



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra geotechniky

Praha 5, Projekt Smichoff, Zajištění stavební jámy

Prague 5, Project Smichoff, Securing of foundation pit

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

Bc. Michal Pospíšil

Praha ZS 2018/2019



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pospíšil	Jméno: Michal	Osobní číslo: 424475
Zadávací katedra: K 135 - Katedra geotechniky		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Praha 5, Projekt Smichoff, Zajištění stavební jámy	
Název diplomové práce anglicky: Prague 5, Project Smichoff, Securing of foundation pit	
Pokyny pro vypracování:	
<ul style="list-style-type: none">- na základě získaných geotechnických průzkumů staveniště vytvořit geotechnický model, tj. model geologický doplněný o charakteristické hodnoty vlastností základových půd,- na základě geodetického zaměření okolního terénu vytvořit tvarový model stavební jámy s ohledem na okolní, velmi členitý terén,- vytvořit soupis technicky přijatelných metod pro zajištění stavební jámy s ohledem na konkrétní geotechnické poměry na staveništi, s ohledem na okolní terén a na možnosti přístupu mechanismů na staveniště,- vytvořit soubor kritérií pro hodnocení těchto metod zajištění stavební jámy a na tomto základě vybrat metodu, jež bude nadále sledována,- pro vybranou metodu vypracovat podrobný statický výpočet zajištění stavební jámy a to buď metodou závislých tlaků, nebo pomocí matem. modelování (MKP) pro rovinnou úlohu,- vypracovat základní stavební výkresy zajištění stavební jámy: půdorys, sadu příslušných příčných řezů, popř. pohledy na stěny stav. jámy, některé významné detaily,- vypracovat podrobnou technickou zprávu vč. navrženého technologického postupu výstavby.	
Seznam doporučené literatury:	
Masopust, J.: Zakládání staveb 2, ČVUT Praha, 2016,	
Masopust, J. a kol.: Rizika prací speciálního zakládání staveb, ČKAIT Praha, 2011,	
Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí, ČKAIT Praha, 2012	
Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. Ing. Jan Masopust, CSc	
Datum zadání diplomové práce: 19.9.2018	Termín odevzdání diplomové práce: 7.10.2019
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>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 nutně 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“.</i>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval(a) samostatně a všechny použité prameny a literatura jsou uvedeny v seznamu citované literatury.

Nemám námitek proti použití tohoto školního díla ve smyslu §60 Zákona č. 121/2000 sb. o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V dne

.....

podpis

Poděkování

Chtěl bych poděkovat svému vedoucímu Doc.Ing. Janu Masopustovi, Csc. za jeho odpovědi na mé otázky a za podnětné myšlenky, které daly základ pro vznik této diplomové práce. Dále bych chtěl poděkovat společnostem FINE a SCIA, které umožňují studentům využívat jejich software, který jsem v této diplomové práci použil pro výpočet zajištění stavební jámy.

Abstrakt

Tato práce je praktická a zabývá se návrhem zajištění stavební jámy v městské proluce v Praze 5 – Smíchov (projekt SmíchOFF). Práce je rozdělena na teoretickou a praktickou část. Teoretická část stručně seznámí čtenáře s problematikou pažení stavebních jam. Praktická část podrobně seznámí čtenáře s okrajovými podmínkami a přiblíží zvolenou variantu.

Klíčová slova

Stavební jáma, zajištění, zemina, kotva, pažení

Abstract

This is a practical study that looks into design of securing of foundation pit in vacant lot in Prague 5 – Smíchov (project SmíchOFF). The study is divided into two parts, theoretical and practical one. The theoretical part will briefly present the issue of sheeting of foundation pits. The practical part will present to the reader the boundary conditions and introduce the chosen variant.

Keywords

Foundation pit, securing, soil, anchor, sheeting

Obsah

TEORETICKÁ ČÁST	8
1. Stavební jámy.....	8
1.1 Druhy stavebních jam	8
1.1.1 Konstrukční uspořádání pažených jam	8
1.1.2 Rozpěrné konstrukce	9
1.1.3 Kotevní systémy	10
1.1.4 Uspořádání pažících konstrukcí v příčném řezu	12
1.1.5 Časová použitelnost pažení	13
1.2 Metody a technologie pažících konstrukcí.....	13
1.2.1 Hřebíkování.....	15
1.2.2 Záporové pažení.....	15
1.2.3 Mikrozáporové pažení	18
1.2.4 Pilotové stěny	18
1.2.5 Podzemní stěny.....	20
1.2.6 Konstrukce z tryskové injektáže.....	21
2. Navrhování pažených stavebních jam	23
2.1 Podklady pro návrh	23
2.2 Zatížení pažících konstrukcí.....	24
2.3 Posouzení pažících konstrukcí statickým výpočtem	25
PRAKTICKÁ ČÁST	28
3. Inženýrsko-geologický průzkum	28
3.1 Úvod	28
3.2 Vymezení zájmového území, morfologické poměry.....	28
3.3 Geologické poměry	30
3.4 Hydrogeologické poměry	32
3.5 Závěrečná hodnocení a doporučení.....	33
4. Doplňující IGP.....	36
4.1 Aktuální stavební záměr.....	36
4.2 Hydrogeologické poměry	37
4.3 Závěrečná IGP hodnocení a doporučení	38
5. Geotechnický model	40
6. Stanovení kritérií pro návrh pažících konstrukcí	48

6.1 Stanovení přírůstků zemních tlaků pro stěny	53
7. Technická zpráva.....	54
8. Statický výpočet	66
Bibliografie	162
Seznam příloh	162

TEORETICKÁ ČÁST

1. Stavební jámy

Tato kapitola je věnována teoretickému základu potřebnému pro diplomovou práci, tj. pro návrh pažící konstrukce stavební jámy. Kapitola 3 je převzata z doporučené literatury. (1) (2) (3)

„Stavební jámy jsou výkopy sloužící pro spolehlivé založení stavby a výstavbu podzemních prostor objektu. S ohledem na dodržení potřebné hloubky založení příslušné jámy, jak z hlediska klimatických vlivů, tak i z hlediska dosažení únosné základové půdy, hloubí se stavební jámy prakticky ve všech případech plošných základů, ale velmi často i v případech, kdy stavby jsou zakládány hlubině, neboť základové konstrukce bývají většinou uloženy pod terénem. V případě výstavby objektů pozemního stavitelství, tj. zvláště budov bytových a občanských, je dnes téměř pravidlem návrh suterénních prostor těchto staveb, jež jsou budovány ve stavebních jámách, neboť pozemky zejména ve městech jsou drahé a je snaha o využití těchto prostor. Stavební jámy mohou být hloubeny jak v zeminách suchých, tak i částečně nebo zcela pod hladinou podzemní vody, v oblastech nezastavěných i v územích se stávající výstavbou.“ (2)

1.1 Druhy stavebních jam

Zvolení druhu stavební jámy se odvíjí od řady aspektů, jejichž váha je různá a může být proměnlivá pro různá staveniště, např. vhodnost propustnosti/nepropustnosti pažení. Je důležité vycházet především z okrajových podmínek staveniště: použití, geologické a hydrogeologické poměry, okolí (proluka nebo „zelená“ louka) a vlastní realizace stavby. Rozdělení viz (3):

- **Svahované jámy**, které jsou bočně omezeny svahy, provedenými ve sklonu zajišťujícím jejich obvykle dočasnou stabilitu.
- **Těsněné jámy** se používají pro zakládání v propustných zeminách hluboko pod hladinou podzemní vody, kdy vznikají problémy s vodou přitékající do stavební jámy jejím dnem.
- **Jímkové jámy (jímky)** jsou stavební jámy budované přímo ve vodě.
- **Roubené (pažené) jámy** jsou po obvodě omezené pažícími stěnami s doplňujícími podporovanými konstrukcemi, zajišťujícími dočasnou nebo i trvalou stabilitu jámy.

Pro další účely diplomové práce se dále budu zabývat pouze paženými stavebními jámami, které jako jediné přicházejí v úvahu pro návrh stavební jámy projektu SMICHOFF, neboť se budoucí objekt nachází v proluce s těžko přístupným terénem.

1.1.1 Konstrukční uspořádání pažených jam

Konstrukce pažené jámy se skládá obvykle ze tří základních typů konstrukčních prvků, z nichž každý má odlišnou funkci v celkové konstrukci. Jedná se o:

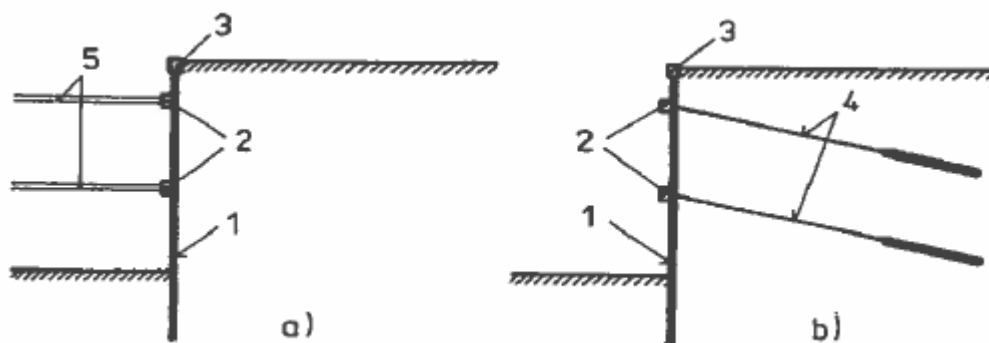
- Pažení
- Roznášecí prahy (převázky), v případě potřeby také horní ztužující věnec
- Podpěrné konstrukce (rozpěry nebo kotvy)

Pažení je ta část konstrukce pažené jámy, která bezprostředně přiléhá k hornině a zajišťuje spolu s dalšími prvky bezpečnost stěn jámy nejen proti celkovému sesutí, ale i proti erozi, vypadávání menších objemů horniny a u nepropustných pažení i proti pronikání podzemní vody. Pažení jámy uplatňuje svou nosnou schopnost především ve vodorovném směru, v některých případech i ve směru svislém.

Roznášecí prahy (převázky) jsou vodorovné nebo mírně skloněné nosníky, které přiléhají a umožňují roznesení velkých soustředěných podpor na větší plochu pažení. Roznášecí prahy jsou obvykle ze strany jámy připojené k pažení, což jsou tzv. **převázky vnější**, v některých případech je účelné vybudovat je ve formě vyztužených nosníků uvnitř pažicí konstrukce, čímž vzniknou tzv. **převázky vnitřní (zapuštěné)**. Roznášecí prahy (převázky) se zhotovují v jedné nebo více výškových úrovních. Vedle podstatné statické funkce plní též funkci ztužení celého konstrukčního systému pažené jámy a zajišťují vyrovnávání deformací dílčích částí pažicí konstrukce.

Podpěrné konstrukce jsou prvky konstrukce pažené jámy, jimiž se realizují reakce horninových a dalších tlaků působících na pažení. Podle charakteru sil, které vznikají v podpěrných konstrukcích působením tlaků na pažení, rozeznáváme podpěrné konstrukce:

- **Rozpěrné**, jimiž se tlakové reakční síly přenášejí buď rozpěrami do protilehlého pažení, nebo do horninového prostředí dna jámy
- **Kotvené**, u nichž jsou reakční síly realizovány tahovými silami v kotvách a přeneseny do horninového prostředí za pažením



Obr. 1 Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy: a) rozpěrné pažení, b) kotvené pažení; 1 – pažicí stěna, 2 – roznášecí prahy, 3 – horní věnec, 4 – kovy, 5 – rozpěry; (1)

1.1.2 Rozpěrné konstrukce

Rozpěrné konstrukce podpírají vlastní pažení pomocí konstrukce zabudované uvnitř stavební jámy.

Dočasné rozpěrné konstrukce

Zhotovují se ve formě dřevěných, ocelových, popř. smíšených rozpěr a rozpěrných nosníků, nejčastěji však ocelovými rourami nebo válcovanými nosníky, které přenášejí tlaky z pažení výjimečně do horniny uvnitř jámy, běžně do protější pažící stěny. Je-li rozpětí nosníků příliš velké, je nutno provést zajištění proti jejich vybočení působením vzpěrného tlaku mezilehlým podepřením ve svislém i vodorovném směru. Většinou se neaktivují, tzn. že se do nich příslušná osová síla předem nevnáší, ta vzniká až při deformaci pažení.

Často používaným systémem rozepření je uzavřený rám, který je vestavěn jako poměrně tuhá konstrukce v jedné nebo více etážích po vnitřním obvodě pažené jámy. Výjimečně je použití vnitřních rámu tvořených ocelovou příhradovou konstrukcí a to především z hlediska zajištění prostorové stability a detailů. Rozpěrné konstrukce je možné kombinovat s kotvením půdorysně nebo po výšce konstrukce stavební jámy. Pokud dojde k dokonalé aktivaci rozpěr, pak rozpěry ztuzují vlastní pažení stavební jámy. Takto se sníží deformace pažení za předpokladu zvýšení zemních tlaků. To může být v některých případech hlavní faktor pro realizaci rozpěrné konstrukce jako podpor pažení.

Avšak vnitřní rozepření často komplikuje výstavbu vlastního objektu ve stavební jámě. Rozpěrná konstrukce musí umožňovat dostatečný prostor pro stroje realizující výkop.

Trvalé rozpěrné konstrukce

Začleňují se při výstavbě do konstrukce podpovrchového objektu většinou ve formě definitivních stropů nejčastěji železobetonových. Vedle deskových železobetonových konstrukcí se používají i trámové stropy. Pokud je třeba vnitřních podpor, tak se používají vrtané širokoprofilové piloty nebo prvky podzemních stěn.

Definitivní rozpěrné stropní desky se zřizují s postupujícím hloubením vždy na dně dílčího výkopu, takže se zemina těží z jámy zakryté stropy, v těchto stropech je třeba vynechat těžební a větrací otvory. Vhodnou modifikací je metoda „spouštěného bednění“ pro postupnou betonáž stropů na jednotlivých podzemních etážích. Deskovou rozpěrnou konstrukci lze uskutečnit metodou „spouštěných stropů“, při níž jsou na úrovni terénu vybetonované stropy, které se postupně spouštějí vyjma horního do prohlubovaného výkopu a v jednotlivých rozpěrných úrovních se postupně zmonolitňují s konstrukčními podzemními stěnami.

Výhodou obou těchto postupů, označovaných jako metoda „top and down“, je po zhotovení konstrukčních stěn a prvního stropu možnost zároveň stavět podzemní i nadzemní konstrukce budoucího objektu.

1.1.3 Kotevní systémy

Kotvení je způsob zajištění stavební jámy, který se používá velmi často. Přenáší tahové síly ze stavební konstrukce do horninového prostředí, dále stabilizuje horninový masiv samostatnými předeprnutými kotvami. Základním „kamenem“ je vyvrtání otvoru různé

délky o průměru 100 až 200 mm, do něhož se zasune kotva, zainjektuje v kořeni a následně se předepíná požadovanou silou.

Podepření vlastního pažení kotvením nám uvolňuje prostor uvnitř stavební jámy a usnadňuje tak její realizaci. Běžně se pro podepření pažení realizují horninové kotvy, avšak v ojedinělých případech se kotví tahovými pilotami, v obou případech se přenáší tahové síly z konstrukce do horniny smykovým namáháním.

Vlastní kotvení po výšce pažící stěny se provádí průběžně během hloubení stavební jámy.

Dočasné dno jámy se zřizuje v hloubce 0,5 až 1,0m pod jednotlivými kotevními úrovněmi. Po osazení, předepnutí a vyzkoušení kotev jedné úrovně se provede v dílčích etapách výkop k další úrovni zakotvení a postup se opakuje.

Pro uspořádání kotev v podpěrném systému jsou obvyklé následující geometrické parametry:

- Rozteč 2 až 4m
- Vzdálenost mezi úrovněmi jednotlivých řad kotev 2,5 až 5,0m
- Minimální sklon 10°, běžný sklon 15 až 30°, maximální sklon 45°

Půdorysné i výškové uspořádání kotev má zajistit, že po injektáži kořenů nedojde k nežádoucímu vzájemnému ovlivňování. Minimální vzdálenost mezi začátky kořenů kotev by neměla klesnout pod 1m. Pokud nelze připustit vysokotlakou injektáž, je možno využít ocelových táhel, uložených do vyhloubené rýhy a upnutých do svislých kotevních prvků, buď samostatných, nebo průběžných. Tento nejstarší způsob se používal v uspořádání s ocelovou kotevní deskou zejména u přístavních nábrežních zdí. Lze také použít tahové piloty.

Horninová kotva je tvořena třemi hlavními částmi-hlavou, táhlem a kořenem, další dílčí části souvisejí s protikorozní ochranou kotvy.

Základní prvky jsou společné všem druhům kotev. Podle dalších znaků lze kotvy rozdělit:

- Podle typu táhla na kotvy tyčové, pramencové (lanové) a drátové
- Podle způsobu aktivace kotevní síly na kotvy předpjaté a nepředpjaté
- Podle doby funkce na kotvy dočasné a na kotvy trvalé, u nichž musí antikoroziní ochrana zajistit požadovanou dlouhodobou životnost.

Vhodnost jednotlivých druhů hornin pro kotvení

Nejvhodnější vlastnosti pro přenos tahových sil z kotev mají pevné skalní horniny, nezářalé a tektonicky jen málo porušené. Již v hloubce 2-3m pod povrchem mohou přenášet síly několika set kN a s hloubkou se jejich únosnost značně zvyšuje. Je-li skalní hornina v místě předpokládaného kořene kotvy postižena výraznou tektonickou poruchou, je nutné ji zpevnit injektáží. Injektovaný kořen má délku od 3 do 5m. Poloskalní horniny s pevností menší než 10 MPa vyžadují kořeny v délce 5 až 7m.

Ze zemin jsou nejvhodnější pro upnutí kotev injektovaným kořenem hrubší nesoudržné zeminy – štěrky a štěrkopísky, zvláště když se injektáží cementové suspenze vyšším tlakem zvětší výrazněji průměr kořene oproti průměru vrtu. Obvyklá délka kořene v dobře injektovatelných štěrcích činí 5 až 7m. Nižší únosnost vykazují písky obvyklá délka je 7 až 12m, ke snížení únosnosti kořene dochází u nesoudržných zemin též při jeho umístění pod hladinou podzemní vody.

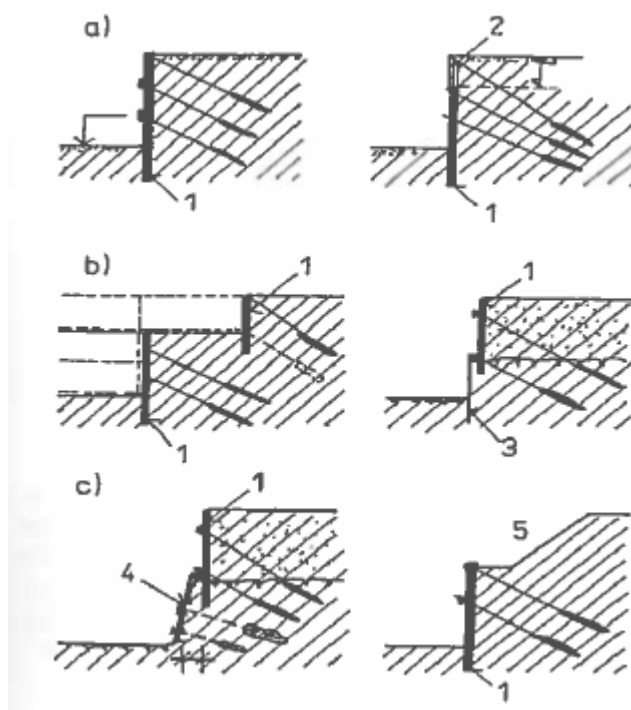
Jílovité zeminy vykazují značné a dlouhodobě probíhající plastické deformace (dotvarování), které vedou k postupnému zmenšování předpětí v kotvě. Délka kořene závisí na zrnitostním složení a konzistenci, u tuhých až pevných jílů se pohybuje mezi 10 a 20m.

Zcela nevhodné podmínky pro upnutí injektovaného kořene jsou v kvartérních a deluviálních a fluviálních sedimentech, které jsou nehomogenní, neulehlé, často zvodnělé a s obsahem organických zbytků. Stejně tak nevhodné jsou navážky a sypaniny komunálních odpadů.

1.1.4 Uspořádání pažících konstrukcí v příčném řezu

Základní varianty uspořádání příčného řezu jsou následující:

- Stavební jáma je pažená na celou výšku
- Stavební jáma je pažená jen zčásti (kombinované zajištění jámy)
- Stavební jáma s kotveným svahem



Obr. 2 Typy příčného uspořádání pažené stavební jámy (podle Socha-Dvořák): a) pažení na plnou výšku jámy, b) odstupňované pažení, c) kombinované zajištění; 1 – podzemní stěna, 2 – snáže demontovatelné pažení, 3 – mikropiloty, 4 – kotvy nebo svorníky se stříkaným betonem, 5 – svahovaná jáma; (1)

1.1.5 Časová použitelnost pažení

Z možné doby použitelnosti pažící konstrukce rozeznáváme pažení dočasná a trvalá.

Dočasná pažení plní svou stavební a statickou funkci jen po dobu výstavby, při návrhu všech dílčích prvků je nutno uvážit vliv koroze a přiměřenou ochranu proti ní, popřípadě posoudit možné snížení únosnosti kvůli korozi. U dočasných pažení je třeba technicky a ekonomicky zvážit možnost a vhodnost odstranění, resp. znovuzískání některých konstrukčních prvků pro opakované použití. Za dočasné pažení jsou považovány konstrukce s životností do 2 let.

Pažení trvalá. Jejich stavební a statická funkce trvá po celou dobu životnosti vlastní stavby. Trvalá pažení jsou buď částečně, nebo celá definitivním stavebním prvkem a jsou součástí budoucí stavby.

1.2 Metody a technologie pažících konstrukcí

Roubení je zabezpečení svislých, nebo výrazně strmých stěn výkopů, které se skládá z pažení a stabilizace pažení, což může být rozepření, nebo kotvení popř. kombinace těchto metod. Jinou metodu představuje hřebíkování, jež zajišťuje svislý, či strmý svah v určitých základových půdách na základě poněkud odlišného mechanismu statického působení. Pojem roubení (častěji pažení) se skládá jak z pažení, tak stabilizujících konstrukcí.

Stavební jámy, zvláště hluboké s hl. přes 6-8m, se většinou paží, neboť to i v případech dostatku prostoru nebývá dražší. V městské zástavbě se paží vždy, nicméně se většinou volí taková konstrukce, která paží stěny stavební jámy a zároveň vytváří suterénní zdi. Navíc u těchto konstrukcí přistupují často problémy s podchycováním sousedních, vesměs mělčeji založených staveb. Dalším typickým aspektem stavebních jam v městské zástavbě je snaha o co největší využití půdorysu podzemí, což vytváří tlak na návrh štíhlých pažících konstrukcí, přimknutých co nejtěsněji ke stávající zástavbě. Rovněž tak v extravilánech zvláště hluboké jámy jsou paženy. Vždy je dobré mít ekonomické srovnání mezi jednotlivými variantami.

Návrh konstrukce pažení stavebních jam uvádí (2), (1) a závisí především na následujících faktorech:

- Na inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech na staveništi, jež jsou v ČR velmi pestré a vesměs složité, na pevnostních a deformačních vlastnostech základové půdy, na charakteru navážky a násypů, na eventuální existenci stávajících, nebo i předpokládaných podzemních prostor na staveništi, nebo v jeho těsné blízkosti
- Na půdorysných rozměrech stavební jámy a možnostech přístupu pro stavební stroje a mechanismy
- Na reliéfu terénu, na hloubce stavební jámy a na hloubce základových spár sousední zástavby

- Na charakteru a stavebním stavu sousední zástavby, na stupni prozkoumanosti této zástavby
- Na velikosti využitelného prostoru pro vytvoření pažící konstrukce
- Na požadavku na charakter této konstrukce (pouze pažící - dočasná, nebo trvalá)
- Na požadavku na vodotěsnost pažící konstrukce, popř. na požadavku na využití této konstrukce jako ztracené bednění, na požadavku na rovinnost této konstrukce
- Na požadavku na likvidaci pažící konstrukce, nebo jejích prvků (zápor, pažin, kotev)
- Na požadavku na tuhost pažící konstrukce s ohledem na její přípustné deformace a deformace vyvolané výkopem na sousední zástavbu.

Pro návrh pažících konstrukcí se využívá viz (1), (2):

- **Záporové pažení** (kotvené i rozepřené, zcela výjimečně volně stojící), jež slouží vesměs jako ztracené bednění podél nezastavěného obvodu stavebních jam tam, kde pro jeho výstavbu lze využít stávající, nebo sousední parcelu. Využíváno je vesměs zápor vkládaných do vrtů a pode dnem stavební jámy zabetonovaných, dále dřevěných pažin, ocelových převázek a dočasných tyčových a pramencových kotev. Záporové pažení se provádí jednak bez pracovního prostoru (ztracené bednění), jednak s pracovním prostorem, což umožní jeho kompletní likvidaci po skončení jeho funkce. Povrch pažení bez pracovního prostoru se opatřuje omítkou, jež slouží jako podklad pod svislou izolaci. Tam, kde je to nutné, využívá se ztracených hlav kotev, popřípadě zapuštěných převázek, jež umožní vytvoření hladkého líce pažení.
- **Podzemní stěny** většinou monolitické, sloužící vesměs jako stěny konstrukční v tl. 0,40m, 0,60m a 0,80m, kotvené dočasnými a trvalými pramencovými kotvami. Pro výrobu podzemních stěn se využívá vesměs hydraulických drapáků, výjimečně pak hydrofréz. Byly vyvinuty detaily napojení základové desky i stropů do těchto podzemních stěn, jakož i těsnění jejich pracovních spár. Největší využití podzemních stěn je při výstavbě podzemních garáží, kde se jejich povrch neopatřuje žádnou další konstrukcí
- **Pilotové stěny** volně stojící a zejména převrtávané. Využívají se stále častěji, neboť v souvislosti s vývojem dostatečně produktivních vrtných souprav cenově významně konkurují stěnám podzemním a k jejich výrobě není potřebné použití pažící suspenze, a tak se méně zatěžuje životní prostředí. Jejich nevýhodou je pak větší možnost vzniku netěsností zvláště v komplikovaných geotechnických podmínkách
- **Mikrozáporové pažení** – trvalá konstrukce, jež spolu se stříkaným betonem a kotvením vytváří prostorově úsporné svislé stěny stavebních jam s hladkým povrchem, připravené pro svislou izolaci. Lze konstatovat, že zvláště v zástavbě historických proluk v Praze se jedná o typickou pažící konstrukci, sloužící současně pro podchycení stávající, mělce založené sousední zástavby

- **Štětové stěny** jakožto těsnící konstrukce pažení se využívá dosti výjimečně, a to zejména v souvislosti s dlouhodobou ochranou proti podzemní vodě, popř. jako protipovodňová opatření
- **Trysková injektáž**, především dvojfázová, ale též jednofázová, využívaná vesměs pro podchytávání stávajících stavebních konstrukcí mělčeji založených, dále pro vytváření vodotěsných stěn stavebních jam menšího rozsahu i pro těsnění dna stavebních jam. Často se prvky tryskové injektáže kombinují s mikrozáporovým pažením.
- **Hřebíkováný svah** se využívá jako dočasné pažení výkopu v nezastavěném terénu v základové půdě tvořené vesměs poloskálními horninami, nebo alespoň soudržnými zeminami.
- **Alternativní technologie**, jako např. provádění vmíchávaných sloupů apod., jež mají velmi omezený význam.

1.2.1 Hřebíkování

Hřebíkování základové půdy je metodou zlepšení jejích vlastností, zvláště pak smykové pevnosti pomocí kombinace jejího vyztužení a vytvoření odolného pokrytí povrchu svahu za účelem vytvoření jakési tížné zdi, která vytvoří stabilní svah výkopu. V podstatě se jedná o dočasné zajištění svahu svislého, nebo strmého výkopu, neboť konstrukce hřebíků a krytu povrchu zářezu nevyhovují zejména z hlediska trvanlivosti. Metoda hřebíkování využívá přirozené deformace zemního tělesa po provedení výkopu či odkopu svahu k přirozenému aktivování vyztužných prvků – hřebíků. Jejich aktivace, tj. vnesení síly do hřebíků, spolu s omezením, resp. řízením deformací povrchu stěny pomocí krytu zvolené pevnosti účinně zabraňuje tvoření trhlin zejména v oblasti podél povrchu svahu. Aby mohly být síly do jednotlivých úrovní hřebíků účinně vneseny, musí se výstavba hřebíkováného svahu provádět po etapách, přičemž všechny předepsané operace (instalace hřebíků, provedení vrstvy stříkaného betonu po případném předchozím odvodnění) této technologie musí proběhnout komplexně v každé etapě.

Hřebíky se realizují většinou „mokrým procesem“, tzn. že do předem připraveného maloprofilového vrtu navržené délky a sklonu se do cementové zálivky osadí hřebík většinou z betonářské oceli. Je třeba si uvědomit, že hřebíky jsou podél celé své délky opatřeny zálivkou a na rozdíl od kotev neumožňují předepnutí, neboť nemají žádnou volnou délku, na niž by mohlo být realizováno protažení, tudíž i vnesení předpínací síly. Hřebíky tedy spolupůsobí s okolní základovou půdou podobně jako mikropiloty ve své kořenové délce – podél celého hřebíku je aktivováno smykové napětí, jehož velikost roste s deformací mezi pláštěm vrtu vyplněného cementovou maltou a okolní základovou půdou.

1.2.2 Záporové pažení

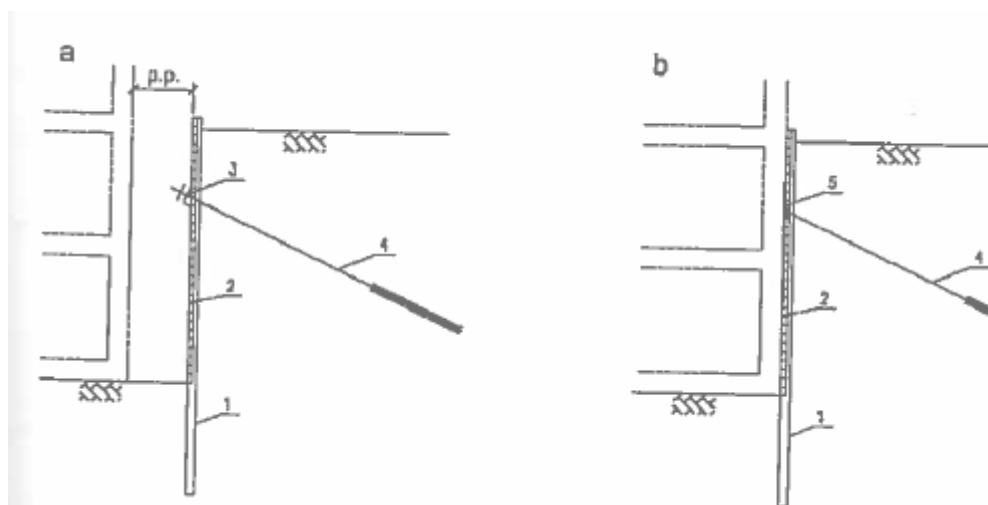
Záporové pažení se skládá z následujících prvků:

- 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), nebo dočasné kotvy (tyčové, či pramencové)
- Převázek, jež umožňují ekonomické uspořádání stabilizačních prvků
- Případně dalších prvků či úprav, což může být rubové odvodnění, či úprava povrchu pažení

Záporové pažení ve své klasické podobě je vždy konstrukce dočasná, neboť jeho životnost je omezená. Obvykle je životnost dána životností dočasných kotev, což jsou 2 roky. To ovšem neznamena, že záporové pažení musí být po skončení své životnosti odstraněno. V zásadě rozeznáváme 2 případy:

- Záporové pažení s pracovním prostorem, které bývá od stavby realizované v zapažené jámě či rýze dostatečně odsazeno (min. prac. prostor je 0,80m) a po skončení své funkce bývá odstraněno, přičemž většinu jeho prvků lze použít opakovaně.
- Záporové pažení použité jako ztracené bednění, jež je naopak přisazeno k rubu suterénní částí stavby, zde bývá požadavek na rovinnost pažení bez jakýchkoliv výstupků tak, aby jeho povrch mohl sloužit např. jako podklad pro svislou izolaci. Toto pažení obvykle zůstává v zemi.

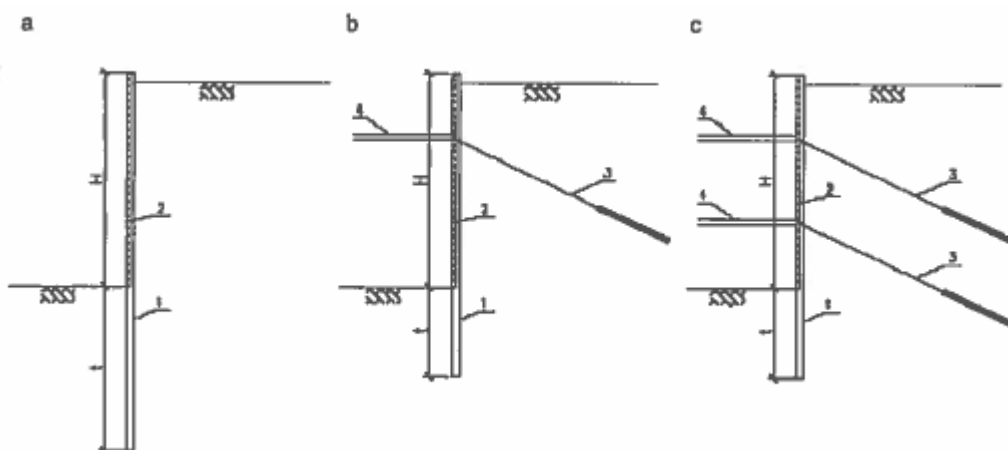


Obr. 3 Schéma záporového pažení: a) pažení s pracovním prostorem, b) pažení bez pracovního prostoru; 1 – zápora, 2 – pažiny, 3 – předsazená převážka, 4 – kotva, 5 – skrytá (utopená) převážka, p.p. – pracovní prostor; (1)

Vlastní záporové pažení se realizuje jako:

- Voně stojící (nekotvené, nerozepřené), pokud jeho volná výška je dostatečně malá (asi 3,5-4,0m) a pokud nehrozí nebezpečí z jeho deformací na okolní zástavbu
- Jednónásobně rozepřené či kotvené (v jedné úrovni), při volné výšce pažení od cca 3,5 do 7,0m

- Vícenásobně rozepřené či kotvené (ve více úrovních), s ohledem na relativně malou tuhost záporového pažení se nedoporučuje kotvení či rozpírání ve více, než třech úrovních, což odpovídá volné výšce do asi 12,0m. Pokud je třeba pažit vyšší výkopy, doporučuje se odstupňované pažení s bermami



Obr. 4 Druhy záporového pažení: a) volně stojící, b) jednonásobně kotvené, či rozepřené, c) vícenásobně kotvené či rozepřené; H - volná výška, t - vetknutí zápor pode dno jámy, 1 - zápora, 2 - pažiny, 3 - kotva, 4 - rozpěra; (1)

Vlastní provádění záporového pažení vyžaduje jistou zručnost a přesnost. Záporů se navrhuje obvykle v osové vzdálenosti od 1,0 do 3,0m, nejtypičtěji kolem 2,0m. Používá se profilů I č. 300 – 400, HEB č. 240 – 340 a dvojice U profilů č. 260 – 300, jejichž výhody jsou níže popsány. V tomto případě se oba U profily obrácené k sobě stojinami ve vzdálenosti 120 – 200mm spojují oboustranně navařenou pásovinou 100/10 po asi 2,0m. Ocelové nosníky slabších průřezů se používají pro mikrozáporové pažení.

Záporů (s výjimkou dvojic U nosníků) lze beranit či vibrovat, a to ve vhodných základových půdách, kde je tato technologie reálná. Na městských staveništích se však záporů vesměs vkládají do vrtů, kvůli dynamickým účinkům při beranění. Záporů se obvykle osazují jeřábem, po vycentrování se opřou o dno vrtu a u jeho ústí se poloha zajistí klíny, či vhodným způsobem. Vetknutá část zápor, jež by neměla být kratší než 1,5m (bez ohledu na statické posouzení), bývá ve vrtu stabilizována hubeným betonem. Vrt v části nade dnem jámy se obvykle volně zasype vyvrtanou zeminou, z níž je separována velmi hrubá frakce (přes 60mm). Je třeba, aby se zabránilo nadměrnému těžení zeminy za záporami, na druhé straně je snahou omezit ruční dokopávky na minimum. Po provedení výkopu na vhodnou hloubku, jež závisí především na charakteru základové půdy, se ihned osazuje výdřeva. V zásadě se vždy dřeví za příruby zápor, přičemž v horní etáži se pažiny zasouvají shora. Ihned po osazení jedné či několika pažin se prostor za rubem pažin zasype vhodnou zeminou, nejlépe hlinitým pískem, a ručně (palicí) se zhutní ve vrstvách tloušťky do 0,1m. Této pracovní fázi je třeba věnovat mimořádnou pozornost, neboť významně rozhoduje o následném chování záporového pažení. V následující fázi se buď podle navrženého pažení realizují stabilizační prvky, nebo se pokračuje s výdřevou a výdřeva pažení se provádí pro příslušnou stabilizaci.

Stabilizační prvky jsou buď rozpěry, nebo kotvy. Rozpěry lze výjimečně navrhovat jako šikmé, opřené patou např. o vybudovaný základ, nebo vodorovné, kdy v nepřilíh širokých jámách či rýhách jde o vzájemné rozepření. Nerozepírá se pochopitelně každá zápora, nýbrž se navrhuje ocelové převázky a záporové ve větších roztečích. Typický je návrh převázek vždy ob 2 záporové a rozpěry také.

1.2.3 Mikrozáporové pažení

Určitou alternativu k záporovému pažení představují mikrozáporové stěny. Jde o podobnou analogii, která je např. mezi pilotami a mikropilotami. Mikrozáporové stěny se navrhuje tam, kde z jakýchkoliv důvodů není dostatek místa a prostoru pro klasické pažení záporové, které je vždy levnější. Jde tedy v první řadě o stísněné prostory, kde není dostatek šířky pro jiný druh pažení, nebo kam nemohou potřebné stavební mechanismy zajet. V druhé řadě jde o staveniště, kde provádění klasických zápor není možné např. z důvodu nevrtatelných překážek v navážkách a podobně. Mikrozáporové stěny na rozdíl od stěn záporových vždy zůstávají v zemi a provádějí se většinou jako konstrukce bez pracovního prostoru, tj. jako ztracené bednění. Přesto se však jedná vesměs o konstrukce dočasné, které nejsou určeny pro trvalý přenos příslušných zatížení. Mikrozáporové stěny se skládají z následujících prvků:

- Mikrozápor, což jsou buď ocelové trouby, nebo profily HEB, přičemž mikrozáporové se vesměs vkládají do malo a středněprofilových vrtů realizovaných jako bezjadrové, jež jsou opatřeny cementovou záplivkou, popř. i cementovou maltou.
- Pažin, které jsou výjimečně tvořeny fošnami tl. nejméně 40mm, spíše pak ocelovými pažinami typu UNION, nebo stříkaným betonem s výztužnou sítí – to zvláště v případě výkopů v poloskalních a skalních horninách.
- Rozpěrného, nebo spíše kotevního systému sestávajícího z převázek a dočasných tyčových, či pramencových kotev.
- Případně dočasného rubového odvodnění stříkaného betonu podobně, jako v případě hřebíkových svahů.

Mikrozáporové stěny jsou konstrukce poměrně měkké – deformovatelné. Mikrozáporové se navrhuje v osových vzdálenostech od 0,6m do 1,5m a lze je umístit v minimální vzdálenosti (např. 0,20-0,30m) od stávající konstrukce. S ohledem na malou tuhost mikrozáporových stěn stoupá potřeba jejich podepření, které je dáno především kotvením. Kotví se vždy přes převázky, jež bývají většinou ocelové. Předřazené převázky znamenají pak vždy nutnost rozšíření tohoto pažení nejméně o 150 – 200mm. Výjimečně se využívá železobetonových převázek a hlavně ve formě hlavových trámů.

1.2.4 Pilotové stěny

Pilotové stěny představují vesměs trvalou pažící konstrukci, nebo konstrukci zárubních zdí. Jsou tvořeny zpravidla jednou řadou pravidelně, výjimečně i nepravidelně rozmístěných vrtaných pilot, jež jsou namáhány na ohyb, resp. mimostřední tlak. Přesto, že kruhový železobetonový průřez je nejméně výhodným tvarem pro ohybové namáhání, je rozšíření pilotových stěn značné. To je dáno především těmito důvody:

- Vrtání je poměrně progresivní a účinná technologie
- Jsou k dispozici výkonné stroje
- Vrty se paží vesměs ocelovými (spojovatelnými) pažnicemi a odpadá problém s pažicí suspenzí
- Pilotové stěny lze velmi dobře tvarově přizpůsobit požadavkům stavby

Pilotové stěny v mnoha případech plní dvojí účel, což je dáno skutečností, že se jedná vesměs o konstrukce trvalé. Pilotové stěny se konstruují pouze z pilot typu „replacement“, tj. z pilot vrtaných, ostatní typy pilot (displacement) se pro tyto konstrukce nehodí. V závislosti na vzájemné osově vzdálenosti pilot a s ohledem na jejich průměr d rozeznáváme:

- Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot ($a > d$)
- Pilotové stěny tangenciální ($a = d$)
- Pilotové stěny převrtávané ($a < d$)

Podle volné výšky rozeznáváme pilotové stěny:

- Volně stojící (nekotvené, nerozepřené)
- Kotvené (výjimečně i rozepřené) v jedné, či více úrovních

Volně stojící pilotové stěny lze navrhovat pro volnou výšku $H < 5-6\text{m}$, přičemž pochopitelně, s rostoucí výškou H roste jak vodorovná deformace těchto stěn, tak i požadavek na hloubku jejich vetknutí pod dno výkopu. Pro větší volné výšky se pilotové stěny kotví.

Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot jsou typickou trvalou konstrukcí zárubních zdí v případě silničních a železničních nebo rýh v soudržných zeminách, nebo i poloskalních horninách.

Tangenciální pilotové stěny se navrhují zřídka. Jejich hlavní výhodou je skutečnost, že není třeba budovat předsazené převázky, neboť kotvy lze umístit do mezer vždy mezi dvojice pilot.

Převrtávané pilotové stěny představují velice rozšířenou konstrukci průběžných stěn, jež značně konkurují průběžným stěnám podzemním zvláště z toho důvodu, že při jejich výrobě odpadá nutnost pažení pomocí pažicí suspenze. Stěna se skládá z pilot primárních, jež se realizují s časovým předstihem a vyplněny jsou prostým betonem. Tyto primární piloty nejsou nosné z hlediska ohybových namáhání a nemusí zasahovat na vypočtenou hloubku pod dno stavební jámy. Jejich hlavní funkce je těsnění, resp. pomoc při vytvoření souvislé stěny. Po jistě časové prodlevě, se přistupuje k realizaci pilot sekundárních. Sekundární piloty jsou nosné, železobetonové a jsou vetknuty na vypočtenou délku pode dno stavební jámy nebo výkopu. Vrty pro piloty se vrtají pomocí spojovatelných pažnic. Z pažnic se zemina vybírá příslušným nástrojem (šapou, spirálem), přičemž se pata pažnice nepodvrtává.

Pokud je třeba převrtávanou pilotovou stěnu kotvit, využívá se k tomu primárních pilot skrz něž se provádějí vrty pro kotvy a do nichž se přímo osazují kotevní hlavy. Výhodou je, že odpadnou převázky, nevýhodou pak jasně stanovený počet kotev, které nemusí být ekonomicky využité.

Převrtávané pilotové stěny se všeobecně považují za konstrukce vodotěsné, jež jsou schopny být namáhány hydrostatickým tlakem. Pokud jsou piloty vetknuty do nepropustného podloží, lze tuto pilotovou stěnu považovat za těsnící konstrukci.

Dnes vrtné soupravy (VDW) umožňují přisunout osu pilot velmi těsně ke stávající (nadměrné) stěně, tj. na vzdálenost až 300mm, zatímco klasické vrtné soupravy z důvodu konstrukce hydromotoru mají tuto vzdálenost nejméně 650mm. Jedná se ovšem o relativně měkké piloty, velmi náchylné na přesnost provádění, kde i jejich vodotěsnost je silně ohrožena.

1.2.5 Podzemní stěny

Podzemní stěny jsou liniové konstrukce trvalého zajištění vesměs svislých výkopů stavebních jam a rýh. Z hlediska účelu se dělí na podzemní stěny:

- Těsnící
- Pažící
- Konstrukční

Těsnící podzemní stěny mají vytvořit souvislou stěnu zabráňujícímu průsaku vody pod vodním dílem, přítoku vody do stavební jámy a infiltraci vody z řeky na přilehlé území. Často se využívají při ochraně životního prostředí, kde zabráňují kontaminaci do širšího okolí. Tyto stěny nejsou obnažené, tudíž nejsou namáhány ohybem a požadavek na pevnost výplně není významný. Zhusta se k jejich výrobě používá tzv. samotvrdnoucí suspenze, která plní dvojí účel:

- V průběhu těžby paží rýhu
- Následně v rýze zůstává, po čase ztuhne a získá požadované vlastnosti, což je především vodotěsnost

Podzemní stěny navržené čistě k pažícím účelům (jako dočasné) se dnes již prakticky nepoužívají, neboť jejich železobetonová výplň je schopna i dlouhodobě odolávat vnějšímu zatížení. Proto se v současné době využívá železobetonových podzemních stěn konstrukčních, jež tedy plní dvojí účel:

- V průběhu výstavby stavební jámy či rýhy paží její svislé stěny
- Vytvářejí zároveň definitivní obvodové stěny suterénu, a to často bez jakékoliv významné úpravy.

Železobetonové (betonové) podzemní stěny konstrukční se podle charakteru výplně dělí dále na:

- Monolitické, na místě betonované, kde výplň tvoří transportbeton, kterým se betonuje vesměs pod pažící suspenzi

- Prefabrikované, kde jejich výplň tvoří napřed vyrobené železobetonové prefabrikáty, jež jsou osazovány do rýh, vyplněných většinou samotrvdnoucí suspenzí

Monolitické podzemní stěny převažují, neboť jsou levnější a rychlejší. Jistou nevýhodou je samozřejmě nerovný povrch po odtěžení, neboť se v podstatě jedná o odlitek rýhy vytvořené v základové půdě. Proto se případně u konstrukčních podzemních stěn vyžaduje často úprava jejich povrchu, která se provádí buď frézováním, nebo naopak stříkaným betonem, resp. kombinací obou technologií. Podzemní stěny představují vodotěsné konstrukce, schopné odolávat hydrostatickému tlaku. V současné době se pro výrobu podzemních stěn využívá v podstatě dvou následujících technologií, daných využitím příslušných strojních zařízení:

- Hydraulické drapáky (vedené, resp. i řiditelné)
- Hydrofrézy

Typické tloušťky podzemních stěn jsou 400, 600, 800 a 1000mm.

Prefabrikované podzemní stěny se navrhují pro trvalé konstrukce zárubních zdí, popř. i hloubených tunelů. Jejich výhoda spočívá v dokonalé pohledové úpravě lícni plochy a možnostech dosažení naprosto přesné polohy jednotlivých panelů. Nevýhoda je dána relativně vysokou cenou, jež souvisí s výrobou a zejména transportem těchto panelů.

1.2.6 Konstrukce z tryskové injektáže

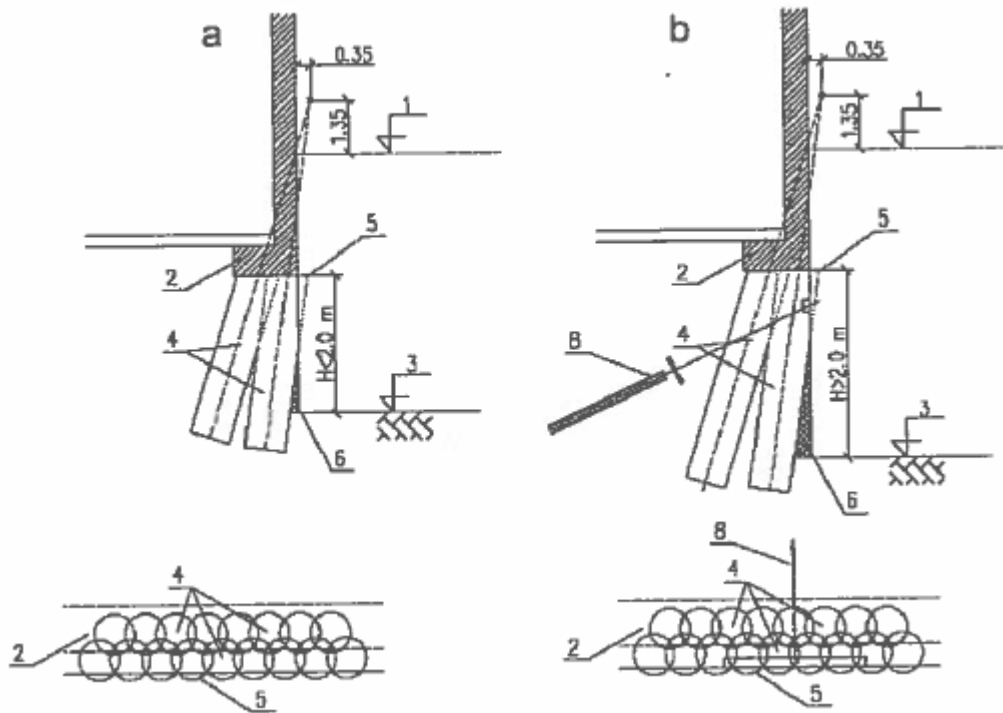
Konstrukce z tryskové injektáže se skládají z jednotlivých prvků tryskové injektáže (sloupů, popř. lamel), popřípadě z dalších prvků speciálního zakládání staveb (kotev, mikropilot, stříkaného betonu). Slouží buď pro podchycování, nebo zesilování stávajících základů, nebo pro vytváření těsnících a pažících stěn, výjimečně pak i jako základové konstrukce novostaveb. Z hlediska využití těchto konstrukcí pro návrh roubení stavebních jam vzniká problém v souvislosti s relativně malou ohybovou únosností těchto prvků, které nelze jednoduše vyztužit. Požadovaná ohybová únosnost je pak získána buď dostatečnou tloušťkou této konstrukce tak, aby v průřezu nevznikala tahová napětí, nebo spolupůsobením s dalšími prvky (např. mikropilotami) tak, že přebírají tahová napětí. Stěny ze sloupů tryskové injektáže však mohou dobře plnit funkci těsnících, a proto se používají pro těsnění určitých úseků záporového pažení, popř. pilotových stěn volně stojících či tangenciálních ve zvodnělých partiích základové půdy.

V případě pažení stavebních jam navazujících na stávající zástavbu bývá požadavek na co největší zábor pozemku. V těchto případech je třeba souběžně řešit dva úkoly:

- Podchytit stávající, obvykle mělčeji založenou zástavbu
- Zajistit zapažení svislé stěny stavební jámy pod stávajícími základy

Pokud jsou geotechnické poměry příznivé pro umožnění technologie tryskové injektáže, uplatní se v těchto případech nejlépe konstrukce překrývajících se sloupů tryskové injektáže. Takto vytvořená pažící konstrukce je samozřejmě dočasná do doby výstavby suterénu, pro nějž slouží jako ztracené bednění. Proto i kotvy bývají dočasné. V průběhu

těžby stavební jámy se přečnívající sloupy odbourají, naopak ve spodní části bývá zapotřebí klíny dobetonovat. Je-li hloubka od základové spáry stávajících základů po dno stavební jámy malá (např. do asi 2,0m), vyhoví příslušnému namáhání pouze jednoduchá řada sloupů, při zvětšující se hloubce je třeba počítat s kotvením. V případě větších hloubek pažení (např. přes 4,0m) bývá nutné kotvit ve více úrovních popřípadě kombinovat stěnu ze sloupů tryskové injektáže se stěnou mikrozáporovou.



Obr. 5 Pažící konstrukce ze sloupů překrývající se tryskové injektáže: a) při volné výšce $H < 2,0\text{m}$ – volně stojící, b) při volné výšce $H > 2,0\text{m}$ - kotvená; 1 - pracovní plošina, 2 - podchycovaný základ, 3 - dno stavební jámy, 4 - sloupy tryskové injektáže, 5 - odbouraná část, 6 - dobetonováno (stříkaný beton), 7 - zapuštěná ocelová převážka (úpalek Larssen), 8 - dočasná kotva; (1)

2. Navrhování pažených stavebních jam

2.1 Podklady pro návrh

Faktory návrhu pažící konstrukce určují potřebu a rozsah potřebných podkladů pro návrh (str.13).

A) Podklady geotechnické

Jsou základními a získáváme je na základě zadaného a provedeného inženýrskogeologického průzkumu. Ten financuje většinou investor, výsledky průzkumu jsou tedy jeho majetkem a on za ně nese příslušnou zodpovědnost. Aby byl průzkum použitelný a současně hospodárný, je velice vhodné, aby se jeho plánování zúčastnil i geotechnik – statik, tj. budoucí navrhovatel geotechnických konstrukcí. Zkušený geotechnik většinou dokáže odhadnout již ve stádiu přípravných prací metody, jež by přicházely v úvahu, a těm potom přizpůsobit požadavky na geotechnický průzkum. Jádrem každého průzkumu je realizace průzkumných sond, tj. většinou jádrových vrtů, výjimečně i kopaných sond a v některých případech polních geotechnických zkoušek. Plánování těchto prací by měla předcházet geologická rešerše, kdy zkušený inženýrský geolog jednak na základě svých znalostí, ale zejména pak na základě inženýrskogeologických map a archivních průzkumných děl z Geofondu si učiní základní obraz o geotechnických poměrech na lokalitě a s ním seznámí geotechnika – statika. Samozřejmě, že na základě této rešerše nelze určit detaily, např. přesnou hloubku skalního podloží, hladinu podzemní vody, apod. Lze však hovořit o globálních poměrech a odhadnout, zda lze očekávat podloží v rozumné hloubce a o jaké podloží půjde, jaké typy základových půd budou vytvářet pokryvné útvary apod. Tuto rešerši nelze v žádném případě zaměňovat za řádný geotechnický průzkum.

Na základě rešerše, nebo ze zkušenosti se plánuje geotechnický průzkum (podrobný, či doplňkový). Ten by měl vycházet ze znalosti:

- Základních geotechnických poměrů na lokalitě
- Rozsahu a hloubky stavební jámy
- Okolní zástavby
- Očekávaných poměrů hydrogeologických

Základem bude vždy v provedení a vyhodnocení jádrových vrtů, zasahujících vždy pod budoucí dno stavební jámy. Je jisté, že výsledky tohoto průzkumu neslouží pouze pro pažení stavebních jam, ale současně i pro zakládání stavby ve stavební jámě budované. Množství vrtů nelze nijak specifikovat, neboť závisí na tom, zdali se jedná spíše o poměry monotónní, nebo naopak. Nicméně většinou platí, že lépe je méně vrtů dostatečně dlouhých, než naopak mnoho krátkých vrtů. Velice důležitý je základní geotechnický popis, včetně zařazení podle ČSN 73 1001 (třídy R, G, S, F), a to jak na základě subjektivních kritérií, tak i podle upřesnění na základě indexových zkoušek (zrnitost, konzistenční meze), popř. v poloskalních a skalních horninách na základě prosté tlakové

pevnosti. Tento průzkum může být doplněn i polními zkouškami, tedy statickou, výjimečně dynamickou penetrací, ale pouze za účelem upřesnění jistých kvalitativních faktorů (ulehlost, konzistence). Pro posouzení navržených pažících konstrukcí statickým výpočtem, což je prakticky jediná používaná metoda, je třeba znát zejména velikosti stabilitních parametrů (γ – objemová tíha v přirozeném uložení, ϕ – úhel vnitřního tření, c – soudržnost) příslušných vrstev základové půdy. Tyto parametry lze nejlépe získat na základě laboratorních zkoušek neporušených vzorků zemin. Výsledkem geotechnického průzkumu je soubor hodnot odvozených, přičemž charakteristickou velikost příslušného parametru určuje projektant, jenž je za ni zodpovědný.

B) Podklady stavební

Jde jednak o podklady o plánované stavbě, jednak o podklady o stávající zástavbě. Investor by měl znát stavební záměr a být si vědom všech souvislostí. Tak např. požadavek na maximální využití suterénních prostor staveniště v městské zástavbě (v proluce) vede k riskantnímu podchycování sousedních objektů a tudíž k zvýšené ceně konstrukcí. Požadavek na maximální využití podzemní části parcely vede i k požadavkům na mnohem důkladnější průzkum stavební, a to formou kopaných sond, realizovaných podél zdí stávající zástavby. Tomu je třeba věnovat velkou pozornost, neboť některé starší domy neměly prakticky žádné samostatné základy, a byly založeny na pasech náležejících demolované stavbě. Potom existuje významné riziko vyplývajících z neznalosti základové spáry domu sousedního se všemi negativními důsledky.

C) Pasportizace

Součástí stavebních podkladů by měla být i pasportizace sousední zástavby, pokud existuje. Má se skládat z podrobných zákresů, dále z fotodokumentace, eventuálně i videozáznamu. Zprávu o pasportizaci je dobré nechat podepsat majitelem nemovitosti, nebo jejím správcem, popř. mu jeden tisk předat. Pokud soused odmítne přístup do své nemovitosti, je třeba o tom pořídit zápis předem a na něj se později odvolat.

D) Podklady o inženýrských sítích

Tvoří samostatnou a velmi problematickou skupinu potřebných odkladů. Hlavní problém spočívá ve dvou aspektech:

- Podklady jsou obtížně získatelné
- Podklady, pokud existují, jsou krajně nevěrohodné

2.2 Zatížení pažících konstrukcí

Posouzení pažení se stanovuje statickým výpočtem, přičemž se dle ČSN EN 1997-1 vychází z mezních stavů 1. skupiny, při překročení mezních stavů 1. skupiny dochází ke kolapsu konstrukce, a také z mezních stavů 2. skupiny (použitelnosti), při jejichž překonání se konstrukce smí používat omezeně nebo vůbec. Zanalýzováním výše popsaných vede většinou ke stanovení deformací, na které se konstrukce následně navrhuje.

Pažící konstrukce jsou jak dočasné (do 2 let), tak i trvalé. Přesto že v případě dočasných pažících konstrukcí tyto konstrukce po 2 letech nespádnou, tak vyprší jejich záruka. Trvalé pažící konstrukce mají obdobnou dobu životnosti jako kterékoliv konstrukce stavební.

Pro statické posouzení pažících konstrukcí je třeba vytvořit výpočetní model – statické schéma pro výpočet. Do něj se potom zavede zatížení, jež je tvořeno:

- Zemními tlaky
- Přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení
- Vlivy podzemní a případně i volné vody
- Dalším vnějším zatížením

Ve smyslu ČSN EN 1997-1 se zatížení dělí podle doby trvání a podle změn velikosti, polohy nebo smyslu na zatížení:

- Stálá
- Nahodilá (dlouhodobá, krátkodobá, mimořádná)

Za stálá zatížení se považují:

- Tíhy nosné konstrukce a všech jejích trvalých částí
- Trvale působící tlaky zemin, sypkých hmot a kapalin
- Účinky předpětí konstrukce

Za nahodilá se považují zatížení:

- Užitná
- Klimatická
- Od vynucených přetvoření
- Montážní

2.3 Posouzení pažících konstrukcí statickým výpočtem

Statický výpočet je jediný způsob jak posoudit návrh pažící konstrukce, která je zatížena obecnými silami. Na tyto síly se konstrukce musí posoudit. Výsledkem statického výpočtu jsou vnitřní síly v dílčích částech konstrukce, deformace, vnější a vnitřní stabilita. Pro výpočet vnitřních sil pažící konstrukce lze použít následující způsoby:

a) Řešení prutového modelu

- Pažící konstrukce je uvažována jako nosník uložený na tuhých podporách s předem definovaným zatížením (klasické řešení).
- Pažící konstrukce je uvažována jako nosník na pružném podkladě, a to metodou tzv. závislých tlaků (závislých zejména na deformaci pažící konstrukce).

b) Numerické řešení matematického modelu

- Pažící konstrukce je řešena jako rovinný (výjimečně prostorový) problém metodou konečných prvků, hraničních prvků či jinými metodami. Tímto způsobem lze odhadnout vliv navržené pažící konstrukce na stávající budovy a konstrukce v nejbližším okolí.

Prutové modely na tuhých podporách s předem stanoveným zatížením

Klasické postupy použitelné především pro stanovení velikostí vnitřních sil a dimenzování prvků pažící konstrukce. Ke klasickým postupům řadíme především tzv. Blumovu metodu, která dovoluje jednoduché výpočty nepodepřených a jedenkrát podepřených pažících konstrukcí, protože se jedná o staticky určité případy a dále potom výpočty vícekrát podepřených pažících konstrukcí, které zjednodušujeme na výpočet spojitého nosníku.

Vlastní pažící konstrukce pro nekotvenou a nerozepřenou stěnu se dimenzuje na mimostředný tlak, přičemž největší moment se nachází pode dnem stavební jámy, kde je posouvající síla nulová.

Pro jednonásobně podepřenou pažící konstrukci se postupuje podobně, pouze bod otáčení se volí v místě podepření, k němu je také vztažena momentová podmínka rovnováhy a neznámými jsou hloubka vetknutí i síla v kotvě (rozpěře).

Nosník na pružném podkladě, metoda závislých tlaků (dále jen MZT)

MZT nahradí řešenou oblast nosníkem proměnného průřezu na pružných podporách (pružnoplastickém podkladu). Ostatní hmota je nahrazena silami a horninu nahrazují tlaky závislé na deformaci nosníku. Iteračně se počítá v každém cyklu diferenciální rovnice ohybové čáry. V každém cyklu se může strmost výsledné závislosti mezi tlakem a posunem měnit. Je nulová na vodorovných (plastických) částech grafu. Iterace začíná při nedeformované konstrukci, zatížení tlakem v klidu. Výsledkem je ohybová čára pažení, zemní tlaky, síly v kotvách (podpěrách, rozpěrách) a všechny nosníkové veličiny. Zemní tlaky jsou výsledkem výpočtu nikoliv vstupem. Díky MZT můžeme provést rychlý návrh pažení, který dobře popisuje namáhání i deformaci pažení.

Numerické metody, výpočetní systém PLAXIS

Numerické metody se staly běžným nástrojem geotechnického inženýrství pro předpovídání přetváření konstrukce při výstavbě a při použití. Jedná se především o metodu konečných prvků (MKP), která je de facto jedinou možností pro posouzení 2.mezního stavu složitějších konstrukcí. V geotechnice, obzvláště pak u posouzení a návrhu pažení stavebních jam, se musí respektovat následující:

- a) Geometrický tvar navrhované konstrukce, okolní zástavby, jednotlivých vrstev základové půdy, atd. – to MKP umožňuje dokonale.
- b) Správná volba vlastností základové půdy a příslušných konstitutivních vztahů příslušné základové půdy – přes zjevné objevy (např. rozvoj tzv. hypoplastických vztahů) je tato problematika stále dosti otevřená a nejistá. Hlavním důvodem je

nelineární chování základových půd, jejich homogenita a anizotropie, což neumíme dobře definovat, natož pak změřit.

- c) Vliv technologie provádění geotechnických konstrukcí – tento faktor nejsme schopni implementovat do výpočtů vůbec, neboť příslušné závislosti neznáme. Snahou tedy je splnit obecné technologické požadavky při realizaci geotechnických konstrukcí, kde můžeme uplatnit příslušné evropské technologické normy.

Vnější a vnitřní stabilita kotvených pažících konstrukcí

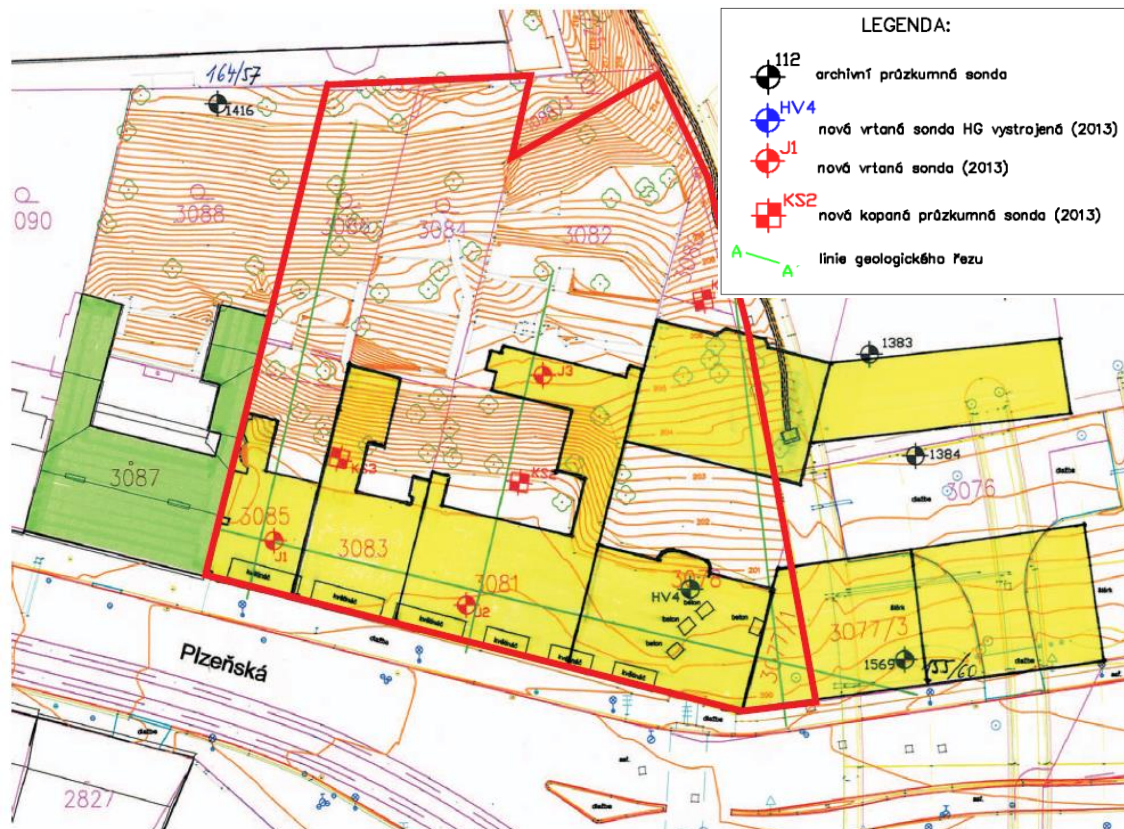
V případě kotvených pažících konstrukcí je důležité spočítat stabilitu systému pažení + kotvení, a to jak vnější, tak i vnitřní. ČSN EN 1997-1 uvádí několik postupů k zjištění vnější stability, avšak obvykle se volí jednoduchá metoda pro stanovení stability svahu (např. podle Pettersona, Bishopa, atd.)

Mechanismus porušení vnitřní stability pažící konstrukce je složitější. Předpokladem je, že síla v kotvě odtrhne horninový klín mezi pažící stěnou a kořenem kotvy, tím dojde k vyklonění stěny směrem do jámy a k plošnému porušení dílčími smykovými plochami.

PRAKTICKÁ ČÁST

3. Inženýrsko-geologický průzkum

Z původního inženýrsko-geologického průzkumu (dále jen IGP) jsem pro potřebu diplomové práce udělal výtah, tzn. některé pasáže jsou zcela nebo zčásti zkopírovány, některé zkráceny a některé, které nejsou k diplomové práci potřeba se ve výtahu vůbec nenachází. IGP byl zpracován firmou K+K průzkum s.r.o.



Obrázek 1: Výřez ze situace zájmového území se zákresem půdorysů nadzemních objektů u Plzeňské a Kartouzské ulice. Zeleně je vyznačen jediný stávající objekt na západním sousedství navrhované zástavby, žlutě jsou vyznačeny stavby demolované před zahájením výstavby Strahovského tunelu.

3.1 Úvod

V původním konceptu byly investorem vybrány dvě hlavní varianty zahloubení bud' s jedním suterénním podlažím a výrazným rozšířením plochy staveniště až za půdorys objektu a nebo se dvěma suterénními podlažími. V době zpracování IGP byla investorem preferována první varianta a ta byla také v IGP zohledněna.

3.2 Vymezení zájmového území, morfologické poměry

Zájmový soubor staveních parcel má zhruba tvar nepravidelného lichoběžníku. Severní hranici tvoří kontakt s opuštěnými a rozpadávajícími se budovami bývalé tiskárny v Grafické ulici, z východní strany je zájmová parcela vymezena konstrukcí jižního portálu

Strahovského tunelu a navazujícím mostním objektem, z jihu je pozemek ohraničen chodníkem Plzeňské + Kartouzské ulice a východní hranici reprezentují parcely sousedního činžovního domu na p.č. 3087 a 3088. Morfologicky je zájmové území značně členité, což je výsledkem jednak primárních přírodních faktorů a jednak poměrně zásadních antropogenních vlivů souvisejících s původní urbanizací území souborem činžovních domů z první poloviny minulého století a následnou stavební činností v 80. a 90. letech 20. století spojenou s výstavbou jižního portálu Strahovského tunelu. Území budoucí výstavby je obecně výrazně svažité s jižní expozicí spádu terénu do relativně úzkého plochého terénu podél Plzeňské ulice, tvořící jižní hranici zájmového území. Boční svah tu přechází do relativně velmi úzkého erozního údolí „bývalého“ Motolského potoka, který je v současné době zatrubněn a vrch podzemního svodu potoka je podle dostupných informací v hloubce cca 4 metrů pod Plzeňskou ulicí. Při chodníku Plzeňské navazuje směrem do zájmového území plochá část lokality s nadmořskou výškou mezi 200 a 201 m n.m. v pásu širokém 10 až 15 metrů. Následuje strmý svah až na úroveň mezilehlé, plošně nevelké terasy o šíři max. 6 metrů - zde je nadmořská výška v průměru na úrovni 204,5 až 205,5 m n.m. Terasa je směrem do svahu (k severu) ukončena zbytky cihlových opěrných zdí a schodišti, které vedly dále nahoru do zahradní části původní zástavby. Terén za nimi je postupně svažité nahoru až po objekt tiskárny, občas s drobnými zídkami dílčích terás. Terén v nejvyšší části zájmového území má nadmořskou výšku mezi 218,0 až 219,0 m n.m. Výškový rozdíl mezi nejnižší jižní a nejvyšší severní části činí zhruba 18 metrů. Primárním faktorem, který podmiňoval detailní morfologii zájmové oblasti, je erozní činnost povrchové vodoteče (Motolský potok) v terénu se zásadně odlišnou odolností hornin v podloží. Dno erozního údolí prakticky východo-západního směru prochází pásem měkčích břidlic mezi dvěma pruhy kompetentních litotypů - na levém břehu (námi sledované území) křemenců a na pravém břehu (směrem do vrchu Mrázovka) písčitých břidlic s vložkami křemitých pískovců, které oboje podmiňují pozitivní reliéf terénu. V námi posuzované lokalitě lze tedy předpokládat, že zde byl původně na severu poměrně ostrý a strmý nárazový svah, který se zhruba v polovině pozemků (ve smyslu S-J orientace) lámal do pozvolnějšího úpadu k patě vlastního údolí. V jižní, morfologicky méně složitě polovině terénu pak došlo k urbanizaci území podél Plzeňské a Kartouzské ulice. Charakter původní zástavby (před zásadními demoličními úpravami spojenými se Strahovským tunelem) jsme posuzovali podle starých mapových podkladů z roku 1921 a 1953, kde je rozsah nadzemních staveb v podstatě totožný. Původní stavby před demolicemi jsme přenesli do současného výškopisného plánu a je prezentován na stránce - obr.1. Zde jsou žlutě vyznačeny dnes již neexistující stavby, dále linie konstruovaných geologických řezů i pozice průzkumných sond tak, aby bylo možno si udělat co možno nejpřesnější představu o rozsahu antropogenních zásahů do původního terénu, i když bohužel přesně neznáme výškové úrovně osazení dílčích traktů původní zástavby.

3.3 Geologické poměry

Předkvartérní podloží

Horninové podloží svažitého pozemku tvoří staropaleozoické horniny svrchněordovického stáří řazené do libeňského souvrství, a to v zájmovém místě přímo na rozhraní obou odlišných faciálních vývoju tohoto souvrství:

- starší **řevnické vrstvy** jsou litologicky popisovány jako deskovité až tence lavicovité, tvrdé bělošedé až bělavožluté **křemence** s výrazně podřízenými polohami tence destičkovitých břidlic. V rámci našeho průzkumu je dále zařazujeme jako **geotechnický typ GT10**. Tyto křemence jakožto rigidní silicifikované horniny zpravidla téměř vůbec nepodléhají zvětrávacím procesům a nejsou u nich tak vyvinuty dílčí, kvalitativně odlišné zvětralinové zóny - proto celý komplex křemencového pruhu popisujeme pouze jediným geotechnickým typem. V našich nových průzkumných sondách nebyly křemence nikde zastíženy. V mělkém uložení se vyskytují v nepřístupné, výše položené severní polovině pozemků, kde nová sondáž nebyla možná. Popsány jsou v archivních sondách 1416 (pod zdí objektu bývalé tiskárny za SZ okrajem území) a 1383 (20 metrů hluboký vrt, který zastihl rozhraní mezi břidlicemi a křemenci v hloubce 13,50 m p.t. = kóta 187,66 m n.m. v daném místě). V severní části pozemku nebyl zjištěn žádný přímý výchoz křemenců, všude jsou překryty kvartérními pokryvy - křemencovými sutěmi a navážkami.

- mladší **libeňské vrstvy** jsou nejčastěji popisovány jako jílovité až **prachovitojílovité břidlice** s tence až středně destičkovitou odlučností, patřící obecně mezi měkčí členy pražské formace a snadno podléhající intenzivnímu zvětrávání. V místě navrhované stavby navíc lze předpokládat i poměrně silné tektonické postižení typické pro část vrstevního sledu na kontaktu s rigidními křemenci. V přípovrchové části horninového masívu je možno schematicky vymezit tři kvalitativní zvětralinové zóny:

- svrchní zvětralinová zóna je tvořena **velmi silně zvětralými až rozloženými břidlicemi (geotechnický typ GT7)**, pevnostní zařazení nejvýše na rozhraní tříd R6/R5.
- střední zvětralinová zóna je tvořena **velmi až mírně zvětralými břidlicemi (geotechnický typ GT8)**. Pevnostně ji řadíme do třídy R5. Mocnost této zóny lze uvažovat v rozpětí mezi 1,5 (platí v průměru pro východní resp. JV sektor území) a 3-4 metry (střední a západní část území).
- spodní zvětralinovou zónu označujeme jako **břidlice slabě zvětralé (geotechnický typ GT9)**. Horninu pevnostně řadíme v průměru do svrchní části intervalu třídy R4.

Kvartérní pokryvné zeminy

Na ploše zájmových parcel jsou výše popsané břidlice a křemence celoplošně zakryty kvartérními pokryvnými zeminami, jejichž celková mocnost je značně variabilní a podle bodových sond se pohybuje v rozsahu od zhruba 2 metrů (SZ sektor území) do necelých 10- ti metrů na jižní hraně pozemků. Kvartérní pokryvy jsou geneticky tvořeny jednak zde dosti objemově významnými sekundárními antropogenními uloženinami

souvisejícími se dvěma základními vývojovými cykly urbanizace území a jednak přirozenými akumulacemi deluviálních až deluvio-fluviálních sedimentů ve střední a dolní partii poměrně příkrého levobočního svahu do údolí povrchové vodoteče Motolského potoka.

Antropogenní zásahy do terénu jsou v posuzovaném území poměrně značné, a to především v jižní a východní straně území, kam bude soustředěna i nově navrhovaná, nadzemní část výstavby. Tyto stavební zásahy lze časově zařadit do dvou zásadních etap:

- **prvotní urbanizace území** podél Plzeňské a Kartouzské datovaná do první poloviny minulého století, kdy zde byly postaveny činžovní domy v základní souvislé uliční frontě. Výškové osazení krajní uliční fronty je odpovídající zhruba úrovni ulice a chodníku, výškové osazení „dvorních“ traktů již tak jasné není a lze se domnívat, že objekty mohly být posazeny výše než uliční fronta.
- **výstavba v předpolí jižního portálu Strahovského tunelu**, předpokládáme, že na východní hranici zájmových pozemků byla otevřena stavební jáma, která svým bočním odřezem částečně zasáhla i do pozemků samých (č.p.3078 a č.p.3080) a je tedy nutno zde počítat s vyšší mocností „obvodového zásypu“ stávající betonové konstrukce předpolí tunelu před nástupem na přemostění přes Kartouzskou a Plzeňskou. Důkazem tohoto obvodového zásypu je kopaná sonda KS1, která na svou finální hloubku 3,5 metru byla stále ve velmi nesourodých zavázkách stavebních odpadů spojených až se stavbou tunelu.

Antropogenní sedimenty (navážky a zavážky) vymezujeme jako **geotechnický typ GT1** bez dalšího materiálového členění. Obecně lze konstatovat, že zdejší zavážky jsou tvořeny zcela dominantně stavební sutí z místních. Dále pak je zde i těleso úzkého klínovitého násypu mezi spodní a střední etáží, které je tvořeno převážně hlínou s hojnou drobnou břidličnou drtí. V zemi zůstaly patrně všechny podzemní konstrukce původní zástavby tj. obvodové a vnitřní zdi, podlahy sklepů apod. Hloubkový dosah sklepů u demolovaných činžovních domů není příliš vysoký, zdá se, že žádný z domů neměl více než jeden suterén.

Mimo přípovrchovou zónu antropogenních zásahů jsou níže zachovány přirozeně akumulované kvartérní uloženiny, které geneticky zařazujeme jako deluviální až deluvio-fluviální (svahové a potoční uloženiny) - v podstatě platí, že v severní a střední části území jsou zachovány prosté gravitační svahoviny bočního svahu nad údolím potoka a že v jižním pásu pak „směsné“ uloženiny polygenetického původu. V rámci přirozených kvartérních uloženin jsme vymezili následující skupiny sedimentů:

- **geotechnický typ GT2** reprezentovaný reliktem výrazně humózní písčitojílovité hlíny, která tvořila původní „orniční“ vrstvu. Zjištěna byla pouze ve vrtech J2 a HV4, a to v poměrně velké mocnosti 60-70 cm. Z hlediska výstavby je nevýznamná.
- **geotechnický typ GT3** reprezentovaný jemně písčitým jílem bez hrubších příměsí, tuhé/pevné konzistence. V původním terénu se představoval tento jíl (deluvio-) fluviálního původu pouze v jižním plochém okraji údolní nivy Motolského potoka. Mocnost zemin GT3 rostla od paty svahu směrem do podélné osy údolí (od nuly do

cca 2,5 metru - viz řez B-B nebo C-C). Z hlediska budoucí stavby se nachází v takových hloubkových úrovních, že budou zcela odtěženy i v případě menšího zahloubení.

- **geotechnický typ GT4** reprezentují z větší míry silně písčité jíly až jílovitý písek se štěrkovou příměsí.
- **geotechnický typ GT5** reprezentují deluviální uloženiny charakteru křemencové suti s hlinitopísčitou výplní. Křemencové suti tvoří na lokalitě objemově nejrozšířenější typ kvartérních zemin, jejich mocnost se pohybuje v rozsahu od 2 do cca 8.
- **geotechnický typ GT6** je zjištěn pouze v jižní okrajové části lokality a je zastoupen uloženinami charakteru zajiřovaného písčitého štěrku až štěrkopísku, který se zde objevuje v dílčích vrstvách v bazální části kvartérního souvrství. Mocnost dílčích vrstev dosahuje nevelké mocnosti od několika decimetrů po 1,3 metru. Polohy zeminy GT6 se v nových vrtech objevily jako zvodnělé pod úrovní posléze ustálené hladiny podzemní vody.

3.4 Hydrogeologické poměry

Nově provedené vrtné práce potvrdily předpoklady archivních mapových podkladů o úrovni hladiny podzemní vody v ploché jižní části území tj. okraj údolní nivy Motolského potoka. Podzemní voda byla naražena a ustálena v bazální části kvartérních pokryvných zemin v hloubkách mezi 7,0 a 7,5 metry pod terénem tj. zhruba v úrovni absolutní kóty 193,30 až 193,40 m n.m. (Bpv). Ve vystrojeném vrtu HV4 je možno v budoucnu provést ještě periodická měření případných oscilací HPV, nicméně zde neočekáváme žádné zásadní výkyvy (tj. ne vyšší než zhruba +/- 0,5 metru). Podzemní voda zde proudí volně v průlinově propustném prostředí zemin geotypů GT4 a GT6 se směrem proudění souhlasně s tokem dnes uměle podchyceného a zatrubněného Motolského potoka. Složitější a ne příliš přesné zhodnocení hydrogeologického režimu bude ovšem možné stanovit pro severní svažitou část lokality, kde bude již podzemní voda vázána na horninové podloží křemenců a břidlic. Z nových prací máme bodový údaj z vrtu J3, kde byla podzemní voda ustálena v úrovni 11,48 metru p.t. v místě tohoto vrtu = 193,84 m n.m. Během vrtání nebyla voda zřetelně naražena, měření bylo provedeno až po zhruba 50 hodinách po odvrtání s výše uvedeným výsledkem, svědčí to o slabém průsaku puklinové vody. Další údaje o podzemní vodě směrem k severu do prostředí křemencového pruhu v našem území chybí, lze pouze aproximativně očekávat „vzestup“ úrovně hladiny podzemní vody v opačném směru než je směr jejího proudění. Další dostupná měření hladiny podzemní vody jsou k dispozici v areálu bývalé tiskárny (ve dvoře poblíž Grafické ulice), kde byla její úroveň ve třech místních vrtech uvedena mezi kótami 210 až 212 m n.m. (v S-J směru), takže je zde patrný velký výškový gradient HPV mezi ulicí Grafickou a Plzeňskou. Do řezů A až C jsme pak schematicky zakreslili předpokládaný strmější sestup hladiny podzemní vody mezi severní a jižní hranicí zájmových parcel.

Chemické složení podzemních vod je primárně závislé na prostředí jejich výskytu. Podzemní voda vzorku z vrtu J2 vykazuje prakticky neutrální reakci (pH = 7,1). Podle ČSN EN 206-1 "Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda" hodnotíme místní podzemní vody kvartérního oběhu stupněm agresivity XA1, a to v důsledku mírně zvýšeného množství agresivního CO₂.

3.5 Závěrečná hodnocení a doporučení

Hlavní stavební objekt - základové poměry

Základové poměry je možno názorně posoudit v levém křídle S-J orientovaných řezů A až C a dále v celém řezu D. Při zahloubení dna stavební jámy na úroveň kóty cca 197,20 m n.m. budou v úrovni báze výkopu zastížena různá geologická prostředí, převážně pak kvartérní geotechnické typy GT3 až GT5 s tím, že největšího rozsahu budou křemencové suti GT5. Pouze u JV traktu, zabíhajícího dále do vyvýšené strany pozemků, je možno na jeho severní straně půdorysu očekávat ve dnu stavební jámy i zvětralé břidlice (GT7, GT8) a nelze vyloučit i zcela okrajový výskyt křemenců GT10. Z řezů je patrná poměrně značná diversifikace kvality aktivního podzákladí především v S-J orientaci, kde na jižní straně bude pod úrovní dna jámy ještě stále značná mocnost kvartérních zemin (6-7 metrů), zatímco již na zmíněné straně k severu mocnost kvartéru vyklíňuje až k nule.

Parkovací objekt - základové poměry

Základové poměry severního parkovacího domu je možno názorně posoudit v pravém křídle S-J orientovaných řezů A a B, zároveň však je nutno upozornit, že v sektoru půdorysu těchto garáží nejsou vzhledem k nepřístupnosti terénu poměry ověřeny sondáží. Objekt je posazen do elevační části parcel a výškovým osazením je řešen vlastně jako zcela podzemní stavba. V úrovni dna stavební jámy očekáváme téměř celoplošně křemence GT10, takže je tím předurčeno plošné založení objektu. Pouze v jižním pásu parkovacího domu se mohou objevit i silně zvětralé břidlice GT7 nebo okrajově i křemencové suti GT5, takže bude nutno při plošném založení vyřešit potenciální riziko nestejnomyšerného sedání základů posazených na rozhraní mezi rigidní, zcela nestlačitelné křemence a případná prostředí GT5 a GT7. V západní části staveniště je navržen ještě „přechodový, střední“ parkovací dům, jehož základové poměry jsou schematicky vystíženy ve středním úseku geologického řezu A. Zde očekáváme v úrovni potenciální základové spáry plošné varianty založení tohoto objektu zčásti rigidní křemence a zčásti břidlice GT7 nebo křemencové suti GT5 - tedy poměry již částečně zmiňované pro severní parkovací dům.

Vliv místního HG režimu na výstavbu

Dle preferované varianty výškového osazení stavebních objektů, je z hlediska vzájemného ovlivnění mezi stavbou a stávajícím hydrogeologickým režimem možno hodnotit následovně:

- v půdorysu hlavního stavebního objektu tj. administrativní budovy se 6-10 NP nepředpokládáme vzájemný kontakt vlastní konstrukce a podzemní vody mimo

prvky hlubinného založení. Pouze v severním výběžku JV traktu se zahloubení jámy přibližuje aproximativně očekávané úrovni HPV v nespojitě puklinové zvodni. Ověření úrovně HPV v horninovém prostředí zde není za současné konfigurace terénu možné. Tato problematika je však především až zásadní pro následně diskutovaný sektor severního parkovacího domu.

- v půdorysu severního parkovacího domu předpokládáme, že při daném zahloubení dojde v zářezu stavební jámy na severní straně k naražení nespojitě puklinového zvodnění v úrovni 3-5 metrů nad bází výkopu. Daný stav je ovšem neověřený a jeho vymezení je diskutováno v kapitole 3.4 hydrogeologické poměry. Zahloubená stavba parkovacího domu bude tvořit v délce zhruba 40-ti metrů sekundární bariéru vůči přirozenému směru proudění puklinových podzemních vod - stavba je zde orientována prakticky kolmo na směr odtoku podzemních vod do údolí Motolského potoka. Není vyloučeno, že by mohlo dojít k částečnému nadržování podzemních vod a ke zvýšení HPV především v centrální a SV partii, kde navíc není jasný aktuální vliv tunelové stavby na místní HG režim.

Vzhledem k tomu, že se pro celkovou strategii finální podoby projektu jedná o zásadní faktor je nutno zvážit otázku způsobu realizace potřebných doplňujících průzkumných prací v dnes nepřístupné horní polovině lokality.

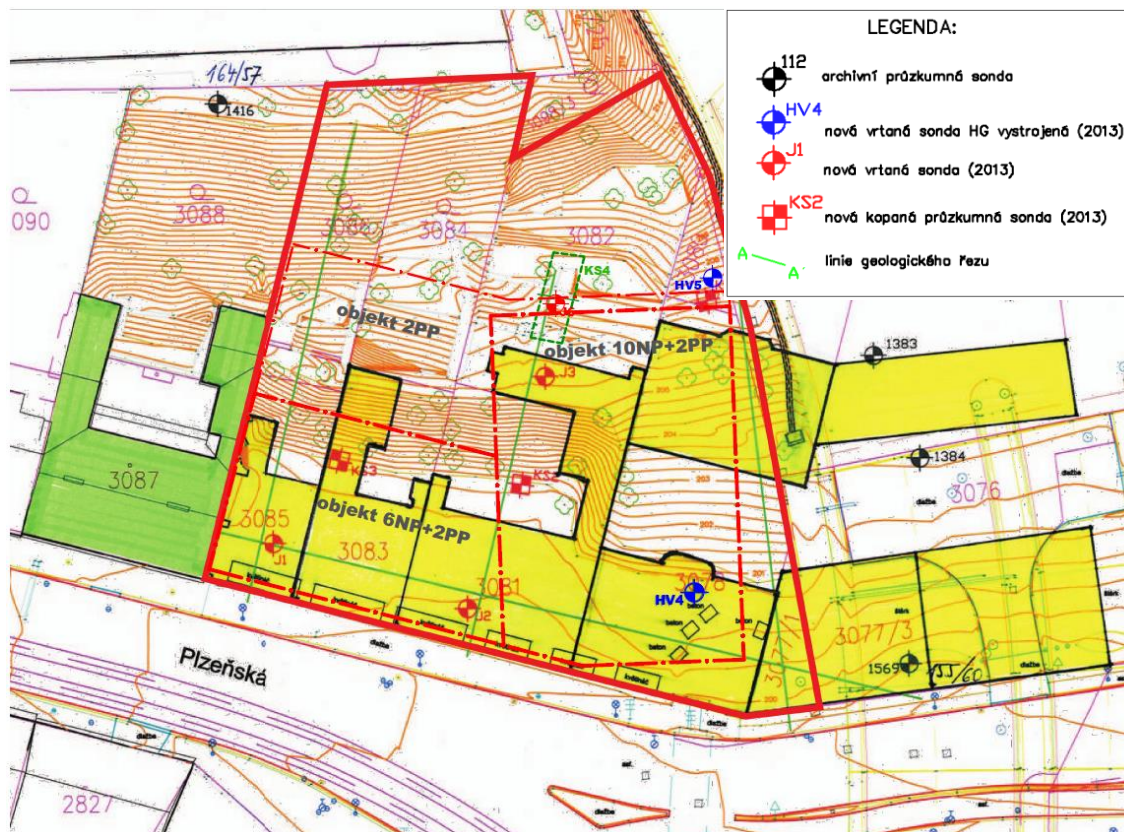
Zemní práce, výkopy stavebních jam a jejich zajištění.

Zemní práce budou při aktuálně preferované variantě polohového a výškového osazení objektů představovat poměrně zásadní negativní technický a tím i ekonomický prvek celého projektu. Hlavní objem zemních prací se koncentruje do střední a severní části parcel, což při stávající konfiguraci svažitého terénu s jižní orientací představuje vyhloubení masivního klínovitého zářezu, jehož limitní hloubka na západním křídle severní hrany staveniště dosahuje až 18-ti metrů. V nejnižší a v podstatě ploché jižní části území představuje preferovaná varianta jediného PP zemní práce relativně malého objemu, které postihnou především odtěžení zbývajících, dosud neodstraněných stavebních konstrukcí původní činžovní zástavby. Těžitelnost je zde ztížena ponecháním původních zděných cihlových konstrukcí a výplní hrubých stavebních sutí v zasypaných sklepech. Mimo původní sklepy je těžitelnost kvartérních zemin bezproblémová v rozsahu I.třídy dle aktuálně platné klasifikace uvedené v ČSN 73 6133 „Návrh a provádění tělesa pozemních komunikací“. Při návrhu plného plošného využití dotčených pozemků nelze uvažovat s možností zajištění bytí jen mělké jámy prostým svahováním, takže budou navrženy svislé pažící konstrukce v souladu se statickým návrhem vycházejícím z výsledků tohoto průzkumu. Na západě stavební jáma sousedí na sraz se stávajícím činžovním domem, patrně s jedním suterénem a s plošným založením na kvartérních sedimentech nejspíše charakteru GT4 a GT5. V případě hlubokého klínovité tvarovaného odřezu střední a severní části stavební jámy je nutno počítat se značnými těžkostmi při rozpojování horninového masívu křemencového pruhu. V prostředí křemenců GT10 je jednoznačně stanovena III.třída těžitelnosti. Veškerá ostatní dotčená prostředí při hloubení odřezu je možno uvažovat v I.třídě těžitelnosti, pouze částečně u křemencových sutí GT5 v těsném kontaktu při vlastním křemencovém pruhu mohou tyto

zeminy částečně zasahovat do II.třídy těžitelnosti. Posledním problémovým faktorem hlubokého „severního“ odřezu je způsob zajištění stěn jámy. Značná část odřezu bude situována do prostředí křemenců, které by mohly představovat z hlediska stability stěn poměrně příznivé prostředí, v daném případě však strukturní poměry situaci značně komplikují - směr vrstev je prakticky paralelní se severní největší stěnou stavební jámy a desky až lavice křemenců budou orientovány do díla s avizovanými dosti strmými úklony 55 až 60 stupňů. Pokud budou křemencové polohy obsahovat bytí tenké podřízené prolohy zvětralých břidlic, tak riziko vyjíždění horninových bloků může být dosti výrazné. V obou bočních křídlech stavební jámy jsou naopak úložné poměry příznivé a větší deformace zde nehrozí, pouze dílčí odpady odvislých kamenů a menších bloků zčásti uvolněných při hloubení jámy.

4. Doplnující IGP

Z doplňujícího IGP jsem vytáhl pouze nové skutečnosti, které se nenacházely v IGP vůbec a nebo jen zčásti. Doplnující IGP byl zpracován firmou K+K průzkum s.r.o. v Praze v květnu 2017.



Obrázek 2: Nové vrtané sondy HV5 a J6, nová kopaná sonda KS4. Čerchovaná červená čára=hranice objektu.

4.1 Aktuální stavební záměr

Aktuálním stavebním záměrem je druhá původně nepreferovaná varianta. Objekt má dvě podzemní podlaží, tato podlaží nejsou výškově jednotná v celém půdorysu stavby a z plošného hlediska lze stavbu rozdělit účelově na „jižní a severní sektor“. Podlaha 2.PP je v geořezech znázorněna červenou přerušovanou čarou a niveleta zelenou přerušovanou čarou. V jižním sektoru je navržena podlaha 2.PP v úrovni -6,00m=194,00m n. m. (BpV), niveleta je uvedena na úrovni -6,60m=193,4 m n.m. (BpV). V severním sektoru je podlaha 2.PP navržena v úrovni -4,50m=195,50 m n.m. (BpV), niveleta je uvedena na úrovni -5,10m=194,90m.n.m. (BpV). Hlavní stavební jáma tedy bude mít dvě hloubkové úrovně o vzájemném odskoku 1,5m oddělené dočasně svahovaným stupněm.

Hlavním úkolem předkládané doplňkové fáze průzkumných prací bylo zpřesnění znalostí geologické stavby území na severní hraně navrhovaného objektu tj. ve špatně

přístupném svažitém terénu bývalých zahrad nad severní hranou zbouraných činžovních domů, kde bude situován poměrně vysoký odřez svahu.

4.2 Hydrogeologické poměry

Geologická stavba území rozděluje staveniště na dva hydrogeologické celky:

- **plochá jižní část lokality**, podzemní voda zde proudí prakticky volně v průlinově propustném prostředí zemin především geotypů GT4 směrem prakticky souhlasným s tokem dnes uměle podchyceného a zatrubněného Motolského potoka (tj. od Z k V směrem k Vltavě). V rámci průzkumu z přelomu let 2013/2014 byly v této depresní části staveniště provedeny 3 průzkumné vrty, v nichž byla podzemní voda naražena a ustálena v bazální části kvartérních pokryvných zemin v hloubkách mezi 7,0 a 7,5 metry pod terénem tj. zhruba v úrovni absolutní kóty 193,30 až 193,40 m n.m. (Bpv). Jeden z vrtů (HV4) byl hydrogeologicky vystrojen mj. i pro možnost do budoucna provést ještě periodická měření případných oscilací HPV. Tato případná měření se patrně neuskutečnila. V rámci aktuálního doplňujícího průzkumu jsme sami vrt zkontrolovali z hlediska jeho funkčnosti a jelikož se jeví technicky zcela v pořádku provedli jsme tři postupná měření v intervalu od konce března do poloviny května. Výsledek stávajících měření je z hlediska stavby dosti zásadní, srovnání měření je uvedeno v následující tabulce.

Tabulka hydrogeologických měření na pozorovacím vrtu HV4:

Datum měření	Hloubka HPV od terénu /m/	Kóta HPV /m n.m. Bpv/
18.12.2013	7,42	193,25
30.3.2017	6,80	193,87
11.5.2017	6,54	194,13
18.5.2017	6,51	194,16

Poznámka: Odměrný bod je terén na kótě 200,67 m n.m.

Na vrtu HV4 jsou v průběhu nových měření pozorovány výkyvy resp. postupné nástupy hladiny. Ve zprávě z roku 2013 jsme uvedli, že zde neočekáváme žádné zásadní výkyvy tj. ne výkyvy vyšší než zhruba +/- 0,5 metru a hladina podzemní vody by se podle tohoto předpokladu měla držet v zóně o mocnosti cca 1 metru. Stávající měření by teoreticky stále bylo v této potenciální oscilační zóně, a to za předpokladu, že stavy na konci roku 2013 by byly prakticky spodními oscilačními limity a stávající stav naopak prakticky horním oscilačním limitem. V aktualizovaných geologických řezech jsou popisované skutečnosti vyznačeny vnesením dvou časových stavů průběžných hladin podzemní vody. Nicméně nelze vyloučit, že oscilační zóna HPV je mocnější než předpokládaný 1 metr a že maximální stavy HPV mohou být ještě o něco výše než bylo naměřeno ve vrtu HV4 v květnu 2017.

- **strmá severní část lokality** se vyznačuje puklinovým oběhem podzemních vod vázaných na horninové podloží břidlic a především křemenců v bočním svahu nad

údolím Motolského potoka. Pro tuto část staveniště nebyly při zpracování výsledků průzkumu z přelomu roků 2013/2014 dostatečné podklady. V rámci doplňujícího průzkumu je díky instalaci nového pozorovacího vrtu HV5 (SV roh staveniště) k dispozici významný údaj o aktuální úrovni HPV v místě budoucího severního odřezu stavební jámy. Záměra HPV byla provedena 18.5.2017 tj. týden po odvrtání tohoto vrtu. Hladina podzemní vody byla změřena v hloubce 8,02 metru pod úroveň terénu v místě vrtu (206,53 m n.m.) tedy na kótě 198,51 m n.m. V aktualizovaných geologických řezech je výsledek tohoto měření zpracován jako HPV „stav 2017“, původní předpokládaný stav jako HPV „stav 2013“. Z řezů je patrný opět vyšší stav HPV v současnosti než byl stav teoreticky předpokládaný v roce 2013. V tomto směru je nutno zmínit obecnou skutečnost, že u puklinového typu zvodnění s omezenou kapacitou průtočných struktur horninového masívu jsou oscilační zóny širší než u průlinových zvodnění.

4.3 Závěrečná IGP hodnocení a doporučení

Jižní sektor stavební jámy (plochý okraj údolní nivy Motolského potoka). Při zahloubení dna stavební jámy jižního sektoru limitně na úroveň kóty cca 193,40 m n.m. (0,60 metru pod podlahu 2.PP) budou v úrovni báze tohoto výkopu zastížena různá geologická prostředí, a to jak kvartérní zeminy, tak zčásti i zvětralé břidlice horninového podloží. V předním pásu jižního sektoru (odhadem cca 2/3 plochy výkopu podél Plzeňské) budou odkryty kvartérní geotechnické typy GT4 a GT6. Na malé ploše výkopu nelze zcela vyloučit i „ostrůvky“ křemencové suti GT5. V zadním, plošně zhruba třetinovém pásu výkopu jižního sektoru zabíhající již do dnes vyvýšené strany pozemků, je možno očekávat ve dnu stavební jámy i variabilně zvětralé břidlice (GT7, GT8).

Severní sektor stavební jámy. Při zahloubení dna stavební jámy severního sektoru limitně na úroveň kóty cca 194,90 m n.m. (0,6 metru pod úroveň podlahy 1_{1/2}.PP) budou v úrovni báze tohoto výkopu již s vysokou pravděpodobností zastížena téměř výhradně litologicky rozdílná prostředí horninového masívu diversifikovaná především v SSZ-JJV směru. V pásu JJV části severního sektoru je možno očekávat ve dnu stavební jámy variabilně zvětralé břidlice (GT7, GT8) nebo zcela podřízeně i křemencové suti GT5, směrem k SSZ předpokládáme pak naražení na okraj pásu křemenců GT10. Podle aktuálních výsledků průzkumu ve střední a východní straně severního okraje staveniště se jeví rozdíl v mírném směrovém posunu rozhraní břidlic a křemenců k jihu (tedy o něco větší plošný rozsah křemenců ve dnu stavební jámy).

Vliv místního HG režimu na výstavbu

Při současně zvoleném hloubkovém osazení navrhovaného objektu se dvěma podzemními patry a při respektování aktuálních hydrogeologických měření z května 2017 na vystrojených vrtech HV4 a HV5 se stavba dostává celoplošně do přímého kontaktu s podzemní vodou. V jižním sektoru stavby, kde je podzemní voda vázána na bazální část kvartérních uloženin deluvio-fluviálního původu, je stanovena niveleta výkopu na úroveň kóty 193,40 m n.m., což prakticky přesně korespondovalo s úrovní ustálené hladiny podzemní vody v době provádění základního průzkumu. V severním

sektoru stavby pro výkopovou úroveň $1\frac{1}{2}$ PP tj. 0,60 metru pod podlahu tohoto dílčího suterénu (194,90 m n.m.) dojde při daném zahloubení objektu v zářezu stavební jámy na severních stranách k naražení nespojitého puklinového zvodnění v úrovni kolem 3 metrů nad bází výkopu – tady vycházíme z aktuálního měření na novém vrtu HV5. Přítoky do stavební jámy lze očekávat jako soubor bodových výronů na plochách nespojitosti křemencového masívu s obecně nízkými dílčími vydatnostmi, které budou při aplikaci obvodového drenážního systému postupně dále slábnout. Případný silnější lokální přítok lze předpokládat pouze na dislokačních podrcených zónách. Vzhledem k tomu, že aktuálně zjištěný stav HPV je vyšší než se teoreticky předpokládalo, je třeba zvažovat dopad zahloubené stavby po jejím dokončení na stávající HG režim, který se bude po dlouhodobém čerpání podzemních vod ze stavební jámy vracet na původní tj. stávající stav. Objekt tvoří v délce zhruba 45 metrů sekundární bariéru vůči přirozenému směru proudění puklinových podzemních vod a hrozí, že by mohlo dojít k částečnému nadřování podzemních vod a ke zvýšení HPV především v centrální a SV sektoru, kde navíc není jasný ani aktuální vliv tunelové stavby na místní HG režim. Navrhovaný objekt se ve svém SV rohu prakticky na sraz přibližuje k tunelové stavbě, u níž je třeba zvážit, jaké jsou zde vertikální stavební konstrukce pod úroveň terénu, neboť zde skutečně mohou nastat problémy s odtokem (resp. obtokem) podzemních vod v nevelkém hrdle mezi oběma konstrukcemi. Na opačné straně by takový problém nastat nemusel, podle zkušenosti se zahloubenými stavbami pod HPV zpravidla funguje obtok podzemních vod kolem staveb.

Zemní práce, výkopy stavebních jam a jejich zajištění

Zemní práce budou při finálně zvolené variantě polohového a výškového osazení objektu představovat značný objem těžných hmot - stavební jáma bude dosahovat na své jižní straně do Plzeňské hloubky 7-8 metrů, na straně severní pak hloubka zářezu dosahuje 12-13 metrů (východní a střední sektor) a nejvyššího odřezu bude dosaženo na SZ křídle staveniště, a to limitně až 17-ti metrů.

5. Geotechnický model

Řezy AA, BB, CC a DD, které můžete vidět na následujících stranách byly převzaty z doplňujícího IGP. Tyto řezy následně posloužily k vytvoření geotechnického 3D modelu vymezeného půdorysem stavby. Původní řezy byly v černobílém zpracování v dokumentu pdf. Řezy v diplomové práci se oproti řežům v IGP liší pouze v mocnostech jednotlivých vrstev, tzn. že vrstvy do tloušťky cca 0,5m byly přiřazeny k vrstvám s větší tloušťkou tak, aby mocnost jedné vrstvy byla vždy alespoň cca 1,0m a větší.

Na dalších stranách hned za řezy je vidět geotechnický 3D model, nejdříve s postupným přidáváním jednotlivých vrstev zeminy včetně polohy řežů a na závěr je zobrazen průřez základovou půdou v místě stavení jámy v úrovni základové spáry, dále pak s HPV, se základovou deskou, a s vyobrazením budoucí administrativní budovy.

ŘEZ AA, M1:200 (nepřevýšeno)

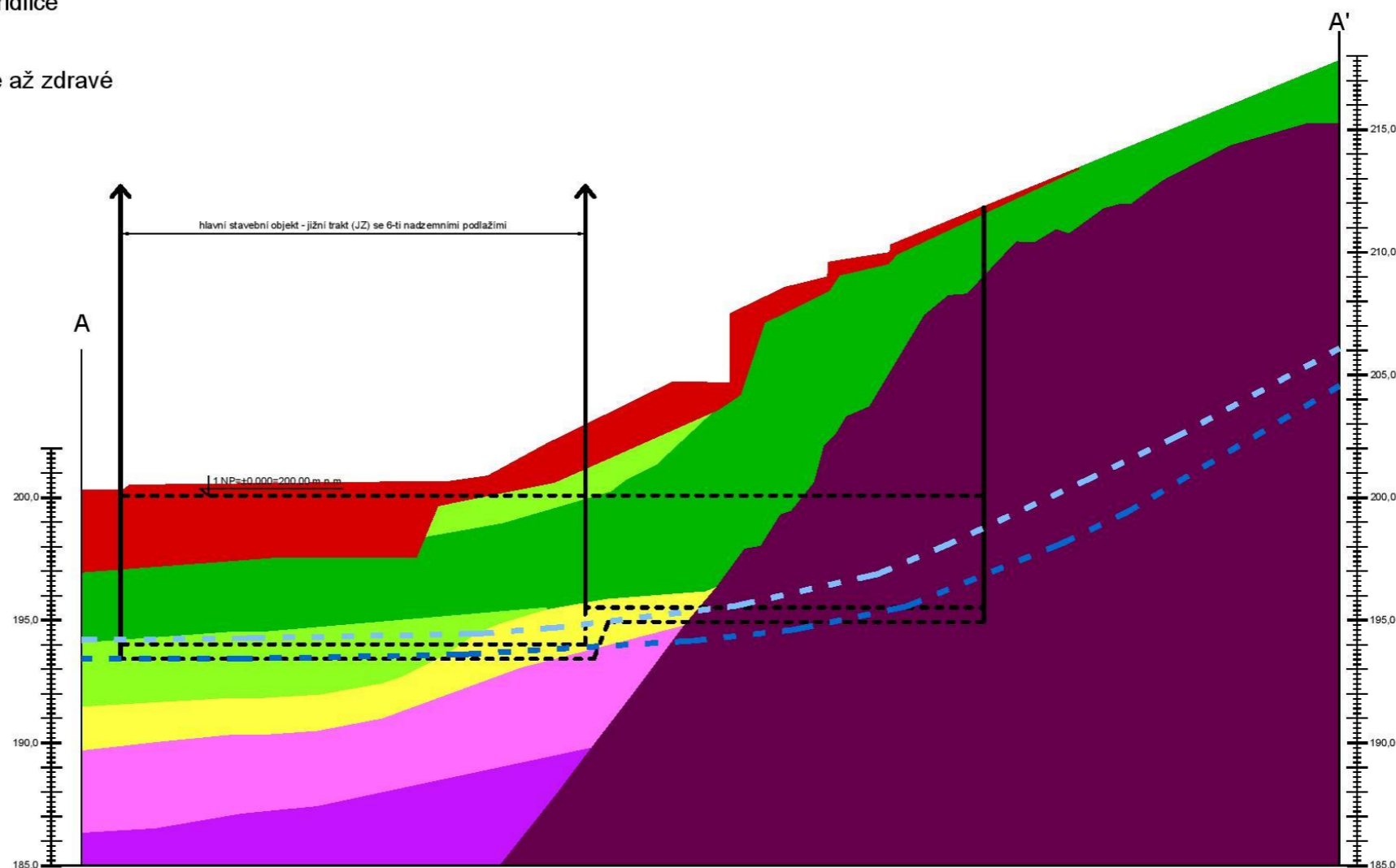
POPIS ZEMIN

- GT1 - variabilní navážky
- GT2 - "orniční" vrstva
- GT3 - jemně písčité jíly
- GT4 - silně písčité jíly až jílovitý písek
- GT5 - křemencové suti
- GT6 - jílovitý hrubě zrnitý písek
- GT7 - velmi silně zvětralá břidlice
- GT8 - velmi až mírně zvětralá břidlice
- GT9 - slabě zvětralá břidlice
- GT10 - křemence slabě zvětralé až zdravé

VLASTNOSTI ZEMIN					
ozn.	zařazení	E_{def} [MPa]	C_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	γ [kN/m ³]
GT1,GT2	navážky, ornice	0,5	5	25	18
GT3	F6	4	8	21	21
GT4	S5/F4	8	8	25	18,5
GT5	G4	10-18	2	31	19
GT6	S3/S5 až G3/G5	15-20	0-2	30-32	19
GT7	R6-R6/R5	8-14	15	24	21
GT8	R5	20-40	20	28	21
GT9	R4	80-120	30	32	21,5
GT10	R2	>1500	>100	36-42	23

LEGENDA:

- GT1
- GT2
- GT3
- GT4
- GT5
- GT6
- GT7
- GT8
- GT9
- GT10
- HPV 2017
- HPV 2013



ŘEZ BB, M1:200 (nepřevýšeno)

POPIS ZEMIN

GT1 - variabilní navážky

GT2 - "orniční" vrstva

GT3 - jemně písčité jíly

GT4 - silně písčité jíly až jílovité písky

GT5 - křemencové suti

GT6 - jílovité hrubě zrněný písek

GT7 - velmi silně zvětralá břidlice

GT8 - velmi až mírně zvětralá břidlice

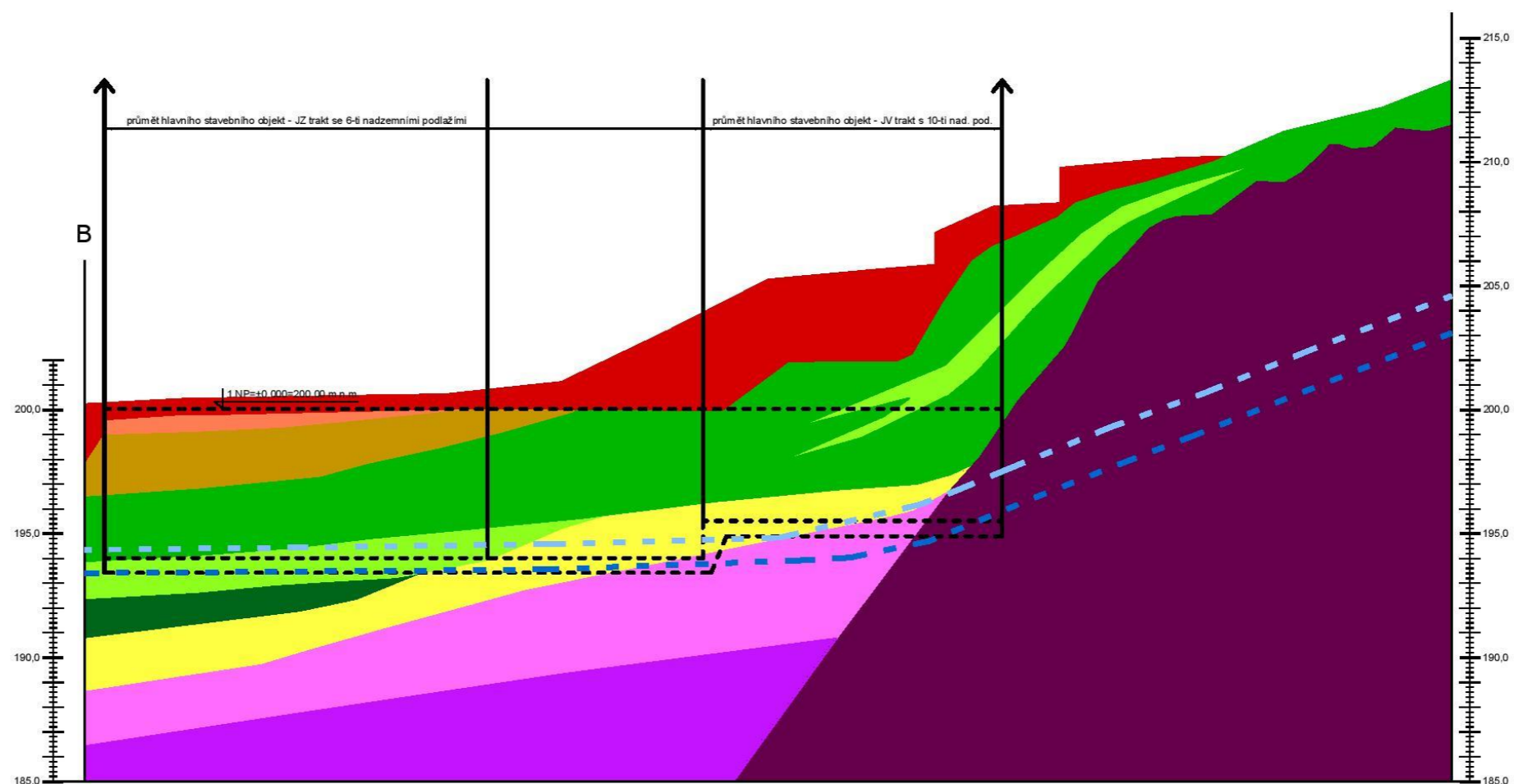
GT9 - slabě zvětralá břidlice

GT10 - křemence slabě zvětralé až zdravé

VLASTNOSTI ZEMIN					
ozn.	zařazení	E_{def} [MPa]	C_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	γ [kN/m ³]
GT1,GT2	navážky, ornice	0,5	5	25	18
GT3	F6	4	8	21	21
GT4	S5/F4	8	8	25	18,5
GT5	G4	10-18	2	31	19
GT6	S3/S5 až G3/G5	15-20	0-2	30-32	19
GT7	R6-R6/R5	8-14	15	24	21
GT8	R5	20-40	20	28	21
GT9	R4	80-120	30	32	21,5
GT10	R2	>1500	>100	36-42	23

LEGENDA:

- GT1
- GT2
- GT3
- GT4
- GT5
- GT6
- GT7
- GT8
- GT9
- GT10
- HPV 2017
- HPV 2013



ŘEZ CC, M1:200 (nepřevýšeno)

POPIS ZEMIN

GT1 - variabilní navážky

GT2 - "orniční" vrstva

GT3 - jemně písčité jíly

GT4 - silně písčité jíly až jílovité písky

GT5 - křemencové suti

GT6 - jílovité hrubě zrněný písek

GT7 - velmi silně zvětralá břidlice













GT8 - velmi až mírně zvětralá břidlice

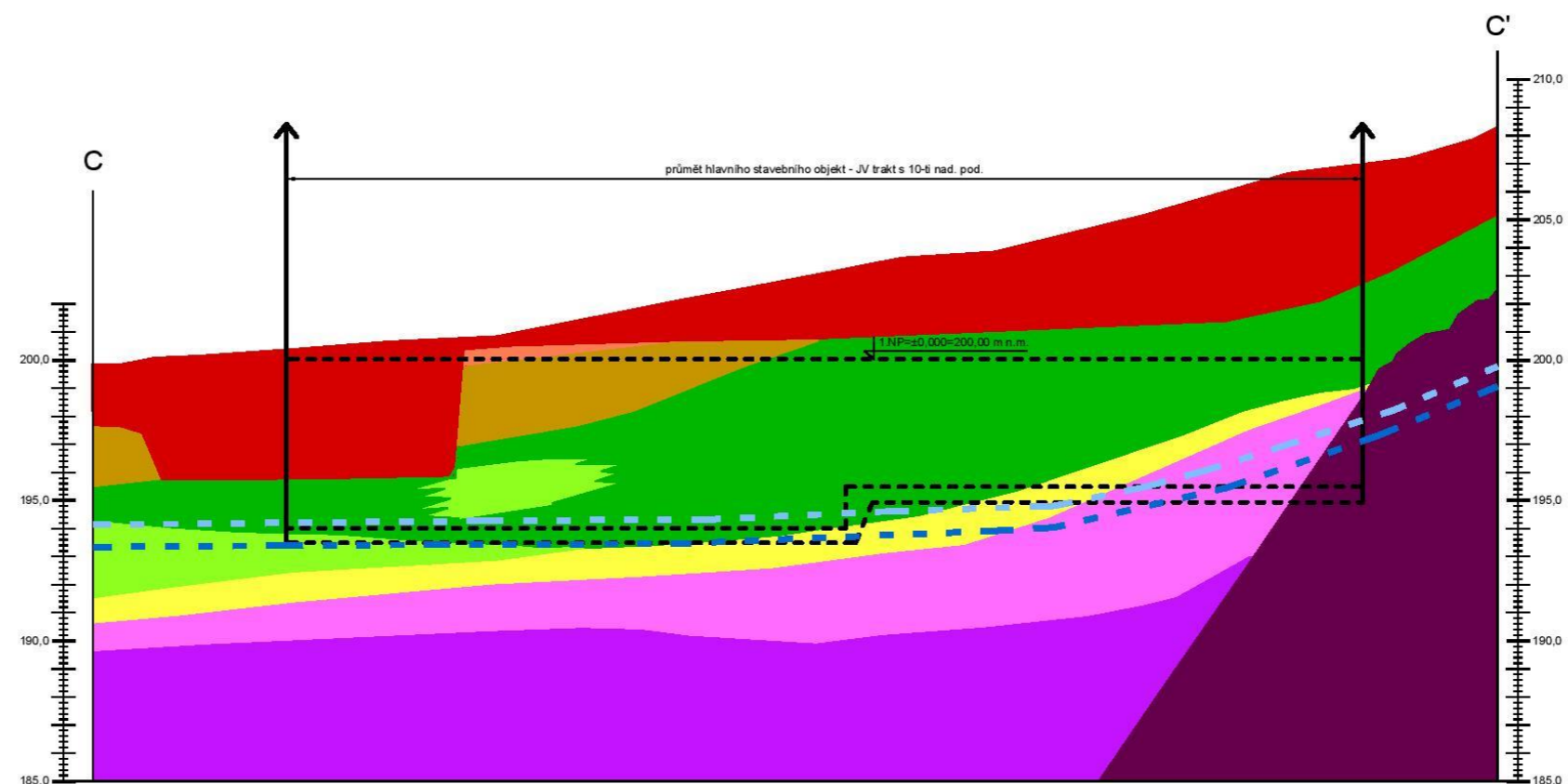
GT9 - slabě zvětralá břidlice

GT10 - křemence slabě zvětralé až zdravé

VLASTNOSTI ZEMIN					
ozn.	zařazení	E_{def} [MPa]	C_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	γ [kN/m ³]
GT1,GT2	navážky, ornice	0,5	5	25	18
GT3	F6	4	8	21	21
GT4	S5/F4	8	8	25	18,5
GT5	G4	10-18	2	31	19
GT6	S3/S5 až G3/G5	15-20	0-2	30-32	19
GT7	R6-R6/R5	8-14	15	24	21
GT8	R5	20-40	20	28	21
GT9	R4	80-120	30	32	21,5
GT10	R2	>1500	>100	36-42	23

LEGENDA:

GT1	
GT2	
GT3	
GT4	
GT5	
GT6	
GT7	
GT8	
GT9	
GT10	
HPV 2017	
HPV 2013	



ŘEZ DD, M1:400/1:200 (2x převýšeno)

POPIS ZEMIN

GT1 - variabilní navážky

GT2 - "orniční" vrstva

GT3 - jemně písčité jíly

GT4 - silně písčité jíly až jílovité písky

GT5 - křemencové suti

GT6 - jílovité hrubě zrněný písek

GT7 - velmi silně zvětralá břidlice













GT8 - velmi až mírně zvětralá břidlice

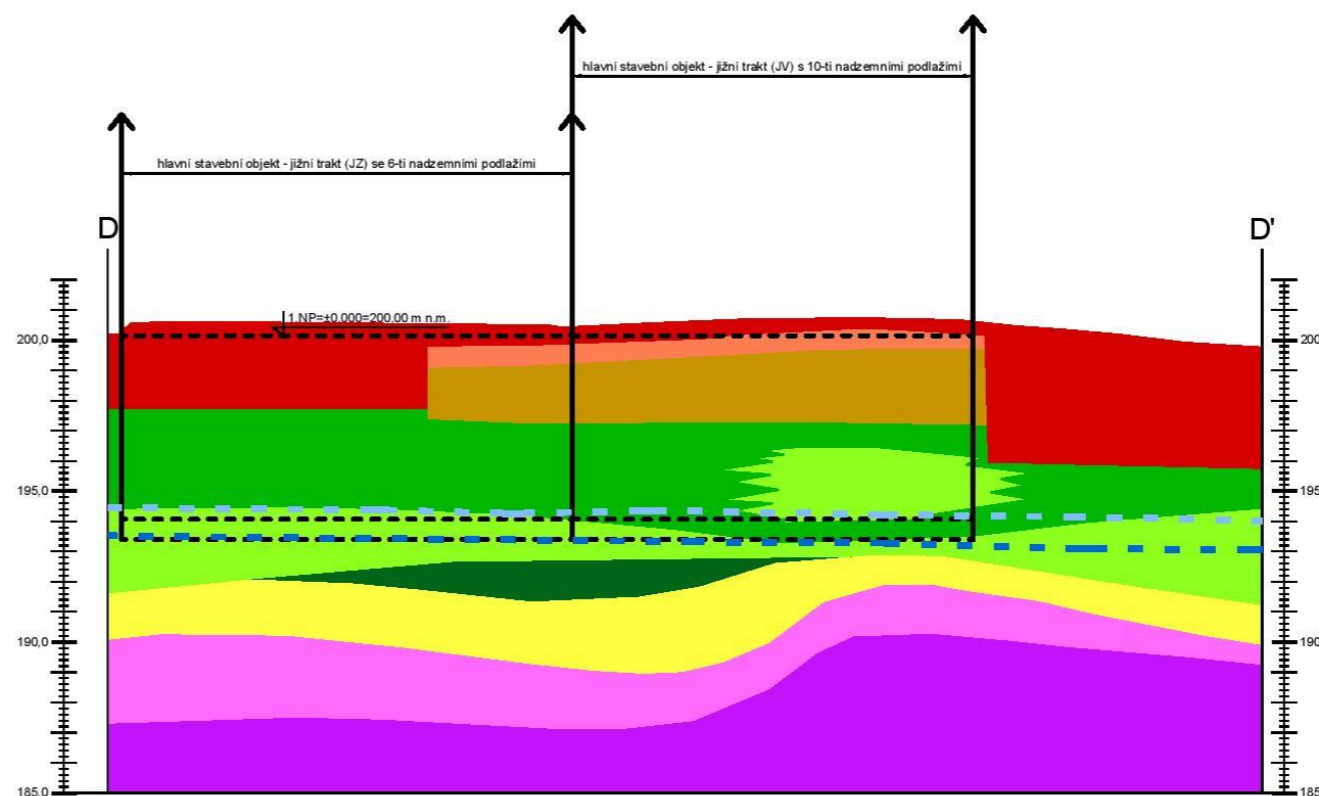
GT9 - slabě zvětralá břidlice

GT10 - křemence slabě zvětralé až zdravé

VLASTNOSTI ZEMIN					
ozn.	zařazení	E_{def} [MPa]	C_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	γ [kN/m ³]
GT1,GT2	navážky, ornice	0,5	5	25	18
GT3	F6	4	8	21	21
GT4	S5/F4	8	8	25	18,5
GT5	G4	10-18	2	31	19
GT6	S3/S5 až G3/G5	15-20	0-2	30-32	19
GT7	R6-R6/R5	8-14	15	24	21
GT8	R5	20-40	20	28	21
GT9	R4	80-120	30	32	21,5
GT10	R2	>1500	>100	36-42	23

LEGENDA:

GT1	
GT2	
GT3	
GT4	
GT5	
GT6	
GT7	
GT8	
GT9	
GT10	
HPV 2017	
HPV 2013	



LEGENDA:

GT1

GT2

GT3

GT4

GT5

GT6

GT7

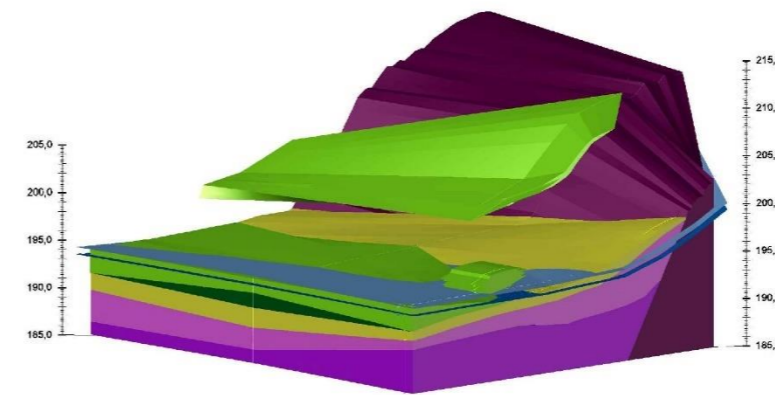
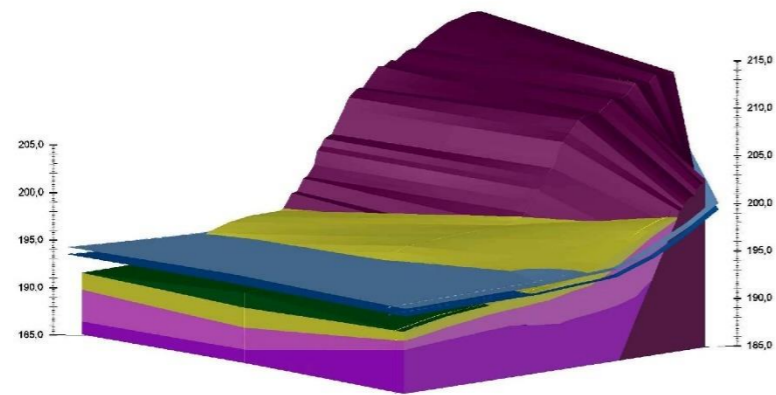
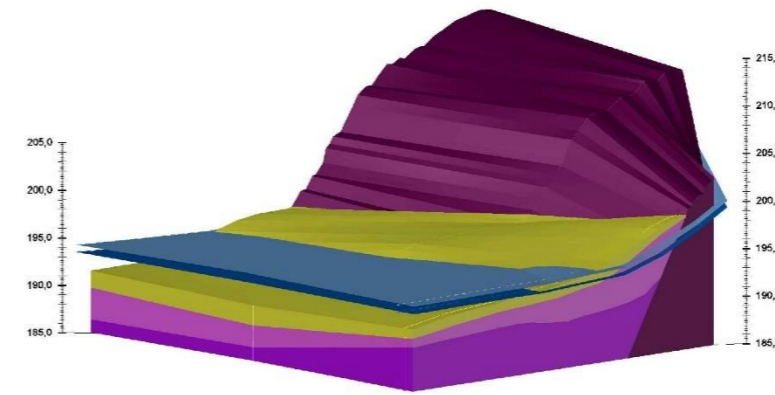
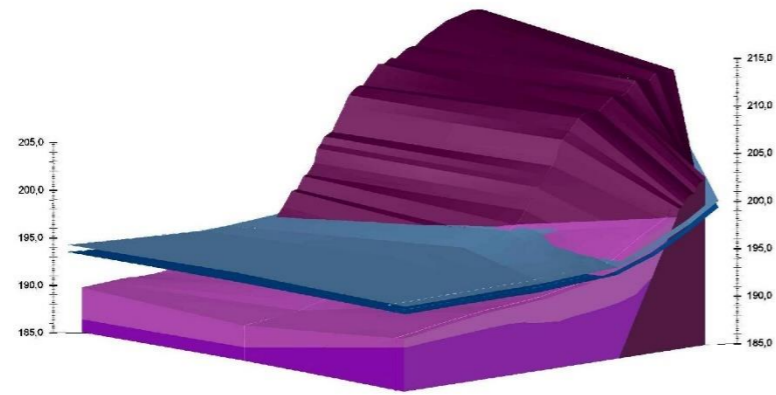
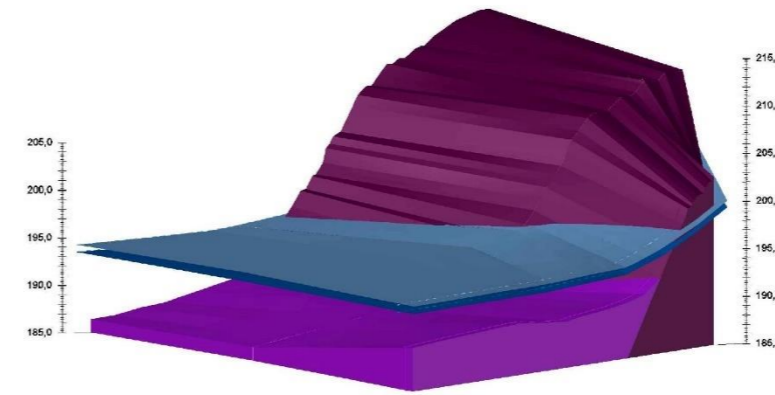
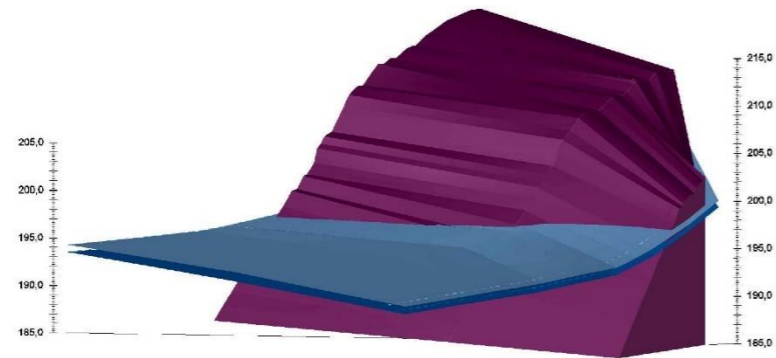
GT8

GT9

GT10

HPV 2013

HPV 2017



LEGENDA:

GT1



GT2



GT3



GT4



GT5



GT6



GT7



GT8



GT9



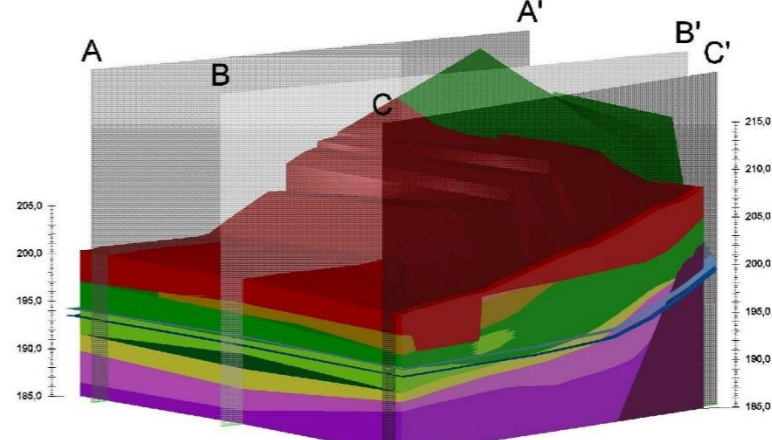
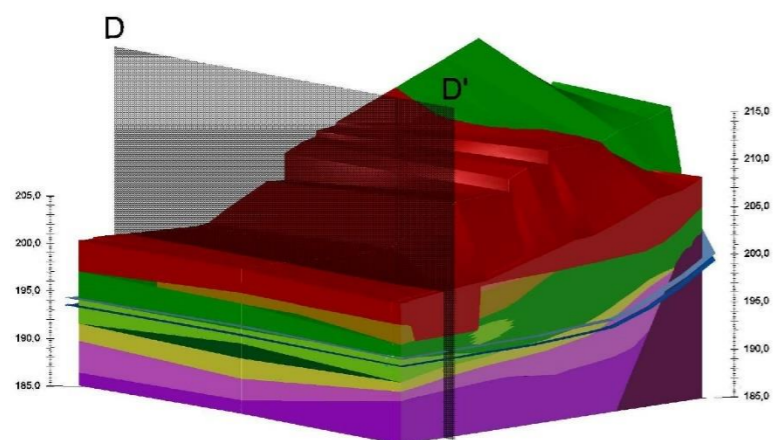
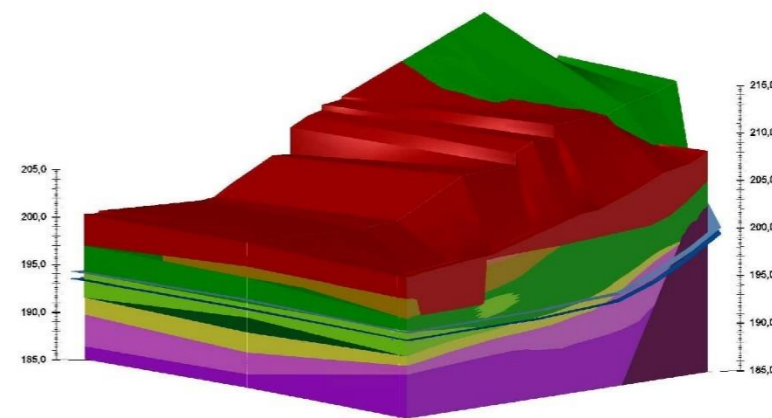
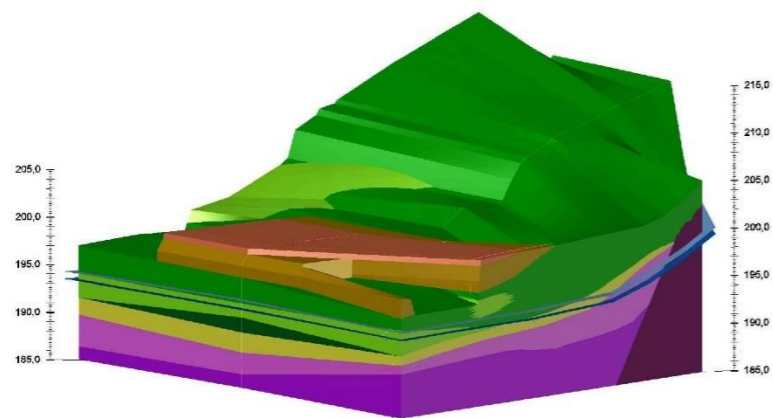
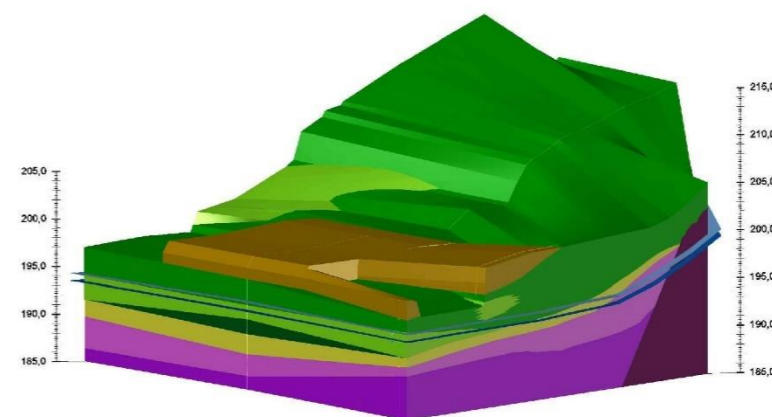
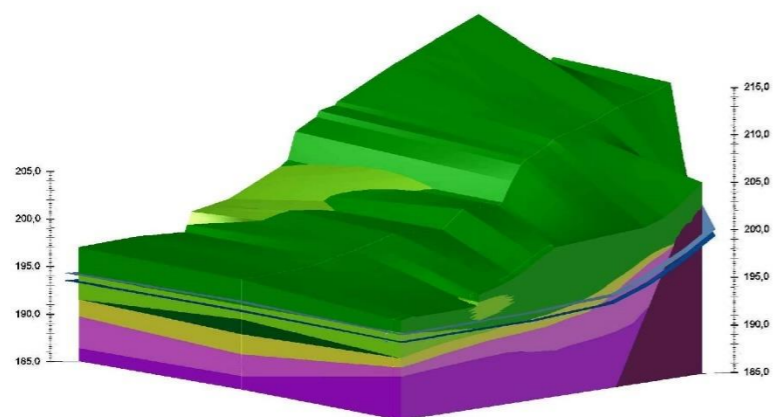
GT10



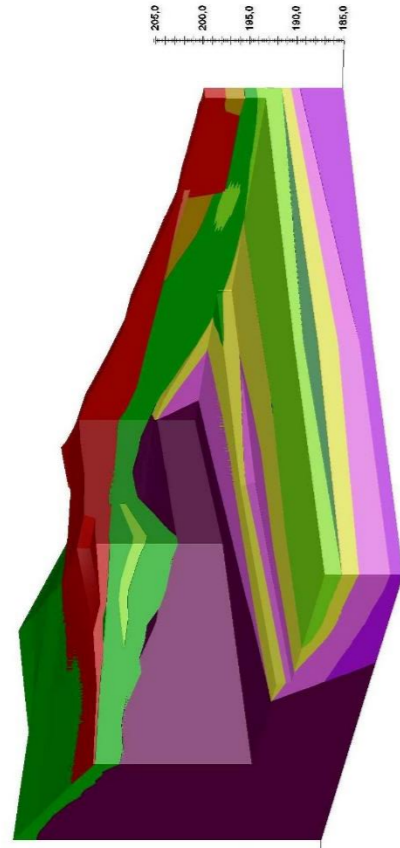
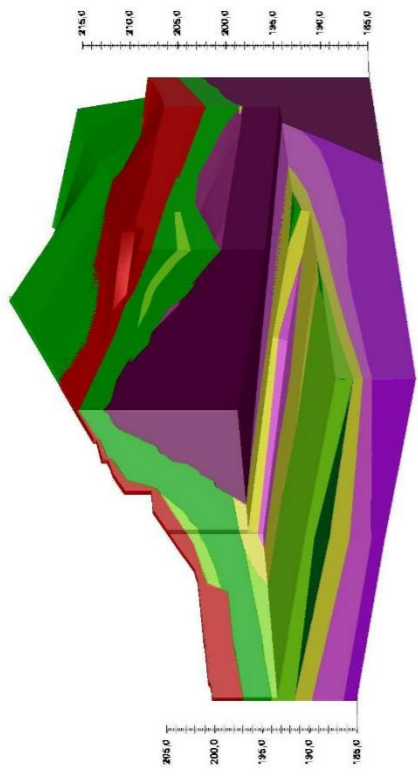
HPV 2013



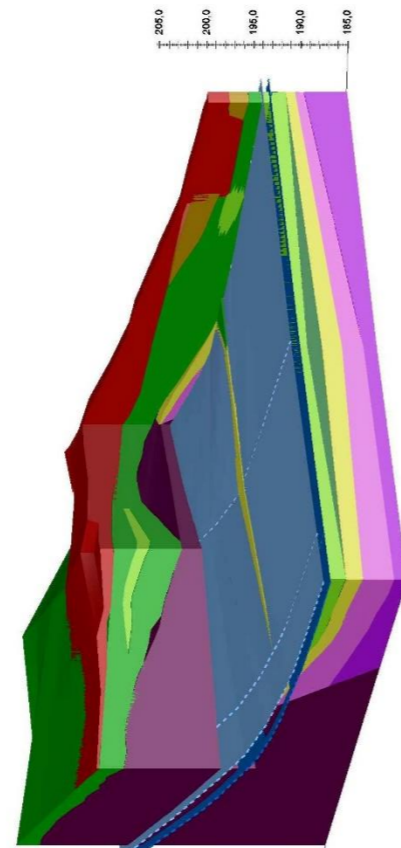
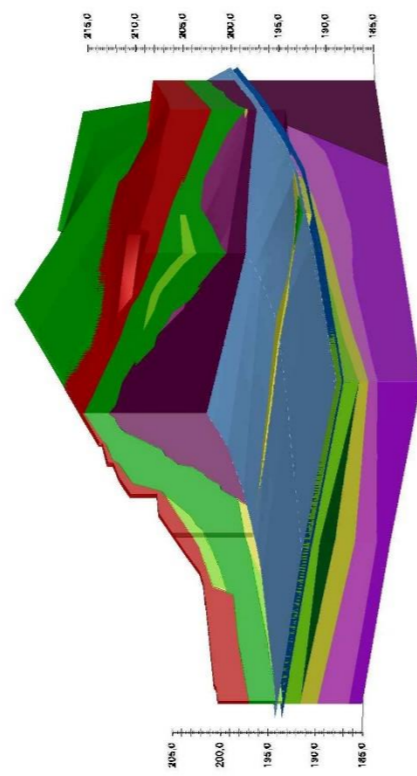
HPV 2017



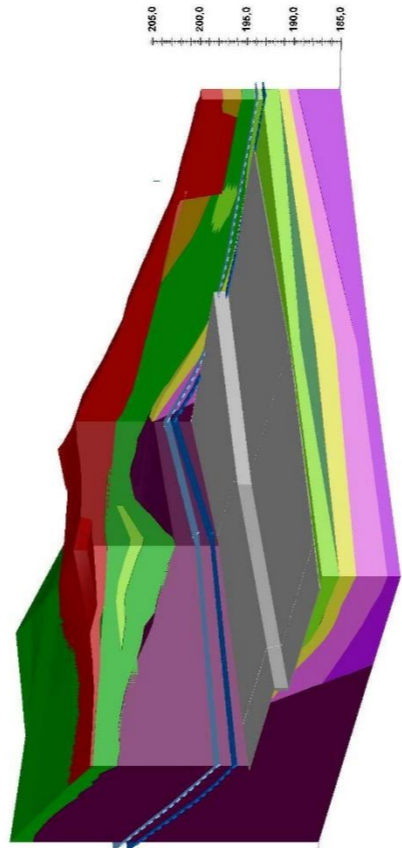
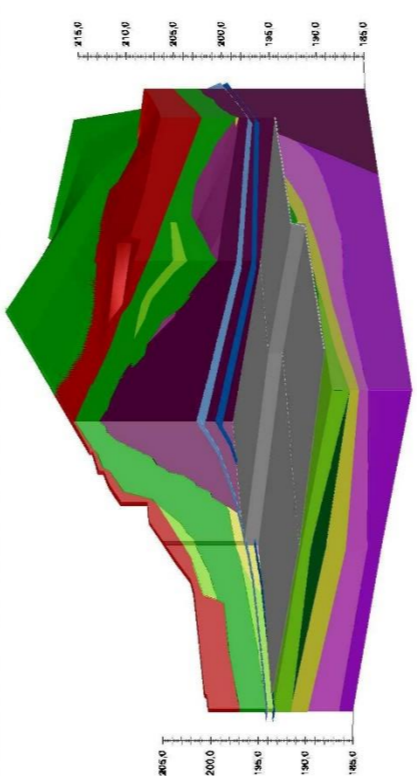
PRŮŘEZ GEOTECHNICKÝM 3D MODELEM V MÍSTĚ STAVEBNÍ JÁMY



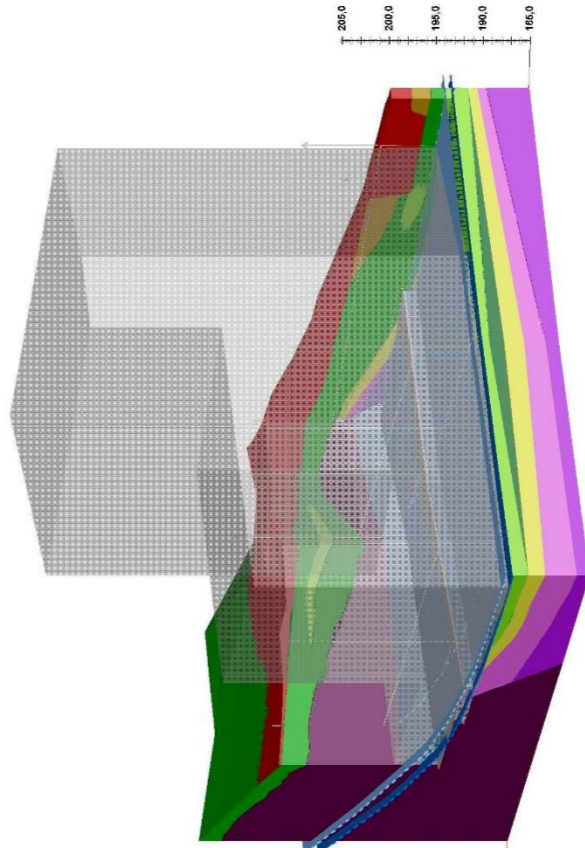
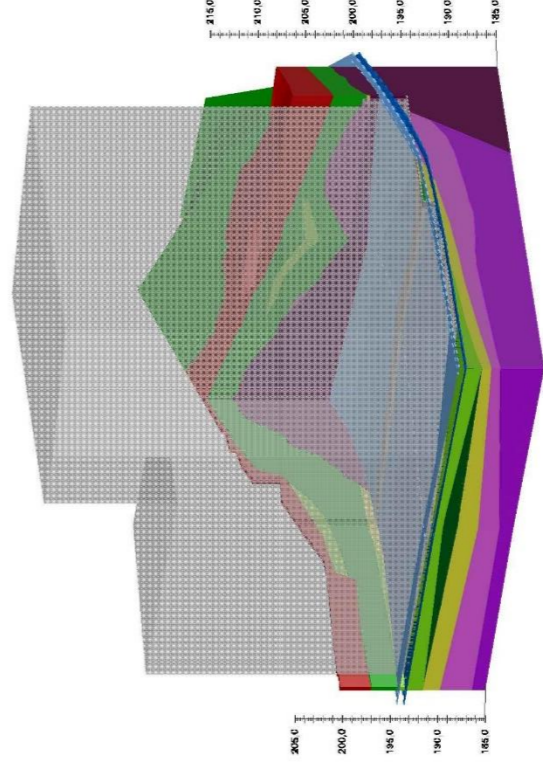
PRŮŘEZ GEOTECHNICKÝM 3D MODELEM S HPV



PRŮŘEZ GEOTECHNICKÝM 3D MODELEM S HPV A ZÁKLADOVOU DESKOU



PRŮŘEZ GEOTECHNICKÝM 3D MODELEM S BUDOVOU

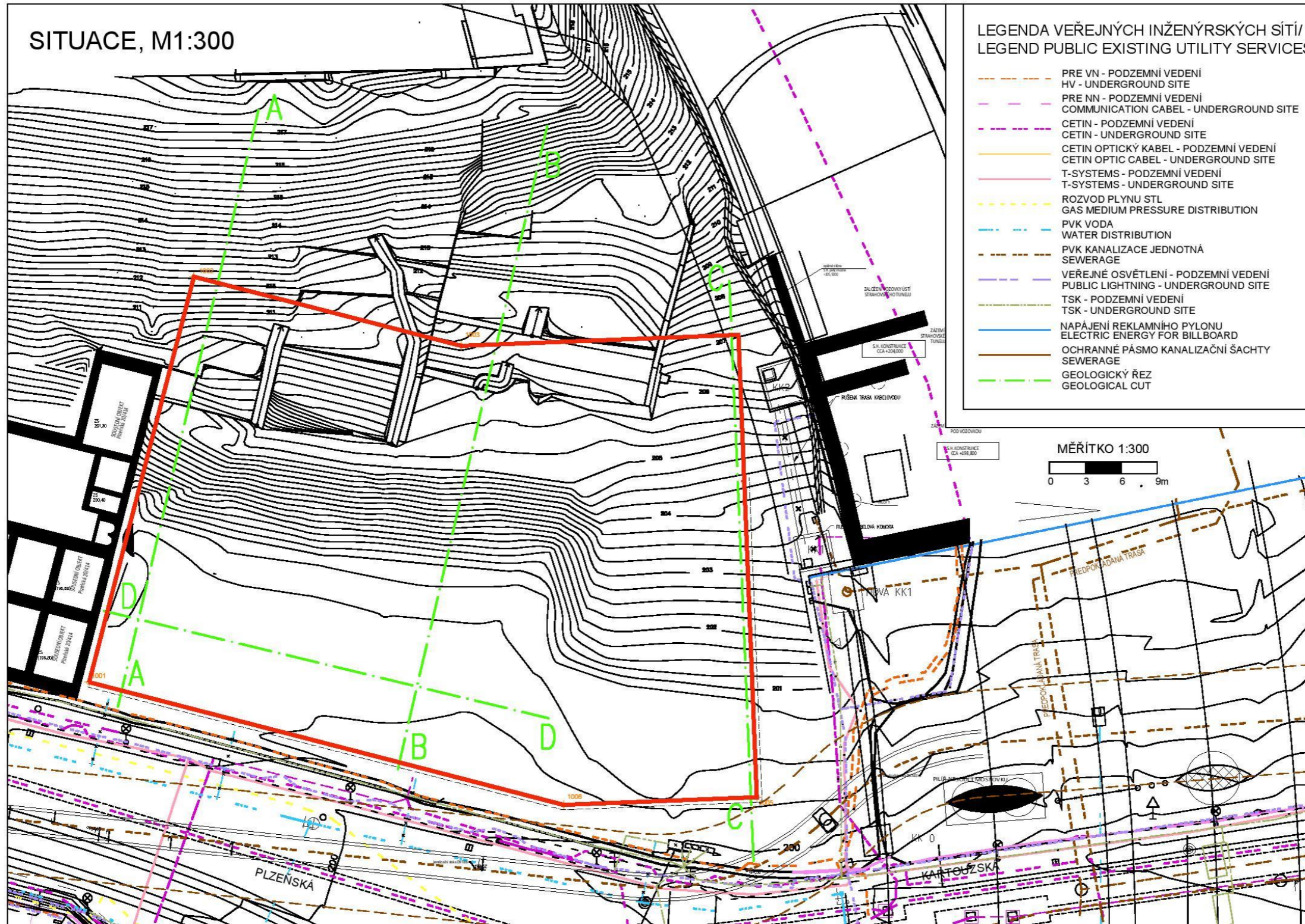


6. Stanovení kritérií pro návrh pažících konstrukcí

Máme na výběr ze 4 druhů stavebních jam (kapitola 1), pokud stavební jámu nerealizujeme přímo ve vodě, pak se nám výběr zúží na 3 – svahované, těsněné a pažené. V našem případě se nacházíme v proluce v městské části, kde není dostatek místa, a proto možnost realizace svahované jámy také nepřichází v úvahu. HPV se sice nachází nad úrovní základové spáry, nicméně rozdíl mezi niveletou výkopu a HPV není až tak velký, aby zde bylo nezbytně nutné realizovat těsněnou stavební jámu. Jako vhodné a poslední řešení se zde uplatní pažená stavební jáma. Typů pažených stavebních jam je hned několik. Volbě vhodného typu pažení pro každou stěnu stavební jámy s odůvodněním se budu věnovat v následujících řádcích. Na následující straně je potom schématická situace nejbližšího okolí stavební jámy.

Některé okrajové podmínky okolí stavební jámy, pro které nejsou podklady, budou odhadnuty. Přetížení západní stěny od podchytávaných konstrukcí stávající zástavby bude odhadnuto, více viz kapitola statický výpočet. V případě kotvení jižní stěny je zde uvažováno se stávající kanalizací DN1800 v uvažované hloubce dna cca 5,8m od stávající vozovky. Kanalizace se zde v nejbližší části nachází v půdorysné vzdálenosti cca 6,2m od budoucí zapažené stěny, kotva (líc kořene) této stěny realizovaná v hloubce např. 1,5m pod terénem s úhlem 40° se tak přiblíží kanalizaci na vzdálenost cca 0,8m. Východní stěna se nachází v blízkosti stávající konstrukce výjezdu Strahovského tunelu, která plynule přechází v mostní konstrukci. V délce cca 20m (1/2 délky stěny) od severu nebude možné kotvení východní stěny, protože se zde nachází pilíře mostní konstrukce. Pilíře částečně tvoří stěny technického zázemí mostu a jsou založeny na pilotách, základová spára pilířů je poměrně hluboko se spodní hranou na úrovni 198,8 m n.m. Oblast pod zázemím Strahovského tunelu tak není možné využít. Za severní stěnou se nachází torza původních opěrných stěn. Na západě cca do poloviny severní stěny je zde rostlý terén se sklonem 1:2,5. Na východní polovině jsou zde 2 dílčí části rovin na začátku a na konci s proměnnou šířkou, nejspíše se jedná o původní terasy mezi opěrnými stěnami.

SITUACE, M1:300



LEGENDA VEŘEJNÝCH INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ/
LEGEND PUBLIC EXISTING UTILITY SERVICES

- HV - PODZEMNÍ VEDENÍ
HV - UNDERGROUND SITE
- PRE NN - PODZEMNÍ VEDENÍ
COMMUNICATION CABEL - UNDERGROUND SITE
- CETIN - PODZEMNÍ VEDENÍ
CETIN - UNDERGROUND SITE
- CETIN OPTICKÝ KABEL - PODZEMNÍ VEDENÍ
CETIN OPTIC CABEL - UNDERGROUND SITE
- T-SYSTEMS - PODZEMNÍ VEDENÍ
T-SYSTEMS - UNDERGROUND SITE
- ROZVOD PLYNU STL
GAS MEDIUM PRESSURE DISTRIBUTION
- PVK VODA
WATER DISTRIBUTION
- PVK KANALIZACE JEDNOTNÁ
SEWERAGE
- VEŘEJNÉ OSVĚTLENÍ - PODZEMNÍ VEDENÍ
PUBLIC LIGHTNING - UNDERGROUND SITE
- TSK - PODZEMNÍ VEDENÍ
TSK - UNDERGROUND SITE
- NAPÁJENÍ REKLAMNÍHO PYLONU
ELECTRIC ENERGY FOR BILLBOARD
- OCHRANNÉ PÁSMO KANALIZAČNÍ ŠACHTY
SEWERAGE
- GEOLOGICKÝ ŘEZ
GEOLOGICAL CUT

MĚŘITKO 1:300
0 3 6 9m

Pro popis jednotlivých stěn jsem přijal zjednodušení, které můžete vidět na schématickém rozdělení stavební jámy nacházející se pod následujícím textem. Stěny budu vždy nazývat dle světových stran, dále pokud bude třeba přidám římskou číslicí, díky které čtenář snadno pochopí, kde se popisovaný úsek nachází.

Severní stěna

Severní část pozemku se vyskytuje v těžko přístupném terénu, který se navíc nachází ve strmém svahu. Z tohoto důvodu je realizace pažení typu záporové pažení, pilotové stěny apod., které jsou realizovány pomocí mohutných a velkých strojů nereálná, protože technika by neměla možnost se do těchto míst kvůli velkému stoupání dostat. Navíc poměrně mělko v hloubce cca 2,5m na západní straně a 8m na východní straně jsou zde tvrdé zdravé křemence, do kterých bude pažení vetknuto a to je v případě vrtání velkých vrtných souprav také nereálné. První možné řešení pažení severní stěny je mikrozáporové pažení vetknuté do křemenců, v nejvyšším místě na západě severní stěny pak dvě řady mikrozáporového pažení nad sebou. Druhé možné avšak méně pravděpodobné řešení je, že by se stěna pomyslně rozdělila na dvě výškové úrovně. Horní část by byla realizována jako mikrozáporové pažení vetknuté do křemenců, které by stabilizovalo svrchní pokryvné zeminy a ve spodní části by horninový masiv byl stabilizován kotvami. Druhé řešení je však nevhodné z důvodu možného vyjíždění celých bloků horninového masivu viz IGP. Před realizací severní stěny bude muset přijet stavební mechanizace a vytvořit pracovní plošinu pro přístup vrtné soupravy.

Západní stěna

Západní část pozemku od jihu se přimyká na sraz cca do 4/5 délky stěny (západní stěna IV) se stávající zástavbou, kterou bude nutné podchytit, tím pádem je zde možné pouze jediné řešení a to je realizace tryskové injektáže pod stávajícími základy, navíc vzhledem k velké hloubce této stěny od cca 4,1-7,7m a malé ohybové tuhosti sloupů tryskové injektáže bude nutné kombinovat tryskovou injektáž s mikrozáporami vkládanými do realizovaných sloupů tryskové injektáže. Západní stěna III je charakteristikami a podmínkami obdobná jako severní stěna, zde bude vhodné navázat na pažení realizované na severní stěně.

Jižní stěna

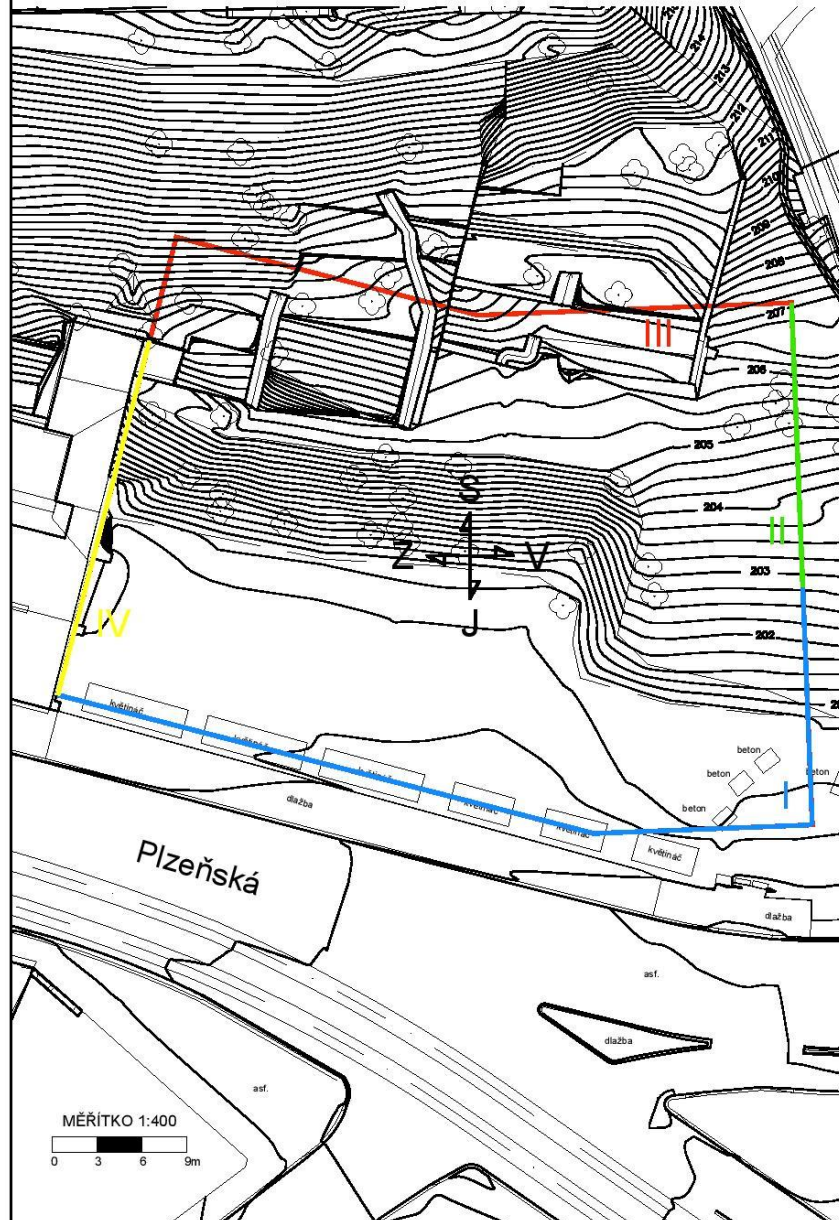
Až v případě jižní stěny se nám zde objevuje několik alternativ pažení, které přichází v úvahu. Jižní hranice pozemku kopíruje ulici Plzeňská, kde se nachází jak silniční, tak ve větší vzdálenosti i tramvajová doprava. Jižní část pozemku se nachází ve snadno přístupném terénu, který je rovinného rázu. Pažená stavební jáma se nachází ve stávající městské proluce, a proto není vhodné, aby při realizaci pažení byly vnášeny velké dynamické účinky jako např. beranění zápor nebo štětových stěn a působily tak negativně na své nejbližší okolí. Základová spára objektu bude u jižní stěny v celé své délce v základové půdě typu sedimentů. Jako možné typy pažení se zde jeví: záporové pažení vkládané do vrtů s nebo bez pracovního prostoru, podzemní stěna in-situ i prefabrikovaná, pilotová stěna, mikrozáporové pažení. Použití podzemní stěny se jeví vzhledem k „malé“ hloubce cca 7-8m, dále k malému objemu konstrukcí podzemní stěny

a navíc nutnosti použití pažící suspenze jako neefektivní. Vzhledem ke stěně severní a západní, které jsou dle výše zmiňovaných kritérií dočasného charakteru se mi jeví jako neefektivní navrhovat několik stěn trvalých a několik dočasných, pokud tu tato možnost je, a proto vypadává i varianta pažení pilotovou stěnou, byť lze pažení pilot realizovat bez pažící suspenze a to pomocí ocelových výpažnic. Realizace záporového pažení se mi tak jeví jako nejvhodnější řešení, které je také cenově přívětivější oproti pilotové stěně (hodnocení mikrozáporového pažení jsem do následujícího porovnání nezahrnul a to z hlediska toho, že pokud je možné realizovat záporové pažení, tak by se mu vždy mělo dávat přednost oproti mikrozáporovému, které přichází na řadu až po nemožnosti realizace pažení záporového). I přesto, že by zde bylo vhodné ekonomické srovnání volím záporové pažení s pracovním prostorem, což mi připadá logičtější a ekologičtější, neboť zápory i pažiny budou znovu využity, zápory tak mohou volit z oceli S 355. Investor bude platit pouze pronájem městských prostor, pronájem záporového pažení po dobu stavby spodní stavby a případnou přeložku podzemní sítě vysokého napětí PRE, která se nachází od líce jižní stěny cca 1,5 m (při realizaci záporového pažení s pracovním prostorem pak cca 0,7 m), přesné umístění této sítě by muselo být realizováno předvýkopem před započítáním stavby stavební jámy. Aby byla dodržena vzdálenost líce kořene kotvy od líce kanalizace alespoň 0,8 m bude se muset při realizaci záporového pažení s pracovním prostorem sklon kotev blížit limitně k maximálnímu možnému sklonu 45°.

Východní stěna

Východní část pozemku – východní stěna I je na tom s geologií a s okrajovými podmínkami obdobně jako jižní stěna a bude zde zvoleno stejné pažení jako v případě stěny jižní. Stoupání od jihu je zde nepatrné do cca 1/4 délky stěny, kde se stoupání láme a strmost svahu přechází v cca 20%. Problémem u této budoucí stěny je východní stěna II, kde je výjezd ze Strahovského tunelu přecházejícího plynule v most, který je v nejužším místě v severním rohu stavební jámy cca 4,5m od budoucí konstrukce pažené stěny a v nejširším cca v polovině délky stěny cca 8,5m od budoucí konstrukce pažené stěny. Tzn. že zde nebude možné kotvit paženou konstrukci, protože by kotvy byly v kolizi s mostním pilířem v případě horních řad kotev a v případě dolních řad kotev s pilotovými základy mostních pilířů. Nerealné je zde také podepření rozpěrami, protože šířka stavební jámy ve smyslu orientace západ-východ se zde pohybuje kolem 50m, proto by se musela realizovat uvnitř stavební jámy jakási superkonstrukce do které by se stěna opřela, realizace takové konstrukce je však jen stěží představitelná. Jako jediné možné řešení je zde spřažení dvou řad pilot odskočených od sebe a spřažených v hlavě deskou, které by tvořily jakýsi rám uvnitř vyplněný zeminou.

Schématické rozdělení stavební jámy, M1:400



6.1 Stanovení přírůstků zemních tlaků pro stěny

Přítížení od HPV nebude uvažováno, směr proudění vody severojižní orientace převládá především ve strmém srázu, kde postupně přechází v proudění západovýchodního směru shodně se zatrubněním Motolského potoka. Severní, jižní a východní stěna I jsou navrženy jako propustné, pouze u západní stěny IV by se dalo počítat s přítížením od HPV, nicméně budu uvažovat, že podzemní voda kolem konstrukce obteče.

Severní stěna

Před realizací severní stěny zde bude vytvořena pracovní plošina pro techniku, která je nutná k vyhotovení mikrozáporového pažení, dále v případě východní poloviny bude realizován odřez ve svahu šířky 2,5m, který bude vysvahován se sklonem maximálně 1:1,5 plynule až ke stávajícímu terénu. Po obnažení severní stěny stavební jámy nebude počítáno s přítížením žádným stavebním stroje a veškeré terénní úpravy, tak budou muset být realizovány před zahájením výkopu stavební jámy.

Západní stěna

Ve 2/3 délky stěny – západní stěna IV podchytává stávající zástavbu, zatížení od stávajících objektů bude odhadnuto. Zhruba do 1/3 délky západní stěny IV od jihu bude podchytáván 6-ti podlažní objekt včetně 1 podkrovního a 1 suterénního podlaží, v další 2/3 délky západní stěny IV budou podchytávány přístavby, která se výškově tyčí zhruba do 2 podlaží vedlejšího 5-ti podlažního objektu, přístavba je bez suterénního podlaží. U západní stěny III nebude počítáno s přítížením viz severní stěna.

Pro stávající 6-ti podlažní objekt budu uvažovat s podélným nosným systémem s rozponem délky 6,5m. Užité zatížení pro obytné plochy budu uvažovat plošným zatížením 2 kN/m² a plošné stálé zatížení stropní konstrukce bude reprezentováno ekvivalentní železobetonovou deskou tloušťky 25 cm, tento odhad zatížení by měl zahrnovat i skladbu podlahy. Nosná stěna pak bude uvažována tloušťky 0,3m a konstrukční výšky 3,3m. Více k výpočtu zatížení viz statický výpočet.

Jižní stěna

Pro jižní část pozemku bude uvažováno se silniční dopravou s hmotností vozidel do 24t ve vzdálenosti $y > 3,0m$, líc chodníku se nachází ve vzdálenosti cca 2m od líce jižní stěny a další 2m je široký chodník, tzn. přítížení rovné 10kPa. Tramvajová doprava se nachází v nejbližším místě cca 12 m od líce jižní stěny, a proto nebude uvažována jako přítížení pažící stěny.

Východní stěna

Východní stěna I bude uvažováno se stejným přítížením jako u jižní stěny tj. 10 kPa. U východní stěny II pak nebude přítížení žádné, neboť se zde velmi blízko od budoucí zapažené stěny nachází konstrukce výjezdu Strahovského tunelu, přítížení od této konstrukce uvažováno nebude, neboť jsou mostní pilíře založeny na pilotách.

7. Technická zpráva

1. Úvod

1.1 Základní údaje

Název akce:	moderní kancelářské centrum SmíchOFF
Část stavby:	Hrubé terénní úpravy a zajištění stavební jámy
Místo stavby:	Praha 5, Plzeňská ulice

1.2 Podklady

- 1.2.1 Stavební podklady dílčí – STOPRO SPOL S.R.O.
- 1.2.2 Výkresy tvaru 2.PP dílčí – HSD statika s.r.o.
- 1.2.3 IGP – K+K průzkum s.r.o.
- 1.2.4 Doplňující IGP – K+K průzkum s.r.o.

2. Popis objektu

Půdorys objektu je přibližně tvaru nepravidelného lichoběžníku s rozměry cca 56x36m. Objekt má dvě podzemní podlaží, každé z těchto suterénních podlaží je cca v polovině ve smyslu orientace sever-jih výškově odskočeno o 1,5m, suterénní podlaží jsou řešena jako garážová stání. V nadzemní části objekt pokračuje na cca 3/4 původní půdorysné plochy. Nad přibližnou půdorysnou východní polovinou se tyčí 10-ti nadzemní podlažní objekt a nad přibližným průnikem jižní poloviny a západní poloviny se tyčí 6-ti podlažní objekt. Tyto objekty jsou nejspíš dilatačně odděleny a spojeny krčkem umožňujícím jistý posun a pootočení. Objekt je moderní administrativní dům se skeletovým systémem založeným na pilotách.

3. Geologické a hydrogeologické poměry (viz IGP)

Morfologicky je vytyčená oblast rozmanitá, což je důsledkem přírodních aspektů a antropogenních vlivů, které jsou výsledkem původní výstavby činžovních domů, dále pak také výstavby Strahovského tunelu.

Na severní polovině území je značné stoupání, přibližně mezi jižní a severní polovinou dochází ke zlomu a stoupání na jižní polovině se blíží téměř k „nule“. Boční svah zde pokračuje v údolí „bývalého“ Motolského potoka, který je nyní veden potrubím DN1800 pod Plzeňskou ulicí. Rozdíl v zájmovém území mezi nejvyšším severozápadním rohem a nejnižším jihovýchodním rohem činí cca 18m.

Předkvartérní podloží

Starší **řevnické vrstvy** jsou tvrdé **křemence**, tyto křemence zpravidla nevětrávají. V nevelké hloubce je můžeme najít v méně přístupné výše položené severní polovině zájmového území, nikdy v zájmovém území se nevyskytuje přímý výchoz křemenců, všude jsou překryty kvartérními pokryvy - křemencovými sutěmi a navážkami.

Mladší **libeňské vrstvy** jsou jílovité až **prachovitojílovité břidlice**, které řadíme mezi měkčí členy pražské formace, které snadno zvětrávají. V místě stavby se musí počítat s poměrně silným tektonickým postižením v místě styku s rigidními křemenci. V přípovrchové části horninového masívu můžeme vymezení tři kvalitativní zvětralinové zóny a to svrchní zvětralinová zóna (velmi silně zvětralé až rozložené břidlice), střední zvětralinová zóna (velmi až mírně zvětralé břidlice), spodní zvětralinová zóna (břidlice slabě zvětralé).

Směr vrstev je téměř shodný se severní největší stěnou stavební jámy a desky až lavice křemenců budou orientovány do stavební jámy s dosti strmými úklony 55 až 60°. Pokud se vyskytnou mezi křemencovými polohami byť jen tenké podřízené polohy zvětralých břidlic, je nutno počítat s vyjžděním celých horninových bloků. V západní a východní stěně stavební jámy jsou oproti severní stěně úložné poměry příznivé a větší deformace zde nehrozí, pouze je možné odpadávání jednotlivých kamenů a menších bloků, které se mohou uvolnit při hloubení stavební jámy.

Kvartérní pokryvné zeminy

Na zájmovém území jsou břidlice a křemence celoplošně zakryty kvartérními pokryvnými zeminy, mocnost těchto útvarů se liší a pohybuje se v rozsahu od zhruba 2 metrů (SZ sektor území) do cca 10- ti metrů na jihu zájmového území. Kvartérní pokryvy jsou geneticky tvořeny dosti objemově významnými sekundárními antropogenními uloženinami souvisejícími se dvěma základními vývojovými cykly urbanizace území a přirozeným shlukováním deluviálních až deluvio-fluviálních sedimentů povrchové vodoteče Motolského potoka.

Hydrogeologické poměry (viz IGP)

Plochá jižní část lokality, podzemní voda zde proudí prakticky volně v průlinově propustném prostředí zemin především geotypů GT4 směrem prakticky souhlasným s tokem dnes uměle podchyceného a zatrubněného Motolského potoka (tj. od Z k V směrem k Vltavě). V rámci průzkumu z přelomu let 2013/2014 byla podzemní voda naražena a ustálena v bazální části kvartérních pokryvných zemin v hloubkách mezi 7,0 a 7,5 metry pod terénem tj. zhruba v úrovni absolutní kóty 193,30 m n.m. (Bpv). Následně v doplňujícím průzkumu v květnu 2017 se ukázalo, že by HPV mohla být výše než původní předpoklad a původní hloubka HPV 7,0-7,5 metru, by tak musela být spodní hranicí oscilační zóny +/-0,5 metru. Z výše uvedených předpokladů pak vyplývá, že by oscilační zóna mohla být větší a HPV by tak mohla být i výše než stanovená hranic.

Strmá severní část lokality se vyznačuje puklinovým oběhem podzemních vod vázaných na horninové podloží břidlic a především křemenců v bočním svahu nad údolím Motolského potoka. V rámci doplňujícího průzkumu byl zřízen nový vrt a byl tak k dispozici významný údaj o aktuální úrovni HPV v místě budoucího severního odřezu stavební jámy. Předpoklad HPV v roce 2013 byl i pro severní část zájmového území nižší než se následně ukázalo v měření nově zrealizovaného vrtu v severní části zájmového území v roce 2017.

4. Návrh pažících stěn stavební jámy

4.1 Zajištění jižní stěny

Pažení jižní stěny je realizováno jako záporové pažení s pracovním prostorem. V dostatečném předstihu před zahájením samotného zajištění stěny musí být vytyčena a zjištěna přesná poloha IS, obzvláště nejbližší položeného podzemního vedení vysokého napětí PRE, případná kolize s jakoukoliv sítí musí být řešena přeložkou této sítě.

Jsou navrženy záporny HEB 280 s roztečí 1,8m o pevnosti S355 vkládány do vrtů průměru nejméně 630 mm, aby byl umožněn jistý posun záporny ve vrtu a bylo tak umožněno dosažení co nejpřesnější polohy. Záporny o délce 11m budou vetknuty na hloubku 4m. Vetknutá část bude zajištěna hubeným betonem, zbytek vrtu bude vyplněn vývrtekem. Pažiny vkládané mezi záporny budou polštáře tloušťky nejméně 100mm. Kotvy budou realizovány v jednotné výškové úrovni ve dvou řadách. Každá kotva se skládá ze 4 pramenců průměru 15,7mm a pevnosti 1570/1770MPa. Kotvy od sebe budou v horizontální vzdálenosti 3,6m, tzn. že každá kotva drží vždy dvojici zápor přes převážku tvořenou 2xUPE 270. Hloubení skončí cca v 7,0m pod dosavadním terénem realizované ve 3 dílčích etapách, nejdříve se odebere vrstva zeminy o mocnosti 2m, následně se v hloubce 1,75m zrealizuje první řada kotev, která se napne na hodnotu 350kN. Po odtěžení další zeminy o mocnosti 3m bude v hloubce 4,5m realizována druhá řada kotev předepnutá na hodnotu 500kN a na konec přijde finální odtěžení o mocnosti zeminy tloušťky 2m. Sklon kotev se v případě jižní stěny bude muset limitně blížit 45°, a i přesto se líc kořene kotvy přiblíží líci kanalizace na vzdálenost cca 0,8m, zde se musí při realizaci kotev obzvláště dbát na přesnost. Stěna nebude překryta torkretem, musí být zajištěna propustnost stěny.

4.2 Zajištění západní stěny IV

Západní stěna se nachází ve větší části na styku se stávající zástavbou a je tak nutné tuto stávající zástavbu podchytit. Pažení západní stěny IV bude realizované tryskovou injektáží (dále jen TI) s vkládanými mikrozáporami HEB 160 s pevností S235 do první řady sloupů TI. Přibližně do 1/2 západní stěny IV se jedná o 6-ti podlažní objekt s 1 suterénním podlažím s předpokládanou základovou spárou na kótě 196,8m n.m., horní hrana základů byla odhadnuta o 0,7m výše, tzn. že první část západní stěny IV bude pažena na hloubku 4,1m. Pracovní plošina bude zřízena na úrovni horní hrany základů přilehlého domu tj. v 197,5m n.m. Odtud budou realizovány sloupy překrývající se TI o průměru 1200mm, které budou v každé řadě od sebe osově vzdáleny 1000mm daleko. První řada TI bude vedena pod úhlem 6° od svislice a druhá řada 22° od svislice. Sloupy TI budou o výšce 7m s vetknutou částí 2,9m. Po realizaci sloupů TI bude odkopána vrstva o mocnosti 1,0m, následně se odbourá část TI, která přesahuje přes okraj budoucího zajištění a stěna se tak zarovná. Kotvy se zrealizují 0,5m pod úrovní pracovní plošiny předepnuté na hodnotu 250kN přes úpalky Larsen III nvořenými do TI se vzdáleností 2,0m od sebe, potom proběhne výkop na úroveň nivelety stavební jámy, spodní část TI bude dobetonována. Kotvy jsou jako v případě jižní stěny o 4 pramencích průměru 15,7mm a pevnosti 1570/1770MPa.

Obdobně bude realizována zbylá 1/2 západní stěny IV, která by se dala ještě rozdělit na poloviny, neboť se zde nachází dvě přístavby o jiné výšce základové spáry. Tyto přístavby jsou bez suterénního podlaží a základová spára se odhaduje na úrovni 200,4m n.m. respektive 201,3m n.m. Sloupy TI budou o výšce 8,5 respektive 8,0m se dvěma řadami kotev s výškovou úrovní 2,5m a 6,0m respektive 2,0m a 5,0m. Jedná se o kotvy se 2 (3) pramenci o průměru 15,7mm a pevností 1570/1770 MPa předepnutými na hodnotu 150-350kN respektive 100-250kN. Pracovní plošina pro realizaci kotev bude zřízena vždy nanejvýše 0,5m pod úrovní budoucí řady kotev. Horní část TI bude odbourána a spodní dobetonována tak, aby budoucí stěna byla rovinného charakteru. Zvláště v severní části západní stěny IV se může stát, že nebude moct být zajištěna stěna na celou hloubku TI, protože zde začíná vybíhat poloskalní až skalní podloží. V takovém případě bude pravděpodobně realizována TI kam to půjde a následně se objekt podchytí minimálně dvojicí mikropilot do každého sloupu TI v přední řadě, nicméně pokud se tak stane, musí přijít na řadu nové statické posouzení.

4.3 Západní stěna III a severní stěna

V případě západní stěny III a severní stěny je navrženo zajištění pomocí mikrozáporového pažení.

Západní stěna III a západní polovina severní stěny limitně dosahují výšky až 17m, v severozápadním rohu stavební jámy se zdravé křemence přiblíží vzduchu na vzdálenost až cca 2m, odtud s rostoucí vzdáleností směrem na jih a na východ se křemence vzduchu vzdalují. Mikrozáporové pažení bude realizováno ze zápor HEB 160 pevnosti S235 ve vzdálenosti 1,0m od sebe. Mikrozáporové pažení je na tuto výšku vytvořeno ze dvou řad mikrozápor nad sebou. Mikrozápory jsou vkládány do vrtů o průměru 280mm, délka je 12 m a vetknutá část vkládána do cementové zálivky činí 2,25m. Pažiny vkládané mezi mikrozápory jsou polštáře tloušťky minimálně 80mm. Mikrozápory jsou podpírány přes převážky 2xUPE 160 kotvami se 2 pramenci o průměru 15,7mm a pevnosti 1570/1770 MPa, každá převážka stabilizuje vždy dvojici mikrozápor. První řada mikrozápor je chycena 3 řadami kotev předepnutými od 35-250kN. Odkopání těchto stěn je realizováno ve 4 etapách, každá etapa se vždy dostane na úroveň nanejvýše 0,5m pod budoucí řadu kotev. Druhá řada mikrozápor je realizována obdobně stejnými mikrozáporami o délce 11m, vetknutá část vkládána do cementové zálivky činí 3,0m. Druhá řada mikrozápor je stabilizována 4 řadami kotev předepnutými od 0-250kN přes převážky z dvojice profilů UPE 160, které jsou zapuštěny do mikrozápor. Odtěžení zeminy je realizováno stejným způsobem jako v případě první řady mikrozápor. Kotvy jsou ze stejného materiálu pouze první řada kotev druhé řady mikrozápor má 2 pramence, ostatní mají po 4. Kotvení západní poloviny severní stěny pak bude značně problematické a bude muset být pod neustálým dozorem, protože kotvy zde vedené nebudou kolmé k zajištění stěny, ale budou vychýleny horizontálně o 15°, aby plynule navázaly na východní polovinu severní stěny a byla tak dodržena minimální vzdálenost kořenů kotev.

Východní polovina severní stěny je realizována mikrozáporami HEB 160 pevnosti S235 s osovou vzdáleností 0,8m od sebe. Mikrozápory jsou délky 14m a vetknutá část

ukládána do cementové zálivky činí 1,1m. Před samotnou realizací východní poloviny severní stěny musí být odtěžena část terénu, tato odtěžená část pak vytvoří terasu o šířce 2,5m, která bude vysvahována se sklonem 1:1,5 k navazujícímu terénu se sklonem 1:2,5. Stěna je chycena 5-ti řadami kotev se zapuštěnými převážkami 2xUPE 140, do mikrozápor, každá převázka chytá vždy dvojici mikrozápor. Převázky jsou pomocí kotev stabilizovány, kotvy jsou s osovou vzdáleností 1,6m od sebe předepnuté 0-200kN. Kotvy jsou ze 2 pramenců průměru 15,7mm a pevností 1570/1770 MPa. Obnažení této stěny bude probíhat v 6 fázích vždy tak, aby pracovní plošina pro kotvení byla vždy nanejvýše 0,5m pod realizovanou řadou kotev.

4.4 Zajištění východní stěny

Východní stěna II, kde není kvůli konstrukci mostu a výjezdu Strahovského tunelu možné kotvení bude realizována železobetonovým rámem vyplněným zeminou, který bude tvořen pilotami průměru 900mm s osovou vzdáleností 2500mm od sebe spřaženými v hlavách deskou tloušťky 500mm. V každé řadě pak od sebe piloty budou osově 1200mm od sebe. Piloty budou délky 15,5-19m s vetknutou částí délky 7m z betonu C25/30, vrt pilot bude pažen výpažnicí.

Východní stěna I bude zhruba do 1/2 od jihu realizována úplně stejně jako jižní stěna, zbylá část bude realizována s drobnými změnami, kterými je délka zápor, která bude 14m z nichž 4,2m bude vetknutá část. Vzdálenost mezi záporami je stejná a činí 1,6m. Tato část stěny bude chycena 3 řadami kotev, horní se 2 pramenci spodní dvě se 4 pramenci průměru 15,7mm s pevností 1570/1770 MPa, přes zapuštěné 2xUPE 270. Zbylé charakteristiky jsou shodné jako u jižní stěny.

5. Provádění

5.1 Provádění záporového pažení

Zápory budou ukládány do vrtů průměru 630 mm, vetknutá část zápor bude ve vrtu stabilizována hubeným betonem C8/10, zbytek vrtu bude volně zasypán vývrtekem. Po provedení výkopu na stanovenou hloubku se bude osazovat výdřeva z polštářů tloušťky nejméně 100mm. Po osazení několika pažin se kaverna mezi zeminou a pažinami musí vyplnit vhodnou zeminou např. hlinitým pískem, který se musí řádně ručně palicí zhutnit. V případě záporového pažení s pracovním prostorem (jižní stěna) se pažiny vyklínují a zajistí svislými latěmi proti vysunutí. Po dokončení výstavby bude jižní záporová stěna (pažiny, zápory) ze země vytažena a nebude tak v zemině ponechána svému osudu.

5.2 Provádění kotev

Kotvy budou realizovány jako dočasné do vrtů tloušťky 180mm, kotvy jsou pramencové s různým počtem pramenců. Kořen bude zainjektován cementovou injekční směsí s tlakem 1,0MPa. Napínání kotev bude probíhat po vytvrnutí injekční směsi a to po 14 dnech od realizace injektáže kořene.

5.3 Realizace převážek

Převázky jsou navrženy jako předsazené respektive zapuštěné vždy z dvojice profilů UPE.

5.4 Provádění pilot

Východní stěna II bude realizována jako pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností pilot typu „replacement“. Vrtly pro piloty realizované na této stavbě budou paženy ocelovými spojovatelnými výpažnicemi. Po vyhloubení vrtu na stanovené dno bude do vrtu osazen armokoš a následně proběhne betonáž piloty za průběžného vytahování výpažnice. Výztuž armokoše bude částečně vybíhat nad realizovanou betonáž. Tato výztuž bude použita k spřažení dvou řad pilot v jejich hlavách železobetonovou deskou tloušťky 500mm. Přebývající beton pilot bude odbourán. Po 28 dnech od realizace desky se může přistoupit k obnažení této stěny.

5.5 Provádění tryskové injektáže

Trysková injektáž bude realizována z překrývajících se sloupů tryskové injektáže. Cementová směs bude vháněna pod tlakem 30-50MPa a prováděna metodou „doublejet“, tj. s koaxiálně vháněným vzduchem pod tlakem 1,0MPa. Do jednotlivých sloupů budou vkládány mikrozápory, které budou v případě severní části západní stěny IV částečně nahrazovat sloup tryskové injektáže. Po vytvrnutí cementové směsi se zeminou po 28 dnech se může přistoupit k odtěžení zeminy v okolí podchycené zástavby.

5.6 Provádění mikrozáporového pažení

Mikrozápory budou vkládány do bezjádrových vrtů opatřených cementovou zálivkou ve vetknuté části. V případě západní poloviny severní stěny bude v úrovni hlav mikrozápor druhé řady zrealizován železobetonový trámec. Tento trámec bude mezi odskočenými řadami mikropilot a bude vytvářet jakýsi opěrný bod pro horní řadu stabilizovaný řadou spodní. Zbýlé provádění je analogické s prováděním záporového pažení.

6. Návrh monitoringu pažících konstrukcí

Účelem monitoringu pažících konstrukcí je předcházení rizik vyplývajících jak z návrhu, tak z realizace.

Inklinometry budou osazeny na záporách a pilotách. Dále bude v průběhu výstavby kontrolována a dynamometricky měřena síla v kotvách.

U jižní stěny očekáváme řadově průhyb zápor maximálně cca 20mm. V případě podchycení stávajících objektů se maximálně pohybujeme u posunutí nanejvýše 15mm. U ostatních konstrukcí zajišťujících stavební jámu se pohybujeme řadově maximálně do 50mm. Pokud budou tyto hranice překročeny nebo při jakýchkoliv pochybnostech o aktuální funkci pažení musí být zastaven výkop stavební jámy až do posouzení stability pažení projektantem, který navrhoval stavební jámu ve spolupráci s geodetem, geologem a projektantem akce. Během prací je nutno ve spolupráci s majiteli sousedních objektů sledovat a průběžně vyhodnocovat aktuální stav sousedních objektů a pažení. Před zahájením stavebních prací a prací na zajištění stavební jámy musí být provedena pasportizace okolních staveb a objektů včetně komunikací a dopravních tras.

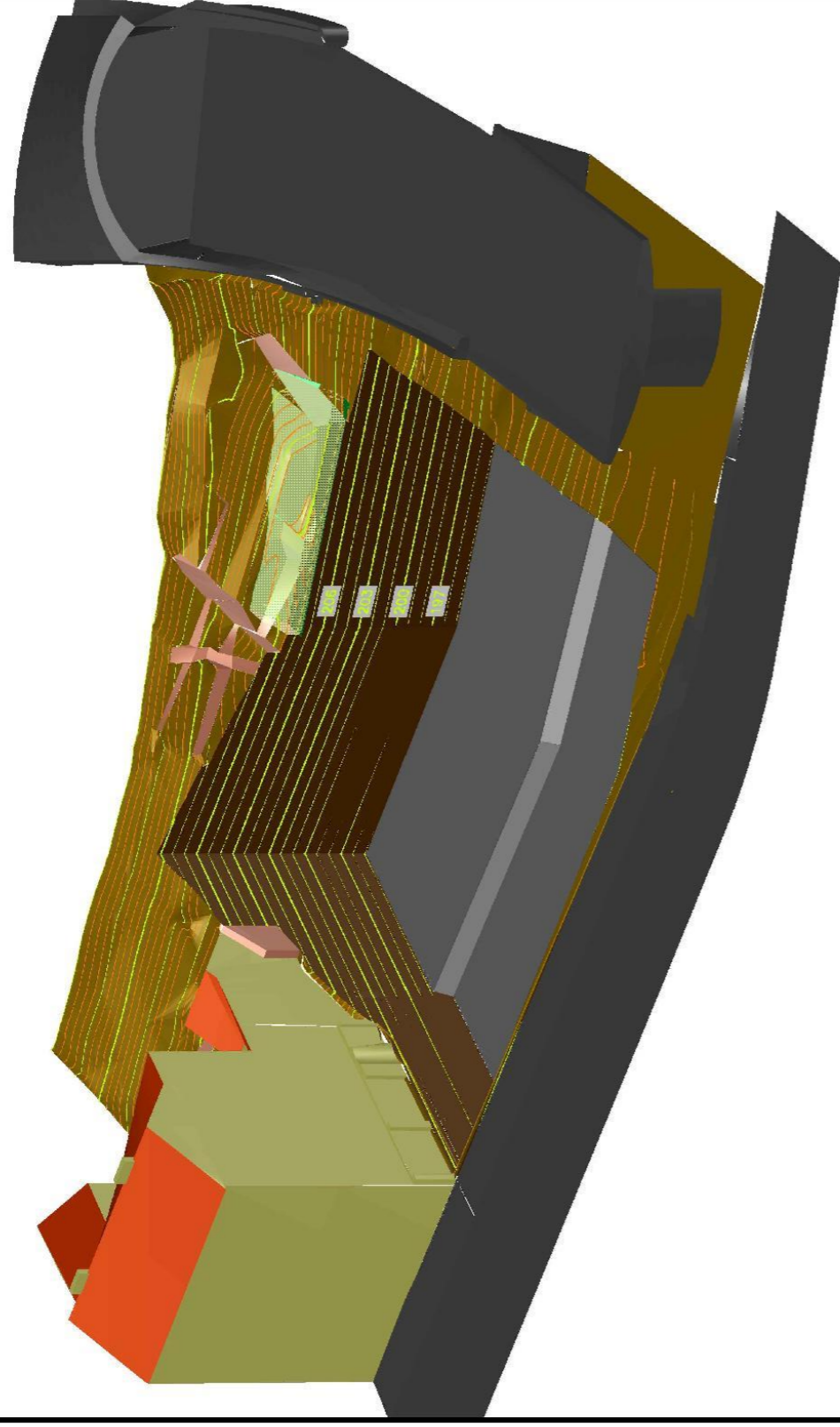
7. Odvodnění

Odvodnění stavební jámy bude povrchové, svedené do rigolu cca uprostřed stavební jámy ve smyslu severojižní orientace do 2 sběrných jímek průměru 600mm.

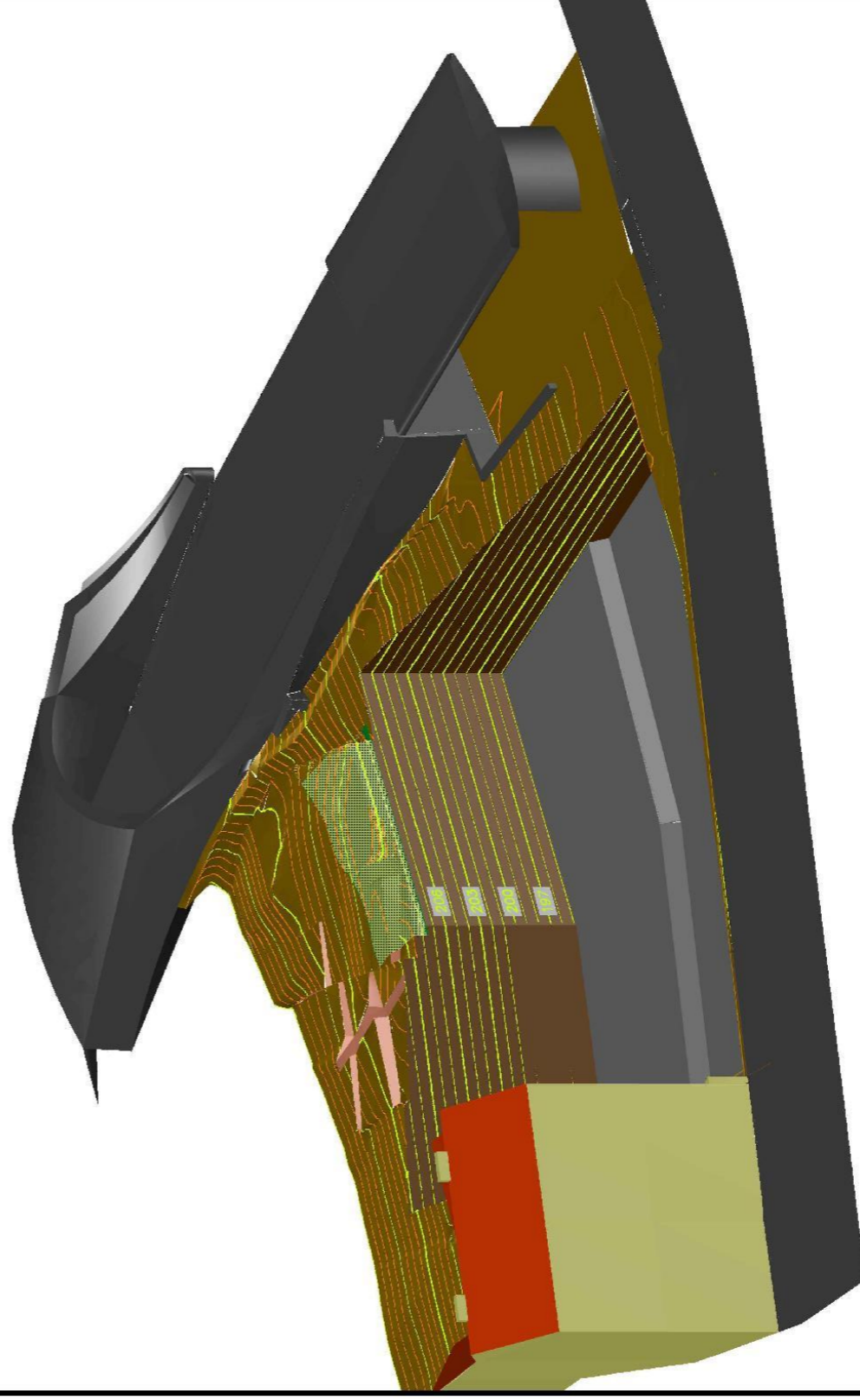
8. Závěr

Při výkopu stavební jámy je třeba bedlivě sledovat shodnost zastižení geologických poměrů předpokládaných v IGP, a dále pak možné změny a nesoulady návrhu s realizací zajištění stěn stavební jámy dle 6.kapitoly - Návrh monitoringu pažících konstrukcí.

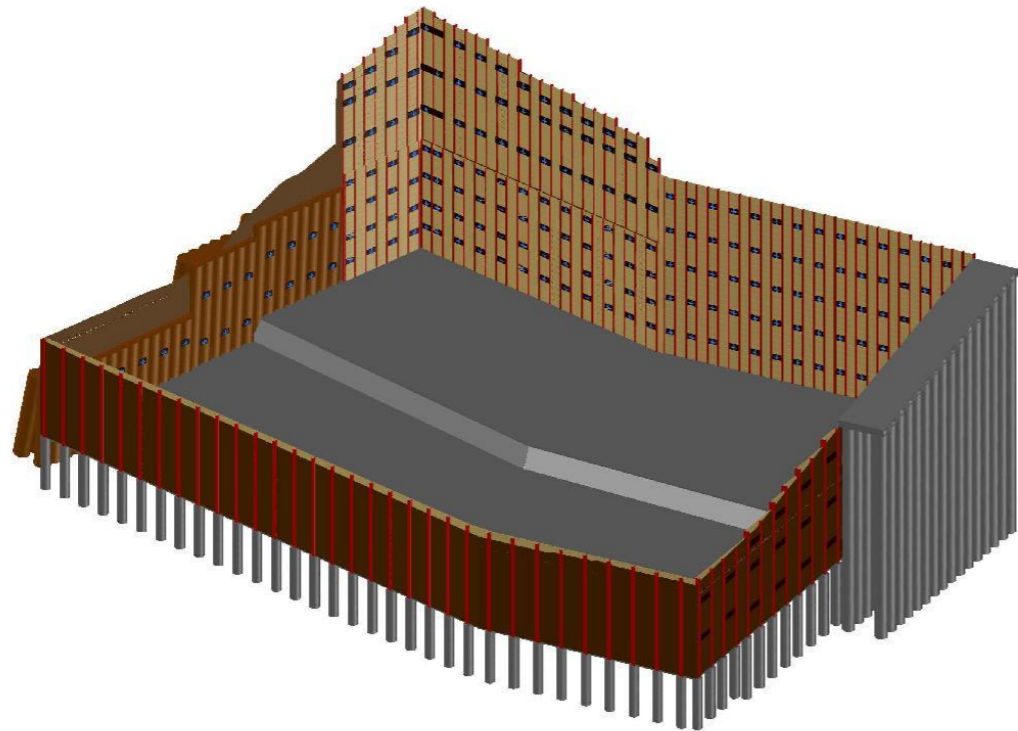
3D SITUACE - SMĚR SEVEROZÁPADNÍ



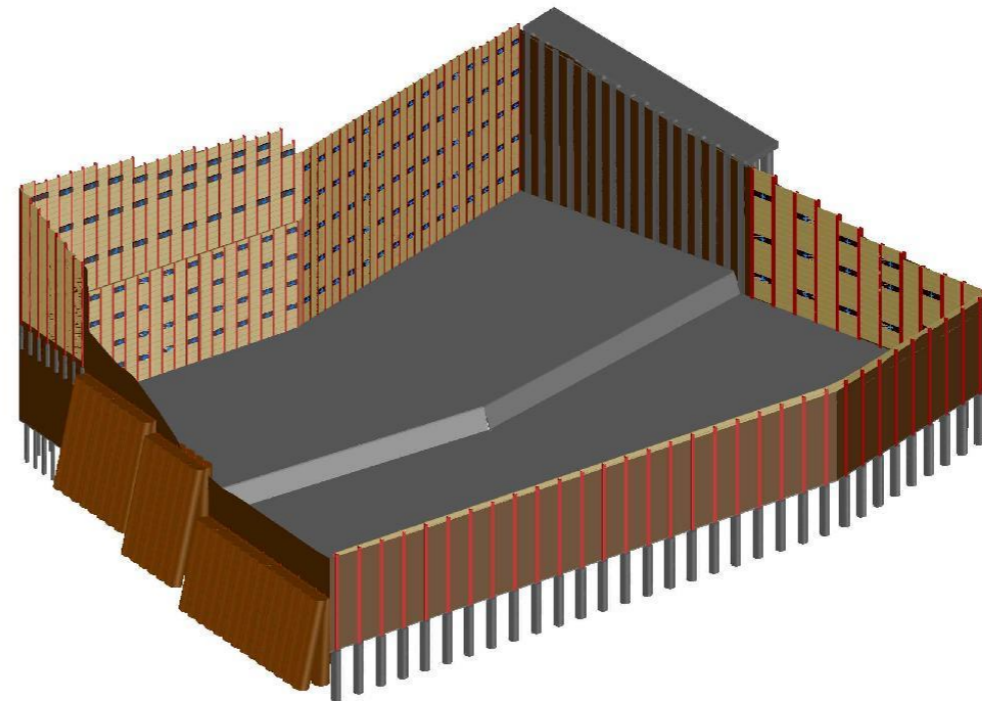
3D SITUACE - SMĚR SEVEROVÝCHODNÍ



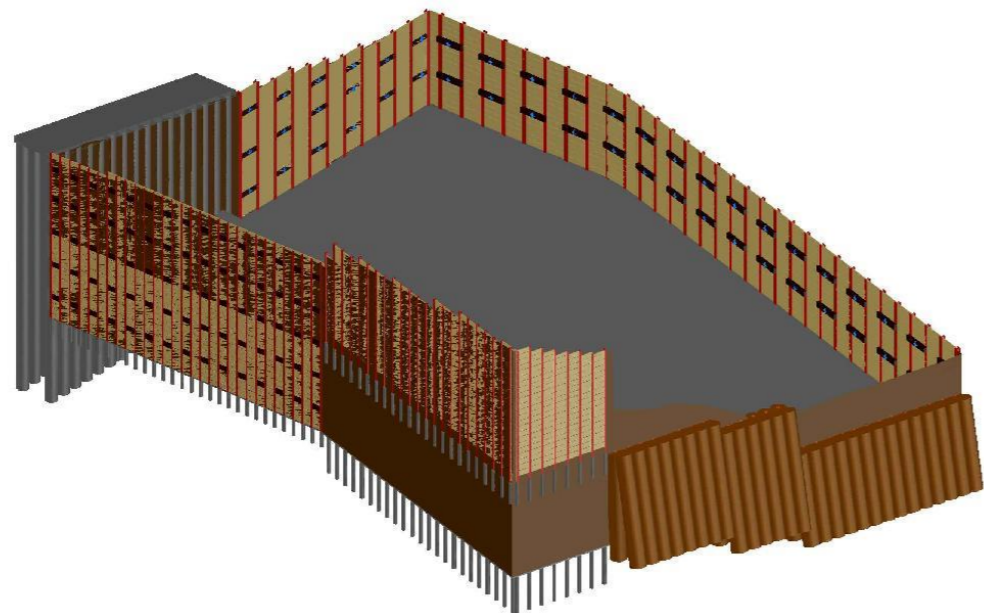
ROH ZÁPADNÍ A SEVERNÍ STĚNY



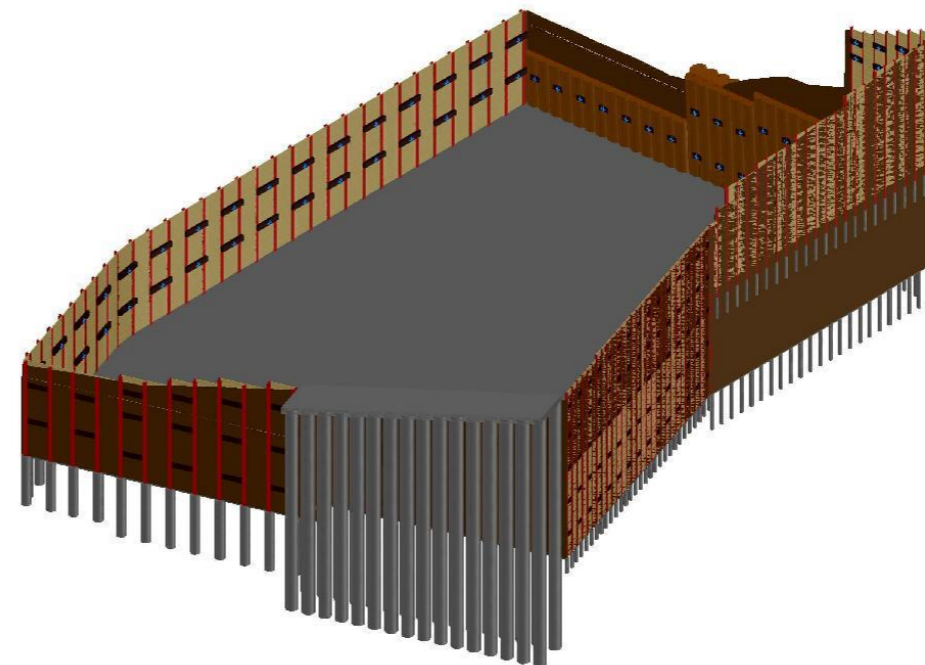
ROH SEVERNÍ A VÝCHODNÍ STĚNY



ROH VÝCHODNÍ A JIŽNÍ STĚNY



ROH JIŽNÍ A ZÁPADNÍ STĚNY



SCHEMA PROVÁDĚNÍ ZÁPOROVÉHO PAŽENÍ- VÝSEK JIŽNÍ STĚNY


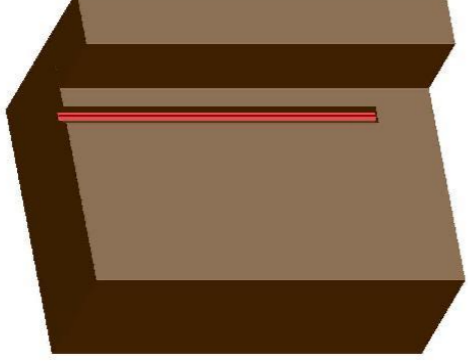
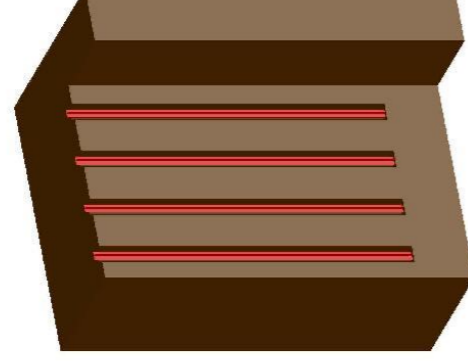
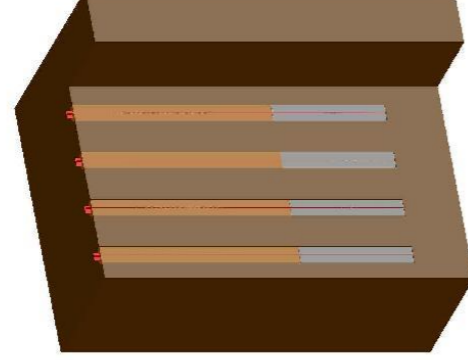
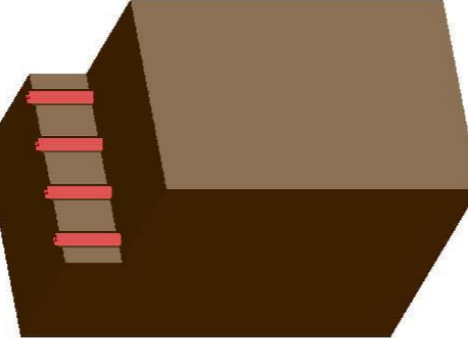
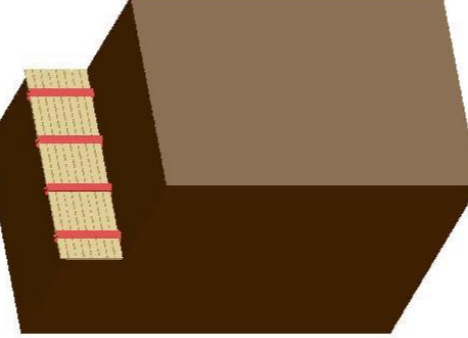
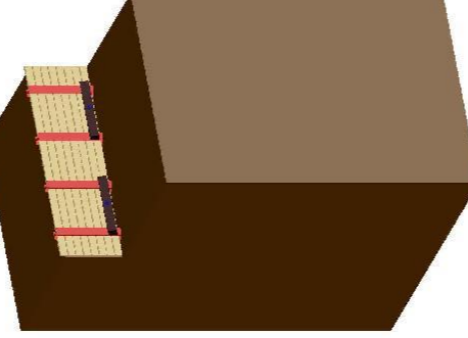
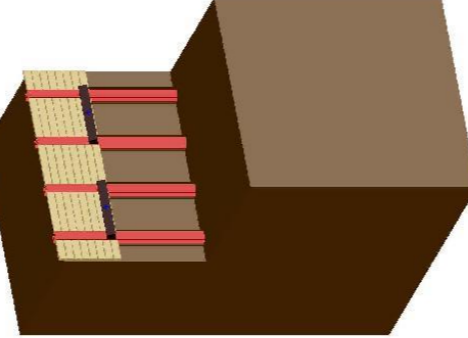
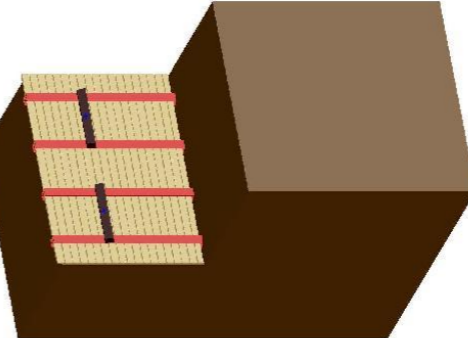
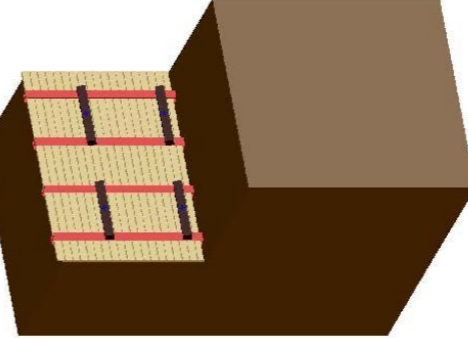
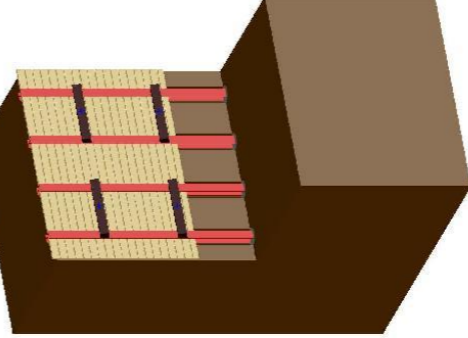
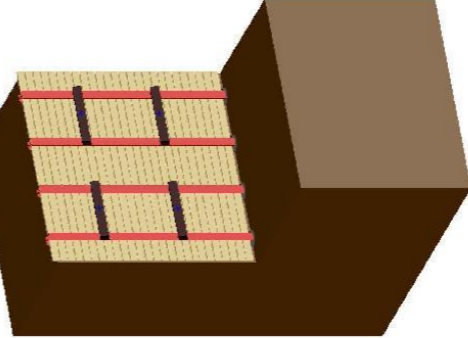
 <p>1) Provedení vrtu pro osazení záporné</p>	 <p>2) Osazení a vycentrování záporné</p>	 <p>3)</p>	 <p>4) Vyplnění vrtu hubeným betonem v rozsahu vetknuté části, zbytek vrtu je vyplněn vývrtkem</p>
 <p>5) 1. fáze odítěžení</p>	 <p>6) Vložení pažin mezi záporné a zhutnění zeminy za pažinami</p>	 <p>7) realizace převázek s kotvami</p>	 <p>8) proces 5-7 se opakuje až do dosažení nivelety stavební jámy</p>
 <p>9)</p>	 <p>10)</p>	 <p>11)</p>	 <p>12)</p>

SCHÉMA PROVÁDĚNÍ TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE- VÝSEK ZÁPADNÍ STĚNY

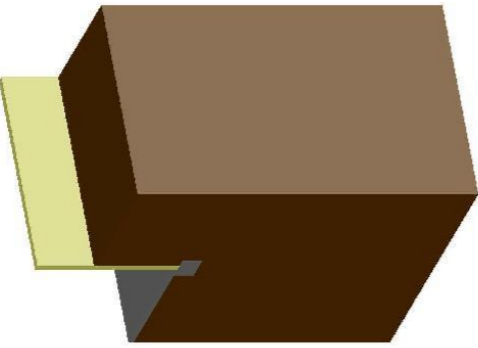
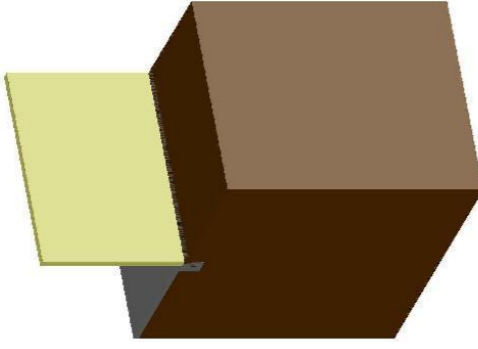
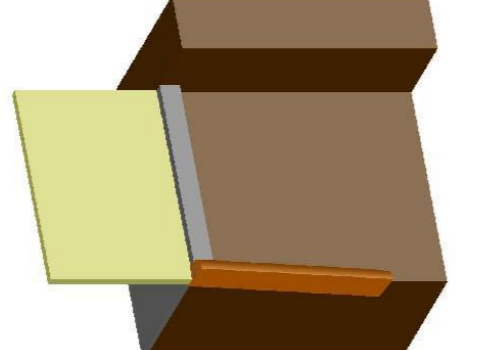
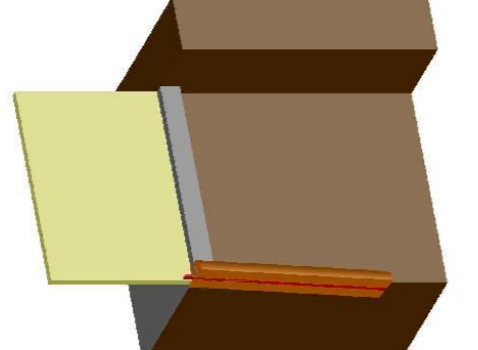
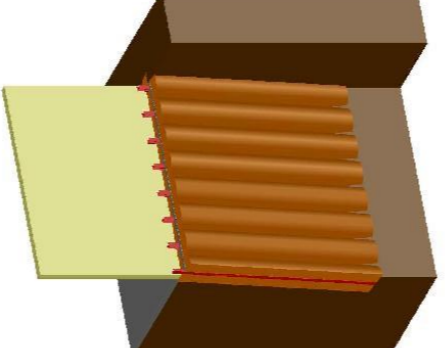
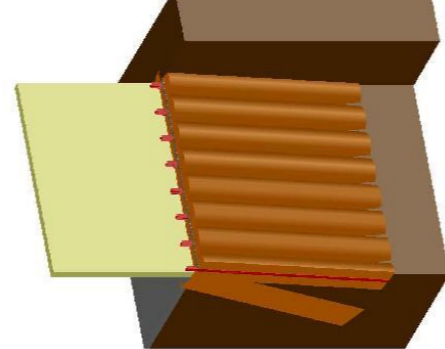
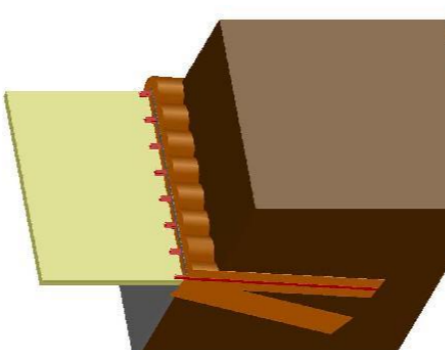
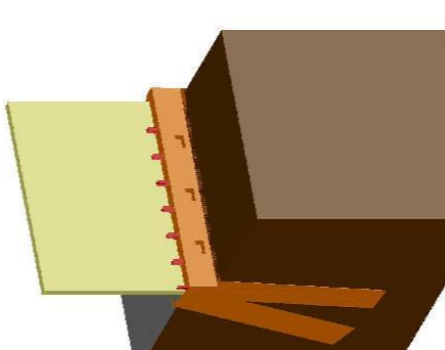
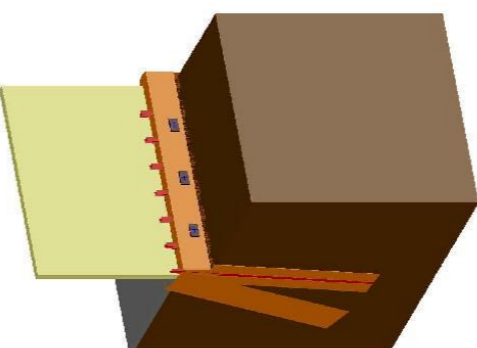
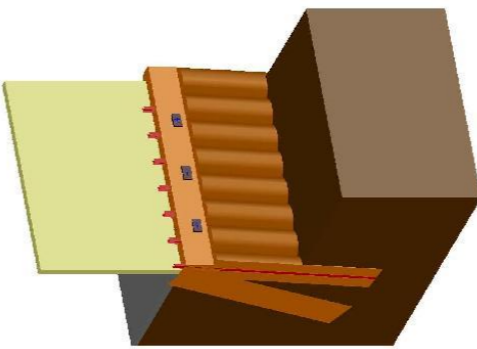
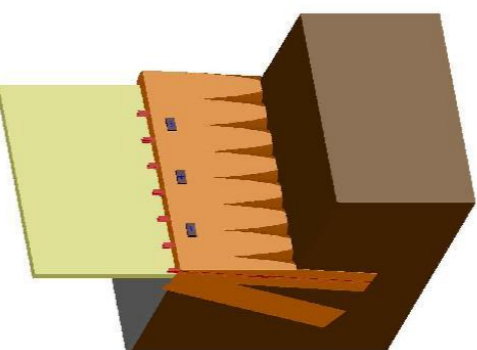
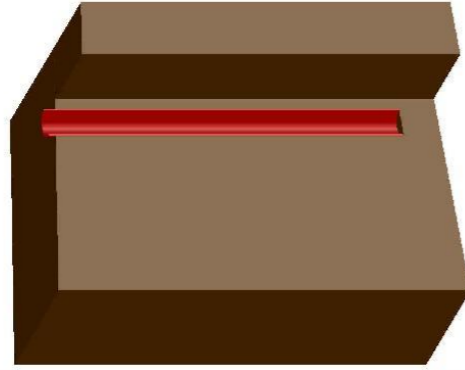
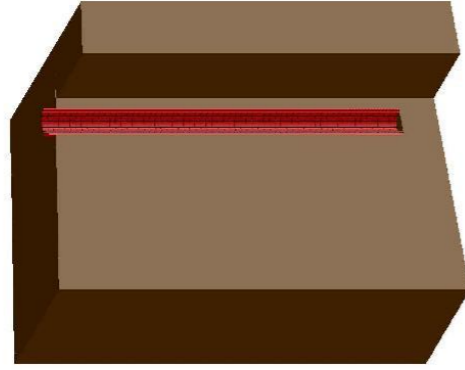
			
	1) Odtěžení zeminy na úrovni pracovní plošiny	2) Provedení sloupu tryskové injecktáže	3) Vložení mikrožápy do sloupu TI
			
4)	5) Realizace druhé řady sloupů TI	6) 1. fáze odtěžení	7) Odbourání části sloupů TI a zarovnání stěny
			
8) Realizace převážek s kotvami	9) Odtěžení zeminy na úrovni dna stavební jámy	10) Doodbourání přechýlujících částí TI v horních partiích stěny	11) Dobetonování spodních partií stěny a zarovnání celé stěny

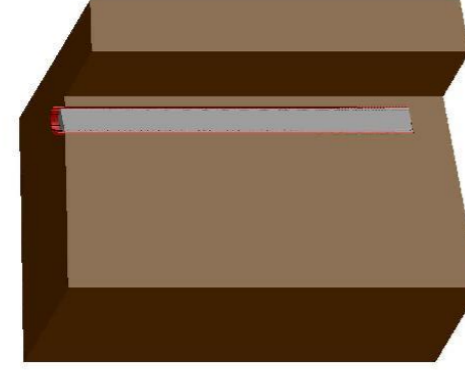
SCHÉMA PROVÁDĚNÍ PILOT- VÝSEK VÝCHODNÍ STĚNY



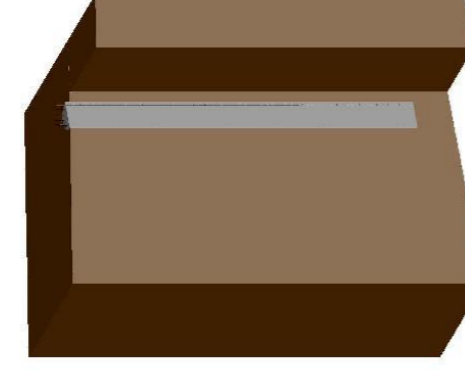
1) Provedení vrtu paženého výpažnicí



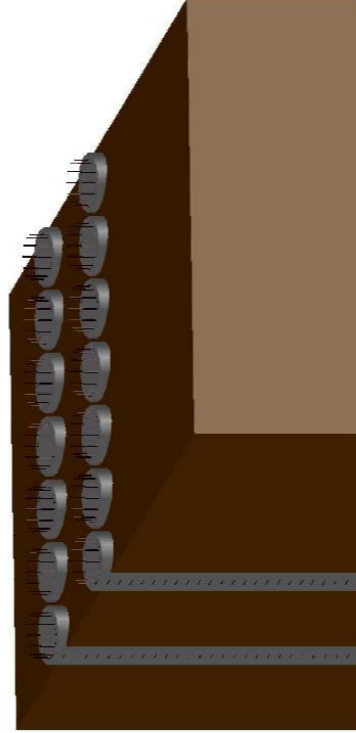
2) Vložení armokoše do vrtu



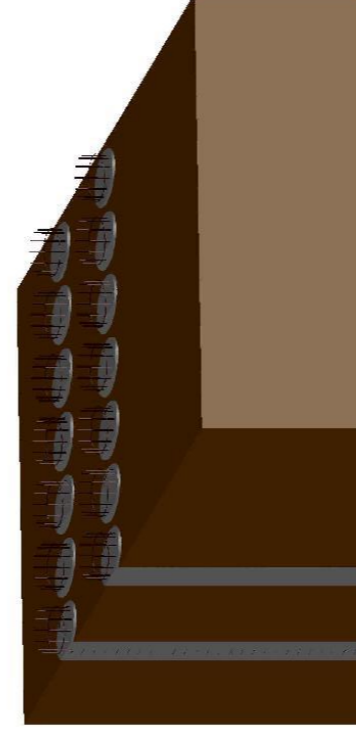
3) Betonáž vrtu a zároveň vyťahování výpažnice



4) Vytažení výpažnice



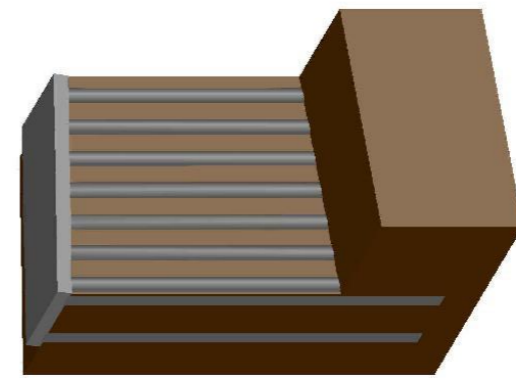
5) Realizace zbylých pilot



6) Odbourání přečínajících částí ve zhlaví pilot



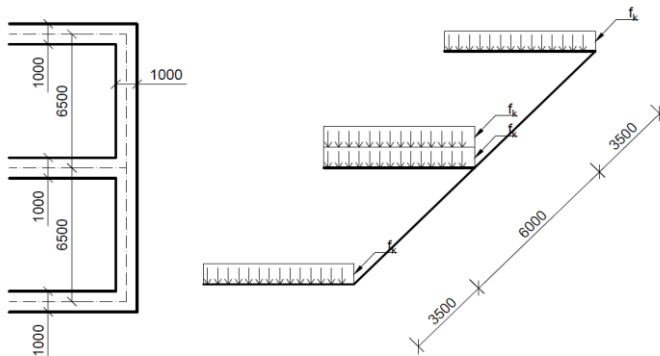
7) Spřažení hlav pilot s deskou tl. 500 mm



8) Obnažení stěny na úroveň dna stavební jamy

8. Statický výpočet

STANOVENÍ ZATÍŽENÍ
ZÁPADNÍ STĚNA - ŘEZ BB
schéma



užitné-kat. A= 2 kN/m^2 ... 1 podlaží = $6,5 \cdot 2 = 13 \text{ kN/m}'$
... 5 podlaží = $13 \cdot 5 = 65 \text{ kN/m}'$

stálé-plošné= $6,25 \text{ kN/m}^2$ $\approx 0,25 \text{ m}$ betonu - strop
... 1 podlaží = $6,25 \cdot 6,5 = 40,6 \text{ kN/m}'$
... 5 podlaží = $40,6 \cdot 5 = 203 \text{ kN/m}'$

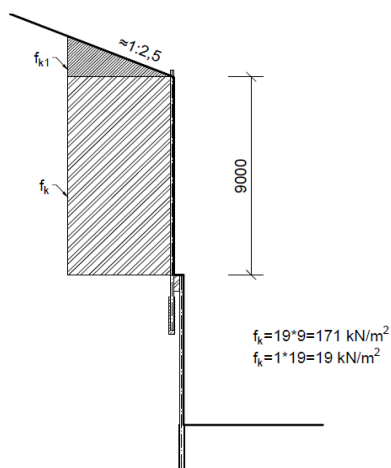
stálé-stěna=
... k.v.= $3,3 \text{ m}$; tl. stěny= $0,3 \text{ m}$; $\rho=1900 \text{ kg/m}^3$
... 1 podlaží = $3,3 \cdot 0,3 \cdot 19 = 19 \text{ kN/m}'$
... 6 podlaží = $19 \cdot 6 = 114 \text{ kN/m}'$

ROZPOČÍTÁNO NA DÉLKU ROZPONU - 6 m

užitné= $65/6 = 11 \text{ kN/m}'$
stálé= $317/6 = 53 \text{ kN/m}'$

Pro řezy CC a DD bylo počítáno se 2/5 zatížení řezu BB.

SEVERNÍ STĚNA - ŘEZ EE - 2.ŘADA MIKROPILOT
schéma



$f_k = 19 \cdot 9 = 171 \text{ kN/m}^2$
 $f_k = 1 \cdot 19 = 19 \text{ kN/m}^2$

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Akce : Diplomová práce - projekt SmíchOFF
 Část : Jižní stěna (východní stěna) - ŘEZ AA
 Vypracoval : Michal Pospíšil
 Datum : 20.12.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Metoda výpočtu : závislé tlaky
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Modul reakce podloží : standardní
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
 Sednutí terénu : parabolická metoda
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Dočasná návrhová situace			
		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)			
Dočasná návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 11,00 m



Pouze pro nekomerční využití



Název průřezu : I-průřez : HE 280 B; a = 1,80 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,51

Plocha průřezu A = 7,30E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 1,07E-04 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 7,647E-04 m³/mPlastický průřezový modul W_{pl} = 8,522E-04 m³/m**Materiál konstrukce****Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355**Mez kluzu f_y = 355,00 MPa



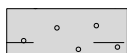
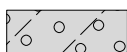





Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa


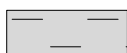
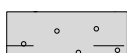
Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	GT1+GT2		25,00	5,00	18,00	8,00	1,50
2	GT3		21,00	8,00	21,00	11,00	7,00
3	GT4		25,00	8,00	18,50	8,50	8,00
4	GT5		31,00	2,00	19,00	9,00	10,00
5	GT6		30,00	0,00	19,00	9,00	10,00
6	GT7		28,00	10,00	21,00	11,00	9,00
7	GT8		30,00	10,00	21,00	11,00	10,00
8	GT9		32,00	15,00	21,50	11,50	11,00
9	GT10		32,00	25,00	23,00	13,00	11,00

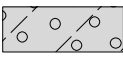
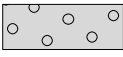

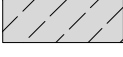
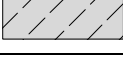

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ _{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K _r [-]
1	GT1+GT2		nesoudržná	25,00	-	-	-
2	GT3		nesoudržná	21,00	-	-	-
3	GT4		nesoudržná	25,00	-	-	-

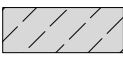


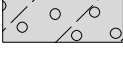
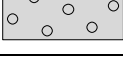
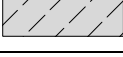
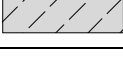
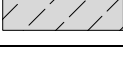
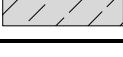


Pouze pro nekomerční využití

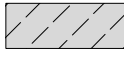

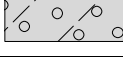


Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
4	GT5		nesoudržná	31,00	-	-	-
5	GT6		nesoudržná	30,00	-	-	-
6	GT7		soudržná	-	0,30	-	-
7	GT8		soudržná	-	0,27	-	-
8	GT9		soudržná	-	0,25	-	-
9	GT10		soudržná	-	0,15	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	GT1+GT2		0,45	0,50	-
2	GT3		0,40	9,50	-
3	GT4		0,35	12,50	-
4	GT5		0,30	94,50	-
5	GT6		0,25	102,00	-
6	GT7		0,30	-	80,00
7	GT8		0,27	-	150,00
8	GT9		0,25	-	200,00
9	GT10		0,15	-	250,00





Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,20	GT1+GT2	
2	2,30	GT3	
3	1,30	GT5	



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	2,60	GT4	
5	0,90	GT7	
6	1,10	GT8	
7	-	GT9	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		úso	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	10,00				na terénu
Číslo	Název							
1	Silniční doprava							

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 34,18 kN/m

Maximální moment = 44,55 kNm/m

Maximální deformace = 22,7 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	11,4
2	1,07	11,5
3	2,13	11,3
4	3,20	10,9
5	4,27	10,2
6	5,33	9,2
7	6,40	7,9



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
8	7,47	6,4
9	8,54	4,5
10	9,60	2,4
11	10,67	0,0
12	10,67	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)

Hlobení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		350,00

Seznam nových kotev

pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 1,75 m

Volná délka : l = 8,00 m

Délka kořene : l_k = 10,00 m

Sklon : α = 45,00 °

Vzd. mezi : b = 3,60 m

Průměr pramence : d_1 = 15,70 mm

Počet pramenců : n = 4

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 350,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1770,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : d = 180,0 mm

Únosnost na vytržení ze záливky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 30,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η_1 = 0,70

Výsledek výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 43,66 kN/m

Maximální moment = 17,18 kNm/m

Maximální deformace = 2,3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,75	-1,4	350,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,1
2	1,07	1,3



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
3	2,13	1,4
4	3,20	1,4
5	4,27	1,4
6	5,33	1,3
7	6,40	1,2
8	7,47	1,0
9	8,54	0,7
10	9,60	0,4
11	10,67	0,0
12	10,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	350,00	4470,13	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 4470,13 \text{ kN} > 350,00 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		446,72

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 63,41 kN/m

Maximální moment = 68,06 kNm/m

Maximální deformace = 13,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,75	-6,6	446,72

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,0
2	1,07	3,5
3	2,13	6,2
4	3,20	8,1
5	4,27	9,2
6	5,33	9,6



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
7	6,40	9,2
8	7,47	8,1
9	8,54	6,2
10	9,60	3,5
11	10,67	0,0
12	10,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	446,72	4445,06	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 4445,06 \text{ kN} > 446,72 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 4)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		443,56
2	Ano	4,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		500,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : $z = 4,50 \text{ m}$ Volná délka : $l = 8,00 \text{ m}$ Délka kořene : $l_k = 10,00 \text{ m}$ Sklon : $\alpha = 45,00^\circ$ Vzd. mezi : $b = 3,60 \text{ m}$ Průměr pramence : $d_1 = 15,70 \text{ mm}$ Počet pramenců : $n = 4$ Modul pružnosti : $E = 195000,00 \text{ MPa}$ Předpínací síla : $F = 500,00 \text{ kN}$ Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00 \text{ MPa}$

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : $d = 180,0 \text{ mm}$

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$ Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$ **Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)**

Maximální posouvající síla = 63,18 kN/m

Maximální moment = 45,56 kNm/m



Pouze pro nekomerční využití



Maximální deformace = 11,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,75	-6,4	443,56
2	4,50	-10,9	500,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,7
2	1,07	4,1
3	2,13	6,7
4	3,20	8,5
5	4,27	9,6
6	5,33	9,9
7	6,40	9,5
8	7,47	8,3
9	8,54	6,3
10	9,60	3,5
11	10,67	0,0
12	10,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	443,56	4445,06	Vyhovuje
2	500,00	5887,43	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 4445,06 \text{ kN} > 443,56 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

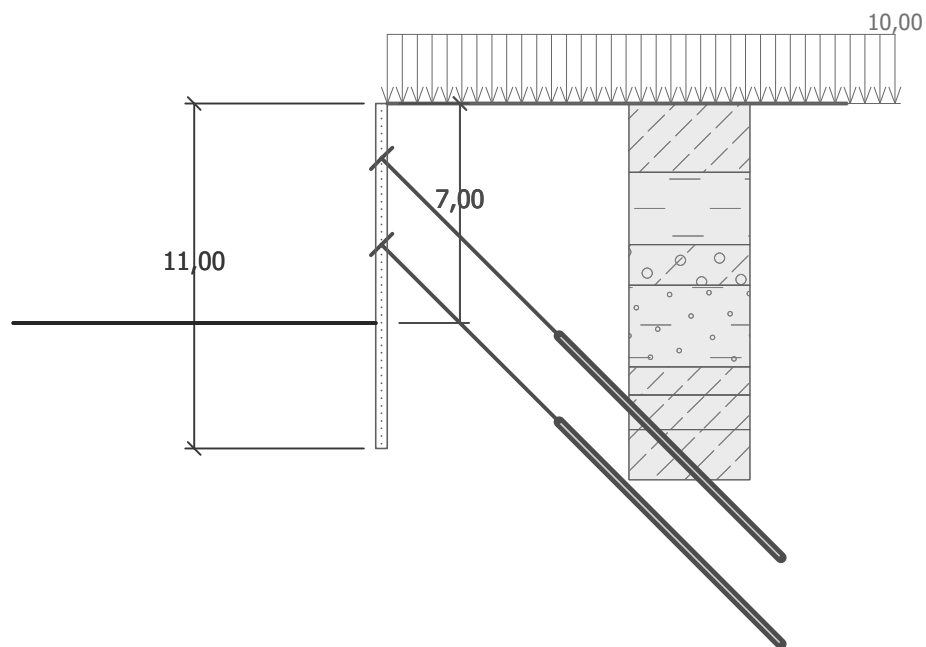


Pouze pro nekomerční využití



Název : Hloubení

Fáze - výpočet : 5 - 0



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		406,96
2	Ne	4,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		621,74

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 82,32 kN/m
 Maximální moment = 86,41 kNm/m
 Maximální deformace = 20,9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,75	-4,5	406,96
2	4,50	-17,4	621,74

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,4
2	1,07	3,5
3	2,13	8,9
4	3,20	12,8
5	4,27	15,4
6	5,33	16,4
7	6,40	16,0
8	7,47	14,2
9	8,54	10,9
10	9,60	6,2



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
11	10,67	0,0
12	10,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	406,96	4457,16	Vyhovuje
2	621,74	6004,80	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 6004,80 \text{ kN} > 621,74 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy							
Střed :	x =	-2,14	[m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-48,64	[°]
	z =	1,16	[m]		$\alpha_2 =$	84,61	[°]
Poloměr :	R =	12,35	[m]				
Smyková plocha po optimalizaci.							

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 935,79 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 2074,64 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 11557,06 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 23292,52 \text{ kNm/m}$

Využití : 49,6 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -22,7 mm

Minimální deformace = 4,2 mm

Maximální ohybový moment = 44,55 kNm/m

Minimální ohybový moment = -86,41 kNm/m

Maximální posouvající síla = 82,32 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil $M_{\max} = 155,54 \text{ kNm}; \quad Q = 3,88 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 148,18 \text{ kN}; \quad M = 8,34 \text{ kNm}$ **Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:****Posouzení ohybu:**

Pouze pro nekomerční využití



$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,318 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,007 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 98,47 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3^*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,077 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení max. souvající síly $Q_{\max} + M$:**Posouzení ohybu:**

$$M/M_{c,Rd} = 0,017 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,274 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 5,28 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 48,35 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3^*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,056 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE**Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využitá je kotva č. 2.

Využití je 86,85 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	1,75	406,96	1015,29	561,08	1659,32	Vyhovuje
2	4,50	621,74	1015,29	715,84	1659,32	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce**Vstupní data****Geometrie konstrukce**

Celková délka konstrukce = 7,00 m

Úsek konstrukce čís. 1 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,40E+00 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 2,29E-01 \text{ m}^4/\text{m}$ Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$ **Úsek konstrukce čís. 2 - délka 1,00 m**

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,80E+00 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 4,36E-01 \text{ m}^4/\text{m}$ Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$ **Úsek konstrukce čís. 3 - délka 1,00 m**

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 2,20E+00 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 8,87E-01 \text{ m}^4/\text{m}$ Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$ **Úsek konstrukce čís. 4 - délka 4,00 m**

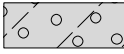




Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 2,60E+00 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 1,47E+00 \text{ m}^4/\text{m}$ Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$ **Modul reakce podloží**

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.


Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	GT5	
2	2,50	GT4	
3	1,70	GT7	
4	3,30	GT8	
5	1,60	GT9	



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
6	-	GT9	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		úsočí	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		změněn	12,00				na terénu
2	Ano		stálé	53,00				na terénu

Číslo	Název
1	Užitné
2	Stálé

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 32,89 kN/m
 Maximální moment = 52,39 kNm/m
 Maximální deformace = 7,7 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	3,7
2	0,63	5,2
3	1,26	6,4
4	1,89	7,1
5	2,52	7,4
6	3,15	7,2
7	3,78	6,6
8	4,41	5,6
9	5,04	4,2
10	5,67	2,3
11	6,30	0,0
12	6,30	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.



Pouze pro nekomerční využití



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		250,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z =	0,50 m
Volná délka :	l =	7,00 m
Délka kořene :	l _k =	11,00 m
Sklon :	α =	35,00 °
Vzd. mezi :	b =	2,40 m
Průměr pramence :	d ₁ =	15,70 mm
Počet pramenců :	n =	4
Modul pružnosti :	E =	195000,00 MPa
Předpínací síla :	F =	250,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f _u =	1770,00 MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti		
Průměr kořene :	d =	180,0 mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu		
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)		
Pevnost betonu v tlaku :	f _{ck} =	30,00 MPa
Součinitel soudržnosti :	η ₁ =	0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla =	58,29 kN/m
Maximální moment =	65,74 kNm/m
Maximální deformace =	1,7 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-1,6	250,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,2
2	0,63	1,8
3	1,26	2,2
4	1,89	2,4
5	2,52	2,5
6	3,15	2,5
7	3,78	2,3
8	4,41	1,9
9	5,04	1,4
10	5,67	0,8
11	6,30	0,0
12	6,30	0,0



Pouze pro nekomerční využití



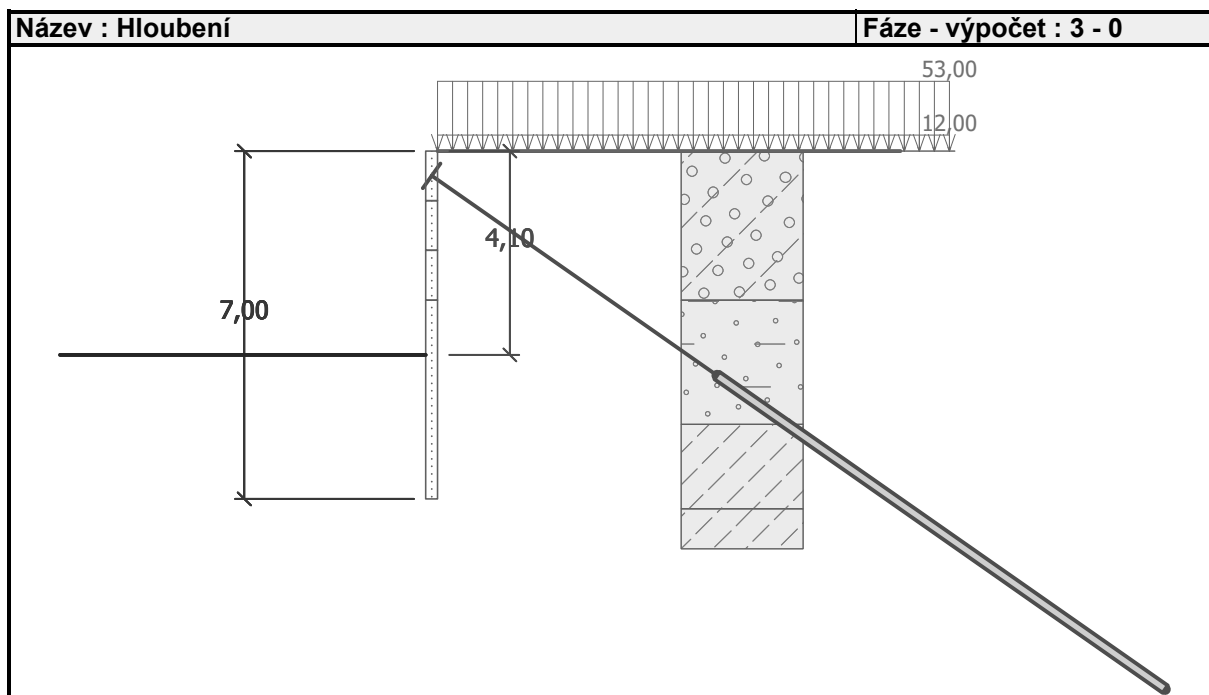
Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	250,00	3106,55	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 3106,55 \text{ kN} > 250,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,10 m.

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramének Ø15,7/1770 (uživatelská)		385,51

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 118,99 kN/m

Maximální moment = 196,12 kNm/m

Maximální deformace = 8,4 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-7,9	385,51



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	4,9
2	0,63	7,1
3	1,26	8,7
4	1,89	9,7
5	2,52	10,1
6	3,15	9,9
7	3,78	9,1
8	4,41	7,7
9	5,04	5,7
10	5,67	3,2
11	6,30	0,0
12	6,30	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	385,51	2609,87	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 2609,87 \text{ kN} > 385,51 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 998,75 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 1290,56 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 8789,00 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 10324,49 \text{ kNm/m}$

Využití : 85,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -5,5 mm

Minimální deformace = 0,3 mm

Maximální ohybový moment = 47,10 kNm/m

Minimální ohybový moment = -196,12 kNm/m

Maximální posouvající síla = 34,99 kN/m

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využitá je kotva č. 1.

Využití je 97,38 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Pouze pro nekomerční využití



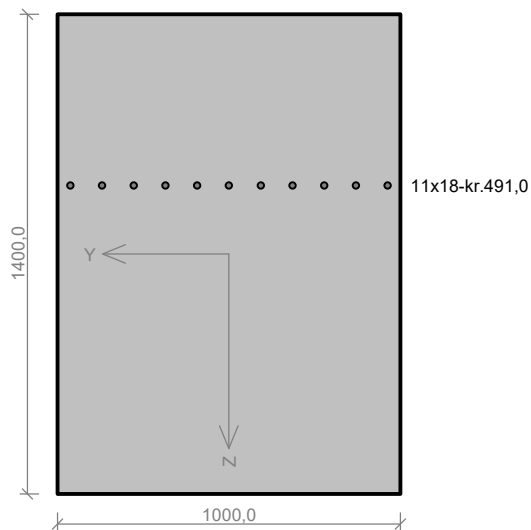
Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	0,50	385,51	1015,29	395,88	1825,25	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



ŘEZ BB-H=1,4 m



Typ prvku: stěna
Prostředí: X0

Beton: TI (uživ.)

$f_{ck} = 8,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 1,0 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 8500 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží není počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,002 < \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,002 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 1\,400 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	MAX MAX	0,00	0,00	200,00	465,68	120,00	161,45	74,3	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 74,3 %

Využití: 74,3 %

74,3 % VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Celková délka konstrukce = 8,50 m

Úsek konstrukce čís. 1 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,40E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 2,29E-01 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Úsek konstrukce čís. 2 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,80E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 4,36E-01 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Úsek konstrukce čís. 3 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 2,20E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 8,87E-01 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Úsek konstrukce čís. 4 - délka 5,50 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 2,60E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 1,47E+00 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,50	GT4	
2	4,10	GT5	
3	2,00	GT7	
4	3,60	GT8	
5	-	GT10	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.



Pouze pro nekomerční využití



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Úsok	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		změněn	4,80				na terénu
2	Ano		stálé	21,20				na terénu

Číslo	Název
1	Užitné
2	Stálé

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 46,71 kN/m
 Maximální moment = 108,38 kNm/m
 Maximální deformace = 1,7 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,8
2	0,76	1,1
3	1,51	1,4
4	2,27	1,5
5	3,02	1,6
6	3,78	1,5
7	4,54	1,4
8	5,29	1,2
9	6,05	0,9
10	6,80	0,5
11	7,56	0,0
12	7,56	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		150,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 2,00 m

Volná délka : l = 4,00 m



Pouze pro nekomerční využití



Délka kořene :	l_k	=	11,00	m
Sklon :	α	=	35,00	°
Vzd. mezi :	b	=	2,40	m
Průměr pramence :	d_1	=	15,70	mm
Počet pramenců :	n	=	2	
Modul pružnosti :	E	=	195000,00	MPa
Předpínací síla :	F	=	150,00	kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f_u	=	1770,00	MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti				
Průměr kořene :	d	=	180,0	mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu				
Norma betonu :	EN 1992-1-1 (EC2)			
Pevnost betonu v tlaku :	f_{ck}	=	30,00	MPa
Součinitel soudržnosti :	η_1	=	0,70	

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla	=	51,20	kN/m
Maximální moment	=	80,48	kNm/m
Maximální deformace	=	1,5	mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-1,1	150,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,7
2	0,76	1,0
3	1,51	1,2
4	2,27	1,3
5	3,02	1,4
6	3,78	1,3
7	4,54	1,2
8	5,29	1,0
9	6,05	0,8
10	6,80	0,4
11	7,56	0,0
12	7,56	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	150,00	1961,68	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1961,68 \text{ kN} > 150,00 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Vstupní data (Fáze budování 3)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		334,95

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 87,59 kN/m
 Maximální moment = 110,41 kNm/m
 Maximální deformace = 14,3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-10,9	334,95

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	7,0
2	0,76	10,1
3	1,51	12,4
4	2,27	13,8
5	3,02	14,4
6	3,78	14,1
7	4,54	13,0
8	5,29	11,0
9	6,05	8,2
10	6,80	4,5
11	7,56	0,0
12	7,56	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	334,95	1531,73	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1531,73 \text{ kN} > 334,95 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.



Pouze pro nekomerční využití



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		332,09
2	Ano	5,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		350,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 5,50 m

Volná délka : l = 4,00 m

Délka kořene : l_k = 11,00 mSklon : α = 35,00 °

Vzd. mezi : b = 2,40 m

Průměr pramence : d_1 = 15,70 mm

Počet pramenců : n = 3

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 350,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1770,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : d = 180,0 mm

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 30,00 MPaSoučinitel soudržnosti : η_1 = 0,70**Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)**

Maximální posouvající síla = 87,44 kN/m

Maximální moment = 41,84 kNm/m

Maximální deformace = 14,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-10,7	332,09
2	5,50	-4,8	350,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	6,9
2	0,76	10,0
3	1,51	12,2
4	2,27	13,6
5	3,02	14,1
6	3,78	13,8
7	4,54	12,7
8	5,29	10,8
9	6,05	8,0
10	6,80	4,4
11	7,56	0,0



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
12	7,56	0,0

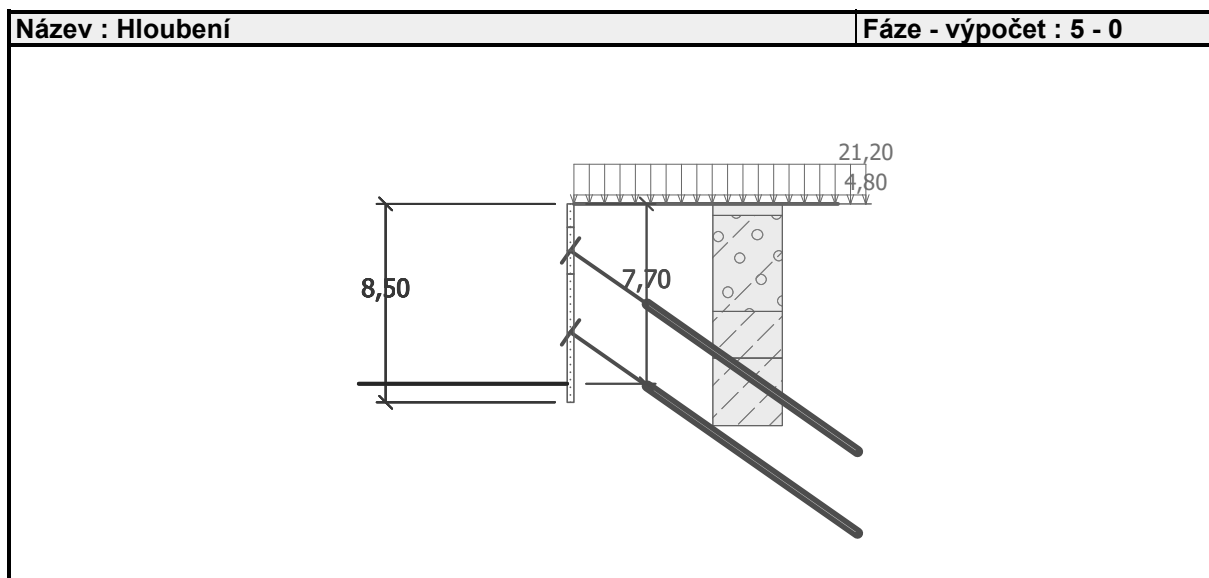
Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	332,09	1531,73	Vyhovuje
2	350,00	2625,84	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1531,73 \text{ kN} > 332,09 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 5)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,70 m.

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		361,60
2	Ne	5,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		598,16

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 122,70 kN/m

Maximální moment = 149,00 kNm/m

Maximální deformace = 14,7 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-12,3	361,60



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
2	5,50	-13,6	598,16

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,2
2	0,76	18,9
3	1,51	23,1
4	2,27	25,7
5	3,02	26,8
6	3,78	26,2
7	4,54	24,1
8	5,29	20,5
9	6,05	15,2
10	6,80	8,4
11	7,56	0,0
12	7,56	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	361,60	1531,73	Vyhovuje
2	598,16	2589,63	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1531,73 \text{ kN} > 361,60 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 809,92 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 1145,09 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 7791,47 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 10014,30 \text{ kNm/m}$

Využití : 77,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -14,7 mm

Minimální deformace = 0,3 mm

Maximální ohybový moment = 149,00 kNm/m

Minimální ohybový moment = -110,41 kNm/m

Maximální posouvající síla = 122,70 kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využita je kotva č. 2.

Využití je 93,59 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

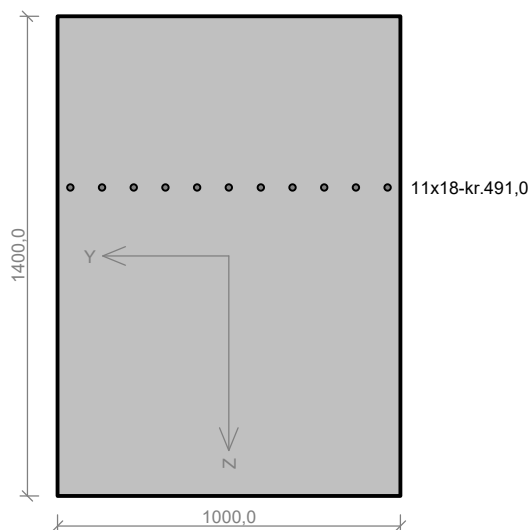
Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	2,00	361,60	507,64	391,00	912,63	Vyhovuje
2	5,50	598,16	761,46	639,11	1368,94	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



ŘEZ CC-H=1,4 m



Typ prvku: stěna
Prostředí: X0

Beton: TI (uživ.)

$f_{ck} = 8,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 1,0 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 8500 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží není počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,002 < \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,002 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 1\,400 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	MAX MAX	0,00	0,00	150,00	465,68	130,00	161,45	80,5	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 80,5 %

Využití: 80,5 %

80,5 % VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Celková délka konstrukce = 8,00 m

Úsek konstrukce čís. 1 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,40E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 2,29E-01 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Úsek konstrukce čís. 2 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,80E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 4,36E-01 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Úsek konstrukce čís. 3 - délka 1,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu $A = 2,20E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 8,87E-01 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Úsek konstrukce čís. 4 - délka 5,00 m

Název průřezu : Trysková injektáž

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

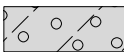


Plocha průřezu $A = 2,60E+00 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 1,47E+00 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 8500,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 3500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,20	GT5	
2	1,20	GT7	
3	-	GT10	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.



Pouze pro nekomerční využití



Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Přisot	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		změn	4,80				na terénu
2	Ano		stálé	21,20				na terénu

Číslo	Název
1	Užitné
2	Stálé

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 51,52 kN/m
 Maximální moment = 104,53 kNm/m
 Maximální deformace = 2,1 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,9
2	0,72	1,3
3	1,43	1,6
4	2,15	1,8
5	2,86	1,8
6	3,58	1,8
7	4,29	1,7
8	5,01	1,4
9	5,72	1,0
10	6,44	0,6
11	7,15	0,0
12	7,15	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		100,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 2,00 m
 Volná délka : l = 4,00 m
 Délka kořene : l_k = 9,00 m
 Sklon : α = 35,00 °
 Vzd. mezi : b = 2,40 m
 Průměr pramence : d₁ = 15,70 mm
 Počet pramenců : n = 2
 Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa



Pouze pro nekomerční využití



Předpínací síla : $F = 100,00$ kN
 Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00$ MPa
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
 Průměr kořene : $d = 180,0$ mm
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
 Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00$ MPa
 Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 46,51 kN/m
 Maximální moment = 95,63 kNm/m
 Maximální deformace = 2,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-1,4	100,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,9
2	0,72	1,3
3	1,43	1,5
4	2,15	1,7
5	2,86	1,7
6	3,58	1,7
7	4,29	1,6
8	5,01	1,3
9	5,72	1,0
10	6,44	0,5
11	7,15	0,0
12	7,15	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	100,00	1632,79	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1632,79$ kN > 100,00 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,50 m.



Pouze pro nekomerční využití



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		284,20

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 69,70 kN/m
 Maximální moment = 53,03 kNm/m
 Maximální deformace = 15,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-11,2	284,20

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	7,1
2	0,72	10,3
3	1,43	12,5
4	2,15	13,9
5	2,86	14,5
6	3,58	14,2
7	4,29	13,1
8	5,01	11,1
9	5,72	8,2
10	6,44	4,5
11	7,15	0,0
12	7,15	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	284,20	1599,55	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1599,55 \text{ kN} > 284,20 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		282,29
2	Ano	5,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		250,00



Pouze pro nekomerční využití



Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z	=	5,00	m
Volná délka :	l	=	4,00	m
Délka kořene :	l_k	=	6,00	m
Sklon :	α	=	35,00	°
Vzd. mezi :	b	=	2,40	m
Průměr pramence :	d_1	=	15,70	mm
Počet pramenců :	n	=	2	
Modul pružnosti :	E	=	195000,00	MPa
Předpínací síla :	F	=	250,00	kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f_u	=	1770,00	MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti				
Průměr kořene :	d	=	180,0	mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu				
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)				
Pevnost betonu v tlaku :	f_{ck}	=	30,00	MPa
Součinitel soudržnosti :	η_1	=	0,70	

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla	=	88,75	kN/m
Maximální moment	=	70,11	kNm/m
Maximální deformace	=	15,1	mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-11,1	282,29
2	5,00	-5,0	250,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	7,1
2	0,72	10,1
3	1,43	12,4
4	2,15	13,8
5	2,86	14,3
6	3,58	14,0
7	4,29	12,9
8	5,01	10,9
9	5,72	8,1
10	6,44	4,5
11	7,15	0,0
12	7,15	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	282,29	1292,73	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
2	250,00	2141,73	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

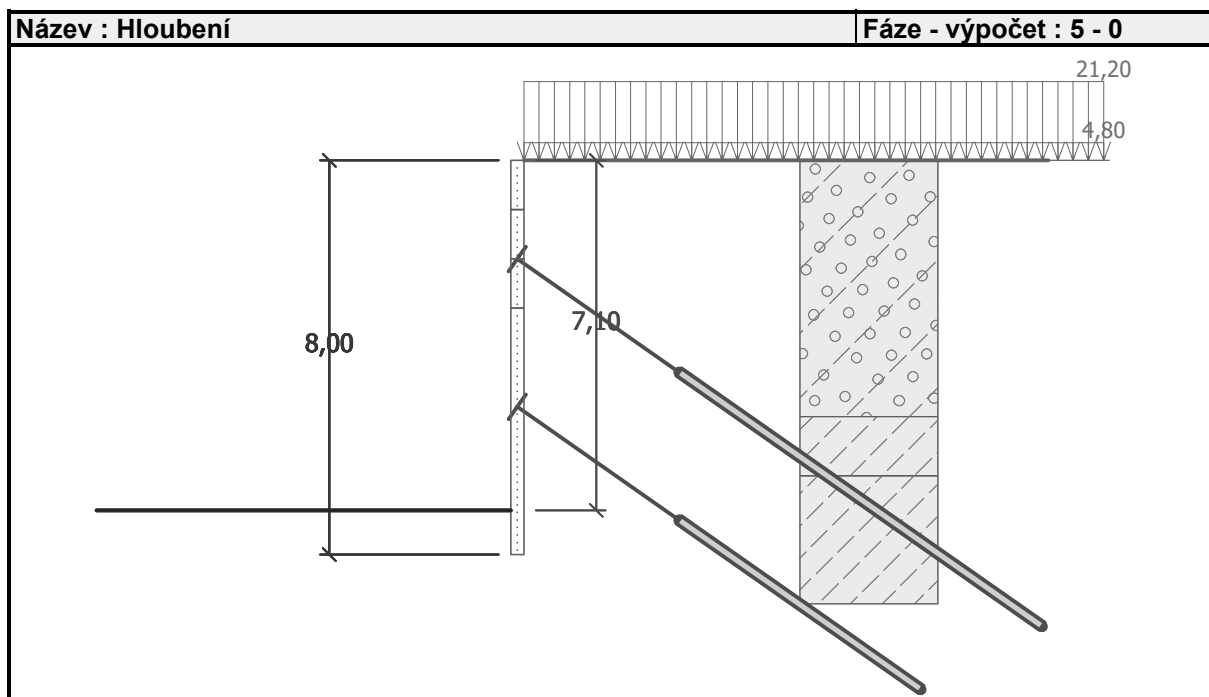
Max. dovolená síla $F_{\max} = 1292,73 \text{ kN} > 282,29 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,10 m.



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	2,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		286,62
2	Ne	5,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		261,04

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 63,20 kN/m

Maximální moment = 46,82 kNm/m

Maximální deformace = 15,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-11,3	286,62
2	5,00	-5,6	261,04



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	7,5
2	0,72	10,8
3	1,43	13,2
4	2,15	14,6
5	2,86	15,2
6	3,58	14,9
7	4,29	13,7
8	5,01	11,6
9	5,72	8,7
10	6,44	4,8
11	7,15	0,0
12	7,15	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	286,62	1184,06	Vyhovuje
2	261,04	1999,45	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1184,06 \text{ kN} > 286,62 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 762,62 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 1249,71 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 7130,46 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 10622,54 \text{ kNm/m}$

Využití : 67,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -9,4 mm

Minimální deformace = 1,0 mm

Maximální ohybový moment = 104,53 kNm/m

Minimální ohybový moment = -53,03 kNm/m

Maximální posouvající síla = 88,75 kN/m

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využitá je kotva č. 2.

Využití je 90,27 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Pouze pro nekomerční využití



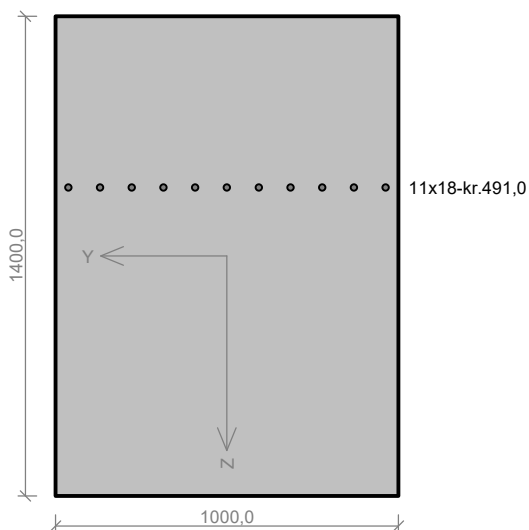
Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	2,00	286,62	507,64	317,86	746,69	Vyhovuje
2	5,00	261,04	507,64	289,20	497,80	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



ŘEZ DD-H=1,4 m



Typ prvku: stěna
Prostředí: X0
Beton: TI (uživ.)
 $f_{ck} = 8,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 1,0 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 8500 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačенou výztuží není počítáno.
Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,002 < \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,002 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 1\,400 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	MAX MAX	0,00	0,00	105,00	465,68	90,00	161,45	55,7	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE - 55,7 %**

Využití: 55,7 %

55,7 % VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 160 B; a = 1,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,74

Plocha průřezu A = 5,42E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 2,49E-05 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 3,115E-04 m³/mPlastický průřezový modul W_{pl} = 3,540E-04 m³/m

Materiál konstrukce



Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu f_y = 235,00 MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,70	GT5	
2	-	GT10	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 0,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 0,44 kN/m

Maximální moment = 0,22 kNm/m

Maximální deformace = 0,0 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,0
2	0,77	0,0
3	1,53	0,0
4	2,30	0,0
5	3,07	0,0
6	3,84	0,0
7	4,60	0,0



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
8	5,37	0,0
9	6,14	0,0
10	6,91	0,0
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 8,47 kN/m
 Maximální moment = 8,92 kNm/m
 Maximální deformace = 5,7 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	2,9
2	0,77	2,8
3	1,53	2,7
4	2,30	2,5
5	3,07	2,3
6	3,84	2,0
7	4,60	1,7
8	5,37	1,4
9	6,14	1,0
10	6,91	0,5
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		35,00

Seznam nových kotev

pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 1,00 m

Volná délka : l = 7,00 m

Délka kořene : l_k = 6,00 m

Sklon : α = 25,00 °

Vzd. mezi : b = 2,00 m



Pouze pro nekomerční využití



Průměr pramence : $d_1 = 15,70$ mm
 Počet pramenců : $n = 2$
 Modul pružnosti : $E = 195000,00$ MPa
 Předpínací síla : $F = 35,00$ kN
 Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00$ MPa
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
 Průměr kořene : $d = 180,0$ mm
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
 Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00$ MPa
 Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 29,58 kN/m
 Maximální moment = 20,06 kNm/m
 Maximální deformace = 12,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	7,3	35,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-6,0
2	0,77	-5,9
3	1,53	-5,7
4	2,30	-5,4
5	3,07	-5,0
6	3,84	-4,4
7	4,60	-3,8
8	5,37	-3,0
9	6,14	-2,1
10	6,91	-1,1
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	35,00	1403,18	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1403,18$ kN > 35,00 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.



Pouze pro nekomerční využití



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		224,76

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 73,72 kN/m
 Maximální moment = 26,04 kNm/m
 Maximální deformace = 19,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-10,3	224,76

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	9,6
2	0,77	9,7
3	1,53	9,6
4	2,30	9,3
5	3,07	8,7
6	3,84	7,9
7	4,60	6,8
8	5,37	5,5
9	6,14	3,9
10	6,91	2,1
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	224,76	1503,70	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1503,70 \text{ kN} > 224,76 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		222,46
2	Ano	4,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		100,00



Pouze pro nekomerční využití



Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z	=	4,00	m
Volná délka :	l	=	7,00	m
Délka kořene :	l_k	=	6,00	m
Sklon :	α	=	25,00	°
Vzd. mezi :	b	=	2,00	m
Průměr pramence :	d_1	=	15,70	mm
Počet pramenců :	n	=	2	
Modul pružnosti :	E	=	195000,00	MPa
Předpínací síla :	F	=	100,00	kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f_u	=	1770,00	MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti				
Průměr kořene :	d	=	180,0	mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu				
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)				
Pevnost betonu v tlaku :	f_{ck}	=	30,00	MPa
Součinitel soudržnosti :	η_1	=	0,70	

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla	=	70,52	kN/m
Maximální moment	=	41,16	kNm/m
Maximální deformace	=	17,9	mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-10,1	222,46
2	4,00	-1,4	100,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	9,0
2	0,77	9,2
3	1,53	9,2
4	2,30	8,9
5	3,07	8,4
6	3,84	7,6
7	4,60	6,6
8	5,37	5,3
9	6,14	3,8
10	6,91	2,0
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	222,46	1503,70	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
2	100,00	2567,31	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1503,70 \text{ kN} > 222,46 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 6)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		224,25
2	Ne	4,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		168,00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 71,15 kN/m

Maximální moment = 31,74 kNm/m

Maximální deformace = 15,9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-10,2	224,25
2	4,00	-7,7	168,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	8,0
2	0,77	12,3
3	1,53	15,5
4	2,30	17,6
5	3,07	18,5
6	3,84	18,3
7	4,60	16,9
8	5,37	14,4
9	6,14	10,7
10	6,91	5,9
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	224,25	892,07	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
2	168,00	1590,97	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 892,07 \text{ kN} > 224,25 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 7)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		225,62
2	Ne	4,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		169,18
3	Ano	7,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		275,00

Seznam nových kotev

pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : $z = 7,00 \text{ m}$
 Volná délka : $l = 7,00 \text{ m}$
 Délka kořene : $l_k = 6,00 \text{ m}$
 Sklon : $\alpha = 25,00^\circ$
 Vzd. mezi : $b = 2,00 \text{ m}$
 Průměr pramence : $d_1 = 15,70 \text{ mm}$
 Počet pramenců : $n = 2$
 Modul pružnosti : $E = 195000,00 \text{ MPa}$
 Předpínací síla : $F = 275,00 \text{ kN}$
 Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00 \text{ MPa}$
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
 Průměr kořene : $d = 180,0 \text{ mm}$
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
 Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

Maximální posouvající síla = 94,98 kN/m
 Maximální moment = 47,29 kNm/m
 Maximální deformace = 16,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-10,4	225,62
2	4,00	-7,8	169,18
3	7,00	-9,6	275,00



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	8,1
2	0,77	12,3
3	1,53	15,5
4	2,30	17,5
5	3,07	18,3
6	3,84	18,1
7	4,60	16,7
8	5,37	14,2
9	6,14	10,6
10	6,91	5,9
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	225,62	892,07	Vyhovuje
2	169,18	1589,28	Vyhovuje
3	275,00	3006,60	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

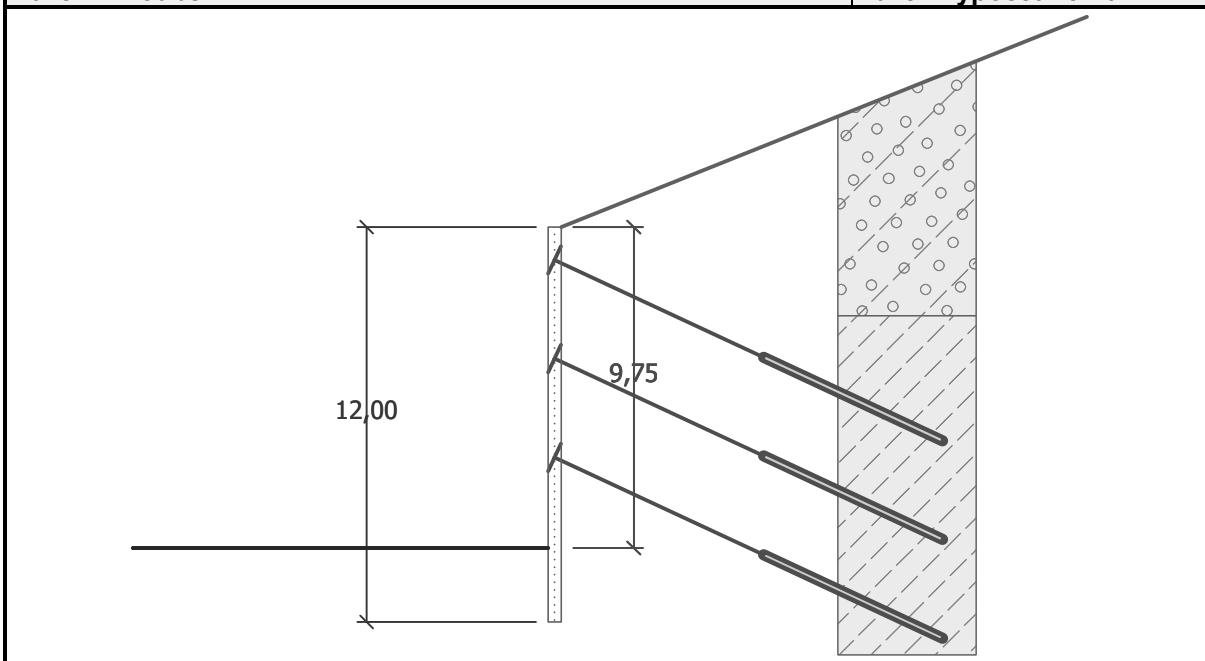
Max. dovolená síla $F_{\max} = 892,07 \text{ kN} > 225,62 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 8)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 9,75 m.



Název : Hloubení

Fáze - výpočet : 8 - 0



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		209,60
2	Ne	4,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		171,51
3	Ne	7,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		329,78

Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 86,50 kN/m
 Maximální moment = 43,00 kNm/m
 Maximální deformace = 18,6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-8,9	209,60
2	4,00	-8,0	171,51
3	7,00	-14,7	329,78

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	5,8
2	0,77	13,9
3	1,53	20,0
4	2,30	24,2
5	3,07	26,5
6	3,84	26,9
7	4,60	25,3
8	5,37	21,9



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
9	6,14	16,5
10	6,91	9,2
11	7,67	0,0
12	7,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	209,60	371,89	Vyhovuje
2	171,51	933,55	Vyhovuje
3	329,78	1983,05	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 371,89 \text{ kN} > 209,60 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 3143,36 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 5041,25 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 123754,18 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 180430,98 \text{ kNm/m}$

Využití : 68,6 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -19,1 mm

Minimální deformace = 12,0 mm

Maximální ohybový moment = 40,73 kNm/m

Minimální ohybový moment = -47,29 kNm/m

Maximální posouvající síla = 86,50 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil $M_{max} = 47,29 \text{ kNm}; \quad Q = 1,96 \text{ kN}$ $Q_{max} = 94,98 \text{ kN}; \quad M = 5,07 \text{ kNm}$ **Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:****Posouzení ohybu:** $M_{max}/M_{c,Rd} = 0,646 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q/V_{c,Rd} = 0,013 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**

Pouze pro nekomerční využití



Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 127,13$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,50$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,293 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,069 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,622 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 13,64$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 72,84$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,292 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využita je kotva č. 1.

Využití je 69,23 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	1,00	209,60	507,64	302,75	497,80	Vyhovuje
2	4,00	171,51	507,64	411,11	497,80	Vyhovuje
3	7,00	329,78	507,64	519,47	497,80	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 11,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 160 B; a = 1,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,74

Plocha průřezu A = 5,42E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 2,49E-05 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 3,115E-04 m³/mPlastický průřezový modul W_{pl} = 3,540E-04 m³/m

Materiál konstrukce


Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu f_y = 235,00 MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	GT10	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Úsok	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	171,00				na terénu
2	Ano		stálé	0,00	38,00	2,50	20,00	na terénu

Číslo	Název
1	HORNÍ ŘADA
2	HORNÍ ŘADA - pás

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 53,97 kN/m

Maximální moment = 31,43 kNm/m

Maximální deformace = 12,2 mm



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	6,1
2	0,61	5,9
3	1,22	5,5
4	1,83	5,1
5	2,44	4,6
6	3,05	4,0
7	3,66	3,4
8	4,27	2,6
9	4,88	1,8
10	5,49	1,0
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		0,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z	=	0,50 m
Volná délka :	l	=	7,00 m
Délka kořene :	l _k	=	6,00 m
Sklon :	α	=	25,00 °
Vzd. mezi :	b	=	2,00 m
Průměr pramence :	d ₁	=	15,70 mm
Počet pramenců :	n	=	2
Modul pružnosti :	E	=	195000,00 MPa
Předpínací síla :	F	=	0,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f _u	=	1770,00 MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti			
Průměr kořene :	d	=	180,0 mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu			
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)			
Pevnost betonu v tlaku :	f _{ck}	=	30,00 MPa
Součinitel soudržnosti :	η ₁	=	0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla	=	35,00 kN/m
Maximální moment	=	31,43 kNm/m
Maximální deformace	=	16,1 mm



Pouze pro nekomerční využití



Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-11,4	0,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	8,1
2	0,61	7,9
3	1,22	7,5
4	1,83	7,1
5	2,44	6,5
6	3,05	5,7
7	3,66	4,9
8	4,27	3,9
9	4,88	2,7
10	5,49	1,4
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	0,00	3963,46	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 3963,46 \text{ kN} > 0,00 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		158,15

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 68,48 kN/m

Maximální moment = 44,09 kNm/m

Maximální deformace = 26,3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-26,1	158,15



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,2
2	0,61	17,6
3	1,22	20,8
4	1,83	22,6
5	2,44	23,2
6	3,05	22,5
7	3,66	20,6
8	4,27	17,4
9	4,88	12,8
10	5,49	7,1
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	158,15	2977,30	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 2977,30 \text{ kN} > 158,15 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 4)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		154,45
2	Ano	2,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		150,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 2,50 m
 Volná délka : l = 4,00 m
 Délka kořene : $l_k = 10,00 \text{ m}$
 Sklon : $\alpha = 25,00^\circ$
 Vzd. mezi : b = 2,00 m
 Průměr pramence : $d_1 = 15,70 \text{ mm}$
 Počet pramenců : n = 4
 Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa
 Předpínací síla : F = 150,00 kN
 Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00 \text{ MPa}$
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
 Průměr kořene : d = 180,0 mm

**Pouze pro nekomerční využití**

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00$ MPa

Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 69,57 kN/m

Maximální moment = 51,79 kNm/m

Maximální deformace = 25,8 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-25,7	154,45
2	2,50	-17,2	150,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	12,9
2	0,61	17,3
3	1,22	20,5
4	1,83	22,4
5	2,44	23,0
6	3,05	22,4
7	3,66	20,4
8	4,27	17,2
9	4,88	12,8
10	5,49	7,0
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	154,45	2793,21	Vyhovuje
2	150,00	3643,77	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 2793,21$ kN > 154,45 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		155,25



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
2	Ne	2,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		365,81

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 98,14 kN/m
 Maximální moment = 44,67 kNm/m
 Maximální deformace = 26,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-25,8	155,25
2	2,50	-23,0	365,81

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,1
2	0,61	22,8
3	1,22	30,1
4	1,83	34,9
5	2,44	37,2
6	3,05	37,1
7	3,66	34,6
8	4,27	29,6
9	4,88	22,2
10	5,49	12,3
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	155,25	1584,39	Vyhovuje
2	365,81	2464,48	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{max} = 2464,48 \text{ kN} > 365,81 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 6)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		156,41
2	Ne	2,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		362,12



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
3	Ano	4,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		175,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z =	4,50 m
Volná délka :	l =	4,00 m
Délka kořene :	l _k =	10,00 m
Sklon :	α =	25,00 °
Vzd. mezi :	b =	2,00 m
Průměr pramence :	d ₁ =	15,70 mm
Počet pramenců :	n =	4
Modul pružnosti :	E =	210000,00 MPa
Předpínací síla :	F =	175,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f _u =	1770,00 MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti		
Průměr kořene :	d =	180,0 mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu		
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)		
Pevnost betonu v tlaku :	f _{ck} =	30,00 MPa
Součinitel soudržnosti :	η ₁ =	0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla =	97,51 kN/m
Maximální moment =	56,87 kNm/m
Maximální deformace =	27,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-25,9	156,41
2	2,50	-22,9	362,12
3	4,50	-20,4	175,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,5
2	0,61	23,1
3	1,22	30,3
4	1,83	35,0
5	2,44	37,4
6	3,05	37,2
7	3,66	34,6
8	4,27	29,6
9	4,88	22,2
10	5,49	12,3
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	156,41	1588,91	Vyhovuje
2	362,12	2464,48	Vyhovuje
3	175,00	3048,71	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 2464,48 \text{ kN} > 362,12 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 7)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,75 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		154,77
2	Ne	2,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		360,06
3	Ne	4,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		412,63

Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

Maximální posouvající síla = 120,36 kN/m

Maximální moment = 59,55 kNm/m

Maximální deformace = 30,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-25,8	154,77
2	2,50	-22,8	360,06
3	4,50	-26,2	412,63

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,1
2	0,61	29,1
3	1,22	41,2
4	1,83	49,5
5	2,44	53,9
6	3,05	54,5
7	3,66	51,3
8	4,27	44,2
9	4,88	33,3
10	5,49	18,6
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	154,77	868,72	Vyhovuje
2	360,06	1584,94	Vyhovuje
3	412,63	1895,93	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{max} = 1584,94 \text{ kN} > 360,06 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 8)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,75 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		154,77
2	Ne	2,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		360,07
3	Ne	4,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		412,95
4	Ano	6,25	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		225,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z =	6,25 m
Volná délka :	l =	4,00 m
Délka kořene :	$l_k =$	8,00 m
Sklon :	$\alpha =$	25,00 °
Vzd. mezi :	b =	2,00 m
Průměr pramence :	$d_1 =$	15,70 mm
Počet pramenců :	n =	4
Modul pružnosti :	E =	210000,00 MPa
Předpínací síla :	F =	225,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	$f_u =$	1770,00 MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti		
Průměr kořene :	d =	180,0 mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu		
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)		
Pevnost betonu v tlaku :	$f_{ck} =$	30,00 MPa
Součinitel soudržnosti :	$\eta_1 =$	0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla	=	121,16 kN/m
Maximální moment	=	72,57 kNm/m
Maximální deformace	=	29,8 mm



Pouze pro nekomerční využití



Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-25,8	154,77
2	2,50	-22,8	360,07
3	4,50	-26,2	412,95
4	6,25	-27,5	225,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,1
2	0,61	28,9
3	1,22	40,9
4	1,83	49,2
5	2,44	53,6
6	3,05	54,2
7	3,66	50,9
8	4,27	43,9
9	4,88	33,1
10	5,49	18,4
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	154,77	868,71	Vyhovuje
2	360,07	1584,94	Vyhovuje
3	412,95	1619,78	Vyhovuje
4	225,00	2314,70	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{max} = 1619,78 \text{ kN} > 412,95 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 9)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

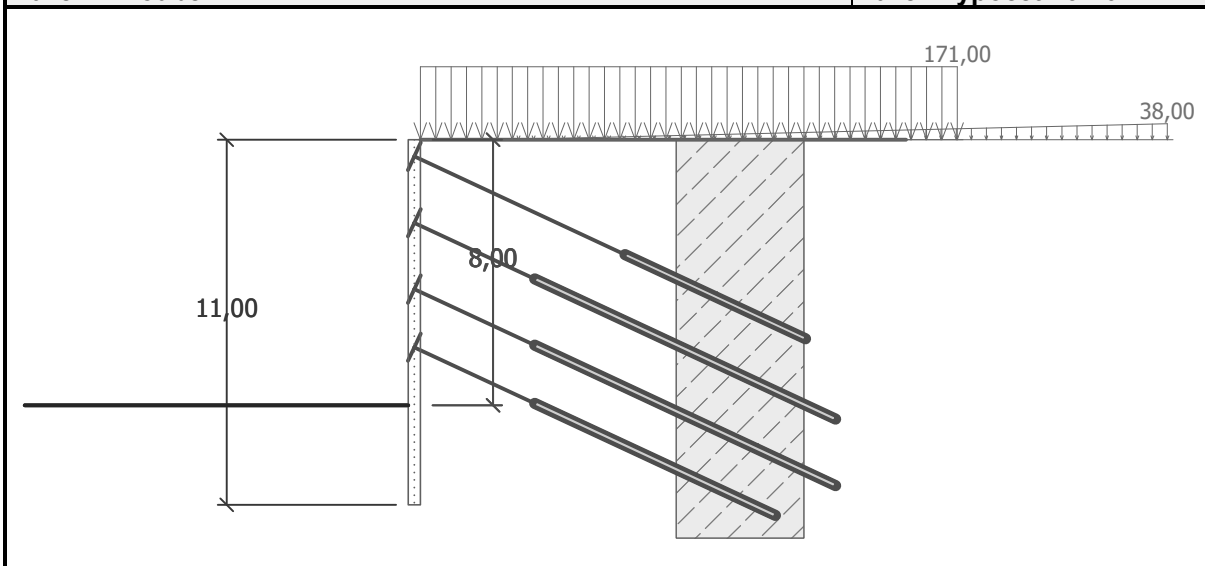


Pouze pro nekomerční využití



Název : Hloubení

Fáze - výpočet : 9 - 0



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		156,75
2	Ne	2,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		359,37
3	Ne	4,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		409,87
4	Ne	6,25	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		376,08

Výsledky výpočtu (Fáze budování 9)

Maximální posouvající síla = 109,61 kN/m
 Maximální moment = 56,05 kNm/m
 Maximální deformace = 32,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-26,0	156,75
2	2,50	-22,8	359,37
3	4,50	-26,1	409,87
4	6,25	-31,3	376,08

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	13,2
2	0,61	33,1
3	1,22	48,3
4	1,83	58,7
5	2,44	64,5
6	3,05	65,5
7	3,66	61,9
8	4,27	53,5
9	4,88	40,4



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
10	5,49	22,5
11	6,10	0,0
12	6,10	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	156,75	639,91	Vyhovuje
2	359,37	1424,40	Vyhovuje
3	409,87	1216,64	Vyhovuje
4	376,08	2052,14	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{max} = 1216,64 \text{ kN} > 409,87 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 2611,64 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 4345,34 \text{ kN/m}$ Moment sesouvajících : $M_a = 35857,85 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorujících : $M_p = 54237,73 \text{ kNm/m}$

Využití : 66,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -32,0 mm

Minimální deformace = 0,7 mm

Maximální ohybový moment = 48,94 kNm/m

Minimální ohybový moment = -72,57 kNm/m

Maximální posouvající síla = 121,16 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil $M_{max} = 72,57 \text{ kNm}; \quad Q = 5,14 \text{ kN}$ $Q_{max} = 121,16 \text{ kN}; \quad M = 34,98 \text{ kNm}$ **Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:****Posouzení ohybu:** $M_{max}/M_{c,Rd} = 0,991 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q/V_{c,Rd} = 0,034 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**

Pouze pro nekomerční využití



Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 195,10$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 3,94$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,690 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,478 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,793 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 94,05$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 92,91$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,629 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využita je kotva č. 2.

Využití je 94,70 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	0,50	156,75	507,64	170,71	497,80	Vyhovuje
2	2,50	359,37	1015,29	379,48	1659,32	Vyhovuje
3	4,50	409,87	1015,29	499,89	1659,32	Vyhovuje
4	6,25	376,08	1015,29	463,84	1327,46	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 14,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 160 B; a = 0,80 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,92

Plocha průřezu A = 6,78E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 3,12E-05 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 3,894E-04 m³/mPlastický průřezový modul W_{pl} = 4,425E-04 m³/m

Materiál konstrukce

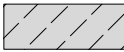
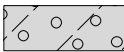

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu f_y = 235,00 MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,50	GT1+GT2	
2	7,20	GT5	
3	-	GT10	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 0,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	2,50	0,00
3	32,50	-12,00
4	33,50	-12,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 0,63 kN/m

Maximální moment = 0,32 kNm/m

Maximální deformace = 0,0 mm



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,0
2	1,13	0,0
3	2,26	0,0
4	3,39	0,0
5	4,53	0,0
6	5,66	0,0
7	6,79	0,0
8	7,92	0,0
9	9,05	0,0
10	10,18	0,0
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 11,69 kN/m
 Maximální moment = 9,64 kNm/m
 Maximální deformace = 3,5 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,8
2	1,13	1,6
3	2,26	1,4
4	3,39	1,2
5	4,53	1,1
6	5,66	0,9
7	6,79	0,7
8	7,92	0,5
9	9,05	0,4
10	10,18	0,2
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Vstupní data (Fáze budování 3)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		0,00



Pouze pro nekomerční využití



Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z	=	1,00 m
Volná délka :	l	=	12,00 m
Délka kořene :	l _k	=	6,00 m
Sklon :	α	=	30,00 °
Vzd. mezi :	b	=	1,60 m
Průměr pramence :	d ₁	=	15,70 mm
Počet pramenců :	n	=	2
Modul pružnosti :	E	=	195000,00 MPa
Předpínací síla :	F	=	0,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f _u	=	1770,00 MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti			
Průměr kořene :	d	=	180,0 mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu			
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)			
Pevnost betonu v tlaku :	f _{ck}	=	30,00 MPa
Součinitel soudržnosti :	η ₁	=	0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla	=	11,70 kN/m
Maximální moment	=	9,65 kNm/m
Maximální deformace	=	3,5 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-1,8	0,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,8
2	1,13	1,6
3	2,26	1,4
4	3,39	1,2
5	4,53	1,1
6	5,66	0,9
7	6,79	0,7
8	7,92	0,5
9	9,05	0,4
10	10,18	0,2
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	0,00	2308,83	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1



Pouze pro nekomerční využití



Max. dovolená síla $F_{\max} = 2308,83 \text{ kN} > 0,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		47,69

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 28,35 kN/m

Maximální moment = 25,01 kNm/m

Maximální deformace = 12,7 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-9,3	47,69

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	3,0
2	1,13	5,0
3	2,26	6,4
4	3,39	7,4
5	4,53	7,9
6	5,66	7,8
7	6,79	7,2
8	7,92	6,2
9	9,05	4,6
10	10,18	2,6
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	47,69	1983,06	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1983,06 \text{ kN} > 47,69 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,00 m.



Pouze pro nekomerční využití



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		50,45
2	Ano	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		100,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 3,50 m

Volná délka : l = 11,00 m

Délka kořene : l_k = 6,00 mSklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 1,60 m

Průměr pramence : d_1 = 15,70 mm

Počet pramenců : n = 2

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 100,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1770,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : d = 180,0 mm

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 30,00 MPaSoučinitel soudržnosti : η_1 = 0,70**Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)**

Maximální posouvající síla = 39,05 kN/m

Maximální moment = 27,69 kNm/m

Maximální deformace = 12,4 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-9,8	50,45
2	3,50	-10,3	100,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	3,4
2	1,13	5,3
3	2,26	6,7
4	3,39	7,5
5	4,53	7,9
6	5,66	7,8
7	6,79	7,2
8	7,92	6,2
9	9,05	4,6
10	10,18	2,5
11	11,31	0,0



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	50,45	1983,06	Vyhovuje
2	100,00	2587,87	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 2587,87 \text{ kN} > 100,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 6)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		28,68
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		188,71

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 71,95 kN/m

Maximální moment = 63,56 kNm/m

Maximální deformace = 34,4 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-6,3	28,68
2	3,50	-23,2	188,71

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-0,2
2	1,13	8,3
3	2,26	14,9
4	3,39	19,6
5	4,53	22,4
6	5,66	23,4
7	6,79	22,4
8	7,92	19,6
9	9,05	15,0
10	10,18	8,4
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	28,68	1876,42	Vyhovuje
2	188,71	2544,20	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{max} = 2544,20 \text{ kN} > 188,71 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 7)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		23,27
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		173,40
3	Ano	6,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		200,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : $z = 6,00 \text{ m}$
 Volná délka : $l = 8,00 \text{ m}$
 Délka kořene : $l_k = 6,00 \text{ m}$
 Sklon : $\alpha = 30,00^\circ$
 Vzd. mezi : $b = 1,60 \text{ m}$
 Průměr pramence : $d_1 = 15,70 \text{ mm}$
 Počet pramenců : $n = 2$
 Modul pružnosti : $E = 195000,00 \text{ MPa}$
 Předpínací síla : $F = 200,00 \text{ kN}$
 Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00 \text{ MPa}$
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
 Průměr kořene : $d = 180,0 \text{ mm}$
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
 Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

Maximální posouvající síla = 78,23 kN/m
 Maximální moment = 63,29 kNm/m
 Maximální deformace = 31,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-5,5	23,27
2	3,50	-21,0	173,40



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
3	6,00	-29,8	200,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-0,2
2	1,13	7,5
3	2,26	13,6
4	3,39	17,9
5	4,53	20,5
6	5,66	21,4
7	6,79	20,6
8	7,92	18,0
9	9,05	13,7
10	10,18	7,7
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	23,27	1630,97	Vyhovuje
2	173,40	2305,38	Vyhovuje
3	200,00	2497,04	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{\max} = 2497,04 \text{ kN} > 200,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 8)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 9,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		30,06
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		188,30
3	Ne	6,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		259,46

Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 85,75 kN/m

Maximální moment = 64,28 kNm/m

Maximální deformace = 37,2 mm



Pouze pro nekomerční využití



Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-6,5	30,06
2	3,50	-23,1	188,30
3	6,00	-36,1	259,46

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-0,1
2	1,13	11,4
3	2,26	20,4
4	3,39	26,8
5	4,53	30,6
6	5,66	31,9
7	6,79	30,6
8	7,92	26,8
9	9,05	20,4
10	10,18	11,5
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	30,06	1298,34	Vyhovuje
2	188,30	1816,54	Vyhovuje
3	259,46	2016,48	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{max} = 2016,48 \text{ kN} > 259,46 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 9)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 9,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		30,92
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		188,45
3	Ne	6,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		262,17
4	Ano	8,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		200,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská



Pouze pro nekomerční využití



Hloubka :	z	=	8,50 m
Volná délka :	l	=	5,00 m
Délka kořene :	l_k	=	6,00 m
Sklon :	α	=	30,00 °
Vzd. mezi :	b	=	1,60 m
Průměr pramence :	d_1	=	15,70 mm
Počet pramenců :	n	=	2
Modul pružnosti :	E	=	195000,00 MPa
Předpínací síla :	F	=	200,00 kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f_u	=	1770,00 MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti			
Průměr kořene :	d	=	180,0 mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu			
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)			
Pevnost betonu v tlaku :	f_{ck}	=	30,00 MPa
Součinitel soudržnosti :	η_1	=	0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 9)

Maximální posouvající síla =	109,18 kN/m
Maximální moment =	71,30 kNm/m
Maximální deformace =	37,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-6,7	30,92
2	3,50	-23,2	188,45
3	6,00	-36,3	262,17
4	8,50	-22,8	200,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,0
2	1,13	11,3
3	2,26	20,2
4	3,39	26,5
5	4,53	30,3
6	5,66	31,6
7	6,79	30,3
8	7,92	26,5
9	9,05	20,2
10	10,18	11,4
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	30,92	1049,55	Vyhovuje
2	188,45	1566,70	Vyhovuje
3	262,17	1771,03	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
4	200,00	1888,71	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1771,03 \text{ kN} > 262,17 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 10)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 11,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		30,64
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		188,90
3	Ne	6,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		258,61
4	Ne	8,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		326,85

Výsledky výpočtu (Fáze budování 10)

Maximální posouvající síla = 97,81 kN/m

Maximální moment = 46,43 kNm/m

Maximální deformace = 36,9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-6,6	30,64
2	3,50	-23,2	188,90
3	6,00	-36,0	258,61
4	8,50	-31,2	326,85

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-0,4
2	1,13	14,6
3	2,26	26,4
4	3,39	34,8
5	4,53	39,8
6	5,66	41,6
7	6,79	39,9
8	7,92	35,0
9	9,05	26,6
10	10,18	15,0
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	30,64	488,75	Vyhovuje
2	188,90	899,29	Vyhovuje
3	258,61	1031,06	Vyhovuje
4	326,85	1204,14	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 4

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1204,14 \text{ kN} > 326,85 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 11)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 11,50 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		31,11
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		189,23
3	Ne	6,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		258,43
4	Ne	8,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		326,82
5	Ano	11,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		200,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : $z = 11,00 \text{ m}$ Volná délka : $l = 2,00 \text{ m}$ Délka kořene : $l_k = 6,00 \text{ m}$ Sklon : $\alpha = 30,00^\circ$ Vzd. mezi : $b = 1,60 \text{ m}$ Průměr pramence : $d_1 = 15,70 \text{ mm}$ Počet pramenců : $n = 2$ Modul pružnosti : $E = 195000,00 \text{ MPa}$ Předpínací síla : $F = 200,00 \text{ kN}$ Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00 \text{ MPa}$

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : $d = 180,0 \text{ mm}$

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$ Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$ **Výsledky výpočtu (Fáze budování 11)**

Maximální posouvající síla = 107,42 kN/m

Maximální moment = 60,74 kNm/m

Maximální deformace = 36,9 mm



Pouze pro nekomerční využití



Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-6,7	31,11
2	3,50	-23,3	189,23
3	6,00	-36,0	258,43
4	8,50	-31,2	326,82
5	11,00	-19,5	200,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-12,3
2	1,13	4,4
3	2,26	17,7
4	3,39	27,6
5	4,53	34,0
6	5,66	36,9
7	6,79	36,4
8	7,92	32,5
9	9,05	25,1
10	10,18	14,3
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	31,11	243,55	Vyhovuje
2	189,23	653,52	Vyhovuje
3	258,43	785,64	Vyhovuje
4	326,82	958,68	Vyhovuje
5	200,00	981,54	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 4

Max. dovolená síla $F_{\max} = 958,68 \text{ kN} > 326,82 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 12)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 12,90 m.

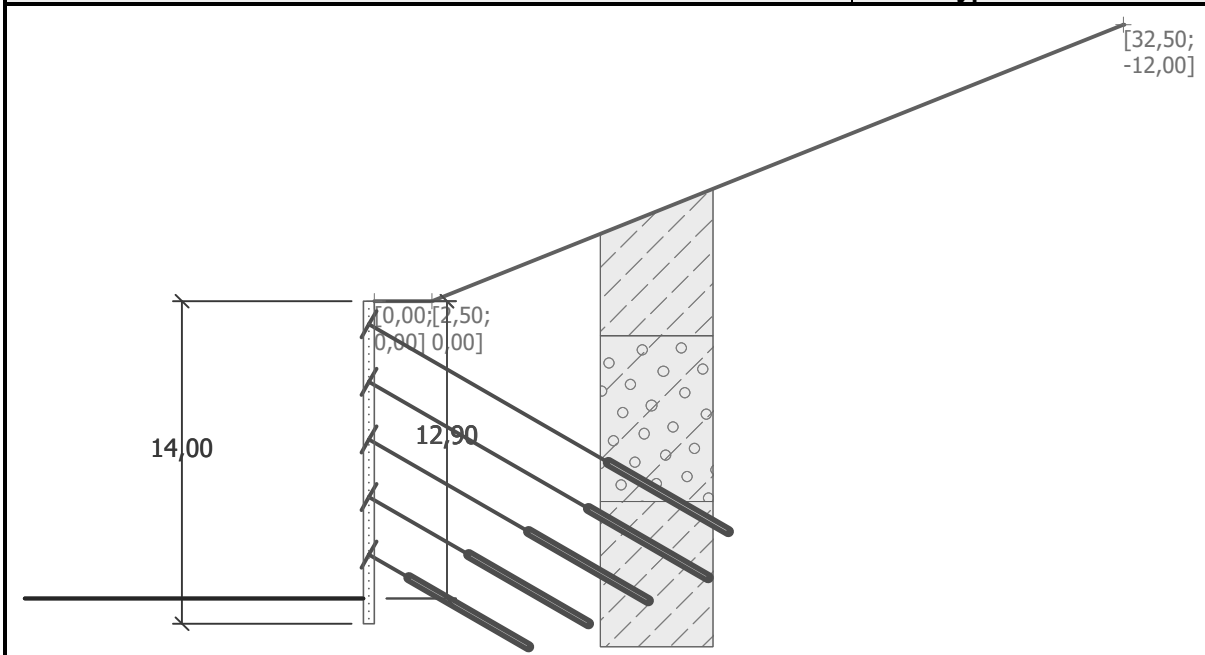


Pouze pro nekomerční využití



Název : Hloubení

Fáze - výpočet : 12 - 0



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		32,78
2	Ne	3,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		189,32
3	Ne	6,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		258,51
4	Ne	8,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		329,71
5	Ne	11,00	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		289,49

Výsledky výpočtu (Fáze budování 12)

Maximální posouvající síla = 99,45 kN/m
 Maximální moment = 52,63 kNm/m
 Maximální deformace = 37,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-7,0	32,78
2	3,50	-23,3	189,32
3	6,00	-36,0	258,51
4	8,50	-31,4	329,71
5	11,00	-21,9	289,49

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-0,9
2	1,13	15,2
3	2,26	27,9
4	3,39	36,9



Pouze pro nekomerční využití



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
5	4,53	42,4
6	5,66	44,2
7	6,79	42,5
8	7,92	37,3
9	9,05	28,4
10	10,18	16,0
11	11,31	0,0
12	11,31	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	32,78	130,08	Vyhovuje
2	189,32	537,99	Vyhovuje
3	258,51	672,26	Vyhovuje
4	329,71	848,85	Vyhovuje
5	289,49	981,54	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 4

Max. dovolená síla $F_{\max} = 848,85 \text{ kN} > 329,71 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 790,67 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 1143,41 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 28274,46 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 37171,08 \text{ kNm/m}$

Využití : 76,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -37,2 mm

Minimální deformace = 24,3 mm

Maximální ohybový moment = 64,28 kNm/m

Minimální ohybový moment = -71,30 kNm/m

Maximální posouvající síla = 102,48 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil $M_{\max} = 57,04 \text{ kNm}; \quad Q = 1,05 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 87,34 \text{ kN}; \quad M = 7,55 \text{ kNm}$ 

Pouze pro nekomerční využití



Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:**Posouzení ohybu:**

$$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,779 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,007 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 153,36 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3^*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,426 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

$$M/M_{c,Rd} = 0,103 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,572 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 20,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 66,98 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3^*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,251 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE**Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využita je kotva č. 4.

Využití je 71,91 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	1,00	32,78	507,64	386,16	497,80	Vyhovuje
2	3,50	189,32	507,64	461,32	497,80	Vyhovuje
3	6,00	258,51	507,64	459,90	497,80	Vyhovuje
4	8,50	329,71	507,64	458,48	497,80	Vyhovuje
5	11,00	289,49	507,64	457,06	497,80	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 18,00 m

Název průřezu : Pilotová stěna d = 0,90 m; a = 0,75 m

Materiál piloty : beton

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu A = 7,07E-01 m²/m

Moment setrvačnosti I = 3,58E-02 m⁴/m

Modul pružnosti E = 30000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 12500,00 MPa

Materiál konstrukce

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,20$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 12500,00 MPa


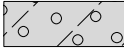

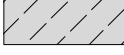

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,00	GT1+GT2	
2	3,20	GT5	
3	0,80	GT7	
4	4,40	GT8	
5	-	GT10	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 11,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.



Pouze pro nekomerční využití



Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	Ano	0,00	1,20

Číslo	Typ posunutí	Pružina [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pružina	Pružina [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pružina	6000,00		Pružina		0,00

Výsledky výpočtu

Maximální posouvající síla = 373,53 kN/m
 Maximální moment = 864,23 kNm/m
 Maximální deformace = 31,4 mm

Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]
1	0,00	-31,4	188,34

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	15,3
2	1,56	23,6
3	3,12	29,7
4	4,68	33,6
5	6,24	35,4
6	7,80	34,9
7	9,36	32,3
8	10,92	27,5
9	12,48	20,5
10	14,04	11,4
11	15,60	0,0
12	15,60	0,0

Výpočet stability svahu**Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**

Sumace aktivních sil : $F_a = 2117,30$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 5828,38$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 41731,97$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 104433,91$ kNm/m

Využití : 40,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -31,4 mm

Minimální deformace = 0,8 mm



Pouze pro nekomerční využití



Maximální ohybový moment = 864,23 kNm/m
Minimální ohybový moment = -567,32 kNm/m
Maximální posouvající síla = 373,53 kN/m

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,90$ m; $a = 0,75$ m)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení na ohyb

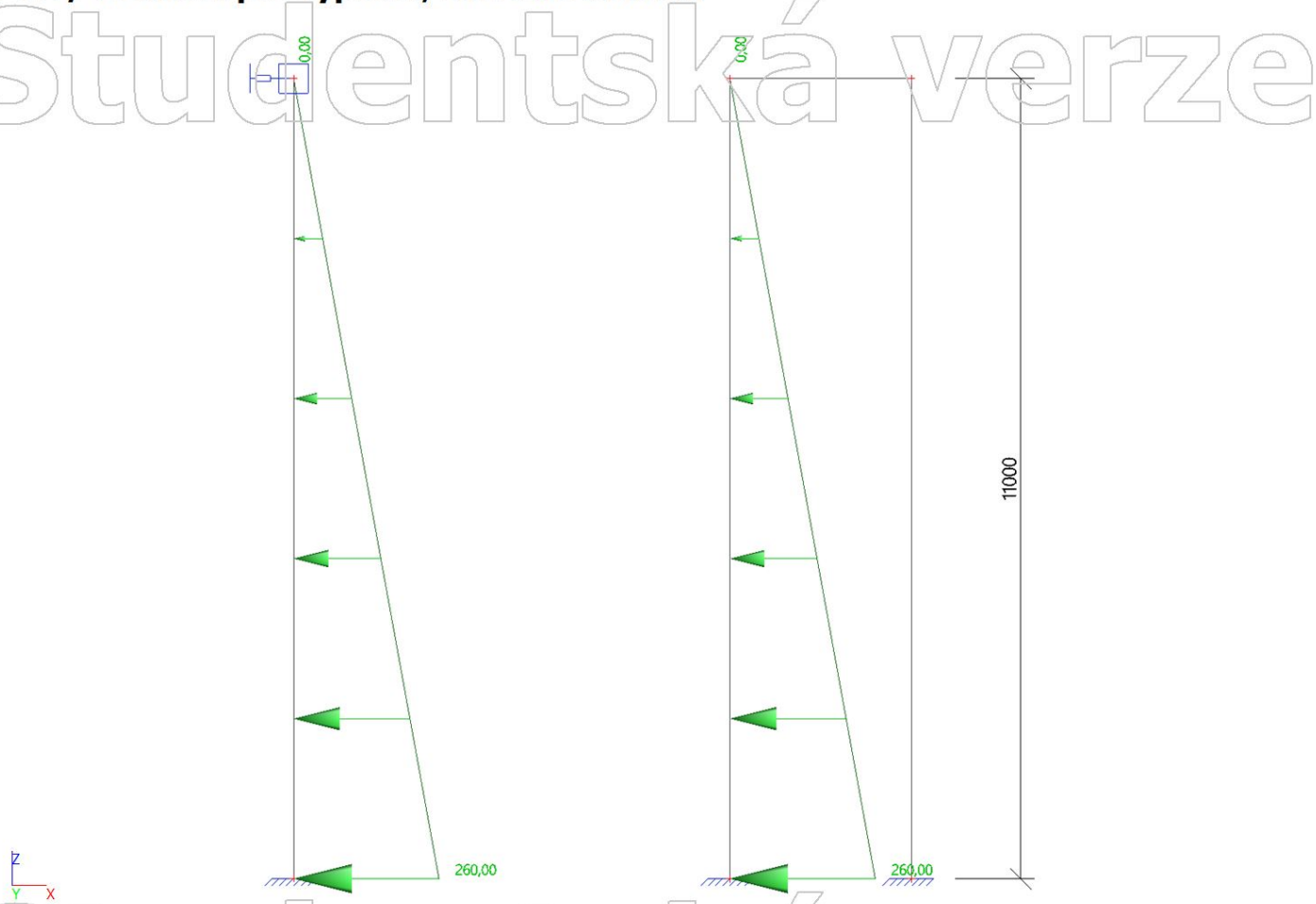
Vyztužení - 12 ks profil 22,0 mm; krytí 40,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník
Stupeň vyztužení $\rho = 0,359 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$
Zatížení : $M_{Ed} = 648,17$ kNm
Únosnost : $M_{Rd} = 697,52$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**Posouzení na smyk**

Smyková výztuž - profil 8,0 mm; vzdálenost 200,0 mm
 $A_{sw} = 502,7$ mm²
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 354,04$ kN $> 280,15$ kN = V_{Ed}

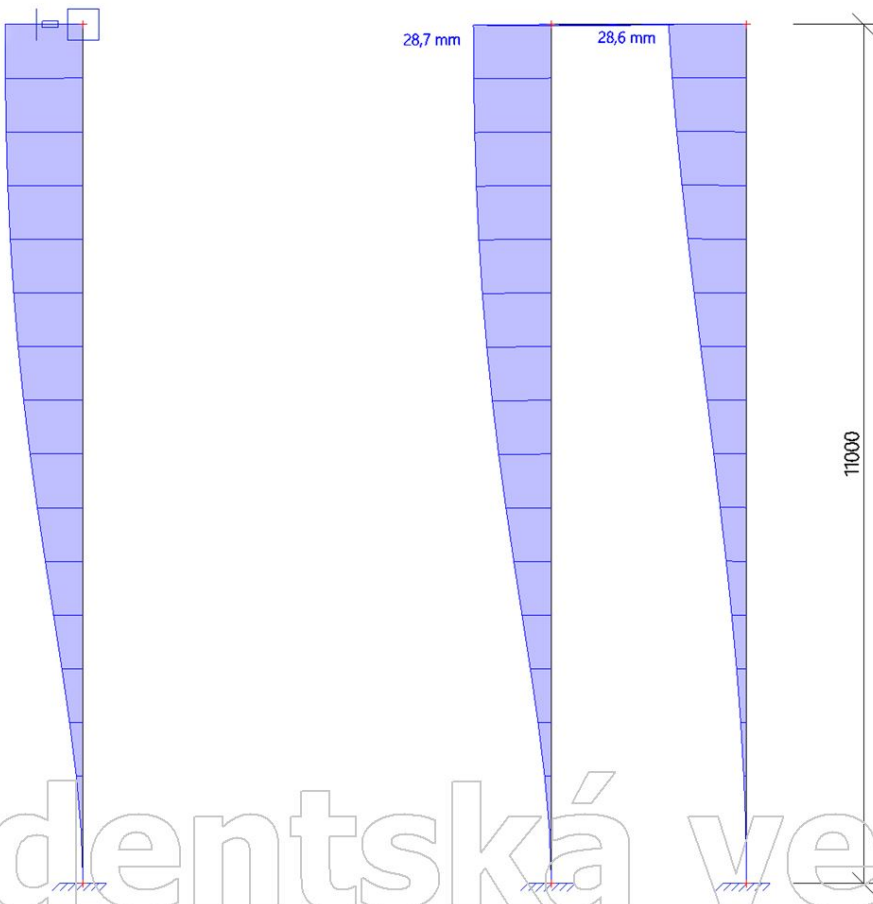
Průřez VYHOVUJE.**Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE**

1. ZS2 / Hodnota pro výpočet; zatížení zeminou



2. 1D deformace; U_total; náhradní tuhost k=6 MN/m

Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Kombinace: MSP-Char (auto)
Souřadný systém: Globální
Extrém 1D: Dílec
Výběr: Vše



Posouzení pažící konstrukce**Vstupní data****Geometrie konstrukce**

Délka konstrukce = 14,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 280 B; a = 1,80 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,51

Plocha průřezu A = 7,30E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 1,07E-04 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

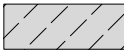
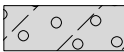



Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 7,647E-04 m³/mPlastický průřezový modul W_{pl} = 8,522E-04 m³/m**Materiál konstrukce****Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355**Mez kluzu f_y = 355,00 MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	GT1+GT2	
2	6,70	GT5	
3	1,30	GT7	
4	2,90	GT8	
5	-	GT9	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		úsoť	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Silniční doprava



Pouze pro nekomerční využití



Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 38,82 kN/m
 Maximální moment = 54,34 kNm/m
 Maximální deformace = 21,0 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	10,5
2	1,37	10,0
3	2,73	9,3
4	4,10	8,6
5	5,47	7,7
6	6,83	6,7
7	8,20	5,6
8	9,57	4,4
9	10,94	3,0
10	12,30	1,6
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		250,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 1,50 m
 Volná délka : l = 7,00 m
 Délka kořene : l_k = 10,00 m
 Sklon : α = 35,00 °
 Vzd. mezi : b = 3,60 m
 Průměr pramence : d_1 = 15,70 mm
 Počet pramenců : n = 2
 Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa
 Předpínací síla : F = 250,00 kN
 Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1770,00 MPa
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
 Průměr kořene : d = 180,0 mm
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
 Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 30,00 MPa
 Součinitel soudržnosti : η_1 = 0,70

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 36,82 kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Maximální moment = 18,27 kNm/m

Maximální deformace = 0,9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-0,7	250,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,4
2	1,37	0,4
3	2,73	0,4
4	4,10	0,4
5	5,47	0,4
6	6,83	0,4
7	8,20	0,4
8	9,57	0,3
9	10,94	0,2
10	12,30	0,1
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	250,00	3647,72	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 3647,72 \text{ kN} > 250,00 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,25 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		352,42

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 62,78 kN/m

Maximální moment = 74,34 kNm/m

Maximální deformace = 18,0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-10,2	352,42



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,6
2	1,37	5,3
3	2,73	8,1
4	4,10	10,1
5	5,47	11,2
6	6,83	11,5
7	8,20	10,9
8	9,57	9,4
9	10,94	7,2
10	12,30	4,0
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	352,42	3084,24	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 3084,24 \text{ kN} > 352,42 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 4)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,25 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		362,20
2	Ano	4,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		450,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 4,75 m

Volná délka : l = 7,00 m

Délka kořene : $l_k = 14,00 \text{ m}$ Sklon : $\alpha = 35,00^\circ$

Vzd. mezi : b = 3,60 m

Průměr pramence : $d_1 = 15,70 \text{ mm}$

Počet pramenců : n = 4

Modul pružnosti : E = 195000,00 MPa

Předpínací síla : F = 450,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1770,00 \text{ MPa}$

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene : d = 180,0 mm



Pouze pro nekomerční využití



Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00$ MPa

Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 75,95 kN/m

Maximální moment = 74,23 kNm/m

Maximální deformace = 16,8 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-11,1	362,20
2	4,75	-15,0	450,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	2,6
2	1,37	5,9
3	2,73	8,4
4	4,10	10,1
5	5,47	11,0
6	6,83	11,1
7	8,20	10,5
8	9,57	9,0
9	10,94	6,8
10	12,30	3,8
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	362,20	3084,24	Vyhovuje
2	450,00	6272,70	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 3084,24$ kN > 362,20 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,25 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		290,74



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
2	Ne	4,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		721,59

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 111,25 kN/m
 Maximální moment = 124,76 kNm/m
 Maximální deformace = 37,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-4,4	290,74
2	4,75	-27,6	721,59

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-4,1
2	1,37	6,6
3	2,73	15,0
4	4,10	21,1
5	5,47	24,9
6	6,83	26,5
7	8,20	25,7
8	9,57	22,7
9	10,94	17,4
10	12,30	9,9
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	290,74	2219,49	Vyhovuje
2	721,59	5416,65	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{max} = 5416,65 \text{ kN} > 721,59 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 6)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,25 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		291,27
2	Ne	4,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		730,77



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
3	Ano	7,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		450,00

Seznam nových kotev**pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)**

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :	z	=	7,75	m
Volná délka :	l	=	5,00	m
Délka kořene :	l _k	=	10,00	m
Sklon :	α	=	35,00	°
Vzd. mezi :	b	=	3,60	m
Průměr pramence :	d ₁	=	15,70	mm
Počet pramenců :	n	=	4	
Modul pružnosti :	E	=	195000,00	MPa
Předpínací síla :	F	=	450,00	kN
Výpočtová pevnost materiálu :	f _u	=	1770,00	MPa
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti				
Průměr kořene :	d	=	180,0	mm
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu				
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)				
Pevnost betonu v tlaku :	f _{ck}	=	30,00	MPa
Součinitel soudržnosti :	η ₁	=	0,70	

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla	=	116,72	kN/m
Maximální moment	=	124,96	kNm/m
Maximální deformace	=	36,4	mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-4,5	291,27
2	4,75	-28,1	730,77
3	7,75	-33,8	450,00

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,8
2	1,37	6,7
3	2,73	14,8
4	4,10	20,8
5	5,47	24,5
6	6,83	26,0
7	8,20	25,3
8	9,57	22,3
9	10,94	17,1
10	12,30	9,7
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0



Pouze pro nekomerční využití



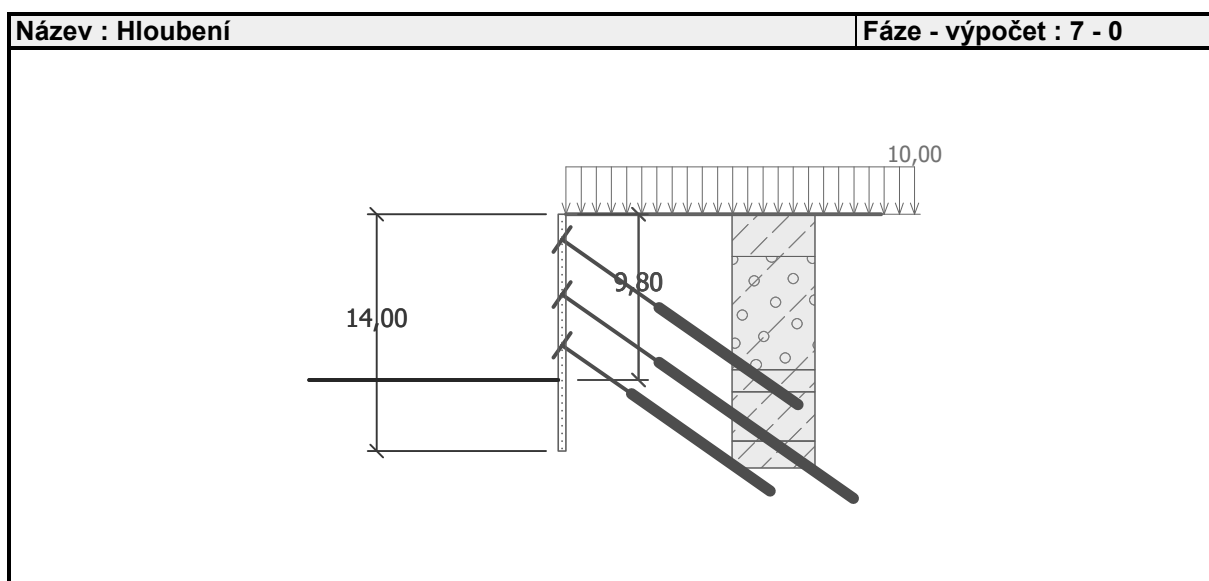
Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	291,27	2219,49	Vyhovuje
2	730,77	4863,73	Vyhovuje
3	450,00	4541,21	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 4863,73 \text{ kN} > 730,77 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 7)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 9,80 m.

**Zadané kotvy**

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,50	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		311,96
2	Ne	4,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		722,55
3	Ne	7,75	pramenec Ø15,7/1770 (uživatelská)		620,28

Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

Maximální posouvající síla = 104,76 kN/m

Maximální moment = 99,45 kNm/m

Maximální deformace = 39,5 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-6,4	311,96
2	4,75	-27,7	722,55
3	7,75	-39,5	620,28



Pouze pro nekomerční využití



Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-4,5
2	1,37	8,9
3	2,73	19,5
4	4,10	27,2
5	5,47	31,9
6	6,83	33,8
7	8,20	32,8
8	9,57	29,0
9	10,94	22,2
10	12,30	12,5
11	13,67	0,0
12	13,67	0,0

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotvě

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	311,96	1825,07	Vyhovuje
2	722,55	4231,40	Vyhovuje
3	620,28	4073,83	Vyhovuje

Rozhodující řada kotvě : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1825,07 \text{ kN} > 311,96 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 1466,33 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 3011,25 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 21789,72 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 40679,29 \text{ kNm/m}$

Využití : 53,6 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace č. 1****Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil**

Maximální deformace = -39,5 mm

Minimální deformace = 7,4 mm

Maximální ohybový moment = 88,78 kNm/m

Minimální ohybový moment = -124,96 kNm/m

Maximální posouvající síla = 116,72 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00



Pouze pro nekomerční využití



Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 224,93 \text{ kNm}; \quad Q = 19,46 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 210,10 \text{ kN}; \quad M = 24,91 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:**Posouzení ohybu:**

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,460 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,036 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 142,40 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 6,35 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3^*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,162 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:**Posouzení ohybu:**

$M/M_{c,Rd} = 0,051 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,389 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 15,77 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 68,56 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3^*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,114 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez VYHOVUJE**Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využita je kotva č. 3.

Využití je 90,33 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

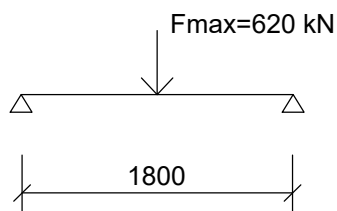
Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	1,50	311,96	507,64	394,58	829,66	Vyhovuje
2	4,75	722,55	1015,29	837,91	2323,05	Vyhovuje
3	7,75	620,28	1015,29	686,67	1659,32	Vyhovuje



Pouze pro nekomerční využití

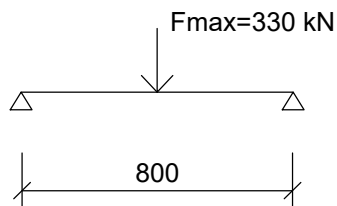


PŘEVÁZKY
ŘEZ AA



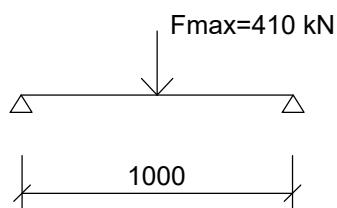
$$M_{\max}=310 \cdot 0,9=280 \text{ kNm}$$

ŘEZ FF

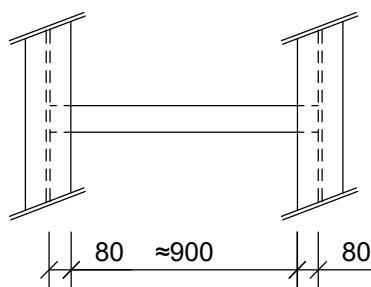
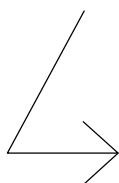


$$M_{\max}=165 \cdot 0,4=70 \text{ kNm}$$

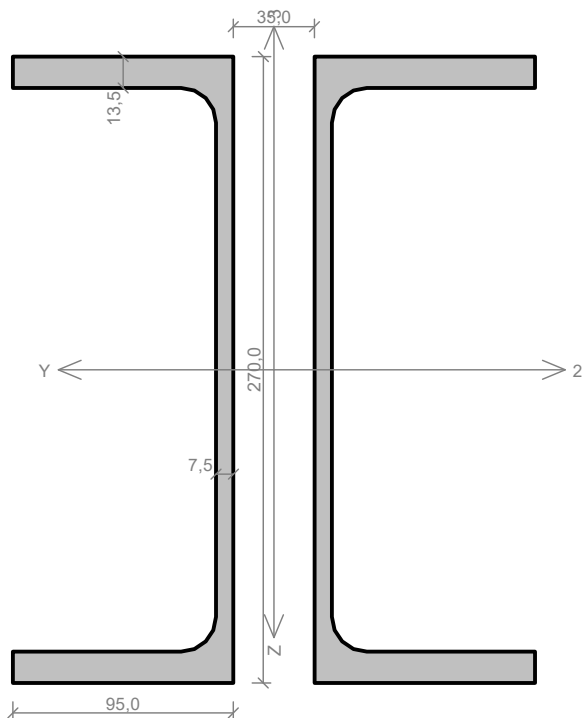
ŘEZ EE



$$M_{\max}=205 \cdot 0,5=103 \text{ kNm}$$



$$M_{\max}=205 \cdot 0,45=92,3 \text{ kNm}$$

PŘEVÁZKA-ŘEZ AA, ŘEZZ HHNorma **EN 1993-1-1/Česko**.

Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1,000$
 Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1,000$
 Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1,250$

Průřez 2 x UPE 270Průřezová plocha: $A = 8,960E03 \text{ mm}^2$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 1,050E08 \text{ mm}^4$ $I_z = 2,731E07 \text{ mm}^4$ Vzdálenost dílčích průřezů: $d = 35,0 \text{ mm}$ **Dílčí průřez UPE 270**

Průřezová plocha:

 $A = 4,480E03 \text{ mm}^2$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 5,250E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 4,010E06 \text{ mm}^4$

Spojky rámové

Vzdálenost spojek: $l_1 = 0,500 \text{ m}$

Rozměry spojek:

 $h = 10,0 \text{ mm}$ $t = 200,0 \text{ mm}$ **Materiál: EN 10210-1 : S 355****Materiálové charakteristiky:**Mez kluzu f_y : 355,0 MPaMez pevnosti f_u : 510,0 MPaModul pružnosti E : 210000 MPaModul pružnosti ve smyku G : 81000 MPa**Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Zat. případ 1

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = 310,000 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 0,000 \text{ kNm}$ $T_\omega = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = 280,000 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

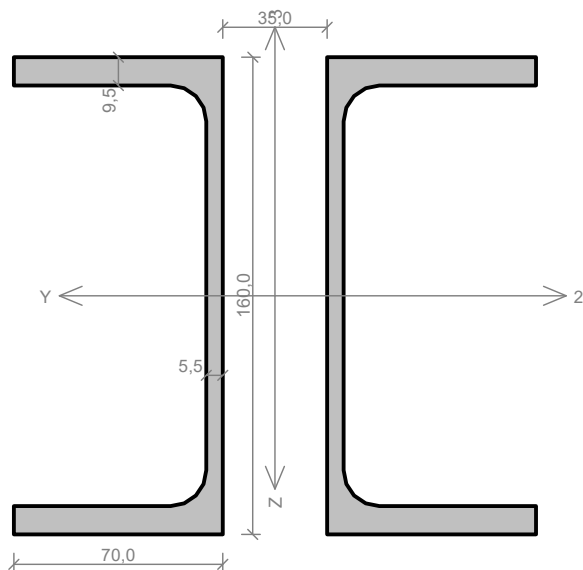
Délka dílce: 2,100 m

Se vzpěrem se nepočítá

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1**Posudek smyku od posouvající síly V_z :** 310,000 kN < 909,507 kN **Vyhovuje**Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = 280,000 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ **Posudek namáhání kombinace tahu a ohybu:**Vnitřní síly na dílčím prutu: $M_{y,ch} = 140,000 \text{ kNm}$ Únosnosti: $M_{y,R} = 160,136 \text{ kNm}$ $|0,000 + 0,874 + 0,000| = |0,874| < 1$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 38,0

Průřez vyhovuje**87,4 % VYHOVUJE****Pouze pro nekomerční využití**

ZAPUŠTĚNÁ PŘEVÁZKA-ŘEZ EE -2.řadaNorma **EN 1993-1-1/Česko.**

Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1,000$
 Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1,000$
 Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1,250$

Průřez 2 x UPE 160Průřezová plocha: $A = 4,340E03 \text{ mm}^2$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 1,822E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 9,154E06 \text{ mm}^4$ Vzdálenost dílčích průřezů: $d = 35,0 \text{ mm}$ **Dílčí průřez UPE 160**

Průřezová plocha:

 $A = 2,170E03 \text{ mm}^2$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 9,110E06 \text{ mm}^4$ $I_z = 1,070E06 \text{ mm}^4$

Spojky rámové

Vzdálenost spojek: $l_1 = 0,500 \text{ m}$

Rozměry spojek:

 $h = 10,0 \text{ mm}$ $t = 200,0 \text{ mm}$ **Materiál: EN 10210-1 : S 355****Materiálové charakteristiky:**Mez kluzu f_y : 355,0 MPaMez pevnosti f_u : 510,0 MPaModul pružnosti E : 210000 MPaModul pružnosti ve smyku G : 81000 MPa**Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Zat. případ 1

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = 225,000 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 0,000 \text{ kNm}$ $T_\omega = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = 92,300 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 2,100 m

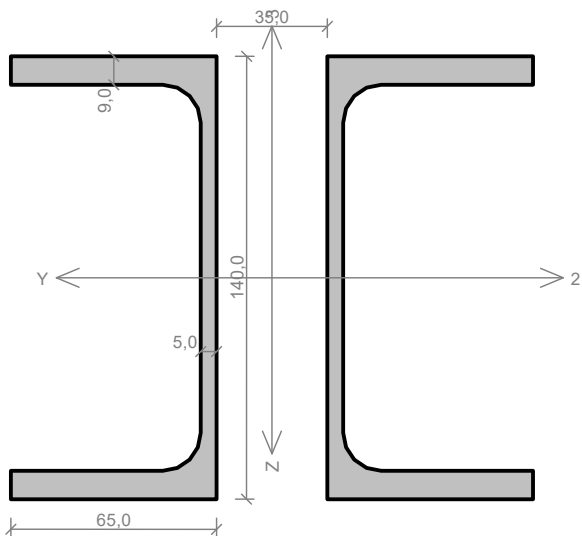
Se vzpěrem se nepočítá

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1**Posudek smyku od posouvající síly V_z :** 225,000 kN < 412,481 kN **Vyhovuje**Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = 92,300 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ **Posudek namáhání kombinace tahu a ohybu:**Vnitřní síly na dílčím prutu: $M_{y,ch} = 46,150 \text{ kNm}$ Únosnosti: $M_{y,R} = 46,722 \text{ kNm}$ $|0,000 + 0,988 + 0,000| = |0,988| < 1$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 45,7

Průřez vyhovuje**98,8 % VYHOVUJE****Pouze pro nekomerční využití**

ZAPUŠTĚNÁ PŘEVÁZKA-ŘEZ FF



Norma **EN 1993-1-1/Česko.**

Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1,000$
 Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1,000$
 Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1,250$

Průřez 2 x UPE 140

Průřezová plocha: $A = 3,680E03 \text{ mm}^2$
 Momenty setrvačnosti:
 $I_y = 1,200E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 7,229E06 \text{ mm}^4$
 Vzdálenost dílčích průřezů: $d = 35,0 \text{ mm}$

Dílčí průřez UPE 140

Průřezová plocha:
 $A = 1,840E03 \text{ mm}^2$
 Momenty setrvačnosti:
 $I_y = 6,000E06 \text{ mm}^4$ $I_z = 7,870E05 \text{ mm}^4$

Spojky rámové
 Vzdálenost spojek: $l_1 = 0,500 \text{ m}$
 Rozměry spojek:
 $h = 10,0 \text{ mm}$ $t = 200,0 \text{ mm}$

Materiál: EN 10210-1 : S 355

Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu $f_y : 355,0 \text{ MPa}$
 Mez pevnosti $f_u : 510,0 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E : 210000 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G : 81000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly v souřadném systému průřezu

Zatěžovací případ s největším využitím

Zat. případ 1

$N = 0,000 \text{ kN}$
 $V_z = 165,000 \text{ kN}$ $M_y = 70,000 \text{ kNm}$
 $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$
 $T_t = 0,000 \text{ kNm}$
 $T_\omega = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$

Parametry vzpěru

Délka dílce: 2,100 m
 Se vzpěrem se nepočítá

Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1

Posudek smyku od posouvající síly V_z : 165,000 kN < 337,363 kN **Vyhovuje**

Vnitřní síly: $N = 0,000 \text{ kN}$; $M_y = 70,000 \text{ kNm}$; $M_z = 0,000 \text{ kNm}$

Posudek namáhání kombinace tahu a ohybu:

Vnitřní síly na dílčím prutu: $M_{y,ch} = 35,000 \text{ kNm}$

Únosnosti: $M_{y,R} = 35,090 \text{ kNm}$

$| 0,000 + 0,997 + 0,000 | = | 0,997 | < 1$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 47,4

Průřez vyhovuje

99,7 % VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Bibliografie

1. **Masopust, Jan.** *Navrhování základových a pažicích konstrukcí příručka k ČSN EN 1997.* Praha : Pro českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. stránky 117-181, 195-204. 978-80-87438-31-2.
2. —. *Rizika prací speciálního zakládání staveb.* Praha : Pro Asociaci dodavatelů speciálního zakládání staveb a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2011. Technická knihnice (ČKAIT). 978-80-87438-10-7.
3. —. *Zakládání staveb 2.* Praha : České vysoké učení technické v Praze, 2016. stránky 5-135. 978-80-01-05938-8.

Seznam příloh

- 1.1 Zajištění stavební jámy – půdorys, M1:100
- 1.2 Zajištění stavební jámy – jižní a západní stěna s řezy, M1:100
- 1.3 Zajištění stavební jámy – severní a východní stěna s řezy, M1:100