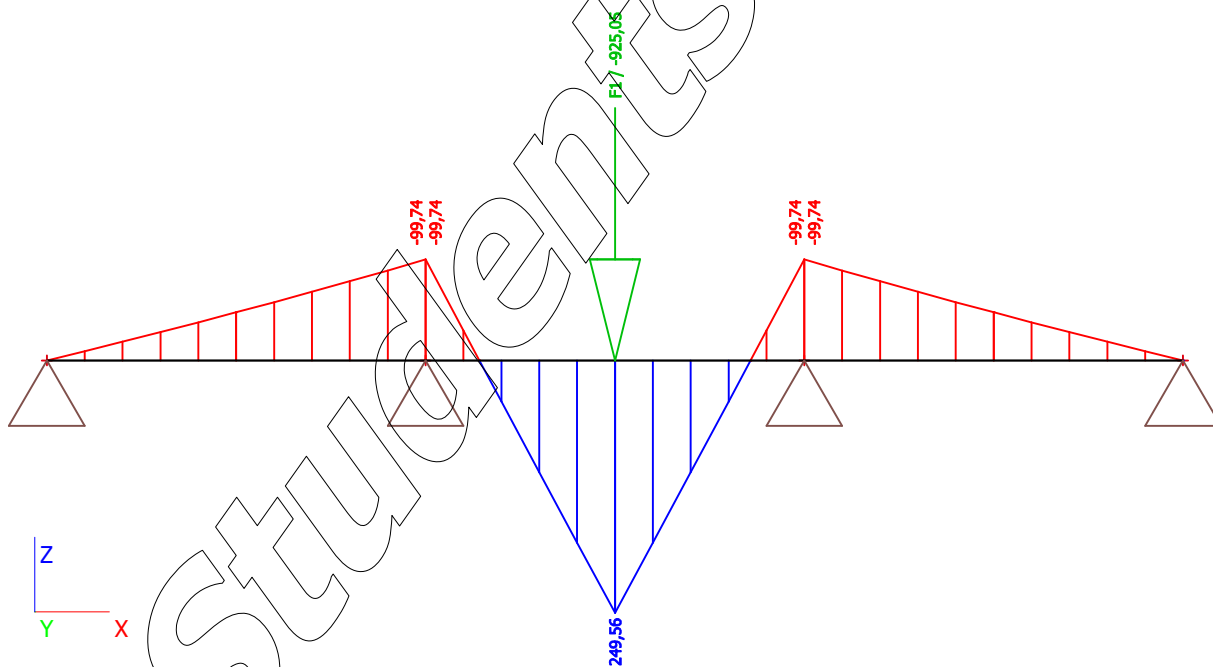
12. 4. Vz



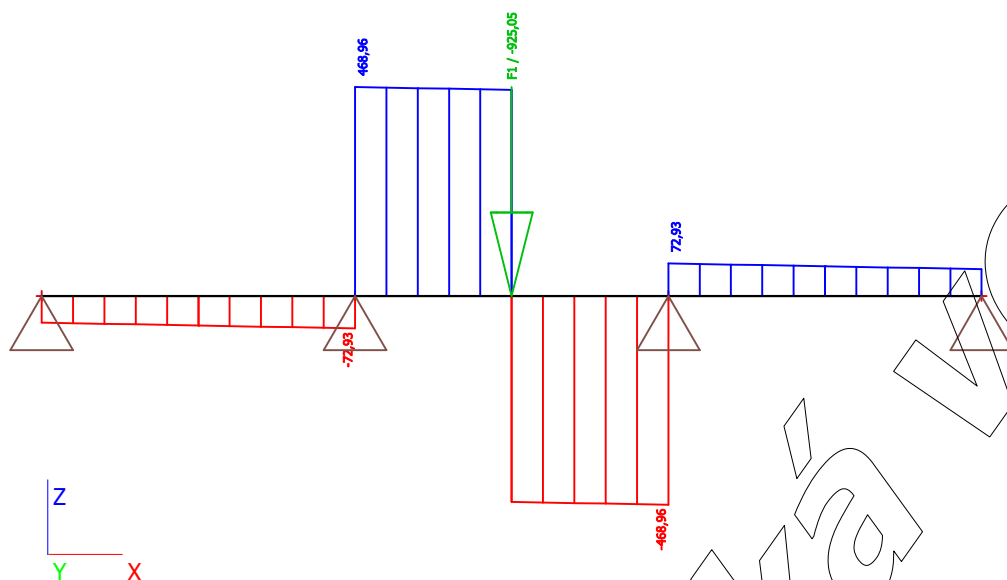
13. 3. kotevní úroveň



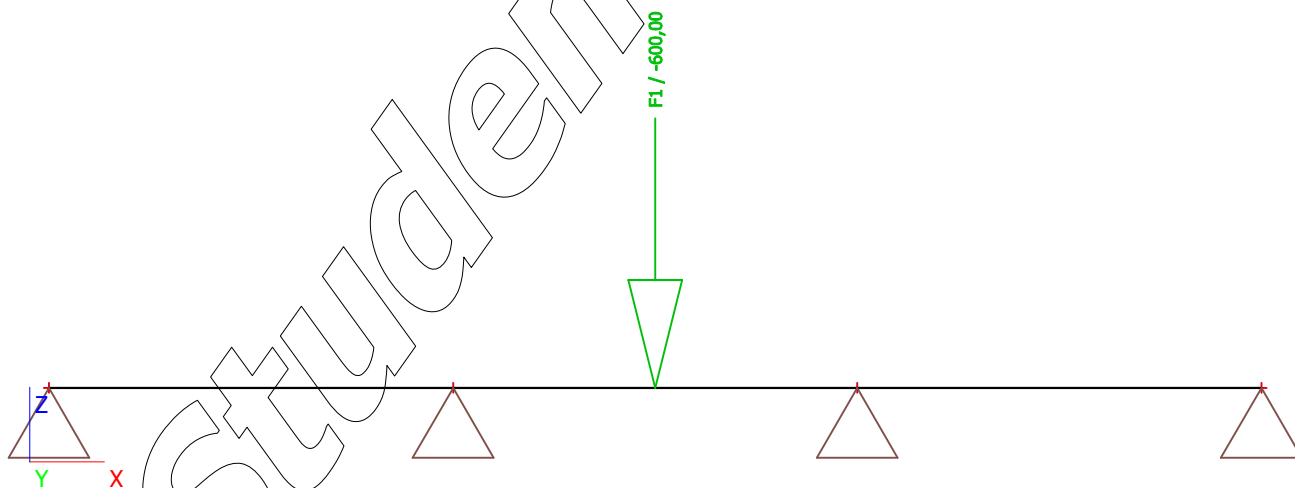
14. 3. My



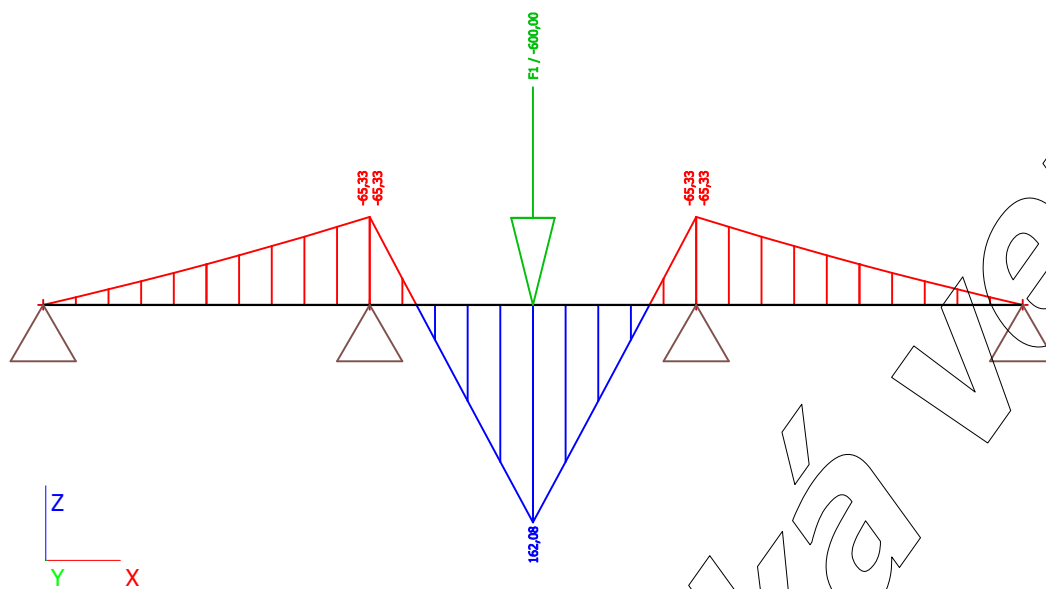
15. 3. Vz



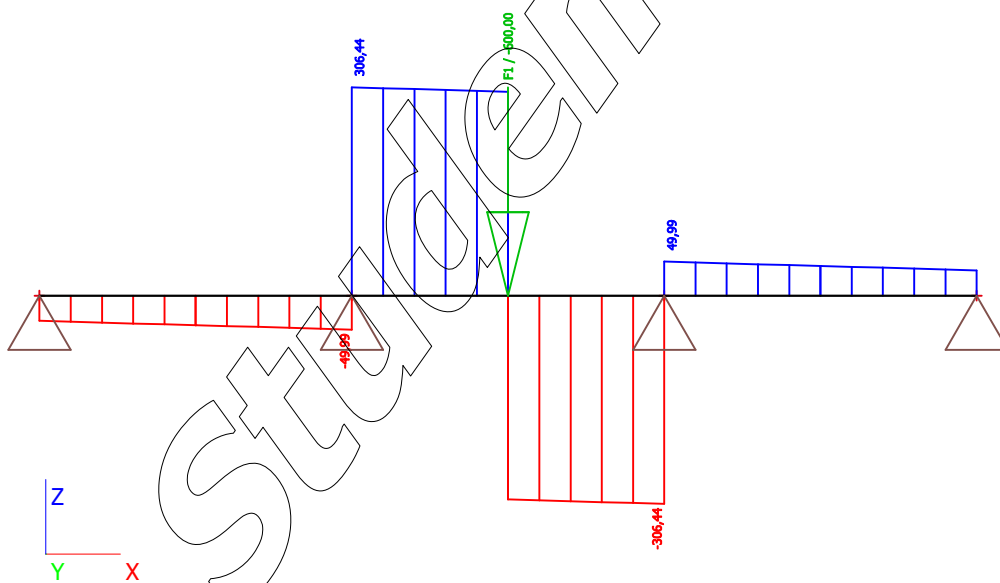
16. 4. kotevní úroveň



17. 4. My



18. 4. Vz



PŘÍLOHA č. 3 - ŽELEZOBETONOVÁ PODZEMNÍ STĚNA

PAŽENÍ JE PO DÉLCE ROZDĚLENO NA NĚKOLIK LAMEL, KTERÉ JSOU SPOJENÉ VĚNCEM

LAMELY JSOU RŮZNÉ VÝŠKY PODLE TERÉNU

KOTVENÍ JE V HLUBŠÍCH MÍSTECH VE 3 ÚROVNÍCH A V NEJMĚLČÍCH VE 2

STĚNA JE NAVRŽENA JAKO TRVALÁ

TLOUŠŤKU LAMEL VOLÍM 800 mm

PRŮHYB KONSTRUKCE:

$$\begin{aligned} L &= 19200 \text{ mm} \\ \max \delta &= 25,5 \text{ mm} < L/500 = 38,4 \text{ mm} \\ & \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

VÝZTUŽ PS

Navrhnu výztuž na 1 bm PS

$$\text{Mek} = 966,12$$

$$\text{Med} = 1304,262 \text{ kNm} \quad \text{C30/37} \quad \text{fcd} = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{Vek} = 364,92$$

$$\text{Ved} = 492,642 \text{ kN} \quad \text{B500B} \quad \text{fyk} = 434,783 \text{ MPa}$$

OHYBOVÁ VÝZTUŽ: SVISLÁ VÝZTUŽ ARMOKOŠE

$$\text{VOLÍM:} \quad \text{D} = 28 \text{ mm} \quad \text{As1} = 615,752 \text{ mm}^2$$

$$\text{c} = 80 \text{ mm} \quad \text{d} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{D}' = \text{d} - \text{c} - 1/2 \cdot \text{D} = 800 - 80 - 12,5 = 706 \text{ mm}$$

$$\mu = \text{Med}/\text{b} \cdot \text{D}^2 \cdot \text{fcd} = 1304,262/1000 \cdot 707,5^2 \cdot 20 = 0,01308355 \quad \zeta = 0,994$$

$$\text{As,req} = \text{Med}/\zeta \cdot \text{d} \cdot \text{fyd} = 966,12/0,995 \cdot 707,5 \cdot 434,783 = 4274,66014 \text{ mm}^2$$

$$\text{NÁVRH:} \quad 8 \times 28 \text{ mm} \quad \text{As,prov} = 4926,0173 \text{ mm}^2$$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY:

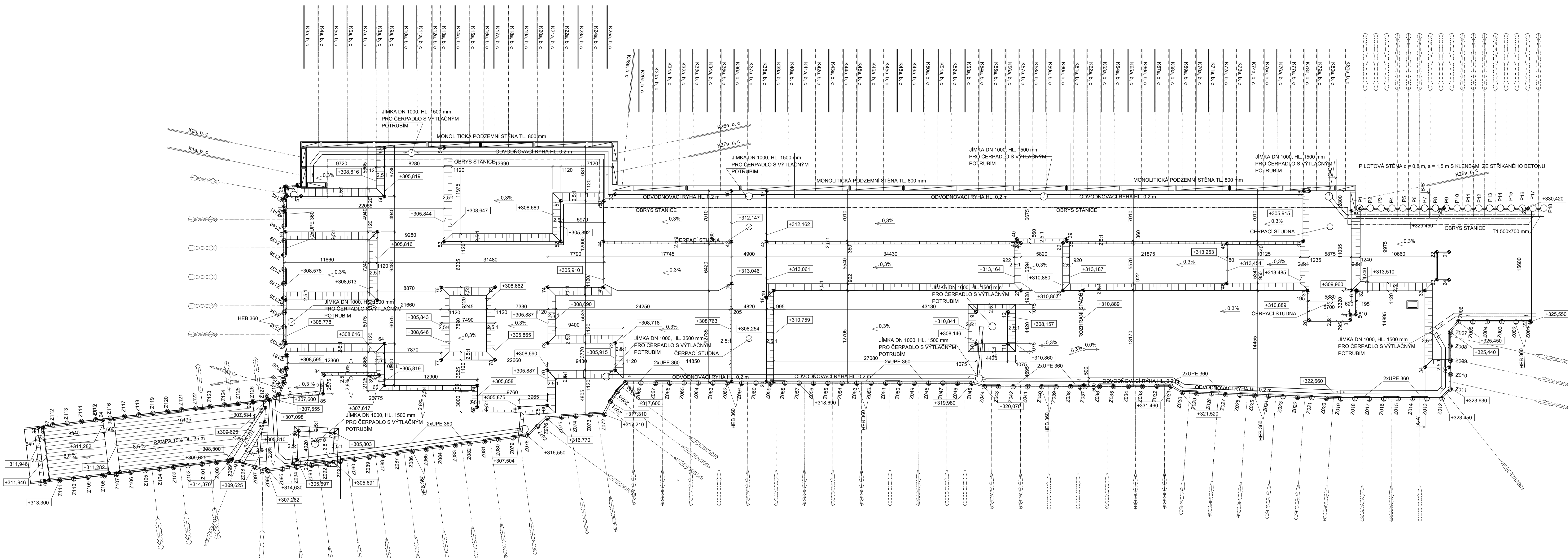
$$\begin{aligned} \text{MIN. PLOCHA VÝZTUŽE:} \quad \text{As,prov} &> \text{As,min} = \max(0,26 \cdot \text{fctm}/\text{fyk} \cdot \text{b} \cdot \text{D}; 0,0013 \cdot \text{b} \cdot \text{d}) \\ 4926,017 &> \max(0,26 \cdot 2,9/500 \cdot 1000 \cdot 707,5; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 707,5) \\ 4926,017 &> \max \quad 1064,648 \quad ; \quad 917,8 \\ \underline{4926,017} &> \underline{1064,648 \text{ (mm}^2\text{)}} \end{aligned}$$

VYHOVUJE

$$\text{MAX. PLOCHA VÝZTUŽE:} \quad \text{As,prov} < \text{As,max} = 0,04 \cdot \text{b} \cdot \text{h}$$

	4926,017	<	0,04*1000*707,5		
	4926,017	<	28240 (mm²)		
	VYHOVUJE				
MAX. ROZTEČ PRUTŮ:	s < min (2h;250 mm)				
	125	<	min(2*707,5;250)		
	125	<	250 (mm)		
	VYHOVUJE				
MIN. ROZTEČ PRUTŮ:	s > max (20 mm;1,2*d)				
	125	>	max(20; 1,2*25mm)		
	125	>	33,6 (mm)		
	VYHOVUJE				
NÁVRH SPLŇUJE KONSTRUKČNÍ ZÁSADY					
Fc = Fs	0,8*x*b*fcd = As,prov*fyd				
x = As,prov*fyd/0,8*b*fcd = 4926,017*434,783/0,8*1000*20 =	133,86 mm				
z = d - 0,4x = 707,5 - 0,4*133,86 =	652,456 mm				
Mrd = As,prov*fyd*z = 4926,017*434,783*664,815 =	1397,396 kNm				
	1397,396	>	1304,262 (kNm)	VYUŽÍTÍ: 93%	
VYHOVUJE					
VODOROVNÁ VÝZTUŽ ARMOKOŠE	d =	16 mm	s = 125 mm		
KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ ARMOKOŠE	d =	12 mm	s = 200 mm		
<u>POSOUZENÍ KOTEV</u>					
<u>KOTVY PRAMENCOVÉ</u>					
F1 =	843,55 kN	1138,793 kN	8-mi pramence		
F2 =	952,04 kN	1285,254 kN	9-ti pramence		
F3 =	725,82 kN	979,857 kN	7-mi pramence		
Freyssinet pramencové kotvy:					
Pramencové kotvy pro ocel 1570/1770 MPa					
Počet pramenů	Průřezová plocha (150 mm ²)	Zatížení na mezi kluzu	Zatížení na mezi pevnosti	Kotevní síla	Hmotnost pramenců
	mm ²	kN	kN	kN	kg/m
7 pramenců	1050	1649	1859	1115	8,26
8 pramenců	1200	1884	2124	1274	9,44
9 pramenců	1350	2120	2390	1434	10,62

PŮDORYS JÁMY M 1:200



VYTÝČOVACÍ BODY

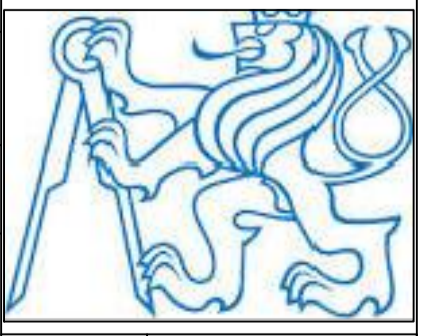
ČÍSLO	X	Y
1	1043545,952	748572,990
2	1043549,035	748582,109
3	1043550,729	748582,722
4	1043558,354	748580,288
5	1043559,526	748580,988
6	1043564,546	748594,412
7	1043570,544	748615,63
8	1043569,867	748617,39
9	1043577,630	748642,059
10	1043579,079	748643,86
11	1043585,352	748666,096
12	104362,720	748669,132
13	1043594,279	748669,228
14	1043595,921	748692,748
15	104361,847	748693,292
16	1043600,785	748698,521
17	1043603,929	748700,346
18	1043611,809	748716,709
19	1043619,688	748713,171
20	1043619,886	748738,542
21	1043629,881	748760,402
22	1043622,75	748763,648
23	1043633,304	748736,171
24	1043697,319	748735,029
25	1043607,307	748734,899
26	1043605,340	748735,212
27	1043623,633	748735,682
28	1043601,862	748736,664
29	1043668,72	748742,126
30	1043668,26	748699,155
31	1043677,881	748699,079
32	1043679,564	748695,129
33	1043679,16	748693,225
34	1043679,08	748693,715
35	1043675,232	748684,812
36	1043673,207	748682,341
37	1043634,744	748696,22
38	1043651,286	748677,588
39	1043612,038	748679,959
40	1043670,434	748644,089
41	1043663,721	748619,578
42	1043633,699	748624,616
43	1043633,038	748637,766
44	1043634,626	748688,898
45	1043638,161	748600,098
46	1043680,591	748741,563
47	1043681,899	748743,16
48	1043684,031	748742,416
49	1043688,622	748756,566

ČÍSLO	X	Y
100	1043545,952	748584,353
101	1043548,639	748587,38
102	1043556,733	748584,75
103	1043556,867	748585,905
104	1043559,298	748581,889
105	1043561,298	748594,254
106	1043569,848	748615,65
107	1043568,98	748615,959
108	1043670,65	748642,485
109	1043675,229	748643,559
110	1043692,107	748664,11
111	1043696,285	748669,257
112	1043690,279	748702,628
113	1043694,462	748731,267
114	1043616,847	748733,118
115	1043615,624	748734,139
116	1043620,889	748730,346
117	1043625,425	748754,959
118	1043628,819	748738,478
119	1043600,683	748736,625
120	1043600,126	748750,894
121	1043601,361	748734,21
122	1043697,211	748736,096
123	1043697,319	748736,688
124	1043685,299	748750,421
125	1043686,409	748739,664
126	1043682,203	748740,69
127	1043678,034	748735,079
128	1043675,835	748736,549
129	1043694,192	748730,567
130	1043699,94	748730,206
131	1043699,632	748699,755
132	1043670,303	748699,538
133	1043638,34	748693,364
134	1043640,747	748600,665
135	1043616,412	748688,082

ZPEVNĚNÉ DNO STAVEBNÍ JÁMY:
 OCEL B500B
 2xKARI SÍŤ PROFILU 8 100/100 mm
 BETON C16/20 - XF2 - CL 0,2 - Dmax 22 - S1

SOŮRADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK
 VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bp
 PŘESNOST VYTÝČOVÁNÍ DLE ČSN 73 04 20 - 1,2 PŘESNOST VYTÝČOVÁNÍ STAVĚJ

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ BENĚŠ
ROČNÍK:	VEDOUcí:	
ČTVRTÝ	doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.	
PŘEDMĚT:	K135 - BAKALÁRSKÁ PRÁCE	
ÚLOHA:	STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL	
VÝKRES:	VÝKRES 001 - PŮDORYS STAVEBNÍ JÁMY	FORMÁT: 594x1399 MĚŘÍTKO: 1:200 PŘÍLOHA: 01

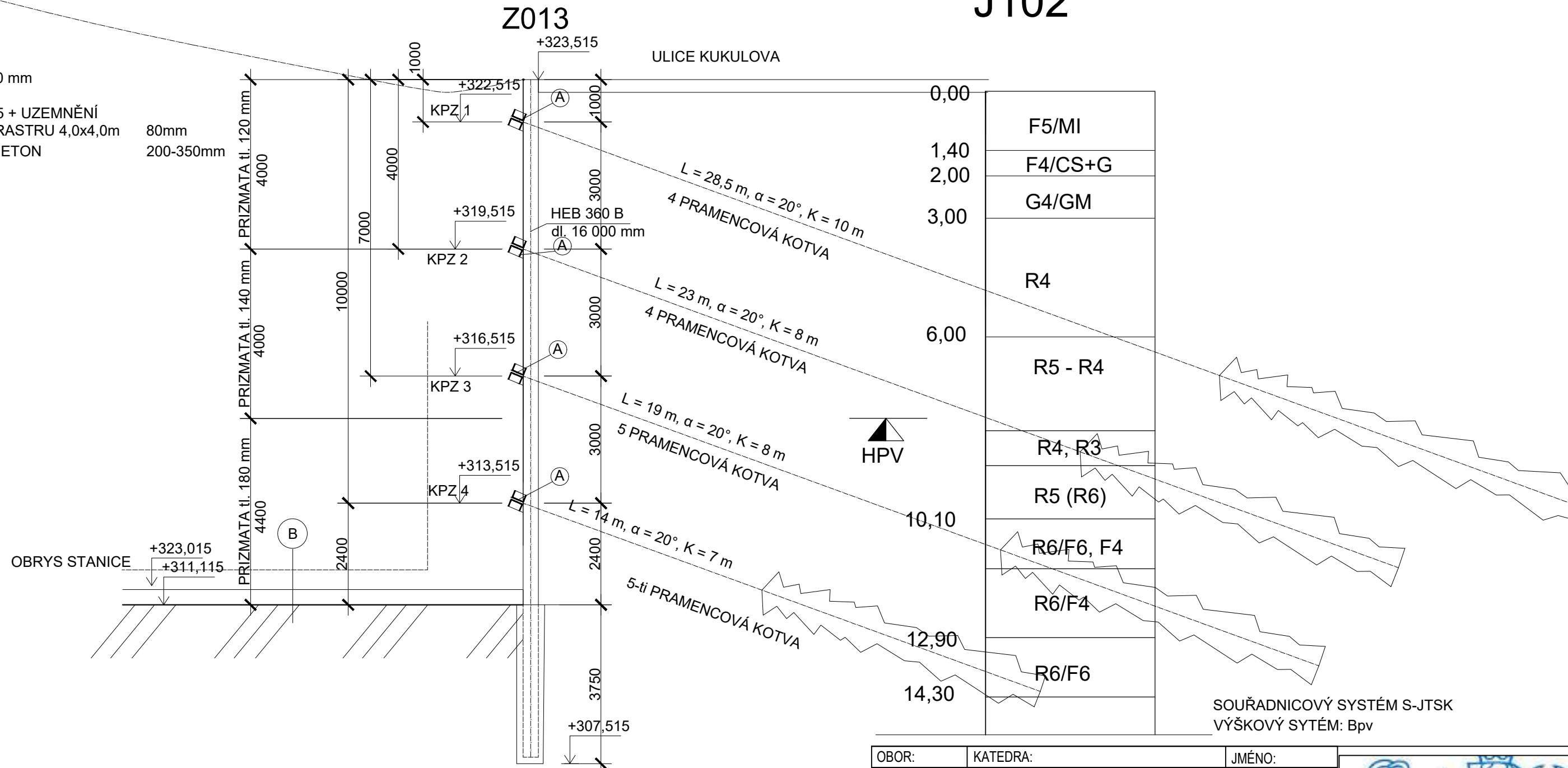


TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ A-A' ZÁPOROVÝM PAŽENÍM U VÝCHODNÍHO PORTÁLU M 1:100

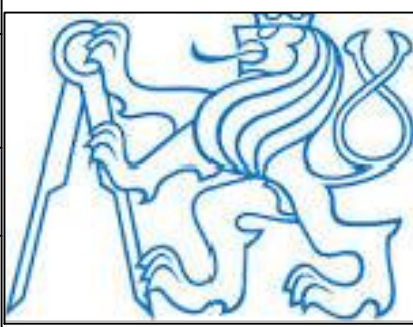
J102

LEGENDA:

- Ⓐ 2xU360 dl. 2 000 mm
- Ⓑ - BETON C12/15 + UZEMNĚNÍ
PROFILU 20 V RASTRU 4,0x4,0m 80mm
- PODKLADNÍ BETON 200-350mm
- ÚPRAVA Z.S.

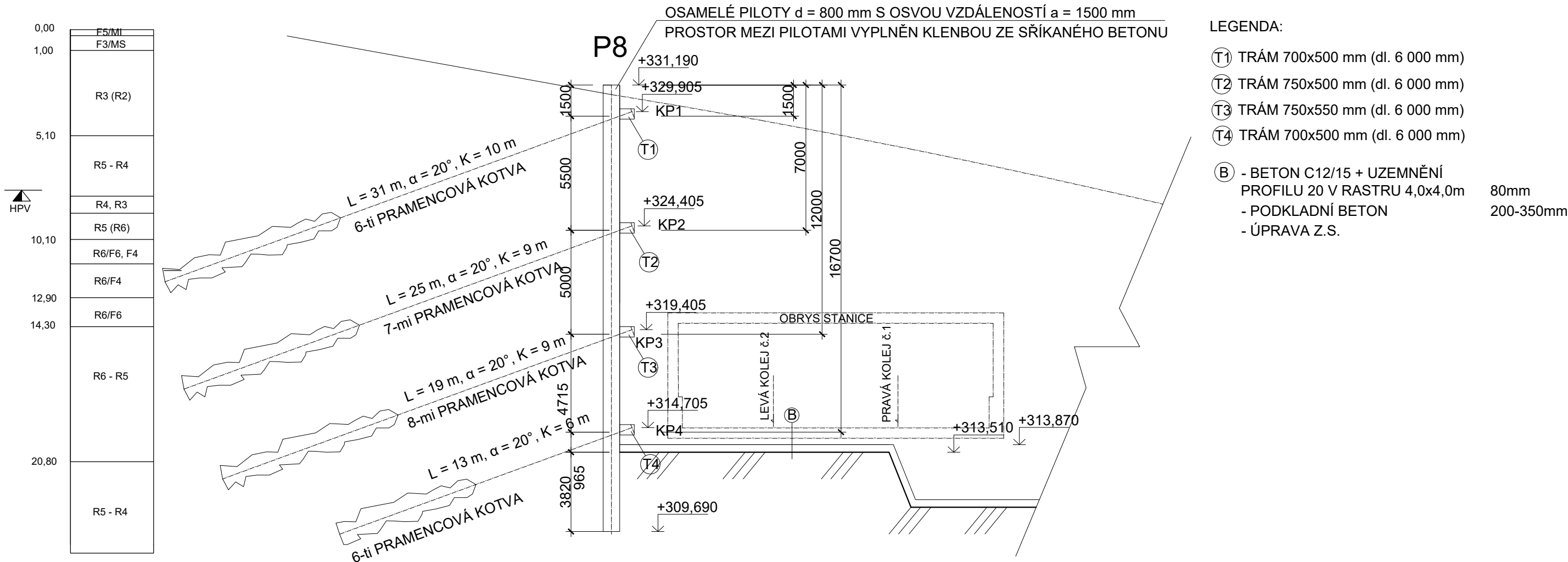


POZNÁMKA: DÉLKY KOTEV JSOU UVAŽOVÁNY VČ. 1,0 M PŘESAHU PRO ZAKOTVENÍ!

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:	
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ BENEŠ	
ROČNÍK:	VEDOUČÍ:		
ČTVRTÝ	doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.		
PŘEDMĚT:	K135 - BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
ÚLOHA:	STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL		
VÝKRES:	TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ ZÁPOROVÝM PAŽENÍM		
	FORMÁT:	2xA4	
	MĚŘÍTKO:	1:100	
	PŘÍLOHA:	02	

TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ B-B' PILOTOVOU STĚNOU U VÝCHODNÍHO PORTÁLU M 1:200

S7



POZNÁMKA: DÉLKY KOTEV JSOU UVAŽOVÁNY VČ. 1,0 M PŘESAHU PRO ZAKOTVENÍ!

MATERIÁL:

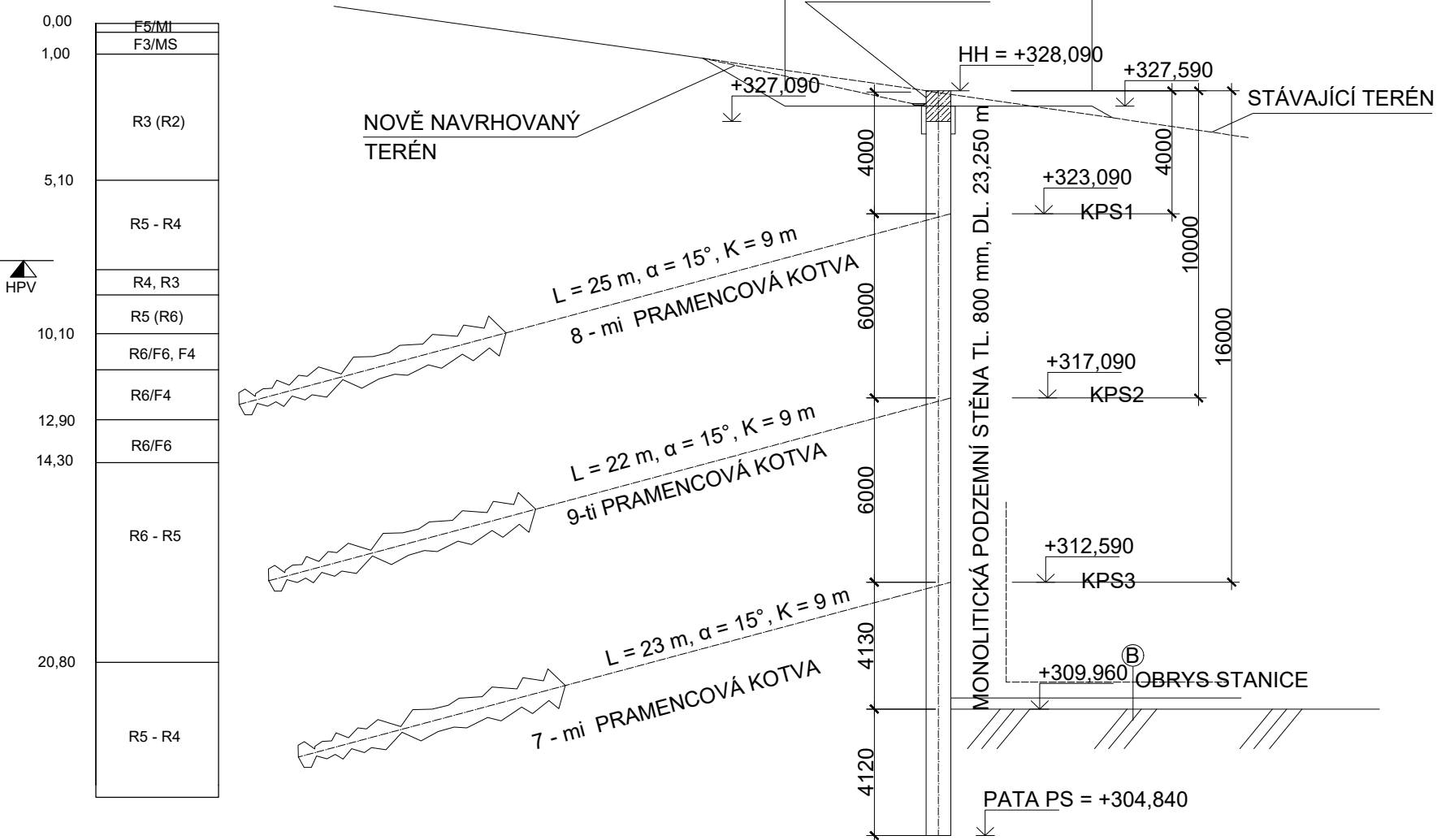
BETON ČSN EN 206
C30/37 - XA2 - CI 0.2 - Dmax 16mm - S3
OCEL: B500B
KRYTÍ: PILOTY 75 mm
TRÁMY 40 mm

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: Bpv

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:	
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ BENEŠ	
ROČNÍK:	VEDOUcí:		
ČTVRTÝ	doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.		
PŘEDMĚT:	k135 - BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
ÚLOHA:	STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL		
VÝKRES:	VÝKRES 003 - TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ PILOTOVOU STĚNOU		
	FORMÁT:	2xA4	
	MĚŘÍTKO:	1:200	
	PŘÍLOHA:	03	

TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ C-C' PODZEMNÍ STĚNOU A26 ZE ŽELEZOBETONU U SEVERNÍHO SVAHU M 1:200

S7



- ⓑ - BETON C12/15 + UZEMNĚNÍ PROFILU 20 V RASTRU 4,0x4,0m 80mm
- PODKLADNÍ BETON 200-350mm
- ÚPRAVA Z.S.

MATERIÁL:

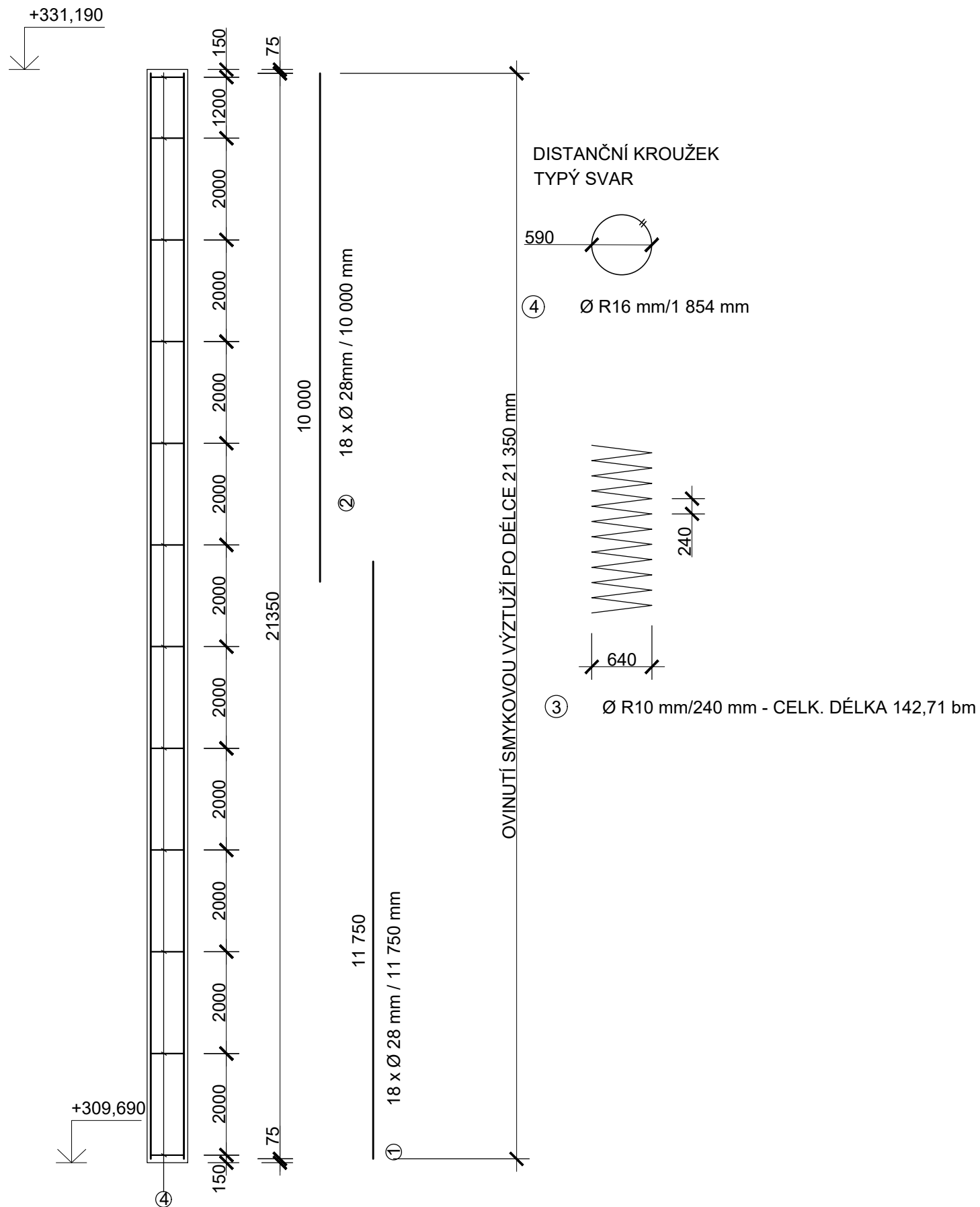
BETON ČSN EN 206
C30/37 - XA2 - CI 0.2 - Dmax 16mm - S3
OCEL: B500B
KRYTÍ: 80 mm

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: Bpv

POZNÁMKA: DÉLKY KOTEV JSOU UVAŽOVÁNY VČ. 1,0 M PŘESAHU PRO ZAKOTVENÍ!

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:	
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ BENEŠ	
ROČNÍK:	VEDOUČÍ:		
ČTVRTÝ	doc. Ing. JÁN MASOPUST, CSc.		
PŘEDMĚT:	k135 - BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
ÚLOHA:	STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL		
VÝKRES:	TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ PODZEMNÍ STĚNOU		
	FORMÁT:	2xA4	
	MĚŘÍTKO:	1:200	
	PŘÍLOHA:	04	

VÝKRES VÝZTUŽENÍ PILOTY P8



VÝKAZ VÝZTUŽE				B500B		
POL.	PROFIL	DÉLKA	POČET	10	16	28
	mm	mm	ks			
1	28	11750	16			188000
2	28	10000	16			160000
3	10	142710	1	142710		
4	16	1854	12		22248	
CELKOVÁ DÉLKA			m	142,71	22,248	348
JEDNOTKOVÁ HMOTNOST			kg/m	0,617	1,58	4,8583
HMOTNOST PROFILŮ			kg	88,052	35,152	1690,688
HMOTNOST VŠECH PROFILŮ			kg	1813,892		
CELKOVÁ HMOTNOST			t	1,814		

MATERIÁL:

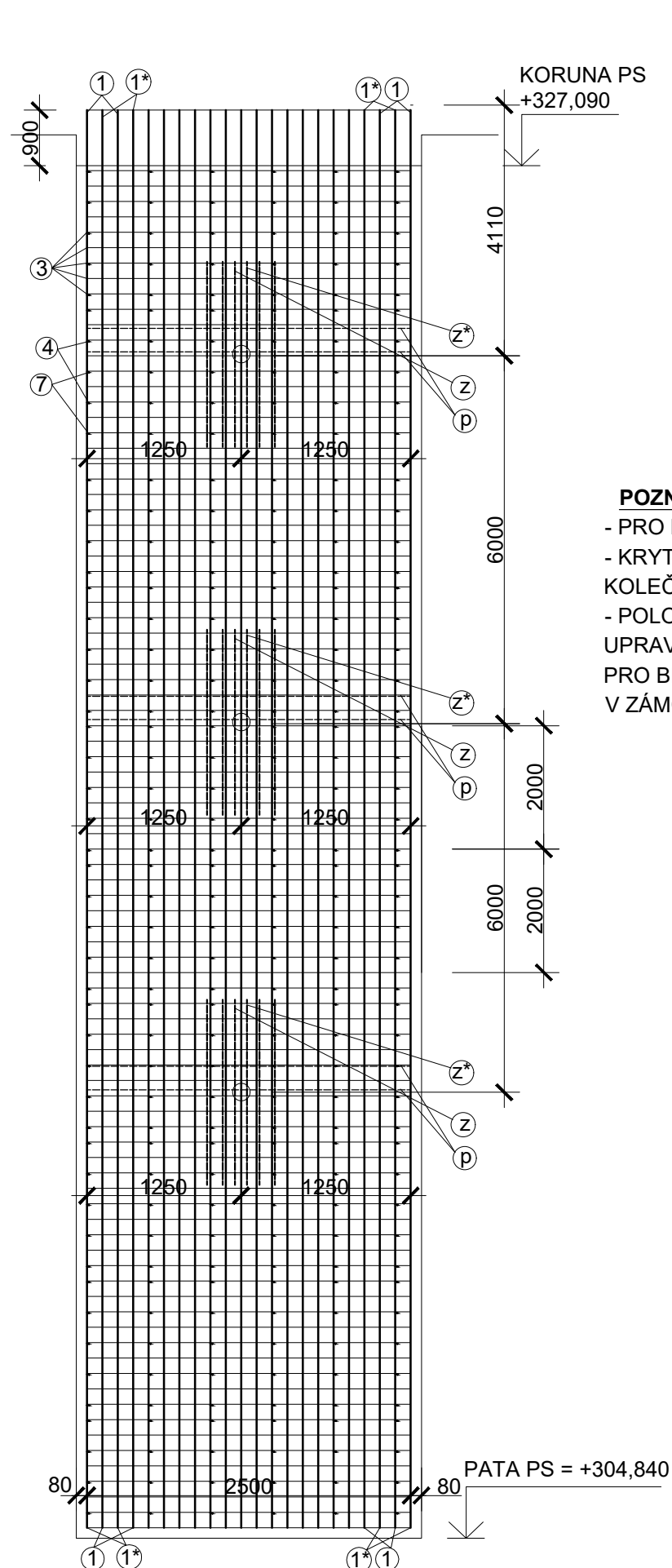
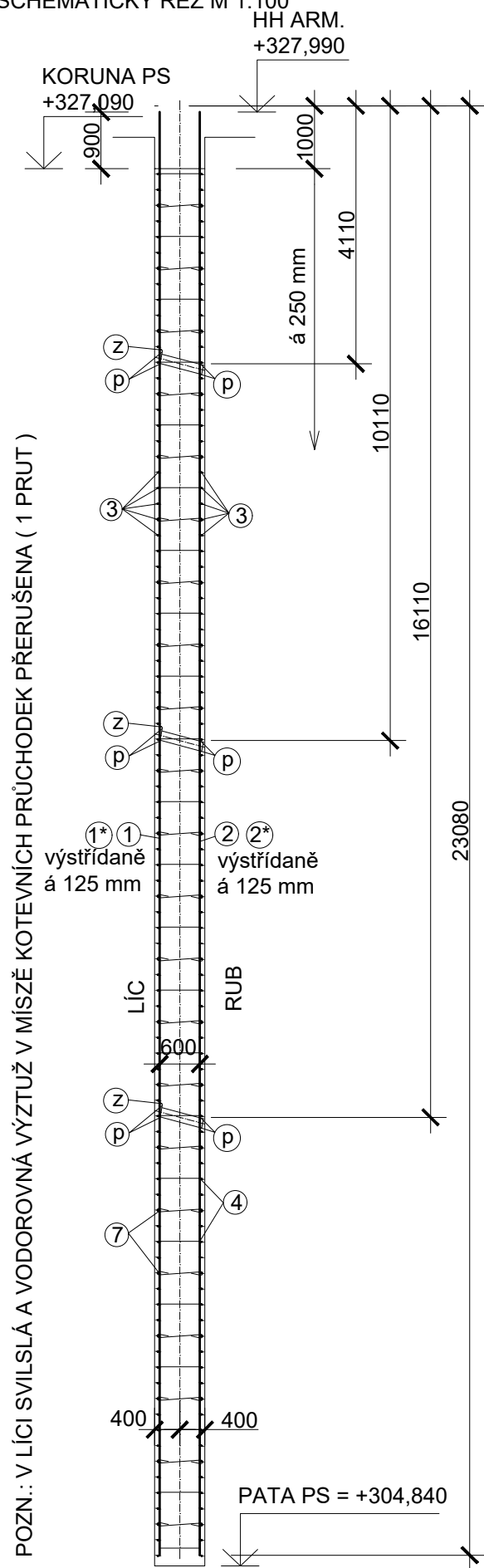
BETON ČSN EN 206
C30/37 - XA2 - CI 0.2 - Dmax 16mm - S3
OCEL: B500B
KRYTÍ: 75 mm

VÝZTUŽ KÓTOVÁNA NA OSU

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:	
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ BENEŠ	
ROČNÍK:	VEDOUČÍ:		
ČTVRTÝ	doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.		
PŘEDMĚT: k135 - BAKALÁŘSKÁ PRÁCE			
ÚLOHA: STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL			
VÝKRES: VÝKRES 005 - VÝKRES VÝZTUŽE PILOTY P8			FORMÁT: 2xA4
			MĚŘÍTKO: 1:100
			PŘÍLOHA: 05

ARMOKOŠ A26
SCHÉMATICKÝ ŘEZ M 1:100

POHLED NA LÍC M 1:100/50



HH ARM.
+327,990

POZNÁMKY:

- PRO MONTÁŽ POVOLENO EL. SVAŘOVÁNÍ
- KRYTÍ ZAJIŠTĚNO PLAST. VODÍCÍMI KOLEČKY (5ks/1m²)
- POLOHU PŘÍČNĚ VEDENÝCH ARMATUR UPRAVIT PRO VYTVOŘENÍ PROSTUPŮ PRO BETON. KOLONY A TĚSNÍCÍ PÁSY V ZÁMCÍCH PS

VÝKAZ VÝZTUŽE ARMOKOŠ A26						PROFILY PRUTŮ			
SCHÉMA TVARU (mm)	POL.: OCEL	PROFIL (mm)	DÉLKA (mm)	POČET (ks)	PROFILY PRUTŮ				
					8	16	20	28	
	1	B500B	28	14000	20				280000
	1*		28	13000	20				260000
	2		28	14000	20				280000
	2*		28	13000	20				260000
	3	B500B	16	2500	176		440000		
			4	16	700	176		123200	
	z	B500B	28	3000	6				18000
			z*	28	3000	6			
	p	B500B	20	2500	12			30000	
			7	8	1200	176	211200		
CELKOVÁ DÉLKA					m	211,2	563,2	30	1116
JEDNOTKOVÁ HMOTNOST					kg/m	0,395	1,578	2,466	4,858
HMOTNOST PROFILŮ					kg	83,340	888,899	73,986	5421,863
HMOTNOST VŠECH PROFILŮ					kg	6468,087			
CELKOVÁ HMOTNOST					t	6,468			

MATERIÁL:

BETON ČSN EN 206
C30/37 - XA2 - CI 0.2 - Dmax 16mm - S3
OCEL: B500B
KRYTÍ: 80 mm

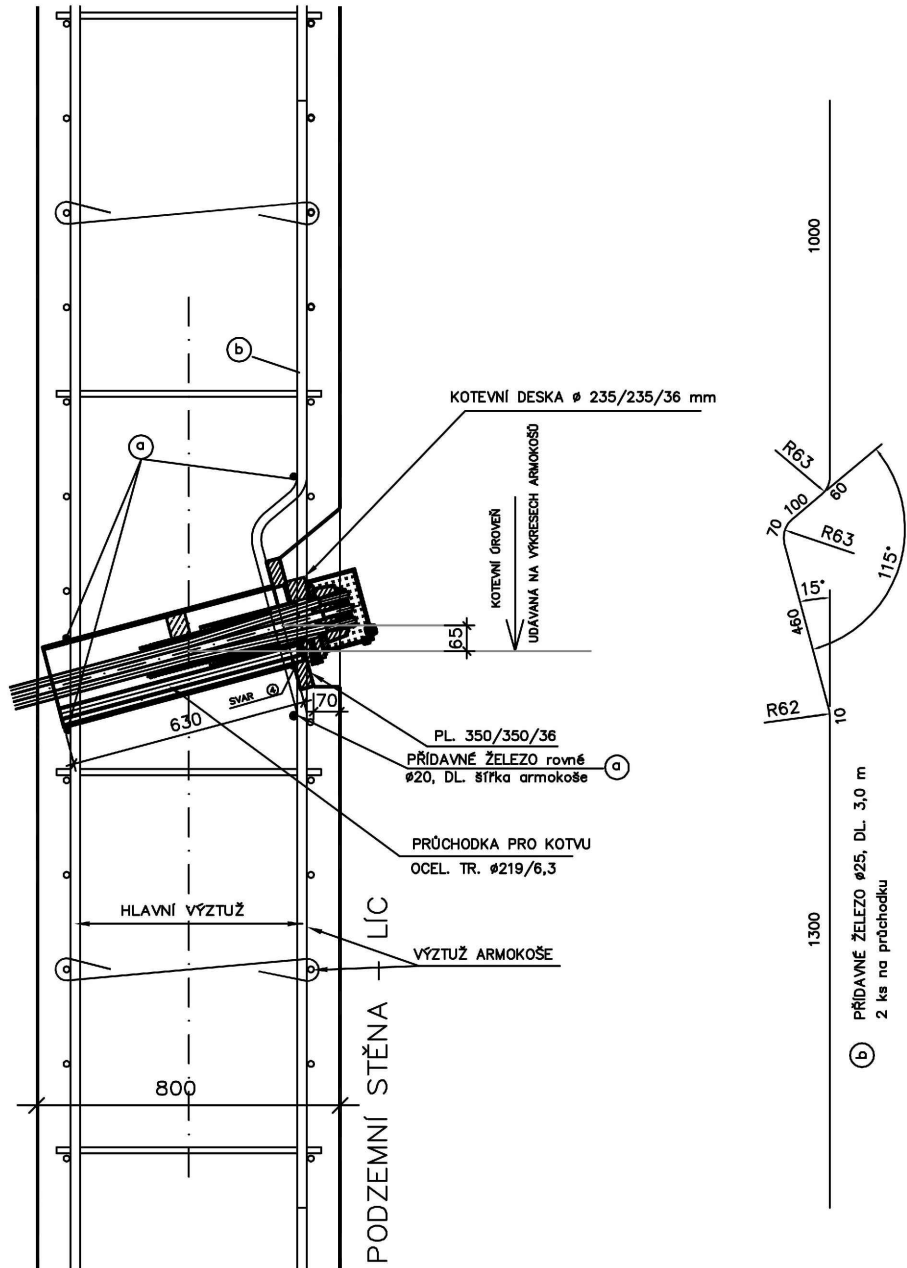
VÝZTUŽ KÓTOVÁNA NA OSU

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:	
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ	
ROČNÍK:	VEDOUČÍ:	BENEŠ	
ČTVRTÝ	doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.		
PŘEDMĚT:	k135 - BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
ÚLOHA:	STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL		
VÝKRES:	VÝKRES 006 - VÝKRES VÝZTUŽE ARMOKOŠE A26 - PS		
	FORMÁT:	2xA4	
	MĚŘÍTKO:	1:100/50	
	PŘÍLOHA:	06	

POZN.: V LÍCI SVILSLÁ A VODOROVNÁ VÝZTUŽ V MÍSĚ KOTEVNÍCH PŘÚCHODEK PŘERUŠENA (1 PRUT)

DETAIL HLAV KOTEV

M 1:10



MATERIÁL:

BETON ČSN EN 206

C30/37 - XA2 - CI 0.2 - Dmax 16mm - S3

OCEL: B500B

KRYTÍ: 80 mm

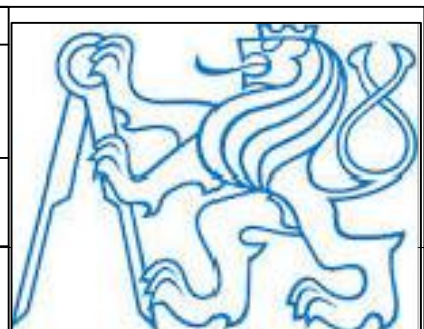
VÝZTUŽ KÓTOVÁNA NA OSU

OBOR:	KATEDRA:	JMÉNO:
KD	K135 - KAT. GEOTECHNIKY	ONDŘEJ BENEŠ
ROČNÍK:	VEDOUcí:	
ČTVRTÝ	doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.	

PŘEDMĚT: k135 - BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

ÚLOHA: STAVEBNÍ JÁMA PRO STANICI METRA MOTOL

VÝKRES: VÝKRES 007 - DETAIL UKOTVENÍ PRAMENCOVÉ KOTVY NA PS



FORMÁT:	1xA4
MĚŘÍTKO:	1:10
PŘÍLOHA:	07