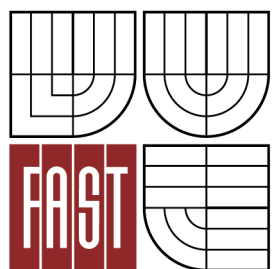




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ESTAKÁDA PŘES VODNÍ NÁDRŽ HRIČOV

ELEVATED ROAD ACROSS THE DAM HRIČOV

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. RADEK HOLBA

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. VĚRA GLISNÍKOVÁ, CSc.

BRNO 2016



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Radek Holba
Název	Estakáda přes vodní nádrž Hričov
Vedoucí diplomové práce	Ing. Věra Glisníková, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2015
Datum odevzdání diplomové práce	15. 1. 2016

V Brně dne 31. 3. 2015

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

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

Podklady a literatura

Podklady budou předány vedoucí diplomové práce samostatně.

Literatura:

Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, Praha, 1994

Masopust, J.: Speciální zakládání staveb - 1. díl, AN CERM, s.r.o., Brno, 2004

Masopust, J.: Speciální zakládání staveb - 2. díl, AN CERM, s.r.o., Brno, 2006

Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1997. Informační centrum ČKAIT, Praha, 2012

Reese, L.C. et al: Analysis and design of shallow and deep foundations, J. Wiley & sons, USA, 2006

Zásady pro vypracování

Úkolem diplomové práce je posouzení základových poměrů pro estakádu přes Vážskou vodní nádrž Hričov, stavba je součástí dálnice D3 na Slovensku. Dále pak ekonomický a bezpečný návrh pilotového založení včetně podrobného technologického postupu.

Při vypracovávání diplomové práce (DP) vycházejte ze zadaných podkladů, pokynů vedoucího DP a odborné literatury.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

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

.....

Ing. Věra Glisníková, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Úkolem diplomové práce je porovnat zakládání mostního objektu na pilotách různých průměrů. Konkrétně se jedná o srovnání pilot o průměru 1200 a 1500 mm. Práce se zabývá jak technickou náročností, tak finančním porovnáním. Úvodní část práce je zaměřená na možnosti založení mostů na vodní hladině. V závěru je pak zpracován technologický postup provádění pilot na stavbě estakády přes vodní nádrž Hričov.

Klíčová slova

pilota, vrtná souprava, most, založení

Abstract

Idea of this diploma thesis is comparison of different diameters of piles which are used for bridge foundation. Diameters of piles are 1200 and 1500 mm in this case. Diploma thesis is about technical implementation, financial comparison. In outset you can read about possibilities of bridge foundation on water surface. In the end of this thesis there is described technological process of foundation for bridge across the dam Hričov.

Keywords

pile, pile rig, bridge, foundation

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Radek Holba *Estakáda přes vodní nádrž Hričov*. Brno, 2015. 70 s., 10 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky.
Vedoucí práce Ing. Věra Glisníková, CSc.

Prohlášení:

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

V Brně dne 5.1.2016

.....
podpis autora
Bc. Radek Holba

Poděkování :

Děkuji mé vedoucí Ing. Věře Glisníkové, CSc. za rady a připomínky při zpracovávání práce. Dále chci poděkovat zaměstnancům společnosti Zakládání staveb za poskytnuté podklady a rady při mém působení na stavbě.

OBSAH

1. ÚVOD.....	10
2. ZALOŽENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ NA VODNÍ HLADINĚ.....	11
2.1. Kesony.....	12
2.2. Studny.....	16
2.3. Štětové jámky.....	19
2.4. Pilotové založení.....	22
2.4.1. Prováděné z násypu.....	22
2.4.2. Prováděné z pontonu.....	24
2.5. Další možnosti založení.....	26
3. PRAKTICKÁ APLIKACE.....	27
3.1. Charakteristika stavby.....	27
3.2. Inženýrskogeologická charakteristika území.....	29
3.2.1. Provedené průzkumné práce.....	29
3.2.2. Geomorfologické poměry.....	30
3.2.3. Geologické poměry.....	30
3.2.4. Tektonika území.....	31
3.2.5. Inženýrskogeologické poměry.....	31
3.2.6. Hydrogeologické poměry.....	32
3.2.7. Shrnutí geologie po trase stavby.....	32
3.2.8. Charakteristiky provedených průzkumných děl.....	33
3.3. Posouzení skupiny pilot průměru 1200 mm a 1500 mm.....	36
3.3.1. Vstupní hodnoty.....	36
3.3.2. Geometrie konstrukce.....	41

3.3.3.	Statický model	44
3.3.4.	Zjištěné výsledky a návrh pilot	46
3.4.	Srovnání založení na pilotách průměru 1200 mm a 1500 mm	48
3.4.1.	Technická náročnost	48
3.4.1.1.	Doprava	49
3.4.1.2.	Provádění	49
3.4.1.3.	Osazení armokoše, betonáž	51
3.4.2.	Cenové srovnání	53
3.4.2.1.	Doprava	53
3.4.2.2.	Provádění	54
3.4.3.	Shrnutí	56
3.5.	Technologický postup provádění	57
3.5.1.	Pracovní plochy	57
3.5.2.	Mechanizace	58
3.5.3.	Vrtání pilot	58
3.5.4.	Příprava před betonáží	59
3.5.5.	Armokoš	59
3.5.6.	Betonáž	60
3.5.7.	Beranění jímek	61
3.5.8.	Výkop	62
4.	ZÁVĚR	63
	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	64
	SEZNAM POUŽITÝCH OBRÁZKŮ A TABULEK	66
	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	68
	SEZNAM PŘÍLOH	70

1. ÚVOD

V České republice jsou mohutnější mostní konstrukce zakládány ve většině případů na velkopřůměrových pilotách. Je to tak zejména z důvodu dosažení únosného podloží, které se mnohdy nachází ve větších hloubkách. Průměry pilot, navrhovaných pro zakládání mostů, jsou nejčastěji 900 a 1200 mm, výjimečně pak 1500 mm. Prvotním podnětem pro vypracování této diplomové práce bylo autorovo působení na stavbě mostní konstrukce, kde byly pro založení mostu použity právě průměry pilot 1200 a 1500 mm. Cílem práce je tedy zjistit, proč jsou piloty průměru 1500 mm na stavbách málo využívány. Je to z důvodu velké technické náročnosti nebo finanční nevýhodnosti? Autor diplomové práce se pokusil najít na tyto otázky odpovědi ve své diplomové práci. Práce na zakládání předmětného mostu probíhaly po dobu více než čtyř měsíců. Bylo tedy možné získat dostatek informací a číselných podkladů, aby bylo možné toto srovnání objektivně provést.

Mostní objekt byl prováděn přes vodní nádrž Hričov. Výstavba na vodní ploše sebou nese jisté specifické problémy, které značně komplikují průběh prací. Tyto skutečnosti jsou obecně rozvedeny v teoretické části práce, konkrétně pak v závěrečné části v technologickém postupu.

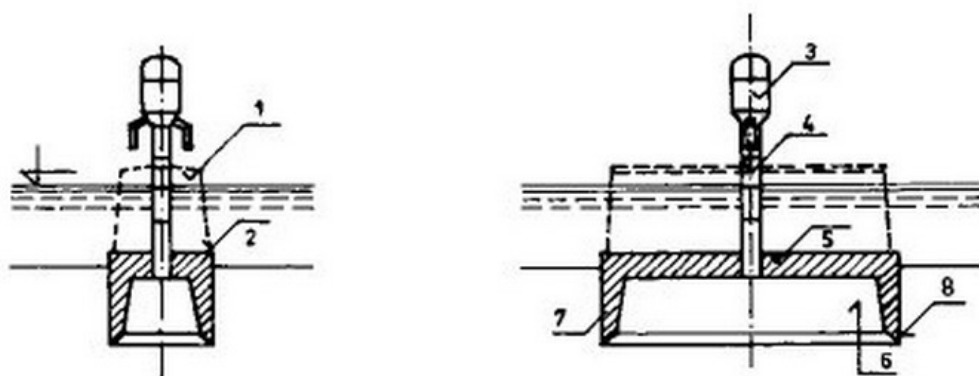
2. ZALOŽENÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ NA VODNÍ HLADINĚ

Zakládání mostních objektů přes řeky, nádrže a jiné překážky související s vodou lze považovat za téměř samostatný obor v oblasti speciálního zakládání. Liniové stavby, jejichž součástí mosty bývají, se v mnoha případech staví v okrajových částech měst nebo ve volné přírodě. Nelze si tedy vybírat vhodné podmínky pro zakládání, ale řídí se polohovým a prostorovým uspořádáním trasy komunikace. V mnoha případech se trasa vede přes vodní plochy. Zde je vhodnější, aby zakládání mostů proběhlo na břehu. Toto řešení však není vždy možné a podpěry je potřeba založit na vodní hladině. Zakládání na vodě sebou přináší mnohá úskalí. Prvním problémem je samotný návrh způsobu založení, kdy se zakládá z vodní hladiny nebo navezených pracovních ploch. Zhotovení pracovní plochy nebo ukotvení pracovní plošiny je o to náročnější, pokud se práce provádí v místech, kde voda působí silným proudem. Dále zde významným způsobem ovlivňuje práce samotné působení vody. Vztlak vody působí na úroveň základové spáry a dělá problémy při těžbě základu. Náročná je v neposlední řadě dodávka materiálu k místu prací.

V minulosti se prováděly různé způsoby založení. Ty jsou z dnešního pohledu především časově náročné. V té době se však jednalo o moderní a propracované technologie. Jednalo se především o kesony a studny. Pomocí těchto konstrukcí se dosahovalo hloubky založení v řádu desítek metrů pod úroveň hladiny vody. Člověk mnohdy až žasne, jakých výsledků byli tehdejší pracovníci schopni dosáhnout. Práce byly fyzicky náročné a nebezpečné. V dnešní době jsou používány sofistikované technologie založené hlavně na strojním vybavení. Práce jsou prováděny v obrovských objemech, často během relativně krátkého času. Jedná se o zakládání ve štětových jímkách. Ty byly používány i v minulosti a jejich výhod se používá i na současných stavbách. Za nejrozšířenější technologii se dá považovat pilotové založení. Piloty je možné provádět jak z provedených násypů, tak z plovoucích pontonů nebo speciálních plošin. Prováděny jsou jak v měkkém jílu, tak ve tvrdé skále. O různých způsobech založení je pojednáno na následujících stranách této práce.

2.1. Kesony

Jsou to dutá tělesa bez dna se stropem s otvorem pro transport pracovníků a materiálu. V kesonu, vodotěsně uzavřené komoře, je stálý přetlak vzduchu. Ve spodní části, u břítu kesonu, musí být přetlak stejný, jako je tlak vody z venku kesonu. Do kesonu sestupují dělníci a odkopávají materiál uvnitř komory. Díky stlačenému vzduchu je zamezeno vnikání vody do pracovní komory. Podkopáváním a tíhou konstrukce klesá níž a níž. Po dotěžení a zarovnání základové spáry je komora kesonu zaplněna betonem a je vytvořen tuhý základ pro konstrukci. Kesony se používaly hlavně u balvanitých zemin.



- 1 - pilířová šachta
- 2 - osazený keson
- 3 - vzdušnice
- 4 - větrací a přístupová šachta
- 5 - kesonový strop

- 6 - pracovní komora
- 7 - obvodové stěny (kesonové konzoly)
- 8 - úzký ocelový břit

Obr. 2-1: Keson [3]

Nejvyšší pro zdravý přípustný pracovní přetlak v komoře je 3,5 baru. Což odpovídá 350 kPa. Této hodnoty je dosaženo 35 m pod hladinou vody. Kesonování lze ale použít i do větších hloubek za předpokladu, že je prostředí méně propustné a voda z komory se čerpá. Maximální zaznamenaná hloubka kesonování je 75,4 m. Provádění prací v této hloubce už je velmi náročné. To jak z hlediska technologického, tak z pohledu zdraví pracovníků. V dnešní době se kesonování už nepoužívá. Byla to drahá technologie a také zdravotně závadná. Používala se v případech, pokud nebylo možné použít jiný způsob založení objektů.

Kesony byly železobetonové a ocelové. Železobetonová varianta byla levnější. Největší využití měli v druhé polovině 19. století. To bylo způsobeno především nedostatečným rozvojem konkurenčních technologií, které umožňovaly založení ve vodě. Mostní pilíře na kesonech se u nás přestaly používat okolo roku 1955. Keson je nejprve smontován.

Montáž probíhá na pevnině a poté je dotažen na místo určení nebo je sestaven přímo nad místem založení. Poté je spouštěn až na dno vodní plochy. Spouštění kesonu je spolehlivější ve srovnání se studněmi, o kterých je pojednáno v kapitole 2.2. *Studny*. V případě dostatečného přetlaku je komora suchá a lze kontrolovat únosnost základové spáry. Kesonování však vyžaduje zdravé pracovníky a speciální vybavení.

Konstrukci kesonu tvoří obvodové stěny nazývané konzoly a strop s komunikačními otvory. Konzoly jsou opatřeny břitem pro snadnější pronikání do podloží. Naopak komunikační trouby procházející stropem jsou ukončeny vzdušnicí. Díky ceně byla rozšířenější železobetonová varianta. Spotřeba betonu je v rozmezí 0,8 až 2 m³ na 1 m² půdorysu. Použití ocelových kesonů bylo jen ve zvláštních případech. Například při spouštění do balvanů anebo skály, kde bylo potřeba rozpojovat horninu trhavinami. Půdorysné rozměry kesonu vychází z rozměrů stavby pokračující k hladině. Díky nepřesnostem v osazení zde byla rezerva minimálně 15 cm na všechny strany. Železobetonové kesony dosahovaly délek až 30 m při šířce 15 m. Ocelové kesony dosahovaly délky dokonce až 50 m, byly ale osazeny dělicími příčkami. Naopak nejmenší rozměry se používaly u pozemních staveb při budování šachtových pilířů, na které se stavěly sloupy skeletové stavby. Při zakládání budovy Kina 64 v Praze byly použity kruhové kesony s vnitřním průměrem 1 m [1]. Kruhové kesony byly často používány při zakládání mrakodrapů. V současné době tuto varianty vystřídaly vrtané velkopřůměrové piloty.

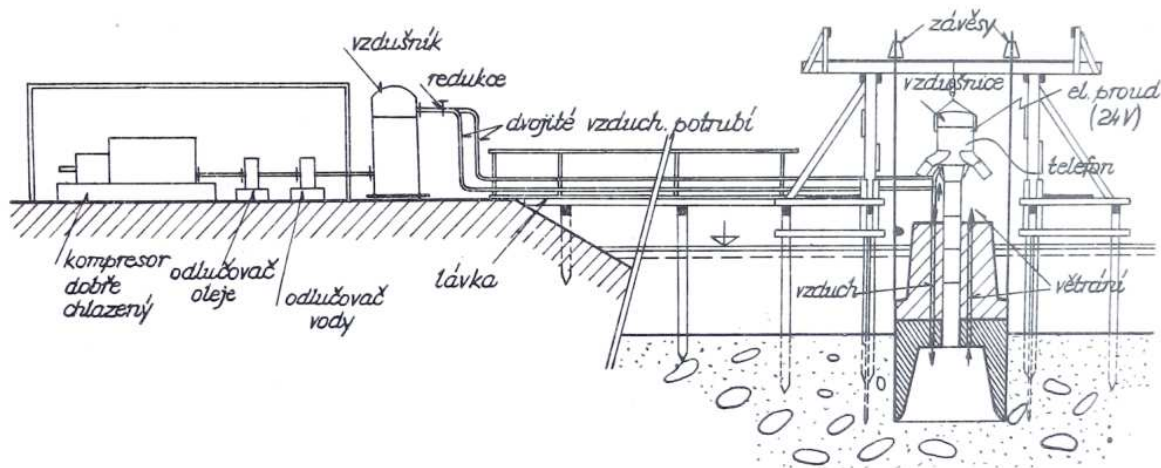
Vnější stěna konzoly je svislá, aby umožňovala snadnější klesání. Výstupky a další nerovnosti zvyšují tření a komplikují spouštění. Může se objevit myšlenka, že by bylo výhodnější mírné odklonění od svislice. Do vzniklé mezery by však mohly napadat kameny a keson by se zaklínil. Rozměry komory kesonu se řídily dokonce nařízením vlády. Toto nařízení ukládalo minimální světlou výšku 2 m. Tato výška umožňovala vzpřímeně stát i po zaboření břitu. V měkké zemině, kde docházelo k většímu zaboření, byla tato výška až 2,5 m. V širokých kesonech se navrhovaly vnitřní přepážky, které podpíraly strop a rozpíraly konzoly. Byly v nich otvory pro průchod a dopravu materiálu. Konzola je ve spodní části opatřena břitem. Ten ji chrání před poškozením a ulehčuje vnikání do horniny. Břit může být jen ze železobetonu nebo také opatřen oplechováním. Břit také nemusí být proveden jen do špičky, jsou různé varianty provedení.

Nadezdívka kesonu se provádí v celé ploše půdorysu, pokud se spouští do menší hloubky. Při spouštění do větší hloubky se neprovádí nadbetonování po celé ploše, protože by jeho váha byla příliš veliká. Provádí se jen nástavce, které se při větších výškách musí rozpírat. Volný prostor se zabetonuje až po dosednutí na požadovanou

hloubku. Za účelem maximálního vylehčení bylo možné navrhnout ocelovou nebo dřevěnou štětovou stěnu místo železobetonových nástavců.

Díky ceně, méně používané ocelové kesony se prováděly jako příhradové nebo plnostěnné. Příhradové kesony se skládaly z nosných příčnic, ztužujících podélníků a vodorovného zavětrování. Vytvořená kostra se oplechovala a vybetonovala. U balvanitých zemin se příčnice protahovaly až k břitu. Ztužovaly tak konzolu a zachycovaly velké vodorovné síly. Oplechování se provádělo tloušťky 5 mm na vnější stěně, 4 mm na vnitřní a 3 mm na stropě. K zajištění vodotěsnosti se mezi plech a kostru vkládaly jutové pásy napuštěné miniem. Ocelové kesony se nýtovaly nebo svařovaly.

Součásti kesonu potřebné k práci tvoří různá zařízení a příslušenství. Jsou to vzdušnice, závěsy, komunikační trouby, telefon, osvětlení, kompresory a potrubí. Vzdušnice jsou komory, kterými se vchází do kesonu. Mají dvě vzduchotěsná dvířka. Jedna vedou ven, druhá do komunikační trouby. Vzdušnice zajišťují vstup a výstup pracovníků a materiálu do komory bez změněné hodnoty tlaku v kesonu. Při vstupu se vstoupí do vzdušnice, kde je atmosférický tlak. Tlak se postupně zvyšuje na hodnotu v kesonu. Až dosáhne požadované hodnoty, je možné otevřít dvířka do kesonu a sestoupit do pracovního prostoru. Při výstupu je postup opačný. Vzdušnice se prováděly jako univerzální, osobní a materiálové. U kesonů délky do 15 m se používají univerzální, u větších rozměrů jsou dělené. Komunikační trouby jsou průměru 900 mm. Skládají se z kusů délky 1 až 2 m. Uvnitř trouby je žebřík, vodítko pro vědro a vedení. Spodní trouba je zabetonovaná do stropu kesonu. Závěsy se používají ke spouštění kesonu z lešení na dno řeky. Skládají se z částí dlouhých 1 až 2 m podobně jako trouby. Závěsy jsou umístěny na podélné straně ve vzdálenosti 3 m. Keson se spouštěl ručně pomocí vřetene nebo strojně pomocí hydraulických, případně pneumatických lisů. Telefon a osvětlení museli vést do každého kesonu. Stlačený vzduch se dávkoval ze vzdušníku. Do toho se dodával pomocí kompresoru. Na vzdušníku se nacházel redukční ventil, který zmenšoval tlak na hodnotu v kesonu. Vzduch je nutné čistit od oleje, aby nebyl zdraví závadný. Použití stlačeného vzduchu pro práce pod hladinou vody bylo poprvé použito v roce 1839 [1]. Tento nápad využil francouzský inženýr Triger při spouštění těžní šachty. Při zakládání mostu bylo stlačeného vzduchu poprvé použito v roce 1841. Do kesonu bývalo také zavedeno větrací potrubí, pro kesony zabořené do jílu. V tomto prostředí totiž neunikal vzduch pod úroveň břitu a nebyla zajištěna, i když minimální cirkulace vzduchu v pracovní komoře. Větrání se v neposlední řadě využívalo za účelem větrání po odstřelu skály, kdy bylo potřeba odstranit množství prachu a nebezpečných plynů.



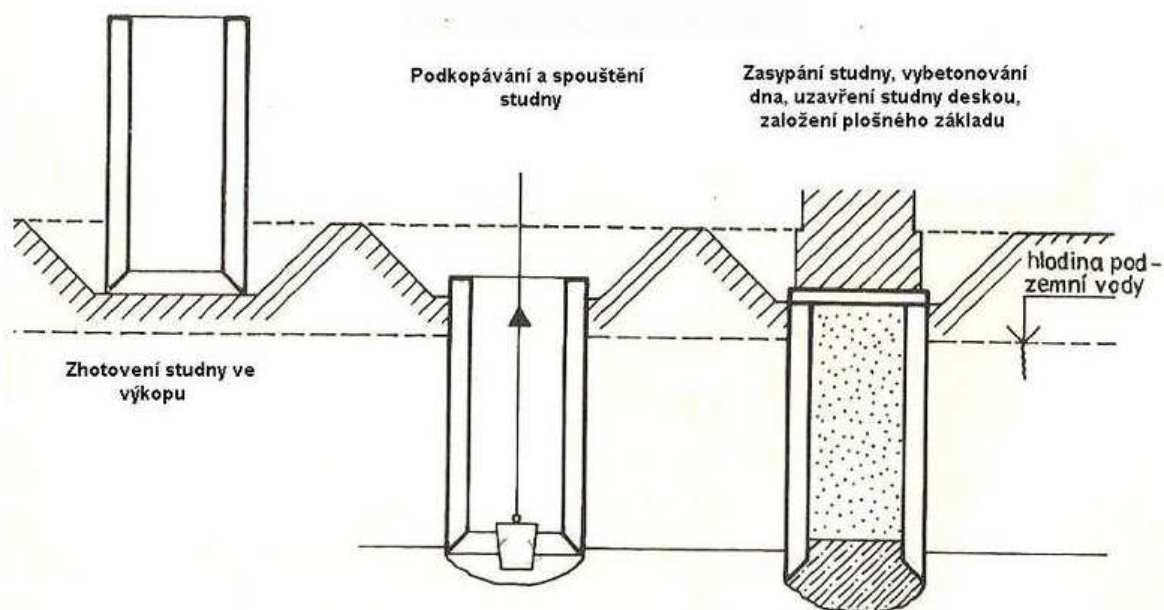
Obr. 2-2: Kesonovací zařízení [1]

Kesonová nemoc se vyskytovala u některých pracovníků. Této nebezpečné nemoci se však dalo předcházet. Prvním krokem bylo lékařskou prohlídkou vyloučit osoby, které měli pro tuto nemoc tělesné předpoklady. Dále se jednalo o osoby schopné, ale dočasně nemocné, i když se jednalo například jenom o rýmu. Při ní se totiž ucpe Eustachova trubice, při změně tlaku se tlak v uších nevyrovnává a dojde k poškození bubínku. Kesonová nemoc vzniká při vyšším přetlaku, pokud se z kesonu vystoupí příliš rychle. Díky vysokému tlaku se v krvi shromažďuje dusík, ten se musí pak postupně vyloučit, což se při rychlé změně tlaku nestane. Nemoc způsobovala bolesti kloubů, krvácení, závratě. Například, pokud dosahoval tlak v kesonu 2,5 baru, byla pracovní doba maximálně 4 hodiny a doba výstupu byla stanovena na 50 minut.

V kesonu se hloubilo ručně. Díky malému pracovnímu prostoru a především proto, že komora byla uzavřená, nebylo možné použití mechanizace. Vytěžený materiál se dopravoval pomocí věder přes vzdušnici ven z kesonu. Hloubení probíhalo v málo únosné zemině od středu kesonu směrem ke stěnám. Poté keson vlastní tíhou klesal. V zemině únosné se provedlo hloubení nejprve podél břitu, následně byl odtěžen zbývající prostor. Po dosažení požadované hloubky se kontrolovala základová spára. Ta byla v oblasti břitu často rozrušená, ve zbylých částech se však nacházel rostlý materiál. Nakonec se komora zabetonovala. Zabetonování probíhalo v celém objemu komory směrem od stěn ke vzdušnici. Ve velkém objemu prací docházelo k ohřívání konstrukce vlivem hydratačního tepla. Bylo nutné větrání komory.

2.2. Studny

Jako studny se označují dutá válcová nebo pravoúhlá tělesa, která nemají strop ani dno. Studna se podhrabává a klesá dolů vlastní vahou. Po dosažení požadované hloubky se dno zabetonuje a je vytvořen základ stavby. Princip postupu je v podstatě stejný jako u kesonu, v případě studny se jedná o otevřený pracovní prostor.



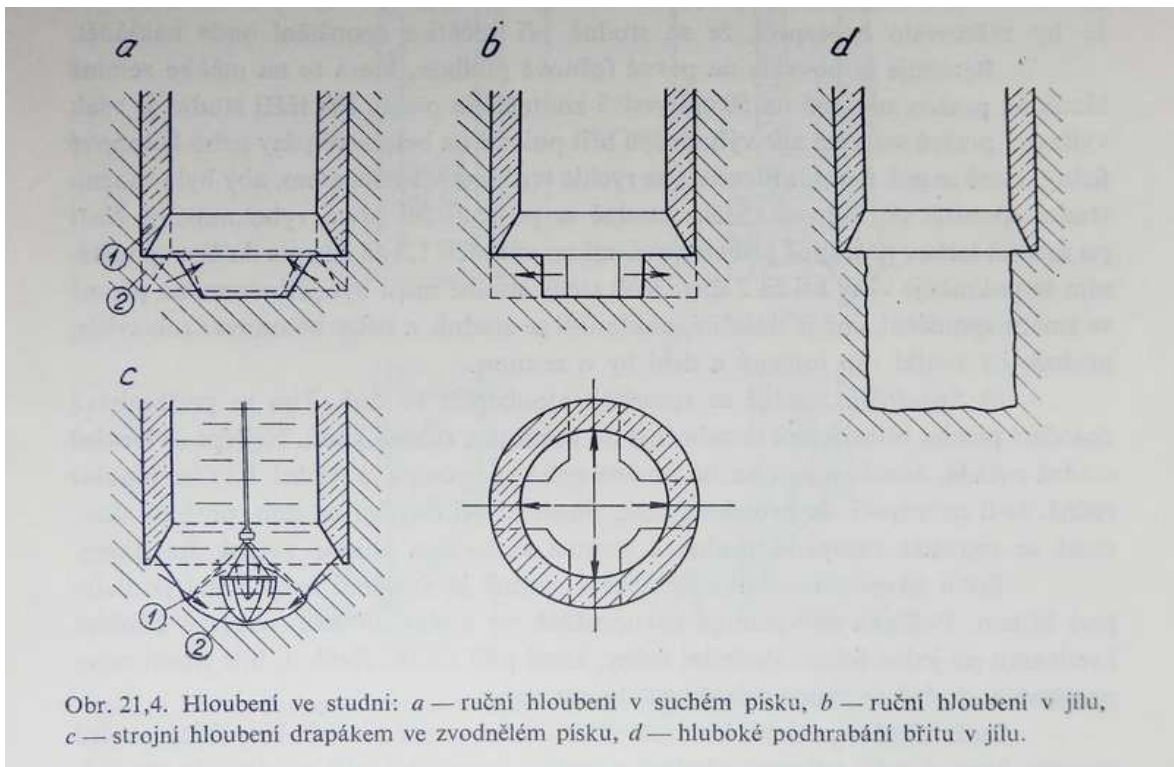
Obr. 2-3: Schéma postupu založení na studni [4]

Jejich použití je nejvýhodnější v prostředí tvořeném pískem. Zde bylo dosaženo hloubky až 52 m [1]. Pro dosažení takové hloubky je potřebná značná hmotnost studny, kvůli překonání tření na plášti. Optimální je hloubka do 18 m. Problematické je zakládání v měkkém jílu, jelikož se nepravidelně naklánějí. Studny se používaly hlavně pro zakládání mostních pilířů. Dosahovaly se hloubky přes 35 m, kde bylo kesonování problematické. Maximální hloubky bylo dosaženo u pilíře mostu přes Tajo v Lisabonu, tato hodnota byla 79 m. Provedení studny bývalo ve srovnání s kesonem několikrát levnější.

Studny mohou mít různý tvar půdorysu. Pokud má studna menší velikost je tvořena jednou dutinou. Nejvhodnější z hlediska nejmenšího namáhání konstrukce studny je tvar kruhový. U větších studní je konstrukce tvořena více dutinami v jedné nebo i několika řadách. Jsou vzájemně odděleny pravoúhlými stěnami. Studny se spouštějí z terénu na místě určení, v tomto případě jsou železobetonové. Je možná také ocelová varianta v případě, že je studna na místo dopravena. Zvláštním případem byly studny tvořené obvodovou stěnou objektu. Tato konstrukce tvořila celou podzemní část budovy. Fungovala jako pažení jámy a poté jako nosná konstrukce stavby. V současné době

je tato varianta nahrazována podzemními stěnami. Hloubka spouštění určuje tíhu studny, tomu odpovídají tloušťky stěn. Ve většině případů jsou železobetonové. A to jako monolitické nebo ze skruží.

Stěna studny má být svislá. Může být provedena vodící část výšky minimálně 1,5 m. Poté odskok 10 až 15 cm, na který navazuje zase svislá část. Půdorysný rozměr studny, je oproti konstrukci nad ní, rozšířen o 15 cm, kvůli odchýlkám při provedení. Ve spodní části je studna osazena břitem. Ten je v případě větších hloubek oplechován. Při samotném spouštění se břit podhrabává. Způsob hloubení se liší podle druhu zeminy a zvodnění. V případech suchého dna nebo vyčerpané studně se těží ručně, lze lépe kontrolovat postup klesání. V nebezpečných případech, kde působí proudový tlak nebo hrozí prolomení dna, se těží drapákem. Studna má postupně klesat a nenaklánět se. Žádoucí je, aby se její klesání úplně nezastavilo. Směr klesání se měří olovnicí nebo pomocí přesné nivelace. Postup lze korigovat podkládáním břitu nebo vzepřením stojek. Na změny svislé polohy je studna nejnáchylnější na počátku spouštění, kdy je výška pláště malá a nevede správný směr. Při spouštění se plášť postupně nadbetonovává rychletvrdnoucím betonem. Výška kroku je 1,5 až 3 m a opakuje se ideálně každé 3 dny. V nesoudržných zeminách se hloubí ze středu studny, ta klesá a střed je zpětně zaplňován vytlačeným materiálem. Soudržné zeminy se nechovají stejně, a proto se podhrabává po obvodu až k břitu, poté studna klesá. Velké studny se podhrabávají jen po obvodu a střed se těží drapákem. V tuhém nebo pevném jílu se studny dokonce podhrabávají několik metrů pod břit. Při hloubení ve vodě, kde tvoří dno písky, se těží převážně drapáky. Hrozí zde prolomení dna, proto se do studny čerpá voda. Její hladina je na vyšší úrovni než v okolí a tak vzniká potřebný přetlak, který udržuje dno stabilní.



Obr. 2-4: Způsob hloubení ve studni [1]

U velkých hloubek se prováděla různá opatření, která ulehčovala klesání. Jednalo se například o rozplavování zeminy za rubem stěny. Voda se přiváděla trubkami zabetonovanými ve stěně studně. Trubky byly po celém obvodu a bylo možné regulovat přítok vody do nich. V případě nežádoucích odchylek bylo možné klesání studny částečně ovládat. Stávalo se také, že klesání studny se zastavilo před dosažením projektované hloubky. Bylo to zapříčiněno zvýšeným třením na plášti nebo naražením na balvanitý podklad. V podobných případech pomohlo zvýšení tíhy studny pomocí přídavné zátěže nebo odstranění překážek u břitu. Po ukončení spouštění se dno zabetonuje. Provede se deska tloušťky 60 až 100 cm. Působí-li na dno vodní tlak, pak se tloušťka desky úměrně zvětší. Vnitřek studny se poté vyplňuje pískem nebo betonem. Vrchní část studny se opět zabetonuje. Vzniká rovný plošný základ pro navazující konstrukci stavby.

2.3. Štětové jímky

Jak už bylo zmíněno v úvodu kapitoly, štětové jímky byly používány v době minulé, ale díky svým nesporným výhodám jsou používány i v současném stavebnictví. Štětové jímky jsou tvořeny z uzavřených štětových stěn. Štětové stěny jsou tvořeny z jednotlivých prvků, které se nazývají štětovnice. Ty jsou v současnosti především ocelové a do zeminy se zapravují beraněním. Vzájemně se spojují pomocí vodotěsných zámků. Je to v podstatě jediný způsob pažení jámy pro přímý kontakt s vodou. Jiné pažící konstrukce, jako jsou například podzemní stěny, se musí provádět z násypu, což u štětových stěn není potřeba. Jsou vhodné hlavně do nesoudržných zemin, ale není problém je provádět v zeminách soudržných, případně v tvrdých materiálech. Neslouží jako samotné založení stavby, ale zajišťují stavební jámu proti vnikání vody. Voda v prostoru jámy se poté vyčerpá a provádí se založení objektu. To může být plošné nebo hloubkové.



Obr. 2-5: *Provádění štětových jímk v řečišti [5]*

Materiálem štětovnic může být dřevo, ocel nebo železobeton. Dřevěné štětovnice se používaly hlavně v minulosti. Byly z hranolů tloušťky 100 až 180 mm z borového dřeva. Spodní část mohla být provedena do špičky, aby se ulehčilo vnikání do zeminy. Dosahované hloubky byly do 3 m. Poté docházelo k poškození prvků. Mezery mezi jednotlivými štětovnicemi se dotěsňovaly koudelí. Za účelem ztužení se provádělo vodorovné spojení pomocí kleštín v hlavě štětové stěny. K rozepření konstrukce se používaly dřevěné trámy. V současnosti jsou nejvíce používány štětovnice ocelové. Jedná se především o typ Larssen. Jsou to profilované prvky tvaru U různých velikostí

se stěnou tloušťky okolo 1 cm, délek 12, ale i více metrů. V případě příznivých geologických podmínek lze štětovnice zarážet i do hloubek přes 20 m. Zde jsou už zvýšené nároky na přesnost provádění a také na použitou mechanizaci. Vzájemně se spojují zámky tak, že se do sebe zasouvají po celé délce štětovnice. Osová vzdálenost zámků závisí na typu štětovnic a pohybuje se okolo 0,5 m. Pro napojení stěny v rozích se používají atypické kusy. Jak už bylo výše napsáno, zámky jsou při správném provedení vodotěsné. V případě průsaků je mezera zaplněna nečistotami ve vodě nebo se podél zámku sype škvára a ta mezeru utěsní. Ojedinele používány byly štětovnice železobetonové. Prováděly se jako předpjaté a do zeminy se vpravovaly vplachováním.

Dále bude text zaměřen na štětovnice ocelové, především typu Larssen. Ty jsou v současné době nejpoužívanější. K jejich osazení se používají beranidla. Fungují na principu vibrování, tak že štětovnice kmitá a zajíždí do zeminy. Druhým typem je beranidlo rázové, v kterém se svisle pohybuje píst, volným pádem naráží na hlavu štětovnice a zaráží ji. Rázové beranidlo se používá v tuhém podloží nebo v místech s většími kameny, kde není vibrace tak účinná. Samotné beranidlo je zavěšeno na jeřábu nebo speciálně upravené vrtné soupravě používané k provádění pilot. V případě zavěšení na jeřábu klesá štětovnice vlastní tíhou a tíhou beranidla. Naopak vrtná souprava může použít přítlak a zvýšit tak působící sílu a zkrátit dobu provádění. V případě zastížení tvrdého podloží se nabízejí dvě možnosti jak dosáhnout požadované hloubky. Levnější a snadnější variantou je nasazení rázového beranidla. V některých případech, ale není ani toto zařízení schopno dalšího postupu v náročném prostředí. Druhou možnou variantou je provedení předvrtů v ose stěny. Předvrt se provádí vrtnou soupravou a plní se vhodným zásypovým materiálem.

Jímky lze provádět jako opřené o pevné dno nebo vetknuté. Vetknutí je ze statického hlediska vhodnější, mnohdy se však setkáváme s výše uvedenými komplikacemi. U stavebních jam, kde je hladina vody nízká a na stěnu nepůsobí velký tlak je stabilita řešena vetknutím a provedením vodorovného ztužení v ploše stěny. V případě většího namáhání je potřeba konstrukci dodatečně zajistit. Vzhledem k tomu, že je jímka obklopena vodou není možné provést kotvení do okolní zeminy. Statického zajištění je tedy dosaženo použitím rozpěr. Rozpěry jsou nejčastěji ocelové. Používají se různé profily I, U, H, ale také dvojice vzájemně svařených štětovnic. Spojením těchto prvků vznikají rozpěrné rámy. Do jímky se osazují průběžně při postupující těžbě jámy. Při vhodném návrhu rozepření je vnitřní prostor jámy relativně volný a významně neomezuje postup prací. Po dokončení prováděné konstrukce se jáma zaplňuje vhodným materiálem a rámy jsou postupně demontovány.



Obr. 2-6: *Jímka s rozpěrnými rámy (foto: autor)*

Po provedení konstrukce uvnitř jímky lze postupovat dvěma způsoby. Štětovnice je možné vytáhnout nebo se na místě ponechají jako trvalá ochranná stěna. Vytahování se provádí opět beranidlem. Štětovnice jsou tuhé a trvanlivé prvky, často se tedy používají opakovaně a jejich vytažení je finančně výhodné. U staveb většího rozsahu s postupnou výstavbou opěr se po dokončení jedné podpěry beraní na ochranu založení podpěry druhé. Šetří se tím nejen materiál stavby, ale také náklady na dopravu. Druhou možností je ponechání štětovnic v místě zaberanění a stávají se tak trvalou součástí konstrukce. Tohoto je využíváno hlavně u podpěr, na které působí proud vody. V případě dlouhodobého působení by mohlo dojít k narušení stability konstrukce. Vrchní část štětovnice je zaříznuta na požadovanou výšku. Díky tomu, že jsou štětovnice ocelové, ve vlhkém prostředí korodují. Jsou tedy provedeny úkony zvyšující dlouhodobou trvanlivost ocelových prvků. Provádí se různé ochranné nátěry, případně katodická ochrana spočívající v nabíjení stejnosměrným proudem.

V případě, že je základová spára ve velké hloubce pod vodní hladinou, je namáhána vztlakem vody. V nestabilním podloží by mohlo dojít k prolomení dna a zaplavení prostoru jámy. Aby se toto riziko eliminovalo, provádí se injektáž dna jámy. Ta se provádí v předstihu před dotěžením, kdy na dno působí tlak zeminy. Poté je možno provádět těžbu bez obav a je také omezen přítok vody přes dno jámy.

2.4. Pilotové založení

Zakládání mostů na pilotách je v našich končinách pravděpodobně nejpoužívanější způsob založení. Technologie je zde zavedena ve velkém měřítku. Díky geologické stavbě území je ve většině případů také nejvhodnějším řešením. Podpěry mostů jsou zakládány na skupinách pilot, které jsou složeny z několika pilot. Některé podpěry jsou však zakládány také jen na dvojici velkopřůměrových pilot. Piloty se v nejlepším případě ukončují až ve tvrdých vrstvách, tím se eliminuje sedání základu. Pilotové založení lze realizovat ze zřízeného násypu nebo z plovoucího pontonu. Porovnání těchto rozdílných způsobů založení je uvedeno v následujícím textu.

2.4.1. Prováděné z násypu

Provádění pilot z násypu se uplatňuje v místech, kde voda nedosahuje velké hloubky, přibližně do 5 m. Před samotným provedením násypu se musí určit, jaký dopad bude mít toto omezení na průtok ve vodoteči. Násyp totiž nesmí výrazně omezit prodění vody, případně nadměrně zvýšit hladinu vody v okolí místa provádění. Neméně významným problémem je působení na přírodu. Jedná se totiž o poměrně velký zásah do prostředí živočichů v řečišti. Před započítím navážení násypu je vhodné odstranit ze dna bahenní nánosy a materiál s podobnými vlastnostmi. Odstranění se provede speciálním podvodním buldozerem nebo bagrem průběžně s budováním násypu. V opačném případě dochází k sedání násypu a ten není pro pohyb těžké mechanizace dost stabilní. Jako materiál je nejvhodnější lomový kámen. V místě budoucí patky je vhodnější navážet sypký materiál, který nebude komplikovat vrtné práce a pozdější beranění štětovic pro zajištění výkopu.



Obr. 2-7: Násyp pro výstavbu dálničního mostu přes vodní nádrž (foto: autor)

Těžba pilot probíhá rotačně náběrovým způsobem vrtnými soupravami nebo se používají drapáky nesené pásovými jeřáby. Ve většině případů se používají vrtné soupravy, drapáky jsou nasazeny v případě balvanitého podloží. Těží se pod ochranou ocelových výpažnic. Výpažnice se používají vždy v nesoudržném materiálu. Po dosažení tvrdého podloží lze vrtat bez pažení, musí být však zajištěna dostatečná stabilita stěny vrtu. Zapažením piloty až do tvrdého podloží je zamezeno přítoku vody do vrtu. Je tedy zajímavé, že ač se vrtá například uprostřed přehrady, vrty jsou suché. Opačným případem je vrtání v písčitých zeminách. Je zde riziko prolomení dna vrtu působícím vztlakem vody a do vrtu se musí voda přilévat, aby vznikl dostatečný přetlak vodního sloupce. Po dovtření na požadovanou hloubku je vrt vyčištěn. Čištění se provádí čistícím hrncem. Je osazen armokoš a provedena betonáž. Betonáž se provádí pomocí betonářských rour, které v případě zvodnělých vrtů dosahují až na jejich dno. Podrobnější popis postupu je uveden v kapitole 3.5. *Technologický postup provádění.*

Po dokončení pilot a zatvrdnutí betonu je prováděn výkop na úroveň základové spáry. Jelikož je výkop prováděn v násypu tvořeného sypkou zeminou, je nejprve provedeno zajištění výkopu štětovicemi. Poté je prováděn výkop s průběžným zajišťováním stěn jímky. Následuje úprava hlav pilot spočívající v odstranění znehodnoceného betonu. Část týkající se založení podpěry je ukončena a pokračuje výstavba konstrukce.

Výhodou provádění založení z násypu je to, že v okolí patky jsou plochy pro uložení materiálu a bezpečný pohyb pracovníků. K místu prací je také vytvořena komunikace. Není nutné čekat na plavidlo nebo jiný dopravní prostředek, jako je to u zakládání na pontonu. Práce probíhají na pevném podkladu a nejsou v podstatě nijak ovlivněny situací na okolní vodní ploše. Po dokončení konstrukce mostu je násyp odstraněn. Místo stavby se tak vrací do původního stavu. Vzniklá podpěra může být chráněna štětovou stěnou proti působení vody.

Pro zajímavost je zde uveden způsob založení mostu 505 přes řeku Tanana na Aljašce [11]. Toto založení provedla firma Malcolm, která je jednou z největších firem v oblasti speciálního zakládání v USA. Most má 5 podpěr založených na pilotách velkého průměru. Jedna podpěra je umístěna na břehu, další dvě na navezeném násypu v řečišti a zbývající dvě byly zakládány z provizorní konstrukce nad hladinou vody. Pro pažení vrtu byly použity ocelové pažnice průměru 3 m. Ty byly vzájemně svařovány nad vrtem a do země zapravovány pomocí zapažovacího zařízení. Těžba samotného vrtu probíhala lanovým drapákem kruhového průřezu, který byl zavěšen na pásovém jeřábu. Piloty jsou provedeny do hloubky 53 m, což je dosud největší dosažená hloubka na území Aljašky. Čtyři z pěti podpěr jsou vetknuty na délku 12 m do skalnatého podloží. Na stavbě byla

také použita vrtná souprava Bauer BG 40, která prováděla klasické vrtání piloty průměru 1,2 m. Jejich hloubka je 16 m a k zapažení do požadované hloubky bylo použito také zapažovací zařízení. Takovéto průměry pilot a strojní vybavení se na našem území neprovádí, ani nepoužívá. Bezpochyby je provádění prací tímto způsobem zajímavé.



Obr. 2-8: Zakládání mostu přes řeku Tanana na vytvořeném násypu [11]

2.4.2. Provádění z pontonu

Práce prováděné z pontonu jsou ve vodě větších hloubek, v místech kde nelze provést násyp z důvodu omezení průtoku vody nebo tam, kde je provedení násypu neekonomické. Typické je nasazení na moři, s čímž se v našich podmínkách nesetkáme. Používají se různé typy pontonů. Může být využit ponton, který má podpěrné nohy nebo ponton volně plující na hladině (obr. 2-9). Ponton s nohami se dopraví na místo prací a nohy, které jsou ocelové, jsou spouštěny ke dnu. Zaboří se do dna a ponton je pevně ustaven do pracovní pozice. V případě pontonu bez opěrných nohou je také dotážen na místo určení. Jeho zajištění proti pohybu je však pomocí ukotvení ke kotevním blokům. Tyto bloky jsou betonové a umísťují se s předstihem na místo prací. Pohyb pontonu po vodní hladině je zajištěn tlačnými loděmi nebo remorkéry.



Obr. 2-9: Vrtná souprava na pontonu [6]

Těžba vrtů probíhá jako v předchozím případě. K betonáži se však používá betonpumpa z prostorových důvodů. Všechny potřebné nástroje a vybavení jsou na pracovní ploše pontonu. Jsou zde zvýšené nároky na bezpečnost. Práce jsou také více náročné z hlediska přesnosti, jelikož se ponton pohybuje na často neklidné vodní hladině. Doprava materiálu a pracovníků je pomocí obslužných lodí.

V prostoru mezi dnem a hladinou vody jsou piloty chráněny trvalou ocelovou troubou. Nad hladinu vyčnívá část piloty a její výztuž. Na tuto část je následně osazena konstrukce podpěry, která je prefabrikovaná nebo se provede jako monolitická. Výhodou je, že okolí není značně zasaženo výstavbou a odpadá náročné zřizování a odstraňování pracovních plošin.

2.5. DALŠÍ MOŽNOSTI ZALOŽENÍ

Pro zakládání mostů na vodě se používají i další, i když méně časté způsoby. Jedná se o založení na sloupech tryskové injektáže, lamelách podzemních stěn nebo mikropilotách.

Trysková injektáž je vhodná zejména do sypkých zemin. Ideální geologií pro použití této technologie jsou písky a štěrky. Principem tryskové injektáže je vmíchání cementové směsi do stávajícího materiálu. Provádí se maloprofilové vrty a při vytahování vrtného nástroje se pod tlakem vhání do okolí cementová směs. V případě štěrku, po přidání cementu vzniká kompaktní betonový útvar. S výhodou se používají v kombinaci se štětovými jámkami, kdy navazují na jejich spodní část a utěsňují tak úroveň základové spáry. Vzniká betonový blok, na který navazuje konstrukce podpěry. Touto technologií byl založen například most Apollo v Bratislavě.

Lamely podzemních stěn se využívají u velmi zatížených konstrukcí. Tato technologie má poměrně velké prostorové nároky na staveniště. Lze dosahovat velké hloubky založení. Problémem může být pažení lamel při těžbě. Těžba se provádí drapáky, které jsou zavěšeny na pásových jeřábech. Stabilitu rýhy proti sesypání zajišťuje pažící suspenze. Ta má různé složení a ve styku s přírodou se s ní musí zacházet opatrně. Rýha je po dotěžení přečištěna, osazena armokošem a betonuje se. Pažící suspenze se současně s postupující betonáží přečišťuje a přečerpává do zásobních sil. Na lamelách podzemních stěn byly založeny podpěry mostu přes Vltavu na stavbě jižního Městského okruhu u Prahy.

Založení na mikropilotách je vhodné ve stísněných prostorech. Může se jednat například o problematické dopravení k místu prací. Vrtné soupravy na piloty jsou mnohdy několikanásobně větší, než maloprofilové soupravy na provádění mikropilot. Technologický postup provádění mikropilot spočívá v hloubení vrtu, poté je vrt vyplněn od dna cementovou zálivkou. Následně je do vrtu vložena výztuž, která je tvořena nejčastěji silnostěnnou trubkou. Po dokončení vrtných prací jsou hlavy mikropilot osazeny ocelovými roznášecími deskami a pokračuje se ve výrobě podpěry mostu.

3. PRAKTICKÁ APLIKACE

3.1. Charakteristika stavby

Oficiální název řešené stavby je Estakáda na D3 v km 7,500 nad cestou I/18, ŽSR a vodnou nádrží Hričov. Konkrétně se jedná o objekt 223-00 na nově budovaném úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). Estakáda je umístěna západně od slovenského města Žilina. Přímo navazuje na stávající úsek D3 Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov), kdy je po překonání výše uvedených objektů ukončena navazujícím tunelem Považský Chlmec. Na začátku úseku prochází stísněným územím pod svahem Bukoviny a nádrží Hričov. V tomto poměrně úzkém prostoru přechází nad frekventovanou silnicí I/18, v souběhu s touto silnicí je vedena dvoukolejná elektrifikovaná železniční trať ŽSR. Poté přechází přes rybník Strážov, který je v těsném sousedství nádrže Hričov. Po překonání této nádrže prochází přes okrajovou část Považského Chlmce nad silnicí II/507. Úsek ukončuje přechod do tunelu Považský Chlmec.



Obr. 3-1: Umístění stavby

Přes nádrž Hričov se v budoucnu uvažuje s výstavbou plavebního kanálu. Šířka plavebního prostoru je minimálně 40 m. Výška 7 m nad plavební hladinou, která je 325,5 m n. m. Tomuto požadavku bylo také upraveno technické řešení. Rozpětí dvou mostních polí nad kanálem je 110 m. V úseku nad rybníkem Strážov je rozpětí 42 m a ve zbývajícím úseku nad nádrží Hričov je toto rozpětí 44 m. Objekt 223-00 je řešen jako dvojice mostů (pro každý směr samostatná konstrukce). Konstrukce jsou totožné a jsou navrženy jako spojitý nosník z monolitického přepjatého betonu. Šířka vozovky na mostě je 11,25 m. Jak bylo výše uvedeno, estakáda je tvořena dvěma samostatnými mosty. Most je uložen na pilířích, které jsou přes patky založeny na skupině velkopřůměrových

pilot. Piloty pod jednotlivými patkami mají různý počet i délku v závislosti na geologii, rozpětí a také zatížení. Na založení estakády byly prováděny piloty průměru 1500 a 1200 mm. Patky jsou prováděny ve dvojici vedle sebe na jedné pilotovací plošině.

Celý úsek estakády je rozdělen na jednotlivé technologické celky. Technologický celek 1 (TC1) je na začátku úseku. Tedy od konce stávajícího úseku dálnice D3 po okraj nádrže Hričov. Tento celek je prováděn na pevnině a zakládán na pilotách průměru 1200 mm. Navazuje TC2, tato část je v oblasti rybníka Strážov. Za účelem provádění prací na tomto celku bylo potřeba přes rybník provést násyp. Ten slouží jako obslužná komunikace a navazují na něj jednotlivé plošiny pro provádění prací speciálního zakládání. Piloty na TC2 jsou rovněž průměru 1200 mm. Přes vodní nádrž v místě největších rozpětí, jedná se o dvě mostní pole, jsou patky založeny na pilotách průměru 1500 mm. Označení tohoto úseku je TC3. Tak jako na TC2 byly práce prováděny z provizorní přístupové komunikace a vrtných plošin. Na úsek TC3 navazuje TC4, který vede až do konce estakády. Piloty byly prováděny částečně z násypu a dále na rostlém terénu. Jejich průměr je 1200 mm.



Obr. 3-2: Vizualizace dokončené estakády [8]

Podle délky úseků je rozdělení estakády následující. Úsek km 6,750 - 7,100 je zakládán na suchém terénu. Je to oblast pod kopcem Bukovina. Následuje úsek km 7,100 - 7,480. Zde je přemostěn rybník Strážov. V km 7,480 - 8,040 je přemostěna

nádrž Hričov. Závěrečný úsek km 8,040 - 8,250 přechází z nádrže na břeh a dále pokračuje ve svahu až k tunelu. Uvedené rozdělení estakády není totožné s rozdělením na jednotlivé technologické celky.

Řešení této práce se zabývá patkou P20P. Ta je součástí pravého mostu (ve směru staničení). Staničení této patky je km 7,851 700. Spadá tedy do úseku km 7,480 - 8,040 a je v technologickém celku TC4. Patka je ve skutečnosti založena na pilotách průměru 1200 mm. Jejich délka je 16 m a počet na patku je 7 ks. Přenáší mostní pole o rozpětí 71 m a 44 m. Vedlejší patka spadá do TC3 (s pilotami průměru 1500 mm). Znamená to tedy, že patka P20P je jedna z prvních v TC4 prováděna z pilot průměru 1200 mm.

3.2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÁ CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ

3.2.1. Provedené průzkumné práce

V zájmovém území byly provedeny dva inženýrskogeologické průzkumy za účelem výstavby mostu. První průzkum byl proveden v roce 1999. Jednalo se o podrobný inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum. Zahrnoval provedení jádrových vrtů v počtu 6 ks s délkou do 15 m a jednoho hydrogeologického jádrového vrtu délky 12 m. Vrtné práce byly provedeny jen v oblasti mimo vodní plochy. Vrty byly dále doplněny v oblasti vodní hladiny o geofyzikální práce. Konkrétně se jednalo o vysokofrekvenční elektromagnetickou metodu - PRP v ose budoucího mostu. Tento průzkum také ve velké míře využil výsledky již prováděného průzkumu v roce 1969. Ten prozkoumával celou oblast nádrže Hričov. Pro účely založení mostu byly použity jen výsledky vrtů prováděných nejbliže ose mostu.

V roce 2006 byl proveden doplňující inženýrskogeologický průzkum. V rámci tohoto průzkumu byly provedeny práce poměrně velkého rozsahu. Jednalo se o provedení inženýrskogeologických vrtů, dynamických penetračních sond, presiometrických zkoušek, geofyzikálního průzkumu a odběr porušených a neporušených vzorků zemin, hornin a podzemních vod. Jádrové vrty byly provedeny v počtu 13 ks délky až 25 m a to jak na pevnině, tak na vodní hladině, prováděné z pontonu. Dynamické penetrační sondy byly provedeny také v počtu 13 ks. Presiometrické zkoušky byly provedeny ve 4 vrtech. Geofyzikální práce byly provedeny v profilu délky 1350 m. Všechny tyto uvedené práce se uskutečnily v ose plánovaného mostu. Z těchto průzkumných prací bylo do laboratoře dodáno 32 vzorků zemin. Z toho bylo 6 neporušených a 26 porušených v igelitových sáčcích. Vzorky zemin byly doplněny 29 vzorky skalních hornin ze zájmového území. Na odebraných vzorcích byly uskutečněny všechny odpovídající zkoušky a výsledky byly

náležitě vyhodnoceny. Na základě zjištěných údajů vyplývá, že základové poměry jsou složité a vyžadují hloubkové založení.

3.2.2. Geomorfologické poměry

Řešené území se nachází v údolní nivě Váhu v úseku mezi obcemi Strážov a Považský Chlmec, v oblasti Hričovské přehrady a rybníka Strážov. Na základě regionálního geomorfologického členění Slovenska je tato oblast začleněna do dvou geomorfologických celků. Jižní část patří do celku Súlovských vrchů a podcelku Manínská vrchovina. Severní část náleží celku Javorníky a podcelku Nízké Javorníky.

3.2.3. Geologické poměry

Území přehrady a okolní svahy jsou součástí pieninské jednotky bradlového pásma zastoupeného kysuckou skupinou a klapskou jednotkou. Pieninské bradlové pásmo je ze severu omezené bystřickou jednotkou mygurského flyše, na jihovýchodě manínskou jednotkou a výrazným súlovským pískovcovo-slepencovým pásmem.



Obr. 3-3: Geologická mapa území [10]

Kysucká skupina na západě klesá pod zpětně nasunutou kysuckou jednotku, která západně až severozápadně vniká hluboko do údolí Váhu. Z jihu je na kysuckou skupinu nasunutá klapská jednotka, která je strmě skloněná a tvoří rozsáhlé pásmo. Kysucká

skupina se skládá ze šupin, které se sklání na sever až severozápad. Je tvořena převážně z flyšů a paraslepenců.

Ve zkoumaném území je kysucká skupina zastoupena sněžnickým souvrstvím. To má charakter flyšového souvrství vápničných jílovců a pískovců. Směrem k předpokládanému tektonickému styku s klapskou jednotkou je jižní strana lemována vrstvami slínovců. Tektonický styk je v místě nádrže. Mocnost sněžnického souvrství je v oblasti v rozmezí 400 - 1500 m.

V tomto souvrství se také nachází vrstvy pískovců v tloušťkách 10 - 60 cm. V polohách slínovců jsou laminované vrstvy složené z prachovců. Sněžnické souvrství se vyznačuje neměnnou tloušťkou vrstev. Tmel je karbonátový s podílem jílovité základní hmoty. Nachází se zde málo klasických sedimentů, z čehož se usuzuje, že se souvrství ukládalo daleko od zdrojů na plochem dně hlubokomořských plání.

Klapská jednotka je výrazně tektonicky osamostatněná. V jižní části při Strážově je zastoupená souvrstvím pískovců a slínovců, kdy slínovce mají jistou převahu.

3.2.4. Tektonika území

Styk kysucké skupiny s klapskou jednotkou se předpokládá v oblasti nádrže. Kontakt je tektonický podél linie ukloněné strmě k severu. Na území jsou vrstvy bradlového pásma i v příčném směru. A to ve směru S - J až SZ - JV. Zlomy v tomto systému vytváří významný tektonický prvek mezi Žilinou a Považskou Bystřicí. Při pohybu v těchto zlomech výrazně převládá vertikální složka. Desky tedy navzájem klesají a zdvihají se. Příčné zlomy jsou vázány na nejmladší aktivitu v oblasti.

3.2.5. Inženýrskogeologické poměry

Z hlediska inženýrskogeologického patří tato oblast (údolí Váhu) do regionu neogenních tektonicky podmíněných depresí - oblasti vnitrohorských kotlin - Považských kotlin. Střední část (svah Hričovské přehrady) je zařazuje do regionu jádrových pohoří - oblasti jádrových středohoří - Strážovská hornatina.

Předkvartérní horniny - většina trasy dálnice prochází územím, kde se střídají skalní a poloskalní horniny rajonu flyšoidních hornin. Jedná se především o střídání slínovců a pískovců kysucké série bradlového pásma.

Kvarterní sedimenty - nachází se zde hlavně eluviální, fluviální, méně deluviální, deluiofluviální a proluviální sedimenty. V západní části prochází trasa aluviální nivou Váhu. Ta je budována fluviálními, relativně hrubými štěrkovými sedimenty, v jejichž

nadloží se nachází jíly, případně hlíny. Zvětraný předkvarterní podklad je charakterizován přítomností eluvia. V přechodu fluviálních sedimentů do deluviálních se vyskytují fluviální terasové sedimenty. Je to v oblasti svahu nad Strážovem. Deluviální sedimenty jsou zastoupeny jíly s ojedinělými silně zvětranými úlomky slínovců a pískovců. Svah u přehrady je budován převážně deluviálními sedimenty. Při vyústění jsou to proluviální, případně deluvioproluviální a lokálně antropogenní sedimenty. Deluviální sedimenty jsou zastoupeny jílem, kamenito - jílovitou a jílovito - kamenitou sutí. Proluviální a deluvioproluviální sedimenty jsou nevytříděné a neopracované. Ty jsou zastoupeny jílem až jílem s různým podílem úlomků.

3.2.6. Hydrogeologické poměry

Údolí Váhu je budované štěrkovými a písčítými zeminami říční nivy. Ty jsou překryty povodňovými hlínami. Charakter zvodnělého prostředí je mírně proměnlivý, což souvisí s proměnlivostí granulometrie štěrkových zemin. Sedimenty se vyznačují pórovitou propustností s volnou hladinou podzemní vody. Nejvyšší zjištěný koeficient filtrace zvodnělých štěrkových zemin je $8 \times 10^{-3} \text{ms}^{-1}$.

Hladina podzemní vody v oblasti fluviálních sedimentů je závislá na hladině vody v toku. Na sledovaném území se vyskytuje v hloubce 2 - 5 m, případně <2 m pod terénem. Jedná se o středně propustné hydrogeologické prostředí s neagresivní nebo slabě agresivní podzemní vodou. Přilehlé svahy budované málo propustnými deluviálními sedimenty se vyznačují výskytem neagresivní podzemní vody.

3.2.7. Shrnutí geologie po trase

Úsek **km 6,750 - 7,100** - V tomto úseku je objekt zakládán na suchém terénu. Nejsvrchnější vrstvu tvoří fluviální jemnozrnné sedimenty (jíly, jíly písčité). Ty jsou místy až kašovité konzistence i s výskytem organických látek. Objevují se zde také čočky písků a štěrků. Sedimenty jsou uloženy do hloubky 5,0 - 7,5 m. Nachází se zde štěrky o tloušťce vrstvy 2 - 4 m. Předkvarterní podloží tvoří křídové slínovce. Jsou zvětralé až silně zvětralé do hloubky 10,8 - 14,5 m.

Úsek **km 7,100 - 7,480** - V tomto úseku je přemostěný rybník Strážov. Podle výsledků vrtných a geofyzikálních prací tvoří nejsvrchnější vrstvu pod vodní hladinou měkké bahnité sedimenty o tloušťce 1,3 m a jemnozrnné fluviální zeminy tloušťky až 2,8 m. Pod těmito vrstvami je vrstva písku tloušťky 1,0 - 1,9 m. Štěrkové zeminy mají tloušťku 4,9 - 9,2 m. Báze štěrků je na úrovni 315,00 až 316,00 m n. m. Předkvarterní podloží tvoří křídové slínovce, které jsou zvětralé až silně zvětralé do hloubky 11,0 až 20,8 m.

Úsek **km 7,480 - 8,040** - Jedná se o přemostění nádrže Hričov. Na základě průzkumných prací bylo zjištěno členitější dno než u rybníku. Bahnitě sedimenty netvoří souvislou vrstvu. V místě proudu Váhu se tyto sedimenty nenachází vůbec. Na ostatních místech mají tloušťku 2,5 - 5,0 m. Na některých místech probíhala těžba štěrku až do hloubky 8,5 m. Tento prostor je zpětně zaplněn naneseným pískem, na jehož povrchu se opět nachází bahnitě sedimenty. Štěrkové sedimenty mají tloušťku 3,7 - 8,0 m. Jsou na úrovni 313,00 až 318,00 m n. m. Předkvarterní podloží tvoří křídové sedimenty zastoupené slínovci a pískovci, které se střídají. Jejich hloubka je výrazně odlišná a to od 5,1 m až do 15 m. Jsou zvětralé až silně zvětralé.

Úsek **km 8,050 - 8,250** - Trasa zde přechází z vodní nádrže na břeh až ke svahu tunelu. V pravé části údolí byla zjištěna hloubka fluviálních jílových a štěrkových sedimentů 5,0 až 13,3 m, místy i více než 15,0 m. V náplavových oblastech se střídají jílové a štěrkové sedimenty. Lokálně obsahují organické příměsi a čocky písku. Báze naplavenin, které tvoří převážně štěrky, se pohybuje ve výšce 314,00 - 324,00 m n. m. Podloží do hloubky 15,0 m tvoří rozložené a zvětrané jílovce. Ve větší hloubce a směrem ke svahu jsou navětralé a zdravé jílovce s pískovci. Štěrkové naplaveniny jsou zvodněné s hladinou podzemní vody v hloubce 3,8 - 4,0 až 5,0 - 7,0 m pod terénem. Odebrané vzorky podzemní vody prokazovaly v čase průzkumu zvýšenou až velmi vysokou agresivitu na železo. Pravý svah údolí pokrývají jílové a suťové sedimenty deluviální geneze o tloušťce 2,8 - 4,0 m. V podloží jsou zvětrané jílovce spolu s pevnými a zdravými pískovci. Svah je stabilní, při spodním okraji strmý. Místy se objevují horniny podloží. Je předpoklad výskytu antropogenních navážek mezi okrajem nádrže a patou svahu.

3.2.7. Charakteristika provedených průzkumných děl

V této práci je řešena patka P20P. Nejblíže této patce byt proveden jádrový průzkumný vrt HP - 17. Nacházel se ve vzdálenosti 24 m od středu patky.

Zde jsou jeho charakteristiky:

0,0 - 2,1 m voda

Kvartér

2,1 - 3,1 m jíl s příměsí písku, šedý až černošedý, se zbytky rostlin, kašovitě konzistence

3,1 - 5,1 m jíl fluviální, zelenošedý, měkké konzistence (laboratorně hlína se střední plasticitou, tuhé konzistence)

- 5,1 - 10,6 m písek s příměsí jemnozrnné zeminy fluviální, zelenošedý. Do 4,5 m je příměs zaoblených zrn do velikosti až 8 cm. V intervalu 4,1 - 4,2 m je jílo písčité tuhé konzistence a v hloubce 5,9 - 6,1 m je jílo hnědý, tuhé konzistence
- 10,6 - 12,2 m jílo písčité fluviální, šedohnědý, měkké konzistence (laboratorně pevné)
- 12,2 - 13,0 m úlomky a zaoblená zrna pískovců a slínovců

Křída

- 13,0 - 13,4 m slínovité vápence, šedé, porušené, výnos jádra v úlomcích
- 13,4 - 15,8 m slínovec silně zvětralý, tmavošedý, charakteru úlomkovitého, místy až zemin - jílu až jílu štěrkovitého
- 15,8 - 16,9 m pískovec silně porušený, výnos jádra ve formě písku jílovitého
- 16,9 - 22,3 m slínovec mírně zvětralý až navětralý, tmavošedý, ojediněle s výskytem málo hrubých poloh slínovců charakteru zemin. Celý úsek je porušený.
- 22,3 - 27,1 m slínovec navětralý, tmavošedý

Vrt byl prováděn z vodní hladiny. Nadmořská výška hladiny v době provádění vrtu byla 325,47 m n. m., dno nádrže ve výšce 323,97 m n. m. Srovnávací rovina, ze které jsou vypsány hloubky vrstev, je 326,10 m n. m.

Při vrtání piloty na patce byl přítomen geolog.

Zde je zjištěný popis vrtu:

Navážka

- 0,0 - 3,0 m navážka tvořená kameny se štěrkem a s písčito-jílovitou výplní, světle sivé až hnědé barvy, G3 G-F + cb (Tab. 3-1)

Kvartér

- 3,0 - 8,0 m střídání poloh písku hrubě zrnitého a jílu písčitého, fluviální, s početnými organickými zbytky, se silným bahnitým zápachem, zvodněné, jílo měkké až kašovitě konzistence, tmavě hnědé i sive hnědé i černé, S5 SC, F4 CS, ve velmi omezených polohách i štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy tvořený valouny převážně o velikosti do 10 cm, ojediněle i s balvany, G3 G-F + cb, b (Tab. 3-2)

8,0 - 9,2 m jííl štěrkovitý až štěrk jílovitý, světle hnědý, jííl pevné konzistence, štěrk tvořen různorodými úlomky a valouny o velikosti 2 - 5 cm v podílu 20 - 40 %, F2 CG, G5 GC (Tab. 3-3)

Mezozoikum

9,2 - 11,5 m slínovec úplně až silně zvětralý, v horní části charakteru jíilu pevné konzistence (F6 CI - R6), sivý, s ojedinělými úlomky slínovce pevnostní třídy R5 s projevy tektonického porušení, páskování až rozpad úlomků na ostrohranné střepy (Tab. 3-4)

11,5 - 15,5 m slínovec středně až slabě zvětralý pevnostní třídy R4 (R5 - R4), sivý, převážná část polohy je tektonicky porušena s ostrými pevnými střepy a úlomky, velikost úlomků je až 20 cm - s mokřými početnými puklinami (Tab. 3-5)

15,5 - 19,3 m slínovec slabě zvětralý, sivý, s projevy tektonického porušení, pevnostní třídy R4, lokálně s přechody do poloh tektonicky více zasažených (Tab. 3-6)

Vrt byl prováděn z vrtné plošiny o nadmořské výšce 326,10 m n. m. Tato výška je totožná se srovnávací rovinou průzkumného vrtu HP - 17.



Obr. 3-4: *Geologové při vrtání piloty (foto: autor)*

3.3. POSOUZENÍ SKUPINY PILOT PRŮMĚRU 1200 A 1500 mm

3.3.1. Vstupní hodnoty

V rámci inženýrskogeologických charakteristik se pro statický výpočet vychází ze dvou zdrojů. Hloubky jednotlivých geologických rozhraní se uvažují podle dokumentace vrtu při provádění piloty na základě. Tloušťky jednotlivých vrstev se půdorysně mění díky poměrně zvládnému dnu nádrže. Vychází se tedy z hodnot skutečně zastižených v místě patky P20P. Geotechnické parametry hornin jsou pro změnu uvažovány z průzkumného vrtu HP - 17, případně z dalších vrtů provedených na stavbě. Tento vrt byl proveden jako jádrový. Do laboratoře bylo dodáno velké množství zkušebních vzorků, viz kapitola 3.2.1. V následujících tabulkách jsou uvedeny naměřené hodnoty. Hodnoty zjištěné v laboratoři jsou zvýrazněny. U většiny hodnot je udáván aritmetický průměr. V závorce je pak uvedena minimální a maximální hodnota zjištěná na různých zkušebních vzorcích. Hodnoty nezvýrazněné jsou zjištěny z tabulek.

Tab. 3-1: Štěrk s příměsí jemnozrné zeminy G3 G-F [9]

	symbol	jednotka	hodnota
Objemová tíha	γ	kN/m^3	19
Hustota pevných částic	ρ_s	kg/m^3	2670
Mez tekutosti	w_L	%	27 (21 - 36)
Mez plasticity	w_P	%	16 (14 - 18)
Stupeň konzistence	I_c	-	1,02
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	30-35
Poissonovo číslo	ν	-	0,25
Převodní součinitel	β	-	0,83
Modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	80 - 90
Tabulková výpočtová únosnost	R_{dt}	kPa	293
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m^3	20,5

Tab. 3-2: Jíl písčítý F4 CS [9]

	symbol	jednotka	hodnota
Vlhkost	w	%	27,6 (13,7 - 40,3)
Objemová hmotnost zeminy v přirozeném uložení	ρ_n	kg/m ³	1914 (1614 - 2130)
Objemová hmotnost suché zeminy	ρ_d	kg/m ³	1323 (1207 - 1438)
Objemová tíha	γ	kN/m ³	17,13 (16,61 - 17,65)
Hustota pevných částic	ρ_s	kg/m ³	2648 (2571 - 2700)
Mez tekutosti	w _L	%	28 (26 - 29)
Mez plasticity	w _P	%	18 (14 - 24)
Číslo plasticity	I _p	%	11 (6 - 12)
Pórovitost	n	%	42 (30 - 55)
Číslo pórovitosti	e	-	1,06 (0,89 - 1,32)
Stupeň nasycení	S _r	%	82,5 (69,9 - 98,8)
Stupeň konzistence	I _c	-	0,74 (0 - 1,79)
Soudržnost totální	c _u	kPa	50 - 60
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	22 - 27
Soudržnost efektivní	c _{ef}	kPa	10 - 18
Poissonovo číslo	v	-	0,35
Převodní součinitel	β	-	0,62
Modul přetvárnosti	E _{def}	MPa	4 - 8
Tabulková výpočtová únosnost	R _{dt}	kPa	80 - 175
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ³	19,5

Tab. 3-3: Jíl štěrkovitý F2 CG [9]

	symbol	jednotka	hodnota
Objemová hmotnost zeminy v přirozeném uložení	ρ_n	kg/m ³	2110
Objemová tíha	γ	kN/m ³	19,5
Hustota pevných částic	ρ_s	kg/m ³	2680
Mez tekutosti	w_L	%	32 (30 - 33)
Mez plasticity	w_P	%	15 (14 - 16)
Pórovitost	n	%	32
Stupeň nasycení	S_r	%	89,1
Stupeň konzistence	I_c	-	0,89
Soudržnost totální	c_u	kPa	60
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	24 - 30
Soudržnost efektivní	c_{ef}	kPa	6 - 14
Poissonovo číslo	ν	-	0,35
Převodní součinitel	β	-	0,62
Modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	7 - 15
Tabulková výpočtová únosnost	R_{dt}	kPa	175
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ³	21,42

Tab. 3-4: Slínovec úplně až silně zvětralý R6 [9]

	symbol	jednotka	hodnota
Vlhkost	w	%	13,7 (13,4 - 14,4)
Objemová hmotnost zeminy v přirozeném uložení	ρ_n	kg/m ³	2220
Objemová hmotnost suché zeminy	ρ_d	kg/m ³	1960
Objemová tíha	γ	kN/m ³	21,85
Hustota pevných částic	ρ_s	kg/m ³	2770
Mez tekutosti	w _L	%	32 (30 - 33)
Mez plasticity	w _P	%	17 (14 - 19)
Číslo plasticity	I _p	%	15 (14 - 16)
Pórovitost	n	%	39
Číslo pórovitosti	e	-	0,41
Stupeň nasycení	S _r	%	92,1
Index konzistence	I _c	-	1,25 (0,97 - 1,40)
Totální úhel vnitřního tření	φ_u	°	10
Soudržnost totální	c _u	kPa	60
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	24 - 30
Soudržnost efektivní	c _{ef}	kPa	10 - 18
Pevnost v prostém tlaku	σ_c	MPa	0,52
Poissonovo číslo	ν	-	0,35
Převodní součinitel	β	-	0,62
Modul přetvárnosti	E _{def}	MPa	10 - 12
Tabulková výpočtová únosnost	R _{dt}	kPa	200 - 275
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ³	23,5

Tab. 3-5: Slínovec středně až slabě zvětralý R5 - R4 [9]

	symbol	jednotka	hodnota
Vlhkost	w	%	14,6 (11,3 - 19,5)
Hustota pevných částic	ρ_s	kg/m ³	2777
Mez tekutosti	w _L	%	37 (31 - 40)
Mez plasticity	w _P	%	18 (16 - 19)
Číslo plasticity	I _p	%	19 (15 - 22)
Stupeň konzistence	I _c	-	1,26 (0,98 - 1,51)
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	23
Soudržnost efektivní	c _{ef}	kPa	30
Objemová hmotnost tělíška	ρ	kg/m ³	2557 (2453 - 2660)
Měrná hmotnost kameniva	-	kg/m ³	2766 (2754 - 2777)
Pórovitost	n	%	7,55 (3,90 - 11,70)
Nasákavost	-	%	2,55 (0,8 - 4,3)
Pevnost v prostém tlaku	σ_c	MPa	2,78 (2,3 - 3,5)
Poissonovo číslo	ν	-	0,25
Modul přetvárnosti	E _{def}	MPa	40
Tabulková výpočtová únosnost	R _{dt}	kPa	300
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ³	26,4

Tab. 3-6: Slínovec slabě zvětralý R4 [9]

	symbol	jednotka	hodnota
Objemová hmotnost tělíška	ρ	kg/m ³	2495 (2120 - 2654)
Měrná hmotnost kameniva	ρ_s	kg/m ³	2784 (2746 - 2905)
Pórovitost	n	%	10,3 (3,40 - 25,50)
Nasákavost	-	%	4,1 (0,8 - 6,9)
Efektivní úhel vnitřního tření	φ_{ef}	°	28
Soudržnost efektivní	c _{ef}	kPa	50
Pevnost v prostém tlaku	σ_c	MPa	10,85 (5,80 - 28,60)
Poissonovo číslo	ν	-	0,25
Modul přetvárnosti	E _{def}	MPa	100
Tabulková výpočtová únosnost	R _{dt}	kPa	400
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ³	27,84

Hodnoty zatížení horní stavbou byly převzaty z technické zprávy[7]. Jsou uvažovány maximální působící síly v úrovni základové spáry. Skupina pilot je posuzována na zatížení uvedené v tabulce 3-7.

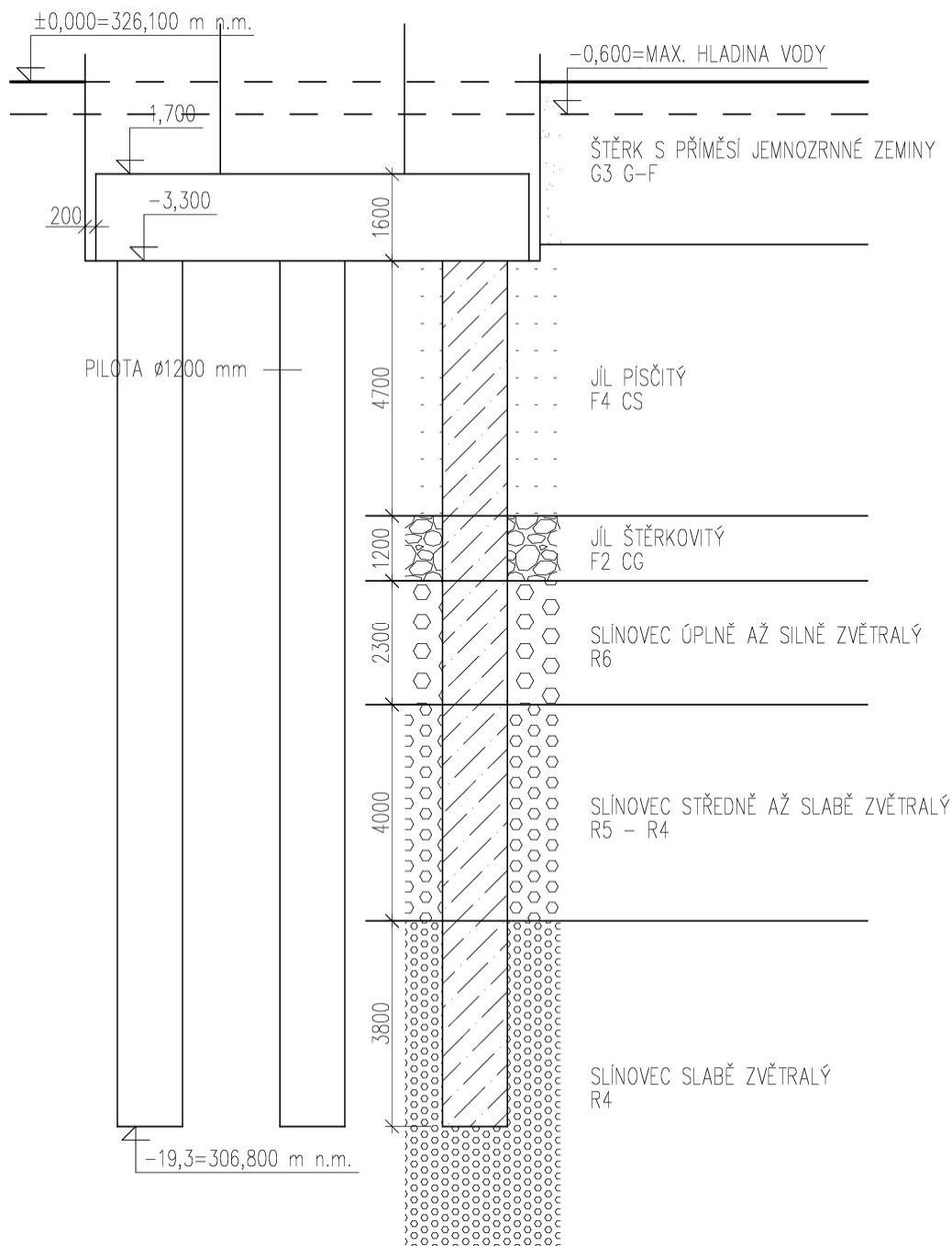
Tab. 3-7: *Zatížení působící na skupinu pilot [7]*

Tlaková síla (charakteristické zatížení)	4426 kN
Tahová síla (MSU)	2013 kN
Posouvající síla (MSU)	519 kN

3.3.2. Geometrie konstrukce

Piloty průměru 1200 mm

Geometrie konstrukce pro variantu založení na pilotách průměru 1200 mm vychází z rozměrů skutečně provedených na stavbě. Jsou zachovány rozměry patky, rozmístění a osové vzdálenosti jednotlivých pilot. Základová spára je na výškové úrovni 322,800 m n. m., což je 3,3 m pod úrovní povrchu pracovní plošiny. Rozměry základové patky jsou 8 x 6 m. Její výška je 1,6 m. Po obvodu patky je mezi jejím povrchem a lícem pažící konstrukce mezera 0,2 m za účelem čerpání vody a pozdějšího nanesení hydroizolačního nátěru. Piloty jsou uspořádány ve třech řadách s rozmístěním 2 - 3 - 2 (vodorovné členění). Celkově se zde nachází 7 kusů. Osová vzdálenost os pilot je v podélném směru patky 3 m. V příčném směru je pak tento rozměr 2 m. Okraj patky je od rohových pilot vzdálen 1 m v obou směrech. Piloty jsou délky 16 m. Zasahují na délku 3,8 m do slabě zvětraných slínovců pevnostní třídy R4. Působí tedy jako vetknuté. Pata pilot je na výškové úrovni 306,800 m n. m. Tato hloubka je 19,3 m pod úrovní pracovní plošiny. Délka vrtu pro pilotu tedy bude 19,3 m.

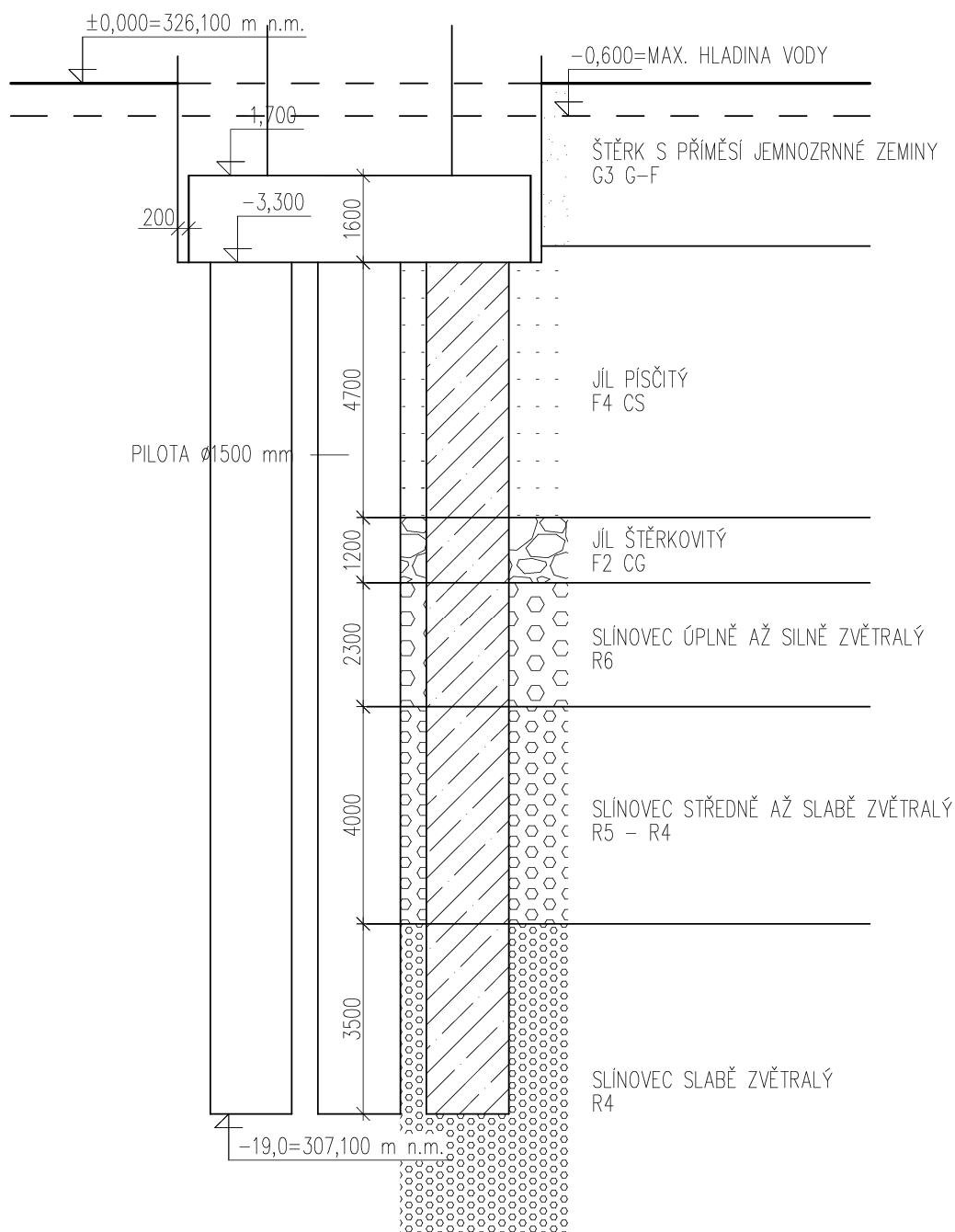


Obr. 3-5: Svislý řez v místě patky se zobrazenou geologií

Piloty průměru 1500 mm

Geometrie konstrukce pro variantu založení na pilotách průměru 1500 mm je nově navržená. Rozměry patky, rozmístění a osové vzdálenosti jednotlivých pilot jsou navrženy na základě konstrukčních zásad. Základová spára je na výškové úrovni 322,800 m n. m., což je 3,3 m pod úroveň povrchu pracovní plošiny. Tyto hodnoty jsou stejné jako u první varianty. Rozměry základové patky jsou 6,3 x 6,3 m. Její výška je opět 1,6 m. Po obvodu patky je mezi jejím povrchem a lícem pažicí konstrukce mezera 0,2 m za účelem čerpání

vody a pozdějšího nanesení hydroizolačního nátěru. Piloty jsou uspořádány ve třech řadách s rozmístěním 2 - 1 - 2 (vodorovné členění). Je tedy navrženo 5 kusů. Osová vzdálenost os pilot je v podélném směru patky 2 m. V příčném směru je tento rozměr také 2 m. Okraj patky je od rohových pilot vzdálen 1,15 m v obou směrech. Piloty jsou délky 15,7 m. Zasahují na délku 3,5 m do slabě zvětraných slínovců pevnostní třídy R4. Působí tedy jako vetknuté. Pata pilot je na výškové úrovni 307,100 m n. m. Tato hloubka je 19 m pod úrovní pracovní plošiny. Délka vrtu pro pilotu tedy bude 19 m.



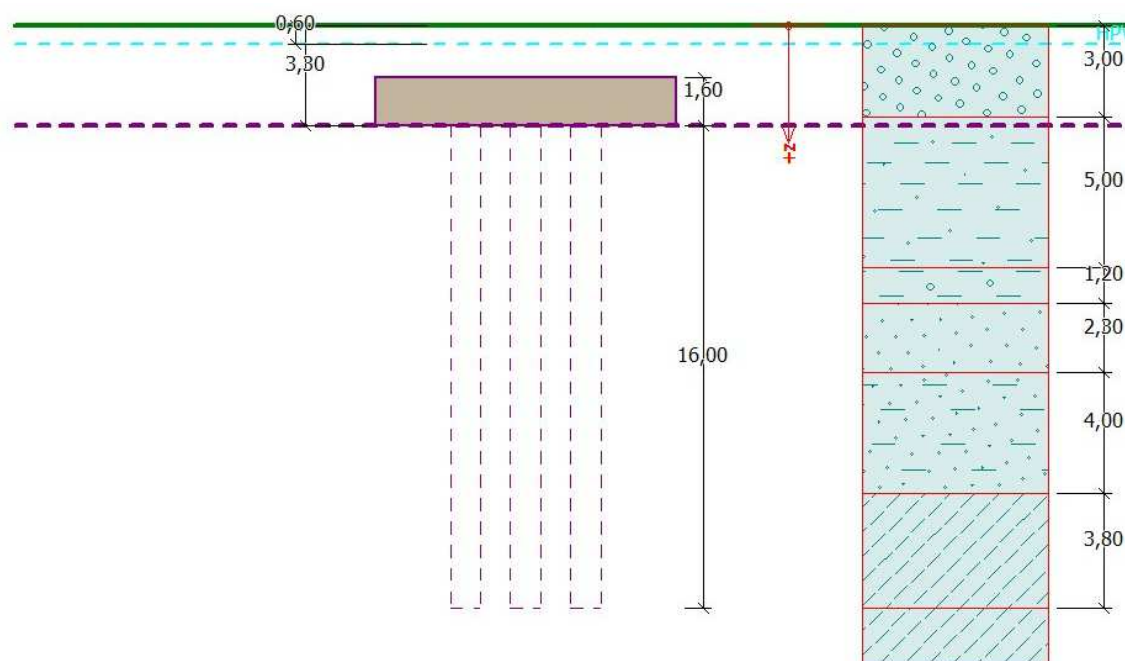
Obr. 3-6: Svislý řez v místě patky se zobrazenou geologií

3.3.3. Statický model

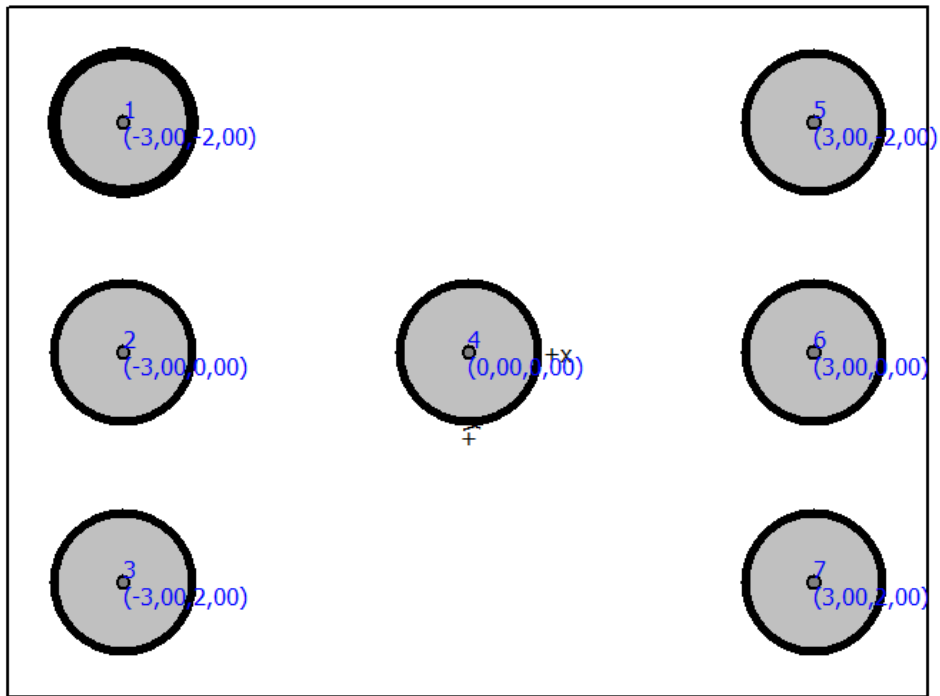
Výpočet byl proveden v programu GEO 5 - Skupina pilot. Nejprve byl proveden statický výpočet pro variantu s použitím pilot průměru 1200 mm. Do programu byly zadány parametry konstrukce, zjištěné hodnoty zemin a působící zatížení v základové spáře. Po provedení výpočtu byly zjištěny potřebné hodnoty pro další návrh odpovídající varianty s použitím pilot průměru 1500 mm. Jednalo se především o únosnost skupiny pilot. Výpočet pro piloty průměru 1500 mm byl proveden tak, že byly upravovány délky pilot a jejich počet, dokud nebylo dosaženo stejné únosnosti jako u varianty s pilotami průměru 1200 mm.

Samotný výpočet byl proveden softwarem GEO 5, dle zásad ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí, část 1: Obecná pravidla; byl zvolen návrhový přístup 2 - NP 2. Piloty jsou ukončeny ve slínovcích. Jako uložení pilot v patě je tedy zvolena varianta s vetknutím do nestlačitelného podloží. Výztuž pilot vyčnívá 1,1 m nad hlavu piloty. Spojení pilot s deskou se uvažuje jako tuhé.

Piloty průměru 1200 mm

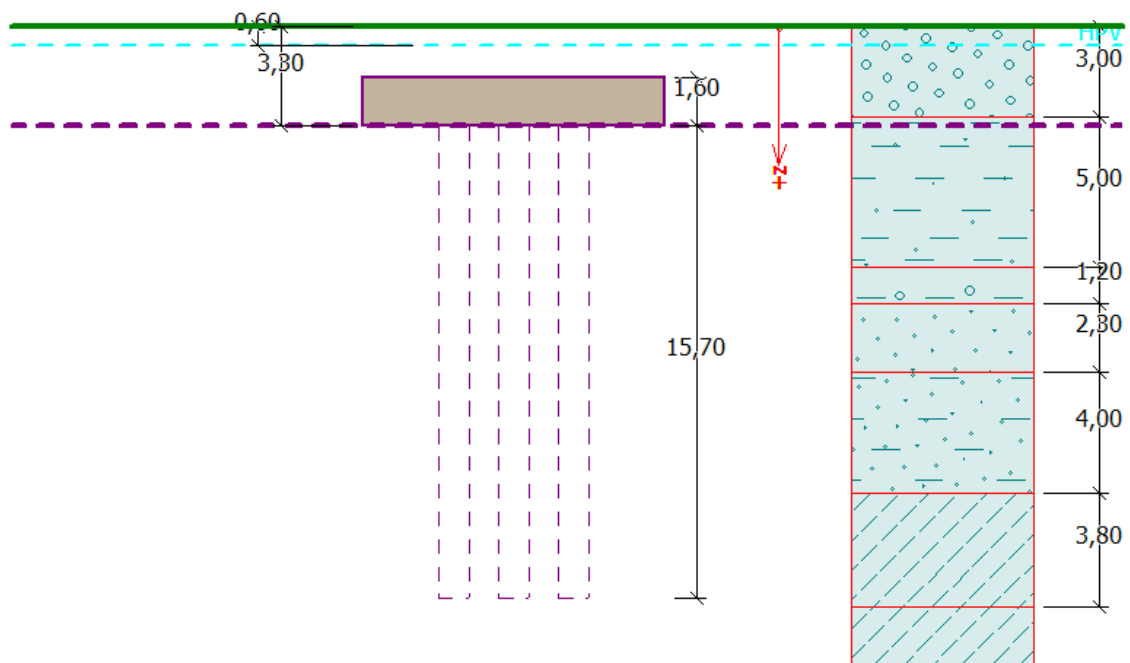


Obr. 3-7: Statický model v programu GEO 5 pro piloty průměru 1200 mm

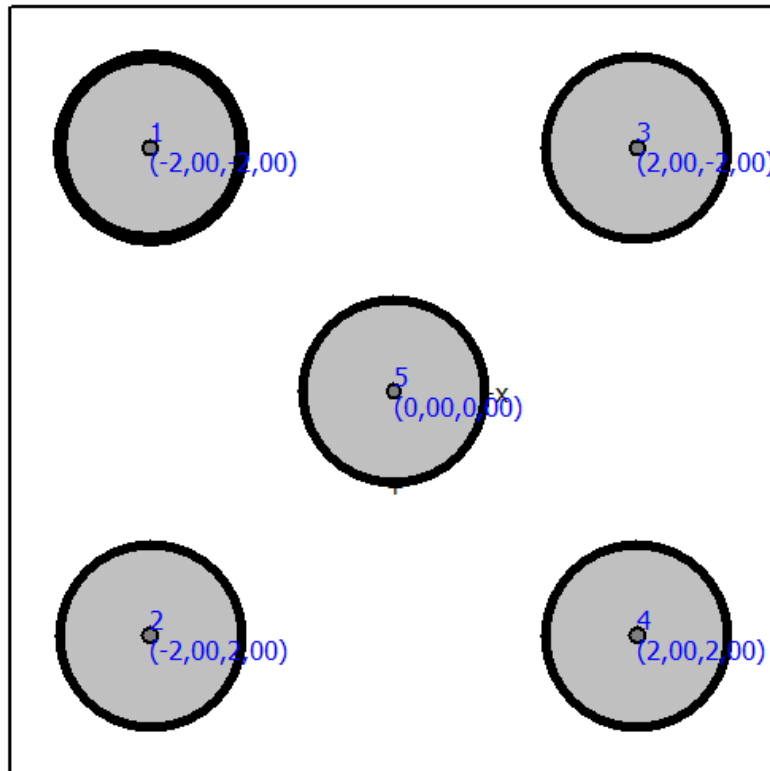


Obr. 3-8: Rozmístění pilot průměru 1200 mm pod patkou

Piloty průměru 1500 mm



Obr. 3-9: Statický model v programu GEO 5 pro piloty průměru 1500 mm



Obr. 3-10: Rozmístění pilot průměru 1500 mm pod patkou

3.3.4. Zjištěné výsledky a návrh pilot

Jak bylo uvedeno výše v kapitole 3.3.3., zásadní pro návrh odpovídající varianty je únosnost skupiny pilot. Výpočtem však byly zjištěny také další významné hodnoty. Ty jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 3-8: Zjištěné výsledky z programu GEO 5

	průměr 1200 mm	průměr 1500 mm
Svislá únosnost skupiny pilot	47282 kN	47270 kN
Maximální svislá síla	8360 kN	7947 kN
Únosnost piloty na plášti	3018 kN	3298 kN
Únosnost piloty v patě	6631 kN	10208 kN

Na základě zjištěných hodnot z výpočetního programu GEO 5 byla navržena ocelová armatura do pilot. Tato armatura se nazývá armokoš. Nad úroveň čisté hlavy piloty budou jednotlivé pruty betonářské výztuže vyčnívat o 1,1 m. Do vrtu bude osazen tak, aby byl ve výšce 0,1 m nad dno vrtu. Tyto hodnoty určují délky armokošů. Piloty jsou namáhány také tahovými silami. Z tohoto důvodu budou ve spodní části armokošů provedeny patní kříže. Bude použita ocel B 500B.

Piloty průměru 1200 mm

Jeden kus armokoše do pilot tohoto průměru bude zhotoven z následujících kusů betonářské výztuže:

Podélná výztuž - Ø R25, délka 12 m, 20 ks

- Ø R25, délka 6 m, 20 ks

Montážní kruh - Ø R16, délka 3,2 m, 10 ks, průměr 894 mm

Spirála - Ø R8, délka 255,5 m, 1 ks, stoupání 200 mm

Patní kříž - Ø R20, délka 1,26 m, 2 ks

- Ø R20, délka 1,4 m, 1 ks

Tab. 3-9: Výztuž armokoše piloty průměru 1200 mm

ozn.	Ø R	délka	ks	délka podle Ø R [m]			
	[mm]	[mm]		Ø R8	Ø R16	Ø R20	Ø R25
1	25	12000	20				240
2	25	6000	20				120
3	16	3200	10		32		
4	8	255500	1	255,5			
5	20	1260	2			2,52	
6	20	1400	1			1,4	
Délka dle Ø celkem [m]				255,5	32	3,92	360
Hmotnost 1 bm [kg]				0,395	1,578	2,466	3,853
Hmotnost dle Ø celkem [kg]				100,9	50,5	9,7	1387
Hmotnost celkem [kg]				1548,1			

Armokoš pro piloty průměru 1200 mm má hmotnost 1548,1 kg. Jeho celková délka je 17 m. Složen z prutů délky 12 m a 6 m, spojených přesahem na délku 1 m a svařením. Krytí je 70 mm pomocí betonových koleček - 4 kusy na úroveň po vzdálenosti 4 m.

Piloty průměru 1500 mm

Jeden kus armokoše do pilot tohoto průměru bude zhotoven z následujících kusů betonářské výztuže:

Podélná výztuž - Ø R25, délka 12 m, 24 ks

- Ø R25, délka 5,7 m, 24 ks

Montážní kruh - Ø R16, délka 4,4 m, 10 ks, průměr 1290 mm

Spirála - Ø R8, délka 363 m, 1 ks, stoupání 200 mm

- Patní kříž - Ø R20, délka 1,7 m, 2 ks
 - Ø R20, délka 1,9 m, 1 ks

Tab. 3-10: Výztuž armokoše piloty průměru 1500 mm

ozn.	Ø R	délka	ks	délka podle Ø R [m]			
	[mm]	[mm]		Ø R8	Ø R16	Ø R20	Ø R25
1	25	12000	24				288
2	25	5700	24				136,8
3	16	4400	10		44		
4	8	363000	1	363			
5	20	1700	2			3,4	
6	20	1900	1			1,9	
Délka dle Ø celkem [m]				363	44	5,3	424,8
Hmotnost 1 bm [kg]				0,395	1,578	2,466	3,853
Hmotnost dle Ø celkem [kg]				143,4	69,4	13,1	1636,8
Hmotnost celkem [kg]				1862,7			

Shrnutí

Tab. 3-11: Hmotnost armokošů

	počet [ks]	délka [m]	hmotnost 1 ks [kg]	hmotnost celkem [kg]
Průměr 1200 mm	7	17	1548,1	10836,7
Průměr 1500 mm	5	16,7	1862,7	9313,5

Tab. 3-12: Množství betonu

	počet [ks]	délka [m]	množství na 1 ks [m ³]	beton celkem [m ³]
Průměr 1200 mm	7	16	18,1	126,6
Průměr 1500 mm	5	15,7	27,8	139

3.4. SROVNÁNÍ ZALOŽENÍ NA PILOTÁCH PRŮMĚRU 1200 A 1500 mm

3.4.1. Technická náročnost

Piloty průměru 1200 mm budou realizovány vrtnou soupravou Bauer BG 24H. Na piloty průměru 1500 mm není souprava BG 24H dostatečně výkonná. Tyto piloty tedy bude vrtat souprava Bauer BG 36H. Parametry těchto strojů jsou uvedeny v technologickém postupu, v kapitole 3.5.2. *Mechanizace*.

3.4.1.1. *Doprava*

Doprava vrtných souprav, nakladačů a zařízení staveniště je obvykle prováděna přímo z ukončené stavby na stavbu nově začínající. V této práci je doprava obou vrtných souprav uvažována na trase Praha – Žilina. To za účelem reálného srovnání obou variant. Rozpis nutných přepravních prostředků je uveden na následujících řádcích.

Varianta s použitím soupravy Bauer BG 24H, průměr pilot 1200 mm

- 1 hlubinný podvalník – Bauer BG 24H (přepravní hmotnost 66,5 tun)
- 1 podvalník – Volvo L70F (hmotnost 13,5 tun) + příslušenství
- 1 návěs – kontejner kancelář, kontejner šatna
- 1 návěs – teleskop BG 24H , různé příslušenství
- 1 návěs – půlkontejner s nářadím, vrtná hlava, betonářské roury, elektrocentrála, zásobník PHM
- 1 návěs – pažnice průměru 1200 mm, vrtné nářadí

K dopravě tedy bude použit 1x hlubinný podvalník (hmotnost nákladu 66,5 tun), 1x klasický podvalník, 4x návěs.

Varianta s použitím soupravy Bauer BG 36H, průměr pilot 1500 mm

- 1 hlubinný podvalník – Bauer BG 36H (přepravní hmotnost 77 tun)
- 1 podvalník – Volvo L70F (hmotnost 13,5 tun) + příslušenství
- 1 návěs – závaží 20 tun BG 36H
- 1 návěs – kontejner kancelář, kontejner šatna
- 1 návěs – teleskop BG 36H, různé příslušenství
- 1 návěs – půlkontejner s nářadím, vrtná hlava, betonářské roury, elektrocentrála, zásobník PHM
- 2 návěsy – pažnice průměru 1500 mm, vrtné nářadí

U této varianty budou použity k dopravě 1x hlubinný podvalník (hmotnost nákladu 77 tun), 1x klasický podvalník, 6x návěs.

3.4.1.2. *Vrtání pilot*

Vrtání pilot je ve většině případů časově nejnáročnější z celého postupu provádění pilot. Jak bylo uvedeno na začátku této kapitoly, jsou používány vrtné soupravy různých výkonových kategorií. Výběr vhodné soupravy z velké části ovlivňuje rychlost a kvalitu provádění pilot. Je potřeba brát v úvahu průměr, hloubku pilot, prostorové možnosti staveniště, efektivnost soupravy a mnoho dalších aspektů. Jinak řečeno, například piloty

průměru 600 mm v nevelké městské proluce lze provádět vrtnou soupravou Bauer BG 36H, ale z hlediska ekonomického a prostorového je toto řešení krajně nevhodné.

Piloty průměru 1200 mm dokáže z hlediska výkonu provádět velká část vrtných souprav používaných v ČR a SK. Pro vrtání pilot průměru 1500 mm jsou potřeba výkonnější soupravy. V současné době je počet souprav schopných provádět tento průměr asi 7 kusů a jsou rozděleny jen v několika málo firmách. Toto omezení lze vnímat také tak, že provádět tyto práce může jen úzký okruh firem.

Budou srovnány rychlosti vrtání vrtných souprav a jejich spotřeby nafty. Údaje ke srovnání vychází z hodnot zaznamenaných v průběhu provádění stavby. Rychlost vrtání je vyjádřena v m/hod, spotřeba pak v l/m. Pro vypovídající hodnotu dat se vycházelo z vrtů, které měly přibližně stejnou délku, a byla zastížena podobná geologie. Konkrétně se jednalo o stovky metrů vrtů a kontrolu nafty po dobu 4 měsíce. Doba provádění vrtů byla na pilotách na totožné patce přibližně stejná. Výrazné časové odchylky nebyly do srovnání zahrnuty. Byly způsobené například poruchou stroje nebo problémy při vrtání. Po sečtení délek všech vrtů, byla tato hodnota vydělena součtem časů, které byly potřeba k jejich vyvrtání. V případě spotřeby nafty se jednalo nejprve o měsíční zhodnocení, kdy byla určena celková spotřeba nafty za měsíc a ta byla následně vydělena součtem vyvrtaných metrů za stejný měsíc. Poté byla z těchto hodnot zjištěna průměrná hodnota za celé období 4 měsíce.

Varianta s použitím soupravy Bauer BG 24H, průměr pilot 1200 mm

Vrtání probíhá rychlostí 8 m/hod.

Spotřeba nafty je 5,2 l/m.

Vrty jsou navrženy délky 19,3 m. Počet vrtů na jedné patce je 7 kusů. Pro provedení jedné patky je tedy potřeba vyvrtat 135,1 m vrtů pilot.

Z výše uvedených hodnot zjišťujeme, že vrtání bude trvat 16,9 hodin a bude spotřebováno 703 l nafty.

Varianta s použitím soupravy Bauer BG 36H, průměr pilot 1500 mm

Vrtání probíhá rychlostí 7,4 m/hod.

Spotřeba nafty je 8,2 l/m.

Vrty jsou navrženy délky 19 m. Počet vrtů na jedné patce je 5 kusů. Pro provedení jedné patky je tedy potřeba vyvrtat 95 m vrtů pilot.

Z výše uvedených hodnot zjišťujeme, že vrtání bude trvat 12,8 hodin a bude spotřebováno 779 l nafty.

Tab. 3-13: *Rychlost vrtání a spotřeba vrtných souprav*

	rychlost [m/h]	spotřeba [l/m]	celkem vrtů [m]	doba vrtání [hod]	spotřeba nafty [l]
Průměr 1200 mm	8,0	5,2	135,1	16,9	703
Průměr 1500 mm	7,4	8,2	95	12,8	779

Pro zajímavost byly také zjištěny údaje při provádění pilot průměru 1200 mm vrtnou soupravou Bauer BG 36H. Rychlost vrtání byla 9 m/h a spotřeba nafty 6,4 l/m. Rychlost vrtání je tedy nepatrně vyšší, při současně zvýšené spotřebě.

3.4.1.3. *Osazení armokoše, betonáž*

Srovnání náročnosti osazení armokoše spočívá hlavně v jeho dopravení k vrtu pomocí nakladače a následném osazení do vrtu pomocí vrtné soupravy. Časová náročnost je u porovnávaných průměrů téměř totožná. Rozdíl je v manipulaci s armokošem. Ten je u pilot průměru 1500 mm sice nepatrně kratší, ale dosahuje větší hmotnosti a také často nemá takovou prostorovou tuhost, jako armokoš menšího průměru. Výroba armokoše je pro svářeče složitější. Při převozu musí obsluha nakladače dbát na to, aby se koš nezdeformoval. Nejvíce namáhaný je armokoš během zvedání soupravou nad vrt. Zde hrozí prostorové poškození vlivem prohnutí. Práce je tedy náročnější pro obsluhu nakladače i vrtné soupravy.

Betonáž a její náročnost je ovlivněna především rozdílným množstvím betonu v pilotě. Dalším, téměř rozhodujícím faktorem je to, jestli betonáž probíhá do suchého vrtu nebo u vrtu zaplněného vodou. Při betonáži do vody je pracovní postup náročnější a pracovníci se zdržují prací s betonářskými rourami. Délka betonáže tedy závisí na množství betonu a na tom, jestli je ve vrtu voda. Během 4 měsíců trvání prací bylo možné vysledovat a zaznamenat časovou náročnost betonáže. Co se týče vody ve vrtech, bude uvažováno, že polovina vrtů bude zaplněných vodou.

Varianta s použitím pilot průměru 1200 mm, 18,1 m³ betonu v pilotě

Betonáž suchého vrtu trvá 20 minut.

Betonáž vrtu s vodou se uskuteční za 50 minut.

K betonáži budou používány 2 domíchávače. 3 vrty budou zaplněny vodou.

Betonáž čtyř suchých vrtů bude trvat 80 minut. Betonáží vrtů s přítomností vody stráví pracovníci 150 minut. Dohromady se tedy jedná o 3,8 hodin betonáže.

Varianta s použitím pilot průměru 1500 mm, 27,8 m³ betonu v pilotě

Betonáž suchého vrtu trvá 30 minut.

Betonáž vrtu s vodou se uskuteční za 60 minut.

K betonáži budou používány 4 domíchávače. 2 vrtů budou zaplněny vodou.

Betonáž třech suchých vrtů bude trvat 90 minut. Betonáží vrtů s přítomností vody stráví pracovníci 120 minut. Dohromady se tedy jedná o 3,5 hodin betonáže.

Tab. 3-14: Rychlost provádění betonáže

	suchý vrt [min]	mokrý vrt [min]	počet mixů [ks]	suchý vrt celkem [hod]	mokrý vrt celkem [hod]	betonáž celkem [hod]
Průměr 1200 mm	20	50	2	1,3	2,5	3,8
Průměr 1500 mm	30	60	4	1,5	2,0	3,5

Shrnutí provádění

Z hlediska náročnosti provádění (i z pohledu pracovníků, kteří tyto piloty provádějí) jsou piloty průměru 1500 mm náročnější. Všechno se provádí ve větším měřítku. Jsou rozměrnější vrtné nástroje, pohyb kolem velké vrtné soupravy je také složitý a nebezpečnější, spojování pažnic je díky zvýšenému množství šroubů náročnější a rozdíl v množství betonu do piloty také není zanedbatelný. Časově na jednu pilotu trvá každý krok déle, ať se jedná o vrtání nebo betonáž. Vedoucí pracovník na stavbě musí brát ohled na pracovní dobu a přerušení betonáže, třeba z důvodu konce pracovní doby, nelze uskutečnit. Organizace procesů výroby piloty je tedy také náročnější. Na betonáž jedné piloty je potřeba větší množství betonu. Často bývá problém ze strany betonárny, není dostatečný počet domíchávačů, hlavně během stavební sezóny.

Z výše uvedených tabulek však můžeme vidět, že v celkovém měřítku stavby je provádění pilot průměru 1500 mm z časového hlediska výhodnější. Není jich totiž prováděno tak velké množství jako pilot průměru 1200 mm a tím dochází ke zkrácení doby realizace. Na stavbě řešené estakády by bylo možné realizovat 51 základových patek, kde by bylo možné použít průměr pilot 1500 mm místo průměru 1200 mm. Doba vrtání patky s průměrem pilot 1200 mm je 16,9 hodin, u pilot průměru 1500 mm je to 12,8 hodin. Jen na vrtání pilot by se ušetřilo 209 hodin práce, což není zanedbatelné číslo. Po přepočítání na pracovní dobu se doba realizace zkrátí o 19 pracovních dnů. Tato čísla jsou samozřejmě teoretická, ale je možné si z nich udělat představu o časovém srovnání provádění. Mnohdy však rozhoduje finanční náročnost zakázky. Srovnání z tohoto hlediska je uvedeno na následujících stranách.

3.4.2. Cenové srovnání

Ceny za jednotlivé úkony, uváděné v tabulkách, jsou spíše orientační. Ceny se mění na základě velikosti zakázky, smluvních podmínkách, a mnoha dalších faktorech. Je potřeba se tedy zaměřit spíše na procentuální srovnání částek, než na uvedené ceny. Ceny jsou uvedeny bez DPH. Technologie průměru pilot 1200 mm bude brána jako výchozí (100 %). Ceny za provádění pilot průměru 1500 mm budou uvedeny v procentuálním poměru k průměru 1200 mm.

3.4.2.1. Doprava

Jak bylo uvedeno v kapitole 3.4.1. *Technická náročnost*, doprava vybavení je uvažována na trase Praha – Žilina. Tato vzdálenost je 410 km. Přeprava je uvažována po dálnici D1 do Brna, dále po silnici E50 do Trenčína, odtud po dálnici D1 až do místa stavby v Žilině. Přeprava vrtné soupravy je díky své hmotnosti a rozměrům považována jako přeprava nadměrného nákladu. K ceně dopravy se připočítá cena za povolení trasy nadměrného nákladu a také za vozidlo doprovodu. Do výpočtu se neuvažují prostoje způsobené čekáním, nakládáním a vykládáním nákladu.

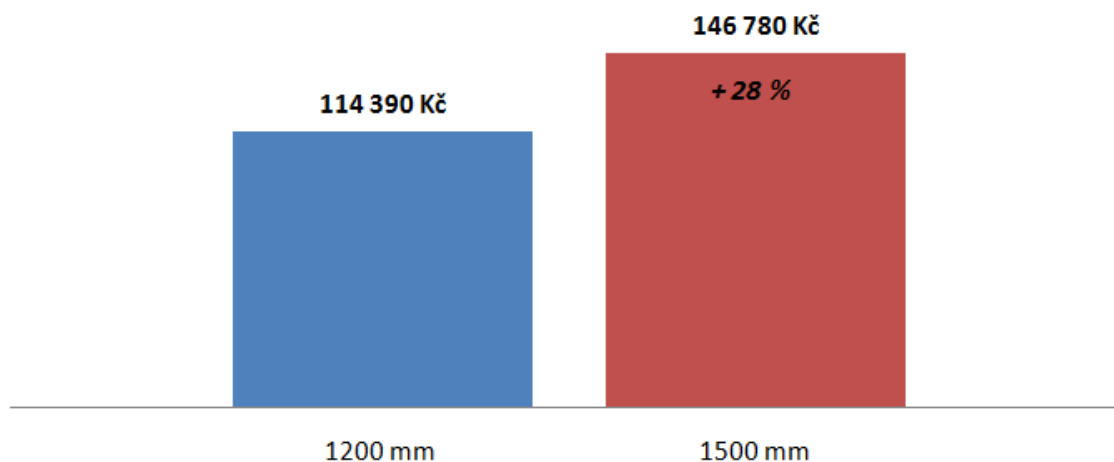
Tab. 3-15: Cena dopravy techniky a vybavení pro piloty průměru 1200 mm

	cena [Kč/km]	vzdálenost [km]	počet [ks]	cena celkem [Kč]
Hlubinný podvalník	65	410	1	26 650
Klasický podvalník	50	410	1	20 500
Návěs	32	410	4	52 480
Doprovod	16	410	1	6 560
Poplatek za dálnici	4	300	1	1 200
Povolení nadměř			1	7 000
Cena celkem	114 390 Kč			

Tab. 3-16: Cena dopravy techniky a vybavení pro piloty průměru 1500 mm

	cena [Kč/km]	vzdálenost [km]	počet [ks]	cena celkem [Kč]
Hlubinný podvalník	80	410	1	32 800
Klasický podvalník	50	410	1	20 500
Návěs	32	410	6	78 720
Doprovod	16	410	1	6 560
Poplatek za dálnici	4	300	1	1 200
Povolení nadměř			1	7 000
Cena celkem	146 780 Kč			

U technologie pilot průměru 1200 mm se dostáváme na cenu nižší o 32 390 Kč už při navážení zařízení na stavenišť. Dovoz zařízení pro piloty průměru 1500 mm je dražší o 28 %.



Obr. 3-11: Cenové srovnání dopravy na stavenišť

3.4.2.2. Provádění

Cena za provádění prací je ve většině případů rozhodujícím faktorem. Firmy mezi sebou soutěží, která dokáže stavbu provést levněji, nabídka s minimální cenou vyhraje zakázku. Bohužel mnohdy na úkor kvality. Do výpočtu konečné ceny díla vstupuje mnoho faktorů, které lze částečně ovlivnit. Úkony vedoucí ke zhotovení piloty jsou přiblíženy níže:

Vrtání: samotné vrtání piloty a současné pažení vrtu

Vývrtek: odvoz vyvrtaného materiálu z vrtu od vrtné soupravy na dočasnou skládku

Zřízení piloty: osazení armokoše, příprava před betonáží, betonáž

Výztuž: cena za železo na výrobu armokoše

Beton: množství betonu dodaného do piloty

Doprava betonu: doprava betonu z betonárky na stavbu

Vytyčení: geodetické vytyčení polohy osy piloty

Vypočet ceny v tabulce níže je proveden pro zhotovení jedné kompletní patky.

Varianta s použitím pilot průměru 1200 mm

Na patce se nachází 7 kusů pilot.

Délka vrtu pro jednu pilotu je 19,3 m. Celkem tedy 135,1 m vrtů.

Délka jedné piloty je 16 m. Celkem je to 112 m pilot.

Objem jednoho délkového metru vrtu/piloty je 1,13 m³.

Jedná se tedy o 152,7 m³ vývrtku a 126,6 m³ betonu. Beton je dodáván z betonárky vzdálené 5 km od stavby.

Varianta s použitím pilot průměru 1500 mm

Na patce se nachází 5 kusů pilot.

Délka vrtu pro jednu pilotu je 19 m. Celkem tedy 95 m vrtů.

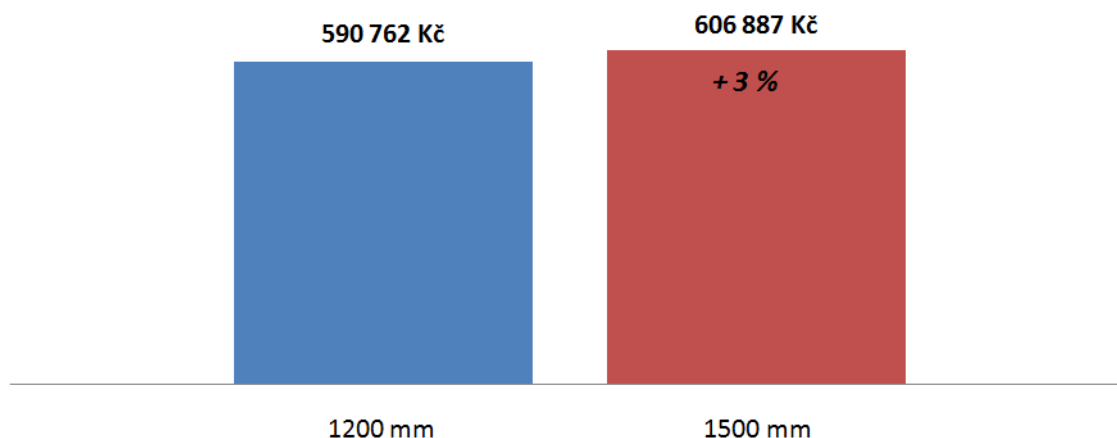
Délka jedné piloty je 15,7 m. Celkem je to 78,5 m pilot.

Objem jednoho délkového metru vrtu/piloty je 1,77 m³.

Jedná se tedy o 168,2 m³ vývrtku a 139 m³ betonu. Beton je dodáván z betonárky vzdálené 5 km od stavby

Tab. 3-17: Cena za provádění pilot jedné patky

	jednotková cena	průměr 1200 mm		průměr 1500 mm	
		množství	cena [Kč]	množství	cena [Kč]
Vrtání Ø 1200 mm	1850 Kč/m	135,1 m	249 935	-	-
Vrtání Ø 1500 mm	2500 Kč/m	-	-	95 m	237 500
Vývrtek	150 Kč/m ³	152,7 m ³	22 905	168,2m ³	25 230
Zřízení piloty	250 Kč/m ³	126,6 m ³	31 650	139m ³	34 750
Výztuž	1690 Kč/t	10,8 t	18 252	9,31 t	15 734
Beton	1830 Kč/m ³	126,6 m ³	231 678	139m ³	254 370
Doprava beton	110 Kč/m ³	126,6 m ³	13 926	139m ³	15 290
Vytyčení	300 Kč/ks	7 ks	2 100	5 ks	1 500
Nafta	28,9 Kč/l	703 l	20 316	779 l	22 513
Cena celkem			590 762 Kč		606 887 Kč



Obr. 3-12: Cenové srovnání provádění jedné patky

Provádění průměru pilot 1200 mm je levnější o 16 125 Kč na jedné patce.

3.4.3. Shrnutí

Na jednu základovou patku bylo navrženo 7 kusů pilot průměru 1200 mm s délkou 16 m. Jako odpovídající varianta, za účelem dosažení stejné únosnosti patky, bylo navrženo 5 kusů pilot průměru 1500 mm délky 15,7 m.

Z hlediska množství materiálu na provedení jedné kompletní patky jsou piloty průměru 1500 mm náročnější. Je sice použito o 1,5 tun železa méně, tuto výhodu však dostává do negativních čísel množství vývrtku z pilot a větší množství betonu. Konkrétně se jedná o 15,5 m³ vývrtku a 12,4 m³ betonu, které budou vytěženy a spotřebovány navíc u pilot průměru 1500 mm. Spotřeba nafty je také vyšší o 76 litrů.

I z hlediska náročnosti dopravy mechanizace a zařízení na stavenišť je provádění pilot průměru 1500 mm zhodnoceno negativně. Je potřeba více dopravních prostředků a zvýší se tím také cena za tyto služby. Vyjádřeno detailně, k dopravě bude potřeba o 2 nákladní soupravy více a podvalník na přepravu vrtné soupravy musí mít vyšší nosnost o 10,5 tuny.

Pokud se na provádění podíváme z časového hlediska, zde jsou piloty průměru 1500 mm překvapivě ve výhodě. Vrtáním se ušetří 4,1 hod času a betonáž je rychlejší o nepatrných 0,3 hod. Je tomu tak především díky menšímu počtu pilot na jedné patce. Délka jednotlivých pilot je kratší o 0,7 m, což ale dělá jen nepatrný rozdíl.

Cenově je srovnání dopravy a provádění opět ve prospěch provádění pilot průměru 1200 mm. Doprava je levnější o 32 390 Kč (28 %) a provádění o 16 125 Kč (3 %) na jednu patku.

Na řešené stavbě by se dalo realizovat 51 základových patek, u kterých by byly nahrazeny piloty průměru 1200 mm pilotami průměru 1500 mm. Z časového hlediska by bylo provádění pilot průměru 1500 mm rychlejší o 224 hodin, což při pracovní směně trvající 11 hodin znamená zkrácení doby realizace o 20 dnů. Cenově však vychází provádění o 854 765 Kč (3 %) levněji ve prospěch pilot průměru 1200 mm, při celkových cenách 30 243 252 Kč (průměr 1200 mm) a 31 098 017 Kč (průměr 1500 mm), po započítání dopravy na stavbu.

3.5. TECHNOLOGICKÝ POSTUP PROVÁDĚNÍ

3.5.1. Pracovní plochy

Za účelem provádění prací na vodní ploše je potřeba vytvořit hutněný násyp. Nejprve bude provedena přístupová komunikace šířky minimálně 6 m. Na tuto komunikaci budou navazovat jednotlivé pracovní plošiny. Ty budou prováděny napravo od komunikace ve směru od pravého břehu. Proud vody bude působit na komunikaci, ne na pracovní plošiny. Z jedné takto vytvořené plošiny budou provedeny dvě patky (pro každý směr provozu jedna). Hrana násypu plošiny bude minimálně 3 m od osy krajní piloty patky. Celkově bude délka plošiny (směr kolmo na přístupovou komunikaci) minimálně 25 m. Její šířka bude minimálně 15 m. Nadmořská výška zhutněného povrchu se uvažuje 326,10 m n. m. To je přibližně 0,6 m nad maximální hladinu vody v nádrži. Pilotovací plošina bude provedena ze štěrkodrtě frakce 32/63, případně obdobného materiálu. Hutnění plochy je potřebné na hodnotu $E_{def2} = 45$ MPa pro pojezd vrtné soupravy o hmotnosti 130 tun.

Výroba armokošů bude probíhat v prostoru staveniště. Za tímto účelem bude zřízena betonová plocha. Její délka bude přesahovat o 1 m délku nejdelšího armokoše. Šířka je potřebná alespoň 10 m. Na této ploše bude jak skládka železa, tak sestavování samotných armokošů. Bude provedena na zhutněném podkladu z betonu minimálně C 8/10. Musí umožnit pojezd nakladače, který bude armokoše odvážet.



Obr. 3-13: Zhutňování pracovních plošin (foto: autor)

3.5.2. Mechanizace

Na vrtání pilot průměru 1200 mm bude použita vrtná souprava Bauer BG 24H. Hmotnost této soupravy je 80 tun. Krouticí moment je 240 kNm. Souprava Bauer BG 24H není schopna provádět piloty průměru 1500 mm. Na jejich provádění je potřebná výkonnější souprava. Piloty průměru 1500 mm budou tedy prováděny vrtnou soupravou Bauer BG 36H. Hmotnost soupravy je 125 tun. Krouticí moment 360 kNm. Vrtnou soupravu při práci doplní kolový nakladač Volvo L70F. Hmotnost tohoto nakladače je 13 tun. Beton bude dodáván přímo do vrtu autodomíchavač. Jejich hmotnost je až 32 tun.



Obr. 3-14: Bauer BG 36H, Volvo L70, autodomíchavač (foto: autor)

3.5.3. Vrtání pilot

Piloty jsou navrženy jako velkopřůměrové o průměru 1200 mm (vrtný průměr 1180 mm) a 1500mm (vrtný průměr 1480 mm). Stabilita vrtu bude zajištěna ocelovou výpažnicí. Její zatlačení do terénu bude pomocí vrtné hlavy soupravy. Pažení vrtu bude probíhat v předstihu před vrtáním piloty. Pažení je nutné provádět po celé délce, dokud nebude dosaženo rostlého horninového masivu (R4 - R5). Vrty budou tedy prováděny jako pažené i nepažené. Vrtání bude probíhat rotačně náběrovou metodou. Jako vrtný nástroj bude použit vrtný spirál neboli šnek. Ve zvodněných vrstvách se bude vrtat pomocí vrtného hrnce, označovaného jako šapa. Při zastížení velmi tvrdých hornin bude použit jádrovák. Pro začištění paty vrtu bude nasazen čistící hrnec za účelem dokonalého vyčištění od napadaného vývrtku.

Poloha pilot před prováděním bude zaměřena geodetem stavby. Vždy při vrtání první piloty na základu bude přítomen geologický pracovník. Ten bude kontrolovat shodu s předpoklady zjištěnými při průzkumném vrtu. O tomto bude proveden zápis do stavebního deníku a protokol. U vrtání dalších pilot není přítomnost geologa nutná. Dojde-li však k zastížení odlišných hornin musí být tento pracovník kontaktován spolu s projektantem stavby.



Obr. 3-15: Vrtání piloty šnekem průměru 1350 mm (foto: autor)

3.5.4. Příprava před betonáží

Tento krok zahrnuje dočištění paty vrtu, osazení armokoše a osazení betonářských rour. Dočištění vrtu bude provedeno, jak bylo už výše uvedeno, pomocí čistícího hrnce. Ten na rozdíl od vrtného hrnce tolik nerozrušuje patu vrtu a její povrch je kvalitnější.

3.5.5. Armokoš

Jeho výroba bude probíhat v prostoru staveniště na zpevněné betonové ploše. Uskladnění bude na zpevněné ploše, podložený dřevěnými hranoly tak, aby nedošlo k jeho znečištění. Armokoš je složen z hlavní nosné výztuže, montážních kruhů, spirály a distančních prvků. Hlavní výztuž dlouhého koše bude napojena stykováním a svařením

s přesahem 1,2 m. Jako distanční prvek budou použita betonová kolečka. Krytí výztuže bude 70 mm. Betonové kolečko bude umístěno také naspodu koše, aby nedošlo k jeho styku s patou vrtu. Osazení armokoše bude probíhat vrtnou soupravou. Armokoš bude osazen centricky do vrtu piloty. Jeho výšková poloha bude zkontrolována měřením. Horní část armokoše bude vyčnívat 1,1 m nad projektovanou hlavu piloty.



Obr. 3-16: Osazování armokoše piloty (foto: autor)

3.5.6. **Betonáž**

Betonáž bude probíhat betonem C30/37 XC4, XD2, XA2 - Dmax 16, konzistence S4. Ten bude dodáván z nedaleké betonárny v Žilině. U každého autodomíchavače bude zjištěna konzistence betonu pomocí zkoušky sednutí kužele. V případě nevhodné konzistence bude přidán plastifikátor v určeném množství. Každý den bude také probíhat odběr vzorků na zkoušku pevnosti. Bude zhotovena jedna sada zkušebních krychlí.

Betonuje se pomocí sypákových rour spojených do betonovací kolony. V případě suchých vrtů (po dovtání na požadovanou hloubku se ve vrtu nenachází voda) bude betonáž probíhat přes 4 m usměrňovací roury s násypkou. Kolona bude umístěna do středu vrtu tak, aby nedocházelo k tříštění betonu o armokoš. Pokud se bude ve vrtu nacházet voda, bude betonáž probíhat následujícím způsobem. Betonářská kolona bude dosahovat až na dno vrtu. Betonování bude probíhat ode dna piloty. Konec kolony bude stále ponořen v čerstvém betonu a to na výšku minimálně 1,5 m. Kolona bude při betonáži postupně zkracována. Vždy ale za předpokladu, že po zkrácení bude stále alespoň 1,5 m ponořeno v betonu piloty. Při betonáži bude také zkracována pažící kolona. Vždy za

předpokladu, že po vytažení pažnice nedojde ke zhroucení stěny nepaženého vrtu. To se zajistí dostatečným přetlakem čerstvého betonu v pažnici. Projektovaná hlava piloty bude přebetonována o minimálně 50 cm. Tento beton bude po vykopání na základovou spáru odstraněn.



Obr. 3-17: *Betonáž piloty pomocí sypákových rour (foto: autor)*

3.5.7. Beranění jímek

Za účelem výkopu na základovou spáru bude stavební jáma každé patky chráněna ocelovou pažící stěnou. Pažící stěna bude zhotovena z ocelových štětovnic typu Larssen. Štětovnice budou do zeminy zapravovány beraněním. To bude probíhat v dostatečném časovém odstupu po zhotovení pilot z důvodu dostatečného zatvrdnutí betonu. Beranidlo bude zavěšeno na kolovém autojeřábu. Při beranění bude kontrolována poloha a svislost štětovnice. Pažící konstrukce bude obdélníkového tvaru. Statické zajištění bude provedeno pomocí rozpěrného rámu tvořeného ocelovými profily. Po provedení a obsypání patky bude rám demontován a štětovnice vytaženy.



Obr. 3-18: Beranění štětovnic (foto: autor)

3.5.8. Výkop

Výkopové práce budou probíhat po zajištění pažící stěnou. Výkop bude proveden až pod úroveň podkladového betonu a bude provedena drenáž. Ta bude svedena do jámky v rohu výkopu a bude odtud čerpána voda. Následně bude proveden podkladový beton a odstranění nadbytečného betonu pilot.



Obr. 3-19: Základová spára s podkladovým betonem a drenáží (foto: autor)

4. ZÁVĚR

V úvodní části diplomové práce jsou rozebrány různé způsoby zakládání mostních objektů na vodní hladině. Nejprve byly popsány postupy a technologie, které byly používány zejména v minulosti, jako například kesony. Dále je pozornost věnována štětovým jímčkám a v závěru pilotovému založení, které je v současnosti u nás nejpoužívanějším způsobem tohoto speciálního zakládání a je také předmětem této práce.

Stěžejní část diplomové práce tvoří srovnání technologie provádění pilot o průměru 1200 a 1500 mm. Nejprve je statickým výpočtem za pomoci výpočetního systému GEO 5 stanoveno potřebné množství a délky pilot. Na základě navrženého řešení je provedeno srovnání z hlediska náročnosti provádění, kde je řešena rychlost, spotřeba materiálu a další problémy spojené s realizací pilot. Na toto srovnání navazuje zpracování cenového řešení stavby.

V diplomové práci jsou formulovány následující závěry: Při dosažení stejné únosnosti základové patky je potřeba realizovat menší počet pilot průměru 1500 mm s kratší délkou. Tato skutečnost se však dala logicky očekávat. Překvapivá je však skutečnost, že provádění pilot o průměru 1500 mm je časově výhodnější. To je způsobeno především menším počtem potřebných pilot. Ve větším měřítku prováděných prací není tato úspora času zanedbatelná. Nevýhodou je však větší spotřeba materiálů spolu s vyšší cenou za realizaci. Právě poslední dvě zjištěné skutečnosti pravděpodobně rozhodují o tom, že piloty průměru 1200 mm jsou realizovány častěji. Cena za zakázku mnohdy rozhoduje o tom, zda firma vůbec práci dostane. Úspora materiálu je také neméně důležitý faktor realizace. Provádění pilot průměru 1500 mm je také podstatně náročnější pro pracovníky na stavbě.

Závěrečnou část diplomové práce pak tvoří technologický postup provádění prací speciálního zakládání. Postup je zpracován konkrétně pro řešenou stavbu estakády přes přehradu Hričov. Je zde řešeno zřízení pracovních plošin, které pro stavbu na vodní hladině mají jistá specifika. Dále je zpracováno samotné provádění vrtných prací. Práci ukončuje provádění podkladního betonu a bourání pilot.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] Bažant, Z.: Metody zakládání staveb, 1. vyd., Praha: Academia, 1966, 312 s. 4000 výt.
- [2] Bažant, Z.: Problémy zakládání staveb, 2. přepracované vyd., Praha: Academia, 1973, 652 s. 3000 výt.
- [3] Keson [online], [cit. 2015-10-21], Dostupné z: < <http://fast10.vsb.cz/perina/ps1/pict/025.JPG>>
- [4] Schéma zakládání na studních [online], [cit. 2015-10-25], Dostupné z: < [//eluc.kr-olomoucky.cz/uploads/images/16698/content_schema_studna.JPG](http://eluc.kr-olomoucky.cz/uploads/images/16698/content_schema_studna.JPG)>
- [5] Vodní stavitelství - Zakládání staveb, a.s. [online], [cit. 2015-10-27], Dostupné z: < http://www.zakladani.cz/images/13_vodni_stavitelstvi/8_antosov.jpg>
- [6] Bauer BG 36H na pontonu. [online], [cit. 2015-10-29], Dostupné z: < <https://www.facebook.com/ZakladaniDeepFoundation/photos/pb.123789554464029.-2207520000.1446127696./124714827704835/?type=3&theater>>
- [7] Technická zpráva, Dálnice D3 Žilina (Strážov) - Žilina (Brodno), objekt 223-00 Estakáda na D3 v km 7,500 nad cestou I/18, ŽSR a vodní nádrží Hričov, 2014
- [8] Estakáda dálnice D3 [online], [cit. 2015-10-30], Dostupné z: < http://golikvh.cz/reference/hricov_vizualizace.jpg>
- [9] Doplnující inženýrskogeologický průzkum, Dálnice D3 Žilina (Strážov) - Žilina (Brodno), 2006
- [10] Prehľadné geologické mapy [online], [cit. 2015-10-30], Dostupné z: < <http://mapserver.geology.sk/pgm/>>
- [11] Tanana river bridge [online], [cit. 2015-11-10], Dostupné z: < http://www.malcolmdrilling.com/projects_tanana_river/>

- [12] MASOPUST J., GLISNÍKOVÁ V.: Zakládání staveb: modul M01: Zakládání staveb. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007, 182 s. ISBN 978-80-7204-538-9
- [13] MASOPUST J.: Navrhování základových a pažících konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1997. Vyd. 1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2012

SEZNAM POUŽITÝCH OBRÁZKŮ A TABULEK

Obr. 2-1:	Keson.....	12
Obr. 2-2:	Kesonovací zařízení.....	15
Obr. 2-3:	Schéma postupu založení na studni.....	16
Obr. 2-4:	Způsob hloubení ve studni.....	18
Obr. 2-5:	Provádění štětových jímek v řečišti.....	19
Obr. 2-6:	Jímka s rozpěrnými rámy.....	21
Obr. 2-7:	Násyp pro výstavbu dálničního mostu přes vodní nádrž.....	22
Obr. 2-8:	Zakládání mostu přes řeku Tanana na vytvořeném násypu.....	24
Obr. 2-9:	Vrtná souprava na pontonu.....	25
Obr. 3-1:	Umístění stavby.....	27
Obr. 3-2:	Vizualizace dokončené estakády.....	28
Obr. 3-3:	Geologická mapa území.....	30
Obr. 3-4:	Geologové při vrtání piloty.....	35
Obr. 3-5:	Svislý řez v místě patky se zobrazenou geologií.....	40
Obr. 3-6:	Svislý řez v místě patky se zobrazenou geologií.....	43
Obr. 3-7:	Statický model v programu GEO 5 pro piloty průměru 1200 mm.....	44
Obr. 3-8:	Rozmístění pilot průměru 1200 mm pod patkou.....	45
Obr. 3-9:	Statický model v programu GEO 5 pro piloty průměru 1500 mm.....	45
Obr. 3-10:	Rozmístění pilot průměru 1500 mm pod patkou.....	46
Obr. 3-11:	Cenové srovnání dopravy na stavenišť.....	54
Obr. 3-12:	Cenové srovnání provádění jedné patky.....	55
Obr. 3-13:	Zhutňování pracovních plošin.....	57
Obr. 3-14:	Bauer BG 36H, Volvo L70, autodomichavač.....	58
Obr. 3-15:	Vrtání piloty šnekem průměru 1350 mm.....	59
Obr. 3-16:	Osazování armokoše piloty.....	60
Obr. 3-17:	Betonáž piloty pomocí sypákových rour.....	61
Obr. 3-18:	Beranění štětovnic.....	62
Obr. 3-19:	Základová spára s podkladovým betonem a drenáží.....	62

Tab. 3-1:	Štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy G3 G-F	36
Tab. 3-2:	Jíl písčítý F4 CS.....	37
Tab. 3-3:	Jíl štěrkovitý F2 CG	38
Tab. 3-4:	Slínovec úplně až silně zvětralý R6.....	39
Tab. 3-5:	Slínovec středně až slabě zvětralý R5 - R4.....	40
Tab. 3-6:	Slínovec slabě zvětralý R4.....	40
Tab. 3-7:	Zatížení působící na skupinu pilot.....	41
Tab. 3-8:	Zjištěné výsledky z programu GEO 5.....	46
Tab. 3-9:	Výztuž armokoše piloty průměru 1200 mm.....	47
Tab. 3-10:	Výztuž armokoše piloty průměru 1500 mm.....	48
Tab. 3-11:	Hmotnost armokošů.....	48
Tab. 3-12:	Množství betonu.....	48
Tab. 3-13:	Rychlost vrtání a spotřeba vrtných souprav.....	51
Tab. 3-14:	Rychlost provádění betonáže.....	52
Tab. 3-15:	Cena dopravy techniky a vybavení pro piloty průměru 1200 mm.....	53
Tab. 3-16:	Cena dopravy techniky a vybavení pro piloty průměru 1500 mm.....	53
Tab. 3-17:	Cena za provádění pilot jedné patky.....	55

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

obr.		obrázek
tab.		tabulka
m n. m.		metrů nad mořem
h. p. v.		hladina podzemní vody
ŽSR		Železnice Slovenské republiky
I/18		silnice první třídy číslo 18
TC		technologický celek
km		kilometr
P20P		patka číslo 20 - pravý most
S - J		severojižní
SZ - JV		severozápadní, jihovýchodní
MSU		mezní stav únosnosti
PHM		pohonné hmoty a maziva
DPH		daň z přidané hodnoty
ν	-	Poissonovo číslo
β	-	převodní součinitel
φ_{ef}	[$^{\circ}$]	úhel vnitřního tření efektivní
c_{ef}	[kPa]	soudržnost efektivní
E_{def}	[MPa]	modul přetvárnosti
R_{dt}	[kPa]	výpočtová tabulková únosnost
w	%	vlhkost
ρ_n	[kg*m ⁻³]	objemová hmotnost zeminy v přirozeném uložení
ρ_d	[kg*m ⁻³]	objemová hmotnost suché zeminy
γ	[kN*m ⁻³]	objemová tíha
ρ_s	[kg*m ⁻³]	hustota pevných částic
w_L	%	mez tekutosti
w_P	%	mez plasticity

I_p	%	číslo plasticity
n	%	pórovitost
e	-	číslo pórovitost
S_r	%	stupeň nasycení
I_c	-	stupeň konzistence
φ_u	[$^\circ$]	úhel vnitřního tření totální
c_u	[kPa]	soudržnost totální
γ_{sat}	[kN*m ⁻³]	objemová tíha nasycené zeminy

SEZNAM PŘÍLOH

- Příloha č. 1: Statický výpočet - výstupy z programu GEO 5
- Příloha č. 2: Pracovní plošina - varianta pro průměr pilot 1200 mm
- Příloha č. 3: Základová patka - varianta pro průměr pilot 1200 mm
- Příloha č. 4: Pracovní plošina - varianta pro průměr pilot 1500 mm
- Příloha č. 5: Základová patka - varianta pro průměr pilot 1500 mm