



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

PAŽENÍ STAVEBNÍ JÁMY

SHEETING OF FOUNDATION PIT

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Mykola Šajuk

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Věra Glisníková, CSc.

BRNO 2023



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Mykola Šajuk
Název	Pažení stavební jámy
Vedoucí práce	Ing. Věra Glisníková, CSc.
Datum zadání	09.11.2022
Datum odevzdání	26.05.2023

V Brně dne 09.11.2022

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

- Předběžný návrh
- Inženýrsko-geologický průzkum
- Odborná literatura a informace z internetu k řešenému tématu

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem bakalářské práce je navrhnout zajištění stavební jámy - typ pažící konstrukce a dimenze nosných, stabilizačních prvků. Součástí bude i výkresová dokumentace.

V práci musí být obsaženy tyto náležitosti:

- geotechnické poměry na lokalitě
- statický výpočet zajištění stavební jámy včetně posouzení celkové stability území
- výkresová dokumentace

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

Ing. Věra Glisníková, CSc.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Bakalářská práce se zabývá návrhem a statickým posouzením pažení stavební jámy realizované za účelem výstavby tunelu Homole úseku dálnice D35 Ostrov – Vysoké Mýto. Úvodní část práce shrnuje základní vstupní informace o zájmové lokalitě včetně výstupů inženýrsko-geologického průzkumu a podává přehled o možnostech zajištění stavebních jam. Stěžejní část práce popisuje návrh, posouzení a ekonomické zhodnocení třech vybraných variant pažení, následné zhodnocení výsledků výběrů té nejvhodnější varianty. Výsledná konstrukce je doplněna o výkresovou dokumentaci, která je součástí přílohy.

KLÍČOVÁ SLOVA

Pažící konstrukce, pilotová stěna, hřebíkový svah, zemní kotva, stavební jáma, statický výpočet, návrh, posouzení, ekonomické zhodnocení, GE05

ABSTRACT

The bachelor's thesis describes the design and static assessment of the excavation of the construction pit realized for the construction of the Homole tunnel of the D35 Ostrov – Vysoké Mýto highway section. The introductory part of the work summarizes the basic input information about the location of interest, including the outputs of the engineering-geological survey, and provides an overview of the possibilities of securing construction pits. The core part of the work describes the design, assessment and economic evaluation of three selected variants of the stocking, subsequent evaluation of the results of the selection of the most suitable variant. The resulting structure is supplemented with drawing documentation, which is part of the annex.

KEY WORDS

Shoring construction, pile wall, nailed slope, ground anchor, construction pit, static calculation, design, assessment, economic evaluation, GE05

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Mykola Šajuk *Zajištění stavební jámy*. Brno, 2023. 75 s. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Věra Glisníková, CSc.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 26. 05. 2023

Mykola Šajuk
Autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych chtěl poděkovat především vedoucí bakalářské práce Ing. Věře Glisníkové, CSc., za cenné rady a připomínky při zpracování bakalářské práce. V neposlední řadě bych rád poděkoval své rodině a přátelům za podporu a trpělivost po celou dobu studia.

Obsah

1	ÚVOD.....	12
2	Umístění a popis stavby.....	12
2.1	Obecný popis projektu.....	12
2.2	Řešený objekt.....	13
3	Geologické poměry.....	13
3.1	Geologické poměry.....	13
3.1.1	Křídové horniny skalního podloží.....	13
3.1.2	Zeminy kvarterního pokryvu.....	14
3.2	Hydrogeologické poměry.....	14
3.3	Geologie západního portálu.....	15
3.4	Hydrogeologické poměry západního portálu.....	17
4	Způsoby zajištění stavebních jam.....	17
4.1	Svahování.....	17
4.2	Záporové pažení.....	17
4.3	Pilotové stěny.....	18
4.4	Podzemní stěny.....	19
4.5	Štětovnicové stěny.....	20
4.6	Trysková injektáž.....	21
4.7	Zemní kotvy.....	22
4.8	Hřebíkování.....	24
5	Výběr typu pažící konstrukce.....	25
5.1	Varianta 1: Záporové pažení.....	25
5.1.1	Geometrie konstrukce.....	26
5.1.1.1	Průřezové charakteristiky HE 280 B.....	26
5.1.1.2	Průřezové charakteristiky pažiny.....	27
5.1.1.3	Průřezové charakteristiky převázky.....	27
5.1.2	Materiál konstrukce:.....	28
5.1.3	Terén.....	28
5.1.4	Hladina podzemní vody.....	29
5.1.5	Přetížení.....	29
5.1.6	Kotvy.....	29
5.2	Varianta 2: Pilotová stěna.....	30
5.2.1	Geometrie konstrukce:.....	31
5.2.1.1	Průřezové charakteristiky převázky.....	31
5.2.2	Materiál konstrukce:.....	31

5.2.3	Terén.....	32
5.2.4	Hladina podzemní vody	32
5.2.5	Přetížení.....	32
5.2.6	Kotvy.....	32
5.3	Varianta 3: Hřebíkový svah	33
5.3.1	Geometrie konstrukce.....	34
5.3.2	Materiál konstrukce.....	35
5.3.3	Terén.....	35
5.3.4	Hladina podzemní vody	35
5.3.5	Přetížení.....	35
5.3.6	Hřeby	36
6	Statický výpočet.....	37
6.1	Metodika výpočtu	37
6.1.1	Metoda závislých tlaků.....	37
6.1.1.1	Stanovení modulu reakce podloží	38
6.2	Metodika posouzení.....	39
6.2.1	Geo 5 – Pažení posudek.....	39
6.2.1.1	Metoda EN 1997-1.....	39
6.2.1.2	Posouzení vnitřní stability	39
6.2.1.3	Posouzení vnější stability svahu.....	40
6.2.1.4	Posouzení únosnosti kotev.....	40
6.2.2	Geo 5 – Hřebíkový svah	41
6.2.2.1	Metoda EN 1997-1.....	41
6.2.2.2	Posouzení vnitřní stability	41
6.2.2.3	Únosnost hřebů na vytržení	42
6.2.2.4	Únosnost hřebu na přetržení	42
6.2.2.5	Únosnost hlavy hřebu.....	42
6.2.2.6	Celková únosnost hřebu	42
6.2.2.7	Stanovení síly v hřebu	43
6.2.2.8	Posouzení překlopení a posunutí	43
6.3	Vstupní data.....	44
6.3.1	Nastavení výpočtu	44
6.3.1.1	Výpočet tlaku	44
6.3.1.2	Výpočet stability svahu.....	44
6.3.2	Parametry zemin.....	45
6.4	Varianta 1: Záporové pažení	45

6.4.1	Výsledky jednotlivých výpočtových fází	45
6.4.2	Vnitřní síly	49
6.4.3	Posouzení.....	51
6.4.3.1	Vnitřní stabilita kotev.....	51
6.4.3.2	Vnější stabilita svahu.....	52
6.4.3.3	Únosnost kotev	53
6.4.3.4	Únosnost záporny	53
6.4.3.5	Únosnost pažin	54
6.4.3.6	Únosnost převázky.....	54
6.5	Varianta 2: Pilotová stěna	55
6.5.1	Výsledky jednotlivých výpočtových fází	55
6.5.2	Vnitřní síly	57
6.5.3	Posouzení.....	59
6.5.3.1	Vnitřní stabilita kotev.....	59
6.5.3.2	Vnější stabilita svahu.....	60
6.5.3.3	Únosnost kotev	60
6.5.3.4	Únosnost piloty.....	61
6.5.3.5	Únosnost převázky.....	61
6.6	Varianta 3: Hřebíkový svah	62
6.6.1	Výsledky jednotlivých výpočtových fází	62
6.6.2	Vnitřní síly	62
6.6.2.1	Svislý směr.....	62
6.6.2.2	Vodorovný směr.....	63
6.6.2.3	Vnitřní síly fiktivní konstrukce.....	64
6.6.3	Posouzení.....	65
6.6.3.1	Posouzení vnitřní stability	65
6.6.3.2	Posouzení únosnosti hřebu.....	66
6.6.3.3	Posouzení na překlopení a posunutí.....	67
6.6.3.4	Posouzení betonového krytu	67
6.6.3.5	Posouzení vnější stability	67
7	Cenové porovnání.....	68
7.1	Varianta 1: Záporové pažení	68
7.2	Varianta 2: Pilotová stěna	69
7.3	Varianta 3: Hřebíkový svah	70
7.4	Ekonomické zhodnocení.....	70
8	Závěr	71

8.1	Ekonomické vyhodnocení	72
-----	------------------------------	----

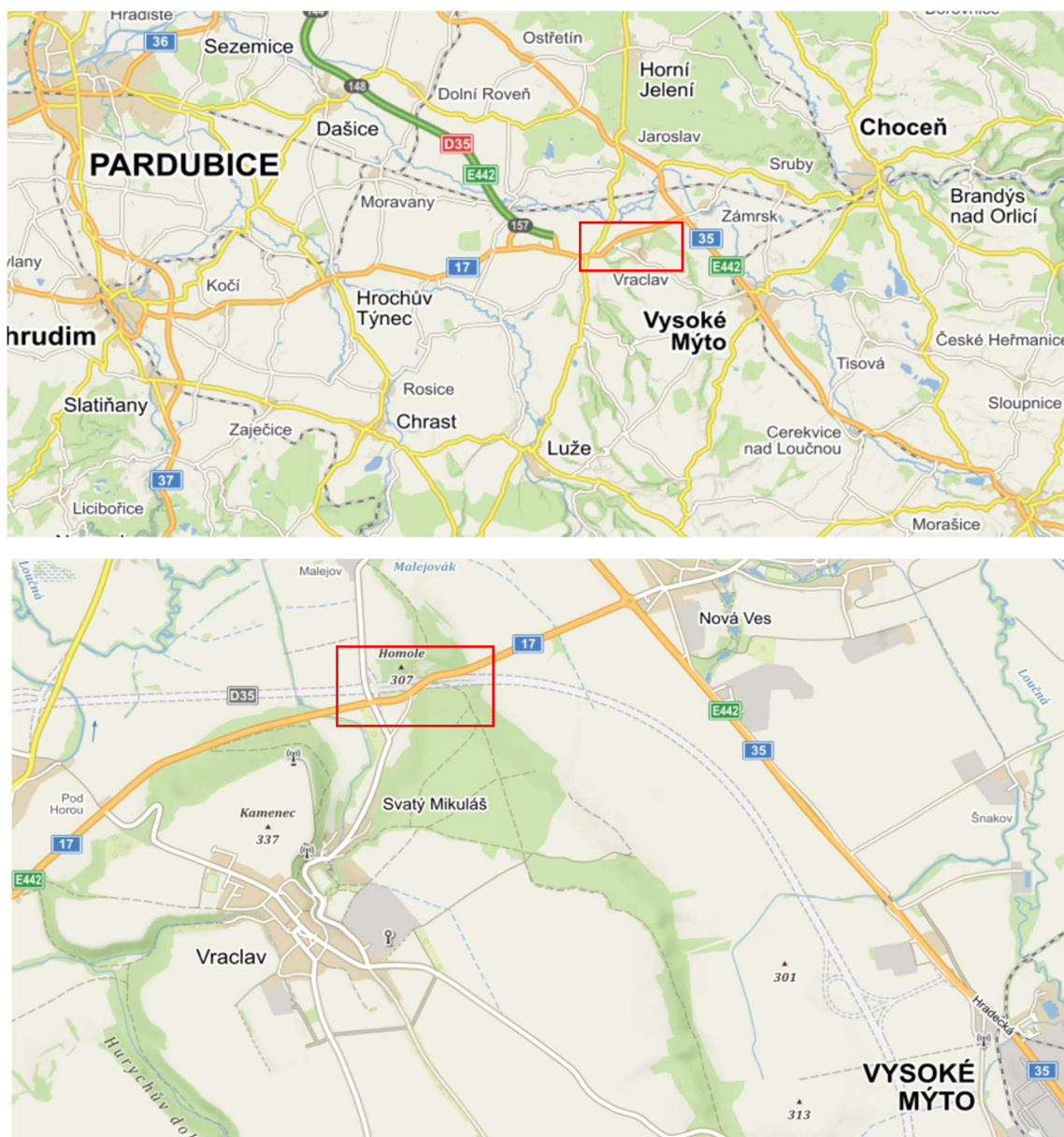
1 ÚVOD

Předmětem bakalářské práce je návrh alternativního řešení bezpečného zajištění stavební jámy a ekonomické zhodnocení uvažovaných variant. Dále pro navržené varianty pažení provést statický výpočet a pro vybranou variantu zpracovat výkresovou dokumentaci.

2 Umístění a popis stavby

2.1 Obecný popis projektu

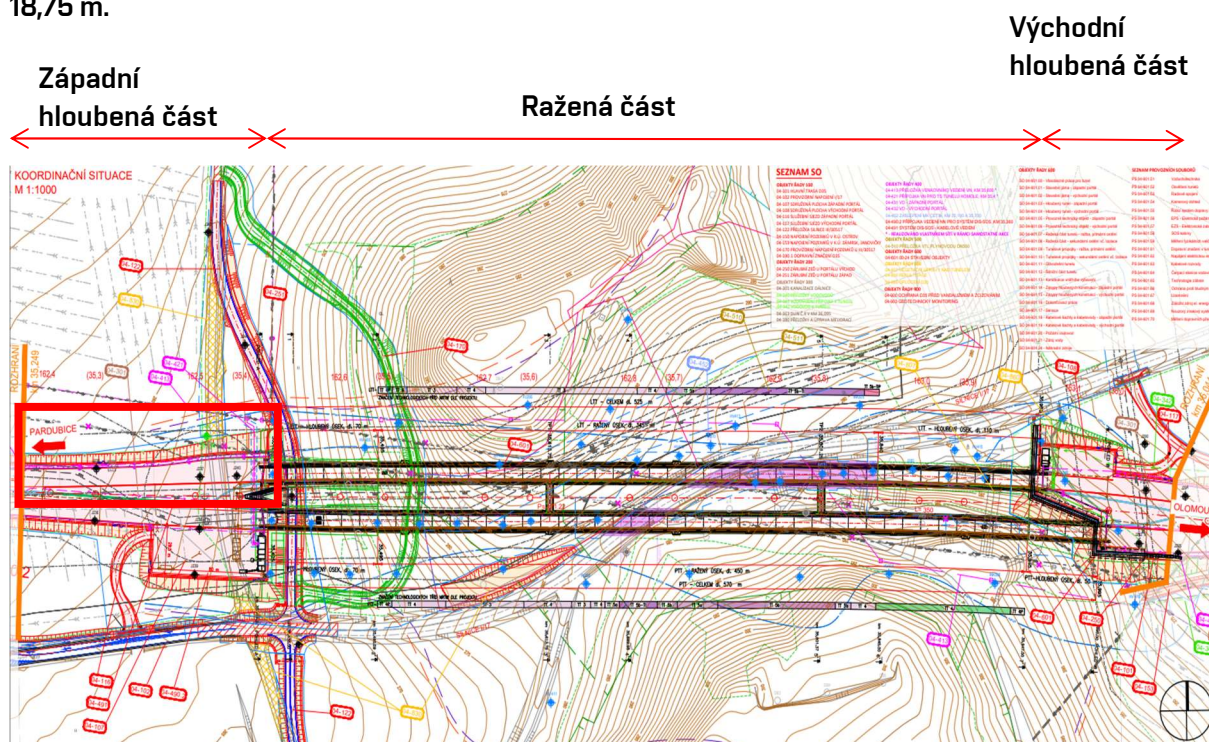
Jedná se o tunel Homole délky 570 m, který je tvořen západní hloubenou částí, raženou částí a východní hloubenou částí. Stavba je jedním z celků úseku dálnice D35 Ostrov – Vysoké Mýto v Pardubickém kraji a jejím účelem je překonání vrchu Homole (307 m.n.m). Tunel Homole se skládá ze dvou jednosměrných trub s šířkou běžného profilu 10,63 m (světlý průřez). Obě tunelové trouby jsou vedené pod silnicí I/17. Výška nadloží je cca 13,5 m.



Obrázek č. 1 Situace širších vztahů [1]

2.2 Řešený objekt

Bakalářská práce se bude zabývat zajištěním západní hloubené části, respektive její severní stěnou. Šířka stavební jámy je 46,5 m, délka 70,0 m a maximální hloubka je u raženého portálu 18,75 m.



Obrázek č. 2 Umístění objektu [2]

3 Geologické poměry

Pro řešení stavební jámy byly využity výsledky podrobného geotechnického průzkumu v lokalitě budoucího tunelu. Průzkum byl realizován firmou *PRAGOPROJEKT, a. s.* v roce 2019[3]. V rámci průzkumu byla provedena řada jádrových vrtů, inklinometrických vrtů do hloubky 17,0 - 58,2 m a také presiometrické zkoušky a dilatometrické zkoušky.

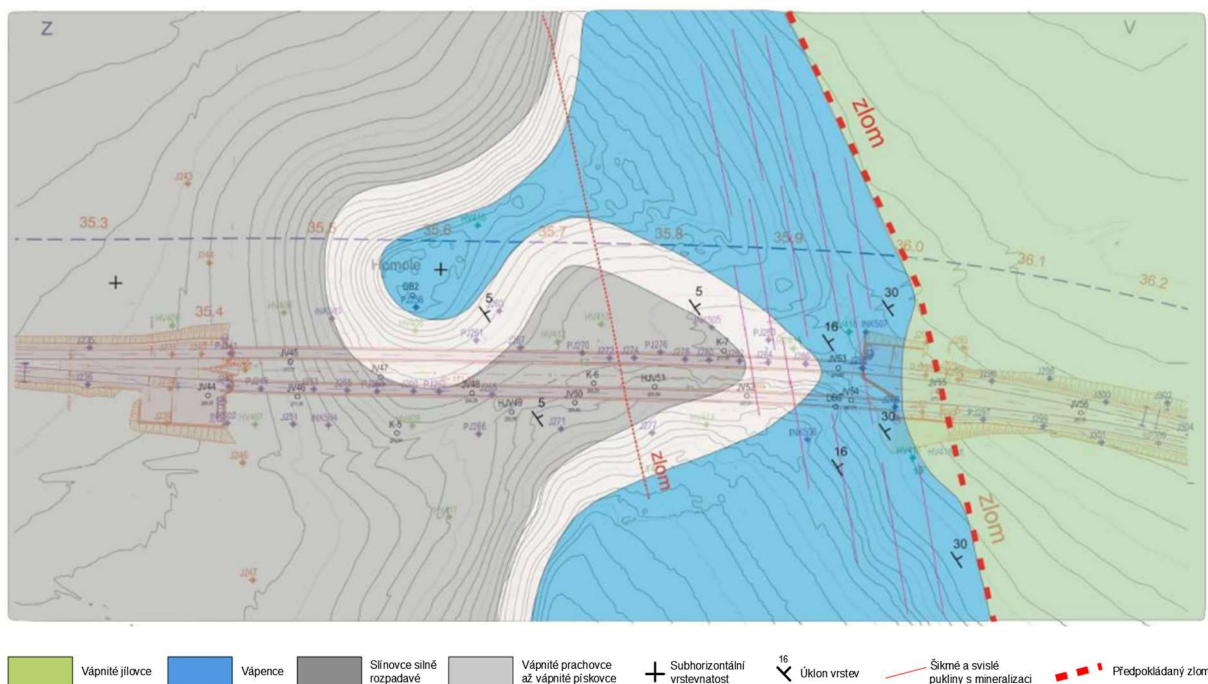
3.1 Geologické poměry

Tunel Homole prochází skrz Vraclavský hřbet a ve výrubu zastihne souvrství kvartérních zemin a horniny skalního podloží. Horniny skalního podloží jsou zastoupeny křídovými proměnlivě písčitými slínovci, prachovci s místními přechody až do vápenců.

3.1.1 Křídové horniny skalního podloží

Svrchní vrstvu skalního podloží na vrchu Homole a na svazích Vraclavského hřbetu s východní expozicí tvoří šmouhovité vápnité písčité prachovce s vápnitými konkrécemi, pod kterými se nacházejí šedé rozpadavé slínovce. Ve výškové úrovni cca 255 m n.m. ve se objevuje proměnlivá vrstva rozpadavých slínovců a vápnitých prachovců, pod kterými pokračují šedé slínovce.

V zájmové lokalitě jedním z významných tektonických prvků je vraclavská antiklinála, která je hranicí mezi vysokomýtskou synklinálou na východě a chrudimskou křídou na západě. V západní části tunelu vrstevnatost křídových hornin dosahuje mírného sklonu 5° a ve východní části tunelu sklon dosahuje sklonu až 35°.



Obrázek č. 3 Odkrytá geologická mapa [3]

3.1.2 Zeminy kvarterního pokryvu

1. Antropogenní navážky – objevují se vzácně a převážně ve východní části tunelu.
2. Eolickodeluviální zeminy – mocnost této vrstvy se pohybuje kolem 1-4 metrů, ve které se vyskytuje písčité prachovitojílovitá zemina. Poměr těchto složek je proměnlivý a zeminy odpovídají tuhé až pevné konzistenci, objevují se ale také místy s měkkou konzistencí. Tyto zeminy se objevují převážně ve střední a východní části tunelu.
3. Zeminy fluviální a deluviofluviální – jsou zastoupeny v podobě proměnlivých písčitých a štěrkovitých jílů a prachovitých zemin až písků. Vyskytují se převážně v střední a ve východní části tunelu. Hloubka této vrstvy dosahuje až 15 metrů. Konzistence jílovitých a prachovitých zemin se pohybuje v rozmezí tuhá až pevná, místy s měkkou konzistencí.
4. Deluviální zeminy – vyskytují se jako béžové až šedé slínovce, které vlivem zvětrávání přecházejí do štěrkovitých jílů. Jíly odpovídají střední až vyšší stupni plasticity.

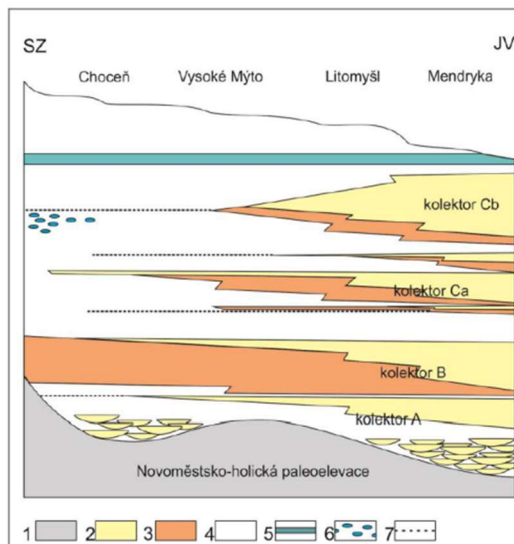
3.2 Hydrogeologické poměry

Hladina podzemní vody bude doprovázet tunel po celé jeho délce. V západním portálu se HPV pohybuje v úrovni nivelety trasy. Počáteční přítok vody do tunelu je stanoven na 20,5 l/s.

Hydrodynamickými zkouškami bylo stanoveno rozložení kolektorů a izolátorů v křídových souvrstvích hydraulickou vodivost jednotlivých vrstev.

- a) Kvarterní kolektor – jedná se o vrstvu deluviofluviálních jílovitých štěrků, která má průlinovou porozitu a volnou hladinu podzemní vody. Hydraulická vodivost $K = 1,2 \times 10^{-6} \text{ [ms}^{-1}\text{]}$.
- b) Křídový kolektor Cb – je tvořen vápnitými prachovci a prachovitými slínovci.

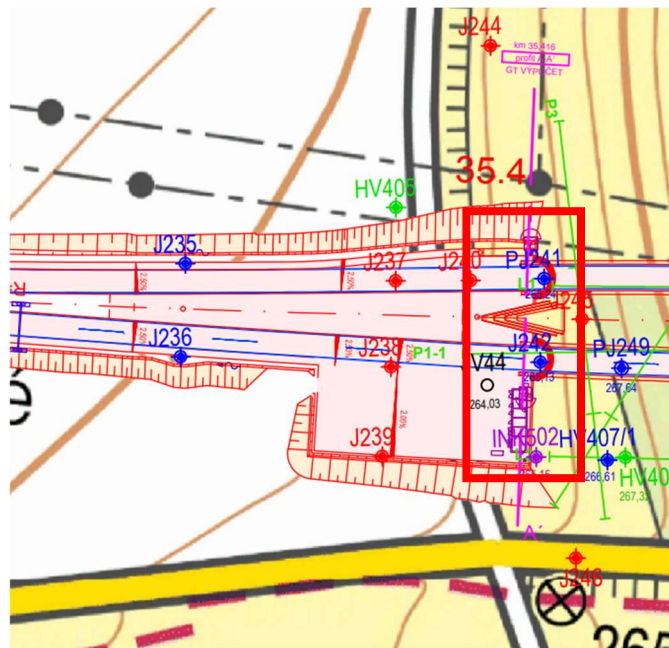
- Křídové kolektory mají puklinovou porozitu a hydraulická vodivost $K=5,5 \times 10^{-5} [\text{ms}^{-1}]$.
- c) Mezilehlý poloizolátor Cb/Ca – kolektor Cb/Ca je oddělen poloizolátorem, který tvoří rozpadavé slínovce. Hydraulická vodivost $K=7,8 \times 10^{-8} [\text{ms}^{-1}]$.
- d) Křídový kolektor Ca – nachází se v něm prachovité a jemně písčité slínovce a hydraulická vodivost $K=8,9 \times 10^{-6} [\text{ms}^{-1}]$.



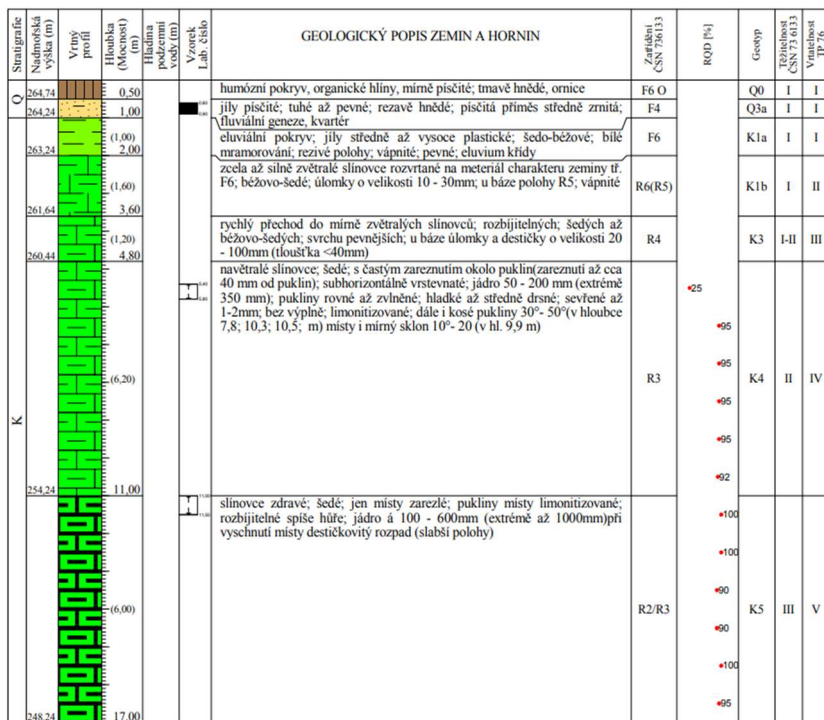
Obrázek č. 4 Stratigrafické schéma a pozice kolektorů v horninách [3]

3.3 Geologie západního portálu

Z geotechnického průzkumu jsou dostupné výsledky inženýrskogeologického vrtu J242, presiometrického vrtu PJ241, inklinometrického vrtu INK 502 a archivní sondy JV 44, která je provedená jen do hloubky 6,0 metrů. Parametry zemin a vrstvy podloží budou uváděné z vrtu PJ241, jelikož jeho umístění je nejbliž k řešené severní stěně stavební jámy.



Obrázek č. 5 Situace průzkumných sond [3]



Obrázek č. 6 Geologický vrt PJ241 [3]

Svrchní vrstva je tvořena antropogenní navázkou, hlinito-písčitými jíly a mocnost této vrstvy dosahuje cca 1 metru. Následně pokračuje eluviální pokryv, jíly středně až vysoce plastické do hloubky 2,0 m. V další vrstvě se objevuje zcela až silně zvětralý slínovec, který dosahuje hloubky 3,6 m. S navyšující se hloubkou kvalita slínovců se zlepšuje na mírně zvětralé slínovce ve hloubce 4,8 m, potom na navětralé slínovce ve hloubce 11,0 m, dále pokračují slínovce navětralé až zdravé do hloubky 17,0 m.

Z výsledků laboratorních zkoušek byly stanoveny následující geotechnické parametry zemin:

Tabulka 1 Geotechnické parametry zemin [3]

Název zeminy/horniny	ČSN 73 6133	c_u [kPa]	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	E_{def} [MPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]	k [ms ⁻¹]
Humózní pokryv	F6	N/A						
Navázky hlinito-jílovité	F4							
Jíly středně až vysoce plastické	F6	25,0	20,0	8,0	0,9	21,0	0,42	5*10 ⁻⁹
Zcela zvětralé slínovce	R6	80,0	26,0	8,0	7,2	20,0	0,4	1*10 ⁻⁶
Mírně zvětralé slínovce	R4		34,0	60,0	1000,0	23,0	0,3	1*10 ⁻⁶
Navětralé slínovce	R3		40,0	80,0	2500,0	23,1	0,3	1*10 ⁻⁶
Slínovce navětralé až zdravé	R3/R2		41,0	100,0	3000,0	23,2	0,3	1*10 ⁻⁶

3.4 Hydrogeologické poměry západního portálu

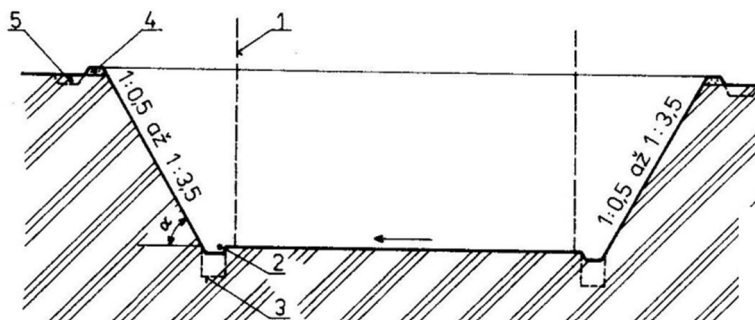
Hladina podzemní vody je průměrně 5,5 m a maximálně 9 m nade dnem stavební jámy. Z výsledku zkoušek podzemní voda nevykazuje agresivní účinky na beton a jedná se o vodu velmi mineralizovanou.

4 Způsoby zajištění stavebních jam

Stavební jámy jsou výkopy, které slouží pro založení stavby nebo podzemních prostor. Při výstavbě musí být jámy pečlivě navrženy a vykopány tak, aby respektovaly geologické a hydrogeologické poměry, půdorysné a výškové rozměry, umístění inženýrských sítí a okolní zástavby. Dalšími faktory jsou charakter konstrukce (dočasná, trvalá), vodotěsnost pažicí konstrukce. Při použití dočasného pažení se musí řešit jeho likvidace, případně využití jako ztraceného bednění. Trvalé pažení je nezbytné, kdy se očekává, že jáma bude existovat po dlouhou dobu a kdyby dočasné pažení nebylo dostatečné (např. hluboké podzemní prostory). Kromě toho musí být jámy zajištěny proti zřícení a zabezpečeny tak, aby nebylo ohroženo zdraví ani životy lidí.

4.1 Svahování

Svahovaný výkop je vhodný pro stavby, které mají dostatek volného místa po obvodě výkopu. Výhodou svahovaného výkopu je volný prostor stavební jámy, který se nemusí zajišťovat žádnou dočasnou konstrukcí. Nevýhodou je větší objem zemních prací. Sklon svahu závisí na úhlu vnitřního tření, typu zeminy, hloubce stavební jámy a výskytu podzemní vody. V případě neodvodněných podmínkách se musí řešit odvodnění dna stavební jámy.



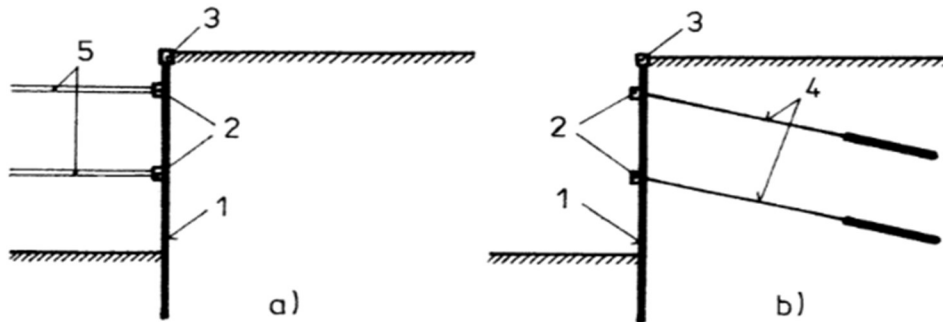
α – sklon svahu závislý na vlastnostech zeminy, 2 – odvodňovací příkop, 3 – sběrná jámka, 4 – sypaná hrázka, 5 – místo hrázky alternativně odvodňovací příkop

Obrázek č. 7 Svahovaný výkop stavební jámy [4]

4.2 Záporové pažení

Tento typ pažení se využívá hlavně v městských oblastech, kde jsou stísněné podmínky a nelze použít svahování. Záporové pažení se skládá ze zápor a pažin. V případě hlubších jam se k záporům přidávají buď rozpěry nebo kotvy s převázkami. Zápory jsou svislé ocelové nosníky (např. I, H, 2xU), které jsou do zeminy osazené do předvrtaných vrtů nebo zaberaněné pod úroveň předpokládaného dna stavební jámy. Ve vrtech je část záporu stabilizována betonem nižší třídy a následně zasypána vyvrtaným materiálem. Zápory se osazují v pravidelných intervalech 1 až 3 metrů. Po provedení zápor se může začít s hloubením jámy. Hloubení probíhá ve fázích, které závisí na charakteru zemin. Při každé fázi se provede odkop určité výšky a od spodu výkopu se osadí pažiny za příruby zápor. Následně se prostor za rubem pažin zasype vhodným materiálem. Pažiny

jsou tvořené dřevěnými hranoly a fošnami. V další fázi se buď pokračuje s výdřevou nebo se realizují stabilizační prvky. Kotvy nebo rozpěry mohou být realizovány ve více úrovních.

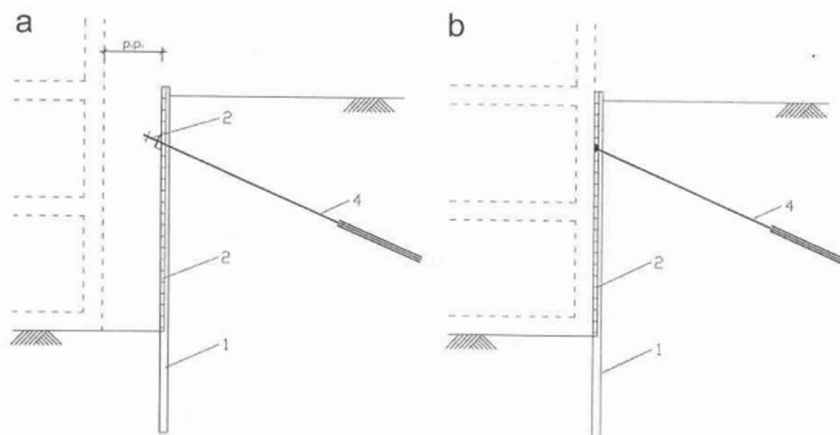


Obrázek č. 8 Záporové pažení [5]:

a) rozepřené pažení, b) kotvené pažení; 1 - pažící stěna, 2 – převážka, 3 – horní věnec, 4 – kotvy, 5 - rozpěry

Záporové pažení se rozlišuje na:

- a) Záporové pažení s pracovním prostorem, které po dokončení stavby bývá odstraněno
- b) Záporové pažení bez pracovního prostoru, které je následně použité jako ztracené bednění



Obrázek č. 9 Schéma záporového pažení [5]:

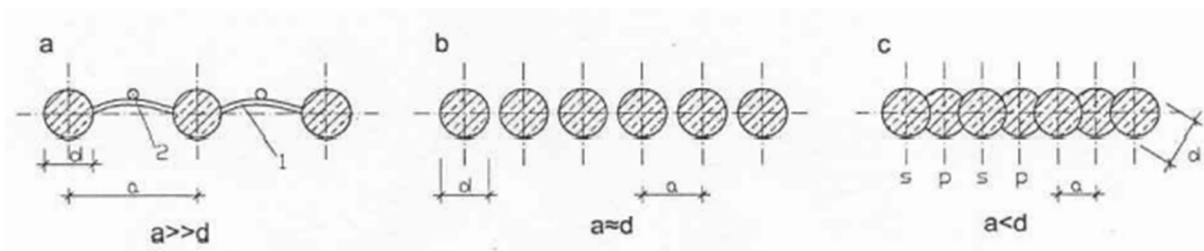
a - pažení s pracovním prostorem, b - pažení bez pracovního prostoru; 1-zápora, 2-pažiny, 3- předsazená převážka, 4-kotva

4.3 Pilotové stěny

Piloty jsou tyčové prvky nejčastěji kruhového průřezu, které přenáší zatížení do základové zeminy. Podle potřeby je možné zvýšit stabilitu pilotové stěny úrovnovými kotvami s převážkami. Piloty mohou být ražené nebo vrtané, v závislosti na typu zeminy a osově vzdálenosti pilot.

Rozdělení podle osově vzdálenosti:

- a) Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností ($a > d$)
- b) Pilotové stěny tangenciální ($a = d$)
- c) Pilotové stěny převrtávané ($a < d$)
- d) Příklady pilotových stěny [5] : 1 – stříkaný beton, 2 – odvodnění, p – primární pilota, s – sekundární pilota



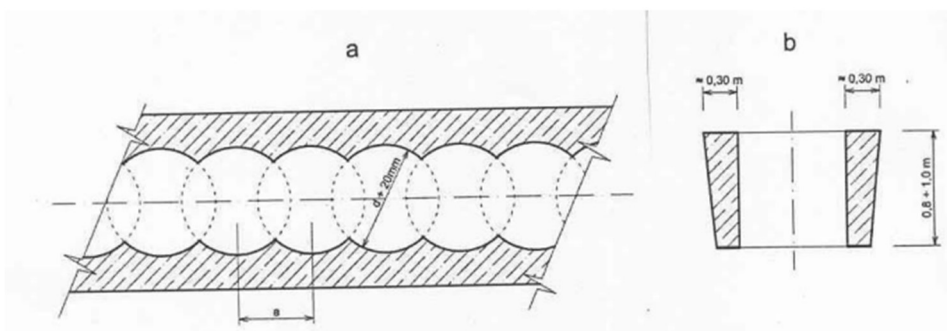
Obrázek č. 10 Příkladů pilotových stěn [6]:

1 – stříkaný beton, 2 – odvodnění, p – primární pilota, s – sekundární pilota

Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností se navrhují v soudržných zeminách a poloskalních horninách. Mezery mezi pilotami se vyplní stříkaným betonem s kari sítí. Rub takto vytvořené stěny se odvodňuje pomocí perforovaných ohebných PE hadic.

Tangenciální pilotové stěny se navrhují zřídka. Osová vzdálenost pilot je stejná jako průměr pilot, ale zároveň stěna není vodotěsná. Jednou z mála výhod je, že kotvy lze realizovat bez převázky.

Pilotové stěny převrtávané se skládají z pilot primárních a sekundárních. Jejich hlavním účelem je těsnění a vytvoření souvislé stěny. Piloty primární se provádí jako liché piloty z prostého betonu. Po časové prodlevě, kdy beton je dostatečně ztuhlý, ale ne ztvrdlý, se přes primární piloty převrtávají piloty sekundární. Sekundární piloty jsou železobetonové a mají nosnou funkci. Pro dodržení polohy a svislosti pilot se připravuje vodící zídka (šablony).



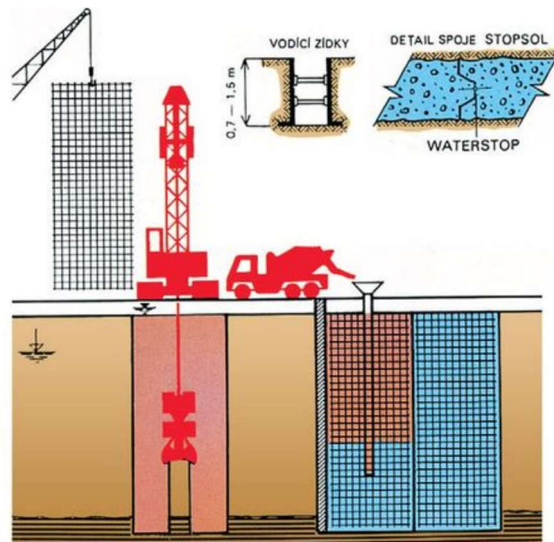
Obrázek č. 11 Vodící šablona pro pilotovou stěnu [5]:

a – půdorys, b – řez

4.4 Podzemní stěny

Podzemní stěny se využívají k zapažení hlubokých výkopů jako konstrukce pažící, zároveň ale mohou být i trvalou součástí suterénu staveb jako stěny konstrukční. Podzemní stěny se rovněž používají k oddělení dvou zemních prostředí jako stěny těsnící nebo v kombinaci vyjmenovaných účelů. Podzemní stěny se provádí jako monolitické nebo prefabrikované.

Monolitické podzemní stěny se hloubí pomocí hydraulických drapáků nebo hydrofréz. Přesnost hloubení je dodržena prostřednictvím vodících zídek. Hloubení probíhá po záběrech (lamelách) a pro zajištění stability, rýha se vyplňuje pažící suspenzí. Při použití hydraulického drapáku délka lamel je 2,50 m a hloubí se jako jednozáběrové nebo trojzáběrové. V případě hydrofrézy se lamely se provádí jako jednozáběrové s délkou lamel 2,0 – 3,0 metrů. Po vyhloubení lamel se osazují ocelové pažnice. Těsnost lamel je zajištěna těsnícími pásy, které se navlečou na ocelové pažnice. Následně se umístí se armokoš a zahájí se betonáž. Betonuje se pomocí sypákových rour pod suspenzí. V průběhu betonáže se pažící suspenze odčerpává, jelikož je vytlačována betonem ze stavební rýhy.



Obrázek č. 12 Postup výroby monolitických podzemních stěn [6]

Prefabrikované podzemní stěny jsou tvořené železobetonovým panelem. Stejně jako u monolitických podzemních stěn se hloubí rýha po záběrech (jednozáběrové, trojzáběrové), která je vyplněná pažící suspenzí a přesnost umístění je dáno vodíci zídka. Pro prefabrikované podzemní stěny rýha musí být o 0,2 – 0,3 metrů širší než panely. Po vyhloubení rýhy se osazuje prefabrikovaný díl. Těsnost svislých spár mezi prefabrikáty je zajištěna gumovou hadicí vloženou do zámku a zainjektovanou cementovou směsí.



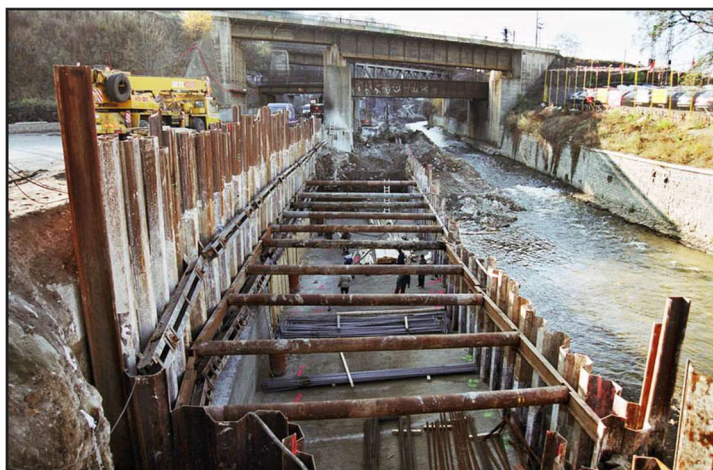
Obrázek č. 14 Osazování prefabrikované stěny [7]



Obrázek č. 13 Pohled na odkrytou prefabrikovanou stěnu [7]

4.5 Štětovnicové stěny

Štětovnicové stěny se používají v případě, že hladina podzemní vody je nad úrovní výkopu a je potřeba zajistit vodotěsnost stavební jámy. Štětovnice jsou válcované prvky, které se vzájemně spojují profilovanými zámky. Štětovnicové stěny se provádí vibrováním nebo beraněním.



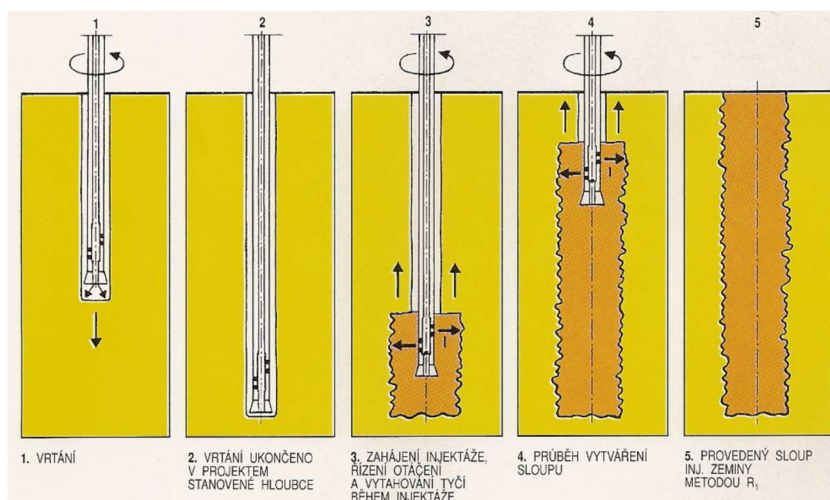
Obrázek č. 15 Štětovnicová stěna[8]

Vibrované štětovnicové stěny se provádí pomocí vibračního zařízení, které se připevní na štětovnici. Vibrační pohyby způsobují, že štětovnice postupně proniká do zeminy a vytváří vodotěsnou stěnu. Vibrování se obvykle používá na místech, kde je podloží měkké a umožňuje snadné zavádění štětovnic.

Beranění štětovnicové stěny se provádí pomocí speciálního beranidla, které se naráží na hlavu štětovnice a zatluče ji do zeminy. Beranidlo může být zavěšeno na jeřábu nebo osazeno na upravené vrtné soupravě. Tento způsob se používá zejména na místech s tvrdým podložím, kde by vibrování nemělo požadovaný účinek. Během provádění beranění je důležité sledovat svislost a rychlost vnikání štětovnice do zeminy. Pokud se zastaví klesání, postup se ukončí, aby nedošlo k poškození zámků nebo deformaci paty štětovnice.

4.6 Trysková injektáž

Tato metoda se hojně využívá v městské zástavbě, kdy je potřeba zhotovit stavební jámu podé dnem základových spár sousedních objektů. Trysková injektáž představuje injektování směsi do okolní zeminy z vrtu pod vysokým tlakem. Díky použití trysky se paprsek injekční směsi proudící přes ni rozpojuje horninu na jednotlivá zrna a dochází k jejich vzájemnému mísení. Po ztuhnutí vytvořené směsi vznikají požadované prvky.



Obrázek č. 16 Princip technologie trykové injektáže [9]

4.7 Zemní kotvy

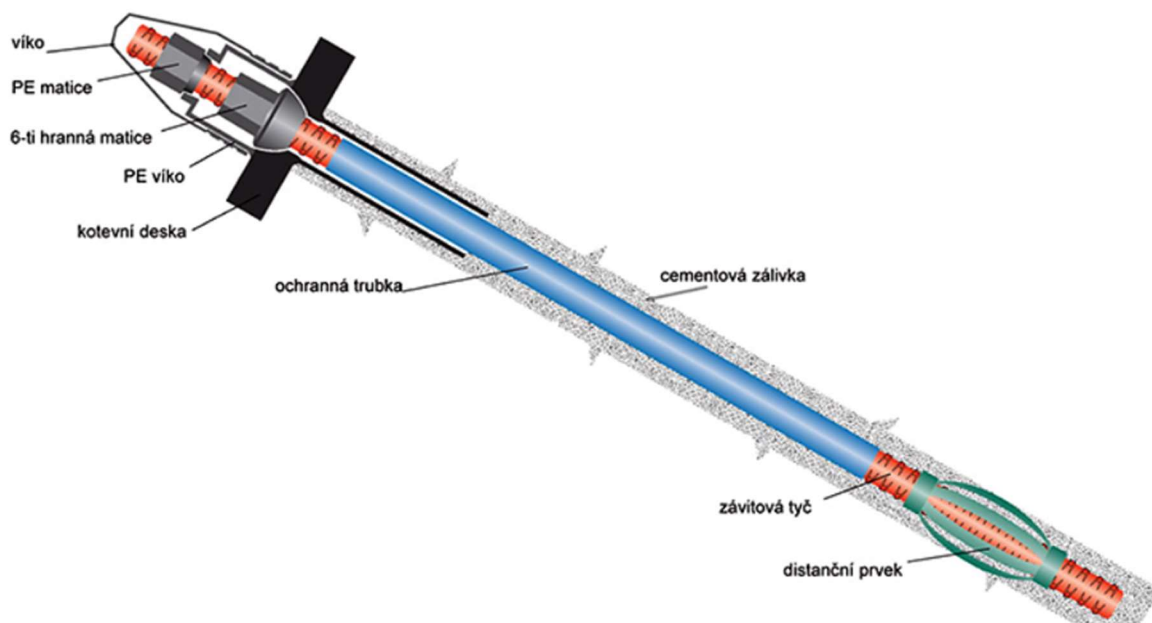
Zemní kotvy jsou prvky, jež přenášejí tahové síly, které se do nich vnášejí napínáním. Kotvy slouží k zajištění stability svahů, odřezů nebo stavebních jam. Z hlediska životnosti kotvy mohou být dočasné nebo trvalé. Dočasné kotvy mají životnost do 2 let, trvalé se navrhuji na dobu životnosti celé konstrukce. Oba typy se liší v provedení antikorozi ochrany.

Zemní kotva je tvořena třemi hlavními částmi: hlavou, táhlem a kořenem:

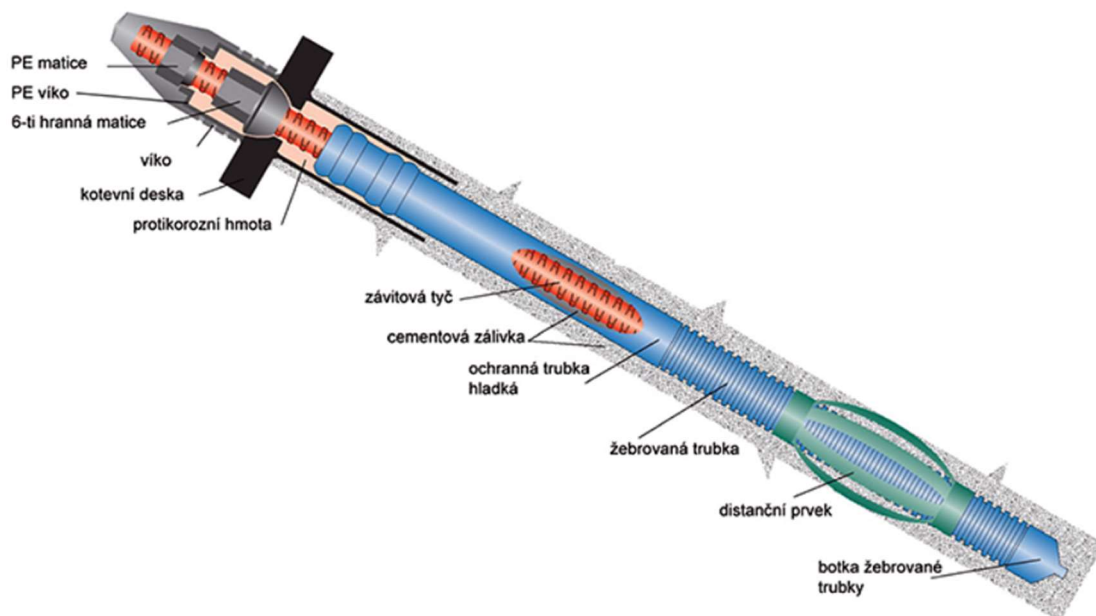
- a) Hlava kotvy zajišťuje ukotvení táhla do stavební konstrukce a tím přenos síly z kotvy do konstrukce.
- b) Táhllo musí umožnit především předeptnutí kotvy a zajistit přenos tahové síly do horniny v požadované vzdálenosti od stavební konstrukce.
- c) Kořen kotvy slouží v případě injektovaných kotev k přenosu kotevní síly do horninového prostředí a vytváří se jednorázovou nebo opakovanou injektáží cementové suspenze do vymezené části vrtu. Při reinjektáži dochází k roztrhání již částečně zatuhlé zálivky kořene kotvy a vyplnění těchto trhlin čerstvou injekční směsí za účelem lepšího zaklínění kořene do horninového masívu a zvýšení plášťového tření.

Podle typu kotevního táhla rozdělujeme kotvy na tyčové a pramencové:

- a) Tyčové kotvy jsou obvyklých průměrů 25, 32 nebo 36 mm z oceli s mezí kluzu 835 až 1070 MPa.

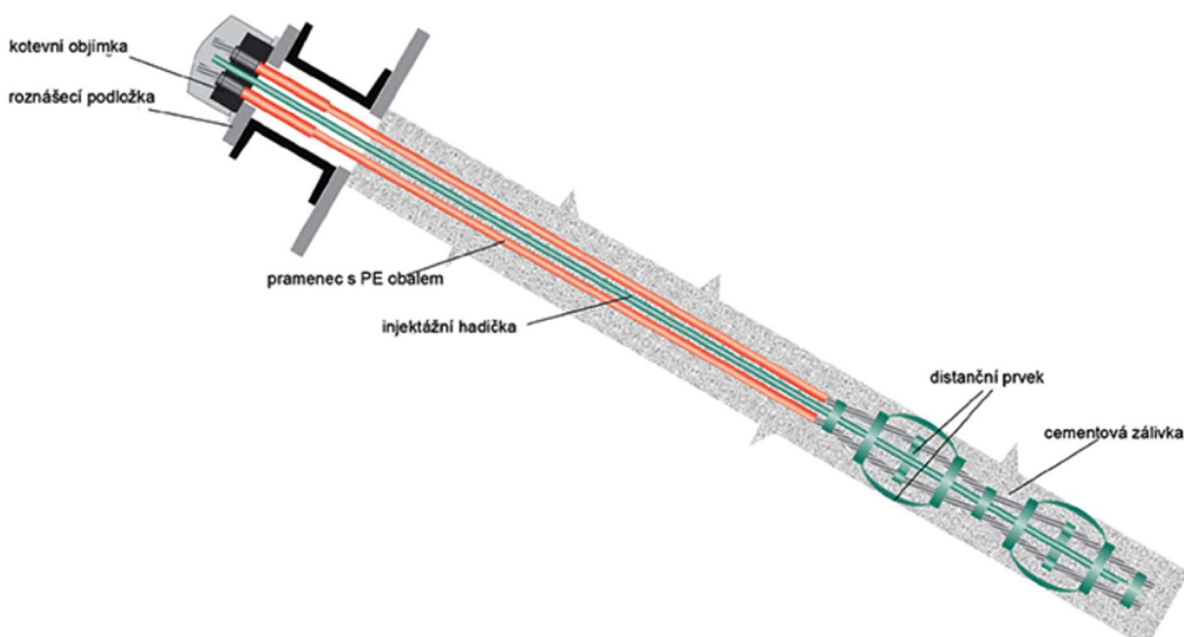


Obrázek č. 17 Schéma dočasné tyčové kotvy [10]

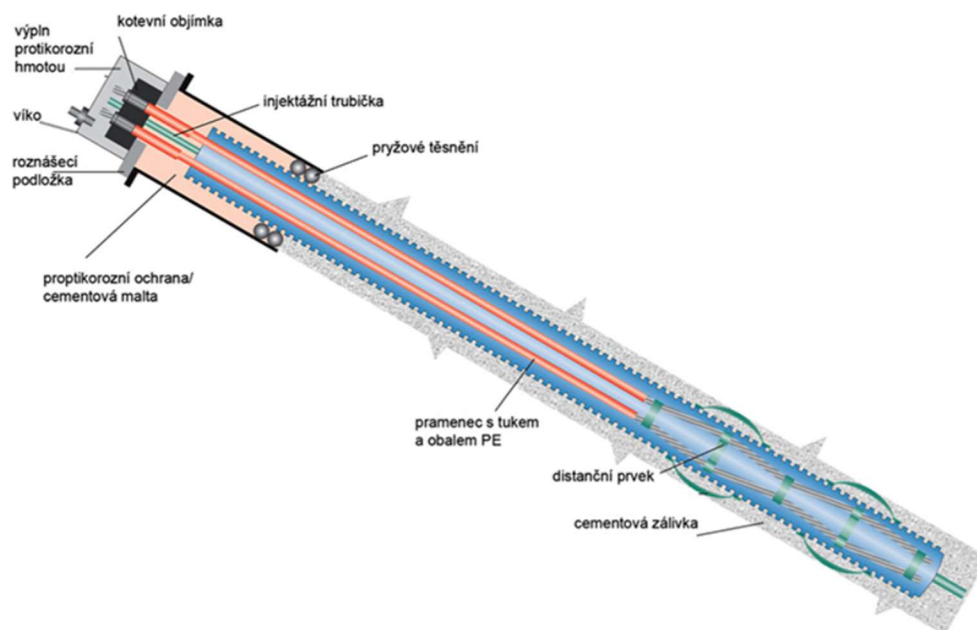


Obrázek č. 18 Schéma trvalé tyčové kotvy [10]

- b) Pramencové kotvy jsou složeny z 2 až 12 pramenců průměrů 15,3 až 15,7 mm, ocel kvality 1570/1770 MPa.



Obrázek č. 19 Schéma dočasná pramencové kotvy [10]



Obrázek č. 20 Schéma trvalé pramencové kotvy [10]

Technologický postup:

1. Provedení maloprofilových vrtů
2. Vyplnění vrtů cementovou zálivkou
3. Osazení kotvy
4. Injektáž/reinjektáž kořene kotvy
5. Napínání a zkoušení kotev

Zkoušky kotev prováděné na stavbě se dělí na:

- a) Typové zkoušky
- b) Ověřovací zkoušky
- c) Kontrolní zkoušky

4.8 Hřebíkování

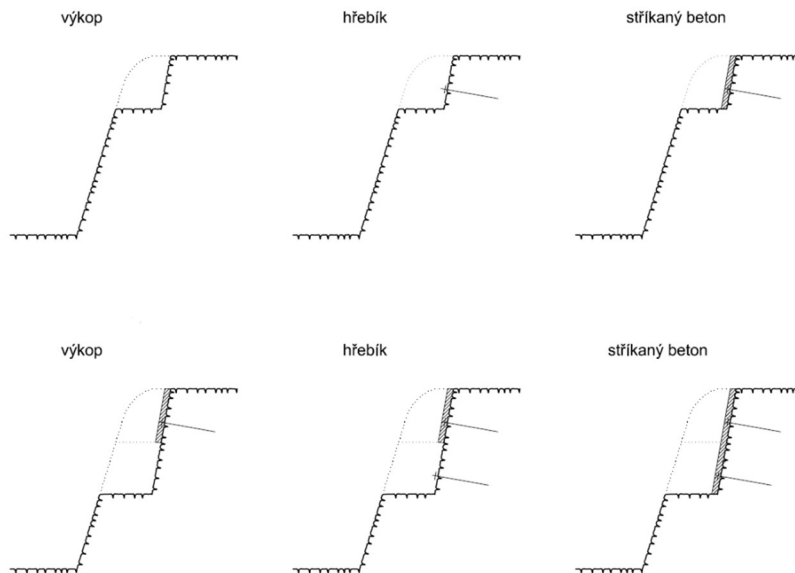
Obvykle používáme hřebíkování svahů k zajištění dočasných svahů, zejména v zvětralých horninách. Tento postup se využívá k zajištění svahů, které nejsou dostatečně stabilní bez zajištění, ale nevyžadují zapažení. Hřebíky jsou typicky vyrobeny z betonářské výztuže a mají délku běžně mezi 4 až 8 metry. Tyto hřebíky jsou umístěny do šikmých vrtů průměrů 90-150 mm a jsou zalité cementovou zálivkou. Betonářská síť je kotvena na hlavách hřebíků a tvoří výztuž stříkaného betonu o tloušťce 100 až 200 mm, který chrání povrch svahu před zvětráváním. Standardní osová vzdálenost hřebíků je přibližně 1,50 x 1,50 m a ve stříkaném betonu jsou nutné otvory pro odvod vody ze svahu. Hřebíky jsou podél celé své délky opatřeny zálivkou a na rozdíl od zemních kotev neumožňují vnesení předpínací síly, což znamená že podél celého hřebíku je aktivováno smykové napětí.

Postup provádění:

1. Výkop stavební jámy na první úroveň
2. Provedení vrtů a umístění hřebíků

3. Realizace stříkaného betonu s kari sítí (v rubu stříkaného betonu se umístí odvodňovací trubka)
4. Výkop stavební jámy na druhou úroveň
5. Provedení vrtů a umístění hřebíků
6. Realizace stříkaného betonu s kari sítí

Takto se postupuje až do úrovně definitivního výkopu.



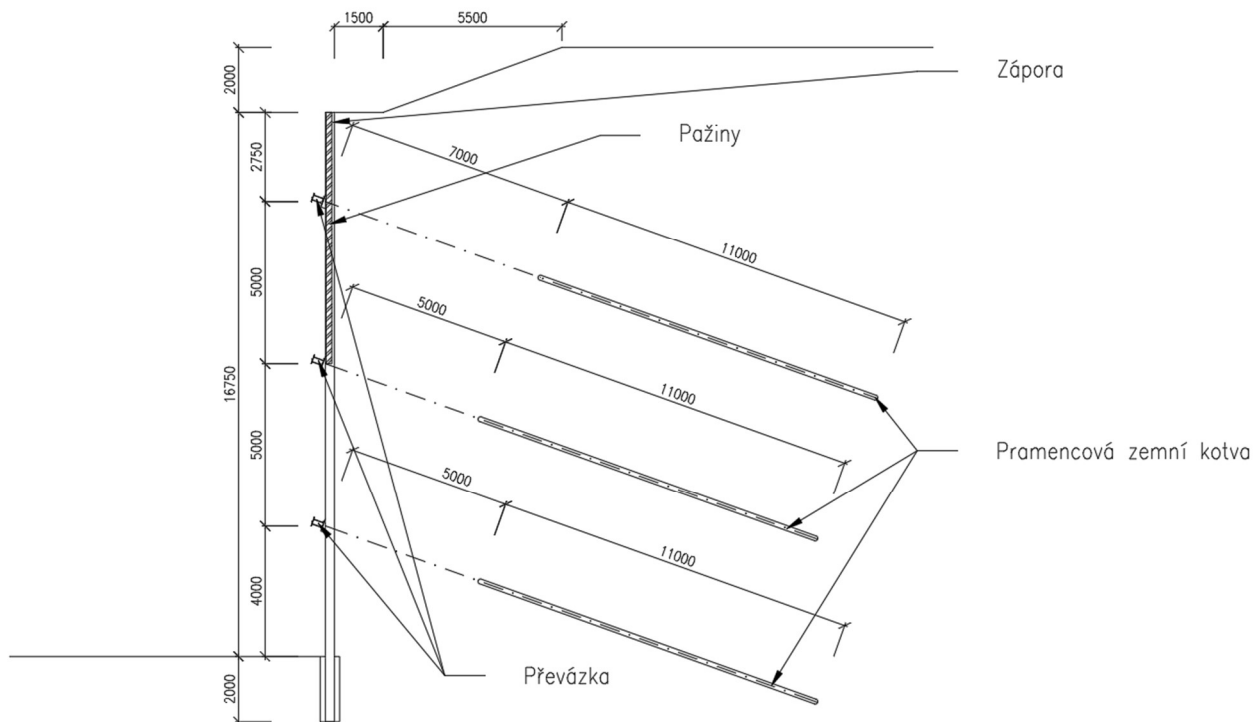
Obrázek č. 21 Schéma pracovního postupu hřebíkováného svahu [11]

5 Výběr typu pažící konstrukce

Z uvedených způsobů zajištění stavebních jam v rámci projektovaného výkopu se jeví nejvhodnějším typem zajištění záporové pažení, pilotová stěna a hřebíkováný svah. V následujících kapitolách je provedeno navrzení, posouzení a zhodnocení vhodností použití jednotlivých konstrukcí v dané lokalitě.

5.1 Varianta 1: Záporové pažení

Stavební jáma je umístěná ve svažitém terénu, výška výkopu je proměnlivá. Tyto změny budou zaznamenány ve výkresové dokumentaci. Statický výpočet je prováděn v nejhlubším místě stavební jámy. Konstrukci záporového pažení tvoří ocelové záporné, pramencové kotvy, dřevěné pažiny a ocelové převázky. Dřevěné pažiny jsou umístěny jenom po druhou kotevní úroveň, neboť níže se nachází poměrně zdravá hornina. Stavební jáma se nachází v extravilánu, a proto horní kvarterní vrstvy si můžeme dovolit svažovat ve sklonu podle vnitřního tření zeminy.



Obrázek č. 22 Příčný řez stavební jámou

5.1.1 Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 18,75 m

Typ konstrukce: I – průřez

Průřez: HE 280 B

Průměr vrtu pro záporu = 600 mm

Osová vzdálenost $a = 1,5$ m

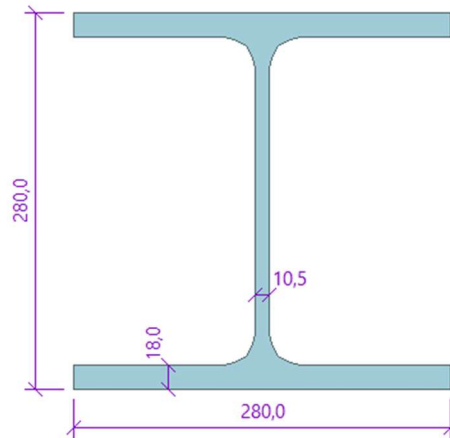
Průřez pažin $b \times h = 180 \times 200$ mm

Průřez převázky: 2 x I(IPN) 340

Koeficient redukce tlaku pod stěnou = 0,61

5.1.1.1 Průřezové charakteristiky HE 280 B

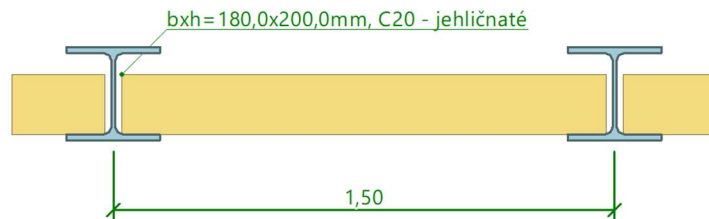
Plocha průřezu	$A =$	8,76E-03	m^2/m
Moment setrvačnosti	$I =$	1,28E-04	m^4/m
Průřezový modul	$W =$	9,176E-04	m^4/m
Plastický průřezový modul	$W_{pl} =$	1,023E-03	m^3/m
Statický moment průřezu	$S =$	7,670E-04	m^3/m



Obrázek č. 23 Schéma profilu HE 280 B

5.1.1.2 Průřezové charakteristiky pažiny

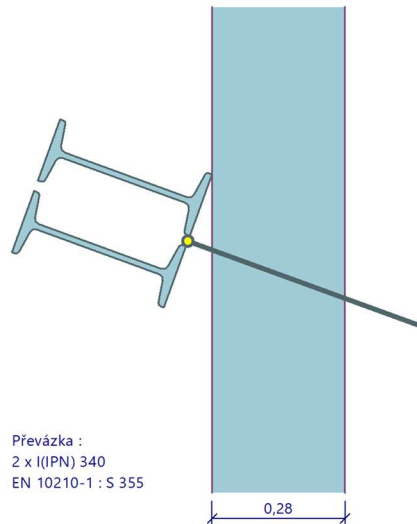
Plocha průřezu	A =	3,60E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I =	9,72E-05	m ⁴ /m
Průřezový modul	W =	1,080E-03	m ⁴ /m
Statický moment průřezu	S =	8,10E-04	m ³ /m



Obrázek č. 24 Schéma pažiny

5.1.1.3 Průřezové charakteristiky převázky

Plocha průřezu	A =	1,734E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I =	3,140E-04	m ⁴ /m
Průřezový modul	W =	1,847E-03	m ⁴ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} =	2,152E-03	m ³ /m
Statický moment průřezu	S =	1,076E-03	m ³ /m



Obrázek č. 25 Schéma převázky

5.1.2 Materiál konstrukce:

Beton C 20/25 – injektáž kotev:

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

Ocel S 355 – převázka:

Mez kluzu	f_y	=	355,00	MPa
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	Mpa

Dřevo C20 – pažiny:

Pevnost v tlaku	$f_{c,0,k}$	=	20,00	MPa
Pevnost v tahu	$f_{t,0,k}$	=	11,50	MPa

5.1.3 Terén

Horní vrstvy stavební jámy jsou svahovány podle úhlu vnitřního tření. Tohle řešení je vhodné pro extravilán, kde je dostatek volného prostoru a má pozitivní vliv z ekonomického hlediska.



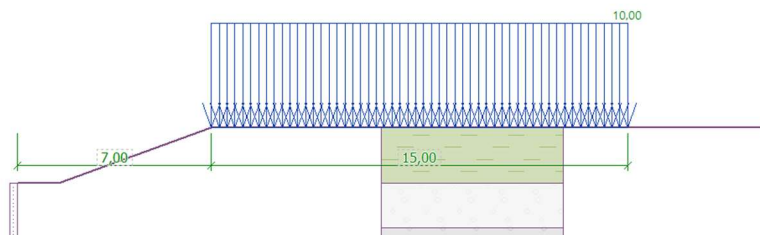
Obrázek č. 26 Schéma terénu

5.1.4 Hladina podzemní vody

Inženýrsko geologický průzkum zjistil přítomnost hladiny podzemní vody ve hloubce 11,25 m. Vzhledem k tomu, že dno stavební jámy se nachází podle dnem HPV v hloubce 18,75 m, bude potřeba svádět vodu obvodovými příkopy do studni a následně odčerpávat mimo staveniště.

5.1.5 Přetížení

Při výpočtu je uvažováno pásové přetížení 10 kN/m^3 , které by mělo simulovat pohyb stavební techniky.



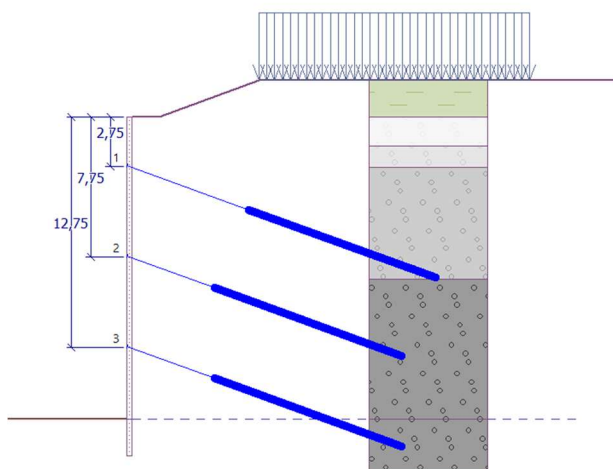
Obrázek č. 27 Schéma přetížení

5.1.6 Kotvy

V konstrukci záporového pažení jsou použity pramencové zemní kotvy typu VSL 0,6" S 1860 MPa. Kotvy jsou navrženy ve třech výškových úrovních v osové vzdálenosti 3,0 m.

Tabulka 2 Tabulka kotev

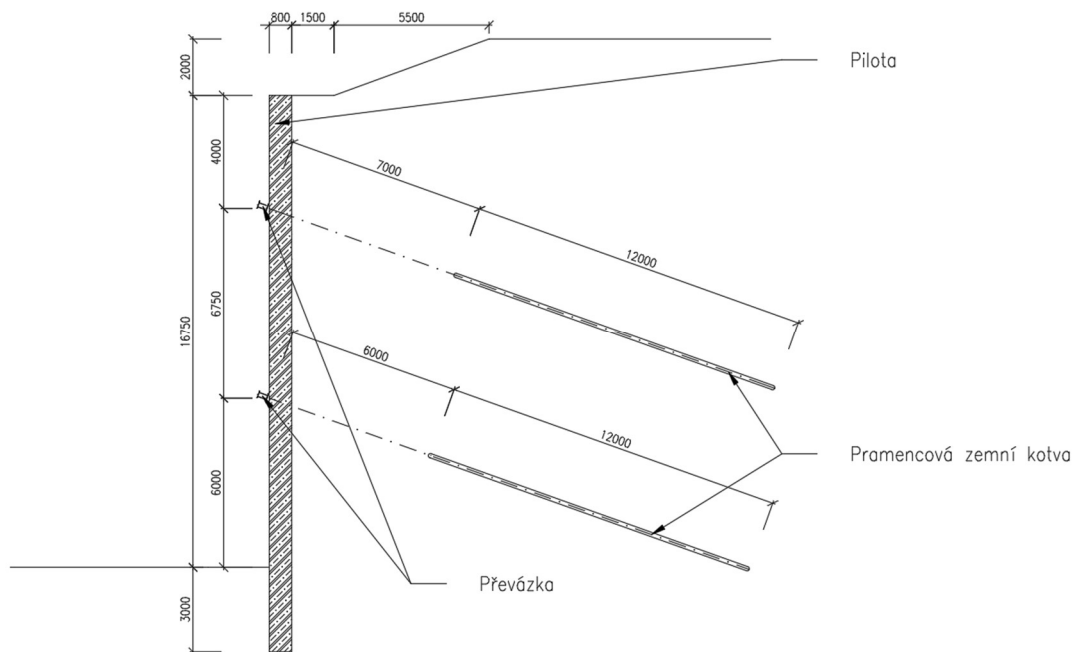
Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Osová vzd. b [m]	Plocha pramence A [mm ²]	Počet pramenců n [ks]	Modul pružnosti E [MPa]	Průměr kořene d [mm]	Předpínací síla F [kN]
1	2,75	7,00	11,00	20,00	3,00	150,00	2,00	195000,00	90,00	357,16
2	7,75	5,00	11,00	20,00	3,00	150,00	4,00	195000,00	130,00	562,34
3	12,75	5,00	11,00	20,00	3,00	150,00	5,00	195000,00	130,00	726,21



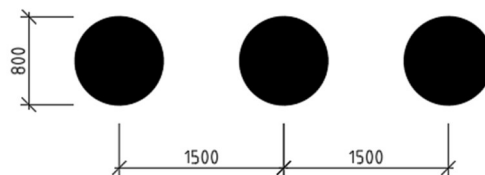
Obrázek č. 28 Schéma kotev

5.2 Varianta 2: Pilotová stěna

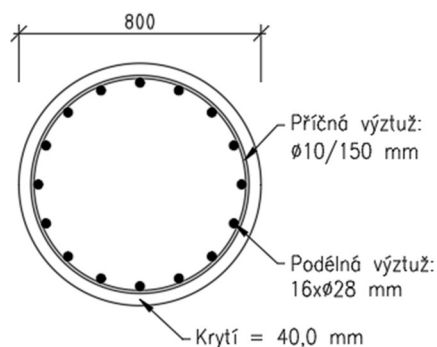
Stavební jáma je umístěná ve svažitém terénu, výška výkopu je proměnlivá. Tyto změny budou zaznamenány ve výkresové dokumentaci. Statický výpočet je prováděn v nejhlubším místě stavební jámy. Konstrukci pilotové stěny tvoří železobetonové piloty, pramencové kotvy a ocelové převázky. Pilota je vyztužená podélnou výztuží 16 kusů profilu 28 mm a příčnou výztuží profilu 10 mm po 150 mm. Stavební jáma se nachází v extravilánu, a proto horní vrstvy si můžeme dovolit svahovat ve sklonu podle vnitřního tření zeminy.



Obrázek č. 29 Příčný řez stavební jámou



Obrázek č. 30 Schéma rozmístění pilot



Obrázek č. 31 Schéma vyztužení piloty

5.2.1 Geometrie konstrukce:

Délka konstrukce = 19,75 m

Průměr piloty $d = 0,80$ m

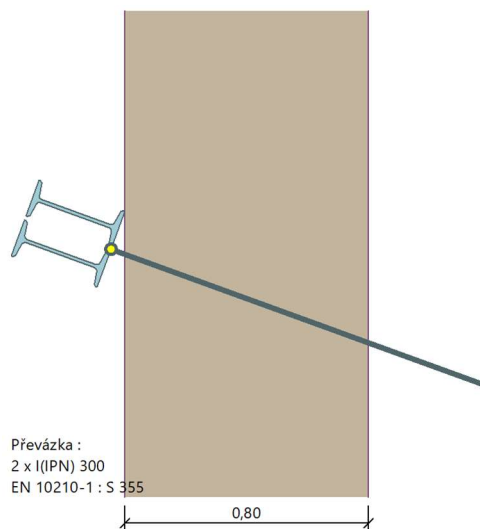
Osová vzdálenost $a = 1,5$ m

Průřez převázky: 2 x I(IPN) 300

Koeficient redukce tlaku pod stěnou = 1,00

5.2.1.1 Průřezové charakteristiky převázky

Plocha průřezu	A =	1,380E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I =	1,958E-04	m ⁴ /m
Průřezový modul	W =	1,305E-03	m ⁴ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} =	1,520E-03	m ³ /m
Statický moment průřezu	S =	7,599E-03	m ³ /m



Obrázek č. 32 Schéma převázky

5.2.2 Materiál konstrukce:

Beton C 20/25 – pilotová stěna:

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

Beton C 25/30 – injektáž kotev:

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	25,00	MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,60	MPa
Modul pružnosti	E	=	31000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	12917,00	MPa

Ocel B500B – výztuž:

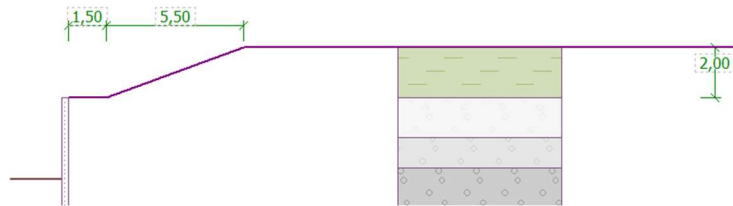
Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00	MPa
-----------	----------	---	--------	-----

Ocel S 355 - převázka:

Mez kluzu	$f_y =$	355,00	MPa
Modul pružnosti	$E =$	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G =$	81000,00	MPa

5.2.3 Terén

Horní vrstvy stavební jámy jsou svahovány podle úhlu vnitřního tření. Tohle řešení je vhodné pro extravilán, kde je dostatek volného prostoru a má pozitivní vliv z ekonomického hlediska.



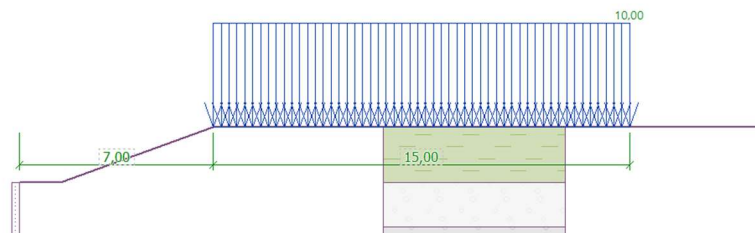
Obrázek č. 33 Schéma terénu

5.2.4 Hladina podzemní vody

Inženýrsko geologický průzkum zjistil přítomnost hladiny podzemní vody ve hloubce 11,25 m. Vzhledem k tomu, že dno stavební jámy se nachází pode dnem HPV v hloubce 18,75 m, bude potřeba svádět vodu obvodovými příkopy do studni a následně odčerpávat mimo staveniště.

5.2.5 Přetížení

Při výpočtu je uvažováno pásové přetížení 10 kN/m³, které by mělo simulovat pohyb stavební techniky.



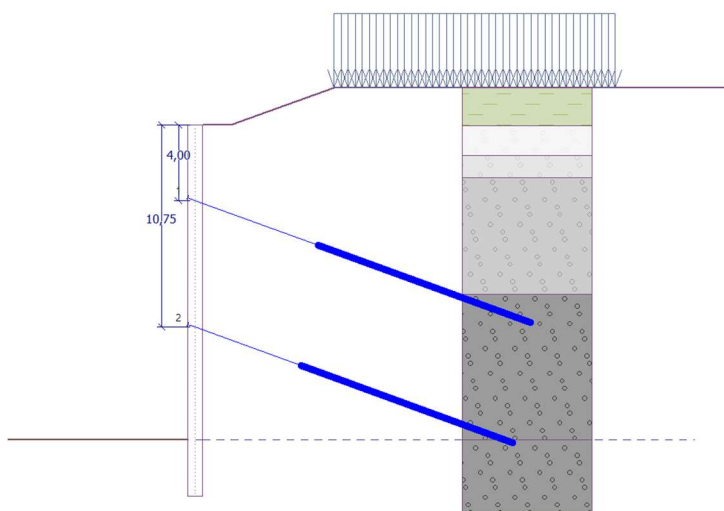
Obrázek č. 34 Schéma přetížení

5.2.6 Kotvy

V konstrukci záporového pažení jsou použity pramencové zemní kotvy typu VSL 0,6" S 1860 MPa. Kotvy jsou navrženy ve dvou výškových úrovních v osové vzdálenosti 3,0 m.

Tabulka 3 Tabulka kotev

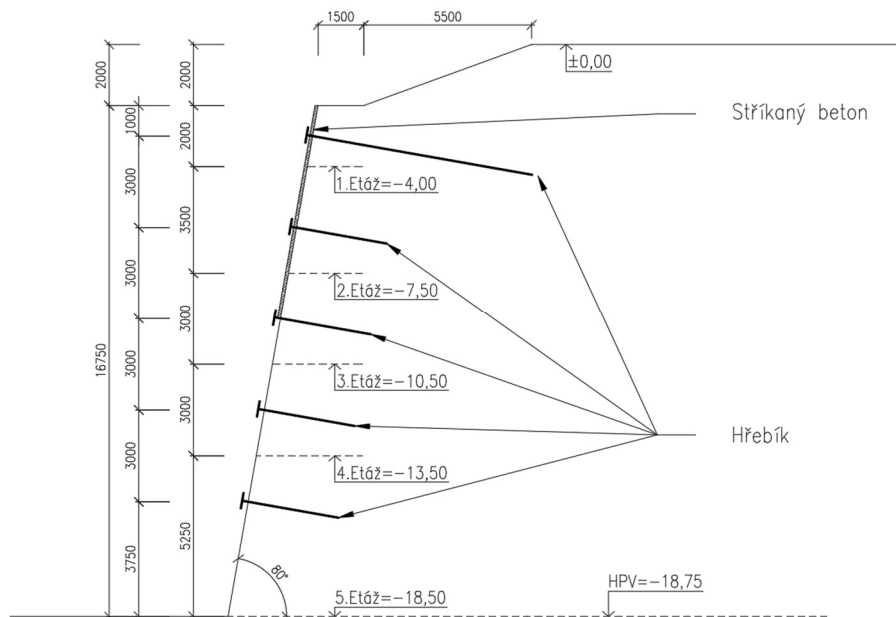
Číslo	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Osová vzd. b [m]	Plocha pramence A [mm ²]	Počet pramenců n [ks]	Modul pružnosti E [MPa]	Průměr kořene d [mm]	Předpínací síla F [kN]
1	4,00	7,00	12,00	20,00	3,00	150,00	3,00	195000,00	130,00	529,62
2	10,75	6,00	12,00	20,00	3,00	150,00	3,00	195000,00	130,00	536,76



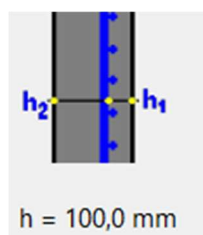
Obrázek č. 35 Schéma kotev

5.3 Varianta 3: Hřebíkový svah

Stavební jáma je umístěná ve svažitém terénu, výška výkopu je proměnlivá. Tyto změny budou zaznamenané ve výkresové dokumentaci. Statický výpočet je prováděn pro nejhlubší místo stavební jámy. Konstrukci hřebíkového svahu tvoří hřebíky a stěna ze stříkaného betonu tloušťky 100 mm, která je vyztužená kari sítí 6,0x6,0/150x150 mm. Stěna ze stříkaného betonu bude ukončena ve výškové úrovni třetího hřebu neboť níže se nachází poměrně zdravá hornina. Výkop jámy bude realizován podle výškových etází s průběžným zajištěním stěny stavební jámy. Sklon stěny stavební jámy od vodorovné osy je 80°. Stavební jáma se nachází v extravilánu, a proto horní vrstvy si můžeme dovolit svahovat podle sklonu vnitřního tření zeminy.



Obrázek č. 36 Příčný řez stavební jámou



Obrázek č. 37 Schéma výztuže

$h_1=40,00$ mm - od rubu konstrukce, $h_2=60,00$ mm - od líce konstrukce

5.3.1 Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 18,75 m

Typ hřebů: GEWI

Průměr hřebů = 25 mm

Průměr vrtu = 50 mm

Osová vzdálenost $a = 3,0$ m

Plocha výztuže $A = 188,5$ mm²/m

Redukční součinitel aktivního tlaku $k_n = 0,85$

pro posouzení únosnosti hřebů

5.3.2 Materiál konstrukce

Beton C 20/25:

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

Ocel B500B – výztuž:

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00	MPa
-----------	----------	---	--------	-----

5.3.3 Terén

Horní vrstvy stavební jámy jsou svahovány podle úhlu vnitřního tření. Tohle řešení je vhodné pro extravilán, kde je dostatek volného prostoru a má pozitivní vliv z ekonomického hlediska.



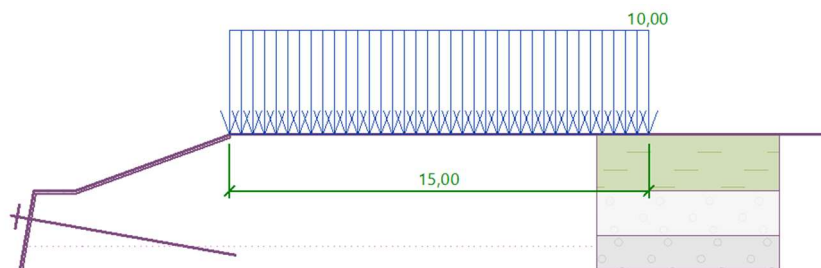
Obrázek č. 38 Schéma terénu

5.3.4 Hladina podzemní vody

Inženýrsko geologický průzkum zjistil přítomnost hladiny podzemní vody ve hloubce 11,25 m. Vzhledem k tomu, že dno stavební jámy se nachází pod dnem HPV v hloubce 18,75 m, bude potřeba svádět vodu obvodovými příkopy do studni a následně odčerpávat mimo staveniště.

5.3.5 Přetížení

Při výpočtu je uvažováno pásové přetížení 10 kN/m³, které by mělo simulovat pohyb stavební techniky.



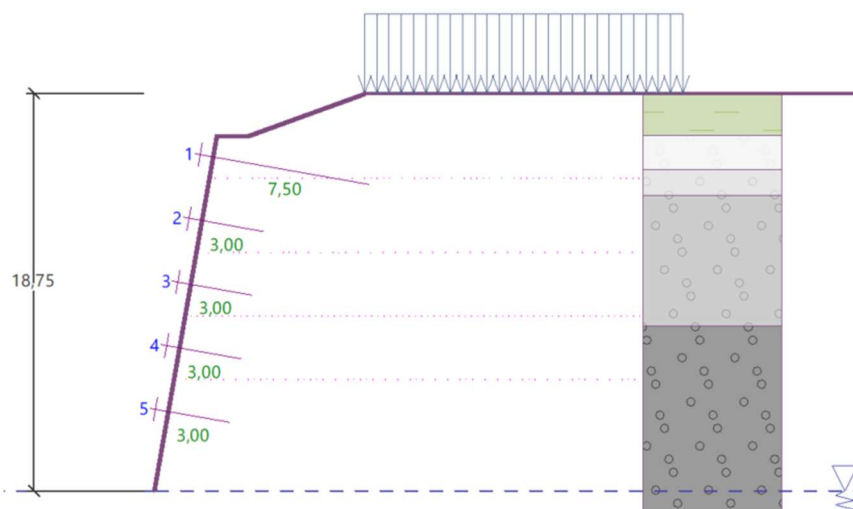
Obrázek č. 39 Schéma přetížení

5.3.6 Hřeby

V konstrukci jsou použity hřeby typu GEWI s maximální únosností na přetržení 246,00 kN. Hřeby jsou navrženy v pěti výškových úrovních. Hřeby v první výškové úrovni jsou délky 7,50 m a všechny ostatní hřeby délky 3,0 m. Hřeby jsou rozmístěny jak svislé, tak i horizontálně v osové vzdálenosti 3,0 m a kolmo ke stěně stavební jámy což znamená 10° od vodorovné osy.

Tabulka 4 Tabulka hřebů

Číslo	Hloubka z [m]	Hloubka etáže z [m]	Délka l [m]	Sklon α [°]	Osová vzd. b [m]	Průměr vrtu d [mm]	Únosnost na přetržení F [kN]
1	3,00	1,00	7,50	10	3,00	50,00	246,00
2	6,00	1,50	3,00	10	3,00	50,00	246,00
3	9,00	1,50	3,00	10	3,00	50,00	246,00
4	12,00	1,50	3,00	10	3,00	50,00	246,00
5	15,00	3,75	3,00	10	3,00	50,00	246,00



Obrázek č. 40 Schéma hřebů

6 Statický výpočet

Statický výpočet zajištění stavební jámy byl proveden v programu GEO 5 od společnosti FINE. K výpočtu bylo využito dvou dílčích programů: GEO 5 – Pažení posudek a GEO5 – Hřebíkový svah.

6.1 Metodika výpočtu

6.1.1 Metoda závislých tlaků

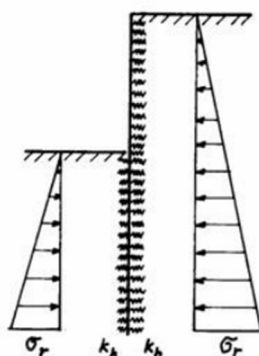
Metoda závislých tlaků vychází z předpokladu, že zemina resp. hornina v okolí podzemní stěny se chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota. Tato hmota je určena jednak modulem reakce podloží k_h , který charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická. [12]

Pro vlastní výpočet podzemní stěny jsou zavedeny tyto předpoklady:

- Zemní tlak působící na stěnu (pažící konstrukci) může nabývat libovolné hodnoty v intervalu mezi aktivním a pasivním zemním tlakem. Z tohoto intervalu však nemůže vybočit.
- Nedeformovaná konstrukce ($w = 0$) je zatížena zemním tlakem v klidu. [12]

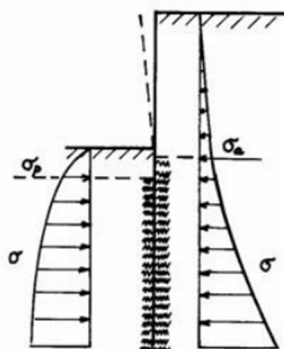
Postup výpočtu je tedy následující:

- Všem prvkům se přiřadí modul reakce podloží k_h a konstrukce se zatíží tlakem v klidu



Obrázek č. 41 Schéma konstrukce před první iterací [12]

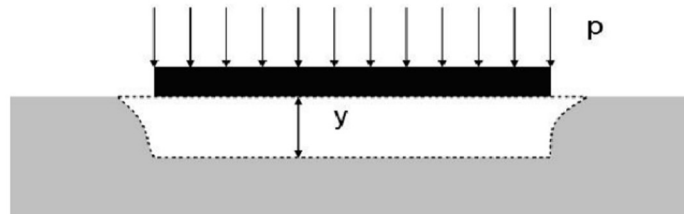
- Proveďte se výpočet konstrukce a zkontroluje se splnění podmínek o velikosti tlaků na stěnu. V místech, kde tyto podmínky nejsou splněny, se přiřadí hodnota $k_h = 0$ a stěna se zatíží aktivním resp. pasivním tlakem [12]



Obrázek č. 42 Schéma konstrukce během iterací [12]

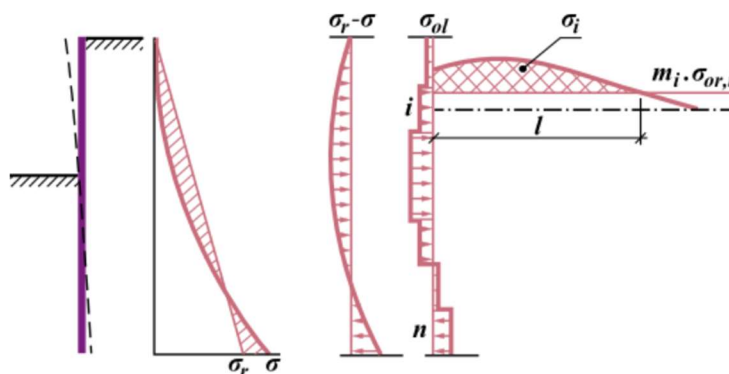
6.1.1.1 Stanovení modulu reakce podloží

Modul reakce podloží odpovídá obecně tuhosti pružiny ve Winklerově modelu, který popisuje vztah mezi zatížením tuhé desky a jejím ztlačením do podloží. Tento vztah lze popsat rovnicí $p = ky$, kde p je zatížení působící na kontaktu desky a povrchu podloží, je tuhost Winklerovy pružiny a je posun desky do podloží. [12]



Obrázek č. 43 Definice modulu reakce podloží [12]

Modul reakce podloží lze v programu GEO 5 – Pažení posudek zadat několika způsoby. Průběhem modulu reakce podloží před a za konstrukci, jako parametr zeminy hodnotou, iterací z převárných charakteristik zemín, nebo stanovit výpočtem podle Schmitta, CUR 166, Ménarda či Chadeissona. Při výpočtu pažení bude počítán podle iterací z převárných charakteristik zemín. Postup výpočtu vychází z předpokladu, že deformace pružného poloprostoru charakterizovaného deformačním modulem převárnosti E_{def} při změně napjatosti odpovídající změně zemních tlaků, je stejná jako deformace podzemní stěny. Snahou je tedy najít takové hodnoty k_h , aby byla zachována spojitost deformací stěny a zeminy. Při výpočtu s manuální iterací modulu reakce podloží k_h se nepočítá s plastickou deformací konstrukce. Naopak při výpočtu s automatickou iterací modulu reakce podloží k_h se počítá s plastickou deformací konstrukce. [12]



Obrázek č. 44 Stanovení modulu reakce podloží i -tého dílu [12]

Pro změnu napjatosti $\sigma_r - \sigma$ se stanoví rovnoměrné zatížení jednotlivých dílů konstrukce σ_{ol} . Dále se spočítá celková změna napjatosti za dílem i , která je vyvolána přitížením masívu od dílů 1 až n ($\sigma_{ol,1} - \sigma_{ol,n}$). Celková změna napjatosti $\Delta\sigma_i$ je snížena o strukturální pevnost $m_i * \sigma_{or,i}$. Novou hodnotu tuhosti pružiny pak určíme ze vztahu: [12]

$$k_{n,i} = \frac{E_{def,i} \times \sigma_{ol,i}}{i} \quad [12]$$

6.2 Metodika posouzení

6.2.1 Geo 5 – Pažení posudek

6.2.1.1 Metoda EN 1997-1

Při návrhu podle EN 1997-1 se postupuje v zásadě podle teorie mezních stavů. posouzení bezpečnosti konstrukce podle "Mezních stavů" prokazuje bezpečnost srovnáním veličiny vzdorující (síla vzdorující, pevnost, únosnost) a veličiny porušující (síla posouvající, napětí).[12]

$$X_{pas} > X_{act} \quad [12]$$

X_{act} je obecně stanovena z výpočtových parametrů zemin a zatížení:

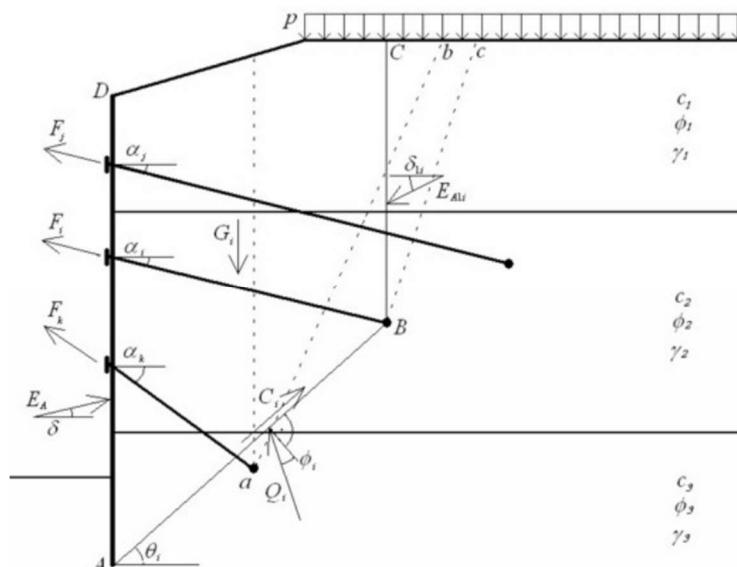
- parametry zemin jsou redukovány příslušnými koeficienty
- zatížení resp. jeho účinky jsou zvětšeny příslušnými koeficienty [12]

X_{pas} je stanovena za těchto předpokladů:

- parametry zemin jsou redukovány příslušnými koeficienty
- spočtený odpor konstrukce je redukován příslušným koeficientem [12]

6.2.1.2 Posouzení vnitřní stability

Vnitřní stabilita kotevního systému pažící konstrukce se posuzuje pro každou vrstvu kotev zvlášť. Posudek se provádí tak, že se zjišťuje síla v kotvě, která uvede do rovnováhy soustavu sil působících na blok zeminy, vytknutý pažící konstrukcí, povrchem terénu, spojnici teoretické paty pažící konstrukce se středem kořene kotvy a svislicí mezi středem kořene kotvy a povrchem terénu. Teoretickou patou pažící konstrukce se rozumí bod na pažící konstrukci, v němž součet vodorovných sil pode dnem stavební jámy je nulový. Pokud tento bod leží pod patou stěny, je teoretickou patou sama pata stěny. Výpočet se provádí pro běžný metr pažící konstrukce, síly v kotvách jsou tedy přepočítávány podle vzdáleností mezi kotvami v jednotlivých vrstvách. [12]



Obrázek č. 45 Výpočet vnitřní stability [12]

Schéma pro posouzení i-té vrstvy kotev je znázorněno na obrázku. Počítá se zde rovnováha sil na bloku ABCD. Do výpočtu rovnováhy vstupují tyto síly:

- E_A – výslednice aktivního zemního tlaku na pažení (na úsečce AD)
- E_{Ai} – výslednice aktivního zemního tlaku nad kořenem posuzované kotvy (na úsečce BC)
- G_i – tíha i-tého bloku zeminy ABCD, do této tíhy se připočítává i přitížení povrchu terénu p , a to tehdy, je-li sklon θ_i smykové plochy AB větší, než průměrná hodnota úhlu vnitřního tření na této ploše, pro menší sklon smykové plochy AB se s přitížením povrchu terénu v rovnováze nepočítá
- C_i – výslednice soudržnosti zeminy na smykové ploše AB
- F_j, F_k – síly v ostatních kotvách, ale některé se ve výpočtu neuvažují
- Q_i – reakce na smykové ploše AB
- F_i – síla v posuzované kotvě, maximální přípustná hodnota této síly vyjde jako výsledek výpočtu rovnováhy na i-tém bloku.

Řešení rovnováhy sil na bloku spočívá v sestavení svislé a vodorovné součtové výminky. Ty tvoří soustavu dvou rovnic, v nichž neznámými jsou reakce podloží Q_i a maximální přípustná hodnota síly v kotvě F_i . Výsledkem výpočtu stability jsou maximální přípustné kotevní síly pro každou řadu kotev. Ty se pak porovnávají se skutečnými silami zadanými v kotvách.[12]

6.2.1.3 Posouzení vnější stability svahu

Výpočet byl proveden pomocí metody podle Sarma, která pracuje s předpokladem polygonální smykové plochy. Sarmova metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil i momentů na jednotlivých blocích. Bloky vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou rovinami, které obecně mohou mít různý sklon. Postup optimalizace polygonální smykové plochy může být ovlivněn výskytem lokálního minima stupně stability (vzhledem k rozvoji postupného pohybu uzlových bodů), a proto nemusí vždy vést k nalezení kritické smykové plochy. V případě složitějšího profilu svahu je proto vhodné zadat více výchozích poloh smykové plochy k optimalizaci. [12] Při srovnání polygonální smykové plochy podle Sarma byla dosažena nižší stabilita svahu než u kruhové smykové plochy.

6.2.1.4 Posouzení únosnosti kotev

Únosnost na přetržení

Výpočet je prováděn dle vzorce: $R_t = f_u \times A$ [12]

- f_u – výpočtová pevnost materiálu
- A – plocha posuzovaného dřívku kotvy

Únosnost na vytržení ze zeminy

Výpočet je prováděn dle vzorce: $R_e = \pi \times d \times l_k \times \sigma_z \times \tan \varphi$ [12]

- d – průměr kořene
- l_k – délka kořene
- σ_k – délka kořene
- φ – úhel vnitřního tření zeminy

Únosnost na vytržení ze zálivky

Výpočet je prováděn dle vzorce: $R_c = 1,2 \times \eta_1 \times f_{ctd}$ [12]

- η_1 – součinitel technologie (1,0 pro dobré podmínky soudržnosti, 0,7 v ostatních případech)
- f_{ctd} – pevnost betonu v tahu – získává se ze zadané f_{ck}

6.2.2 Geo 5 – Hřebíkový svah

6.2.2.1 Metoda EN 1997-1

Při návrhu podle EN 1997-1 se postupuje v zásadě podle teorie mezních stavů. posouzení bezpečnosti konstrukce podle "Mezních stavů" prokazuje bezpečnost srovnáním veličiny vzdorující (síla vzdorující, pevnost, únosnost) a veličiny porušující (síla posouvající, napětí).[12]

$$X_{pas} > X_{act} \quad [12]$$

X_{act} je obecně stanovena z výpočtových parametrů zemin a zatížení:

- parametry zemin jsou redukovány příslušnými koeficienty
- zatížení resp. jeho účinky jsou zvětšeny příslušnými koeficienty [12]

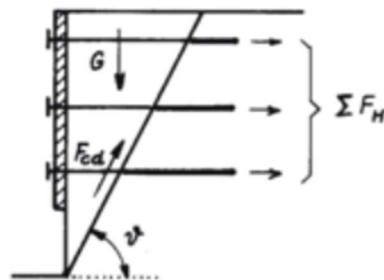
X_{pas} je stanovena za těchto předpokladů:

- parametry zemin jsou redukovány příslušnými koeficienty
- spočtený odpor konstrukce je redukován příslušným koeficientem [12]

6.2.2.2 Posouzení vnitřní stability

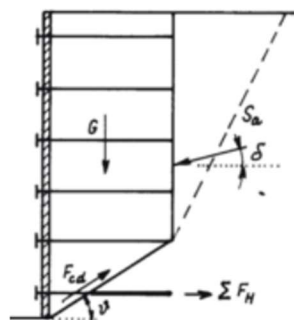
Vnitřní stabilita se posuzuje na dvou typech smykových ploch:

1. Rovinná smyková plocha



Obrázek č. 46 Rovinná smyková plocha [12]

2. Lomená smyková plocha



Obrázek č. 47 Lomená smyková plocha [12]

V obou případech se vyšetřuje smyková plocha pro variaci úhlu ϑ . Při optimalizaci je výpočet proveden pro všechny etáže s variací úhlu smykové plochy v od 1 až do 89 stupňů s krokem jednoho stupně. V posouzení je kontrolována podmínka, že poměr vzdorujících sil na smykové

ploše ku posouvajícím silám je větší než zadaný stupeň bezpečnosti. Do tohoto posouzení vstupují následující síly: [12]

- Posouvající síly
- Vzdurovající síly

6.2.2.3 Únosnost hřebů na vytržení

Výpočet je proveden dle vzorce:
$$T_p = \frac{\pi \times d \times (K_a \times \sigma_z \times \tan \varphi + c)}{SF_e}; K_a = \frac{1 + (1 - \sin \varphi)}{2}$$
 [12]

- T_p – únosnost hřebu na vytržení
- d – průměr vrtu
- σ_z – vertikální geostatické napětí
- φ – efektivní úhel vnitřního tření zeminy
- c – efektivní soudržnost zeminy
- SF_e – stupeň bezpečnosti na vytržení

6.2.2.4 Únosnost hřebu na přetržení

Výpočet je proveden dle vzorce:
$$R_t = \frac{\pi \times d_s^2}{4} \times \frac{f_y}{SF_t}$$
 [12]

- R_t – pevnost na přetržení
- d_s – průměr hřebu
- f_y – výpočtová pevnost materiálu hřebu
- SF_t – stupeň bezpečnosti na přetržení

6.2.2.5 Únosnost hlavy hřebu

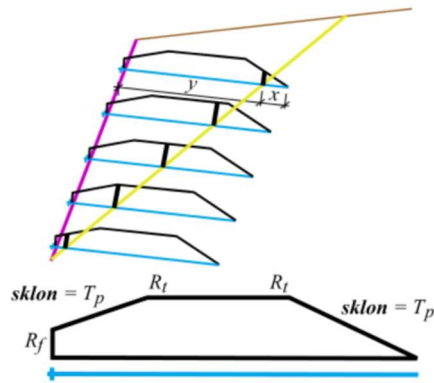
Výpočet je proveden dle vzorce:
$$R_f = \frac{\min(R_t; T_p \times l) \times ((0,6 + 0,2 \times (S_{max} - 1)))}{SF_f}$$
 [12]

- l – délka hřebu
- S_{max} – maximální vzdálenost hřebů v konstrukci
- R_t – pevnost hřebu na přetržení
- T_p – únosnost hřebu na vytržení
- SF_f – stupeň bezpečnosti únosnosti hlavy hřebu

6.2.2.6 Celková únosnost hřebu

Únosnost hřebu je spočtena podle polohy jeho průsečíku se smykovou plochou. Leží-li hřeb celý před smykovou plochou, nevstupuje vůbec do výpočtu. Protne-li smyková plocha hřeb, je únosnost hřebu počítána podle vzorce:
$$F = \min(T_p x; R_t; R_f = T_p y)$$
 [12]

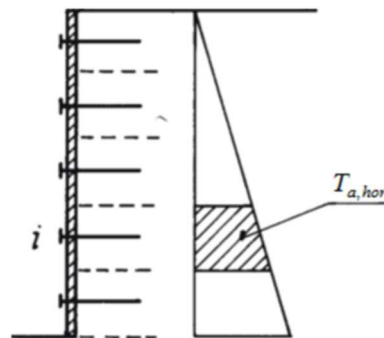
- x – délka hřebu za smykovou plochou směrem do zeminového tělesa
- y – délka hřebu před smykovou plochou
- R_f – únosnost hlavy hřebu
- R_t – pevnost hřebu na přetržení
- T_p – únosnost hřebu na vytržení



Obrázek č. 48 Průběh tahové síly po délce hřebu [12]

6.2.2.7 Stanovení síly v hřebu

Velikost aktivního zemního tlaku je snížena součinitelem k_n . Doporučená (experimentálně zjištěná) hodnota $k_n = 0,85$. Stanovení sil v jednotlivých hřebcích se provádí rozdělením spočteného zemního tlaku na jednotlivé etáže. Každý hřeb přenáší část aktivního tlaku, který působí na příslušnou etáž. [12]



Obrázek č. 49 Stanovení sil v jednotlivých hřebcích [12]

Síla v hřebu se vypočte podle vzorce: $F_i = \frac{b \times k_n \times \sum T_{a,ho}}{\cos \alpha}$ [12]

- b – vzdálenost hřebů
- α – sklon hřebů
- k_n – redukční součinitel aktivního tlaku
- $T_{a,hor}$ – aktivní zemní tlak působící na příslušnou etáž

6.2.2.8 Posouzení překlopení a posunutí

Pro posouzení vnější stability se vytvoří fiktivní konstrukce – zeď, která je pak dále posuzována. Fiktivní zeď je tvořena lícem konstrukce, spojnicemi mezi konci jednotlivých hřebů, svislou přímkou vedenou od konce prvního hřebu do úrovně hloubky terénu a od konce posledního hřebu do úrovně hloubky konstrukce (takže spodní hrana fiktivní zdi je vždy vodorovná). Body zdi způsobující konkávní zakřivení rubu konstrukce jsou programem automaticky vypuštěny. Konstrukce je zatížena aktivním zemním tlakem. [12]

6.3 Vstupní data

6.3.1 Nastavení výpočtu

6.3.1.1 Výpočet tlaku

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

Tabulka 5 Součinitele redukce zatížení a odporu pro výpočet tlaku -

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení	$Y_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení	$Y_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]
Zatížení vodou	$Y_W =$	1,35	[-]		
Součinitele redukce odporu (R)					
Trvalá návrhová situace					
Součinitel redukce stability kotvy	$Y_{Ris} =$	1,10	[-]		
Součinitel redukce zemního odporu	$Y_{Re} =$	1,40	[-]		

6.3.1.2 Výpočet stability svahu

Metodika posouzení:	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup:	2 – redukce zatížení a odporu

Tabulka 6 Součinitele redukce zatížení a odporu pro výpočet stability svahu

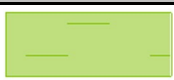



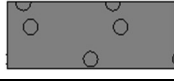
Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení	$Y_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení	$Y_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]
Zatížení vodou	$Y_W =$	1,35	[-]		
Součinitele redukce odporu (R)					
Trvalá návrhová situace					
Součinitel redukce odporu na smykové ploše	$Y_{Rs} =$	1,10	[-]		

Tabulka 7 Kombinační součinitele pro proměnná zatížení, platí jen pro Geo 5 – Hřebíkový svah

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
		Nepříznivé	
Stálé zatížení	$\varphi_0 =$	0,70	[-]
Proměnné zatížení	$\varphi_1 =$	0,50	[-]
Zatížení vodou	$\varphi_2 =$	0,30	[-]

6.3.2 Parametry zemin

Tabulka 8 Parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]	ν [-]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	Jíl		20,0	8,0	21,0	11,0	13,0	0,42	0,9	0,10
2	Zcela zvětralý slínovec		26,0	8,0	20,0	10,0	17,0	0,40	7,2	0,20
3	Mírně zvětralý slínovec		34,0	60,0	23,0	13,0	22,0	0,30	1000,0	0,20
4	Navětralý slínovec		40,0	80,0	23,1	13,1	26,0	0,30	2500,0	0,20
5	Zdravý slínovec		41,0	100,0	23,2	13,2	26,0	0,30	3000,0	0,20

6.4 Varianta 1: Záporové pažení

6.4.1 Výsledky jednotlivých výpočtových fází

Výpočet je rozdělen na 7 fází. Před započítáním odkopu stavební jámy se realizují ocelové záporné pažení. Poté vyhloubíme jámu 0,5 m pod první kotvení výškovou úroveň s průběžným umístěním pažen za záporné pažení. Následně se instalují zemní kotvy a po vytvrzení injektáže a předepnutí kotev tímto způsobem se pokračuje až na dno stavební jámy.

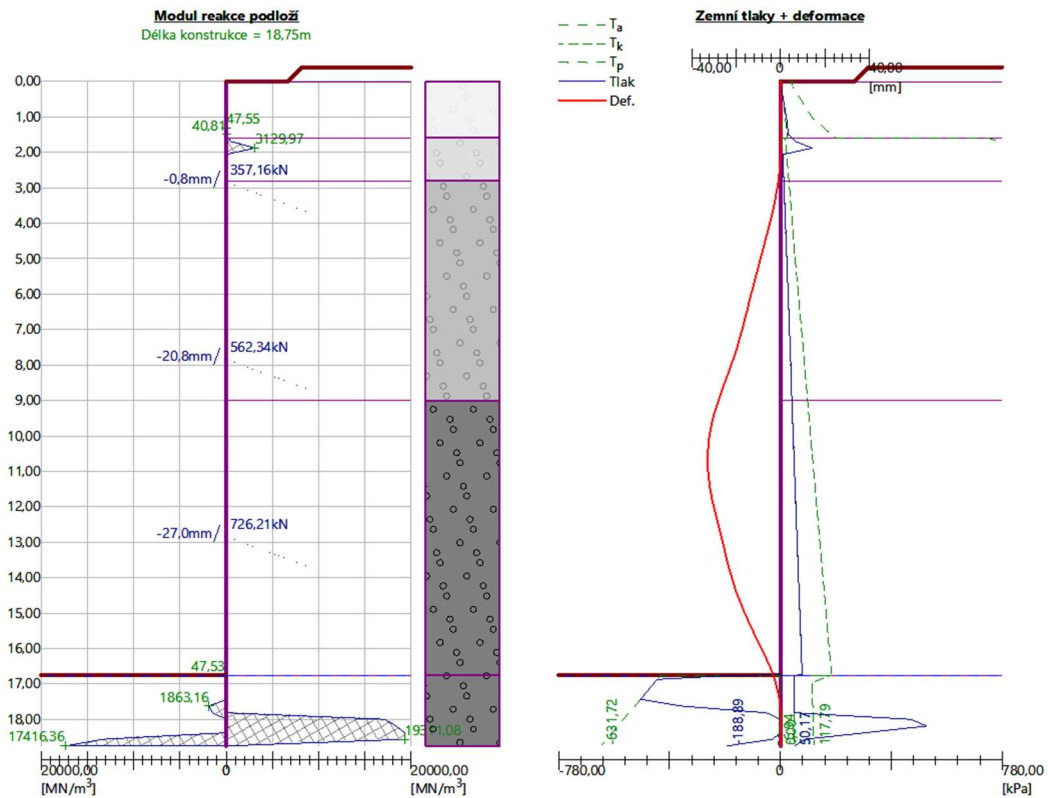
Číslo fáze	Název fáze	Schéma
1	Odkop na první kotevní úroveň	
2	Aktivace první řády kotev	

<p>3</p>	<p>Odkop na druhou kotevní úroveň</p>	
<p>4</p>	<p>Aktivace druhé řády kotev</p>	
<p>5</p>	<p>Odkop na třetí kotevní úroveň</p>	

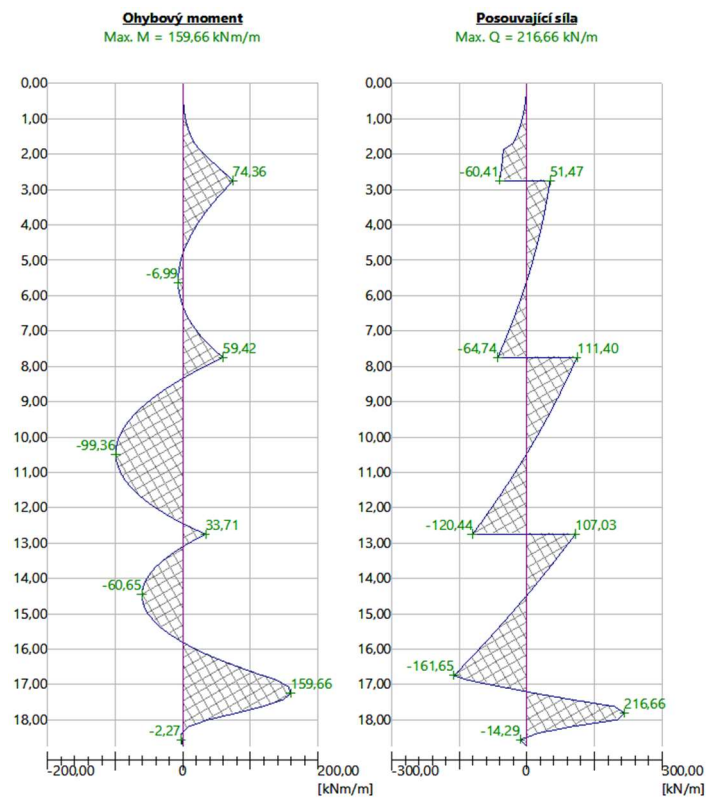
<p style="text-align: center;">6</p>	<p style="text-align: center;">Aktivace třetí řady kotev</p>	
<p style="text-align: center;">7</p>	<p style="text-align: center;">Odkop na dno stavební jámy</p>	

6.4.2 Vnitřní síly

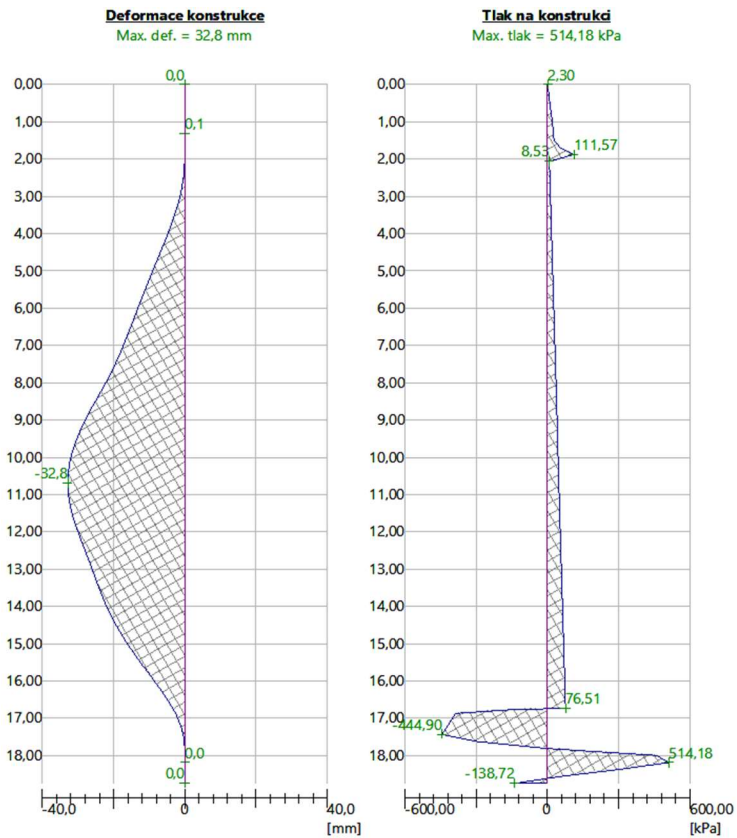
Vnitřní síly jsou uváděné z poslední fáze výpočtu.



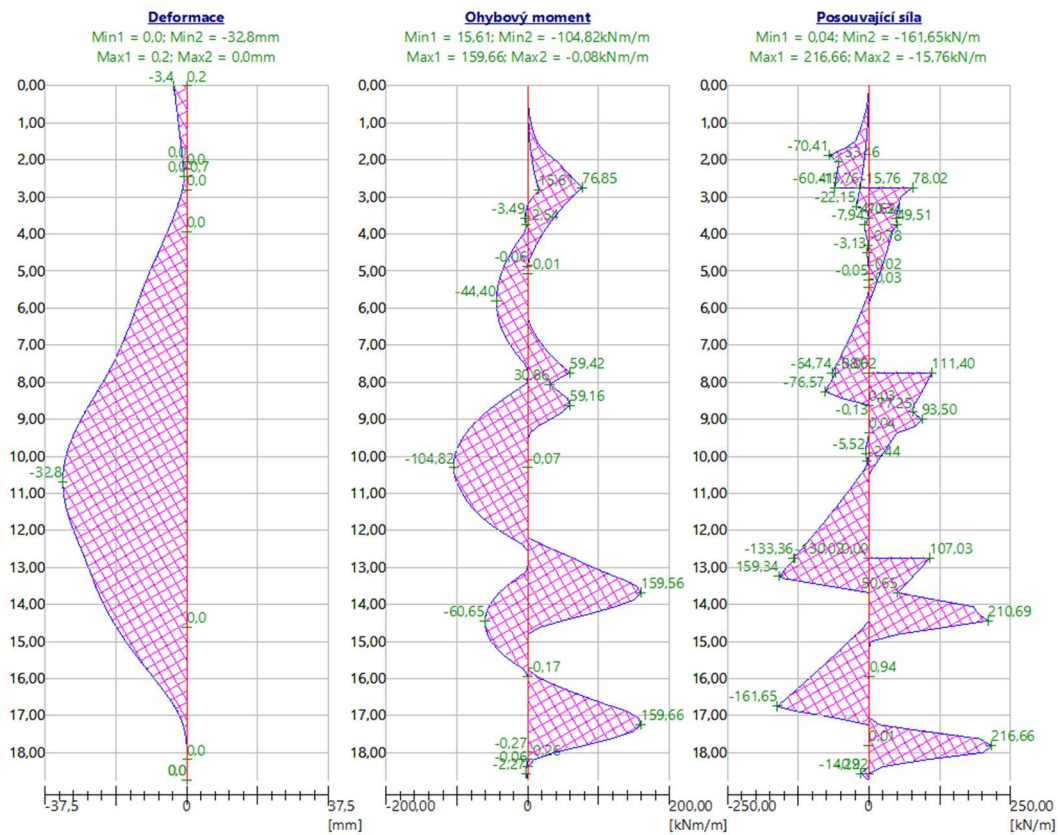
Obrázek č. 50 Modul reakce podloží, zemní tlak + deformace



Obrázek č. 51 Ohybový moment a posouvající síly



Obrázek č. 52 Deformace konstrukce a tlak na konstrukci



Obrázek č. 53 Deformace, ohybový moment, posouvající síly – zápora HE 280 B



Obrázek č. 54 Zemní tlak – pažiny

Přehled výsledků:

- Maximální deformace = -32,8 mm
- Minimální deformace = 0,2 mm
- Maximální ohybový moment = 159,66 kNm/m
- Minimální ohybový moment = -104,82 kNm/m
- Maximální posouvající síla = 216,66 kN/m

6.4.3 Posouzení

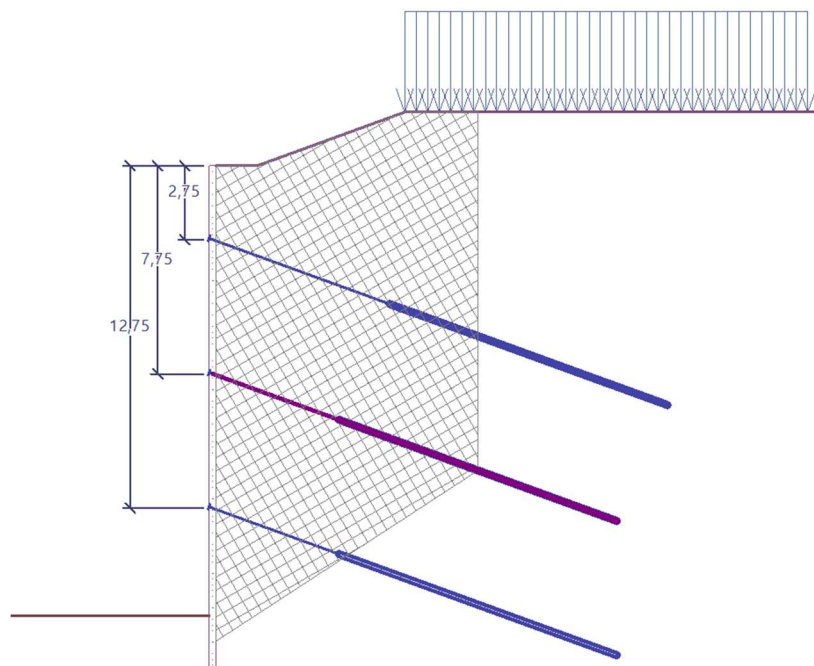
6.4.3.1 Vnitřní stabilita kotev

Tabulka 9 Vnitřní stabilita jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]
1	357,16	4573,73
2	562,34	4671,31
3	726,21	7800,38

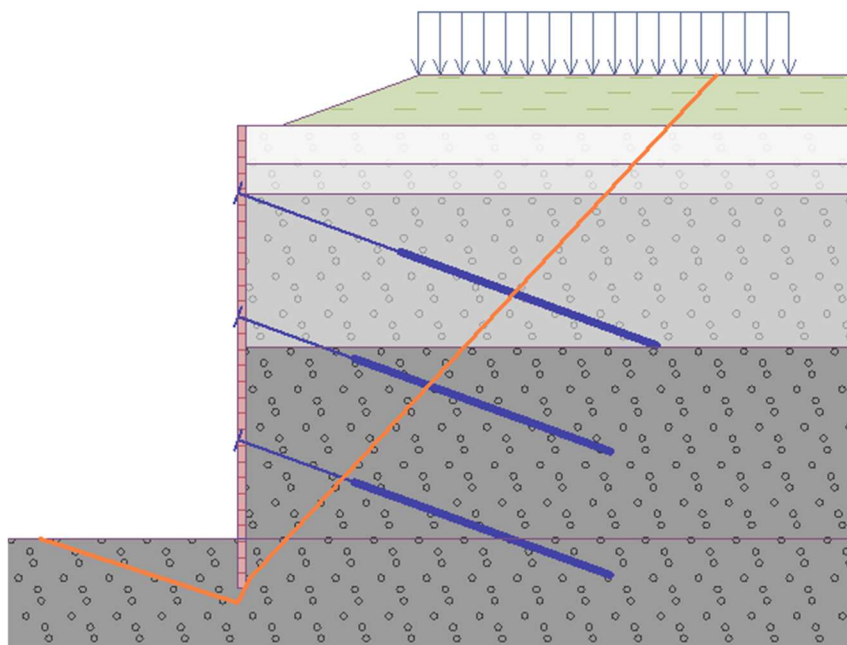
Rozhodující řada kotev: 2

Maximální přípustná síla $F_{max} = 4671,31 \text{ kN} > F_{kot} = 562,34 \text{ kN}$ síla v kotvě => **VYHOVUJE**



Obrázek č. 55 Vnitřní stabilita kotev

6.4.3.2 Vnější stabilita svahu



Obrázek č. 56 Vnější stabilita svahu – smyková plocha

Posouzení stability svahu (Sarma)

Využití : 57,2% => VYHOVUJE

6.4.3.3 Únosnost kotev

Tabulka 10 Tabulka únosností kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přeržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení [%]
1	6	2,75	359,17	413,33	393,23	433,50	91,34
2	7	7,75	562,34	826,67	878,09	613,06	91,73
3	7	12,75	726,21	1033,33	1167,62	795,36	91,31

Maximálně využitá kotva číslo 2: Využití = 91,73% => VYHOVUJE

6.4.3.4 Únosnost záporny

- Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1
- Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
- Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35
- Součinitel únosnosti $\gamma_{M0} = 1,00$

Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 488,64 \text{ kNm}$
 Únosnost na osovou sílu $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4664,70 \text{ kN}$
 Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = I \cdot (t/S) \cdot (f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 540,68 \text{ kN}$

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{max} = 323,30 \text{ kNm};$ $Q = 39,80 \text{ kN};$ $N = 582,43 \text{ kN}$
 $Q_{max} = 438,74 \text{ kN};$ $M = 158,61 \text{ kNm};$ $N = 582,43 \text{ kN}$

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

Posouzení ohybu a tlaku

$M_{max} / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,787 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení smyku

$Q / V_{c,Rd} = 0,074 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení rovinné napjatosti

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 249,01 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 12,99 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,496 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

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

Posouzení ohybu a tlaku

$M / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,449 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení smyku

$Q_{max} / V_{c,Rd} = 0,811 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení rovinné napjatosti

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 144,74 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 143,17 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,654 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

6.4.3.5 Únosnost pažin

$$\text{Návrhová pevnost v tlaku } f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} * (f_{c,0,k} / \gamma_M) = 7,31 \text{ Mpa}$$

$$\text{Návrhová pevnost ve smyku } f_{v,d} = k_{\text{mod}} * (f_{v,k} / \gamma_M) = 1,38 \text{ Mpa}$$

$$f_{c,0,k} = 20 \text{ Mpa}; f_{v,k} = 3,6 \text{ MPa}; k_{\text{mod}} = 0,50; \gamma_M = 1,30$$

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení tlaku a ohybu

$$N = 0,00 \text{ kN}; M = 8,12 \text{ kNm}$$

$$\text{Normálové napětí v tlaku } \sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Normálové napětí v ohybu } \sigma_{m,d} = 7,52 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0,978 \leq 1 \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Posouzení smyku

$$Q_{\text{max}} = 21,67 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_d / k_{cr} / f_{v,d} = 0,973 \leq 1 \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

$$k_{cr} = 0,67$$

6.4.3.6 Únosnost převázky

- Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
- Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00
- Součinitel únosnosti $\gamma_{M0} = 1,00$

$$\text{Únosnost v ohybu } M_{c,Rd} = W * f_y / \gamma_{M0} = 655,71 \text{ kNm}$$

$$\text{Únosnost na osovou sílu } N_{c,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0} = 6155,70 \text{ kN}$$

$$\text{Únosnost ve smyku } V_{c,Rd} = I * (t/s) * (f_y / \sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 1459,08 \text{ kN}$$

Dimenzační síly na 1 složený profil

$$M_{\text{max}} = 544,65 \text{ kNm}; Q = 0,00 \text{ kN}; N = 100,00 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{max}} = 726,21 \text{ kN}; M = 0,00 \text{ kNm}; N = 100,00 \text{ kN}$$

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

Posouzení ohybu a tlaku

$$M_{\text{max}} / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,847 \leq 1 \text{ Vyhovuje}$$

Posouzení smyku

$$Q / V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1 \text{ Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 268,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 * (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,574 \leq 1 \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

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

Posouzení ohybu a tlaku

$$M / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,016 \leq 1 \Rightarrow \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Posouzení smyku

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,498 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 5,77 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 76,45 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,139 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

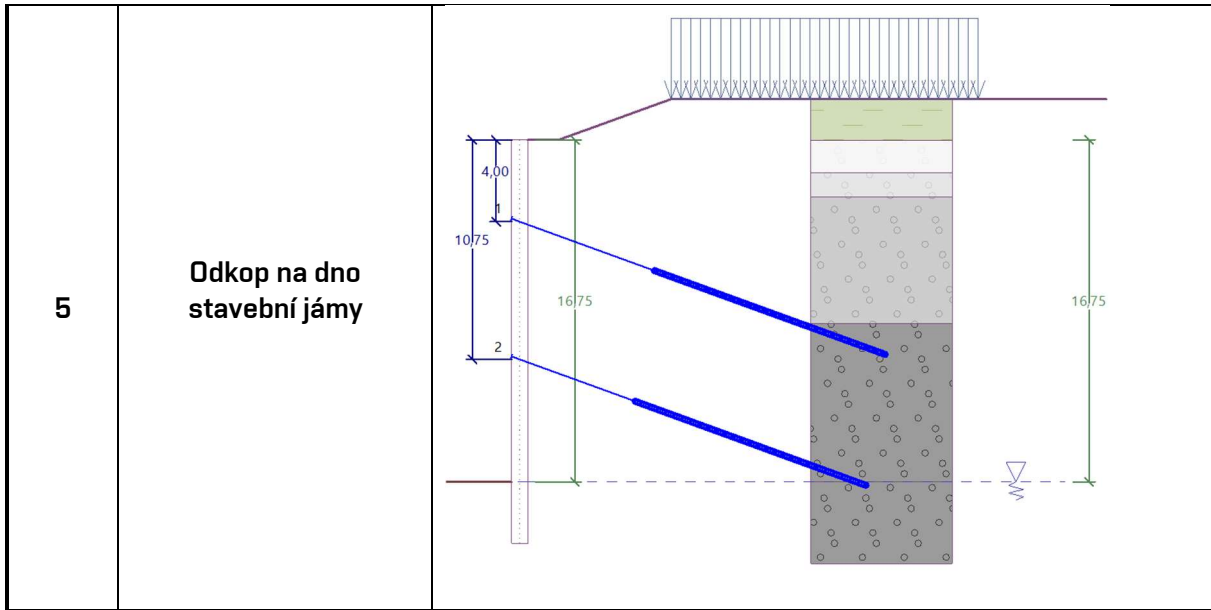
6.5 Varianta 2: Pilotová stěna

6.5.1 Výsledky jednotlivých výpočtových fází

Výpočet je rozdělen na 5 fází. Před započítáním odkopu stavební jámy se realizují železobetonové piloty. Poté vyhloubíme jámu 0,5 m pod první kotevní výškovou úroveň. Následně se instalují zemní kotvy a po vytvrnutí injektáže a předeprnutí kotev tímto způsobem se pokračuje až na dno stavební jámy.

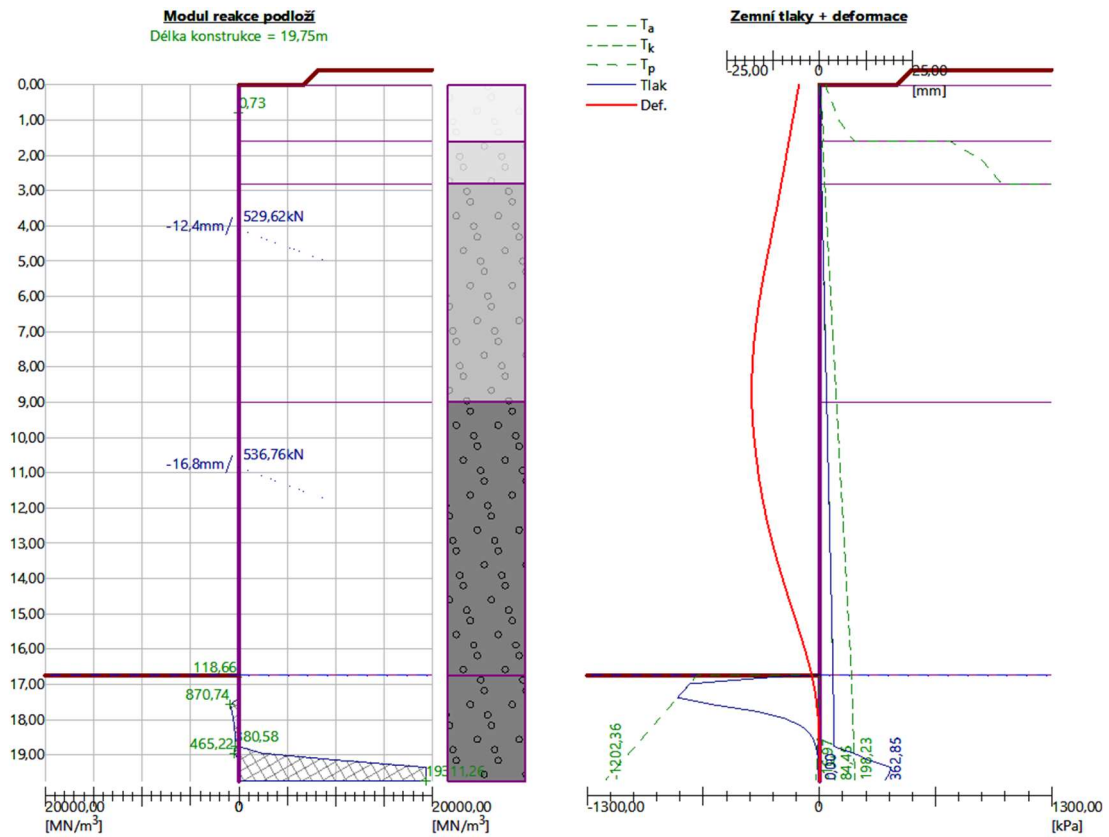
Číslo fáze	Název fáze	Schéma
1	Odkop na první kotevní úroveň	

<p>2</p>	<p>Aktivace první řády kotev</p>	
<p>3</p>	<p>Odkop na druhou kotevní úroveň</p>	
<p>4</p>	<p>Aktivace druhé řády kotev</p>	

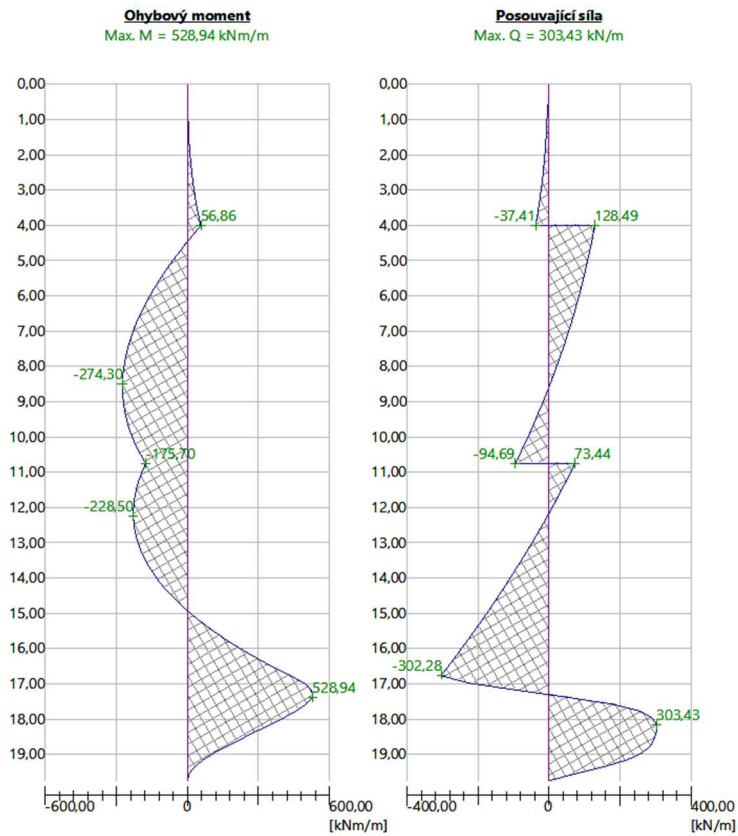


6.5.2 Vnitřní síly

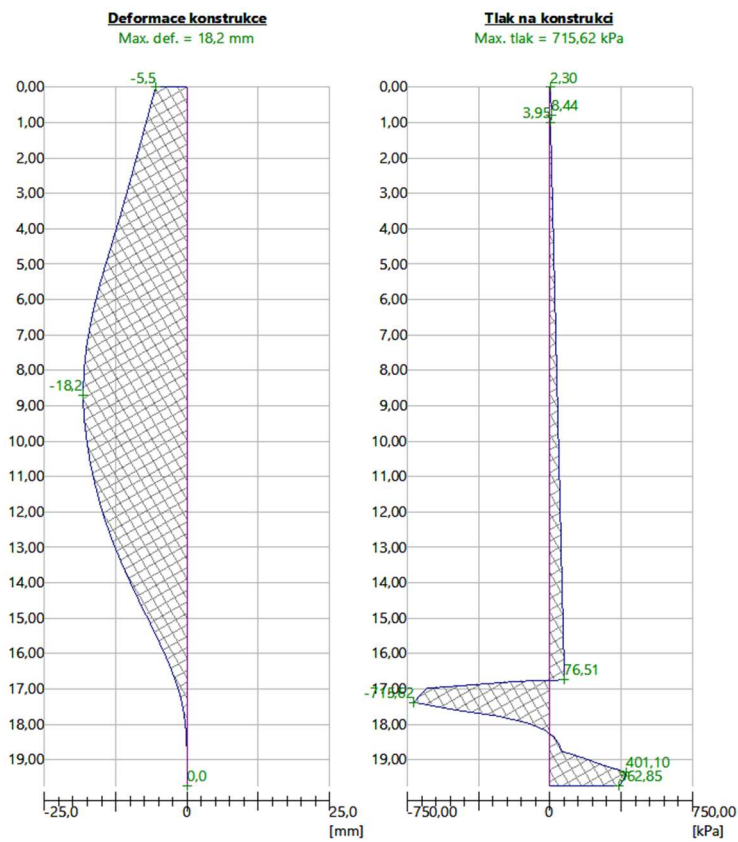
Vnitřní síly jsou uváděné z poslední fáze výpočtu.



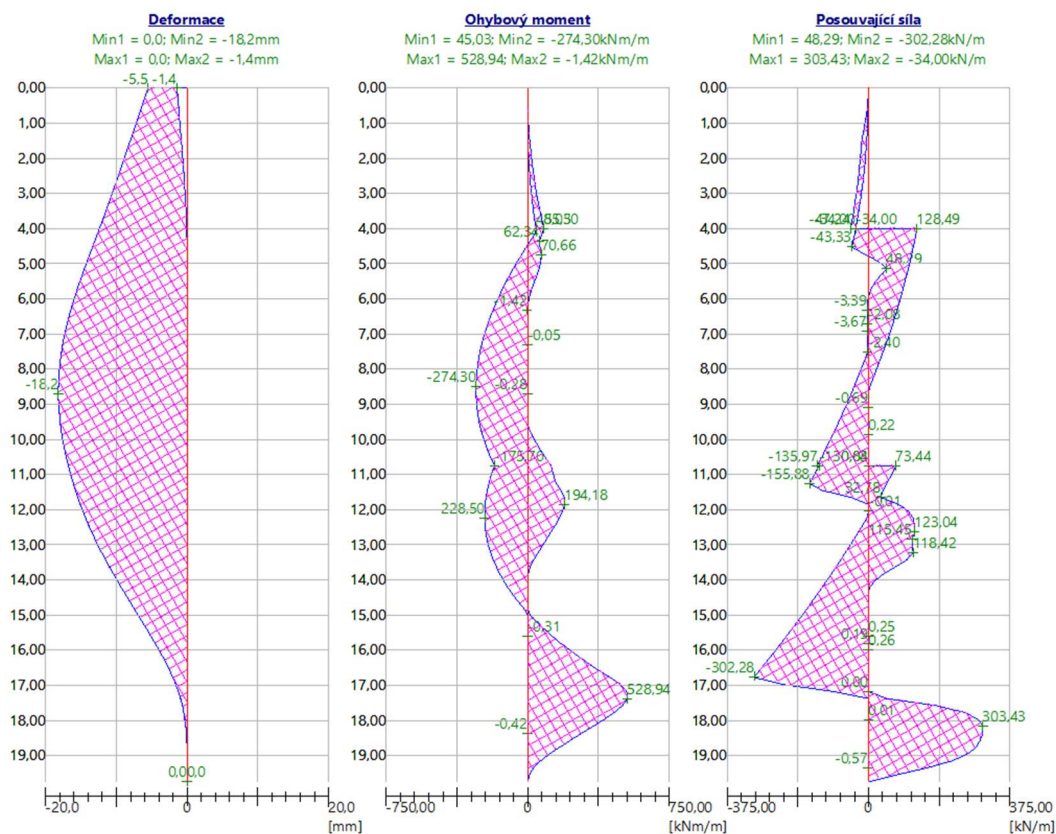
Obrázek č. 57 Modul reakce podloží, zemní tlak + deformace



Obrázek č. 58 Ohybový moment a posouvající síly



Obrázek č. 59 Deformace konstrukce a tlak na konstrukci



Obrázek č. 60 Deformace, ohybový moment, posouvající síly – ŽB pilota

Přehled výsledků výpočtu:

- Maximální deformace = -18,2 mm
- Minimální deformace = 0,0 mm
- Maximální ohybový moment = 528,94 kNm/m
- Minimální ohybový moment = -274,30 kNm/m
- Maximální posouvající síla = 303,43 kN/m

6.5.3 Posouzení

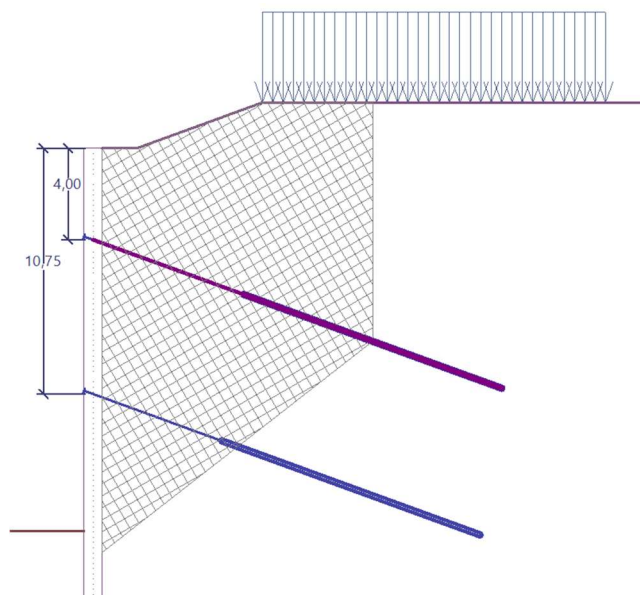
6.5.3.1 Vnitřní stabilita kotev

Tabulka 11 Vnitřní stabilita jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]
1	529,62	5306,58
2	536,76	8002,39

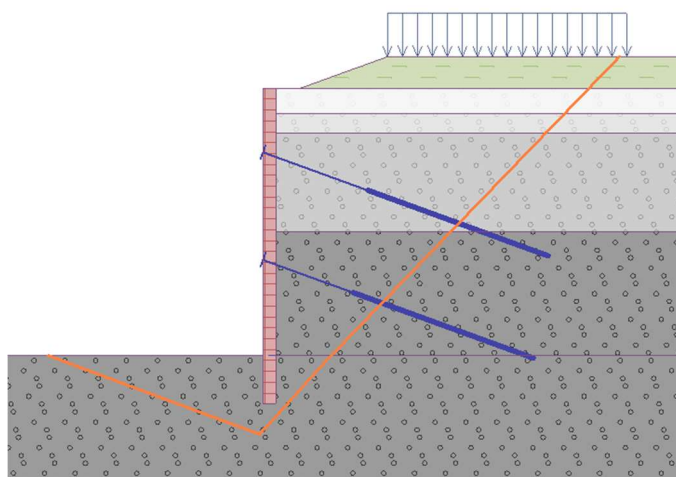
Rozhodující řada kotev: 1

Maximální přípustná síla $F_{\max} = 5306,58 \text{ kN} > F_{\text{kot}} = 529,62 \text{ kN}$ síla v kotvě => **VYHOVUJE**



Obrázek č. 61 Vnitřní stabilita kotev

6.5.3.2 Vnější stabilita svahu



Obrázek č. 62 Vnější stabilita svahu – smyková plocha

Posouzení stability svahu (Sarma)

Využití : 50,9% => VYHOVUJE

6.5.3.3 Únosnost kotev

Tabulka 12 Tabulka únosnosti kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přeržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení [%]
1	5	4,00	529,62	620,00	720,06	579,19	91,44
2	5	10,75	536,76	620,00	1211,83	579,19	92,67

Maximálně využitá kotva číslo 2: Využití = 92,67% => VYHOVUJE

6.5.3.4 Únosnost piloty

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 16 ks profil 28,0 mm; krytí 40,0 mm

Stupeň vyztužení $\rho = 0,980 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $M_{Ed} = 1071,11 \text{ kNm}$

Únosnost : $M_{Rd} = 1167,15 \text{ kNm}$

$M_{Rd} > M_{Ed} \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 10,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 523,6 = 1047,2 \text{ mm}^2$

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 655,64 \text{ kN} > 614,44 \text{ kN} = V_{Ed} \Rightarrow$ VYHOVUJE

6.5.3.5 Únosnost převázky

- Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
- Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00
- Součinitel únosnosti $\gamma_{M0} = 1,00$

Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 463,39 \text{ kNm}$

Únosnost na osovou sílu $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4899,00 \text{ kN}$

Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = I \cdot (t/S) \cdot (f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 1140,79 \text{ kN}$

Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{max} = 402,57 \text{ kNm}; \quad Q = 0,00 \text{ kN}; \quad N = 100,00 \text{ kN}$

$Q_{max} = 536,76 \text{ kN}; \quad M = 0,00 \text{ kNm}; \quad N = 100,00 \text{ kN}$

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

Posouzení ohybu a tlaku:

$M_{max} / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,889 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení smyku:

$Q / V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 282,34 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,633 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

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

Posouzení ohybu a tlaku:

$M / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,020 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení smyku:

$Q_{max} / V_{c,Rd} = 0,471 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 7,25 \text{ MPa}$

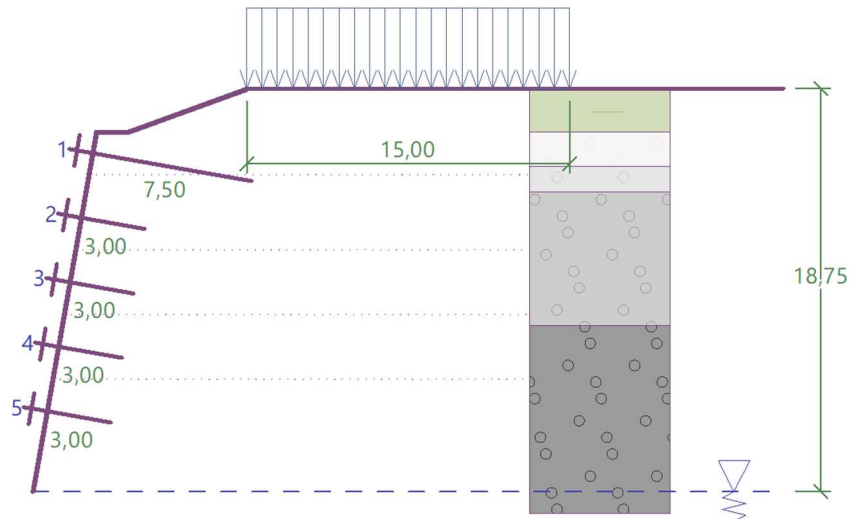
Smykové napětí $\tau_{Ed} = 72,94 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,127 \leq 1 \Rightarrow$ VYHOVUJE

6.6 Varianta 3: Hřebíkový svah

6.6.1 Výsledky jednotlivých výpočtových fází

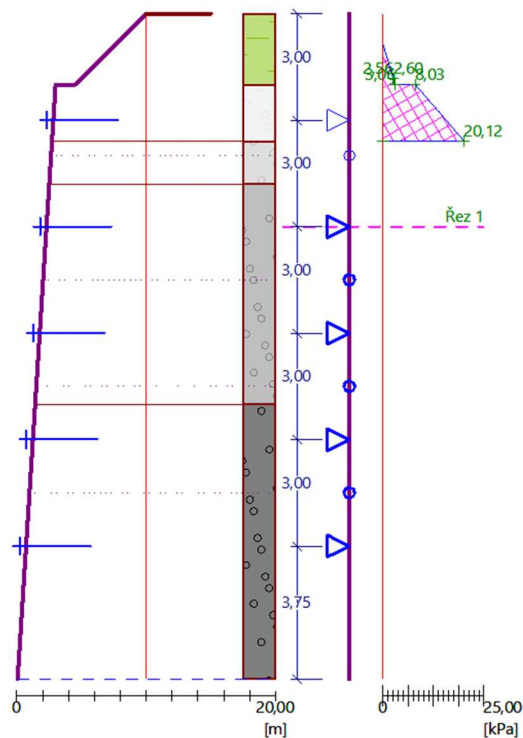
Hloubení bude prováděno v etážích jedna až pět. Při každé etáži se realizují hřebíky se stříkaným betonem. A takto se bude postupovat až na dno stavební jámy. Program Geo 5 – Hřebíkový svah nerozděluje výpočet na jednotlivé fáze. Výpočet probíhá v jedné fázi, která je rozdělená na etáže a program generuje maximální hodnoty z jednotlivých etáží.



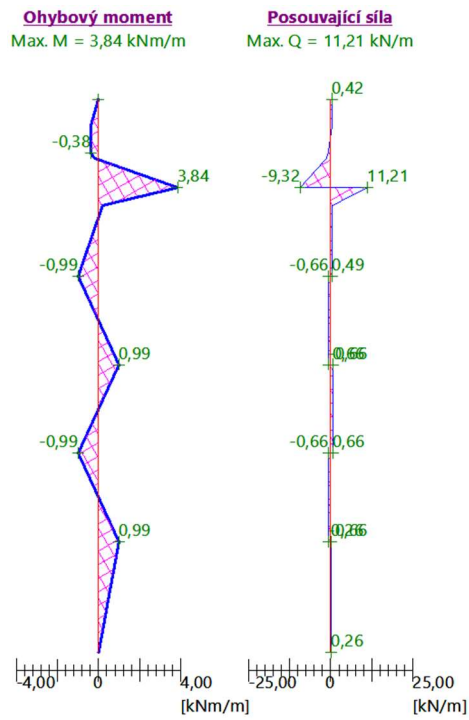
6.6.2 Vnitřní síly

Vnitřní síly jsou uváděné z poslední fáze výpočtu.

6.6.2.1 Svislý směr

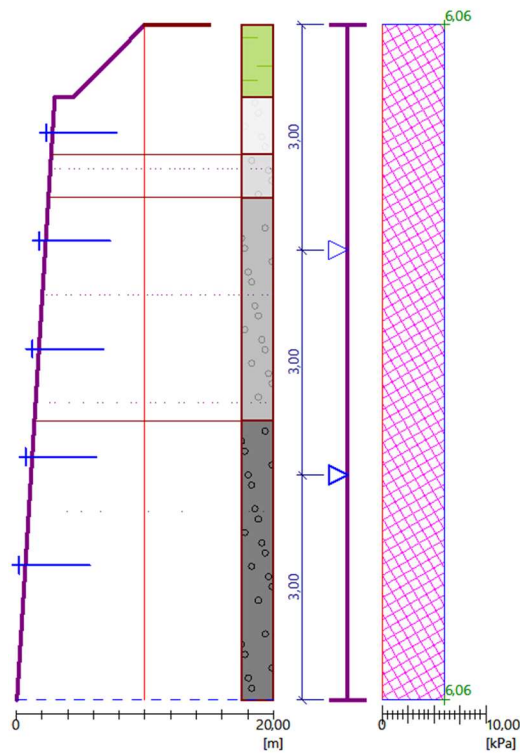


Obrázek č. 63 Zatížení konstrukce

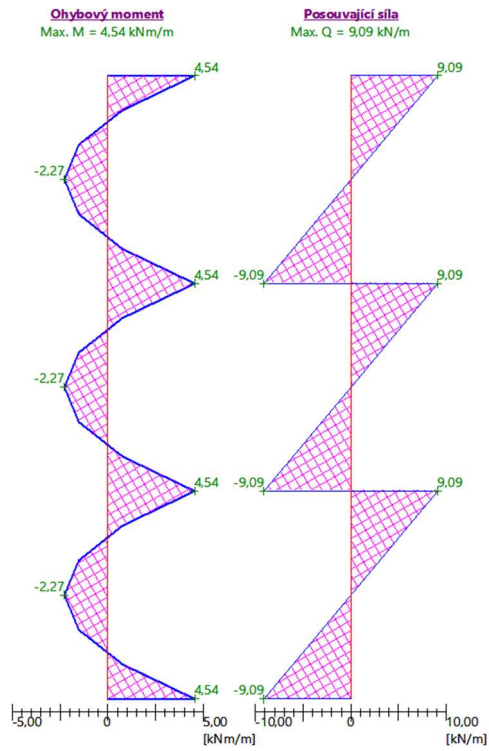


Obrázek č. 64 Ohybový moment a posouvající síly

6.6.2.2 Vodorovný směr

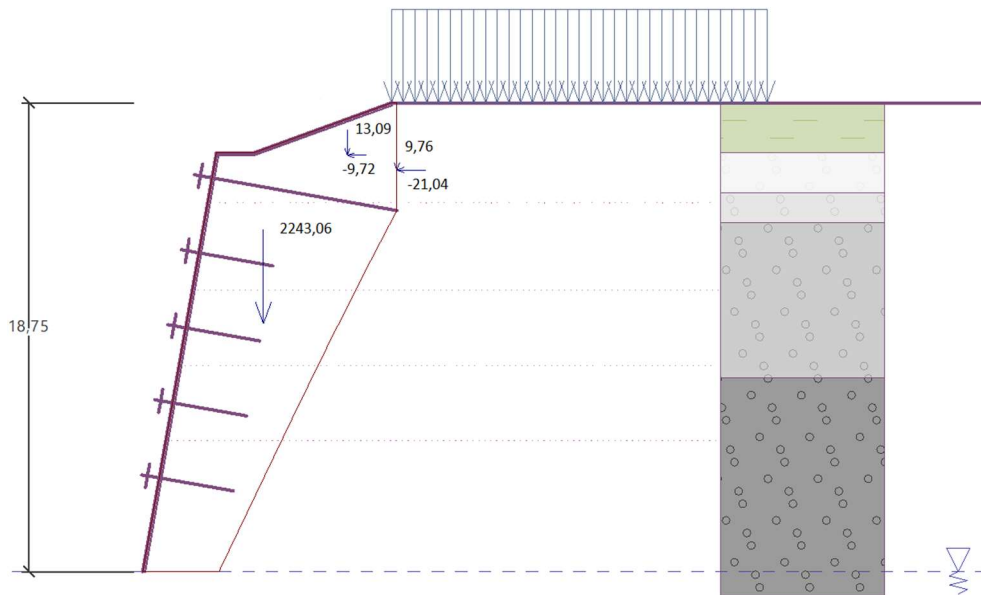


Obrázek č. 65 Zatížení konstrukce



Obrázek č. 66 Ohybový moment a posouvající síly

6.6.2.3 Vnitřní síly fiktivní konstrukce



Obrázek č. 67 Síly působící na konstrukci

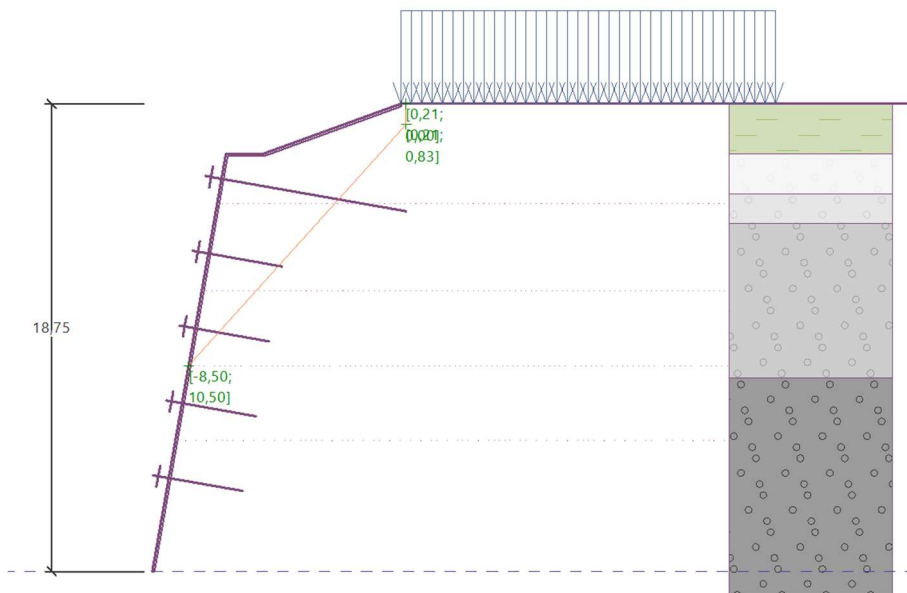
Lomená smyková plocha

Úhel smykové plochy = 48,00 °
Počátek smykové plochy v hloubce = 10,50 m

Posouzení :

Tíhová síla = 931,06 kN/m
Celková síla v hřebcích za sm. pl. = 24,07 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tíh.síla) = 691,91 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tlak) = 4,04 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (zemina) = 1084,24 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (hřeby) = 12,76 kN/m

Vzdorující síla = 1096,99 kN/m > 695,95 kN/m = posouvající síla => VYHOVUJE



Obrázek č. 69 Lomená smyková plocha

6.6.3.2 Posouzení únosnosti hřebu

Tabulka 14 Tabulka únosnosti hřebů

Číslo	Hloubka z [m]	Únosnost hřebu [kN]	Síla v hřebu [kN]
1	3,00	75,81	62,76
2	6,00	49,34	0,00
3	9,00	61,74	0,00
4	12,00	81,71	0,00
5	15,00	94,48	0,00

Maximálně využitý je hřeb číslo 1

Únosnost hřebu = 75,81 kN > 62,76 kN = Síla v hřebu => VYHOVUJE

6.6.3.3 Posouzení na překlopení a posunutí

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 7923,62$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 674,88$ kNm/m

$M_{res} > M_{ovr} \Rightarrow$ VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 2070,29$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 38,13$ kN/m

$H_{res} > H_{act} \Rightarrow$ VYHOVUJE

6.6.3.4 Posouzení betonového krytu

Svislý směr - rub

Poloha neutrální osy $x = 0,01$ m $< x_{max} = 0,04$ m

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 4,67$ kNm/m $> M_{Ed} = 3,84$ kNm/m \Rightarrow VYHOVUJE

Vodorovný směr - rub

Poloha neutrální osy $x = 0,01$ m $< x_{max} = 0,04$ m

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 4,67$ kNm/m $> M_{Ed} = 4,54$ kNm/m \Rightarrow VYHOVUJE

Svislý směr - líc

Poloha neutrální osy $x = 0,01$ m $< x_{max} = 0,02$ m

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = -3,03$ kNm/m $> M_{Ed} = -0,99$ kNm/m \Rightarrow VYHOVUJE

Vodorovný směr - líc

Poloha neutrální osy $x = 0,01$ m $< x_{max} = 0,02$ m

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = -3,03$ kNm/m $> M_{Ed} = -2,27$ kNm/m \Rightarrow VYHOVUJE

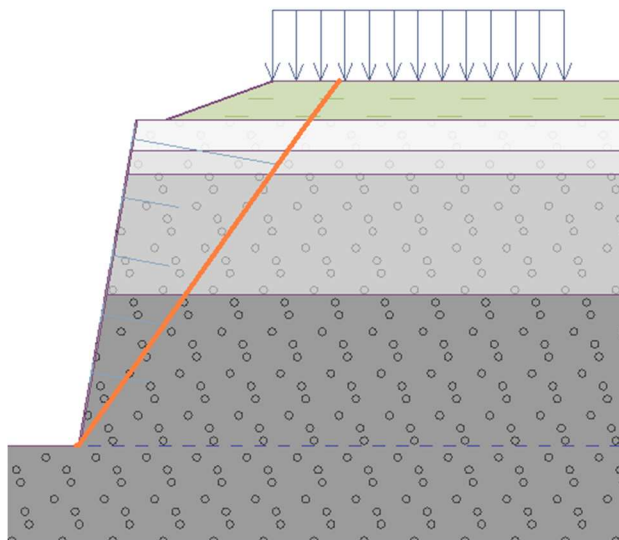
Konstrukční zásady

Stupeň vyztužení $\rho = 0,31\%$ $>$ $\rho_{min} = 0,13\%$ \Rightarrow VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 20,28$ kN/m $> V_{Ed} = 11,21$ kN/m \Rightarrow VYHOVUJE

6.6.3.5 Posouzení vnější stability



Obrázek č. 70 Vnější stabilita svahu – smyková plocha

Posouzení stability svahu (Sarma)

Využití: $80,5\%$ \Rightarrow VYHOVUJE

7 Cenové porovnání

Ekonomické vyhodnocení navržených variant bylo provedeno v programu Aspe. Program funguje na základě stanovených jednotkových cen za měrnou jednotku položky. Rozpočty jsou rozdělené do kategorií "Zemní práce" a "Základy". Každá kategorie obsahuje položky, které jsou potřebné pro provedení jednotlivých konstrukcí. Jednotková cena položky odvíjí se od množství úkonů, které jsou obsažené v jednotlivých položkách. Z důvodů značného množství těchto úkonů bude v této příloze uvedené jenom položky a úkony přiřazené k položkám v příloze B.

7.1 Varianta 1: Záporové pažení

Poř. číslo	Kód položky	Název položky	MJ	Množství	Cena	
					Jednotková	Celkem
1	2	4	5	6	9	10
	1	Zemní práce				21 022 199,55
1	122738	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. I, ODVOZ DO 20KM	M ³	302,810	465,00	140 806,65
2	122838	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. II, ODVOZ DO 20KM	M ³	8 403,020	795,00	6 680 400,90
3	122938	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. III, ODVOZ DO 20KM	M ³	13 654,800	1 040,00	14 200 992,00
	2	Základy				9 332 064,40
4	22694	ZÁPOROVÉ PAŽENÍ Z KOVU DOČASNÉ	T	76,500	31 300,00	2 394 450,00
5	22695	VÝDŘEVA ZÁPOROVÉHO PAŽENÍ DOČASNÁ (KUBATURA)	M ³	45,740	6 960,00	318 350,40
6	26153	VRTY PRO KOTVENÍ, INJEKTÁŽ A MIKROPILOTY NA POVRCHU TŘ. V D DO 150MM	M	400,000	3 880,00	1 552 000,00
7	26172	VRTY PRO KOTV, INJEKT, MIKROPIL NA POVR TŘ I A II D DO 100MM	M	144,000	1 450,00	208 800,00
8	26183	VRT PRO KOTV, INJEK, MIKROPIL NA POVR TŘ III A IV D DO 150MM	M	114,000	2 060,00	234 840,00
9	264228	VRTY PRO PILOTY TŘ. II D DO 600MM	M	37,200	1 970,00	73 284,00
10	264328	VRTY PRO PILOTY TŘ. III D DO 600MM	M	188,600	2 600,00	490 360,00
11	264428	VRTY PRO PILOTY TŘ. IV D DO 600MM	M	497,250	4 720,00	2 347 020,00
12	285378	KOTVENÍ NA POVRCHU Z PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE DL. DO 10M	KUS	52,000	20 200,00	1 050 400,00
13	285379	PŘÍPLATEK ZA DALŠÍ 1M KOTVENÍ NA POVRCHU Z PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE	M	328,000	2 020,00	662 560,00
Celkem						30 354 263,25

7.2 Varianta 2: Pilotová stěna

Poř. číslo	Kód položky	Název položky	MJ	Množství	Cena	
					Jednotková	Celkem
1	2	4	5	6	9	10
	1	Zemní práce				21 022 199,55
1	122738	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. I, ODVOZ DO 20KM	M ³	302,810	465,00	140 806,65
2	122838	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. II, ODVOZ DO 20KM	M ³	8 403,020	795,00	6 680 400,90
3	122938	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. III, ODVOZ DO 20KM	M ³	13 654,800	1 040,00	14 200 992,00
	2	Základy				11 255 453,60
4	224324	PILOTY ZE ŽELEZOBETONU C25/30	M ³	366,690	4 340,00	1 591 434,60
5	224365	VÝZTUŽ PILOT Z OCELI 10505, B500B	T	67,350	36 900,00	2 485 215,00
6	26173	VRTY PRO KOTV, INJEKT, MIKROPIL NA POVR TŘ I A II D DO 150MM	M	209,000	1 580,00	330 220,00
7	26183	VRT PRO KOTV, INJEK, MIKROPIL NA POVR TŘ III A IV D DO 150MM	M	659,000	2 060,00	1 357 540,00
8	264230	VRTY PRO PILOTY TŘ. II D DO 800MM	M	39,200	2 420,00	94 864,00
9	264330	VRTY PRO PILOTY TŘ. III D DO 800MM	M	200,000	2 910,00	582 000,00
10	264430	VRTY PRO PILOTY TŘ. IV D DO 800MM	M	537,500	6 480,00	3 483 000,00
11	285378	KOTVENÍ NA POVRCHU Z PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE DL. DO 10M	KUS	36,000	20 200,00	727 200,00
12	285379	PŘÍPLATEK ZA DALŠÍ 1M KOTVENÍ NA POVRCHU Z PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE	M	299,000	2 020,00	603 980,00
Celkem						32 277 653,15

7.3 Varianta 3: Hřebíkový svah

Poř. číslo	Kód položky	Název položky	MJ	Množství	Cena	
					Jednotková	Celkem
1	2	4	5	6	9	10
1 Zemní práce					21 577 728,00	
1	122738	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. I, ODVOZ DO 20KM	M ³	302,810	465,00	140 806,65
2	122838	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. II, ODVOZ DO 20KM	M ³	8 606,130	795,00	6 841 873,35
3	122938	ODKOPÁVKY A PROKOPÁVKY OBECNÉ TŘ. III, ODVOZ DO 20KM	M ³	14 033,700	1 040,00	14 595 048,00
2 Základy					812 341,22	
4	26172	VRTY PRO KOTV, INJEKT, MIKROPIL NA POVR TŘ I A II D DO 100MM	M	36,000	1 450,00	52 200,00
5	26182	VRT PRO KOTV, INJEK, MIKROPIL NA POVR TŘ III A IV D DO 100MM	M	168,000	1 850,00	310 800,00
6	285361	KOTVENÍ NA POVRCHU Z BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE DL. DO 3M	KUS	63,000	5 020,00	316,260,00
7	285366	KOTVENÍ NA POVRCHU Z BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE DL. DO 8M	KUS	2,000	9 540,00	19 080,00
8	28931A	STŘÍKANÝ BETON DO C20/25	M ³	8,867	7 660,00	67 921,22
9	289366	VÝZTUŽ STŘÍKANÉHO BETONU Z KARI SITÍ	T	1,200	38 400,00	46 080,00
Celkem				22 390 069,22		

Tabulka 15 Výsledné ceny pažících konstrukcí

Typ pažící konstrukce	Výsledná cena [Kč]
Záporové pažení	30354263,25
Pilotová stěna	32277653,15
Hřebíkový svah	22390069,22

7.4 Ekonomické zhodnocení

Podle rozpočtových listů záporové pažení a pilotová stěna mají srovnatelnou cenu. Mají podobné nároky na zemní práce a množství potřebného materiálů. V obou případech největší cenové položky tvoří náročné vrtání ve skalách (piloty, vrty pro pramencové kotvy) a položky oceli jak pro výztuž pilotové stěny, tak i pro ocelové záporné záporové pažení. Nejvýhodnější variantou však se stává hřebíkový svah. Tento typ konstrukce sice má větší náklady na zemní práce z důvodu sklonité stavební stěny, ale má skoro desetinásobně menší nároky na materiál, což jsou vrty pro hřeby a samotné hřeby.

8 Závěr

Cílem bakalářské práce bylo navrhnout několik vhodných alternativ způsobu zajištění stavební jámy, optimalizace návrhů a ekonomické vyhodnocení jednotlivých variant.

V první fázi byly popsány inženýrsko-geologické poměry zájmové oblasti a příslušné stavební jámy. Horní vrstvy stavební jámy jsou tvořeny antropogenními navážkami a hlinito-písčnými jíly do hloubky 2,0 metrů (třída F6). V dalších vrstvách se objevují zcela zvětralý slínovec do hloubky 3,60 m (třída R6), mírně zvětralý slínovec (třída R4) do hloubky 4,80 m, navětralá slínovec (třída R3) do hloubky 11,00 m a zdravý slínovec (třída R2/R3) až pod dno stavební jámy (18,75 m). Z průzkumu vyplývá, že podstatnou část stavební jámy bude tvořit pevná skála.

Ve druhé fázi bakalářské práce jsou sepsány možné metody pro zajištění stavební jámy jako například svahování, záporové pažení, pilotové stěny, podzemní stěny, štětovicové stěny, trysková injektáž, hřebíkování. S ohledem na geologický průzkum a hloubku stavební jámy byly vybrány následující metody zajištění: záporové pažení, pilotová stěna, hřebíkový svah.

Ve třetí části práce byl proveden návrh a posouzení jednotlivých variant a jejich optimalizace. Konstrukcí záporového pažení tvoří ocelová zápora HE 280 B v osové vzdálenosti 3,0 m, pramencové kotvy umístěné ve třech kotevních úrovních, dřevěné pažiny 180x200 instalované jen po druhou kotevní úroveň a ocelová převážka 2 x I(IPN) 340. Konstrukce pilotové stěny sestává ze železobetonových pilot v osové vzdálenosti 3,0 m a průměru 0,8 m, pramencových kotev umístěných ve dvou kotevních úrovních a ocelové převážky 2 x I(IPN) 300. Konstrukci hřebíkování tvoří hřebíky a stěna ze stříkaného betonu tloušťky 100 mm realizovaná po třetí hřebíkovou úroveň. Návrh a posouzení byl proveden za pomoci programu Geo 5 – Pažení posudek, Geo 5 – Hřebíkový svah.

Optimalizace nosných prvků:

Záporové pažení:

- Ocelová zápora – využití 81,10 %
- Pramencové kotvy – využití 91,73 %
- Dřevěné pažiny – využití 97,30 %
- Ocelová převážka – využití 84,70%

Pilotová stěna:

- ŽB pilota – využití 93,70 %
- Pramencové kotvy – využití 92,67 %
- Ocelová převážka – využití 88,90 %

Hřebíkový svah:

- Hřeby – využití 82,79 %
- Stěna ze stříkaného betonu – využití 89,54 %

Ve čtvrté části práce byl zhodnocen ekonomický návrh jednotlivých optimalizovaných konstrukcí.

8.1 Ekonomické vyhodnocení

Jako ekonomický nejvýhodnější byla určena konstrukce hřebíkového svahu, zejména díky malé spotřebě materiálů a menšího počtu vrtů. Z posouzení únosnosti hřebů vyplývá, že síly přenáší první úroveň hřebu a hřeby v následujících úrovních plní primárně stabilizační funkci.

Pevná skála představuje velkou část podloží lokality, a proto není potřeba zásadnějších prostředků pro zajištění stavební jámy. Z tohoto důvodu pilotová stěna a záporové pažení nejsou vhodné metody pro danou lokalitu kvůli potřebě velkého množství náročných vrtů, materiálů pro zajištění stavební jámy a pracností provedení konstrukce.

Seznam podkladů:

- [1] Mapy.cz . Dostupné z : <https://mapy.cz/>
- [2] Koordinační situace. Zhotovitel: Satra, spol. s.r.o.
- [3] Podrobný geotechnický průzkum. Zhotovitel: PRAGOPROJEKT, a. s. Praha: 2019
- [4] <https://www.soshlinky.cz>
- [5] JAN MASOPUST, VĚRA GLISNÍKOVÁ.: Zakládání staveb, Brno, 2006
- [6] https://www.soletanche.cz/technologie_podzemni_steny/
- [7] <https://zakladani.cz/>
- [8] <https://shoringsheetpiling.com/>
- [9] <http://podzemi.solvayovylomy.cz/>
- [10] <http://www.freyssinet.cz/>
- [11] <https://profesis.ckait.cz/>
- [12] Fine, spol s.r.o: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/teorie-01/>

Seznam obrázků

Obrázek č. 1 Situace širších vztahů [1]	12
Obrázek č. 2 Umístění objektu [2]	13
Obrázek č. 3 Odkrytá geologická mapa [3]	14
Obrázek č. 4 Stratigrafické schéma a pozice kolektorů v horninách [3]	15
Obrázek č. 5 Situace průzkumných sond [3]	15
Obrázek č. 6 Geologický vrt PJ241 [3]	16
Obrázek č. 7 Svahovaný výkop stavební jámy [4].....	17
Obrázek č. 8 Záporové pažení [5]:	18
Obrázek č. 9 Schéma záporového pažení [5]:	18
Obrázek č. 10 Příklady pilotových stěny [6]:.....	19
Obrázek č. 11 Vodící šablona pro pilotovou stěnu [5]:	19
Obrázek č. 12 Postup výroby monolitických podzemních stěn [6].....	20
Obrázek č. 13 Pohled na odkrytou prefabrikovanou stěnu [7].....	20
Obrázek č. 14 Osazování prefabrikované stěny [7]	20
Obrázek č. 15 Štětovnicová stěna[8]	21
Obrázek č. 16 Princip technologie tryskové injektáže [9].....	21
Obrázek č. 17 Schéma dočasné tyčové kotvy [10].....	22
Obrázek č. 18 Schéma trvalé tyčové kotvy [10].....	23
Obrázek č. 19 Schéma dočasné pramencové kotvy [10]	23
Obrázek č. 20 Schéma trvalé pramencové kotvy [10]	24
Obrázek č. 21 Schéma pracovního postupu hřebíkování svahu [11].....	25
Obrázek č. 22 Příčný řez stavební jámou.....	26
Obrázek č. 23 Schéma profilu HE 280 B	27
Obrázek č. 24 Schéma pažiny	27
Obrázek č. 25 Schéma převázky	28
Obrázek č. 26 Schéma terénu.....	28
Obrázek č. 27 Schéma přetížení	29

Obrázek č. 28 Schéma kotev	29
Obrázek č. 29 Příčný řez stavební jámou.....	30
Obrázek č. 30 Schéma rozmístění pilot	30
Obrázek č. 31 Schéma vyztužení piloty	30
Obrázek č. 32 Schéma převázky	31
Obrázek č. 33 Schéma terénu.....	32
Obrázek č. 34 Schéma přetížení.....	32
Obrázek č. 35 Schéma kotev	33
Obrázek č. 36 Příčný řez stavební jámou.....	34
Obrázek č. 37 Schéma vyztuže	34
Obrázek č. 38 Schéma terénu.....	35
Obrázek č. 39 Schéma přetížení.....	35
Obrázek č. 40 Schéma hřebů	36
Obrázek č. 41 Schéma konstrukce před první iterací [12]	37
Obrázek č. 42 Schéma konstrukce během iterací [12]	37
Obrázek č. 43 Definice modulu reakce podloží [12]	38
Obrázek č. 44 Stanovení modulu reakce podloží i-tého dílu [12].....	38
Obrázek č. 45 Výpočet vnitřní stability [12]	39
Obrázek č. 46 Rovinná smyková plocha [12].....	41
Obrázek č. 47 Lomená smyková plocha [12]	41
Obrázek č. 48 Průběh tahové síly po délce hřebu [12].....	43
Obrázek č. 49 Stanovení sil v jednotlivých hřebících [12]	43
Obrázek č. 50 Modul reakce podloží, zemní tlak + deformace	49
Obrázek č. 51 Ohybový moment a posouvající síly	49
Obrázek č. 52 Deformace konstrukce a tlak na konstrukci.....	50
Obrázek č. 53 Deformace, ohybový moment, posouvající síly – zápora HE 280 B.....	50
Obrázek č. 54 Zemní tlak – pažiny.....	51
Obrázek č. 55 Vnitřní stabilita kotev	52
Obrázek č. 56 Vnější stabilita svahu – smyková plocha.....	52
Obrázek č. 57 Modul reakce podloží, zemní tlak + deformace	57
Obrázek č. 58 Ohybový moment a posouvající síly	58
Obrázek č. 59 Deformace konstrukce a tlak na konstrukci.....	58
Obrázek č. 60 Deformace, ohybový moment, posouvající síly – ŽB pilota	59
Obrázek č. 61 Vnitřní stabilita kotev	60
Obrázek č. 62 Vnější stabilita svahu – smyková plocha.....	60
Obrázek č. 63 Zatížení konstrukce	62
Obrázek č. 64 Ohybový moment a posouvající síly	63
Obrázek č. 65 Zatížení konstrukce	63
Obrázek č. 66 Ohybový moment a posouvající síly	64
Obrázek č. 67 Síly působící na konstrukci	64
Obrázek č. 68 Rovinná smyková plocha	65
Obrázek č. 69 Lomená smyková plocha	66
Obrázek č. 70 Vnější stabilita svahu – smyková plocha.....	67

Seznam tabulek

Tabulka 1 Geotechnické parametry zemin [3]	16
Tabulka 2 Tabulka kotev	29
Tabulka 3 Tabulka kotev	33
Tabulka 4 Tabulka hřebů	36
Tabulka 5 Součinitele redukce zatížení a odporu pro výpočet tlaku -	44
Tabulka 6 Součinitele redukce zatížení a odporu pro výpočet stability svahu.....	44
Tabulka 7 Kombinační součinitele pro proměnná zatížení, platí jen pro Geo 5 – Hřebíkový svah	45
Tabulka 8 Parametry zemin	45
Tabulka 9 Vnitřní stabilita jednotlivých kotev.....	51
Tabulka 10 Tabulka únosnosti kotev	53
Tabulka 11 Vnitřní stabilita jednotlivých kotev	59
Tabulka 12 Tabulka únosnosti kotev.....	60
Tabulka 13 Síly působící na konstrukci.....	65
Tabulka 14 Tabulka únosnosti hřebů.....	66
Tabulka 15 Výsledné ceny pažících konstrukcí.....	70