



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra geotechniky**

Pažení stavebních jam

Sheeting of Building Pits

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Bc. Martin Jirků

Praha 2017



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Jirků</u>	Jméno: <u>Martin</u>	Osobní číslo: <u>396525</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Pažení stavebních jam</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Sheeting of Building Pits</u>	
Pokyny pro vypracování: provést přehled pažicích konstrukcí používaných pro zabezpečení svislé stěny stavebních jam a metod používaných pro jejich návrh. Provedení parametrické studie vzorového příkladu, porovnávající jednotlivé metody výpočtu a redistribuce napětí.	
Seznam doporučené literatury: ČSN 73 00 37, Eurokod 1997-1, Masopust Navrhování základových a pažicích konstrukcí, příručka k ČSN EN 1997	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>doc. Dr. Ing. Jan Pruška</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>7. 10. 2016</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>8. 1. 2017</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně pouze s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu citované literatury.

V Praze 8. 1. 2017

.....
Bc. Martin Jirků

Chtěl bych tímto poděkovat Doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi, vedoucímu mé diplomové práce, za jeho cenné rady a připomínky. Dále bych rád poděkoval Ing. Janu Kosovi, CSc. za příležitostné konzultace a Ing. Tomáši Louženskému ze společnosti Satra, spol. s r.o. za poskytnuté podklady.

Anotace

Tato diplomová práce se v první části zabývá rešeršemi o historickém vývoji geologie hlavního města Prahy, monitoringu pažících konstrukcí a popisuje přehled vybraných pažících konstrukcí. Práce se ve druhé části zabývá parametrickou studií výpočtu pažící konstrukce uvažující klasické řešení prutového modelu, metodu závislých tlaků a metodu konečných prvků; dále obsahuje shrnutí těchto metod. Výpočty byly provedeny pomocí programů Geo5 Pažení návrh, Geo5 Pažení posudek a Geo5 MKP.

Annotation

This diploma thesis in its first part deals with research about history of geology of Prague, about geotechnical monitoring of sheeting and about selected types of sheeting. In its second part diploma thesis deals with parametric study of calculation of sheeting including classic method, method of dependent pressures and finite element method. Summary of selected methods is included as well. Calculations were made by software: Geo5 Pažení návrh, Geo5 Pažení posudek and Geo5 MKP.

Obsah

Úvod	8
1 Geologie Prahy	9
1.1 Proterozoikum (starohory)	9
1.2 Paleozoikum (prvohory).....	9
1.2.1 Ordovik	9
1.2.2 Silur.....	9
1.2.3 Devon	10
1.3 Mezozoikum (druhohory).....	10
1.4 Kenozoikum (třetihory, čtvrtohory).....	10
2 Pažící konstrukce stavebních jam	12
2.1 Záporové pažení	13
2.1.1 Stručná historie záporového pažení	13
2.1.2 Konstrukce záporového pažení	13
2.1.3 Provádění záporového pažení	17
2.1.4 Stabilizace záporového pažení	23
2.1.5 Odstranění záporového pažení.....	24
2.2 Mikrozáporové stěny	25
2.3 Pilotové stěny	29
2.3.1 Rozdělení pilotových stěn	30
2.3.2 Pilotové stěny volně stojící a kotvené	30
2.3.3 Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností	30
2.3.4 Tangenciální pilotové stěny	32
2.3.5 Převrtávané pilotové stěny.....	33
2.4 Podzemní stěny.....	38
2.4.1 Těsnící podzemní stěny	38
2.4.2 Konstrukční podzemní stěny.....	40
2.4.3 Monolitické (konstrukční) podzemní stěny	40
2.4.4 Prefabrikované (konstrukční) podzemní stěny	46
2.5 Konstrukce z tryskové injektáže	49
3 Monitoring pažících konstrukcí	57
4 Výpočetní část	60
4.1 Volba geometrie vzorového příkladu	61
4.1.1 Geologie	61

4.1.2	Nastavení programu	61
4.1.3	Vyhodnocení	66
4.1.4	Závěr kapitoly	68
4.2	Prutové modely (klasická řešení)	69
4.2.1	Nepodepřené vetknuté pažící konstrukce	70
4.2.2	Jednonásobně podepřené pažící konstrukce (volně uložené v patě).....	72
4.2.3	Jednonásobně podepřené pažící konstrukce (v patě vetknuté)	73
4.2.4	Vícenásobně kotvené pažící konstrukce.....	75
4.2.5	Redistribuce zemního tlaku.....	76
4.3	Výpočet prutového modelu.....	79
4.3.1	Návrhový přístup 1	80
4.3.2	Návrhový přístup 2.....	83
4.3.3	Návrhový přístup 3.....	85
4.3.4	Redistribuce zemního tlaku.....	87
4.3.5	Závěr kapitoly	92
4.4	Metoda závislých tlaků	94
4.4.1	První způsob	94
4.4.2	Druhý způsob.....	96
4.5	Výpočet pomocí metody závislých tlaků	103
4.5.1	Návrhový přístup 1	104
4.5.2	Návrhový přístup 2.....	107
4.5.3	Návrhový přístup 3.....	109
4.5.4	Závěr kapitoly	111
4.6	Metoda konečných prvků.....	113
4.6.1	Specifika numerického modelování	114
4.7	Výpočet pomocí metody konečných prvků	120
4.7.1	Nastavení programu	120
4.7.2	Závěr kapitoly	126
	Závěr.....	128
	Seznam použité literatury	130

Úvod

Diplomová práce se zabývá vybranými pažícími konstrukcemi, které zabezpečují svislou stěnu stavebních jam, a vybranými metodami používanými pro jejich výpočet.

Obsahem první části diplomové práce je rešerše, která zahrnuje kratší kapitoly týkající se historického vývoje geologie hlavního města Prahy a monitoringu pažících konstrukcí. Následují delší kapitoly zabývající se vybranými pažícími konstrukcemi, které zabezpečují svislou stěnu stavebních jam.

Hlavním cílem diplomové práce byla parametrická studie uvažující jednotlivé vybrané metody používané pro návrh pažících konstrukcí a shrnutí těchto vybraných metod. Pro výpočet byly uvažovány následující metody: klasické řešení prutového modelu, metoda závislých tlaků a metoda konečných prvků. Výpočty byly provedeny pomocí programů Geo5 Pažení návrh, Geo5 Pažení posudek a Geo5 MKP.

1 Geologie Prahy

Velká Praha má velmi pestrý geologický podklad, který tvoří horniny rozmanitého druhu a stáří. Většina plochy města se nachází v severovýchodní části bývalé staroprvohorní mořské pánve, která vznikla před 500 miliony lety.

1.1 Proterozoikum (starohory)

V podloží uloženin staroprvohorní mořské pánve se nachází starohorní komplex, jehož mocnost je několik km. Nacházejí se zde intenzivně zvrásněné břidlice a droby, místy s čočkami buližníků a vulkanických hornin (například spility). Starohorní a staroprvohorní horniny náleží společně do regionu označovaného jako Barrandien.

Sedimenty dna staroprvohorní pánve sedimentovaly od ordoviku, přes silur, až do středního devonu.

1.2 Paleozoikum (prvohory)

1.2.1 Ordovik

Ordovické uloženiny zastupují největší část plochy města. Jedná se hlavně o různé břidlice a pískovce. Snadno větrající břidlice se nacházejí hlavně v terénních sníženinách a při dnech údolí. Prokřemenělé polohy pískovců, které jsou odolné vůči odnosu, vytvářejí výrazné elevace. Rezistentní pískovce až křemence se dříve místně těžily například na dlažební kostky zvané „kočičí hlavy“.

1.2.2 Silur

Uloženiny silurského moře zabírají pouze menší plochy. Mezi starší silurské sedimenty se řadí břidlice a současné produkty podmořského vulkanizmu (například diabasy). Mezi mladší sedimenty patří mělkomořské vápence.

1.2.3 Devon

Devon je typický naprostou převahou vápenců. Devonské vápence se spolu se silurskými vápenci používaly jako významné suroviny k výrobě vápna, cementu, drobných černých a růžových dlažebních kostek (zvané „pražská mozaika“). Dále různě zabarvené mramory (např. slivenecký).

V tomto období došlo k dalšímu vrásnění, které postihlo prvohorní horniny a podložní (jednou již zvrásněné) starohorní vrstvy. Toto vrásnění zapříčinilo různé a časté zlomy a poruchy. Mezi nejvýznamnější se řadí závistký přesmyk a pražský zlom. Tento horotvorný pochod ukončil mořskou sedimentaci v pánvi před 375 miliony let.

Uloženiny ze starších prvohor na území Prahy obsahují mnoho zkamenělin.

1.3 Mezozoikum (druhohory)

Po období vrásnění z konce Devonu následuje období, ze kterého nejsou na území města k dispozici žádné podklady. Jedná se o období dlouhé cca 280 milionu let. Mezi mladší horniny (staré 95-98 milionů let) z mladší části křídového útvaru (nejmladší druhoory) se řadí sladkovodní (bažinné či jezerní) jílovce, mořské pískovce a prachovce (například opuky).

1.4 Kenozoikum (třetihory, čtvrtohory)

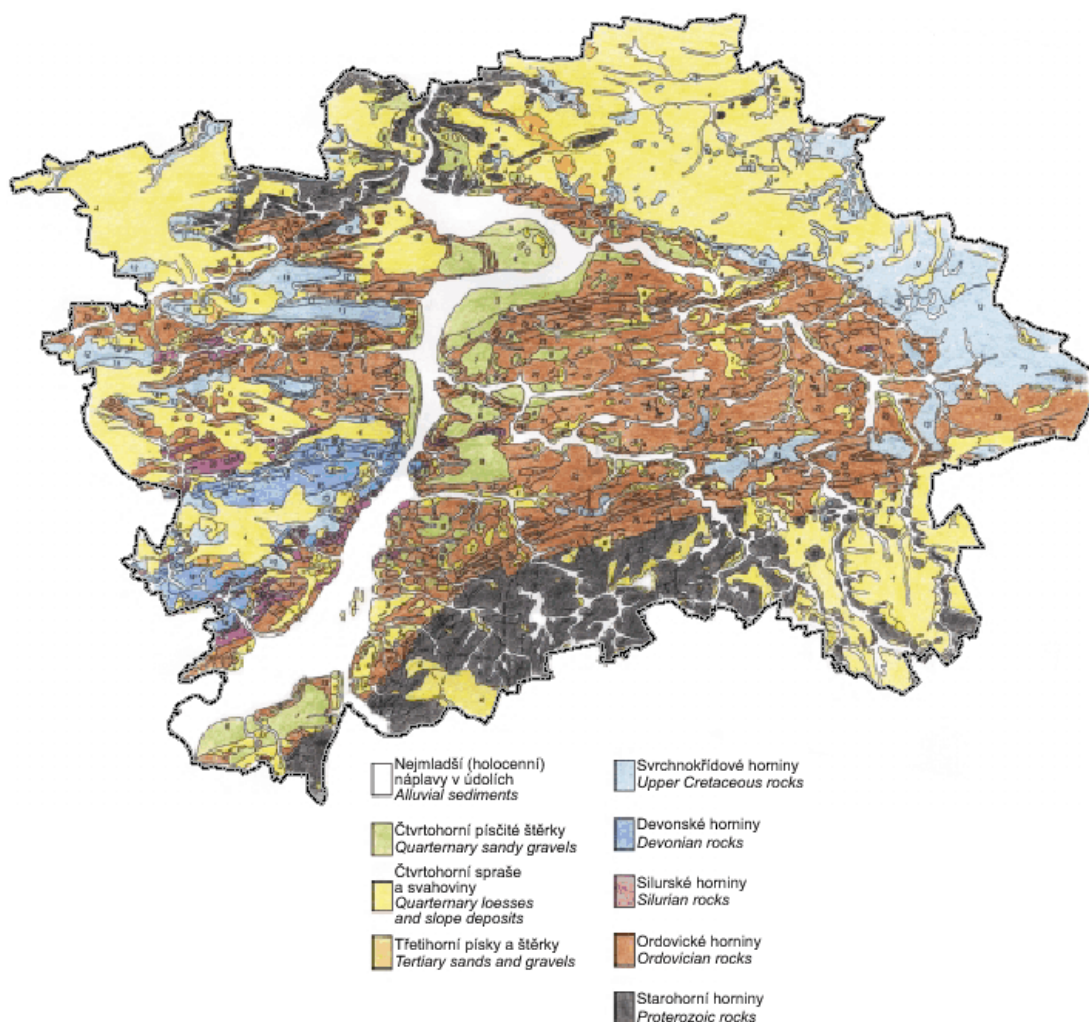
Třetihory

Po dalších cca 70 milionů let bylo území Prahy zbavováno zvětralých částí všech starších hornin, až vznikla zarovnaná plocha Parovina (360 - 400 m. n. m.). Zde se v mladších třetihorách (před cca 23 miliony let) začaly ukládat různé štěrky a písky jezerního a říčního původu. Úroveň jejich povrchů je v dnešní době asi 110 – 170 m nad současnou hladinou Berounky a Vltavy.

Čtvrtohory (kvartér)

Čtvrtohory jsou nejmladším útvarem, který trval pouze 1,8 milionu let. Za tuto dobu vznikl současný reliéf krajiny. Střídala se období mohutné

plošné denudace a období hloubkové eroze (takto vznikly všechny údolí a jejich svahy) s obdobími ukládání různých sedimentů (písečné štěrky podél řek a větších potoků, naváté spraše na plošinách a svazích). (Kovanda J., 2016)



Obr. 1.1 Mapa geologických poměrů Prahy
(Kovanda J., 2016)

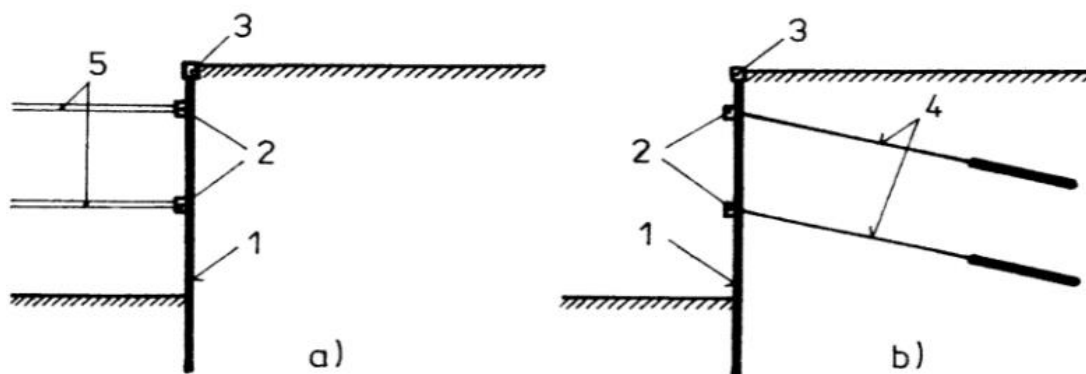
2 Pažící konstrukce stavebních jam

Z důvodu nedostatku místa, ceny pozemků a rychlosti výstavby (většinou v intravilánu) se pro zajištění svislé stěny stavebních jam volí pažící konstrukce.

Pažící (neboli roubená) konstrukce se většinou skládá z:

- pažení,
- převázek (roznášecích prahů) nebo také i horních ztužujících věnců,
- podpěrných konstrukcí (rozpěry nebo kotvy).

Hlavní části pažící konstrukce jsou zobrazeny na Obr. 2.1.



Obr. 2.1 Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy

a) rozepřené pažení, b) kotvené pažení

1 – pažící stěna, 2 – roznášecí prahy, 3 – horní věnec, 4 – kotvy, 5 – rozpěry
(Masopust, 2016)

Pro zapažení stěn stavebních jam se používají následující metody:

- záporové pažení
- mikrozáporové pažení
- pilotové stěny
- podzemní stěny
- trysková injektáž

Dále se používají také metody např. štětové stěny a hřebíkové svahy, kterými se tato diplomová práce nebude zabývat. (Masopust, 2016)

2.1 Záporové pažení

K dočasnému zajištění svislých výkopů stavebních jam a hlubokých rýh se nejčastěji používá záporové pažení.

2.1.1 Stručná historie záporového pažení

Záporové pažení bylo významně využíváno při stavbě podzemní dráhy v Berlíně (U-Bahn a S-Bahn), odtud je jeho originální název Berlínské pažení. Kvůli jemným pískům a siltům byly záporové beraněny. Pažiny, které byly dřevěné, byly mezi záporové klínovány dřevěnými klíny a záporové byly v rýze rozpírány ocelovými rozpěrami. Toto pažení je propustné, proto podzemní voda musela být čerpána pomocí studní. V místě, kde nebylo možné záporové beranit (kvůli geotechnickým podmínkám nebo kvůli dynamickým účinkům na okolní zástavbu) se musely záporové do vrtů vkládat. Část záporové, která se nacházela pode dnem jámy, byla zabetonována pomocí hubeného betonu, cementovou nebo vápennou stabilizací (nebo pouze zasypána mokřím pískem).

Záporové pažení existuje více jak 100 let a v průběhu času vzniklo mnoho jeho variant. Princip však zůstal u všech variant stejný.

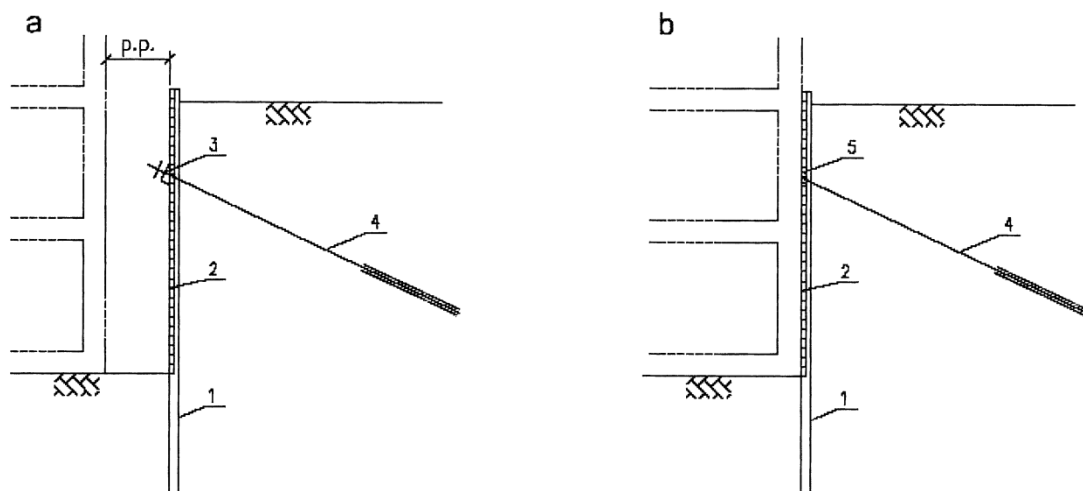
2.1.2 Konstrukce záporového pažení

Záporové pažení se dle (Masopust, 2016) skládá z následujících prvků:

- „zápor“, (obvykle ocelových nosníků I, H, 2xU), což jsou svislé nosné prvky,
- pažin, (většinou dřevěných hranolů, výjimečně i fošen, polštářů, kuláčů, ocelových pažin typu Union, betonových prefabrikátů a stříkaného betonu s výztužnou sítí),
- stabilizačních prvků, což jsou buď rozpěry, (šikmé i vodorovné, většinou ocelové, výjimečně dřevěné), nebo dočasné kotvy, (tyčové či pramencové),
- převázek, jež umožňují ekonomické usprádaní stabilizačních prvků, tj. rozpěr či kotev,

- event. dalších prvků či úprav, což může být rubové odvodnění, úprava povrchu pažení, zavětrování v ploše pažení, těsnění pažení pod hladinou podzemní vody.“

Prvky záporového pažení jsou zobrazeny i na Obr. 2.2.



Obr. 2.2 Schéma záporového pažení

a – pažení s pracovním prostorem (hamburská metoda)

b – pažení bez pracovního prostoru (berlínská metoda)

1 - zápora, 2 - pažina, 3 - předsazená převážka, 4 - kotva, 5 – skrytá (utopená) převážka, 6 - event. povrchová úprava pažin

převzato z (Masopust, 2016)

Životnost záporového pažení je legislativně omezena na 2 roky. Po uplynutí doby životnosti se záporové pažení nemusí vždy odstranit. Záporové pažení lze rozdělit na 2 případy.

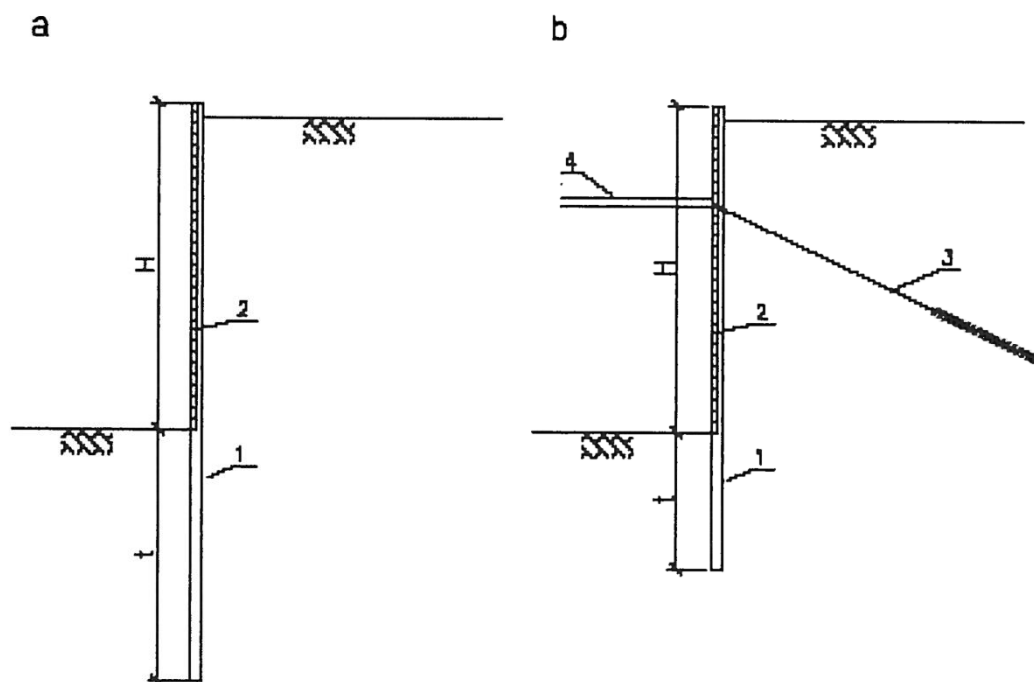
Prvním případem je záporové pažení s pracovním prostorem (hamburská metoda). Tento typ je na Obr. 2.2 a). Záporové pažení je odsazeno od stavby - minimální pracovní prostor je 0,80 m (do tohoto prostoru se nezahrnují zúžení vlivem převážek, atd.). Tento případ pažení je po skončení své funkce odstraněn (viz. kapitola 2.1.5). Většina prvků pažení může být opakovaně použita. Hamburská metoda umožňuje dokonalou izolaci objektu.

Druhý případ je záporové pažení bez pracovního prostoru (berlínská metoda). Tento typ se používá jako ztracené bednění, které je přisazeno k rubu suterénní části stavby. Po skončení své funkce se celé pažení ze

země neodstraňuje, jen jeho horní část. Ta se odstraní asi do hloubky 1,5 m. U tohoto typu záporového pažení je požadavek na rovinnost pažení, a to bez jakýchkoliv výstupků. Takto rovný povrch se může použít například jako podklad pro svislou izolaci. Záporové pažení bez pracovního prostoru lze vidět na Obr. 2.2 b).

Dále můžeme záporové pažení rozdělit dle kotvení, a to na:

- volně stojící – toto pažení je nekotvené nebo nerozepřené. Dá se využít u případů, kdy volná výška je dostatečně malá, tj. asi do 3,5 - 4,0 m, a deformace v hlavě není tak velká, aby ohrožovala okolní zástavbu (Obr. 2.3 a).
- jednásobně rozepřené nebo kotvené – toto pažení je kotveno nebo rozepřeno v jedné úrovni. Volná výška se pohybuje od cca. 3,5 m do cca 7,0 m. Tento druh lze vidět na Obr. 2.3 b).
- vícenásobně rozepřené nebo kotvené – toto pažení je kotveno nebo rozepřeno ve více úrovních. Vzhledem k tomu, že záporové pažení má relativně malou tuhost, se nedoporučuje kotvit nebo rozpírat ve více jak třech úrovních (cca. do 12,0 m volné výšky). Tento druh lze vidět na Obr. 2.4.
- Odstupňované pažení s bermami (lavičkami) – doporučuje se dělat v případech, kdy je potřeba pažit vyšší výkopy. Rozpěrné trámy jsou většinou betonové.

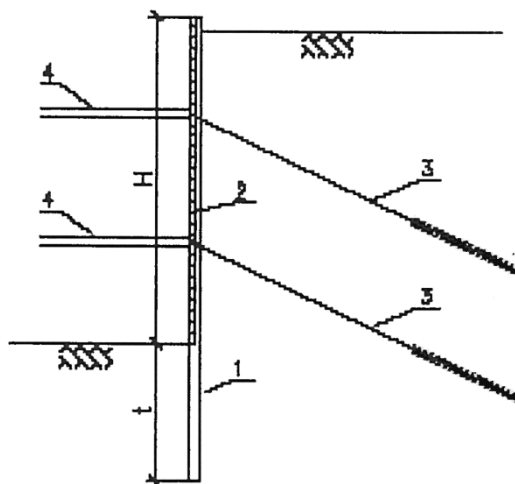


Obr. 2.3 Druhy záporového pažení

a – volně stojící, b – jednonásobně kotvené nebo rozepřené,

H – volná výška, t – vetknutí zápor pod dno jámy, 1 – zápora, 2 – pažina, 3 – kotva, 4 - rozpěra

převzato z (Masopust, 2016)



Obr. 2.4 Vícenásobně kotvené nebo rozepřené záporové pažení

H – volná výška, t – vetknutí zápor pod dno jámy,

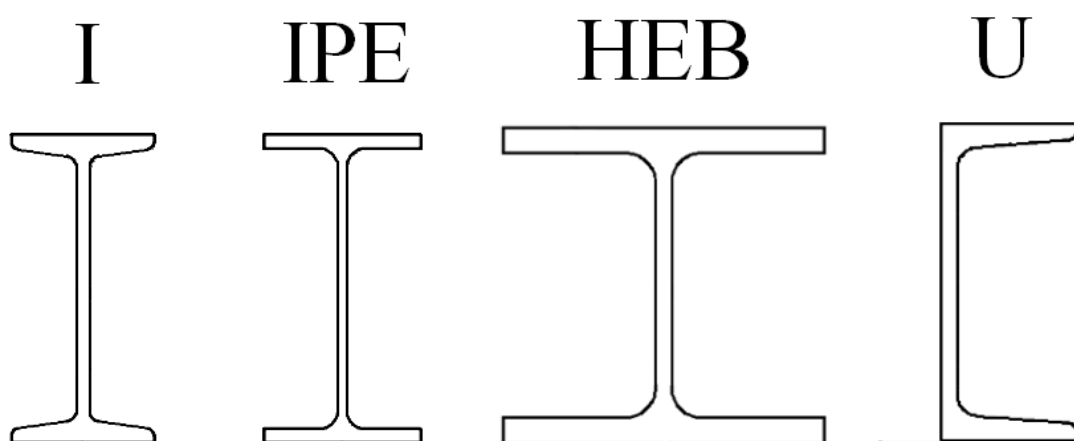
1 – zápora, 2 – pažina, 3 – kotva, 4 - rozpěra

převzato z (Masopust, 2016)

2.1.3 Provádění záporového pažení

Osová vzdálenost zápor se normálně navrhuje od 1,0 do 3,0 m. Nejtypičtější osová vzdálenost se navrhuje okolo 2,0 m. Používají se následující profily (viz. Obr. 2.5):

- I 300 – I 450
- IPE 300 – IPE 450
- HEB 240 – HEB 340
- Dvojice U 260 – U 300 (ty jsou k sobě obrácené stojinami ve vzdálenosti 120 – 200 mm; U-profily jsou spojeny pomocí navažené pásoviny 100/10 po cca 2,0 m).
- Slabší průřezy než výše uvedené se používají pro mikrozáporové pažení (viz kapitola 2.2)



Obr. 2.5 Průřezy profilů používané pro zápor
převzato z (Vybrané druhy válcovaných profilů, 2016)

Zápor lze vibrovat, beranit (vyjímaje dvojici U-profilu) nebo vkládat do vrtů. (Masopust, 2016)

Dle (Zakládání staveb, a. s., 2016) je beranění a vibrování definováno následovně:

„Beranění a vibrování jsou bezvýkopové technologie, spočívající v osazení nosných základových, pažících nebo těsnících prvků do země buď pomocí nárazových beranidel, nebo vibrátorů. Jedná se o velmi efektivní

technologie s minimálními nároky na stavební připravenost. K jejich přednostem patří malé zatížení okolního prostředí, možnost provedení jednodušších základových konstrukcí i ve složitých základových poměrech a v neposlední řadě možnost jednoduchého odstranění těchto konstrukcí, a to nejen u dočasných pažících konstrukcí po dokončení výstavby, ale i u trvalých konstrukcí po skončení životnosti stavby“.

Další výhodou beranění a vibrování je, že při instalaci prvků dochází rovněž ke zlepšení geotechnických vlastností okolní zeminy.

Vibrování se používá především v nesoudržných zeminách. Vibrátory jsou většinou volně zavěšené na nosiči. Dle geologických podmínek a velikosti vibrovaného prvku lze volit mezi několika výkonnými vibrátory. Pokud chceme nasadit vibrátor v zastavěné oblasti, je nutné použít vysokofrekvenční typ, který výrazně sníží nepříznivý vliv vibrací na okolní zástavbu.

Beranění je dle (Zakládání staveb, a. s., 2016) popsáno následovně:

„Technologie beranění se používá zpravidla pro vetknutí prvků do ulehých nesoudržných a soudržných základových půd nebo pro vetknutí prvků do poloskalního podloží. Nárazová beranidla diesellová nebo hydraulická jsou podle typu umístěna na vodící věži nosiče nebo jsou volně zavěšena na závěsu jeřábu. Obvyklé hloubky dosahované při beranění a vibrování prvků se v našich geologických podmínkách běžně pohybují v rozmezí 6–12 m, ve vhodné geologii a při vhodně zvoleném mechanismu se používají i prvky délek přes 20 m.“

Výběr mechanismu se odvíjí od geologického průzkumu, případně ze zkoušek in-situ (např. penetrační zkouška). (Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.6 Beranění zápor zajišťujících budoucí stavební jámu
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

Při realizaci zápor v městské zástavbě se zápor neberaní, ale vkládají do vrtů. Průměr vrtů závisí na použité zápoře (od 400 do 650 mm), nejčastější průměr vrtu je 630 mm, protože tento rozměr umožňuje určitou možnost posunu zápor při usazování do její konečné polohy.

Pro osazování zápor do vrtů se používá běžně jeřáb, poté se zápora vycentruje, opře o dno vrtu a v místě ústí se zápora zajistí. Část zápor, která je vetknutá, by neměla být kratší než 1,5 m (nehledě na statické posouzení). Zápora se stabilizuje ve vrtu hubeným betonem (C 8/10), cementovou nebo vápennou stabilizací. V případě zvodnělého vrtu je obtížná betonáž kořenové části zápor (kdy není dostatek místa pro sypákovou rouru) – proto je do vrtu nejdříve vhozen pytel cementu, poté se zapustí zápora a zbylá část kořene je volně zasypána suchým hubeným betonem. Zbývající délka vrtu je zasypána vyvrtanou zemínou bez zhutnění. Z této vyvrtané zeminy je pouze odstraněna velmi hrubá frakce (zrno přes 60 mm).

Po vyhloubení výkopu na danou hloubku (hloubka je dána charakterem základové půdy) se okamžitě osazují pažiny. Je nutné dbát na to, aby se při hloubení výkopu zabránilo nadměrnému odtěžování zeminy za záporami. Pažiny se vždy dřeví za příruby zápor. Pažina se zasouvá za přírubu záporu na délku minimálně $1/5$ šířky příruby. V horní etáži se pažiny zasouvají ze shora. Poté, co se zasune jedna či více pažin, se ihned prostor za pažinou zasype vhodnou zeminou (ideálně hlinitým pískem). Tento zásyp se provádí ve vrstvách do tloušťky 0,1 m a zhutní se palicí. Toto zhutnění je důležité a je mu nutno věnovat pozornost, protože má vliv na celkové chování konstrukce.

Dále se realizují stabilizační prvky dle geometrie stavební jámy – rozpěry v případě rozepřeného pažení a kotvy (mohou být i s převázkami) v případě kotveného pažení.

V případě volně stojícího pažení se nekotví ani nerozpírá.

V dalších etážích se pažiny již nedají zasouvat shora, musí se tedy zasouvat z líce pažení (odspoda nahoru) a ihned realizovat zásyp za pažinami, který se následně zhutní palicí. Problém nastává u horní (poslední) pažnice – zde není již místo pro zasypání – někdy se tento problém řeší vyplněním prostoru na rubu pažiny cementovou stabilizací. Důležité je, aby se za rubem pažení minimalizovaly nevyplněné prostory (kaverny).

V případě záporového pažení s pracovním prostorem se pro aktivaci pažení (aktivace zeminy za rubem pažení) mohou navíc také použít dřevěné klíny proti přírubám zápor – tímto se deformace pažící stěny minimalizují. Klíny se nakonec zajistí pomocí svislých latí, které jsou přibity k povrchu pažení – jak je možné vidět na Obr. 2.8. U záporového pažení s pracovním prostorem není požadavek na rovnost líce, mohou se tedy použít také i nehraněné pažiny (polštáře nebo kuláče). Kuláče můžeme vidět na Obr. 2.7. (Masopust, 2016)



Obr. 2.7 Kotvené záporové pažení z nehraněného řeziva (kuláče)
s předsazenou převázkou
(Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.8 Záporové pažení s klíny
(Barták a Pruška, 2011)

V případě záporového pažení bez pracovního prostoru se klíny nepoužívají (Obr. 2.9), protože záporové pažení slouží jako ztracené bednění a povrch pažení musí být hladký. Často tento povrch slouží jako podklad pro omítku se zednickou úpravou povrchu. Tedy pažiny musí být hraněné (hranoly 60 -120 mm, méně často i fošny tloušťky minimálně 60 mm).



Obr. 2.9 Stavební jáma zajištěná pomocí záporového pažení, tvořeného dvojicemi profilů U300 bez převázek se zapuštěnými kotvami převzato ze (Zakládání staveb, a. s., 2016)

Záporové pažení jako takové je vodopropustné, a proto se nenavrhuje jako těsnící konstrukce. Z požadavku na rovný a hladký líc stěny se používají hraněné pažiny, ty ale mohou vlivem vlhkosti nebo podzemní vody nabobtnat a „utěsnit“ mezery mezi pažinami. Tímto se konstrukce stane skoro vodonepropustná a začne na ni navíc působit hydrostatický tlak, na který záporové pažení nebývá navrženo. (Masopust, 2016)

2.1.4 Stabilizace záporového pažení

Stabilizování záporového pažení se provádí pomocí rozpěr nebo kotev.

Rozpěry jsou šikmé nebo vodorovné, nebývají předepnuté, ale musí se aktivovat. Rozpěra nerozpírá každou záporu zvlášť. Rozpěra pomocí převázek rozpírá více zápor - typicky se rozpěrou rozpírají přes jednu převázkou dvě zápor. (Masopust, 2016)

Rozpěry se většinou používají v rozích nebo ve výklencích, kde je obtížnější kotvit. (Zakládání staveb, a. s., 2016)

V širokých stavebních jámách, kde je potřeba volný prostor v jámě, se používají pramencové horninové kotvy.

U záporového pažení s pracovním prostorem se většinou používají předsazené převázky. Ty se skládají z dvojice U profilů (2x U 240 - 300) nebo z dvojice I profilů. Převázky jsou natočeny podle sklonu kotvy a osazují se na kozlíky z plechu (tl. 10 -20 mm), které jsou přivařeny k záporám, jak lze vidět na Obr. 2.10.

U záporového pažení bez pracovního prostoru se používá „zapuštěná“ převázka (Obr. 2.9, Obr. 2.10). Používá se tehdy, když není možné předsazené převázky umístit tak, aby po deaktivaci kotev stropy postupně budované stavby převzaly vodorovné síly. Převázky jsou tedy zapuštěny mezi stojiny zápor. V případě záporu z dvojice U-profilu se zapouští hlava kotvy - to znamená kotvit každou záporu zvlášť (Obr. 2.9). (Masopust, 2016)



Obr. 2.10 Převázka záporového pažení
vlevo – předsazená; vpravo - zapuštěná
(LENAKO, 2016)

2.1.5 Odstranění záporového pažení

Dle (Masopust, 2016) se záporové pažení s pracovním prostorem může demontovat následovně:

- „po položení obvodové drenáže mezi stavbou a pažením se vyrábují pažiny ode dna stavební jámy na výšku kolem 1,0 m a prostor mezi stavbou a základovou půdou se zasype vhodnou zeminou, která se po vrstvách hutní,
- takto se postupuje až k úrovni převázky, popř. až k povrchu pažení,
- pokud je pažení kotvené přes převázku, kotva se deaktivuje a převázka se demontuje a vytáhne (kotva se v základové půdě ponechá),
- po likvidaci všech pažin a zásypu rýhy na celou výšku se záporu vytáhnou; používá se při tom speciálního zařízení na principu obráceného beranu, kterým se zápora uvolní a povytáhne, návazně se použije mobilního jeřábu.

2.2 Mikrozáporové stěny

Mikrozáporové stěny (neboli také Janovské stěny) jsou určitou alternativou k záporovému pažení (klasické záporové pažení je levnější než mikrozáporové).

. Používají se v místech, kde není možné realizovat klasické záporové pažení. Tedy v místech:

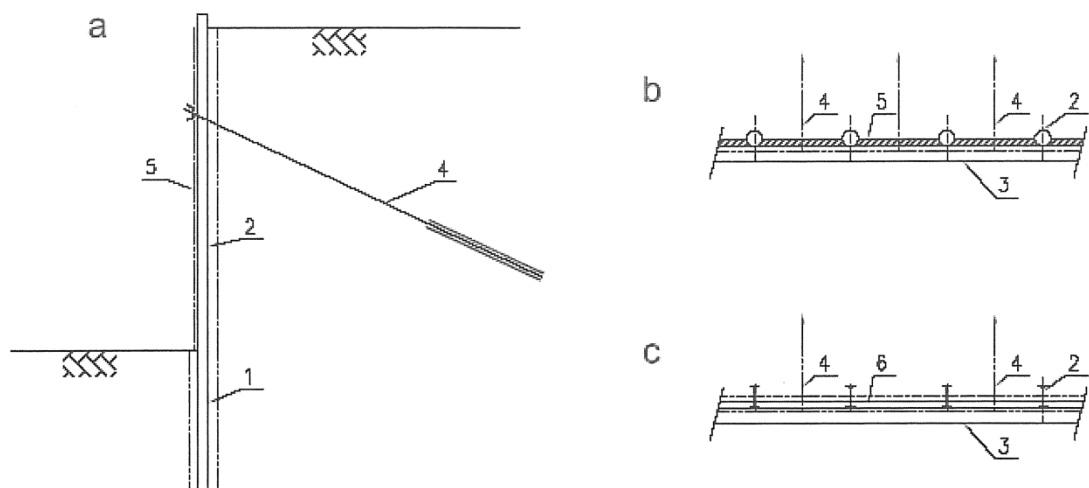
- se stísněnými prostory, kde nelze realizovat jiné pažení,
- kam nemohou potřebné mechanismy zajet (sklepy, úzké dvorní proluky, atd.)
- kde realizování klasických zápor není možné z důvodu nacházejících se nevratelných překážek,
- kde je nutné realizovat pažící konstrukci o minimální tloušťce.

Mikrozáporové stěny jsou konstrukce dočasné, protože její tenké ocelové prvky jsou náchylné ke korozi a mají také malou ohybovou tuhost. Stěny vždy zůstávají v zemi a realizují se jako konstrukce bez pracovního prostoru (tedy jako ztracené bednění).

Mikrozáporové stěny se dle (Masopust, 2016) skládají z následujících prvků:

- *„mikrozápor, což jsou buď ocelové trouby (profilu např. 108/16 – 191/10 mm), nebo profily HEB (např. HE 100 B až HE 160 B), přičemž mikrozápory se vesměs vkládají do maloprofilových vrtů realizovaných jako bezjádrové, jež jsou opatřeny cementovou zálivkou, popř. i cementovou maltou,*
- *pažin, které jsou výjimečně tvořeny fošnami tl. nejméně 40 mm, spíše pak ocelovými pažinami typu UNION, nebo stříkaným betonem s výztužnou sítí – to zvláště v případě výkopů v poloskalních a event. skalních horninách,*
- *rozpěrného, nebo spíše kotevního systému sestávajícího z převázek a dočasných tyčových, či pramencových kotev,*
- *event. dočasného rubového odvodnění stříkaného betonu“.*

Prvky mikrozáporového pažení lze vidět i na Obr. 2.11.



Obr. 2.11 Schéma mikrozáporového pažení

a – charakteristický řez, b – půdorys trubní mikrozápory, c – půdorys mikrozápory HEB; 1 – vrt vyplněný cementovou zálivkou, 2 – mikrozápora, 3 – převázka (např. Larssen), 4 – kotva, 5 – stříkaný beton, 6 – pažiny (např. UNION)

(Masopust, 2016)

Při realizaci se osové vzdálenosti mikrozápor pohybují od 0,6 m do 1,5 m a lze je umístit v minimální vzdálenosti od stávající konstrukce (cca. 0,20 - 0,30 m).

Při dostatku místa (dostatečná výška v místě realizace) se mikrozápory vkládají do vrtů v celku. Tento vrt je vyplněn zálivkou nebo maltou). Při nedostatku výšky je ekonomičtější použít válcované profily.

Při nedostatku místa se mikrozápory vkládají do vrtů po částech a spojují. Nejvhodnější profily jsou ocelové trouby, které se spojují například přes závitovaný spojník, i přestože trubka je nejméně vhodný profil pro ohybové namáhání.

Vzhledem k malé tuhosti mikrozáporového pažení je nutné často kotvit, a to konstrukci prodražuje a prodlužuje její dobu výstavby (technologické přestávky na tuhnutí zálivky, injektáže, atd.). Kotvení je prováděno přes převázky, které jsou většinou ocelové. Z důvodu hladkého líce se často používá jako převázka profil Larsen, který lze zapustit do mikrozápor HEB, do trub již nelze. Méně časté jsou železobetonové převázky – ty se používají jako hlavové trámy. Kotvy lze zvolit jak tyčové (Dywidag –

profil 26,5 mm, 32 mm) tak pramencové (dvoupramencové nebo třípramencové). Pro poloskalní a skalní horniny lze použít i ocelové hřebíky, které nejsou předepnuté.

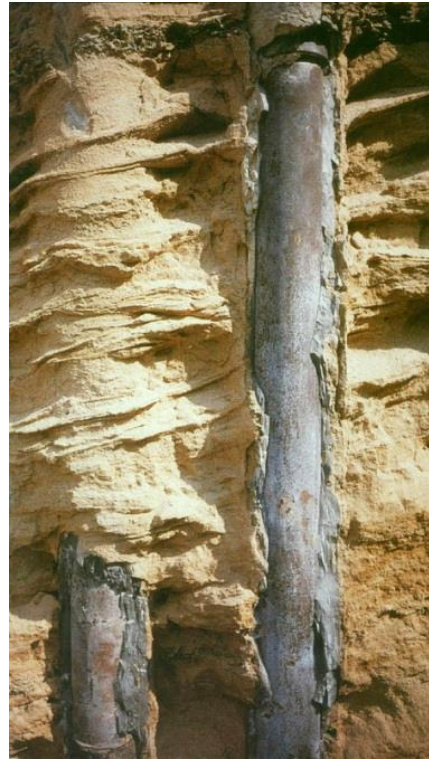
U skalních, poloskalních hornin a jemnozrnných zemin pevné konzistence lze jako pažení mezi jednotlivými záporami použít vyztužený stříkaný beton.

U hrubozrnných zemin a navážek se používají klasické pažiny, a to nejčastěji ocelové pažiny UNION (které mají stejnou ohybovou únosnost jako dřevěná fošna tl. 60 mm) nebo méně obvykle fošny s minimální tloušťkou 40 mm. Stříkaný vyztužený beton u hrubozrnných zemin a navážek nelze použít, protože je nutné zřizovat malé hloubkové záběry a hrozí zde náhlý kolaps výkopu.

Pokud se jako mikrozápora použije trubka, je nutné přivařit úhelník k trubce, aby bylo možné osadit pažiny. (Masopust, 2016)



Obr. 2.12 Pohled na částečně
odtěženou mikrozáporovou stěnu
(Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.13 Detail mikrozáporového
pažení po odtěžení
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

2.3 Pilotové stěny

Pilotové stěny se většinou používají jako trvalé pažící konstrukce nebo konstrukce zárubních zdí. Jsou tvořeny z vrtaných pilot, které jsou rozmístěné v jedné řadě (většinou pravidelně, méně často i nepravidelně).

I přestože piloty mají kruhový průřez, který je nejméně vhodný na ohybové namáhání (resp. piloty jsou namáhány mimostředním tlakem), tak jejich použití je velmi rozšířené.

Dle (Masopust, 2016) jsou důvody následující:

- „vrtání je poměrně progresivní a účinná technologie,
- jsou k dispozici výkonné stroje,
- vrty se paží vesměs ocelovými (spojovatelnými) pažnicemi, přičemž odpadá problém s pažící suspenzí, jejím čištěním, transportem, skladováním a likvidací,
- pilotové stěny lze velmi dobře tvarově přizpůsobit požadavkům stavby“.

Vzhledem k tomu, že jsou pilotové stěny konstrukce trvalé, plní dvojí účel (např. konstrukční a pažící nebo konstrukční a sanační). Pilotové stěny se provádí výhradně z typu pilot „replacement“ (při realizaci piloty se zemina odstraní – vrtané piloty). „Displacement“ piloty se pro tuto konstrukci nehodí (piloty, které se realizují roztlačení zeminy do okolí budoucí piloty). (Masopust, 2016); (Zakládání staveb, a. s., 2016)

2.3.1 Rozdělení pilotových stěn

Pilotové stěny lze rozdělit následovně:

- dle volné výšky:
 - volně stojící (nekotvené nebo nerozepřené)
 - kotvené (méně často i rozepřené) v jedné nebo více úrovních.
- dle osové vzdálenosti:
 - pilotové stěny, které mají velkou osovou vzdálenost ($a \gg d$) - Obr. 2.14,
 - tangenciální pilotové stěny ($a \sim d$) - Obr. 2.16,
 - převrtávané pilotové stěny ($a < d$) - Obr. 2.17

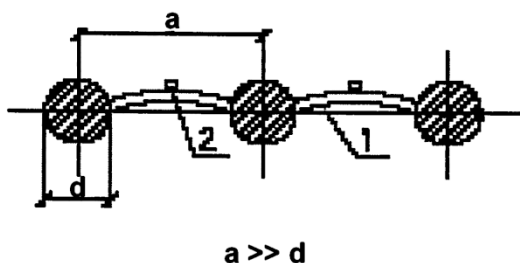
2.3.2 Pilotové stěny volně stojící a kotvené

Pilotové stěny volně stojící se navrhují s volnou výškou $H < 5$ až 6 m. S rostoucí výškou se zvětšuje vodorovná deformace, a tím i požadovaná délka vetknutí pode dnem jámy.

Pokud je volná výška pilotové stěny větší, je nutno ji kotvit.

2.3.3 Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností

Do této kategorie patří pilotové stěny, které splňují podmínku $a \gg d$, viz Obr. 2.14



Obr. 2.14 Pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností pilot
 a – osová vzdálenost, d – průměr piloty, 1 – stříkaný beton, 2 - odvodnění
převzato z (Masopust, 2016)

Tato konstrukce je často používána jako trvalá zárubní zeď pro silniční a železniční odřezy nebo rýhy. Používá se v soudržných zeminách nebo i poloskalních horninách. Mezery mezi jednotlivými pilotami, které se volí 0,5 až 1,0 průměru piloty (větší méně často), jsou vyplněny plochými klenbičkami, které jsou z vyztuženého stříkaného betonu. Rub je odvodněn pomocí perforovaných ohebných PE (polyethylenových) hadic, jak je možné vidět ze schématu na Obr. 2.14. Tyto stěny nelze navrhovat jako vodotěsné.

Kotvení pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot se provádí pomocí železobetonových převázek, které mohou být hlavové (trám v hlavách pilot; s pilotou jsou spojeny pomocí výztuže vystupující z hlav pilot) nebo předsazené (jedna nebo více úrovní, pod hlavami pilot). Převázky jsou průběžné a dilatované na úseky (do 20 m). Výhoda těchto železobetonových převázek spočívá ve velké a volitelné tuhosti. Tím se dá ušetřit počet kotev. Nevýhodou je relativní komplikovanost a doba zrání. V převážkách je vytvořená nika, ve které je umístěna kotva.

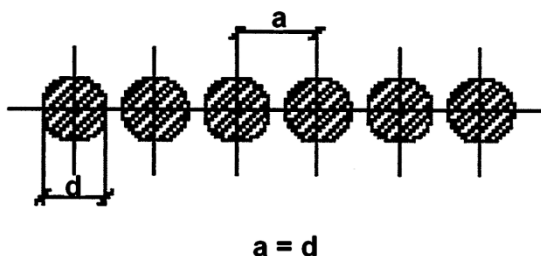
Pilotová stěna se buď opatří pohledovou stěnou z prefabrikátů (nebo i z umělých hmot), nebo se ponechá původní. (Masopust, 2016); (Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.15 Pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností
(Čeněk a Ježek s.r.o., 2016)

2.3.4 Tangenciální pilotové stěny

Do této kategorie patří pilotové stěny, které splňují podmínku $a \sim d$, viz Obr. 2.16.

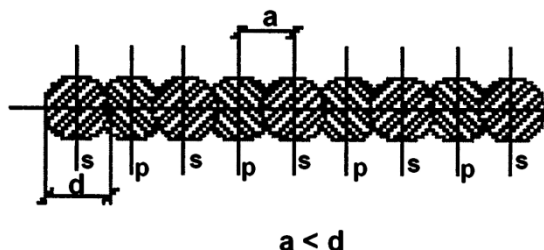


Obr. 2.16 Tangenciální pilotová stěna
 a – osová vzdálenost, d – průměr piloty
převzato z (Masopust, 2016)

Tento typ pilotových stěn se navrhuje méně často, než pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností. Používají se v případech, kdy na konstrukci působí mimořádné zatížení a ze statických důvodů není možné piloty rozmístit ve větších osových vzdálenostech. Není nutné realizovat předsazené převázky, protože kotvy se mohou umístit do mezer vždy mezi dvojicí pilot. Tato stěna není vodotěsná. Může se realizovat povrchová úprava například ze stříkaného betonu. Každá pilota je vyztužená. (Masopust, 2016); (Zakládání staveb, a. s., 2016)

2.3.5 Převrtávané pilotové stěny.

Do této kategorie patří pilotové stěny, které splňují podmínku $a < d$, viz. Obr. 2.17.



Obr. 2.17 Převrtávaná pilotová stěna

a – osová vzdálenost, d – průměr piloty, p – primární pilota, s – sekundární pilota

převzato z (Masopust, 2016)

Použití převrtávaných pilotových stěn je velmi rozšířené. Jsou to konstrukce průběžné a vodotěsné, v případě vetknutí piloty do nepropustného podloží můžeme pilotovou stěnu považovat za těsnící konstrukci. Na rozdíl od průběžných podzemních stěn (viz. 2.4 Podzemní stěny) převrtávané pilotové stěny není nutné pažit pomocí pažicí suspenze.

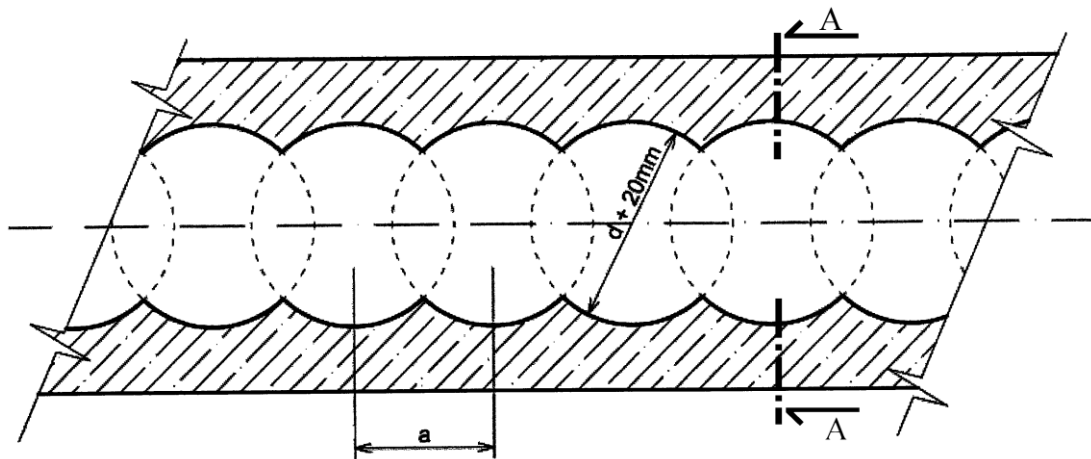
Stěna se skládá z primárních a sekundárních pilot (Obr. 2.17). Piloty primární se realizují s dostatečným časovým odstupem před realizací sekundárních pilot. Hlavní úkol primárních pilot je těsnění. Primární piloty jsou z prostého (tedy nevyztuženého) betonu, jsou nenosné (na ohybové namáhání) a nemusí zasahovat do hloubky pod dno stavební jámy určené statickým výpočtem. Poté, co se beton primárních pilot stane tuhým (ne však tvrdým) se začnou realizovat sekundární piloty převrtáváním. Přílišná tvrdost betonu by mohla představovat překážku v převrtávání.

Osová vzdálenost jednotlivých převrtávaných pilot, které jsou umístěny v řadě, se odvíjí od jejich průměru „ d “, volné výšky stěny „ H “ a od geotechnických poměrů dané stavby. Osová vzdálenost „ a “ se většinou volí jako $0,8 \cdot d$. Typické osově vzdálenosti pro dané průměry pilot jsou následující:

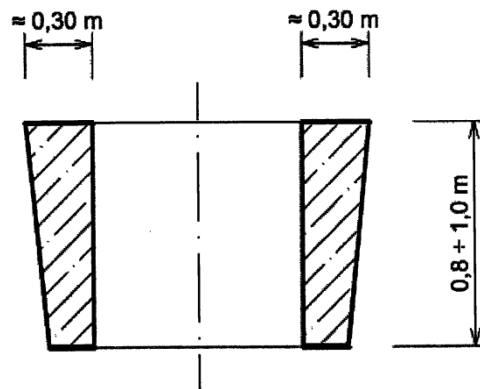
- pilota \varnothing 630 mm – typická osová vzdálenost $a = 500$ mm
- pilota \varnothing 750 mm – typická osová vzdálenost $a = 600$ mm
- pilota \varnothing 880 mm – typická osová vzdálenost $a = 700 - 740$ mm

Sekundární piloty se realizují železobetonové (nosné) a jsou vetknuty do hloubky pod dno jámy, kterou určuje statický výpočet.

Pro dosažení souvislosti stěny je nutné dodržet polohu a svislost převrtávané piloty. K tomu slouží vodící šablona pro piloty (Obr. 2.18, Obr. 2.19), která je realizována na úrovni pracovní plošiny. Je to podobná konstrukce jako vodící zídka v případě podzemních stěn (viz. 2.4 Podzemní stěny), jen se o něco hůře realizuje.



Obr. 2.18 Vodící šablona pro převrtávanou pilotovou stěnu
 a – osová vzdálenost pilot, d – průměr piloty
 převzato z (Masopust, 2016)



Obr. 2.19 Řez A - A vodící šablonou
 (Masopust, 2016)

Výška šablony by měla být minimálně 0,80 m. Do rýhy, která je vždy asi o 0,5 - 0,6 m větší než průměr pilot, se přesně usadí svařenec z ocelových trub. Ten je většinou tvořen z 5 kusů trub a opakovaně se používá. Tento svařenec se potáhne pryží tl. 10 mm. Průměr otvorů v šabloně je o 20 mm větší, než je průměr dané pažnice, která bude použita pro provedení pilot. Ocelový svařenec se obetonuje. Použije se beton třídy nejméně C 16/20. Do boků šablony je možné vložit výztuž (svařované sítě). Poté, co zatvrdne beton vodící šablony, se realizují vrty za pomocí spojovatelné pažnice, která se zavede do zeminy rotačním pohybem. Zemina je z pažnice vybírána daným nástrojem (šapa nebo spirál). Pata pažnice se nepodvrtává. Polohu i svislost jednotlivých pilot zajišťuje tedy vodící šablona a tuhost spojovatelných pažnic tl. 40 mm. (Masopust, 2016)



Obr. 2.20 Převrtávaná pilotová stěna, kotvy v primárních pilotách
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

Ke kotvení převrtávaných pilotových stěn se používají primární nevyztužené piloty, přes které se realizují vrty pro kotvy a do kterých se přímo osazují kotevní hlavy (Obr. 2.20). Za výhodu lze považovat, že není

nutné realizovat převázky, za nevýhodu lze považovat přesný počet kotev, které nemusí být ekonomicky využité.

Převrtávané pilotové stěny lze používat také jako trvalé pažení kruhových šachet (Obr. 2.21). Pomocí převrtávaných pilot lze vytvořit kruh například pro těžní šachty kolektorů apod., kde minimální průměr je okolo 5 – 6 metrů. Výhoda kruhu spočívá v tom, že radiální vodorovné napětí vyvolá jen normálovou sílu v pilotách a není nutné realizovat zvláštní podpory. Je nutné pouze kontrolovat, aby nevznikl příčný tah v nevyztužených pilotách z prostého betonu. (Masopust, 2016)



Obr. 2.21 Šachta kruhového půdorysu z převrtávané pilotové stěny
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

Z převrtávaných pilotových stěn se dají také navrhnout i šachty s eliptickým průřezem. U eliptického průřezu již vzniká ohybový moment, který je třeba zohlednit v návrhu piloty. V tomto případě se můžou piloty doplnit o železobetonový rám, nebo může postačit i vnitřní ostění ze stříkaného vyztuženého betonu.

Vrtné soupravy VDW (z němčiny *vor der Wand* – před stěnou) pro realizaci pilot, které byly vyvinuty v Německu v 80. letech minulého století, umožňují přisunout osu piloty velmi blízko (tj. až na 300 mm) ke stávající

nadzemní stěně. Klasické hydromotorové vrtné soupravy mohou dosáhnout hodnoty min. 650 mm. Díky této skutečnosti je možné zvětšit prostor stavební jámy na maximum. Použít tuto technologii lze například v městské proluce. Pro převrtávané piloty lze použít například průměr 420 mm (osová vzdálenost je asi 350 mm). Bohužel u těchto relativně měkkých pilot záleží velmi na přesnosti provádění, neboť s tím úzce souvisí vodotěsnost stěny.

Ve městech v Kanadě se pro dočasné zapažení stavební jámy realizují převrtávané piloty průměru 1200 mm (osová vzdálenost 900 – 1000 mm). Beton pilot s prostou tlakovou pevností do 15,0 MPa se nevyztužuje pomocí armokošů. Než beton pilot začne tuhnout, je každá druhá pilota opatřena válcovaným profilem I (typicky I 600). Až beton zatvrdne a odtěží se zemina stavební jámy, tak se beton pilot odfrézuje, a to až do roviny lícnicích přírub I profilů. Takto vznikne více méně hladký povrch stěny. Kotvení pilotové stěny je realizováno pomocí pramencových kotev bez převázek, protože kotvy jsou umístěny z obou stran těsně vedle I profilů. Tento způsob zapažení stavební jámy se v Kanadě používá z důvodu nízké ceny betonu a oceli a naopak vysoké ceny za lidskou práci. Tento způsob by u nás byl jistě ekonomicky nevýhodný. (Masopust, 2016)

2.4 Podzemní stěny

Pro trvalé zajištění svislých výkopů hlubokých stavebních jam a rýh se používají podzemní (nazývané Milánské) stěny. Jsou to liniové konstrukce, které jsou vodotěsné a schopné vzdorovat hydrostatickému tlaku. Podzemní stěna vznikne tak, že se vyhloubená rýha vyplní dle účelu vhodným materiálem. V případě monolitických stěn je to prostý beton, železobeton, jílocement nebo jílocement s chemickými přísadami. V případě prefabrikovaných stěn se rýha pouze vyplní samotuhnoucí suspenzí a osadí se prefabrikát.

Dle účelu se tato liniová konstrukce dělí na podzemní stěny:

- těsnící,
- pažící,
- konstrukční.

Dle způsobu výroby se konstrukční podzemní stěny dělí na:

- monolitické
- prefabrikované

(Zakládání staveb, a. s., 2016), (Masopust, 2016)

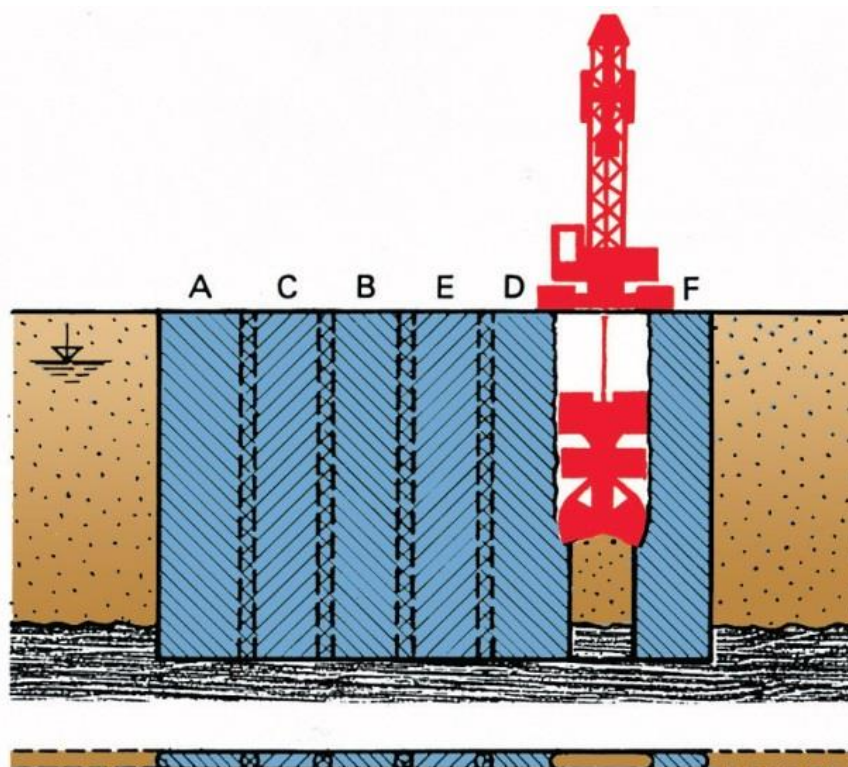
2.4.1 Těsnící podzemní stěny

Tento typ podzemních stěn byl realizován již kolem roku 1950. Vytvoření souvislé stěny má zabránit například průsakům vody pod vodním dílem, přítokům vody do stavební jámy nebo infiltraci vody z řeky na přilehlé území. Používají se také často k ochraně životního prostředí, kde brání v kontaminaci širšího prostředí (slouží i jako ochranné clony). Může se jednat o skládky (zvláště chemické), chemické rozvozy, letiště, sklady pohonných hmot, atd.

Těsnící podzemní stěny jsou tvořeny dostatečně vodotěsným materiálem (používají se jílocementové suspenze různého složení; méně často i prostý beton). Tyto stěny nejsou obnažené, a nejsou tedy namáhány ohybem. Často se používá samotvrdnoucí směs, která paží rýhu v průběhu těžby a v rýze zároveň zůstane. Časem ztuhne a získává požadované

vlastnosti, které jsou hlavně vodotěsnost (dána koeficientem filtrace) a pevnost (prostý tlak).

Složení pažící a těsnící suspenze je na bázi bentonitu, cementu a plnidel, popř. popílku a vysokopeční strusky. Dále se můžou přidávat speciální přísady (jako je mletý zeolit, atd.) v případě požadavku na odolnost proti chemickým polutantům. Výrobní receptury bývají know-how zhotovitele. Schéma postupu realizace podzemní těsnící stěny je na Obr. 2.22. (Zakládání staveb, a. s., 2016), (Masopust, 2016)



Obr. 2.22 Postup výroby těsnící podzemní stěny pomocí drapáku

A, B, C, ..., F – pořadí realizace lamel

(Soletanche, 2016)

2.4.2 Konstrukční podzemní stěny

V dnešní době se pažící podzemní stěny, které slouží výhradně k dočasnému zapažení stavební jámy, skoro nepoužívají. Důvod je ten, že železobeton je schopen odolávat dlouhodobě vnějšímu zatížení. Dnes se tedy využívá železobetonových podzemních stěn konstrukčních, které plní dva účely:

- pažení svislých stěn stavební jámy nebo rýhy v průběhu její výstavby,
- slouží jako definitivní obvodová stěna suterénu (často bez jakékoliv povrchové úpravy). (Masopust, 2016)

2.4.3 Monolitické (konstrukční) podzemní stěny

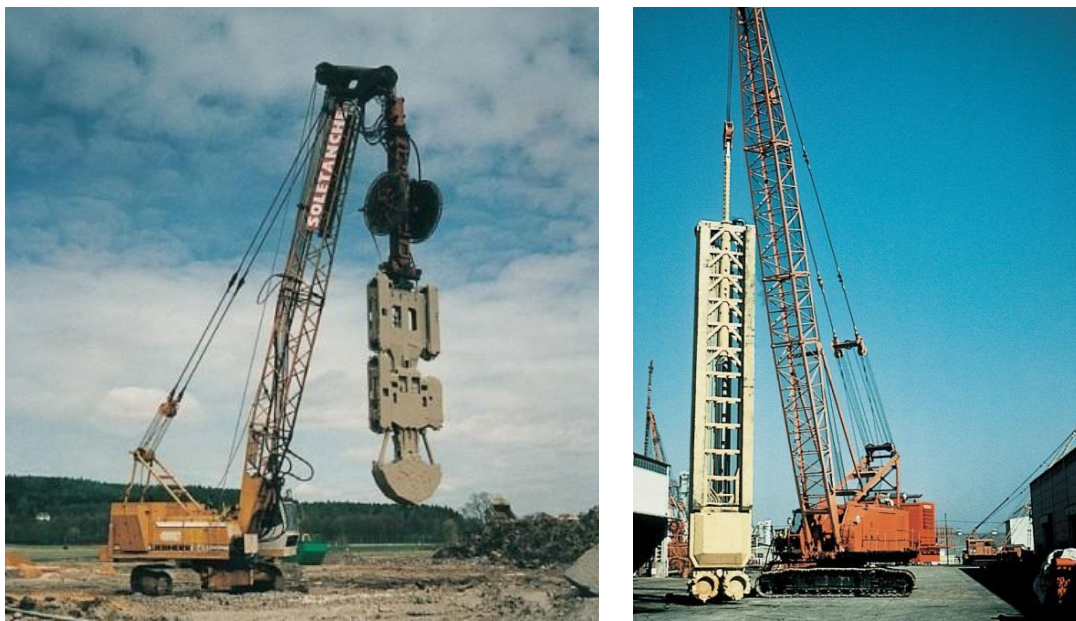
Monolitické konstrukční stěny se betonují na místě pomocí transportbetonu z důvodu rychlé a nepřetržité betonáže, která je nutná k dodržení potřebné kvality podzemní stěny. Betonuje se většinou pod pažící suspenzí.

Monolitické stěny se provádějí častěji, protože se od prefabrikovaných stěn liší cenou a rychlostí provedení. Určitou nevýhodou může být nerovný povrch stěny, který je dán nerovností zeminy v rýze, ve které stěna tvrdla. Často se provádí frézování povrchu stěny pomocí rotačních fréz (Obr. 2.27), nebo se povrch upraví stříkaným betonem.

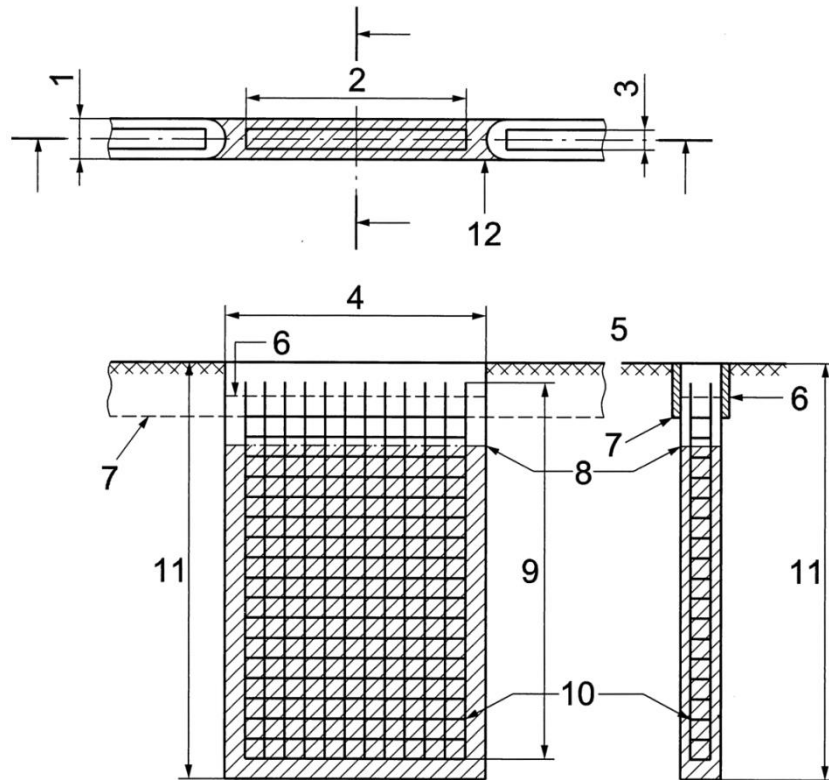
Monolitické stěny jsou vodotěsné a vzdorují hydrostatickému tlaku. Jednotlivé lamely stěn se mezi sebou těsní umělohmotným těsněním (water-stop). Water-stop se osadí v jedné nebo dvou vrstvách do koutových pažnic. K realizaci se používají lanové, či hydraulické drapáky a hydrofrézy (Obr. 2.23). Schéma lamely podzemní stěny lze vidět na Obr. 2.24.

V případě použití hydrofrézy se nejdříve musí drapákem vyhloubit rýha hloubky 3,5 – 5,0 m pod hladinu pažící suspenze. Použití drapáku je nutné z důvodu, že hydrofréza zeminu nenabírá jako drapák, ale zeminu drtí pomocí dvou fréz. Tyto dvě frézy mají tvar ozubených kol s vyměnitelnými nástroji. Drť je spolu s pažící suspenzí vysávána čerpadlem, které potřebuje pro první nasátí tuto minimální výšku hladiny suspenze. Pažící suspenze je

doprovována potrubím do čisticí stanice, kde se pomocí vibrujících sítí odstraňují hrubší částice zeminy. Proces čištění suspenze se dokončí na hydrocyklonu. Takto vyčištěná (popř. i regenerovaná) suspenze se čerpá zpět do rýhy. (Masopust, 2016)



Obr. 2.23 Drapák (vlevo) a fréza (vpravo)
(Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.24 Lamela podzemní stěny (schéma)

1 – tloušťka stěny, 2 – vodorovná délka stěny, 3 – šířka armokoše, 4 – délka lamely, 5 – úroveň pracovní plošiny, 6 – úroveň betonáže, 7 – vodící zídka, 8 – konečná úroveň čistého betonu, 9 – délka armokoše, 10 – armokoše, 11 – hloubka těžby, 12 – zaoblení styčných spár (lanové drapáky)

(Masopust, 2016)

Stručný technologický postup provádění monolitické podzemní stěny:

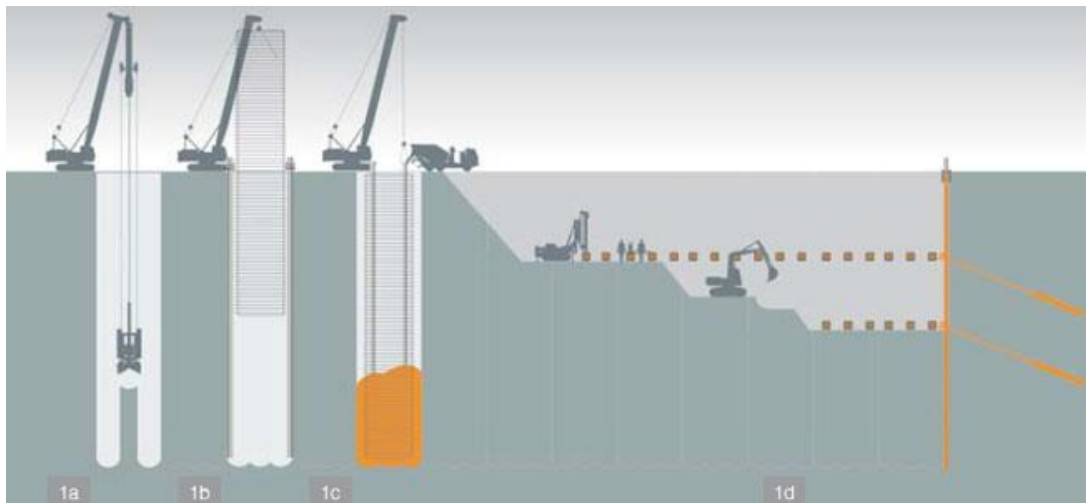
- Provedení přípravných prací, které vytvoří únosnou pracovní plošinu a vodící zídku.
 - Vodící zídka je betonová, oboustranně slabě vyztužena svařovanými sítěmi. Hloubka vodící zídky je min. 0,80 m (typická hloubka 1,0 – 1,5 m), tloušťka 0,2 – 0,3 m. Vnitřní světlost zídky je o 50 – 100 mm větší, než šířka drapáku (popř. frézy).

Hotové zídky se zahradí na určitou délku a napustí pažící suspenzí. Ostatní místa se rozepřou kulatinou nebo zasypou zeminou.

- Začne se těžit (pod ochranou pažící suspenze).
 - Tloušťky podzemních stěn typicky jsou: 0,4; 0,6; 0,8 nebo 1 metr.
 - Pokud se používají hydraulické drapáky, tak vodorovná délka podzemní stěny je 2,5 – 2,80 m. Drapákem se hloubí jednozáběrově (opakující se hloubení primární lamely – viz Obr. 2.26) nebo trojzáběrově (provedou se 2 primární a jedna sekundární lamela, která odstraní hrázku vzniklou mezi primárními lamelami - Obr. 2.26).
- Po vyhloubení lamely je rýha vyčištěna od napadané zeminy. Proběhne kontrola kvality pažící suspenze. Osadí se koutové pažnice, které jsou z plochých průřezů s navlečenými waterstopy, nebo ojedinele z trub o stejné šířce jako tloušťka lamely.
- Proveďte se osazení armokoše.
 - Armokoš je složen z podélných a příčných nosných prutů, dále se skládá i ze spojovací a diagonální výztuže, která zajišťuje jeho tuhost. Osazení armokoše probíhá v celku. Armokoše se nespojují kvůli komplikovanosti. Armokoše jsou opatřeny betonovými nebo plastovými distančními kolečky pro dodržení předepsaného krytí výztuže.
- Zahájení betonáže.
 - Maximálně do 2 hodin od přečištění pažící suspenze je zahájena betonáž. Betonáž probíhá pomocí sypákových rour pod suspenzí.
 - Pokud má lamela šířku 2,5 – 2,80 m (jednozáběrová lamela), je použita jedna sypáková roura, u třízáběrové lamely se šířkou 6,5 m jsou použity dvě sypákové roury.
 - Pro betonáž lamely se používá transportbeton. Při betonáži je sledována plynulost stoupání hladiny v betonované lamele. Pažící suspenze se odčerpává, čistí a skladuje (popř. pro nové použití). Poslední vrstva pažící suspenze se likviduje, protože přišla do styku s betonem.

- Hlavy podzemních stěn jsou u většiny případů přebetonovány, pokud jsou v úrovni pracovní plošiny (beton se nechá přelít a pak je odstraněn). Poté, co zatuhne beton, se koutové pažnice vytáhnou. (Masopust, 2016)

Technologický postup provádění kotvené monolitické podzemní stěny dle (Zakládání staveb, a. s., 2016) je zobrazen na Obr. 2.25.



Obr. 2.25 Technologický postup provádění monolitické podzemní stěny
 1a) Těžba jednotlivých záběrů a hrázky drapákem pod ochranou pažíci suspenze; 1b) Do vytěžené rýhy (lamely) je postupně osazen armokoš a zámkové pažnice s těsnicími pásy; 1c) Betonáž lamely podzemní stěny probíhá odzdoła pomocí kolon betonářských rour; 1d) Po zatvrdnutí vyrobených podzemních stěn je lze postupně odkopat a zakotvit po kotevních úrovních až na úroveň definitivního výkopu.

(Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.26 Příklady různých typů monolitických lamel
P – primární, S – sekundární, 1 – počáteční, 2 – mezilehlý, 3 – závírací
převzato z (Masopust, 2016)



Obr. 2.27 Frézování povrchu monolitických podzemních stěn
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

2.4.4 Prefabrikované (konstrukční) podzemní stěny

Prefabrikované konstrukční stěny se skládají z prefabrikátů, které se osazují do rýh. Rýha je většinou vyplněna samotvrdnoucí suspenzí.

Prefabrikované podzemní stěny jsou navrhovány jako konstrukce trvalé. Jsou to konstrukce zárubních zdí, ale používají se i u hloubených tunelů. Jako výhodu lze považovat dokonalou pohledovou úpravu lícni plochy a ten fakt, že panely mohou být osazeny do naprosto přesné polohy. Jako nevýhodu lze považovat relativně vysokou cenu, která je dána výrobou a transportem. Rozměry panelů prefabrikované podzemní stěny jsou dány statickým výpočtem a jejich hmotností, kterou jsou limitovány zvedací mechanismy na stavbě.

Rýha pro prefabrikované panely se hloubí o 200 – 300mm širší, než je šířka panelů. Hloubení probíhá pomocí jednozáběrových nebo trojzáběrových lamel. Rýha je běžně vyplněna pažící samotvrdnoucí suspenzí. Tato samotvrdnoucí suspenze se od suspenze použité pro těsnící stěny liší v tom, že má jistý časový nárůst pevnosti (tato pevnost je větší) a menší vodotěsnost.

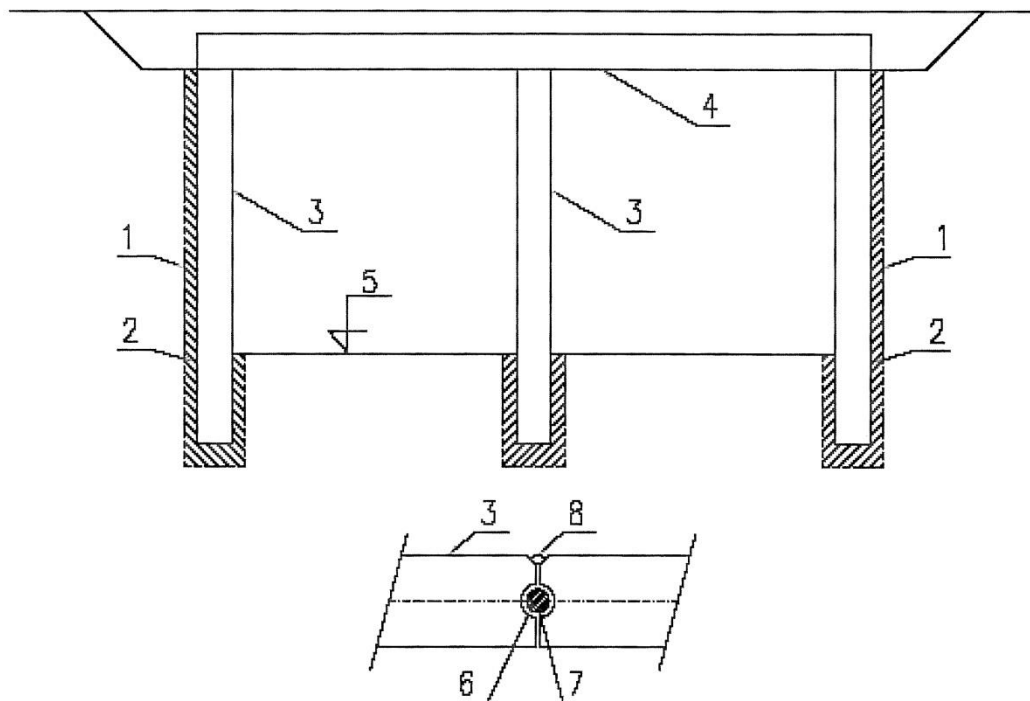
Rýha se vyčistí a do rýhy se suspenzí se začnou vkládat železobetonové panely, u kterých se kontroluje jejich poloha i svislost. Panely se vyvěšují pomocí vodících zídek a nejsou opřeny o dno rýhy. Panely jsou na dně vybaveny jednostranně ocelovýmnosem s čepem, který slouží pro ukotvení dalšího panelu. Tím se znemožní jakékoliv vybočení následujícího panelu. Horní strana panelu je fixována na vodících zídkách. Panely mají ze stran půlkruhové drážky, do kterých se ve styku obou sousedních panelů vloží umělohmotná (měkčené PVC) nebo gumová těsnící hadice, která je po zatvrdnutí suspenze zainjektována vhodným materiálem (např. cementová směs). Tímto dojde k utěsnění spár mezi jednotlivými panely. Líc panelu je natřen separačním nátěrem (např. na bázi želatiny), aby se snadno mohla odstranit zatvrdlá suspenze při výkopu. (Masopust, 2016), (Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.28 Prefabrikované panely podzemní stěny
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

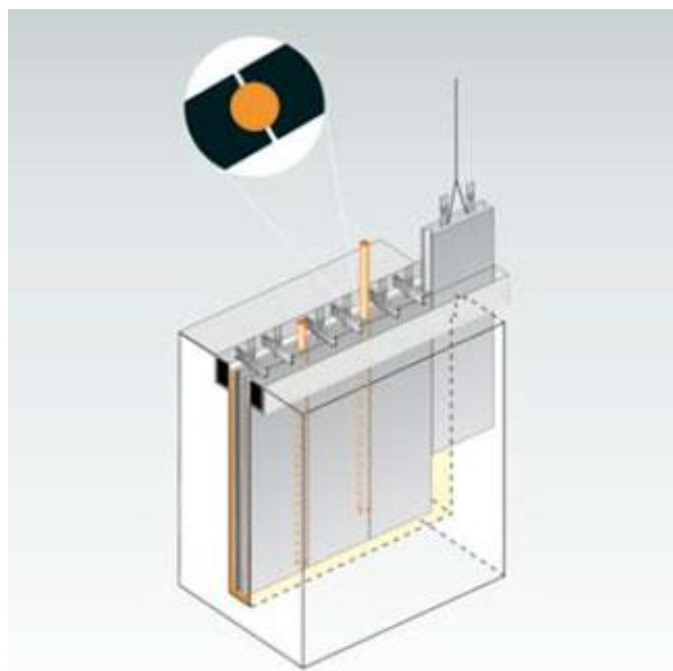


Obr. 2.29 Pohled na odkrytou prefabrikovanou podzemní stěnu, kotvenou v
jedné úrovni
(Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.30 Podzemní stěna prefabrikovaná

1 – rýha, 2 – samotvrdnoucí suspenze, 3 – prefabrikovaný panel, 4 – stropní deska, 5 – výkop, 6 – těsnící hadice, 7 – injektáž, 8 – zatmelení spáry
převzato z (Masopust, 2016)



Obr. 2.31 Schéma postupného osazování, zavěšování a dotěsnění zámků prefabrikátů do rýhy pro podzemní stěnu
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

2.5 Konstrukce z tryskové injektáže

Metoda tryskové injektáže spočívá na principu zlepšování vlastností základové půdy. Metoda je založena na rozrušování struktury základové půdy v okolí vrtu pomocí vysoké mechanické energie tryskaného média a smíchávání rozrušené základové půdy s cementačním pojivem. (Masopust, 2012)

Trysková injektáž se používá pro:

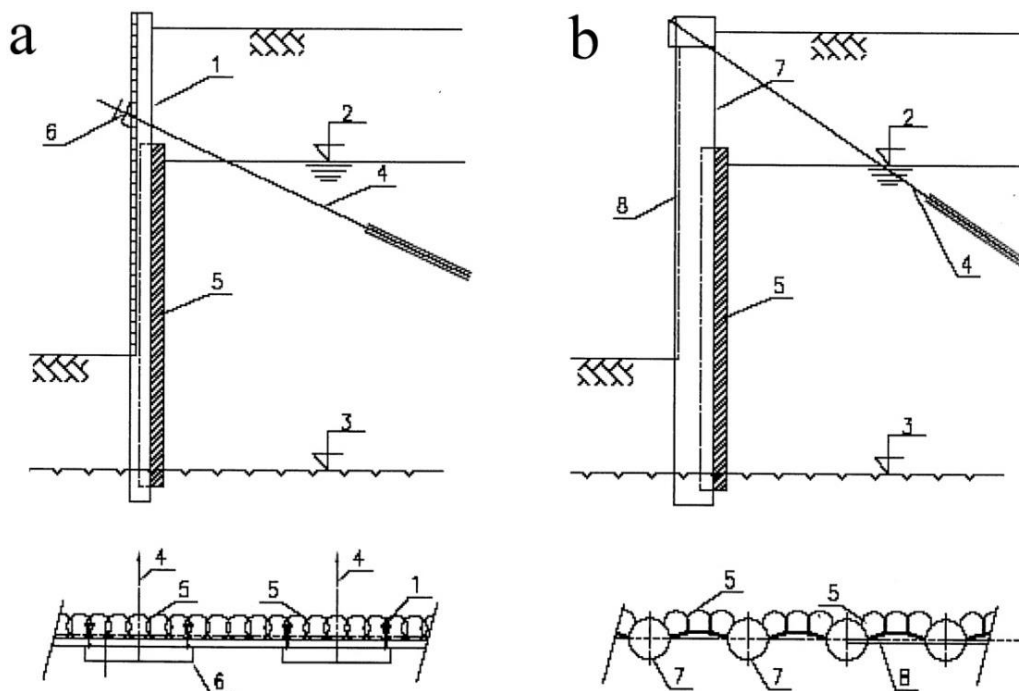
- vytváření těsnících stěn a dotěsnění pažicích konstrukcí,
- vytváření pažicích stěn (ve stísněných prostorech)
- pro podchycování nebo zesilování stávajících základů (kvůli změně zatížení v důsledku rekonstrukce objektu nebo provedení výkopu těsně u základů)
- vytváření obálek ražených podzemních objektů
- pažení šachet, přerušení smykových ploch sesuvů, výjimečně i jako základové konstrukce novostaveb.

(Zakládání staveb, a. s., 2016)

Prvky z tryskové injektáže, které se používají jako pažící stěny, mají relativně malou ohybovou únosnost. Tyto prvky nelze jednoduše vyztužit, proto se dostatečné ohybové únosnosti dosahuje odpovídající tloušťkou prvku (díky tomu nevznikají v průřezu tahová napětí). Další možnost vyřešení malé ohybové únosnosti je spolupůsobení s jinými prvky, které přebírají tahová napětí (například mikropiloty).

Pokud se záporové pažení nebo pilotové stěny (s velkou osovou vzdáleností pilot a tangenciální) nacházejí ve zvodnělém prostředí, můžeme jejich některé úseky těsnit za pomoci stěny ze sloupů tryskové injektáže (Obr. 2.32).

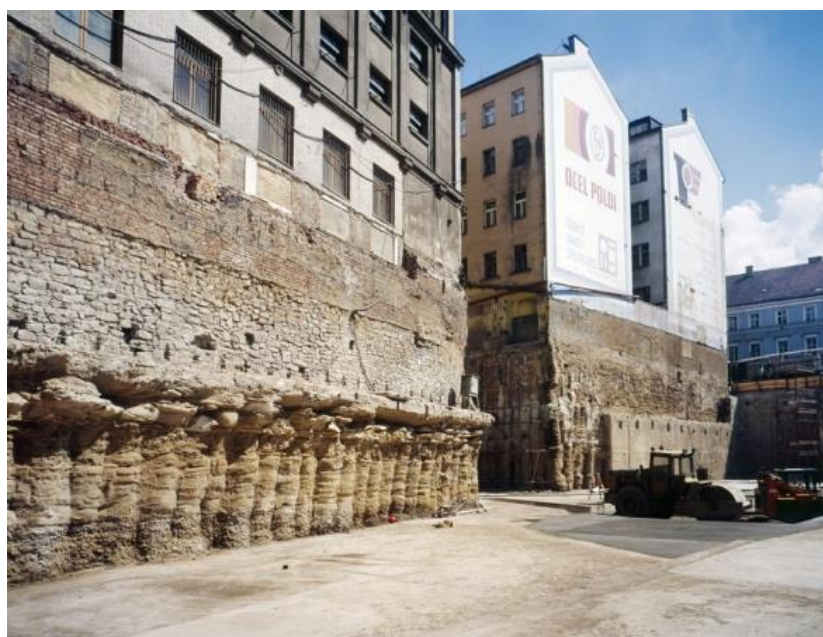
Pokud se paží stavební jámy, které jsou v bezprostřední blízkosti stávající zástavby, vzniká požadavek na co největší zábor pozemku. Je tedy nutné podchytit stávající stavbu (která je většinou mělčeji založena) a zapažit svislou stěnu stavební jámy, která je pod stávajícími základy objektu (Obr. 2.33). (Masopust, 2016)



Obr. 2.32 Těsnění pažicích konstrukcí pomocí sloupů z tryskové injektáže
 a – těsnění záporového pažení, b – těsnění pilotové stěny

1 – zápora, 2 – hladina podzemní vody, 3 – nepropustná zemina, 4 – kotva, 5 – sloupy tryskové injektáže, 6 – kotvení a převázka, 7 – vrtaná pilota, 8 – stříkaný beton

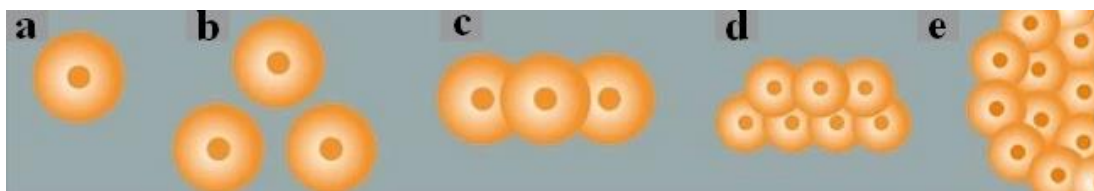
(Masopust, 2016)



Obr. 2.33 Podchycení stávajících budov a zapažení části stavební jámy
 (Zakládání staveb, a. s., 2016)

Při vyhovujících geotechnických poměrech pro tryskovou injektáž se realizuje konstrukce, kde se sloupky tryskové injektáže překrývají (Obr. 2.34 c, d). Pokud je vzdálenost od základové spáry stávajícího objektu ke dnu jámy menší jak 2,0 m, lze realizovat pouze řadu sloupů z tryskové injektáže (Obr. 2.35). Při hloubce větší jak 2,0 m, už nemusí prvek vyhovovat danému zatížení, proto se realizuje kotvení. Při hloubce přes 4,0 m se většinou pažící stěna kotví ve více úrovních (nebo se i kombinuje s mikrozáporovou stěnou). Kotvy jsou dočasné a převázky jsou realizovány z úpalků profilů Larsen, které se zapustí do vybourané niky ve sloupech z tryskové injektáže.

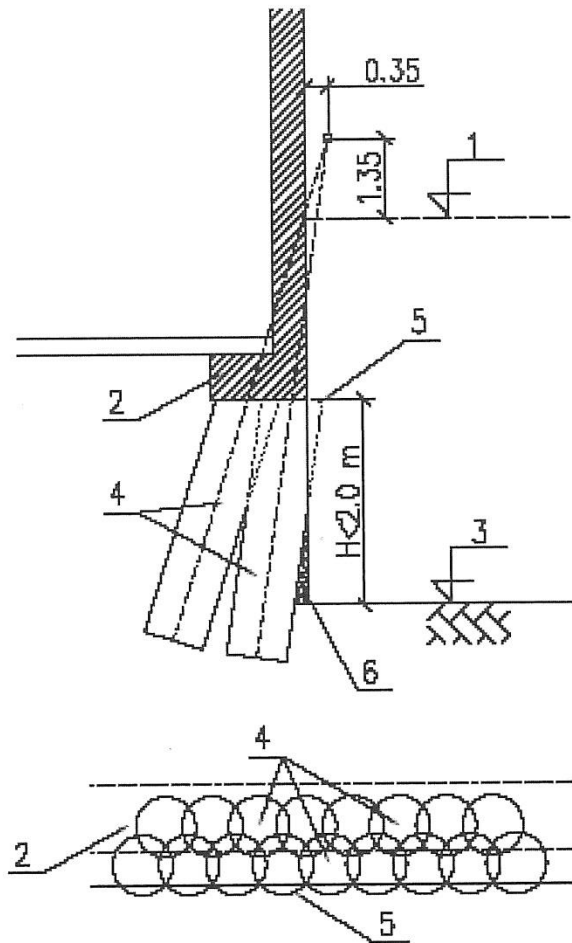
Takto vytvořená konstrukce je dočasná a slouží jako ztracené bednění pro výstavbu suterénu. Při těžbě stavební jámy se přečnávající sloupky odbourají a v dolní části se klíny dobetonují (Obr. 2.35). Pokud je stěna využita jako podklad pro svislou izolaci, je povrch konstrukce stěny vyrovnán pomocí stříkaného betonu s výztužnou sítí a je provedena zednická úprava povrchu. (Masopust, 2016)



Obr. 2.34 Varianty použití sloupů tryskové injektáže

- a) sloup z tryskové injektáže; b) pole ze sloupů tryskové injektáže; c) stěna z tryskové injektáže; d) zdvojená stěna z tryskové injektáže; e) deska z tryskové injektáže

(Zakládání staveb, a. s., 2016)



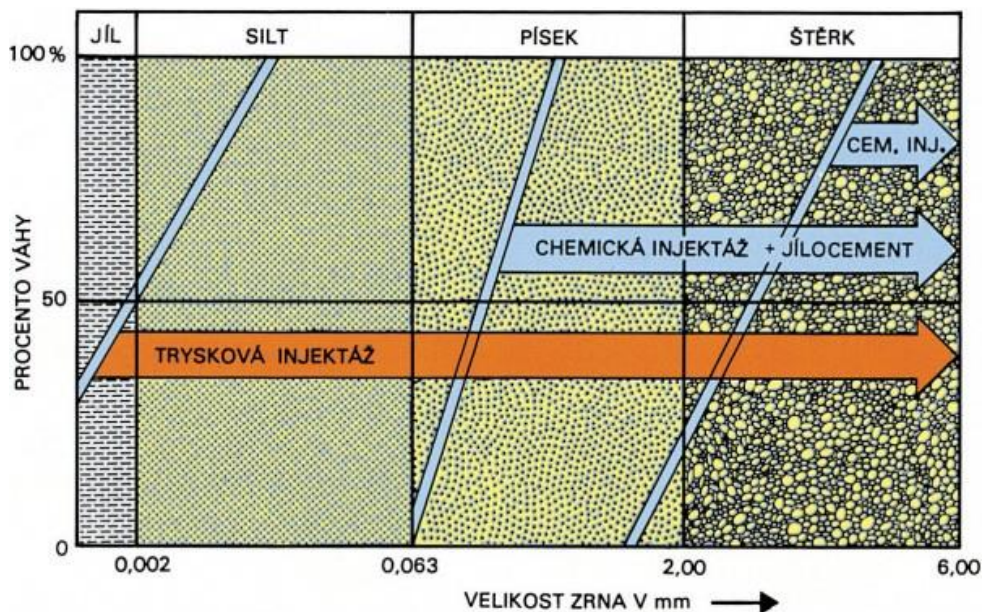
Obr. 2.35 Pažící konstrukce z překrývajících se sloupů tryskové injektáže
(při volné výšce $H < 2,0$ m)

1 – pracovní plošina, 2 – podchycovaný základ, 3 – dno stavební jámy, 4 – sloupy tryskové injektáže, 5 – odbouraná část, 6 – dobetonováno (stříkaný beton)

převzato z (Masopust, 2016)

V případě přechodu stavební jámy do soudržných zemin nebo do poloskalních hornin je trysková injektáž nevhodná nebo neekonomická. Vhodnost použití tryskové injektáže podle zrnitosti zeminy je znázorněno na Obr. 2.36. (Masopust, 2016)

Trysková injektáž se uplatňuje v širokém spektru horninového prostředí. Tedy od měkkých kašovitých a jemnozrnných zemin až po štěrky. (Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.36 Možnosti použití tryskové injektáže
(Soletanche, 2016)

Trysková injektáž funguje na základě vysokotlaké injektáže z vrtu do okolí zeminy, která je prováděna pod tlakem (30 – 55 MPa) za použití cementových a jílocementových směsí.

Injektážní směs, která proudí přes trysky pod tlakem (Obr. 2.37), vytváří paprsek, který rozpojuje horninu na jednotlivé úlomky, či zrna. Tímto dojde k vzájemnému mísení. Po zatuhnutí se tak vytvoří prvek (sloup, lamela nebo kombinace - Obr. 2.34) a dojde ke zlepšení vlastností prostředí proinjektované oblasti. (Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.37 Detailní pohled na monitor s tryskou injekční kolony (metoda M2)
(Zakládání staveb, a. s., 2016)

Dle (Zakládání staveb, a. s., 2016) se používají následující metody (Obr. 2.38):

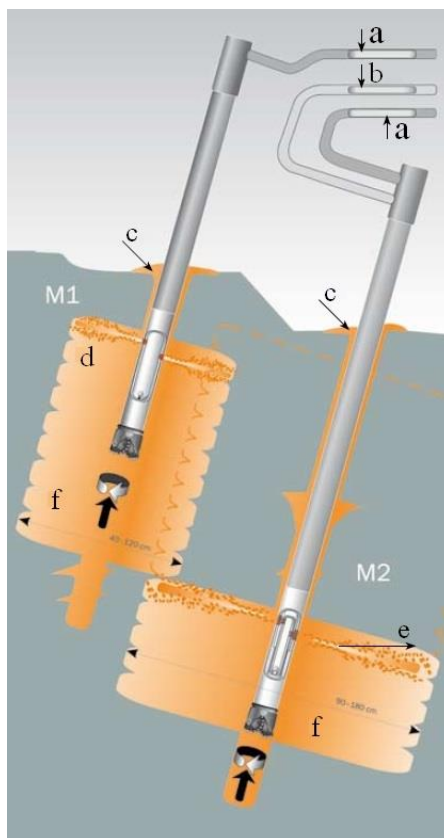
- Metoda M1 – jednofázová metoda, kde paprsek cementové směsi po průchodu tryskou řeže a promíchává zeminu do vzdálenosti 40 – 140 cm.
- Metoda M2 – dvoufázová (vzduchová) metoda, kde je paprsek cementové směsi navíc usměrněn koaxiálním proudem stlačeného vzduchu. Dosah činí 120 – 220 cm.

Dle (Masopust, 2012) existují ještě další metody:

- Metoda M2 s vodním předřezem – dvoufázová (vodní) metoda, při které je zemina rozrušována pomocí vysoké mechanické energie vodního paprsku. Zpevnění zeminy je dosaženo pomocí odděleného paprsku cementové injektážní směsi.
- Metoda M3 – trojfázová metoda. U této metody dochází k rozrušování zeminy pomocí vysoké mechanické energie vodního paprsku za podpory stlačeného vzduchu. Zpevnění zeminy je dosaženo pomocí odděleného paprsku cementové injektážní směsi. Tato metoda se provádí ojediněle z důvodu nutnosti vedení 3 oddělených médií soutyčím (voda, vzduch, cementová suspenze). Tato skutečnost klade zvýšené nároky na vlastní vybavení, které je velmi nákladné, a tím se i zvyšuje cena provádění.

Pokud chceme vytvořit základový prvek tvaru sloupu, pak se soutyčím při vytahování při injektáži otáčí. Sloupy jsou častějším využitím tryskové injektáže. Pokud chceme vytvořit rovinný podzemní prvek (segment nebo stěnu), tak se při vytahování soutyčím neotáčí.

Pevnost takto vytvořených prvků se pohybuje od 0,5 do 15 MPa dle druhu zeminy. (Zakládání staveb, a. s., 2016)



Obr. 2.38 Princip technologie tryskové injektáže metodou M1 a M2
 a) injekční směs; b) stlačený vzduch; c) vyplavený materiál; d) paprsek
 injekční směsi; e) paprsek injekční směsi a stlačeného vzduchu;
 f) proinjektovaný sloup zeminy
 převzato ze (Zakládání staveb, a. s., 2016)

Dle (Zakládání staveb, a. s., 2016) je technologický postup provádění tryskové injektáže následující:

„A) Realizace středně profilového vrtu pro tryskovou injektáž

Vrtná souprava vyhloubí vrt na patu budoucího sloupu tryskové injektáže. Vrtné a injekční soutyčí je opatřeno vrtným nástrojem a monitorem.

B) Realizace sloupu tryskové injektáže

Přechod z vrtného režimu na tryskání se provede přesměrováním injekční směsi z výplachového režimu na injekční tak, že se do vrtné kolony vhodí ocelová kulička, která uzavře vtok na výplachové otvory a směs začne proudit do monitoru vybaveného tryskami. Vrtná souprava je vybavena cyklovacím a monitorovacím systémem, který udržuje a kontroluje parametry

nastaveného injekčního tlaku směsi při metodě M1 (jednofázové), parametry tlaku vzduchu při metodě M2 (dvojfázové vzduchové), dávkování injekční směsi, rychlost otáčení a postupné vytahování monitoru.

C) Dokončování sloupu tryskové injektáže

Automatizovaný postup vysokotlakého tryskání je zastaven při dosažení horní projektované úrovně injekčního sloupu. Vrtná souprava se pak přestaví na nový vrt a popsany technologický postup se opakuje“.

3 Monitoring pažících konstrukcí

Monitoring je významnou součástí observační metody, která je jedna z návrhových metod doporučených Eurokódem 7. Monitoringem pažících konstrukcí se rozumí sledování chování a odezvy pažících konstrukcí. Je součástí projektu na všech významnějších stavbách. Jedná se o soubor činností, mezi které patří hlavně měření a vyhodnocování výsledků měření. Slouží k:

- Ověření předpokladů a výsledků statických výpočtů,
- ověření předpokládaného chování konstrukce po skončení výstavby (z dlouhodobého hlediska).

Monitoring geotechnických konstrukcí a hlavně pak pažících konstrukcí ve složitých geotechnických poměrech je v podstatě jedinou možností jak získat včas věrohodné informace o chování konstrukce.

Monitoring se skládá z následujících kroků:

- návrh monitoringu – zpracovává se ve fázi realizační projektové dokumentace a odvíjí se od zkušeností projektanta, statického výpočtu, poměrů staveniště a požadavků na chování konstrukce,
- osazení měřících zařízení,
- vlastní měření na jednotlivých zařízeních – měří se podle předem stanoveného plánu. Tento plán je možné změnit vzhledem k naměřeným hodnotám (například vzhledem k varovným stavům). Tato změna musí být dopředu metodicky připravena (v návrhu),
- okamžité vyhodnocení záznamů z jednotlivých měření a jeho archivace,
- doporučení pro další postup prací.

Metody monitoringu:

- Geodetické sledování významných bodů konstrukce - Dostatečně stabilizované geodetické body by měly být měřeny totální stanicí s dostatečnou přesností. Geodetické (měřičské) body se umísťují tam, kde mají nejlepší vypovídající schopnost. Měřičské body se tedy usazují do převážek a trochu níže pod hlavu stěny (kvůli ochraně značky). Velice důležitá je také stabilizace totální stanice, stabilizace měřičských bodů a základní měření.
- Inklinometrická měření – měření probíhá ve svislých prvcích pažení (zápory, piloty, atd.), kam se osazují inklinometrické pažnice. Toto měření je nutné navázat na geodetická měření. Inklinometry se nepřikládají k mikrozáporám (možnost chyby měření z důvodu malé ohybové tuhosti) a neosazují se do stěn z tryskové injektáže, popř. stěn z prvků „mixed in place“.
- Tenzometrická měření – tenzometry se používají hlavně na měření výraznější změny normálového napětí. To ovšem není častý případ pažících konstrukcí (namáhané ohybovým momentem), a proto tenzometrické měření změny průběhu napětí v průřezu není reálné.
- Tlakoměrné podušky – používají se pro měření změny napětí. U pažících konstrukcí se nepoužívají, protože měření je ovlivněno výraznými chybami, které se špatně odhadují a ovlivňují.
- Dynamometrická měření změn tlakových či tahových sil – dynamometry se používají pro měření sil v kotvách nebo rozpěrácích. Toto měření patří mezi významné metody měření, protože se v podstatě jedná o jedinou metodu, jak tyto změny sil změřit.
- Měření změn pórových tlaků pomocí piezometrů – v případě pažících konstrukcí se nepoužívá, protože neposkytuje praktické výsledky.

- Geofyzikální metody – naprostá většina geofyzikálních metod nemá uplatnění v monitoringu pažících konstrukcí. Výjimka je georadar. (Masopust, 2016)

Georadar je využíván k lokalizaci nehomogenit v zemním prostředí, k lokalizaci dutin za stěnami a ostěním tunelů, chodeb a stok. Dále se využívá pro lokalizaci ocelové výztuže a dalších nehomogenit v betonu při diagnostice železobetonových konstrukcí. (Georadar, 2016)

Detailnější rozbor monitoringu pažících konstrukcí, jednotlivých metod a přístrojů nebyl předmětem této diplomové práce.



Obr. 3.1 Monitoring stavební jámy geodetickými metodami
(Monitoring stavebních jam, 2016)

4 Výpočetní část

Pro výpočet vnitřních sil pažící konstrukce se dají využít následující postupy:

1. Řešení prutového modelu:
 - a. Klasické řešení - pažící konstrukce je uvažována jako nosník, který je uložený na tuhých podporách s předem stanoveným zatížením.
 - b. Metoda závislých tlaků – pažící konstrukce je uvažována jako nosník na pružném podkladě. Tlaky jsou závislé na deformaci konstrukce.
2. Numerické řešení matematickým modelem – jedna z používaných metod je například metoda konečných prvků (dále jen MKP). Tato metoda je používána pro řešení rovinného případu (výjimečně prostorového). Umožňuje také odhadnout vliv pažící konstrukce na stávající sousední zástavbu. (Masopust, 2012)

4.1 Volba geometrie vzorového příkladu

Geometrie vzorového příkladu byla zvolena na základě vyrovnaných momentů u poslední fáze výstavby pro návrhový přístup 2. Pro volbu geometrie vzorového příkladu byla uvažovaná předpínací síla v kotvách jako 2/3 meze kluzu dané kotvy. Limitní deformaci konstrukce jsem si zvolil do 10 mm.

Výpočet proběhl v softwaru GEO5 Pažení posudek od společnosti Fine spol. s r.o.

4.1.1 Geologie

Parametry pro geologický řez byly převzaty z inženýrsko-geologického průzkumu pro šachtu k průzkumné štole budoucího tunelu Radlice.

Tato štola se nachází v lokalitě Praha 5 – Radlice. Stavební práce zde probíhají od roku 2014 dodnes. Investorem je Hlavní město Praha. (Tunel Radlice, 2016)

Tunel Radlický se nachází v oblasti náhorní plošiny zvané Dívčí hrady.

Uvažovaná geologie v místě stěny a parametry zemin jsou zobrazeny v Tab. 4.2 a na Obr. 4.2. Vrstva č. 3-5 prachovitá břidlice se řadí do Liteňského souvrství (Silur). Pod Liteňským souvrstvím se nachází Dvorecko-prokopské souvrství (Devon).

4.1.2 Nastavení programu

Do programu jsou zadávány jednotlivé parametry v jednotlivých záložkách.

V kartě Nastavení byl nastaven návrhový přístup 2 (dále jen NP2). Ostatní položky byly ponechány defaultně. Stěna byla rozdělena na 40 konečných prvků (defaultní nastavení). Byl uvažován minimální dimenzační tlak s koeficientem $k=0,20$ [-]. Dimenzační tlak ovlivňuje pouze první vrstvu.

Materiály a normy Výpočet tlaků Kotvy

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037) ▼

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037) ▼

Metoda výpočtu : závislé tlaky ▼

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe ▼

Modul reakce podloží : standardní ▼

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997 ▼

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu ▼

Trvalá návrhová situace Dočasná návrhová situace Mimořádná návrhová situace Seismická návrhová situace

— Součinitele redukce zatížení (F) —

		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35	[-]		
Hydraulický zdvih (HYD) :	$\gamma_h =$	1,35	[-]	0,90	[-]

— Součinitele redukce odporu (R) —

Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]

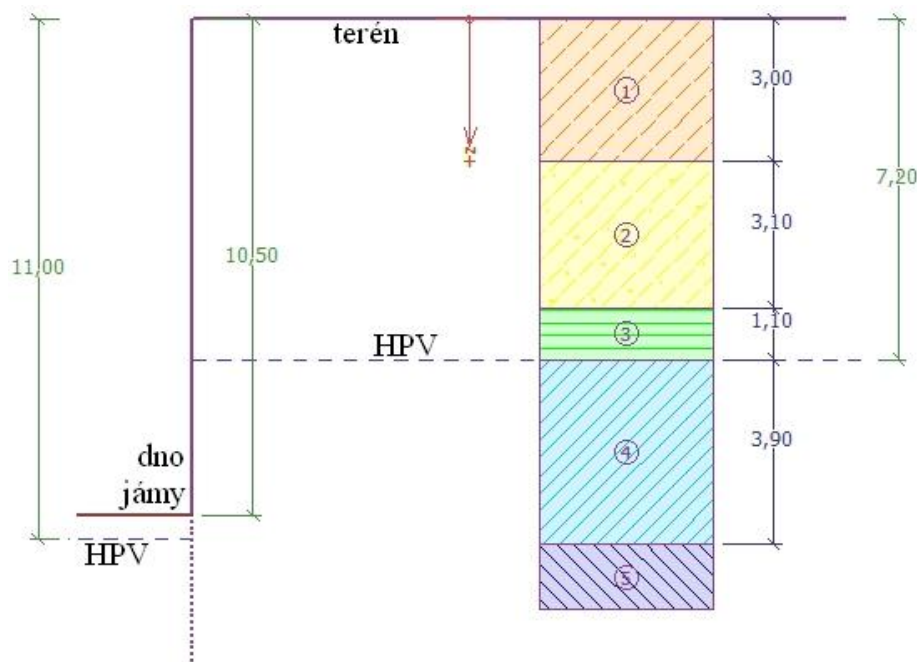
Obr. 4.1 Nastavení pro vzorový příklad

Záložky Profil, Zeminy a Přiřazení byly nastaveny podle Tab. 4.2 a Obr. 4.2.

Modul reakce podloží v záložce Modul Kh byl nastaven na automatická iterace.

V záložce geometrie bylo zvoleno: Typ stěny jako železobetonová obdélníková stěna tl. 0,4 m. Délka stěny je 12,50 m.

V záložce materiál byl nastaven beton C20/25.



Obr. 4.2 Rozložení vrstev

Jednotlivé vrstvy a jejich parametry je možné dohledat v Tab. 4.2 podle čísla vrstvy.

Tab. 4.1 Hloubky záběrů a umístění kotev

		hloubka od povrchu [m]
hloubení	1.fáze	3,5
kotva	2.fáze	3,0
hloubení	3.fáze	8,5
kotva	4.fáze	8,0
dohloubení	5.fáze	10,5

V záložce Hloubení bylo zadáno vodorovné dno bez přitížení. Hloubky záběrů byly zadávány v jednotlivých fázích, ve kterých hloubení probíhá (liché fáze). Hloubky záběrů jsou: 3,50 m; 8,50 m a 10,50 m dle Tab. 4.1.

V záložce Terén je terén nastaven jako vodorovný bez přitížení.

V záložce Voda je hladina podzemní vody uvažována v hloubce 7,20 m. Od 3. fáze je na straně stavební jámy HPV snižována vždy na úroveň 0,5 m pod aktuální dno stavební jámy. Za stěnou je HPV na původní hodnotě – podzemní stěny jsou vodotěsné, tím pádem hladina podzemní vody neklesne. Není uvažováno s prouděním vody pod patou konstrukce.

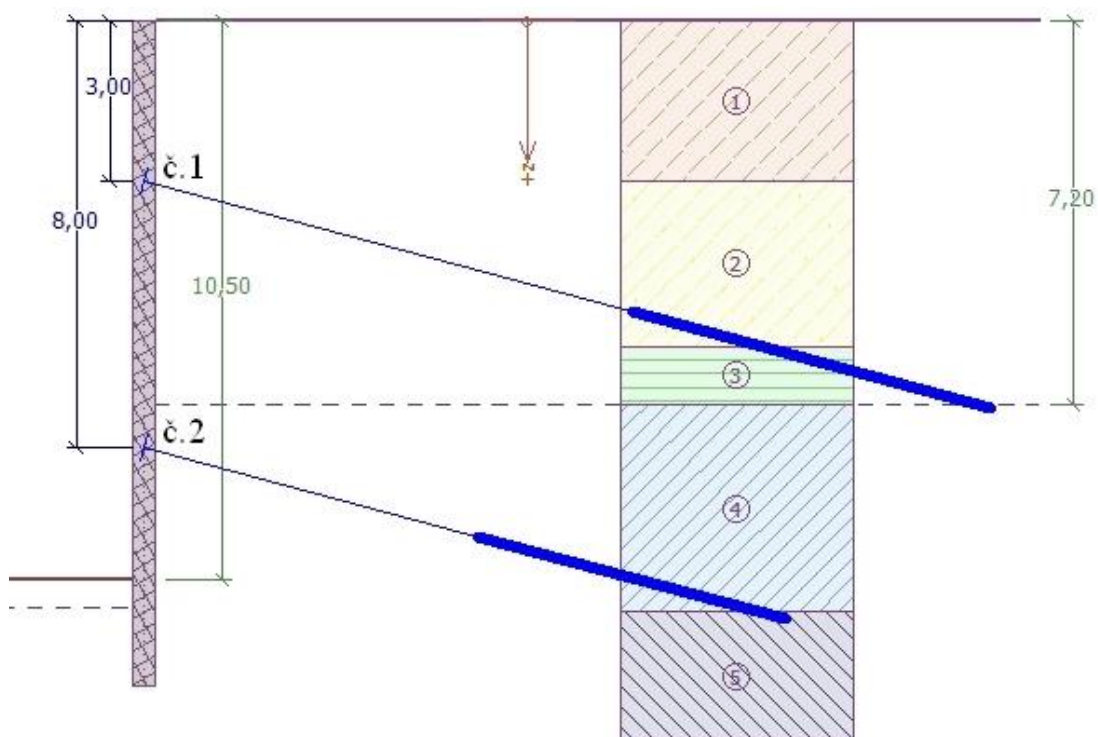
Tab. 4.2 Parametry jednotlivých vrstev

číslo vrstvy	název vrstvy	poznámky	tl. vrstvy [m]	E_{def} [MPa]	γ [kN.m ⁻³]	γ_{sat} [kN.m ⁻³]	φ_{eff} [°]	C_{eff} [kPa]	ν [-]	stáří vrstvy
1.	Štěrk písčítý, Hlína písčítá	navážky, s úlomky cihel	3,0	10,5	21	22	25,5	9	0,39	Kvartér
2.	Hlína písčítá	eolické sedimenty	3,1	7	20	21	25	8	0,40	Kvartér
3.	Prachovitá břidlice	W5, zcela zvětralá	1,1	14	20,75	21,75	20,5	25	0,41	Silur
4.	Prachovitá břidlice	W4-W3, silně až mírně zvětralá	3,9	40	23	24	25	30	0,37	Silur
5.	Prachovitá břidlice	W2, navětralá	-	80	24,75	25,75	30	50	0,34	Silur

V záložce Kotvy byly uvažovány kotvy dle Tab. 4.3. Kvalita ocele kotvy je St 1570/1770. Modul pružnosti byl zadán jako 195 000 MPa. Charakteristické zatížení na mezi kluzu je 660 kN pro kotvu č.1 a 1100 kN pro kotvu č. 2.

Tab. 4.3 Parametry kotev

č. kotvy	Počet lan	A [mm ²]	Hloubka od povrchu [m]	volná délka [m]	délka kořene [m]	sklon [°]	F předpínací [kN]	osová vzd. [m]
1	3	420	3,0	9,5	7,0	15	455	3,0
2	5	700	8,0	6,5	6,0	15	735	3,0



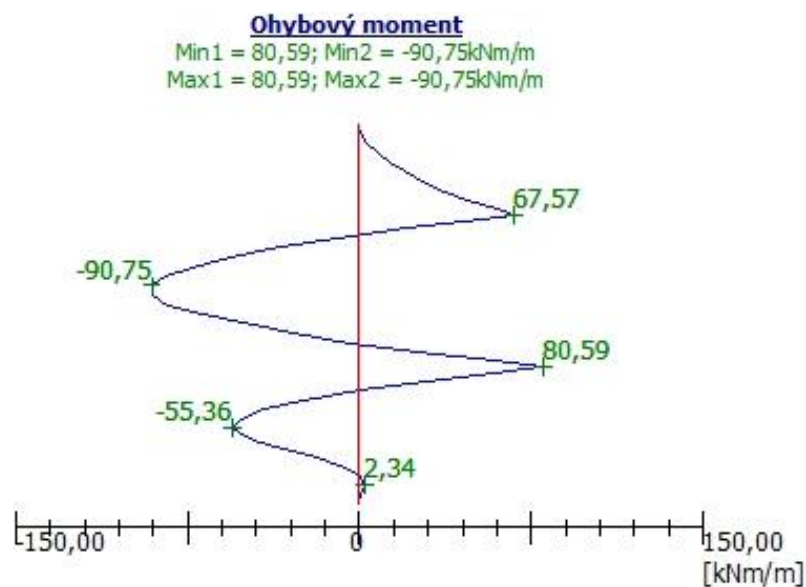
Obr. 4.3 Rozmístění kotev

V záložce Nastavení fáze byla uvažována návrhová situace jako trvalá.

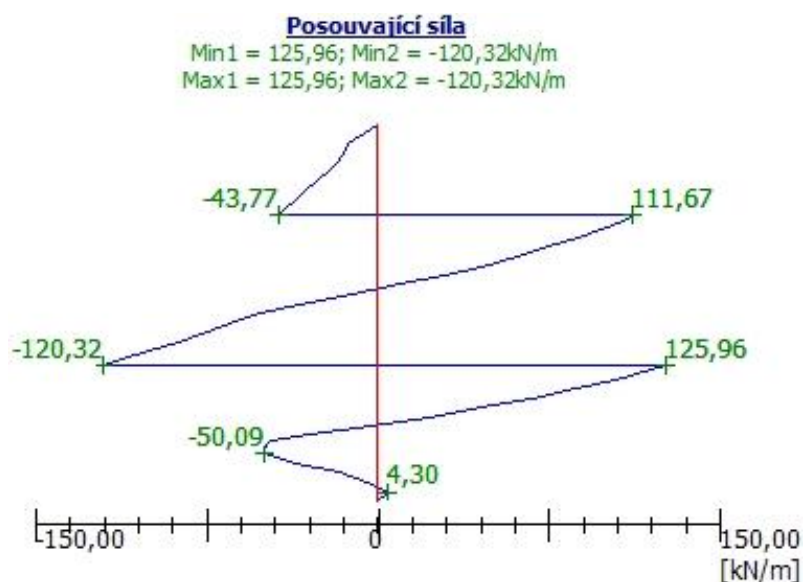
4.1.3 Vyhodnocení

Prezentována bude pouze poslední fáze (5. fáze) výstavby.

Jak lze vidět na Obr. 4.4 a Obr. 4.5, ohybový moment a posouvající síla jsou dle mého názoru vyrovnané.

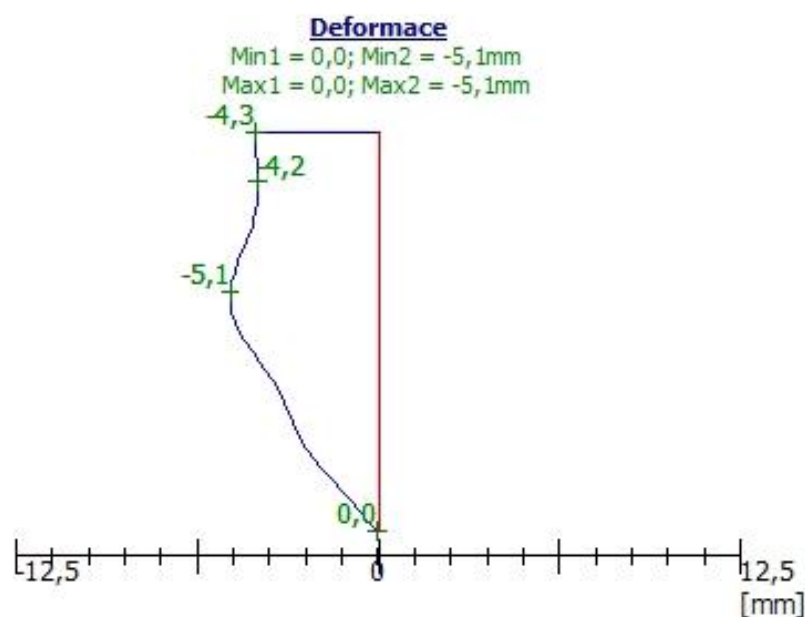


Obr. 4.4 Ohybový moment (5. fáze)



Obr. 4.5 Posouvající síla (5. fáze)

Jak lze vidět na Obr. 4.6, deformace v 5. fázi nepřekračují mnou zvolenou hodnotu 10 mm.



Obr. 4.6 Deformace konstrukce (5. fáze)

Na Obr. 4.7 je možné vidět síly v kotvách z poslední fáze. Síly v kotvách se moc neodchylují od předpínacích sil.

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	3,00	-4,4	482,78
2	8,00	-3,5	764,92

Obr. 4.7 Síly v kotvách (5. fáze)

Jak je patrné z Obr. 4.8, vnitřní stabilita vyhovuje s rezervou.

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max. dovol. síla [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	482,78	844,27	57,18	Vyhovuje
2	764,92	2649,51	28,87	Vyhovuje

Obr. 4.8 Vnitřní stabilita (5. fáze)

Byl proveden zjednodušený výpočet stability svahu (Obr. 4.9). Smyková plocha byla nastavena jako kruhová. V kolonce Metody bylo zadáno: Všechny metody a Typ výpočtu: Standard. Podrobnější posouzení

stability svahu vzorového příkladu, ani bližší zkoumání těchto metod nebylo cílem diplomové práce.

Posouzení stability svahu (všechny metody)		
Bishop :	Využití = 57,8 %	VYHOVUJE
Fellenius / Petterson :	Využití = 64,3 %	VYHOVUJE
Spencer :	Využití = 57,5 %	VYHOVUJE
Janbu :	Využití = 57,3 %	VYHOVUJE
Morgenstern-Price :	Využití = 57,3 %	VYHOVUJE

Obr. 4.9 Vnější stabilita (5. fáze)

Průřez byl posouzen v kartě Dimenzování na smyk, ohyb a trhliny (ponecháno defaultní nastavení). Vyztužení bylo uvažováno defaultní – profil 30 mm; počet: 6 ks/m. Hodnota krytí výztuže byla nastavena na 50,0 mm. Průřez vyhovuje s rezervou (Obr. 4.10).

Výsledky		
SMYK :	VYHOVUJE	(60,2%)
OHYB :	VYHOVUJE	(18,5%)
TRHLINY :	VYHOVUJE	(21,9%)

Obr. 4.10 Posouzení průřezu (5. fáze)

4.1.4 Závěr kapitoly

Cílem diplomové práce nebyl úplný návrh konstrukce vzorového příkladu, pouze zjištění geometrie vyhovující mnou stanoveným podmínkám, která se použije pro parametrickou studii v dalších kapitolách.

Geometrie vzorového příkladu splňuje mnou danou podmínku vyrovnaných momentů u poslední fáze výstavby pro návrhový přístup 2. Pro volbu geometrie vzorového příkladu byla uvažovaná předpínací síla v kotvách jako 2/3 meze kluzu dané kotvy. Limitní deformaci konstrukce jsem si zvolil do 10 mm.

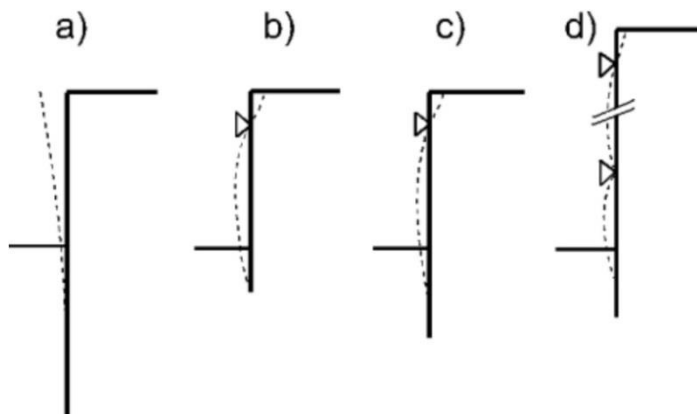
Geometrie vzorového příkladu splňuje mnou dané podmínky a vyhovuje na dílčí zjednodušená posouzení s dostatečnou rezervou. Výše uvedená geometrie bude použita pro řešení popsané v dalších kapitolách.

4.2 Prutové modely (klasická řešení)

Tato kapitola je zaměřena na prutové modely na tuhých podporách s předem stanoveným zatížením. Jedná se o klasické postupy výpočtu pažících konstrukcí, které jsou vhodné ke stanovení velikosti vnitřních sil a dimenzaci prvků pažící konstrukce. Nejsou vhodné ke stanovení deformací.

Ke klasickému postupu patří hlavně tzv. Blumova metoda. Tato metoda umožňuje jednoduché výpočty pro pažící konstrukce nepodepřené (vetknuté), jedenkrát podepřené (v patě volně uložené nebo vetknuté) a dále také vícekrát podepřené konstrukce. Vícekrát podepřené konstrukce se převádějí na výpočet spojitého nosníku.

Pan Blum (1950) došel k závěru (na základě rozsáhlých srovnávacích řešení), že k praktickému výpočtu stačí uvažovat jednoduché trojúhelníkové rozdělení zemních tlaků (i přestože lze metodu použít pro libovolný průběh aktivního tlaku). Tato metoda má jedno omezení, a tím je podmínka přímkově rostoucího pasivního tlaku pod nulovým bodem. Nulový bod (značen H_n , Obr. 4.12) se nachází pod dnem stavební jámy, kde se pasivní a aktivní zemní tlak sobě rovnají. (Turček, 2005), (Masopust, 2016)



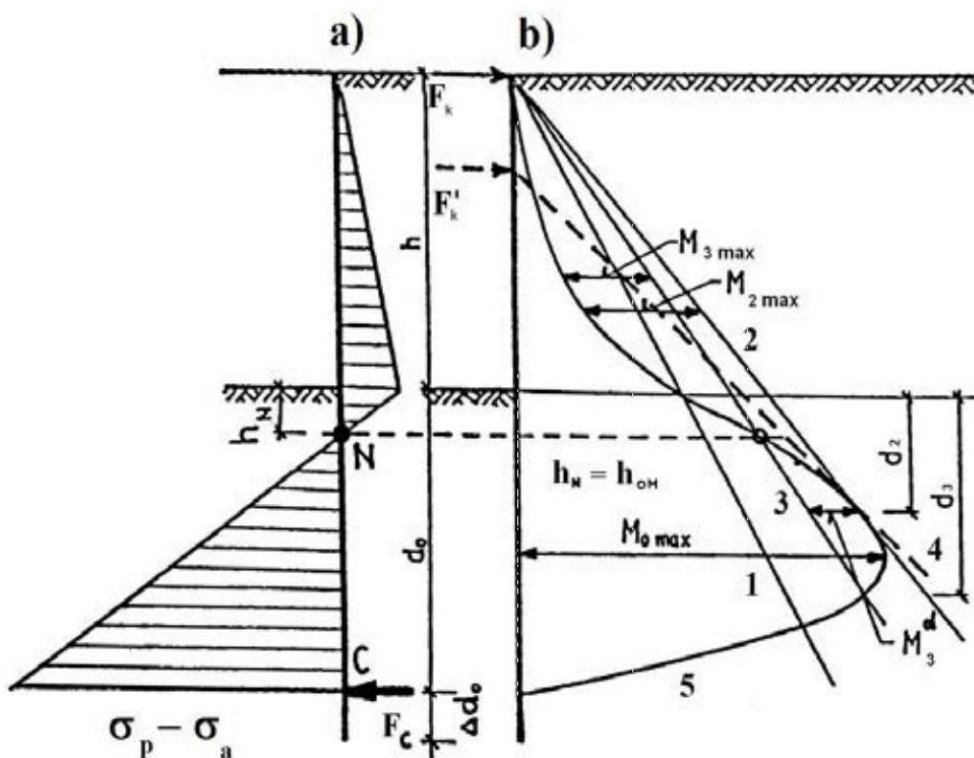
Obr. 4.11 Statické typy pažících konstrukcí

a) vetknutí do dna; b) kotvení s volným uložením paty; c) kotvení s vetknutím paty; d) vícenásobné podepření

(Turček, 2005)

4.2.1 Nepodepřené vetknuté pažící konstrukce

Nekotvená a nerozepřená pažící konstrukce se řeší na principu trojúhelníkového rozdělení zatížení od zemních tlaků. Princip je patrný z Obr. 4.12. Zjednodušené statické řešení předpokládá dokonale tuhý do dna vetknutý nosník. Neznámé veličiny zde jsou hloubka vetknutí konstrukce pod dno jámy a vnitřní síly v konstrukci. (Turček, 2005), (Masopust, 2012)



Obr. 4.12 Statické schéma pro nepodepřenou pažící konstrukci

a) průběh zatížení; b) průběhy momentů

1 – obecná základní čára momentové plochy, 2 – čára pro volné uložení v patě, 3 – čára pro vetknutí v patě, 4 – moment od kotvy pod vrcholem stěny, 5 – průběh momentu na stěně pouze vetknuté do dna (jinak nepodepřené)

(Masopust, 2012)

Řešení úlohy spočívá ve vyřešení 3 statických rovnic rovnováhy, ze kterých se vypočtou neznámé veličiny:

1. d_0 (na Obr. 4.13 až Obr. 4.15 značeno jako d) – potřebná hloubka vetknutí pažící konstrukce pod dno jámy. Ta se vypočte pomocí momentové podmínky rovnováhy kolem bodu

C (Obr. 4.12) a vyřešení kubické rovnice.

2. Δd_0 (na Obr. 4.14 a Obr. 4.15 značeno jako Δd) - potřebné prodloužení vetknutí pro splnění silové podmínky rovnováhy ve vodorovném směru,

Δd_0 se zvětšuje o 0,1 až 0,2 násobek hloubky vetknutí d_0 . Tato hodnota se dá také vypočítat z rozdílu výsledných sil pasivního a aktivního tlaku podělené velikostí pasivního tlaku v hloubce pod dnem jámy, kam sahá neprodloužená pata pažící konstrukce.

3. Pomocí svislé silové podmínky rovnováhy určíme velikost potřebné síly přenášené patou pažící konstrukce, popř. také třením v jejím vetknutí, zde je nutné zajistit 1,5 násobnou bezpečnost pro trvalé konstrukce.

Konstrukce je dimenzována na mimostředný tlak. Maximální moment se nachází pod dnem jámy v místě, kde je posouvající síla nulová.

Při výpočtu je nutné zohlednit:

- Charakter pažící konstrukce pro správnou volbu velikosti zatížení pod dnem stavební jámy. U souvislých pažících konstrukcí (podzemní a štětové stěny) se počítá s pruhem 1,0 m. U nesouvislých konstrukcí (záporové pažení a pilotové stěny) se uvažuje výrazně zmenšená zatěžovací šířka.
- Velikost zemních tlaků působící na konstrukci ve vztahu k očekávaným a přípustným deformacím. V žádném případě nelze kombinovat plnou velikost aktivního zemního tlaku s plnou velikostí pasivního zemního tlaku. Je uvažován tzv. zvýšený aktivní zemní tlak resp. snížený pasivní zemní tlak.

$$S_{a,zv} = S_a + k_1 \cdot (S_0 - S_a) \quad (4.1)$$

$$S_{p,sn} = S_p - k_2 \cdot (S_p - S_0) \quad (4.2)$$

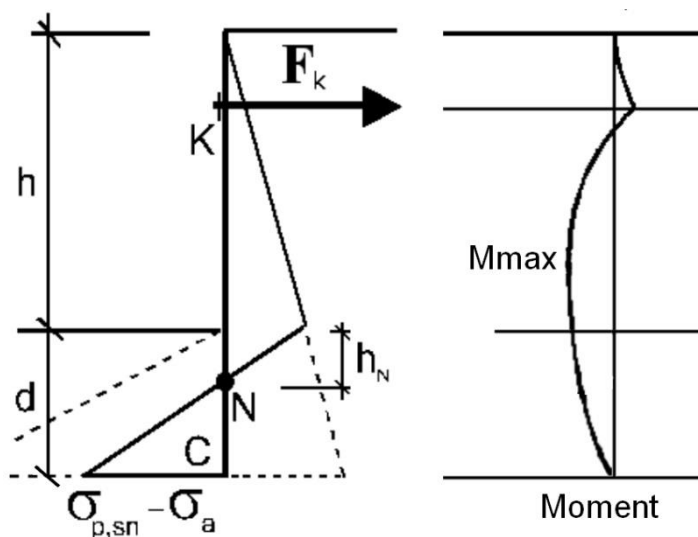
Kde: $S_{a,zv}$ – výslednice zvýšeného aktivního tlaku; $S_{p,sn}$ – výslednice sníženého pasivního tlaku; $k_1, k_2 = 0,33 - 0,66$; S_a – výslednice aktivního tlaku; S_p – výslednice pasivního tlaku; S_0 – výslednice tlaku v klidu.

(Turček, 2005), (Masopust, 2012)

4.2.2 Jednonásobně podepřené pažící konstrukce (volně uložené v patě)

Pažící konstrukce jedenkrát kotvené s volně uloženou patou mají menší hloubku zapuštění pod dno stavební jámy, než stejně kotvené konstrukce s vetknutou patou. Maximální kladný ohybový moment, který je nad dnem stavební jámy, je větší než u stejné geometrie konstrukce s vetknutou patou.

Hloubka zapuštění konstrukce pod dno jámy je spočtena na základě momentové podmínky kolem bodu K ($\sum M_k = 0$). Dostaneme kubickou rovnici s neznámou d (hloubka zapuštění) - Obr. 4.13.



Obr. 4.13 Jedenkrát kotvená stěna volně uložená v patě
převzato z (Turček, 2005)

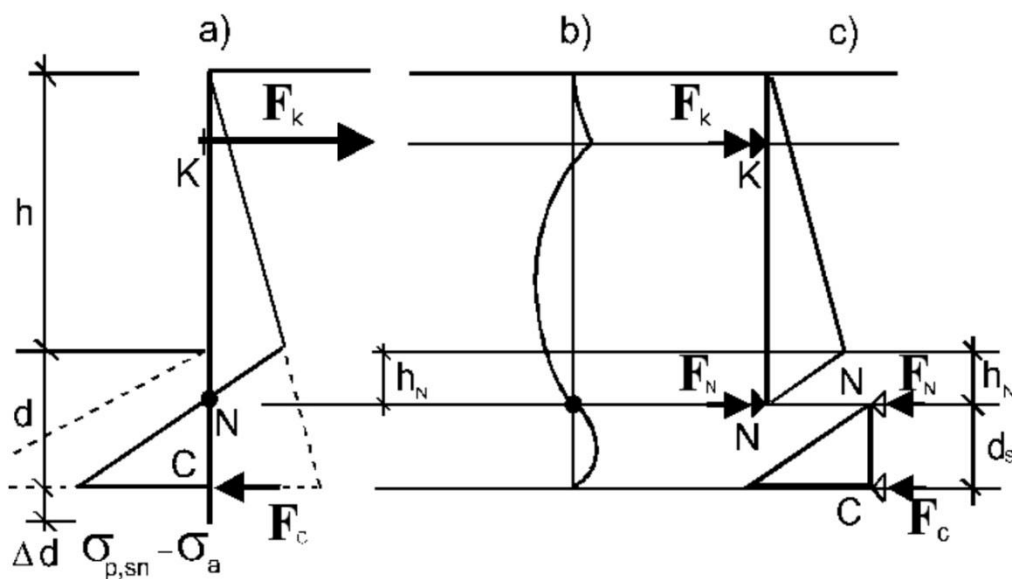
Vypočtená hloubka d se již nezvětšuje, jak je tomu v ostatních případech, protože u staticky určité konstrukce jako je tato, je vodorovná rovnováha sil zajištěna pomocí reakce (F_k), která vznikne v podpoře - Obr. 4.13.

Maximální ohybový moment působí na konstrukci tam, kde je posouvající síla rovna nule (výslednice od aktivního zemního tlaku, který působí na určité vzdálenosti od hlavy konstrukce = síle v kotvě F_k). (Turček, 2005)

4.2.3 Jednonásobně podepřené pažící konstrukce (v patě vetknuté)

Tento typ konstrukce je dvakrát staticky neurčitý a nelze jej řešit pomocí statických podmínek rovnováhy, jak tomu bylo v předchozích případech. I kdybychom uvažovali výhradně horizontální zatížení, vzniká neznámá reakce (kotevní síla).

Tento typ konstrukce se řeší podle Bluma pomocí metody náhradních nosníků (Obr. 4.14).



Obr. 4.14 Jedenkrát kotvená stěna vetknutá v patě

a) rozdělení tlaků, b) ohybové momenty, c) náhradní nosníky s uvažovaným zatížením

(Masopust, 2012)

Blumova metoda náhradních nosníků vychází z předpokladu, že pozice nulového bodu (h_n) a pozice nulového momentu pod dnem stavební jámy se rovnají (Obr. 4.14). Za těchto předpokladů lze v místě nulového momentu tuto staticky neurčitou konstrukci rozdělit na dvě staticky určité konstrukce (prosté nosníky) vložení kloubového spoje (bez ovlivnění zatěžovacího a momentového obrazce) - Obr. 4.14. (Turček, 2005)

Výpočet konstrukce je následující:

- Nejprve se vypočte horní nosník (síla v kotvě F_k a reakce v nulovém bodu F_N , včetně průběhu vnitřních sil).

- Dopačte se délka náhradního nosníku d_s tak, aby byla splněna momentová výminka rovnováhy k patě konstrukce – bod C (nosník je zatížen reakcí F_N a rozdílem tlaků pasivního a aktivního). Dopačte se hodnota reakce F_c , která je závislá na d_s . Součet hodnot d_s a h_n je teoretická hloubka vetknutí d .
- Pro splnění vodorovné podmínky rovnováhy sil, je konstrukce prodloužena o hodnotu Δd (Obr. 4.14). Δd se volí jako 0,1 až 0,2 násobek hloubky vetknutí d . Předpokládá se, že na tuto část bude působit síla F_c a uvede nevyrovnané vodorovné působení zemních tlaků do rovnováhy. Pro zjednodušení se předpokládá s působišťem síly F_c v bodě C. Tuto hodnotu lze i přesně dopočítat dle (4.3):

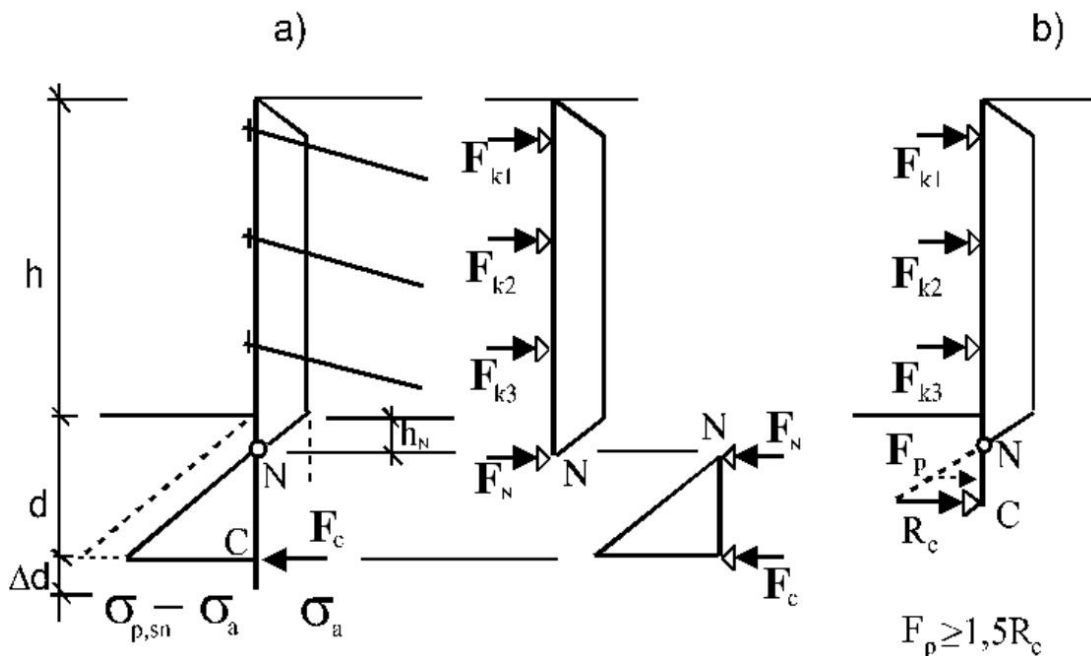
$$\Delta d = \frac{F_c}{\sigma_p^{h+d}} \quad (4.3)$$

Kde: Δd - potřebné prodloužení vetknutí [m]; F_c – reakce spodního náhradního nosníku [N]; σ_p^{h+d} – napětí od pasivního tlaku v hloubce $h+d$ [Pa]

(Geo5 Pažení návrh, 2016), (Turček, 2005)

4.2.4 Vícenásobně kotvené pažící konstrukce

Na Obr. 4.15 je možné vidět schéma přibližného řešení konstrukce při vetknutí v patě a při volném uložení paty u vícenásobně kotvené pažící konstrukce.



Obr. 4.15 Přibližné řešení vícenásobně kotvené konstrukce

a) při vetknutí v patě b) při volném uložení paty

(Turček, 2005)

Konstrukce vetknutá v patě se řeší obdobně jako v předchozím případě – kapitola 4.2.3.

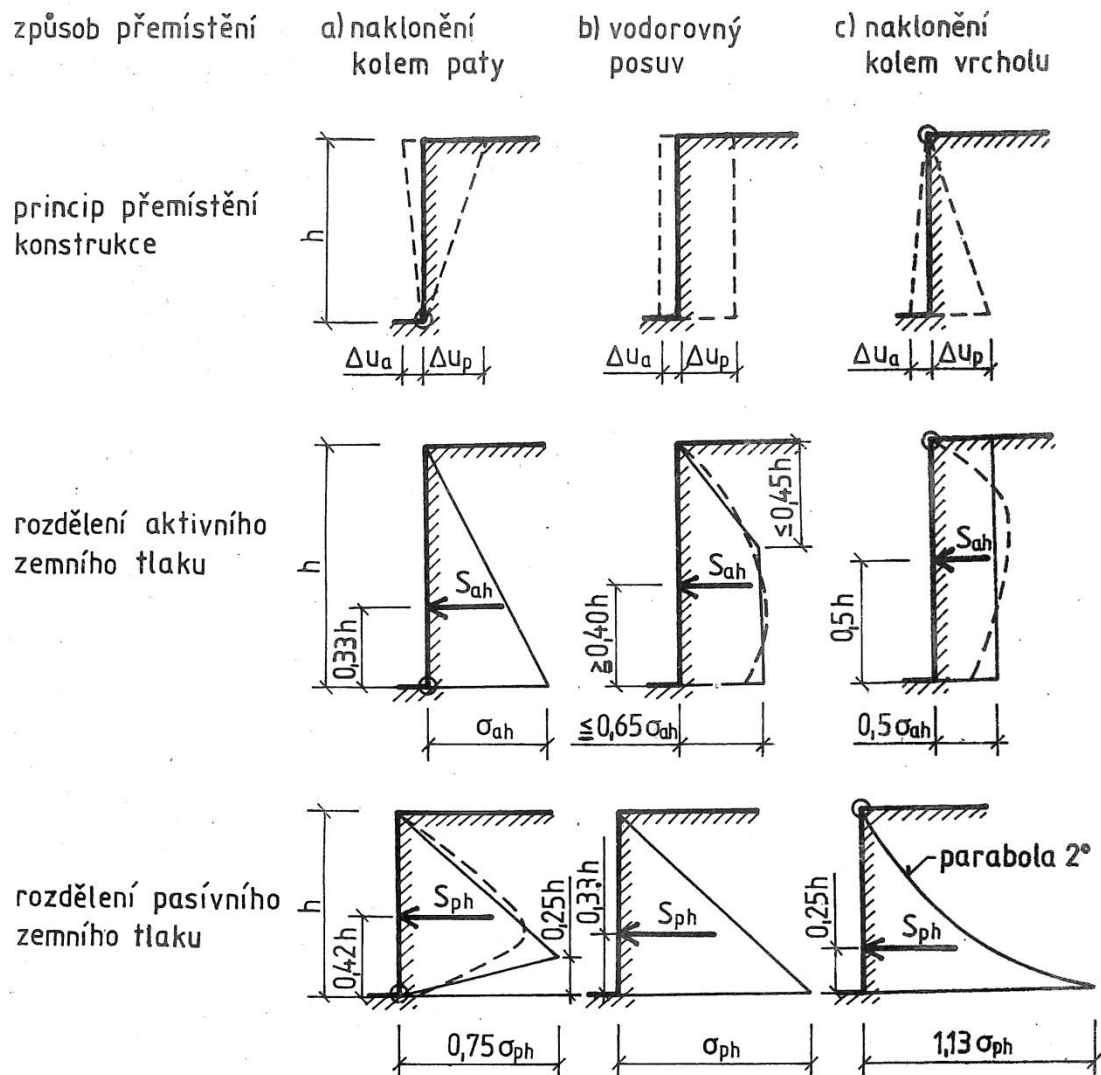
Konstrukce je rozdělena na horní a spodní náhradní nosník. Horní náhradní nosník je uvažován jako spojitý nosník s podporami v místě kotev. Spodní náhradní nosník je uvažován stejně jako v předchozím případě. Na horním spojitém nosníku jsou vypočteny vodorovné síly (včetně průběhu vnitřních sil). Na spodním nosníku se určí hloubka vetknutí.

Konstrukce volně uložená v patě se řeší jako spojitý nosník. Je zvolena hloubka vetknutí a dopočítána velikost výslednice pasivního tlaku F_p . Pokud podmínka velikosti sil F_p a R_c (Obr. 4.15b) není splněna, je nutné hloubku uvažovaného vetknutí zvětšit a výpočet opakovat. (Turček, 2005)

4.2.5 Redistribuce zemního tlaku

Redistribuce (přerozdělení) tlaku je závislé na tuhosti konstrukce a způsobu deformace. Pokud je zabráněno deformacím konstrukce a zeminy, působí na konstrukci zemní tlak v klidu. Výslednice tlaku v klidu je kolmá na rub konstrukce, protože na rubu konstrukce nevzniká tření (třecí úhel konstrukce-zemina $\delta=0$).

Pokud budeme uvažovat dostatečně tuhou konstrukci (deformace pouze pootočením a posunem), můžeme uvažovat rozdělení (redistribuci) zemních tlaků po výšce konstrukce podle Obr. 4.16.



Obr. 4.16 Schéma rozdělení zemního tlaku nesoudržných zemín (ČSN 73 0037)

Hodnoty deformací potřebné pro mobilizaci zemních tlaků z Obr. 4.16 jsou uvedeny na Obr. 4.17.

tlak	nesoudržná zemina	Relativní hodnoty přemístění stěny $\frac{\Delta u}{h}$ pro dosažení hodnoty zemního tlaku			
S_a	kyprá	$\frac{\Delta u_a}{h}$	0,004 až 0,005	0,002 až 0,003	0,008 až 0,01
S_a	ulehlá	$\frac{\Delta u_a}{h}$	0,001 až 0,002	0,0005 až 0,001	0,002 až 0,004
S_p	kyprá	$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,3	0,1	0,15
$0,5 S_p$		$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,04	0,005	0,01
S_p	ulehlá	$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,1	0,05	0,05
$0,5 S_p$		$\frac{\Delta u_p}{h}$	0,025	0,005	0,005

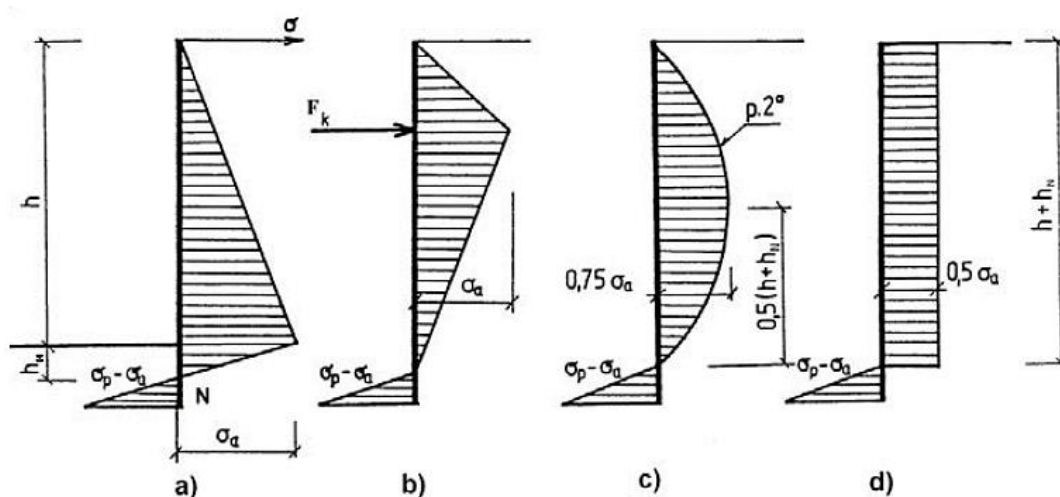
Obr. 4.17 Relativní hodnoty přemístění stěny pro dosažení hodnoty zemního tlaku

levý sloupec – naklonění kolem paty; prostřední sloupec – vodorovný posun; pravý sloupec – naklonění kolem vrcholu

(ČSN 73 0037)

Pokud se konstrukce deformuje pootočením, posunem nebo průhybem, dochází ke změně původního lineárního rozdělení napětí při zemním tlaku (redistribuci).

Na Obr. 4.18 je zobrazena redistribuce původního trojúhelníkového zatížení při zemním tlaku pro jedenkrát podepřenou pažící konstrukci.

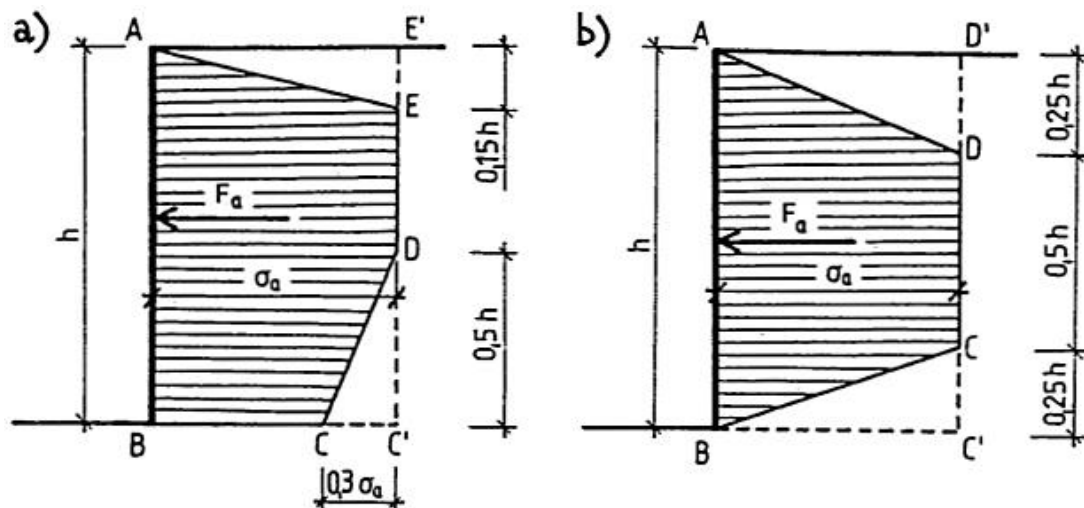


Obr. 4.18 Redistribuce aktivního tlaku u jedenkrát podepřených stěn

a) klasický trojúhelník, b) trojúhelník s vrcholem v úrovni kotvy, c) parabola, d) obdélník

(Masopust, 2012)

Pokud se řeší vícenásobně podepřená pažící konstrukce lze redistribuci napětí od zemního tlaku určit pouze velmi přibližně. Doporučené schéma je zobrazeno na Obr. 4.19.



Obr. 4.19 Doporučené schéma redistribuce zemního tlaku pro vícenásobně podepřené stěny

a) nesoudržné zeminy, b) soudržné zeminy

(Masopust, 2012)

Pokud budeme uvažovat příklad se střídajícími se soudržnými a nesoudržnými vrstvami zemin, je nutné řešit konstrukci pro zatížení s reálnými smykovými parametry v jednotlivých vrstvách, a také pro zatížení s minimálním dimenzačním tlakem (součinitel $K_{a,\min} = 0,20$). Pro dimenzaci pažící konstrukce se použije ten obrazec, který vyvodí nejnepříznivější vnitřní síly. (Masopust, 2016)

4.3 Výpočet prutového modelu

Výpočet proběhl v softwaru GEO5 Pažení návrh od společnosti Fine spol. s r.o.

Geometrie a geologie konstrukce je uvažována ze vzorového příkladu. Spočítána byla poslední fáze výstavby. Budou uvažovány následující návrhové přístupy (dále značeno NP):

- NP1-kombinace 1
- NP1-kombinace 2
- NP2
- NP3

V kartě Nastavení byly měněny pouze návrhové přístupy, ostatní nastavení bylo ponecháno defaultně.

Výpočet byl uvažován pro aktivní tlak. Pasivní tlak byl vypočten automaticky dle defaultního nastavení. Byl uvažován minimální dimenzační tlak s koeficientem $k=0,20$ [-]. Dimenzační tlak je uvažován pouze v první vrstvě, ostatní vrstvy již nejsou ovlivněny. Bylo počítáno se zemním tlakem bez redistribuce.

Výpočtem s redistribucí zemního tlaku se zabývá samostatná kapitola - 4.3.4 Redistribuce zemního tlaku.

Výstupy budou děleny do kapitol dle návrhových přístupů. Na konci celé kapitoly bude uvedeno shrnutí pozorování.

4.3.1 Návrhový přístup 1

Bylo uvažováno následující nastavení pro kombinaci 1 a 2:

Materiály a normy Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037) ▾
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037) ▾
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe ▾
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997 ▾
 Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu ▾

Trvalá návrhová situace Dočasná návrhová situace **Mimořádná návrhová situace** Seismická návrhová situace

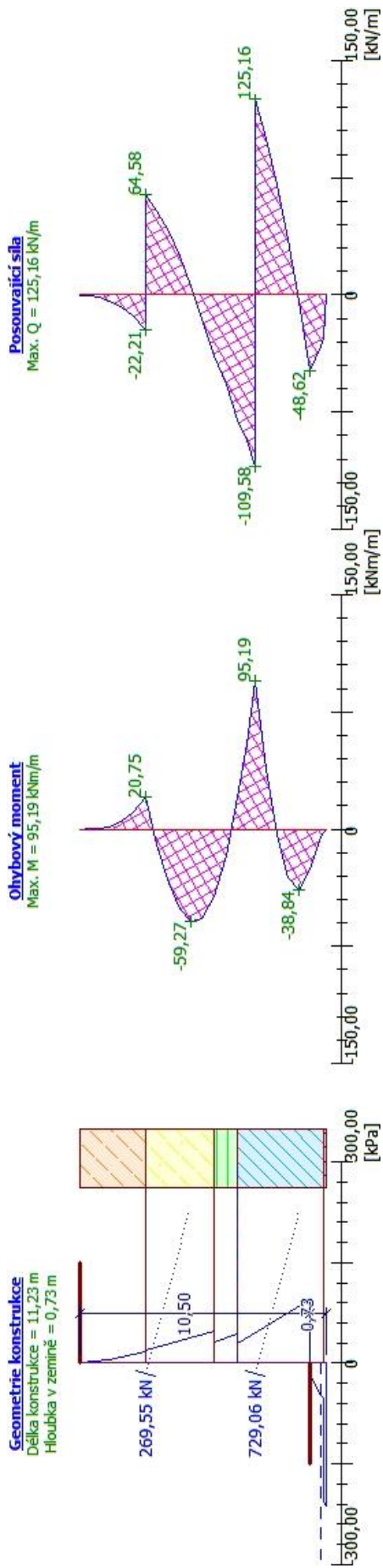
– Součinitele redukce zatížení (F) –

	Kombinace 1		Kombinace 2	
	Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G = 1,35$ [-]	$1,00$ [-]	$1,00$ [-]	$1,00$ [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q = 1,50$ [-]	$0,00$ [-]	$1,30$ [-]	$0,00$ [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w = 1,35$ [-]		$1,00$ [-]	

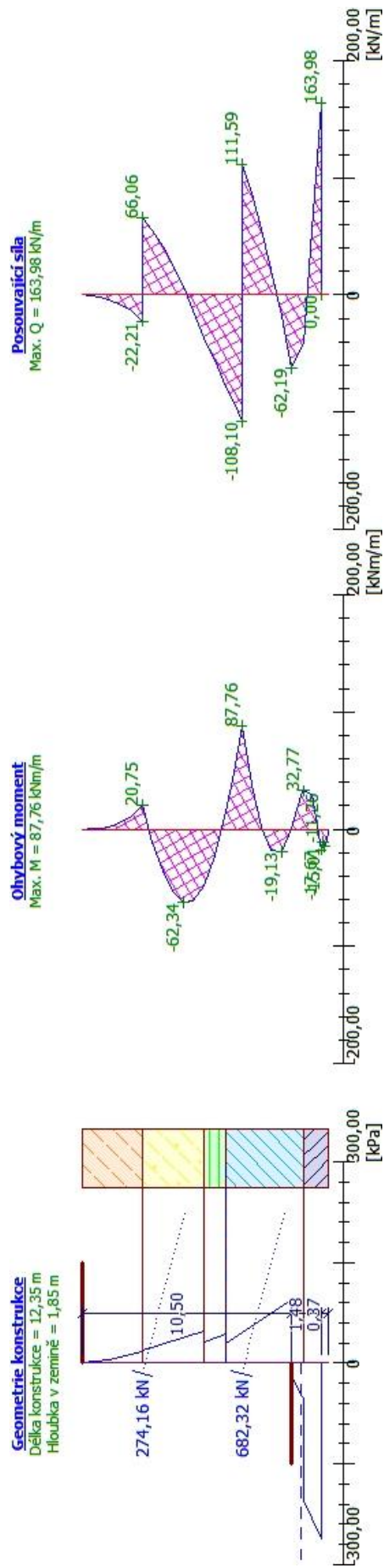
– Součinitele redukce materiálu (M) –

	Kombinace 1		Kombinace 2	
	Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi = 1,00$ [-]		$1,25$ [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c = 1,00$ [-]		$1,25$ [-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} = 1,00$ [-]		$1,40$ [-]	
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_\nu = 1,00$ [-]		$1,00$ [-]	

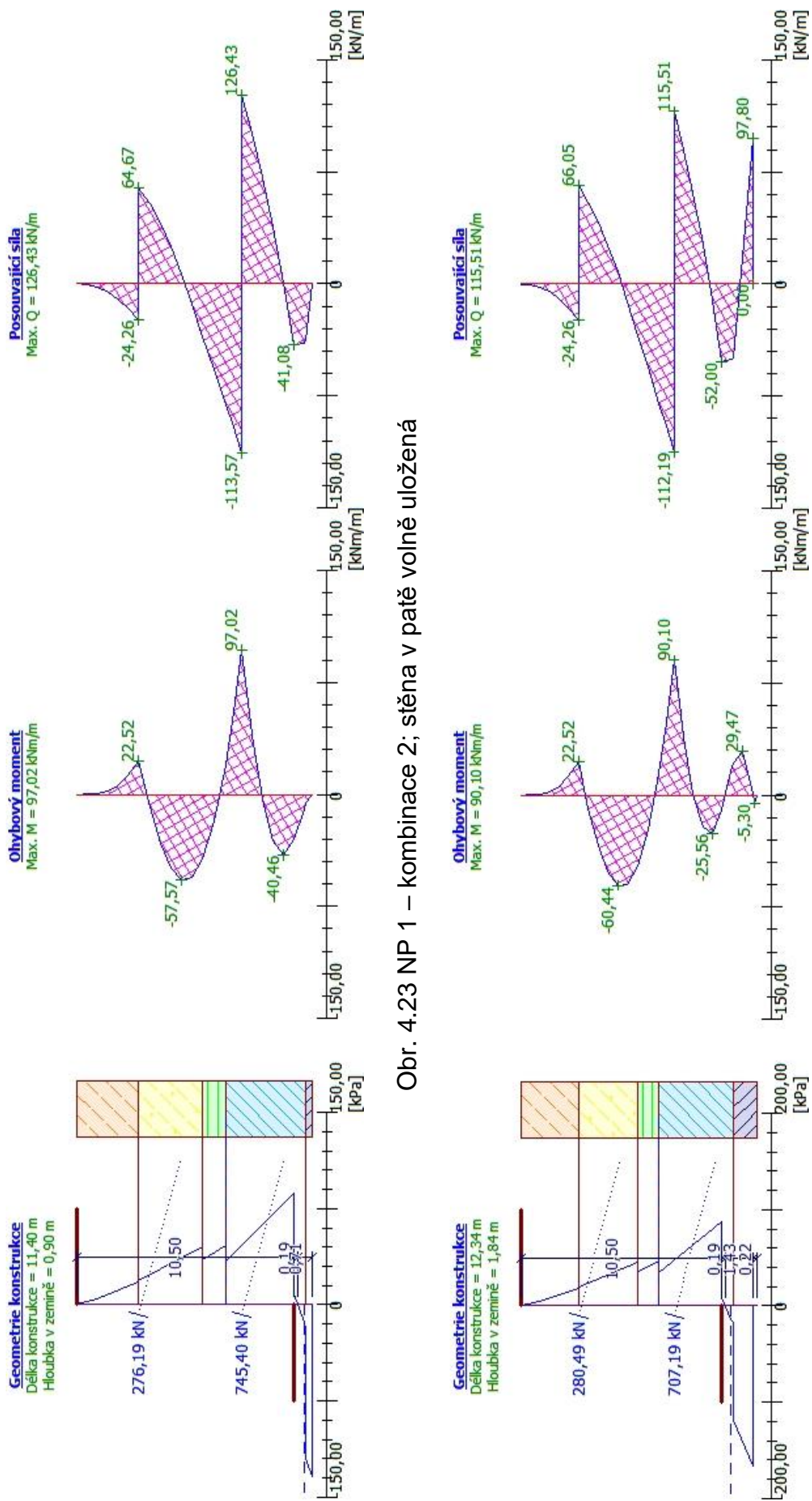
Obr. 4.20 Nastavení pro NP 1 (kombinace 1 a 2)



Obr. 4.21 NP 1 – kombinace 1; stěna v patě volně uložena



Obr. 4.22 NP 1 – kombinace 1; stěna v patě větknutá



Obr. 4.23 NP 1 – kombinace 2; stěna v patě volně uložena

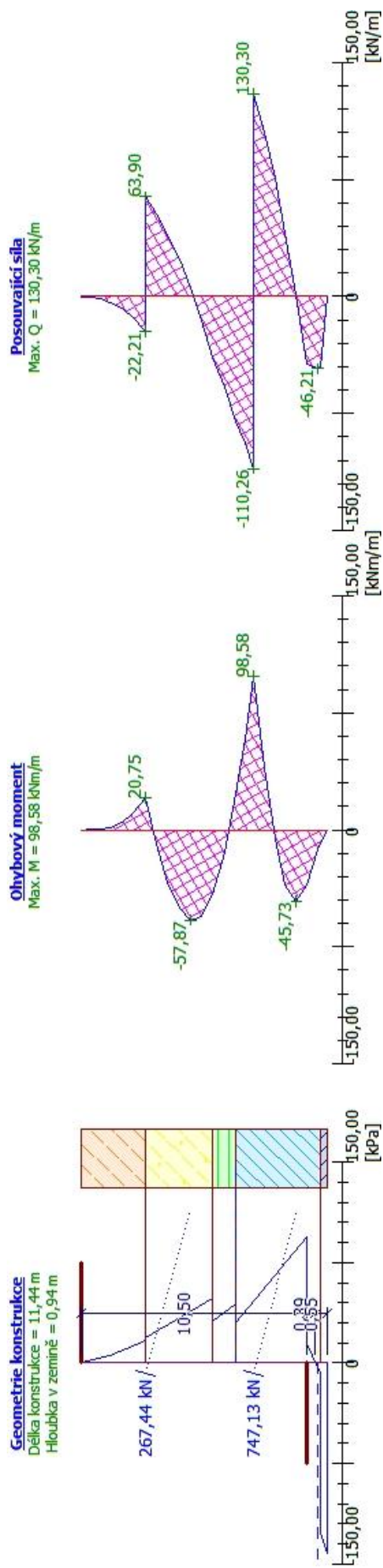
Obr. 4.24 NP 1 – kombinace 2; stěna v patě vešknutá

4.3.2 Návrhový přístup 2

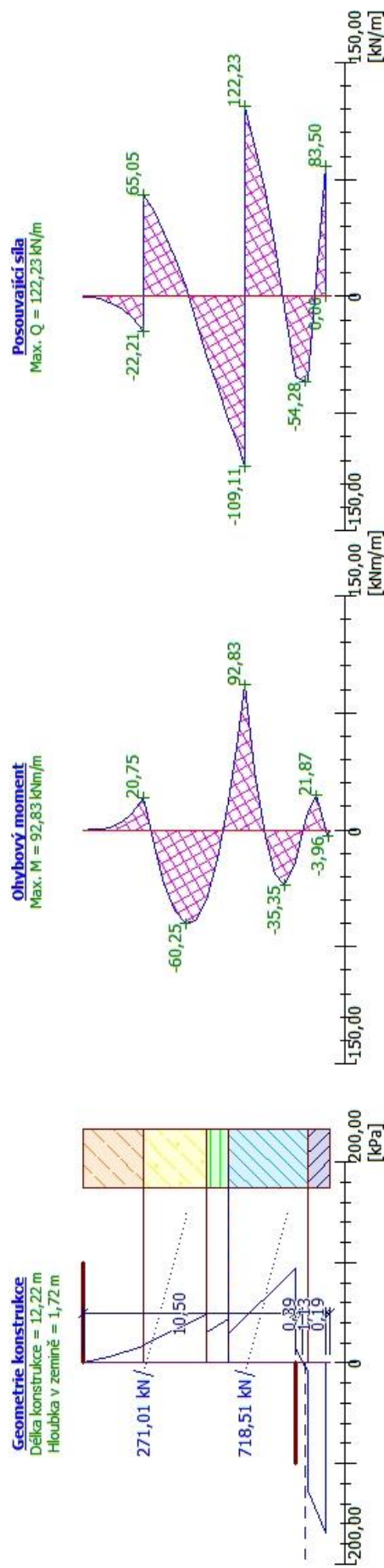
Bylo uvažováno následující nastavení:

Materiály a normy		Výpočet tlaků	
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)		
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)		
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe		
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997		
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu		
Trvalá návrhová situace		Dočasná návrhová situace	Mimořádná návrhová situace
Seismická návrhová situace			
– Součinitele redukce zatížení (F)			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	
– Součinitele redukce odporu (R)			
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Obr. 4.25 Nastavení pro NP 2



Obr. 4.26 NP 2; stěna v patě volně uložena



Obr. 4.27 NP 2; stěna v patě vetknutá

4.3.3 Návrhový přístup 3

Bylo uvažováno následující nastavení:

Materiály a normy Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037) ▾
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037) ▾
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe ▾
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997 ▾
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu ▾

Trvalá návrhová situace Dočasná návrhová situace Mimořádná návrhová situace Seismická návrhová situace

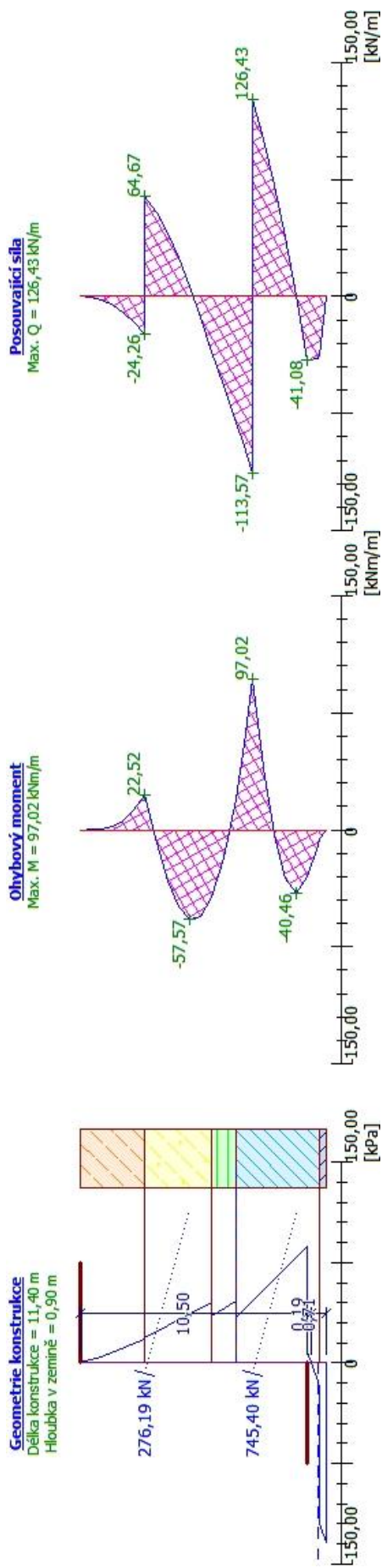
— Součinitele redukce zatížení (F) —

	Stav STR				Stav GEO			
	Nepříznivé		Příznivé		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]	0,00 [-]	0,00 [-]	
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1,00 [-]				

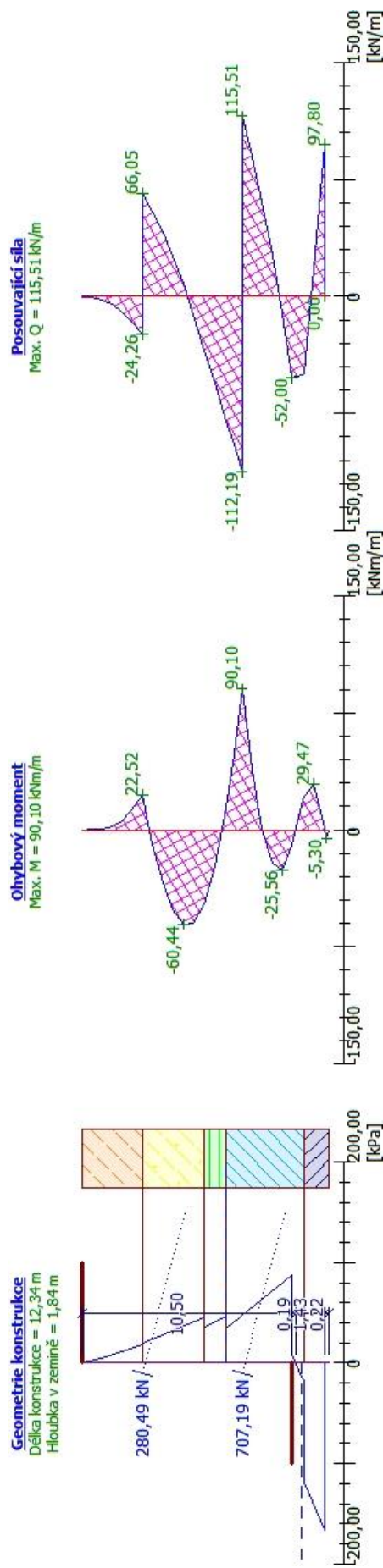
— Součinitele redukce materiálu (M) —

Součinitel redukce úhlu vnitřního tření : $\gamma_\phi =$ 1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti : $\gamma_c =$ 1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti : $\gamma_{cu} =$ 1,40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla : $\gamma_\nu =$ 1,00 [-]

Obr. 4.28 Nastavení pro NP 3



Obr. 4.29 NP 3; stěna v patě volně uložena



Obr. 4.30 NP 3; stěna v patě vetknutá

4.3.4 Redistribuce zemního tlaku

Teorie redistribuce zemního tlaku je řešena v kapitole 4.2.5 - Redistribuce zemního tlaku.

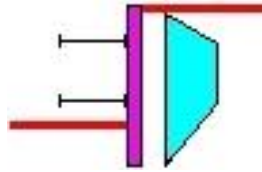
Postup výpočtu tlaku na konstrukci dle nápovědy (Geo5 Pažení návrh, 2016) je následující:

- „vypočte se nulový bod (bod, ve kterém je velikost pasivního tlaku na líci konstrukce shodná s velikostí zemního tlaku za konstrukcí - neboli celkový součet tlaků v daném bodě je nulový),
- vypočte se základní tlak za konstrukcí do hloubky nulového bodu. U výpočtu aktivního tlaku je možné uvažovat minimální dimenzační tlak,
- dopočte se obrazec zvoleného tvaru o stejné ploše, jako je plocha základního tlaku (redistribovaný tlak). Redistribuje se vždy pouze základní zemní tlak, který je spočten na základě geologického profilu. Zemní tlak od účinků podzemní vody popř. přetížení se neredistribuuje,
- k spočtenému redistribuovanému tlaku se přičte tlak od přetížení resp. od zemětřesení (celkový tlak)“.

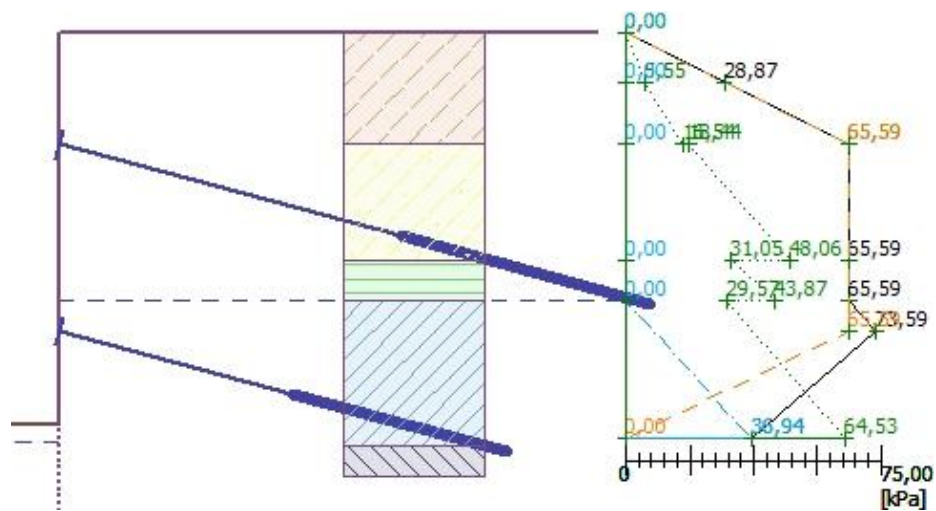
Pro vícenásobně kotvenou stěnu byly uvažovány dvě varianty redistribuce.

Tlak byl spočten do nulového bodu. Výpočet byl proveden pouze pro návrhový přístup 2.

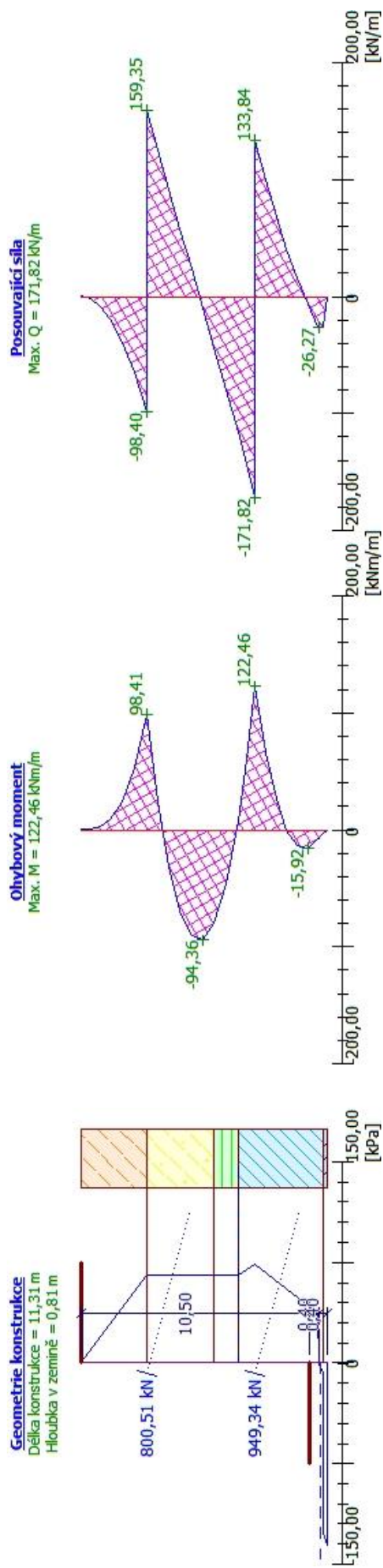
Pro variantu 1 je uvažovaný obrazec redistribuce následující (Obr. 4.31). Program automaticky dopočítává polohu maximálního tlaku podle umístění zadaných kotev. (Geo5 Pažení návrh, 2016)



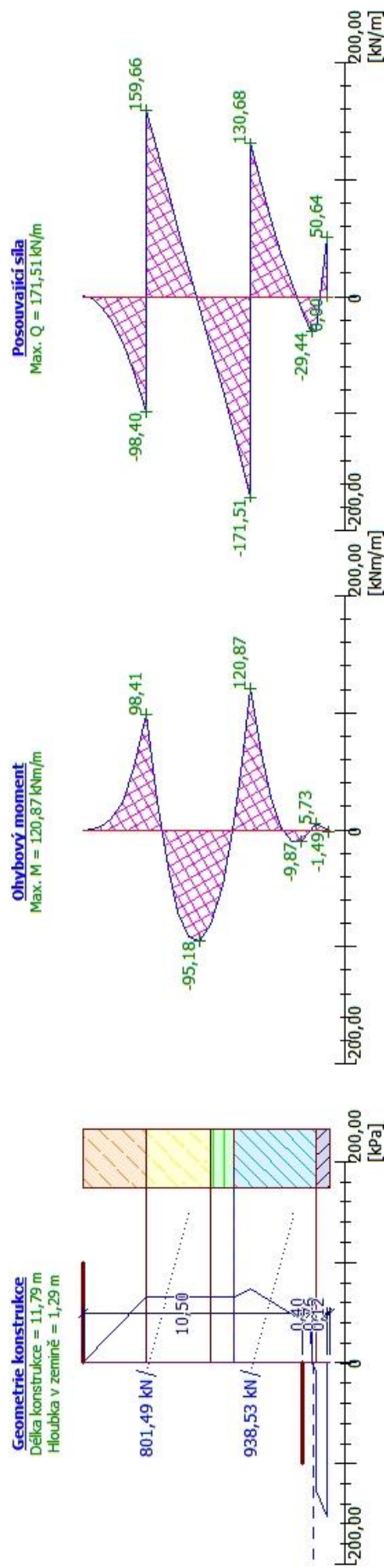
Obr. 4.31 Obrazec redistribuce zemního tlaku, varianta 1
(Geo5 Pažení návrh, 2016)



Obr. 4.32 Výpočet obrazce redistribuce zemního tlaku, varianta 1
modrá – voda; zelená – základní tlak; oranžová – redistribuce; černá –
celkový tlak

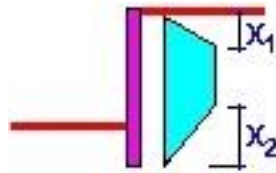


Obr. 4.33 NP 2 – Redistribuce; Varianta 1; stěna v patě volně uložena



Obr. 4.34 NP 2 – Redistribuce; Varianta 1; stěna v patě vešknutá

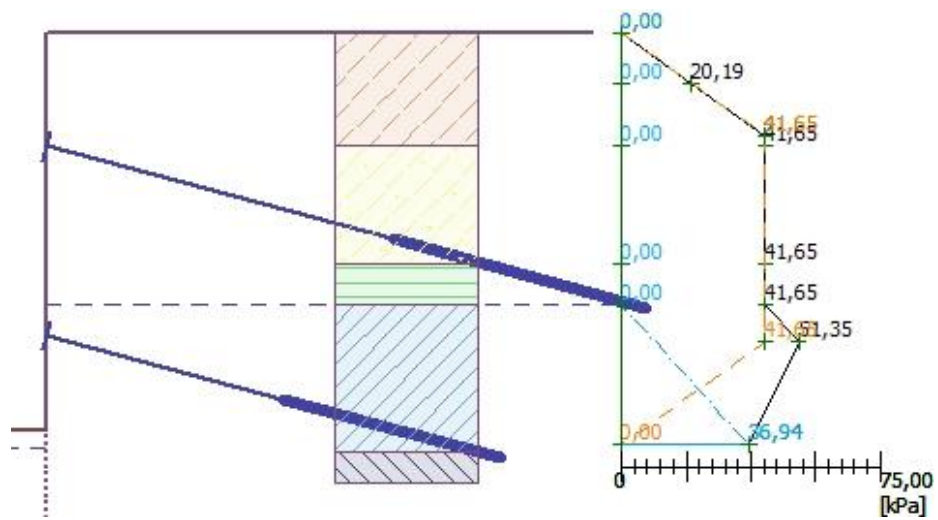
Pro variantu 2 je uvažovaný obrazec následující (Obr. 4.35)



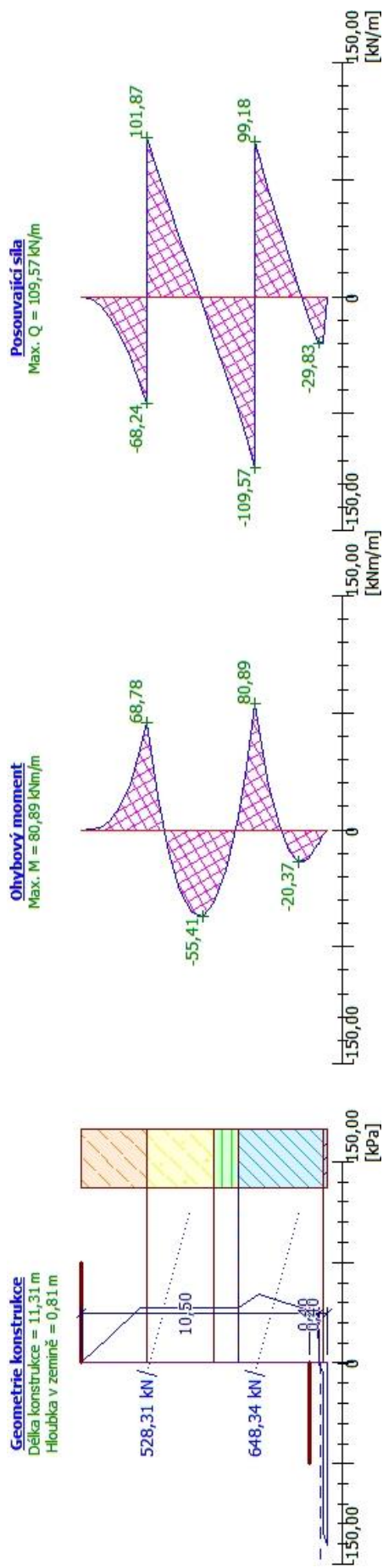
Obr. 4.35 Obrazec redistribuce zemního tlaku, varianta 2

$$X_1 = 0,25 [-]; X_2 = 0,25 [-]$$

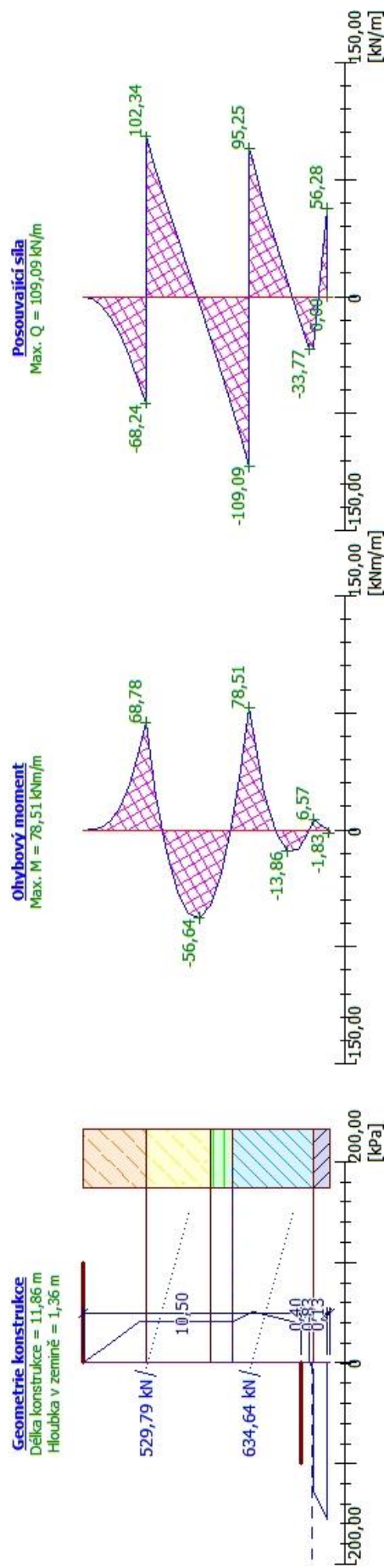
(Geo5 Pažení návrh, 2016)



Obr. 4.36 Výpočet obrazce redistribuce zemního tlaku, varianta 2
modrá – voda; oranžová – redistribuce; černá – celkový tlak



Obr. 4.37 NP 2 – Redistribuce; Varianta 2; stěna v patě volně uložena



Obr. 4.38 NP 2 – Redistribuce; Varianta 2; stěna v patě vešknutá

4.3.5 Závěr kapitoly

Při řešení konstrukcí klasickými metodami je nutné vycházet z předpokladů, že každá fáze výstavby je zkoumána bez ohledu na předcházející fázi, neuvažuje se popuštění kotev a skutečné rozdělení zemního tlaku je nahrazeno zjednodušenou soustavou zatížení. (Turček, 2005)

V programu GEO5 Pažení návrh byla spočtena konstrukce pro NP 1-3. Geometrie konstrukce vychází ze vzorového příkladu. Dále byla spočtena redistribuce zemního tlaku pro NP 2.

Byla zkoumána pouze poslední fáze výstavby, neboť klasické metody (prutové modely; program Geo5 Pažení návrh) nepočítají s předchozími fázemi.

Průběhy momentů a posouvajících sil v jednotlivých NP jsou si velmi podobné, proto nebyly předmětem srovnávání.

Srovnání NP2 a NP1 - kombinace 1:

Z výstupů je patrné, že NP2 redukuje pasivní odpor. Tedy velikost pasivního tlaku NP2 je menší než v případě NP1 – kombinace 1 (cca 1,4 krát). U NP2 můžeme pozorovat větší síly ve spodní kotvě (u konstrukce s volně uloženou patou o cca 3 %, u vetknuté o cca 5 %).

Srovnání NP3 a NP1 – kombinace 1:

U NP3 byl pozorován menší spočtený pasivní tlak (cca o 55 %) a větší síla ve spodní kotvě (o cca 3 %).

Srovnání NP3 a NP1 – kombinace 2:

Z výstupů je patrné, že výsledky NP3 jsou totožné s výsledky NP1 – kombinace 2. Návrhové přístupy mají identické dílčí součinitele.

Srovnání NP2 a NP3 (NP1 – kombinace 2):

Pro námi stanovenou konstrukci jsou rozdíly nepatrné. Síly v kotvách, hodnoty aktivního a pasivního tlaku a průběhy momentů jsou si velmi podobné.

Maximální vliv NP na daný prvek (není uvažovaná redistribuce u NP2):

Největší síla v horní kotvě: NP 3 (pata vetknutá) = NP1 – kombinace 2 (pata vetknutá).

Největší síla ve spodní kotvě: NP 2 (pata volně uložená).

Největší nutná hloubka zapuštění: NP1 – kombinace 1 (pata vetknutá).

Nejmenší nutná hloubka zapuštění: NP1 – kombinace 1 (pata volně uložená).

Obecně lze říct, že daná konstrukce s patou volně uloženou má více namáhanou spodní kotvu a menší vypočtenou hloubku zapuštění než konstrukce s patou vetknutou.

Srovnání redistribuce Varianta 1 a Varianta 2:

Z výstupů je patrné, že Varianta 1 vyvolává nepříznivější vnitřní síly (ohybový moment v poli o cca 70 % a nad podporami o cca 50 %) a síly v kotvách (o cca 50 %) než Varianta 2. Toto platí jak pro konstrukci v patě volně uloženou, tak i v patě vetknutou.

Srovnání NP2 bez redistribuce a NP2 s redistribucí (Varianta 1):

Vzhledem k tomu, že Varianta 1 poskytuje nepříznivější výsledky, bude uvažována pro srovnání. Bylo zjištěno, že redistribuce má vliv na zvýšení sil v obou kotvách a zároveň má vliv na snížení nutné délky zapuštění paty pod dno stavební jámy.

4.4 Metoda závislých tlaků

Metoda závislých tlaků (dále zkratkou MZT) byla vynalezena roku 1978. Tato metoda byla použita ve větší míře při zajištění stavební jámy pro dostavbu Národního divadla téhož roku. V dnešní době tuto metodu používají například programy GEO5 firmy Fine spol. s r.o.

Princip MZT spočívá v tom, že velikost a rozdělení zemního tlaku závisí na deformaci pažící konstrukce a základové půdy. Z diagramu vyjadřujícího tuto závislost lze pro libovolný bod pažící konstrukce získat velikost napětí. Na tomto základě lze z výchozího zatížení (např. zemní tlak v klidu, kde je výchozí deformace nulová) pomocí iteračního postupu získat konečné rozdělení zemního tlaku, které odpovídá měnícímu se přetvoření pažící konstrukce při výstavbě.

K této metodě lze přistupovat dvěma způsoby.

4.4.1 První způsob

Metoda se řeší pomocí diferenciální rovnice ohybové čáry nosníku (4.4).

$$(EI) \cdot \frac{d^4 y}{(dz)^4} = \sigma_{(y,z)} \quad (4.4)$$

Kde: EI – tuhost pažící konstrukce [$N \cdot m^2$]; $\sigma_{(y,z)}$ – vodorovné napětí od zemního tlaku v hloubce z [Pa], které závisí na vodorovné deformaci y [m].

Vodorovné napětí $\sigma_{(y,z)}$ je funkcí hloubky z a vodorovného posunu y .

$$\sigma_{(y,z)} = K_{(y,z)} \cdot \sigma_{z,(z)} \quad (4.5)$$

Kde: $K_{(y,z)}$ – součinitel zemního tlaku v hloubce z , jeho velikost je dána velikostí a směrem vodorovné deformace [-]; $\sigma_{z,(z)}$ – svislé napětí v hloubce z [Pa].

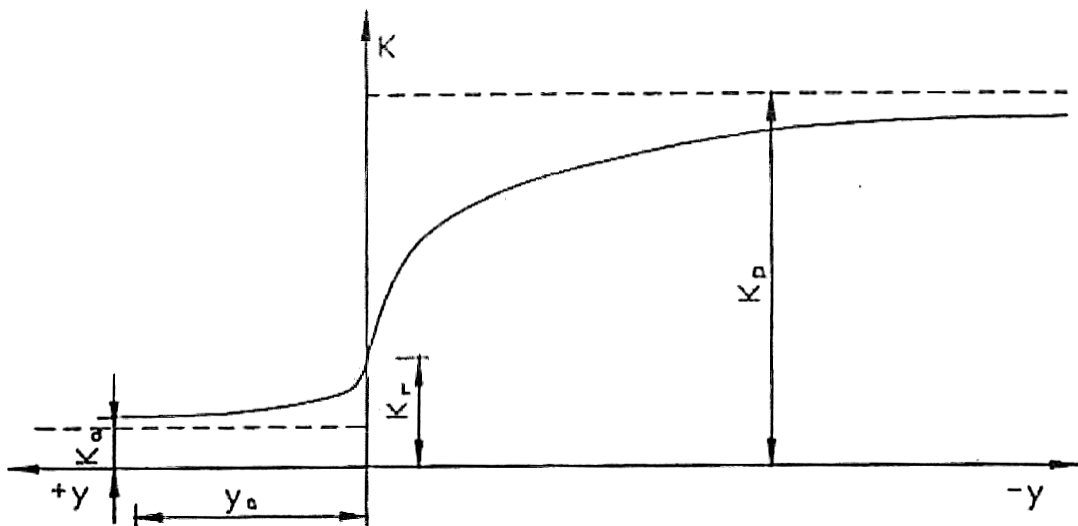
Pro součinitel zemního tlaku $K_{(y,z)}$ platí:

$$K_{a,(z)} \leq K_{(y,z)} \leq K_{p,(z)} \quad \text{a} \quad (4.6)$$

$$K_{(0,z)} = K_{r,(z)}$$

Kde: $K_{a,(z)}$ – součinitel aktivního zemního tlaku [-]; $K_{p,(z)}$ – součinitel pasivního zemního tlaku [-]; $K_{r,(z)}$ – součinitel zemního tlaku v klidu [-].

Na Obr. 4.12 je zobrazen příklad funkce, která popisuje velikost součinitele zemního tlaku $K_{(y,z)}$.



Obr. 4.39 Příklad funkce $K_{(y,z)}$ složené ze dvou větví hyperbol
(Masopust, 2016)

Tato funkce je složená křivka, která se skládá ze dvou větví hyperbol, které mají společný bod i tečnu v bodě $y = 0$, a vodorovných asymptot, které znázorňují velikost K_a a K_p . Tato funkce je spojitá, nemá lokální extrémů v intervalu (K_a, K_p) a nesmí mít svislou tečnu v tomto intervalu. (Masopust, 2016)

Hluběji se touto první metodou diplomová práce nebude již zabývat.

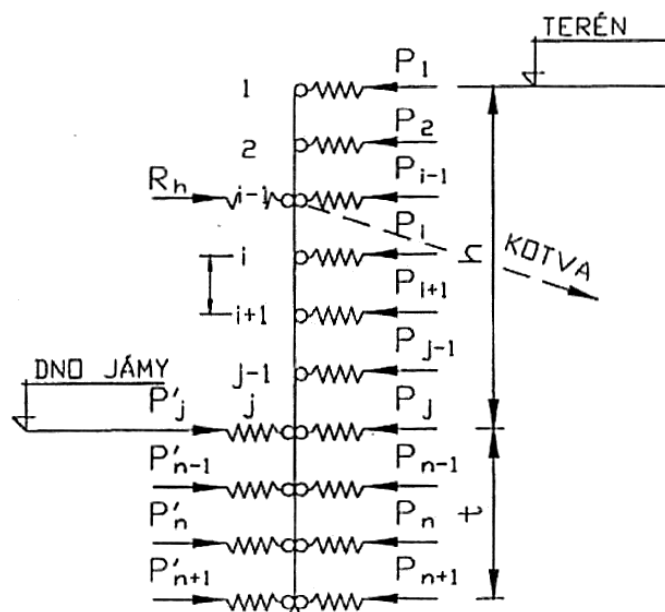
4.4.2 Druhý způsob

Druhý způsob je založen na předpokladu, že zemina (resp. hornina) se chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota. Hmota je definována:

- modulem reakce podloží k_h , který charakterizuje přetvoření v pružné oblasti,
- omezujícími deformacemi určené rovnicemi (4.10) a (4.11) – pokud jsou překročeny, hmota se začne chovat jako ideálně plastická.

(Metoda závislých tlaků, 2016)

Výpočtové schéma je zobrazeno na Obr. 4.40. Závislost velikosti napětí při zemním tlaku na deformaci je zobrazena na Obr. 4.41.



Obr. 4.40 Výpočetní schéma Winklerovského modelu ohebné pažící konstrukce

(Masopust, 2016)

Stanoví se jednotlivé síly P_i :

$$\sigma_i = k_{h,i} \cdot y_i \quad (4.7)$$

$$\frac{P_i}{b \cdot z} = k_{h,i} \cdot y_i \quad (4.8)$$

$$P_i = k_{h,i} \cdot y_i \cdot (b \cdot z) \quad (4.9)$$

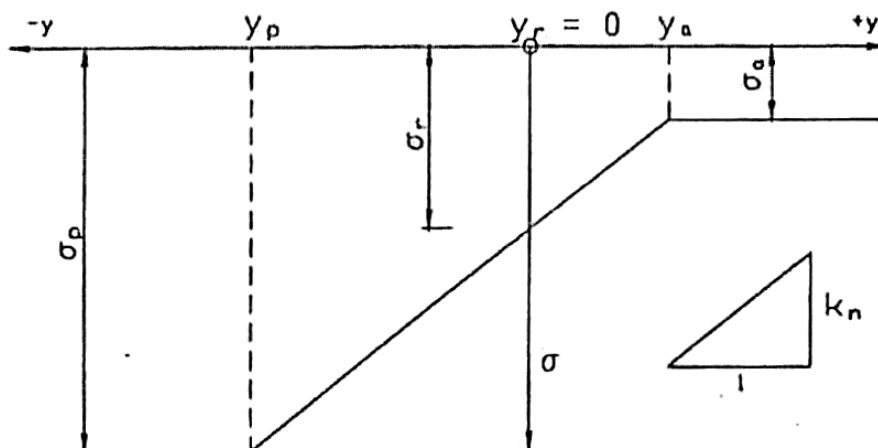
Kde: σ_i – napětí daného zemního tlaku [Pa]; P_i – síla od daného zemního tlaku [N]; $k_{h,i}$ – modul reakce podloží [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$]; y_i – deformace [m]; b – uvažovaná šířka konstrukce [m]; z – délka dílku konstrukce [m].

Orientace posunů stěny stavební jámy jsou zobrazeny na Obr. 4.42. Z Obr. 4.41 lze stanovit velikosti mezních deformací y_a , y_p .

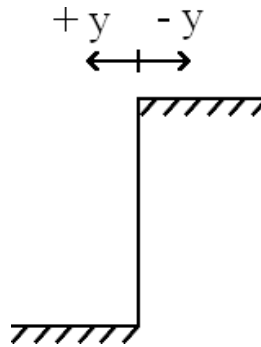
$$y_a = \frac{(\sigma_r - \sigma_a)}{k_h} \quad (4.10)$$

$$y_p = \frac{(\sigma_r - \sigma_p)}{k_h} \quad (4.11)$$

Kde: y_a – mezní deformace pro vznik aktivního zemního tlaku [m]; y_p – mezní deformace pro vznik pasivního zemního tlaku [m]; σ_a – napětí aktivního zemního tlaku [Pa]; σ_r – napětí zemního tlaku v klidu [Pa]; σ_p – napětí pasivního zemního tlaku [Pa]; k_h – modul reakce podloží [$\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$].



Obr. 4.41 Závislost velikosti napětí při zemním tlaku na deformaci
(Masopust, 2016)



Obr. 4.42 Orientace posunů stěny stavební jámy

Dle Obr. 4.41 a dle Winklerovy hypotézy:

- na intervalu (y_a, y_p) se zemina (hmota) chová dokonale pružně. To znamená, že platí lineární závislost mezi velikostí napětí při zemním tlaku a deformací. Konstantou této úměrnosti je modul reakce podloží k_h .
- mimo interval se hmota chová dokonale plasticky. Tedy velikost napětí zůstává konstantní a není závislá na posunu.

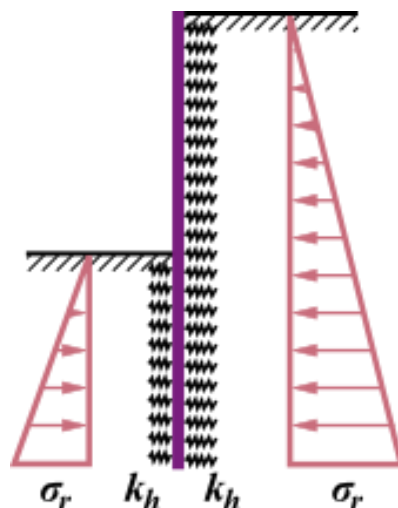
$$\text{Pro } y \in (y_a, y_p): \quad \sigma = \sigma_r - k_h \cdot y \quad (4.12)$$

$$y \geq y_a: \quad \sigma = \sigma_a \quad (4.13)$$

$$y \leq y_p: \quad \sigma = \sigma_p \quad (4.14)$$

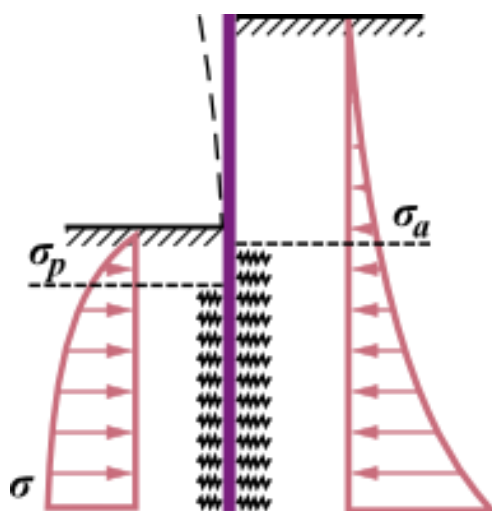
Postup výpočtu je následující:

- Výpočet je prováděn v iteračních cyklech. V prvním cyklu se všem prvkům přiřadí modul reakce podloží k_h a konstrukce je zatížena tlakem v klidu. Provede se výpočet deformace.



Obr. 4.43 Schéma konstrukce v prvním cyklu
(Metoda závislých tlaků, 2016)

- Zkontrolují se podmínky (4.12), (4.13) a (4.14). Pokud dojde v některé oblasti k překročení y_a nebo y_p , je místo pružné podpory dosazena síla P_a nebo P_p , která odpovídá plné hodnotě napětí při aktivním nebo pasivním zemním tlaku. Tedy hodnota $k_{h,i}$ je nastavena na 0 a stěna je v místě zatížena aktivním nebo pasivním zemním tlakem.
- Výpočet se opakuje (započne další iterační cyklus). Výpočet se opakuje tak dlouho, dokud nejsou splněny všechny podmínky - (4.12), (4.13) a (4.14).



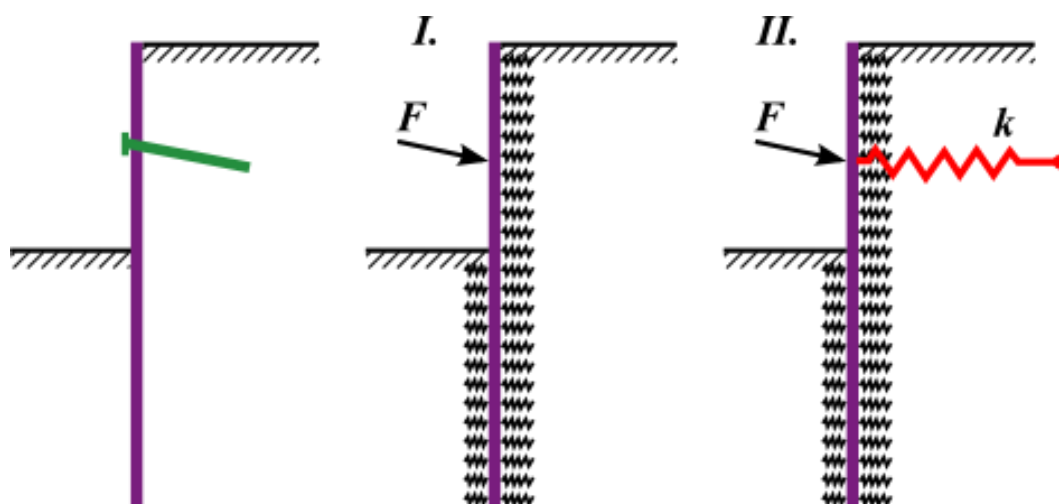
Obr. 4.44 Schéma konstrukce během iterací
(Metoda závislých tlaků, 2016)

Souběžně musí být splněny rovnice rovnováhy. Tedy součet všech vodorovných sil je roven nule a momentová podmínka rovnováhy (například kolem paty konstrukce). Pro kotvicí prvky (kotvy nebo rozpěry) je možné zadat pracovní diagram (závislost síly na deformaci). (Masopust, 2016); (Metoda závislých tlaků, 2016)

Výpočetní program GEO5 Pažení posudek uvažuje s plastickou deformací stěny při výpočtu dalších fází. Při návrhu je tedy nutné do programu vždy zadávat jednotlivé fáze budování, které odpovídají reálnému postupu realizace konstrukce. Podpory jsou zadávány na již deformovanou konstrukci. Program GEO5 Pažení posudek provádí výpočet deformační variantou metody konečných prvků. (Pažení posudek, 2016)

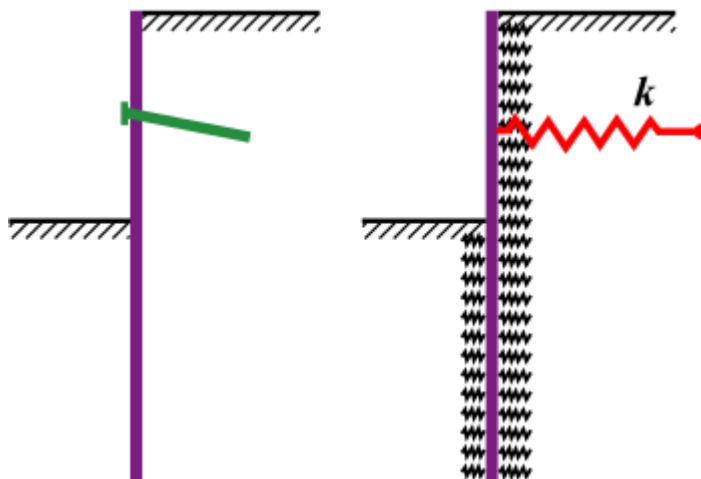
Dle (Pažení posudek, 2016) jsou kotvy ve výpočtu uvažovány následovně:

„Předpjaté kotvy jsou v zatěžovacím stavu, ve kterém byly zadány resp. dopnuty, uvažovány jako zatížení (varianta I. na Obr. 4.45); v ostatních zatěžovacích stavech jsou uvažovány jako zatížení a pružina tuhosti k (varianta II. na Obr. 4.45).



Obr. 4.45 Modelování předpjaté kotvy
(Pažení posudek, 2016)

Nepředpjaté kotvy (Obr. 4.46) jsou uvažovány pouze tuhostí, velikost síly v kotvě se dopočítává podle deformace konstrukce.“



Obr. 4.46 Modelování nepředpjaté kotvy
(Pažení posudek, 2016)

Změna síly v kotvě, která je způsobená deformací stěny se vypočte dle (4.15) a (4.16).

$$\Delta F = \frac{k \cdot \Delta w}{\cos \alpha} \quad (4.15)$$

$$k = \frac{E \cdot A}{l} \quad (4.16)$$

Kde: ΔF – změna síly [N]; k – tuhost kotvy [N/m]; Δw – vodorovná změna deformace konstrukce v místě kotvy [m]; α – sklon kotvy [°]; E – modul pružnosti kotvy [Pa]; A – průřezová plocha kotvy [m²]; l – délka kotvy [m];

U této druhé metody MZT je důležitá velikost vstupního parametru k_h (modul reakce podloží), který udává strmost střední části bilineární závislosti z grafu (Obr. 4.41). (Masopust, 2016); (Metoda závislých tlaků, 2016)

Dle (Masopust, 2016): „Tento parametr lze odhadnout s ohledem na volnou výšku pažící konstrukce a její obecné chování, nebo je nutné přímo zadat velikost modulu horizontální stlačitelnosti pro jednotlivé vrstvy základové půdy (Winklerův model). Parametr je specifický zejména tím, že nevyjadřuje pouze vlastnost základové půdy, ale také závislost na velikosti

zatěžované plochy. To znamená, že v rámci geotechnického průzkumu tento parametr nelze jednoznačně stanovit, resp. odvodit např. ze zkoušek základové půdy. Proto se do výpočtu nejčastěji používají hodnoty či korelace odvozené z literatury anebo na základě zkušeností.“

V programu GEO5 Pažení posudek se dá stanovit modul reakce podloží k_h :

- průběhem – zadává se průběh modulu reakce podloží k_h před a za konstrukcí,
- jako parametr zeminy hodnotou (lineární, resp. nelineární křivka),
- podle Schmitta – závislost na edometrickém modulu zeminy (E_{oed}) a ohybové tuhosti konstrukce (EI),
- podle Chadeissona – závislost na ohybové tuhosti konstrukce (EI), smykových parametrech zeminy (ϕ' a c'), objemové tíhy zeminy (γ) a součiniteli vlivu koheze (A_p),
- podle CUR 166 – tabulka s hodnotami k_h , které byly získány na základě vyhodnocení dat z nizozemské praxe,
- iterací z přetvárných charakteristik zemin - deformace pružného poloprostoru (charakterizovaného deformačním modulem přetvárnosti E_{def}), při změně napjatosti odpovídající změně zemních tlaků, je stejná jako deformace podzemní stěny,
- na základě zadání výsledků presiometrické zkoušky (podle Menarda) – závislost mezi presiometrickým (Menardovým) modulem (E_M), geometrickým parametrem „a“ a reologickým koeficientem zeminy „ α “,
- na základě výsledků dilatometrické zkoušky (DMT),
- podle čínských norem - metoda „c“, „k“ nebo „m“.

(Stanovení k_h , 2016)

Jednotlivé metody stanovení modulu reakce podloží k_h , jeho výpočetní vztahy nebo jednotlivé normy nebyly hlouběji zkoumány v rámci této diplomové práce.

4.5 Výpočet pomocí metody závislých tlaků

Výpočet proběhl v softwaru GEO5 Pažení posudek od společnosti Fine spol. s r.o.

Geometrie a geologie konstrukce je uvažována ze vzorového příkladu.

Kotvy jsou uvažovány jako předpjaté (horní kotva na 325 kN; spodní kotva na 625 kN). Předpínací síly v kotvách musely být zmenšeny (oproti vzorovému příkladu), aby bylo docíleno posunů, které vyvodí aktivní tlak na konstrukci, a také pro znatelnější demonstraci rozdílů vnitřních sil na pažící konstrukci dle jednotlivých návrhových přístupů.

Budou uvažovány následující návrhové přístupy:

- NP1-kombinace 1
- NP1-kombinace 2
- NP2
- NP3

V kartě Nastavení byly měněny pouze návrhové přístupy, ostatní nastavení bylo ponecháno defaultně.

Nebyl uvažován minimální dimenzační tlak. Dimenzační tlak ovlivňuje pouze první vrstvu.

Výstupy budou dále děleny do kapitol dle návrhových přístupů. Na konci celé kapitoly bude uvedeno shrnutí pozorování.

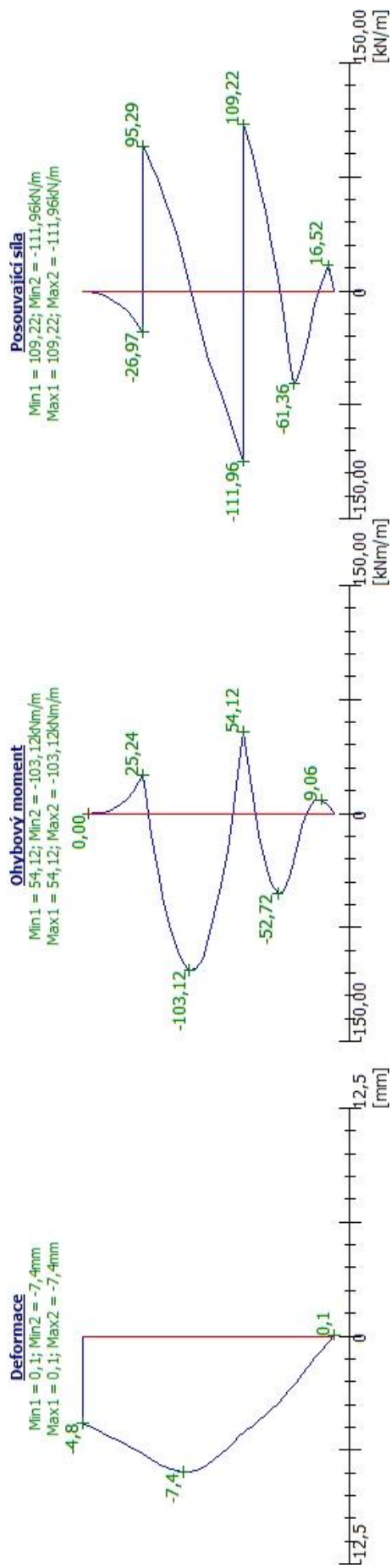
Prezentována je pouze poslední fáze výstavby. V rámci studie byl pro srovnání přidán také případ modelu, který neuvažuje fáze výstavby. Tento druhý model tedy neodpovídá reálnému průběhu výstavby, a tedy nepočítá nejen s plastickými, ale se všemi deformacemi z předchozích fází.

4.5.1 Návrhový přístup 1

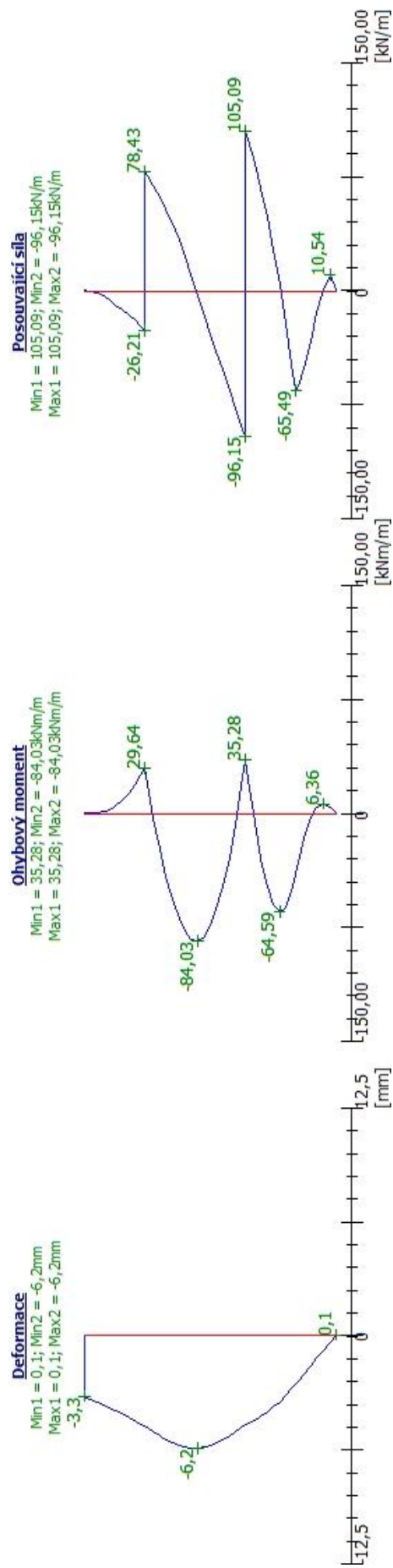
Bylo uvažováno následující nastavení pro kombinaci 1 a 2:

Materiály a normy		Výpočet tlaků		Kotvy	
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)				
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)				
Metoda výpočtu :	závislé tlaky				
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe				
Modul reakce podloží :	standardní				
<input checked="" type="checkbox"/>	Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení				
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997				
Návrhový přístup :	1 - redukce zatížení a materiálu				
Trvalá návrhová situace Dočasná návrhová situace Mimořádná návrhová situace Seismická návrhová situace					
— Součinitele redukce zatížení (F) —					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		1,00 [-]	
Hydraulický zdvih (HYD) :	$\gamma_h =$	1,35 [-]	0,90 [-]		
— Součinitele redukce materiálu (M) —					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]		1,25 [-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]		1,25 [-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]		1,40 [-]	
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_\nu =$	1,00 [-]		1,00 [-]	

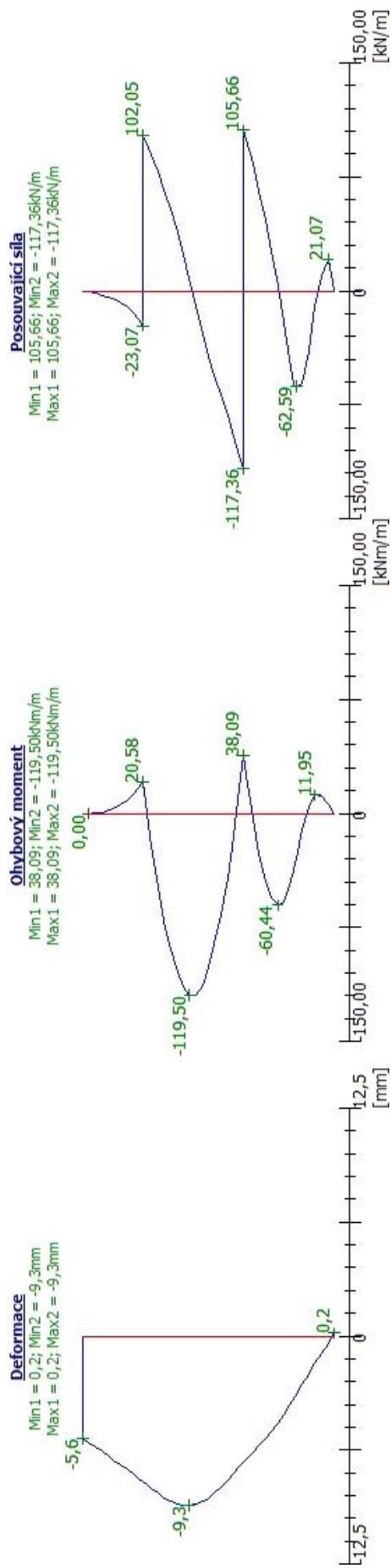
Obr. 4.47 Nastavení pro NP 1 (kombinace 1 a 2)



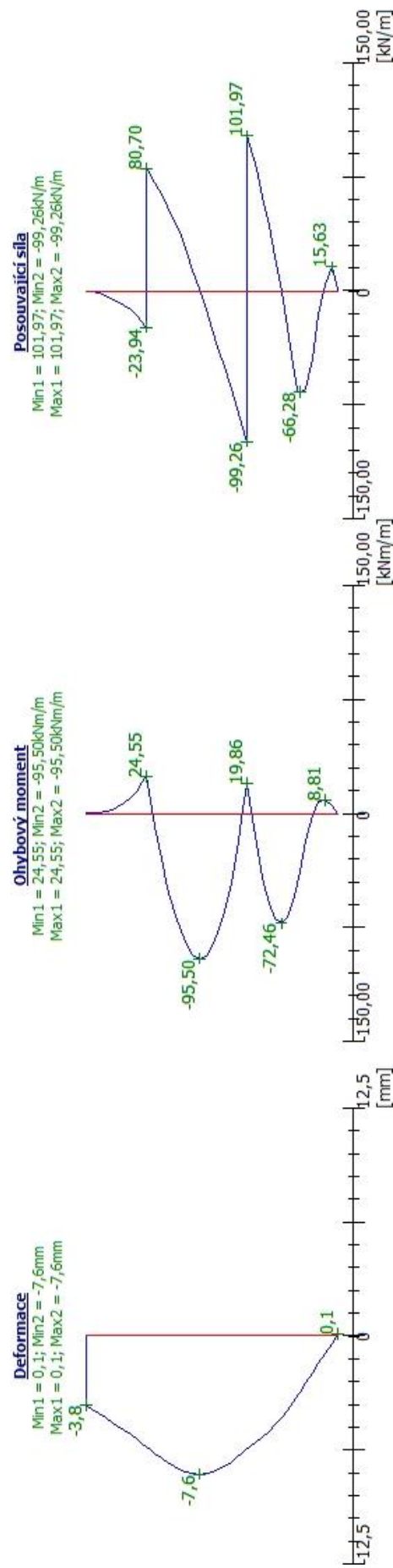
Obr. 4.48 NP 1 – kombinace 1; poslední fáze výstavby



Obr. 4.49 NP 1 – kombinace 1; model bez uvažování fází



Obr. 4.50 NP 1 – kombinace 2; poslední fáze výstavby



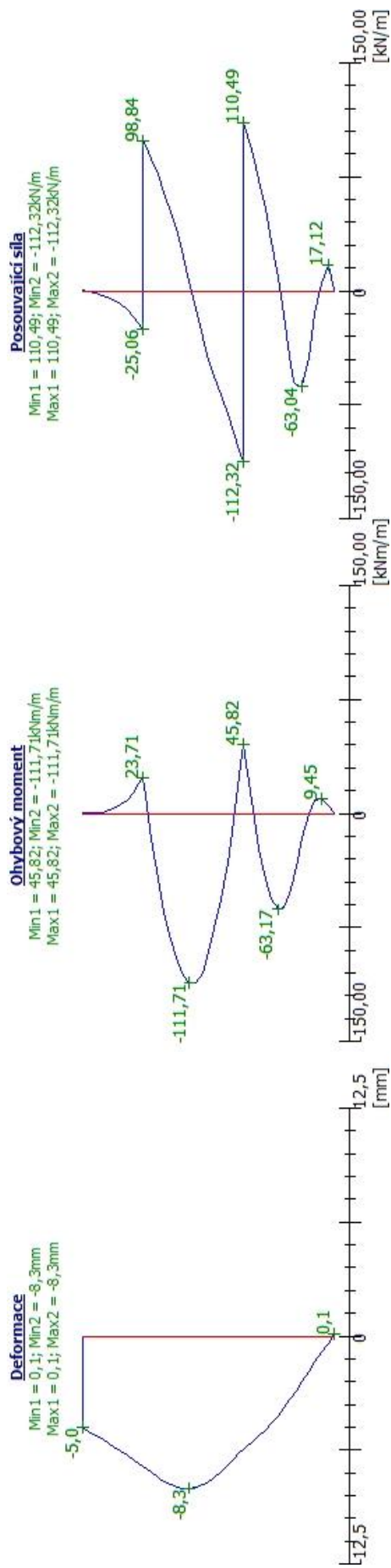
Obr. 4.51 NP 1 – kombinace 2; model bez uvažování fází

4.5.2 Návrhový přístup 2

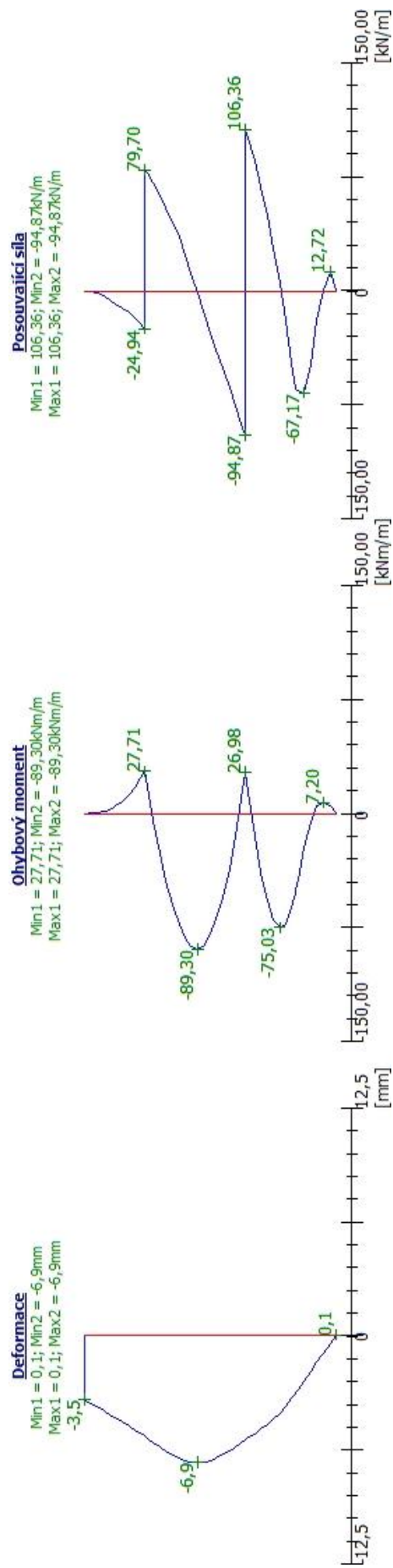
Bylo uvažováno následující nastavení:

Materiály a normy	Výpočet tlaků	Kotvy	
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)		
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)		
Metoda výpočtu :	závislé tlaky		
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe		
Modul reakce podloží :	standardní		
<input checked="" type="checkbox"/> Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení			
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997		
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu		
Trvalá návrhová situace	Dočasná návrhová situace	Mimořádná návrhová situace	Seismická návrhová situace
– Součinitele redukce zatížení (F) –			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	
Hydraulický zdvih (HYD) :	$\gamma_h =$	1,35 [-]	0,90 [-]
– Součinitele redukce odporu (R) –			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Obr. 4.52 Nastavení pro NP 2



Obr. 4.53 NP 2; poslední fáze výstavby



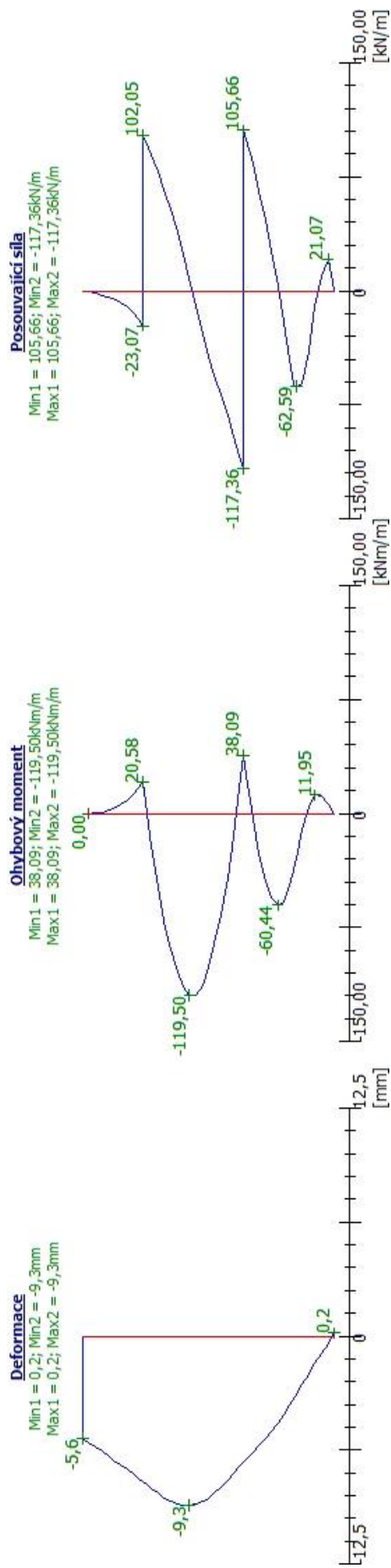
Obr. 4.54 NP 2; model bez uvažování fázi

4.5.3 Návrhový přístup 3

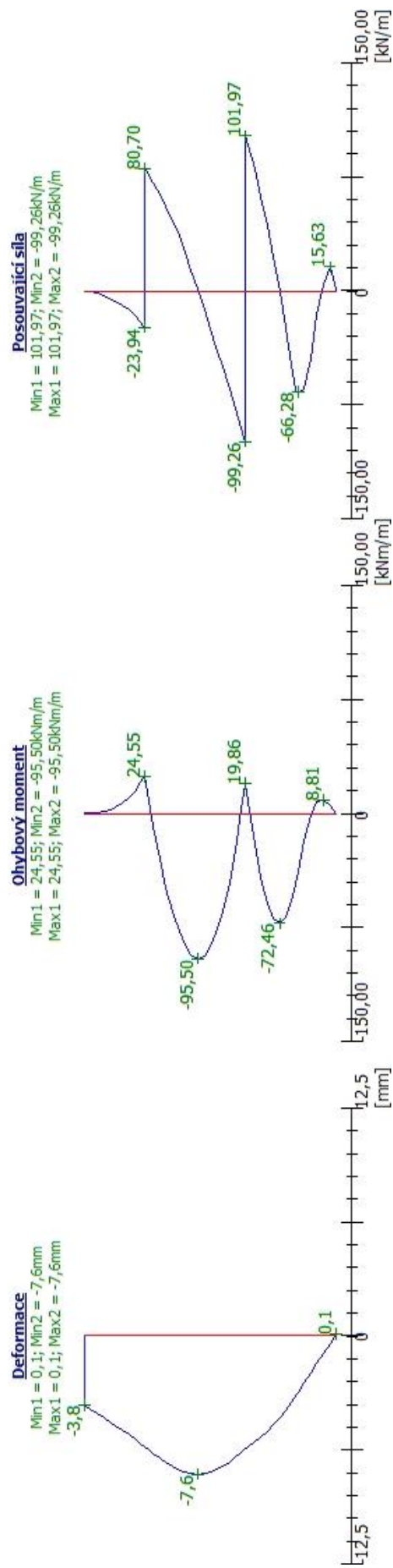
Bylo uvažováno následující nastavení:

Materiály a normy		Výpočet tlaků		Kotvy	
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)				
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)				
Metoda výpočtu :	závislé tlaky				
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe				
Modul reakce podloží :	standardní				
<input checked="" type="checkbox"/>	Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení				
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997				
Návrhový přístup :	3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu				
Trvalá návrhová situace Dočasná návrhová situace Mimořádná návrhová situace Seismická návrhová situace					
– Součinitele redukce zatížení (F)					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	
Hydraulický zdvih (HYD) :	$\gamma_h =$			1,35 [-]	0,90 [-]
– Součinitele redukce materiálu (M)					
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]			
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,25 [-]			
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]			
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_\nu =$	1,00 [-]			

Obr. 4.55 Nastavení pro NP 3



Obr. 4.56 NP 3; poslední fáze výstavby



Obr. 4.57 NP 3; model bez uvažování fázi

4.5.4 Závěr kapitoly

V programu byla spočtena konstrukce pro NP 1-3. Prezentována byla pouze poslední fáze výstavby. Geometrie konstrukce vychází ze vzorového příkladu.

V rámci studie byl pro srovnání přidán také případ modelu, který neuvažuje fáze výstavby. Tento druhý model tedy neodpovídá reálnému průběhu výstavby, a tedy nepočítá nejen s plastickými, ale se všemi deformacemi z předchozích fází.

V Tab. 4.4 a Tab. 4.5 jsou vypsány vybrané hodnoty dle jednotlivých návrhových přístupů.

Tab. 4.4 Hodnoty jednotlivých NP (poslední fáze)

Model uvažující fáze výstavby	maximální posun	M_{\max}	síla v horní kotvě	síla ve spodní kotvě
	[mm]	[kNm]	[kN]	[kN]
NP1-K1	7,4	103,12	379,72	686,95
NP1-K2	9,3	119,50	388,63	692,67
NP2	8,3	111,71	384,82	692,00
NP3	9,3	119,50	388,63	692,67

Tab. 4.5 Hodnoty jednotlivých NP (model neuvažující fáze)

Model neuvažující fáze výstavby	maximální posun	M_{\max}	síla v horní kotvě	síla ve spodní kotvě
	[mm]	[kNm]	[kN]	[kN]
NP1-K1	6,2	84,03	325,00	625,00
NP1-K2	7,6	95,50	325,00	625,00
NP2	6,9	89,30	325,00	625,00
NP3	7,6	95,50	325,00	625,00

Z Tab. 4.4 a Tab. 4.5 je patrné, že na danou konstrukci má největší účinek NP3 (=NP1-K2), dále pak NP2 a nejmenší účinek má NP1-K1.

Z Tab. 4.4 a Tab. 4.5 je také možné pozorovat, že u modelu, který uvažuje fáze, jsou deformace a vnitřní síly obecně větší. Maximální deformace je větší o cca 20 %, maximální moment je větší o cca 25 %. Model uvažující fáze výstavby totiž počítá s deformacemi z předcházejících fází výstavby.

V Tab. 4.5 je možné vidět, že síly v kotvách mají stejnou hodnotu jako velikost předpětí. Důvod je ten, že model uvažuje pouze jednu (i když konečnou) fázi. Předpjeté kotvy jsou v zatěžovacím stavu, ve kterém byly zadány, uvažovány jako zatížení. V dalších fázích výstavby jsou již uvažovány jako zatížení a pružina tuhosti „k“. U modelu uvažující fáze se tedy síly v kotvách mění v závislosti na posunu konstrukce a tuhosti kotvy.

Při modelování reálné konstrukce je tedy nutné modelovat fáze výstavby, které budou odpovídat reálnému průběhu budování pažící konstrukce. Tyto modely a rozdíly mezi nimi již nebyly hlouběji zkoumány.

4.6 Metoda konečných prvků

Vzhledem k tomu, že metoda konečných prvků (dále jen MKP) je velmi obsáhlé téma, budou zde prezentovány pouze některé základy.

Numerické modelování se v dnešní době těší velké oblibě při řešení geotechnických úloh. Může za to rychlý nárůst výkonů počítačů a uživatelsky komfortní software. Do praxe se nejvíce rozšířila metoda MKP. Výhoda této metody spočívá v možnosti simulovat jakoukoli stránku řešeného problému. (3D, časové účinky, heterogennost prostředí, vliv ostatních konstrukcí, atd.). Nevýhoda může spočívat v tom, že tato metoda je pouze aproximační. Při osvojení základních principů modelování, se MKP může stát spolehlivým nástrojem při řešení celé řady komplexních úloh, které přesahují rámec použití analytických zjednodušených postupů. (Šejnoha, M., Janda, T., Pruška, J., Brouček, M., 2015)

Numerické modely jsou v geomechanice méně rozšířené v porovnání s ostatními obory (ocelové a betonové konstrukce). Hlavní důvod je ten, že zemina je materiál, který vytvořila příroda a ne člověk kontrolovaným procesem (a je tak obtížně matematicky popsitelný). Dalším důvodem je i vysoká prostorová variabilita horninového prostředí (vlastnosti, geometrie, poruchy, atd.). (Masopust, 2016)

Základní myšlenka MKP je prezentována následovně:

- Komplexní spojitá oblast je diskretizována (rozdělena) na jednoduché geometrické tvary. Tyto tvary se nazývají prvky a tvoří tzv. síť konečných prvků (pro dvojrozměrné úlohy se používají trojúhelníkové, čtyřúhelníkové a smíšené sítě). Většina programů disponuje automatickými generátory sítí, kde je možnost bližšího nastavení (hustota sítě, atd.) pro zohlednění nepříznivých vlivů specifických geometrických útvarů jako jsou např. ostré rohy (kolem nich lze očekávat špičky napětí).

- Neznámá veličina (např. posun) je vypočtena pouze v bodech prvku, které se nazývají uzly. Hodnoty uvnitř prvku jsou dopočteny (aproximovány) ze známých uzlových hodnot. Mohou k tomu být použity různé stupně aproximačních funkcí (lineární, polynom druhého stupně, atd.). Hustota sítě a řád aproximace tak ovlivňují výsledky výpočtu.
- Každému prvku je přiřazen materiálový model a jeho parametry (přiřazení materiálu do určitých oblastí).
- Ve zvolených uzlech sítě jsou zavedeny účinky zatížení a okrajové podmínky úlohy. Okrajové podmínky jsou předepisovány podél předem zvolených linií. O přiřazení těchto podmínek uzlům sítě se postará program, který v mnoha případech generuje i některé typy okrajových podmínek automaticky. Uživatel tyto podmínky může upravit nebo ponechat.
- Jednotlivé prvky jsou převedeny do jednotné globální soustavy souřadnic. Některé typy prvků (např. nosíkové prvky) jsou totiž vyjadřovány v lokální soustavě souřadnic. Je sestavena soustava lineárních rovnic. Počet těchto rovnic je určen počtem stupňů volnosti.
- Je provedeno řešení soustavy rovnic a provedena aproximace. Spojitá oblast má nekonečně mnoho stupňů volnosti, zatímco diskretizovaná oblast má konečný počet stupňů volnosti (poskytuje řešení jen v uzlech, které nemusí zrovna odpovídat analytickému řešení). Získává se tedy jen přibližné aproximované řešení.

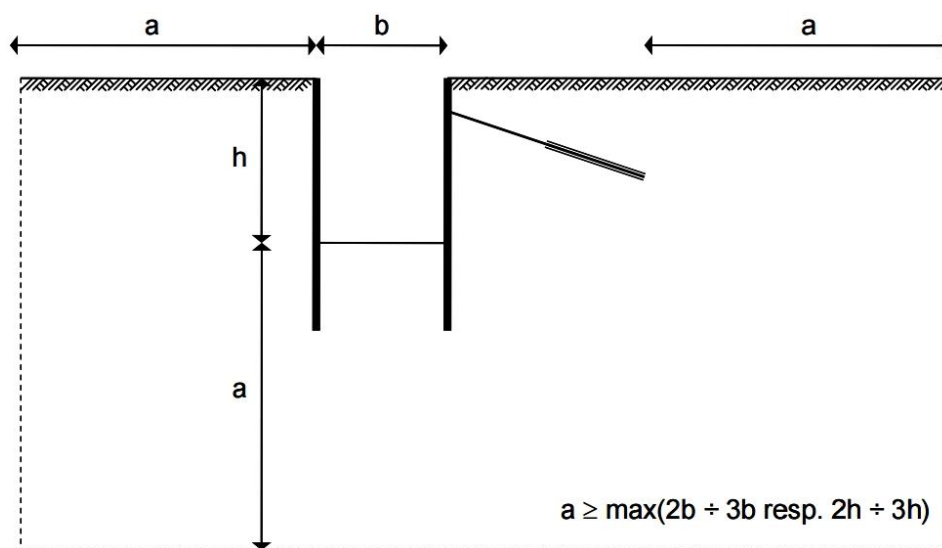
(Šejnoha, M., Janda, T., Pruška, J., Brouček, M., 2015)

4.6.1 Specifika numerického modelování

Velikost modelované oblasti

Od určité vzdálenosti od konstrukce již není horninové prostředí ovlivňováno pažící konstrukcí nebo toto ovlivnění je zanedbatelné. Je

tedy možné řešit příklad v omezené oblasti. Ze zkušenosti z numerického modelování se doporučuje vytvořit oblast dle Obr. 4.58.



Obr. 4.58 Doporučená velikost modelované oblasti
(Masopust, 2016)

Vliv počáteční napjatosti

Definování počáteční napjatosti (primární stav napjatosti) je důležitým aspektem modelování geotechnických úloh, protože ovlivňuje ostatní následující výpočty. Na počáteční napjatost má rozhodující vliv geologická minulost v daném území. Počáteční napjatost, která vystihuje historii materiálu, je počítána ze znalosti míry překonsolidace anebo maximálního svislého zatížení působící na horninový masív v minulosti. Důležité je také zohlednit změnu napjatosti způsobenou člověkem. (Masopust, 2016)

Výběr konstitutivního modelu

Je nutné si zvolit konstitutivní model (materiálový model matematicky popisující chování modelovaného materiálu). U nás nejpoužívanější konstitutivní model se nazývá Mohr-Coulombův model (zkratka MC). Jedná se o lineárně pružný-ideálně plastický model. Jeho plocha plasticity je dána Mohr-Coulombovou podmínkou porušení. Model je relativně jednoduchý (z hlediska získání vstupních parametrů a potřeby), protože se popisuje pěti parametry (φ , c , E , ν , ψ), které lze získat ze standardních zkoušek mechaniky zemin (vyjímaje ψ – úhlu dilatance).

Poskytuje relativně dobré výsledky vnitřních sil. Nevýhoda modelu spočívá v nemožnosti rozlišení tuhosti při prvotním zatížení a tuhosti při odtížení a také v ne vždy odpovídajících deformacích (nahodnocení). V případě deformací se jedná o nerealistické zvedání dna stavební jámy a povrchu za stavební jámou. Pro přesnější výpočet deformací ho již nelze použít, protože až do okamžiku porušení předpovídá lineárně elastické chování, které neodpovídá realitě.

Výběr konstitutivního modelu se odvíjí od typu zeminy, typu geotechnické úlohy a také účelu, pro který je výpočet určen.

Zkoumání dalších konstitutivních modelů nebylo předmětem této diplomové práce.

Modelování jednotlivých fází výstavby

Chování zemin je v drtivé většině nelineární, které komplikuje jejich popis. Dále nám popis komplikuje nehomogenita a anizotropie základových púd. Není tedy možné použít princip superpozice. Při modelování je nutné modelovat fáze výstavby dle reálného postupu výstavby. (Masopust, 2012), (Masopust, 2016)

Interakce zeminy a konstrukce

Tzv. kontaktní prvky jsou používány u výpočtů, kde je nutno uvážit vzájemné působení konstrukce a okolního prostředí. Používají se také pro modelování diskontinuit nebo rozhraní dvou různých materiálů (např. pažení – zemina). Kontaktní prvky umožňují vzájemný posun rozhraní.

Kontaktní prvky se klasicky používají pro modelování pažících konstrukcí, opěrných zdí, nebo i tunelových ostění. Simulují tenkou vrstvu zeminy nebo horniny, kde dochází k intenzivnímu namáhání převážně smykem.

Kontaktní prvky se mohou modelovat pomocí elastického materiálového modelu, který uvažuje elastické chování kontaktu, nebo také pomocí plastického materiálového modelu, který vychází z Mohr-Coulombovy podmínky plasticity s vyloučením tahové pevnosti.

Plastický model se používá pro modelování separace konstrukce v případě tahového namáhání. U výpočtů pažících konstrukcí se musí vždy počítat s plastickým modelem kontaktu.

Dle (Kontaktní prvky, 2017): „Základními parametry plastického modelu jsou koheze c , koeficient tření μ , a úhel dilatance ψ . Parametry c a μ lze zadat také nepřímo (redukci c a μ).

Dalšími parametry modelu kontaktu jsou normálová tuhost K_n a smyková tuhost K_s kontaktního prvku vztažené na jednotku délky. Tyto veličiny si můžeme představit jako tuhost pružin v daném rozhraní.“

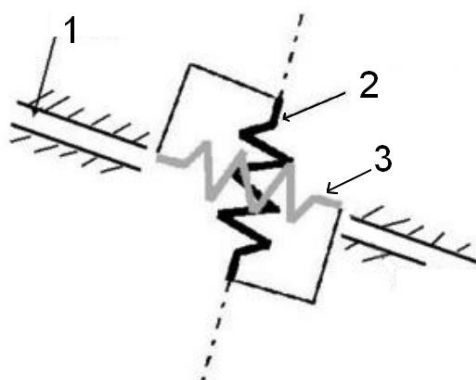
Pokud se po obou stranách kontaktu nachází stejný materiál, vztahy jsou následující (4.17), (4.18):

$$K_n = \frac{E}{t} \quad (4.17)$$

$$K_s = \frac{G}{t} \quad (4.18)$$

Kde: K_n – normálová tuhost [kN/m^3]; K_s – smyková tuhost [kN/m^3]; t – předpokládaná (fiktivní) tloušťka kontaktní vrstvy [m]; E – modul pružnosti [kPa]; G – modul pružnosti zeminy ve smyku [kPa]

Pokud jsou uvažovány rozdílné materiály po obou stranách kontaktu, uvažuje se menší hodnota K_s a K_n . (Kontaktní prvky, 2017)



Obr. 4.59 Schématické znázornění tuhosti kontaktního prvku
1 – kontakt; 2 - normálová tuhost K_n ; 3 - smyková tuhost K_s
(Kontaktní prvky, 2017)

Pokud je zamezeno vzájemnému posunutí pažící konstrukce a zeminy (neuvažování kontaktních prvků), dojde k nereálné deformaci nosníku směrem do masivu. Nosník je touto zeminou přitahován a této nereálné deformaci odpovídá nereálný průběh momentů na nosníku. (Vilhan, M., Šejnoha, M., 2004)

Modelování pažící konstrukce

Je nutné uvážit volbu 2D nebo 3D modelu. 2D model se používá pro liniové pažící konstrukce. 3D model se používá pro složitější konstrukce, například posouzení chování v rozích stavebních jam.

Pro modelování stěn lze využít prutové prvky. Za výhodu se dá považovat možnost přímého znázornění vnitřních sil na daném prvku. Nevýhoda je, že prvek má nulovou tloušťku. To může vést k numerickým obtížím při přenosu svislé síly bodově do podloží (vznikne velká koncentrace napětí). Tento problém se dá částečně vyřešit namodelováním skutečných rozměrů konstrukce (pomocí plošných prvků) nebo namodelování krátkého prutu u paty stěny, který má zajistit přenos svislé síly.

Při generování sítě konečných prvků se musí zjemnit určité oblasti velkých gradientů napětí. Jedná se hlavně o oblast za pažící konstrukcí, pod patou stěny, pasivní zóna před patou stěny a oblast kořenové části zemních kotev. (Masopust, 2012), (Masopust, 2016)

Modelování kotev

Kotva se většinou dělí na volnou délku a kořen.

Modelování volné délky probíhá pomocí prvků, které jsou „pružinou“ (tažný prvek s vyloučeným tlakem) o definované tuhosti. Tato pružina je spojena s ostatními prvky modelu pouze na svém začátku a konci. Mezi těmito konci je pružina volně pohyblivá a nespolutupůsobí se zeminou. (Masopust, 2012), (Masopust, 2016), (Šejnoha, M., Janda, T., Pruška, J., Brouček, M., 2015)

Modelování kořene je možné následujícími způsoby:

- ukotvení do uzlu – reakce z taženého prvku se přenesou na daný uzel,

- ukotvení na prvek – reakce z taženého prvku je roznesena na všechny uzly daného prvku. Tím je vytvořeno výrazně tužší připojení, které snižuje možnost vytahování kotvy a tím významného poklesu předpínací síly.
- model kořene kotvy je tvořen geovýztuhou – reakce je přenesena z taženého prvku na uzly všech prvků, kterými geovýztuha prochází,
- model kořene kotvy je tvořen nosníkovým prvkem s kontaktem – chování je obdobné jako u geovýztuhy. (Šejnoha, M., Janda, T., Pruška, J., Brouček, M., 2015)

Dalším aspektem modelování je vliv odvodněných nebo neodvodněných podmínek v základové půdě a zohlednění režimu podzemní vody v čase. (Masopust, 2012)

Hlubší zkoumání teorie MKP a jeho částí nebylo předmětem zadání diplomové práce.

4.7 Výpočet pomocí metody konečných prvků

Tato kapitola zkoumá vliv kontaktních prvků pouze na průběh momentů na konstrukci stěny v poslední fázi výstavby. Zadávány jsou různé hodnoty normálové tuhosti (značeno K_n) a smykové tuhosti (značeno K_s).

Jiné výsledky numerického výpočtu ani jiné prvky konstrukce nebyly zkoumány.

Výpočet proběhl v softwaru GEO5 MKP společnosti Fine spol. s r.o.

Geometrie a geologie konstrukce je uvažována ze vzorového příkladu.

4.7.1 Nastavení programu

V této podkapitole je shrnuto doplňující nastavení programu GEO5 MKP, které se liší od vzorového příkladu.

Ve fázi TOPO v kartě Nastavení bylo ponecháno původní nastavení. Typ úlohy: Rovinná, Typ výpočtu: Napjatost, Výpočet primární napjatosti (1. fáze): Geostatická napjatost.

Zeminy uvažují materiálový model: Mohr-Coulomb.

V kartě Typy kontaktů byly nastaveny kontaktní prvky (Obr. 4.60). Do červených polí byly zadávány různé hodnoty tuhostí.

Úprava vlastností typu kontaktu

Identifikace
Název : Kontakt Pažení-Zemina

Charakteristiky
Materiálový model : Mohr-Coulomb

Tuhosti kontaktu
Smyková tuhost : $K_s =$ [redacted] [kN/m³]
Normálová tuhost : $K_n =$ [redacted] [kN/m³]

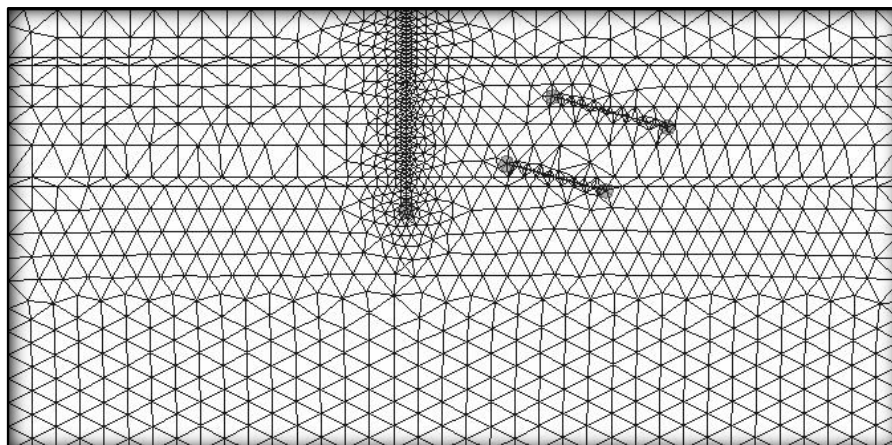
Parametry kontaktu
Způsob zadání : zadat redukci zemin

Redukce c : $\delta c =$ 0,70 [-]
Redukce μ : $\delta \mu =$ 0,70 [-]
Úhel dilatance : $\psi =$ 0,00 [°]
Pevnost v tahu : $R_t =$ 0,000 [kPa]

OK Storno

Obr. 4.60 Nastavení kontaktních prvků

V kartě Generování sítě byla vygenerována síť konečných prvků. Délka hrany prvku byla zvolena 1,5 m se zahuštěním na 0,25 m v okolí pažící stěny a kořenů kotev (Obr. 4.61).



Obr. 4.61 Síť konečných prvků na výřezu v okolí podzemní stěny (část z celého rozměru světa)

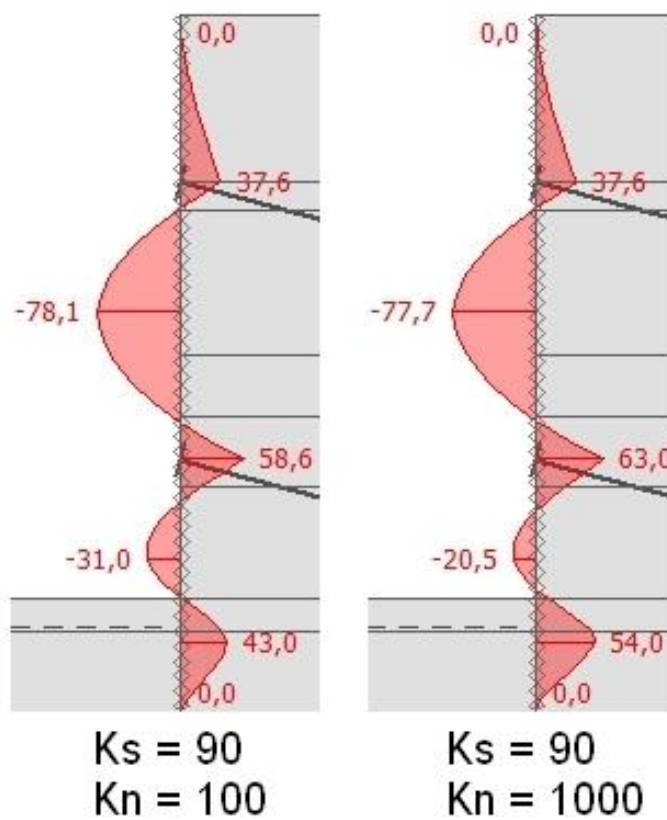
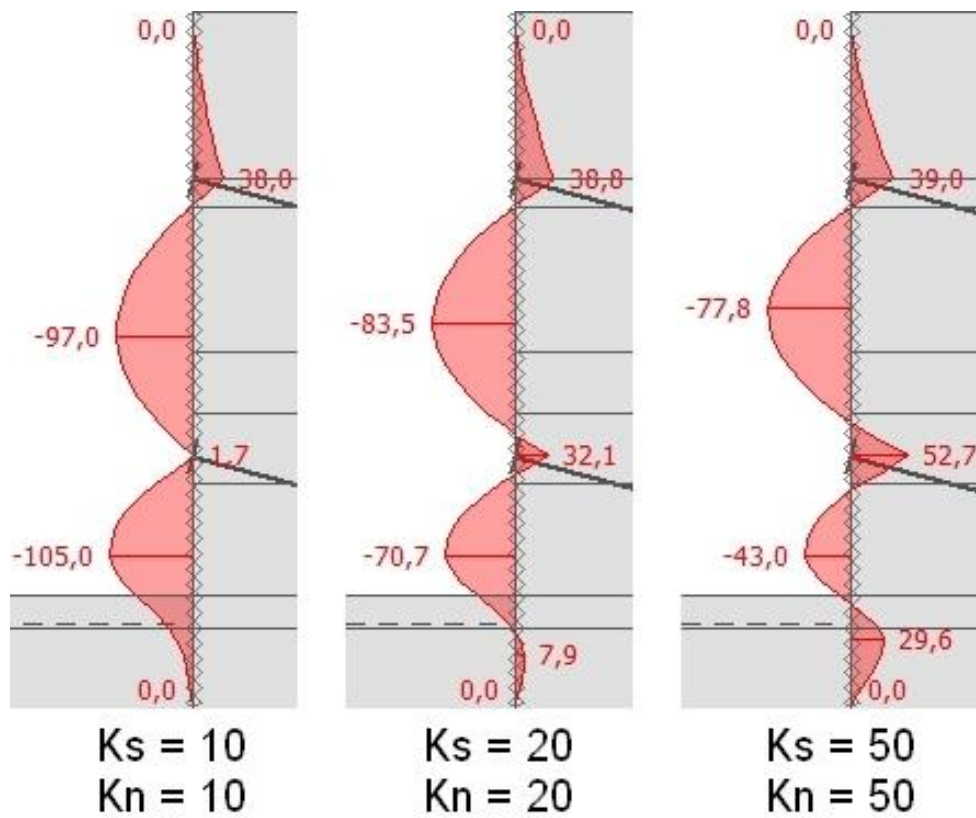
V kartě Nosníky byla nastavena stěna dle vzorového příkladu s uvažováním kontaktních prvků.

Hloubení probíhalo pomocí deaktivace zemin v kartě Aktivace po záběrech dle vzorového příkladu.

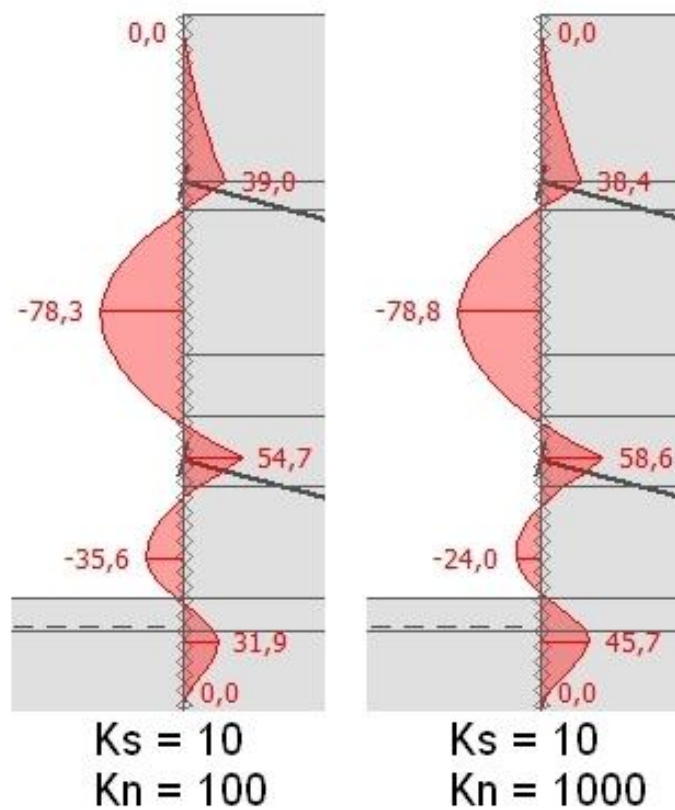
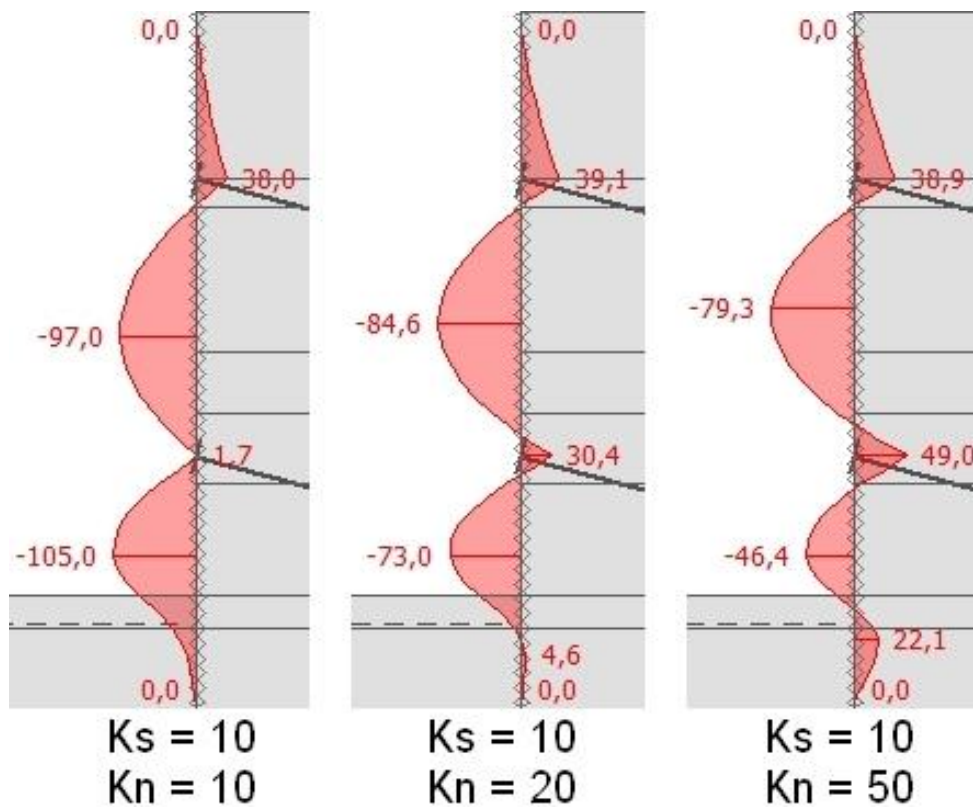
V kartě Kotvy jsou kotvy uvažovány jako předpjaté (horní kotva na 325 kN; spodní kotva na 625 kN).

Výpočet byl proveden podle Nastavení výpočtu: Standardní

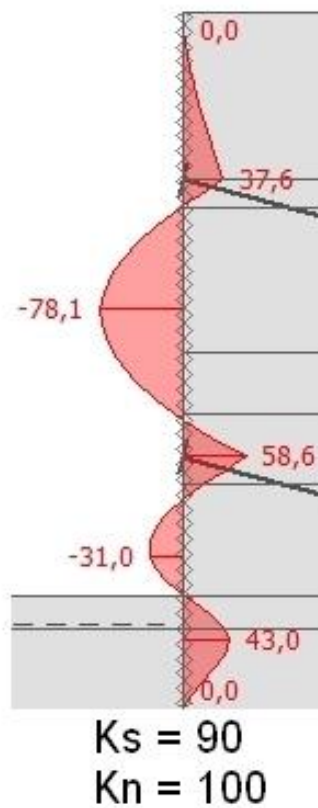
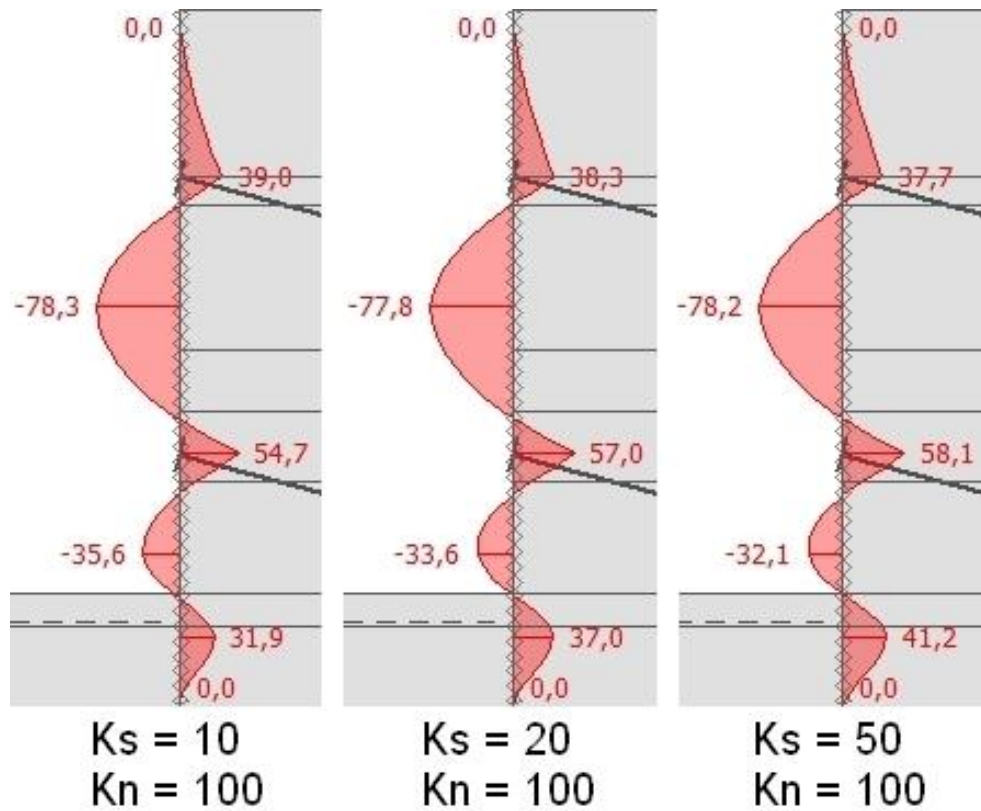
Na Obr. 4.62, Obr. 4.63 a Obr. 4.64 jsou prezentovány průběhy momentů a jejich hodnoty dle jednotlivých smykových a normálových tuhostí.



Obr. 4.62 Průběhy momentů dle jednotlivých tuhostí
 K_s – smyková tuhost [MN/m^3]; K_n – normálová tuhost [MN/m^3]



Obr. 4.63 Průběhy momentů dle jednotlivých tuhostí
 Smyková tuhost je konstantní; Normálová tuhost se mění
 K_s – smyková tuhost [MN/m³]; K_n – normálová tuhost [MN/m³]



Obr. 4.64 Průběhy momentů dle jednotlivých tuhostí
 Smyková tuhost se mění; Normálová tuhost je konstantní
 K_s – smyková tuhost [MN/m³]; K_n – normálová tuhost [MN/m³]

4.7.2 Závěr kapitoly

Tato kapitola zkoumá vliv kontaktních prvků pouze na průběh momentů na konstrukci stěny v poslední fázi výstavby. Zadávány jsou různé hodnoty normálové tuhosti (značeno K_n) a smykové tuhosti (značeno K_s).

Jiné výsledky numerického výpočtu ani jiné prvky konstrukce nebyly zkoumány.

Z výstupů Obr. 4.62, Obr. 4.63 a Obr. 4.64 je patrné, že tuhost kontaktních prvků velmi ovlivňuje průběh momentů.

Na základě pozorování bylo zjištěno, že, smyková tuhost nemá zásadní vliv na průběh momentů (Obr. 4.64). Rozdíl v průběhu a extrému momentu při hodnotách $K_s = 10 \text{ MN/m}^3$ a $K_s = 90 \text{ MN/m}^3$ na Obr. 4.64 jsou minimální (tak jako i u ostatních hodnot K_s , průměrně do 4 kNm). Vysoká hodnota K_s má ale vliv na průběh výpočtu (stabilitu výpočtu). U hodnot $K_s > 90 \text{ MN/m}^3$ byly výpočty programem GEO5 MKP automaticky ukončeny (tj. výpočty neproběhly úspěšně – řešení nekonvergovalo).

Z Obr. 4.63 je patrné, že normálová tuhost K_n významně ovlivňuje průběh momentů. U nízkých hodnot K_n je patrné, že průběh momentu v dolní části konstrukce je odlišný od ostatních průběhů momentů v dolní části. Je také patrné, že se hodnoty momentu po celé konstrukci velmi liší mezi hodnotami $K_n = 10$ až 50 MN/m^3 , ale ne již tolik mezi hodnotami $K_n = 100$ až 1000 MN/m^3 .

Ze srovnání Obr. 4.62 a Obr. 4.63 je zřejmé, že hodnoty momentů jsou si velmi podobné.

Srovnání MKP (metoda konečných prvků) a MZT (metoda závislých tlaků):

Pokud srovnáme výsledky těchto dvou odlišných metod, můžeme pozorovat, že nadpodporové momenty u MKP pro $K_n \geq 50 \text{ MN/m}^3$ jsou více podobné výsledkům MZT než pro $K_n < 50 \text{ MN/m}^3$. Momenty v polích u MKP jsou již ale menší než momenty v polích u MZT.

V průběhu vytváření modelu MKP bylo zjištěno, že výsledky jsou velmi ovlivněny jednak tuhostmi kontaktních prvků, ale také například volbou velikosti sítě konečných prvků, lokálním zahuštěním sítě, redukcí c a μ (u kontaktních prvků), zvolením materiálového modelu zeminy nebo volbou modulu pružnosti E .

Zatímco u Metody závislých tlaků je výsledek ovlivněn například volbou modulu reakce podloží K_h , volbou návrhového přístupu a deformacemi konstrukce.

V praxi u metody MKP dochází při výstavbě reálné stavby ke zpětné kalibraci modelu tak, aby výsledky odpovídaly realitě.

Řešení těchto možností ovlivňující výsledky a snaha o sjednocení hodnot výstupů u metod MKP a MZT nebylo předmětem této diplomové práce.

Závěr

Cílem první části diplomové práce byla rešerše zaměřená na kratší kapitoly ohledně historického vývoje geologie hlavního města Prahy a monitoringu pažících konstrukcí. Následují delší kapitoly zabývající se vybranými pažíciemi konstrukcemi, které zabezpečují svislou stěnu stavebních jam. Jedná se o záporové a mikrozáporové pažení, pilotové stěny, podzemní stěny a pažící konstrukce z tryskové injektáže.

Hlavním cílem diplomové práce bylo shrnutí vybraných metod používaných pro návrh pažících konstrukcí a provedení parametrické studie v rámci jednotlivých vybraných metod.

Byla stanovena geometrie vzorového příkladu na základě vyrovnaných momentů u poslední fáze výstavby pro návrhový přístup 2. U tohoto příkladu byly kotvy předepnuty na cca 2/3 meze kluzu dané kotvy. V této kapitole byla představena geologie uvažovaného místa, nastavení programu, fáze budování a další nastavení, která reprezentují vzorový příklad. Vzorový příklad byl programem zjednodušeně posouzen pro použití v rámci parametrické studie.

Následuje kapitola 4.2 Prutové modely (klasická řešení), která se zabývá klasickými metodami výpočtu pažících konstrukcí a redistribucí zemního tlaku. Je proveden výpočet pro jednotlivé návrhové přístupy a je určen návrhový přístup, který má největší vliv na délku uložení konstrukce pod dno stavební jámy a na sílu v kotvách. Pro případ redistribuce zemního tlaku na dané konstrukci byly spočítány dvě varianty a určena ta, která vyvodí větší účinek.

Další kapitola 4.4 Metoda závislých tlaků se zabývá teorií metody závislých tlaků (značeno MZT). Je také proveden výpočet pro jednotlivé návrhové přístupy a je určen návrhový přístup s nejnepříznivějším účinkem na pažící konstrukci. V rámci porovnání byl také přidán model, který neuvažuje fáze výstavby, a tedy neodpovídá reálnému průběhu výstavby.

Poslední kapitola 4.6 Metoda konečných prvků se věnuje některým základům teorie metody konečných prvků (značeno MKP). Je provedeno

srovnání, které zkoumá vliv hodnot tuhostí kontaktních prvků pouze na průběh momentů.

Srovnání bylo provedeno vždy v rámci jednotlivých metod. Zjednodušeně byly srovnány výsledky MZT a MKP. Vzhledem k tomu, že metody MKP a MZT jsou dvě zcela odlišené metody, byly mezi sebou srovnány pouze zjednodušeně. Nadpodporové momenty u MKP pro $K_n \geq 50 \text{ MN/m}^3$ jsou více podobné výsledkům MZT než pro $K_n < 50 \text{ MN/m}^3$. Momenty v polích u MKP jsou již ale menší než momenty v polích u MZT.

Seznam použité literatury

1. BARTÁK, J., PRUŠKA, J. PODZEMNÍ STAVBY. 1st ed. 2011. ISBN 978-80-01-04789-7.
2. ČENĚK A JEŽEK s.r.o. Autosalon Špitálské náměstí Jihava. http://www.cenekajezek.cz/reference/pilotove_steny/autosalon-spitalske-namesti-jihava (accessed Nov 18, 2016).
3. ČSN 73 0037. Zemní tlak na stavební konstrukce. Praha: VYDAVATELSTVÍ NOREM, 1991. 56 p.
4. Kontaktní prvky. <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/kontaktni-prvky-01/> (accessed Jan 01, 2017).
5. Kovanda, J. GEOLOGICKÉ POMĚRY PRAHY. http://envis.praha-mesto.cz/rocenky/Pr_00/b3_05.htm (accessed Dec 10, 2016).
6. LENA KO s.r.o. Záporové pažení kotvené dočasnými kotvami. <http://lenako.cz/portfolio-item/hostivar/> (accessed Nov 12, 2016).
7. LENA KO s.r.o. Záporové pažení kotvené dočasnými kotvami. <http://lenako.cz/en/?portfolio=bd-merhautova-brno> (accessed Nov 12, 2016).
8. MASOPUST, J. Navrhování základových a pažicích konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1997. 1.st ed. 2012. 220 p. ISBN 978-80-87438-31-2.
9. MASOPUST, J. Zakládání staveb 2. 1st ed. 2016. ISBN 978-80-01-05938-8.
10. Metoda závislých tlaků. <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/metoda-zavislych-tlaku-01/> (accessed Dec 08, 2016).

11. Monitoring stavebních jam.
http://fast10.vsb.cz/hrubesova/mon16.htm#_Monitoring_přetváření_a
(accessed Dec 22, 2016), foto firmy INSET s.r.o..
12. Náповěda programu GEO5 Pažení návrh od společnosti Fine spol. s r.o.
13. Pažení posudek. <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pazeni-posudek-01/> (accessed Dec 18, 2016).
14. Průzkumná štola pro tunel Radlice. <http://www.satra.cz/pruzkumna-stola-pro-tunel-radlice/> (accessed Dec 26, 2016).
15. SOLETANCHE Česká republika s.r.o. Podzemní stěny.
http://www.soletanche.cz/technologie_podzemni_steny/ (accessed Nov 19, 2016).
16. SOLETANCHE Česká republika s.r.o. Trysková injektáž.
http://www.soletanche.cz/technologie_tryskova_injektaz/ (accessed Nov 26, 2016).
17. Stanovení modulu reakce podloží.
<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/stanoveni-modulu-reakce-podlozi-01/> (accessed Dec 09, 2016).
18. ŠEJNOHA, M., JANDA, T., PRUŠKA, J., BROUČEK, M. Metoda konečných prvků v geomechanice: Teoretické základy a Inženýrské aplikace. 1st ed. 2015. ISBN 978-80-01-05743-8.
19. TURČEK, P., et al. Zakládání staveb. 2005. ISBN 80-8076-023-3.
20. VILHAN, M., ŠEJNOHA, M. Aplikace metody konečných prvků při analýze pažících konstrukcí, Část I – Základní principy modelování. Geotechnika, 2004, vol. 3, p. 11.

21. Vybrané druhy válcovaných profilů. <http://ocel.wz.cz/sortiment/ocel.php> (accessed Nov 11, 2016).
22. Zakládání staveb, a. s. BERANĚNÍ A VIBROVÁNÍ.
<http://www.zakladani.cz/cz/beraneni-a-vibrovani> (accessed Nov 11, 2016).
23. Zakládání staveb, a. s. PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM - MIKROZÁPOROVÉ PAŽENÍ. <http://www.zakladani.cz/cz/pazeni-stavebnich-jam-mikrozaporove-pazeni> (accessed Nov 10, 2016).
24. Zakládání staveb, a. s. PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM/PILOTOVÉ STĚNY.
<http://www.zakladani.cz/cz/pazeni-stavebnich-jam-pilotove-steny> (accessed Nov 17, 2016).
25. Zakládání staveb, a. s. PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM/ZÁPOROVÉ PAŽENÍ. <http://www.zakladani.cz/cz/pazeni-stavebnich-jam-zaporove-pazeni> (accessed Nov 12, 2016).
26. Zakládání staveb, a. s. Piloty. <http://www.zakladani.cz/cz/piloty> (accessed Nov 13, 2016).
27. Zakládání staveb, a. s. PODZEMNÍ STĚNY.
<http://www.zakladani.cz/cz/podzemni-steny> (accessed Nov 20, 2016).
28. Zakládání staveb, a. s. TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ.
<http://www.zakladani.cz/cz/tryskova-injektaz> (accessed Nov 26, 2016).
29. Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech.
<http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10800-zkusenosti-s-georadarem-pri-stavebne-technicky-pruzkumech> (accessed Dec 22, 2016).