

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra geotechniky

PONAVIA Park – založení bytového domu v Brně
PONAVIA Park – Foundation of Residential Building in
Brno

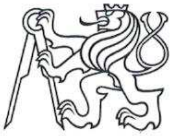
Bakalářská práce
2017



Kateřina Outratová

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Daniel Jirásko, Ph.D.



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Outratová Jméno: Kateřina Osobní číslo: 423679
Zadávací katedra: K135 - Katedra geotechniky
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: PONAVIA Park - založení bytového domu v Brně
Název bakalářské práce anglicky: PONAVIA Park - Foundation of Residential Building in Brno

Pokyny pro vypracování:

Rozbor inženýrsko-geologických podkladů lokality.
Návrh zajištění stavební jámy.
Návrh základových konstrukcí.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1997, Zakládání staveb, P. Turček a kol. 2005, Navrhování základových a pažicích konstrukcí - příručka k ČSNEN 1997, J. Masopust 2012.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Daniel Jirásko, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 1.3. 2017

Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5. 2017

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

1.3. 2017

Datum převzetí zadání

Outratová

Podpis studenta(ky)

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracovala samostatně. Veškerá použitá literatura a informace, které jsem v práci využila, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze, dne 28. 5. 2017

.....

Kateřina Outratová

PODĚKOVÁNÍ:

Tímto bych rád poděkovala svému vedoucímu práce Ing. Danielovi Jiráskovi, Ph.D. za ochotu, vstřícné jednání a odbornou pomoc při vypracování této bakalářské práce.

Anotace

Bakalářská práce se zabývá založením bytového domu v lokalitě brněnského brownfieldu městské části Královo Pole. Předmětem práce je návrh a posouzení vhodných geotechnických konstrukcí zajišťujících stavební jámu. Následně je navrženo hlubinné založení objektu na pilotách. Při návrhu jsou zohledněny stávající suterénní konstrukce původního objektu, okolní zástavba a sítě technického vybavení v přilehlých komunikacích. Součástí práce je popis technologie provádění a příslušná výkresová dokumentace.

Klíčová slova

stavební jáma, metoda závislých tlaků, záporové pažení, mikropilota, pilota

Annotation

Bachelor thesis deals with the foundation of residential building located in Brno brownfield in the town part called Královo Pole. The topic of the thesis is the design and assessment of suitable geotechnical structures supporting the foundation pit. Subsequently a deep foundation of object on piles is proposed. The design takes into account the current basement structures of the former object, the neighbouring housing development and the networks of technical equipment in the surrounding communications. The thesis includes the description of building technology and the relevant design documentation.

Keywords

foundation pit, method of dependent pressures, rider bracing, micropile, pile

OBSAH

1	ÚVOD.....	8
2	CHARAKTERISTIKA OBJEKTU A JEHO OKOLÍ.....	11
2.1	POLOHA A HISTORIE LOKALITY	11
2.2	POPIS PLÁNOVANÉHO OBJEKTU	12
3	INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY	14
3.1	PRŮZKUMNÉ PRÁCE	14
3.2	GEOLOGICKÉ POMĚRY	15
3.3	HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	18
3.4	INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ ZHODNOCENÍ	18
3.4.1	<i>Geotechnické parametry a zatřídění zemin.....</i>	<i>18</i>
3.4.2	<i>Návrhové geologické profily.....</i>	<i>19</i>
3.4.3	<i>Podmínky zakládání.....</i>	<i>20</i>
4	ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY.....	21
4.1	DISPOZICE STAVEBNÍ JÁMY A VYBRANÉ METODY ZAJIŠTĚNÍ	21
4.2	VLASTNOSTI A NASTAVENÍ VÝPOČTU – PAŽENÍ POSUDEK	22
4.2.1	<i>Statický výpočet metodou závislých tlaků</i>	<i>22</i>
4.2.2	<i>Koeficient redukce tlaků pod dnem jámy.....</i>	<i>23</i>
4.3	A - ZÁPOROVÉ PAŽENÍ BEZ PRACOVNÍHO PROSTORU.....	24
4.3.1	<i>Fáze realizace pažení</i>	<i>24</i>
4.3.2	<i>Vnitřní síly a deformace</i>	<i>25</i>
4.3.3	<i>Návrh a posouzení záporů</i>	<i>26</i>
4.3.4	<i>Návrh a posouzení pažin.....</i>	<i>27</i>
4.3.5	<i>Návrh a posouzení převážek.....</i>	<i>27</i>
4.3.6	<i>Návrh a posouzení kotvení.....</i>	<i>28</i>
4.3.7	<i>Vnitřní stabilita kotev</i>	<i>29</i>
4.3.8	<i>Vnější stabilita konstrukce.....</i>	<i>29</i>
4.4	B - ZÁPOROVÉ PAŽENÍ S PRACOVNÍM PROSTOREM	30
4.4.1	<i>Fáze realizace pažení</i>	<i>30</i>
4.4.2	<i>Vnitřní síly a deformace</i>	<i>32</i>
4.4.3	<i>Návrh a posouzení záporů</i>	<i>34</i>
4.4.4	<i>Návrh a posouzení pažin.....</i>	<i>34</i>
4.4.5	<i>Návrh a posouzení převážek.....</i>	<i>35</i>
4.4.6	<i>Návrh a posouzení kotvení.....</i>	<i>36</i>
4.4.7	<i>Vnitřní stabilita kotev</i>	<i>37</i>
4.4.8	<i>Vnější stabilita konstrukce.....</i>	<i>38</i>
4.5	C – MIKROZÁPOROVÉ PAŽENÍ	39
4.5.1	<i>Fáze realizace pažení</i>	<i>39</i>
4.5.2	<i>Vnitřní síly a deformace</i>	<i>42</i>
4.5.3	<i>Návrh a posouzení převážek.....</i>	<i>43</i>
4.5.4	<i>Návrh a posouzení kotvení.....</i>	<i>44</i>
4.5.5	<i>Vnitřní stabilita kotev</i>	<i>46</i>
4.5.6	<i>Vnější stabilita konstrukce.....</i>	<i>46</i>
4.6	D – MIKROZÁPOROVÉ PAŽENÍ.....	47
4.6.1	<i>Fáze realizace pažení (MZT)</i>	<i>47</i>
4.6.2	<i>Vnitřní síly a deformace (MZT).....</i>	<i>49</i>
4.6.3	<i>Vnější únosnost mikropiloty.....</i>	<i>49</i>
4.6.4	<i>Návrh a posouzení převážek.....</i>	<i>50</i>
4.6.5	<i>Návrh a posouzení kotvení.....</i>	<i>51</i>
4.6.6	<i>Vnitřní stabilita kotev</i>	<i>52</i>
4.6.7	<i>Vnější stabilita konstrukce.....</i>	<i>52</i>
4.6.8	<i>Fáze realizace pažení (MKP)</i>	<i>53</i>
4.6.9	<i>Vnitřní síly a deformace (MKP)</i>	<i>55</i>
4.7	SVÁHOVANÁ STAVEBNÍ JÁMA	57

5	ZALOŽENÍ OBJEKTU	58
5.1	ZPŮSOB ZALOŽENÍ OBJEKTU	58
5.2	VLASTNOSTI A NASTAVENÍ VÝPOČTU – PILOTA	59
5.2.1	<i>Metoda Tomlinson</i>	59
5.2.2	<i>Nelineární teorie (Masopust)</i>	59
5.3	NÁVRH A POSOUZENÍ PILOTY P44	61
5.3.1	<i>Svislá výpočtová únosnost piloty</i>	61
5.3.2	<i>Sedání piloty</i>	61
5.4	NÁVRH A POSOUZENÍ PILOTY P51	62
5.4.1	<i>Svislá výpočtová únosnost piloty</i>	62
5.4.2	<i>Sedání piloty</i>	62
5.5	NÁVRH A POSOUZENÍ PILOTY P62	63
5.5.1	<i>Svislá výpočtová únosnost piloty</i>	63
5.5.2	<i>Sedání piloty</i>	63
5.6	NÁVRH A POSOUZENÍ PILOTY P66	64
5.6.1	<i>Svislá výpočtová únosnost piloty</i>	64
5.6.2	<i>Sedání piloty</i>	64
6	TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ.....	66
6.1	ZÁPOROVÉ PAŽENÍ	66
6.1.1	<i>Vrtání a osazení zápor</i>	66
6.1.2	<i>Odtěžování a osazení pažin</i>	66
6.1.3	<i>Kotvení konstrukce</i>	66
6.1.4	<i>Demontáž pažení</i>	67
6.2	MIKROZÁPOROVÉ PAŽENÍ	67
6.2.1	<i>Vrtání a osazení mikrozápor</i>	67
6.2.2	<i>Odtěžování a zajištění stěn pažení</i>	67
6.2.3	<i>Kotvení konstrukce</i>	67
6.3	VELKOPRŮMĚROVÉ PILOTY	68
6.3.1	<i>Vrty a přípravné práce</i>	68
6.3.2	<i>Betonáž vrtaných pilot</i>	68
6.3.3	<i>Dokončovací práce</i>	68
	ZÁVĚR.....	69
	POUŽITÁ LITERATURA	71
	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	73
	SEZNAM TABULEK	75
	SEZNAM ZKRATEK	76
	SEZNAM PŘÍLOH	77

1 ÚVOD

Vznik moderní společnosti na přelomu 18. a 19. století, v době nástupu průmyslové revoluce, je charakterizován zejména rozmachem industrializace a urbanizace. Dochází k přesunu značné části populace do měst a postupné výstavbě továren a zařízení pro výrobu v oblasti těžebního, strojního a dopravního průmyslu. První polovina dvacátého století následně přináší světové války a s nimi rozvoj zbrojního průmyslu.

Dnešní doba, nazývaná jako postmoderní, je typická vysokou mírou globalizace ve všech oblastech lidské činnosti. V České republice lze považovat za nástup této doby rok 1989, kdy došlo k mnoha zásadním politickým a ekonomickým změnám. Proběhl proces ekonomické transformace, kdy bylo upuštěno od centrálně plánované ekonomiky ve prospěch tržní. Ta ovšem náhle přinesla velkou míru konkurence, což spolu se změnou orientace trhu na lehký průmysl a služby pro některé znamenalo krach.

Nekonkurenceschopnými se často staly areály zaměřené na výrobu těžkého průmyslu. Dalšími dnes nevyužívanými prostory jsou některé zemědělské objekty, kulturní domy nebo například bývalá vojenská kasárna. Problematika takovýchto míst, tzv. brownfields se již několik let dostává celosvětově do popředí. Český ekvivalent slova brownfields, hnědá pole není dostatečně výstižný, proto se obvykle nepoužívá. Brownfields lze definovat jako *opuštěné či nedostatečně využívané lokality v rozvinutých městských oblastech ovlivněné předchozím způsobem jejich využití, často v podobě kontaminace daného území. Tyto lokality nelze dále využívat bez nutného procesu jejich regenerace. [1]*

Revitalizace brownfields s sebou přináší svá specifika. V mnoha ohledech se jedná o náročnější proces než při realizaci projektu na zelené louce. Je nutno uvažovat s demolicí původního objektu a odstraněním případné kontaminace území. Do hry také vstupuje řešení majetkoprávních vztahů, představující další časovou a finanční zátěž. Tato zvýšená rizika bývají pro investora rozhodujícím negativním faktorem.

Na druhou stranu mají brownfields pro investory nesporně i své výhody. Často bývají na atraktivních místech poblíž městských center, pohodlně dostupné veřejnou dopravou. Tato poloha souvisí historicky s rozvojem města, které pohltilo původně okrajovou průmyslovou zónu do svého středu. Ušetřenou investicí je existující infrastruktura, občanská vybavenost a napojení na veřejnou dopravu. Dalším pozitivním faktorem je finanční podpora v podobě dotací a podpůrných programů, které se snaží investory motivovat k vytváření projektů s cílem obnovy brownfields. [2]

Každé město lze chápat jako živý organismus, jehož prioritou by měl být trvale udržitelný rozvoj. O tento rozvoj se lze zasadit správným urbanistickým plánováním. Jedním z efektivních nástrojů udržitelnosti je revitalizace brownfields. Ačkoli se z hlediska jednoduchosti, rychlosti a snadnosti jeví pro rozvoj jako ideální realizace nových staveb na zelené louce (tzv. greenfield), z dlouhodobého hlediska je jednoznačně přínosnější obnova dříve urbanisticky využívaného území. Dochází tak k hospodárnému využití území a ochraně volné krajiny. [3]

Snaha revitalizovat brownfields by měla vycházet především od samotných obcí. Zároveň je žádoucí, aby při těchto projektech docházelo ke spolupráci veřejného a soukromého sektoru. Neméně důležitá je i politická angažovanost.

Příkladem úspěšných revitalizací je Londýn a jeho obnova využití doků nebo nedávná přeměna průmyslové zóny v Olympijský park. Další známá města podporující využití brownfields jsou Berlín či Hamburk. Impozantním projektem je rozsáhlá revitalizace Emscher parku v německém Porúří. Z českého prostředí lze uvést například památkově chráněnou průmyslovou architekturu Dolní oblasti Vítkovice, obchodní pasáž Galerie Vaňkovka v Brně nebo právě vznikající projekt revitalizace karlínských kasáren v Praze.

Tato práce se zabývá lokalitou brněnského brownfieldu v městské části Královo Pole. Jedná se o lokalitu, kde byla ve 20. letech minulého století zbudována továrna pro výrobu v oblasti lehkého průmyslu. Projekt revitalizace počítá s demolicí původního objektu na místo výstavby moderního bytového domu s částečným využitím pro komerční prostory.

Předmětem práce je na základě rozboru inženýrsko-geologických podkladů navrhnout odpovídající zajištění stavební jámy a návrh základových konstrukcí pro bytový dům.

Pro vhodný návrh konstrukcí zajišťujících stavební jámu budou vyhodnoceny okolní podmínky staveniště. V úvahu bude brán ohled na stávající podzemní konstrukce původního objektu, okolní zástavbu a sítě technického vybavení v přilehlých komunikacích. Na základě těchto podmínek budou vybrány a navrženy optimální geotechnické konstrukce poskytující bezpečné zajištění. Návrh konstrukcí bude proveden na základě výpočtu metodou závislých tlaků v programu GEO5. Součástí výpočtu bude posouzení jednotlivých navržených konstrukcí. Pozornost bude věnována maximální deformaci konstrukce a využití jednotlivých prvků. Cílem je navrhnout staticky a ekonomicky vyhovující řešení.

Následný návrh vlastního založení objektu bude vycházet z poskytnutých podkladů o zatížení. Pro vhodný návrh bude také zohledněno doporučení provedeného inženýrsko-geologického průzkumu. Základové konstrukce objektu budou navrženy opět v programu

GEO5 za užití metody závislých tlaků. Výsledné navržené konstrukce budou posouzeny z hlediska mezních stavů.

Součástí práce je popis technologického postupu provádění navržených typů konstrukcí a zhotovení příslušné výkresové dokumentace.

2 CHARAKTERISTIKA OBJEKTU A JEHO OKOLÍ

2.1 Poloha a historie lokality

Zájmová oblast se nachází na pozemku s parcelním číslem 574/1. Jedná se o brněnskou městskou část Královo Pole, ulice U Červeného mlýna (Obr. 1).



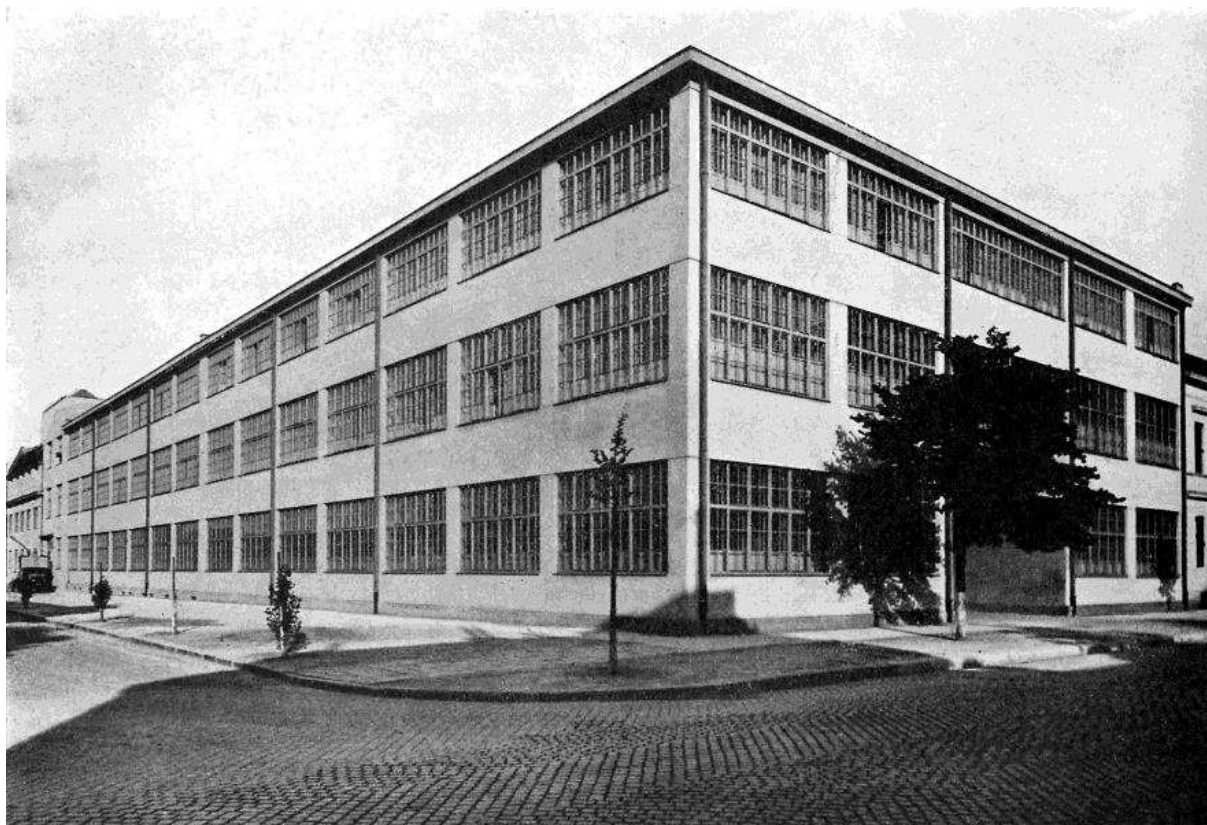
Obr. 1: Poloha zájmového území [5]

Na daném pozemku se historicky nachází budova bývalé továrny pro výrobu nábytku. Výstavba tohoto objektu byla zahájena roku 1919, rok po vzniku společnosti s ručením omezeným – Karel Slavíček, umělecké, nábytkové a stavební stolařství. Tato společnost se později spojila s podobným podnikem Uměleckoprůmyslových dílen Jana Vaňka z Třebíče a dalšími dílnami v Brně a okolí. Roku 1922 tak vznikly Spojené uměleckoprůmyslové závody a. s. Brno (Obr. 2).

Jednalo se o jednoho z největších a nejvýznamnějších výrobců a prodejců nábytku v Československu, později i v Evropě. Závody se staly známé kvalitou, designem a funkčností svých výrobků. Celý výrobní proces byl soustředěn ve vlastních závodech a nabízel kompletní vybavení domácnosti. [5]

V roce 1946 došlo ke znárodnění brněnského podniku a později, ve druhé polovině minulého století, ke vzniku nových výrobních objektů v Rousínově a Třebíči. Závody byly následně v devadesátých letech privatizovány a převzaty akciovou společností Tusculum.

V roce 2003 došlo k poslední vlastnické změně, kdy vše ovládla společnost Jitona a. s. Tento rok byla továrna na Králově Poli uzavřena a následujících 12 let chátrala. [6] Další využití objektu se po tolika letech ukázalo ze statického a dispozičního hlediska jako nemožné. Místo bývalé továrny tak dalo vzniknout novému bytovému domu.



Obr. 2: Budova původní továrny Spojených UP závodů a. s. Brno [5]

2.2 Popis plánovaného objektu

Vznik novostavby bytového domu, tzv. Ponavia rezidence je jednou z etap projektu Ponavia park. Ten se zabývá komplexní revitalizací brownfields v lokalitě U Červeného mlýna. Svůj název získal projekt na základě nedalekého potoka Ponávky.

Objekt je umístěn do stávající zástavby na rohu ulic U Červeného mlýna a Staňkova. Na pomezí ulic Staňkova a Poděbradova bude bytový dům přímo sousedit se stávajícím objektem rodinného domu č.p. 143.

Novostavba bude mít dvě podzemní patra určená pro parkování, šest nadzemních pater s byty, prostory pro komerční využití v úrovni prvního nadzemního podlaží a zelený vnitroblok se zahrádkami (Obr. 3). Jedná se o projekt nízkoenergetického bydlení. Výhodou místa je blízkost centra, fungující infrastruktura a dobrá občanská vybavenost. [7]

Konstrukční řešení objektu je kombinované. V podzemních podlažích je z hlediska zachování volné dispozice pro parkování zvolen sloupový systém. Nosná konstrukce nadzemních podlaží je tvořena železobetonovými stěnami doplněnými o zděné stěny z vápenopískových bloků. Stropy jsou realizovány jako monolitické železobetonové desky. Celkové půdorysné rozměry podzemních podlaží jsou 63x13m. [8]



Obr. 3: Vizualizace bytového domu Ponavia rezidence [9]

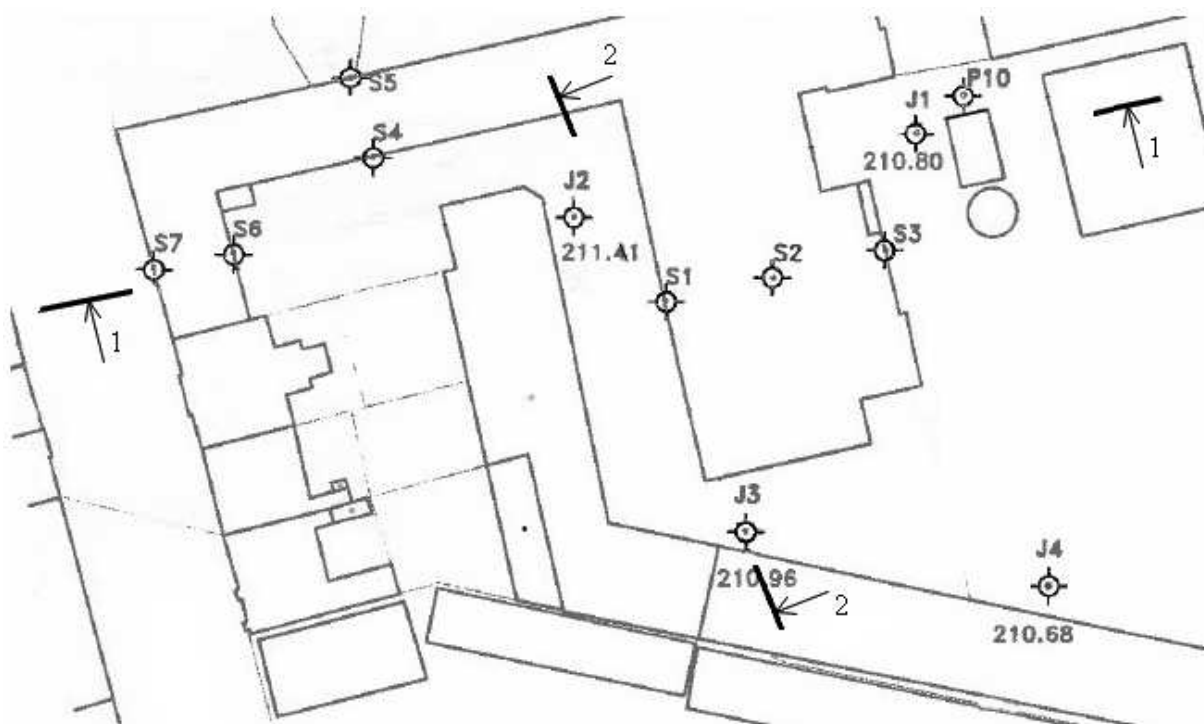
3 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

3.1 Průzkumné práce

Požadované průzkumné práce pro stanovení geologických a základových poměrů byly v dané lokalitě provedeny v dubnu 2008. Firma Geostar spol. s r.o. realizovala ve vytyčených místech (Obr. 4) průzkumné vrty označené J-1 až J-4 do hloubky 10 m. Hloubení vrtů bylo provedeno vrtnou soupravou HVS technologií jádrového vrtání. Z vrtu J-2 byl odebrán vzorek vody pro chemický rozbor. Vzhledem k tomu, že vrtná prozkoumanost zájmového území nebyla dosud prováděna, staly se tyto vrty hlavním zdrojem informací pro následný IG rozbor.

Dále bylo v lokalitě firmou STAVEBNÍ-DEVELOPER spol. s r.o. vyhloubeno 7 kopaných sond. Tyto práce proběhly s ohledem na zjištění rozměrů stávajících základových konstrukcí. Pozice těchto kopaných sond jsou pod označením S-1 až S-7 vyznačeny v situaci na Obr. 4.

Ve vyhloubených místech kopaných sond byly následně provedeny sondy těžké dynamické penetrace do hloubky 3 m pod základovou spáru. Tímto způsobem byly realizovány sondy P-1 až P-7. Navíc byla v blízkosti vrtu J-1 provedena sonda P-10, do hloubky 10 m. Dané sondy byly zhotoveny firmou Geostar pomocí penetrační soupravy SDP20/1 s tíhou beranu 500 N, výškou pádu 500 mm, penetračním hrotem o průměru 43,7mm, pod vrcholovým úhlem 90 stupňů. Vyhodnocení penetrací bylo použito jako doplňující informace pro sestavení inženýrskogeologického řezu dané lokality. [10]



Obr. 4: Situace vrtů, sond a IG řezů, upraveno dle [10]

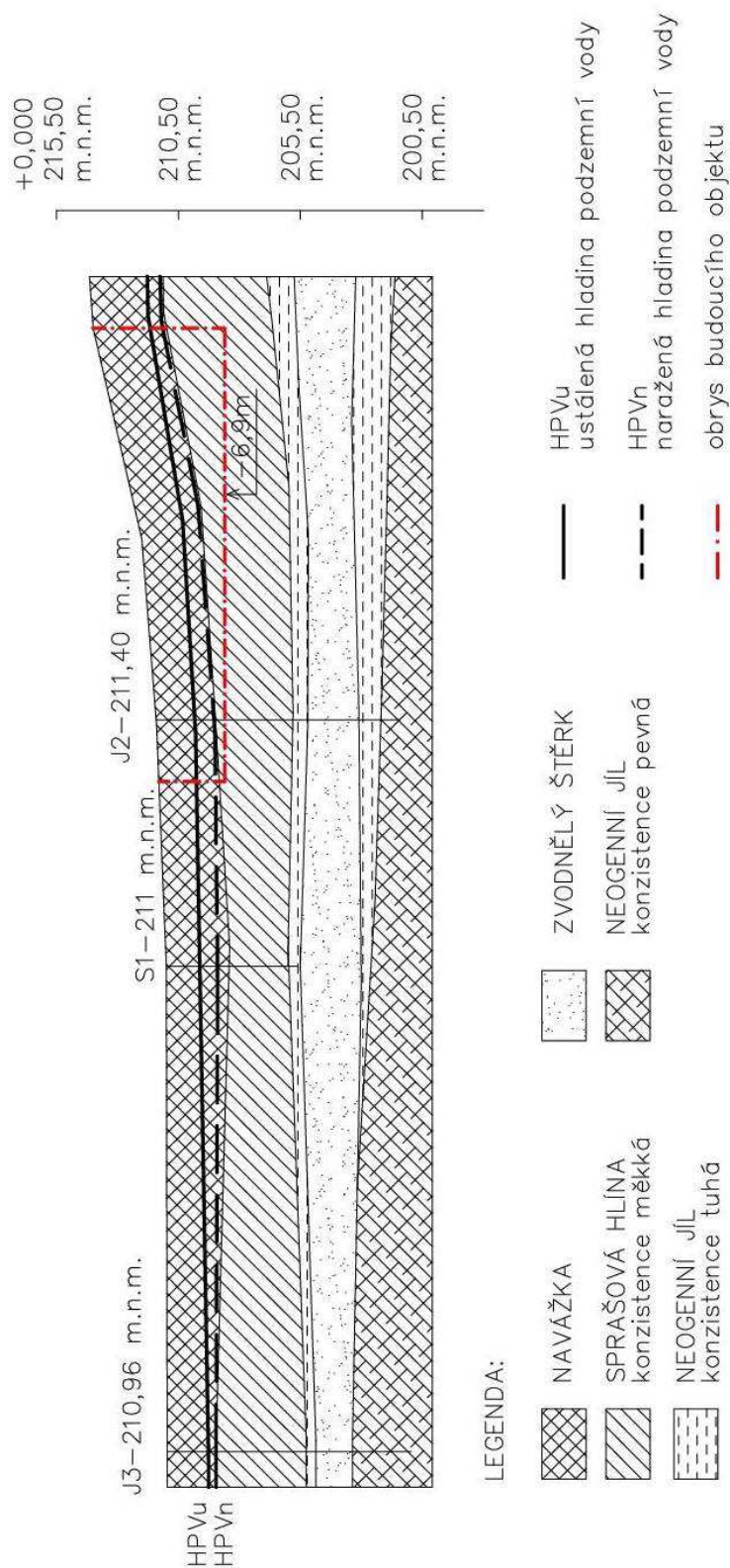
3.2 Geologické poměry

Skalní podklad zájmového území a jeho okolí tvoří vyvřeliny brněnského plutonu. Ten vytváří v této oblasti úzký prolom, který vyplňují neogenní sedimenty, v nejsvrchnější části spodnotortonské jíly, místy s tenkými písčitými proplásky či šterky. Neogenní sedimenty byly zastiženy všemi prováděnými vrty v hloubkách 5-6 m pod úrovní terénu. Třemi vrty byla zastižena 1-2 m mocná vrstva neogenních šterků až šterkopísků s podložím z opakujících se neogenních jíků. Tyto jíky v hloubce 8-9 m pod úrovní terénu přechází z tuhé do pevné konzistence.

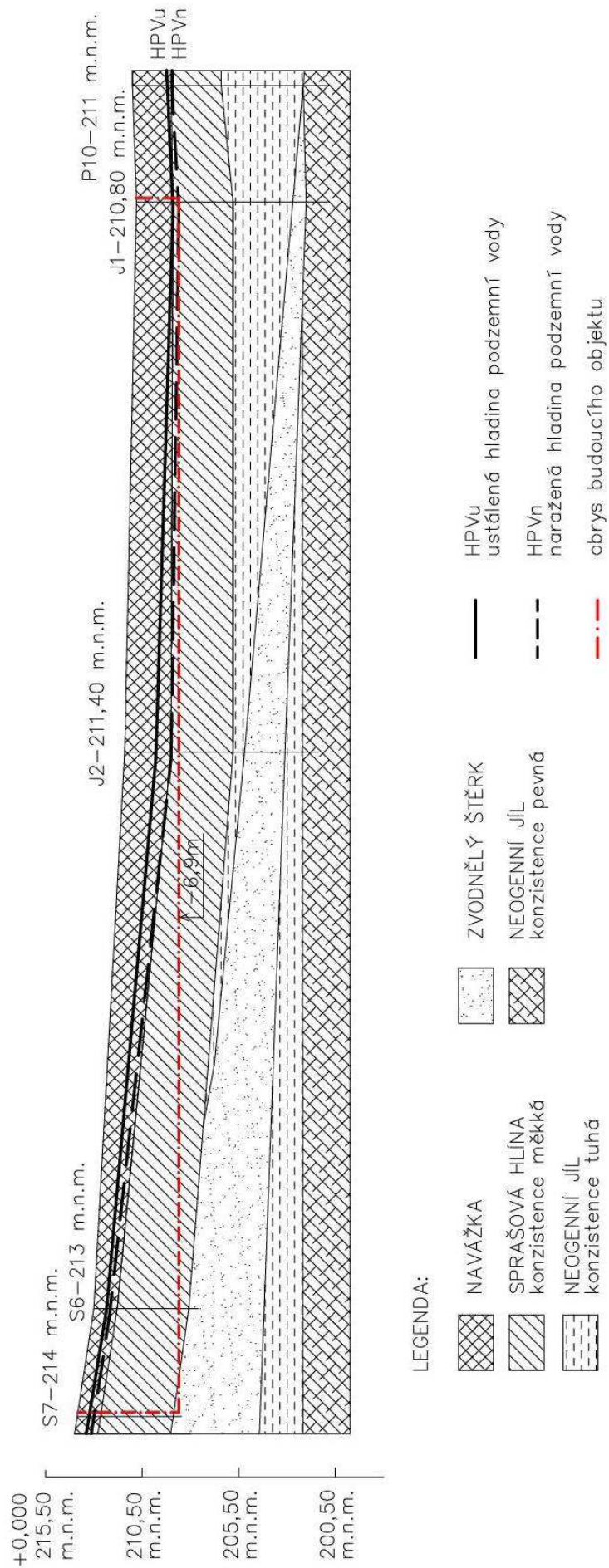
Kvartérní pokryv tvoří zejména aluviální sedimenty. Tyto povodňové hlíny se v oblasti vyskytují díky nedalekému toku říčky Ponávky, jejíž koryto v historii meandrovalo daným územím. Hlíny mají obvykle měkkou, výjimečně tuhou konzistenci. Vrstevní sled zakončují přibližně 2 m antropogenních navážek. [10]

Provedený inženýrsko-geologický průzkum neposkytl geologický řez zájmovou lokalitou, výsledný geologický profil území (Obr. 5 a 6) byl proto zpracován zejména na základě parametrů průzkumných vrtů. Realizovaný počet vrtů se však pro relevantní zpracování ukázal jako velmi malý. Ačkoli na daném území bylo pro poskytnutí dalších informací

provedeno několik sond dynamické penetrace, informace z těchto zkoušek se v některých oblastech významně neshodovaly s hodnotami získanými z vyhodnocení provedených vrtů. Rozvrstvení zemin tak v některých částech profilu nebylo zcela zřejmé.



Obr. 5: Řez 2-2: Geologický profil zájmového území, vlastní zpracování dle [10]



Obr. 6: Řez 1-1: Geologický profil zájmového území, vlastní zpracování dle [10]

3.3 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry lokality jsou spjaty s jeho geologickou stavbou. V rámci realizace vrtů pro geologický průzkum byla naměřena hladina podzemní vody přibližně v hloubce 2 m pod úrovní terénu (Tab. 1).

Tab. 1: Přehled vrtů s hloubkou HPV pod terénem [10]

označení vrtu	projektovaná hloubka (m)	skutečná hloubka (m)	HPVn (m)	HPVu (m)	úroveň terénu (m.n.m.)
J-1	10,0	10,5	2,2	1,9	210,80
J-2	10,0	10,0	2,4	1,6	211,41
J-3	10,0	10,0	2,0	1,7	210,96
J-4	10,0	12,0	2,0	1,9	210,68

Vzhledem k velmi malé hloubce zastižené podzemní vody se jedná pravděpodobně o výskyt v rámci mělkých kvartérních zvodní. Zvodeň může být vázána na písčité části antropogenních navážek s izolátorem v podobě nepropustné povodňové hlíny. Dále se zde vyskytuje mírně napjatá zvodeň vázána na vrstvu neogenních štěrkopísků, izolátor zde tvoří neogenní jíly. Zkoumání vzorku vody z vrtu J-2 vyloučilo její agresivitu. [10]

3.4 Inženýrskogeologické zhodnocení

3.4.1 Geotechnické parametry a zatřídění zemin

Zatřídění zemin proběhlo pouze na základě makroskopického popisu vrtného jádra dle ČSN 73 1001. Doporučené parametry zemin byly určeny jako průměrné normové hodnoty. Pro přesnější zatřídění a popis jednotlivých zemin nebyly provedeny žádné laboratorní zkoušky. Pro optimální návrh geotechnické konstrukce by bylo zapotřebí provést indexové zkoušky, zkoušky pevnostní a deformační.

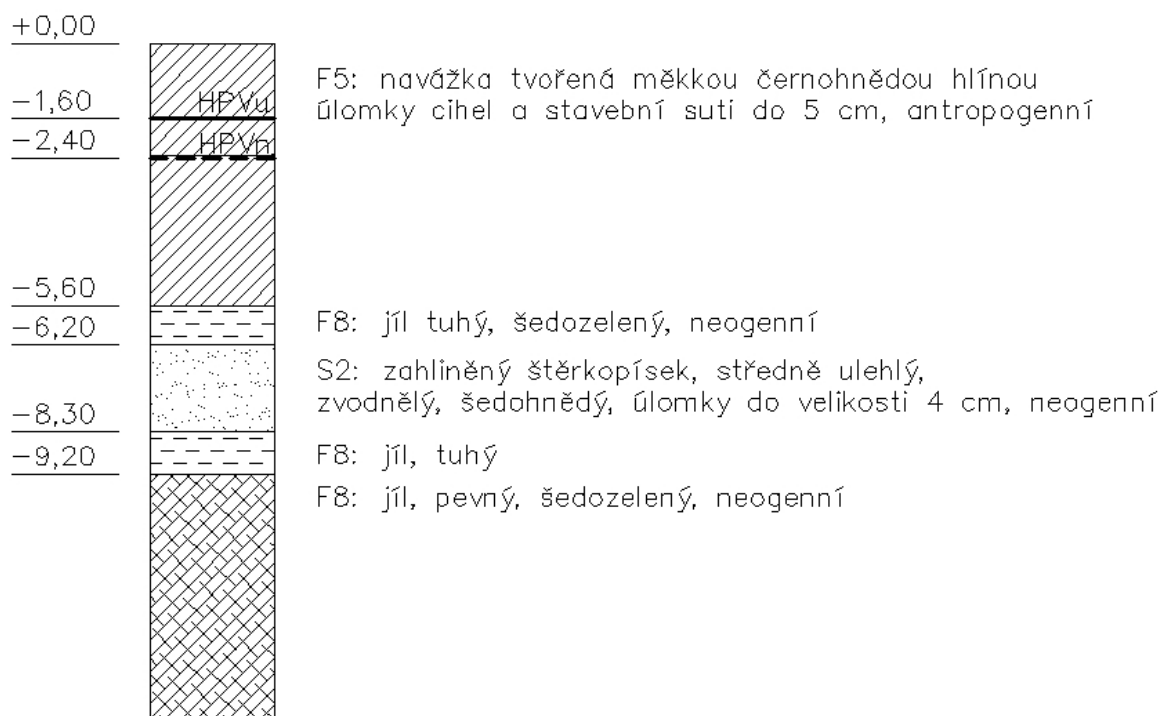
Následující tabulka (Tab. 2) udává směrné normové charakteristiky jednotlivých tříd. Jedná se o aluviální hlíny převážně měkké konzistence (F5/MI), středně ulehlé neogenní štěrkopísky (S2/SP) a neogenní jíly tuhé, hlouběji pevné konzistence (F8/CH). [10]

Tab. 2: Geotechnické parametry zemin [10]

parametr	zn.	F5/MI	S2/SP	F8/CH	
				tuhé	pevné
Poissonovo číslo	ν	0,40	0,28	0,42	0,42
převodní součinitel	β	0,47	0,78	0,37	0,37
objemová tíha	γ [kN/m ³]	20,00	18,50	20,50	20,50
modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	2,00	25,00	3,00	5,00
efektivní soudržnost	c_{ef} [kPa]	12,00	0,00	5,00	10,00
efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	21,00	33,50	15,00	15,00

3.4.2 Návrhové geologické profily

Pro následné výpočty návrhu geotechnických konstrukcí byl vybrán profil vrtu J-2 (Obr. 6). Jedná se o 10 m hluboký vrt s úrovní hladiny ustálené podzemní vody v hloubce 1,6 m pod terénem. Vrt zahrnuje všechny zastižené zeminy daného území a představuje tak ideální průměrný vzorek. Jeho pozice se nachází poblíž všech řešených konstrukcí.



Obr. 7: Geologický profil vrtu J-2, vlastní zpracování dle [10]

3.4.3 Podmínky zakládání

Na základě provedeného inženýrskogeologického průzkumu lze doporučit hloubkové založení objektu na vrtaných pilotách. Hlavní příčinou je přítomnost povodňových hlín měkké konzistence nevhodných pro plošné založení. Piloty by měly být vetknuty do pevných neogenních jílu. Jejich konečné rozměry je nutno navrhnout především s ohledem na předpokládané zatížení objektem.

Hladina podzemní vody se nachází poměrně blízko povrchu, vzhledem k přítomným zvodnám. Lze tedy předpokládat nutné pažení pilot. Dle chemického rozboru voda tvoří agresivní prostředí, tudíž není nutné chránit budoucí základy z betonu izolací. [10]

Navrhovaný objekt má dvě podzemní podlaží. Základová spára se nachází v úrovni 208,6 m n.m. Díky přítomnosti zvodní vázaných na antropogenní navážky a štěrkopísky je konstrukce spodní stavby navržena formou bílé vany. Odvodnění stavební jámy během výstavby bude realizována pomocí drenáže.

4 ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY

4.1 Dispozice stavební jámy a vybrané metody zajištění

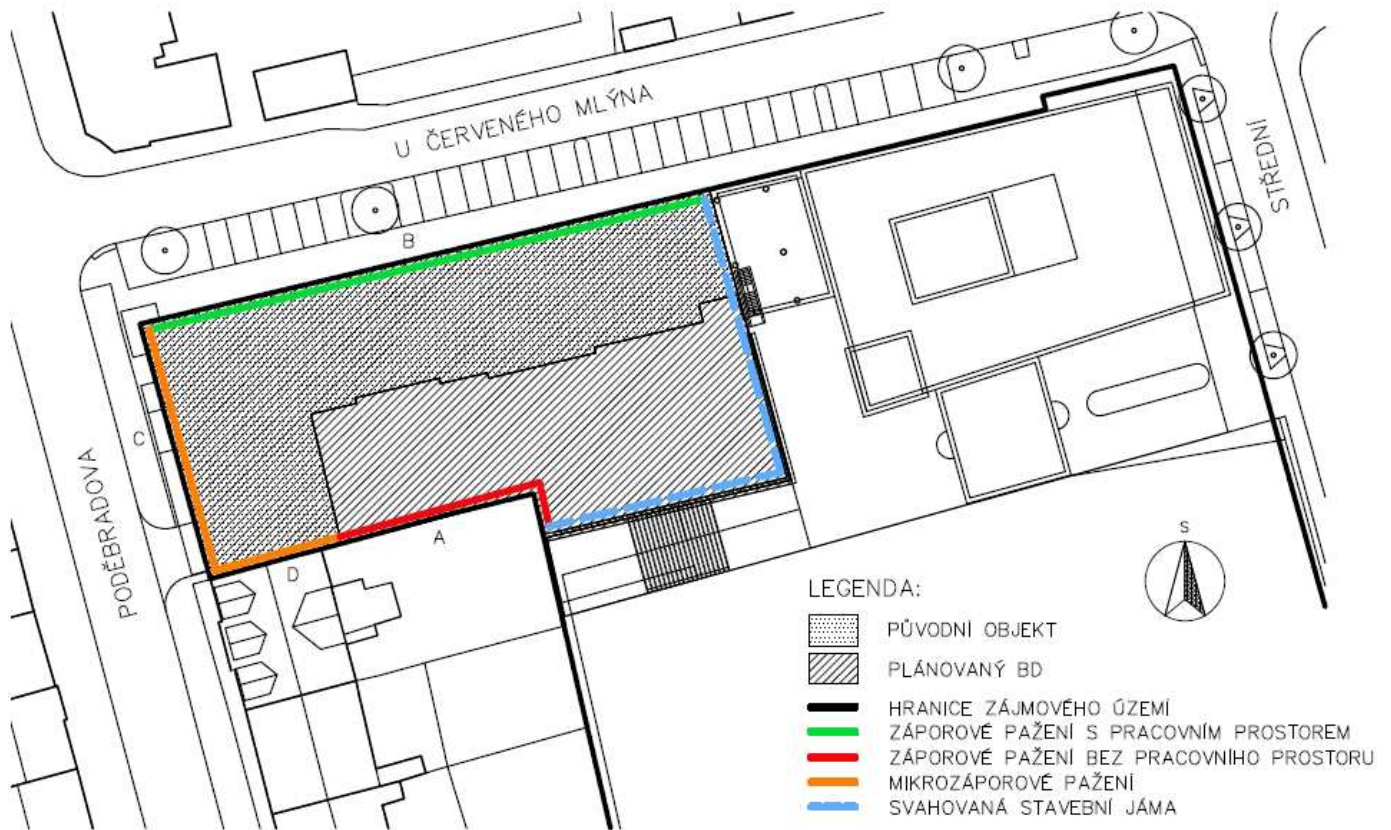
Uvažovaný půdorys nového objektu se z velké části nachází na místě původní stavby, jejíž stávající základové konstrukce je třeba zohlednit při návrhu zajištění stavební jámy pro nový objekt. Způsob zajištění jednotlivých částí jámy se vždy odvíjí od okolních podmínek. V případě výstavby v nezastavěných oblastech se obvykle provádí svahované výkopy, které představují nejméně náročnou, tudíž časově a finančně nejpříznivější variantu. Nachází-li se plánovaná stavební jáma v zastavěných oblastech, je nutno brát v úvahu další, obvykle nepříznivé faktory.

Zde tyto faktory představuje bezprostředně sousedící zástavba a přilehlé veřejné komunikace s rozvodem inženýrských sítí. S ohledem na tyto podmínky byly pro bezpečné a realizovatelné zajištění zvoleny dva typy pažících konstrukcí.

Prvním typem je záporové pažení, které bude realizováno v místech A a B uvažované stavební jámy (viz. Obr. 8). V místě A je vzhledem k blízkosti hranice vedlejšího pozemku navrženo pažení bez pracovního prostoru, které bude mít později funkci ztraceného bednění. Pažení B počítá s dostatkem prostoru pro realizaci pažení za úrovní stávajících suterénních stěn, které budou odstraněny. Navržené pažení tvoří ocelové IPE záporny a dřevěné pažiny. Pažení je kotveno v jedné resp. dvou úrovních pomocí dočasných pramencových kotev. V místě B – podél ulice U Červeného mlýna je brán ohled na přetížení pažící konstrukce přilehlou komunikací pro pěší a navazujícím pruhem parkovacího stání. Zohledněna byla i poloha stávajících inženýrských sítí.

Druhá metoda je zvolena s ohledem na realizaci v místech se stísněným pracovním prostorem. Jedná se o úsek pažení D, kde stavební jáma sousedí se stávajícím objektem rodinného domu, který je nutno podchytit a úsek C na hranici pozemku s veřejnou komunikací bez možnosti jejího záboru. Pro tato místa byla vybrána metoda mikrozáporového pažení v podobě dočasně kotvených mikropilot, které jsou navrženy ze silnostěnných ocelových trubek. Prostor mezi mikrozáporami bude zajištěn pomocí stříkaného betonu s výztužnou sítí. Pažení bude později sloužit jako ztracené bednění. Pro návrh v místě D je rozhodující přetížení stávajícím sousedním objektem, v místě C je zohledněno přetížení přilehlou pěší komunikací.

Podmínky ve zbývajících východní část plánované stavební jámy (Obr. 8) nejsou nijak omezené, proto zde mohou být provedeny svahované výkopy.



Obr. 8: Schéma navrženého zajištění stavební jámy, upraveno dle [11]

4.2 Vlastnosti a nastavení výpočtu – pažení posudek

4.2.1 Statický výpočet metodou závislých tlaků

Pro výpočet a posouzení pažících konstrukcí zatěžovaných obecnými silami je v rámci programu GEO5 – Pažení posudek použita metoda statického výpočtu. Na základě tohoto výpočtu dojde ke stanovení vnitřních sil konstrukce a jejích deformací. Statický výpočet je řešen za pomoci prutového modelu, který uvažuje pažící konstrukci jako nosník na pružno-plastickém podkladě. Jedná se o tzv. metodu závislých tlaků. [12]

Metoda závislých tlaků vychází z předpokladu, že zemina resp. hornina se v okolí podzemní stěny chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota. Tato hmota je určena modulem reakce podloží k_b , který charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická. [13]

Dále předpokládáme, že zemní tlak působící na konstrukci nabývá libovolné hodnoty mezi aktivním a pasivním tlakem a že na nedeformovanou konstrukci působí zatížení odpovídající tlaku v klidu. [13]

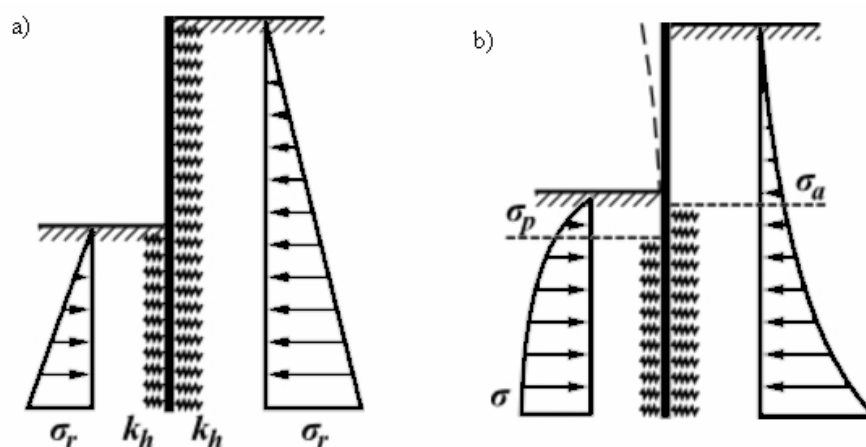
Pro určení modulu reakce podloží byl zvolen výpočet podle Schmitta, tedy v závislosti na ohybové tuhosti konstrukce a edometrickém modulu zeminy. [12]

$$k_h = 2,1 \cdot \left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \right)$$

E_{oed} ...edometrický modul [MPa]

EI ...ohybová tuhost konstrukce [MNm^2/m]

Základním principem výpočtu metodou závislých tlaků je proces iterace. Na počátku je jednotlivým prvkům přiřazen modul k_h a konstrukce je zatížena tlakem v klidu (Obr. 8a). Proběhne první výpočet a zkontroluje se splnění podmínek. Místům, která nesplňují podmínky o velikosti tlaků na stěnu je přiřazen nulový modul reakce podloží a stěna se zatíží aktivním, resp. pasivním tlakem. Iterace (Obr. 8b) probíhá do chvíle, kdy jsou splněny všechny podmínky. [13]



Obr. 9: Průběh výpočtu metodou závislých tlaků [13]

8a – Schéma konstrukce před první iterací (k_h ...modul reakce podloží, σ_r ...tlak v klidu)

8b – Schéma konstrukce během iterací (σ_a ...aktivní zemní tlak, σ_p ...pasivní zemní tlak, σ ...tlak působící na deformovanou konstrukci)

4.2.2 Koeficient redukce tlaků pod dnem jámy

Výpočet zemních tlaků na konstrukci pro oblast nad dnem stavební jámy se stanovuje na běžný metr šířky. Pod dnem násobíme zemní tlaky součinitelem redukce k . Tento součinitel je pro ocelový I-průřez spočten ze vzorce:

$$k = \frac{1,5b + 0,5}{a}$$

b ...šířka pásnice, a ...osová vzdálenost zápor

Pro pilotovou stěnu s kruhovými pilotami je součinitel roven:

$$k = 0,9 \left(\frac{1,5d + 0,5}{a} \right)$$

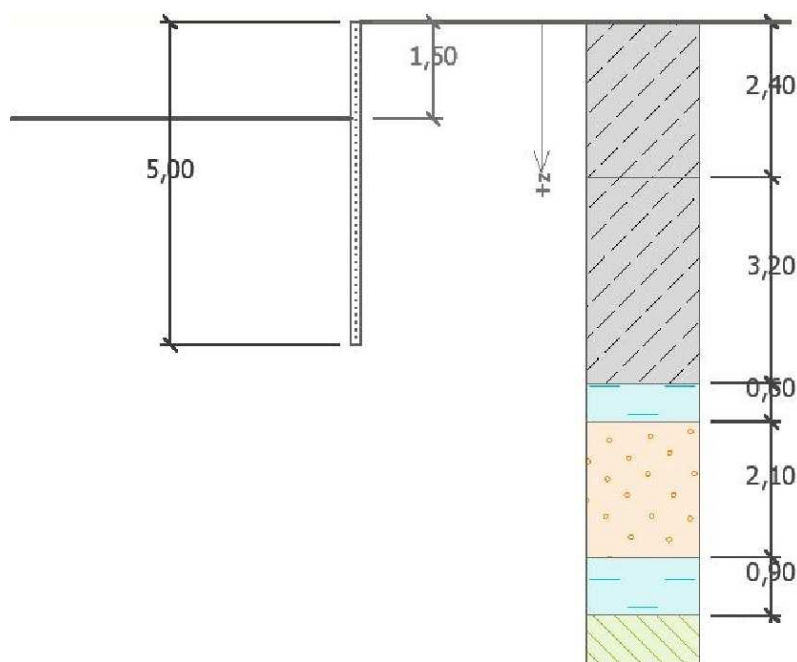
d...průměr piloty, a...osová vzdálenost pilot [14]

4.3 A - Záporové pažení bez pracovního prostoru

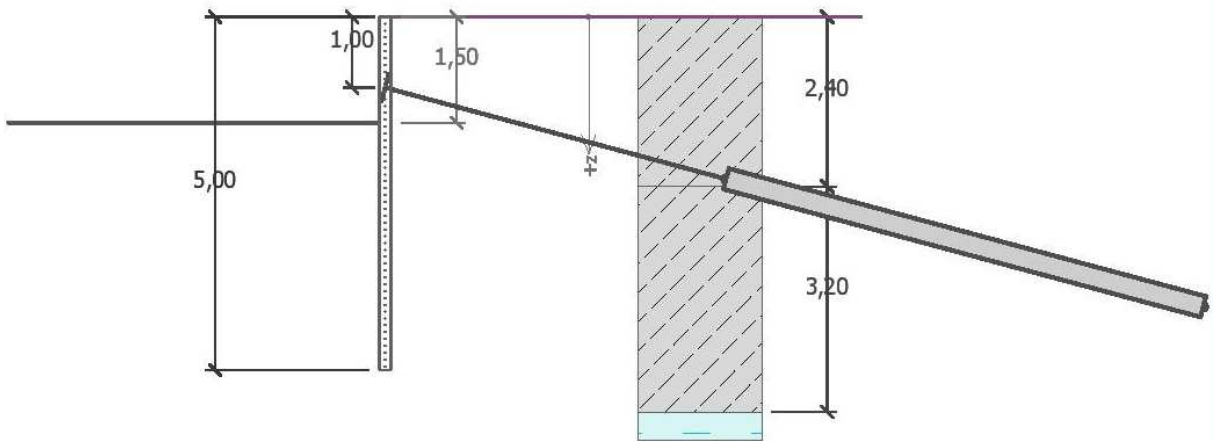
Pro návrh pažení je použit geologický profil vrtu J-2 (viz. Obr. 7) s odpovídajícími parametry zemin (viz. Tab. 2). Stavební jáma v daném místě sousedí se zahradou vedlejšího objektu. Jedná se o místo bez přítomnosti stávající suterénní konstrukce původního objektu. Vzhledem k nedostatečné vzdálenosti konstrukce nového objektu od hranice sousedního pozemku bude v tomto místě realizováno pažení bez pracovního prostoru. Toto pažení bude sloužit jako ztracené bednění přisazené k rubu navrhované suterénní stavby. Základová spára budoucího objektu se nachází v nadmořské výšce 208,6 m n.m., což představuje -3,1 m vzhledem k úrovni stávajícího terénu v tomto místě.

Zápory byly navrženy z ocelových profilů IPE 200 o délce 5 m, v osové vzdálenosti 2 m. Kotvení pažení bude provedeno v jedné úrovni pomocí dočasných pramencových kotev osazených přes skryté ocelové převázky. Zapuštění převázek umožní maximální využití prostoru stavební jámy.

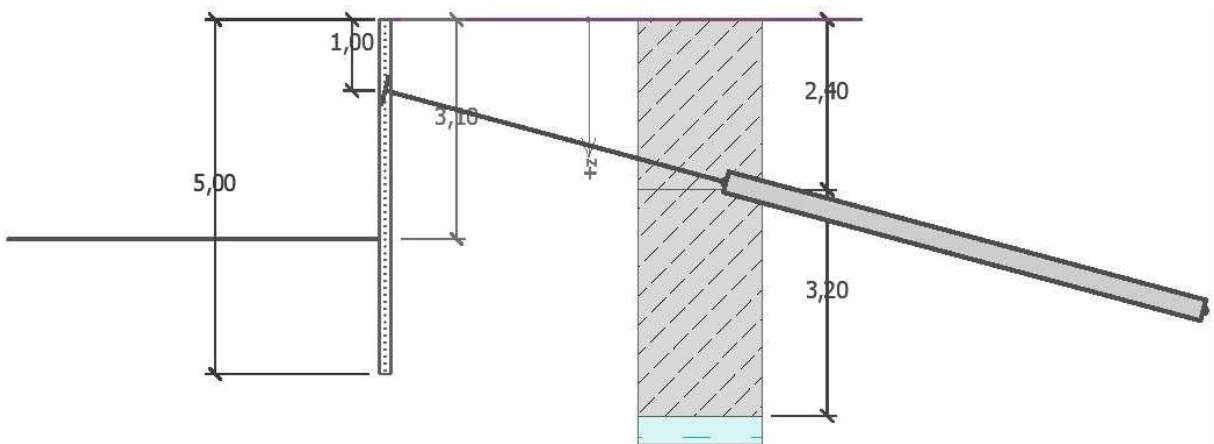
4.3.1 Fáze realizace pažení



Obr. 10: Pažení A – fáze 1: první odkop



Obr. 11: Pažení A – fáze 2: kotvení



Obr. 12: Pažení A – fáze 3: konečný odkop na úroveň z.s.

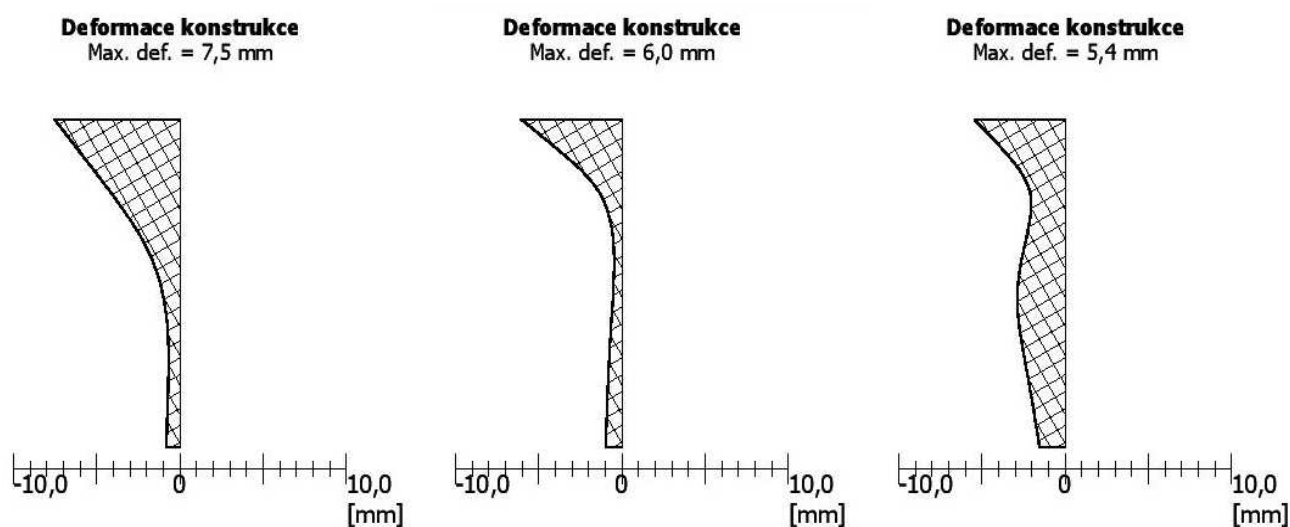
4.3.2 Vnitřní síly a deformace

Výpočet konstrukce je proveden dle EN 1997, která zavádí tři návrhové přístupy (NP), které se liší zavedením rozdílných dílčích součinitelů. Konstrukce pažení A byla navržena jako vyhovující pro všechny návrhové přístupy. Jako nejnepríznivější se ukázala kombinace 2 NP1 a NP3 (viz. Tab. 3). S výslednými hodnotami spočtenými dle těchto přístupů je počítáno při dimenzaci dalších prvků pažení a je provedeno jejich posouzení.

Pro zjištění maximálních deformací konstrukce byl proveden výpočet bez redukce parametrů zemin návrhovými součiniteli. Toto nastavení výpočtu modeluje reálné chování konstrukce a umožňuje tak zjištění její reálné deformace. Maximální hodnota deformace ve výsledné 3. fázi výpočtu je rovna 5,4 mm (viz. Obr. 13). Tato deformace splňuje zvolený požadavek maximální hodnoty v podobě 30 mm.

Tab. 3: Porovnání vnitřních sil na konstrukci A dle jednotlivých NP

návrhový přístup	dimenzační síly na I profil		využití profilu I				max. tlak [kPa]
	M_{\max} [kNm]	Q_{\max} [kN]	$M_{\max}+Q$		$Q_{\max}+M$		
			$M_{\max}/M_{C,Rd}$	$Q/V_{C,Rd}$	$M/M_{C,Rd}$	$Q_{\max}/V_{C,Rd}$	
1-komb.1	28,13	58,3	0,616	0,436	0,616	0,436	36,76
1-komb.2	28,66	59,23	0,628	0,443	0,628	0,443	36,84
2	28,13	58,64	0,616	0,438	0,616	0,438	36,76
3	28,66	59,23	0,628	0,443	0,628	0,443	36,84
nered.	27,77	57,84	0,608	0,432	0,608	0,432	36,76



Obr. 13: Deformace pažení A, fáze 1-3

4.3.3 Návrh a posouzení záporny

Velikost a tvar navržené záporny odpovídá profilu IPE200 délky 5 m. Tento prvek byl posouzen v programu GEO5 na základě normy EN 1993-1-1 pro navrhování ocelových konstrukcí.

Posouzení max. momentu $M_{\max}+Q$:

- posouzení ohybu:
 $M_{\max}/M_{C,Rd} = 0,628 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení smyku:
 $Q/V_{C,Rd} = 0,443 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení rovinné napjatosti:
 Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 134,95$ MPa
 Smykové napětí: $\tau_{Ed} = 44,3$ MPa
 Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,436 \leq 1$...VYHOVUJE

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

- posouzení ohybu:
 $M/M_{C,Rd} = 0,628 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení smyku:
 $Q_{\max}/V_{C,Rd} = 0,443 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení rovinné napjatosti:
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 134,95$ MPa
Smykové napětí: $\tau_{Ed} = 44,3$ MPa
Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,436 \leq 1$...VYHOVUJE

průřez VYHOVUJE

4.3.4 Návrh a posouzení pažin

Pažiny jsou navrženy dle ČSN EN 1995-1-1 jako dřevěné polohraněné trámy tloušťky 100 mm. Tloušťka je navržena na jeden běžný metr svislé výšky na maximální tlak na konstrukci. Tento tlak je vyvolán ve druhé fázi výstavby a má hodnotu $\sigma_{d,Max} = 36,86$ kPa.

vzdálenost podpor pažiny:	$L = 1900$ mm
pevnostní třída dřeva:	C24
třída provozu:	2 (vlhkost > 85% pouze několik týdnů v roce)
modifikační součinitel:	$k_{mod} = 0,7$
součinitel materiálu:	$\gamma_M = 1,3$
charakteristická pevnost v ohybu:	$f_{m,g,k} = 24$ MPa
návrhová pevnost v ohybu:	$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot f_{m,g,k} / \gamma_M$ $f_{m,g,d} = 0,7 \cdot 24 / 1,3 = 12,92$ MPa
průřezový modul:	$W = (1/6) \cdot b \cdot h^2$ $W = (1/6) \cdot 100 \cdot 1^2 = 1,67 \cdot 10^{-3}$ m ³
návrhový moment:	$M_d = (1/8) \cdot \sigma_{d,Max} \cdot L^2$ $M_d = (1/8) \cdot 36,86 \cdot 1,9^2 = 16,63$ kNm
normálové napětí za ohybu:	$\sigma_{m,d} = M_d / W$ $\sigma_{m,d} = 16,63 / (1,67 \cdot 10^{-3}) = 9980$ kPa = 9,98 MPa
posouzení:	$\sigma_{m,d} \leq f_{m,g,d}$ $9,98 \leq 12,92$ [MPa] ...VYHOVUJE

průřez tl. 100 mm VYHOVUJE (využití 77,2%)

4.3.5 Návrh a posouzení převážek

Převážky jsou navrženy dle ČSN EN 1993-1-1 jako dva ocelové profily U200. Návrh a posouzení jsou provedeny pro maximální sílu v kotvě o hodnotě $F_{d,max} = 230,45$ kN.

vzdálenost podpor převážky:	$L = 2000$ mm
ocel, mez kluzu oceli:	S355, $f_y = 355$ MPa
součinitel materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,15$
průřezový modul:	$W_{pl,y} = 2 \cdot W_{pl,y}$ $W_{pl,y} = 2 \cdot 228 \cdot 10^{-6} = 456 \cdot 10^{-6}$ m ³

návrhový moment:	$M_{Ed} = (1/4) \cdot F_{d,max} \cdot L$ $M_{Ed} = (1/4) \cdot 230,45 \cdot 2 = 115,23 \text{ kNm}$
moment únosnosti:	$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ $M_{Rd} = 456 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 / 1,15 = 140,77 \text{ kNm}$
posouzení na ohyb:	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$ $115,23 \leq 140,77 \text{ [kNm]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$

průřez 2·U200 VYHOVUJE (využití 81,9%)

4.3.6 Návrh a posouzení kotvení

Navržené záporové pažení bude kotveno jednou řadou pramencových kotev v úrovni jednoho metru pod původním terénem. Kotvení bude realizováno po odkopu do hloubky 1,5 m. Navržené kotvy budou mít pouze dočasnou funkci.

typ kotvy:	pramencová
typ ocele:	1570/1770 MPa
průřezová plocha:	$A_t = 2 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 300 \text{ mm}^2$
vzdálenost kotev:	4 m
sklon:	$\alpha = 15^\circ$
volná délka:	$l = 5 \text{ m}$
délka kořene:	$l_k = 7 \text{ m}$
průměr kořene:	$d = 300 \text{ mm}$
průměr pramence:	$d_1 = 15,5 \text{ mm}$
počet pramenců:	$n = 2$
předpínací síla:	$F = 220 \text{ kN}$
plášťové tření:	$\tau = 50 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_t \cdot f_{tk} / \gamma_M$$

$$R_{k,k} = 300 \cdot 10^{-6} \cdot 1570 / 1,15 = 0,409 \text{ MN} = 409,57 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$

$$R_{k,d} = 409,57 / 1,35 = 303,39 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$

$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,3 \cdot 7 \cdot 50 = 329,87 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$

$$R_{a,d} = 329,87 / 1,1 = 299,88 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,max} \leq \min(R_{k,d}; R_{a,d})$$

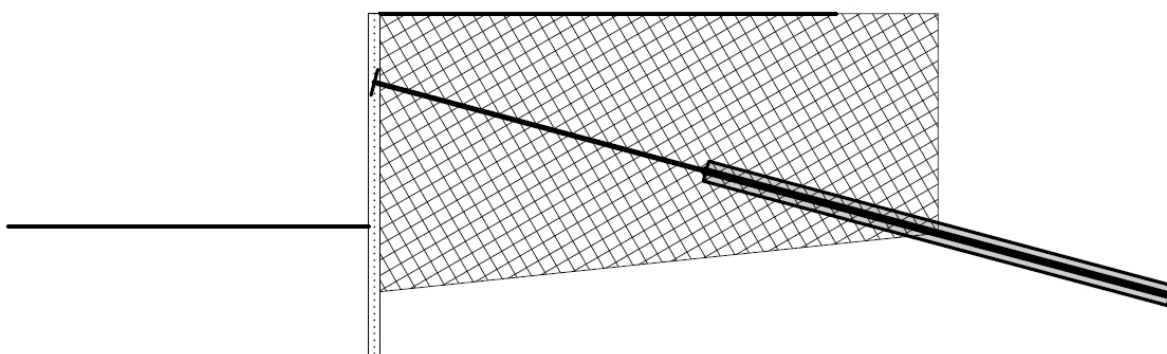
$$230,45 \leq \min(303,39; 299,88) = 299,88 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 76,8%)

4.3.7 Vnitřní stabilita kotev

Posouzení vnitřní stability kotev se provádí pro konečnou fázi výpočtu, kdy musí být maximální přípustná hodnota síly v kotvě větší než skutečná působící vnitřní síla. Pro posuzovanou konstrukci je přípustná síla 851,34 kN a skutečná 230,45 kN, což znamená, že navržená kotva z hlediska vnitřní stability vyhoví.

$$F_k \leq F_{\max}$$
$$230,45 \leq 851,34 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

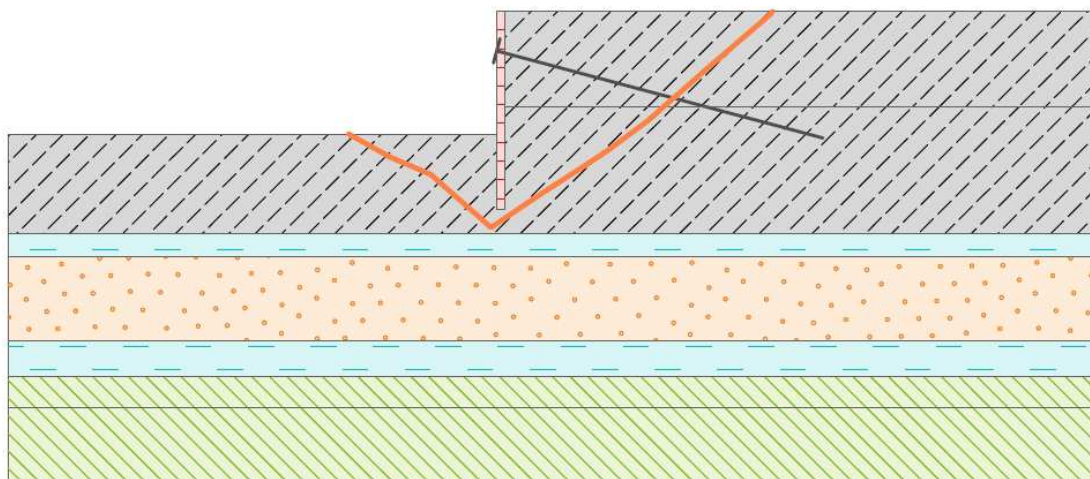


Obr. 14: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce A

4.3.8 Vnější stabilita konstrukce

Pro posouzení vnější stability konstrukce byla zvolena Janbuova metoda. Jedná se o obecnou proužkovou metodu založenou na splnění rovnováhy sil a momentů na jednotlivých blocích, které vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou. Pro výpočet je zadávána polygonální smyková plocha, která je programem postupně optimalizována. [15]

stabilita svahu VYHOVUJE (využití: 61%)



Obr. 15: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce A

4.4 B - Záporové pažení s pracovním prostorem

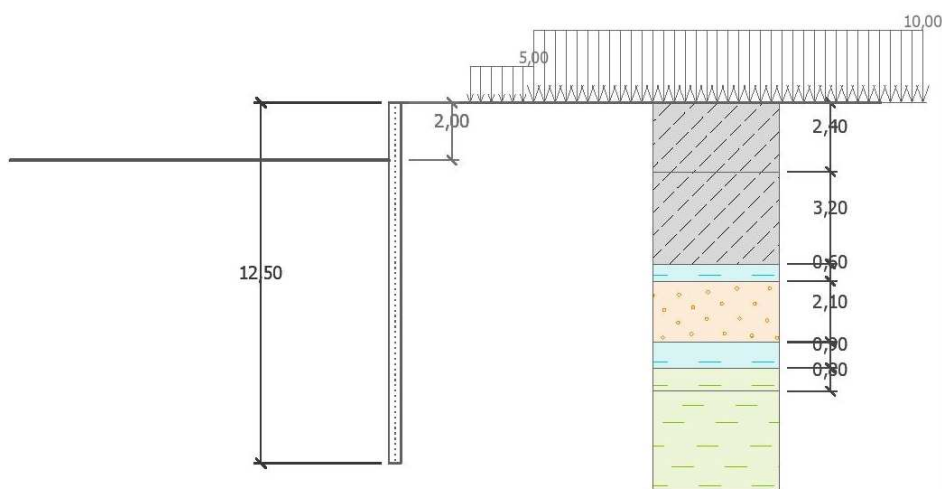
Pro návrh pažení je použit geologický profil vrtu J-2 (viz. Obr. 7) s odpovídajícími parametry zemin (viz. Tab. 2). Stavební jáma v daném místě sousedí s přilehlou veřejnou komunikací U Červeného mlýna. Tato komunikace přitěžuje v daném místě terén, což je třeba zohlednit ve výpočtu. Bezprostředně kolem plánovaného objektu se bude nacházet 2,4 m široký pás trávníku, dále pak 2,2 m široký chodník pro pěší, který je ve výpočtu uvažován jako proměnné pásové přitížení v hodnotě 5 kN/m^2 a dále parkovací stání a vlastní dopravní komunikace, které jsou uvažovány hodnotou zatížení 10 kN/m^2 .

Dalším důležitým faktorem, který je při návrhu třeba zohlednit, je přítomnost technologických sítí. Sítě procházející přilehlou komunikací se nachází v bezprostřední blízkosti objektu, což v návrhu ovlivní zejména možnou polohu uvažovaných kotev.

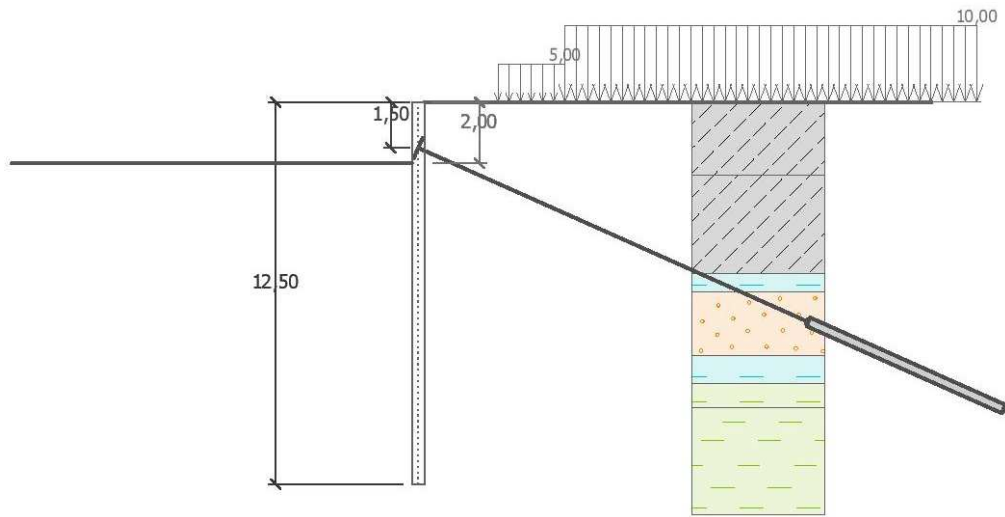
V daném místě se nachází konstrukce původní železobetonové suterénní stěny předešlého objektu. Stěna sahá do hloubky 4,3 m vzhledem k původnímu terénu. Tato stěna bude pro realizaci navrženého záporového pažení odstraněna. Základová spára budoucího objektu se nachází v nadmořské výšce 208,6 m n.m., což představuje -6,9 m vzhledem k úrovni stávajícího terénu v tomto místě. Pro realizaci navrženého záporového pažení bude umožněn dočasný zábor přilehlého veřejného prostoru.

Zápory byly navrženy jako ocelové profily IPE 360 o délce 12,5 m, v osové vzdálenosti 2 m. Pažení bude kotveno ve dvou úrovních pomocí pramencových kotev. Tyto kotvy budou dočasné. Po provedení stropu 1.PP a 1.NP a dosažení jejich statické funkce budou kotvy deaktivovány a prostor mezi suterénní konstrukcí a pažením bude vyplněn zeminou.

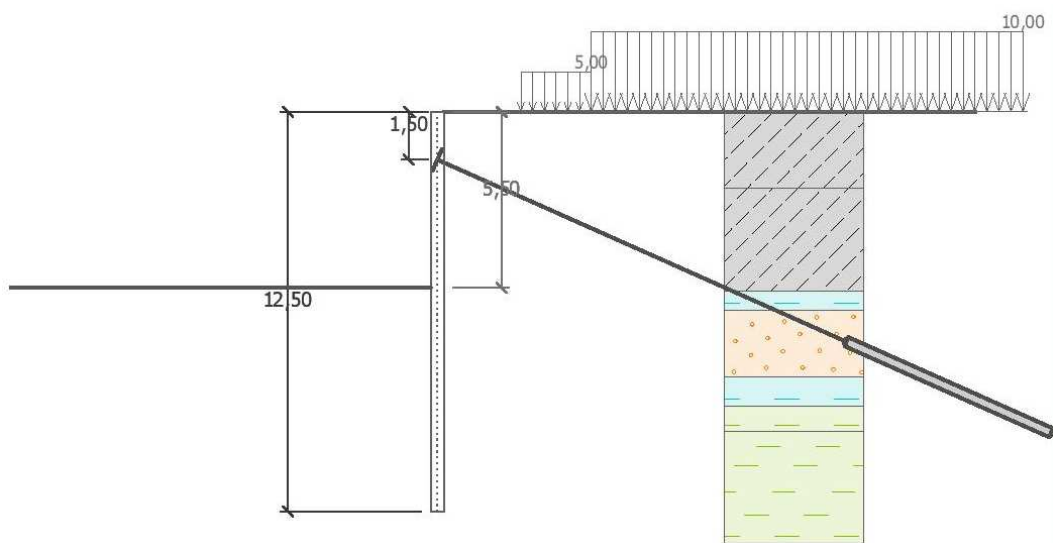
4.4.1 Fáze realizace pažení



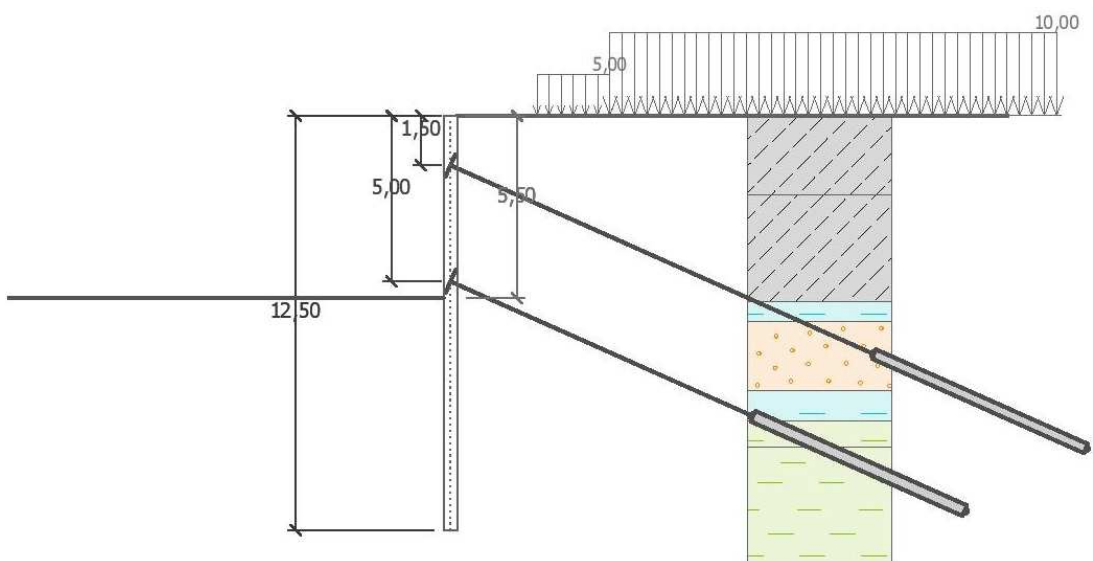
Obr. 16: Pažení B – fáze 1: první odkop



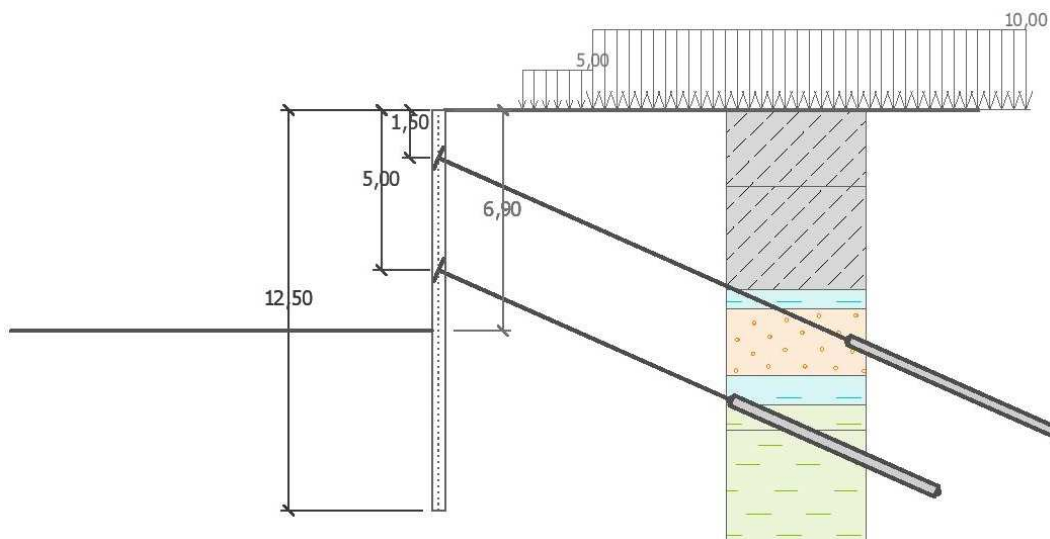
Obr. 17: Pažení B – fáze 2: první řada kotev



Obr. 18: Pažení B – fáze 3: druhý odkop



Obr. 19: Pažení B – fáze 4: druhá řada kotev



Obr. 20: Pažení B – fáze 5: konečný odkop na úroveň z.s.

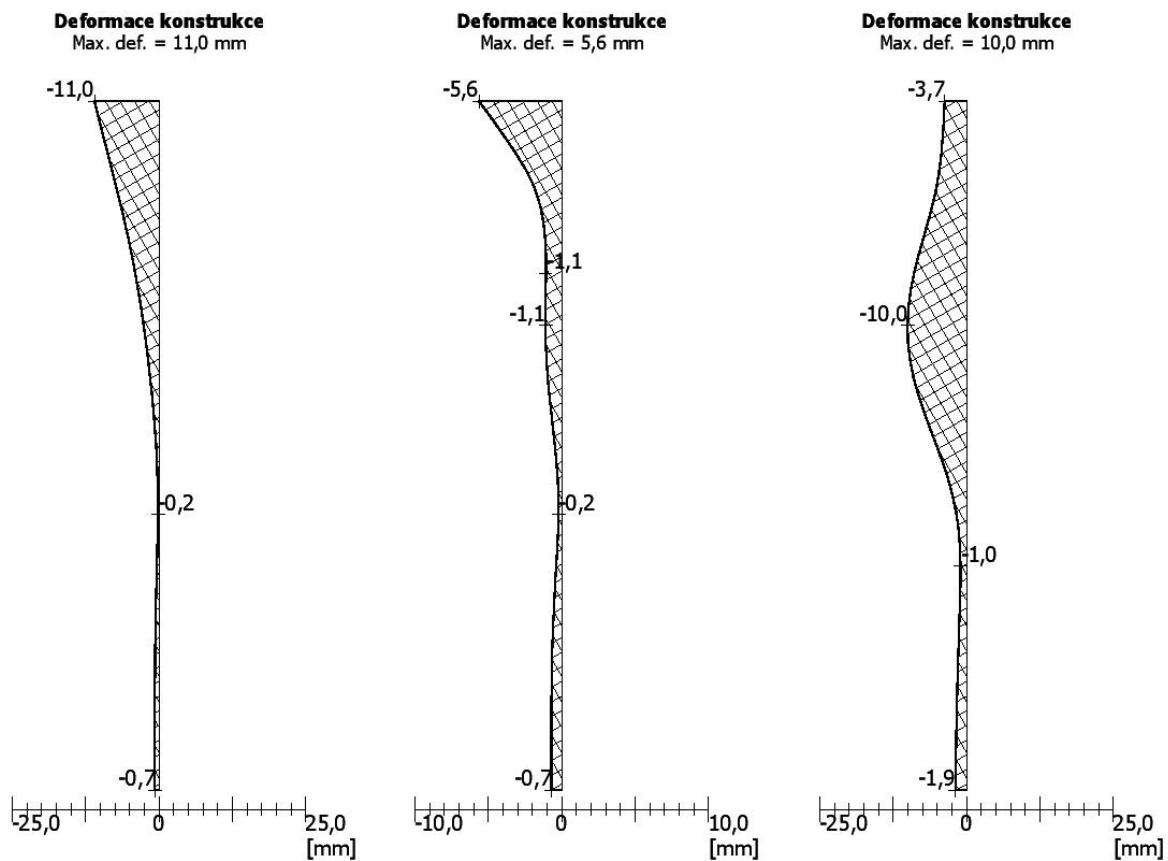
4.4.2 Vnitřní síly a deformace

Výpočet konstrukce je proveden dle EN 1997, která zavádí tři návrhové přístupy (NP), které se liší zavedením rozdílných dílčích součinitelů. Návrh pažící konstrukce byl proveden pro návrhový přístup 1 a 3 (viz. Tab. 4). Návrhový přístup 2 aplikující dílčí součinitele na zatížení a odpor materiálu (únosnost) nebyl uvažován. Návrh konstrukce vyhovující tomuto přístupu by představoval zbytečně neekonomické řešení. Výsledné hodnoty spočtené dle zvolených NP byly dále použity pro dimenzaci a posouzení dalších prvků pažení.

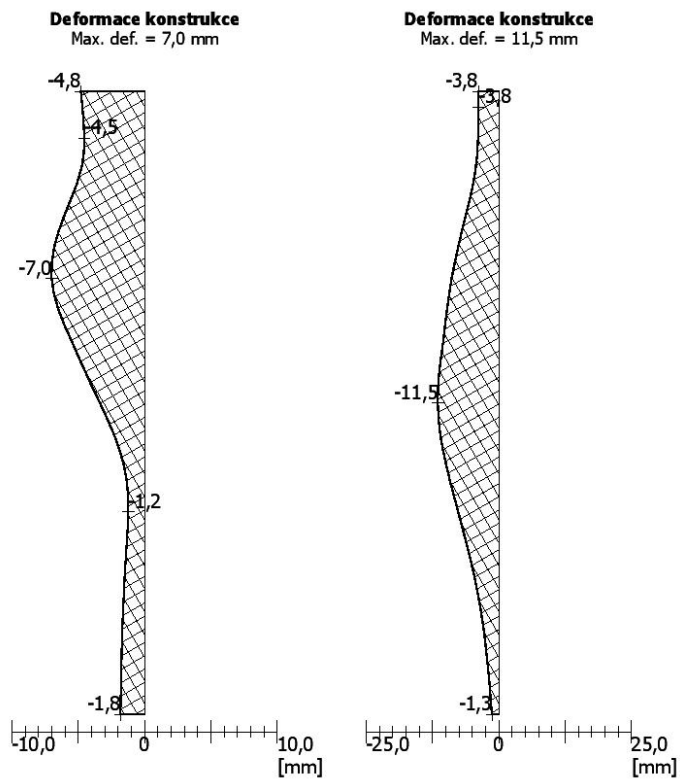
Pro zjištění maximálních deformací konstrukce byl proveden výpočet bez redukce parametrů zemin návrhovými součiniteli. Toto nastavení výpočtu modeluje reálné chování konstrukce a umožňuje tak zjištění její reálné deformace. Maximální hodnota deformace ve výsledné 5. fázi výpočtu je rovna 11,5 mm (viz. Obr. 21). Tato deformace splňuje zvolený požadavek maximální hodnoty v podobě 30 mm.

Tab. 4: Porovnání vnitřních sil na konstrukci B dle zvolených NP

návrhový přístup	dimenzační síly na I profil		využití profilu I				max.tlak [kPa]
	M_{\max} [kNm]	Q_{\max} [kN]	$M_{\max}+Q$		$Q_{\max}+M$		
			$M_{\max}/M_{C,Rd}$	$Q/V_{C,Rd}$	$M/M_{C,Rd}$	$Q_{\max}/V_{C,Rd}$	
1-komb.1	165,03	208,85	0,777	0,030	0,033	0,603	88,21
1-komb.2	195,47	199,30	0,920	0,018	0,009	0,575	77,64
3	195,47	199,30	0,920	0,018	0,009	0,575	77,64
nered.	88,59	129,29	0,417	0,003	0,104	0,373	77,64



Obr. 21: Deformace pažení B, fáze 1-3



Obr. 22: Deformace pažení B, fáze 4-5

4.4.3 Návrh a posouzení záporny

Velikost a tvar navržené záporny odpovídá profilu IPE360 délky 12,5 m. Tento prvek byl posouzen v programu GEO5 na základě normy EN 1993-1-1 pro navrhování ocelových konstrukcí.

Posouzení max. momentu $M_{\max}+Q$:

- posouzení ohybu:
 $M_{\max}/M_{C,Rd} = 0,920 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení smyku:
 $Q/V_{C,Rd} = 0,018 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení rovinné napjatosti:
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 200,99$ MPa
Smykové napětí: $\tau_{Ed} = 1,82$ MPa
Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,732 \leq 1$...VYHOVUJE

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

- posouzení ohybu:
 $M/M_{C,Rd} = 0,009 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení smyku:
 $Q_{\max}/V_{C,Rd} = 0,575 \leq 1$...VYHOVUJE
- posouzení rovinné napjatosti:
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 1,86$ MPa
Smykové napětí: $\tau_{Ed} = 57,41$ MPa
Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,179 \leq 1$...VYHOVUJE

průřez VYHOVUJE

4.4.4 Návrh a posouzení pažin

Pažiny jsou navrženy dle ČSN EN 1995-1-1 jako dřevěné polohraněné trámy tloušťky 140 mm. Tloušťka je navržena na jeden běžný metr svislé výšky na maximální tlak na konstrukci. Tento tlak je vyvolán ve druhé fázi výstavby a má hodnotu $\sigma_{d,Max} = 88,21$ kPa.

vzdálenost podpor pažiny:	$L = 1900$ mm
pevnostní třída dřeva:	C24
třída provozu:	2 (vlhkost > 85% pouze několik týdnů v roce)
modifikační součinitel:	$k_{mod} = 0,7$
součinitel materiálu:	$\gamma_M = 1,3$
charakteristická pevnost v ohybu:	$f_{m,g,k} = 24$ MPa
návrhová pevnost v ohybu:	$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot f_{m,g,k} / \gamma_M$ $f_{m,g,d} = 0,7 \cdot 24 / 1,3 = 12,92$ MPa
průřezový modul:	$W = (1/6) \cdot b \cdot h^2$ $W = (1/6) \cdot 100 \cdot 14^2 = 3,27 \cdot 10^{-3}$ m ³
návrhový moment:	$M_d = (1/8) \cdot \sigma_{d,Max} \cdot L^2$ $M_d = (1/8) \cdot 88,21 \cdot 1,9^2 = 39,8$ kNm

normálové napětí za ohybu: $\sigma_{m,d} = M_d/W$
 $\sigma_{m,d} = 39,8/(3,27 \cdot 10^{-3}) = 12,19 \text{ MPa}$
 posouzení: $\sigma_{m,d} \leq f_{m,g,d}$
 $12,19 \leq 12,92 \text{ [MPa]} \dots \text{VYHOVUJE}$

průřez tl. 140 mm VYHOVUJE (využití 94,3%)

4.4.5 Návrh a posouzení převážek

Převážky jsou navrženy dle ČSN EN 1993-1-1 jako dva ocelové profily U260 resp. U280. Návrh a posouzení jsou provedeny pro maximální síly v jednotlivých kotvách. Převážky budou sloužit pouze dočasně vzhledem k deaktivaci kotev.

1. řada kotev:

návrh: 2·U260
 maximální síla v kotvě: $F_{d,max,1} = 473,38 \text{ kN}$
 vzdálenost podpor převážky: $L = 2000 \text{ mm}$
 ocel, mez kluzu oceli: S355, $f_y = 355 \text{ MPa}$
 součinitel materiálu: $\gamma_{M0} = 1,15$
 průřezový modul: $W_{pl,y} = 2 \cdot W_{pl,y}$
 $W_{pl,y} = 2 \cdot 442 \cdot 10^{-6} = 884 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
 návrhový moment: $M_{Ed} = (1/4) \cdot F_{d,max,1} \cdot L$
 $M_{Ed} = (1/4) \cdot 473,38 \cdot 2 = 236,69 \text{ kNm}$
 moment únosnosti: $M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
 $M_{Rd} = 884 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 / 1,15 = 272,89 \text{ kNm}$
 posouzení na ohyb: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$
 $236,69 \leq 272,89 \text{ [kNm]} \dots \text{VYHOVUJE}$

průřez 2·U260 VYHOVUJE (využití 86,7%)

2. řada kotev:

návrh: 2·U280
 maximální síla v kotvě: $F_{d,max,2} = 638,84 \text{ kN}$
 vzdálenost podpor převážky: $L = 2000 \text{ mm}$
 ocel, mez kluzu oceli: S355, $f_y = 355 \text{ MPa}$
 součinitel materiálu: $\gamma_{M0} = 1,15$
 průřezový modul: $W_{pl,y} = 2 \cdot W_{pl,y}$
 $W_{pl,y} = 2 \cdot 532 \cdot 10^{-6} = 1064 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
 návrhový moment: $M_{Ed} = (1/4) \cdot F_{d,max,2} \cdot L$
 $M_{Ed} = (1/4) \cdot 638,84 \cdot 2 = 319,42 \text{ kNm}$
 moment únosnosti: $M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
 $M_{Rd} = 1064 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 / 1,15 = 328,45 \text{ kNm}$
 posouzení na ohyb: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$
 $319,42 \leq 328,45 \text{ [kNm]} \dots \text{VYHOVUJE}$

průřez 2·U280 VYHOVUJE (využití 97,3%)

4.4.6 Návrh a posouzení kotvení

Navržené záporové pažení bude kotveno dvěma řadami pramencových kotev v úrovni 1,5 resp. 5 m pod původním terénem. Kotvení bude realizováno vždy po odkopu o 0,5 m pod úroveň navrhovaného kotvení. Návrh kotev proběhl v souladu se známou polohou technických sítí v přilehlé komunikaci. Navržené kotvy budou mít pouze dočasnou funkci. Po provedení stropu 1.PP a 1.NP a dosažení jejich statické funkce budou kotvy deaktivovány. Jejich funkce bude převzata vodorovnými konstrukcemi objektu, které budou působit jako rozpěry.

1. řada kotev:

typ kotvy:	pramencová
typ ocele:	1670/1860 MPa
průřezová plocha:	$A_t = 3 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 450 \text{ mm}^2$
vzdálenost kotev:	4 m
sklon:	$\alpha = 24^\circ$
volná délka:	$l = 14 \text{ m}$
délka kořene:	$l_k = 7 \text{ m}$
průměr kořene:	$d = 300 \text{ mm}$
průměr pramence:	$d_1 = 15,5 \text{ mm}$
počet pramenců:	$n = 3$
předpínací síla:	$F = 400 \text{ kN}$
plášťové tření:	$\tau = 100 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_t \cdot f_{tk} / \gamma_M$$
$$R_{k,k} = 450 \cdot 10^{-6} \cdot 1670 / 1,15 = 0,61 \text{ MN} = 653,48 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$
$$R_{k,d} = 614,35 / 1,35 = 484,06 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$
$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,3 \cdot 7 \cdot 100 = 659,73 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$
$$R_{a,d} = 659,73 / 1,1 = 599,75 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,max} \leq \min(R_{k,d}; R_{a,d})$$
$$469,15 \leq \min(484,06; 599,75) = 484,06 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 97,8%)

2. řada kotev:

typ kotvy:	pramencová
typ ocele:	1670/1860 MPa
průřezová plocha:	$A_t = 3 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 450 \text{ mm}^2$
vzdálenost kotev:	4 m
sklon:	$\alpha = 24^\circ$
volná délka:	$l = 10 \text{ m}$
délka kořene:	$l_k = 7 \text{ m}$
průměr kořene:	$d = 350 \text{ mm}$
průměr pramence:	$d_1 = 15,5 \text{ mm}$
počet pramenců:	$n = 3$
předpínací síla:	$F = 400 \text{ kN}$
plášťové tření:	$\tau = 170 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_t \cdot f_{tk} / \gamma_M$$
$$R_{k,k} = 450 \cdot 10^{-6} \cdot 1670 / 1,15 = 0,65 \text{ MN} = 653,48 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$
$$R_{k,d} = 653,48 / 1,35 = 484,06 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$
$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,35 \cdot 7 \cdot 170 = 1308,47 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$
$$R_{a,d} = 1308,47 / 1,1 = 1189,52 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,\max} \leq \min (R_{k,d}; R_{a,d})$$
$$400 \leq \min (484,06; 1189,52) = 484,06 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 82,6%)

4.4.7 Vnitřní stabilita kotev

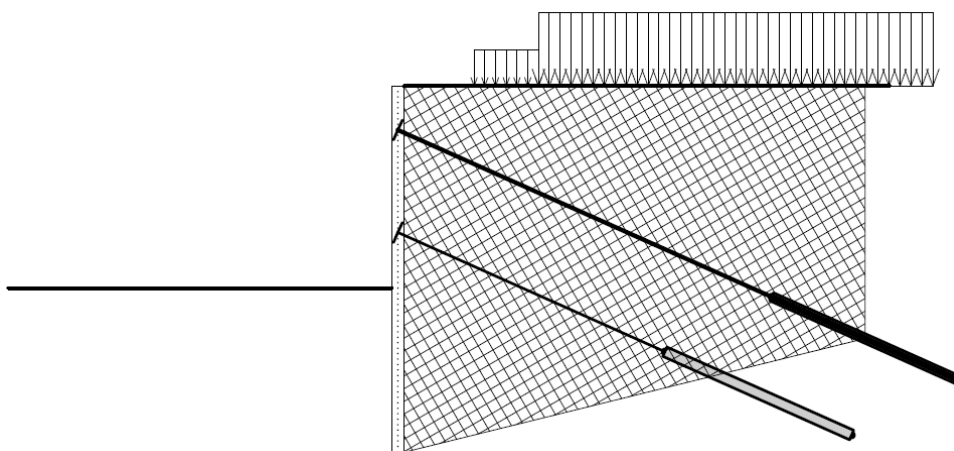
Posouzení vnitřní stability kotev se provádí pro konečnou fázi výpočtu, kdy musí být maximální přípustná hodnota síly v kotvě větší než skutečná působící vnitřní síla. Pro posuzovanou konstrukci je přípustná síla 2294,42 resp. 3060,71 kN a skutečná 469,15 resp. 400 kN, což znamená, že navržené kotvy z hlediska vnitřní stability vyhovují.

$$F_{k,1} \leq F_{\max,1}$$

$$469,15 \leq 2294,42 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$F_{k,2} \leq F_{\max,2}$$

$$400,00 \leq 3060,71 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

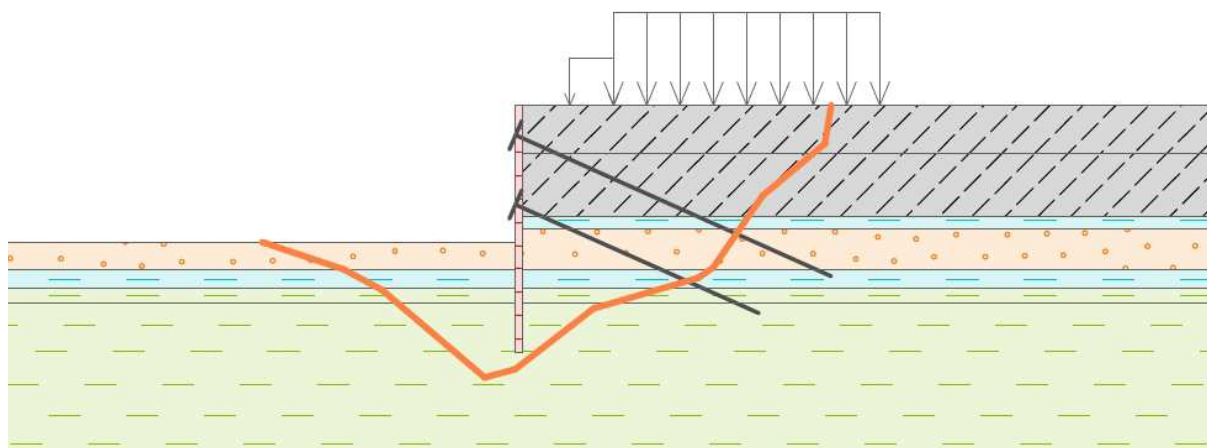


Obr. 23: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce B

4.4.8 Vnější stabilita konstrukce

Pro posouzení vnější stability konstrukce byla zvolena Janbuova metoda. Jedná se o obecnou proužkovou metodu založenou na splnění rovnováhy sil a momentů na jednotlivých blocích, které vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou. Pro výpočet je zadávána polygonální smyková plocha, která je programem postupně optimalizována. [15]

stabilita svahu VYHOVUJE (využití: 82,9%)



Obr. 24: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce B

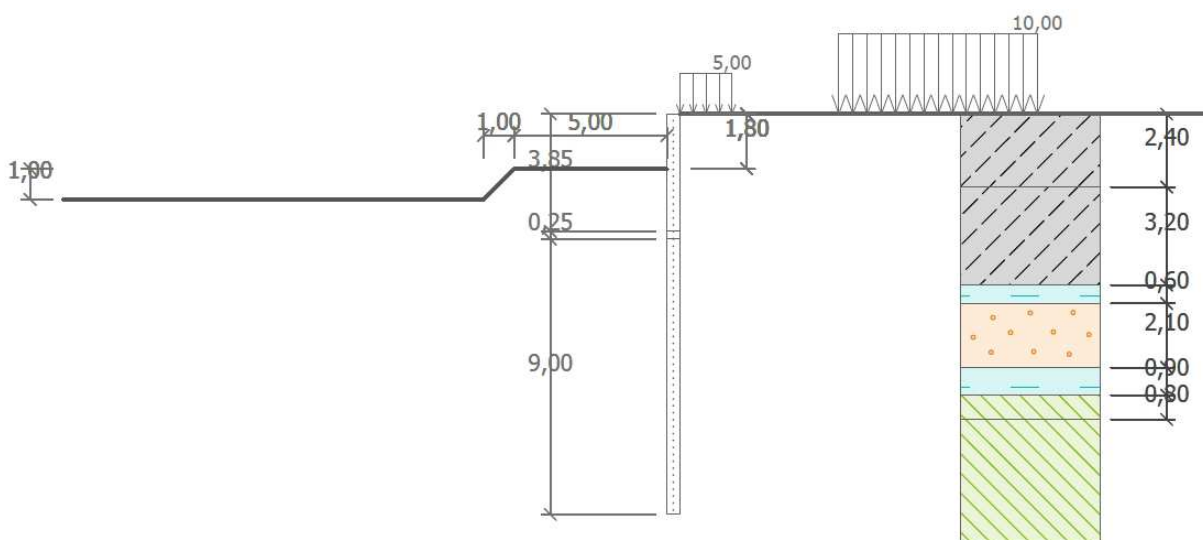
4.5 C – Mikrozáporové pažení

Pro návrh pažení je použit geologický profil vrtu J-2 (viz. Obr. 7) s odpovídajícími parametry zemin (viz. Tab. 2). Pro zajištění stavební jámy v tomto místě je rozhodující přítomnost bezprostředně přilehlé veřejné komunikace. Vzhledem k požadovanému maximálnímu využití prostoru stavební jámy a nemožnosti omezit užívání komunikace během výstavby, bylo v daném úseku navrženo mikrozáporové pažení. Toto řešení bylo navrženo s ohledem na minimální nutný pracovní prostor, který je pro realizaci mikrozápor nutný.

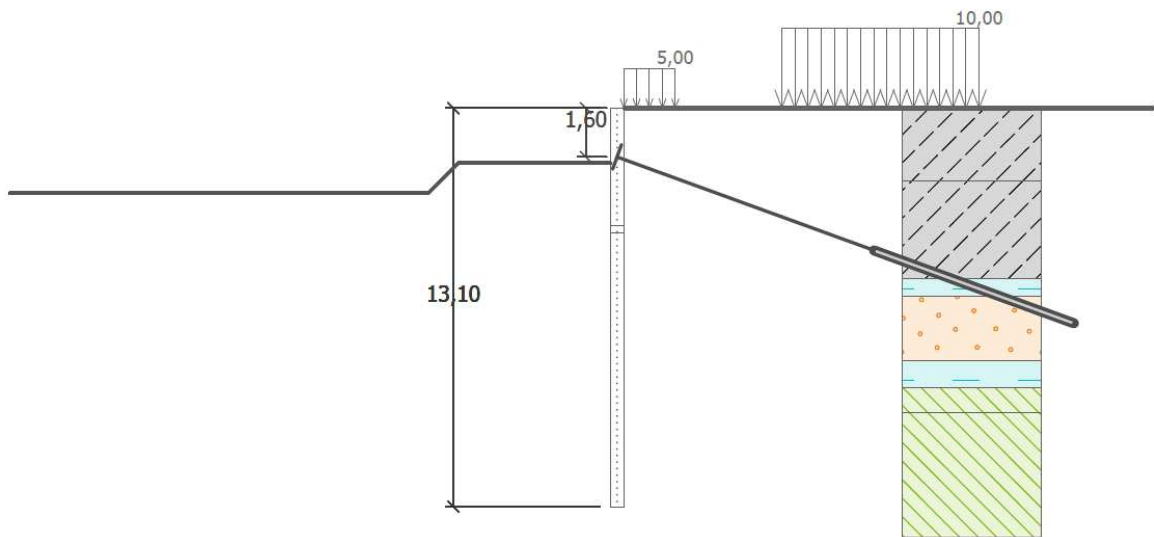
Pažení se skládá ze silnostěnných trubek 108x16 mm délky 9 m osazovaných po metru, které budou podchycovat původní konstrukci železobetonové suterénní stěny. Prostor mezi mikrozáporami bude zajištěn stříkaným betonem vyztuženým při obou površích kari sítí. Pažení bude kotveno třemi řadami dočasných pramencových kotev s předsazenými převázkami z ocelových Larsen profilů. Při návrhu kotev byla zohledněna poloha inženýrských sítí v přilehlé komunikaci. Konstrukce pažení bude výsledně sloužit jako ztracené bednění.

Ve výpočtu je uvažováno přitížení povrchu pěší komunikací v šíři 1,7 m hodnotou 5 kN/m^2 . Zelený pás následně odděluje 6,5 m širokou dopravní komunikaci s parkovacími místy, která byla ve výpočtu uvažována hodnotou 10 kN/m^2 .

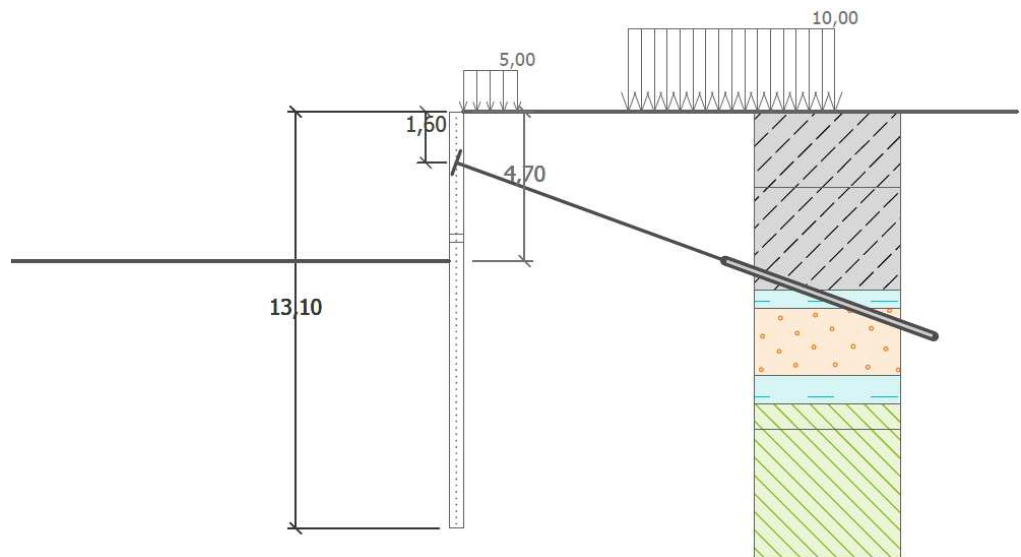
4.5.1 Fáze realizace pažení



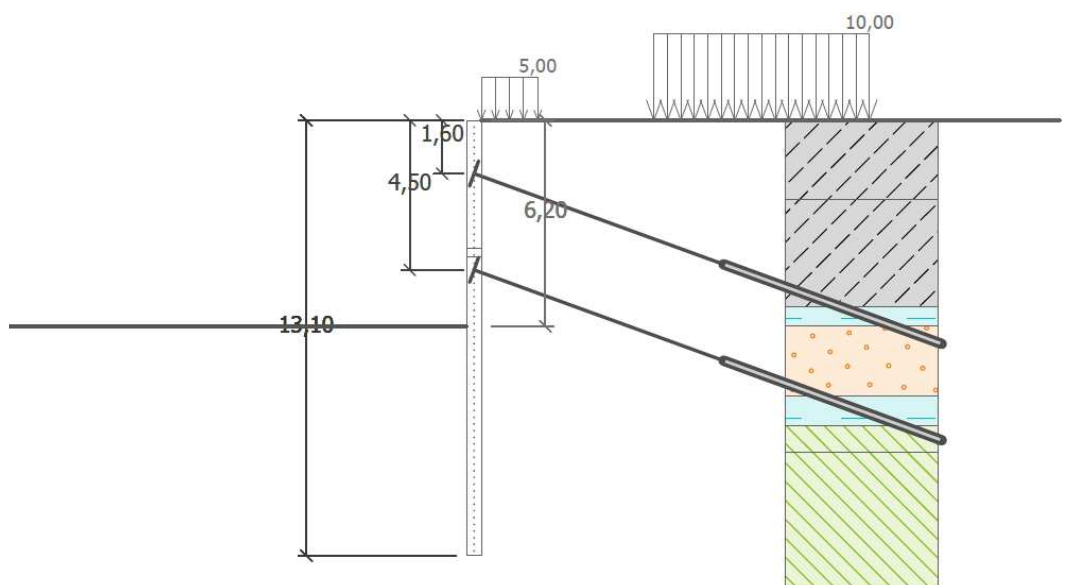
Obr. 25: Pažení C – fáze 1: odkop pro první řadu kotev



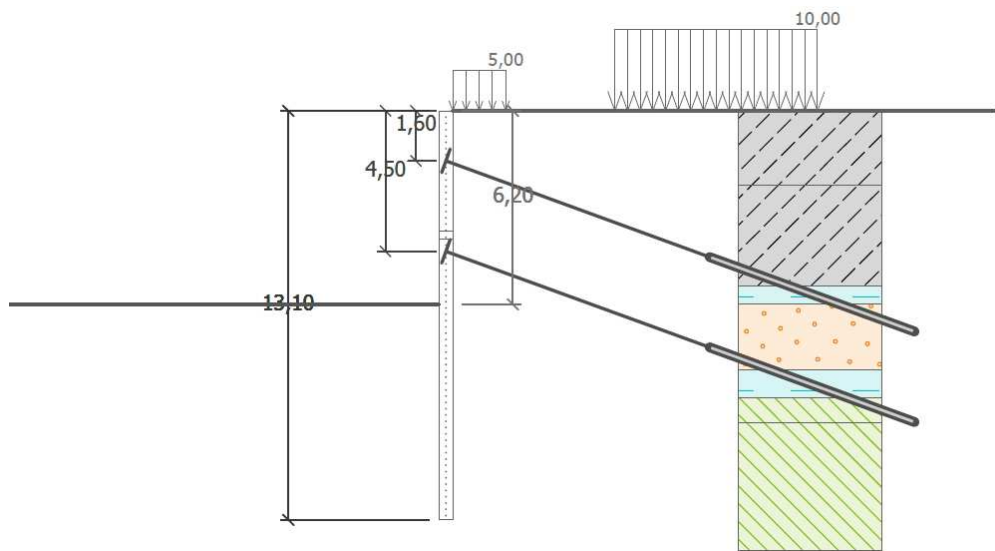
Obr. 26: Pažení C – fáze 2: první řada kotev



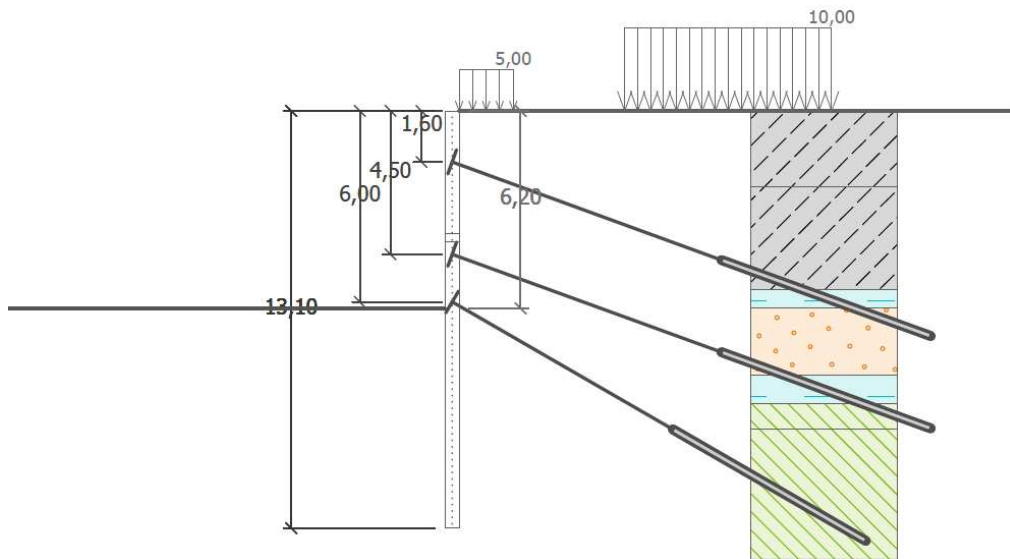
Obr. 27: Pažení C – fáze 3: odkop pro druhou řadu kotev



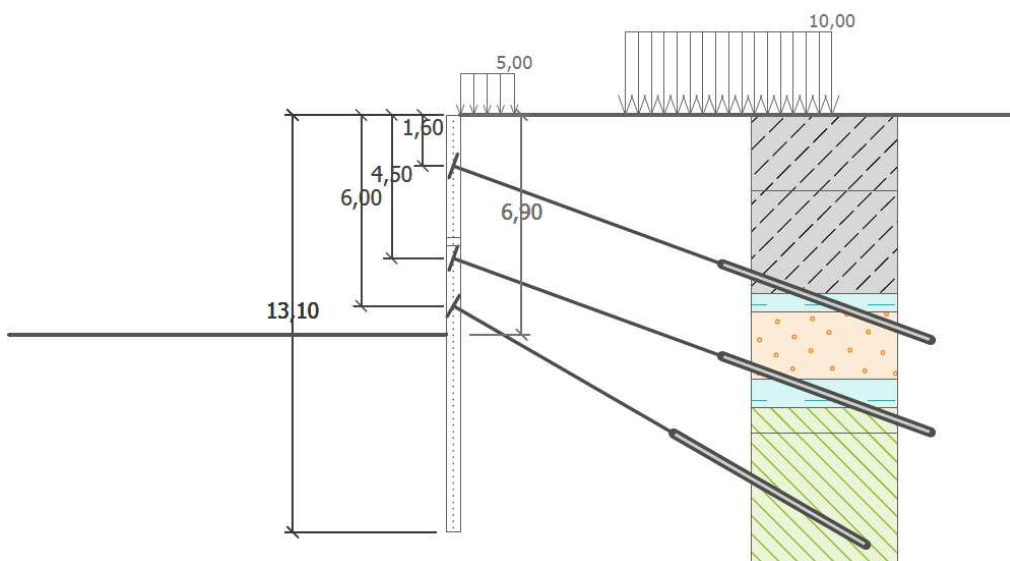
Obr. 28: Pažení C – fáze 4: druhá řada kotev



Obr. 29: Pažení C – fáze 5: odkop pro třetí řadu kotev



Obr. 30: Pažení C – fáze 6: třetí řada kotev



Obr. 31: Pažení C – fáze 7: konečný odkop na úroveň z. s.

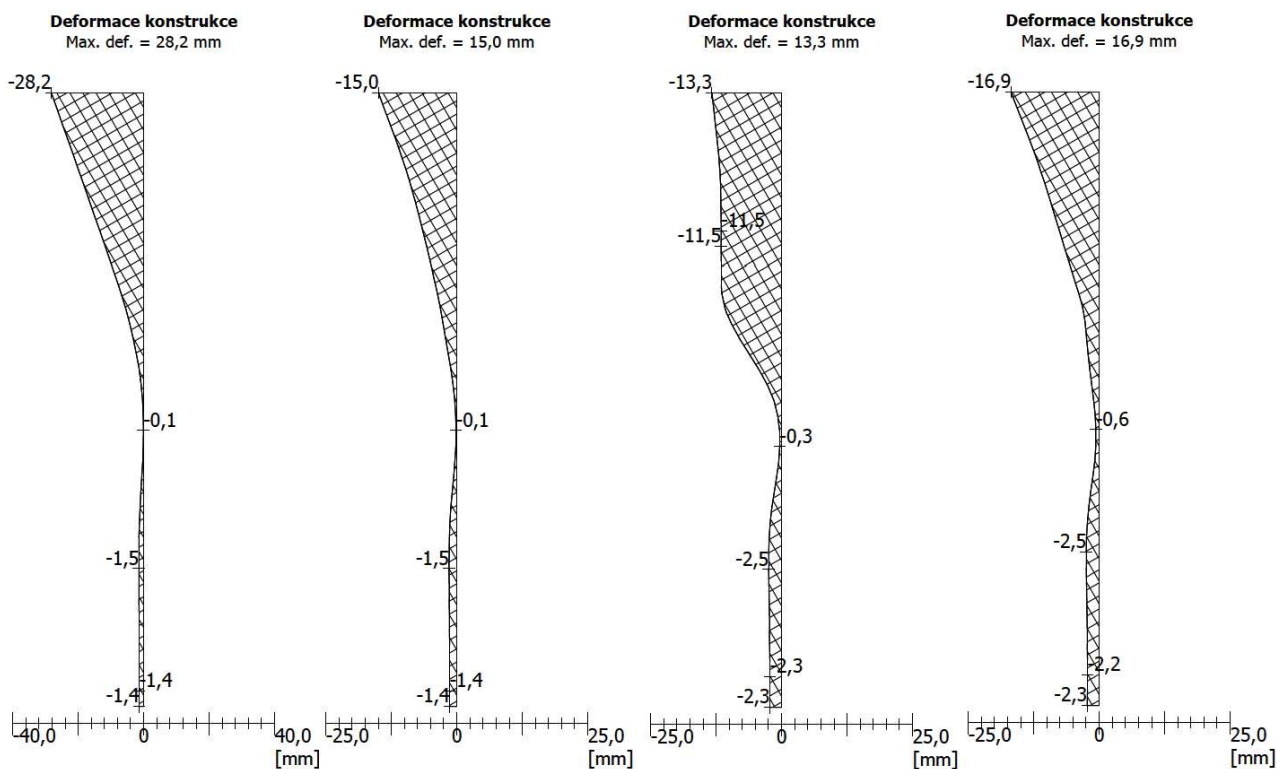
4.5.2 Vnitřní síly a deformace

Výpočet konstrukce je proveden dle EN 1997. Návrh pažící konstrukce byl proveden pro návrhový přístup 1 a 3 (viz. Tab. 5). Návrhový přístup 2 aplikující dílčí součinitele na zatížení a odpor materiálu (únosnost) nebyl uvažován. Návrh konstrukce vyhovující tomuto přístupu by představoval zbytečně neekonomické řešení. Výsledné hodnoty spočtené dle zvolených NP byly dále použity pro dimenzaci a posouzení dalších prvků pažení.

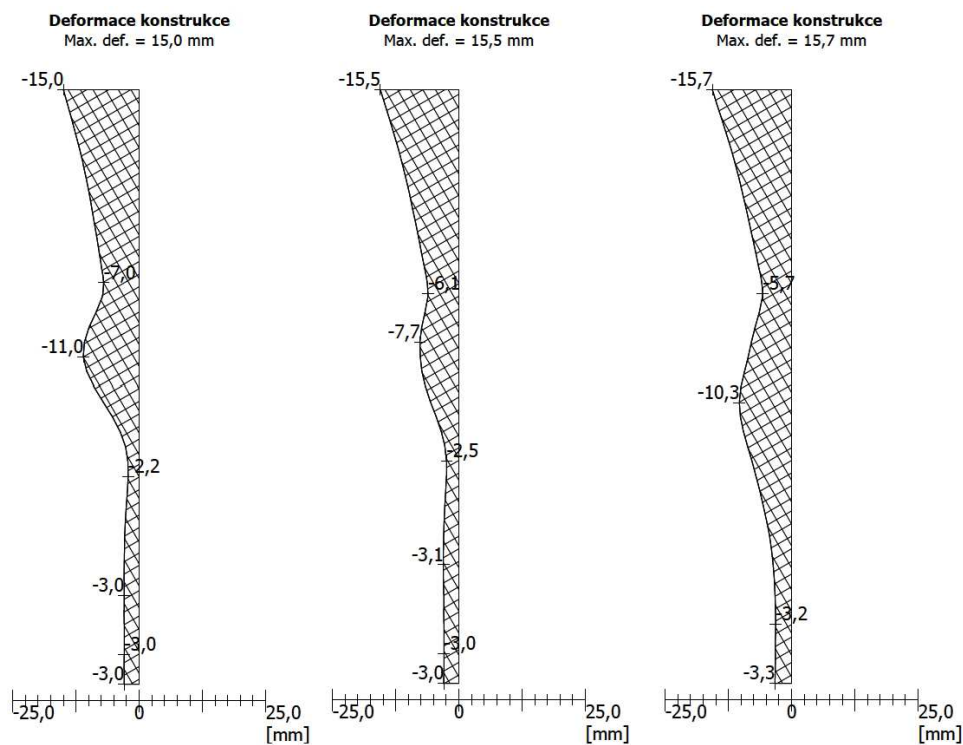
Pro zjištění maximálních deformací konstrukce byl proveden výpočet bez redukce parametrů zemin návrhovými součiniteli. K maximální deformaci konstrukce 28,2 mm dochází po prvotním odkopání zeminy před prvním kotvením. Hodnota deformace ve výsledné 7. fázi výpočtu je rovna 15,7 mm (Obr. 33). Deformace konstrukce ve všech fázích realizace pažení splňují zvolený požadavek maximální hodnoty 30 mm.

Tab. 5: Porovnání vnitřních sil a deformací konstrukce C dle zvolených NP

návrhový přístup	dimenzační síly na profil		využití profilu na ohyb a tlak pro jednotlivé fáze [%]						
	M_{\max} [kNm/m]	max. tlak [kPa]	1	2	3	4	5	6	7
1-komb.1	29,22	113,15	13,0	9,3	73,7	48,7	91,8	74,9	81,6
1-komb.2	31,41	272,22	18,8	13,1	92,4	66,2	98,7	67,7	58,4
3	31,41	272,22	18,8	13,1	92,4	66,2	98,7	67,7	58,4
nered.	22,61	89,78	13,4	8,4	40,1	31,4	71,1	54,4	57,0



Obr. 32: Deformace pažení C, fáze 1-4



Obr. 33: Deformace pažení C, fáze 5-7

4.5.3 Návrh a posouzení převážek

Převážky jsou navrženy dle ČSN EN 1993-1-1 jako ocelové profily Larsen III_n. Návrh a posouzení jsou provedeny pro maximální sílu v kotvě 1.

návrh:	Larsen III _n
maximální síla v kotvě:	$F_{d,max} = 475,54 \text{ kN}$
vzdálenost podpor převážky:	$L = 2000 \text{ mm}$
ocel, mez kluzu oceli:	S355, $f_y = 355 \text{ MPa}$
součinitel materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,15$
průřezový modul:	$W_{pl,y} = 1756 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
návrhový moment:	$M_{Ed} = (1/4) \cdot F_{d,max} \cdot L$ $M_{Ed} = (1/4) \cdot 475,54 \cdot 2 = 237,77 \text{ kNm}$
moment únosnosti:	$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ $M_{Rd} = 1756 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 / 1,15 = 542,07 \text{ kNm}$
posouzení na ohyb:	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$ $237,77 \leq 542,07 \text{ [kNm]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$

průřez Larsen III_n VYHOVUJE (vyžití 43,86%)

4.5.4 Návrh a posouzení kotvení

Navržené mikrozáporové pažení bude kotveno třemi řadami dočasných pramencových kotev v úrovních -1,6; -4,5 a -6 m vzhledem k výšce původního terénu. Kotvení bude realizováno vždy po odkopu o 0,2 m pod úroveň navrhovaného kotvení. Návrh kotev proběhl v souladu se známou polohou technických sítí v přilehlé komunikaci.

společné parametry navržených kotev:

typ kotvy:	pramencová
typ ocele:	1670/1860 MPa
průřezová plocha:	$A_t = 3 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 450 \text{ mm}^2$
vzdálenost kotev:	2 m
průměr kořene:	$d = 200 \text{ mm}$
průměr pramence:	$d_1 = 15,5 \text{ mm}$
počet pramenců:	$n = 3$

1. řada kotev:

sklon:	$\alpha = 20^\circ$
volná délka:	$l = 9 \text{ m}$
délka kořene:	$l_k = 7 \text{ m}$
předpínací síla:	$F = 240 \text{ kN}$
plášťové tření:	$\tau = 100 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_t \cdot f_{tk} / \gamma_M$$
$$R_{k,k} = 450 \cdot 10^{-6} \cdot 1670 / 1,15 = 0,61 \text{ MN} = 653,48 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$
$$R_{k,d} = 614,35 / 1,35 = 484,06 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$
$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 7 \cdot 100 = 439,82 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$
$$R_{a,d} = 439,82 / 1,1 = 399,84 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,\max} \leq \min(R_{k,d}; R_{a,d})$$
$$282,13 \leq \min(484,06; 399,84) = 399,84 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 70,56%)

2. řada kotev:

sklon:	$\alpha = 20^\circ$
volná délka:	$l = 9 \text{ m}$
délka kořene:	$l_k = 7 \text{ m}$
předpínací síla:	$F = 150 \text{ kN}$
plášťové tření:	$\tau = 150 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_r \cdot f_{tk} / \gamma_M$$

$$R_{k,k} = 450 \cdot 10^{-6} \cdot 1670 / 1,15 = 0,65 \text{ MN} = 653,48 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$

$$R_{k,d} = 653,48 / 1,35 = 484,06 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$

$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 7 \cdot 150 = 659,73 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$

$$R_{a,d} = 659,73 / 1,1 = 599,76 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,max} \leq \min (R_{k,d}; R_{a,d})$$

$$211,7 \leq \min (484,06; 599,76) = 484,06 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 43,7%)

3. řada kotev:

sklon: $\alpha = 30^\circ$

volná délka: $l = 8 \text{ m}$

délka kořene: $l_k = 7 \text{ m}$

předpínací síla: $F = 140 \text{ kN}$

plášťové tření: $\tau = 150 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_r \cdot f_{tk} / \gamma_M$$

$$R_{k,k} = 450 \cdot 10^{-6} \cdot 1670 / 1,15 = 0,65 \text{ MN} = 653,48 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$

$$R_{k,d} = 653,48 / 1,35 = 484,06 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$

$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 7 \cdot 150 = 659,73 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$

$$R_{a,d} = 659,73 / 1,1 = 599,76 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,max} \leq \min (R_{k,d}; R_{a,d})$$

$$475,54 \leq \min (484,06; 599,76) = 484,06 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 98,2%)

4.5.5 Vnitřní stabilita kotev

Posouzení vnitřní stability kotev se provádí pro konečnou fázi výpočtu, kdy musí být maximální přípustná hodnota síly v kotvě větší než skutečná působící vnitřní síla. Pro posuzovanou konstrukci navržené kotvy z hlediska vnitřní stability vyhovují.

$$F_{k,1} \leq F_{\max,1}$$

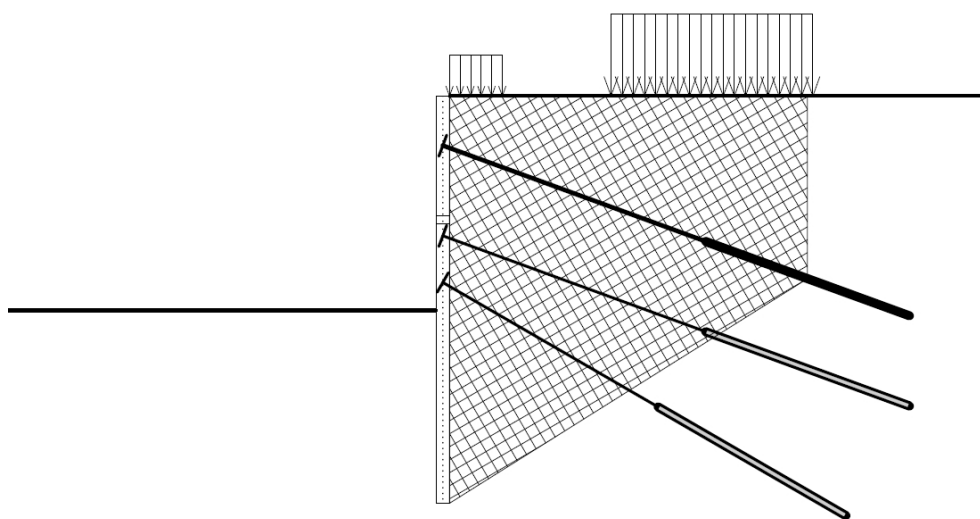
282,13 ≤ 537,06 [kN]...VYHOVUJE

$$F_{k,2} \leq F_{\max,2}$$

211,7 ≤ 329,7 [kN]...VYHOVUJE

$$F_{k,3} \leq F_{\max,3}$$

475,54 ≤ 523,55 [kN]...VYHOVUJE

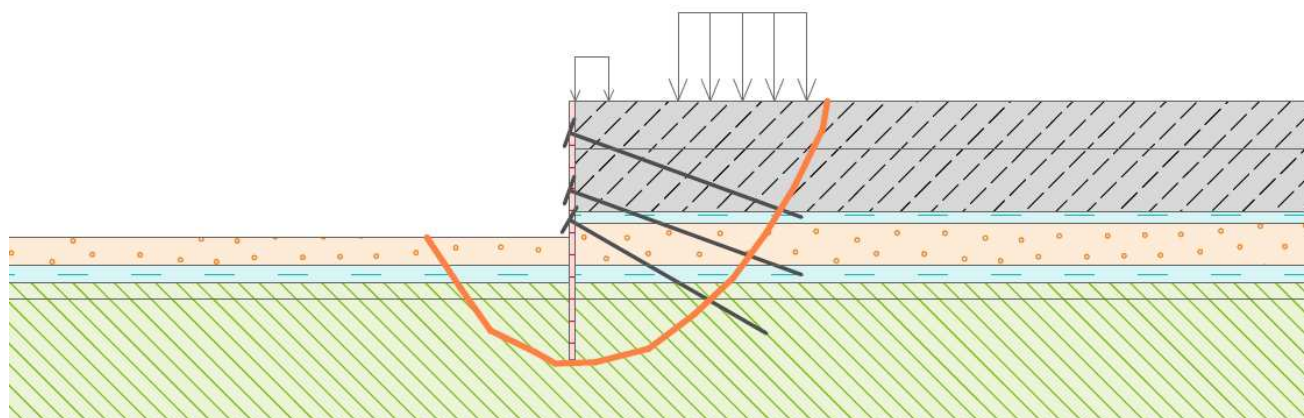


Obr. 34: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce C

4.5.6 Vnější stabilita konstrukce

Pro posouzení vnější stability konstrukce byla zvolena Janbuova metoda. Pro výpočet je zadávána polygonální smyková plocha, která je programem postupně optimalizována.

stabilita svahu VYHOVUJE (využití: 66%)



Obr. 35: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce D

4.6 D – Mikrozáporové pažení

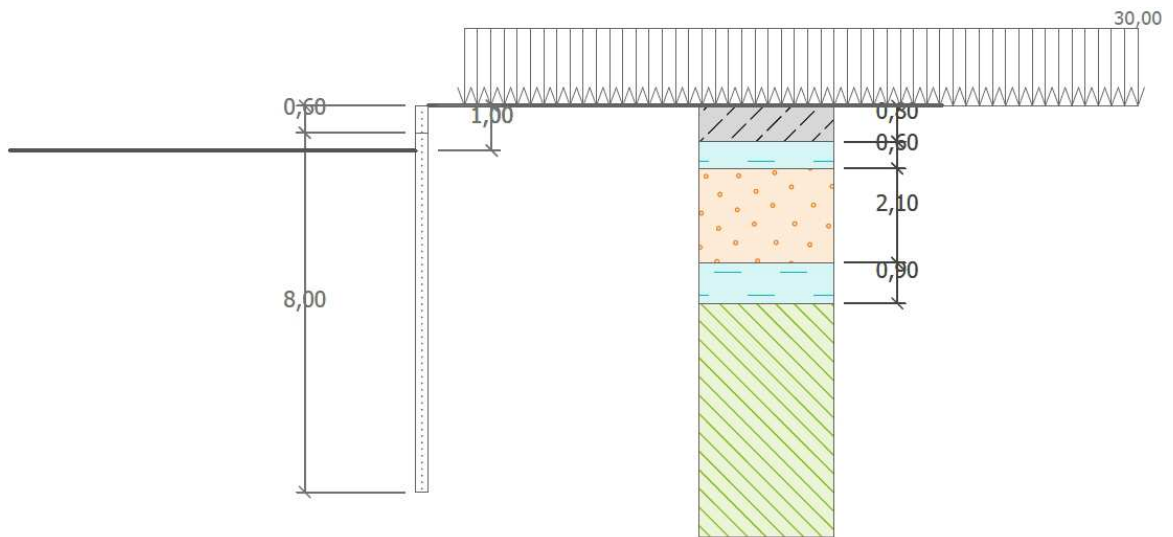
Pro návrh pažení je použit geologický profil vrtu J-2 (viz. Obr. 7) s odpovídajícími parametry zemin (viz. Tab. 2). Tato část stavební jámy a budoucího navrhovaného objektu se nachází v přímém kontaktu s vedlejším stávajícím objektem rodinného domu. Pro zajištění daného místa je rozhodující podchycení základových konstrukcí tohoto sousedního objektu. Zatížení vyvolávané objektem bude z jeho základových konstrukcí přenášeno pomocí mikrozáporového pažení, což umožní odkop do požadované hloubky a realizaci suterénních stěn nového objektu. Navržené pažení se skládá ze silnostěnných ocelových trubek 108x16 mm délky 8 m osazených po jednom metru, vyztuženého stříkaného betonu a dočasných pramencových kotev s předsazenými převážkami z ocelových Larsen profilů.

Pažení bude postupně realizováno po délce celého objektu rodinného domu za současného odstranění konstrukce železobetonové suterénní stěny původního objektu. V postupných etapách bude podkopáván základový pás objektu rodinného domu a ve vzdálenostech 1 m budou zhotoveny navržené mikropiloty. Pro zajištění lepšího roznosu sil ze základové konstrukce do pažení budou mikrozápory ukončeny hlavovou deskou v místě roznášecího železobetonového pásu. Mikropiloty budou kotveny dočasnými pramencovými kotvami. Na závěr bude proveden konečný odkop zeminy na úroveň základové spáry ve výšce 208,6 m n.m. a prostor mezi mikrozáporami bude zajištěn stříkaným betonem vyztuženým při obou površích kari sítí. Konstrukce pažení bude výsledně sloužit jako ztracené bednění.

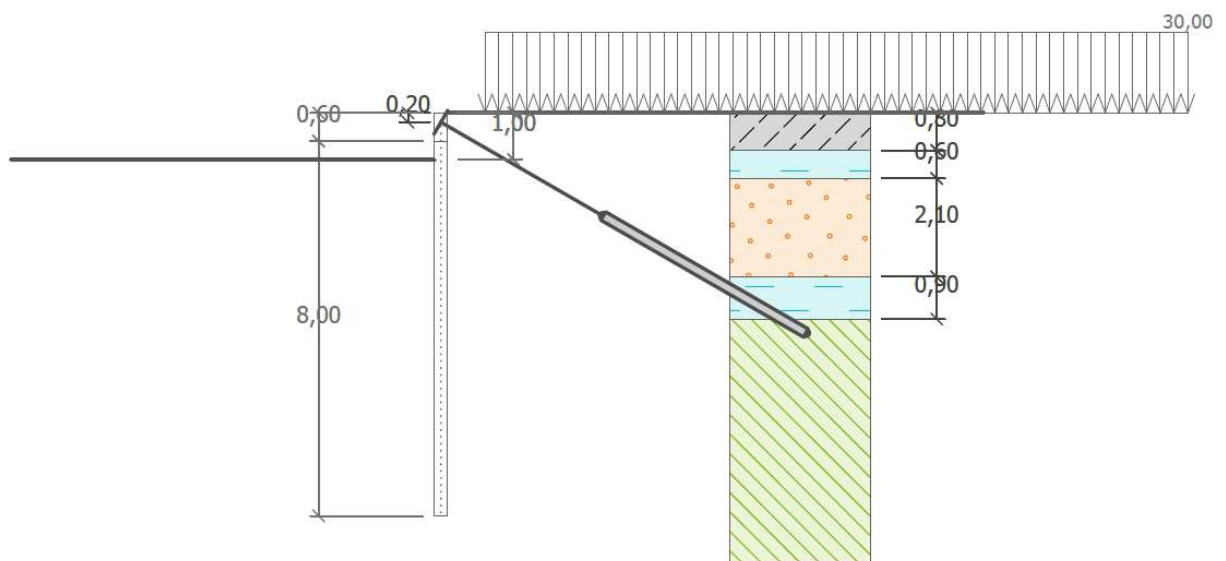
Pro výpočet vnitřních sil a deformací byl kromě programu GEO5 – Pažení posudek, počítající na základě metody závislých tlaků (MZT), použit také program Plaxis 2D, používající metodu konečných prvků (MKP). Tento program umožnil podrobnější, tedy reálnější namodelování jednotlivých fází realizace konstrukce, včetně výstavby původního demolovaného objektu. Pro oba programy byly zadány stejné vstupní parametry, aby bylo možné srovnání výsledků.

4.6.1 Fáze realizace pažení (MZT)

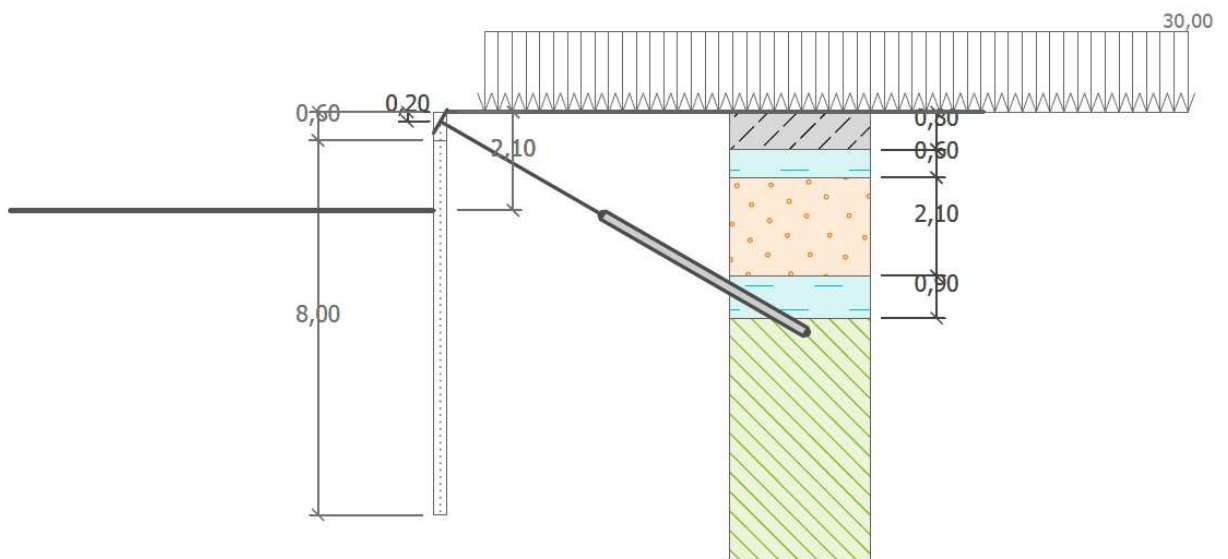
- zjednodušený výpočet od úrovně základové spáry základového pasu objektu rodinného domu v úrovni -4,8 m, ve výšce 210,7 m n.m.
- přetížení 30 kN/m² vyvoláno zeminou pod základovou deskou objektu



Obr. 36: Pažení D – fáze 1: první odkop



Obr. 37: Pažení D – fáze 2: kotvení



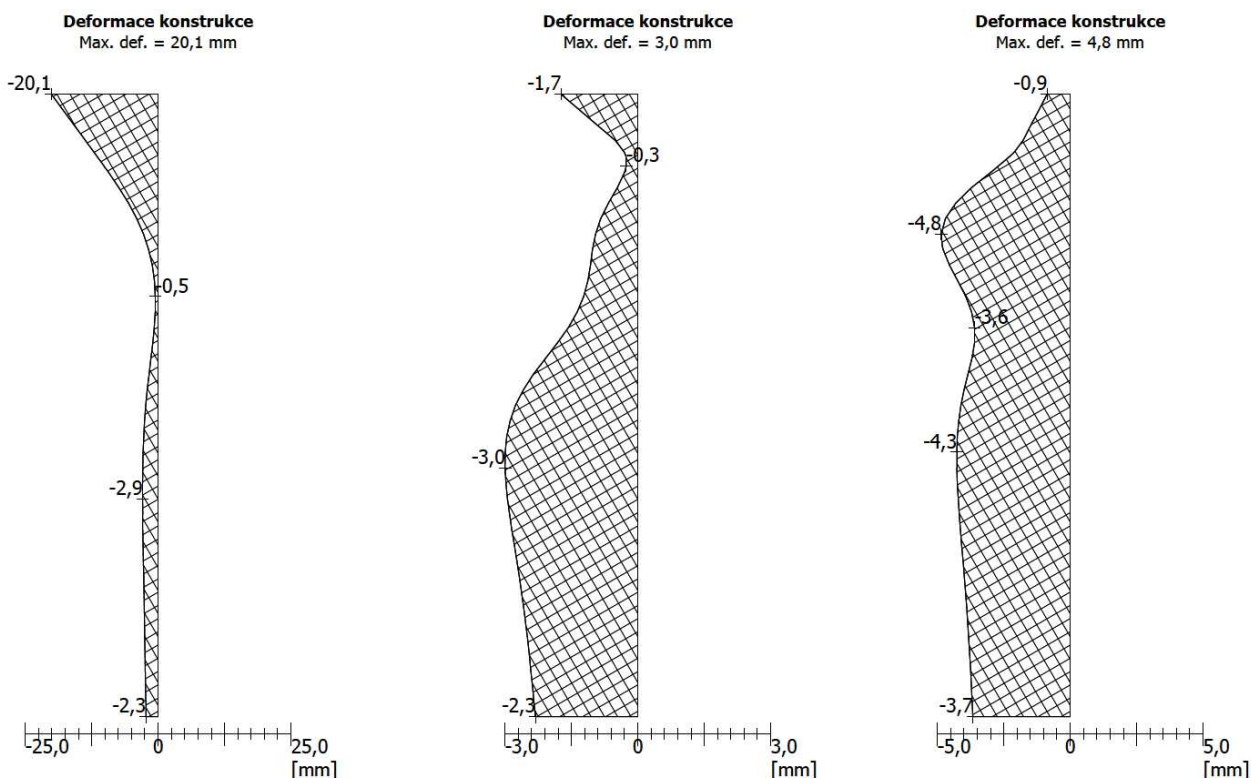
Obr. 38: Pažení D – fáze 3: konečný odkop na úroveň z.s.

4.6.2 Vnitřní síly a deformace (MZT)

Konstrukce byla spočítána z hlediska všech návrhových přístupů (viz. Tab. 6). Jako nejnepříznivější se ukázala z hlediska velikosti momentů kombinace 2 NP1 a NP3. Pro hodnoty těchto přístupů je provedena dimenzace jednotlivých prvků pažení. Maximální dosažená deformace konstrukce je 20,1 mm pro fázi prvního odkopu. V poslední fázi výpočtu je maximální hodnota deformace 4,8 mm (viz. Obr. 39).

Tab. 6: Porovnání vnitřních sil na konstrukci D

návrhový přístup	dimenzační síly na profil	využití profilu	max.tlak [kPa]
	M_{\max} [kNm/m]	$M_{\max}/M_{C,Rd}$	
1-komb.1	8,78	0,467	51,28
1-komb.2	11,97	0,637	48,01
2	10,70	0,569	57,20
3	11,97	0,637	48,01
nered.	7,63	0,406	49,57



Obr. 39: Deformace pažení D, fáze 1-3

4.6.3 Vnější únosnost mikropiloty

Vnější únosnost mikropiloty byla spočtena dle Masopusta. [18] Dle tohoto statického výpočtu byly v závislosti na zatížení mikropiloty sousedním objektem navrženy rozměry průměru a délky jejího kořene.

$$U_{mv,k} = U_{ms,k} + U_{mp,k}$$

$U_{mv,k}$... charakteristická únosnost kořenové části

$U_{ms,k}$... charakteristická únosnost na plášti kořene

$U_{mp,k}$... charakteristická únosnost na patě tlačené mikropiloty vetknuté do R1-R3
(v ostatních případech tlakových mikropilot se U_{mp} zanedbává)

$$U_{ms,k} = \pi \cdot d \cdot \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z$$

d ... průměr mikropiloty

L_{ti} ... délka kořenové části mikropiloty v příslušné únosné vrstvě

τ_i ... charakteristická velikost plášťového tření v příslušné hornině

m_z ... koeficient závisící na druhu zatížení, pro tlak $m_z = 1$

Návrh a posouzení:

$f_k = 250 \text{ kN/m}$... charakteristické zatížení mikropiloty

$d = 300 \text{ mm}$... průměr kořene mikropiloty

$L_t = 4 \text{ m}$... délka kořene mikropiloty

$\tau = 0,07 \text{ MPa}$... plášťové tření (soudržné zeminy pevné)

$m_z = 1$... tlačená mikropilota

$$U_{mv,k} = U_{ms,k} = \pi \cdot d \cdot \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z$$

$$U_{mv,k} = 3,14 \cdot 0,3 \cdot 4 \cdot 0,07 \cdot 10^3 \cdot 1$$

$$U_{mv,k} = 263,89 \text{ kN}$$

$$U_{mv,k} > f_k$$

$$263,89 > 250 \text{ [kN]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

počet a vzdálenost mikropilot:

$$n = f_k / U_{mv,k}$$

$$n = 250 / 263,89$$

$$n = 0,95 \quad \dots \text{návrh: 1 mikropilota}$$

$$a = 1000 / n$$

$$a = 1000 / 0,95$$

$$a = 1052,63 \text{ mm} \quad \dots \text{návrh: vzdálenost mikropilot 1 m}$$

4.6.4 Návrh a posouzení převázek

Převázky jsou navrženy dle ČSN EN 1993-1-1 jako ocelové profily Larsen III_n. Návrh a posouzení jsou provedeny pro maximální sílu v kotvě.

návrh:

maximální síla v kotvě:

vzdálenost podpor převázky:

ocel, mez kluzu oceli:

součinitel materiálu:

průřezový modul:

Larsen III_n

$$F_{d,max} = 226,45 \text{ kN}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$S355, f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,15$$

$$W_{pl,y} = 1756 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

návrhový moment:	$M_{Ed} = (1/4) \cdot F_{d,max} \cdot L$ $M_{Ed} = (1/4) \cdot 226,45 \cdot 3 = 169,84 \text{ kNm}$
moment únosnosti:	$M_{Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ $M_{Rd} = 1756 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 / 1,15 = 542,07 \text{ kNm}$
posouzení na ohyb:	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$ $169,84 \leq 542,07 \text{ [kNm]} \quad \dots \text{VYHOVUJE}$

průřez Larsen III In VYHOVUJE (využití 31,3%)

4.6.5 Návrh a posouzení kotvení

Navržené mikrozáporové pažení bude kotveno jednou řadou dočasných pramencových kotev v úrovni 0,2 m pod základovou spárou základových pasů sousedního objektu rodinného domku.

typ kotvy:	pramencová
typ ocele:	1670/1860 MPa
průřezová plocha:	$A_t = 2 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 300 \text{ mm}^2$
vzdálenost kotev:	3 m
sklon:	$\alpha = 30^\circ$
volná délka:	$l = 4 \text{ m}$
délka kořene:	$l_k = 5 \text{ m}$
průměr kořene:	$d = 200 \text{ mm}$
průměr pramence:	$d_1 = 15,5 \text{ mm}$
počet pramenců:	$n = 2$
předpínací síla:	$F = 150 \text{ kN}$
plášťové tření:	$\tau = 150 \text{ kPa}$

charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,k} = A_t \cdot f_{tk} / \gamma_M$$

$$R_{k,k} = 300 \cdot 10^{-6} \cdot 1670 / 1,15 = 0,44 \text{ MN} = 435,65 \text{ kN}$$

návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{k,d} = R_{k,k} / \gamma_k$$

$$R_{k,d} = 435,65 / 1,35 = 322,70 \text{ kN}$$

charakteristická únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau$$

$$R_{a,k} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 5 \cdot 150 = 471,24 \text{ kN}$$

návrhová únosnost kotvy proti vytažení z horniny:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$

$$R_{a,d} = 471,24 / 1,1 = 428,40 \text{ kN}$$

posouzení kotvy proti vytažení kořene ze zeminy:

$$F_{d,max} \leq \min(R_{k,d}; R_{a,d})$$

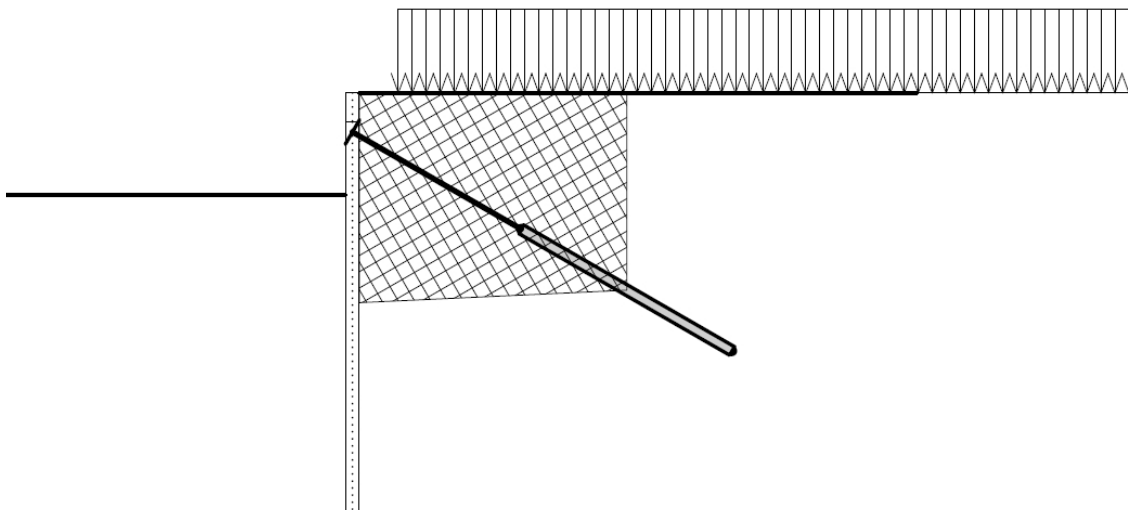
$$226,45 \leq \min(322,70; 428,40) = 322,70 \text{ [kN]}$$

navržená kotva VYHOVUJE (využití 70,2%)

4.6.6 Vnitřní stabilita kotev

Posouzení vnitřní stability kotev se provádí pro konečnou fázi výpočtu, kdy musí být maximální přípustná hodnota síly v kotvě větší než skutečná působící vnitřní síla. Pro posuzovanou konstrukci je přípustná síla 482,06 kN a skutečná 226,45 kN, což znamená, že navržená kotva z hlediska vnitřní stability vyhovuje.

$$F_k \leq F_{\max}$$
$$226,45 \leq 482,06 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

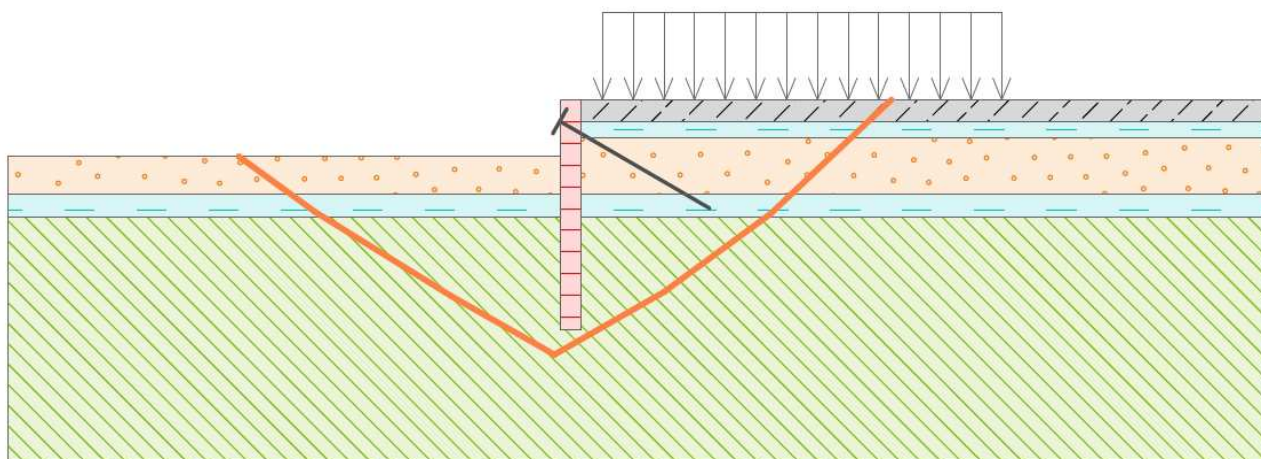


Obr. 40: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce D

4.6.7 Vnější stabilita konstrukce

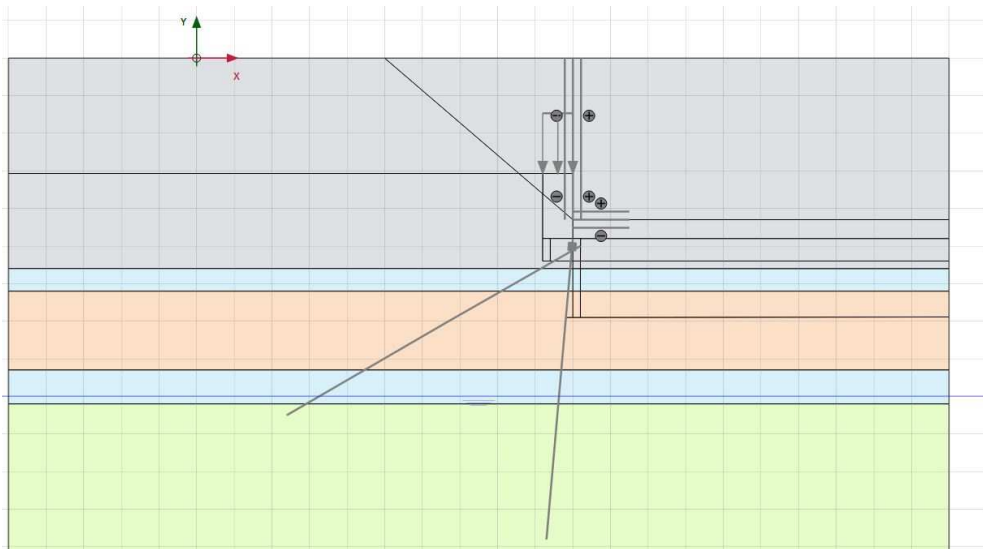
Pro posouzení vnější stability konstrukce byla zvolena Janbuova metoda.

stabilita svahu VYHOVUJE (využití: 52,1%)

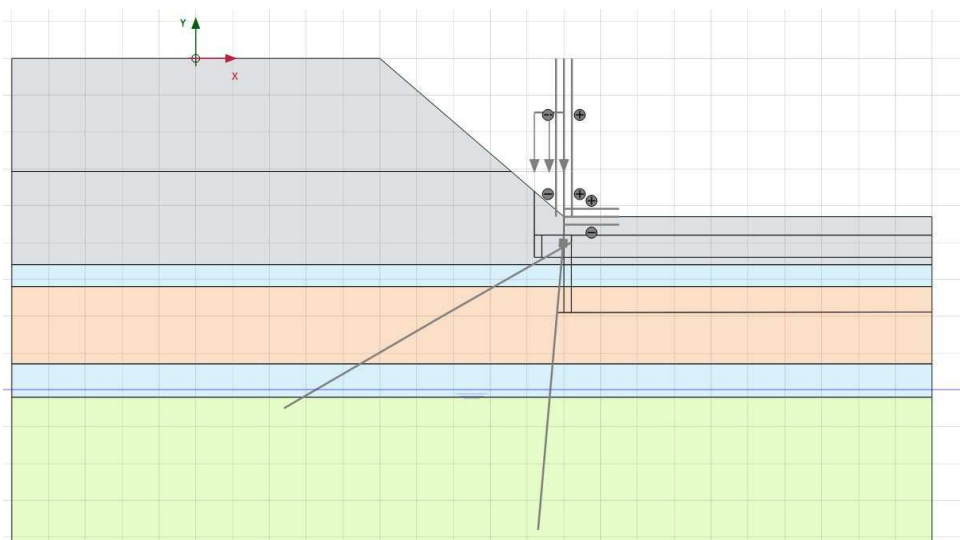


Obr. 41: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce D

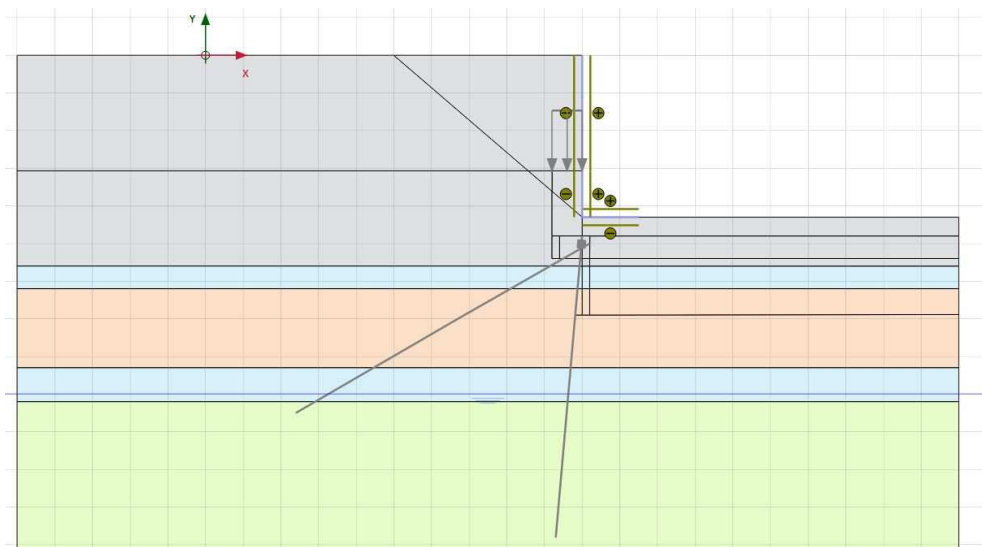
4.6.8 Fáze realizace pažení (MKP)



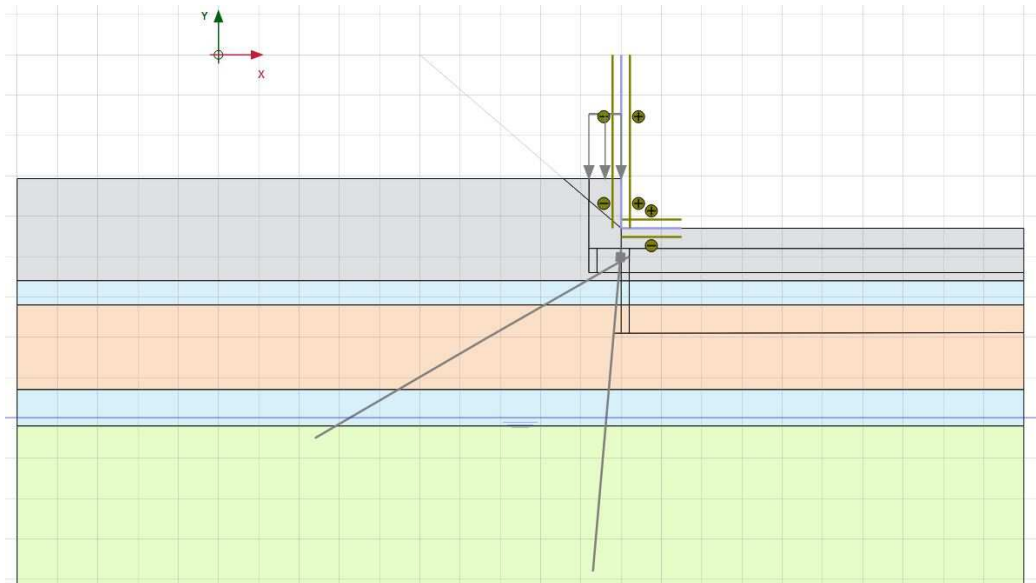
Obr. 42: Fáze 1: původní terén



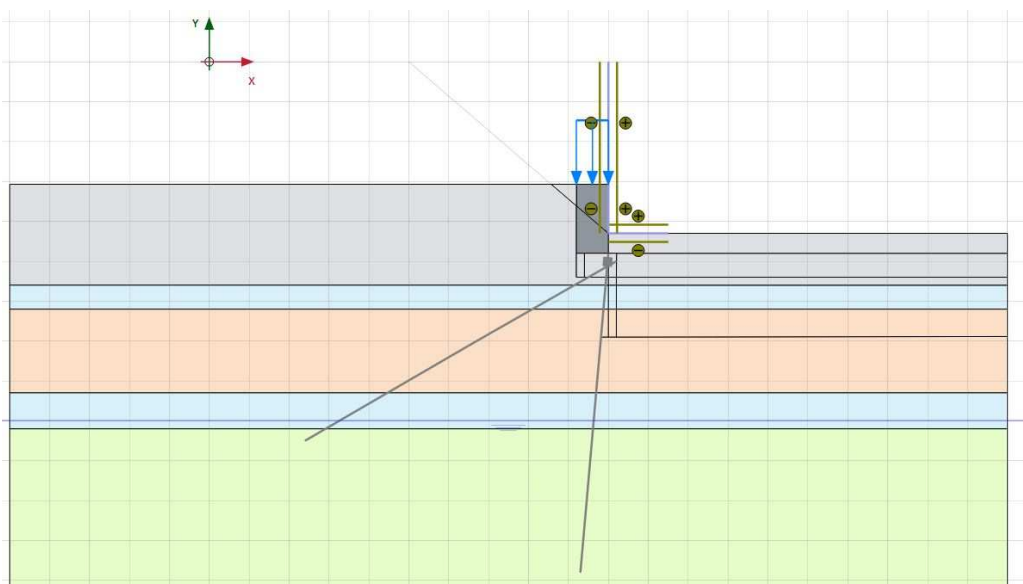
Obr. 43: Fáze 2: vyhloubení svahované stavební jámy pro založení původní továrny



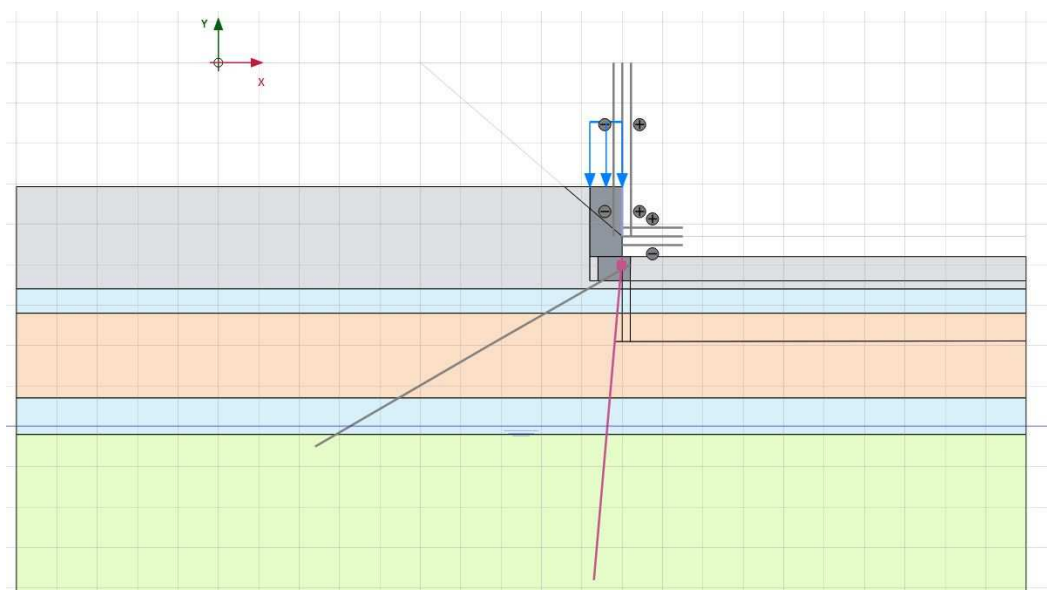
Obr. 44: Fáze 3: výstavba suterénních železobetonových stěn původního objektu a zásyp



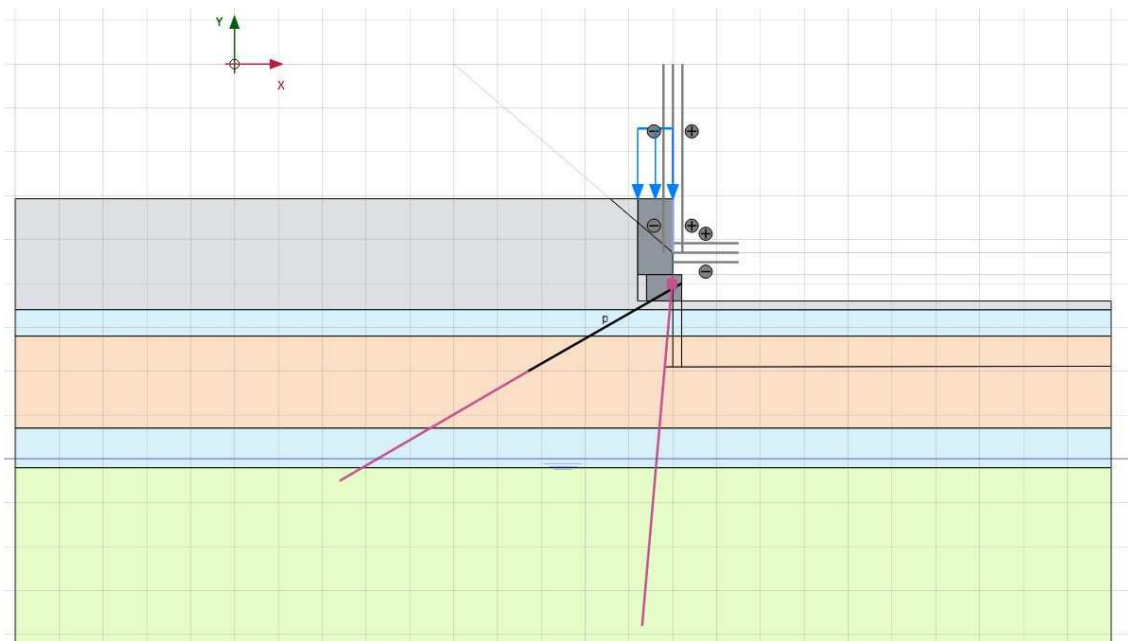
Obr. 45: Fáze 4: odkop pro výstavbu sousedního rodinného domu



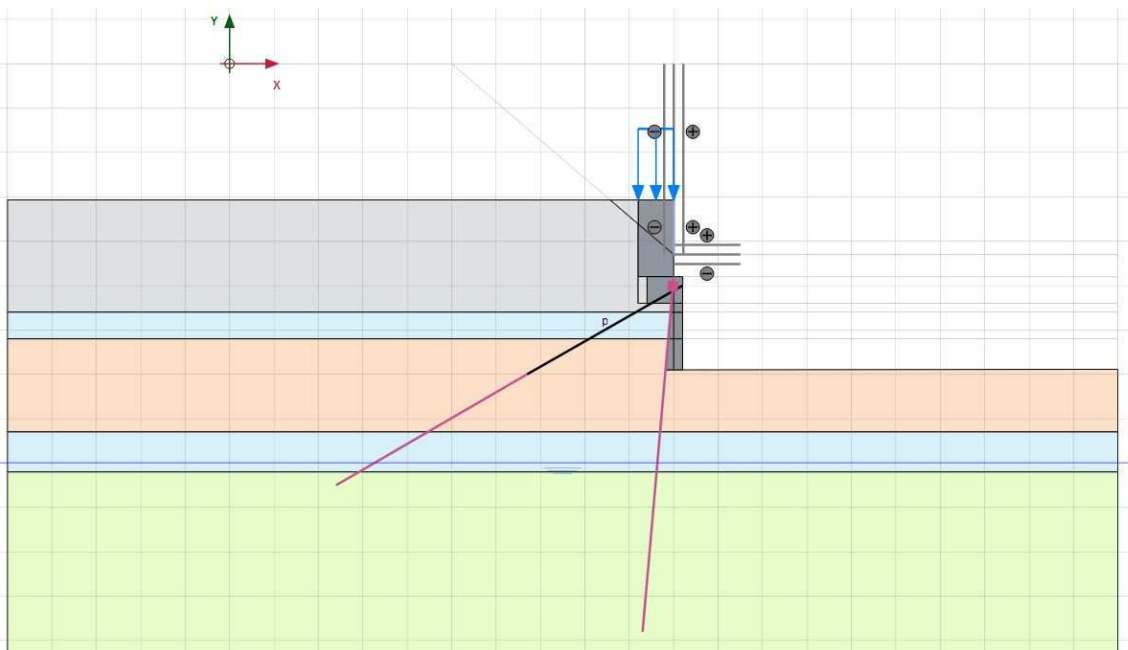
Obr. 46: Fáze 5: výstavba sousedního rodinného domu



Obr. 47: Fáze 6: realizace mikropilot a roznášecího pasu, odstranění suterénních stěn původního objektu



Obr. 48: Fáze 7: kotvení mikropilot a odkop na úroveň roznášecího pasu



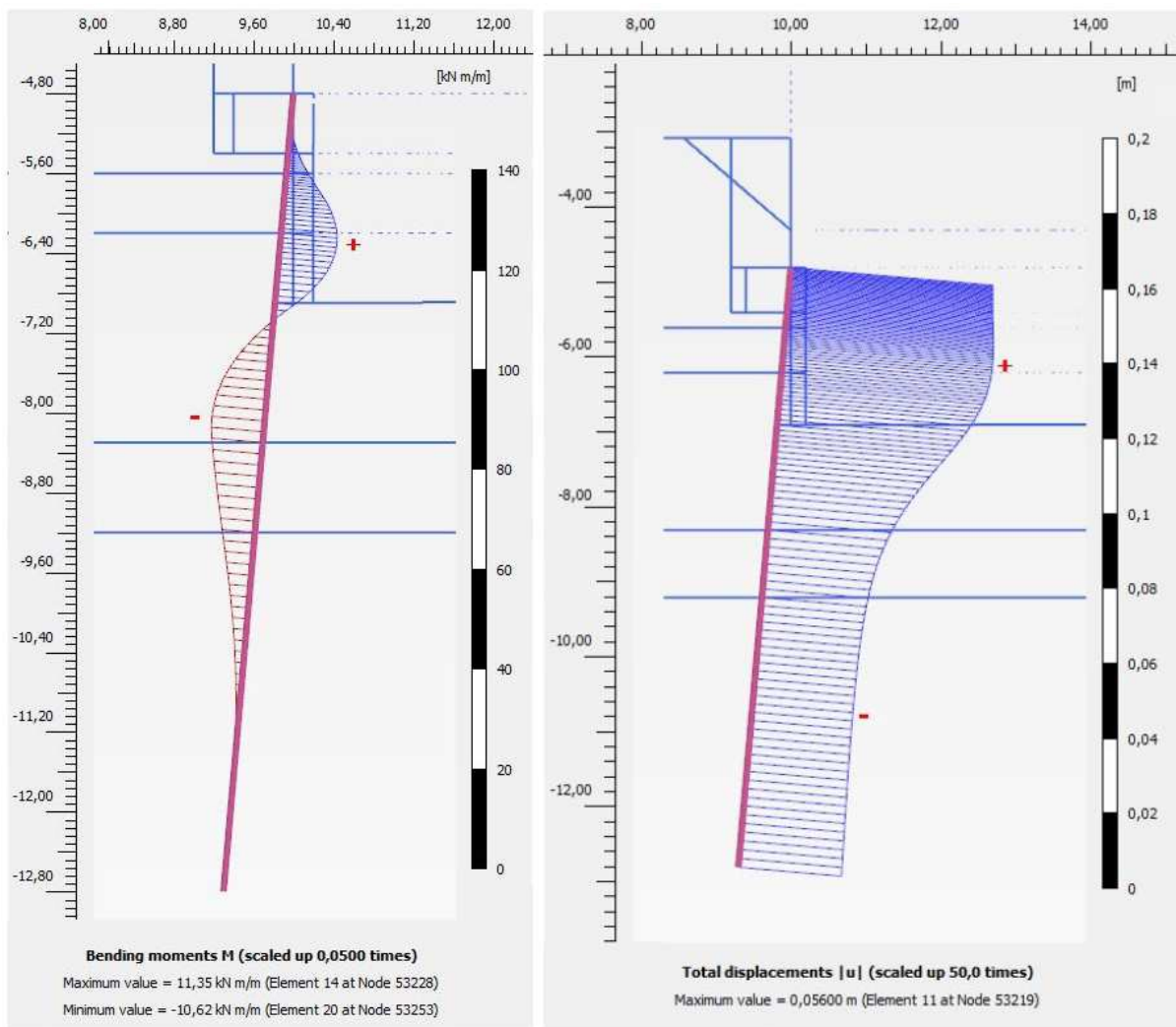
Obr. 49: Fáze 8: odkop na úroveň základové spáry nového objektu, realizace vyztuženého stříkaného betonu

4.6.9 Vnitřní síly a deformace (MKP)

Program Plaxis 2D provádí výpočet metodou konečných prvků za použití pružně ideálně-plastického Mohr-Coulombova materiálového modelu. Tento model uvažuje pružné chování materiálu do meze plasticity, dále vznikají plastická přetvoření při konstantním napětí. [20]

Vzhledem k omezeným možnostem návrhu konstrukce v programu GEO5 a nutnému zjednodušení byla konstrukce se stejnými výchozími parametry spočítána pro porovnání v programu Plaxis 2D, který umožňuje přesnější namodelování jednotlivých fází výpočtu.

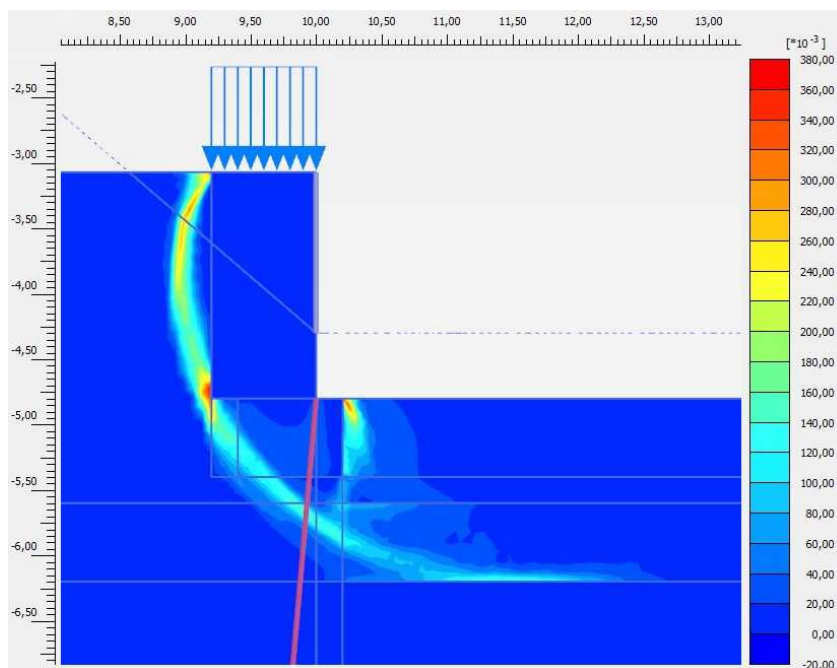
Výsledný ohybový moment 11,35 kNm/m (Obr. 50) se oproti předpokladu větších rozdílů mezi výsledky z jednotlivých programů prakticky shoduje s hodnotou 11,97 kNm/m z předchozího výpočtu programem GEO5. Hodnota maximální výsledné deformace mikrozápory (Obr. 51) se naopak významně liší od hodnoty 20,1 mm (Obr. 39). Tato odlišnost je dána užitím rozdílných metod výpočtu v jednotlivých programech. Dále je třeba zohlednit, že program Plaxis umožňuje 2D modelování konstrukce, což neodpovídá skutečné situaci, kdy je konstrukce podchytávaného objektu rodinného domu příčně ztužena stěnami a stropy a rozměr konstrukce je ve směru z konečný.



Obr. 50: Maximální ohybový moment na konstrukci mikrozápory; 11,35 kNm/m
Obr. 51: Celková deformace mikrozápory; 56 mm

Program dále poskytuje výpočet celkového smykového napětí. Z výsledných hodnot napětí v postupných fázích budování objektu lze pozorovat význam jednotlivých prvků pažení z hlediska zabránění ztráty celkové stability. Názorným příkladem jsou fáze 5 a 6 (Obr. 46 a 47), kdy po zatížení terénu výstavbou rodinného domu vzniká smyková plocha pod jeho základovou konstrukcí. Po odstranění suterénních železobetonových stěn objektu původní

továrny by bez dalších opatření došlo ke kolapsu konstrukce překročením mezní pevnosti smyku v základové zemině na této ploše. Objekt je proto podchycen navrženými trubními mikrozáporami, které plochu přerušují a zajišťují bezpečné přenesení zatížení z objektu (Obr. 52).

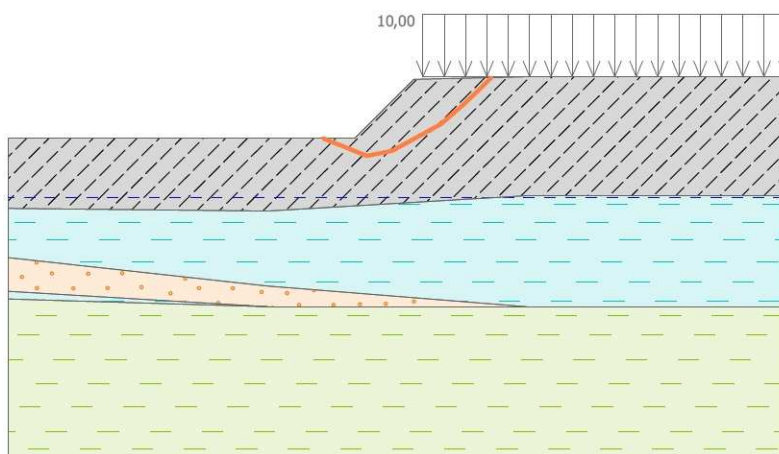


Obr. 52: Celkové smykové napětí, fáze 6

4.7 Svahovaná stavební jáma

Zbývající východní část plánované stavební jámy (Obr. 8) je vzhledem k dostatku prostoru a nevelkému výškovému rozdílu navržena jako svahovaná. Výkopy budou provedeny ve sklonu 1:1, uvažované přetížení povrchu je 10 kN/m^2 . Možný sklon svahu byl ověřen pomocí programu GEO5 – Stabilita svahu. Pro posouzení byla zvolena Janbuova metoda uvažující s optimalizovanou polygonální smykovou plochou (Obr. 53).

Navržený svah 1:1 VYHOVUJE (využití 63,1%)

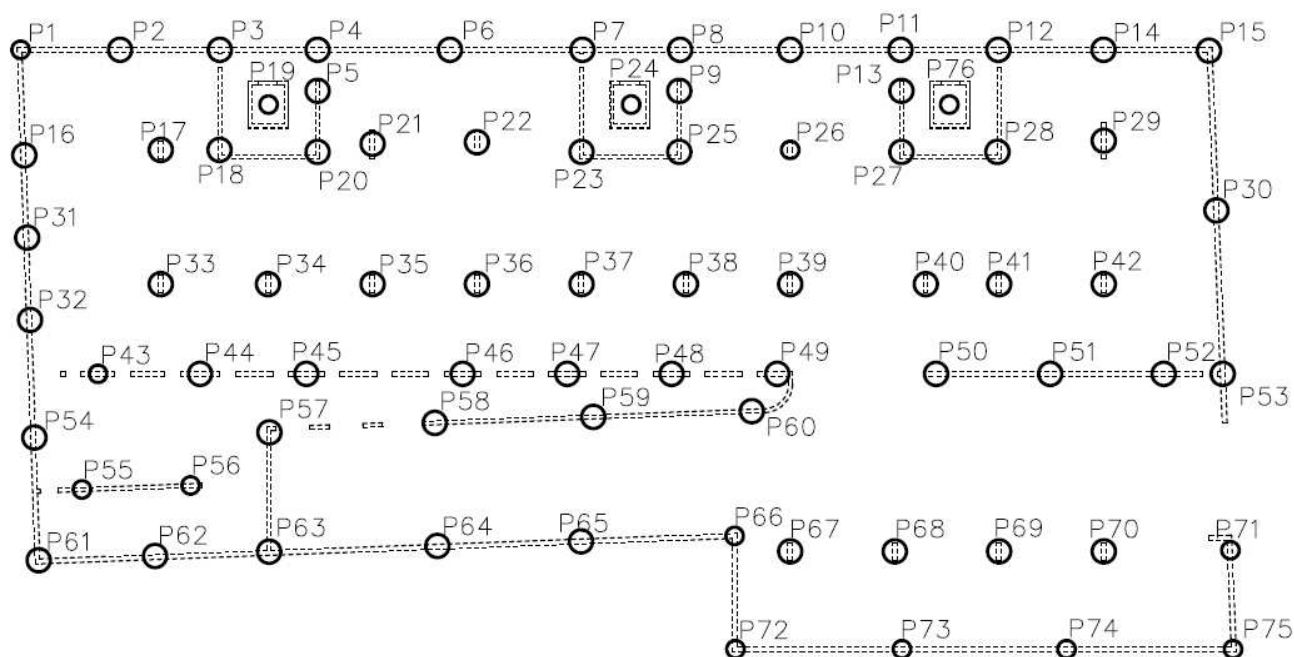


Obr. 53: Stabilita svahu stavební jámy

5 ZALOŽENÍ OBJEKTU

5.1 Způsob založení objektu

Na základě doporučení inženýrskogeologického průzkumu (viz. 3.4) bylo navrženo hloubkové založení objektu na vrtaných pilotách. Velikost jednotlivých osových sil pro návrh rozměrů pilot byla převzata z poskytnutého statického výpočtu v programu SCIA Engineer. Rozmístění pilot bylo dle těchto podkladů zachováno s ohledem na spočtené osově síly v daných místech (Obr. 25).



Obr. 54: Schéma rozmístění pilot, upraveno dle [16]

Objekt bude založen celkem na 76 vrtaných železobetonových pilotách. Piloty byly pro výpočet rozděleny do několika skupin dle velikosti zatížení osovými silami. Vzhledem k rozsahu práce byly návrh a posouzení provedeny jen pro nejzatíženější pilotu dané skupiny. Z ekonomického hlediska by byl v praxi výpočet proveden pro každou pilotu zvlášť. Výpočet byl proveden v programu GEO5 – pilota dle EN 1997, NP2. Piloty jsou navrženy jako kruhové s průměry 900 a 1200 mm, délky se liší v závislosti na velikosti osových sil. Výsledný návrh byl posouzen z hlediska mezních stavů. Pro mezní stav únosnosti (1.MS) výpočet vychází z hodnoty návrhového zatížení a posouzena je svislá únosnost pilot. Mezní stav použitelnosti (2.MS) uvažuje ve výpočtu hodnoty užitého zatížení a posouzuje piloty z hlediska sedání, jehož požadovaná maximální hodnota je 10 mm.

5.2 Vlastnosti a nastavení výpočtu – pilota

5.2.1 Metoda Tomlinson

Pro výpočet svislé únosnosti piloty bylo počítáno s neodvodněnými podmínkami. Hladina podzemní vody byla uvažována v hloubce -7 m, vzhledem k původnímu terénu. Pro tyto podmínky byl zvolen výpočet metodou dle Tomlinsona. *Metoda uvažuje při výpočtu únosnosti neodvodněné smykové pevnosti a předpokládá, že únosnost na plášti piloty je nezávislá na napětí od přitížení nadloží.* [19]

Únosnost na plášti piloty je dána vztahem:

$$R_s = \sum_{j=1}^n c_{a,j} \cdot A_{s,j} = \sum_{j=1}^n \alpha_j \cdot c_{u,j} \cdot A_{s,j}$$

$c_{a,j}$...adhese v j-té vrstvě
$A_{s,j}$...plocha pláště piloty v j-té vrstvě
α_j	...empirický součinitel adheze v j-té vrstvě
$c_{u,j}$...totální soudržnost v j-té vrstvě

Únosnost paty piloty je dána vztahem:

$$R_b = q_b \cdot A_b = 9 \cdot c_u \cdot A_b$$

q_b	...jednotková únosnost na patě
A_b	...plocha paty piloty
c_u	...neodvodněná smyková pevnost

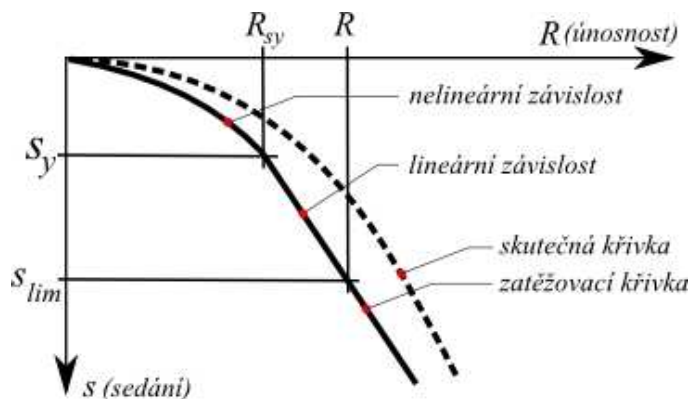
Celková únosnost piloty:

$$R_c = R_s + R_b$$

R_s	...únosnost na plášti piloty
R_b	...únosnost paty piloty [19]

5.2.2 Nelineární teorie (Masopust)

Pro výpočet hodnoty sedání byl zvolen výpočet dle nelineární teorie, která *sestrojuje zatěžovací křivku piloty za předpokladu, že mezi nulovým zatížením piloty a zatížením, kdy je plně mobilizováno plášťové tření je závislost vyjádřena pomocí paraboly druhého stupně a pro zatížení větší je závislost sedání lineární* (Obr. 26). [17]



Obr. 55: Zátěžovací křivka piloty [17]

Podkladem pro teorii byl soubor výsledků statických zátěžovacích zkoušek pilot. Metoda byla odvozena z rovnic regresních křivek získaných z těchto zkoušek. Pro určení svislé únosnosti používá regresní součinitele.

Měrné plášťové tření závisí na regresních součinitelích a, b (Tab. 7). Napětí na patě piloty při plné mobilizaci plášťového tření závisí na regresních součinitelích e, f (Tab. 7). [17] Další důležitý parametr pro výpočet je sečnový modul deformace E_s . Tento modul závisí na průměru piloty a mocnosti a druhu zeminy (Tab. 8 a 9).

Tab. 7: Regresní koeficienty [18]

zemina		regresní koeficienty [kPa]			
		a	b	e	f
nesoudržné	$I_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$I_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$I_D = 0,9$	154,03	115,88	1596,70	1399,88
soudržné	$I_C = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_C \geq 1$	97,31	108,59	987,60	1084,26

Tab. 8: Sečnové moduly deformace E_s [MPa] pro nesoudržné zeminy [18]

h [m]	d [m]								
	0,6			1,0			1,5		
	I_D								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

Tab. 9: Sečnové moduly deformace E_s [MPa] pro soudržné zeminy [18]

h [m]	d [m]					
	0,6		1,0		1,5	
	I _c					
	0,5	≥ 1	0,5	≥ 1	0,5	≥ 1
1,5	6,9	13,2	7,9	13,4	8,6	12,3
3	10,0	22,0	12,5	23,9	13,7	23,0
5	12,5	31,2	15,9	35,4	18,4	36,7
10	15,5	44,3	21,3	51,3	24,6	57,4

5.3 Návrh a posouzení piloty P44

průměr	d = 1200 mm
délka	L = 23 m
návrhové zatížení (MSÚ)	$R_{1,44} = 5543$ kN
užitné zatížení (MSP)	$R_{2,44} = 4045$ kN

5.3.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

únosnost piloty na plášti	$R_s = 4914,51$ kN
únosnost piloty v patě	$R_b = 740,27$ kN
celková únosnost piloty	$R_c = 5654,78$ kN

Posouzení tlačené piloty:

$$R_c > R_{1,44}$$

$$5654,78 > 5543 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

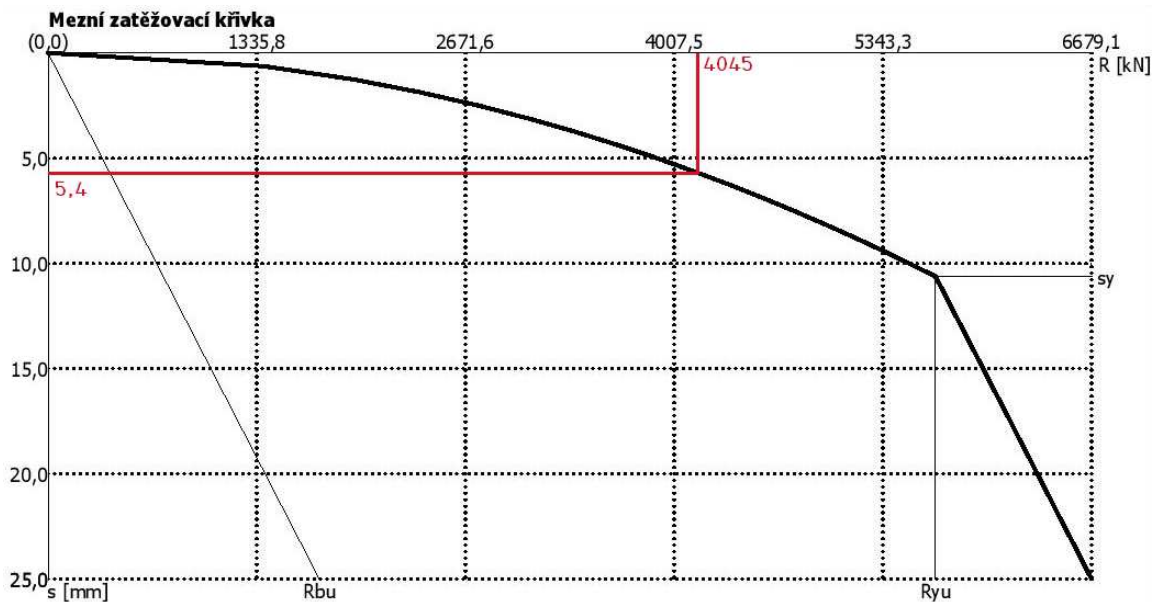
5.3.2 Sedání piloty

zatížení na mezi mobilizace plášťového tření	$R_{yu} = 5679,8$ kN
celková únosnost pro sedání 25 mm	$R_c = 6679,1$ kN
sednutí piloty pro zatížení $R_{2,44}$	s = 5,4 mm

Posouzení sedání piloty:

$$s \leq s_{\max}$$

$$5,4 \leq 10 \text{ [mm]} \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 56: Mezní zatěžovací křivka piloty P44

5.4 Návrh a posouzení piloty P51

průměr	$d = 1200 \text{ mm}$
délka	$L = 27 \text{ m}$
návrhové zatížení (MSÚ)	$R_{1,51} = 6720 \text{ kN}$
užitné zatížení (MSP)	$R_{2,51} = 4917 \text{ kN}$

5.4.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

únosnost piloty na plášti	$R_s = 5982,63 \text{ kN}$
únosnost piloty v patě	$R_b = 740,27 \text{ kN}$
celková únosnost piloty	$R_c = 6722,90 \text{ kN}$

Posouzení tlačené piloty:

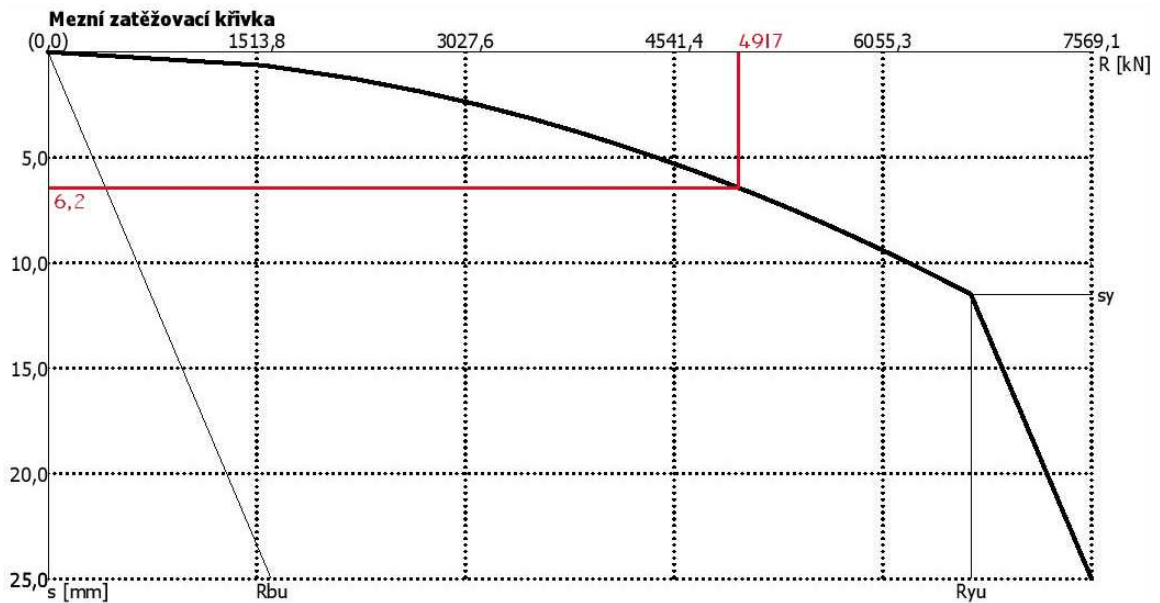
$$R_c > R_{1,51} \\ 6722,90 > 6720 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

5.4.2 Sedání piloty

zatížení na mezi mobilizace plášťového tření	$R_{yu} = 6693,36 \text{ kN}$
celková únosnost pro sedání 25 mm	$R_c = 7569,08 \text{ kN}$
sednutí piloty pro zatížení $R_{2,51}$	$s = 6,2 \text{ mm}$

Posouzení sedání piloty:

$$s \leq s_{\max} \\ 6,2 \leq 10 \text{ [mm]} \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 57: Mezní zatěžovací křivka piloty P51

5.5 Návrh a posouzení piloty P62

průměr	$d = 1200 \text{ mm}$
délka	$L = 17 \text{ m}$
návrhové zatížení (MSÚ)	$R_{1,62} = 3955 \text{ kN}$
užitné zatížení (MSP)	$R_{2,62} = 2889 \text{ kN}$

5.5.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

únosnost piloty na plášti	$R_s = 3398,01 \text{ kN}$
únosnost piloty v patě	$R_b = 740,27 \text{ kN}$
celková únosnost piloty	$R_c = 4138,28 \text{ kN}$

Posouzení tlačené piloty:

$$R_c > R_{1,62}$$

$$4138,28 > 3955 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

5.5.2 Sedání piloty

zatížení na mezi mobilizace plášťového tření	$R_{yu} = 4166,80 \text{ kN}$
celková únosnost pro sedání 25 mm	$R_c = 5388,68 \text{ kN}$
sednutí piloty pro zatížení $R_{2,62}$	$s = 4,5 \text{ mm}$

Posouzení sedání piloty:

$$s \leq s_{\max}$$

$$5,4 \leq 10 \text{ [mm]} \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 58: Mezní zatěžovací křivka piloty P62

5.6 Návrh a posouzení piloty P66

průměr	$d = 900 \text{ mm}$
délka	$L = 13 \text{ m}$
návrhové zatížení (MSÚ)	$R_{1,66} = 2198 \text{ kN}$
užitné zatížení (MSP)	$R_{2,66} = 1611 \text{ kN}$

5.6.1 Svislá výpočtová únosnost piloty

únosnost piloty na plášti	$R_s = 1883,2 \text{ kN}$
únosnost piloty v patě	$R_b = 416,4 \text{ kN}$
celková únosnost piloty	$R_c = 2299,61 \text{ kN}$

Posouzení tlačené piloty:

$$R_c > R_{1,66}$$

$$2299,61 > 2198 \text{ [kN]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

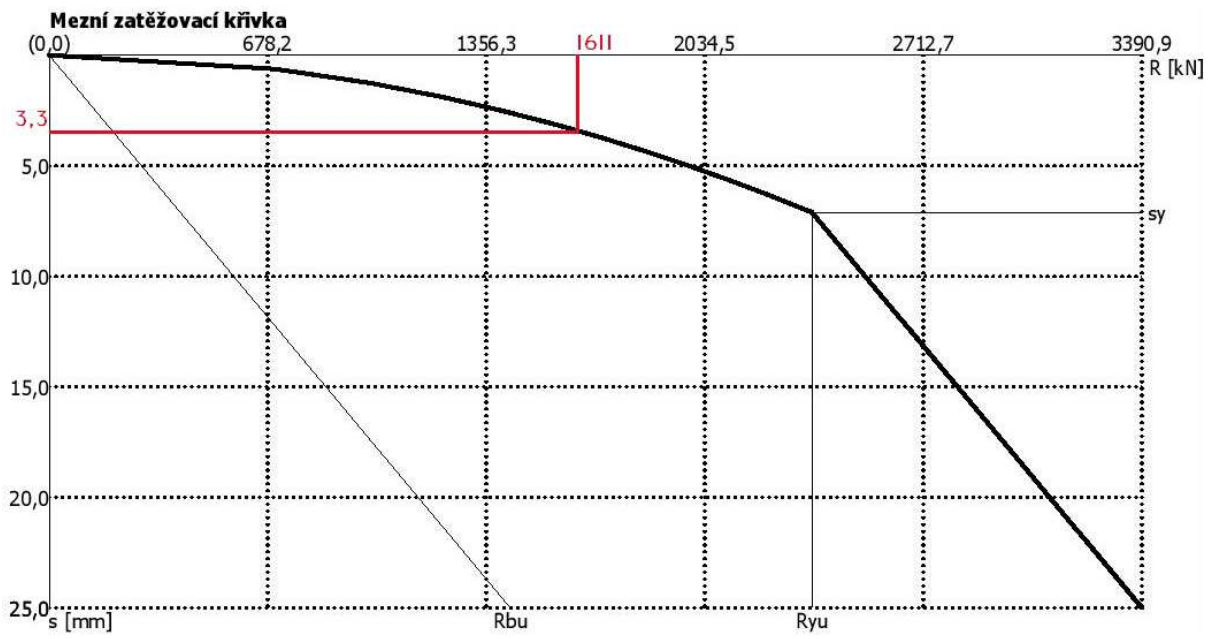
5.6.2 Sedání piloty

zatížení na mezi mobilizace plášťového tření	$R_{yu} = 2366,42 \text{ kN}$
celková únosnost pro sedání 25 mm	$R_c = 3390,87 \text{ kN}$
sednutí piloty pro zatížení $R_{2,66}$	$s = 3,3 \text{ mm}$

Posouzení sedání piloty:

$$s \leq s_{\max}$$

$$3,3 \leq 10 \text{ [mm]} \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 59: Mezní zatěžovací křivka piloty P66

6 TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ

6.1 Záporové pažení

Navržené záporové pažení je dočasnou konstrukcí vzhledem k omezené dvouleté životnosti použitých kotev. Rozlišujeme dva typy pažení. Pažení s pracovním prostorem, realizované v místě B, které po skončení své funkce bude odstraněno a pažení bez pracovního prostoru, realizované v místě A, které bude přisazeno k rubu suterénní části stavby a zůstane na místě i po skončení životnosti kotev jako ztracené bednění. [25]

6.1.1 Vrtání a osazení zápor

Před zahájením vrtných prací bude dle plánu vyměřena poloha jednotlivých zápor v osové vzdálenosti 2 m. Následně se realizují svislé vrty požadované délky o průměru 600 mm, který umožní případný posun zápor pro dosažení jejich přesné polohy. V nesoudržné zemině bude vrt chráněn ocelovými pažnicemi. Poté budou osazeny záporové IPE200 resp. IPE360, které budou v ústí vrtu zajištěny dřevěnými klíny. Vrty budou na závěr zality betonem C8/10 po úroveň základové spáry budoucího objektu. Zbytek vrtu bude zasypán vyvrtanou zeminou. [25]

6.1.2 Odtežování a osazení pažin

Po zhotovení zápor bude následovat odkop zeminy. Velikost záběrů je navržena s ohledem na soudržnost jednotlivých vrstev zeminy. Při hloubení je třeba se vyvarovat nadměrného těžení zeminy za záporami. Po odkopu na požadovanou hloubku budou mezi záporami osazeny dřevěné pažiny navržených průměrů 100 resp. 140 mm. Volný prostor za pažinami bude zasypán a zhutněn. [25]

6.1.3 Kotvení konstrukce

Stabilizačními prvky konstrukce jsou dočasné pramencové kotvy a ocelové převázky navržené vždy ob dvě záporové ve vzdálenostech 4 m. Převázky tvoří dva ocelové U profily, v případě pažení bez pracovního prostoru jsou převázky zapuštěné. Volná délka kotev bude opatřena proti degradaci PE trubkou. Pramence budou osazeny do připravených vrtů. Po injektáži kořene budou kotvy s dostatečným časovým odstupem předpínány. Následně může být realizován další odkop zeminy. [25]

6.1.4 Demontáž pažení

Pažení s pracovním prostorem bude po dokončení své funkce demontováno. Za zvýšených bezpečnostních opatření budou nejprve deaktivovány kotvy a demontovány předsazené převázky. Následně bude proveden zásyp prostoru mezi pažením a suterénem vybudovaného objektu. Na závěr budou speciálním zařízením na principu obráceného beranu uvolněny záporny, které se zcela vytáhnou za pomoci mobilního jeřábu. [25] Pažiny obvykle nelze demontovat a zůstávají trvalou součástí zásypu objektu. [26]

6.2 Mikrozáporové pažení

Návrh pažení v místech stavební jámy C a D byl proveden s ohledem na potřebu podchycení sousedního objektu stavební jámy a s ohledem na nedostatek prostoru pro provedení klasického záporového pažení. Postup realizace tohoto typu pažení je podobný popsanému záporovému pažení.

6.2.1 Vrtání a osazení mikrozápor

Nejprve bude dle plánu vyměřena poloha jednotlivých mikrozápor v osové vzdálenosti 1 m. Následně se realizují pod sklonem 5° maloprofilové bezjádrové vrty opatřené cementovou zálivkou. Vrty budou následně osazeny ocelovými silnostěnnými trubkami 108/16 mm spojenými závitovanými spojníky. Kořenová část bude opatřena pro injektáž perforací překrytou gumovými manžetami. Injektáž bude prováděna vzestupně pomocí dvojitého obturátoru. [27]

6.2.2 Odtěžování a zajištění stěn pažení

Po zhotovení mikrozápor bude následovat odkop zeminy. Velikost záběrů je navržena s ohledem na soudržnost jednotlivých vrtev zeminy. Po odkopu na požadovanou hloubku bude zajištěn prostor mezi mikrozáporami pomocí vyztuženého stříkaného betonu. [25]

6.2.3 Kotvení konstrukce

Mikrozáporové stěny jsou vzhledem k rozměrům jednotlivých prvků poměrně měkké konstrukce, které je nutno kotvit. Kotvení je navrženo pomocí dočasných pramencových kotev přes ocelové převázky profilu Larsen III_n ve vzdálenostech 3 resp. 2 m. Volná délka kotev bude opatřena proti degradaci PE trubkou. Pramence budou osazeny do připravených vrtů. Po injektáži kořene budou kotvy s dostatečným časovým odstupem předpínány. Následně může být realizován další odkop zeminy. [25]

6.3 Velkopřůměrové piloty

Založení objektu bylo navrženo na kruhových vrtaných pilotách o průměrech 900 a 1200 mm.

6.3.1 Vrty a přípravné práce

Vrty budou provedeny technologií rotačně náběrového vrtání za použití vrtných nástrojů pro šterkovité a soudržné zeminy, vrtný hrnc a vrtný šnek. Vytěžená zemina bude odvážena na příslušnou skládku. Vrty budou vzhledem k přítomnosti nesoudržných šterkopísků a hladiny podzemní vody pažené pomocí ocelových pažnic. Pažnice budou instalovány zavrtáváním rotačním způsobem pomocí vrtné soupravy. Následně bude provedeno čištění vrtu a kontrola jeho délky. Na závěr bude do vrtu osazen navržený armokoš. [28]

6.3.2 Betonáž vrtaných pilot

Navržené piloty budou provedeny z betonu C25/30 – XC2, který musí mít schopnost samozhutnění, vhodnou zpracovatelnost pro jeho uložení a pro vytahování pažnic. Vzhledem k zastížené hladině podzemní vody bude prováděna betonáž pod vodou metodou Contractor. Beton bude ukládán pomocí sypákové roury s vodotěsnými spoji, která zabraňuje rozměšování a znečištění betonu vodou. Roura bude umístěna na dno vrtu odkud bude během betonáže postupně vytahována za stálého ponoření v betonu alespoň 1,5 m. V průběhu betonáže bude odčerpávána voda z vrtu. Hlavy pilot budou přebetonovány z důvodu zajištění přítomnosti kvalitního neznečištěného betonu v její úrovni. [18]

6.3.3 Dokončovací práce

Bezprostředně po dokončení betonáže budou vytaženy ocelové pažnice. Po nutné technologické prodlevě bude provedena úprava hlav pilot odbouráním na úroveň zdravého betonu v požadované úrovni základové desky. [18]

ZÁVĚR

Problematika revitalizace brownfields je dnes stále častěji řešenou otázkou. Návrhy na znovuoobnovení užívání těchto míst přináší řadu problémů vyžadujících komplexní řešení. Možným způsobem využití je realizace nové výstavby. Tento přístup byl zvolen i v případě řešeného brněnského brownfieldu na Králově Poli. V dané lokalitě původního zchátralého objektu byl navržen objekt nového bytového domu. Při jeho návrhu byly s ohledem na statickou a ekonomickou stránku projektu zohledněny podmínky daného prostoru.

Pro zajištění stavební jámy byly navrženy dva typy pažicích konstrukcí. Záporové a mikrozáporové pažení, které umožňují svislé zapažení výkopu představující možnost maximálního využití prostoru stavební jámy s ohledem na okolní zástavbu. Návrh jednotlivých geotechnických konstrukcí byl proveden v programu GEO5. K výpočtu byl použit geologický profil vrtu poskytnutý inženýrskogeologickým průzkumem.

Úsek pažení A byl navrhnout jako záporové pažení bez pracovního prostoru. Navržené 5 m záporové profily IPE200 jsou osazeny po 2 m. Konstrukce je kotvena přes zapuštěné převázky ze dvou U profilů jednou řadou dočasných pramencových kotev. Maximální vyvolaná deformace představuje 7,5 mm, deformace výsledné fáze realizace pažení je 5,4 mm.

Úsek pažení B byl navrhnout jako záporové pažení s pracovním prostorem. Navržené záporové profily IPE360 délky 12,5 m jsou osazeny po 2 m. Konstrukce je kotvena přes předsazené převázky ze dvou U profilů dvěma řadami dočasných pramencových kotev po 4 m. Maximální vyvolaná deformace představuje 11,5 mm, deformace výsledné fáze realizace pažení je 10 mm. Při návrhu bylo zohledněno přetížení sousední komunikací a bezprostřední poloha technických sítí.

Úsek pažení C byl navržen jako mikrozáporové pažení. Při jeho realizaci bude využita konstrukce suterénních železobetonových stěn původního objektu. Stěny budou podchyceny mikrozáporami z ocelových trubek 108x16 mm délky 9 m osazených po jednom metru. Konstrukce bude kotvena dočasnými pramencovými kotvami ve třech úrovních přes převázky z Larsen profilů. Maximální vyvolaná deformace představuje 28,5 mm, deformace výsledné fáze realizace pažení je 15,7 mm. Při návrhu bylo zohledněno přetížení sousední komunikací a bezprostřední poloha technických sítí.

Úsek pažení D byl navržen jako mikrozáporové pažení. Jeho realizace spočívá v podchycení sousedního objektu rodinného domu, který se nachází na hranici pozemku. Základové pasy tohoto objektu budou zajištěny trubními mikropilotami 108x16 mm délky

8 m osazenými po jednom metru. Konstrukce bude kotvena dočasnými pramencovými kotvami přes převázky z Larsen profilů. Maximální vyvolaná deformace konstrukce představuje 20,1 mm, deformace výsledné fáze realizace pažení je 4,8 mm. Návrh této konstrukce byl ověřen v programu Plaxis 2D zejména s ohledem na hodnotu ohybového momentu působícího na mikrozápory, který se shodoval.

Spodní stavba objektu byla navržena s ohledem na geologii dané lokality a výskyt podzemní vody formou bílé vany založené na velkopřůměrových pilotách. Návrh uvažuje dvě velikosti profilů pilot, 900 a 1200 mm. V závislosti na zatížení pilot jsou navrženy jejich délky. Pro žádný z návrhů nebyla překročena maximální hodnota sedání 10 mm.

Navržené geotechnické konstrukce splňují požadavky maximálních přípustných deformací za jejich současného maximálního využití.

Z finančního hlediska, které v otázce investice do výstavby bývá rozhodující, lze konstatovat, že se jedná o ekonomicky nákladnější projekt. Vyšší náklady bude představovat přinejmenším nutnost využití technologie mikrozáporového pažení s ohledem na řešení složitosti podmínek pro zajištění stavební jámy. Přesto lze tvrdit, že takovéto investice mají smysl z hlediska pozitivního přispění k trvale udržitelnému rozvoji měst.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] VANÍČEK, Ivan, ed. *Sustainable Construction*. Ed. 1st. Praha: Czech Technical University in Prague, 2011. ISBN 978-80-01-04873-3.
- [2] KÄLBERER, Achim. *The Future lies on Brownfields*. Dessau: Federal Environmental Agency, 2005. Dostupné z: <https://www.umweltbundesamt.de/sites/default/files/medien/publikation/long/3051.pdf>
- [3] JEHLÍK, Jan. Obytné město. *Respekt*. 2011, (16). Dostupné z: <https://www.respekt.cz/tydenik/2011/16/obytno-mesto>
- [4] *Katastr nemovitostí a katastrální mapa* [online]. Dostupné z: http://www.ikatastr.cz/#zoom=17&lat=49.21504&lon=16.60461&layers_3=B00000FFFFFT
- [5] KOUDELKOVÁ, Dagmar. *Spojené uměleckoprůmyslové závody v Brně: Meziválečná bytová kultura* [online]. Filosofická fakulta, 2013. Dostupné z: https://is.muni.cz/el/1421/jaro2013/US_46/um/US_46_SPOJENE_UP_ZAVODY.pdf
- [6] *Internetová encyklopedie dějin Brna* [online]. 2010. Dostupné z: http://encyklopedie.brna.cz/home-mmb/?acc=profil_udalosti&load=2960
- [7] *Rezidence Ponavia* [online]. Dostupné z: <http://ponavia-rezidence.cz/o-projektu/projekt-ponavia-rezidence>
- [8] KOHOUT, Petr. *Technická zpráva: Bytový dům Ponavia park*. Praha, 2015.
- [9] Galerie – exteriéry. *Rezidence Ponavia* [online]. Dostupné z: <http://ponavia-rezidence.cz/galerie/exteriery/21>
- [10] VOJTÁSEK, Michal. *Závěrečná zpráva Brno - Červený Mlýn, BD*. Brno: TOPGEO BRNO, spol. s r.o., 2008.
- [11] TRIKAYA Czech Republic. *Výkres koordinační situace*. 2015
- [12] 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. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [13] Metoda závislých tlaků. *FINE* [online]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/metoda-zavislych-tlaku-01/>

- [14] Záporové pažení. *FINE* [online]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/zaporove-pazeni-01/>
- [15] Janbu. *Fine* [online]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/janbu-01/>
- [16] KOHOUT, Petr. *Reakce do pilot - výpočet*. SCIA Engineer.
- [17] Nelineární teorie (Masopust). *Fine* [online]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/nelinearni-teorie-masopust-01/>
- [18] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05837-4.
- [19] Tomlinson. *Fine* [online]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/tomlinson-01/>
- [20] Modelování v geotechnice. *Geotechnici* [online]. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/03-konstitutivni-modelovani.pdf>
- [21] ČSN 73 1001 Zakládání Staveb. Základová půda pod plošnými základy. Praha: Český normalizační institut, 1988. 76 s. Třídící znak 73 1001
- [22] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí, Část: Obecná pravidla. Praha. Český normalizační institut, 2006. 138 s. Třídící znak 73 1000
- [23] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha: Český normalizační institut, 2015. 114 s. Třídící znak 73 1701
- [24] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha: Český normalizační institut, 2006. 96 s. Třídící znak 73 1401
- [25] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 2*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2016. ISBN 978-80-01-05938-8.
- [26] *Zakládání staveb* [online]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/cz/pazeni-stavebnich-jam-zaporove-pazeni>
- [27] *Zakládání staveb* [online]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/cz/pazeni-stavebnich-jam-mikrozaporove-pazeni>
- [28] TURČEK, Peter. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga, 2005. ISBN 80-8076-023-3.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: Poloha zájmového území [4].....	11
Obr. 2: Budova původní továrny Spojených UP závodů a. s. Brno [5].....	12
Obr. 3: Vizualizace bytového domu Ponavia rezidence [9].....	13
Obr. 4: Situace vrtů, sond a IG řezů, upraveno dle [10].....	15
Obr. 5: Řez 2-2: Geologický profil zájmového území, vlastní zpracování dle [10].....	16
Obr. 6: Řez 1-1: Geologický profil zájmového území, vlastní zpracování dle [10].....	17
Obr. 7: Geologický profil vrtu J-2, vlastní zpracování dle [10].....	19
Obr. 8: Schéma navrženého zajištění stavební jámy, upraveno dle [11].....	22
Obr. 9: Průběh výpočtu metodou závislých tlaků [13].....	23
Obr. 10: Pažení A – fáze 1: první odkop.....	24
Obr. 11: Pažení A – fáze 2: kotvení.....	25
Obr. 12: Pažení A – fáze 3: konečný odkop na úroveň z.s.....	25
Obr. 13: Deformace pažení A, fáze 1-3.....	26
Obr. 14: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce A.....	29
Obr. 15: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce A.....	29
Obr. 16: Pažení B – fáze 1: první odkop.....	30
Obr. 17: Pažení B – fáze 2: první řada kotev.....	31
Obr. 18: Pažení B – fáze 3: druhý odkop.....	31
Obr. 19: Pažení B – fáze 4: druhá řada kotev.....	31
Obr. 20: Pažení B – fáze 5: konečný odkop na úroveň z.s.....	32
Obr. 21: Deformace pažení B, fáze 1-3.....	33
Obr. 22: Deformace pažení B, fáze 4-5.....	33
Obr. 23: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce B.....	38
Obr. 24: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce B.....	38
Obr. 25: Pažení C – fáze 1: odkop pro první řadu kotev.....	39
Obr. 26: Pažení C – fáze 2: první řada kotev.....	40
Obr. 27: Pažení C – fáze 3: odkop pro druhou řadu kotev.....	40
Obr. 28: Pažení C – fáze 4: druhá řada kotev.....	40
Obr. 29: Pažení C – fáze 5: odkop pro třetí řadu kotev.....	41
Obr. 30: Pažení C – fáze 6: třetí řada kotev.....	41
Obr. 31: Pažení C – fáze 7: konečný odkop na úroveň z. s.....	41
Obr. 32: Deformace pažení C, fáze 1-4.....	42
Obr. 33: Deformace pažení C, fáze 5-7.....	43
Obr. 34: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce C.....	46
Obr. 35: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce D.....	46
Obr. 36: Pažení D – fáze 1: první odkop.....	48
Obr. 37: Pažení D – fáze 2: kotvení.....	48
Obr. 38: Pažení D – fáze 3: konečný odkop na úroveň z.s.....	48
Obr. 39: Deformace pažení D, fáze 1-3.....	49
Obr. 40: Vnitřní stabilita kotev pažící konstrukce D.....	52
Obr. 41: Vnější stabilita svahu pažící konstrukce D.....	52
Obr. 42: Fáze 1: původní terén.....	53
Obr. 43: Fáze 2: vyhloubení svahované stavební jámy pro založení původní továrny.....	53
Obr. 44: Fáze 3: výstavba suterénních železobetonových stěn původního objektu a zásyp....	53
Obr. 45: Fáze 4: odkop pro výstavbu sousedního rodinného domu.....	54
Obr. 46: Fáze 5: výstavba sousedního rodinného domu.....	54
Obr. 47: Fáze 6: realizace mikropilot a roznášecího pasu, odstranění suterénních stěn původního objektu.....	54

Obr. 48: Fáze 7: kotvení mikropilot a odkop na úroveň roznášecího pasu	55
Obr. 49: Fáze 8: odkop na úroveň základové spáry nového objektu, realizace vyztuženého stříkaného betonu.....	55
Obr. 50: Maximální ohybový moment na konstrukci mikrozápory; 11,35 kNm/m.....	56
Obr. 51: Celková deformace mikrozápory; 56 mm.....	56
Obr. 52: Celkové smykové napětí, fáze 6.....	57
Obr. 53: Stabilita svahu stavební jámy	57
Obr. 54: Schéma rozmístění pilot, upraveno dle [16].....	58
Obr. 55: Zatěžovací křivka piloty [17]	60
Obr. 56: Mezní zatěžovací křivka piloty P44	62
Obr. 57: Mezní zatěžovací křivka piloty P51	63
Obr. 58: Mezní zatěžovací křivka piloty P62	64
Obr. 59: Mezní zatěžovací křivka piloty P66	65

SEZNAM TABULEK

Tab. 1: Přehled vrtů s hloubkou HPV pod terénem [10]	18
Tab. 2: Geotechnické parametry zemín [10]	19
Tab. 3: Porovnání vnitřních sil na konstrukci A dle jednotlivých NP.....	26
Tab. 4: Porovnání vnitřních sil na konstrukci B dle zvolených NP	32
Tab. 5: Porovnání vnitřních sil a deformací konstrukce C dle zvolených NP.....	42
Tab. 6: Porovnání vnitřních sil na konstrukci D.....	49
Tab. 7: Regresní koeficienty [18]	60
Tab. 8: Sečnové moduly deformace E_s [MPa] pro nesoudržné zeminy [18]	60
Tab. 9: Sečnové moduly deformace E_s [MPa] pro soudržné zeminy [18]	61

SEZNAM ZKRATEK

ČSN	... česká státní norma
HPV	... hladina podzemní vody
IG	... inženýrskogeologický
MKP	... metoda konečných prvků
m n. m.	... metrů nad mořem
MZT	... metoda závislých tlaků
NP	... návrhový přístup
obr.	... obrázek
resp.	... respektive
tab.	... tabulka
tzv.	... takzvaný
z. s.	... základová spára

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1: Pažení posudek - A

Příloha 2: Pažení posudek - B

Příloha 3: Pažení posudek - C

Příloha 4: Pažení posudek - D

Příloha 5: Stabilita svahu

Příloha 6: Pilota P44, P51, P62, P66

Výkresová část:

Výkres 1: Půdorys základů

Výkres 2: Pilotový plán

Výkres 3: Záporové pažení A

Výkres 4: Záporové pažení B

Výkres 5: Mikrozáporové pažení C

Výkres 6: Mikrozáporové pažení D