

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

135 Katedra geotechniky



**Historie speciálního zakládání na příkladu Negrelliho viaduktu se statickým posouzením původního a novodobého způsobu založení**

**The history of special foundation on the example of Negrelli's viaduct with the statical analysis of original and modern foundation**

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Linda Černá Vydrová, Ph.D.

**Bc. Ondřej Beneš**

**Praha 2019**



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

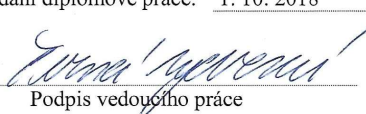

Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

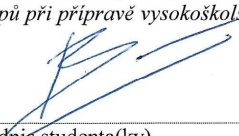
### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Bc. Beneš</u>	Jméno: <u>Ondřej</u>	Osobní číslo: <u>423060</u>
Zadávací katedra: <u>k135 - katedra geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Historie speciálního zakládání na příkladu Negrelliho viaduktu se statickým posouzením původního a novodobého způsobu založení</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>The history of special foundation on the example of Negrelli's viaduct with the statical analysis of original and modern foundation.</u>	
Pokyny pro vypracování: 1. Rešerše historie speciálního zakládání staveb 2. Historie Negrelliho viaduktu 3. Způsob a technologie založení Negrelliho viaduktu 4. Statické posouzení původního založení vybraného pilíře Negrelliho viaduktu 5. Statické posouzení současného založení vybraného pilíře Negrelliho viaduktu 6. Porovnání obou způsobů založení	
Seznam doporučené literatury: Zakládání staveb - Peter Turček, Stavební stroje firmy Lanna - Zdeněk Bauer, časopis Zakládání, Zakládání staveb - Zdeněk Bažant, Zakládání staveb - Jan Masopust, Zakládání Staveb - ASB	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Linda Černá Vydrová, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>1. 10. 2018</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>6. 1. 2019</u>
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>5.10.2018</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)

## **Abstrakt**

Předložená diplomová práce se zabývá historií speciálního zakládání staveb. Historické milníky jsou popsány v první části, která je rešerší dostupných zdrojů. Příkladem historického založení je stavba „Negrelliho viadukt“, který je z části založen v návodních jímkách. Při rekonstrukci této stavby jsem měl příležitost osobně pracovat, proto je mi tematicky blízká.

V praktické části jsou spočítány statické posudky několika variant založení pilíře mostu v jímce. Jedná se o varianty založení historickou a novodobou. A to varianta založení historická a novodobá. V závěru je porovnání variant.

## **Klíčová slova**

Zakládání staveb, historie zakládání staveb, beranění, vibrování, vrtání pilot, maloprůměrové piloty, velkoprůměrové piloty, hloubení, odvodnění, štětovnice, Negrelliho viadukt, dřevěné jímky, ocelové jímky

## **Abstract**

This diploma thesis describes the history of special foundation. Historical milestones are described in the first part, which is the search for available resources. An example of the historical foundations is the project of Negrelli's viaduct, which is partly foundation in the sheet pile cofferdam. I was working on the reconstruction of this project during its reconstruction, that's why I'm thematically very close to me.

Statical analysis a few variant of original and modern foundation is in the practical part of the diploma thesis. In conclusion the results of these models are evaluated and compared.

## **Keywords**

Foundation, special foundation, impact driving, vibrodriving, drilling large diameters piles, drilling small diameters piles, foundation pit, sheet pile, Negrelli's viaduct, steel sheet pile cofferdam, wooden sheet pile cofferdam

**Prohlášení:**

Prohlašuji na svou čest, že jsem tuto diplomovou práci v celém jejím rozsahu vypracoval samostatně. Veškerou použitou literaturu a podkladové materiály uvádím v příloženém seznamu zdrojů.

V Praze dne 6. 1. 2019

Ondřej Beneš

## **Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP**

### **Prohlášení:**

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Praze dne 6. 1. 2019

Ondřej Beneš

**Poděkování:**

Tímto bych chtěl poděkovat vedoucí mé diplomové práce, paní Ing. Lindě Černé Vydrové, Ph. D. za cenné rady, současně doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc., za věcné připomínky a vstřícnost při konzultacích. Dále bych chtěl poděkovat panu Ing. Karlu Staňkovi z firmy FG Consult za poskytnutí informací v daném problému.

## Seznam použitých zkratk a symbolů

<b><math>I_i</math></b>	moment setrvačnosti k příslušné ose
<b><math>W_i</math></b>	průřezový modul k příslušné ose
<b><math>G</math></b>	tíha
<b><math>\gamma</math></b>	objemová tíha
<b><math>M</math></b>	ohybový moment
<b><math>F</math></b>	síla
<b><math>S_a</math></b>	aktivní zemní tlak
<b><math>K_a</math></b>	součinitel aktivního tlaku
<b><math>z_i</math></b>	mocnost vrstvy
<b><math>e</math></b>	excentricita
<b><math>H_n</math></b>	Vodorovná síla
<b><math>A</math></b>	plocha
<b><math>\sigma_k</math></b>	napětí za ohybu
<b><math>f_y</math></b>	mez kluzu
<b><math>\chi</math></b>	součinitel vzpěrnosti
<b><math>i</math></b>	poloměr setrvačnosti
<b><math>L_{cr}</math></b>	vzpěrná délka v uvažované rovině vybočení
<b><math>f_{m,d}</math></b>	pevnost dřeva za ohybu
<b><math>k_{mod}</math></b>	modifikační součinitel zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti
<b><math>\gamma_M</math></b>	dílčí součinitel materiálu a únosnosti
<b><math>\sigma_{c,0,d}</math></b>	návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny
<b><math>k_c</math></b>	součinitel vzpěrnosti



## Obsah

1. Úvod .....	1
2. Historie speciálního zakládání staveb .....	2
2.1 Úvod.....	2
2.1.1 Všeobecně o historii speciálního zakládání staveb.....	4
2.2 Beranění a vibrování .....	6
2.2.1 Beranění.....	6
2.2.2 Vibrování.....	10
2.2.3 Předrážené piloty na místě betonované .....	12
2.2.4 Ponorné vibrátory .....	14
2.3 Vývoj nosičů základových souprav .....	16
2.4 Malopřůměrové vrtání .....	17
2.4.1 Počátky malopřůměrového vrtání .....	17
2.4.2 Plnoprofilové vrtání v naftovém průmyslu.....	19
2.4.3 Vznik specializovaných firem.....	22
2.4.4 Příklepové vrtání.....	25
2.4.5 Ponorné kladivo .....	30
2.4.6 Jádrové vrtání.....	32
2.4.7 Pažnicové vrtání .....	34
2.4.8 Vrtací soupravy .....	37
2.4.9 Historie v ČR .....	39
2.5 Velkopřůměrové vrtání.....	42
2.5.1 Piloty vrtané cyklicky .....	42
2.5.2 Nástup moderní geotechnické vědy .....	43
2.5.3 Nárazové vrtání.....	44
2.5.4 Rotační vrtání .....	46
2.5.5 Pažení bentonitovou suspenzí .....	48
2.5.6 Vrtání se speciálními pažnicemi.....	48
2.5.7 Velkopřůměrové ponorné kladivo s cyklickým postupem vrtání.....	49
2.5.8 Piloty vrtané průběžně .....	50
2.5.9 Vrtání s průběžným vzduchovým výplachem.....	54
2.6 Hloubení .....	56
2.6.1 Počátky hloubení a průřez jeho vývoje ve stavitelství .....	56

2.6.2	Zakládání na hlubokých studních – otevřené kesony .....	58
2.6.3	Spodem uzavřené splavované kesony .....	59
2.6.4	Přetlakové kesony .....	60
2.7	Opěrné zdi .....	61
2.7.1	Opěrné a zárubní zdi.....	61
2.7.2	Hloubkové odvodnění .....	63
2.7.3	Čerpání a čerpadla.....	64
2.7.4	Zakládání v návodních jímkách.....	66
3.	Významné stavby na našem území.....	67
3.1	Historie Karlova mostu.....	67
3.2	Historie Negrelliho viaduktu.....	69
3.3	Založení Negrelliho viaduktu.....	71
3.4	Zakládání na dřevěných pilotách.....	72
3.5	Zakládání za pomoci štětových stěn.....	73
3.5.1	Dřevěné štětové stěny .....	74
3.5.2	Ocelové štětové stěny.....	76
3.6	Jímky.....	77
4.	Návrh jímek u pilířů .....	78
4.1	Tvar jímky.....	78
4.2	Výška jímky.....	80
4.3	Konstrukce jímky.....	80
4.4	Historické založení Negrelliho viaduktu pomocí jímek ve Vltavě .....	83
5.	Statické posouzení jímky pro stavbu pilířů Negrelliho viaduktu .....	84
5.3.1	Ocelová, nasazená, dvojitá jímka – bez rozepření .....	87
5.3.2	Ocelová, nasazená, dvojitá jímka – s rozepřením.....	94
5.3.3	Dřevěná, jednoduchá jímka s hrázkou na návodní straně.....	101
5.3.4	Dřevěná, nasazená, dvojitá jímka .....	107
6.	Porovnání způsobu založení Negrelliho viaduktu .....	112
6.1	Porovnání dřevěné a ocelové jímky.....	112
7.	Závěr.....	115

# 1. Úvod

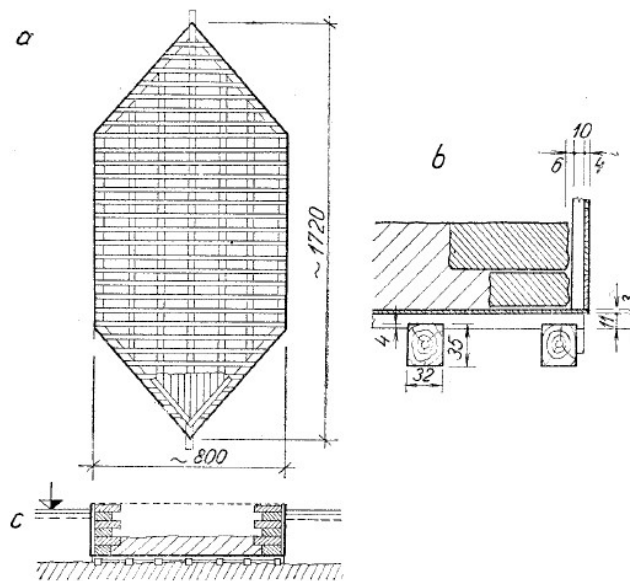
Tato práce je jasně strukturovaná na teoretickou a praktickou část. Úkolem teoretické části je popsat historický vývoj speciálního zakládání staveb v daných oblastech oboru. Mezi vybrané části historie oboru patří beranění společně s vibrováním, dále vrtání maloprůměrových a velkoprůměrových pilot, hloubení jam včetně jejich odvodnění. Nebudou opomenuty ani stavební stroje a důležité postavy oboru. Daná témata tvoří počáteční kapitoly práce a postupně se teoretická část ubírá směrem k vybrané problematice, tedy zakládání v návodních jímkách. Pro příklad tohoto druhu založení, bylo vybráno založení pilířů Negrelliho viaduktu ve Vltavě. Další kapitoly budou věnovány seznámením s vlastní historií stavby a stručně popíšou způsoby jeho založení. Detailněji bude popsána technologie zakládání v návodních jímkách. Po popsání zakládání v jímkách práce směřuje do praktické části, která se věnuje alternativám založení pilíře Negrelliho viaduktu v návodní jímce. V této části se projeví hlavní myšlenka práce, která má ukázat odlišnost a vývoj zakládání v současné době a před 170 lety. Nejlépe se rozdíl ukáže na statickém posudku původního řešení a novodobého. Bude proveden návrh historického řešení, které se určí na základě podkladů. A provede se i moderní navržení jímky s několika variantami řešení. Ověří se statické posouzení návrhu dle aktuálních norem. V závěrečné části práce proběhne porovnání a vyhodnocení výsledků části předchozí.

## 2. Historie speciálního zakládání staveb

### 2.1 Úvod

Zakládání staveb provází lidské stavby již od nepaměti, protože stavba je a vždy bude nějakým způsobem spojena se zemí, respektive základovou půdou. Ovšem svého dnešního pojetí se zakládání staveb dočkalo až někdy na přelomu 18. století a patří mezi poměrně mladé obory stavebního inženýrství. Je oborem velmi dynamickým a stále se rychle rozvíjí, zejména díky aplikacím nových technologií vyvíjených strojírenským průmyslem s uplatněním ve stavebnictví a snaze stavebníků, o co nejeftivnější způsoby zakládání. Velkým dílem k rozvoji zakládání staveb přispěla i snaha o těžbu nerostných surovin. Stavebnictví, a to konkrétně zakládání staveb, hrálo v historii velmi důležitou roli, ať už se jednalo o prvotní stádia výstavby, jako byly například ochranné přístřešky před nepříznivým počasím. Konkrétní historické příklady založení staveb jsou známy v Evropě, Africe a Asii někdy od mladší doby kamenné, kdy v období mezi 7 tisíci až 5 tisíci lety př. n. l. se stavěly tzv. nákolní stavby, což byla sídliště zejména na jezerech, která se zakládala na soustavě dřevěných kůlů – můžeme zde mluvit o předchůdcích našich ražených pilot, které se zarážely do poměrně měkké základové půdy, a jejichž spojení probíhalo pomocí dřevěné podlahy. Ve Švýcarsku bylo identifikováno takové sídliště s názvem Robenhausen, kde bylo odhadnuto celkové množství kůlů na 100 000 kusů, které byly umístovány velmi hustě přibližně až 10 ks/m<sup>2</sup>. Na území dnešní České republiky stavby podobného typu nebyly nalezeny, ovšem o zakládání staveb před historickou dobou informují některé keltské hrady na Otavě (4. stol. př. n. l.) a později i stavby z doby hradištní, které se stavěly spíše dřevěné a na jejich základy se nekladly žádné velké nároky. V pozdější době přechodu na hrady a kostely z kamene nebyly způsoby založení staveb nijak zajímavé, protože byly zakládány na skalním podloží a nepříznivé vlivy sedání byly eliminovány velkým množstvím spár v kamenném zdivu. Tohle ale neplatilo ve světě, kde se stavěly mnohem větší a technicky náročnější stavby např. v Egyptě, na Krétě, Řecku, Mezopotámii a později i v Římě. Tyto stavby vyžadovaly složitější řešení, kvůli technologickým problémům se stavbou jejich základů, a to hlavně z hlediska zvětšování tíhy staveb a s potřebou založení pod hladinou vody (jezera, řeky). Důležité

je ještě doplnit, že nebylo potřeby rychle rozvíjet speciální zakládání. Jelikož se speciální stavby vyskytovaly jen zřídka, a když se stavěly, tak se pro ně vybírala, co nejlepší poloha z hlediska vhodných geotechnických podmínek pro nasazení tehdejších hlavních výrobních prostředků, což byla otrocká práce a síla zvířat. Tedy nebyly výjimkou obrovské výkopy, násypy, opěrné zdi i nezbytné skalní výlomy, a tak se používalo bez problémů plošné založení. Příkladem a představitelem historických a velmi monumentálních staveb velkého významu jsou třeba egyptské pyramidy, městský komplex Říma či silnice via Apia, která se dláždila velkými kamennými kvádry. Mosty a přístavy se budovaly zejména na místech, která k tomu přírodně byla vhodná. Po době velkého rozvoje, a to nejen stavebnictví se vývoj na několik staletí úplně zastavil, kvůli zániku těchto významných říší. Pro významné stavby bylo vymyšleno tzv. skříňové zakládání, jež bylo použito i mnohem později, neboť po zániku říše římské byla v Evropě tato dovednost na mnoho staletí zapomenuta. Příklad použití skříňového založení je u českých gotických mostů, a to u Karlova mostu a mostu v Roudnici nad Labem. Skříňové založení je technologie, která se provádí na vodních tocích, tak že se na místo založení připlaví dřevěná roštová konstrukce s podlahou, tedy skříň a ta se stabilizovala uvázáním k dřevěným zaráženým kůlům (pilotám). Postupně se konstrukce spouštěla ke dnu při postupném vyzdíváním, přičemž spáry mezi zdívem a netěsnými dřevěnými stěnami skříně byly těsněny jílem. K větší potřebě uvažovat nad technologií zakládání staveb vedl i rozkvět městské civilizace v období mezi 9. až 11. stoletím, kdy vznikla potřeba souborů městských staveb, a tím i komplikovanější výběr nejvhodnějšího místa pro jejich umístění. Což se nakonec ukázalo jako jeden ze stěžejních důvodů rozvoje zakládání staveb. Jednodušeji řečeno, nemůžeme stavět jen v místech s dokonalou základovou půdou, ale musíme vymyslet řešení, které nám základovou půdu vylepší pro založení budoucí stavby. Na počátku se řemeslné zručnosti dosahovalo jen velmi pomalu. Až v Itálii v 13. – 15. století, kdy se položily základy novodobé logiky a v 16. století v době renesance, kdy byly položeny základy pro většinu vědních oborů, které se začaly opírat o pokusy a pozorování, se můžeme bavit o významném urychlení technického rozvoje. [1]



Obrázek 1: Skříňové založení mostu v Roudnici nad Labem r. 1333-1340, a – půdorys, b – řez, c – detail s vyzdíváním pilířem [10]

Poté, co se v 18. století vytvořila moderní matematika, umožnila soustavnou aplikaci abstraktního myšlení v technice, což lze považovat za začátek dnešní formy technické vědy. Skutečný rozmach vědy započal ovšem v 19. století, kdy se uplatnila mechanizace založená na energii parních strojů. Rozvoj oboru byl dále akcelerován užitím elektrických, a poté i elektronických přístrojů. Zlatý věk oboru speciálního zakládání staveb můžeme označit zhruba od 50. let 20. století do první dekády 21. století. Prostorově se ohnisko vývoje přesouvalo ze Severní Ameriky do Japonska a Evropy. Mechanizace je v zakládání staveb nezbytným předpokladem pro realizaci velkých staveb. V následujících kapitolách se blíže podíváme na historii některých zásadních metod a technologií, které ovlivnily dnešní zakládání staveb a v neposlední řadě se podíváme i na významné stavební stroje, které změnily svět zakládání staveb a bez kterých bychom dnes mnohé náročné stavby na založení vůbec nepostavili. [1]

### 2.1.1 Všeobecně o historii speciálního zakládání staveb

V následujících kapitolách se zaměřím na popis historického vývoje jednotlivých metod a technologií speciálního zakládání staveb, od jejich archaického stádia přes významné milníky tohoto oboru, které nám přinesly značný vývoj a vyšší technickou úroveň, proto dnes můžeme zakládat stavby na místech, o velikostech a účelu, který by bez oboru speciálních zakládání nebyl jinak možný. Budou popsány klíčové

okamžiky, kdy na světovou scénu přišly technologie a stroje, které doslova změnily vše stávající a budou popsány jejich první aplikace na stavbách na našem území. Bez opomenutí skutečnosti, že za technickým vývojem stály významné osobnosti nebo firmy, které si zaslouží minimálně zmínit, protože nebýt těchto osobností, jejich aplikací a slučování nových poznatků z průmyslu s poznatky vědy, tak by vývoj nových technologií nebyl na současné úrovni. Bude popsáno, jak zásadně obor ovlivňovaly nové mechanizace, nové materiály a myšlenky z jiných oborů. Přístup k popisu jednotlivých historických mezníků bude spíše orientační a nebude rozebrán do větších technických nebo historických souvislostí a nezvládne zahrnout celý obor, ale pouze vybrané technologie, které jsou dále zmíněny v praktické části práce. Každá z dále popisovaných technologií by si zasloužila vlastní samostatnou práci. Takže se nebudu zabývat přehnaným popisem dimenzí jednotlivých prvků, komponentů a ani statickými návrhy jednotlivých metod. Ovšem určitě budou zmíněny zajímavosti, a kdy došlo k jejich prvnímu použití u nás či ve světě. Popis historie speciálního zakládání rozdělím do tří bloků, které budou popsány takto: beranění a vibrování, vrtání, hloubení. Může se toto rozdělení mnohým zdát nesprávné, ale jen těžko se oblast speciálního zakládání staveb dá popisovat dle nějaké přímé osnovy, jelikož je to obor, kde se v drtivé většině uvedené činnosti kombinují v různých procesech nebo metodách. Nebo jsou dokonce integrovány do dalších metod. [2]

Nyní přeskočím od pyramid k dobám nejrychlejšího rozvoje ve 20. století. Před válkou měly dominantní technologickou pozici USA, kterou si vybudovaly s nástupem výstavby mrakodrapů a velkých inženýrských projektů na americkém kontinentě. Postupně se aktivita inovací ve speciálním zakládání začala soustředit na poválečnou obnovu Evropy. Nastala změna i v ekonomickém systému. Zjednodušeně se dá říct, že v USA nadále existoval systém demokratického kapitalismu a soukromých investic. Ale dominantní pozici měly soukromé investice, kde tento systém vedl k tvrdé konkurenci a ostré kontrole nákladů. To vede k bránění zavádění inovací, které bývají ve svých počátcích nákladnější. To lze ukázat na příkladu používání beranění v USA, které mělo dominantní pozici poměrně dlouhou dobu oproti zbytku světa a zavádění moderních technologií bylo poněkud opatrné a pomalé. Dalším příkladem je třeba v 50. letech rychlý nástup technologie jeřábových nosičů v Evropě a Japonsku. Evropa měla

hlavní výhodu v převratných politických změnách po válce, které vedly k organizování investic a jejich ovlivňování státem. To je důležitá skutečnost, která ovlivnila celé poválečné směřování oboru speciálního zakládání staveb. Pro obnovu rozsáhlého poničení válkou byly nutné vládní programy i státní regulace. Veškeré obnovování staveb a dopravní infrastruktury si vyžádala silné centrální řízení, zejména z hlediska přílivu financí. Jednalo se stěžejně o přerozdělování veřejných financí, což vedlo ke vzniku silné pozice sociálního státu v západní Evropě, která byla doprovázena rozsáhlými programy výstavby, rozvoje průmyslu, dotací a subvencí, a to včetně programů podporující speciální zakládání staveb, které se stalo rozdílovým v porovnání s čistým tržním prostředím USA. V Japonsku vzniklo dokonce samostatné ministerstvo pro podporu technologického rozvoje. [2]

V naší zemi se ovšem speciální zakládání staveb vydalo odlišnou cestou zvláště kvůli vlivu SSSR. Ale i tak se v omezené míře podařilo některé informace přenést i k nám. Velkým štěstím pro obor bylo období politického uvolnění kolem roku 1968. V roce 1967 se nám podařilo uzavřít licenční smlouvu o převodu moderních technologií pro výstavbu pražského metra se západoevropským konsorciem Sol-Expert International. Tato smlouva měla obrovský význam a pozitivní vliv na modernizaci a celkové smýšlení v oboru v naší republice. V roce 1969 opět došlo k omezení předávaných informací a nákupu moderních technologií, ale to už významně nezbrzdilo vývoj oboru u nás, a dokonce jsme dokázali držet krok se zbytkem světa. [2]

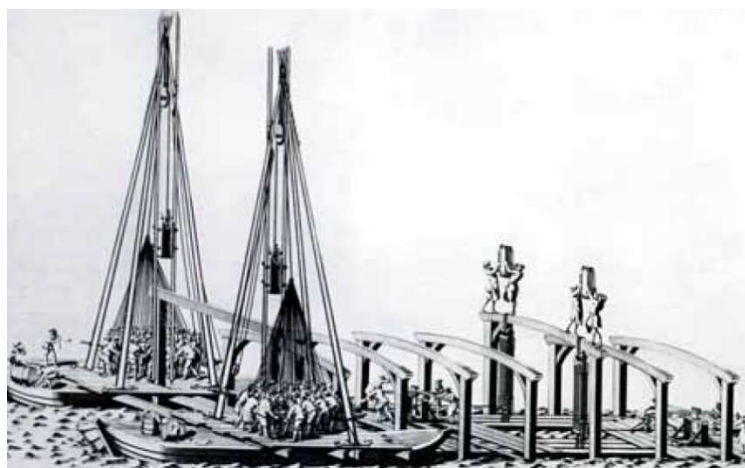
## **2.2 Beranění a vibrování**

### **2.2.1 Beranění**

Do skupiny uváděné pod názvem beranění se řadí různé technologie, obecně nazývané jako metody vhánění základových prvků. Dle dnešní terminologie se dá technologie popsat anglickým názvem „displacement“, což popisuje základové prvky, které jsou specifické v tom, že při jejich instalaci nedochází k odtěžování základové půdy. Patří sem technologie samotného beranění, ale i příbuzné vibrování, vtláčování a vplachování. Ale nejrozšířenějšími a nejpoužívanějšími jsou beranění a vibrování, které budou dále popsány. Když se podíváme na úplný počátek, tak sem patří zarážené kůly z mladší doby kamenné, které jsou ve své podstatě lehké ručně



zarážené dřevěné piloty. Jedná se tedy o nejstarší prvek speciálního zakládání staveb, který se používal u pobřežních dřevěných staveb. V době starověku ještě nebyly technické možnosti na jejich uplatnění u trvalých staveb zděných sídlištních celků. Významnějšímu používání a vývoji přispěla zřejmě vojenská tažení, která si vyžádala budování nejrůznějších přemostění a přístavů pro rychlejší přemísťování armád. Nejstarším důkazem jsou archeologické nálezy ve Skotsku před 5 tisíci lety nebo cedrové piloty v Babyloně před 2,5 tisíci lety. Nejlepším příkladem vývoje zakládání staveb kvůli válečnému tažení a obchodu jsou dubové piloty pro Caesarovy dřevěné mosty na Rýně. Jeden z nich byl údajně postaven v roce 55 př. n. l. za pouhých 10 dnů. K výraznému rozšíření přispěla v 9. století výstavba přímořských obchodních středisek v Benátkách a Nizozemsku. Zachovalé, ale dosti nedokonalé obrazové doklady jsou až z 15. století. Na obrázku č. 2 je vidět vyvinutější volnopádový těžký beran na kladce, poháněný silou velké skupiny lidí. Počet potřebných úderů pro doberanění dosahoval neskutečných i několika set tisíc. [2]



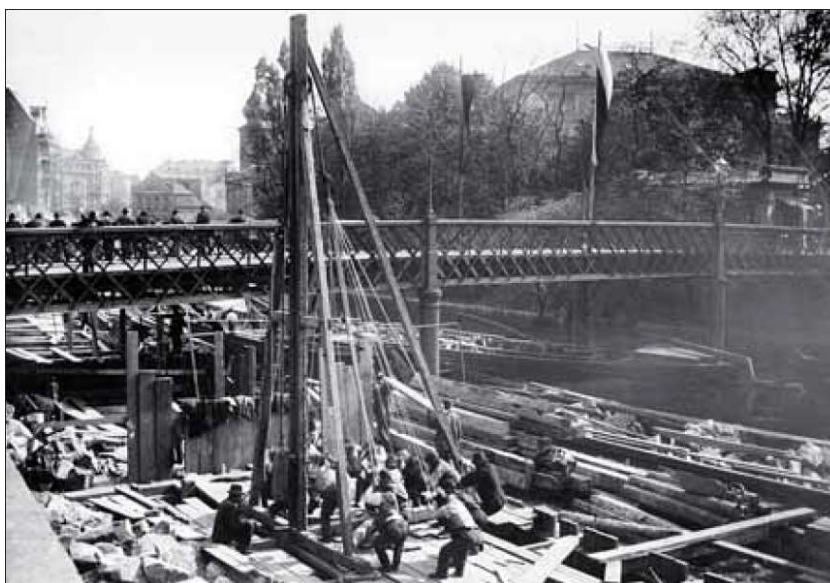
*Obrázek 2: Beranění lidskou silou v Nizozemsku v 17. století [2]*

Nedokážu si ani představit, jak muselo být ruční beranění náročné, takže se nelze divit, že v 19. století s příchodem vynálezu parního stroje, se umožnilo jeho využití i u těžších volnopádových beranů. V roce 1880 firma Menck vynalezla mechanický parní jednočinný beran. Jednalo se o opravdu velký skok kupředu v beranění a není se tedy čemu divit, že tyto velmi robustní, jednoduché a spolehlivé stroje se někde používají i dnes, ovšem parní stroj je nahrazen spalovacím motorem. Na obr. č. 3 je zachycen takový stroj v Nizozemí při práci v roce 1970. [2]



*Obrázek 3: Beranění pilot parním beranem ještě v Nizozemsku v roce 1970 [2]*

Co se týká prvního použití na našem území, tak se jednalo o stavbu Palackého mostu v Praze, kde se využil parní volnopádový beran a to roku 1876. Jednalo se o dost drahou technologii, takže ještě dlouho poté se spíše využívalo levnější lidské síly, což dokládá obr. č. 4, kde je vyobrazena stavba nábrežní zdi u Národního divadla v Praze roku 1902. [2]



*Obrázek 4: Beranění dřevěné piloty volnopádovým beranem zdvihaným 14 muži na stavbě nábrežní zdi u Národního divadla v Praze v roce 1902 [13]*

Dalšími významnými milníky této technologie jsou: první využití technologie štětové stěny ze starých ocelových kolejnic, které byly zaberaněny na stavbě mostu

v Miřejovicích na Vltavě roku 1901 a první železobetonové piloty při stavbě mostu v Přerově roku 1903. Roku 1932 se ve Vítkovicích začaly vyrábět ocelové štětovnice a jejich beranění se stalo běžným, jako v jiných rozvinutých zemích světa. Ve světě pokračoval vývoj beranidel na stlačený vzduch až po vynález jednočinného výbušného beranu od firmy Delmag v roce 1926 v Německu. Beranidlo se stalo velmi oblíbeným. A jeho vývoj neustále pokračoval, až do stavu, kdy po válce byla vyvinuta dnes nejpoužívanější verze dvojčinného dieselberanu. [2]



*Obrázek 5: Dlouhodobě nejpoužívanější typ těžkého dieselberanu – Delmag D55 [2]*

Ten už vycházel z nejnovějších poznatků, které přehodnotily staré úvahy, že je nejdůležitější síla úderu beranidla, to bylo vyvráceno a zjištěno, že důležitější je jeho dynamický průběh. V této době ovšem nastal nástup hydraulických systémů, takže se koncem minulého století přešlo na verze hydraulických jednočinných a později i dvojčinných beranů. V první polovině 20. století jsme na našem území drželi krok se světem v oblasti speciálního zakládání. V roce 1948 ovšem došlo k radikálnímu obratu. Charakterem této doby bylo ve všech oblastech stavebnictví a společnosti, velký nedostatek moderních strojů a materiálu (zejména oceli, cementu i jiných surovin). Obrazem doby je pokus zavést direktivně výrobu chybějících naftových beranů i vyrážeců ve Stavostroji v Bělé pod Bezdězem v roce 1953. Jednalo se o stroje nedostatečné kvality, tudíž bylo velkým svátkem, když si jeden závod Vodních staveb, o. p., mohl v roce 1960 pořídit pro důležitou stavbu ČOV na Trojském ostrově lehký, ale spolehlivý a výkonný dieselberan Delmag D5 ze zahraničí. Jednalo se o významnou událost, jelikož až do jeho zakoupení, stavební výroba na této stavbě závisela na starém vzduchovém beranu McKiernan-Terry, kterého poháněly tři

kompresory. Stejně to bylo i s dalšími stroji, které režim umožnil některému z vybraných podniků sem tam dovézt ze zahraničí. [2]

### **2.2.2 Vibrování**

Jedná se o technologii, která by se dala označit jako sestra beranění. Zajímavý příběh o vývoji technologie vibrování počal ve 30. letech minulého století. Překvapivě byla vynalezena v bývalém SSSR, myšlenka se zrodila v hlavě ruského vědce D. D. Barkana. Impulsem pro jeho počín byly tuhé mrazy, které v SSSR panovaly, a tak byly obrovské problémy s uplatněním parních beranů. Kvůli tomu byl profesor Barkan pověřen řešením problému. K tomu mu pomohla studie inženýrů z Japonska, kteří zjistili, že pod základy vibrujících strojů dochází ke ztekucení písků. To byl impuls pro jeho myšlenku využití pro vhnání prvků do zemin za pomoci vertikálních vibrací. Dokázal sestavit první elektrické vibrátory pro speciální zakládání, ale ve špatné době, kdy Stalin rozhodl o utlumení všech výzkumů, které přímo nesouvisely se zbrojnou výrobou nebo přípravou na válku. A ani po válce se jeho stroj neprosadil a dále nerozvíjel, jelikož SSSR neměl potřebný průmyslový potenciál. Nicméně výzkum Barkana byl publikován v zahraničí a toho se chytili Japonci již v 50. letech a začali s průmyslovou výrobou silných vibrátorů. Od nich si v 60. letech výzkum převzaly hned tři firmy současně a nezávisle na sobě v Evropě – Müller, PTC a Menck. To znamenalo odrazový můstek pro technologii vibrování a v 70. letech se přešlo z elektrických na hydraulické vibrátory. Ty se ukázaly být velmi výhodné, jelikož měly výhodu plynulé regulace amplitudy a zejména frekvence, takže bylo možné přizpůsobovat stroj odpovídajícím okolnostem a od konce 70. let se bleskově rozšířily po celém světě. [2]



Obrázek 6: Starší elektrický vibrátor z počátku sedmdesátých let minulého století (vpravo) a novější hydraulický vibrátor z počátku osmdesátých let (vlevo), výrobky francouzské firmy PTC. [2]

Mluvíme zde o velmi důležitém pokroku technologie, která se v dnešní době nachází v mnoha jiných metodách – od velkých výpažnic pro piloty až po hluboké vertikální drény. Jiný příběh je zase vynález tzv. vysokofrekvenčního vibrátoru, z něhož se po velmi dlouhém a komplikovaném vývoji stala velmi efektivní metoda maloprofilového vrtání, nazvána Sonic-drilling. To ukazuje, jak se stroje pro speciální zakládání navzájem prolínají a využívají principů pro různá využití. První objevitel tohoto efektu byl prý rumunský inženýr George Constantinescu, který ho v roce 1913 využil k sestrojení prototypu ruční lomové vrtačky. Opět se výzkum během války málem vytratil. Ale v roce 1930 jiný rumunský inženýr Ion Basgan využil principu pro aplikaci při naftovém vrtání. Druhá světová válka opět znamenala utlumení zájmu o progres této metody a až v polovině 40. let si převzal výzkum americký vynálezce A. Bodin s podporou firmy Shell. V 70. letech prodal své nedořešené výsledky britské firmě. Ještě na začátku 70. let zkoušela tuto technologii pod názvem Resonant pile driver britská firma. Používala však rozměrnější vřáněné prvky a pro značnou náročnost od dalšího vývoje upustila. To byl asi jeden z impulsů, proč GKN Foundations převzala firmu Keller, která byla zaběhnutá v jiné vibrační technologii. Podobné experimenty probíhaly i v SSSR, ale ani zde se nedařilo. Efekt byl prokazatelný, ale žádná zařízení nebyla schopná vydržet enormní dynamické namáhání materiálu. Využití tedy bylo pravděpodobné spíše s menšími profily. Ve vývoji pokračoval Ray Roussy v Kanadě. I přes hospodářský útlum v roce 1980 si práci

převzal soukromě a pokračoval. Věřil v její obrovský potenciál a její mnohonásobně vyšší výkonnost, než má konvenční vrtání. Nakonec v 90. letech s pomocí amerických vrtných firem přivedl prototyp až do realizační fáze. Potvrdila to zakoupením její licence v roce 2008 i velká firma Soletanche-Bachy. Tedy se ukázalo, jako u spousty vynálezů, že nebýt výjimečných lidí a jejich nadšení pro svou práci, tak by spousta vynálezů dosud nebyla. Beranění a vibrování jsou tedy i dnes nejpoužívanějšími metodami speciálního zakládání. Beranění je technologie výhodná v podmínkách sedimentárních zemin pro různé pobřežní stavby a zejména v hlubších vodách mořských, takže se velmi osvědčuje například v severozápadní Evropě, na Ukrajině i Rusku, na americkém kontinentě a v Asii. Častou a poměrně zajímavou aplikací technologie je beranění ocelových rour o průměru několika metrů pro vrtné plošiny v moři. Materiálů vhaněných pilot se postupně našlo velké množství. Na našem území je beranění pilot málo vhodné, ale beranění štětovnic tu má dlouhou tradici. Ale až do poloviny 80. let se u nás štětovnice téměř vůbec neberanily, protože byly k dispozici jen málo výkonné a zastaralé sovětské vibrátory. Moderní vibrátory u nás začala používat až firma SZS, o. z., Vodní stavby, o. p., až po roce 1983 na stavbě Modřanského jezu v Praze. Byl to slabší typ Ferrokonstrukt 206 H26, volně zavěšený na autojeřábu. Zakrátko u nás vibrování štětovnic zcela převládlo. [2]

### **2.2.3 Předrážené piloty na místě betonované**

Za zmínku stojí další modifikace beranění. Před koncem 19. století bylo stavebnictví výrazně ovlivněno průmyslovou výrobou oceli, která nahradila do té doby užívané železo a vynález spolehlivých elektrických výtahů. To umožnilo masivní výstavbu výškových budov z ocelového skeletu, která byla zahájena roku 1885 v Chicagu. To si vyžádalo únosnější piloty, nejprve z ocelových rour a později v mnoha materiálových a tvarových variacích. To vedlo k zajímavým technologickým variantám beranění. Začalo se i s beraněním dočasných ocelových výpažnic. To se ukázalo jako první krok k vývoji předrážených pilot. Prvně užití byly v Belgii, kde si to vyžádala situace, protože klasická pilotáž zde selhávala kvůli měkkým přímořským sedimentům, kde různé technologické efekty způsobovaly malé plášťové tření. Inženýr Edgard Frankignoul přišel s vynálezem v roce 1908 a postupně ho vylepšoval do konečné podoby v roce 1926. Od té doby je známé jako piloty Franki. Tato technologie se

ukázala v místech k tomu vhodných geotechnických podmínek velmi efektivní s výslednou relativně velkou únosností. Rychle se rozšířila po celém světě a je používaná dodnes, ale z dnešního pohledu je už její výkonnost malá. U nás se zavedla v roce 1969 a byla za tím firma Geindustria Praha, n. p., patřící do rezortu paliv a energetiky, a to nákupem dvou souprav z Polska označovaných „kafari“. Jednalo se o typy KPF 22A s posunem na kolejích a kráčivé hydraulické soupravy KPF 31K. V tehdejší RVHP (Rada vzájemné hospodářské pomoci) byla jako jejich jediný výrobce určena polská firma Zremb. Ukázalo se to jako špatný tah, protože provoz souprav této firmy byl velmi často provázen velkou poruchovostí a nedostatkem náhradních dílů, což vedlo provozovatele k opravám a rekonstrukcím. V pozdější době se kvalita zlepšila a důkazem toho je, že některé ze souprav na pásových podvozcích u nás pracují dodnes a vykrývají zhruba 5 % poptávky na tuzemském pilotážním trhu. V první polovině 20. století byly nepřilíš úspěšně zkoušeny i různé další pažnicové alternativy pilot se ztracenou botkou a s beraněním na vršek pažnic. Anglický inženýr Alfred Hiley si nechal patentovat řešení s názvem VibroPile v roce 1924, které si převzala firma BSP a využila ho pro své jednočinné parní beranidla, později vzduchové, která svými rychlými a drobnými údery pomáhala i při vytahování výpažnice po betonáži. Ve 30. letech rozšířila svou licenci na tento systém po celém světě. Ke změně a vývoji došlo až v roce 1960, kdy použila nizozemská firma Fundex k odpažení vybetonované piloty mohutnou vibrační objímku s elektrickým vibrátorem. Následovalo nahrazení elektrického vibrátoru hydraulickým, a též se vyvinul speciální pásový podvozek. Firma, tak zavedla předrážené na místě betonované piloty, zvané Vibrex, které jsou nejvýznamnějším typem tohoto druhu pilot. Spojovaly totiž vysokou únosnost zaberaněné paty piloty s velmi únosným pláštěm z kvalitního betonu dřívku roztlačovaného do stěn vrtu. [2]



Obrázek 7: Pilotážní soupravy Franki používané ještě dnes v ČR [2]

Technologie však vyniká i ve vysoké produktivitě, kterou si ověřil i český podnik SZS, o. z., Vodní stavby, o. p., který je přímým předchůdcem firmy Zakládání staveb, a. s., v roce 1989 při zcela mimořádné příležitosti dodávky zakládání pro elektrárnu Al-Anbar v Íráku. Nejen zajímavá zkušenost pro firmu Zakládání staveb a. s., ale přímá konfrontace našich předních odborníků se světem, kde firma rozhodně nezaostávala. U nás se však uplatnění pro danou technologii nenalezlo. Za zmínku rozhodně stojí i technologie pilot VÚIS z roku 1966, která byla vyvinuta na Slovensku a měla být odpovědí na spousty nových technologií přicházejících ze západu. Jednalo se o hybridní metodu, kombinující vibrační jádrové vrtání nebo vhnání pažnice se ztracenou botkou a s betonáží tlakovým vzduchem. U nás se poměrně rozšířila, ale jak to v té době bývalo, její význam byl uměle nadnesen, neboť dosahované únosnosti byly malé. Celý technologický systém byl slabý, a to hlavně kvůli zaostalému sovětskému vibrátoru. Po roce 1989 se jasně ukázalo, jak se význam technologie nadnesl, když došlo ke konfrontaci s technologiemi ze zahraničí a přestala se úplně používat. [2]

#### **2.2.4 Ponorné vibrátory**

Jsou to vibrátory používané pro zlepšování základových zemin. Speciální uplatnění technologie, ale tentokrát s využitím horizontálního kmitání. Se zkoušením technologie začali vynálezci W. L. Degen a S. Steuermann z firmy Keller v Německu v roce 1934. Vyvinuli elektrický ponorný vibrátor, se kterým bylo možno pomocí vzduchového nebo vodního výplachu účinně zlepšovat hutnost zrnitých zemin pod úrovní terénu. S. Steuermann odjel před válkou do USA, kde pokračoval ve vývoji



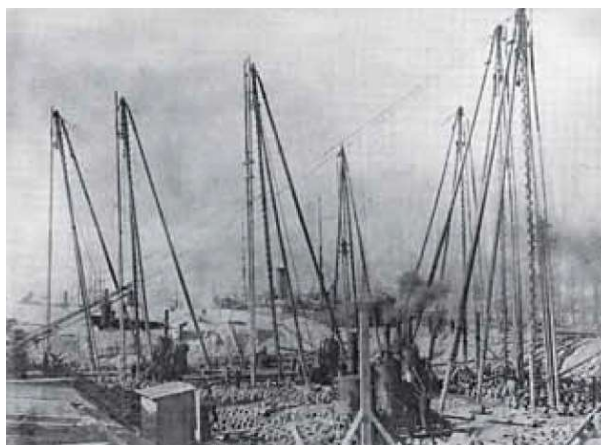
ovšem v nové firmě Vibroflotation. Později se na krátko přiklonil k hydraulickému pohonu a po válce tuto licenci koupila firma Cementation, která dál pokračovala v používání hydraulických motorů. Ty ovšem firma Vibroflotation po zkouškách v roce 1970 definitivně zavrhl, jelikož se ukázalo, že hydraulické motory mají malou účinnost v horizontální vibraci zemin a vrátily se k elektrickým motorům, které mají výhodu ve velké kapacitě pro přetížení vůči vzrůstajícímu odporu hutněné zeminy a pracovala převážně s vodním výplachem. W. L. Degen mezitím v roce 1957 dokončil u firmy Keller svůj vynález metody tzv. suchých šterkových pilířů se vzduchovým výplachem. To vedlo k postavení soupravy s vrchním doplňováním šterkového materiálu středem vibrační kolony dospodu na hrot ponorného vibrátoru, na kterém se podílel i s inženýrem F. Einkornem. Po smrti W. L. Degena prodali jeho synové podíl ve firmě Keller britské skupině GKN Foundations a koupili právě americkou firmu Vibroflotation. A tu díky svým vynálezům dále rozvíjeli a jejich ponorné vibrátory se staly světově nejúspěšnějšími. Firma GKN Keller vsadila na kompaktní soupravy pro šterkové pilíře Vibrocat, jichž do začátku osmdesátých let vyrobili třicet. Při historickém sledování této technologie je vidět, že spodní plnění šterku na hrot, se v USA začalo používat se zpožděním v roce 1985. V průběhu času převzaly metodu i další dnes významné firmy, například Bauer a vyvíjely další modifikace. U nás byly zhotoveny první šterkové pilíře až v roce 1994 a to strojem Vibrocat od firmy Keller na Pruněrovské elektrárně. Do té doby se u nás prováděly šterkové pilíře metodou Franki. [2]



Obrázek 8: První ponorný vibrátor z roku 1937 na stavbě [2]

## 2.3 Vývoj nosičů základových souprav

Je to podstatná součást mechanizace pro speciální zakládání staveb, tak si zaslouží svůj díl pozornosti. S masovým rozšířením různých metod beranění souvisela i potřeba nosičů beranicích souprav. V první polovině 20. století vzrostl tlak na řešení daného problému. V té době se již používaly poměrně vysoké věže beranidel, a přesto bylo k jejich přemísťování po stavbě využíváno jen kolejnic. Vývoj šel od kráčivých podvozků, které byly na manipulaci velmi obtížné. To bylo velmi nevýhodné a snižovalo to manévrovací schopnosti. Když se chtělo dosáhnout vyšších výkonů, tak muselo být více souprav. Dodavatelé beranění urychleně hledali vhodný pohyblivý jeřáb. Přes první širokorozchodný parní jeřáb pro těžbu uhlí drapákem a přes lokomotivní jeřáby se dostala firma Link-Belt v roce 1922 k výrobě prvního pásového jeřábu. Další významnou inovací bylo zavedení hydraulického ovládání v roce 1936. Vývoj pokračoval až k legendárnímu typu LS-98 v roce 1954, který se stal vůbec nejúspěšnějším plazovým jeřábem ve stavebnictví. Svět speciálního zakládání, tak dostal svůj hodně potřebný nosič základových souprav. Zde pomohlo i válečné snažení SSSR o co nejlepší podvozky u svých tanků a daly tak světu vzor pro pásové podvozky z čehož po válce nejvíce vytěžil nejméně zničený průmysl v USA. Vznikly významné firmy jako Link-belt nebo Manitowoc. Na evropském trhu se pásové jeřáby objevovaly až od počátku padesátých let. Nejúspěšnějším výrobcem se na tomto poli stal Liebherr. Další významné firmy pro potřeby zakládání staveb jsou Soilmec a Bauer. V našich zemích, ale nosiče od těchto firem nebyly k dispozici, a tak jsme si museli vystačit s náhražkami z produkce TA Kraft z NDR, jejich největší slabinou byly právě pásové podvozky. [2]



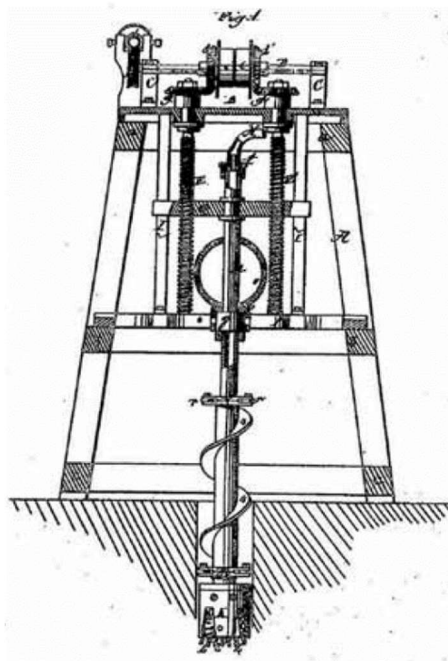
Obrázek 9: Staveniště s beraněním dřevěných pilot v Rotterdamu v roce 1921 [2]

## 2.4 Maloprůměrové vrtání

### 2.4.1 Počátky maloprůměrového vrtání

Impulsem k prvním pokusům o vrtání byla zřejmě snaha nalézt vodu. Technika, která se používala historicky, je i dnes v některých málo technicky rozvinutých oblastech světa stále používána, avšak za předpokladu k tomu vhodných zemin. Příkladem jsou některá místa v Asii, kde stačí vzít kus uříznutého bambusu, spodní okraj zazubeně zaříznout společně s podélným naříznutím a už stačí jen aplikovat technologii nárazového jádrování. Dříve se samozřejmě neužívala tato technologie systematicky, protože bylo jednodušší najít zdroj povrchové vody, ale v době sucha byla tato znalost otázkou života a smrti. První dokumentované rotační vrtání se uskutečnilo asi 3000 let před naším letopočtem ve starém Egyptě v lomech na kámen na stavbu pyramid. Aplikace zde byla poměrně velká, což si vyžadovala náročnost projektu, ale po zániku teokratické říše se vrtání dále nerozvíjelo. Tedy první skutečné hlubší vrtání bylo v Číně v období zhruba před 2000 lety před naším letopočtem. V té době se jednalo o těžbu solanky poblíž Tibetu. Sůl byla používána i jako platidlo a až do 19. století byla nejpodstatnějším důvodem k vrtání. Od 19. století stoupalo zalidnění a začala růst potřeba po vodě a různých nerostných surovinách. Více podrobností o technologii čínského vrtání pochází z období 265 let před naším letopočtem. Vrtání bylo hlavně prováděno nárazově na laně, ale jsou zmínky i o technice bambusového soutyčí s rotací, která se vytvářela odmotáváním lana ze soutyčí a jako pohon sloužila zvířecí síla. Vrty tehdy dosahovaly průměru 30 centimetrů a až 100 metrů délky. Progres v dosahovaných hloubkách byl nezastavitelný spolu se zdokonalováním

materiálů apod., třeba už v 15. století se vrtalo až do hloubek přes 600 metrů a ve 20. století už se lidé dostali až do hloubek 1000 metrů. Toho už ovšem dosáhli za pomoci ocelového lanka. Paradoxem je, že už roku 347 našeho letopočtu se vrtalo kvůli získávání ropy až do hloubky 240 metrů, ale ropa byla tehdy používána pro vysoušení solanky. Čína ve vrtání předběhla celý svět a technologie jimi objevená zůstala zbytku světa ještě dlouho utajena. Třeba v Evropě se začalo s vrtáním teprve v roce 1126, kdy byla kartuziánskými mnichy vyvrtána první studna na artézskou vodu v provincii Artois. Ale i zde zatím byla Čína, ze které byl dovezen špičatý nástroj, pomocí kterého použili techniku nárazového vrtání. Odtud se zřejmě technologie rozšířila po zbytku Evropy a dále se rozvíjela. Nicméně dlouhá staletí bylo hlubinné vrtání charakterizováno primitivními nástroji jako je kalovka a dláto. Nárazové vrtání na laně bylo běžnou technologií ještě v polovině 20. století. Největším úspěchem této etapy bylo dosažení artézské studny hloubky 557 m s průměrem 15 cm. Zajímavé pro obor speciálního zakládání staveb je fakt, že od počátků vrtání byly používány šnekové vrtáky, které se ovšem staly účinnými nástroji až mnohem později, konkrétně v nedávných desetiletích. Jedná se však o nejstarší způsob rotačního náběrového vrtání. Sweeney podal patent na rotační vrtání v USA roku 1866. [3]



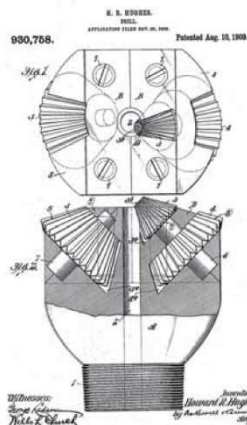
Obrázek 10: U. S. patent vrtné rotační soupravy do skalních hornin Petera Sweeneyho z roku 1866 [3]

Zásadní vylepšení nastalo až s pokrokem v mechanizačním zázemí na počátku 20. století. Zkušenosti a úroveň znalostí hlubinného vrtání stoupala v průběhu 19. století ve specializovaných oborech jako je studnařství, ale taky při průzkumech ložisek nerostných surovin v těžařském a důlním průmyslu. Dalším klíčovým pro vývoj vrtných prací byla poptávka po výstavbě velkých dopravních staveb, především přehrad a vodohospodářských děl. Na této specifické činnosti lze poměrně přesvědčivě ukázat světový vzestup velkého stavebnictví od začátku 20. století až po jeho vyvrcholení koncem tohoto století. Konkrétně do roku 1900 stoupal počet vybudovaných přehrad velmi pomalu, takže se za celé 18. století postavilo pouze několik set přehrad. Ve 20. století se tedy postavila většina z celkového počtu dnes registrovaného počtu přehrad okolo 50 000. Z toho je nejvíc postaveno v USA zhruba 9265 přehrad, což ukazuje obrovský průmyslový potenciál země. Evropa má evidováno 5546 přehrad. V naší republice je dnes 118 evidovaných objektů a v Rusku dokonce jen 97 objektů. Další již zmíněnou oblastí, která měla zásadní dopad na vývoj malopřůměrového vrtání, byl nástup průzkumu a těžby ropy v severní Americe. Během jen několika málo desetiletí bylo spojeno s těžbou ropy mnoho experimentů s velkou intenzitou na malém území s různými technikami a nástroji, tedy se jednalo o přímé srovnání a znamenalo velký pokrok. Byla tím poskytnuta k dalšímu využití komplexní technologie plnoprofilového rotačního vrtání s různými typy výplachu. [3]

#### **2.4.2 Plnoprofilové vrtání v naftovém průmyslu**

V severní Americe v závěru 19. století rostla potřeba ropy pro počínající automobilový průmysl, a tedy i masivní vývoj vrtání. Nejprve bylo v roce 1894 na nalezišti Corsicana rotační vrtání s přímou cirkulací vodního výplachu. Pro přenos rotace z vrtného stolu byla ve vrtném soutyčí použita unášecí kellyho tyč. Na základě patentu anglického inženýra Roberta Bearta z roku 1845. Název „kelly“ se vžil pro tuto nejnamáhavější část soutyčí z tehdejšího žargonu vrtařů, kteří jí tak nazvali po tehdy oblíbeném hráči baseballu z Chicaga. Ale i další tentokrát francouzský inženýr Pierre-Pascal Fauvell si dělal nárok na vynález podobný kellyho tyči. Nejasné jsou také nároky na vynález jílového výplachu, který je sice dokumentován v U.S. patentové přihlášce J. Chapmana z roku 1887, ale jsou i další záznamy, které dokládají jeho dřívější používání na různých jiných naftových polích. Literatura to vyobrazuje tak, že

první tři pokusy v roce 1893 s nárazovým vrtáním na laně, byly mělčí a neúspěšné. Podnikatel Antony F. Lucas však věřil v úspěch, a tak v roce 1900 podnikl nový pokus s těžší a již rotační vrtnou soupravou. Vrtali na přibírkové dláto s vodním výplachem, avšak byly problémy se zavalováním vrtu v písčitých vrstvách. Zkušený vrtař Curt Hamill údajně dostal šťastný nápad zkusit místo vodního výplachu jílový, vytvořený z místní zeminy. Úspěšně tedy vrt stabilizoval a mohl pokračovat až do šťastného dne 10. ledna 1901, kdy soutyčí vážící 4 t vystřelilo z hloubky 364 m a následovala erupce ropy. Od roku 1920 se tu největší naftové firmy dohodly na spolupráci při výzkumu výplachu a založily organizaci API (American Petroleum Institute) pro tvorbu standardů prací, materiálů a zkoušek. V roce 1921 proběhlo patentové řízení na zatěžkávací přísady výplachu jako je hematit nebo barit. Vývoj přísad šel dále a v roce 1929 se registroval významný patent v podobě výplachu bentonitem a s tím pak byla objevena celá řada chemických přísad. Dále se vyvinuly výplachy z různých typů emulzních, polymerových a pěnových výplachů a s tím spojené tamponážní a cementační postupy a směsi. Zhruba v té době vznikl vědní obor zabývající se teorií o vrtání, který postupem času stanovil na 40 parametrů, které stanovují vrtatelnost v závislosti na proměnlivosti vlastností zemin a hornin. Proto bylo velmi dlouho nemožné převést a zachytit jejich vzájemné vztahy exaktně, tak se o vrtání traduje, že se jedná o poslední umění v průmyslu. Krátká doba stačila, aby se z hlubinného vrtání stala velice odborná činnost a po spojení s automobilovým průmyslem, tak vznikly první mobilní vrtné soupravy. Naftové vrtání se dále vyvíjelo k turbínovému vrtání nebo k usměrněnému vrtání. To později vedlo k nové technologické revoluci s pomocí, tak zvaného „frakování“ (hydraulické štěpení). Horizontální usměrnění vrtu se úspěšně zkoušelo již roku 1949, ale až v roce 1990 jej americký inovátor Georgie P. Mitchel dovedl zapojením vysokotlakého štěpení horniny k současnému využití, kde se využívá po celém světě pro těžbu plynu. I části této technologie obohatily speciální zakládání, jako i jiná průkopnická oblast instrumentace a monitoringu parametrů i průběhu vrtání ze starší doby. Ale pro rozvoj oboru byly nejvýznamnější poznatky z rané fáze plnoprofilového vrtání s různými typy výplachů. Nejdůležitějším vynálezem z období rozkvětu vrtání byl nový vrtný nástroj s názvem valivé dláto, které bylo poprvé použito při práci na nalezišti Spindeltop. Tomu ovšem předcházelo dláto dvoukuželové, které si nechal patentovat Howard R. Hughes roku 1908 na obr. č. 11. [3]



Obrázek 11: Nákres valivého dláta z prvního patentu Howarda R. Hughese [3]

Vynález dokázal vrtat v tvrdší hornině desetkrát rychleji, než dokázala přibírková dláta. Pro výrobu těchto nástrojů vznikla v roce 1909 firma Sharp-Hughes Tool Company, která na jejich výrobu měla výhradní práva. Jejich firma se roku 1933 propracovala k tříkuželovému dlátu, které se po světě stalo známým jako Tricon. Howard R. Hughes mladší zdědil jeden z nejúspěšnějších byznysů a byl díky nim nejbohatším člověkem planety. U nás proběhl vrtný průzkum na ropu v první polovině 19. století. První neúspěšný naftový vrt byl proveden u slovenských Kbel v roce 1914 firmou Moravská těžařská společnost. Za války místa těžby a průzkumů obsadily německé firmy. Roku 1946 vznikl státní podnik Československé naftové doly, které tyto činnosti soustředily pod svou správu. Do roku 1952 sahá i vznik Ústavu geologického inženýrství v Brně, který byl původně Ústav pro výzkum nafty v Brně. Ten byl ovšem závislý převážně na sovětské a rumunské zkušenosti, a to zvláště na jejich mechanizační základny. Ale i za těchto podmínek jsme měli velmi významnou osobu v oblasti výplachů a tou byl Ing. Dr. František Esterka, CSc. Naftový průmysl měl i u nás velký význam pro obor speciálního zakládání. Svými velkými zkušenostmi s výplachovým vrtáním usnadnil i budování pražského metra, kde část vrtných prací byla prováděna plnoprofilově na jílocementový výplach. [3]



Obrázek 12: Vrtné práce na trase metra A pražského metra v roce 1974 [3]

### 2.4.3 Vznik specializovaných firem

Všechny důležité stavby a s nimi související činnosti si vyžadovaly vrtné práce. Vrtné práce se prováděly pro průzkumy staveniště, budování injekčních clon i pro lomařské zajištění materiálu, a to je jen málo příkladů jejich využití. Z toho jasně vyplývá, že poptávka po nich byla zcela enormní. Není se tedy čemu divit, že problematika vrtných prací kolem sebe soustředila spousty odborníků s hlavami plných nápadů. A s tím souvisela i koncentrace vyšší řemeslné odbornosti a z té pak vznikala většina pozdějších firem pro speciální zakládání. Před vstupem vrtných prací do specializace zakládání staveb, zde existovalo jen beranění předem připravených pilot. To byla technologie nevyžadující přílišnou odbornost svých pracovníků a mohly to provádět běžné stavební firmy. Maloprofilové vrtání, které zvládaly jen specializované týmy pracovníků určitých subdodavatelů odborných firem, tak dalo vzniknout odborným firmám na problematiku zakládání staveb. Zaměřím se na vznik několika nejznámějších firem. Specializované firmy začaly vznikat v období konce 19. století a začátku 20. století. Většinou se vyvinuly ze studnařských rodinných podniků. Uznávanými a úspěšnými celosvětově se staly především evropské firmy, které se drží i dodnes na vrcholu žebříčku nejlepších firem. Na americkém kontinentu bylo spousty menších a středních specializovaných podniků, které se různě slučovaly, měnily, a tak se nedá přesvědčivě najít původ jedné firmy, která by si držela svou tradici po celá léta. Nepříhrál tomu ani fakt, že u těch nejvýznamnějších v závěru 20. století došlo k četným akvizicím evropskými velkými oborovými firmami, když se evropské firmy



dostaly na mimoevropský trh. Výjimkou jsou pouze firmy spojené s výrobou speciálních vrtných souprav. Typický představitel evropské rodinné firmy s dlouhou tradicí je KELLER, kterou založil již zmíněný studnař Johann Keller roku 1860 v Renchenu, což je městečko v Německu. Roku 1900 koupil firmu Keller GMBH nový majitel Johann Degen, který jí dále specializoval a rozvíjel k příbuzným činnostem jako průzkumné vrtání a injektáže. Důkazem o firemním vývoji byl ve 30. letech první ponorný vibrátor. Současně se v té době začala rozvíjet britská firma HOLMPRESS PILING COMPANY, která se roku 1952 sloučila s CALEDONIA FOUNDATION a vznikla ještě silnější firma GKN FOUNDATIONS. Svůj potenciál prokázala roku 1974, kdy převzala prosperující firmu KELLER GMBH a vytvořila mezinárodní podnik GKN KELLER. Další významná akvizice byla v roce 1984 silná americká firma HAYWARD BAKER, která se specializovala zejména na injektáže. Další zlom nastal v roce 1990, když vlastnictví firmy přešlo řízeně na její management, což přineslo další úspěšné akvizice mnoha světových firem, jako jsou CASE, McKINEY, DRILLING nebo australská FRANKI. Postupem se s firmou na přelomu 20. a 21. století stala firma KELLER Group, která je světové největším dodavatelem v oboru speciálního zakládání staveb. Poněkud odlišný vývoj zaznamenala další významná německá firma BAUER. Někdy v roce 1874 změnil Andreas Bauer dosavadní rodinný podnik sídlící ve Schrobenhausenu, který se zabýval klempířskými pracemi na studnařství, které se nového podnikání drželo až do roku 1952. Změna nastala po nastoupení nového vedení firmy, kdy do ní přišel čerstvě dostudovaný Dr. Ing. Karlheinz Bauer a změnil aktivně zaměření firmy na obor speciálního zakládání. Velmi brzy, ale firma pocítila nedostatečnou dostupnost mechanizace. Inženýři přišli k závěru, že začnou sami mechanizaci vyrábět. V roce 1967 firma postavila první strojní výrobu a s tím přišli v roce 1969 s první maloprofilovou vrtnou soupravou. To znamenalo pro firmu i světově významný milník a postupně se stala největším výrobcem specializovaných strojů pro zakládání staveb. Udržela si i provádění stavební činnosti pro přímý kontakt s podmínkami oboru. Podobný příběh má i italská firma TREVI, která byla založena až 1957 Davidem Trevisanem. Tou dobou bylo speciální zakládání na prudkém vzestupu, a tak přešel podnik rychle k výrobě vlastní samohybné soupravy na beranění pilot. V roce 1967 si nechal patentovat výrobu souprav pro vrtání velkopřůměrových pilot. Od roku 1969 je součástí TREVI GROUP i přidružená firma SOILMEC, která se stala

jedním z nejdůležitějších světových dodavatelů strojů pro speciální zakládání staveb. Britská firma CEMENTATION byla založena 1919 pod názvem FRANCOIS CEMENTATION COMPANY a zabývala se řešením problémů zřizování důlních šachet ve zvodnělém území Yorkshire pomocí injektáží. Podnik začal expandovat do zahraničí, a to zejména do Jihoafrické unie a Francie. Roku 1926 rozšířila portfolio technologií i o pilotáže a inženýrské stavitelství. Po válečných letech prošla mnohými výkyvy hospodářskými, vlastnickými, ale i tak nabyla světově uznání, a to jako CEMENTATION INTERNATIONAL. V roce 2003 převzala firmu společnost Skanska. Firma RODIO byla jedinou firmou, která se snažila již od počátku věnovat novou geotechnickou vědou, kterou podněcoval rakouský profesor Karl Terzaghi, kterého dnes často označujeme jako otce mechaniky zemin. Firmu založili inženýři Giovanni Rodio a Carlo Kieser v Miláně roku 1921. Firma patřila k nejprogresivnějším během následujících několika desítek let, a to i díky jejich velkému zájmu o geotechniku. Firma se stala uznávanou po celém světě a vznikalo spousta jejich poboček. Obchodní politika firmy se ukázala koncem 20. století jako značně problematická, a to v konečném důsledku znamenalo její postupně rozprodání a finální úplný zánik v roce 2011. Podobným zájmem o geotechniku zaplanuli i další dva francouzští inženýři, kteří byli dlouhá léta velkými rivaly. První z nich Pierre Bachy založil v roce 1921 firmu „SONDAGES, FORAGES, INJECTIONS DE CIMENT“, která byla zaměřena na průzkum a injektáže vodních děl, zejména přehrad s energetickým využitím. Společnost se později stala známá jako SIF BACHY. V roce 1931 se připojili společníci René Postel a André Thimel a to pomohlo firmě se dostat za hranice Francie a získat si světový trh. Na počátku expandovala jen do zemí s koloniální vazbou na Francii. Ale jednalo se tím pádem o chráněný trh, a to jí významně pomohlo překonat ekonomickou krizi mezi válkami a zničení jejich zařízení za války. Díky tomu byla firma připravena na poválečný nárůst výstavby a k tomu rozšířila sortiment, což jí pomohlo se dostat na mezinárodní trh, a to zejména s nabídkou injektáží přehrad. Na přelomu 80. a 90. let byla druhou nejsilnější firmou v oboru, pod názvem GTM ENTREPOSE. V roce 1997 došlo k jejímu přesunu pod světovou jedničku ve speciálním zakládání staveb, firmu SOLÉNTACHE. SOLÉNTACHE byla založena v roce 1931 opět dvěma nadšenci pro geotechniku, kterými byli inženýři Ernest Ischy a Henri Giron. Firmě dali název: „ENTREPRISE DE FONDATIONS ET DE TRAVAUX HYDRAULIQUES“, který jí

vydržel až do roku 1948, kdy změnili jméno na výstižnější SOLÉNTACHE, což znamená těsnění zemin. Počátek byl podobný s firmou Bachy, ale kladla větší důraz na širší technologický a projekční záběr. To se v poválečném období ukázalo jako stěžejní v oblasti budování přehrad, energetických projektů a urbanizace měst. A rozhodlo to o jejím umístění na samotný vrchol v oblasti speciálního zakládání. Převzala velké části firem RODIO a velkou americkou firmu NICHOLSON. Důležitým prvkem její síly na trhu bylo vlastnictví i řízení z prostředí rodiny zakladatele Henriho Girona. Až v roce 2009 byla SOLÉNTACHE-BACHY plně začleněna do skupiny generálního dodavatele VINCI. Na českém území vznikaly firmy obdobným způsobem, tedy ze zeměvrtných firem. Studnařská firma ARTÉSIA, kterou založil inženýr Antonín Hájek v roce 1909. Firma se zabývala vrtáním části známých lázeňských zřídel. Firma Ing. Bohumil Lebeda byla jedním z nejznámějších podniků, který se v roce 1912 specializoval na vodní stavby, související vrtné práce, sondáže a injektáže. Je vidět, že za vznikem drtivé většiny světových firem do třetiny 20. století stál nový dynamicky se vyvíjející vědecký obor geotechnika. [3]

#### **2.4.4 Příklepové vrtání**

Historie je spojena s kamenictvím, takže s potřebou vysekávat v kamenných blocích otvory pro osazení klínů, které sloužily k jejich odlamování. Prováděl se ruční přímočarý příklep na dláto, tento postup přetrval dlouhá tisíciletí a až v 19. století byla lidská síla nahrazena pneumatickou energií, ale princip zůstal nezměněn. Až počátkem 20. století se zavedla automatická rotace dláta, což znamenalo ten pravý impuls pro vývoj až do podoby, jak ho známe dnes. První historické uplatnění technologie bylo již před pěti tisíci lety, kdy se stavěly pyramidy a jiné významné monumenty ve starověkém Egyptě, kde kamenictví dosáhlo až neskutečné profesionality. Z dnešního pohledu je neuvěřitelné, jak se dokázalo v té době zorganizovat tolik tisíc lidí a dosáhnout takové úrovně řemeslného opracování kamenných bloků, kterou se po dlouhou dobu nedařilo překonat. Překonat kvalitu opracování kamene, trpělivost, um a pečlivost egyptských kameníků se podařilo vlastně teprve nedávno, díky vynálezu diamantové pily a rezného lana. Ale oni neměli nic takového, ale pouze primitivní kamenné a bronzové nástroje. Cesta k jimi dosaženým výsledkům je dneska stále zahalena tajemstvím. Použití ocele není

pravděpodobné, protože ta v Egyptě zřejmě nebyla dostupná. Ocel byla poprvé pravděpodobně použita jen několik set let před výstavbou prvních pyramid, ale až v dalekém Turecku, konkrétně v Anadolii u Chetitů. Ale i kdyby se tam ocelové nástroje nějakým způsobem dostaly, tak ještě dlouho po výstavbě pyramid se používal jen ocelový majzlík s palicí a tím se takovým výsledků nedosahovalo. Dalším vylepšením už bylo pouze použití před dvěma tisíci lety dláta s křížovým břitem k vysekání otvorů pro trhací klíny. Ještě minulé století se v některých lomech stále řemeslně vrtalo tak, že se kladivem bušilo do kovového sochoru. [4]



*Obrázek 13: Rozrušování balvanů pomocí sochoru a palice na stavbě Masarykova zdymadla pod Střekovem v roce 1923 [13]*

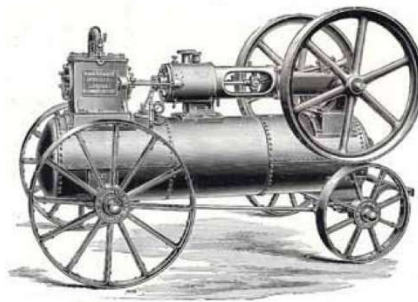
Produktivita touto metodou byla zhruba 2 metry dlouhý vrt v žule za 5–6 hodin ve třech mužích. V 19. století rostla potřeba urychlit zhotovování vrtů zejména pro trhací práce k rozpojování skalních hornin v dolech, lomech, tunelech i při zakládání staveb. Tomu vyhovoval plnoprofilový příklepový způsob vrtání na rozdíl od velmi pomalého jádrového vrtání, které se vyvíjelo souběžně, ale k jiným účelům, a hlavně na průzkumné práce. Kladené požadavky na vrtání vyřešilo až náležité průmyslové mechanizační zázemí. Teprve po dosažení určité technologické úrovně mohl nastat významnější vývoj a vylepšení příklepného vrtání. Největší aktivita a potřeba prací byla v době významného vývoje ve Spojených státech, pak je logické, že zde bylo nejvíce inovací a vynálezů. To se projevilo mezi lety 1850 až 1875, kdy se v USA podalo 110 patentů. Dle počtu patentů je vidět, že vývoj této technologie byl velice složitý a

květnatý a jen těžko se dá popsat v základních rysech. První příklepné rozvolňovací kladivo pro plnoprofilové vrtání bylo poháněné párou a vynalezlo se roku 1848 Jonathanem J. Couchem ve Filadelfii v USA. U tohoto systému a mnoha dalších pohyboval píst celou tyčí dláta, s níž byl pevně spojený. Tudíž první příklepné systémy se uplatnily jen v malých hloubkách vrtů. Asistent Coucheho, který se jmenoval Joseph W. Fowle v roce 1850 modifikoval původní vynález za použití stabilnějšího pohonného média, tedy stlačeného vzduchu. Pneumatickými příklepovými kladivy se zpočátku provádělo jen dovrchní vrtání, protože vrtná drť mohla vypadávat pouze gravitací a výplachy ještě nebyly dořešeny. Výplachy se různě improvizovaně nahrazovaly pomocnou trubicí. To úplně nevalilo, dokud se na trhací práce používal černý střelný prach, protože vrty dosahovaly okolo tři čtvrtě metru. Černý střelný prach byl na důlní trhací práce prvně použit v roce 1627 v uherské Banské Štiavnici. Evropský vynález pneumatického kladiva byl představen v roce 1854 Thomasem Barlettem v Anglii. V Evropě došlo k průlomům jeho průmyslového uplatnění. Dostalo pár vylepšení od dalších inženýrů a roku 1857 byl prvně provozně použit na stavbě. Jednalo se o nejvýznamnější stavbu té doby a tím byla ražba prvního z velkých alpských tunelů jménem Fréjus pod horou Mt. Cenis mezi Itálií a Francií, délky 12,5 km. Odhadovalo se, že stavba ve vápenatých a místy prokřemenělých břidlicích by při dosavadním ručním vrtání trvala 30 let, neboť postup ražby by byl pouze 23 cm za den. Šéf projektu inženýr Germain Sommelier, ale zavedl novou pneumatickou technologii, a dokonce vymyslel vrtací vůz s několika vrtacími kladivy pracujícími současně. [4]



Obrázek 14: Vrtací vůz s prvními pneumatickými kladivy, zavedený na stavbě tunelu Fréjus v roce 1861[4]

Každé kladivo vážilo 280 kg a pomocí příklepového vrtání dosahoval stroj na začátku roku 1861 výkonu okolo 0,46 m za den a po získání zkušenosti a zručnosti v roce 1870 dosahoval stroj už konečných výkonů 2,27 m za den. Při používání 9 funkčních vrtacích kladiv, ale muselo být dalších 54 kusů v opravě, aby nedocházelo k prostojům. Na celou stavbu bylo nasazeno celkem 200 kusů. To ukázalo velkou citlivost příklepové technologie na kvalitu používaných ocelí. Dalším významem této stavby bylo postavení prvního skutečně výkonného kompresoru. Pneumatická technika byla v dolech a tunelech využívána, kvůli schopnosti rozvádět potrubím relativně stabilní energii na dlouhé vzdálenosti k čelbám tunelů a zajistit i jejich důležité odvětrávání. Na tunelu Fréjus byly velké stacionární kompresory se vzduchovými válci poháněny tlakem vody, která se přiváděla s vysoko položených bystřin a umožnila rozvádět stlačený vzduch až na vzdálenost 7 km a mimo jiné tato tlaková voda sloužila k výplachům vrtů na čelbách. Následující desetiletí se začaly používat mobilní parní kompresory na obr. 15. [4]



*Obrázek 15: Pojízdné parní kompresor firmy Schramm z Pensylvánie v USA na konci 19. století [4]*

V roce 1851 se prováděla další významná stavba v americkém Massachusetts a to ražba 8,2 km dlouhého tunelu, kde došlo k dalším významným inovacím v pneumatickém vrtání. V závěru projektu se začalo s prvním průmyslovým používáním výkonnější trhaviny. A to s nitroglycerinem, který umožnil prodloužení vrtů v rule a žilném křemenu přes jeden metr. Projekt se komplikoval a neustále zdražoval, tak došlo roku 1862 k nařízení vládní komise na převzetí zkušeností z tunelu Fréjus. Vynálezce Charles Burleigh podstatně zlepšil dosavadní příklepové kladivo a tunel se úspěšně dokončil v roce 1875. Na tunelu pracovalo 40 vrtaček, které si stále držely poměrně velkou váhu okolo 120 kg, ale problém s jejich poruchovostí stále přetrvával.

Důležitý milník nastal roku 1871 patentem inženýra Simona Ingersolla, který byl skvělý vynálezce a průmyslový organizátor, a co bývá občas daleko přednější je, že se dokázal obklopit správnými lidmi. Jeho příklepná vrtačka na stabilní trojnožce obr. 16 umožnila vrtat téměř pod jakýmkoliv úhlem a tím pádem dokázala vrtat do větších hloubek. [4]



Obrázek 16: Lehká pneumatická vrtačka podle patentu S. Ingersolla z roku 1871 [4]

Jeho úspěchy vedly k založení firmy Ingersoll-Rand, která dokázala svou extra třídu na stavbě Panamského kanálu v roce 1904 jako klíčový subdodavatel projektu. S. Ingersoll si mohl dovolit skupovat jiné firmy s důležitými vynálezy a zavádět je do praxe. Příkladem toho bylo roku 1880 vynález vrtacího kladiva inženýra C. H. Shawa z Denveru, který dokázal již oddělit píst od tyče dláta, to znamenalo zvýšení frekvence úderů kladiva a současně k vyšším výkonům. Umožnilo to prodlužovat tyč dláta nebo experimentovat se soutyčím. Ale nejzásadnější se stala koupě firmy talentovaného inženýra George Leynera v roce 1912, který měl vynález z roku 1896, který vyřešil průběžný vzduchový výplach vrtu příklepovým soutyčím a tím se dalo průběžně vyplachovat i vrtly směřující dolů. Tento vynález umožnil provádění hlubokých vrtů s nastavitelným vrtným soutyčím. Zajímavostí je, že na samotném počátku se vrtačky nesetkaly s přízní, protože při vrtání vyfoukávala spousty prachu, a tak Leyner prvních 75 vrtaček odkoupil zpět. Až úprava v podobě skrápění vodou problém vyřešila. Dále v používání bránila velká poruchovost dutých vrtných tyčí, kterou vyřešil až vynález

vysokopevnostní oceli Angličanem Harrym Brearleyim z roku 1912 a následné využití ve výrobě speciálních válcovaných dutých vrtných tyčí. Leyner navrhnul také v roce 1897 své definitivní řešení vzduchového vrtacího kladiva s částečnou rotací. V roce 1913 patentoval Leyner svůj vynález vrtačky s automatickou rotací s názvem Jackhammer. Všichni ostatní výrobci potom přešli na stejný princip, který byl mnohem lehčí než dosavadní řešení, méně poruchové a zároveň dosahovala dvojnásobné produktivity na pracovníka. Firma Ingersoll-Rand udala nový směr, když zavedla do výroby lehkou pneumatickou mobilní vrtačku se saňovou lafetou pod názvem Wagondrill v roce 1938. Stal se nejnapodovanějším typem až do poloviny 20. století. Později se vyvinul v samohybné střední pásové soupravy do lomu, jejímž představitelem byl Tracdrill ROC 600 firmy Atlas-Copco. Velkou slabinou bylo pro příklepové vrtání otupování břitu dláta, následné zpomalení vrtného postupu, zdržení s výměnou celé tyče dláta a jeho pracné ostření. Zlepšení produktivity přišlo s vynálezem výměnných vrtných korunek v roce 1918, které zavedl A. L. Hawkesworth, mistr v měděných dolech Anakonda v americké Montaně. Další velkou změnou po zavedení vrtných korunek bylo zavedení břitů ze slinutých karbidů, které se vymyslely již v roce 1926, ale mnoho let se testovaly a zkoušely a byly uvedeny do výroby až roku 1945. Tyhle břity byly platné zejména v tvrdých horninách. Jejich největším dodavatelem se stala švédská firma Sandvik, založená již v roce 1862, kdy se zabývala výrobou speciální legované oceli. Zlomem pro firmu byl rok 1942, kdy se začala věnovat výrobě slinutých karbidů, což se zasloužilo o její obrovský úspěch. Začátkem 21. století měla zastoupení ve 130 zemích a v současné době má přes 50 000 zaměstnanců. [4]

#### **2.4.5 Ponorné kladivo**

Po jedno století si musela technologie příklepného vrtání vystačit pouze s horním příklepem na vrtném soutyčí. Přicházelo spousta úprav a modifikací, ale žádné nepřineslo žádné výrazné vylepšení, takže tato metoda byla efektivní pouze u lehkých mobilních souprav. Velkou nevýhodou byla ztráta účinnosti v hlubších vrtech a velké odchylky vrtání v důsledku zakřivení soutyčí. V ojedinělých případech se dokonce stávalo, že zahnutý vrt prorazil na povrch poblíž vrtné soupravy. S příchodem vynálezu dynamitu, který vynalezl Nobel v roce 1867, se značně usnadnily trhací práce



pod vodní hladinou. Do té doby se pod vodou muselo rozbíjet těžkými dláty, jejichž váha dosahovala v roce 1860 na stavbě Suezského průplavu až 19 tun. Změnu přineslo přemístění energie příklepu přímo na vrtnou korunku. Vynález takzvaného ponorného vrtacího kladiva vnesl do technologie vrtání revoluční obrat. Tento typ kladiv byl vyvíjen již ve třicátých letech minulého století, kdy se vyvíjely souběžně v USA a Belgii. První typy ponorných kladiv používaly nízký tlak 4 bar, které vedly k nízké výkonnosti kvůli ztrátám v tlakovém systému. Nízký tlak byl používán i kvůli nedostatku kvalitní oceli pro nejvíce namáhané součásti, které by vyšší tlak vydržely. Tedy nebyla žádná úspěšná aplikace této metody až do 40. let minulého století, kdy první úspěšný typ ponorného kladiva vyvinul belgický inženýr André Stenuick. Povedlo se mu to po pokusech s vyšším tlakem 7 bar ve vápencovém lomu hned vedle vlastní továrny. Založil si firmu Stenuick Freres, která se snažila o prosazení na trhu. Nedařilo se mu, a tak se spojil v roce 1951 se silnou britskou firmou Halco, která pomohla vývoji svými břity ze slinutých karbidů, a to znamenalo opravdový zlom. Mohlo se tedy vrtat přesněji, s vysokými výkony a s průměry vrtů dosahujících až 100 mm. Vývoj tlaku byl dále za přispění výkonnějších kompresorů na 12 bar a dále na 24 bar až 30 bar. Výkonnější kompresory napomohly k dostatečné dodávce stlačeného vzduchu na výplach vrtů větších průměrů. Z ponorných kladiv se rychle staly nejpoužívanější a od té doby nenahraditelné vrtací nástroje, které se uplatnily nejvýrazněji v tvrdých horninách nebo zdivu. Na trhu se brzy objevil obrovský sortiment různých modelů kladiv a vrtacích korunek. Nejlépe se na trhu zorientovala americká firma Ingersoll-Rand, která už od roku 1955 prodávala kladiva pro vrty až 165 mm. Jedničkou na evropském trhu v 60. letech byla britská firma Holman Brothers Ltd., která prodávala nejlepší ponorná kladiva a kompresory pro tlaky 10–11 bar. Začala sice okopírováním ponorných kladiv Stenuick/Halco, ale získala licenci a mnoha vylepšeními se stala vzorem pro všechny ostatní firmy. Opačně na tom byl SSSR, kde roku 1955 vývoj ponorných kladiv na vyšší tlaky úplně vzdali z důvodu nedostatku kvalitních ocelí. Během let tuto oblast ovládla firma Atlas-Copco, která v roce 2004 koupila vrtnou divizi Ingersoll-Rand a spousty jiných firem v oboru. Další významnou inovaci technologie zaznamenala až v roce 1988, kdy švédská firma LKAB Wassara přišla s náhradou stlačeného vzduchu za vysokotlakou vodu o tlacích 180 bar i více. Voda je nestlačitelná, takže v této technologii nedochází k takovým ztrátám výkonu jako u

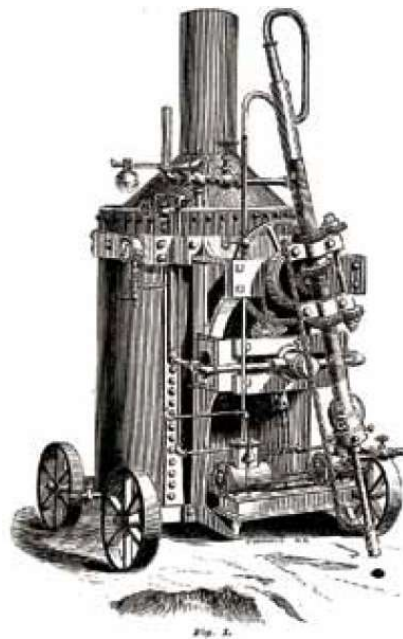
systemu stlačeného vzduchu a vrtání je efektivnější. Mezi výhody technologie s vysokotlakou vodou je kvalitnější, čistější vrt, ale také nesrovnatelně čistější pracovní prostředí, což je významné pro práce v podzemí nebo městské zástavbě.

V Československu bylo příklepového vrtání používáno již za Rakouska-Uherska. Za první republiky byly prý touto metodou zhotoveny první vrtané piloty na našem území. Bylo to při sanaci věže kostela Sv. Jakuba v Jihlavě roku 1922. Práce byly prováděny firmou Českomoravská stavební, a. s., s pomocí vrtaček a kompresorů od firmy Ingersoll-Rand. V ČSSR došlo k odstranění užívání lepší zahraniční mechanizace s náhradou sovětské mechanizace. První ponorná kladiva PT 35 byla dodávána z podniku Komunist především pro uranový průmysl, ale s postupem času se dostala i do jiných resortů. Na konci 60. let se ještě používala ve speciálním zakládání kladiva MP 3 o průměru 105 mm, která byla dosti poruchová, ale fungovala pod hladinou podzemní vody. Nekvalitní korunky se dodavatelé prací snažili nahradit kvalitnějšími od firmy Sandvik. Roku 1968 byla zahájena v národním podniku Permon Křivoklát výroba vlastního typu ponorného kladiva HK 85 a o rok později i HK 105. Byly konstruovány dle vzoru kladiva Holman pro tlaky 6 bar, ale nebyly uzpůsobeny na práci pod hladinou podzemní vody. Vzhledem k tomu, že výrobky nedosahovaly dostatečné kvality, tak všechny prováděcí firmy speciálního zakládání staveb usilovaly o získání kvalitních ze zahraničí, jako: Stenuick, Mission nebo později Atlas-Copco.

#### **2.4.6 Jádrové vrtání**

Historicky bylo patrně prvním způsobem vrtání technicky nazývané abrazivní vrtání. První dokumentované vrty jsou ze starého Egypta zhruba před 5 000 lety. Nejdříve se používala dutá dřevěná tyč, která měla spodní konec opatřen opálením pro vytvrzení. S příchodem užívání kovových nástrojů se i trubky začaly používat kovové. Otáčení vrtné tyče se provádělo pomocí rukou nebo tětivy luku. Vrtaný povrch byl posypáván zrny tvrdých minerálů, jako jsou krystaly rubínů a safírů. Ty byly vrtnou trubicou přemísťovány a ve vrtaném materiálu vznikaly vrypy. Už se používal pro tuto technologii typický vodní výplach. Vrtalo se do hloubky 15 cm v žulách a v měkkých horninách až 6 m. Toto vrtání se také často využívalo pro výrobu kamenných nádob z velmi tvrdých hornin. Tento způsob v zásadě odpovídal o několik tisíc let později jinému způsobu vrtání tzv. vrtání na šrot, které bylo po dlouhou dobu jedinou účinnou

technologíí pro vrtání hlubších vrtů v tvrdé hornině. Experimenty s jádrovým vrtáním znamenaly prvopočátek pro stanovení obecných principů pro rotační vrtání. Jeden z těchto principů říká, že pro efektivnější jádrové vrtání je potřeba uplatnit vyšší otáčky. Z toho vyplývá i odlišný vývoj vrtných mechanismů. Vodní výplach se přivádí středem soutyčí přímo k břítu korunky kolem odvrtného jádra. Odvrtná hornina je vyplachována mezerou mezi vnějším pláštěm jádrovnice a stěnou vrtu. Z toho důvodu má vlastní břit korunky větší průměr než plášť jádrovnice. Odvrtné horninové jádro je vynášeno různými způsoby obvykle se snahou, aby jeho poškození bylo co nejmenší a mohlo dojít k posouzení odvrtné horniny. V roce 1863 francouzský inženýr Rodolph Leschot vynalezl vrtání s břitem osazeným diamanty a bylo to při experimentování v tunelu Fréjus. V tom samém roce svůj vynález patentoval i v USA. Leschot přivezl vrtnou soupravu do USA v roce 1869 na lomařské práce ve Vermontu a dalších státech. [5]



*Obrázek 17: Jedna z prvních vrtacích souprav v USA na parní pohon, která byla postavena dle patentu R. Leschota [5]*

Největšího významu a rozšíření se jádrové vrtání dočkalo při průzkumech v rudných dolech. Další velmi významnou osobností jádrového vrtání byl důlní inženýr Edmund J. Longyear, kterému se v roce 1891 podařilo na ložisku železné rudy v Minnesotě odvrtnat svůj první jádrový vrt s diamantovou korunkou. Během dalších několika let se jeho firma stala tou nejznámější nejen v USA. Roku 1912 již nabízela

19 typů vrtných souprav s hloubkovým dosahem až 1 500 m. I jako první reagovala na požadavek provádění ve stísněných podmínkách štol a mezi prvními zavedl i pohon spalovacími a elektrickými motory. V roce 1929 dosáhl prodej jejich speciálních kompaktních souprav jiným vrtačům tehdy neskutečných 1,5 mil. USD. Tyhle soupravy byly dlouhou dobu vzorem všem ostatním výrobcům a byly neustále vylepšovány. Typickým rysem těchto jádrových vrtaček zůstala průchozí vrtná hlava se svěrami na dutém unášecím vřetenu vrtného soutyčí. Původní válcový přítlak byl nahrazen hydraulickými válci. V roce 1930 firma přešla opět jako první k výrobě mechanické výroby korunek osazovanými levnými jihoafrickými diamanty, které se označovaly Boart, a rychle přešla i na jejich průmyslovou výrobu. Dalším vývojem se začaly nahrazovat drahé diamanty z vrtného břítu dle druhu horniny za roubíky ze slinutých karbidů. V roce 1958 se technologie dočkala další inovace v podobě tak zvaného Wireline systému, který vytěžoval jádro bez nutnosti vytěžit celé vrtné soutyčí. A v roce 1974 se začalo se zaváděním syntetických diamantů a jimi impregnovaných břitů. Firma se tou dobou přejmenovala na Boart Longyear, provedla spousty různorodých akvizic a stala se hlavním výrobcem zařízení pro jádrové vrtání a tím je dodnes. V Evropě je spojováno se zavedením obdobných vrtacích souprav se jménem švédského inženýra Per Antona Craeliuse, který po svých zkušenostech z USA navrhnul v roce 1867 svou první kompaktní vrtací soupravu do štol a v roce 1895 začal s aplikací diamantové korunky na své soupravy. Následníkem jeho úspěchů se stala švédská firma Atlas-Copco, která je dodnes nejlepší firmou této oblasti. Jádrové vrtání se ve speciálním zakládání od začátku uplatňovalo pro průzkumné vrty a pro injektování skalních hornin při stavbě přehrad. V poválečné ČSSR byly známy sovětské soupravy typu ZIF či UKB a obdobně i sovětské korunky Vokar. Místní výrobcem korunek byl národní podnik Pramet Šumperk. [5]

#### **2.4.7 Pažnicové vrtání**

Technologie pažnicového vrtání je dnes velmi moderní a byla vyvinuta postupným shromažďováním zkušeností se zavrtáváním výpažnic, tedy v počátcích hlavně při vrtání studní na vodu. Po dalším vývoji vrtání, a to především jádrového se postupným sloučením znalostí přešlo k pažnicovým systémům vrtání. Hlavním impulsem k tomu byla až doba po druhé světové válce, kdy se při rekonstrukci v Itálii

na zničených domech zkoušelo vrtání s pažnicí přes základy. V principu se jedná o jádrové vrtání se současným rozrušováním a odvrtáváním jádra na čelbě vrtu. K počátečním problémům patřilo časté zaklíňování nástrojů v kusovitě rozrušeném tvrdém materiálu, což vedlo k vývoji vysoce účinných vrtných souprav, které měly dvě vrtné hlavy, které se začaly označovat jako Duplex. [5]



Obrázek 18: Schéma vrtného systému Duplex [5]

Principem je, že pažnice rotuje protiběžně vůči vnitřnímu vrtnému soustředění, čímž je efektivně bráněno v zaklíňování. U prvního použití metody Duplex byla firma Atlas-Copco na konci padesátých let minulého století při stavbě průplavu Lindö v jižním Švédsku. Ale nedá se říct, že by Atlas-Copco byla jediná, kdo toto řešení používal. Počátkem šedesátých let došlo ke stejnému řešení několik světových firem, jako například Boart Longyear, Krupp. Mezi nejznámější vrtné soupravy se koncem osmdesátých let stala vrtná souprava typu KR 806 obr. č. 18 německé firmy Klemm, která se dala modifikovat jak na horní tak i dolní příklep. Mezi další velmi výkonné pažnicové systémy patří systém Odex, který vznikl z kombinace ponorného kladiva, vlekového za sebou průběžnou, ale nerotující pažnici. Systém Odex má excentrickou rozšiřovací korunku, kterou vyvinuly ve spolupráci firmy Atlas-Copco a Sandvik v roce 1972. Novější systém již centrický tak zvaný Symmetrix obr. č. 19 vyvinutý finskou firmou Rotex pro firmu Atlas-Copco v devadesátých letech minulého století. [5]



Obrázek 19: Pažnicová korunka 114,3 mm a vrtná korunka ponorného kladiva systému zavlékané pažnice Symmetrix z roku 2000 [5]

V té době bylo samozřejmě mnohem více výrobců napodobujících tyto systémy, ale tyto systémy udávaly směr. Oba systémy jsou vysoce efektivní do tvrdých, ale nedostatečně stabilních poměrů. Důležitou inovací se stalo ve vývoji pažnicového vrtání v devadesátých letech zavedení reverzní cirkulace vzduchového výplachu u ponorného kladiva. Došlo k tomu principiálním využitím pažnic se zdvojenou stěnou. V mezeře mezi stěnami pažnice probíhá přívod vzduchu na kladivo, což umožňuje kontrolovaný odvod výplachu s odvrtnou horninou vnitřkem pažnice. [5]



Obrázek 20: Princip ponorného kladiva s reverzní cirkulací v dvouplášťové pažnici, znázorněný švédskou firmou Drconeq, konec 20. století [5]

K inovaci došlo kvůli snaze o dosažení dokonalé čistoty odebíraných vzorků vrtné drti pro ložiskový doprůzkum. Přínosem je, ale i dokonalá čistota stěn vrtu, čehož se využívá při injektáži. Bylo tím také možné zvýšit s využitím speciálních kompresorů provozní tlaky vzduchového média až na 100 bar, takže celkově zvýšit rychlost vrtání. Pažnicové vrtání se stalo v prvním desetiletí jednadvacátého století absolutním

technologickým vrcholem maloprofilového vrtání. Rychle prostoupilo téměř všechny metody speciálního zakládání, protože umožňuje zcela spolehlivou instalaci základového prvku do pažnice vrtu. Velmi posílilo nedávnou technologii usměrněného horizontálního vrtání, jež byla omezena jen na zeminy dostatečně stabilní pro rotační vrtání pod hustým výplachem. V posledních letech se prosazuje specifická varianta pažnicového vrtání s jádrováním tzv. systém Sonic-drilling. Jedná se o vrtání za pomoci vysokofrekvenční vibrace. Průmyslového využití se metoda dočkala nedávno, s pokrokem výroby mimořádně kvalitních materiálů a elektronické regulace vrtného procesu. Vysoká výkonnost vedla k zapojení této technologie mezi metody speciálního zakládání. [5]

#### **2.4.8 Vrtací soupravy**

V závěru čtyřicátých let, když došlo k plnému ocenění stlačeného vzduchu jako výplachového média i pro rotační vrtání, se začalo s kombinováním různých druhů vrtání. Ve vhodných geologických podmínkách se dal dosavadní vodní výplach nahradit stlačeným vzduchem, ale dost často se musely výplachy střídát. To vedlo ke koncepci vyrobít univerzální vrtné soupravy. Prvně začali v USA právě roku 1948 zde firma Ingersoll-Rand vyvinula první lomařskou moderní samohybnou vrtací soupravu Quarrymaster. Vypadala jako dnes známé soupravy. Měla vysokou věž s nahoře nasazenou rotační hlavou posuvnou na saních lafety, takže se dal vyvodit přítlak na vrtný nástroj, pásový podvozek pro stabilitu i pohyb v těžkém terénu a vestavěný kompresor. To vše se projevilo na celkové hmotnosti 20 t, což přispívalo ke kapacitě přítlaku. Souprava byla schopna vrtat příklepem nebo rotačně valivými dláty až o průměru 20 cm. [5]



*Obrázek 21: První samohybné vrtací lomařské soupravy Quarrymaster firmy Ingersoll-Rand z roku 1948 v USA [5]*

V roce 1953 již nastoupila na světový trh první plně hydraulická souprava Drillmaster, která byla vzorem pro všechny ostatní výrobce vrtacích souprav. Byla příkladem i pro německou firmu Hausherr, která vznikla v roce 1917 jako továrna na mechanismy pro povrchové doly. Roku 1959 vyvinula svou první univerzální vrtnou soupravu E9 na pásovém podvozku s lafetou obr. 22. [5]



*Obrázek 22: První univerzální vrtná souprava E9 z roku 1959 [5]*

V roce 1988 expandovala a převzala vrtnou divizi firmy Demag, k čemuž v roce 1992 připojila akvizici vrtné divize firmy Salzgitter. Ale jí samotnou v roce 2009 převzala firma Bauer. Podobným křížením firem a jejich výrobků vzniklo na tisíce různých souprav. Spousty souprav jsou uzpůsobeny pro oba systémy pohonu vrtání, nebo dokonce k jejich kombinaci. Přesněji tedy pohonu z průchozí hlavy, původně typické pro jádrové vrtání nebo i z nahoře nasazené vrtné hlavy, původně typické pro příklepné vrtání. Pro zlepšování vrtných technologií byl stěžejní vývoj sledování, měření a vyhodnocování parametrů vrtných procesů. To se dělo nejprve mechanicky, poté elektronicky, a nakonec elektronická instrumentace umožňuje sledovat hloubku



vrtnu, otáčky, přítlak, průtok výplachu, a dokonce je může zaznamenávat pro budoucí vyhodnocování. Dnes vše probíhá okamžitě na počítači. Tento systém sledování prvně fungoval v naftovém průmyslu, ale firmy zabývající se speciálním zakládáním staveb, rychle pochopily přínos i pro jejich obor. Mezi takové firmy patří i Soletanche, která na začátku osmdesátých let zavedla komplexní systém Expasol na vyhodnocování geotechnických podmínek prostředí z výsledku monitoringu vrtání. Vytvořila se obrovská poptávka po této technice a ihned se objevila spousta dodavatelů. Mezi typické představitele patří francouzská firma Jean Lutz, založena v roce 1975. Domácím příkladem úspěchu proti velkým zahraničním firmám je česká firma Partner, která za pomoci mimořádné technické kompetence a pracovitosti se dokázala prosadit, založena byla v devadesátých letech Michalem Březinou. Mikrotechnika a komputelizace se velmi rychle rozšířila ve vrtném průmyslu a v poslední době začala počítačová kontrola procesu nahrazovat zkušenosti starých vrtmistrů. Nyní se tedy většina dřívějších sledování vrtání přesunula na sledování grafů na monitoru. [5]



Obrázek 23: Počítačová kontrola procesu vrtání zařízením firmy Partner při vrtání kotev [5]

#### 2.4.9 Historie v ČR

Již za první republiky existovaly podniky, které čerpaly v prvopočátcích vědomosti z veškerých oborů, kterých se týkalo vrtání. Zhruba už bylo naznačeno v předchozích odstavcích, ale ještě se podíváme podrobněji na poválečný vývoj. Rok 1948 znamenal pro všechny podniky kvůli komunistickému režimu jejich znárodnění. Bylo to provedeno bez jakýchkoliv náhrad původním vlastníkům. Podniky se sjednocovaly a neustále reorganizovaly a měnily se jejich názvy. V tehdejší ČSSR měla v problematice průzkumu geologie monopol n. p. Geoindustria. Shodou okolností se v tomto období stala naše země světovou velmocí v množství geologických

odborníků na ložiskový průzkum nerostných zdrojů. Ve stavebnictví byl nejprve aplikován stejný systém sjednocení do gigantického závodu Československé stavební závody (ČSSZ). Ale do budoucna z hlediska širokého spektra oboru se přeci jen rozdělily podniky dle specializace na menší. Například dopravním stavbám dominoval n. p. Stavby silnic a železnic, vojenským n. p. Vojenské stavby, vodním stavbám dominoval v Čechách n. p. Vodní stavby a na Moravě n. p. Ingstav, průmyslovým stavbám n. p. Armabeton a pozemním stavbám n. p. Pozemní stavby, který vznikl 29. října 1951 sloučením znárodněných firem Lanna, Kress, Niklas a Baťa Sezimovo Ústí. Konkurence v těchto dobách neexistovala, protože zakázky byly přidělovány byrokraticky z plánovacího centra, ale i tak se vytvořila mírná rivalita na úrovni řídicích skupin jednotlivých podniků. Rivalita vznikla při boji o zisk nedostatkových zdrojů pro svoji skupinu, hlavně tedy moderních mechanismů ze západu. V tom byla výhoda pozdějšího o. p. Vodní stavby, protože dlouhá léta držel post ministra stavebnictví některý z jeho bývalých generálních ředitelů. Výrazně se to projevilo i v oboru speciálního zakládání. V oboru maloprofilového vrtání dlouho dominoval n. p. Vodní zdroje z resortu zemědělství, který měl širokou základnu na poli studnařství. Za ním byl n. p. Geindustria z resortu hornictví, který měl důležité průzkumy i v politicky spřízněném zahraničí. Na Moravě vznikl sloučením tamních průzkumných podniků z resortu hornictví n. p. Stavební geologie, vzniklý původně znárodněním firmy Záruba-Pfefferman. Prováděl pouze rutinní vrtání v malých hloubkách. Hlavní rival této skupiny byl podnik ze specifické oblasti těžby uranu, původně nazývaný v roce 1958 Geologický průzkum – Jáchymovské doly, n. p. Po několika reorganizacích se stal jádrem Uranových dolů Hamr, k. p. Tam se od objevu ložiska ve Stráži pod Ralskem v roce 1963 uskutečnilo velké množství vrtů. Pro hydrochemickou těžbu uranu zde bylo provedeno přes 8000 vrtů s průměrnou délkou 200 m za pomoci velmi toxické chemikálie. Dále se zde vybudovalo přes 200 hlubokých studen pro čerpací bariéru, aby nedošlo ke znečištění toxickými chemikáliemi vzácné podzemní vody evropského významu. Na vrtání studen byly nakoupeny na západě moderní vrtací soupravy Salzgitter, ale všechny ostatní vrty se zhotovily pomocí sovětské techniky. Přes všechny místní a dobové problémy se staly pro obor speciálního zakládání práce na uranu klíčovými pro získání zkušeností a odbornosti s vrtáním. V roce 1967 o. p. Vodní stavby, pověřené výstavbou pražského Metra získaly pro tuto zakázku licenční

smlouvu na nákup technologií pro speciální zakládání se západoevropskou firmou Sol-Expert International. Došlo k dovozu moderních souprav pro plnoprofilové vrtání typu Hausherr a Wirth i pro jádrové vrtání typu Diamec. O něco později se o. z. Speciální zakládání staveb, o. p. Vodní stavby, vzniklý v roce 1968, rychle dostal v oblasti maloprůměrového vrtání na vrchol speciálního zakládání v naší republice. Byl to důsledek zakoupených moderních strojů, ale i vlastní projekce a vývoje. Už v roce 1989 měla firma 1648 zaměstnanců a mezi nimi byl i odborník na technologie speciálního zakládání Ing. Jaroslav Verfel, CSc., který u nás nejvíce rozšířil znalosti o maloprůměrovém vrtání. Podnik byl lídrem v oblasti speciálního zakládání a také systém preference zadávání zakázek ho mnohokrát poslal na velmi zajímavé projekty, kde získal důležité zkušenosti. Například rekordně hluboké vrtání průběžným šnekovým soutyčím do 120 m při sanaci starých důlních prostor v Severočeském hnědouhelném revíru v roce 1979 nebo široké využití jádrovacích souprav moderní koncepce Diamec pro zajištění tunelů metra pod Vltavou v roce 1973–1974. [5]



*Obrázek 24: Vrtání plně hydraulickou vysokootáčivou jádrovací soupravou Diamec 250 pro sanaci nadloží před ražbou traťového tunelu metra I. A v Praze [5]*

Po roce 1989 došlo u mnoha podniků k dezintegraci a fragmentaci, ale roku 1995 nově pojmenovaná firma Zakládání staveb, a. s., a Zakládání Group, a. s., v jednom holdingu drží své postavení neúspěšnější firmy na speciální zakládání staveb u nás. [5]

## 2.5 Velkopřůměrové vrtání

### 2.5.1 Piloty vrtané cyklicky

U malopřůměrového vrtání bylo psáno o historickém způsobu vrtání nárazovým jádrováním pomocí bambusové trubky, která se používala ve vhodné zemině. U vrtání pilot se k tomu chci vrátit, protože se ještě dnes najdou místa v Asii, kde tento způsob používají pro vyhloubení celých vrtů pro piloty, které poté stačí pouze vybetonovat. Samozřejmě nejsou bambusové trubky o průměru třeba 500 mm, takže se používají menší průměry, z kterých se provede potřebný počet vrtů na budoucím půdorysu piloty. Zkušenosti s velkopřůměrovým vrtáním se opět odvíjely od vrtání kapacitních studní a v pozdějších dobách se stalo alternativou zřizování důlních šachet. Nejvíce ovšem do velkopřůměrového vrtání přispěly zkušenosti a znalosti z maloprofilového vrtání, kde se postupně experimentovalo se zvětšováním průměrů vrtů. Tedy jednalo se o plynulý přechod od maloprofilového vrtání k velkopřůměrovému a téměř všechny metody vrtání malopřůměrového se uplatní i u velkých průměrů. Různé vrtné technologie se vyvinuly postupně s vývojem vrtacích mechanismů pro zřizování vrtaných pilot. Vrtané piloty vyplňují dnes zhruba 50 % objemu prací, které se uskuteční v problematice speciálního zakládání staveb. Z toho minimálně polovina je vrtaná cyklicky. Spojení vrtání s pilotováním bylo možné začít až po nástupu užívání železobetonu. V počátcích vrtaných pilot se řešila otázka výplně po odstraněné základové půdě z vrtu a ta se z počátku nedala uspokojivě vyřešit. V Chicagu v roce 1887 použili princip založení do hlubších únosnějších zemin ručně kopanými studnami, které byly plněny zdivem nebo prostým betonem. Ihned se ukázala velká výhoda přenosu koncentrovaného zatížení z horní konstrukce do hlubokých únosných vrstev základové půdy. V době rostoucí výstavby vyšších budov prokázal tento druh založení mnohem nižší sedání, a to vedlo k jeho postupnému rozšíření v roce 1905 do celého světa. Největším pomocníkem pro rozšíření technologie byla betonová a železobetonová výplň. Přírodní cement se používal již ve starém Římě. Vynález uměle vyráběného cementu je z roku 1824 a zasloužil se o něj Angličan Joseph Aspdin. A portlandský, hydraulický cement se stal běžným ve stavebnictví až kolem roku 1850. O největší rozvoj a zavedení železobetonu se postarali francouzští inženýři svými

pokusy v letech 1860–1870, z nichž Francois Hennebique v roce 1879 položil základy jeho navrhování. [6]

### **2.5.2 Nástup moderní geotechnické vědy**

Potřeba propracovanější geotechniky se ukázala na počátku 20. století, kde si ji vynutily nově vznikající obrovské projekty železnic, mořských průplavů, přehrad, mostů přes mořské úžiny, ale své potřeby měl i městský urbanismus. Odpověď pro většinu těchto projektů byla ve velkopřůměrových pilotách. Jejich zvýšená aplikace si vyžádala taky poptávku o co nejspolehlivější návrh. To bylo spojeno s potřebou větší odborností, která byla založena na teoretické vědě. Již nebylo možné využít praktickou zkušenost z odezvy instalace pilot podle frekvence beranění, jako tomu bylo u beraněných pilot. U ražených pilot se dlouhou dobu používaly jen vylepšené empirické vzorce s jednoduchým výpočtem podle vniku piloty při závěrečných úderech. Pro vrtané piloty se ovšem musely vymyslet návrhové metody nové. Vycházelo se z čerstvých poznatků z mechaniky zemin a hornin v kombinaci se zkušeností s plošnými základy se začátkem 20. století přešlo nejdříve na statické vzorce pro únosnost paty piloty a později i na únosnost jejího pláště. Vycházelo se z prací průkopníků mechaniky zemin, jako byl rakouský profesor Karl Terzaghi. V roce 1923 shrnul práci všech svých kolegů, definoval nově zeminu jako trojfázový systém, stanovil princip efektivního napětí a formuloval proces konsolidace. Karl Terzaghi v roce 1938 emigroval z Evropy do USA, konkrétně na Harvardovu univerzitu. Tam dokončil své fenomenální zakladatelské dílo. Byl to vysoce erudovaný vědec, ale přesto byl i zkušeným praktikem. Návrhové postupy se musely stále vylepšovat s ohledem na stále větší aplikaci vrtaných pilot. Použití metody vrtaných pilot nezáleželo jen na umění vybrat vhodný typ a vhodnou metodu instalace do daných podmínek, ale také na předpovědi chování pilot ve spolupůsobení zatížení a základové půdy. Proto se u nich přešlo koncem 20. století k výstižnějším pružně-plastickým formulacím přenosových funkcí zatížení do základové půdy. To se ovšem mohlo stát až po získání zkušeností ze zkoumání komplexního chování pilot a velmi významné vlivy při jejich instalaci do základové půdy. Iničiátoři výzkumů se stali v šedesátých letech francouzský inženýr Jean L. Kérisel a americký profesor A. S. Vesic. Zkoumali i piloty vodorovně či skupinově zatížené. Nejpodstatnější byl však Vesicův přínos, který

přišel s myšlenkou, že hlavním činitelem návrhu je deformace. V závěru století nejvíce podnítil propracování teorie australský profesor H. G. Poulus. Je zajímavé, že v posledním desetiletí došlo k tak významnému pokroku, že nové mechanismy a technologie se v praxi objevovaly tak rychle, že se jim nestačilo ani teoreticky porozumět, konkrétně jejich vlivu na chování pilot, takže se nemohly účinně navrhovat. U nás se používaly vrtané piloty, zejména kvůli vysoké úrovni jejich navrhování koncem 20. století. Teorie vzešla z odborných prací prof. Ing. Zdeňka Bažanta, DrSc., ze stavební fakulty ČVUT. Dále k tomu napomohla i teoretická práce doc. Ing. Jaroslava Fedy, DrSc., z Ústavu teoretické aplikované mechaniky ČSAV, který rozebíral důležitý vliv technologických účinků. Profesor Bažant vypracoval v roce 1980 spolu se svým žákem, pozdějším doc. Ing. Janem Masopustem, CSc., novou návrhovou metodu, založenou na pragmaticky-inženýrském vyhodnocení zatěžovacích zkoušek vrtaných pilot. Jednalo se o originální přístup k lokální databázi s více než 220 případy, který vedl k metodě, která byla na předním evropském i světovém stupni. [6]

### 2.5.3 Nárazové vrtání

Vrtání pilot se prvně provádělo pomocí technologie nárazového vrtání. Na laně zavěšené dláto rozrušilo svými údery počvu vrtu zatopeného vodou, a pak ho vystřídala kalovka, kterou se hustý kal vytěžil na povrch. Vrtnou soupravu tvořila konstrukce z jednoduché zesílené trojnožky s vrátkem. Tento způsob byl ve své době používán i na velké stavby, jak je vidět na obr. č. 25. [6]



Obrázek 25: Stavba s vrtáním pilot několika soupravami trojnožek klasickým nárazovým způsobem pomocí lanového vrátku, jimž byly osazeny armokoše ve Francii 1950 [6]

Jedná se tedy o spíše historický způsob, ale v rozvojových zemích nebo v nepřístupných poměrech se využívá i dnes pod označením tripod drilling. Postupným vývojem byla souprava předělána na jednolanové i dvoulanové nárazové drapáky pro těžbu z výložníku jeřábového nosiče a pomocné hydraulické oscilátory, sloužící pro zatlačení i vytahování robustních nastavovatelných dvouplášťových výpažnic. První s tímto typem vrtných souprav přišla firma Benoto, která je začala vyrábět koncem třicátých let 20. století. [6]



*Obrázek 26: Nárazová drapáková souprava Benoto EDF s hydraulicky zatlačovanými pažnicemi, Francie v roce 1940 [6]*

U nás měl první nasazení drapákový model Benoto EDF 55 na kráčivém podvozku u n. p. Stavby silnic a železnic v roce 1958 při zakládání mostu u obce Petrohrad na silnici Praha – Karlovy Vary. Po několik desetiletí se nejvíce používaly soupravy, jako byl německý Bade a jemu obdobné stroje pro instalaci výpažnic, jako například rázově zarážený německý systém Hochstrasser-Weise, který dosahoval maximálně do hloubky 40 m. Výkonnost a efektivita drapákové technologie vrtání je malá, tak při vrtání do hrubých štěrků se stala nenahraditelnou. Až koncem 20. století se začaly vyrábět a používat větší a kvalitnější soupravy, které se dostávaly do větších hloubek nejen zatlačováním, ale skutečným zavrtáváním výpažnic pomocí hydraulických rotátorů. Postupně se dokázalo pažit svrchní nestabilní souvrství až do hloubky 85 m a průměru až 3 metry. Tím si drapáková technologie vysloužila nezastupitelnou pozici při těch nejobtížnějších geologických podmínkách. [6]



Obrázek 27: Zapažovací rotátor RDM-M 3000 pro pažnice o průměru 3 m do hloubek 85 m [6]

#### 2.5.4 Rotační vrtání

Ovšem nejpoužívanější metodou vrtání velkopřůměrových pilot se stala metoda nazývaná řezné náběrové vrtání, která se provádí většinou s pomocí vrtných šneků nebo hrnců. Jedná se o cyklický postup s přerušením procesu po dobu vyprázdnění nástroje. Rozdíl mezi nárazovým a rotačním vrtáním je hlavně to, že u rotačního je potřeba přítlačení pro naplnění nástroje, proto má souprava pevný vrtací dřík. Vynálezce Leonardo da Vinci kolem roku 1500 zřejmě převzal pro svůj návrh vrtáku zemin princip Archimédova šroubu, který se používal na čerpání vody. Ale není záznam, jestli byl návrh někdy aplikován v praxi. Nebyl domyšlen zdroj síly potřebné k vyššímu krouticímu momentu a nebyl k dispozici odolný ocelový materiál. Ale byl to počátek vývoje, který vedl až k prvnímu použití vrtání při pilotování. První dokumenty o aplikaci vrtání pro účely pilotování jsou zaznamenány při předvrtávání beraněných pilot pilířů mostů v ulehých siltech na říčním dně. Použit byl spirálový vrták lžícového tvaru ze železa na konci 16. století ve francouzském Toulouse. Rozdíl mezi maloprofilovým a velkopřůměrovým vrtáním je i při vrtání za pomoci šnekového vrtáku. Kde u větších hloubek malého průměru je značně nevýhodný, kvůli zdlouhavému vyprazdňování nástroje a proti tomu u větších průměrů se stala výhodným, když se vyřešil problém s manipulací s většími a objemnějšími odvrtky. Problém se vyřešil v době 20. let dvacátého století, kdy začaly být k dispozici dostatečně silné samohybné nosiče. Ty měly dostatečnou zdvihací sílu pro vytěžení plného nástroje z vrtu a také robustní otoč pro vyprazdňování nástroje mimo vrt. K lepšímu krouticímu momentu a účelnějšímu přítlaku pro náběr vrtání, přispěly zkušenosti z jiných oborů. Nejvíce se způsob rozšířil v USA, která nebyla ochromena první světovou válkou a nejvíce se



nová technologie vrtání prosadila ve 30. letech při budování výškových budov v Chicagu. Narůstající poptávka dala jasný úkol, a to dostat se přes svrchní neúnosnou zeminu, co nejrychleji k únosnému skalnímu podloží. Zadání tedy bylo jasné a začalo se přebírat prvků z jiných odvětví vrtání. Příkladem tomu byl pevný rotační stůl, který se využíval v naftovém vrtání, zde byl vyzdvižen na konzolu nosiče. To umožnilo vytáhnout nástroj až nad úvodní pažnici, a pak se sním otočit na vyprázdnění. Pažnice na svrchní části vrtu byla původně obvyklou součástí technologického postupu. Vrtné nástavby byly nejčastěji vyvěšeny na šikmém výložníku běžného bagrjeřábu. [6]



*Obrázek 28: Jedna z prvních vrtných souprav pro vrtání pilot s nástavbou na parním bagrjeřábu v USA ve třicátých letech 20. století [6]*

Z počátku jednoduchá kelly tyč přenášela později přítlak ve vodicích lištách vrtného stolu na principu tření. Později se vyvinula do lepší teleskopické verze a umožnila vrtat hlouběji. Největší firmy, kterým se podařilo prosadit ve výrobě stroje pro tento typ vrtání byly do padesátých let americké firmy Hughes, Case Foundation, Calweld. Zavedení hydrauliky v šedesátých letech znamenalo další obrovský rozmach mechanismů. Tato technologie si vyžádala zavedení řady různých druhů nástrojů, konkrétně specifických vrtných hrnců do šterku či do skály, jádrováků, skalních šneků apod. Souběžně se vyvíjely i vrtné soupravy na těžkých automobilových podvozcích se sklopnými vertikálními věžemi. Nejúspěšnější firma byla McKinney Drilling, která byla založena v roce 1937 a byla spojená se jménem výrobce Hugh B. Williamsem. Na většině amerického trhu se definitivně prosadila od roku 1941. Do Evropy se soupravy dostaly až po válce. Nejúspěšnější obchod, který byl proveden firmou

Watson z Texasu se povedl roku 1965, kdy do Evropy prodala 5000 vrtných nástaveb. V Evropě se začalo s výrobou pilotovacích vrtných nástaveb až v roce 1962, kdy s tím začala britská firma BSP ve spolupráci s firmou Calweld. Přišla v roce 1969 se svou verzí pilotovacího vrtné nástavby s názvem Terradrill. Tahle značka se také jako první objevila v ČSSR u n. p. Geoindustria. [6]

### **2.5.5 Pažení bentonitovou suspenzí**

V roce 1929 se začalo po vzoru naftových vrtů experimentovat s jílovou suspenzí pro zapažení nedostatečně stabilních pilotových vrtů. Ovšem se nejednalo o výplachové cirkulační vrtání, ale pouze o využití silného pažícího efektu bentonitové suspenze. Rozhodujícím prvkem pro vrtání pilot se ukázal odhad vrtmistra, kdy se ještě může vrtat na sucho, a kdy začne vznikat kavernování stěny vrtu a je nutno použít bentonitovou suspenzi. S úspěšným pažením stěn, ale přišly i druhotné problémy. Muselo se nasadit více mechanismů, jako jsou výroby suspenze, čerpadla, čističky a nejpodstatnější byl mokrá a špinavý proces. Zpočátku bylo i obtížně vrtat pod hladinou suspenze. Nejprve se dlouho experimentovalo s ponorným košem, dále i s čerpadlem betonu. Nakonec se přešlo na betonářskou licí kolonu. Všechny vzniklé komplikace, ale nedokázaly zabránit rozvoji technologie a už v 60. letech se v USA prováděly piloty pažené bentonitovou suspenzí, a to o průměru až 3 m a délce 25 m. Na konci sedmdesátých let se piloty dostaly až do hloubek 60 m. Nová technologie se po válce usadila i v Evropě, zejména v Británii, Francii, Itálii a taky u nás. Ale udržela se pouze jen v k tomu vhodných geologických podmínkách, jako například v Maďarsku, kde se vyskytují mocné jemnozrnné sedimentární formace. V 80. letech se začaly prosazovat lehce odstranitelné polymerové suspenze, které se převzaly z naftového průmyslu. Ale i tento typ suspenze přinesl určité nevýhody, které zhoršují funkci piloty, a tak se řešení zcela neprosadilo. [6]

### **2.5.6 Vrtání se speciálními pažnicemi**

Obtíže spojené s používáním suspenzí v místech s hrubými štěrky a s vysokou hladinou podzemní vody si vyžádaly vývoj jiných možností pažení. Problémy, kdy přetlak suspenze byl nedostačující, si vyžadovaly často kombinaci dvou až tří technologií pažení. Tedy instalaci a vytahování výpažnic, rotační vrtání s pomocí pažící suspenze ve větší hloubce a často i drapáku. Stále častěji docházelo

k problémům s manipulací, čištěním a likvidací použité bentonitové suspenze. A byla místa, kde se úplně zakázalo použití kvůli zvýšeným požadavkům na čistotu prostředí. Ani řešení pažení pomocí dočasných jednoduchých výpažnic instalovaných pomocí vibrátorů nebylo často možné ani vhodné. Nejvíce tyto nevýhody postihly Bavorsko, a tak v 70. letech právě zde přišly s řešením. Jednalo se o vynález mechanicky uzamykatelné kelly tyče v posuvné rotační hlavě, která byla na svislé lafetě soupravy. Větší zdvih umožnil používat dočasné pažnice i při zavrtávání a odpažování s vlastním vestavěným hydraulickým oscilátorem. Ten se do té doby používal jako přídavné zařízení u souprav s drapáky a převzaly se i dvouplášťové výpažnice. Jako první byla technologie zavedena v roce 1975 u soupravy B5 západoněmecké firmy Wirth. Firma Bauer se vytáhla s novinkou v podobě vývoje nové generace silných souprav až k zavrtávání dočasných pažnic samotnou vrtací hlavou soupravy. K tomuto vývoji pomohlo zavedení paralelogramu umožňujícího proměnlivé spojení vrtné věže a nosiče. Počátkem 80. let se tato technologie stala moderním standardem v Německu a rychle se rozšířila po všech světových firmách. [6]



*Obrázek 29: Pilotovací souprava Bauer BG 25 s lafetou nesenou paralelogramem a s posuvnou vrtnou hlavou, zavrtávající výpažnici v roce 2003 [6]*

### **2.5.7 Velkopřůměrové ponorné kladivo s cyklickým postupem vrtání**

Pro vrtání v tvrdých horninách byla snaha odvodit velkopřůměrovou technologii od vysoce výkonné technologie ponorného kladiva u malopřůměrového vrtání. Ovšem při prvních snahách se narazilo na dva velké problémy, které s narůstajícím průměrem

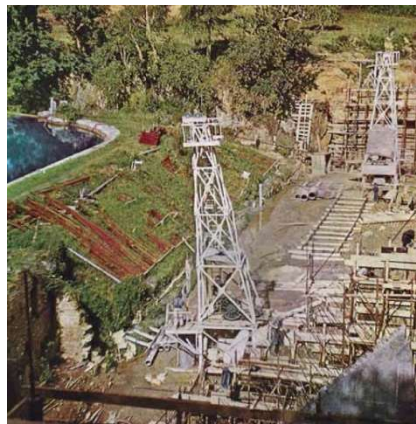
vrtnu narůstaly. Jednalo se o nadměrné namáhání součástí kladiva a vrtného soutyčí při zvětšeném rozměru, ale hlavně kritická nedostatečnost vyplachování vrtné drti vzduchem. Problém se vyřešil v roce 1988, když japonská firma Tone Boring přišla s nástrojem zvaným Mach 100R. Jednalo se o spřažení čtyř malých ponorných kladiv, doplněných valivými dláty do jednoho většího celku. Pro odstraňování odvrtno bylo původně navrženo cyklické vyprazdňování s pomocí sběrné nádoby na drť, umístěné hned nad kladivy. V prvním použití byl, ale tento nástroj adaptován pro požadavek stavby v Hongkongu k vrtání velmi hlubokých pilot průměru 1 m až do hloubky 75 m ve spodní zvětralé žule. Po odstranění vrtné drti zde byla použita bentonitová pažící suspenze s účinným výplachem průběžnou reverzní cirkulací. Na japonský návrh se dokázala dotáhnout až v roce 2000 americká firma CenterRock z Pensylvánie, která se specializuje na ponorná kladiva. Začala s výrobou sdružených kladiv pro velké rozměry vrtno, dokonce až po mimořádný průměr 2140 mm. Kladiva jsou osazena skupinou sdružených kladiv, které mají korunky o průměru 200 mm a pro největší průměr jejich 19 kusů. Drť z kladiv přepadá do sběrného kalichu, z toho vyplývá, že nástroj musí být cyklicky vyprazdňován. Praxe ukázala, že tyto nástroje jsou velmi užitečné, ale i přesto se jich moc nevyužívá. [6]

## **2.5.8 Piloty vrtané průběžně**

### **2.5.8.1 Vrtání s přímým výplachem**

Průběžné vrtání pilot s přímou cirkulací bentonitového výplachu patří mezi klasické způsoby kontinuálního vrtání. Dochází tedy k začerpávání vnitřkem soutyčí na břít vrtného nástroje a s odváděním výplachu, který vynáší vrtnou drť vzhůru mezikružím vrtno až k přepadu v jeho ústí. Opět se jedná o převzatou technologii od naftového vrtání. K postupnému rozšiřování pomohla bentonitová suspenze, která byla zavedena v roce 1929 v USA. Ukázal se jako výhodná pažící suspenze, ale s rozšiřováním vrtů narazila na svou fyzikální mez. Podstatou bentonitové suspenze je obecný princip gravitační sedimentace pevných částí v kapalině, který odhalil anglický vědec George Stokes roku 1851. Zjednodušeně lze popsat, že reálná schopnost dosáhnout potřebnou vzestupnou rychlost výplachu prudce klesá se zvětšujícím se průměrem vrtno. V praxi, a to za optimálních podmínek můžeme jít na průměr maximálně 80 cm, ale standardně průměr jen do 60 cm. Technika používaná

pro tuto metodu byla dlouho jen souprava s jednoduchou nárazovou technikou dlátování trubním soutyčím na laně. Tato metoda měla velkou výhodu, že se dalo vrtat několik desítek metrů bez pažnic a hlavně, že dokázala proniknout i balvanitou zemínou nebo tvrdší horninou, a to v době, kdy ještě dlouho v tomto podloží neměla jiná rotační technologie naději na úspěch. Což bylo užitečné, když se piloty musely vetknout do únosného podloží. Metoda se nejvíce ujala v předválečné a poválečné Evropě, jelikož se jednalo o poměrně levnou záležitost. A díky rozšíření technologie ve 40. až 60. let vznikla velká důvěra v bentonitovou suspenzi, která se pak značně podílela na vzniku technologie podzemních stěn. Mezi nejznámější firmy z počátků byla italská firma I. C. O. S. Pro samotnou realizaci používala nejvíce typické vyvýšení zhlaví úvodní pažnice, která byla výhodná pro přímý přepad na čističku suspenze a taky pro spolehlivé udržování přetlaku ve vrtu. [7]



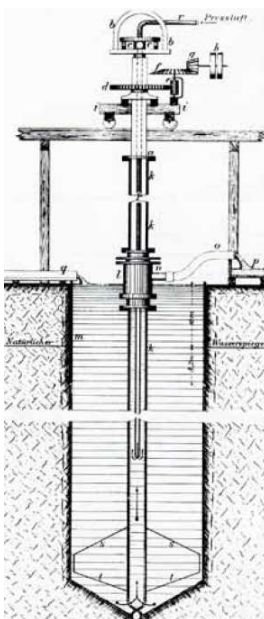
*Obrázek 30: Vrtání pilot o průměru 60 cm typickou nárazovou soupravou s přímým bentonitovým výplachem na stavbě pilířové přehrady Beaufort ve Francii v roce 1958 [7]*

Podobné soupravy se poté na dlouhou dobu usadili v SSSR a zemích RVHP a dodnes fungují v rozvojových zemích. Vrchol pro tuto technologii bylo zavedení rotačního vrtání s kelly soutyčím na stavbě milánského metra v šedesátých letech. Zajímavý počín při aplikaci této technologie udělala firma Swisboring, která v posledním čtvrtstoletí 20. století získala značný podíl zakázek v oblasti Středního východu. Jednalo se o největší aplikaci této technologie. A to jen kvůli vhodným podmínkám v tomto regionu, kde firma Swisboring dosáhla ohromných úspěchů a zisků, které vycházely z geniálního využití podloží, podnebí a levné pracovní síly. Využila v podloží, které bylo tvořené pobřežním jemnozrnným pískem s přílivovým

kolísáním hladiny podzemní vody pilotovací soupravy značky Watson s pevným rotačním stolem. Kde stačilo použít dlouhou dutou Kelly tyč s křížovým břitem pro začerpávání bentonitového výplachu. Z ústí vrtu stačilo odvádět suspenzi do mělkých sedimentačních jam a poté vybírat nakladačem. Nevýhodou této metody bylo dosahování poměrně nízkých únosností pilot. A to při stále rostoucí potřebě vyšší únosnosti vedlo k jiným alternativám. V 80. let firma Bauer přišla na trh se svým pažnicovým vrtáním a dokázala z trhu vytlačit jiné metody vrtání velkých průměrů. A v provádění menších průměrů pilot měli navrch piloty CFA. A od té doby se vrtání s přímým výplachem provádí spíše výjimečně. [7]

#### **2.5.8.2 Vrtání s nepřímým výplachem (reverzní cirkulace)**

Vývoj výplachové technologie velkopřůměrového vrtání směřoval k systémům s reverzní cirkulací, což znamená, že se výplach odčerpává se znečištěným odvrtém vnitřkem soutyčí vrtných trubek. Pro dosažení optimální vzestupné rychlosti proudění výplachu potřebné pro výnos vrtné drtě se používají trubky o průměru 25–30 cm. Průměr vrtu není teoreticky omezen a nasávacím efektem je dokonale očištěna vrtná počva. Vývoj technologie byl dlouho omezen, než byla k dispozici vhodná sací kalová čerpadla. Z počátku se vsázelo na čerpání kapaliny vzduchovým výnosem, tak zvaným airliftem. Airlift objevil německý důlní inženýr Carl E. Löscher v roce 1797. Což vyvolalo vlnu se spoustou inovací a tu nejzásadnější v závěru 19. století měl na svědomí inženýr Friedrich Hönigmann. Jednalo se o rotační vrtání s jílovým výplachem doplňovaným v ústí vrtu a se zpětným vzduchotěžným výnosem vrtné drti ve výplachu vnitřkem soutyčí při použití jednoduchého břitového nástroje. [7]



Obrázek 31: Nákres metody vrtání s reverzní cirkulací výplachu vnitřkem vrtného soutyčí s pomocí airliftu, z patentu inženýra F. Hönigmana [7]

Provedl s dobrým výsledkem několik vrtů o průměru 2,7 – 4,05 m a o hloubce přes sto metrů. Pro dosažení těchto průměrů musel několikrát převrtávat a rozšiřovat původní menší průměr. Metoda se v měkkých zeminách a horninách velmi osvědčila, takže se pak dosahovalo průměrů 7 m a hloubek dokonce přes 500 m. V té době se už užívaly speciální soupravy jako například od firmy Salzgitter, které se používaly i u nás v uranovém průmyslu. Nevýhoda airliftu spočívá ve ztrátě výplachu nad úrovní hladiny ve vrtu při styku s atmosférou. Tak se hledalo řešení, které nabídlo zavedení odstředivých výplachových čerpadel v padesátých letech. Princip odstředivého čerpadla byl znám již stovky let, ale svého využití a zdokonalení pro princip reverzní cirkulace se dočkala až v minulém století. Vývoj směřoval k modifikaci souprav s robustnějším dlátováním a účinnějším odsáváním výplachu pro větší průměry. Jedna z prvních souprav byla Rodio-Marconi. Koncem 20. století se tímto výplachovým systémem vrtaly rotačně dokonce piloty o průměrech 2–3 metry s hloubkami až 90 m, a to i v té nejobtížnější geologii balvanitého skalního podloží. Nejpoužívanější soupravy byly nejčastěji od firmy Wirth, vstrojené vrtnými hlavami se soustavou valivých dlát osazených tvrdokovovými roubíky. Metoda reverzní cirkulace se stala jedním s technologických vrcholů speciálního zakládání staveb. [7]

### 2.5.9 Vrtání s průběžným vzduchovým výplachem

Výrazně se u vrtání vzduchovým výplachem projeví omezení Stokesovým zákonem. Pro průběžné vyplachování počvy pod velkopřůměrovým ponorným kladivem proto bylo nalezeno řešení s náhradou vrtných tyčí pažnicemi o takovém průměru, aby byla ve zmenšeném mezikruží ke stěně vrtu udržena vysoká vznosová rychlost vzduchu. Pro hlubší vrty větších průměrů však toto řešení vyžaduje extrémní nároky na kvalitu použitých ocelových materiálů, na manipulační kapacitu soupravy vzhledem k váze pažnic a na obrovský přísun stlačeného vzduchu. Krajiní obtížnost tohoto technického řešení, spojeného s dalšími problémy, si mohla vyzkoušet i česká firma Zakládání staveb, a. s., v roce 1997 na stavbě Omya Vápenná. [7]



Obrázek 32: Vrtání pilot o průměru 900 mm ponorným kladivem Sandvik XL24 na soupravě Soilmec R12 a s třemi kompresory Atlas-Copco v amfiblech s křemennými žílami na stavbě Omya [7]

Do dnešních dnů se podařilo posunout technické hranice použití tohoto systému efektivně jen pro průměry do 700 mm. Ovšem zvláštní pažnicový systém Symmetrix od firmy Atlas-Copco již dosáhl maximálního průměru 1220 mm. Což dokazuje, že v určitých podmínkách dokáže být toto vrtání efektivní. Od těchto základů technologie se ovšem rozvinula celá řada modernějších technologií vrtaných pilot. Mezi nejvýznamnější patří tak zvané piloty CFA (Continuous Flight Auger, tj. průběžný šnekový vrták). Hlavní princip spočívá v úplném zaplnění křídel průběžného vrtáku odvrtanou zeminou v průběhu jeho zavrtání, takže jsou tím vlastně stěny vrtu zapaženy. Proto se u této metody dá předpokládat výhoda v částečném roztlačení zeminy do okolí vrtu, což přispívá k únosnosti. Ale nejedná se o pravidlo a záleží hodně na skutečných okolnostech provádění. Další specialitou je, že se vrt betonuje tlakově,



začerpáním betonové směsi dutým soutyčím vrtáku při jeho vytahování. A výztužný armokoš se až následně zasouvá do již vybetonovaného vrtu. Což znamená, že tato technologie byla použitelná až po vynálezu dostatečně výkonného čerpadla na beton. První patenty čerpadel na betonovou maltu byly podány již v roce 1913, ale dlouho nebyl prakticky využit. Až v roce 1927 se podařilo německému inženýrovi Fritzovi Hellovi sestavit první funkční prototyp. Od té doby počal doslova závod o výrobu toho nejlepšího stroje. První průmyslově vyráběný byl od americké firmy Rexnord ve třicátých letech pod názvem Pumpcrete. Ale závod vyhrál v roce 1957 německý inženýr Friedrich Wilhelm Schwing, pod jehož jménem zná každý označení pro pumpy na skutečnou betonovou směs. Nejrychlejší využití tohoto vynálezu ke zlepšení produktivity pilot měla americká firma Intrusion Prepakt. Na konci čtyřicátých let zavedla piloty pod názvem ACIP, tedy jako šnekem vrtané a na místě betonované. [7]



*Obrázek 33: Jedna z prvních provádění pilot ACIP v USA, rok 1950 [7]*

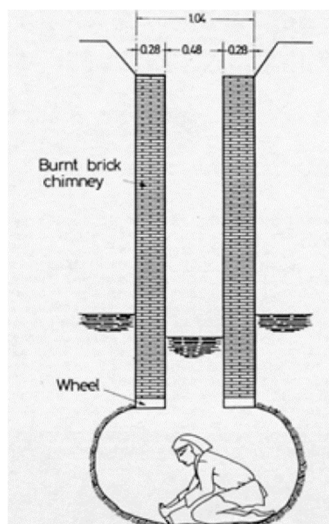
Na vynález, kdy šlo vrtat pomocí nové technologie piloty až třikrát rychleji, zareagovali i Japonci a ti byli u zrození mezinárodního označení piloty CFA. Na začátku šlo provádět piloty jen v měkčí zemině či hornině s malými průměry do 50 cm a malých hloubek. To v Japonsku vyvolalo snahu o zdokonalení a vývoj mnohem silnějších hydraulických vrtných souprav s mohutným kroutícím momentem. Další nevýhodou bylo při používání ztracené zátky na dně dutého soutyčí, což mohlo vést k poruchám betonáže v patě piloty. Tedy byl kladen velký důraz na kvalitu betonování dříku a byla zavedena elektronická instrumentace a monitoring výrobního procesu

piloty. Další problémy se ovšem tak rychle nedořešily. Byl to hlavně problém, kdy zátka pro betonáž na hrotu soutyčí brzdila průnik vrtáku do tvrdšího podloží a další. Problémy byly dořešeny až poté, co se CFA piloty začaly provádět i v Evropě. Komplexně vyřešila problémy firma Solentanche, která v roce 1978 přišla se systémem Starsol. Jednalo se o vynález teleskopického prodloužení vnitřního soutyčí, na jehož spodek byla ve středu břitu umístěna trvalá vrtná korunka. Při zahájení fáze betonáž se teleskopická trubka hydraulicky vysune a betonáž probíhá jejími bočními otvory. Firma vyřešila i problém s dodatečně vibračním osazením armokoše do již vybetonovaného dřívku pilot. V roce 2000 firma dokázala, že lze dodatečně osadit i armokoš do piloty CFA hluboké 34 m. Následovala další vylepšování například piloty CAP (Cased Augered Piles, tj. pažené, šnekem vrtané piloty), které měly zdvojené vrtné hlavy s možností současné protisměrné rotace pažnice a vrtného šnekového nástroje, což zlepšilo problémy při zahájení betonáže a případné nakypření zeminy. Piloty BDP (Bored Displacement Piles, tj. piloty vrtané s bočním roztlačení zeminy), které přinesly zvýšenou únosnost pláště, ale aplikovatelné jen ve velmi měkkých a kyprých zeminách. Dále piloty typu FDP (Full Displacement Piles, tj. plně roztlačené) ty s dalším vylepšením přinesla vylepšení ve formě technologie, kdy na povrch nebyl vynášen žádný výkopek.

## **2.6 Hloubení**

### **2.6.1 Počátky hloubení a průřez jeho vývoje ve stavitelství**

Již od počátku věku, kdy se člověk snažil hloubit skrýše či úkryty si povšiml, že v příznivých podmínkách přírodního materiálu lze využít přirozené stability výkopu s využitím klenbového účinku základové půdy. [8]



Obrázek 34: Znárodnění hloubení studny spouštěním tubusu její obezdívky s postupným podkopáváním a současným nadezdíváním ve starém Egyptě 3000 př. n. l. [8]

Jednalo se o stěny vertikálních stěn výkopů nebo o horizontální výkopy štol pro jeskyně. Ale v době počátků hloubení studen na vodu se ukázalo, že tento princip nefunguje a muselo se začít uvažovat nad způsoby trvalého zapažení stěn výkopu. Na pažení výkopů pro studny se začalo používat dřevo, později roubení kamenným zdivem. Nejstarší doložená kopaná studna je známa z neolitu z Kypru z doby přibližně 7500 let před naším letopočtem. V Evropě byly nalezeny podobně prováděné studny, ale roubené dřevem v Rakousku a pochází z doby 5200 př. n. l. Dalším oborem, kde bylo nutné používat hloubení, byla snaha získávat nerostné suroviny. Nebo pro účely závlahových systémů. Všechny získané zkušenosti si pak převzalo stavitelství pro potřebu hlubinného zakládání. S postupem času se lidstvo postupně odklonilo od využívání míst, která byla pro stavby nejlepší, ale převážily jiné priority a náročnější cíle civilizace. Zprvu se jednalo o stavbu na ochranu úrody nebo lidí před nepřáteli. Teprve s růstem bohatství se začaly stavět i stavby monumentální, sakrální pohřebiště a chrámy. Staviteli byli na počátku hlavně armádní inženýři, jako Vitruvius, který napsal 1. století př. n. l. dnes nejstarší knihy o stavitelství. Speciální zakládání se vyvíjelo dlouho v rámci inženýrského stavitelství a samostatně se ustavilo až ve dvacátém století s příchodem geotechnické vědy. Nejvíce to odrážel rozvoj klasického roubení základů od prvních kopaných jam k pilířům a šachtám a dál přes studny a skříně až k přetlakovým kesonům. [8]

### **2.6.2 Zakládání na hlubokých studních – otevřené kesony**

Studny o průměru 1 m se zhotovovaly postupným bočním podkopáváním obezdívky, což vlastně znamenalo jejich postupné spouštění při plynulém nadezdívání a při přítomnosti podzemní vody se musel studnař potápět. Podobný způsob převzalo v počátku i zakládání staveb. Založení bylo aplikováno v roce 1526, kdy se hloubené studny vyplněné kameny používaly pro zakládání mostů v Indii a nejznámější realizace je u slavného chrámového komplexu Tádž Mahal v roce 1640. Z praxe v Indii se tato metoda za pomoci kolonizace dostala v 19. století do Anglie a byla použita na několika mostech. Zrychlený vývoj přinesl možnost využít pevnějších materiálů pro konstrukci kesonů, a také nástroje pro výkonnou strojní těžbu. Příkladem je založení mostu Old Chelsea v Londýně roku 1851 na kesonech o průměru 7 m, které byly sestaveny z litinových tybinků. V polovině 19. století byly spouštěny i velké otevřené skříňové kesony, především do vodotečí. Materiál skříňových kesonů se vyvíjel obdobně jako u většiny technologií. Tedy od dřeva přes ocel až k železobetonu o příčném rozměru přesahujícím již i deset metrů. Zakládaly se mosty, přístavní a nábrežní zdi nebo majáky. Například slavný sanfranciský visutý most Oakland Bay Bridge byl v roce 1933 založen na otevřených kesonech do hloubky 74 m pod hladinu zálivu. Každý keson byl členěný a sestavený z 55 ocelových rour o průměru 4,5 m. Těžba byla prováděna lanovými drapáky. V našich zemích byl poprvé založen na spouštěných otevřených kesonech železniční most přes Vltavu u Měchenic v roce 1896. Nebylo u nás ovšem dále užíváno až do roku 1954, kdy se v rámci experimentu kesonově spouštěné trvalé konstrukce podzemní nádrže na stavbě ČOV. [8]



Obrázek 35: Spouštění otevřeného železobetonového kesonu o průměru 3,5 m a hloubce 80 pro podzemní multireaktor ČOV [8]

### 2.6.3 Spodem uzavřené splavované kesony

Splavované nízké dřevěné skříně s podlahou z trámového roštu se používaly, když základové podmínky nebyly vhodné pro beranění. Ty byly na dané místo dopravené za nízkého stavu vody a následně potopeny kamennou zátěží na dno a následně nadezděny. Tato metoda byla zřejmě aplikována na většinu našich starých mostů, když se tehdy nedařilo do balvanitých štěrků zaberanit dřevěné piloty pro jímku. Zajímavou historickou aplikací metody je založení starořímského majáku v Ostii při ústí řeky Tibery v roce 42 za císaře Claudia. Bylo nutné potopit obří loď s kamennou zátěží. Tahle myšlenka vedla k realizaci Westminsterského kamenného mostu na Temži v roce 1738 švýcarského inženýra Charlese Labelye, kde dosáhl založení pomocí splavených masivních trámových skříní, spouštěných na dno tíhou nadezděných pilířů. Tyto metody zakládání předznamenaly podobné užití obrovitých, spodem uzavřených železobetonových kesonů moderní doby, postavených v docích a dopravených na místo aplikace. K vrcholnému užití došlo při hlubokém založení námořních vrtných plošin. Zvláštní místo si získala metoda i při výstavbě tunelů, kdy se na místo splavovaly a do předvýkopu na dno vodoteče potápěly skříňové segmenty podříčních tunelů. Příkladem toho je tunel metra v Praze pod Vltavou v roce 2002. [8]

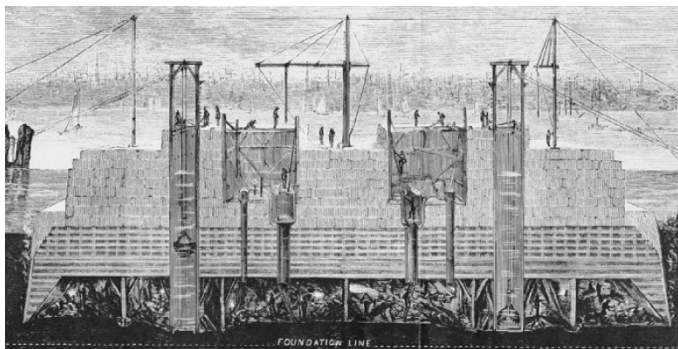


Obrázek 36: Znárodnění výstavby středomořského přístavu Ceaserea v Judei v roce 20 př. n. l. s naplavováním skříňového základu na určené místo [8]

#### 2.6.4 Přetlakové kesony

Pneumatický keson byl vynalezen v roce 1839 francouzským geologem Jacques Trigerem. Triger se zabýval těžbou uhlí v povodí řeky Loiry, kde bylo pro zřízení šachty potřeba překonat hloubku 20 m silně zvodnělého nadloží a zabránit přitom přítokům tlakové vody do těžebního prostoru. Princip tlakového kesonu byl znám již z roku 1691, ale Triger vymyslel rozhodující princip vzdušnice, přestupní komory uzavírající přetlakový prostor v kesonu od volné atmosféry. Podařilo se mu jí převést do praxe a pomocí ní zhotovit desítky důlních šachet. Nejen pozitivní věci přišly s jeho objevem, ale zaznamenal i prvotní projevy tzv. kesonové nemoci. Přesto se způsob dále šířil a první základy staveb se postavily v roce 1851 v Rochesteru v Anglii, a to konkrétně na mostu přes řeku Medway. Další užití této zdánlivě efektivní metody založení na sebe nenechalo dlouho čekat a šířilo se rychle po celém světě. Ale s tím, jak rostl počet aplikací metody, tak rostly i počty úrazů. V roce 1870 při stavbě mostu přes řeku Mississippi v St. Louis v USA bylo zaregistrováno 119 trvale postižených dělníků a 14 úmrtí. Totéž roku 1873 při stavbě Brooklyn Bridge celkem 110 onemocnělých a 3 zemřelí. Což přimělo k zavedení postupů pro omezení vystavení dělníků těmto nepříznivým vlivům, a to hodně prodražilo už tak velice nákladnou metodu zakládání. Ale i přes své zdravotní riziko a finanční nákladnost se na období 100 let stala metoda nenahraditelnou zvláště v těžkých geotechnických podmínkách, zejména ve zvodnělých balvanitých zeminách. Základy staveb realizované touto metodou byly hlavně návodní pilíře mostů, ale na válcových kesonech průměru 1,2 m byla zakládána i většina newyorských mrakodrapů až do roku 1940, kdy se začaly provádět vrtané velkopřůměrové piloty. Což se rovnalo konci užívání přetlakových kesonů. V Čechách byl první železný keson použit na stavbě mostu v Ústí nad Labem

v roce 1872. Takto se zakládaly všechny pražské mosty i většina jezových děl na hlavních řekách. Úplně poslední aplikace kesonů byla při stavbě mostu u Zvíkova přes Vltavu v roce 1960. Absolutní konec této technologie byl stejně rychlý jako ve zbytku světa, akorát se zpožděním 25 let. Ještě v polovině 60. let se tato metoda vyučovala na ČVUT jako vrcholná metoda zakládání staveb. [8]



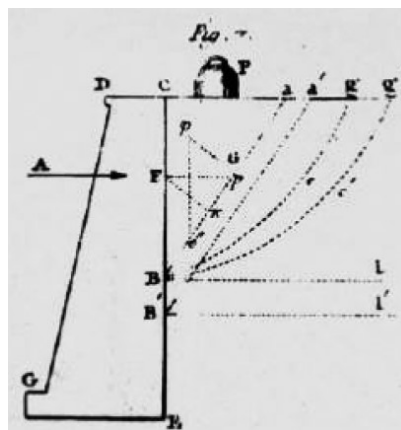
Obrázek 37: Znárodnění prací na kesonovém založení mostu Brooklyn Bridge v roce 1873[8]

## 2.7 Opěrné zdi

### 2.7.1 Opěrné a zárubní zdi

Jsou to konstrukce, které podpírají zemní násypy nebo zářezy a jsou to konstrukce používané již od počátku dějin stavebnictví. Už 10 tisíc let př. n. l. se vyskytovaly navršené konstrukce zemní konstrukce k náboženským účelům. Mezi další historické příklady patří mohutné velechrámy, které se budovaly stupňovitě do velké výšky v době někdy okolo roku 6000 př. n. l. A byly zhotoveny pomocí jednoduchých opěrných gravitačních konstrukcí z nepálených cihel, které se vyztužovaly rákosovými rohožemi. A jednotlivé stupně dosahovali až výšky 15 m, ale trvanlivost těchto staveb byla dosti omezená. Dalším zajímavým příkladem je údajný biblický zikkurat Etemenanki v Babylónu z roku 1130 př. n. l., který se měl skládat ze sedmi stupňů, a měl být údajně vysoký až 75 m. Výzkumy odhalily, že napětí v základové spáře bylo 1500 kPa a vše bylo v měkké zemině, kde blízké stavby sedaly až o několik metrů. Další využití bylo na protipovodňové valy v okolí závlahových systémů a na opevnování sídel z důvodů ochrany. Byla dlouhá doba, která nic zásadnějšího nepřinesla a výrazné oživení technologie nastalo až s příchodem průmyslové revoluce. Již s příchodem 17. století přišel obrat související se změnami ve válečnictví. Tedy se začaly masivní hradby nahrazovat polygonální fortifikací

s vysunutými baštami. Nový systém a potřeby racionálního opevňování přispěly ke vzniku mnoha nezbytných teorií, které v té době přinášely významné osobnosti. Teorie byly podpořeny zkušenostmi z praxe. Ukázkou byl geniální francouzský vědec Charlese Augustina de Coulomb. Pracoval sice jako běžný armádní inženýr na výstavbě různých opevnění, ale byl nadán k pronikavému pozorování a přemýšlení nad okolním světem a nad tím, co dělá. Roku 1773 stanovil teoretického základu statického navrhování opěrných konstrukcí, když zavedl pojmy, jako jsou: úhel vnitřního tření, soudržnost zemin, aktivní a pasivní tlak. Tyto pojmy později vytvořily samostatnou geotechnickou vědu. Další legendou je německý stavební inženýr Christian Otto Mohr, který Coulombovu teorii zobecnil v 19. století a zobrazil ji grafickým vyjádřením kritické kombinace normálového a smykového napětí při porušení zemin a toto Mohr-Coulombovo kritérium je stále jedním ze základních vztahů geotechniky. [9]



Obrázek 38: Původní skica Augustina Coulomba z roku 1773 znázorňující teorii působení tlaku klínu zeminy za opěrnou zdí. [9]

K důležitým přínosům této doby dospěl i skotský inženýr William J. M. Rankin s teorií o maximálních zemních tlacích z roku 1857 a francouzský matematik a zároveň fyzik Joseph V. Bousinesq přišel s teorií o pružném poloprostoru v roce 1885. Generace těchto inženýrů se dlouho nedočkala svých pokračovatelů. Až před polovinou 20. století, kdy po Coulombovi vznikla silná skupina specializovaných geotechnických vědců vedených slavným profesorem Karlem Terzaghim. V této době bylo význačné, že teorie se úzce potkávala s praktickým využitím, což je asi hlavní

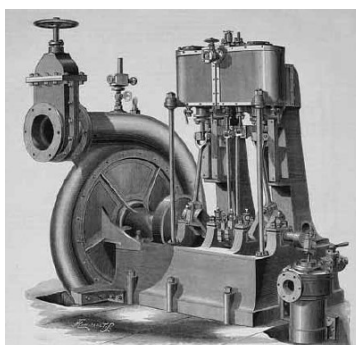


rozdíl s dnešními dny, kdy si akademici s vyhraněnými praktiky přestávají rozumět, a to vede ke dvěma odchýleným směrům poznání. [9]

### **2.7.2 Hloubkové odvodnění**

Jeden z největších problémů na stabilitu stěn výkopů je přítomnost podzemní vody. Pozorování velkého rozdílu v chování vodou nasycené a vodou nenasyčené zeminy přivedl stavitele na metody odvodňování stavenišť. Vzniklo tedy odvodnění povrchové a hloubkové. Mezi nejrozšířenější metody patřily pro povrchové odvodnění kopané sběrné jímky a pro hloubkové hloubené studny. Nejzásadnější bylo zajistit na krátkou dobu, co nejefektivnější způsob odčerpávání v závislosti na odhadovaném přítoku v místě stavby. Z počátku se vybírání provádělo džbery za pomoci snadno dostupné otrocké práce. V dalších stoletích přicházely nové vynálezy čerpadel a pohonů v podobě zvířecích, pomocí vody či větru, ale v oblasti odvodnění staveb jejich nástup nebyl nějaký výrazný. Větších inovací se dosáhlo pouze v hloubkovém odvodnění, a to z důvodů důlní těžby, která by jinak ve zvodnělém místě byla ohrožena. Počátkem 18. století vzrostla potřeba dopravní infrastruktury. A to musela splnit hlavní požadavek, že musela být co nejkratší a nejrychlejší, což stavby přivedlo často do velice nepříznivých podmínek, které souvisely mimo jiné i s efektivnějším odčerpáváním podzemní vody. V té době byla už k dispozici mechanizace na vrtání hlubokých studní i kvalitní čerpací technika. Chyběly ovšem efektivní způsoby teoretických návrhů. K posunu došlo až v roce 1856, kdy francouzský technik Henry Darcy dosáhl pokroku v teorii proudění podzemní vody. V závěru života se věnoval výzkumu a experimentálně odvodil klíčovou rovnici pro filtrační zákon. Postupem času byla zobecněna a upravena dalšími vědci i pro uplatnění v zakládání staveb a stala se výchozím vztahem pro řešení průsaku v základové půdě. V poslední době se nejvíce řeší v této oblasti preferenční cesty průsaku. Hloubkové odvodnění tedy postupem času vykrystalizovalo v další specifickou geotechnickou disciplínu inženýrského stavitelství. Nová disciplína se potýkala hlavně se složitými podmínkami v kombinaci s řešením různých těsnících konstrukcí, jako jsou například ražené štětové stěny, které zamezují průsak nebo přítok podzemní vody. V 19. století přišly další inovace a vylepšení. Začaly se používat ražené jehlofiltry pro písky, které se později vylepšily i o vakuové čerpání. Mezi zajímavé metody patřila metoda osmotického odvodnění. Při

výstavbě berlínského metra v hlubokých otevřených jámách ve zvodnělých mocných pískách se stala metoda hloubkového odvodnění zcela zásadní. Metoda se zde tak propracovala, že se místní použití stalo učebnicí pro další realizace. Na našem území se metoda odvodnění a související nasazení strojního čerpání nejvíce uplatnila u poříčních staveb. Strojní čerpadla byla poprvé využita na stavbě Negrelliho viaduktu v Praze roku 1846. Provádění zajišťovala firma Lanna. Na této stavbě se také přešlo od šlapacího pohonu k parní síle. Od této doby se metoda bleskově rozšířila a velmi rychle se stala na stavbách rutinní záležitostí. [9]



Obrázek 39: Typické odstředivé čerpadlo modelu Invincible firmy Gwynne pro stavební účely z roku 1875 [9]

### 2.7.3 Čerpání a čerpadla

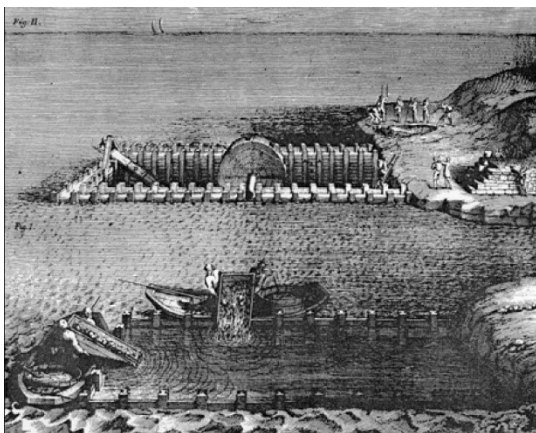
Čerpání vody se přirozeně vyvíjelo dle potřeby a použití vody. Na začátku, když se voda vybírala ze studny, stačilo samozřejmě jen pomocí kýblů. Nebylo zvláštní, že čerpání zaměstnávalo 300 lidí, kteří nahrazovali dnešní 30 kW motor. S rozvojem závlahových systémů už toto řešení bylo nedostatečné. Zpočátku v Mezopotámii a Egyptě se využívalo hlavně gravitace k manipulaci s vodou. Ale zhruba od roku 3000 př. n. l. se začalo s používáním vahadla. Potřeba vody v zemědělství vedla k vynálezům čerpacích kol a pásů s nádobami na lidský či zvířecí pohon v roce 500 př. n. l. V pozdním starověku se vynalezl takzvaný Archimédův šroub, který čerpal i kaly, což je předchůdce rotačních čerpadel. Následoval vynález řeckého učenice Ctesieuse v roce 250 př. n. l., který vynalezl pístovou dvoučinnou pumpu, která je předchůdcem přímočinných čerpadel. Tyhle jen lehce inovované typy čerpadel sloužily pro stavební a báňské potřeby řadu staletí a hlavní pohonem byla voda. Do 15. století se s čerpadly nic významnějšího nestalo, dokud se neobjevil princip odstředivého čerpadla. A začaly postupně přibývat nápady, ale nejvýznamnější posun nastal s příchodem průmyslové

revoluce v 18. století. Dnes jsou známy na tisíce čerpadel. Pro účely speciálního zakládání staveb se stala nejpoužívanějším k čerpání kapalin, suspenzí a kalů právě odstředivá čerpadla. V roce 1851 začal angličan John Gwynne prodávat první funkční čerpadla na parní pohon. Odstředivá horizontální čerpadla se stala nejpoužívanějším prostředkem odvodnění ve stavebnictví. V roce 1916 přišel s důležitým vynálezem vertikální modifikace jako elektrického ponorného čerpadla arménský inženýr Arměj Sergejevič Arutomov. Čerpadlo se stalo nepostradatelným pro naftařský průmysl. Pro stavebnictví modifikoval a vylepšil v roce 1946 vynález ponorného čerpadla švédský inženýr Sixten Englesson ve švédské firmě Flygt, která je nejznámějším typem. V oboru speciálního zakládání staveb byl významný a zásadní pokrok v objemovém čerpání těžkých kalů a injekčních směsí. [9]



*Obrázek 40: Obvyklé uspořádání čerpání z jímky pro nábrežní zeď [13]*

## 2.7.4 Zakládání v návodních jímkách



Obrázek 41: Z Vitruviova desetidílného díla o architektuře z 1. století př. n. l. – znázornění alternativní metody odčerpání vody z vnitřku dvojitých pažících stěn Archimédovým šroubem pro zhotovení základů [9]

Metoda speciálního zakládání staveb, která se historicky ihned ujala mezi jasné představitele dané problematiky. Na počátku byly první typy jímek tvořeny hlavně jako sypané zemní hráze. Podstatnou inovací bylo později kombinování s pažením hráze beraněnými pilotami. Výrazně přispěla k lepší efektivitě i takzvaná dvojitá jímka, která umožňovala z obou stran ochranu vnitřního těsnícího jádra z jílovité zeminy. Metoda vycházela z principu vzájemně se dotýkajících beraněných pilot, které později nahradily přitesané desky, které byly předchůdci dnešních ocelových štětovnic s těsnými zámky. Už ve starověku se metoda používala. V podmínkách silně proudících vod se vymyslely srubové jímky z těžkých trámových roštů zatížených násypem z kameniva. S příchodem průmyslové revoluce, ale už přišla éra velkopřůřezových ocelových štětovnic nebo konstrukcí sestavených z návazných komorových jímek ze štětovnic. Ocelové štětovnice posunuli tuto metodu skokově jinam. Zlepšila se hlavně efektivita této technologie, která v horších geologických podmínkách při používání dřeva byla zoufale neúčinná. Příkladem toho je stavba Karlova mostu. V Čechách byly použity štětovnice poprvé ze starých kolejnic pro jímky pilířů mostu v Miřejovicích na Vltavě v roce 1901. Skutečné štětovnice se začaly používat až v roce 1913 na stavbě říčního stupně na Labi v Kolíně. Ve Vítkovicích se štětovnice typu Larssen začaly vyrábět v roce 1932. V druhé polovině 20. století se dokázaly již vybudovat jímky z jednotlivých velkopřůřezových komůrkových prvků,

především ocelových rour, které spojovaly vodící zámky. A ve 21. století se už budují obrovské námořní jímky z ocelových trubních prvků klidně i o průměru 20 m. [9]

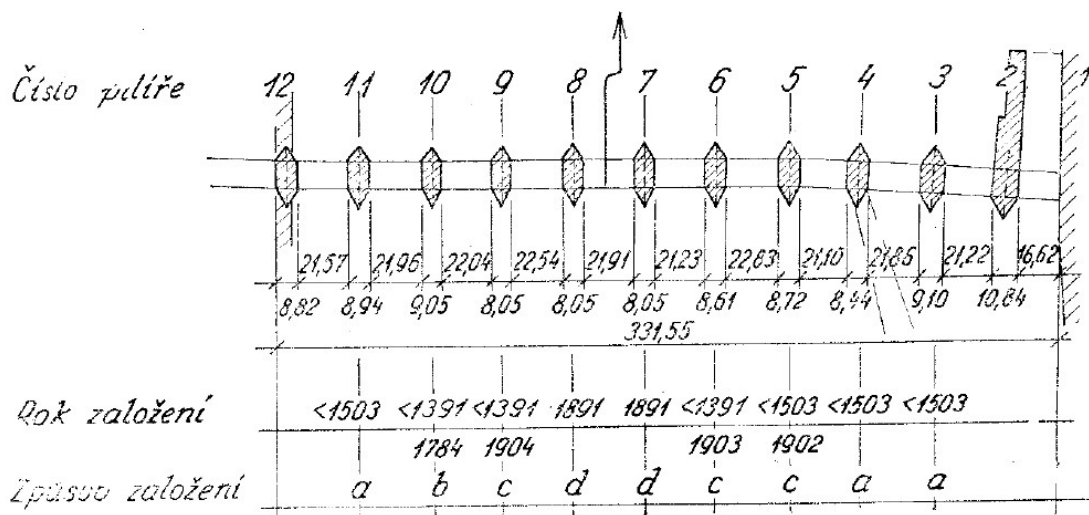


*Obrázek 42: Rozpíraná štětová štětová jímka na Dunaji těsněná ve dně tryskovou injektáží [9]*

### **3. Významné stavby na našem území**

#### **3.1 Historie Karlova mostu**

Každá stavba je zakládána technikou odpovídající době výstavby. Žádné stavby nejsou trvalé a je potřebné je neustále udržovat a po delší době i rekonstruovat. Vývoj a způsoby zakládání staveb ukazuje historie výstavby Karlova mostu. [10]



Obrázek 43: Stav založení návodních pilířů Karlova mostu v Praze roku 1967: a – skříň, b – skříň, část na nízkém pilotovém roštu, c – skříň, kolem kesonový věnec, d – dva kesony. [9]

Karlův most byl stavěn v letech 1357-1391 a má 16 klenb o světlosti 16,62 až 23,38 m. Zakládání pilířů mostu ve 14. století a jejich následné opravy v 15. století dle předpokladů neprobíhalo v jímkách. Předpoklad je založen na technologii založení mostu v Roudnici, kde se pilíře zakládaly na skříně ve tvaru lodí. Dno skříně bylo sestavené jako dřevěný nízký rošt. Skříně se svázaly na břehu, a potom se na místo založení připravily a před samotným umístěním se musela budoucí základová spára ručně urovnat a připravit na postupné potopení skříně. Takový způsob ovšem nemohl být prováděn do hloubky větší než 1 m. Zakládání bylo závislé na stavu vody v řece. Předpoklad založení na skříních dokládá i nález nízkého roštu, který byl nalezen při spouštění jednoho z kesonů během zabezpečování pilíře č. 5 a z výsledků sondování v roce 1967. Most během své historie zasahovaly ničivé povodně, a proto jsou pilíře zakládány různými způsoby, jak je vidět z obr. č. 43. Krátce se zmíním o povodních v historii mostu a jejich následcích. V roce 1784 při ledochodu byly podemlely pilíře č. 7, 8 a 10 a jejich opravy probíhaly již v jímkách. Povodeň v roce 1890 podemlela pilíře č. 7 a 8, ty se následně zřítily i s třemi přilehlými klenbami. Pilíře č. 7 a 8 byly založeny na kesonech. V letech 1902–1904 se budovali kesonový věnec u pilířů 4, 6 a 9. Věnec se skládal ze 7 kesonů o šířce 2,5 m. Vzdálenost mezi lícem kesonu a pilíře se dodržela vzdálenost 4 m, aby se kesonováním pilíře nepodebraly. Dno řeky mezi kesony a pilíři je chráněno betonovou deskou, která se zrealizovala v plechové jímce

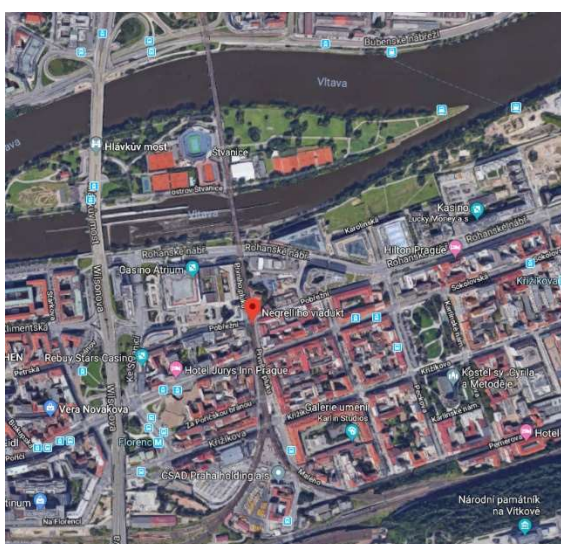
nasazené na kesony. Koruna kesonů byla zarovnána se dnem Vltavy kolem pilířů. Stručně popsáno, ale pro představu, jak stavby píšou dějiny je tato kapitola dostačující. [10]

### 3.2 Historie Negrelliho viaduktu

Karlínský viadukt byl postaven jako součást drážďanské větve projektu Severní státní dráhy Olomouc – Praha – Drážďany, o jejíž stavbě rozhodlo ředitelství státních drah v roce 1842. Jednalo se o druhý pražský most postavený přes Vltavu. Stavba byla nutná pro pokračování Severní státní dráhy z Prahy do Drážďan. Viadukt tvoří spojení Masarykova nádraží a Bubnů a odděluje nové město od Karlína. [21]



Obrázek 44: Historická mapa Prahy



Obrázek 45: Současná mapa Prahy

Se stavbou mostu se začalo od jara roku 1846 a dokončen byl v roce 1849. Na stavbě se podílelo 3000 dělníků různé národnosti a stavební náklady dosáhly jednoho a půl milionu zlatých. Uvedení do provozu proběhlo 1. června 1850. Stavbu měl původně vést Jan Perner, který nejspíše naprojektoval niveletu trasy železnice na mostě, ale zemřel v roce 1845, a tak svůj návrh nemohl postavit. Pověřen stavbou byl tedy František Kazda a dokončení díla je spojeno s vrchním inženýrem Kajetánem Köbem. Jméno ovšem nese po vrchním inspektorovi, kterým byl Alois Negrelli, kterému je také připisáno autorství projektu. Stavební práce byly prováděny firmou Bratří Kleinů a Vojtěcha Lanny. Délka mostu je uváděna v rozmezí 1 110 až 1 120 m. Most je dnes tvořen z neuvěřitelného počtu 100 kleneb. Mimo klenby tvoří most také soumostí i další, novodobější typy konstrukcí v místě křížení s ulicemi Pernerova, 1. Pluku, Křížíkova a Bubenským nábřežím a v místě bývalé uhelné koleje na dnešním autobusovém nádraží Na Florenci. Velkou inženýrskou předvídavost dosáhla stavba kvůli své výšce, ta byla navržena natolik prozíravě, že stavba odolala všem velkým povodním v historii. Projekt byl upraven v závislosti na povodni v roce 1845, která ovlivnila konečné parametry viaduktu, a to především niveletu trati, výšku oblouků a pilířů. Původně most tvořilo 87 kamenných kleneb. Z toho bylo osm kleneb nad rameny Vltavy, kde je největší světlost až 25,3 m. Ostatní klenby mají světlosti od 6,39 – 10,75 m. Pilíře mostu byly zbudovány z lomového opukového kamene loženého na maltu, s lícovým zdívem z pískovce. U kleneb přes Vltavu byl líc pilířů zbudován ze žulových kvádrů. Klenáky přes Vltavu jsou žulové a zbytek je z pískovce. [21]



Obrázek 46: Historická malba Negrelliho viaduktu [21]

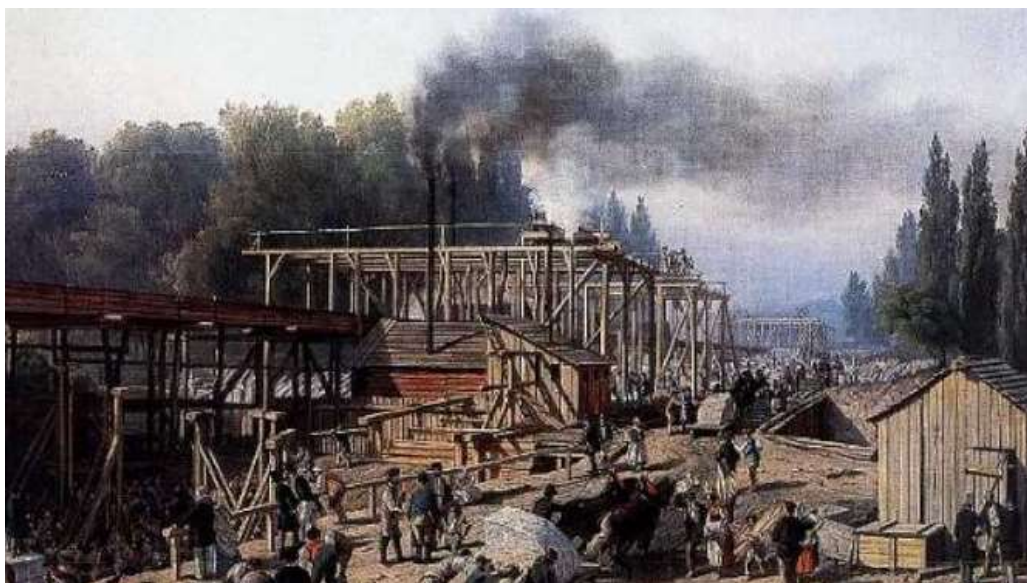


### 3.3 Založení Negrelliho viaduktu

Masivní pilíře byly založeny na mohutných dřevěných roštech nebo dřevěných pilotách. Při sondách a průzkumech před jeho současnou rekonstrukcí se zjistilo, že bylo použito i měkké dřevo. Piloty se beranily pomocí tzv. tahacích beranidel, které zvedaly ruce dělníků, protože první parní beranidlo pořídil Lanna až v roce 1891. Založení bylo přímo na skále, pokud byla v základové spáře zastižena. [21]

Pro jímky v řečišti Vltavy se používaly štětovnice, hranoly ze dřeva, které měly klínovitou špičku opatřenou plechem takzvanou botkou. Další součástí štětové stěny byly vodící piloty kruhového profilu, které nesly kleštiny. Mezi kleštiny byly následně beraněny jednotlivé štětovnice. Otvory vznikající mezi štětovnicemi z důvodů nerovnosti dřeva se těsnily koudelí a tvrdými klínky. I když bylo pro těžkou ruční práci dostatek ochotné a levné pracovní síly, při zakládání pilířů Negrelliho viaduktu se už využívalo síly páry, zejména k čerpání vody z jímek, jak už bylo uvedeno v předchozích kapitolách. Parní stroje byly ukryty v dřevěných kůlnách a byly spojeny korečkovými či šroubovými čerpadly. Pro představu každé z nich mělo výkon 12 kW. [21]

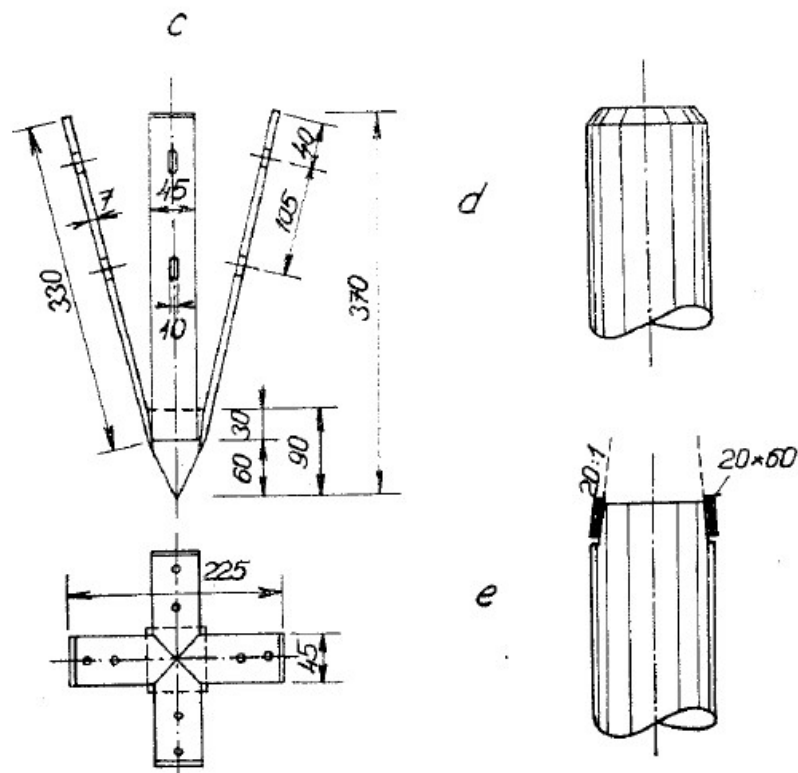
Tehdejší tisk uvádí, že parostroje mohly pohánět i mlýny na vápno a beranidla. O klasické parní motory v podobě kompaktní lokomobily, které jsou známy až z pozdějších let, ale konkrétnější informace o těchto strojích firmy Lanna se nepodařilo dohledat. Kameny pro stavbu mostu byly dopravovány po řece, pro jejich přepravu na místě byly používány kolejové vozíky, které byly dopravovány ručně. Dalším pomocníkem byly ruční stavební zdvihadla. [13]



Obrázek 47: Olejomalba K. Grolla zachycující výstavbu Negrelliho viaduktu [13]

### 3.4 Zakládání na dřevěných pilotách

Dřevěné piloty mají upravenou patu a hlavu. V dnešní době jsou používány hlavně u provizorních staveb. Pro trvalé stavby se hodí jen na místa, kde budou trvale pod hladinou vody a jsou tak chráněny před hnitím. Ve zvláštních případech se dá použít impregnované dřevo, nastavované, s příložkami a sešroubované. Nejlepší dřevo pro piloty je dubové, ale cenově poměrně nedostupné. Tedy se užívá borové, smrkové a jedlové dřevo. Výborné jsou tropický mahagon a teak, které se používají na piloty v námořních přístavech. Minimální tloušťka dolního čela je 250 mm. Střední tloušťka, která rozhoduje o výpočtovém zatížení, vychází z tloušťky dolního čela. Tloušťku 250 mm lze pro představu získat ze 70 let starého smrku, který je hodně těžké obstarat. Pata piloty je opracována do špičky pro zeminy, kde pilota špatně vniká do podloží při beranění se špička opatřuje ocelovou botkou. [10]



Obrázek 48: Opracování a kování dřevěné piloty: c – botka, d – okosení hlavy, e – zděř [10]

### 3.5 Zakládání za pomoci štětových stěn

Štětová stěna je souvislá stěna vytvořená štětovnicemi, které se svisle beraní těsně jedna vedle druhé. [11] Jejím účelem je zachytit vodní tlak, zemní tlak nebo jejich kombinaci. Jejich uplatnění, které je pro moji práci nejzajímavější, je na provádění jímek. Druhé použití je na těsnění stavební jámy pod úrovní hladiny podzemní vody, a tím vzniká takzvaná těsněná jáma. [12] Další výhodné použití je v místech, kde nám zaleží na co nejmenším sednutí v okolí stavební jámy např. stavby podél budovy nebo stavbách kolem železnice. Aplikace štětových stěn je všude, kde máme co dělat s vodou. Dále např.: nábrežní zdi, stěny plavební komory, ochrany proti podemletí mostního pilíře, stěny podzemních drah a další. [14]

Štětovnice jsou dřevěné, ocelové nebo železobetonové. Použití dřevěných štětovnic není nijak významné a doporučuje se je používat maximálně do hloubky 3 m, ale patří mezi nejlevnější materiál, který ovšem použijí pouze jednou. Ocelové štětovnice jsou naopak mnohem vhodnější a jejich aplikace je rozsáhlejší, ale naopak jsou ekonomicky mnohem dražší, aby se vyplatily, tak se musí použít několikrát. Což

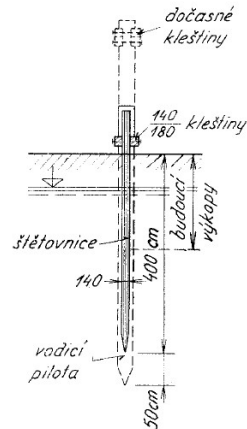
je možné, protože se v naprosté většině po ukončení pracovního procesu dají vytáhnout. Poslední materiálový typ štětovnic jsou železobetonové, které se lámají mnohem častěji a jejich aplikace je možná pouze v proberanitelných rašelinitých zemínách či pískách, kde je lze vplachovat. [10]

Návrh štětové stěny je závislý na několika parametrech. A ty jsou: druh zeminy, hloubka jámy a způsob podepření stěny. Druh zeminy mění odpor proti beranění, dle kterého se volí typ štětovnice. Mohou nastat různé situace v závislosti na zemině, třeba v písčité je třeba přemoci tření podél štětovnic a v zemině štěrkovité zase dosáhnout odsunutí větších valounů z osy zaražené štětovnice. S hloubkou jámy se zvětšují tlaky na stěnu, a proto se válcuje od každého druhu ocelových štětovnic několik velikostí. Největší hloubka, do které se dá normálně beranit je 20 m. Rozepření štětových stěn je obdobné jako u roubení. Roviny rozepření umísťují v takové vzdálenosti takové, aby se nepřekročilo dovolené namáhání stěny, která je rozpěrami podepřena jako spojitý nosník. Ve velkých jámách, které nejdou rozpírat, se podpírá štětová stěna ponechanou hrázkou rostlé zeminy. Ocelové stěny se vždy počítají. Trvalé štětové stěny je nutné vždy ochránit proti korozi. Nad vodní hladinou chráníme nátěrem, a pod vodou se nabíjejí elektrickým proudem pomocí tzv. katodické ochrany. [10]

Stavba štětových stěn se provádí pomocí beranů zavěšených na lanu nebo připevněných na beranidle. V menších hloubkách beranění probíhá na jeden záprah. U hloubek 4–8 m se provádí beranění postupně. Při větších hloubkách se při beranění pomáhá vplachováním pro lepší vnikání štětovnic. [10]

### **3.5.1 Dřevěné štětové stěny**

Skládají se z dřevěných štětovnic, vodících pilot a dvou párů kleštín.

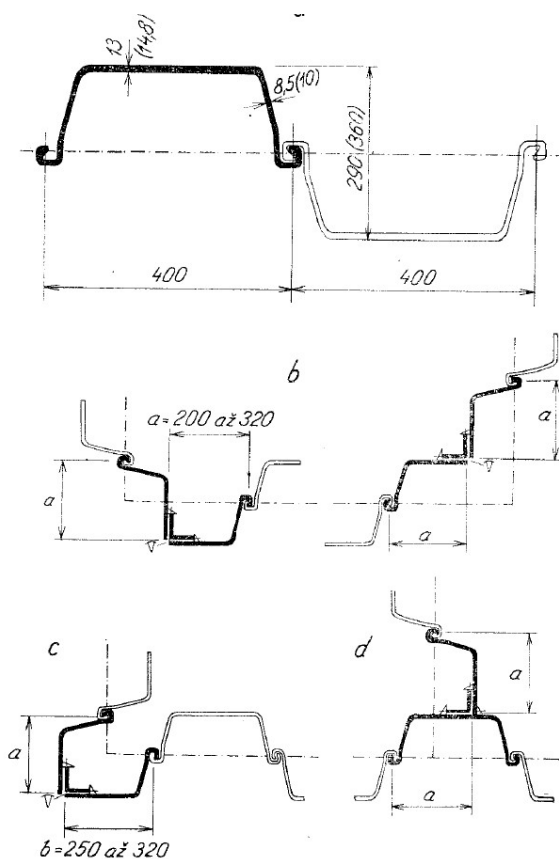


Obrázek 49: Dřevěná štětová stěna [10]

Štětovnice se realizují z hranolů o tloušťkách 100–180 mm. Jsou z borového dřeva, které se několik dní před použitím namáčí. Hlava hranolů se zkosí nebo opatří zděří, tj. objímkou z páskové oceli. Špička bývá obvykle tupá, ale v různých těžších zeminách se opatřují klínem, a dokonce se někdy opatří i plechovou botkou jako piloty. Hranoly se přikládají na sraz a spára, která vznikne vlivem nepřesností práce o šířce 1 cm, se těsní koudelí utaženou klíny. Do ulehle zemin a do hloubky 1 m lze beranit štětovnice o tloušťce 100 mm, do 2 m okolo 140 mm a do hloubek 3 m asi 180 mm. Pro zlepšení těsnosti se používají dvojitě štětovnice, které se skládají z dvou sešroubovaných nebo sbitím dvou fošen o tloušťce 38–100 mm. Trojitě štětovnice už svojí těsností dosahují rovnocenných hodnot jako ty ocelové, ale problém je v obtížnosti beranění. Jako vodící piloty jsou nejčastěji používány kuláče, které jsou dvojnásobné tloušťky štětovnic, takže mají průměr 20–25 cm. Jsou zaráženy 2–3 m od sebe a o 0,5 m hlouběji než štětovnice. Do ulehle zemin (hrubého šterku) se jako vodící piloty používají kolejnice vysoké 125 mm, na kterých se před beraněním vyková špička. Kleštiny jsou pár hranolů o rozměrech nejméně 120 x 140 mm, které se zapustí do pilot a přišroubují. Při beranění rovinné stěny se umísťují dva páry kleštin. První pár se umístí ve výšce seříznutí a ten druhý 1,5 metrů pod prvním. Tedy v hlubší vodě je sešroubuje potápěč nebo se přiloží nad vodou, a potom se sesunou dolu a z lodě došroubují dlouhými násadovými klíči. [10]

### 3.5.2 Ocelové štětové stěny

Stěna je složená z jednotlivých kusů ocelových štětovnic, které se spojují na zámky. Výhodná je jejich nízká tloušťka, která je okolo 10 mm a snadno se zarážejí do zeminy. Dokážeme je beranit i do hloubek přes 20 m. Vyrábí je spousta výrobců. Pro výběr vhodné štětovnice je nejdůležitější především modul odporu a průřezová plocha. Mezi nejčastěji používané patří štětovnice tvaru U, které mají označení Larssen, které mají po obou stranách profilu stejný zámek. Sestavení štětové stěny probíhá postupným podélným zasouváním jedné štětovnice do druhé, přičemž sousední štětovnice se kladou střídavě vždy jedna nalevo a druhá napravo od osy stěny. Většina průřezů má mezi středy zámků šířku 400 mm. Změny půdorysného tvaru lze dosáhnout několika způsoby. Proveďte se oblouk poloměru 4 m nebo náhlou změnou směru pomocí speciálního kusu zvaného nároží. [10]



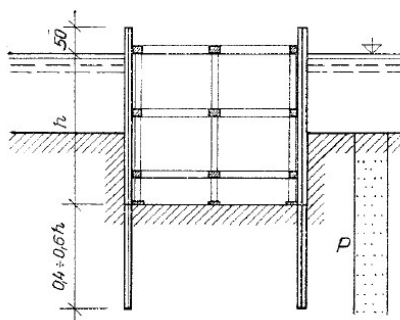
Obrázek 50: Larsenky: a – normální profil III n (IVn), b, c – nároží, d – odbočka [10]

Pro připojení odbočující stěny se vyrábí odbočka. Mezi další profily patří třeba lucemburské štětovnice Belval Z. Statickou výhodou je, že mají zámky nejvzdálenější

od osy stěny, a lze tak počítat s plným průřezovým modulem, který nezávisí na délce zaberanění, a proto jsou výhodné pro těžké beranění. Dalším typem jsou ploché štětovnice Belval P. Jsou výhodné, protože se při namáhání tahem neprotahují jako zalomené stěny tvaru U. Jsou vhodné pro válcové jímky a zámky vydrží tah až 200 MPa na 1 m výšky stěny. Trvanlivost ocelových štětových stěn je dána hlavně prostředím, kde se nacházejí. Běžná rychlost porušování je menší než 0,2 mm za rok a štětovnice o tloušťce 10 mm vydrží v mírném pásmu 80 let a v tropech 70 let. Ve slané vodě je trvanlivost o něco menší. Při použití přísad do oceli jako je měď se rychlost rezavění zmenší na polovinu, také existují speciální oceli USS COR-TEN-A, ale v trvale vlhkém prostředí nemají žádný vliv. [10]

### 3.6 Jímky

Jímka je dočasná konstrukce, která ohrazuje vodotěsně stavební jámu při zakládání ve vodě. Po dostavění jímky lze vodu vyčerpat a budoucí stavbu zakládat v suchu. Po dokončení základů stavby se jímka zaplavuje a odstraňuje, aby nepřekážela a prvky jímky se daly dále použít. Jímka musí mít schopnost odolat vodnímu a zemnímu tlaku, přítoku vody do jámy, a to povrchové i podzemní. Jímky patří k nepoužívanějším metodám speciálního zakládání staveb, které se používají pro zakládání ve vodě. Je to dáno hlavně ekonomikou konstrukce, protože jednoduchá ocelová štětová stěna patří k nejlevnějším variantám. [10]



Obrázek 51: Jednoduchá ocelová jímka [10]

Druhy jímek jsou opět děleny dle materiálu, ze kterého jsou postaveny. Pro účely jímek se používá zemina, dřevo, ocel a beton. Zemina se používá v případě tzv. hrázových jímek, které jsou tvořeny nasypanou hrází ze zeminy do vody. Jejich použití je do výšky vzduť vody asi 3 m a na málo propustném dnu, a také pro velká vzduť,

kde nelze jiné jímky aplikovat. Dřevěné jímky se skládají z podpěrné dřevěné části a z těsnící zeminy. Tabulové jímky se používají jako náhrada hrázových jímek, tam kde je málo místa pro založení. Na propustném dnu se používají beraněné. Oba způsoby jsou navrhovány do vzduť 3 m. Pro větší vzduť okolo 20 m se používají srubové jímky, které jsou vhodné pro balvanité dno. Nejlepší na beranění jsou ocelové jímky, které nacházejí svojí aplikaci v hloubkách 3–10 m, a pro větší vzduť jsou vhodné válcové jímky. Na skalnaté dno se hodí betonové jímky skládající se z betonových stěn. [10]

Konstrukce jímek je závislá na několika parametrech. Navrhuje se dle výšky vzduť, složení dna, rozměrů jámy a dle doby trvání jímky. Písečné dno, které se v proudu stává pohyblivým, vyžaduje vetknutí konstrukce do velké hloubky. Nejvíce se zde uplatní ocelová jímka a pro menší dimenze vzduť i beraněné dřevěné. Při jílovitém dně se používají jímky, které jsou lehké a mělce zaberaněné, nebo hrázové a tabulové. Skalnaté dno vybízí k použití hrázových, srubových, válcových nebo betonových jímek, protože vlivem vodního tlaku nedochází k posunu po základové spáře. Rozepření je u jímek malých půdorysných rozměrů ve vodorovném směru. U velkých jímek se nedá rozepřít vodorovně, a proto se volí konstrukce, která je stabilní bez rozepření. [10]

## **4. Návrh jímek u pilířů**

Návrh jímky se skládá z řady faktorů ovlivňující její budoucí funkci, stabilitu a technologii výstavby. V rámci praktické části práce se budu zabývat jímkou pro založení Negrelliho viaduktu ve Vltavě.

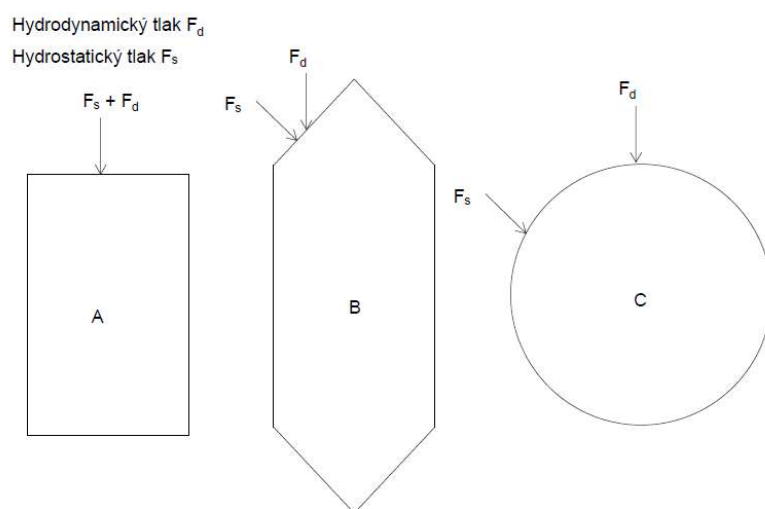
### **4.1 Tvar jímky**

Jímka z hydraulického hlediska tvoří zúžení původní koryta, které způsobuje změny v režimu proudění, má za následky výmoly dna řeky podél jímek a může dokonce podélnou část jímky podemlít. A právě tvar jímky hraje podstatnou roli ve zmenšení výmolů, takže se hledá hydraulicky nejvýhodnější tvar. Tedy tvar, kdy se výmoly tvoří v bezpečné vzdálenosti od jímky a potřebné opevnění dna řeky a jímek je minimální. [15]



Výpočet hydraulicky výhodného tvaru se provádí pomocí metody Bernadského, kde se řeší proudová síť nerovnoměrného proudění v řece. Tvar jímky, který vyjde z hydraulických výpočtů je třeba v laboratořích prozkoušet pro předpokládaný hydraulický režim. [10]

V případě Negrelliho viaduktu hydraulické výpočty neudělám a zvolím tvar na základě literatury, protože se v daném úseku Vltavy jedná téměř o stacionární chování vody.



Obrázek 52: Zjednodušené zatížení na jímku od účinků vody

Z obrázku je vidět, že v případě tvaru A působí výslednice zatížení kolmo na stěnu, takže jedná se o plné zatížení na konstrukci pro ušetření a menší zatížení konstrukce jsou výhodnější tvary B a C, kde se účinek proudící vody nebo vlnobítí rozloží do složek a nejedná se už o plné zatížení. Ovšem za předpokladu, že zkosená hrana jde proti působení zkoumaného zatížení. Volím tvar B, protože je staticky výhodný a jelikož se jedná o pilíře ve tvaru obdélníku, tak je i na využití prostoru v jímce výhodný. Dobré je i dodržet zásadu, že zúžení řečiště od jímek může být maximálně okolo 1/3 průtočného profilu. Ale platí spíš pro rozsáhlé jímky pro vodní elektrárny apod. Štětová stěna bude odsazena od půdorysu pilíře alespoň o 2 m. Úhel zkoseného rohu (špice), který je situován proti směru proudu bude  $75^\circ$  a na opačné straně  $90^\circ$ . [15]

## 4.2 Výška jímky

Musí se splnit hlavně požadavek, aby se voda přes korunu jímky buď vůbec nepřelila, nebo aby se přelila jen po překročení určité hladiny. K přelití jímky dlouhodobé dochází za povodně, když na ní není navržena, anebo dočasně při vlnobití. V našich řekách se budují jímky pro menší mostní pilíře na půlroční povodeň a pro větší na roční povodeň. Volím tedy návrh na roční povodeň. Nad úroveň návrhové povodně se volí u našich řek zvýšení o 200 mm. V případě blížící se povodně, na kterou jímka není navržena, se jímka záměrně napouští, aby nedošlo ke škodám na konstrukci. Výstavba vysokých jímek je drahá a časově náročná. Není tedy ekonomicky výhodně volit příliš vysokou pracovní vodu. Výšku lze snížit, když se založí celá stavba v sušším období a stavba nepřekročí půl roku. Důležitou připomínkou je, že se v žádném případě nesmí podkopat paty štětovnic. [15]

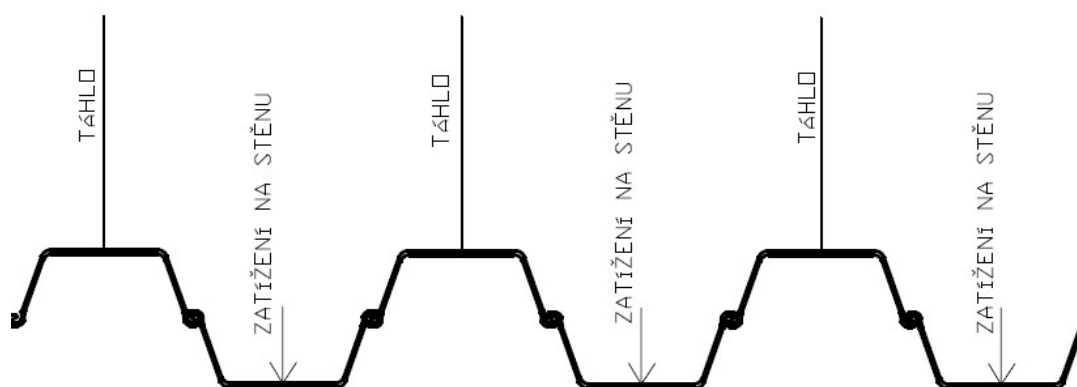
## 4.3 Konstrukce jímky

Navrhuji jímku z ocelových štětovnic VL 604 a pro historickou jímku zvolím dřevěné štětovnice z borového dřeva. Výška vzduší vodní hladiny se pohybuje při jednoleté povodni na úrovni 181,90 m n. m. Přidávám výše zdůvodněnou rezervu 200 mm, která stanoví úroveň koruny jímky na 182,10 m n. m. Maximální délka štětovnic bude 5100 mm. Štětovnice budou procházet vrstvou štěrku o mocnosti cca 1,50 m. Vhodné je před samotným beraněním štětovnic odstranit v místě budoucí jímky velké kameny, které by dělaly problém při pronikání štětovnic. Problém je, že stěnu se nepodaří zaberanit do únosné vrstvy poloskalní horniny R4 a R3, maximálně na několik desítek mm. Z toho plynou varianty konstrukce budoucí jímky.

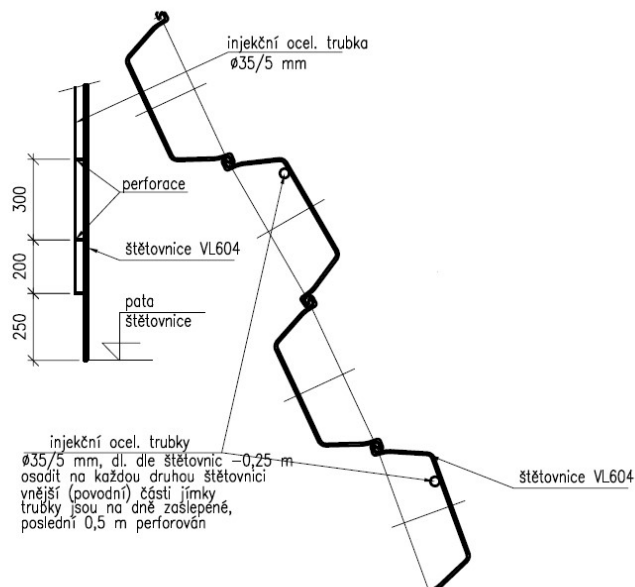
Dalo by se uvažovat o variantě s využitím jednoduché ocelové štětové stěny v kombinaci s využitím technologie tryskové injektáže. Při které by se ve vrstvě štěrkopísků dalo zrealizovat sloupy tryskové injektáže, které by vytvořily patu pro následně beraněné štětovnice. Vrstva štěrkopísků, ale obsahuje příliš velké kameny, a není tedy možné efektivně udělat sloup tryskové injektáže. Tato varianta je v tomto případně nevyhovující.

Nejlepší variantou konstrukčního řešení jímky je rozhodně nasazená, dvojitá jímka, která může být s rozepřením nebo bez rozepření. Dvojitá, nasazená jímka nám

zajistí jednak lepší stabilitu, když stěna nebude vetknutá, ale i zaručí lepší nepropustnost. Na takové výšce se musí počítat s rozepřením, ale to nám ukáže posouzení. Vzdálenost a rozepření dvou štětových stěn bude v horní úrovni zaručovat vodorovné táhlo a spodní část se rozepře šikmými táhly, anebo se v dnešní době prosazuje i ve spodní úrovni vodorovné táhlo. Pro případ šikmých táhel se musí beranit štětovnice už s osazenými táhly, které se po zaberanění spustí a přivaří k protější stěně. V případě vodorovného se pouze vyvaří otvor do štětovnice a po beranění potápěč osadí profil a sešroubuje, což je v dnešní době možná výhodnější, protože práce potápěče bude levnější než práce svářeče na poměrně složitém detailu pro první případ. Osová vzdálenost táhel by měla být každou třetí štětovnicí (po 1,0-1,2 m viz obr. č. 53). Na každou druhou štětovnicí vnější stěny se umístí injekční ocelové trubky po celé její délce, pro případ nedoberanění na požadovanou úroveň.

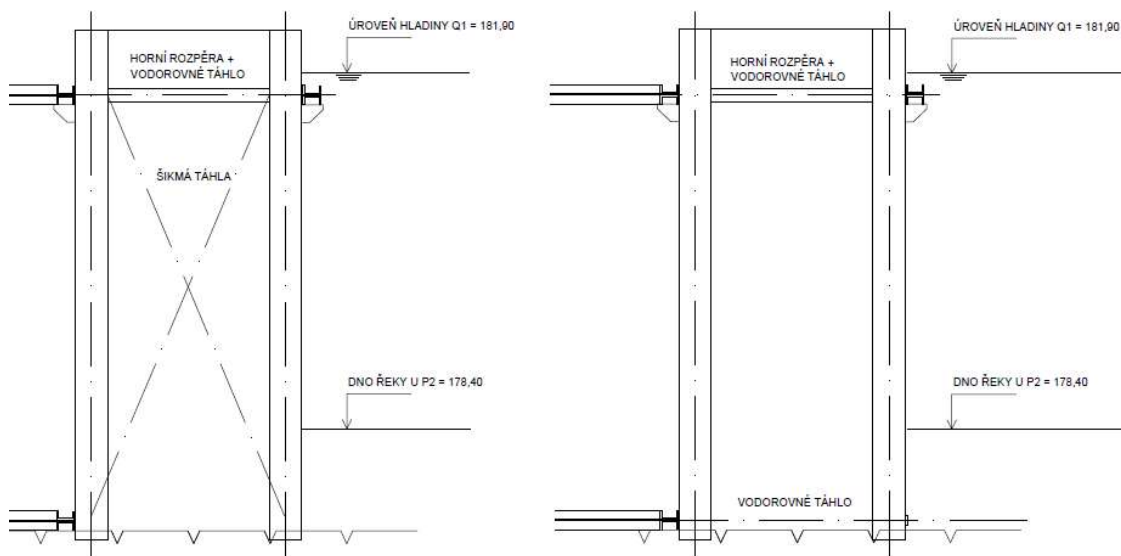


Obrázek 53: Schéma rozmístění táhel na štětové stěně 1,0 – 1,2 m



Obrázek 54: Injekční trubky pro injektáž při nedoberanění štetovnice

Šířka zásypu dvojitě štetové stěny se běžně určí jako  $0,8 - 1,0 \times$  výška vzdutí vodní hladiny, tedy pro variantu bez rozepření  $0,8 \times 5,2 = 4,2$  m a pro variantu s rozepřením  $0,8 \times 3,5$  m = 2,8 m, kde vypočtené hodnoty jsou vzdálenosti štetových stěn mezi sebou.



Obrázek 55: Schéma, kde na levé straně je varianta s šikmými táhly a na pravé s vodorovnými

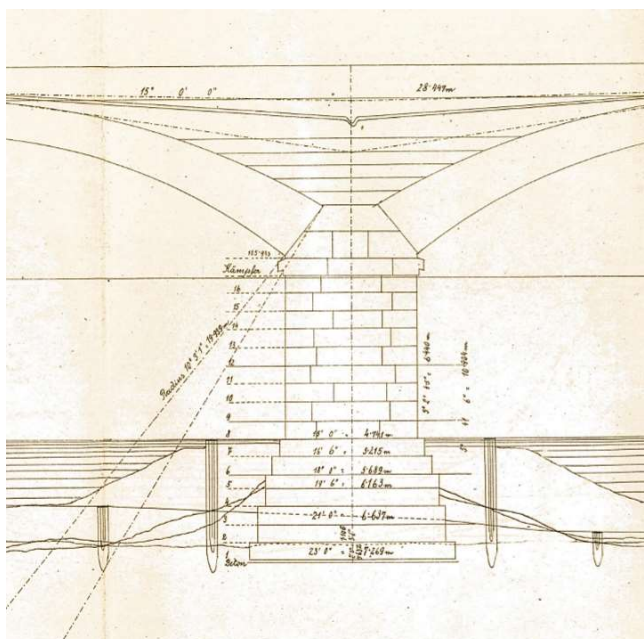
Šířka zásypu by měla zaručit, dostatečnou tíhu konstrukce pro nasazenou jímku. Jímka se vlastně bude posuzovat jako opěrná konstrukce.

U dvojitě, nasazené jímky budu posuzovat:

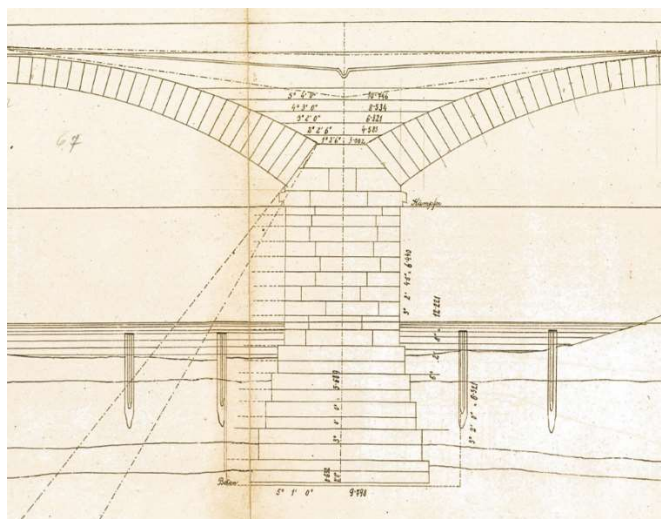
- Překlopení
- Posunutí v základové spáře
- Únosnost základové spáry

#### 4.4 Historické založení Negrelliho viaduktu pomocí jímek ve Vltavě

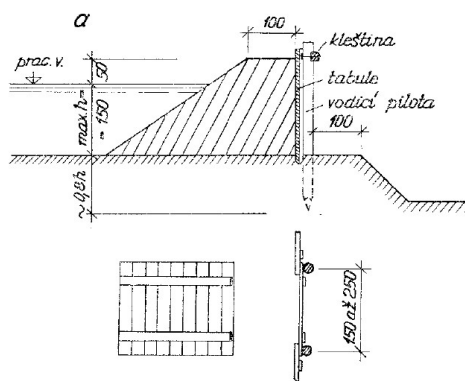
Dle podkladů z archivu byly jímky ve Vltavě z beraněných jednoduchých dřevěných štětovic. Skládají se ze štětových stěn, které se těsní zásypem těsnící zeminy na návodní straně. Navrhují se do vzduť 3 metrů. Dle výkresu z archivu byli jímky jednoduché. Vodící piloty mívajjí průměr 25 cm, kleštiny asi 140/180 mm, štětovnice o tloušťce 100–180 mm. U vyšších jímek se používá kromě těsnící hrázky na návodní straně i hrázka opěrná, která je na vzdušné straně. Z obr. č. 55 je vidět, že je použito dvou řad štětových stěn. Druhá krátká řada štětovic zřejmě zajišťuje těsnící hrázku. Udělám ještě jeden návrh a posouzení, který by byl možný, a to je dřevěná, nasazená, dvojitá jímka, protože něco takového naznačuje obr. č. 56. [10]



Obrázek 56: Na obrázku je vidět jímka pilíře Negrelliho viaduktu – A [21]



Obrázek 57: Na obrázku je vidět jímka pilíře Negrelliho viaduktu – B [21]



Obrázek 58: Jednoduchá tabulová jímka [10]

## 5. Statické posouzení jímky pro stavbu pilířů Negrelliho viaduktu

Statické posouzení bude netradiční, protože se jedná o již stojící most, ale v tomto teoretickém případě budeme pracovat s předpokladem nově stavěné konstrukce. Jeden předpoklad bude vycházet z teorie, že most budeme zakládat v dnešní době ovšem s technologií, která byla používána při skutečné výstavbě mostu a druhá teorie bude počítat se založením mostu v dnešní době a s dnešními technologiemi. Pro ulehčení návrhu a posouzení konstrukce nám pomůže již existující dokumentace [23]. Která nám přesně specifikuje, kde budeme pilíře zakládat a jejich půdorysné rozměry. Pro další získání informací o geotechnických poměrech využijeme

provedené geotechnické průzkumy [22]. Negrelliho viadukt je celkem rozdělen na 15 stavebních objektů (dále SO), které rozdělují viadukt na jednotlivé železniční mosty pro lepší přehled. Tedy železniční mosty, které jsou založeny ve Vltavě jsou SO 14-12 a SO 14-14. SO 14-14 Železniční most v ev. km 411,594 (N10) traťového úseku č. 0801 – Praha Masarykovo nádraží – Děčín hl. n., č. 1501 – Česká Třebová – Praha Masarykovo nádraží je založen v místě nejvyššího vzduší vodní hladiny Vltavy, a proto se ho bude týkat tento statický posudek. Most přechází přes levé Vltavské rameno mezi Bubenským nábřežím a ostrovem Štvanice.

### 5.1 Stručný popis mostu

Železniční most SO 14-14 jehož nosná konstrukce se skládá z pěti segmentových kleneb, které jsou kolmě uloženy vyzděny z žulového kamenného zdiva s pravidelným řádkováním. Rok výstavby mostu je dle MESu 1847. Most se skládá z pěti polí rozpětí 34,4 + 3x29,5 + 33,9 m. Délka přemostění je 142,235 m a celková délka mostu je 162,55 m s výškou 16,33 m. Výška mostu nad vodotečí je 11,58 m na  $Q_{norm} = 180,20$  m n. m. Šířka mostu je 9,65 m a v místě výklenků 15,25 m. Statický výpočet se bude jednat jímek u pilířů P1, P2, P3 a P4. Obě opěry mostní konstrukce se nachází na břehu a nebudou se jimi zabývat. [23]

Normální hladina vody ve Vltavě pod SO 14-14 je  $Q_{norm} = 180,20$  m n. m. Přičemž tyto konstrukce se navrhují na 1-letou vodu, tedy nás bude zajímat hlavně tato úroveň  $Q_1 = 181,90$  m n. m. Dno řeky u opěry O1, která se nachází na Štvanici je na úrovni cca 179,4 m n. m. a před touto opěrou je násyp s korunou na úrovni cca 183,2 m n. m. v šíři přibližně 3 m, který má sklon 1:1,5 do řeky. Dno řeky okolo pilíře P1 je na úrovni 179,0 m n. m., u pilířů P2 a P3 na úrovni 178,4 m n. m. a u posledního pilíře P4 na úrovni 179,2 m n. m. Před opěrou O2 na Bubenském nábřeží je železobetonová nábřežní zeď s korunou na 186,7 m n. m. [23]

Obě opěry mostu O1 i O2 a vnitřní pilíře P1 – P4 jsou založeny plošně v poloskalním podloží, a to na úrovních 177,60 m n. m. – O1, 178,70 m n. m. – O2 a pilíře P1 – P4 jsou základové spáry na úrovni cca 176,85 m n. m. Základové patky opěry O1 má půdorysný tvar obdélníka 15,0 x 15,7 m o výšce 2,0 m. Patky pilířů P1 –

P4 mají v základové spáře jednotný půdorys 7,25 x 16,25 m a jsou několika stupňové s celkovou výškou 4,0 m. [23]

## 5.2 Geotechnické poměry

Skalní podloží je tvořeno paleozoickými horninami náležejícími k pražskému ordoviku. Konkrétně pak pod mostem N10 lze očekávat jak vrstvy vinické, tak zejména vrstvy letenské. Povrch navětralého podloží je mezi opěrami O1 a O2 mírně mísovitě tvarovaný s tím, že povrch předkvartérního podloží je v rozmezí výšek 178,3 – 176,7 – 178,9 m n. m., nejnižší je u pilíře P2, přičemž deklarované základové spáry podpěr se mají nacházet prakticky na povrchu tohoto poloskalního podloží, nebo jsou do něj zahloubeny na hl. do 1,0 m. Nadloží je tvořeno fluviálními sedimenty terasového stupně IV b, nejnižší Vltavské terasy. Jsou to písky a štěrky, zvodnělé, ulehlé, na bázi s valouny a kameny. Mocnost této vrstvy podél levé strany pilíře P2 činí kolem 1,5 - 2,0 m. Na obou březích je současný terén tvořen mohutnou vrstvou navážek, tvořeno stavební sutí, hlínou a štěrkem. V poli mezi pilíři P2 a P3 je k dispozici jádrový vrt J16 prováděný ze dna řeky s ohloubní na kótě 177,80 m n. m. s tímto popisem [22]:

0,00 – 1,60	štěrk písčité, zvodnělý, ulehlý, G3/G-F
1,60 - 2,00	břidlice zvětralá, R4
2,00 – 6,00	břidlice zvětralá, R3

## 5.3 Nasazená, dvojitá jímka

Podrobně budu posuzovat nejvyšší jímku, která by měla být u pilíře P2 a z výsledků budou odvozeny údaje pro další jímky. Stabilita jímky bude posouzena dle ČSN EN 1997-1 Eurokód 7 za pomoci knihy: Navrhování základových pažících konstrukcí příručka k ČSN EN 1997 od doc. Ing. Jana Masopusta a dále s pomocí knihy Bažant: Metody zakládání staveb. Stabilita bude posuzována dle porušení typu EQU na 1 bm délky dvojitě jímky. [10] [12] [16]



Předběžné potřebné délky štětovnic:

Pilíř	$Q_1 - Q_{pi}$	Teoretická výška	Skutečná výška
P1	181,90 – 177,50	4,40 m	4,60 m
P2	181,90 – 176,70	5,20 m	5,30 m
P3	181,90 – 176,85	5,05 m	5,25 m
P4	181,90 – 178,20	3,70 m	3,90 m

Tabulka 1: Délky jednotlivých štětových stěn

### 5.3.1 Ocelová, nasazená, dvojitá jímka – bez rozepření

#### a) Posouzení na normální hladinu vody v řece $Q_{norm}$ – pilíř P2

$$M_{stab} > M_{destab} [16]$$

**NA.2.4 Článek A1.3.1 Návrhové hodnoty zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace, odstavec (1) (tabulky A1.2(A) až A1.2(C))**

Návrhové hodnoty zatížení (EQU) se stanoví podle tabulky A.1.2(A)(CZ) na základě výrazu (6.10). Jestliže ověření statické rovnováhy zahrnuje také odolnost nosných prvků, pak se doporučuje vycházet ze dvou oddělených ověření podle tabulek A1.2(A)(CZ) a A1.2(B)(CZ)-1.

Tabulka A.1.2(A)(CZ) – Návrhové hodnoty zatížení (EQU) (soubor A)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	nepříznivá	příznivá		nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	ostatní
Výraz (6.10)	$1,1 G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$1,5 \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (0 pro příznivé)		$1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ (0 pro příznivé)

Tabulka 2: Návrhové hodnoty zatížení [16]

- Štětová stěna:

Použijeme štětovnici typu Larssen s označením VL 604.

Typ	t	h	b	H	B	Hmotnost stěny 1 m	Hmotnost stěny 1 m <sup>2</sup>	Plocha průřezu 1 m stěny	Obvod stěny 1bm	$I_x$ stěny 1bm	$W_x$ stěny 1bm
	mm	mm	mm	mm	mm	kg	kg	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
IIIIn	13	168	436	290	400	62	155	168	309	23200	1600
VL604	10,5		379,8	380	600	74,1	123,5	157,3		30726	1620

Tabulka 3: Základní parametry štětovnicových stěn [24]

Jakost oceli bude S240.

Na 1bm': 2x hmotnost stěny/m<sup>2</sup>, výška stěny, součinitel pro výraz 6.10 – stálé zatížení příznivé

$$\text{Obecně: } G_{\text{štet.st.}} = 2 \times G_{\text{VL604}} \times Z_{\text{P2}} \times \gamma$$

$$\mathbf{G_{\text{štet.st.}} = 2 \times 1,235 \times 5,40 \times 0,9 = 12,004 \text{ kN}}$$

- Průběžné převázky 2xU220:

Na 1bm': 4x hmotnost, součinitel pro výraz 6.10 – stálé zatížení příznivé

$$\text{Obecně: } G_{\text{převázka}} = 4 \times G_{\text{u220}} \times \gamma$$

$$\mathbf{G_{\text{převázka}} = 4 \times 0,29 \times 0,9 = 1,044 \text{ kN}}$$

- Zásyp:

Použijeme navážku ( $\gamma$ ) a hodnota použita z příručky k ČSN EN 1997. Rozdělíme po výšce na poloviny, kdy spodní bude zvodnělá a horní suchá.

- Navážka suchá:  $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
- Navážka zvodnělá:  $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Na 1bm': vzdálenost mezi stěnami  $d = 4,2 \text{ m}$ , výška stěny, objemová tíha navážky, součinitel pro výraz 6.10 – stálé zatížení příznivé

$$\text{Obecně: } G_{\text{štet.st.}} = d \times Z_{\text{P2}} \times G_{(\gamma)} \times \gamma$$

$$G_{\text{navážka1/2}} = 4,2 \times 2,70 \times 18,0 \times 0,9 = 183,708 \text{ kN}$$

$$G_{\text{navážka2/2}} = 4,2 \times 2,70 \times 10,0 \times 0,9 = 102,06 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_{\text{navážka}} = 183,708 + 102,06 = 285,768 \text{ kN}}$$

- Celkem:

$$\mathbf{G_{\text{stab}} = G_{\text{štet.st.}} + G_{\text{převázka}} + G_{\text{navážka}} =}$$

$$\mathbf{= 12,004 + 1,044 + 285,768 = \underline{298,816 \text{ kN}}}$$

- Tlak vody v řece:

$$\text{Obecně: } S_{\text{a,v}} = \frac{1}{2} \times Z_{\text{vody}}^2 \times g_{\text{vody}} \times \gamma$$

$$\mathbf{S_{\text{a,v}} = 0,5 \times 3,6^2 \times 10 \times 1,1 = 71,28 \text{ kN}}$$

- Tlak zeminy:

$$\text{Obecně: } S_{a,z} = \frac{1}{2} \times Z_{zeminy}^2 \times g_{\text{štěr},\text{sat}} \times K_a \times \gamma$$

$$S_{a,z} = 0,5 \times 1,6^2 \times 11 \times 0,5 \times 1,1 = 7,744 \text{ kN}$$

- Destabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{dest}} = \frac{1}{3} \times S_{a,v} \times Z_{\text{vody}} + \frac{1}{3} \times S_{a,z} \times Z_{\text{zeminy}}$$

$$M_{\text{dest}} = \frac{1}{3} \times 71,28 \times 3,6 + \frac{1}{3} \times 7,744 \times 1,6 = 89,67 \text{ kNm}$$

- Stabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{stab}} = G_{\text{stab}} \times B/2$$

$$M_{\text{stab}} = 298,816 \times 2,1 = 627,514 \text{ kNm}$$

- Posudek EQU:

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{destab}} \text{ [16]}$$

$$\underline{M_{\text{stab}} = 627,514 \text{ kNm} > M_{\text{destab}} = 89,67 \text{ kNm}}$$

**VYHOVUJE**

- Posudek 1. mezní stav GEO:

$$e = M_{\text{destab}} / M_{\text{stab}} < \frac{1}{3} \times d \text{ [16]}$$

$$\underline{e = 89,67/627,514 = 0,143 \text{ m} < \frac{1}{3} \times 4,2 = 1,4 \text{ m}}$$

**VYHOVUJE**

- Napětí v základové spáře:

$$\sigma = M_{\text{stab}} / (d - 2 \times e) \text{ [16]}$$

$$\underline{\sigma = 627,514 / (4,2 - 2 \times 0,143) = 160,325 \text{ kPa}}$$

**VYHOVUJE pro třídu R4**

- Posudek vodorovné síly:

$$S = S_{a,v} + S_{a,z}$$

$$S = 71,28 + 7,744 = 79,024 \text{ kN}$$

$$\underline{H_u = 298,816 \times \operatorname{tg}30^\circ = 172,519 \text{ kN} > S = 79,024 \text{ kN}}$$

**VYHOVUJE**

- b) Posouzení na 1-letou hladinu vody v řece Q<sub>1</sub> – pilíř P2

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{destab}} [16]$$

- Štětová stěna:

$$\text{Obecně: } G_{\text{šet.st.}} = 2 \times G_{\text{VL604}} \times Z_{\text{P2}} \times \gamma$$

$$G_{\text{šet.st.}} = 2 \times 1,235 \times 5,40 \times 0,9 = 12,004 \text{ kN}$$

- Průběžné převázky 2xU220:

$$\text{Obecně: } G_{\text{převazka}} = 4 \times G_{\text{u220}} \times \gamma$$

$$G_{\text{převazka}} = 4 \times 0,29 \times 0,9 = 1,044 \text{ kN}$$

- Zásyp:

Použijeme navážku (Y) a hodnota použita z příručky k ČSN EN 1997 z tabulky č. 11.

$$\text{Obecně: } G_{\text{šet.st.}} = d \times Z_{\text{P2}} \times G_{(y)} \times \gamma$$

$$G_{\text{navážka1/2}} = 4,2 \times 2,70 \times 18,0 \times 0,9 = 183,708 \text{ kN}$$

$$G_{\text{navážka2/2}} = 4,2 \times 2,70 \times 10,0 \times 0,9 = 102,06 \text{ kN}$$

$$G_{\text{navážka}} = 183,708 + 102,06 = 285,768 \text{ kN}$$

- Celkem:

$$G_{\text{stab}} = G_{\text{šet.st.}} + G_{\text{převazka}} + G_{\text{navážka}} =$$

$$= 12,004 + 1,044 + 285,798 = \underline{298,846 \text{ kN}}$$

- Tlak vody v řece:

$$\text{Obecně: } S_{a,v} = \frac{1}{2} \times Z_{\text{vody}}^2 \times g_{\text{vody}} \times \gamma$$

$$S_{a,v} = 0,5 \times 5,2^2 \times 10 \times 1,1 = 148,72 \text{ kN}$$

- Tlak zeminy:

$$\text{Obecně: } S_{a,z} = \frac{1}{2} \times Z_{\text{zeminy}}^2 \times g_{\text{štěr, sat}} \times K_a \times \gamma$$

$$S_{a,z} = 0,5 \times 1,6^2 \times 11 \times 0,5 \times 1,1 = 7,744 \text{ kN}$$

- Destabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{dest}} = \frac{1}{3} \times S_{a,v} \times Z_{\text{vody}} + \frac{1}{3} \times S_{a,z} \times Z_{\text{zeminy}}$$

$$M_{\text{dest}} = \frac{1}{3} \times 148,72 \times 5,4 + \frac{1}{3} \times 7,744 \times 1,6 = 271,826 \text{ kNm}$$

- Stabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{stab}} = G_{\text{stab}} \times B/2$$

$$M_{\text{stab}} = 298,816 \times 2,1 = 627,514 \text{ kNm}$$

- Posudek EQU:

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{destab}} \text{ [16]}$$

$$\underline{M_{\text{stab}} = 627,514 \text{ kNm} > M_{\text{destab}} = 271,826 \text{ kNm}}$$

**VYHOVUJE**

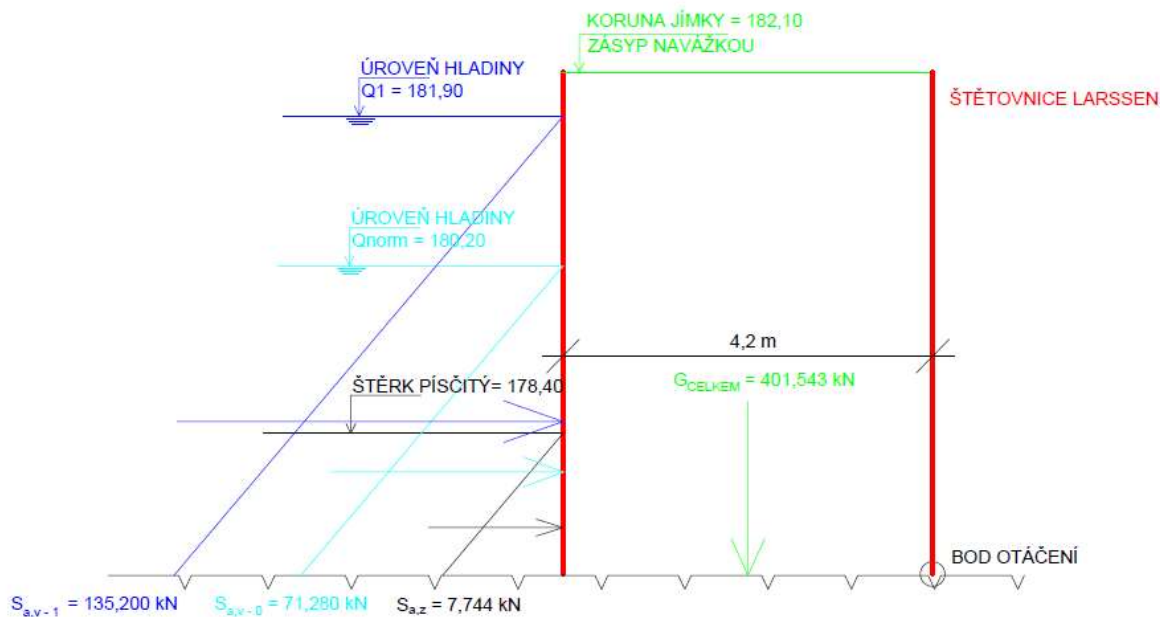
- Posouzení vodorovné síly:

$$S = S_{a,v} + S_{a,z}$$

$$S = 160,38 + 7,744 = 168,124 \text{ kN}$$

$$\underline{H_u = 298,816 \times \text{tg}30^\circ = 172,521 \text{ kN} > 168,124 \text{ kN}}$$

**VYHOVUJE**



Obrázek 59: Zatížení na stěnu

Je nutné navrhnout ocelová táhla, která rozepřou obě štětové stěny.

### c) Posudek táhel spojující štětové stěny

Navrhnou šikmá táhla, která spojují obě štětové stěny. Budou mít horní styčník na úrovni 180,60 m n. m. a spodní styčník ve výšce 178,40 m n. m., která je vlastně v úrovni dna řeky. Tedy svislá vzdálenost styčníků bude 2,2 m a vodorovná vzdálenost protilehlých styčníků bude stejná jako šířka navážky mezi štětovými stěnami, a to  $b = 4,2$  m. Táhllo svírá s vodorovnou rovinou úhel  $\alpha = 62,35^\circ$ . Půdorysná vzdálenost šikmých a vodorovných táhel je na vzdálenost rozepření a to  $B = 1,2$  m. [17]

Zemní tlak:  $S_{a,k} = \frac{1}{2} \times z^2 \times \gamma \times K_a$

$$S_{a,k} = 0,5 \times 3,7^2 \times 18,0 \times 0,33 = 40,66 \text{ kN}$$

Horní podpěra (A):  $F_A = 40,66 \times 1,2 \times 1/6 \times 1/2,2 = 3,70 \text{ kN}$

Spodní podpěra (B):  $F_B = 40,66 - 3,70 = 36,96 \text{ kN}$

- *Případ, kdy je použito horní vodorovné táhllo spolu s šikmými táhlly:*

Síla v šikmém táhlu (1):  $F_1 = 1,2 \times 36,96 / \cos(62,35^\circ) = 95,572 \text{ kN}$

Síla v horním, vodorovném táhlu (2):  $F_2 = 1,2 \times 3,70 = 4,44 \text{ kN}$

Posudek šikmých táhel:

Návrh: volím betonářskou výztuž B500B o  $d = 20 \text{ mm}$  ( $A = 0,000314 \text{ m}^2$ ,  $L = 4,74 \text{ m}$ )

$\sigma_k = F_1/A = 0,095672/0,000314 = \underline{\underline{304,688 \text{ MPa} < f_y = 500 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

Posudek vodorovných táhel:

Návrh: volím ocelovou závitovou tyč M8 4.6 ( $f_{yb} = 240 \text{ MPa}$ ,  $A = 0,0000503 \text{ m}^2$ )

$\sigma_k = F_2/A = 0,00444/0,0000503 = \underline{\underline{88,27 \text{ MPa} < f_{yb} = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

- *Případ, kdy je použito horní i spodní vodorovné táhlo:*

Síla ve spodním, vodorovném táhlu (1):  $F_1 = 1,2 \times 36,96 = 44,352 \text{ kN}$

Síla v horním, vodorovném táhlu (2):  $F_2 = 1,2 \times 3,70 = 4,44 \text{ kN}$

Posudek spodního, vodorovného táhla:

Návrh: volím ocelovou závitovou tyč M24 4.6 ( $f_{yb} = 240 \text{ MPa}$ ,  $A = 0,000452 \text{ m}^2$ )

$\sigma_k = F_1/A = 0,095672/0,000452 = \underline{\underline{211,664 \text{ MPa} < f_y = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

Posudek horního, vodorovného táhla:

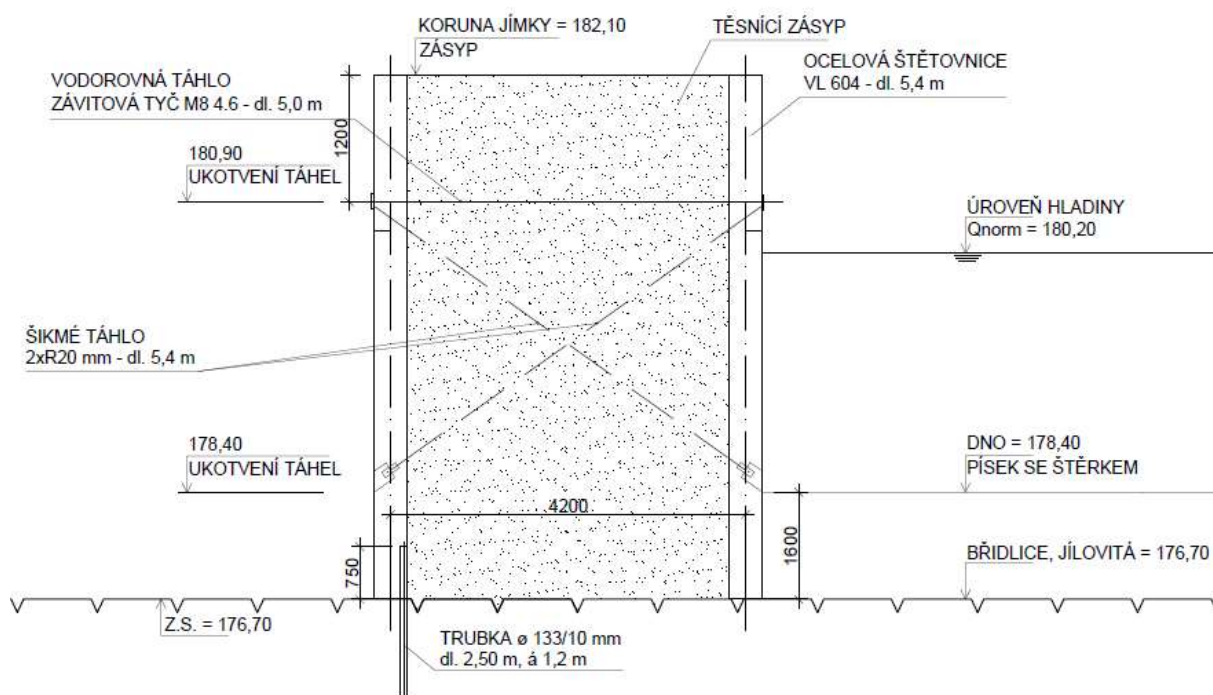
Návrh: volím ocelovou závitovou tyč M8 4.6 ( $f_{yb} = 240 \text{ MPa}$ ,  $A = 0,0000503 \text{ m}^2$ )

$\sigma_k = F_2/A = 0,00444/0,0000503 = \underline{\underline{88,27 \text{ MPa} < f_y = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

Jímka	Koruna jímky	Pata štětovnic	Výkop	Délka štětovnic	Spodní ukotvení táhel
	m n. m.	m n. m.	m n. m.	m	m n. m.
P1	182,10	177,50	177,50	4,20	178,20
P2	182,10	176,70	176,70	5,40	178,40
P3	182,10	176,85	176,85	4,90	178,40
P4	182,10	177,80	177,80	3,50	178,70

Tabulka 4: Geometrie jímek pro založení daného mostu

Nadimenzované prvky ocelové jímky P2 platí pro všechny zbylé jímky. Navrženy jsou: ocelové štetovnice VL 604, šikmé táhlo B500B d = 20 mm a vodorovné táhlo závitová tyč M8



Obrázek 60: Příčný řez ocelovou, nasazenou, dvojitou jímkou bez rozepření viz. příloha č. 2

### 5.3.2 Ocelová, nasazená, dvojitá jímka – s rozepřením

#### a) Posouzení na normální hladinu vody v řece $Q_{norm}$ – pilíř P2

	Hodnota	Jednotky	Poznámka
GVL604	12,004	kN	
GPŘEVÁŽKY, 2xU220	1,044	kN	
GNAVÁŽKA	190,512	kN	b = 2,8 m
<b>GCELKEM</b>	<b>203,56</b>	<b>kN</b>	
S <sub>a,v</sub>	71,28	kN	h = 3,5 m
S <sub>a,z</sub>	7,744	kN	

Tabulka 5: Zatížení jímky na normální hladinu vody

- **Posudek EQU:**

$$M_{dest} = 89,67 \text{ kNm} < M_{stab} = 284,984 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- **Posudek 1. mezní stav GEO:**

$$e = 89,67/284,984 = 0,314 \text{ m} < 1/3 \times 2,8 = 0,93 \text{ m} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- **Napětí v základové spáře:**

$$\sigma = 300,735/(2,8-2 \times 0,314) = 126,450 \text{ kPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



- **Posudek vodorovné síly:**

$$H_u = 203,56 \times \text{tg}30^\circ = 117,525 \text{ kN} > S = 79,024 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

b) Posouzení na 1-letou hladinu vody v řece Q<sub>1</sub> – pilíř P2

	Hodnota	Jednotky	Poznámka
G <sub>VL604</sub>	12,0041	kN	
G <sub>PŘEVÁZKY, 2xU220</sub>	1,044	kN	
G <sub>NAVÁŽKA</sub>	190,512	kN	b = 2,8 m
<b>G<sub>CELKEM</sub></b>	<b>203,56</b>	<b>kN</b>	
S <sub>a,v</sub>	148,72	kN	h = 5,2 m
S <sub>a,z</sub>	7,744	kN	

Tabulka 6: Zatížení jímky na 1-letou hladinu vody

- **Posudek EQU:**

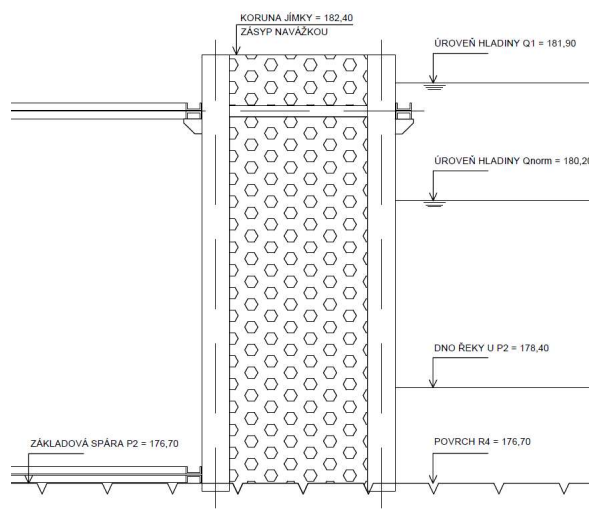
$$M_{\text{dest}} = 271,826 \text{ kNm} > M_{\text{stab}} = 203,56 \text{ kNm} \rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$

- **Posudek vodorovné síly:**

$$H_u = 203,56 \times \text{tg}30^\circ = 117,525 \text{ kN} > S = 168,124 \text{ kN} \rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$

Řešení: Je nutné rozepřít, rozepření navrhne v horní úrovni 180,90 m n. m. a ve spodní úrovni na 177,20 m n. m.

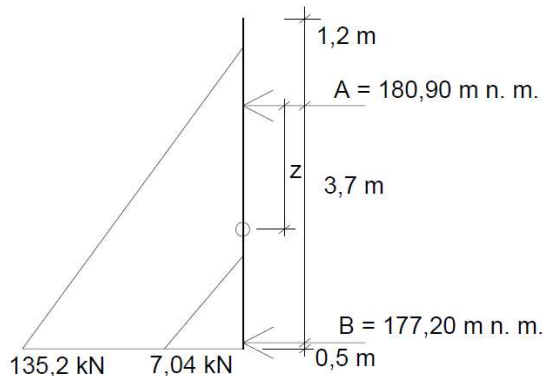
**Návrh rozepření jímky:**



Obrázek 61: Schéma rozepření [10]

### c) Posudek štětové stěny za ohybu

Horní rozpěru jsem umístil na úroveň 180,90 m n. m. a spodní na úrovni 177,20 m n. m. Vzdálenost rozpěr zvolím  $B = 3,0$  m.



Hydrostatický tlak:

$$S_{a,k} = \frac{1}{2} \times z_{\text{vody}}^2 \times g_{\text{vody}}$$

$$S_{a,k} = \frac{1}{2} \times 5,2^2 \times 10 = 135,20 \text{ kN}$$

Zemní tlak:

$$S_{z,k} = \frac{1}{2} \times z_{\text{zemina}}^2 \times g_{\text{zemina}} \times K_a$$

$$S_{z,k} = \frac{1}{2} \times 1,6^2 \times 11 \times 0,5 = 7,04 \text{ kN}$$

Obrázek 62: Výpočet sil v rozpěrách

Horní rozpěra (A): na úrovni 180,90 m n. m.

$$F_A = (135,200 \times 2,47 \times \frac{1}{2} + 7,04 \times 3,67 \times \frac{1}{2}) / 3,7 = 48,619 \text{ kN}$$

Dolní rozpěra (B): na úrovni 177,20 m n. m.

$$F_B = (135,200 + 7,04) - 48,619 \text{ kN} = 93,621 \text{ kN}$$

Průřez nulové posouvající síly:

$$5 \times z^2 - 48,619 = 0 \rightarrow z = 2,11 \text{ m}$$

Maximální moment:

$$M_{\text{max}} = 48,619 \times 2,11 - 0,5 \times 3,11^2 \times 10 \times 3,11^2 \times \frac{1}{6} = 24,630 \text{ kNm}$$

Posudek: [17]

Larssen VL 604 ocel S240GP

$$\sigma_k = M_{\text{max}} / W = 24,630 / 0,00162 = \underline{\underline{15,204 \text{ MPa} < f_y = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$$

Převázky ocel S235 - 2xU220 ( $W = 244,5 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ) - horní

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times F_A \times B^2 = \frac{1}{8} \times 48,619 \times 3^2 = 54,696 \text{ kNm}$$

$$\sigma_k = M_{\max}/W = 0,054696/0,0048 = \underline{\underline{113,95 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$$

Převázky ocel S235 - 2xU280 ( $W = 448,6 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ) - dolní

$$M_{\max} = 1/8 \times F_B \times B^2 = 1/8 \times 93,621 \times 3^2 = \underline{\underline{187,242 \text{ kNm}}}$$

$$\sigma_k = M_{\max}/W = 0,187242/0,000898 = \underline{\underline{208,510 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$$

#### d) Posudek rozpěr: [17]

Vzpěrná únosnost prutů dle vztahu:  $N_{Ed} / N_{b,Rd} < 1,0$

$$\text{Horní rozpěra } L = 8,740 \text{ m, } N_1 = B \times F_A = 3,0 \times 48,619 = \underline{\underline{145,857 \text{ kN}}}$$

Použijeme válcované profily IPE z oceli S235.

Návrh: IPE 180 ( $A = 2,395 \times 10^3 \text{ mm}^2$ ,  $i_y = 74,20 \text{ mm}$ ,  $i_z = 20,5 \text{ mm}$ )

Průřez třídy:

$$c/t = 45,5/8 = 5,69 \text{ mm} < 50 \times \varepsilon^2 = 50 \rightarrow \text{Třída průřezu 1}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$\lambda'_y = \sqrt{A \times f_y / N_{cr}} = L_{cr}/i_y \times 1/\lambda_1 = 8740/74,20 \times 1/93,9 = 1,254 \rightarrow \chi = 0,496$$

$$\lambda'_z = \sqrt{A \times f_y / N_{cr}} = L_{cr}/i_z \times 1/\lambda_1 = 8740/20,5 \times 1/93,9 = 4,54$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,496 \times 2395 \times 235/1,00 = \underline{\underline{279,161 \text{ kN}}}$$

$$\underline{\underline{145,857/279,161 = 0,522 < 1,00 (VYHOVUJE)}}$$

$$\text{Dolní rozpěra } L = 8,740 \text{ m, } N_2 = B \times (F_B - 1/2 \times H_u) = 3,0 \times (93,621 - 1/2 \times 117,525) = \\ = \underline{\underline{104,576 \text{ kN}}}$$

- Použijeme válcované profily IPE z oceli S235

Návrh: IPE 180 ( $A = 2,395 \times 10^3 \text{ mm}^2$ ,  $i_y = 92,30 \text{ mm}$ ,  $i_z = 24,2 \text{ mm}$ )

Průřez třídy:

$$c/t = 85/13 = 6,54 \text{ mm} < 50 \times \varepsilon^2 = 50 \rightarrow \text{Třída průřezu 1}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$\lambda'_y = \sqrt{A \times f_y / N_{cr}} = L_{cr} / i_y \times 1 / \lambda_1 = 8740 / 92,30 \times 1 / 93,9 = 1,008 \rightarrow \chi = 0,659$$

$$\lambda'_z = \sqrt{A \times f_y / N_{cr}} = L_{cr} / i_z \times 1 / \lambda_1 = 8740 / 24,2 \times 1 / 93,9 = 3,846 \rightarrow \chi = 0,07$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,659 \times 2395 \times 235 / 1,00 = \underline{\underline{370,902 \text{ kN}}}$$

$$\underline{\underline{104,576 / 370,902 = 0,282 < 1,00 \text{ (VYHOVUJE)}}}$$

#### e) Posudek táhel spojující štětové stěny [16]

Navrhnu šikmá táhla, která spojují obě štětové stěny. Budou mít horní styčník na úrovni 180,60 m n. m. a spodní styčník ve výšce 178,40 m n. m., která je vlastně v úrovni dna řeky. Tedy svislá vzdálenost styčnicků bude 2,2 m a vodorovná vzdálenost protilehlých styčnicků bude stejná jako šířka navážky mezi štětovými stěnami, a to  $b = 2,8$  m. Táhlo svírá s vodorovnou rovinou úhel  $\alpha = 62,35^\circ$ . Půdorysná vzdálenost šikmých a vodorovných táhel je na vzdálenost rozepření a to  $B = 1,2$  m.

$$\text{Zemní tlak: } S_{a,k} = \frac{1}{2} \times z^2 \times \gamma \times K_a$$

$$S_{a,k-A} = 0,5 \times 3,7^2 \times 18,0 \times 0,33 = 40,66 \text{ kN}$$

$$S_{a,k-B} = 0,5 \times 3,2^2 \times 18,0 \times 0,33 = 30,41 \text{ kN}$$

$$\text{Horní podpěra (A): } F_A = 40,66 \times 1,2 \times 1/6 \times 1/2,2 = 3,70 \text{ kN}$$

$$\text{Spodní podpěra (B): } F_{B-A} = 40,66 - 3,70 = 36,96 \text{ kN}$$

$$F_{B-B} = 30,41 - 3,70 = 26,71 \text{ kN}$$

- *Případ, kdy je použito horní vodorovné táhlo spolu s šikmými táhly:*

$$\text{Síla v šikmém táhlu (1): } F_{1-A} = 1,2 \times 36,96 / \cos(62,35^\circ) = 95,572 \text{ kN}$$

Síla v horním, vodorovném táhlu (2):  $F_2 = 1,2 \times 3,70 = 4,44$  kN

Posudek šikmých táhel:

Návrh: volím betonářskou výztuž B500B o  $d = 20$  mm ( $A = 0,000314$  m<sup>2</sup>,  $L = 4,74$  m)

$\sigma_k = F_1/A = 0,095672/0,000314 = \underline{\underline{304,688 \text{ MPa} < f_y = 500 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

Posudek vodorovných táhel:

Návrh: volím ocelovou závitovou tyč M8 4.6 ( $f_{yb} = 240$  MPa,  $A = 0,0000503$ m<sup>2</sup>)

$\sigma_k = F_2/A = 0,00444/0,0000503 = \underline{\underline{88,27 \text{ MPa} < f_{yb} = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

- *Případ, kdy je použito horní i spodní vodorovné táhlo:*

Síla ve spodním, vodorovném táhlu (1):  $F_{1-B} = 1,2 \times 26,71 = 32,055$  kN

Síla v horním, vodorovném táhlu (2):  $F_2 = 1,2 \times 3,70 = 4,44$  kN

Posudek spodního, vodorovného táhla:

Návrh: volím ocelovou závitovou tyč M16 4.6 ( $f_{yb} = 240$  MPa,  $A = 0,000452$ m<sup>2</sup>)

$\sigma_k = F_1/A = 0,032055/0,000201 = \underline{\underline{159,478 \text{ MPa} < f_y = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

Posudek horního, vodorovného táhla:

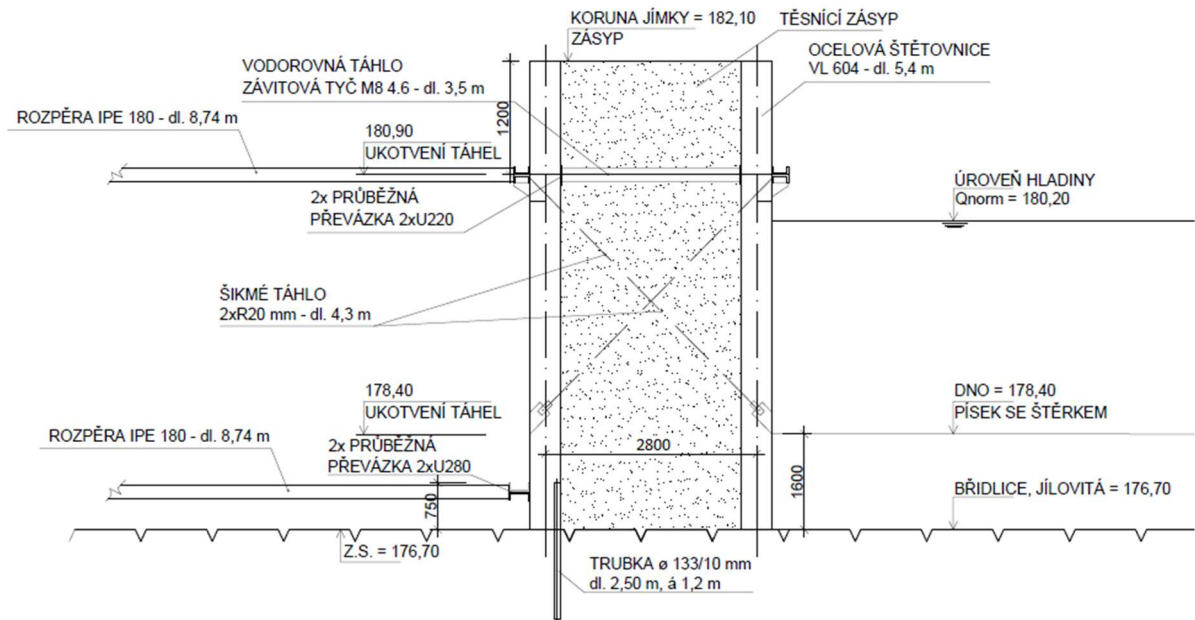
Návrh: volím ocelovou závitovou tyč M8 4.6 ( $f_{yb} = 240$  MPa,  $A = 0,0000503$ m<sup>2</sup>)

$\sigma_k = F_2/A = 0,00444/0,0000503 = \underline{\underline{88,27 \text{ MPa} < f_y = 240 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$

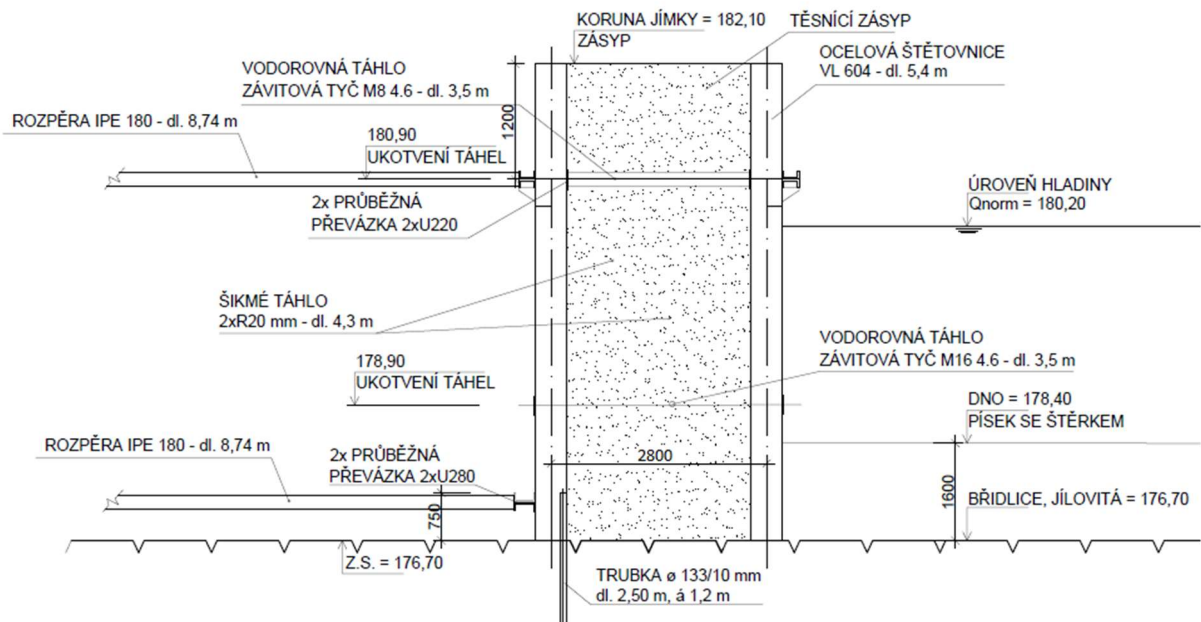
Jímka	Koruna jímky	Pata štětovic	Výkop	Délka štětovic	Horní rozepření	Spodní rozepření	Spodní ukotvení táhel
	m n. m.	m n. m.	m n. m.	m	m n. m.	m n. m.	m n. m.
P1	182,10	177,50	177,50	4,20	180,90	177,80	178,20
P2	182,10	176,70	176,70	5,40	180,90	177,20	178,40
P3	182,10	176,85	176,85	4,90	180,90	177,35	178,40
P4	182,10	177,80	177,80	3,50	180,90	178,30	178,70

Tabulka 7: Geometrie jímek pro založení daného mostu

Nadimenzované prvky ocelové jímky P2 platí pro všechny zbylé jímky. Navrženy jsou: ocelové štetovnice VL 604, průběžné převázky 2xU220 a 2xU280, rozpěry z profilu IPE 180, kombinace: šikmé táhlo B500B d = 20 mm a vodorovné táhlo závitová tyč M8, kombinace: horní táhlo závitová tyč M16 a spodní táhlo závitová tyč M8.



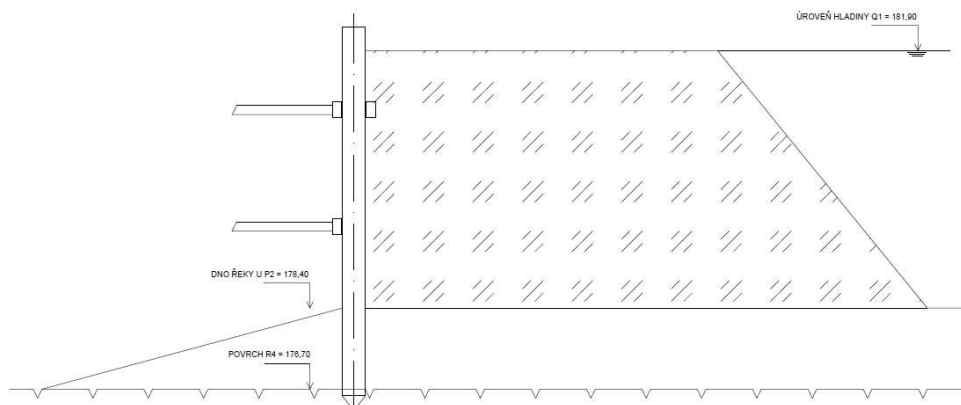
Obrázek 63: Příčný řez ocelovou, nasazenou, dvojitou jímkou s rozepřením A viz. příloha č. 3



Obrázek 64: Příčný řez ocelovou, dvojitou jímkou s rozepřením B viz. příloha č. 4

### 5.3.3 Dřevěná, jednoduchá jímka s hrázkou na návodní straně

Posudek provedu v programu GEO5. Výpočet provedený dle EC 7. Štětová stěna je na návodní straně zasypána nepropustným materiálem. A je zaberaněna do poloskalní horniny R4. Návrh jsem provedl rovnou na 1-letou vodu v úrovni 181,90 m n. m. [16]



Obrázek 65: Schématický příčný řez s rozepřením

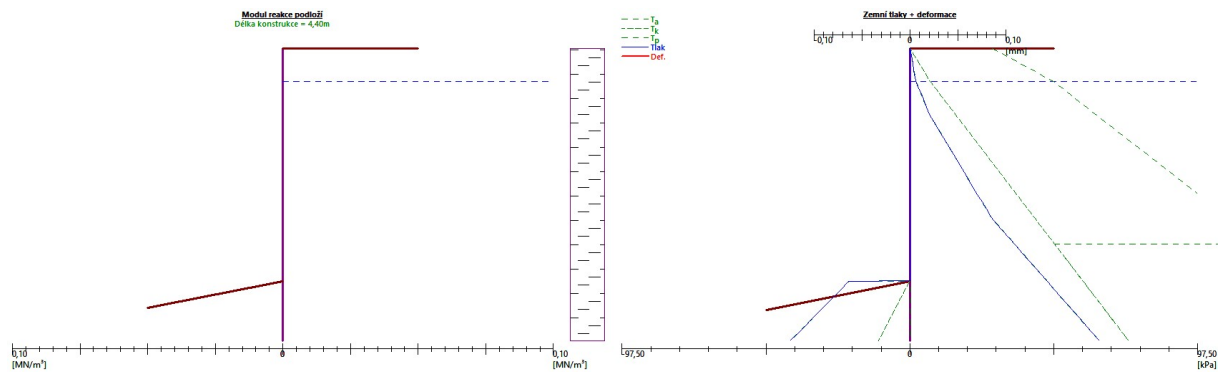
Vstupní parametry – jíl písčítý (F6):

Objemová tíha:	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření:	$\Phi_{\text{ef}} = 20^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{\text{ef}} = 12 \text{ kPa}$
Zemina:	Nesoudržná
Modul přetvárnosti:	$E_{\text{def}} = 5 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,40$

Tabulka 8: Vstupní parametry

**Štětová stěna bez rozepření – NEVYHOVUJE dle EC7**

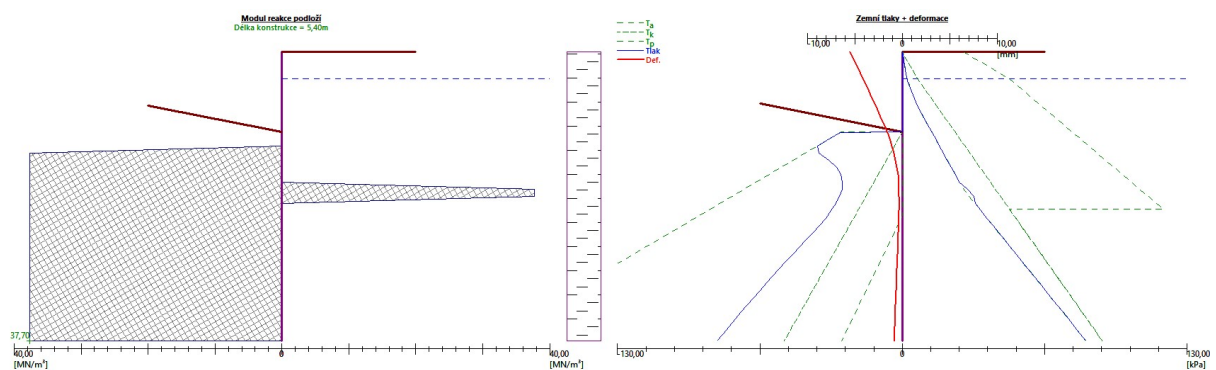
Konstrukce není stabilní.



Obrázek 66: Štětová stěna bez rozepření je nestabilní

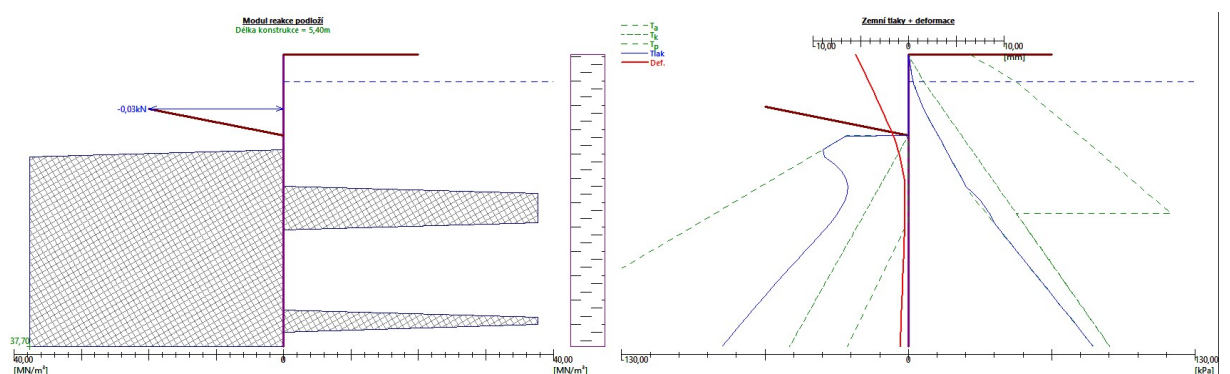
**Řešení:** Navrhl jsem tedy rozepření v programu GEO5 a znovu posoudil. 1. úroveň rozepření je na úrovni 180,90 m n. m. a 2. úroveň rozepření na 178,9 m n. m. Rozepření je z dřevěných hranolů a jsou od sebe osově vzdáleny 2 m.

**1. Fáze:** Hloubení na úroveň 1,5 m od koruny stěny.



Obrázek 67: Výpočet zemních tlaků a deformací fáze 1 z programu GEO5 viz. příloha č. 1

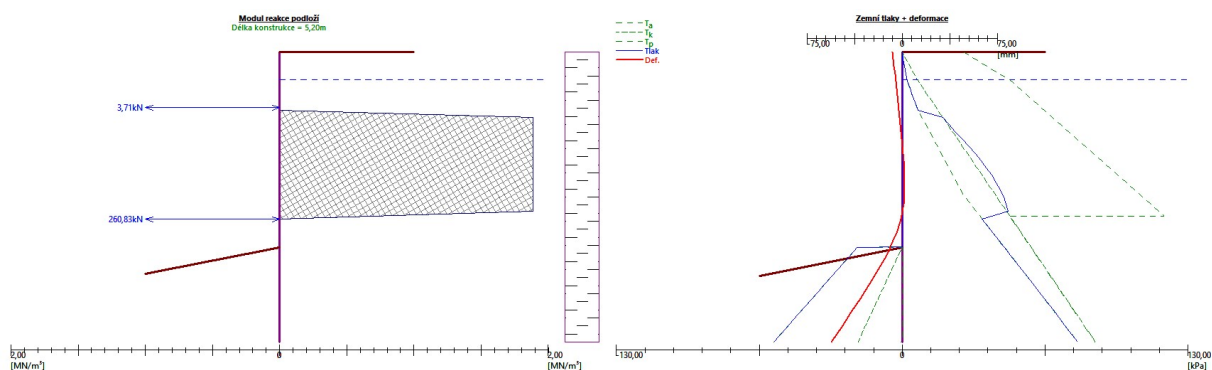
**2. Fáze:** Rozepření na úrovni 1,0 m od koruny stěny.



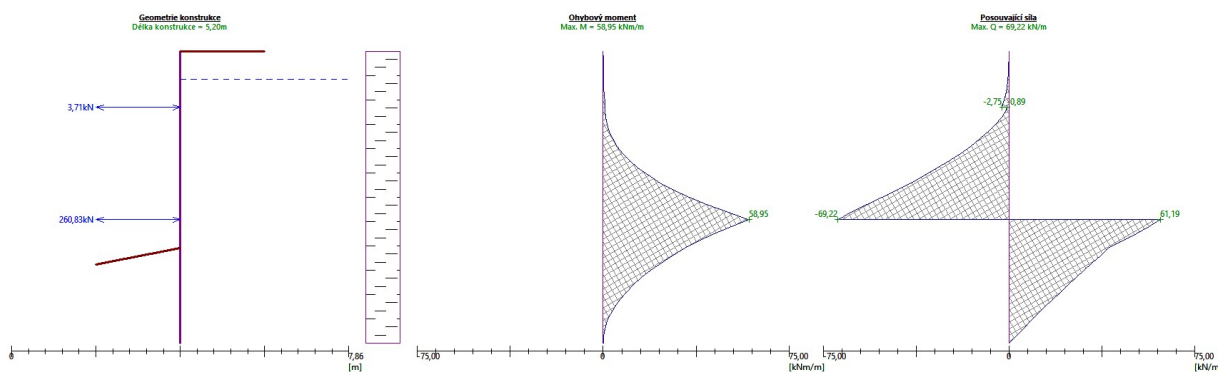
Obrázek 68: Výpočet zemních tlaků a deformací fáze 2 z programu GEO5 viz. příloha č. 1



**3. Fáze:** Hloubení na úroveň 3,5 m a umístění druhé úrovně rozepření na úrovni 3,0 m od koruny stěny.



Obrázek 69: Výsledek zemních tlaků a deformací konečné fáze z programu GEO5 viz. příloha č. 1



Obrázek 70: Výsledek vnitřních sil konečné fáze z programu GEO5 viz. příloha č. 1

Výsledky:

Síla v horní podpoře  $F_1 = 3,71 \text{ kN}$

Síla ve spodní podpoře  $F_2 = 260,83 \text{ kN}$

$M_{\max} = 58,95 \text{ kNm}$

Maximální deformace je 55,6 mm.

**Posouzení na ohyb:**

**Dřevěná vodící pilota: C24 – průměr 250 mm**

$$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \times f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 \times 22 / 1,3 = 13,54 \text{ MPa}$$

$$W = \pi/16 \times d^3 = \pi/16 \times 0,25^3 = 3,068 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{m,d} = M_{\max}/W = 58,95/3,068 = \mathbf{19,215 \text{ MPa}} > f_{m,d} = \mathbf{13,54 \text{ MPa}} \text{ (NEVYHOVUJE dle EC5)}$$

**Štětovnice: dřevěný trám C24 – rozměrů 180x240 mm [18]**

$$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \times f_{m,k} / \gamma_M = 0,8 \times 22/1,3 = 13,54 \text{ MPa}$$

$$W = h \times b^2/6 = 0,24 \times 0,18^2/6 = 1,296 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{m,d} = M_{\max}/W = 26,44/1,296 = \mathbf{20,401 \text{ MPa}} > f_{m,d} = \mathbf{13,54 \text{ MPa}} \text{ (NEVYHOVUJE dle EC5)}$$

Vodící dřevěná pilota  $d = 250 \text{ mm}$  a dřevěná štětovnice rozměru  $180 \times 240 \text{ mm}$  tedy nevyhovuje dle EC 5 (Eurokódu 5 – Navrhování dřevěných konstrukcí). Nedokázal jsem zjistit jaké konkrétní rozměry dřevěných pilot a dřevěných štětovnic byly použity při stavbě Negrelliho viaduktu. Ale tyto rozměry jsou jedinými, o kterých se zmiňuje literatura.

Řešení:

- 1) Použití pilot a štětovnic větších rozměrů.
- 2) Jímka byla stabilní a funkční při rozměrech uvedených pilot a štětovnic.
- 3) Nejpravděpodobněji: jímka byla budovaná v době po povodních, když bylo vzduť Vltavy mnohem menší a zatížení také. Takže daný rozměr štětovnic by vyhověl i dle EC 5. Hlavně délka štětovnic zřejmě nebyla tak velká, jak ukazuje obr. č. 61

**Kleštiny: ze dřeva C24 - 2x80x120 mm**

$$M_{\max} = 1/8 \times F_1 \times B^2 = 1/8 \times 3,71 \times 2^2 = \mathbf{1,855 \text{ kNm}}$$

$$\sigma_k = M_{\max}/W = 6 \times 1,855/(1000 \times 0,16^2 \times 0,240) = \mathbf{1,812 \text{ MPa}} < \mathbf{f_{m,d} = 13,54 \text{ MPa}} \text{ (VYHOVUJE)}$$

**Převázky: ze dřeva C24 - 200x240 mm**

$$M_{\max} = 1/8 \times F_B \times B^2 = 1/8 \times 260,83 \times 2^2 = \mathbf{130,415 \text{ kNm}}$$

$$\sigma_k = M_{\max}/W = 6 \times 130,415/(1000 \times 0,20^2 \times 0,240) = \mathbf{81,509 \text{ MPa} > f_{m,d} = 13,54 \text{ MPa}}$$

**(NEVYHOVUJE dle EC5)**

Řešení: Navrhnout rozepření po 1,0 m ve spodní úrovni. **C24 - 240x280 mm**

$$M_{\max} = 1/8 \times F_B \times B^2 = 1/8 \times 260,83 \times 1^2 = \mathbf{32,603 \text{ kNm}}$$

$$\sigma_k = M_{\max}/W = 6 \times 32,603/(1000 \times 0,24^2 \times 0,280) = \mathbf{12,130 \text{ MPa} < f_{m,d} = 13,54 \text{ MPa}}$$

**(VYHOVUJE)**

**a) Posudek rozpěr:**

Vzpěrná únosnost prutů dle vztahu:  $\sigma_{c,0,d} < k_c \times f_{c,0,d}$

**Horní rozpěra L = 8,740 m (F<sub>1</sub> = 3,71 kN), jsou umístěny po 2 m.**

Použijeme hranoly z C 24

Návrh: 260x200 (A = 2,395x10<sup>3</sup> mm<sup>2</sup>, i<sub>y</sub> = 74,20 mm, i<sub>z</sub> = 20,5 mm)

Průřez třídy:

$$I_z = 3,22 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$i_z = 78,45 \text{ mm}$$

$$\lambda'_z = L_{Vz,z}/i_z = 8740/78,45 = 111,409$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 \times E_{0,05} / \lambda'^2_z = \pi^2 \times 7400 / 111,409^2 = 5,884 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,z}} = \sqrt{20 / 5,884} = 1,844$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (1,844 - 0,3) + 1,844^2) = 2,355$$

$$k_c = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1 / (2,355 + \sqrt{2,355^2 - 1,844^2}) = 0,29$$

$$\sigma_{c,0,d} = N_{sd}/A = 3710/52000 = 0,071 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 0,8 \times f_{c,0,k} / \gamma_M = 0,8 \times 21 / 1,3 = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\sigma_{c,0,d} = 0,071 \text{ MPa} < k_c \times \sigma_{c,0,d} = 0,29 \times 12,92 = 3,75 \text{ MPa (VYHOVUJE)}}$$

**Dolní rozpěra L = 8,740 m (F<sub>B</sub> = 260,83 kN), jsou umístěny po 1 m.**

Použijeme hranoly z C 24

Návrh: **240x280mm** (A = 67200 mm<sup>2</sup>, i<sub>y</sub> = 80,829 mm, i<sub>z</sub> = 69,28 mm)

$$I_z = 3,22 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_y = 4,39 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$i_y = 80,829 \text{ mm}$$

$$\lambda'_y = L_{VZ,y}/i_y = 8740/80,829 = 108,129$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 \times E_{0,05} / \lambda'^2_y = \pi^2 \times 7400 / 108,129^2 = 6,247 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,y}} = \sqrt{20 / 6,247} = 1,789$$

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (1,789 - 0,3) + 1,789^2) = 2,249$$

$$k_c = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 1 / (2,249 + \sqrt{2,249^2 - 1,789^2}) = 0,277$$

$$\sigma_{c,0,d} = N_{sd} / A = 260830 / 52000 = 3,88 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 0,8 \times f_{c,0,k} / \gamma_M = 0,8 \times 21 / 1,3 = 12,92 \text{ MPa}$$

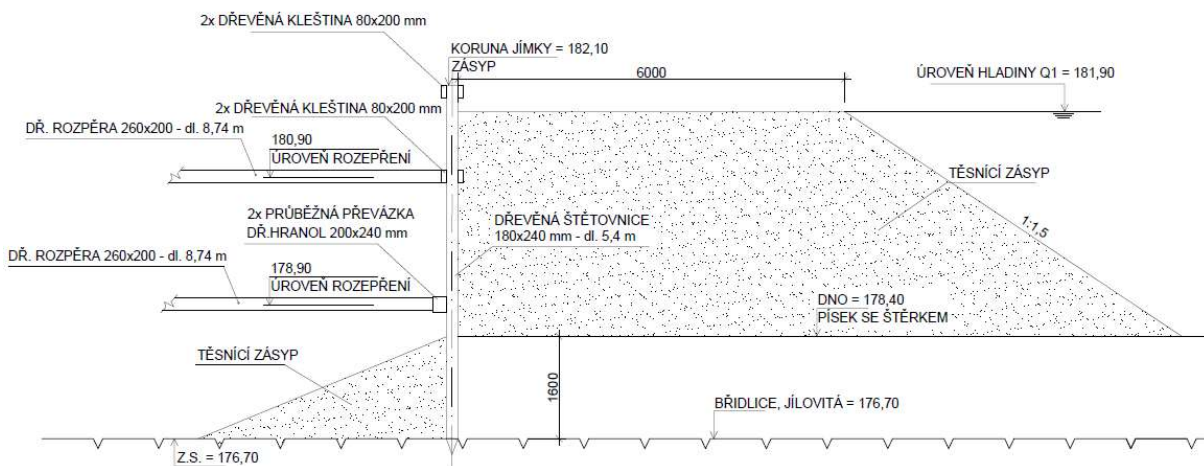
**$\sigma_{c,0,d} = 3,88 \text{ MPa} > k_c \times f_{c,0,d} = 0,277 \times 12,92 = 3,579 \text{ MPa}$  (NEVYHOVUJE dle EC5)**

Jímka	Koruna jímky	Pata štětovnic	Výkop	Délka štětovnic	Horní ukotvení táhel	Spodní ukotvení táhel
	m n. m.	m n. m.	m n. m.	m	m n. m.	m n. m.
P1	182,40	177,50	177,50	4,50	180,90	178,20
P2	182,40	176,70	176,70	5,40	180,90	178,40
P3	182,40	176,85	176,85	5,20	180,90	178,40
P4	182,40	177,80	177,80	3,80	180,90	178,70

Tabulka 9: Geometrie jímek pro založení daného mostu

Nadimenzované prvky ocelové jímky P2 platí pro všechny zbylé jímky. Navrženy jsou: dřevěné štětovnice 180x240 mm, průběžné dřevěné kleštiny 2x 80x120 mm a

průběžné dřevěné převázky 200x240 mm, rozpěry z dřevěných hranolů 260x200 mm a dřevěné vodící piloty. Konstrukce nevyhověla dle EC 5, takže nejsme schopni tuhle konstrukci jímky vyprojektovat dle dnešních norem. Stěna jímky je natolik namáhána, že dřevo není schopné přenést takové zatížení. Ale pro představu přikládám výkres s navrhovanými prvky jímky.



Obrázek 71: Příčný řez jednoduchou dřevěnou jímkou s rozepřením viz. příloha č. 5

### 5.3.4 Dřevěná, nasazená, dvojitá jímka

#### a) Posouzení na normální hladinu vody v řece $Q_{norm}$ – pilíř P2

$$M_{stab} > M_{destab} [16]$$

- Štětová stěna:

$$\text{Obecně: } G_{\text{šet.st.}} = 2 \times 1 \text{ m} \times b \times \gamma_{\text{hranol}} \times Z_{P2} \times \gamma_{\text{příznivé}}$$

$$G_{\text{šet.st.}} = 2 \times 1 \times 0,18 \times 7,5 \times 5,40 \times 0,9 = 13,851 \text{ kN}$$

- Vodící dřevěné piloty:

$$\text{Obecně: } G_{\text{piloty}} = \frac{2}{3} \times \pi \times r^2 \times \gamma_{\text{hranol}} \times \gamma_{\text{příznivé}}$$

$$G_{\text{piloty}} = \frac{2}{3} \times \pi \times 0,12^2 \times 7,5 \times 0,9 = 0,204 \text{ kN}$$

- 4 průběžné kleštiny 140x240 mm:

$$\text{Obecně: } G_{\text{kleštiny}} = 4 \times b \times h \times \gamma_{\text{hranol}} \times \gamma_{\text{příznivé}}$$

$$G_{\text{kleštiny}} = 4 \times 0,14 \times 0,24 \times 7,5 \times 0,9 = 0,908 \text{ kN}$$

- Zásyp:

Použijeme navážku (Y) a hodnota použita z příručky k ČSN EN 1997 z tabulky č. 1.

vzdálenost mezi stěnami zvolíme stejnou jako u ocelových štětovic  $d = 4,2 \text{ m}$

$$\text{Obecně: } G_{\text{navážka}} = d \times Z_{P2} \times G_{(y)} \times \gamma$$

$$G_{\text{navážka}1/2} = 4,2 \times 2,70 \times 18,0 \times 0,9 = 183,708 \text{ kN}$$

$$G_{\text{navážka}2/2} = 4,2 \times 2,70 \times 10,0 \times 0,9 = 102,06 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_{\text{navážka}} = 183,708 + 102,06 = 285,768 \text{ kN}}$$

- Celkem:

$$\begin{aligned} G_{\text{stab}} &= G_{\text{štet.st.}} + G_{\text{kleštiny}} + G_{\text{piloty}} + G_{\text{navážka}} = \\ &= 13,851 + 0,908 + 0,204 + 285,768 = \mathbf{300,731 \text{ kN}} \end{aligned}$$

- Tlak vody v řece:

$$\text{Obecně: } S_{a,v} = \frac{1}{2} \times Z_{\text{vody}}^2 \times g_{\text{vody}} \times \gamma$$

$$\mathbf{S_{a,v} = 0,5 \times 3,6^2 \times 10 \times 1,1 = 71,28 \text{ kN}}$$

- Tlak zeminy:

$$\text{Obecně: } S_{a,z} = \frac{1}{2} \times Z_{\text{zeminy}}^2 \times g_{\text{šterk,sat}} \times K_a \times \gamma$$

$$\mathbf{S_{a,z} = 0,5 \times 1,6^2 \times 11 \times 0,5 \times 1,1 = 7,744 \text{ kN}}$$

- Destabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{dest}} = \frac{1}{3} \times S_{a,v} \times Z_{\text{vody}} + \frac{1}{3} \times S_{a,z} \times Z_{\text{zeminy}}$$

$$\mathbf{M_{\text{dest}} = \frac{1}{3} \times 71,28 \times 3,6 + \frac{1}{3} \times 7,744 \times 1,6 = 89,67 \text{ kNm}}$$

- Stabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{stab}} = G_{\text{stab}} \times B/2$$

$$\mathbf{M_{\text{stab}} = 300,731 \times 2,1 = 631,535 \text{ kNm}}$$

- Posudek EQU:

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{destab}} \text{ [16]}$$

$$\underline{M_{\text{stab}} = 631,535 \text{ kNm} > M_{\text{destab}} = 89,67 \text{ kNm}}$$

Vyhovuje

- Posudek 1. mezní stav GEO:

$$e = M_{\text{destab}} / M_{\text{stab}} < 1/3 \times d \text{ [16]}$$

$$\underline{e = 89,67/631,535 = 0,142 \text{ m} < 1/3 \times 4,2 = 1,4 \text{ m}}$$

Vyhovuje

- Napětí v základové spáře:

$$\sigma = M_{\text{stab}} / (d - 2 \times e) \text{ [16]}$$

$$\underline{\sigma = 631,535 / (4,2 - 2 \times 0,142) = 161,240 \text{ kPa}}$$

Vyhovuje pro třídu R4

- Posudek vodorovné síly:

$$S = S_{a,v} + S_{a,z}$$

$$S = 71,28 + 7,744 = 79,024 \text{ kN}$$

$$\underline{H_u = 300,731 \times \text{tg}30^\circ = 173,627 \text{ kN} > S = 79,024 \text{ kN}}$$

Vyhovuje

- a) Posouzení na 1-letou hladinu vody v řece Q<sub>1</sub> – pilíř P2

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{destab}} \text{ [16]}$$

- Štětová stěna:

$$\text{Obecně: } G_{\text{štet.st.}} = 2 \times 1 \text{ m} \times b \times \gamma_{\text{hranol}} \times Z_{P2} \times \gamma_{\text{příznivé}}$$

$$G_{\text{štet.st.}} = 2 \times 1 \times 0,18 \times 7,5 \times 5,40 \times 0,9 = 13,851 \text{ kN}$$

- Vodicí dřevěné piloty:

$$\text{Obecně: } G_{\text{piloty}} = 2/3 \times \pi \times r^2 \times \gamma_{\text{hranol}} \times \gamma_{\text{příznivé}}$$

$$G_{\text{piloty}} = 2/3 \times \pi \times 0,12^2 \times 7,5 \times 0,9 = 0,204 \text{ kN}$$

- 4 průběžné kleštiny 140x240 mm:

$$\text{Obecně: } G_{\text{kleštiny}} = 4 \times b \times h \times \gamma_{\text{hranol}} \times \gamma_{\text{příznivé}}$$

$$G_{\text{kleštiny}} = 4 \times 0,14 \times 0,24 \times 7,5 \times 0,9 = 0,908 \text{ kN}$$

- Zásyp:

Použijeme navážku ( $\gamma$ ) a hodnota použita z příručky k ČSN EN 1997 z tabulky č. 1.

$$\text{Obecně: } G_{\text{navážka}} = d \times Z_{P2} \times G_{(y)} \times \gamma$$

$$G_{\text{navážka}1/2} = 4,2 \times 2,70 \times 18,0 \times 0,9 = 183,708 \text{ kN}$$

$$G_{\text{navážka}2/2} = 4,2 \times 2,70 \times 10,0 \times 0,9 = 102,06 \text{ kN}$$

$$G_{\text{navážka}} = 183,708 + 102,06 = 285,768 \text{ kN}$$

- Celkem:

$$\begin{aligned} G_{\text{stab}} &= G_{\text{štet.st.}} + G_{\text{kleštiny}} + G_{\text{piloty}} + G_{\text{navážka}} = \\ &= 13,851 + 0,908 + 0,204 + 285,768 = \underline{300,731 \text{ kN}} \end{aligned}$$

- Tlak vody v řece:

$$\text{Obecně: } S_{a,v} = 1/2 \times Z_{\text{vody}}^2 \times g_{\text{vody}} \times \gamma$$

$$S_{a,v} = 0,5 \times 5,2^2 \times 10 \times 1,1 = 148,72 \text{ kN}$$

- Tlak zeminy:

$$\text{Obecně: } S_{a,z} = 1/2 \times Z_{\text{zeminy}}^2 \times g_{\text{šterk,sat}} \times K_a \times \gamma$$

$$S_{a,z} = 0,5 \times 1,6^2 \times 11 \times 0,5 \times 1,1 = 7,744 \text{ kN}$$

- Destabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{dest}} = 1/3 \times S_{a,v} \times Z_{\text{vody}} + 1/3 \times S_{a,z} \times Z_{\text{zeminy}}$$

$$M_{\text{dest}} = 1/3 \times 148,72 \times 5,4 + 1/3 \times 7,744 \times 1,6 = 271,826 \text{ kNm}$$

- Stabilizující moment:

$$\text{Obecně: } M_{\text{stab}} = G_{\text{stab}} \times B/2$$

$$M_{\text{stab}} = 300,731 \times 2,1 = 631,535 \text{ kNm}$$



- Posudek EQU:

$$M_{\text{stab}} > M_{\text{destab}} [16]$$

$$\underline{M_{\text{stab}} = 631,535 \text{ kNm} > M_{\text{destab}} = 271,826 \text{ kNm}}$$

**VYHOVUJE**

- Posouzení vodorovné síly:

$$S = S_{a,v} + S_{a,z}$$

$$S = 160,38 + 7,744 = 168,124 \text{ kN}$$

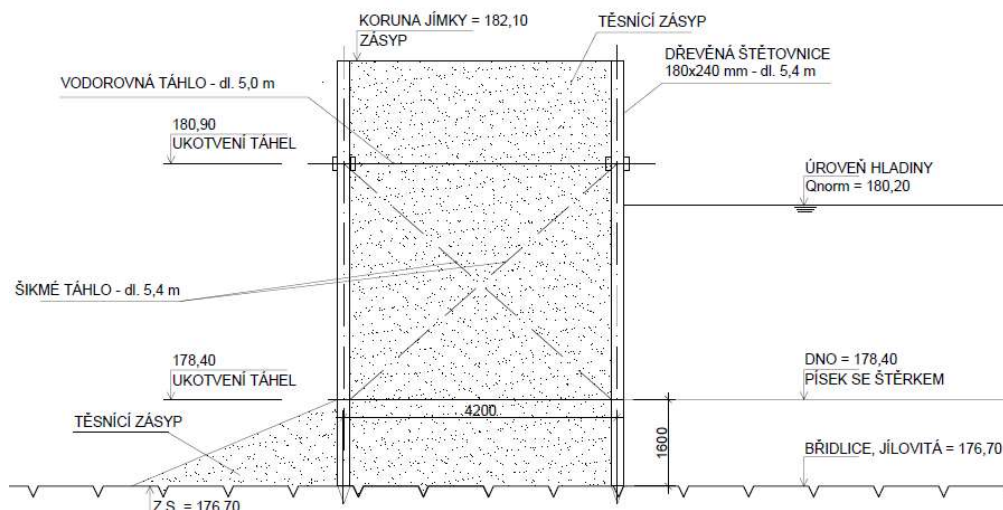
$$\underline{H_u = 300,731 \times \text{tg}30^\circ = 173,627 \text{ kN} > 168,124 \text{ kN}}$$

**VYHOVUJE**

Jímka	Koruna jímky	Pata štětovnic	Výkop	Délka štětovnic	Horní ukotvení táhel	Spodní ukotvení táhel
	m n. m.	m n. m.	m n. m.	m	m n. m.	m n. m.
P1	182,40	177,50	177,50	4,50	180,90	178,20
P2	182,40	176,70	176,70	5,40	180,90	178,40
P3	182,40	176,85	176,85	5,20	180,90	178,40
P4	182,40	177,80	177,80	3,80	180,90	178,70

*Tabulka 10: Geometrie jímek pro založení daného mostu*

Nadimenzované prvky ocelové jímky P2 platí pro všechny zbylé jímky. Navrženy jsou: vodící dřevěná pilota  $d = 250 \text{ mm}$ , dřevěné štětovnice  $180 \times 240 \text{ mm}$ , dřevěné kleštiny  $80 \times 120 \text{ mm}$ .



Obrázek 72: Příčný řez dvojitou, nasazenou dřevěnou jímkou viz. příloha č. 6

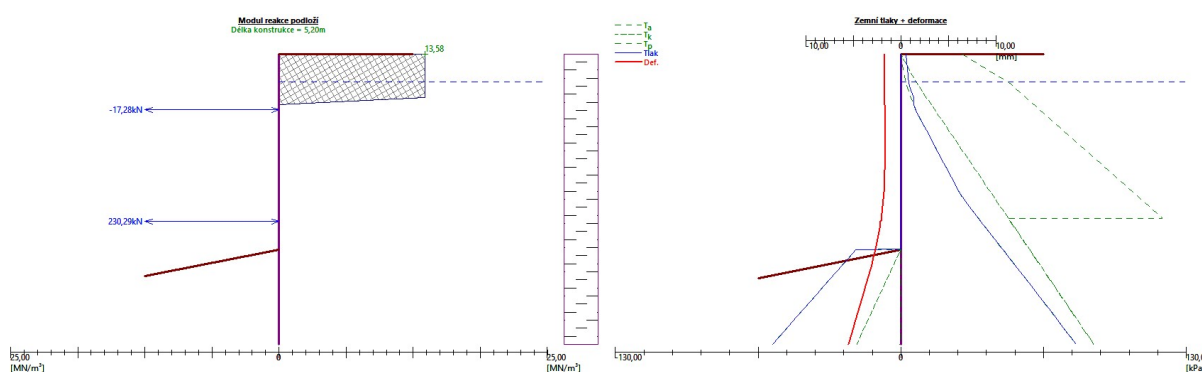
## 6. Porovnání způsobu založení Negrelliho viaduktu

### 6.1 Porovnání dřevěné a ocelové jímky

Nejdříve porovnám obě jímky dle dosahovaných výkonů při jejich výstavbě. Jedná se jen o teoretické časy, které nebudou úplně přesné, protože bych musel specifikovat počet lidí, strojů a dalších proměnných, což by se do času významně promítlo. U dřevěných štětových stěn se dosahovalo výkonu při beranění okolo 6–7 štětovnic za den, když už bylo k dispozici parní beranidlo. Tedy v případě Negrelliho viaduktu, kdy berany poháněla lidská síla, musely být výkony menší, řekl bych okolo 2–3 štětovnic za den. Hodnoty jsou uvedeny přibližně na jedno beranidlo. Zřízení jedné jímky bylo možné přibližně za 3–4 měsíce a demontáž jímky zhruba 1 měsíc. V dnešní době při beranění nebo vibrování ocelových štětovnic se dosahuje zaberanění průměrně 10 bm za den na jedné straně. A samotná montáž jímky se tedy zkrátí na pár dnů případně týdnů v závislosti na rozsahu jímky. Demontáž jímky je možná za pár dní.

Co se týká samotného materiálu konstrukce, tak jednoznačně dřevo je na ohyb méně únosné než ocel a celkově na únosnost dosahuje ocel lepších parametrů. Profily ocelových štětovnic jsou významně subtilnější než ty dřevěné. Což se promítá na

snadnějším beranění, lepší manipulaci a logistice materiálu. Spoje jednotlivých štětovic se utěsňovaly v případě dřevěných štětovic koudelí a tvrdými klínky. Ocelové štětovnice se těsnily dřívě škvárou, kterou se dosahovalo až překvapivě dobrých výsledků. V principu šlo o postupné zanášení jednotlivými zrny škváry až se spoj úplně utěsnil. V dnešní době se už využívá těsnění pomocí speciálních těsnících pryžových profilů (např. systém HOESCH). Dalším významným plusem ocelových profilů je možnost jejich opakovatelného použití, které je možné minimálně dvakrát. Když se vrátíme k návrhu historické dřevěné jímky, tak zjistíme, že dřevo je na dané zatížení absolutně nevyhovující, ale při stejném konstrukčním schématu a za použití moderních ocelových štětovic VL 604 jsou hodnoty přijatelné a vyhovující. Což jasně ukazuje rozdíl v únosnosti oceli a dřeva. Například deformace je u dřeva 55,6 mm a u ocele 5,4 mm.



Obrázek 73: Výpočet zemních tlaků a deformací u historického řešení za použití VL 604

Do ceny štětovic se obecně nejvíce promítá užitá mechanizace. Tedy v případě montování štětové stěny z pontonu na vodní hladině. Práce na vodě nám prodraží jímku až dvojnásobně oproti té, která se buduje na souši. A cena lidské práce se také značně mění. Když se podíváme na stavbu Negrelliho viaduktu, tak na ní pracovalo až 3000 dělníků. Dneska by na takové stavbě pracovalo odborným odhadem 10x méně dělníků. Je to hlavně vývojem ceny lidské práce, která pořád roste. Příkladem toho je u dvojitě, nasazené, ocelové jímky, kterou jsem řešil v předchozích kapitolách to, jak se provádějí spojovací táhla dvou štětových stěn. První varianta byla, že dělník v dílně opatřil štětovnice v dolní úrovni čepovým spojem s táhlem a táhlo se po zaberanění v horní úrovni přivařilo, protože práce potápěče byla významně dražší.

Ale dnes se situace obrátila a pro firmy je významně dražší svařovat v dílně tak náročný spoj a táhlo radši provede jako vodorovné za pomoci práce potápěče.

V historickém řešení se musela provádět sypaná hráz v místě budoucích pilířů, a to znamenalo významné zúžení koryta řeky, a tedy negativní hydraulické účinky, které ovlivňují budované konstrukce. A omezení pohybu pontonů a stavební mechanizace mezi budoucími pilíři. Dneska můžeme dle normy a statických výpočtů postavit, co nejpříznivější řešení dle zadaného problému. A nevycházet pouze ze zkušenosti stavitelů a může se snadněji přijít s inovativním nápadem.

## 7. Závěr

Teoretická část byla náročná v tom, že napsat tolik zajímavých faktů a událostí v nějakých ucelených souvislostech není jednoduché a vždy jednoznačné. Ale mojí výhodou bylo při zpracování, že o historii oboru mám velký zájem. Myslím, že dané zpracování faktů dává smysl a je přehledné. Co se týká praktické části byl jsem nadšený z toho, že se můžu věnovat problémům, které už mám dlouho v hlavě. Tedy projít si způsoby a materiály používané při stavbě před 170 lety a spočítat si to dle norem a znalostí současných a jasně ukázat, jak velkým vývojem si obor prošel. Při zpracování moderní ocelové jímky se ukázalo, že určité věci se nemění, a to je skutečnost, že beranit do poloskalních hornin je nemožné i s moderními stroji a materiály. Ocelová jímka skládající se ze štětovic VL 604 působí, že nabízí mnoho prostoru pro řešení zadaného problému, ale to jen zdánlivě. Nakonec se ukázalo, že nejlepší variantou je v daných geologických a hydrologických podmínkách jednoznačně dvojitá, nasazená jímka s rozepřením. Tohle konstrukční řešení tedy přineslo prakticky posudek opěrné konstrukce, který byl proveden dle EC 7. Jímka budovaná přibližně před 170 lety byla velkou výzvou, a to kvůli minimu informací z původního projektu. Takže se celý návrh zdál poměrně složitý na vyhovující posudek dle dnešních norem. Návrh konstrukce jsem volil na základě faktů známých z odborné literatury. Výšku vzduší vodní hladiny Vltavy, která byla před 170 lety, se mi nepodařilo dohledat, takže jsem vycházel ze současného stavu. Na základě archivní dokumentace jsem došel k řešení jednoduché dřevěné jímky, která byla z návodní strany zasypána těsnícím zásypem a v patě z druhé strany rovněž. Konstrukci jsem řešil jako klasickou paženou konstrukci. Výpočet byl proveden za pomoci softwaru GEO5. Který sice přinesl dle EC 7 výsledek, s kterým se dalo dále pracovat, ale následné posudky dřevěných konstrukčních prvků jímky ukázaly nedostatečnou únosnost dle EC 5. Celkově považuji zadání za splněné, protože teoretická část, a hlavně praktická ukázala, jaký skok se odehrál za posledních 170 let v oboru speciálního zakládání staveb. A stavby, které se stavěly dříve, by dneska stejným způsobem nebyly možné. Důležité je si uvědomit, že dříve se stavělo dle zkušeností stavitele a jeho uvážení. Dnes jsme odkázáni na normy, které pracují s pravděpodobnostmi, aby konstrukce byly dostatečně spolehlivé. A právě součinitele

pro bezpečnost návrhu nám vypočítávají konstrukce, které by reálně mohly vydržet i v menších rozměrech.

## Seznam použitých zdrojů

- [1] MASOPUST, CSC., J. Stručný historický úvod. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2013, vol. 2, no. 2, p. 3–4.
- [2] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 1.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2013, vol. 3, p. 2–7.
- [3] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 2.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2013, vol. 4, p. 2–6.
- [4] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 3.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2014, vol. 1, p. 2–5.
- [5] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 4.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2014, vol. 2, p. 2–5.
- [6] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 5.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2014, vol. 3, p. 2–7.
- [7] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 6.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2014, vol. 4, p. 2–6.
- [8] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 7.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2015, vol. 1, p. 2–6.
- [9] ŘEČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, 8.část. *ZAKLÁDÁNÍ*, 2015, vol. 2, p. 2–6.
- [10] BAŽANT, Zdeněk. *Metody zakládání staveb*. 2., přeprac. vyd. Praha: Academia, 1973.
- [11] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 2*. 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2016. 190 stran. ISBN 978-80-01-05938-8.
- [12] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [13] BAUER, Zdeněk. *Stavební stroje firmy Lanna*. Praha: Corona, 2005. ISBN 80-86116-29-8.
- [14] TURČEK, Peter a kol. *Zakládání staveb*. 1. Praha: Jaga Media, 2005. ISBN 80-8076-023-3.
- [15] BAŽANT, Zdeněk. *Zakládání vodních děl na sypkých zeminách*. Bratislava: Slovenská akadémia vied, 1963.
- [16] ČSN EN 1997-1 (731000) Eurokód 7: *Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [17] ČSN EN 1993-1-1 (731401): *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [18] ČSN EN 1993-1-1 (731401): *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [19] ČSN EN 1991-1-1 (730035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.

- [20] ČSN EN 73 1002 *Pilotové základy*. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1987.
- [21] <http://www.rekonstrukce-negrelliho-viaduktu.cz/> [online]. 2017 [cit. 2018-12-25].
- [22] RNDR. VITÁSEK, Petr. *Doplňkový a stavebně technický a IG průzkum*. Praha: SUDOP Praha, 2014.
- [23] DOC. ING. FOGLAR, PH. D., Marek. *SO 14 - 14 Železniční most v ev. km 411,549 (N10)*. Praha: SUDOP Praha, 2014.
- [24] <http://www.stetovnicebrno.cz/> [online]. 2010 [cit. 2018-12-25].



## Seznam použitých obrázků

Obrázek 1: Skříňové založení mostu v Roudnici nad Labem r. 1333-1340, a – půdorys, b – řez, c – detail s vyzdívaným pilířem [10] .....	4
Obrázek 2: Beranění lidskou silou v Nizozemsku v 17. století [2] .....	7
Obrázek 3: Beranění pilot parním beranem ještě v Nizozemsku v roce 1970 [2].....	8
Obrázek 4: Beranění dřevěné piloty volnopádovým beranem zdvihaným 14 muži na stavbě nábrežní zdi u Národního divadla v Praze v roce 1902 [13] .....	8
Obrázek 5: Dlouhodobě nejpopulárnější typ těžkého dieselberanu – Delmag D55 [2] .....	9
Obrázek 6: Starší elektrický vibrátor z počátku sedmdesátých let minulého století (vpravo) a novější hydraulický vibrátor z počátku osmdesátých let (vlevo), výrobky francouzské firmy PTC. [2].....	11
Obrázek 7: Pilotážní soupravy Franki používané ještě dnes v ČR [2] .....	14
Obrázek 8: První ponorný vibrátor z roku 1937 na stavbě [2].....	15
Obrázek 9: Staveniště s beraněním dřevěných pilot v Rotterdamu v roce 1921 [2].....	17
Obrázek 10: U. S. patent vrtné rotační soupravy do skalních hornin Petera Sweeneyho z roku 1866 [3] .....	18
Obrázek 11: Nákres valivého dláta z prvního patentu Howarda R. Hughese [3].....	21
Obrázek 12: Vrtné práce na trase metra A pražského metra v roce 1974 [3] .....	22
Obrázek 13: Rozrušování balvanů pomocí sochoru a palice na stavbě Masarykova zdymadla pod Střekovem v roce 1923 [13] .....	26
Obrázek 14: Vrtací vůz s prvními pneumatickými kladivy, zavedený na stavbě tunelu Fréjus v roce 1861[4].....	27
Obrázek 15: Pojízdne parní kompresor firmy Schramm z Pensylvánie v USA na konci 19. století [4] .....	28
Obrázek 16: Lehká pneumatiká vrtačka podle patentu S. Ingresolla z roku 1871 [4].....	29
Obrázek 17: Jedna z prvních vrtacích souprav v USA na parní pohon, která byla postavena dle patentu R. Leschota [5] .....	33
Obrázek 18: Schéma vrtného systému Duplex [5].....	35
Obrázek 19: Pažnicová korunka 114,3 mm a vrtná korunka ponorného kladiva systému zavlékané pažnice Symmetrix z roku 2000 [5] .....	36
Obrázek 20: Princip ponorného kladiva s reverzní cirkulací v dvouplášťové pažnici, znázorněný švédskou firmou Drconeq, konec 20. století [5] .....	36
Obrázek 21: První samohybné vrtací lomařské soupravy Quarrymaster firmy Ingersoll-Rand z roku 1948 v USA [5] .....	38
Obrázek 22: První univerzální vrtná souprava E9 z roku 1959 [5].....	38
Obrázek 23: Počítačová kontrola procesu vrtnání zařízením firmy Partner při vrtnání kotev [5].....	39
Obrázek 24: Vrtání plně hydraulickou vysokootáčivou jádrovací soupravou Diamec 250 pro sanaci nadloží před ražbou traťového tunelu metra I. A v Praze [5] .....	41
Obrázek 25: Stavba s vrtním pilot několika soupravami trojnožek klasickým nárazovým způsobem pomocí lanového vrátku, jimž byly osazeny armokoše ve Francii 1950 [6] .....	44
Obrázek 26: Nárazová drapáková souprava Benoto EDF s hydraulicky zatlačovanými pažnicemi, Francie v roce 1940 [6].....	45
Obrázek 27: Zapažovací rotátor RDM-M 3000 pro pažnice o průměru 3 m do hloubek 85 m [6].....	46
Obrázek 28: Jedna z prvních vrtných souprav pro vrtnání pilot s nástavbou na parním bagrjeřábu v USA ve třicátých letech 20. století [6] .....	47
Obrázek 29: Pilotovací souprava Bauer BG 25 s lafetou nesenou paralelogramem a s posuvnou vrtnou hlavou, zavrtávající výpažnici v roce 2003 [6].....	49
Obrázek 30: Vrtání pilot o průměru 60 cm typickou nárazovou soupravou s přímým bentonitovým výplachem na stavbě pilířové přehrady Beaufort ve Francii v roce 1958 [7] .....	51
Obrázek 31: Nákres metody vrtnání s reverzní cirkulací výplachu vnitřkem vrtného sutyčí s pomocí airliftu, z patentu inženýra F. Höningmanna [7].....	53
Obrázek 32: Vrtání pilot o průměru 900 mm ponorným kladivem Sandvik XL24 na soupravě Soilmec R12 a s třemi kompresory Atlas-Copco v amfibolech s křemennými žílami na stavbě Omya [7].....	54
Obrázek 33: Jedna z prvních provádění pilot ACIP v USA, rok 1950 [7].....	55

Obrázek 34: Znázornění hloubení studny spouštěním tubusu její obezdívky s postupným podkopáváním a současným nadezdíváním ve starém Egyptě 3000 př. n. l. [8] .....	57
Obrázek 35: Spouštění otevřeného železobetonového kesonu o průměru 3,5 m a hloubce 80 pro podzemní multireaktor ČOV [8].....	59
Obrázek 36: Znázornění výstavby středomořského přístavu Ceaserea v Judei v roce 20 př. n. l. s naplavováním skříňového základu na určené místo [8].....	60
Obrázek 37: Znázornění prací na kesonovém založení mostu Brooklyn Bridge v roce 1873[8].....	61
Obrázek 38: Původní skica Augustina Coulomba z roku 1773 znázorňující teorii působení tlaku klínu zeminy za opěrnou zdí. [9] .....	62
Obrázek 39: Typické odstředivé čerpadlo modelu Invincible firmy Gwynne pro stavební účely z roku 1875 [9].....	64
Obrázek 40: Obvyklé uspořádání čerpání z jímky pro nábrežní zeď [13].....	65
Obrázek 41: Z Vitruvia desetidílného díla o architektuře z 1. století př. n. l. – znázornění alternativní metody odčerpání vody z vnitřku dvojitých pažících stěn Archimédovým šroubem pro zhotovení základů [9] .....	66
Obrázek 42: Rozpíraná štětová štětová jímka na Dunaji těsněná ve dně tryskovou injektáží [9] .....	67
Obrázek 43: Stav založení návodních pilířů Karlova mostu v Praze roku 1967: a – skříň, b – skříň, část na nízkém pilotovém roštu, c – skříň, kolem kesonový věnec, d – dva kesony. [9].....	68
Obrázek 44: Historická mapa Prahy .....	69
Obrázek 45: Současná mapa Prahy .....	69
Obrázek 46: Historická malba Negrelliho viaduktu [21] .....	70
Obrázek 47: Olejomalba K. Grolla zachycující výstavbu Negrelliho viaduktu [13] .....	72
Obrázek 48: Opracování a kování dřevěné piloty: c – botka, d – okosení hlavy, e – zděř [10].....	73
Obrázek 49: Dřevěná štětová stěna [10].....	75
Obrázek 50: Larsenky: a – normální profil IIIln (IVn), b, c – nároží, d – odbočka [10].....	76
Obrázek 51: Jednoduchá ocelová jímka [10] .....	77
Obrázek 52: Zjednodušené zatížení na jímku od účinků vody .....	79
Obrázek 53: Schéma rozmístění táhel na štětové stěně 1,0 – 1,2 m .....	81
Obrázek 54: Injekční trubky pro injektáž při nedoberanění štětovnice .....	82
Obrázek 55: Schéma, kde na levé straně je varianta s šikmými táhly a na pravé s vodorovnými .....	82
Obrázek 56: Na obrázku je vidět jímka pilíře Negrelliho viaduktu – A [21] .....	83
Obrázek 57: Na obrázku je vidět jímka pilíře Negrelliho viaduktu – B [21] .....	84
Obrázek 58: Jednoduchá tabulová jímka [10].....	84
Obrázek 59: Zatížení na stěnu .....	92
Obrázek 60: Příčný řez ocelovou, nasazenou, dvojitou jímkou bez rozepření viz. příloha č. 2.....	94
Obrázek 61: Schéma rozepření [10] .....	95
Obrázek 62: Výpočet sil v rozpěrách .....	96
Obrázek 63: Příčný řez ocelovou, nasazenou, dvojitou jímkou s rozepřením A viz. příloha č. 3 .....	100
Obrázek 64: Příčný řez ocelovou, dvojitou jímkou s rozepřením B viz. příloha č. 4.....	100
Obrázek 65: Schématický příčný řez s rozepřením .....	101
Obrázek 66: Štětová stěna bez rozepření je nestabilní .....	102
Obrázek 67: Výpočet zemních tlaků a deformací fáze 1 z programu GEO5 viz. příloha č. 1.....	102
Obrázek 68: Výpočet zemních tlaků a deformací fáze 2 z programu GEO5 viz. příloha č. 1.....	102
Obrázek 69: Výsledek zemních tlaků a deformací konečné fáze z programu GEO5 viz. příloha č. 1.....	103
Obrázek 70: Výsledek vnitřních sil konečné fáze z programu GEO5 viz. příloha č. 1.....	103
Obrázek 71: Příčný řez jednoduchou dřevěnou jímkou s rozepřením viz. příloha č. 5.....	107
Obrázek 72: Příčný řez dvojitou, nasazenou dřevěnou jímkou viz. příloha č. 6 .....	112
Obrázek 73: Výpočet zemních tlaků a deformací u historického řešení za použití VL 604 .....	113

## Seznam použitých tabulek

Tabulka 1: Délky jednotlivých štětových stěn .....	87
Tabulka 2: Návrhové hodnoty zatížení [16] .....	87
Tabulka 3: Základní parametry štětovicových stěn [24] .....	87
Tabulka 4: Geometrie jímek pro založení daného mostu .....	93
Tabulka 5: Zatížení jímky na normální hladinu vody .....	94
Tabulka 6: Zatížení jímky na 1-letou hladinu vody .....	95
Tabulka 7: Geometrie jímek pro založení daného mostu .....	99
Tabulka 8: Vstupní parametry .....	101
Tabulka 9: Geometrie jímek pro založení daného mostu .....	106
Tabulka 10: Geometrie jímek pro založení daného mostu .....	111

**Seznam příloh:**

Příloha č. 1 - Statické posouzení historického řešení jímky v GEO5

Příloha č. 2 - Příčný řez ocel., dvojitou, nasazenou jímkou bez rozepření

Příloha č. 3 - Příčný řez ocel., dvojitou, nasazenou jímkou s rozepřením A

Příloha č. 4 - Příčný řez ocel., dvojitou, nasazenou jímkou s rozepřením B

Příloha č. 5 - Příčný řez dřevěnou jednoduchou jímkou s rozepřením

Příloha č. 6 - Příčný řez dřevěnou, dvojitou, nasazenou jímkou bez rozepření

## Posouzení pažící konstrukce

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : Historie speciálního zakládání na příkladu Negrelliho viaduktu  
 Část : Diplomová práce  
 Popis : Posudek historického řešení štětové stěny  
 Vypracoval : Bc. Ondřej Beneš  
 Datum : 22.12.2018

#### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

#### Materiály a normy

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

#### Výpočet tlaků

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

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

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

#### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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



Pouze pro nekomerční využití



### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 5,20 m

Název průřezu : Dřevěná stětovnice

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu  $A = 4,32E-02 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti  $I = 2,07E-04 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti  $E = 11000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 690,00 \text{ MPa}$

### Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída F6, konzistence tuhá		20,00	12,00	21,00	11,00	15,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

### Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Třída F6, konzistence tuhá		0,40	-	5,00

### Parametry zemín

#### Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$

Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 15,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 5,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída F6, konzistence tuhá	

### Hloubení

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

Sklon zeminy před zdí  $\beta = 0,00^\circ$

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
2	4,20	0,00
3	9,20	2,50
4	10,20	2,50

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,50 m

### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

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

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

#### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T <sub>a,p</sub> [kPa]	T <sub>k,p</sub> [kPa]	T <sub>p,p</sub> [kPa]	T <sub>a,z</sub> [kPa]	T <sub>k,z</sub> [kPa]	T <sub>p,z</sub> [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.02
0.50	0.00	0.00	0.00	2.10	6.91	48.76
1.00	0.00	0.00	0.00	6.75	15.53	63.20
1.50	0.00	0.00	0.00	13.50	24.15	77.64
1.50	0.00	-0.00	-28.02	13.50	24.15	77.64
2.50	0.00	-13.82	-69.50	27.00	41.38	106.51
2.54	0.00	-14.44	-71.36	27.60	42.16	107.80
2.94	0.00	-19.91	-87.79	35.42	48.98	119.24
2.94	0.00	-19.92	-87.84	35.44	49.00	49.00
3.07	0.00	-21.71	-93.20	37.99	51.23	51.23
3.32	-2.94	-25.12	-103.45	42.87	55.49	55.49
4.20	-13.43	-37.31	-140.03	60.26	70.69	70.69
4.20	-13.44	-37.32	-140.07	60.28	70.71	70.71
5.20	-25.33	-51.13	-181.52	80.00	87.93	87.93

#### Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-5.42	0.00	0.00	0.00
0.13	0.00	0.00	-5.07	0.55	-0.04	0.00
0.26	0.00	0.00	-4.73	1.09	-0.14	0.01
0.39	0.00	0.00	-4.38	1.64	-0.32	0.04
0.52	0.00	0.00	-4.04	2.29	-0.57	0.10
0.65	0.00	0.00	-3.69	3.50	-0.95	0.20
0.78	0.00	0.00	-3.35	4.70	-1.48	0.35
0.91	0.00	0.00	-3.01	5.91	-2.17	0.59



Pouze pro nekomerční využití



Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.04	0.00	0.00	-2.67	7.29	-3.03	0.92
1.17	0.00	0.00	-2.34	9.04	-4.09	1.39
1.30	0.00	0.00	-2.02	10.80	-5.38	2.00
1.43	0.00	0.00	-1.72	12.56	-6.90	2.80
1.49	0.00	0.00	-1.58	13.39	-7.71	3.25
1.51	0.00	0.00	-1.55	-14.74	-7.69	3.37
1.56	0.00	0.00	-1.44	-16.20	-6.89	3.75
1.69	0.00	0.00	-1.18	-19.84	-4.55	4.50
1.82	37.70	0.00	-0.96	-22.79	-1.51	4.82
1.95	37.70	0.00	-0.77	-15.80	0.98	4.84
2.08	37.70	0.00	-0.62	-10.16	2.65	4.60
2.21	37.70	0.00	-0.51	-5.80	3.68	4.18
2.34	37.70	0.00	-0.42	-2.62	4.21	3.66
2.47	37.70	37.70	-0.36	0.14	4.43	3.07
2.60	37.70	37.70	-0.33	3.23	4.19	2.50
2.73	37.70	0.00	-0.31	2.54	3.79	2.01
2.86	37.70	0.00	-0.31	3.35	3.40	1.54
2.99	37.70	0.00	-0.32	3.72	2.94	1.13
3.12	37.70	0.00	-0.34	3.77	2.45	0.78
3.25	37.70	0.00	-0.36	3.60	1.97	0.49
3.38	37.70	0.00	-0.39	3.28	1.52	0.26
3.51	37.70	0.00	-0.42	2.88	1.12	0.09
3.64	37.70	0.00	-0.46	2.44	0.77	-0.03
3.77	37.70	0.00	-0.49	2.00	0.48	-0.11
3.90	37.70	0.00	-0.52	1.59	0.25	-0.16
4.03	37.70	0.00	-0.55	1.21	0.07	-0.18
4.16	37.70	0.00	-0.58	0.88	-0.07	-0.18
4.29	37.70	0.00	-0.61	0.59	-0.16	-0.17
4.42	37.70	0.00	-0.63	0.33	-0.22	-0.14
4.55	37.70	0.00	-0.66	0.11	-0.25	-0.11
4.68	37.70	0.00	-0.69	-0.10	-0.25	-0.08
4.81	37.70	0.00	-0.71	-0.29	-0.22	-0.05
4.94	37.70	0.00	-0.74	-0.48	-0.17	-0.02
5.07	37.70	0.00	-0.76	-0.67	-0.10	-0.01
5.20	37.70	0.00	-0.79	-0.87	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 7,71 kN/m

Maximální moment = 4,84 kNm/m

Maximální deformace = 5,4 mm

### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 2,3$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	3,1
2	0,36	3,6
3	0,73	4,0



Pouze pro nekomerční využití





	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
4	1,09	4,1
5	1,46	4,1
6	1,82	3,9
7	2,18	3,5
8	2,55	2,9
9	2,91	2,1
10	3,28	1,1
11	3,64	0,0
12	3,64	0,0

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1		- 0,00 .. ∞	Třída F6, konzistence tuhá	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.  
Sklon zeminy před zdí  $\beta = 0,00^\circ$

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	4,20	0,00
3	9,20	2,50
4	10,20	2,50

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,50 m

### Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon $\alpha$ [°]
1	Ano	1,00	8,74	2,00	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	15000,000	0,00

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá



Pouze pro nekomerční využití



## Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.02
0.50	0.00	0.00	0.00	2.10	6.91	48.76
1.00	0.00	0.00	0.00	6.75	15.53	63.20
1.50	0.00	0.00	0.00	13.50	24.15	77.64
1.50	0.00	-0.00	-28.02	13.50	24.15	77.64
2.50	0.00	-13.82	-69.50	27.00	41.38	106.51
2.54	0.00	-14.44	-71.36	27.60	42.16	107.80
2.94	0.00	-19.91	-87.79	35.42	48.98	119.24
2.94	0.00	-19.92	-87.84	35.44	49.00	49.00
3.07	0.00	-21.71	-93.20	37.99	51.23	51.23
3.32	-2.94	-25.12	-103.45	42.87	55.49	55.49
4.20	-13.43	-37.31	-140.03	60.26	70.69	70.69
4.20	-13.44	-37.32	-140.07	60.28	70.71	70.71
5.20	-25.33	-51.13	-181.52	80.00	87.93	87.93

### Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	1.89	-5.42	0.00	0.00	0.00
0.13	0.00	0.00	-5.07	0.55	-0.04	0.00
0.26	0.00	0.00	-4.73	1.09	-0.14	0.01
0.39	0.00	0.00	-4.38	1.64	-0.32	0.04
0.52	0.00	0.00	-4.04	2.29	-0.57	0.10
0.65	0.00	0.00	-3.69	3.50	-0.95	0.20
0.78	0.00	0.00	-3.35	4.70	-1.48	0.35
0.91	0.00	0.00	-3.01	5.91	-2.17	0.59
1.00	0.00	0.00	-2.78	6.87	-2.75	0.81
1.00	0.00	0.00	-2.78	6.87	-2.77	0.81
1.04	0.00	0.00	-2.67	7.29	-3.05	0.93
1.17	0.00	0.00	-2.34	9.04	-4.11	1.39
1.30	0.00	0.00	-2.03	10.80	-5.40	2.01
1.43	0.00	0.00	-1.72	12.56	-6.92	2.80
1.49	0.00	0.00	-1.58	13.39	-7.73	3.26
1.51	0.00	0.00	-1.55	-14.74	-7.72	3.38
1.56	0.00	0.00	-1.44	-16.20	-6.91	3.76
1.69	0.00	0.00	-1.18	-19.84	-4.57	4.51
1.82	37.70	0.00	-0.96	-22.91	-1.53	4.83
1.95	37.70	0.00	-0.78	-15.94	0.98	4.86
2.08	37.70	0.00	-0.63	-10.33	2.68	4.61
2.21	37.70	0.00	-0.51	-6.02	3.73	4.19
2.34	37.70	0.00	-0.43	-2.88	4.29	3.67
2.47	37.70	37.70	-0.37	-0.45	4.56	3.06
2.60	37.70	37.70	-0.34	2.56	4.41	2.47
2.73	37.70	37.70	-0.32	4.18	3.96	1.92

Pouze pro nekomerční využití

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.86	37.70	37.70	-0.32	4.69	3.37	1.44
2.99	37.70	37.70	-0.33	4.36	2.78	1.04
3.12	37.70	0.00	-0.35	3.44	2.29	0.74
3.25	37.70	0.00	-0.37	3.30	1.85	0.47
3.38	37.70	0.00	-0.40	3.03	1.43	0.26
3.51	37.70	0.00	-0.43	2.67	1.06	0.10
3.64	37.70	0.00	-0.46	2.27	0.74	-0.02
3.77	37.70	0.00	-0.49	1.87	0.47	-0.10
3.90	37.70	0.00	-0.52	1.49	0.25	-0.14
4.03	37.70	0.00	-0.55	1.14	0.08	-0.17
4.16	37.70	0.00	-0.58	0.83	-0.04	-0.17
4.29	37.70	0.00	-0.61	0.55	-0.13	-0.16
4.42	37.70	0.00	-0.64	0.31	-0.19	-0.14
4.55	37.70	0.00	-0.66	0.10	-0.22	-0.11
4.68	37.70	37.70	-0.69	-0.08	-0.25	-0.13
4.81	37.70	37.70	-0.71	-0.23	-0.23	-0.10
4.94	37.70	0.00	-0.74	-0.43	-0.16	-0.02
5.07	37.70	0.00	-0.76	-0.60	-0.09	-0.01
5.20	37.70	0.00	-0.79	-0.78	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 7,73 kN/m

Maximální moment = 4,86 kNm/m

Maximální deformace = 5,4 mm

#### Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,00	-0,04

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 2,3$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	3,1
2	0,36	3,6
3	0,73	4,0
4	1,09	4,1
5	1,46	4,1
6	1,82	3,9
7	2,18	3,5
8	2,55	2,9
9	2,91	2,1
10	3,28	1,1
11	3,64	0,0
12	3,64	0,0



Pouze pro nekomerční využití



## Vstupní data (Fáze budování 3)

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1		- 0,00 .. ∞	Třída F6, konzistence tuhá	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.  
Sklon zeminy před zdí  $\beta = -15,00^\circ$

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	4,20	0,00
3	9,20	2,50
4	10,20	2,50

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,50 m

### Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon $\alpha$ [°]
1	Ne	1,00	8,74	2,00	0,00
2	Ano	3,00	8,74	2,00	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	15000,000	0,00
2	Ne		210000,00	15000,000	0,00

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T <sub>a,p</sub> [kPa]	T <sub>k,p</sub> [kPa]	T <sub>p,p</sub> [kPa]	T <sub>a,z</sub> [kPa]	T <sub>k,z</sub> [kPa]	T <sub>p,z</sub> [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.02
0.50	0.00	0.00	0.00	2.10	6.91	48.76
1.00	0.00	0.00	0.00	6.75	15.53	63.20
2.50	0.00	0.00	0.00	27.00	41.38	106.51
2.54	0.00	0.00	0.00	27.60	42.16	107.80
2.94	0.00	0.00	0.00	35.42	48.98	119.24
2.94	0.00	0.00	0.00	35.44	49.00	49.00
3.50	0.00	0.00	0.00	46.45	58.62	58.62



Pouze pro nekomerční využití



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.50	0.00	-0.00	-20.52	46.45	58.62	58.62
3.93	0.00	-5.11	-30.15	54.98	66.08	66.08
4.20	0.00	-8.28	-36.10	60.26	70.69	70.69
4.20	0.00	-8.29	-36.12	60.28	70.71	70.71
5.13	0.00	-19.30	-56.85	78.66	86.76	86.76
5.20	-0.67	-20.10	-58.36	80.00	87.93	87.93

## Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-7.56	0.00	0.00	-0.00
0.13	0.00	0.00	-6.94	0.55	-0.04	0.00
0.26	0.00	0.00	-6.31	1.09	-0.14	0.01
0.39	0.00	0.00	-5.69	1.64	-0.32	0.04
0.52	0.00	0.00	-5.07	2.29	-0.57	0.10
0.65	0.00	0.00	-4.45	3.50	-0.95	0.20
0.78	0.00	0.00	-3.83	4.70	-1.48	0.35
0.91	0.00	0.00	-3.21	5.91	-2.17	0.59
1.00	0.00	0.00	-2.79	6.87	-2.75	0.81
1.00	0.00	0.00	-2.79	6.87	-0.89	0.81
1.04	0.00	0.00	-2.60	7.29	-1.18	0.85
1.17	0.00	1.89	-1.99	18.65	-2.83	1.08
1.30	0.00	1.89	-1.39	21.40	-5.43	1.61
1.43	0.00	1.89	-0.81	24.14	-8.39	2.50
1.56	0.00	1.89	-0.24	27.18	-11.73	3.81
1.69	0.00	1.89	0.30	30.36	-15.47	5.57
1.82	0.00	1.89	0.79	33.32	-19.61	7.84
1.95	0.00	1.89	1.23	35.88	-24.11	10.68
2.08	0.00	1.89	1.59	38.35	-28.94	14.12
2.21	0.00	1.89	1.84	40.69	-34.08	18.21
2.34	0.00	1.89	1.95	42.84	-39.51	22.99
2.47	0.00	1.89	1.90	44.73	-45.20	28.49
2.60	0.00	1.89	1.63	46.28	-51.13	34.75
2.73	0.00	1.89	1.10	47.43	-57.22	41.79
2.86	0.00	1.89	0.26	48.09	-63.44	49.63
2.99	0.00	0.00	-0.95	36.39	-68.86	58.26
3.00	0.00	0.00	-1.06	36.59	61.19	58.95
3.12	0.00	0.00	-2.57	38.95	56.66	51.87
3.25	0.00	0.00	-4.58	41.52	51.43	44.84
3.38	0.00	0.00	-6.92	44.08	45.86	38.51
3.49	0.00	0.00	-9.17	46.29	40.80	33.66
3.51	0.00	0.00	-9.55	25.90	40.17	32.93
3.64	0.00	0.00	-12.43	25.58	36.83	27.93
3.77	0.00	0.00	-15.51	25.25	33.52	23.35
3.90	0.00	0.00	-18.76	24.92	30.26	19.21
4.03	0.00	0.00	-22.16	24.59	27.04	15.48

Pouze pro nekomerční využití

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.16	0.00	0.00	-25.67	24.26	23.87	12.18
4.29	0.00	0.00	-29.28	23.94	20.74	9.28
4.42	0.00	0.00	-32.95	23.61	17.65	6.78
4.55	0.00	0.00	-36.67	23.28	14.60	4.69
4.68	0.00	0.00	-40.43	22.95	11.59	2.98
4.81	0.00	0.00	-44.21	22.62	8.63	1.67
4.94	0.00	0.00	-48.01	22.29	5.71	0.74
5.07	0.00	0.00	-51.80	21.97	2.83	0.18
5.20	0.00	0.00	-55.61	21.64	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 69,22 kN/m

Maximální moment = 58,95 kNm/m

Maximální deformace = 55,6 mm

#### Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,00	3,71
2	3,00	260,83

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 17,0$  mm

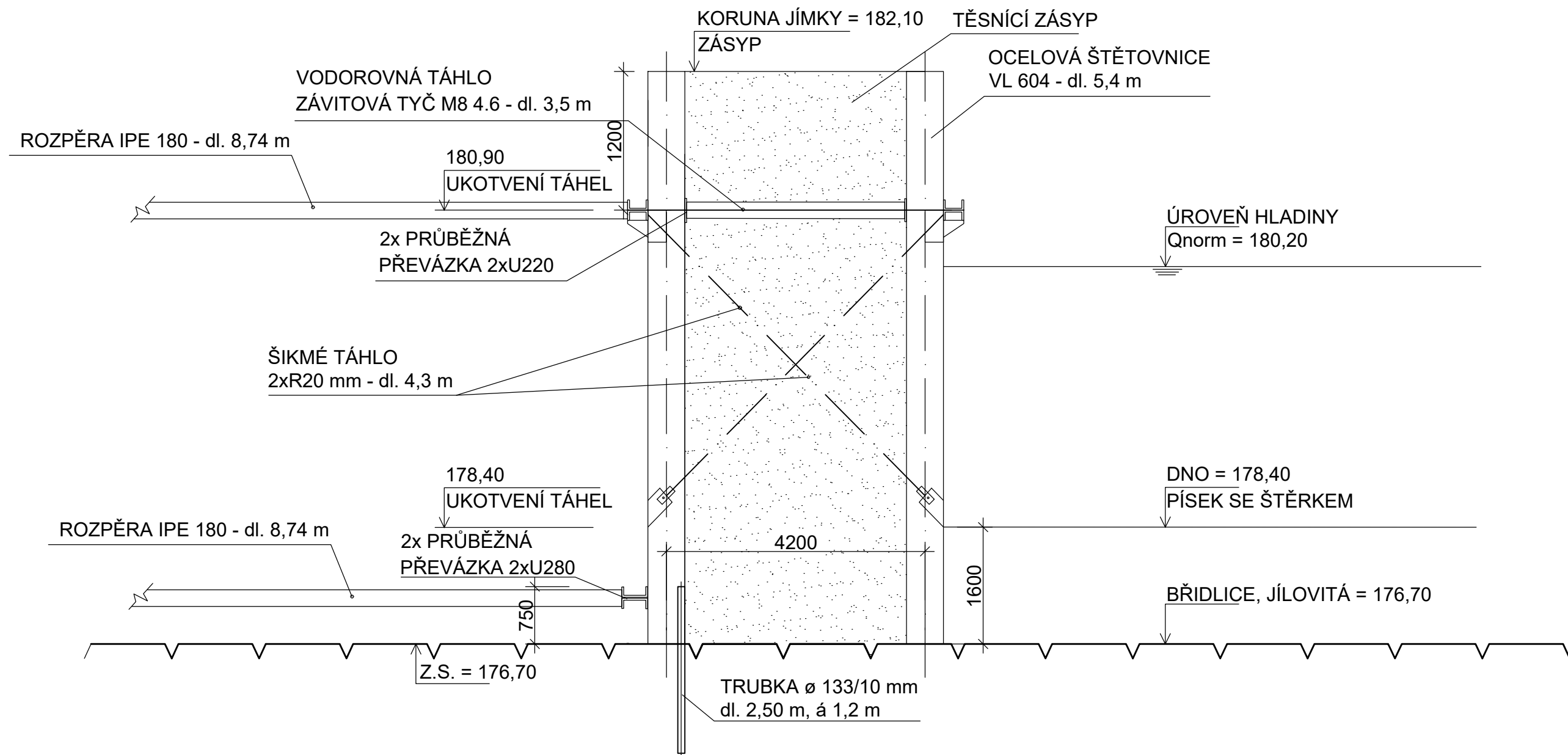
	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	31,6
2	0,36	34,6
3	0,73	36,2
4	1,09	36,4
5	1,46	35,3
6	1,82	32,8
7	2,18	29,0
8	2,55	23,8
9	2,91	17,2
10	3,28	9,3
11	3,64	0,0
12	3,64	0,0




Pouze pro nekomerční využití

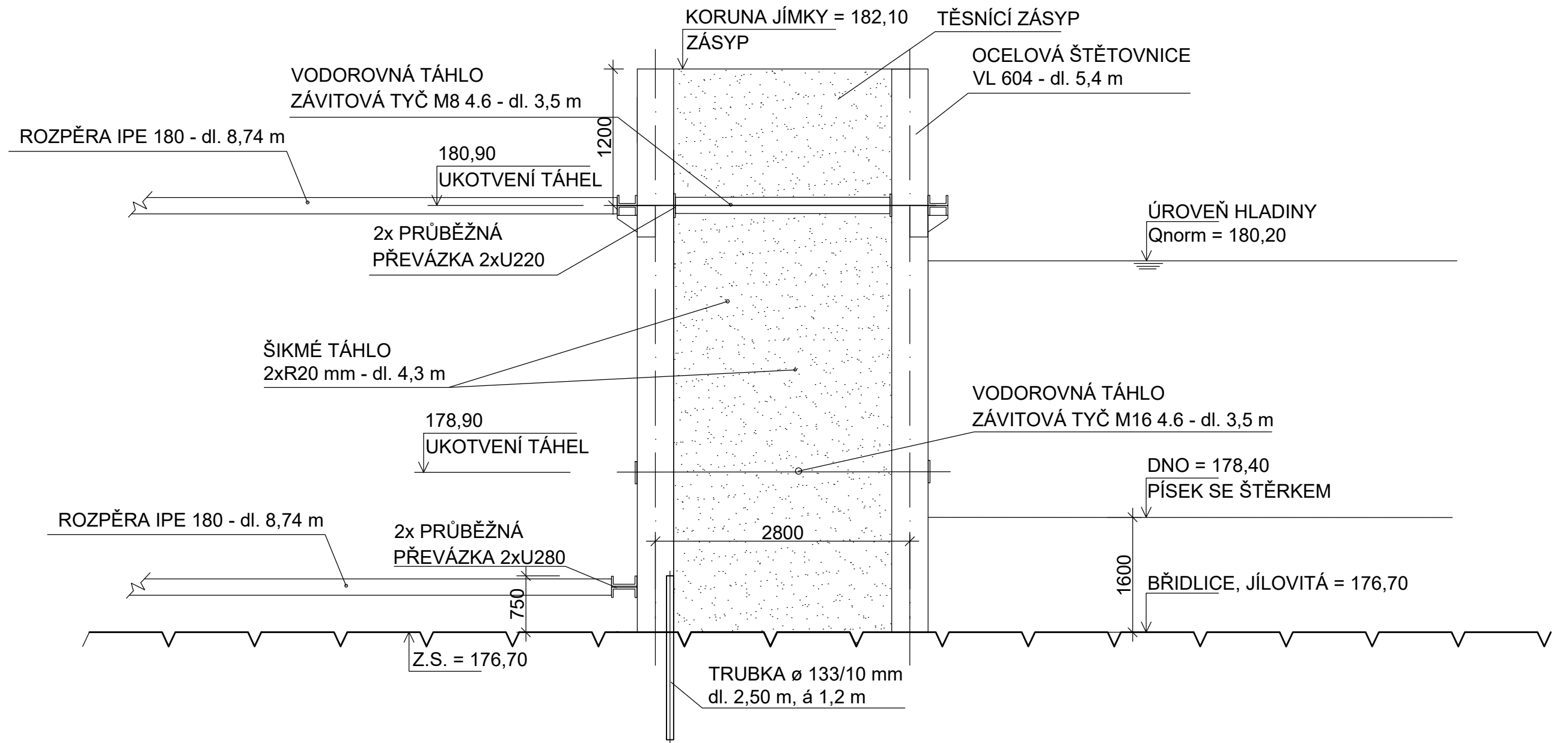





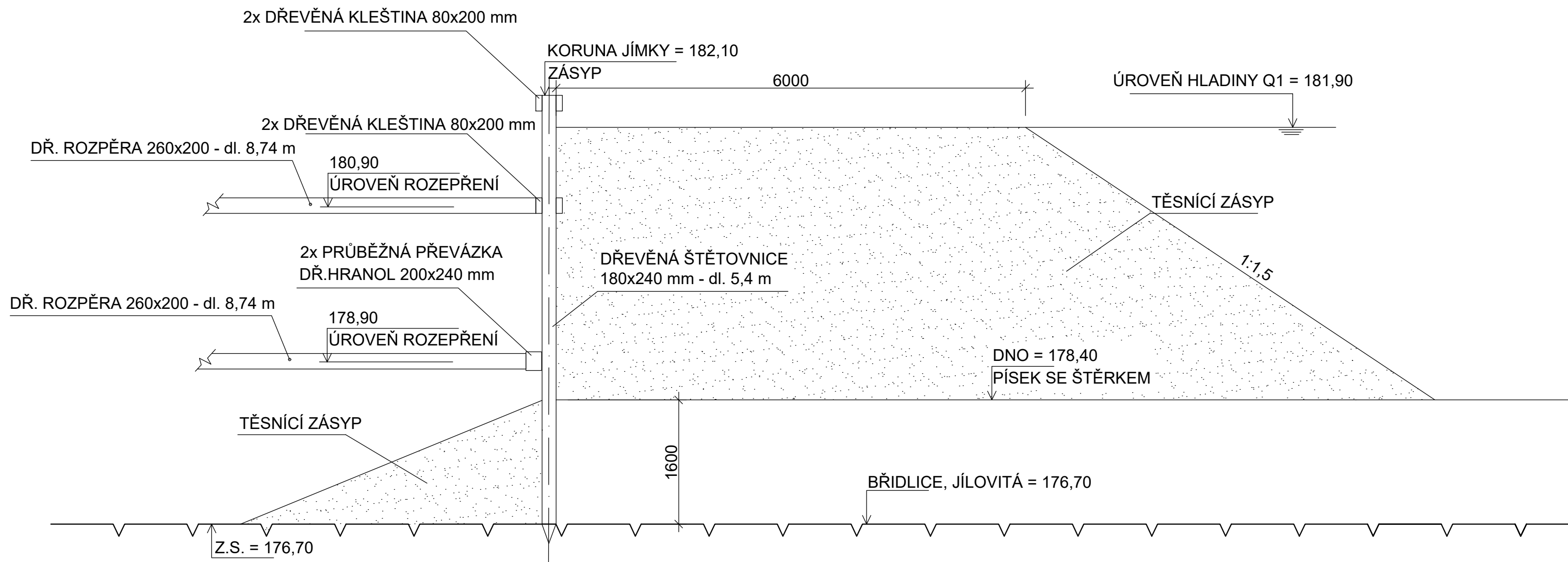



Zpracoval	Vedoucí	Školní rok	Fakulta stavební
Bc. Ondřej Beneš	Ing. L. Černá Vydrová, Ph.D.	2018/2019	ČVUT 
Katedra	k135 - katedra geotechniky		Datum
Akce	Diplomová práce - příloha 3		20.12.18
Výkres	Příčný řez ocel., nasazenou, dvojitou jímkou		Měřítko
			1:50
			Formát
			2xA4

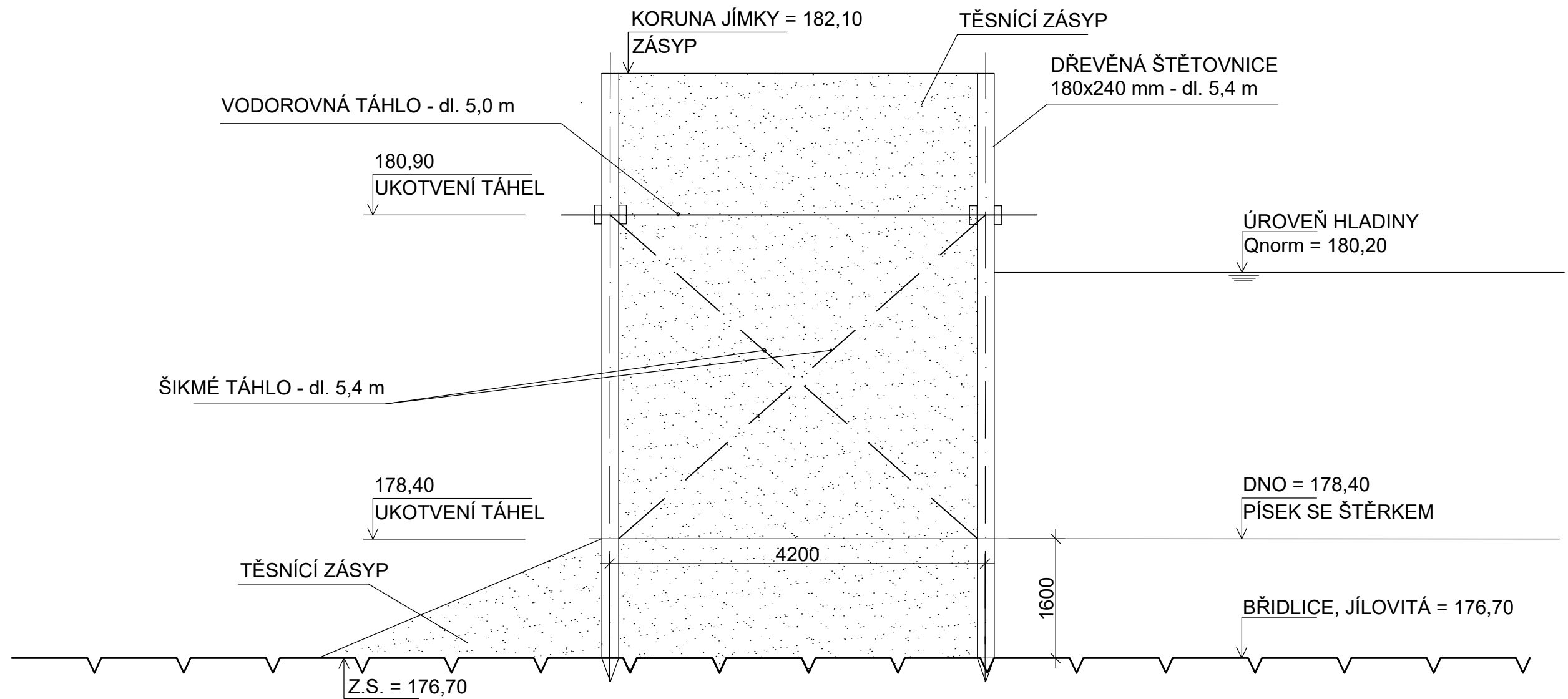





Zpracoval	Vedoucí	Školní rok	Fakulta stavební	
Bc. Ondřej Beneš	Ing. L. Černá Vydrová, Ph.D.	2018/2019	ČVUT 	
Katedra	k135 - katedra geotechniky		Datum	20.12.18
Akce	Diplomová práce - příloha 4		Měřítko	1:50
Výkres	Příčný řez dvojitou, nasazenou ocelovou jímkou		Formát	2xA4



Zpracoval	Vedoucí	Školní rok	Fakulta stavební	
Bc. Ondřej Beneš	Ing. L. Černá Vydrová, Ph.D.	2018/2019	ČVUT 	
Katedra	k135 - katedra geotechniky		Datum	20.12.18
Akce	Diplomová práce - příloha 5		Měřítko	1:50
Výkres	Příčný řez jednoduchou dřevěnou jímkou		Formát	2xA4



Zpracoval	Vedoucí	Školní rok	Fakulta stavební
Bc. Ondřej Beneš	Ing. L. Černá Vydrová, Ph.D.	2018/2019	ČVUT 
Katedra	k135 - katedra geotechniky		Datum
Akce	Diplomová práce - příloha 6		20.12.18
Výkres	Příčný řez dvojitou, nasazenou dřevěnou jímkou		Měřítko
			1:50
			Formát
			2xA4