

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZALOŽENÍ VÝROBNÍHO ZAŘÍZENÍ V HALE

FOUNDATION OF HEAVY EQUIPMENT IN INDUSTRIAL FACILITY

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jan Minarčík

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. MICHAL DONĚK, Ph.D.

BRNO 2020



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Jan Minarčík
Název	Založení výrobního zařízení v hale
Vedoucí práce	Ing. Michal Doněk, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2019
Datum odevzdání	10. 1. 2020

V Brně dne 31. 3. 2019

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

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

MASOPUST, J., GLISNÍKOVÁ, V. Zakládání staveb. Brno, 2006

TURČEK, P. a kol.: Zakládání staveb, Jaga, Bratislava, 2005

TR 34 Concrete industrial ground floors

WEIGLOVÁ, K. Mechanika zemin. Brno: CERM, 2007

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem diplomové práce je založení výrobního zařízení v hale. Návrh založení komplikují jednak nepříznivé základové poměry a jednak stísněné podmínky na staveništi. Autor DP by měl zvolit vhodnou technologii speciálního zakládání, koncepční řešení založení zdůvodnit a především provést návrh a posouzení základových prvků.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

Ing. Michal Doněk, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Předmětem práce je návrh založení výrobního zařízení, zvolení vhodné metody založení, a to tak aby byly respektovány okrajové podmínky návrhu. V první části práce je uveden teoretický základ zvolené technologie speciálního zakládání. V druhé pak samotný návrh založení zařízení. K řešení byly využity jak specializované výpočetní softwary, tak výpočty bez použití softwarového vybavení. K práci byla také zpracována potřebná prováděcí dokumentace.

KLÍČOVÁ SLOVA

Založení výrobního zařízení, trysková injektáž, navrhování

ABSTRACT

The main topic of diploma thesis is foundation of Heavy equipment in industrial facility and the selecting of the appropriate method foundation with respect to the boundary condition. The first part contains the theoretical basis of the chosen special foundation technology. In the second part, there is the design of the foundation itself. To solve the design was used special numerical softwares and also there was some calculation without using it. The necessary design documentation was also created.

KEYWORDS

Foundation of manufacturing equipment, jet grouting, design

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Jan Minarčík *Založení výrobního zařízení v hale*. Brno, 2019. 102 s., 49 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Michal Doněk, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Založení výrobního zařízení v hale* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 5. 9. 2019

Bc. Jan Minarčík
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat všem kteří mi pomáhali s přípravou práce, nebo jakkoli podporovali a stáli při mně, během jejího vytváření. Zejména bych chtěl poděkovat vedoucímu své práce Ing. Michalu Doňkovi Ph.D za vedení, přístup a čas strávený konzultacemi. Mé poděkování patří též brněnské kanceláři KELLER speciální zakládání, za věcné rady a poskytnutí podkladů k mé práci.

1. ÚVOD	1
2. TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ	2
2.1 PŘEHLED METODY	2
2.1.1 Definice tryskové injektáže	2
2.1.2 Historie a vývoj TI	3
Single Fluid System	3
Double Fluid System	4
Triple Fluid System	4
Super Jet Grouting	5
2.1.3 Tvary konstrukcí z tryskové injektáže	5
2.1.4 Oblast použití TI dle zemin	7
2.1.5 Aplikace tryskové injektáže	7
Usměrňování podzemní vody	7
Redukce sedání konstrukcí	8
Vyztužování	8
Životní prostředí	8
2.2 PROVÁDĚNÍ TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE	9
2.2.1 Technologická specifika	9
Vrtná souprava – kolona	10
Mísící jednotka	12
Injektážní pumpy a kompresory	12
2.2.2 Proces výroby	14
2.2.3 Provádění skupin pilířů	15
2.2.4 Injekční směs a zpětná suspenze	17
2.2.5 Technické parametry TI	18
2.2.6 Kontrola provádění TI	20
2.3 NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ Z TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE	24
2.3.1 Úvod	24
2.3.2 Zásady navrhování základových konstrukcí	25
Mezní stavy únosnosti dle EC 7	25
Ověření mezních stavů porušení	26
Návrhové přístupy pro případy porušení 1. MS STR a GEO	28
2.3.3 Vlastnosti TI	30
Faktory ovlivňující pevnost	30
Nárůst pevnosti v čase	31
Pevnostní parametry	32
Deformační parametry	35
2.3.4 Predikce velikosti průměru pilíře	35
Jednoduchá predikce velikosti pilíře	37
2.3.4 Samostatný pilíř z TI	38
2.3.5 Pažící konstrukce z TI	40
2.3.6 Těsnící konstrukce z TI	42
3. ZALOŽENÍ VÝROBNÍHO ZAŘÍZENÍ	46

3.1 ZADÁNÍ	46
3.1.1 <i>Popis stavby</i>	46
3.1.2 <i>Popis konstrukce</i>	47
3.2.3 <i>Požadavky na návrh</i>	48
3.2.4 <i>Zdůvodnění řešení</i>	48
3.2 VYHODNOCENÍ PODKLADŮ	49
3.2.1 <i>Inženýrsko – geologický průzkum (IGP)</i>	49
Metodika průzkumných prací laboratorní rozbory	49
Geologické a hydrogeologické poměry širšího okolí	50
Geotechnické typy	52
Geotechnický řez podložím	53
Geotechnické parametry zemin	55
Hydrogeologický průzkum	58
Zhodnocení IGP	58
3.2.2 <i>Zatížení výrobního zařízení</i>	59
Zatížení běžné desky	59
Zatížení jímky	60
3.3 NÁVRH ZALOŽENÍ BĚŽNÉ DESKY	66
3.3.1 <i>Metodika návrhu založení běžné desky</i>	66
3.3.2 <i>Posouzení běžné desky bez zlepšení podloží</i>	67
Posouzení únosnosti patky - 1. MS	68
Posouzení sednutí a natočení základu – 2.MS	69
3.3.2 <i>Návrh pilíře z tryskové injektáže</i>	70
Predikce velikosti pilíře	70
Určení pevnosti zlepšené zeminy	71
Závěr návrhu pilíře	71
3.3.3 <i>Návrh a posudek založení desky na 1. MS</i>	72
Vnitřní stabilita pilíře (STR)	72
Vnější stabilita (GEO)	73
3.3.4 <i>Posouzení založení běžné desky na 2.MS</i>	74
Popis modelu	74
Modelování konstrukce	75
Rozbor výsledků	76
Závěr návrhu	77
3.4 NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ TĚSNĚNÉ JÁMY	78
3.4.1 <i>Metodika návrhu zajištění těsněné jámy</i>	78
3.4.2 <i>Návrh a posudek gravitační zdi na 1.MS</i>	79
Určení geometrie - návrh	79
Vnitřní stabilita tížné zdi (STR)	80
Vnější stabilita – Rovnováha (EQU)	81
Vnější stabilita – Únosnost ve spáře (GEO)	82
3.4.3 <i>Návrh a posudek těsnění dna jámy na 1.MS</i>	83
Návrh těsnící konstrukce dna	83
Posouzení na hydraulické porušení (UPL)	84
Připuštění trhlin v těsnění dna (UPL)	84

3.5 NÁVRH ZALOŽENÍ BÍLÉ VANY	85
3.5.1 Metodika návrhu	85
3.5.2 Návrh a posudek pilíře z TI pro založení ŽB vany na 1.MS	85
Vnitřní stabilita (STR)	85
Vnější stabilita (GEO)	86
3.5.3 Posouzení založení ŽB vany na 2. MS	88
Popis modelu	88
Modelování konstrukce	89
Rozbor výsledků	90
Posouzení sedání konstrukce	91
Závěr návrhu	91
3.5 VÝSLEDNÝ NÁVRH ŘEŠENÍ	92
3.5.1 Konstrukční řešení založení výrobní linky	92
3.5.2 Výstupy práce	92
4. ZÁVĚR	93
SEZNAMY ZDROJŮ	94
SEZNAM SYBOLŮ A ZKRATEK	97
SEZNAM ILUSTRACÍ	99
SEZNAM TABULEK	101
SEZNAM PŘÍLOH	102

1. ÚVOD

Hlavním tématem diplomové práce je založení výrobní linky pro sestavení CNC obráběcích strojů. Linka se skládá ze dvou základních částí, v první je tvořena mělkým plošným základem, na kterém stojí výrobní nadzemní část. Druhá část je uložena v jímce, pro umístění potřebných součástí linky. Jímka je zhruba 2,5 metrů hluboká s šířkou 4,5 metru o celkové délce 26 metrů. Sloučený plošný základ linky je 4,5 metrů široký a cirká 48 metrů dlouhý. Základová spára plošného základu je v hloubce 0,5 až 0,9 metru.

Linka se realizuje ve stísněných prostorách stávající haly a navíc za omezeného provozu v hale. Úlohu rovněž komplikují nepříznivé základové poměry, a to z důvodu vysoké HPV a přítomnosti měkkých jílu v IG profilu. Přísné požadavky na nerovnoměrné sedání ze strany zadavatele, které v tomto případě činní 0,4 mm/m, dále zvyšují náročnost úlohy. Za použití metod některých metod speciálního zakládání staveb, bude nutné zajistit stabilitu základové půdy při výkopech a zásadním způsobem zlepšit zemní prostředí, aby bylo možné tohoto požadavku dosáhnout.

Variantních řešení by se v tomto případě dalo nejspíše nalézt několik, ale přihlédnutím k prostorovým možnostem v hale, tedy k výšce haly, stávajícím základům samotné haly, a k zachování stávajícího výrobního procesu v přilehlých halách a především k nárokům na založení, bude využito speciální metody zlepšení základové půdy a to tryskovou injektáží.

Práce je rozdělena do dvou základních částí, V první uvádí základní přehled metody tryskové injektáže, jakým způsobem se provádí, kontroluje vyhotovení a v neposlední řadě teoretický základ výpočtů pro použité konstrukce z tryskové injektáže. Druhá část práce se věnuje vyhodnocení obdržných podkladů, návrhu základové a pažící konstrukce a následnému posouzení, dle eurokódu 7. Závěrem vznikne plnohodnotný projekt pro založení výrobního zařízení, obsahující statický výpočet a grafické výstupy.

2. TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ

2.1 Přehled metody

2.1.1 Definice tryskové injektáže

Popis této metody nejlépe nebo nejjednodušeji vystihuje definice, která je uvedena v normě EN 12716 a zní:

„Technologie tryskové injektáže sestává z rozrušení zeminy nebo zvětralé skalní horniny, jejího částečného nahrazení a ze smíchání rozrušené zeminy s cementačním pojivem, přičemž rozrušení nastává působením tryskaného paprsku tekutého média o vysoké mechanické energii, médium může být současně pojivem.“

Z uvedeného vyplývá, že technologie tryskové injektáže (TI) je založená na vysokém tlaku paprsku z tekutého média, jenž se sestává z různých kombinací vody, vzduchu a cementové směsi (V-C). K dosažení erozivního účinku je využito injektování směsi přes trysky o velmi malém průměru, které jsou umístěny na monitoru, který je připojen k soutyčím, kterým je provrtáváno do podloží. Výsledkem tohoto soustrojí jsou rotačně tvarované různé tvary vzniklé rozřezáním zeminy, v základě na kruhový pilíř.



Obr. 2.1: Zkušební tryskání [17]

2.1.2 Historie a vývoj TI

Úplný počátek technologie tryskové injektáže sahá až do roku 1960, kde se začalo poprvé využívat vysoké mechanické energie, vzniklé velmi silným tlakovým proudem vody. Tímto vodním paprskem rozřezávali horniny a poloskalní horniny. Touto technologií se nechali inspirovat v Japonsku, kde v roce 1974 vznikla technologie tryskové injektáže, respektive její základní specifika. Jedním z nich byla možnost smíchat pojivo se zeminou, bez toho aniž by museli dopředu vyvrtat stejný objem zeminy, ale promíchat toto pojivo se zeminou v daném místě ještě „v zemi“. Tento zásadní objev posunul technologii TI významně kupředu, kdy se v průběhu let dosáhlo vytváření různých geometrických útvarů, které mají široké pole užití.[4]

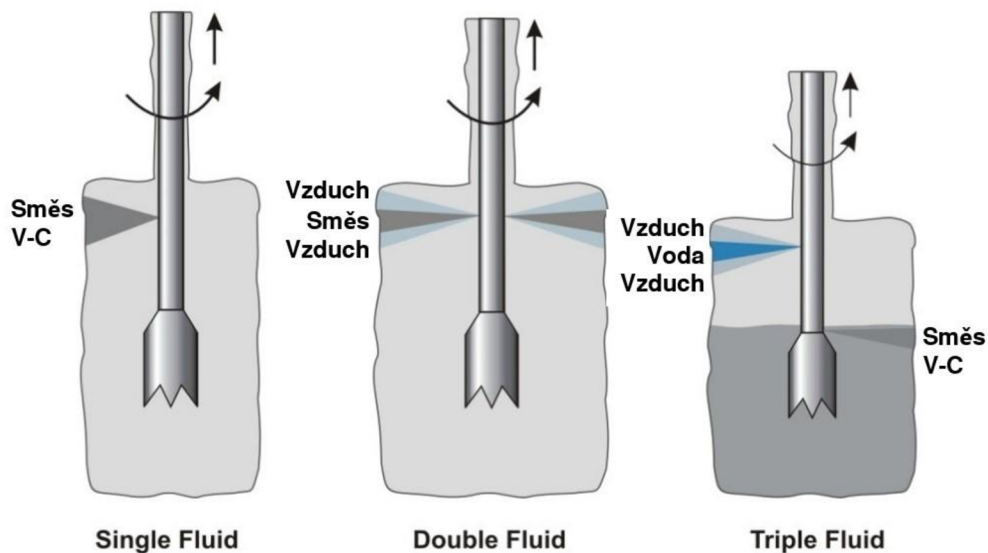
Jako první patentovaná metoda byla zaregistrována metoda Chemical Churning Pile (CCP), která využívala pojivo založené na různých chemických látkách. Nicméně tyto látky byly velmi rychle vyměněny suspenzí skládající se z cementu a vody (dále V-C). S touto technologií pod názvem Jumbo Special Pile (JSP), která přišla po několika letech s ještě silnějším, efektivnějším erozivním účinkem, kterého dosáhla využitím paprsku se vzduchem.[4]

Od vzniku v Japonsku a následného rozvinutí do celého světa, přišla tato technologie až do Evropy, kde se jí chytilo několik velkých firem jako je Bauer, Keller Grundbau, Zakládání staveb a další, které technologii dále rozvíjí, ale už si střeží své know-how. Z tohoto důvodu, se možná nerozvíjí tato speciální technologie dál v obecném měřítku, ale pouze v samotných firmách, kde jistě značně pokročili. Nicméně mohu uvést základní známé varianty prováděcích využívaných metod (obr. 2.2) pro vytváření speciálních konstrukcí z tryskové injektáže tak jak se postupně vyvíjeli:

Single Fluid System

Základní a nejjednodušší metoda, která využívá jako hlavní a jediné médium směs vody s cementem, které prořezává zeminu v horizontálním směru skrze jednu nebo dvě

trysky (obr. 2.2) v monitoru pod vysokým tlakem. Tlak v tryskách může dosáhnout až 60 MPa.[3] Průměr sloupů z TI může být do 1,0 m.



Obr. 2.2: Metody provádění tryskové injektáže

Double Fluid System

V klasickém Double Fluid systému (obr. 2.2) je zemina rovněž prořezávána jedním paprskem. Paprsek se ale skládá ze dvou částí, kde je hlavní paprsek směsí vody s cementem obalen stlačeným vzduchem v rozmezí 0,2 až 1,05 MPa, k čemuž se používá centrická tryska. Tato kombinace zvyšuje erozní energii, při nižších požadavcích na vstupní energii. Další méně používanou variantou je umístění vodního paprsku v horní části monitoru a umístění paprsku se směsí z vody a cementu ve spodní části monitoru. Smyslem je vodním paprskem zeminu prořezat a následně spodním paprskem promíchat rozřezanou zeminu s V-C směsí.

Triple Fluid System

Předmětem trojitého systému je separace prořezávání zeminy od promíchávání zeminy s V-C směsí. K tomuto se například využívá kombinací velmi vysokého tlaku (až 50 MPa) paprsku vody se vzduchem v horní části monitoru, která dostatečně rozruší

zeminu a následně ve spodní části monitoru odděleně s nižším tlakem (okolo 0,5 až 3 MPa) paprsku s V-C směsí. Případně jiné kombinace.

Super Jet Grouting

Super Jet Grouting je modifikovaný double-fluid system, přičemž je využíváno velmi sofistikovaných monitorů a trysek, při velmi vysokých tlacích. Díky těmto specifikacím se snižuje potřebná erozivní energie a vznikají tak konstrukce o vysoké kvalitě a především je dosaženo poměrně velkých průměrů pilířů z tryskové injektáže. Může být dosaženo průměrů od 3 až do 5 m. Velkou výhodou je využití v různých typech zemin a převážně se využívá pro plošný záběr, při těsnění dna jam.

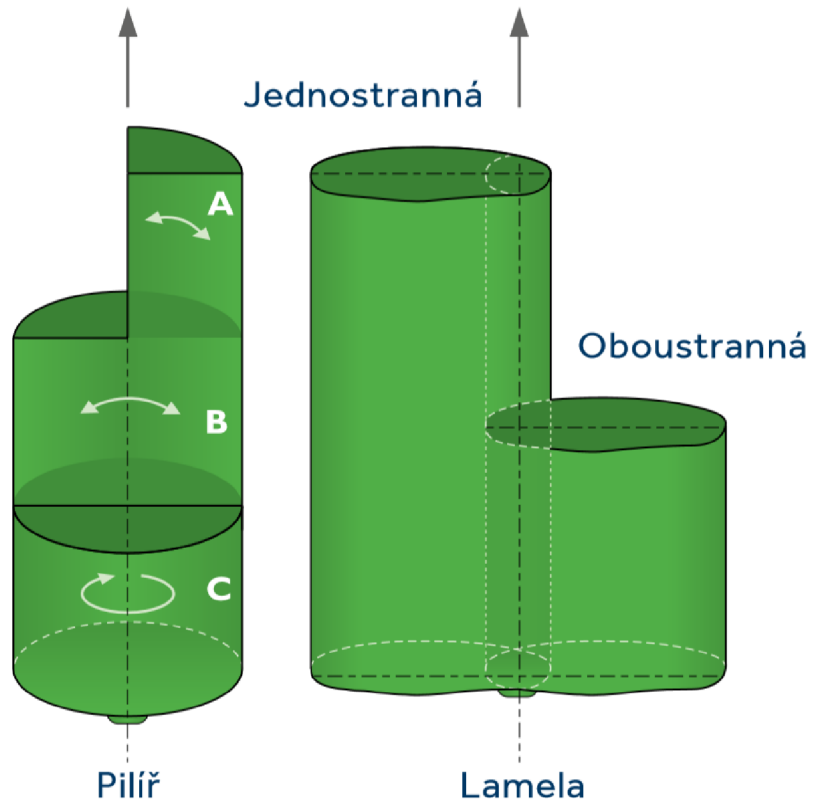
Z předešlého je zřejmé, že pro funkčnost metody je zásadní strojní vybavení, především se jedná o tvary, průměry a počet trysek umístěných na monitoru soutyčí, rychlosti průtoku, respektive tlaku stlačeného vzduchu a v neposlední řadě na koordinaci vrtání a tryskání. Při různých nastavení těchto parametrů vzniká nejenom základní tvar válce, ale dokáží se vytryskat různé tvary.

2.1.3 Tvary konstrukcí z tryskové injektáže

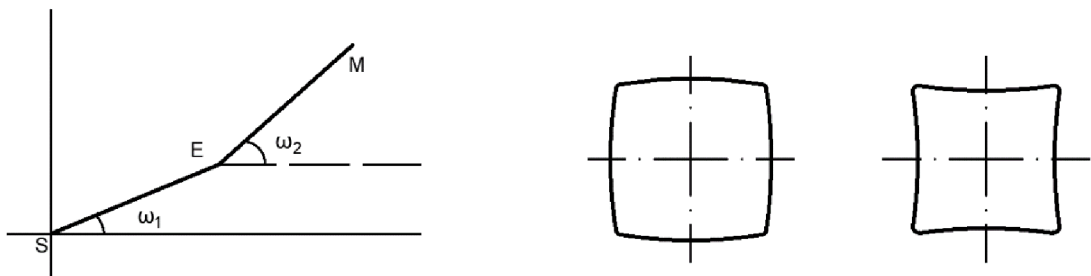
Jedním z nejpoužívanějších tvarů zlepšení zeminy je bezesporu půdorysný tvar kruhu. Je tomu tak díky relativně jednoduchému způsobu provedení, jenž vyvstává z podstaty provádění. Tento tvar ovšem není vždy tím nejefektivnějším, především při liniových konstrukcích, například pro těsnění hrází a konstrukcí tomu podobných. Tam potřebujeme prvek spíše lamelovitého tvaru (obr. 2.3). Případně jiných polygonálních tvarů.

K vytvoření různých polygonů při rotačním tryskání lze dosáhnout využitím dvou oddělených monitorů, s různými úhlovými rychlostmi ω_1 a ω_2 , které jsou schematicky znázorněné v obr. 2.4. Jedna rotační osa je umístěna v bodě S a druhá v bodě E. V závislosti úhlové rychlosti na velikosti tlaku, tak vznikají polygonální tvary blížíící se tvaru čtverce, případně obdélníku (obr. 2.4). Tyto tvary jsou ale limitovány typem zemin. [3]

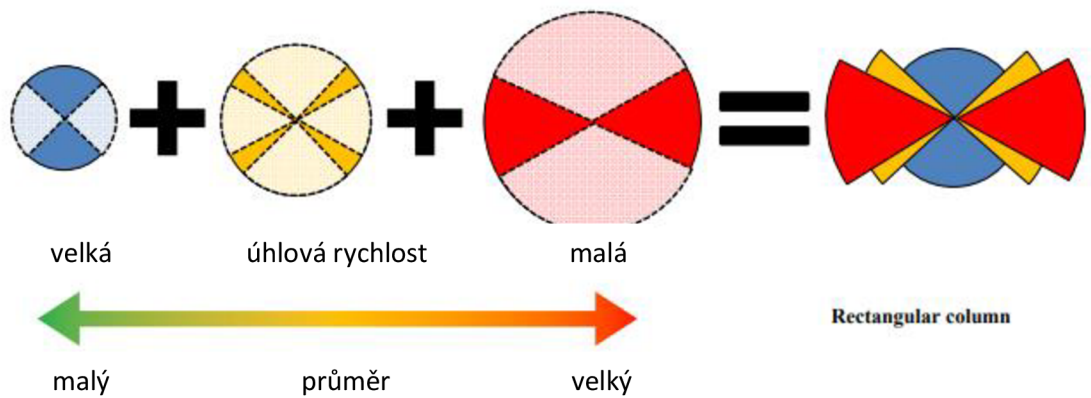
A = Čvrtpilíř
 B = Půlpilíř
 C = Celý pilíř



Obr. 2.3: Tvary pilířů s TI [18]



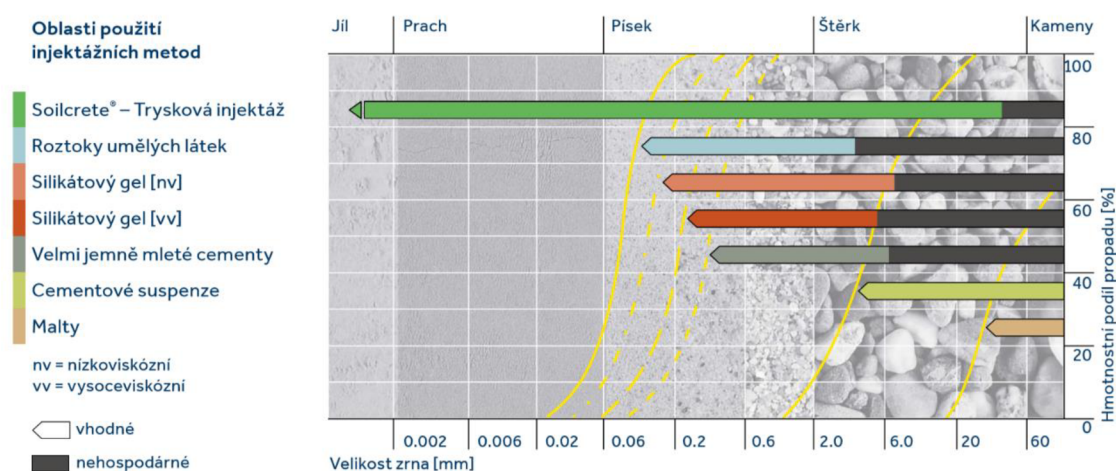
Obr. 2.4: Schématické zobrazení, jak provést nekrhové tvary a některé možné tvary [3]



Obrázek 2.5 – Další možný tvar vytvořený skládáním rychlostí otáčení a tlaku [19]

2.1.4 Oblast použití TI dle zemin

Úspěšnost tryskové injektáže tkví především ve všestrannosti využití, oproti jiným metodám zlepšování zemin. Tento fakt se dá jednoduše potvrdit uvedením několika z mnoha způsobů využití, například jako konstrukce přenášející zatížení, tak konstrukce těsnící. Hlavní výhodou je možnost použití této metody v širokém spektru zemin, jak je uvedeno na obr. 2.6, kde je porovnáváno využití TI s jinými injektážními metodami zlepšování zemin.



Obr. 2.6: Oblast použití injektážních zlepšovacích metod [18]

2.1.5 Aplikace tryskové injektáže

Vzhledem k širokému rozsahu využití, je třeba možnosti aplikace tryskové injektáže nějakým způsobem roztřídit. Dle Shibasakiho (2004) lze rozlišit globálně čtyři základní skupiny:

Usměrňování podzemní vody

- Těsnění dna a stěn stavebních jam
- Usměrňování podzemní vody v průběhu tunelování
- K prevenci nebo redukci proudění vody skrze těsnící konstrukce vodních děl, jako jsou přehrady a jiné
- K redukci nebo zamezení proudění podzemní vody

Redukce sedání konstrukcí

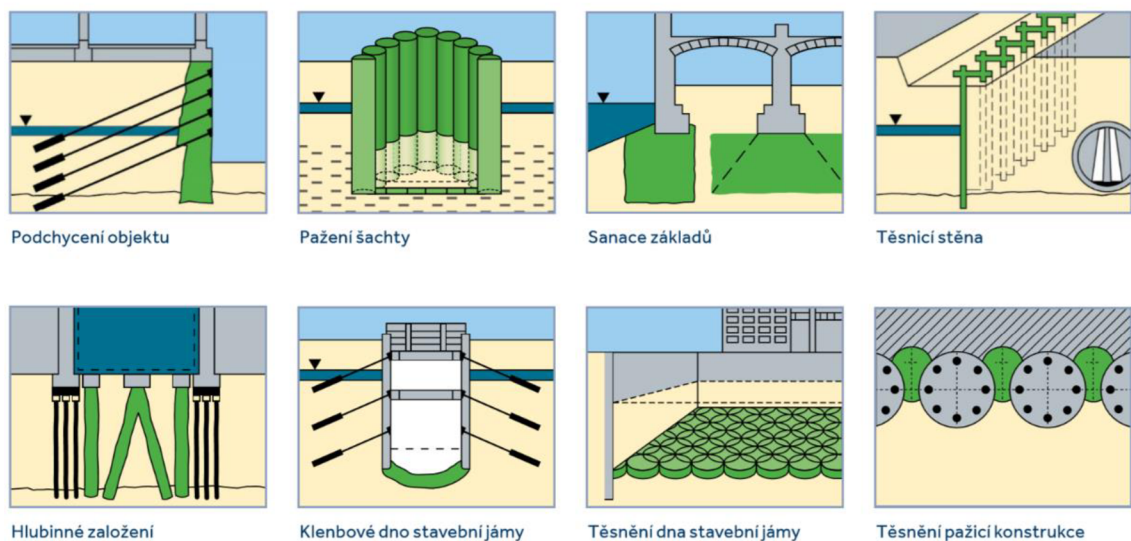
- Prevence proti průhybové kotlině v průběhu ražení tunelů
- Vyztužení stěn nebo čela výrubu v průběhu vytváření nosné konstrukce
- Zvýšení stupně bezpečnosti svahu
- Přidat podporu pilotám nebo stěnám ke snížení nebo zamezení bočního pohybu

Vyztužování

- Podchycování objektu v průběhu ražení tunelů, při hloubení stavebních jam v zástavbě
- Zlepšování podloží k prevenci proti překročení únosnosti
- Převodění zatížení od základů přes měkké zeminy do pevného podloží
- Sanace stávajících základů

Životní prostředí

- Utěsnění kontaminovaných látek v podloží nebo zamezení proniknutí těchto látek do vodních toků, podzemních vod
- Vytvoření jak vertikální, tak horizontální bariéry znečištěným proudům
- Vytvoření nepropustných bariér při uskladnění reaktivních materiálů do podzemí, které specifickým způsobem ohrožují okolní prostředí

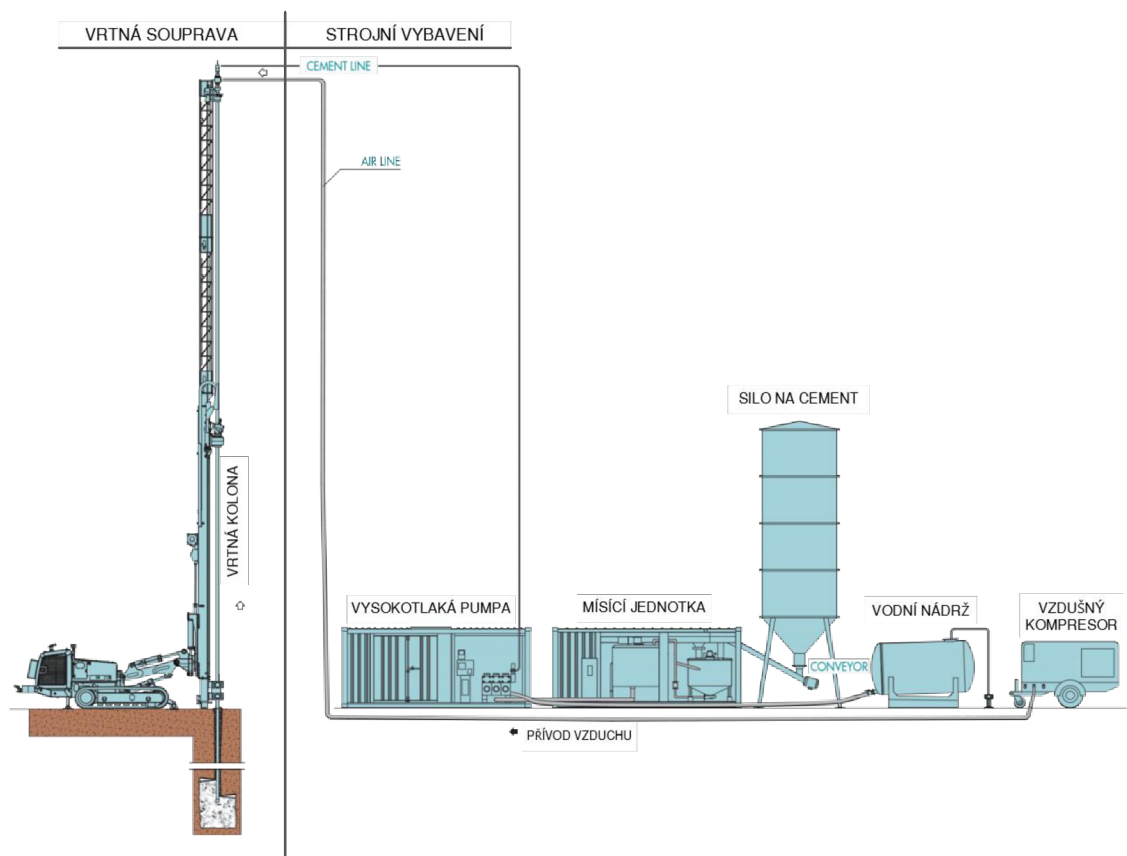


Obr. 2.7: Aplikace tryskové injektáže [19]

2.2 Provádění tryskové injektáže

2.2.1 Technologická specifikata

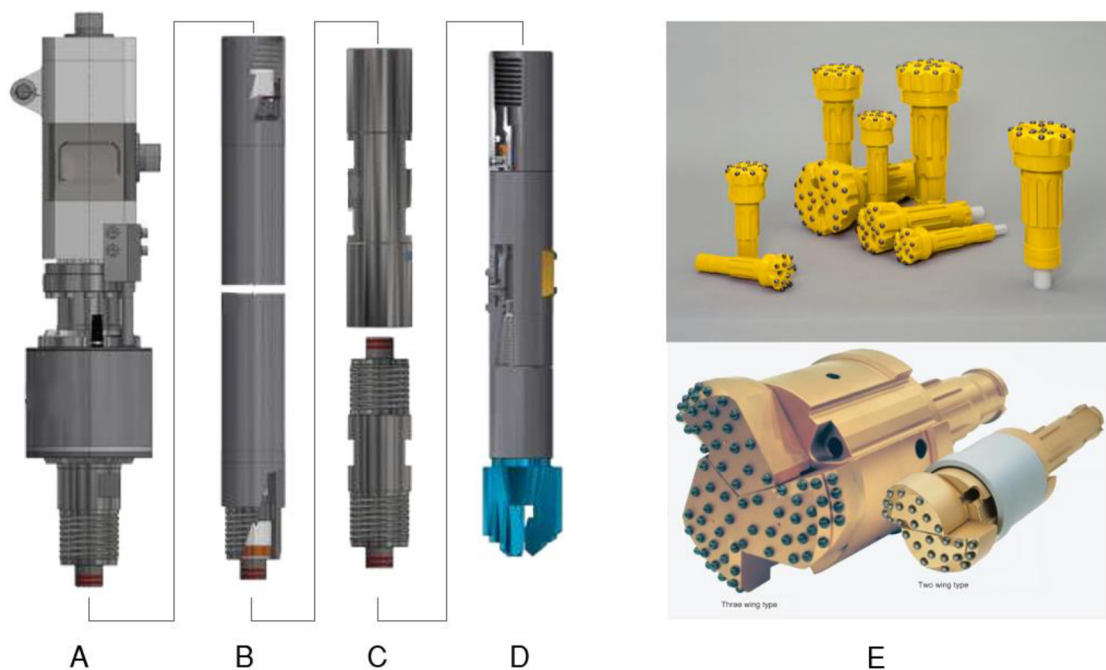
K výrobě podzemních konstrukcí vytvářených za pomoci tryskové injektáže, je potřeba ne jednoduchá strojní sestava (obr. 2.8), která by se dala rozdělit na přední výrobní část a zadní část dodávající potřebný materiál. Do přední části by se zahrnula vrtná souprava, na které je vrtná kolona umístěna. A zadní část by se poté skládala z vysokotlaké pumpy, míšící jednotky, sila na cement, vzdušného kompresoru, případně vodní nádrže.



Obr. 2.8: Strojní vybavení pro tryskovou injektáž

Vrtná souprava – kolona

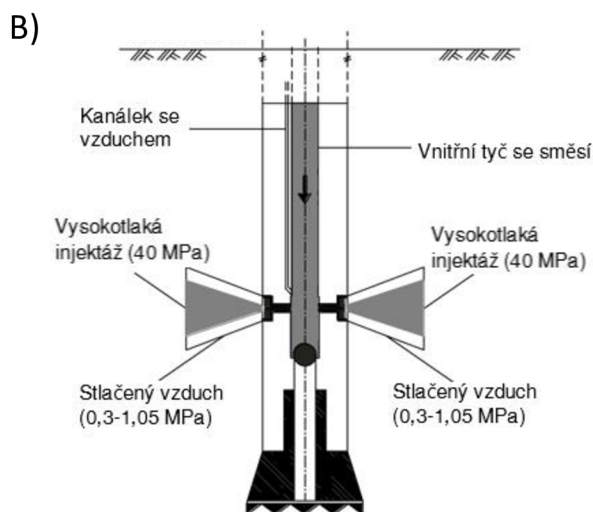
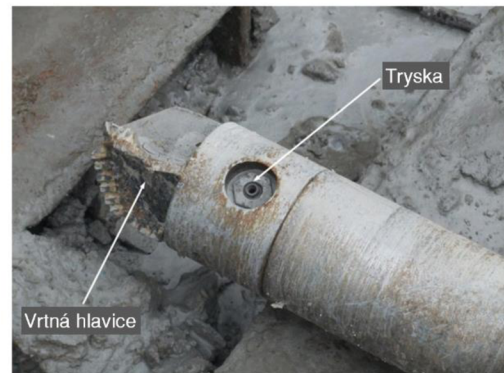
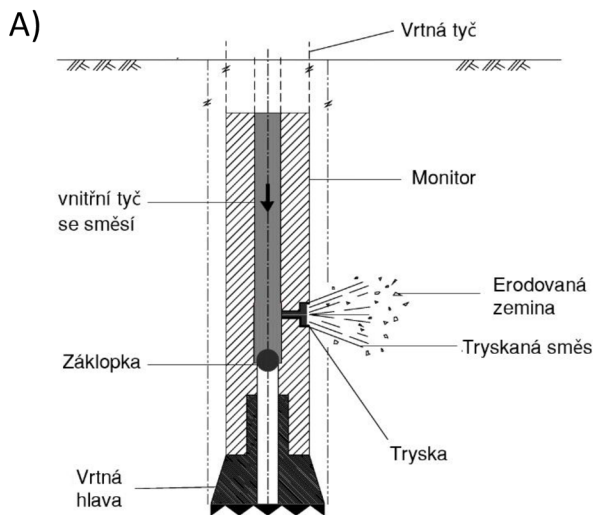
Vrtná kolona se skládá z vrtných tyčí (obr. 2.9), které jsou uchyceny přes „hlavu“ k lafetě soupravy. Vrtné tyče jsou duté a v závislosti na metodě tryskání, obsahují jeden nebo více kanálků pro přívod směsi. Tyče přivádí injektážní suspenze do spodní části nazývané monitor. V monitoru je umístěna buď jedna, nebo více menších trysek, které jsou navrženy tak, aby vytvořili souvislý paprsek z injekční směsi, který následně prořezává zeminu. Na konci vrtné kolony je umístěna vrtná korunka. V případě že se provrtává skrze základy, využívají se speciální balistické roubíky umístěné na vrtné korunce (obr. 2.9). V modernějším vybavení se uvnitř vrtné kolony skrývají různé technické součásti, které napomáhají ke kontrole v průběhu provádění. Pomáhají kontrolovat například pozici vrtu, tlaky směsí, rychlosti otáčení a další.



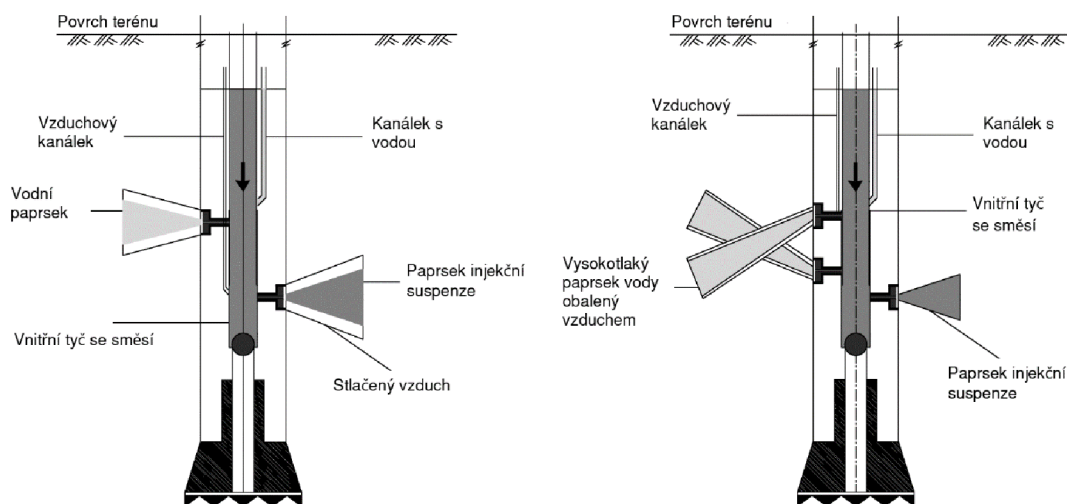
Obr. 2.9: Vrtná kolona, A – závěsná hlava, B – vrtné tyče, C – technická čidla, D – monitor s vrtnou korunkou, E – vrtné korunky s balistickými roubíky [20]

Vzhledem k různorodosti geomateriálů, bylo nutné navrhnout různé metody provádění, jak bylo uvedeno v kapitole 2.1.2 *Historie a vývoj TI*. Je nutné ale přiblížit, jakým způsobem je náradí a umístění trysek provedeno pro jednotlivé metody spolu s typem zemin, pro které jednotlivé se dají použít.

Jednosložková metoda (obr. 2.10a) se využívá především v lehce rozpojitelných zeminách, jako jsou kypré hrubozrnné zeminy, nebo velmi měkké až měkké jemnozrnné zeminy. Rychlost paprsku dosahuje nejméně 100 m/s a zhotovují se tak malé až střední velikosti sloupů. Zatímco dvousložkovou metodu (obr. 2.10a) lze použít v pevnějších zeminách a zároveň dosahuje větších průměrů sloupů. Využití nalezne spíše v hrubozrnných zeminách. Rychlost paprsku dvousložkové metody dosahuje nejméně 100 m/s. Metodu můžeme použít při podchytávání objektů, k těsnění jam. V tříslložkové metodě (Obr. 2.10b) rychlost paprsku dosahuje nejméně 200 m/s. Využití nalezne především při zlepšení v jemnozrnných zeminách. Použití potom k podchytávání objektů, těsnění jam a jiné.



Obr. 2.10a: Schématický řezy vrtnými kolonami, A – single fluid system, B – double fluid system, [16]



Obr. 2.10b: Triple fluid system [16]

Průměry vrtu bývají obvykle v rozmezí od 120 do 150 mm, někdy ale v případě provádění těsnících lamel, může být velikost vrtu až 300 mm. Samotné vrtné tyče, ale mají průměr menší, v rozmezí 90 až 140 mm. Vrtná korunka, je vždy o něco větší, tímto způsobem vzniká mezera mezi vrtným soutyčím a stěnou vrtu, která je výhodou při následném tryskání injekční směsí. [4]

Mísící jednotka

Pro kontinuální provádění pilířů z tryskové injektáže je nutné zajistit dostatečný kontinuální přísun injektážní směsi. K tomu slouží automatické mísící jednotky (obr. 2.11), které rovněž musí zajistit kvalitu směsi, respektive poměr vody, cementu a jiných aditiv. Jednotka musí rovněž spolupracovat s injektážní pumpou, aby byla schopna míchat dostatečné množství směsi adekvátně ke spotřebě. Automatická mísící jednotka se skládá z míchací nádrže, dále z nádrže na vodu a nádrže na již namíchanou směs a neposlední řadě ze sila na cement. Výkon míchacích stanic se pohybuje mezi 10 až 20 m³/h. [4]

Injektážní pumpy a kompresory

Klíčovým prvkem strojního vybavení technologie tryskové injektáže je bezesporu systém pumpování injekční směsi. Technologie TI pracuje totiž s injekčními směsmi,

kteřou prořezává zeminu, tento děj nastává přívodem injektážní směsi pod velmi vysokým tlakem. Je požadována dodávka směsi pod tlakem okolo 40 MPa, ale technologicky jsou již schopné dodávat i více jak 60 MPa. K poskytnutí takto vysokého tlaku jsou využívány speciální hydraulické písty, které jsou poháněny dieselvými motory. Pumpy jsou rovněž vybaveny předovkou, pomocí které se dokáží kontrolovat tlaky. Ne vždy jsou ale takto vysoké tlaky používány, například v případě trojsložkové metody, kdy jako hlavní erozivní médium je využívána voda a následně se prořezává injekční směsí pod tlakem okolo 10 MPa. Najdou se ale i případy, kdy se používají nižší tlaky injekční směsi i v jednosložkových nebo dvousložkových systémech. [4]

Kompresory jsou potřebné pro tří a dvou složkové systémy, kde dodávají tlak v rozmezí 1,2 až 2,5 MPa, nebo v toku vzduchu okolo 200–300 l/s.4



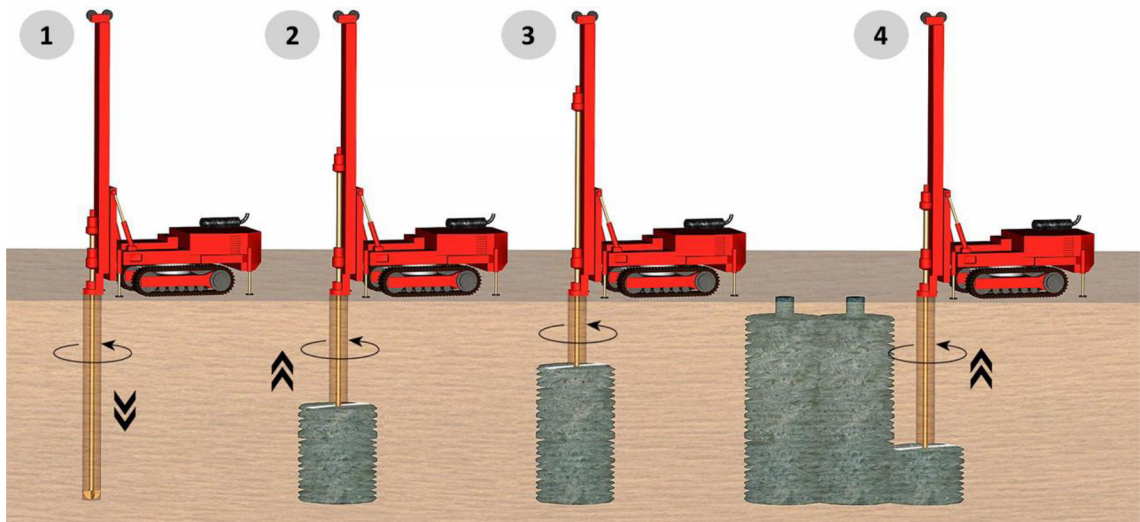
Obr. 2.11: Automatická míchací stanice IMECO [21]



Obr. 2.12: Injektážní pumpa IMECO [21]

2.2.2 Proces výroby

Proces vzniku pilíře, lamely či jiného tvaru má svá specifika, ale základní postup je zobrazen na obrázku 2.14 – Standardní proces tryskové injektáže.



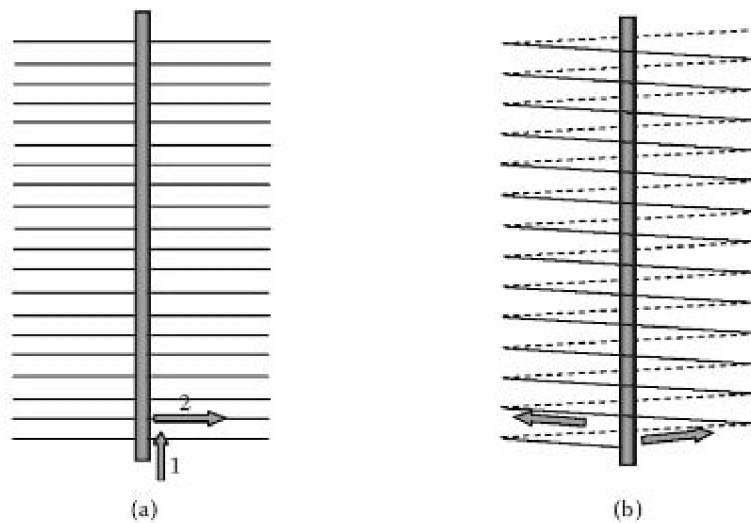
Obr. 2.13: Standardní proces tryskové injektáže [15]

V první fázi se zavrtá monitor do požadované hloubky. Vrtání může být, nebo je zpravidla podporováno vodním, nebo vzduchovým výplachem, ale také může být použita injekční suspenze. Tento výplach slouží zároveň jako pažení mezikruží mezi vrtným soutyčím a stěnou vrtu. Zásadní je v tomto čase provádět vrt dokonale svisle, k čemuž dopomáhá zapatkování soupravy. Důležité je to zejména, když bude konstrukce sloužit k těsnění.

V druhé fázi probíhá proces rozrušování nebo také prořezávání zeminy pomocí tryskání. Zde se uplatňuje rozdílnost metod, kde se může v první fázi předřezávat zemina, která se v další fázi bude mísit s injekční suspenzí. Tento fakt zásadně závisí na typu zeminy. Při procesu prořezávání zeminy, zároveň proudí přebytečná směs neboli zpětná suspenze, složená z částic zeminy a vody nebo injektážní suspenze na povrch při stěně vrtu a vrtné kolony.

V třetí fázi probíhá formování pilíře. Tvaru pilíře je docíleno pomocí řízeného vytahování a otáčení monitoru s tryskami, za konstantního tlaku. Známý jsou dva základní

procesy prořezávání (obr. 2.14). V prvním procesu probíhá vytahování vrtné kolony v krocích od 40 do 100 mm, kde v každém kroku následně proběhne prořezání zeminy. V druhém procesu probíhá zvedání i prořezávání souběžně. Současně s rozrušováním zeminy se u všech metod tryskové injektáže přivádí cementová suspenze pod tlakem a pomocí turbulentního proudění se suspenze optimálně promísí se zeminou. V této fázi je důležité udržet potřebný přetlak suspenze ve vrtu, dokud nenastane tuhnutí.



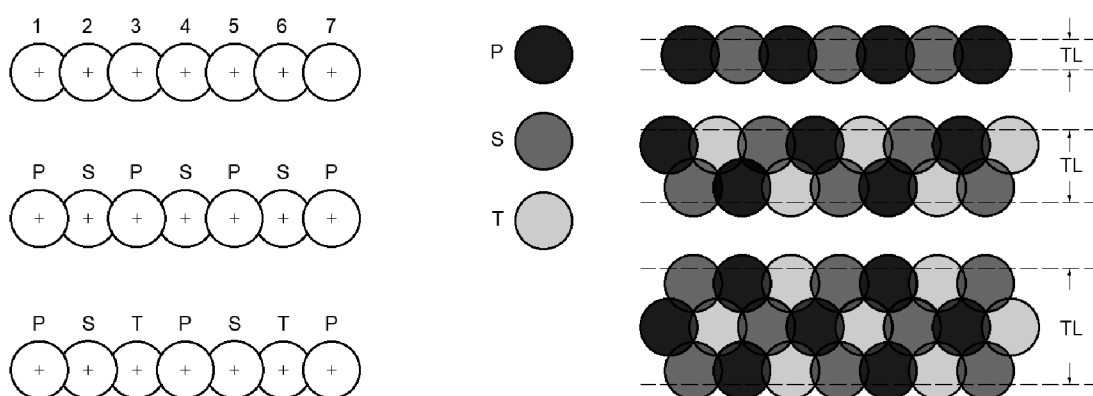
Obr. 2.14: Metody prořezávání, (a) přerušovaný (b) kontinuální [4]

Ve čtvrté fázi již probíhá rozšiřování sloupů tryskové injektáže a formují se tak potřebné tvary pomocí propojování sloupů a to jak „čerstvých“, tak již zatuhlých sloupů z TI. Závislost, kdy se mohou provádět sloupy TI souběžně, je určena očekávanou funkcí pilířů a jiných tvarů.

2.2.3 Provádění skupin pilířů

Velké množství aplikací tryskové injektáže je založeno na vytváření různých tvarů, kterých se docílí skládáním pilířů přes sebe v různém pořadí a variacích. V tomto ohledu mohou být uvedeny dvě základní možnosti, první je „čerstvý na čerstvý“ a druhou je „čerstvý na tuhý“.

Možnost provádění pilířů metodou čerstvý na čerstvý lze v případech, kde nezpůsobíme snížení únosnosti stávajícího podloží v místě provádění. Tato metoda je velmi rychlá, neboť se nemusí čekat na vytvrdnutí zeminy. Může ale způsobit znovu zerodování již proinjektované zeminy, kde je nutné být na pozoru v případě využití vícesložkových metod, kde může proběhnout vymytí injektáže předřezávacím vodním paprskem. Proto se doporučuje přednostně použití pouze V-C suspenze. [4]



Obr. 2.15: Postup provádění pilířů tryskové injektáže, P – Primární pilíře, S – Sekundární pilíře, T – Terciární pilíře

Druhá metoda provádění pilířů čerstvý na tuhý, nebo také seřazování pilířů dle pořadí, kdy jako první jsou prováděny primární pilíře a až po vytvrdnutí této řady, se provádějí další sekundární pilíře a takto se může pokračovat dále terciárními pilíři. Tato metoda je nejpoužívanější. Využití nalezne při podchycování stávajících základů, kde je nutné zabránit snížení únosnosti stávající základové půdy, zde se ale spíše využije provádění až ob tři nebo ob dva pilíře. Takto se rovněž provádí konstrukce pro zatěsnění dna jámy, nebo i při provádění těsného pažení jámy. S touto metodou se spojuje pouze jeden problém nazvaný „stínový efekt“. Tento problém vzniká tam, kde nelze prořezávat zeminu skrze již pevné pilíře a nevytvoří se tak na stranách těchto pilířů dostatečné dimenze sekundárních nebo terciárních pilířů.

2.2.4 Injekční směs a zpětná suspenze

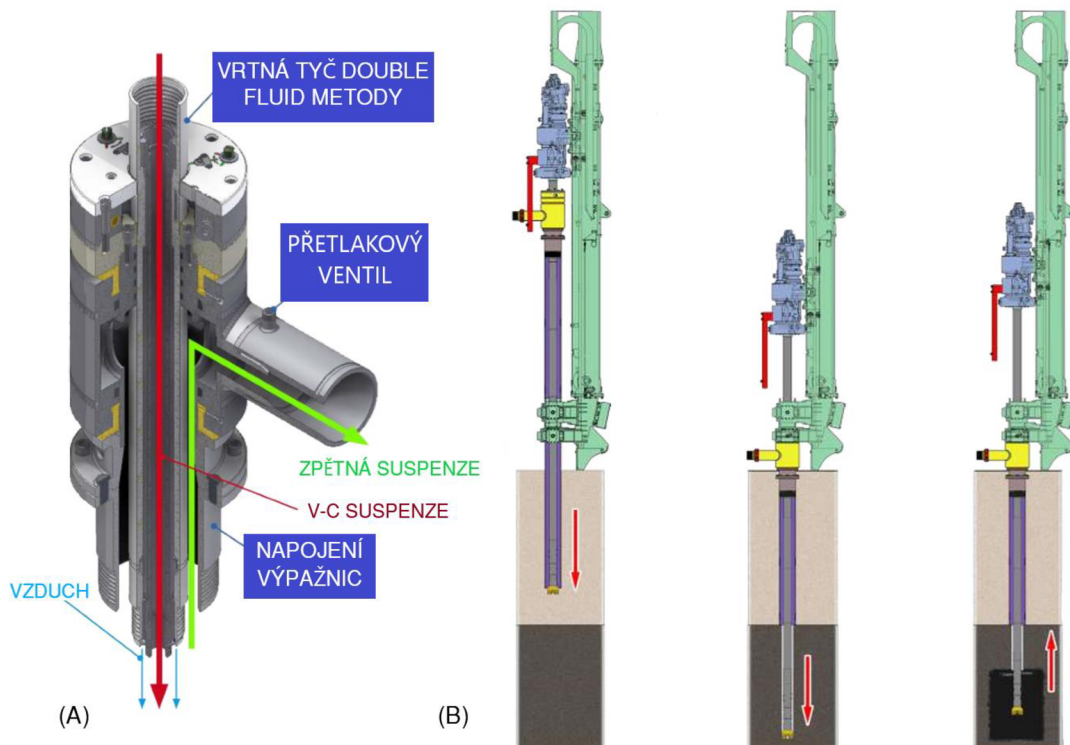
Injekční směs je v základu z vody a cementu v daném poměru vody/cementu. Poměr směsi se pohybuje v rozmezí 0,6 až 1,3. Hodnota poměru směsi by měla být zvažována v každém specifickém případě. Zvýšení poměru zvyšuje erozivní účinek, ale zároveň snižuje pevnost injektovaného materiálu a naopak. V zásadě není pevně určený typ cementu, ale musí být v souladu s podmínkami prostředí. Vlastnosti směsi mohou být upraveny dalšími příměsemi nebo aditivy, případně urychlovači tuhnutí, je-li to žádoucí. Jedním z možných aditiv bývá bentonit v případě, kde je poměr velmi vysoký a není podmínkou pevnost zlepšené zeminy.

Jak bylo uvedeno dříve, část injekční směsi se při procesu formování pilíře vytlačuje v mezeře mezi vrtným soutyčím a stěnou vrtu na povrch. Této směsi, tvořené injekční směsí a částmi z erodované zeminy, se říká zpětná suspenze (obr. 2.16). Tato suspenze je vlastně odpadní složkou technologie tryskové injektáže, ale zároveň reflektuje správné provádění zlepšování. V případě, že neprobíhá výplach suspenze, neprobíhá správné prořezávání zeminy, nebo není dodáván dostatečný průtok apod. Se suspenzí se musí zacházet jako se stavebním odpadem a musí být řádně uložen na skládce.



Obrázek 2.16 – Zpětná suspenze

Tato směs může způsobovat problémy v případě provádění zlepšování zemin v tocích, kde z hlediska životního prostředí může narušit jeho koloběh, nebo v případě provádění v budovách, kde je nežádoucí zanesení okolí touto suspenzí, nebo při zlepšování zemin v horizontálním směru. Nicméně existují zde možnosti, jak tuto směs regulovat, čerpat přímo z vrtu. K tomuto se využívá speciální adaptér (obr. 2.17) nebo také *Preventer*, který zatěsňuje vrt a následně se vývodem odvede suspenze pryč. Kde se dále může buď odvést na skládku, nebo recyklovat.



Obr. 2.17: (A) preventer, (B) postup zavrtávání výpažnice a používání preventru [20]

2.2.5 Technické parametry TI

Každá úprava zlepšení zeminy, je podmiňována a regulována skupinou technických parametrů. Tyto parametry se dají rozdělit do tří skupin: [4]

- Geometrické charakteristiky zařízení
- Hodnoty kinematických proměnných pohybů paprsku
- Složení, tlak a průtok injektované směsi

Jednotlivé metody provádění (single, double a triple fluid) mají své vlastní specifické nastavení zmíněných parametrů. Některé z těchto parametrů ale nelze měnit nezávisle na jiném, protože jsou korelovány navzájem (tlak směsi, průměr trysek, průtok směsi). V praxi se často, ale některé parametry odvozují od základních parametrů uvedených v *tabulce 2.1*, jedná se především o:

- Průměrnou rychlost zvedání monitoru
- Počet otáček monitoru v každém jednotlivém kroku
- Množství injektované směsi na metr délky pilíře
- Množství cementu potřebného pro zhotovení jednoho metru pilíře

Výpočet odvozených parametrů je uveden *tabulce 2.2*.

Tabulka 2.1: Základní parametry TI [4]

Parametr	Definice	Symbol	Jednotky	
			S.I. jed	Praktické jednotky
Geometrické	Počet trysek	M	-	-
	Průměr trysky	d	m	mm
	Interval zvedání	Δs	m	cm
Kinematické	Délka intervalu zvedání	Δt	s	s
	Úhlová rychlost	ω	Rad/s	Ot/min
	V-C poměr	V/C	-	-
Injektážní směsi	Tlak směsi	p_g, p_w, p_a	MPa	Bar
	Průtok směsi	Q_g, Q_w, Q_a	m ³ /s	L/min

Tabulka 2.2: Odvozené parametry TI [4]

Odvozený parametr	Výpočet parametrů	Jednotka
Průměrná rychlost zvedání monitoru	$v_r = \frac{\Delta s}{\Delta t}$	mm/s
Počet otáček monitoru v každém jednotlivém kroku	$n_g = \omega \cdot \Delta t$	-
Množství injektované směsi na metr délky	$V_g = \frac{Q_g}{v_r}$	m ³ /m
Množství cementu potřebného pro metr pilíře	$W_c = \frac{\rho_g \cdot \rho_g}{1 + V/C}$	kg/m

Vztahy mezi základními a odvozenými parametry mohou být mnohdy velmi nápomocné v případě upravování výrobních parametrů. Informativní rozsah těchto parametrů je uveden v *tabulce 2.3*.

Tabulka 2.3: Rozsah parametrů TI [4]

Parametr	Symbol	Jednotka	System		
			single fluid	double fluid	triple fluid
Interval zvedání	Δs	mm	40-50	40-80	40-100
Rychlost zvedání	v_r	mm/s	4-10	1-8	0,5-5
Úhlová rychlost	ω	rpm	5-40	3-30	1-40
Průměr trysky	d	mm	2-8	2-8	2-8
Počet trysek	M	-	1-2	1-2	1-2
Tlak injektáže	p_g	MPa	30-55	20-40	2,0-10
Tlak vzduchu	p_a	MPa	-	0,5-2,0	0,5-2,0
Tlak vody	p_w	MPa	-	-	20-55
Průtok injektáže	Q_g	L/s	2,0-10	2,0-10	2,0-5,0
Průtok vzduchu	Q_a	L/s	-	200-300	200-300
Průtok vody	Q_w	L/s	-	-	0,5-2,5
Poměr V/C	V/C	-	0,6-1,25	0,6-1,25	0,40-1,0

2.2.6 Kontrola provádění TI

Vzhledem k rozšířenosti zlepšování zemin metodou tryskové injektáže bylo nutné zavést kontrolu kvality, která zajistí korektní provedení prvků tryskové injektáže. Jaká specifika kontrolovat a sledovat zavádí norma *EN 12716*. Neuvádí ovšem všechny možnosti, jak tuto kontrolu provést, ale pouze zavádí obecnou poučku, jak se systémem kvality pracovat.

V případě zlepšování zemin metodou tryskové injektáže, je nutné zajistit tyto základní specifika:

- Zajistit adekvátní převzetí vlastností základních materiálů prvků TI
- Kontrolovat proces výroby prvků TI, dle návrhových parametrů
- Potvrdit velikosti navržených prvků TI

- Dokázat únosnosti prvků z TI
- Sledovat dopad metody na dotčené okolní prostředí z hlediska životního prostředí
- Sledovat dopad metody na okolní zástavbu a jiné dotčené konstrukce

Kontrola zmíněných specifikací by se dala rozdělit dle postupu provádění prvků z TI a to na kontrolu v průběhu provádění a po provedení prvků. Do první skupiny se řadí například strojní záznam, nebo proudění zpětné suspenze, které může upozorňovat na jisté nesrovnalosti, ale také třeba měření sedání budov, které může vznikat při protryskávání podloží. Do druhé skupiny můžeme zařadit kontrolu geometrie prvků, mechanických vlastností, buď to in-situ nebo laboratorně na vzorcích, kde se především sledují pevnostně – deformační charakteristiky prvku.

Jednou z nejzákladnějších a zároveň nejdůležitějších specifik prvků z TI je geometrie. K získání geometrie prvků, lze použít metod přímých a nepřímých. Mezi přímé metody se řadí provedení zkušebních sloupů a jejich odkopání. Je to nejspolehlivější možnost dostání výsledků jak geometrických, tak pevnostních, ale vzhledem k ekonomické náročnosti, se provádí pouze v případě velkých staveb. Z toho důvodů byly zavedeny, respektive vyvinuty nepřímé metody. Tyto metody si ale z velké většiny vyvíjejí samotné firmy a nejsou tudíž ke komerci a jsou brány jako konkurenční výhoda. Řadí se ale mezi ně:

- Kontrolní odvrtý, penetrační sondy
- Výklopná měřidla
- Indikační soutyčí
- Akustické metody (Metoda ACI®, Hydrofon)
- Termodynamické metody
- Geofyzikální metody

Jistou nevýhodou nepřímých metod je nutnost kombinování několika metod, například při provádění akustických nebo i termodynamických metod, je nutné prvně vrt

pro osazení měřících tyčí polohově zaměřit (například pomocí inklinometrie) a následně provést kontrolu.

Ke kontrole provádění se ve velké většině využívá strojního vybavení, buď to přímo při provádění, nebo se využívá registračních zařízení. Z registračních zařízení se poté získávají výrobní protokoly (obr. 2.19), které uvádí hloubku vrtu, posuv, otáčky, tlak suspenze, nebo její průtok apod. Příklad měřícího zařízení v průběhu provádění je uveden na *obrázku 2.18*. [22]

Zobrazované parametry:

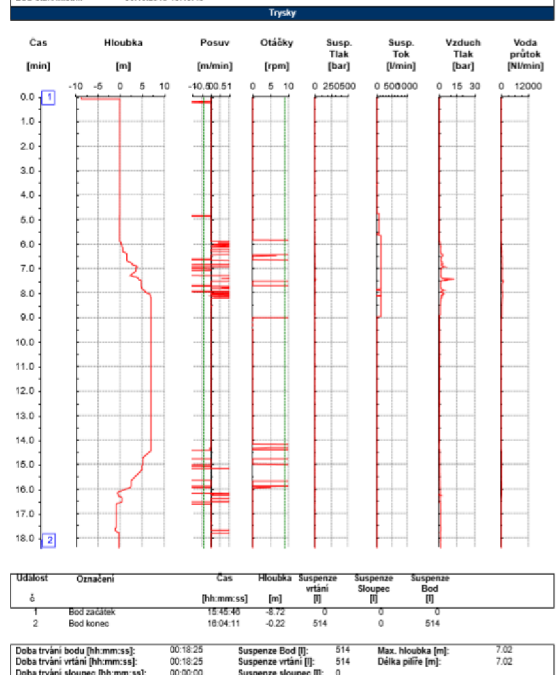
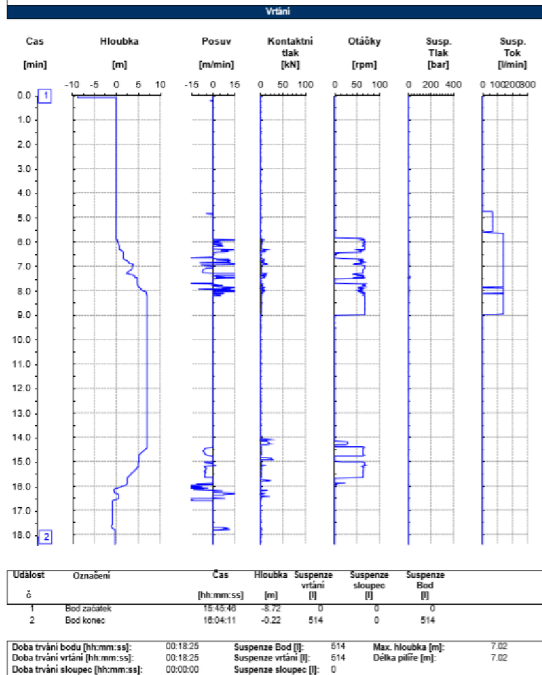
- Hloubka
- Objem
- Velikost tlaku suspenze
- Rychlost otáčení monitoru
- Průtok
- Poloha kolony ve vertikálním směru



Obr. 2.18: B-tronic BAUER

Strana: 1 / 2		KELLER	
Číslo stavby:	6705621901131	Zařízení inv. č.:	41000626
Název stavby:	Soklec	Typ zařízení:	RBO-5
Místo stavby:	Hrusovany u Břma	Poradové číslo zařízení:	38
Dávka číslo:	No Lot		
Podprocesy:	67001		
Číslo bodu:	281		
Bod Start/Místní:	30.10.2019 15:45:45		

Strana: 2 / 2		KELLER	
Číslo stavby:	6705621901131	Zařízení inv. č.:	41000626
Název stavby:	Soklec	Typ zařízení:	RBO-5
Místo stavby:	Hrusovany u Břma	Poradové číslo zařízení:	38
Dávka číslo:	No Lot		
Podprocesy:	67001		
Číslo bodu:	281		
Bod Start/Místní:	30.10.2019 15:45:45		



Obr. 2.19: Výrobní protokoly tryskové injektáže [17]

2.3 Navrhování konstrukcí z tryskové injektáže

2.3.1 Úvod

Pojmout širokou škálu využití prvků z tryskové injektáže není zrovna jednoduchý úkol. V případě této práce jsou uvedeny základní případy namáhání konstrukcí z tryskové injektáže a nebo případy, které jsou v práci obsaženy.

Postupy posouzení návrhu konstrukcí z tryskové injektáže nejsou v ČR pevně dány, tak jako je tomu v případě pilot nebo plošných základů. V tomto ohledu, ale *eurokód 7* pracuje s pojmy jako „srovnatelná zkušenost“ nebo „odvozená hodnota“. V praxi to znamená, že lze navrhovat, jak způsobem, který je doporučen, tak využití jisté srovnatelné zkušenosti. Rovněž to znamená že lze využít jiných návrhových metod, například polopravděpodobnostní nebo plněpravděpodobnostní metody. Nicméně jsou uvedeny základní postupy a koncepce posuzování a navrhování základových konstrukcí nezávisle na prvku, ze kterého se skládá. V základu norma pracuje s mezními stavy únosnosti a mezními stavy použitelnosti a návrhovými přístupy, jak je uvedeno v následující části.

V této kapitole se autor bude věnovat především teoretickému základu zásad navrhování základových konstrukcí dle koncepce Eurokódu 7, návrhu některých případů konstrukcí z TI, posouzení prvků z TI. Dle autora je rovněž důležité, aby projektant konstrukcí z tryskové injektáže měl potřebné základní znalosti a znal souvislosti týkající se metody tryskové injektáže. V tomto ohledu přiblíží možné způsoby určení návrhových parametrů pilíře z TI, vlastnosti a například predikci velikosti průměru pilíře z tryskové injektáže. Jaké si určit cíle návrhu a jak postupovat při návrhu základových konstrukcí z tryskové injektáže uvádí evropská norma *ČSN EN 12716:2001 Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž*. Doporučený seznam činností při projektování a provádění TI je uveden v *tabule 2.4*.

Tabulka 2.4: Doporučený seznam činností při projektování a provádění TI

Číslo	Činnost
1	Získání údajů z geotechnického průzkumu staveniště
2	Rozhodnutí o vhodnosti použití TI, předběžné zkoušky v laboratoři a na staveništi (jsou-li možné), vypracování předběžných technických specifikací
3	Získání všech potřebných povolení pro provádění TI od úřadů a ostatních účastníků
4	Stanovení geotechnické kategorie, globální návrh prvků a konstrukcí z TI
5	Předběžné stanovení fází provádění
6	Zhodnocení geotechnických vlastností základových půd ve vztahu k návrhovým předpokladům
7	Posouzení proveditelnosti návrhu
8	provedení zkušebních prvků (zkušební pole) a příslušných zkoušek
9	Vyhodnocení výsledků provedených zkoušek
10	Volba systému tryskové injektáže
11	Realizační projekt TI, návrh rozměrů, umístění a orientace prvků a konstrukcí TI
12	Stanovení pracovního postupu
13	Stanovení omezujících faktorů pro postup prací
14	Změna, popřípadě upřesnění pracovního postupu
15	Instrukce všem zainteresovaným stranám, týkajících se klíčových bodů návrhu, jimž má být věnována zvláštní pozornost
16	Specifikace pro monitoring vlivů TI na sousední stavební objekty (druh a přesnost přístrojů, volba metod, četnost měření) a pokyny pro vyhodnocení výsledků
17	Stanovení mezních přípustných hodnot účinků TI na okolní zástavbu
18	Provádění TI vč. Monitoringu parametrů TI
19	Dohled nad prací vč. definování kvalitativních požadavků
20	Monitorování účinků TI na okolní zástavbu a předávání výsledků měření
21	Kontrola kvality provedených prací

2.3.2 Zásady navrhování základových konstrukcí

Mezní stavy únosnosti dle EC 7

Navrhování a posuzování základů vychází z mezních stavů základové půdy a stavební konstrukce, přičemž rozlišujeme mezní stavy porušení (skupina 1. mezního stavu) a mezní stavy použitelnosti (skupina 2. mezního stavu). Mezní stavy porušení (1. mezního stavu) jsou: [2]

- **(EQU)** - ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy uvažované jako tuhé těleso, kdy pevnost materiálů a základové půdy není rozhodující
- **(STR)** - vnitřní porušení nebo nadměrné deformace konstrukcí a prvků, kdy pevnost konstrukčních materiálů je pro odolnost rozhodující
- **(GEO)** - porušení nebo nadměrné deformace základové půdy, kdy smyková pevnost zeminy nebo horniny je pro odolnost rozhodující
- **(UPL)** - ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy v důsledku vztlaku vody nebo jiných svislých zatížení
- **(HYD)** - nadzdvihování dna, vnitřní eroze a sufoze v základové půdě způsobená hydraulickým gradientem

Nejčastějším případem, pro který posuzujeme základové konstrukce, je podmínka STR a GEO, pro kterou platí, že návrhová hodnota maximálního účinku zatížení smí dosáhnout nejvýše návrhové hodnoty mezní únosnosti. Základová konstrukce, která je posuzována, musí rovněž splňovat všechny podmínky porušení. Zmíněná zatížení se zvyšují souborem dílčích koeficientů typu A a získaná únosnost, která se vypočte z charakteristik základové půdy, je případně ponížena dílčími koeficienty typu M a následně se redukuje dalšími koeficienty typu R dle návrhového přístupu. [2]

Ověření mezních stavů porušení

Pro ověření statické rovnováhy (EQU) nebo celkového přemístění konstrukce či základové půdy platí:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} + T_d \quad (3-1)$$

Kde: $E_{dst,d}$ návrhová hodnota účinku destabilizujícího zatížení

$E_{stb,d}$ návrhová hodnota účinku stabilizujícího zatížení

T_d smykový odpor

Pro ověření mezního stavu porušení nebo nadměrné deformace konstrukčního prvku nebo části základové půdy (STR a GEO) platí:

$$E_d \leq R_d \quad (3-2)$$

Kde: E_d návrhová hodnota účinku zatížení

R_d návrhová hodnota mezní únosnosti

$$E_d = E[\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d] \text{ nebo } E_d = \gamma_E E[F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d] \quad (3-3)$$

$$R_d = R[\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d] \text{ nebo } R_d = R[\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d]/\gamma_R \text{ nebo} \quad (3-4)$$

$$R_d = R[\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d]/\gamma_R$$

Kde: E_d návrhová hodnota účinku zatížení

R_d návrhová hodnota mezní únosnosti

γ_f, γ_E dílčí součinitele zatížení nebo účinku zatížení (viz tab. 6-1)

γ_M dílčí součinitele parametru základové půdy (viz tab. 6-2)

γ_R dílčí součinitele odporu (viz tab. 6-3)

Pro ověření vztlaku (UPL) platí:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (3-5)$$

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \quad (3-6)$$

Kde: $V_{dst,d}$ návrhová hodnota destabilizujícího svislého zatížení na konstrukci

$G_{std,d}$ návrhová hodnota stabilizujících stálých zatížení pro posouzení vztlaku

$G_{dst,d}$ návrhová hodnota destabilizujících stálých zatížení pro posouzení vztlaku

$Q_{dst,d}$ návrhová hodnota destabilizujících proměnných svislých zatížení pro posouzení vztlaku

R_D návrhová hodnota mezní únosnosti

Pro ověření odolnosti proti porušení nadzdvížením dna vlivem proudění v základové půdě (HYD) platí:

(3-6)

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \text{ nebo } S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}$$

- Kde:
- $u_{dst,d}$ návrhová hodnota destabilizujícího celkového pórového tlaku
 - $\sigma_{stb,d}$ návrhová hodnota stabilizujícího celkového svislého napětí
 - $S_{dst,d}$ návrhová hodnota destabilizující průsakové síly v základové půdě
 - $G'_{stb,d}$ návrhová hodnota stabilizujících stálých svislých zatížení pro posouzení nadzdvihování dna (tíha nadlehčená vztlakem)

Návrhové přístupy pro případy porušení 1. MS STR a GEO

Způsob, jakým správně kombinovat rovnice (6-2) až (6-4) pro posouzení nejčastějšího případu porušení STR a GEO nám předepisuje jeden ze tří návrhových přístupů (dále NP).

Návrhový přístup 1 (NP1)

Pro všechny případy posouzení základových konstrukcí, s výjimkou pilot a kotev, platí:

1. Kombinace 1: „A1“ + „M1“ + „R1“
2. Kombinace 2: „A2“ + „M2“ + „R1“

Pro případy osově zatížených pilot a kotev platí:

1. Kombinace 1: „A1“ + „M1“ + „R1“
2. Kombinace 2: „A2“ + „(M1 nebo M2)“ + „R4“

Návrhový přístup 2 (NP2)

Pro všechny případy posouzení základových konstrukcí platí:

- Kombinace: „A1“ + „M1“ + „R2“

Návrhový přístup 3 (NP3)

Pro všechny případy posouzení základových konstrukcí platí:

Kombinace: „(A1 nebo A2)“ + „M2“ + „R3“

Dílčí součinitele typu A1 pro NP3 se použijí na zatížení základových konstrukcí, A2 pak na geotechnické zatížení. Příslušné soubory součinitelů pro A, M jsou potom uvedeny v *tab. 2.5* a *tab. 2.6*, pro R potom v příslušných tabulkách podle druhu základové konstrukce. V NP2 pro kombinaci 2 se soubor M1 používá pro výpočet únosnosti pilot a kotev, soubor M2 pak pro výpočet nepříznivých zatížení pilot, vystavených např. negativnímu plášťovému tření nebo příčnému zatížení. [2]

Tab. 2.5: Dílčí součinitele zatížení γ_F nebo účinků zatížení γ_E

Zatížení	Symbol	Soubor	
		A1	A2
Stálé	nepříznivé	1,35	1,00
	příznivé	1,00	1,00
Proměnné	nepříznivé	1,50	1,30
	příznivé	0	0

Tab. 2.6: Dílčí součinitele parametrů základové půdy γ_M

Parametr zeminy	Symbol	Soubor	
		M1	M2
Úhel vnitřního tření	γ_φ	1,00	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c	1,00	1,25
Neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
Pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
Objemová tíha	γ_γ	1,00	1,00

Tab. 2.7: Dílčí součinitele únosnosti γ_R

Odpor	Značka	Soubor		
		R1	R2	R3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Usmýknutí	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

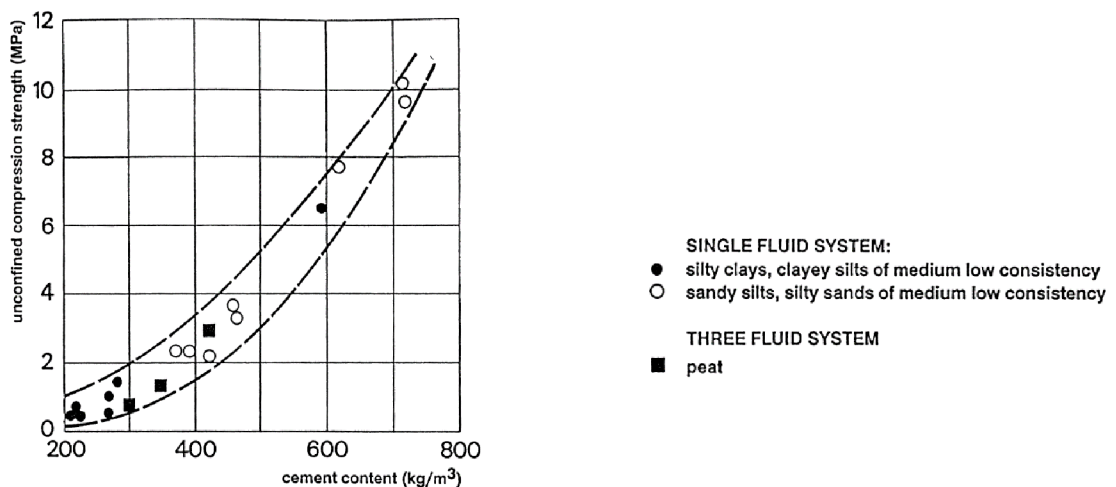
Eurokód přímo neuvádí, který přístup zvolit pro staticky řešený typ základové konstrukce. Toto upřesnění má upravovat národní příloha, která zatím nebyla vytvořena, proto pouze česká NAD doporučuje používat:

- NP1 pro plošné základy
- NP2 pro hlubinné základy a pažící konstrukce
- NP3 pro stabilitu svahů

2.3.3 Vlastnosti T1

Faktory ovlivňující pevnost

Jedním z hlavních sledovaných pevnostních parametrů tryskové injektáže je prostá tlaková pevnost, která se ve velké většině získává prostou tlakovou zkouškou. Přičemž bylo zjištěno, že zásadní vliv na prostou tlakovou pevnost má množství použitého cementu ve V-C směsi. Předpokladem bylo, že více cementu povede přirozeně k větší pevnosti výsledného prvku. Je nutné ale zvážit získanou pevnost a cenu, za kterou toho dosáhneme. Závislost množství cementu na kubický metr zlepšené zeminy na pevnosti uvedl Gallavresi (1992) a je uvedena na obr. 2.20, kde na vodorovné ose grafu je množství cementu na kubický metr zlepšené zeminy a na vertikální ose je uvedena prostá tlaková pevnost.



Obr. 2.20: Závislost množství cementu ve směsi na výsledné prosté tlakové pevnosti, Gallavresi (1992)

K tomuto závěru došel Gallavresi (1992) a dobře zformuloval závislost prosté tlakové pevnosti na množství použitého cementu, přičemž zavedl jednoduchý vztah (2-x). Ve formulaci uvádí výpočet pevnosti pomocí poměru cementu a vody v injektované směsi.

$$q_u = \frac{q_o}{(w/c)^n} \quad (3-2)$$

Kde: q_u je prostá tlaková pevnost zlepšené zeminy TI

w/c poměr vody ku cementu

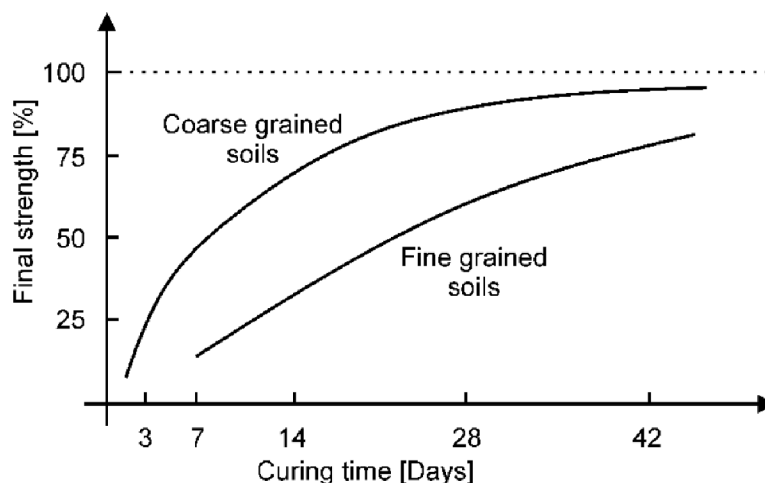
n experimentálně odvozený parametr v rozmezí 1,5 až 3

q_o základní pevnost odvozená od druhu cementu a fyzikálních vlastnostech zlepšované zeminy, pohybuje se mezi 5 až 10 MPa

Z uvedeného je zřejmé že hlavními činiteli ovlivňující pevnost tryskové injektáže je počáteční poměr vody ku cementu v injektážní směsi, dále vlastnosti zlepšované zeminy a v neposlední řadě metoda injektování. Vliv metody může být demonstrován na dvousložkové metodě, kde se pro efektivnější prořezávání zeminy využívá vzduchového obalu paprsku injekční směsi, to má za následek k prospěchu větší rozměry pilířů, ale zato menší pevnosti zlepšené zeminy. Je tomu tak z důvodu promíchávání zlepšené zeminy se vzduchem, který tam může zanechat vzduchové póry a následkem toho je snížená pevnost. [6]

Nárůst pevnosti v čase

Tak jako v případě betonu, tak i pevnost tryskové injektáže narůstá s časem. Nicméně nárůst pevnosti v případě TI je závislý od typu původní zeminy. Na obrázku 2.21 je uvedený výsledný graf výzkumu, který provedl Baumann (1984) a uvádí procentuální nárůst finální pevnosti v čase. Můžeme pozorovat, že v případě jemnozrnných zemin probíhá nárůst téměř lineárně a především dlouhodobě, zatímco v případě hrubozrnných zemin probíhá nárůst exponenciálně, respektive značně rychleji oproti jemnozrnným zeminám.



Obr. 2.21: Procentuální nárůst pevnosti v prostém tlaku v čase [4]

Pro provádění TI to znamená značné prodloužení započítání následných prací a je nutné s tímto aspektem počítat při provádění. Zároveň je ale nutné při zkoušení pevnosti zlepšené zeminy, provádět tuto zkoušku až po 56 dnech, respektive 90 dnech v případě jemnozrnných zemin.

Pevnostní parametry

K modelování konstrukcí, ale i k posuzování zlepšených zemin bylo nutné vytvořit jisté konstitutivní modely, kterými bude možné tyto zlepšené zeminy posuzovat. Lze jednoznačně říci, že zlepšená zemina bude mnohem tužší a pevnější než zlepšovaná zemina. Experimentální data ukazují, že díky vyztužení zeminy cementem, se zlepšená zemina chová dost podobně jako horniny a zároveň ukazují shodné kritéria porušení zlepšené zeminy.

Pevnost, respektive kritérium porušení zlepšené zeminy, se poté dá popsat Mohr-Coulomb podmínkou porušení, vyjádřenou následovně [4]:

$$\tau = C_{MC} + \sigma^1 \tan(\varphi_{MC}) \quad (3-2)$$

Kde: C_{MC} je koheze zlepšené zeminy

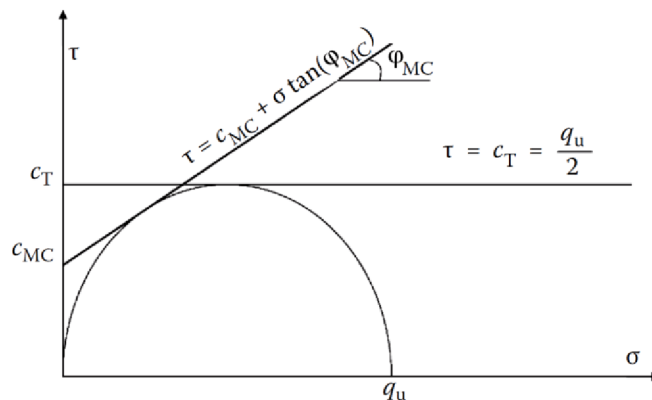
φ_{MC} úhel vnitřního tření zlepšené zeminy

Příčemž ale JSG Association (1986) doporučuje kritérium porušení dle Tresky, ale nejsou v něm zahrnuty odlišné vlastnosti v závislosti na velikosti polí napětí a zní následovně:

$$\tau = C_T$$

Kde parametr C_T je vypočítáván z prosté tlakové pevnosti q_u . Dá se ale nalézt vztah mezi těmito dvěma modely, který je uveden na *obr. 2.22* a zní:

$$C_T = C_{MC} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{MC}}{2}\right)$$



Obr. 2.22: Mohr- coulomb podmínka porušení

Při hledání vztahů pro určení parametrů pro zlepšené zeminy vycházející ze stávajících charakteristik, byla experimentálně zjištěna souvislost mezi prostou tlakovou pevností a pevnostními smykovými parametry. Definici publikovali Fang (1994) a Kudella (2003), kteří definovali vztahy pro pevnostní charakteristiky respektující objemovou hmotnost ρ zlepšené zeminy:

$$\varphi_{JG} = 30^\circ \cong \varphi_{soil}$$

$$c = 0,0067 \cdot \rho^{9,64}$$

$$q_u = 0,028 \cdot \rho^{9,45}$$

Z uvedeného vyplývá fakt, že úhel vnitřního tření není zcela závislý od objemové hmotnosti zlepšené zeminy a že bývá přibližně shodný s úhlem vnitřního tření nezlepšené

zeminy. Následně byly odvozeny další vztahy pro určení pevnostních parametrů zlepšené zeminy v závislosti na Mohr-Coulomb podmínce porušení (Koudella 2001):

$$\sin \varphi_{MC} = \frac{\frac{q_u}{2}}{\frac{q_u}{2} + \frac{c}{\tan \varphi}}$$

$$c_{MC} = \frac{q_u}{2} \left(\frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right), \text{ nebo při } \varphi_{JG} = 30^\circ$$

$$c_{MC} = 0,28 \cdot q_u$$

Z předešlého je jisté, že k získání potřebných vztahů musel být proveden soubor experimentů a testovacích polí. Dle autora je ale důležité mít nejlépe vždy nějaké srovnání výsledků pro potvrzení pravdivosti, respektive správného odhadu. Proto výčet parametrů pro jednotlivé zeminy získané z různých případových studií je uvedený v *tabulce 2.8*.

Tabulka 2.8: Parametry zlepšených zemín TI

Reference	Typ zemin	φ_{JG} (°)	c_{JG} (MPa)
Bzówka (2009)	písky	58,2	2,3
Croce and Flora (1998)	hlinité písijy	26,1	3,2
Mongiovì et al. (1991)	šterky	52	2,1
Mongiovì et al. (1991)	šterky	42	0,3
Mitchell and Katti (1981)	jíly	39,5	0,58
Yahiro et al. (1982)	písky a jíly	28,5	0,4-1,0
Miki (1982)	různé	20 - 30	0,7-1,0
Yu (1994)	jílovitohlinité písky	40,6	1,1
Fang et al. (1994a)	hlinité písky	35	4,2
Fang et al. (1994b)	jílovitohlinité písky	40-44	4,2
Fang and Chung (1997)	jíly a hlinité písky	38,6	0,8
Fang et al. (2004)	hlíny a písky	38,7	0,7
Nikbakhtan and Osanloo (2009)	jíly a písky	42-49	0,4-0,8
	jíly a písky	25	0,77

Deformační parametry

Experimenty dokazují nelineární průběh přetvárných charakteristik, nicméně i přes nelineární chování byly odvozeny vztahy pro určení deformačních charakteristik. Dá se předpokládat souvislost prosté tlakové pevnosti s deformačním modulem. Tato souvislost byla experimentálně dokázána a zároveň byla zjištěna dobrá shoda prosté jednoosé tlakové pevnosti q_u zlepšené zeminy s modulem deformace E . JSG Association doporučuje využít vztah pro výpočet Youngova modulu v následujících mezích:

$$E = q_u \cdot 100 \sim q_u \cdot 300$$

V této souvislosti bylo provedeno mnoho experimentů a výsledkem bylo zjištění, kdy jasně má vliv na modul pružnosti nejen prostá tlaková pevnost, ale i vlastnosti zlepšované zeminy. Sumarizaci těchto případových studií a uvedení rozpětí korelace dle typu zemin provedl Račanský (2008). Velikosti korelačních součinitelů jsou uvedeny v *tabulce 2.9*.

Tabulka 2.9: Velikosti korelačních součinitelů, Račanský (2008)

	Typy zemin			
	Jíly	Hlíny	Písky	Štěrk
korelační součinitel $k (E = k q_u)$	80 - 200	150 - 300	200 - 500	400 - 1000

2.3.4 Predikce velikosti průměru pilíře

Na velikost průměru vytryskaného pilíře má vliv nejenom síla paprsku tryskané směsi, ale i odpor zeminy vůči paprsku. Jak bylo zmíněno v předešlých kapitolách této práce, je velikost, síla, efektivita paprsku kontrolována jejím tlakem, průtokem, rychlostí otáčení a zvedáním monitoru, ale stejně tak závisí na injektované směsi. Z pohledu zeminy je její odpor vůči paprsku ovlivňován jejími parametry. To, jakým způsobem jednotlivé technologické parametry provádění a vlastnosti injektážní směsi kombinovat, aby byl systém co nejefektivnější, patří právě k know-how dodavatelů těchto prací.

Velikost průměru pilíře je především závislá od energie, kterou vložíme do zeminy, skrze injektážní paprsek. V jednoduchosti by se dalo říct, čím více energie vložíme do

země, tím větší bude průměr pilíře. S vysvětlením jak tato energie vzniká a na čem je především závislá, vysvětluje Račanský (2008), kde vychází ze základní kinematické energie paprsku, kterou lze popsat:

$$E = \frac{1}{2} \cdot mv^2$$

K získání rychlosti injektovaného paprsku využil Bernoulli zákonu o zachování energie, který zní:

$$v^2 = 2 \cdot g \cdot \frac{p}{\gamma}$$

Kde p je tlak injekční směsi v trysce, γ je objemová hmotnost injekční směsi a g je tíha zemské gravitace. Pro získání hmotnosti lze psát:

$$m = \rho \cdot Q \cdot t = \frac{\gamma}{g} \cdot Q \cdot t$$

Kde q je průtok injekční směsi. Při dosazení rovnice rychlosti injektované směsi (2-2) a rovnice hmotnosti (2-3) do rovnice (2-1), vznikne vztah pro definování energie trysky, který zní:

$$E = p \cdot Q \cdot t$$

Z uvedeného je zřejmé, že energie potřebná k vytváření prvků z TI, je závislá především na velikosti tlaku p , velikosti průtoku injekční směsi Q a času t . Přičemž čas je definování rychlostí otáčení trysky a rychlostí vytahování trysky.

K praktické predikci velikosti prvků bylo provedeno mnoho výzkumů, zkoušek atd. Z čehož vyplynulo, že lze využít dvou základních možností, jak může být projektant schopen dopředu určit velikost prvku, nebo zda vůbec bude možné navrženou velikost prvku provést. Nejjednodušší možností je využití experimentálně získaných dat, jeden soubor těchto dat uvádí asociace AGI (2012), *Jet Grouting Guidelines: Associazione Geotecnica Italiana*, kde při různých parametrech TI a vlastnostech zemin, jsou uvedeny velikosti v *Tabulce 2.10*.

Tabulka 2.10: Velikosti pilířů dle zlepšovaných zemin

Metoda	Průměrná velikost pilířů [m]			
	tuhé jíly	měkké jíly a silty	hlinité písky	písky a šterky
Single fluid	-	0,4 - 0,8	0,6 - 1,0	0,6 - 1,2
Double fluid	0,5 - 1,0	0,6 - 1,3	1,0 - 2,0	1,2 - 2,5
Triple fluid	0,8 - 1,5	1,0 - 1,8	1,2 - 2,5	1,5 - 3,0

Další možností je využít analytických modelů, ať už jednodušších založených na základních parametrech a nebo složitějších, které kombinují teorii a empirii sloučenou v pravděpodobnostních nebo deterministických metodách. Jednu z těchto metod lze nalézt v Flora et al. (2013). Dále je uvedena zjednodušená metoda výpočtu velikosti pilíře, dle Flora and Lirer (2011); Croce et al. (2012).

Jednoduchá predikce velikosti pilíře

V případě kdy, byla vybrána metoda tryskové injektáže a jsou známy okrajové podmínky provádění lze zjednodušeně spočítat průměr následovně:

$$D_{mean} = 1,128 \sqrt{p \cdot V_g \cdot \lambda_E}$$

Kde: D_{mean} je průměr pilíře [m]

p injektážní tlak [MPa]

V_g Objem injektážní směsi na běžný metr pilíře viz *kap. 2.2.5* [m]

λ_E Energetický koeficient [m³/MJ]

Energetický koeficient lze určit například z tabulky 2.xx pro dvousložkovou metodu provádění, kde v závislosti na zemině byly experimentálně získány typické hodnoty parametru λ_E . Nebo jej lze spočítat dle vztahu:

$$\lambda_E = \frac{V_C}{E'} \quad , \text{nebo} \quad \lambda_E = \frac{1}{p} \lambda_V$$

Kde: V_C je objem běžného metru pilíře [m³]

E' specifická energie na vytvoření běžného metru pilíře [Mj/m]

λ_V objemový koeficient

Tabulka 2.11: Hodnoty ener. koeficientu, Flora and Lirer (2011); Croce et al. (2012).

Zemina	<u>Energetický koeficient</u> λE [m ³ /MJ]
Od písčitých štěrků po hlinité písky	0,077 - 0,125
Od písčitých hlín po jílovité hlíny (měkkých konzistencí)	0,077 - 0,025
Od písčitých hlín po jílovité hlíny (tužších konzistencí)	< 0,025

2.3.4 Samostatný pilíř z TI

V případě posuzování zlepšené zeminy jakožto samostatného pilíře z tryskové injektáže, nelze zjednodušeně určit jak postupovat při návrhu. Nicméně dá se postupovat dle známých zásad navrhování a posuzování konstrukcí, která vychází z rozdělení posudku dle řešené stability. Při posuzování na 1. skupinu mezních stavů hovoříme především, a to i v případě prvků z TI, o mezních stavech STR a GEO. Kde do mezního stavu STR bychom zařadili tzv. vnitřní stabilitu prvku a do mezního stavu GEO bychom zařadily vnější stabilitu prvku.

Osovou tlakovou únosnost sloupů tryskové injektáže lze stanovit buď statickou zatěžovací zkouškou na zkušebním sloupu z TI nebo výpočtem na základě znalosti o geotechnických vlastnostech základové půdy a o pevnosti geokompozitu, z něhož je sloup tvořen.

Vnitřní (konstruktivní) návrhová únosnost sloupu tryskové injektáže je dána návrhovou tlakovou únosností geokompozitu R_{cd} , jež se dá stanovit podle přílohy A normy ČSN EN 12716 a zní následovně:

$$R_{cd} = A_s \cdot f_{md}$$

Kde A_s je plocha průřezu sloupu tryskové injektáže

f_{md} návrhová velikost pevnosti v tlaku geokompozitu, která se vypočte:

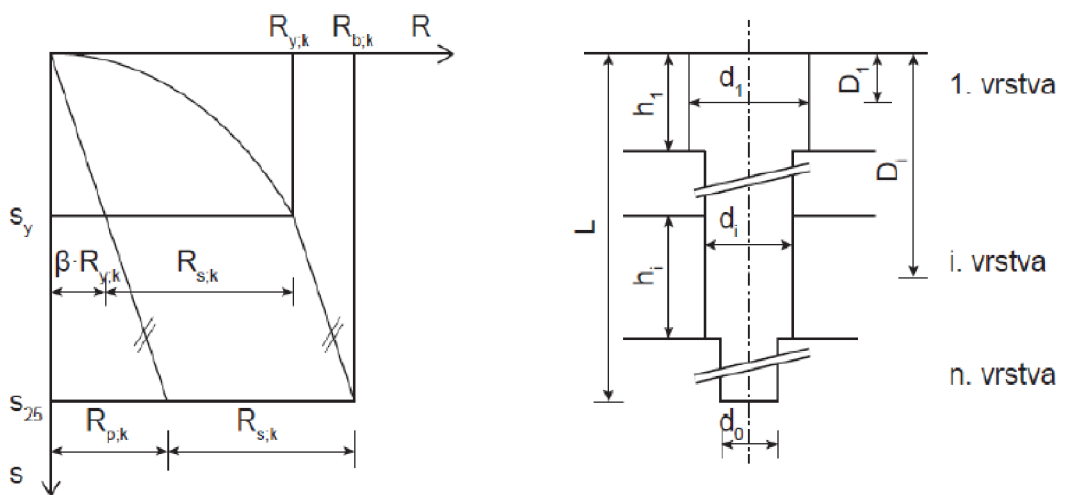
$$f_{md} = \alpha \cdot f_{mk} / \gamma_m$$

Kde α je součinitel závislý na dlouhodobé pevnosti geokompozitu (doporučeně $\alpha = 0,85$)

f_{mk} charakteristická velikost pevnosti v tlaku geokompozitu stanovená na základě odběru válcových vzorků geokompozitu dle zásad ČSN EN 12716; nebo empiricky zvolená charakteristická pevnost. Lze říci, vzhledem ke zmíněnému v předešlých kapitolách, že $f_{mk} = q_u$

γ_m dílčí součinitel (doporučená velikost $\gamma_m = 1,5$ pro trvalé konstrukce, resp. $\gamma_m = 1,2$ pro dočasné konstrukce).

Pro stanovení vnější únosnosti sloupu z tryskové injektáže výpočtem lze, řešit tvarem mezní zatěžovací křivky podle Obr. 2.23, jako při výpočtu vnější únosnosti piloty. Stejně tak lze využít výpočtu pro určení únosnosti pilíře z TI na skupinu 1. mezních stavů pro pilotu dle ČSN 73 1002. Uvedený způsob výpočtu je možná příliš konzervativní, ale je na stranu bezpečnou. Důvod proč je takto konzervativní, je odvozen z velikosti plášťového tření sloupu z TI, které je díky své drsnosti značně větší než plášťové tření piloty.



Obr. 2.23: Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, schéma piloty ve vrstevnaté zemině

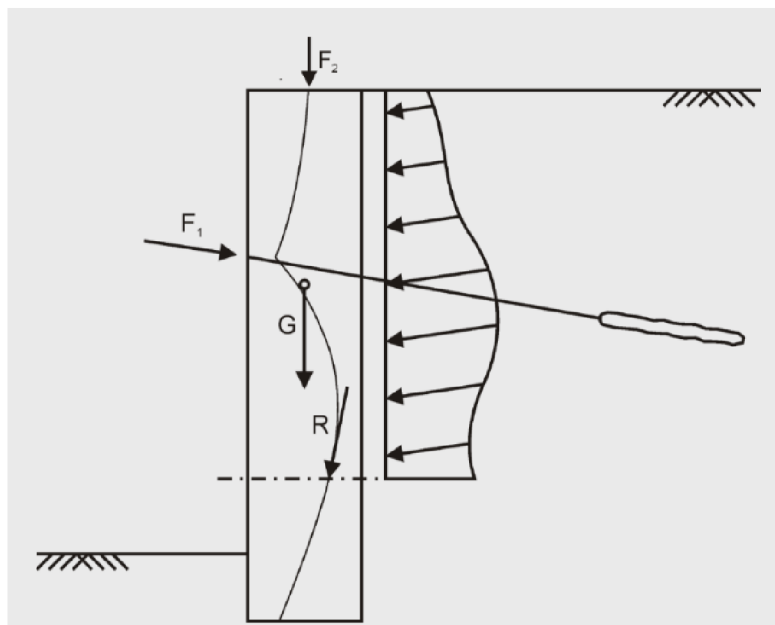
Při řešení 2. skupiny mezních stavů, tedy použitelnosti lze vycházet z předpokladu, že bude návrh v prvním mezním stavu dostatečně konzervativní a tím vyhoví i použitelnosti. Nebo lze pouze orientačně, velmi konzervativně, využít zatěžovacích křivek

pro pilotu, nejsou-li k dispozici data pro sestavení křivky pro sloup z tryskové injektáže. Rovněž lze samozřejmě využít numerických metod, na základě metody konečných prvků. K sestavení použitelného modelu mohou být použity vztahy dle předešlých kapitol.

2.3.5 Pažící konstrukce z TI

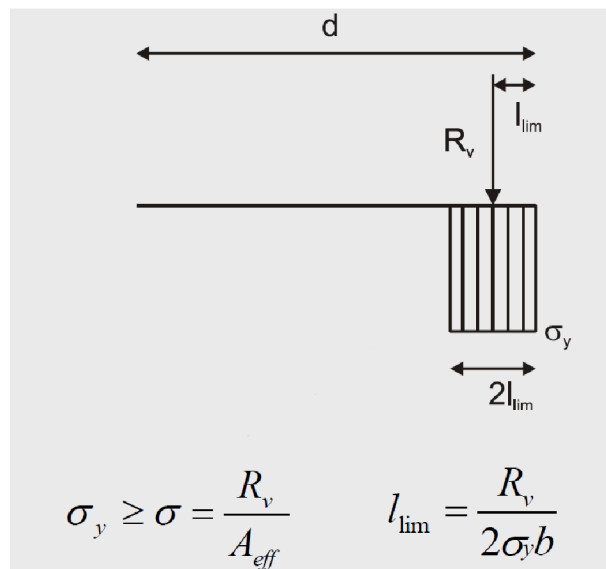
Stejně jako v předešlé kapitole, je nutné prvky tryskové injektáže které slouží jako pažící konstrukce a kde mohou být naplněny podmínky porušení konstrukce STR, GEO a jiné. Musí být provedeno adekvátní posouzení právě těchto podmínek porušení.

Pokud jsou geotechnické poměry příznivé pro umožnění technologie tryskové injektáže, uplatní se v těchto případech nejlépe konstrukce z překrývajících se sloupů tryskové injektáže. Je-li hloubka od základové spáry stávajících základů po dno stavební jámy malá (asi 2,5 m), vyhoví příslušnému namáhání pouze jednoduchá řada sloupů. Při zvětšující se hloubce je třeba počítat s kotvením, které podchycující a pažící konstrukci stabilizuje a umožní její příznivé namáhání. V průběhu těžby stavební jámy se překrývající sloupy odbourají, naopak ve spodní části bývá zapotřebí klíny dobetonovat. Pokud se takto vytvořená stěna využije jako podklad pod svislou izolaci, opatří se většinou vrstvou stříkaného betonu s výztužnou sítí a zednickou úpravou povrchu. [2]



Obr. 2.24: Tlaková čára, Račanský (2008)

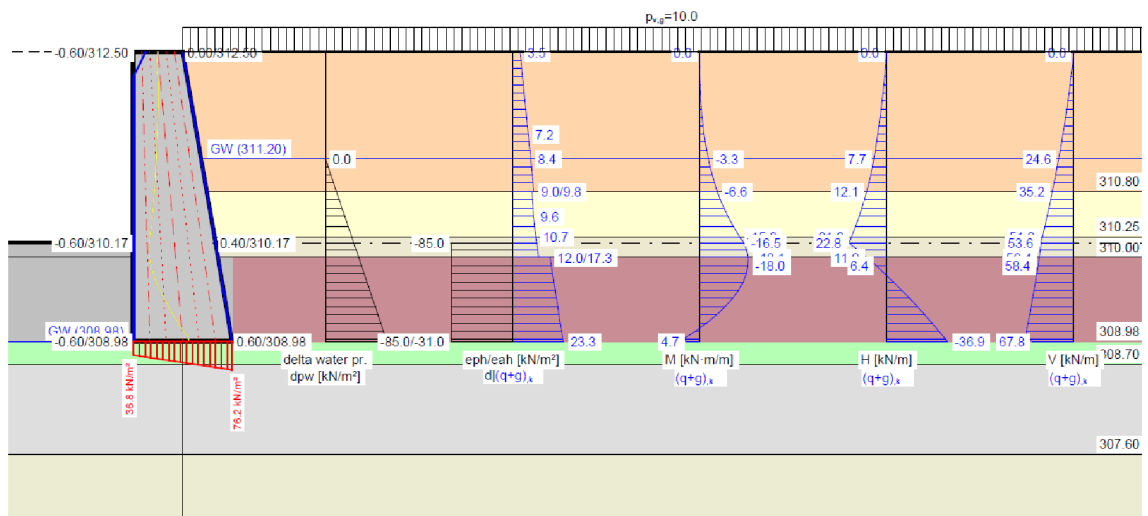
Stabilita pažící konstrukce z tryskové injektáže se rovněž dá rozdělit na vnitřní stabilitu prvku a vnější stabilitu pro mezní stavy únosnosti. Pro vnitřní stabilitu je to poněkud složitější, neboť není pevně dáno jak výpočet provést, ale je nutné vyhovět podmínce $Ed < Rd$, přičemž je doporučeno postupovat dle návrhového přístupu 2. K potvrzení vnitřní únosnosti prvku se může využít tzv. tlaková čára (obr. 2.24). Smyslem metody je udržet konstrukci v tlaku a vyloučit působení zlepšené zeminy v tahu, čehož dosáhneme právě udržením tlakové čáry v průřezu. Pro zavedení jisté bezpečnosti do výpočtu v závislosti na pevnosti geokompozitu, byly vloženy hranice pro tlakovou čáru uvnitř průřezu viz obr. 2.25.



Obr. 2.25: Výpočet hranic tlakové čáry, Račanský (2008)

Po určení vnější stability prvku je pažící konstrukce modelována jako gravitační zeď (obr. 2.26). Přičemž je nutné z tohoto hlediska posoudit následující podmínky:

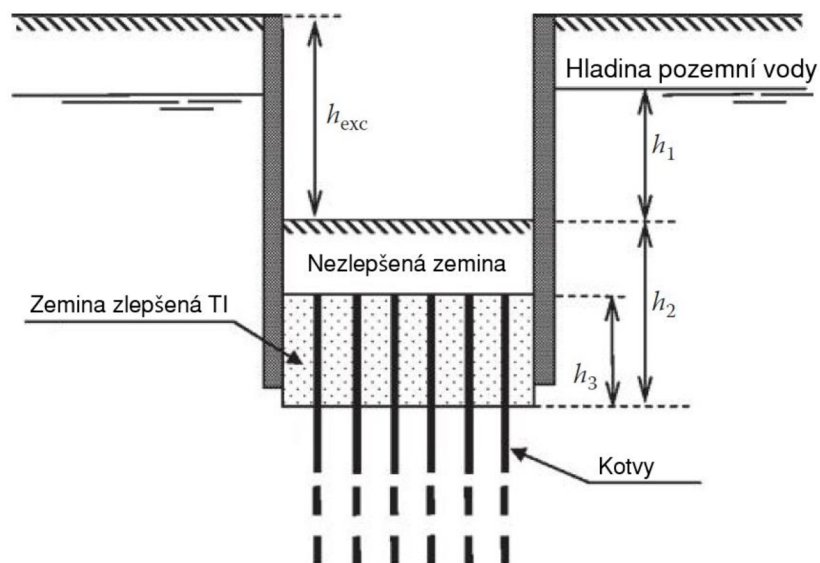
- Únosnost v základové spáře
- Překlopení
- Posunutí v základové spáře
- Délka kotev
- Celková stabilita



Obr. 2.26: Gravitační zeď. Zemní tlaky. Vnitřní síly působící na zeď

2.3.6 Těsnící konstrukce z TI

Při posuzování těsnící konstrukce dna stavební jámy, lze postupovat několika možnými způsoby. Dále bude uveden způsob posouzení běžného způsobu zatěsnění dna z TI na hydraulické porušení v koncepci en 1997. Na obr. 2.27 je uveden standardní schématický řez stavební jámou.



Obr. 2.27: Schématický řez těsněnou jámou [4]

Pro schéma uvedené na obr. 2.27 lze psát vztah pro posouzení na hydraulické porušení vztlakem, respektující vztahy v kapitole 2.3.2:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} , \text{ kde}$$

$$G_{stb,d} = [\gamma_{JG} \cdot h_3 + \gamma_s \cdot (h_2 - h_3)] \cdot \gamma_{G,stb}$$

$$R_d = \frac{\sum F_{di}}{A} , \text{ dodatečný odpor v podobě tahové únosnosti kotev}$$

$Q_{dst,d}$ v tomto případě nepůsobí

$$G_{dst,d} = \gamma_w \cdot (h_1 + h_2) \cdot \gamma_{G,dst}$$

Vstupními daty do výpočtu jsou:

γ_{JG} Objemová tíha zlepšení zeminy

γ_s Objemová tíha nezlepšení zeminy

F_{di} Návrhová únosnost kotev

A Účinná plocha jedné kotvy

γ_w Objemová tíha vody

$\gamma_{G,dst}, \gamma_{G,stb}$ Dílčí součinitele zatížení viz tab. 2.12

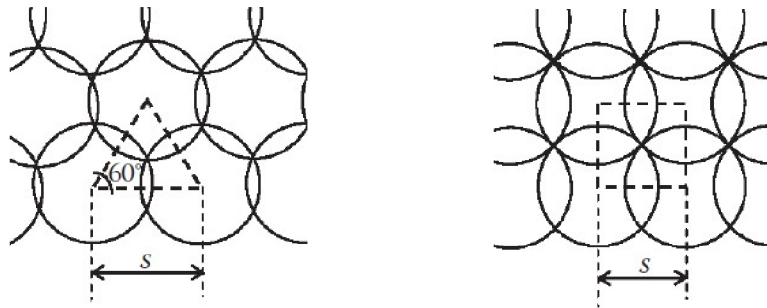
Tabulka 2.12: Dílčí součinitele zatížení

	Zatížení	Symbol	Hodnota
Stálé	nepříznivé	$\gamma_{G,dst}$	1,1
	příznivé	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Proměnné	nepříznivé	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
	příznivé	$\gamma_{Q,stb}$	0

V případech, kdy je těsnění prováděno ve větších hloubkách, jsou uvedeny konstrukční zásady. Konstrukční zásady jsou odvozeny v závislosti na velikosti průměru pilíře D a osovém rozpětí s mezi nimi. Chyb, která může vzniknout při provádění pilířů ve větší hloubce lze, právě zahrnout konstrukční zásadou dle Croco, Modoni (2014). Pro splnění zásad byly publikovány následující vztahy:

$$\frac{s}{D} \leq 0,86 \quad \text{pro trojúhelníkový rastr}$$

$$\frac{s}{D} \leq 0,71 \quad \text{pro čtvercový rastr}$$



Obr. 2.28: Schémata prováděných rastrů pilířů

Navrhování těsnících konstrukcí z tryskové injektáže se může zdát jednoduché, je ale nutné zahrnout i fakt, kde chyba geometrie provedeného pilíře může následně zásadně změnit velikost odporu konstrukce proti hydraulickému porušení. Snížení odporu může vzniknout otevřením trhlin v zemině zlepšené tryskovou injektáží (obr. 2.29) nebo také neorovnoměrným zlepšením zeminy. Tento fakt zahrnuly do výpočtu Croco, Modoni (2014) a uvedli vztahy, které byly autorem upraveny tak, aby souhlasili se zásadami v kapitole 2.3.2.

Snížení výšky průřezu bylo promítnuto do tzv. ploch buněk $A_{cell,0}$ vzniklých právě připuštěním trhlin v konstrukci dna, které byly vypočteny ze vzdáleností os pilířů s_0 při úrovni terénu. Následně lze psát vztah odpovídající obr. 2.29:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d}$$

$$G_{stb,d} = \gamma_{JG} \cdot (A_{cell,0} \cdot h_2 - V_V) \cdot \gamma_{G,stb}$$

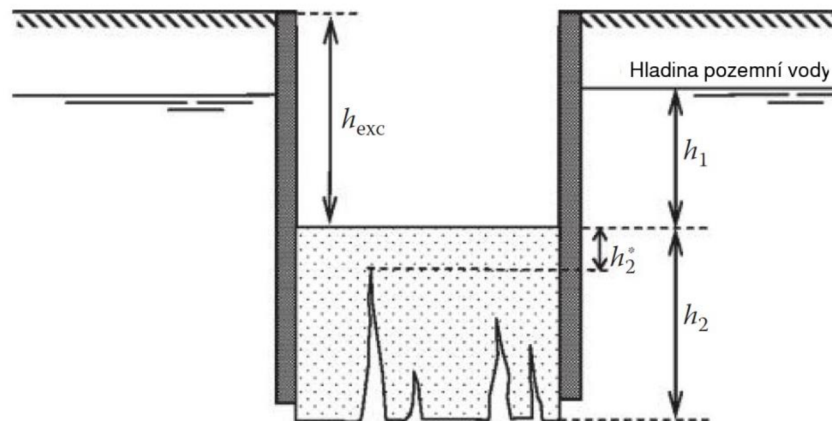
$$V_{dst,d} = \gamma_w \cdot [A_{cell,0} \cdot (h_1 + h_2) - V_V] \cdot \gamma_{G,dst}$$

, kde

$$A_{cell,0} = \frac{\sqrt{3}}{4} s_0^2 \quad \text{pro trojúhelníkový rastr}$$

$$A_{cell,0} = s_0^2 \quad \text{pro čtvercový rastr}$$

V_V objem nezlepšené zemině v buňce



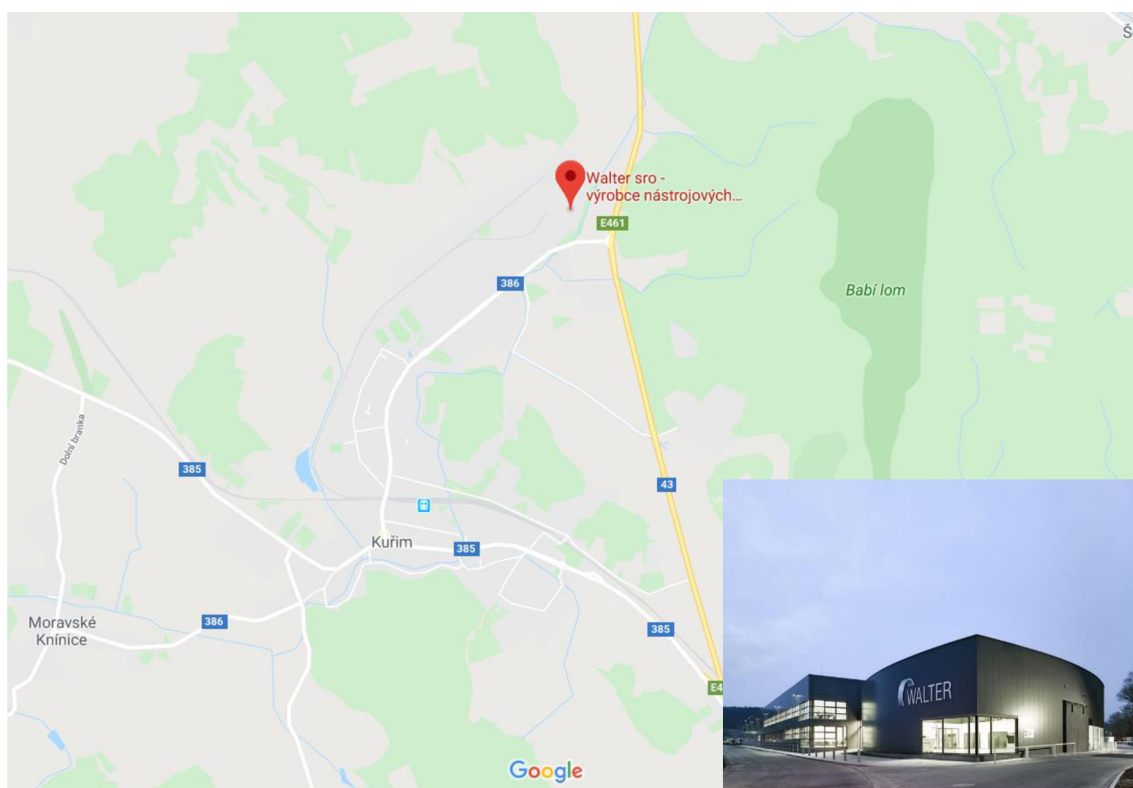
Obr. 2.29: Schématický řez jímkou, trhliny ve zlepšené zemině [4]

3. ZALOŽENÍ VÝROBNÍHO ZAŘÍZENÍ

3.1 Zadání

3.1.1 Popis stavby

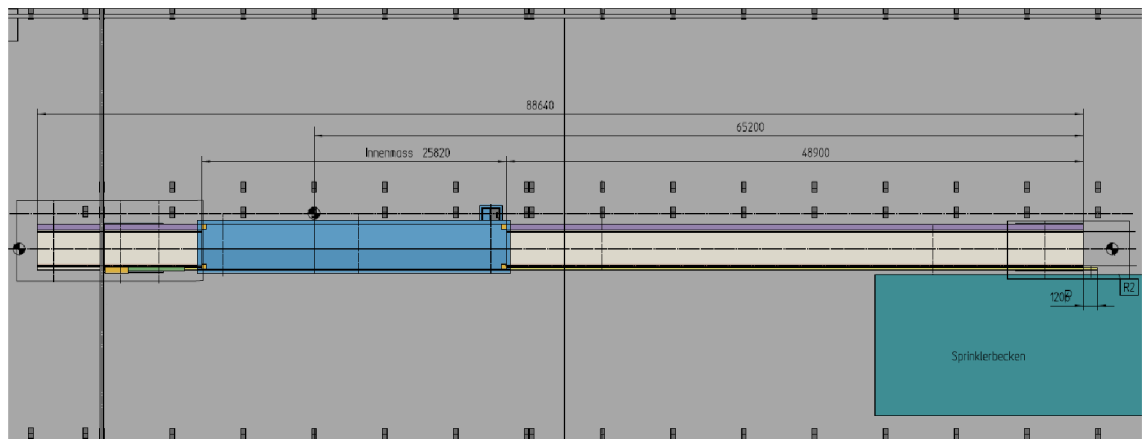
Řešená konstrukce byla navržena v areálu firmy *Walter s.r.o.*, který se nachází v severní části průmyslové zóny města Kuřim severně od města Brna (obr. 3.1). Firma Walter se zabývá výrobou CNC nástrojových brusek, měřících strojů a strojů pro laserové obrábění. Areál se tedy skládá jak ze skladových hal, tak z výrobních, nebo vývojových prostor. Navržená základová konstrukce, jež je předmětem této práce, byla přesněji umístěna do haly s názvem *HALLE 4*, která je propojená s vedlejší halou *HALLE 3* ve kterých probíhala výroba zmíněných produktů. Samotná hala je 20 m široká a 90 m dlouhá s výškou 8,5 m po strop a se světlou výškou 6 m po jeřábovou dráhu.



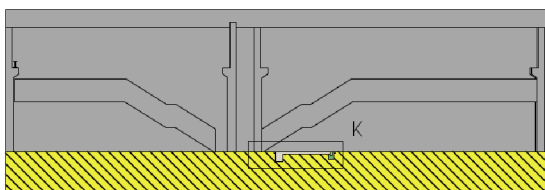
Obr. 3.1: Poloha realizované základové konstrukce

3.1.2 Popis konstrukce

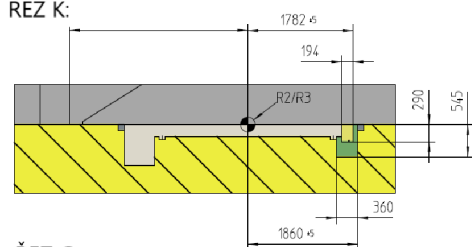
Výrobní zařízení nebo také výrobní linka (obr. 3.2) je umístěna při okraji výrobní haly číslo 4, při propojení s halou číslo 3. Základ linky se skládá ze dvou charakterově odlišných částí, kde první je tvořena běžnou deskou (obr. 3.2), mezi kterou je vložena jímka. Běžná deska se šířkou 4,638 m a délkou 48,9 m v delší části a druhá s délkou 13,92 m je napojena na jímku s délkou 25,820 m o stejné šířce a hloubce základové spáry rovné 2,625 m. Po mělké základové desce budou pojíždět tzv. kazety s výrobkem, kde v oblasti jímky bude probíhat manipulace s těmito vozíky, případně výrobky a další činnosti.



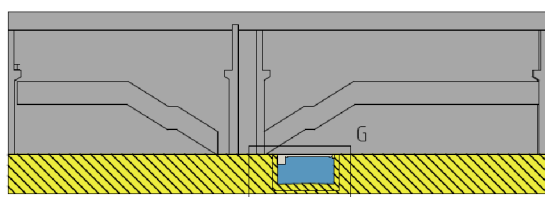
ŘEZ HALOU A BĚŽNOU DESKOU:



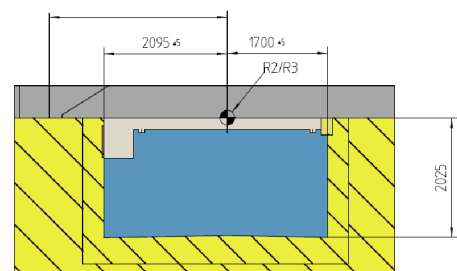
ŘEZ K:



ŘEZ HALOU A JÍMKOU:



ŘEZ G:



Obr. 3.2: Popis základové konstrukce [10]

3.2.3 Požadavky na návrh

Ze statického hlediska není nutné pouze návrh provést dostatečně bezpečně a hospodárně, ale bylo nutné rovněž vyhovět požadavkům na provádění při výstavbě výrobní linky. V tomto ohledu byl vznesen požadavek na zachování výrobních procesů v přilehlých halách. Dále byl ze strany hlavního inženýra projektu a požadavků ze stran technologie výroby vznesen požadavek na dodržení velmi malého nerovnoměrného sedání základové konstrukce, které činní $0,4 \text{ mm/m}$ konstrukce. Rovněž bylo nutné zajistit dostatečnou izolaci jak proti vodě, tak proti teplotním výkyvům, které mohou probíhat v blízkostech venkovních zdí apod.

Byly uvedeny především požadavky pro provedení základové konstrukce, které se přímo týkali autorem navrženého řešení. Zbylé požadavky se týkali již jiných profesí.

3.2.4 Zdůvodnění řešení

Variantních řešení zmíněné navrhované základové konstrukce by se dalo jistě nalézt mnoho. Ovšem v případě tohoto projektu, kde bylo nutné vyhovět zmíněným požadavkům výše a v závislosti na místní geologii, která je uvedena v následující kapitole, rozhodl autor založit zmíněné plošné konstrukce pomocí technologie tryskové injektáže. Neboť bylo nutné zlepšit prostředí natolik, aby bylo možné postihnout, respektive zmírnit deformace základové konstrukce natolik, aby byly splněny požadavky. Dalším aspektem volby technologie byly prostorové možnosti v hale, kde se mohli pohybovat pouze stroje k tomu uzpůsobené, tzn. využití pouze maloprofilových vrtných souprav.

Vzhledem k nepříznivým hydrogeologickým podmínkám, bylo nutné navrhnout zajištění jímky tak, aby při výstavbě bílé vany, nebo po životnosti navržené konstrukce nedošlo v případě výstavby k hydraulickému prolomení dna nebo k deformaci základové konstrukce v průběhu její životnosti. Z uvedeného bylo nutné jámu navrhnout jako těsněnou, kde k tomuto účelu dobře vyhoví konstrukce z tryskové injektáže.

3.2 Vyhodnocení podkladů

3.2.1 Inženýrsko – geologický průzkum (IGP)

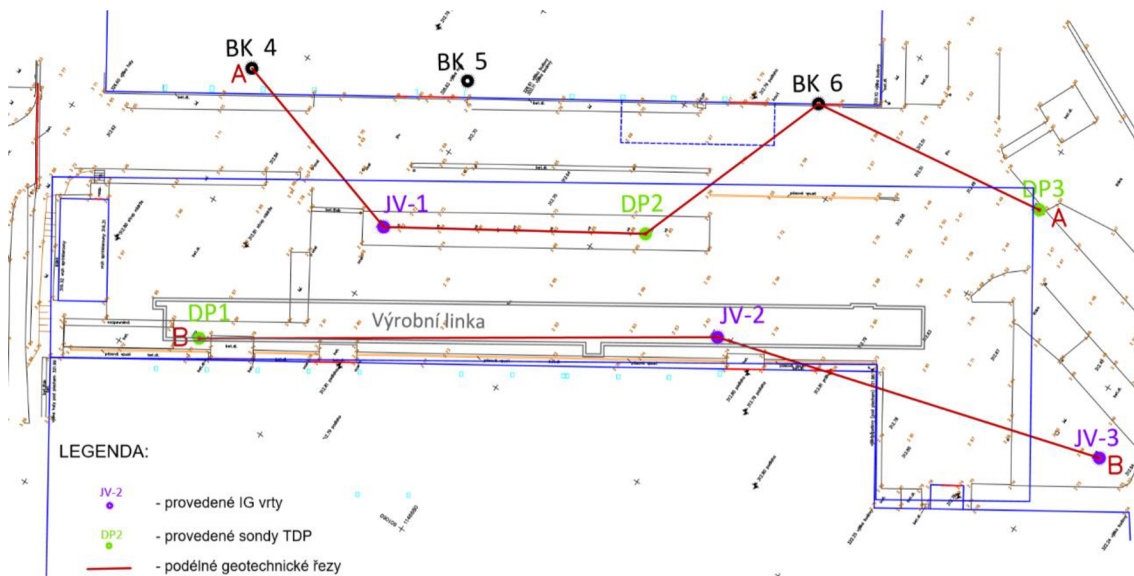
Pro výstavbu výrobní linky nebyl přímo proveden IGP, ale prozkoumanost z předešlých etap výstavby areálu firmy WALTER (Obr. 3.3), lze převzít poslední provedený průzkum pro Halu 2, ve které bude výrobní linka navržena. Průzkum provedla firma GEOSTAR, spol s r.o. a je podkladem této práce pod názvem *Kuřim – Walter, Přístavba haly, Inženýrsko-Geologický průzkum. 2015.*

Metodika průzkumných prací laboratorní rozbory

V rámci IGP byly provedeny 3 jádrové vrty, pod označením JV-1 až JV-3, do hloubky 15 m. Vrty byly realizovány vrtnou soupravou s průběžným pažením o průměru 195 mm do hloubek 1,0 – 1,5 m; 156 mm do hloubek 5,0 – 9,0 a 137 mm do konečné hloubky. Dále byly provedeny 3 sondy těžké dynamické penetrace, označené DP1 až DP3, které byly ukončeny v hloubkách 14,3 až 14,6 m, při zkouškách byl zároveň měřen kroutící moment. Dokumentace byla zpracována dle metodiky normy ČSN 73 6133 a ČSN EN ISO 14688.[6]

Z vrtů bylo odebráno 10 poloporušených vzorků ke stanovení indexových charakteristik, 4 neporušené vzorky k laboratorním zkouškám stlačitelnosti a 2 vzorky podzemní vody po laboratorní rozbory agresivity prostředí. [6]

Z metodiky je zřejmé, že byl průzkum proveden dostatečně korektně vůči předpokládaným základovým poměrům na stavbě a od toho odvozeného způsobu založení haly. V tomto případě hlubinného na velko-průměrových pilotách. V případě založení výrobního zařízení bude průzkum dostatečný, kde se předpokládá hlubinné založení na pilířích z TI, odhadem max. do 10 m hloubky. Polohy vrtů a dynamických penetrací vůči výrobní lince je zobrazen v situaci na *obrázku 3.3.*



Obr. 1.3: Výřez situace [6]

Geologické a hydrogeologické poměry širšího okolí











Z regionálně geologického hlediska náleží zájmová lokalita ke karpatské přehlubni, zastoupeny jsou zde mořské vápnité jíly (tégly) s polohami písků a štěrkopísků, spodnobadenského stáří. Hluboké podloží tvoří krystalinické horniny brněnského masívu. Kvartérní sedimentace je zastoupena výskytem spraší a sprašových hlín, ale také fluviálními sedimenty, vyplňujícími údolní nivu blízkého vodního toku. Spodní část tvoří štěrkovité a písčité uloženiny a svrchní část tvoří povodňové hlíny.

Sledovaná oblast je součástí hydrogeologického rajónu 2242 – Kuřimská kotlina (Olmer, Hermann, Kadlecová, Prchalová et al. – Hydrogeologická rajonizace ČR, 2006). V tomto případě jsou ale mnohem významnější neogenní a kvartérní sedimenty. Neogenní jíly jsou hydrogeologickými izolátory, ale obsahují zvodnělé polohy písků, jsou průlinově propustné, často s napjatou hladinou podzemní vody. Jíly rovněž tvoří počevní izolátor nadložním kvartérním kolektorům s průlinovou propustností, vyvinutým ve štěrkopísčících uloženinách spodní části údolní nivy. Povodňové hlíny tvoří těmto kolektorům stropní izolátor. Spraše a sprašové hlíny jsou tzv. hydrogeologickým poloizolátorem. Hladina podzemní vody v kvartérních štěrkopísčících je v přímé hydraulické spojitosti s povrchovou vodou. Místy může docházet k propojení kvartérních

a neogenních zvodní. Výška hladiny podzemní vody kolísá během roku v závislosti na stavu vody v toku.[6]



Geologická jednotka

	d _Q	deluviální, převážně písčitohlinité sedimenty
	da _{bd}	amfibolický až amfibol-biotitický diorit až metadiorit
	d _{hk} Q	deluviální, hlinitokamenité až kamenitohlinité sedimenty
	df _{Qh}	deluviofluviální písčitohlinité sedimenty
	f _{Qh}	fluviální hlinitopísčité, místy štěrkovité sedimenty
	s _{bd}	nerozlišené ultramafické horniny, metagabro až metadiorit
	iH	aplit a pegmatit
	l _{g_{bz}}	středně zrnitý leukokratiní, místy až biotitický granit
	e _{Qp³}	spraše a sprašové hlíny
	d _P	dioritový porfyr

Obr. 3.4: Výřez z geovědní mapy [7]

Geotechnické typy

Na základě petrografických popisů vrtů, výsledků penetračních zkoušek, laboratorních zkoušek a jimi zjištěnými geotechnickými výsledky, byly zastižené zeminy zatříděny a následně rozlišeny do 3 geotechnických typů. Zatřídění bylo zpracováno dle normy ČSN 73 6133 a ČSN EN 14688. Popis konzistencí je veden dle ČSN EN ISO 14688-2 s drobnou úpravou (Tab. č. 3.1) [6]

Tabulka 3.1: Popis konzistence

Konzistence	stupeň konzistence
velmi měkká	$I_c < 0,25$
měkká	$0,25 < I_c < 0,50$
tuhá	$0,50 < I_c < 0,75$
tuhá až pevná	$0,75 < I_c < 1,0$
pevná	$I_c \gg 1,0$

GT 0 – Antropogenní navážky

Vytvářejí v zájmovém území proměnlivě mocný horizont. Jejich vznik je pravděpodobně spjat s úpravami terénu. Navážky mají převážně různorodý charakter. Vyskytují se zde jíly prachovité s proměnlivou příměsí štěrkových úlomků (GT 0.1), jíly štěrkovité (GT 0.2), hlína s proměnlivým obsahem štěrkovitých úlomků (GT 0.3) a štěrky písčité s hlinitou příměsí, štěrkopísky, škvárou (GT 0.4). Zjištěná mocnost navážek je v profilu výrobní linky od 0,4 do 2,0 m. Konzistence uvedených zemin byla v době průzkumu tuhá až pevná, vzhledem k proměnlivým vlastnostem, bude při zatížení vznikat nerovnoměrné sedání. [6]

GT 1 – kvartérní sedimenty

Kvartérní sedimenty byly převážně zastoupeny jíly a jíly prachovitými (třídy F8, GT 1.3) od hloubek 1,1 až 2,1 m do 2,4 až 2,8 m s konzistencí tuhou až pevnou, dále náplavovými jíly s vysokou plasticitou (třídy F8, GT 1.1) od hloubek 2,4 až 2,8 do 3,5 až 4,1 m hloubky s konzistencí tuhou a organickými jíly s vysokou až velmi vysokou plasticitou (třídy F8, GT 1.2) od hloubek 3,5 až 4,1 m do hloubek 5,0 až 5,2 m s konzistencí měkkou a tuhou. [6]

GT 2 – terciární (neogenní) sedimenty

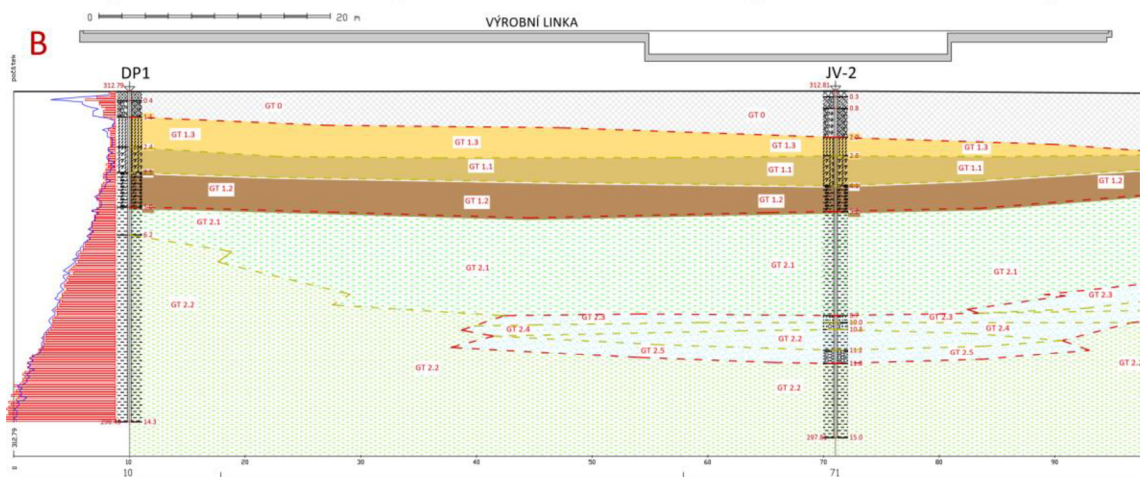
Neogenní sedimenty byly zastiženy v hloubkách od 5,0 až 5,2 m pod povrchem terénu. Vyskytovali se zde jíly, hrubě zrnité písky až štěrkopísky a zajílované štěrky. Zmíněné neogenní jíly jsou objemově nestálé, vysycháním dochází k jejich smršťování.

Jíly se vyskytují ve dvou souvrstvích oddělené nesoudržnými sedimenty. Svrchní poloha neogenních jílu (GT 2.1) má charakter tzv. potrhaných jílu, nebo také zemin se speciálními vlastnostmi. Jíly jsou pórovitější, mají vyšší stupeň nasycení a nižší konzistenci – měkkou až tuhou (třídy F8 a F6). Vzhledem jsou jíly prachovité, šedé až světle šedé, žlutě šmouhované, slabě vápnité, místy s rostlinnými zbytky, ojediněle slabě písčité, slídnaté. Jejich výskyt sahá do hloubek 6,2 až 9,7 m. Spodní poloha neogenních jílu (GT 2.2) je ve svrchních partiích ovlivněna nižší konzistencí zvodněním nadložních nesoudržných sedimentů a postupně přechází od konzistence tuhé (GT 2.2a) až pevné (GT 2.2b), jíly jsou zařazeny do třídy F7 a F8. Jíly vykazují vysokou až velmi vysokou plasticitu, barvy zelenavě šedé. Jíly GT 2.2b se vyskytují od hloubek 11,4 až 13,4 m.

Nesoudržné neogenní sedimenty se vyskytují od hloubek 6,2 až 9,7 m, ale v penetrační sondě DP1 nebyly zaznamenány a sahají do hloubek 7,3 až 11,8 m, jejich mocnost se pohybuje 1,1 do 2,5 m. Složení je od štěrkopísků až hrubě zrnitých písků středně ulehlých až ulehlých (třída S3, GT 2.4), přes jílovité písky s obsahem drobného štěrku pevné konzistence (třída S5, GT 2.3), až po zajílované štěrky, písčité pevné konzistence (třída G5, GT 2.5). [6]

Geotechnický řez podložím

Jak je zřejmé z výřezu situace jádrových vrtů, respektive prozkoumanosti zájmového území, je pro potřeby tohoto projektu zásadní řez B, respektive jádrový vrt JV-2 a dynamická penetrační DP1 zobrazená v *obrázku 3.5*.



LEGENDA:

Rozdělení zemin do geotechnických typů a podtypů:

	GT 0	- navážky jílovité, jíly štěrkovité, hlíny s štěrkovitými úlomky štěrky písčité, s hlinitou příměsí, škvára, štěrkopisek
KVARTÉR	GT 1.3	- jíl plastický, náplavový, prachovitý tř. F8, tuhý
	GT 1.1	- jíl organický, náplavový, tř. F7, F8, měkký
	GT 1.2	- jíl, jíl prachovitý, tř. F8, F6, tuhá až pevná
TERCIÉR	GT 2.1	- jíl plastický, tř. F8, F6, měkký až tuhý
	GT 2.2	- jíl plastický, tř. F8, F7, tuhý až pevný
	GT 2.3	- písek jílovitý s obsahem drobného štěrku, tř. S5, pevný
	GT 2.4	- písek s příměsí drobného štěrku (štěrkopísek), tř. S3 středně ulehý až ulehý
	GT 2.5	- štěrk zajílovaný, písčité, tř. G5, pevná

Obř. 3.5: Řez B-B – geologickým profilem se schématickým umístěním Výrobní linky

Geotechnické parametry zemin

Potřebné fyzikálně indexové a mechanické vlastnosti zemin jsou uvedeny v *tabulce 3.2*. Uvedené fyzikálně indexové a převárné charakteristiky, včetně konzistenčních mezí byly vyhodnoceny v laboratoři mechaniky zemin a ulehlosti s konzistencí zemin byly odvozeny ze zjištěných parametrů těžké dynamické penetrace. Vzhledem k mocnosti antropogenních navážek budou uvedeny pouze orientační hodnoty geotechnických charakteristik.

Tabulka 3.2: Charakteristiky antropogenních navážek

Geotechnický typ	Symbol	Jednotka	Antropogenní navážky GT 0			
			0.1	0.2	0.3	0.4
Označení dle ČSN	-	-	F6	F2	F1	G3, G4, S3
Označení dle ČSN EN ISO	-	-	siCl	grCl	grsiCl	clsaGr, sigrSa, saGr
Objemová tíha	ρ	kNm ⁻³	21	18,5	18,5	18,5
Stupeň konzistence dle tab. 3.1	I_c	-	tuhá	tuhá až pevná	tuhá až pevná	pevná
Stupeň konzistence z TDP	I_c	-	0,54-0,75	-	0,75	-
Ulehlost z TDP	I_d	-	-	-	-	0,46 - 0,5
Efektivní úhel vnitřního tření	φ'	°	19	25	26	30
Efektivní koheze	c'	kPa	12	12	14	0–2
Totální úhel vnitřního tření	φ	°	0	0	0	-
Totální koheze	c_u	kPa	50	50	60	-
Modul převárnosti	E_{def}	Mpa	2–3	3–4	4–5	9–20
Poissonovo číslo	ν	-	0,4	0,35	0,35	0,3
Únosnost	R_{dt}	kPa	75–100	150–175	175–200	280–400

Uvedené charakteristiky byly nutné pro definování numerického modelu, kterému bylo nutné přiřadit jisté vlastnosti při posuzování mezního stavu použitelnosti, který hrál nemalou roli v případě tohoto projektu.

Tabulka 3.3: Geotechnické vlastnosti kvartérních sedimentů

Geotechnický typ	Symbol	Jednotka	Kvartérní sedimenty GT 1		
			1.1	1.2	1.3
Označení dle ČSN	-	-	F8 CH	F8 CH, F7 ME	F8 CH, F6
Označení dle ČSN EN ISO	-	-	Cl	Cl	Cl, siCl
Objemová tíha	ρ	kNm ⁻³	19,7	16,5	-
Vlhkost	w	%	29,7	35 - 83	32,5
Mez tekutosti	w _L	%	66	56 - 99	62
Mez plasticity	w _P	%	24	20 - 44	28
Stupeň konzistence dle tab. 3.1	I _c	-	0,5 - 0,75	0,3 - 0,62	0,86
Stupeň konzistence z TDP	I _c	-	0,4 - 0,55	0,49 - 0,61	0,54 - 0,78
Efektivní úhel vnitřního tření	φ'	°	14	13	15
Efektivní koheze	c'	kPa	5	2	7
Totální úhel vnitřního tření	φ	°	1	0	3
Totální koheze	c _u	kPa	38	20	57
Modul přetvárnosti	E _{def}	Mpa	1,5	0,8	1,6
Poissonovo číslo	ν	-	0,42	0,42	0,42
únosnost	R _{dt}	kPa	60-65	40	75

Tabulka 3.4: Edometrické moduly kvartérních zemin

		Edometrické moduly kvartérních zemin		
		1.1	1.2	1.3
Obory napětí	jednotka	JV-3 (2,8m)	JV-3 (4,0m)	JV-2 (2,4m)
		F8 CH	F8 CH	F8 CH
50 - 100 kPa	MPa	1,2	0,9	4,2
100 - 200 kPa	MPa	1,3	1,1	4,6
200 - 400 kPa	MPa	1,3	1,1	7,5

Tabulka 3.5: Edometrické moduly neogenních zemin

		Edometrické moduly neogenních zemin		
		2.2a	2.2b	2.2b
Obory napětí	jednotka	JV-2 (9,5m)	JV-2 (14,5m)	JV-2 (9,5m)
		F7 MV	F8	F8 CV
100 - 200 kPa	MPa	5,4	8,3	6,9
200 - 400 kPa	MPa	5,7	8,6	7,5
400 - 600 kPa	MPa	8,1	13,9	9,6

Tabulka 3.6: Geotechnické vlastnosti neogenních jílovitých sedimentů

Geotechnický typ	Symbol	Jednotka	neogenní jílovité sedimenty GT 2			
			2.1a	2.1b	2.2a	2.2b
Označení dle ČSN	-	-	F8 CH	F6 CI	F7 MV	F8 CV
Označení dle ČSN EN ISO	-	-	CI	CI	CI	CI
Objemová tíha	ρ	kNm^{-3}	20,5	21	21	20,5
Vlhkost	w	%	42,4	28	39,8-45,0	36
Mez tekutosti	w _L	%	54,5	40	71	72
Mez plasticity	w _P	%	25	22	35	40
Stupeň konzistence dle tab. 3.xx	I _c	-	0,41	0,68	0,86	0,9
Stupeň konzistence z TDP	I _c	-	0,54-0,62	0,7-0,79	0,80-1,03	1,11-1,14
Efektivní úhel vnitřního tření	φ'	°	15	15	17-18	19
Efektivní koheze	c'	kPa	4	8	11	14
Totální úhel vnitřního tření	φ	°	0	0	0	1
Totální koheze	c _u	kPa	20	30	35-45	60
Modul přetvárnosti	E _{def}	Mpa	0,8-1,0	1,5-1,7	2,1-2,7	2,9-3,5
Poissonovo číslo	ν	-	0,42	0,4	0,4	0,42
únosnost	R _{dt}	kPa	50-60	70	80	90-100

Tabulka 3.7: Geotechnické vlastnosti neogenních štěrkopísčité sedimentů

Geotechnický typ	Symbol	Jednotka	neogenní štěrkopísčité sedimenty GT 2		
			2.3	2.4	2.5
Označení dle ČSN	-	-	S5 SC	S3 SF	G5 GC
Označení dle ČSN EN ISO	-	-	grclSa	Sa, grSa	saclGr
Objemová tíha	ρ	kNm^{-3}	18,5	17,5	19,5
Vlhkost	w	%	10,9	-	6,3-10,9
Mez tekutosti	w _L	%	23	-	27-35
Mez plasticity	w _P	%	16,1	-	16-18
Stupeň konzistence dle tab. 3.xx	I _c	-	1,3	-	1,2
Ulehlost z TDP	I _d	-	0,45-0,47	0,61-0,66	0,46-0,60
Efektivní úhel vnitřního tření	φ'	°	28	30	31
Efektivní koheze	c'	kPa	7	0	8
Modul přetvárnosti	E _{def}	Mpa	6,5-7,0	13-15	8,5-12,5
Poissonovo číslo	ν	-	0,35	0,3	0,3
únosnost	R _{dt}	kPa	225	290-320	250

Hydrogeologický průzkum

Hladina podzemní vody byla ve vrtu JV-2 naražena v hloubkách 1,8 a 9,8 m a ustálila se v hloubce 1,9 m pod povrchem terénu, tj. 310,91 m n. m. V ostatních vrtech JV-3 byla hladina naražena v hloubce 7,7 m a ve vrtu JV-1 v hloubce 7,8 m s ustálením v hloubce 1,9 m pod terénem. Z výše uvedeného je patrné, že hladiny podzemních vod jsou dosti napjaté. [6]

Ze vzorků podzemních vod nebyly z hlediska chemického působení vody na beton, podle normy ČSN EN 206-1, tabulky 2, zjištěny koncentrace CO₂ agresivního na CaCO₃, pouze obsahy síranových iontů se pohybovali pod a nad hranicí 200 mg/l, z čehož vyplívá stupeň prostředí XA1, tj. slabě agresivní chemické prostředí.

Zhodnocení IGP

Závěr zprávy hodnotí inženýrskogeologické poměry zájmové lokality jako složité. Je tak zřejmé jednak z vrstev organických jíílů, které jsou z hlediska zakládání méně únosné, spíše nevhodné, a také vrstev tzv. potrhanych neogenních jíílů. Dosah těchto méně únosných jíílů v konzistencích měkkých a tuhých sahá až do hloubek okolo 6,2 až 9,7 m. Pod těmito soudržnými zeminami jsou zvodněné souvrství nesoudržných sedimentů s napjatou hladinou podzemní vody. [6]

Z hlediska zakládání bude nutné zavázat hlubinné založení až do lépe únosných vrstev neogenních jíílů geotechnického typu GT 2.2b, tj. do hloubek 11,4 až 13,4 m pod povrchem terénu. Vzhledem k vysoké hladině podzemní vody bude rovněž nutné jímku provést jako těsněnou a zároveň brát v úvahu vztlak působící na konstrukci jímky. Je tomu tak z důvodů skladby zmíněných soudržných sedimentů, kde mohou být zvodně a zároveň nejsou zcela nepropustné i při velmi nízkém koeficientu filtrace.

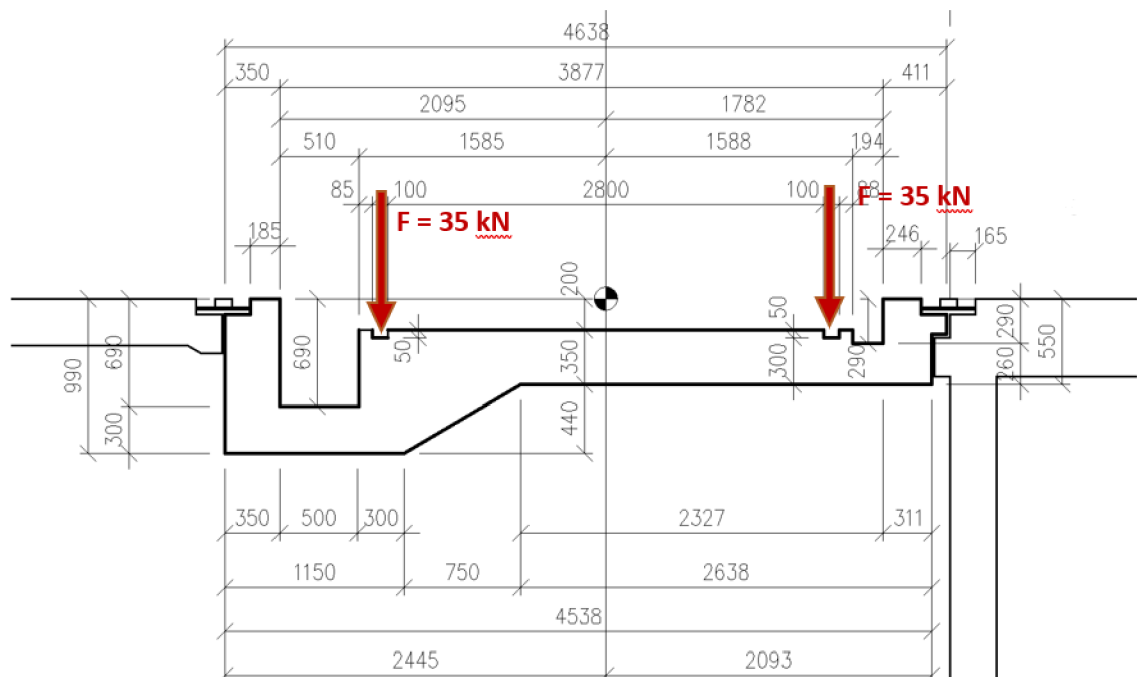
3.2.2 Zatížení výrobního zařízení

V podkladech DP byl statický výpočet zatížení provedený firmou JAPE s.r.o. z roku 2017. K řešení jednotlivých konstrukčních částí linky (jímka, běžná deska) a vzhledem k liniovému průběhu konstrukce, bylo zatížení přepočítáno na zatížení pro běžný metr. Toto zjednodušení lze provést díky předpokládané tuhosti základové železobetonové desky a železobetonové vany, kde se předpokládá přenesení bodových a liniových zatížení právě přes zmíněné konstrukce. Vzhledem k tvaru statického výpočtu zatížení, byla provedena rešerše zatížení, aby bylo možné napočítat správné kombinace zatížení a zároveň, aby byl správně pochopen charakter a tvar zatížení základové konstrukce.

Zatížení běžné desky

Deska je zatížena:

- A) Stálým zatížením – Vlastní váhou
- B) Proměnným – Od kazet, respektive náprav kazet



Obrázek 3.6: Geometrie běžné desky se zatížením od náprav kazet

Ad a:

Plocha desky: $A_c = 2,211 \text{ m}^2$

$$g_k = A_c \cdot \gamma_c = 2,211 \cdot 25 = 55,33 \text{ kN/m}$$

Ad b:

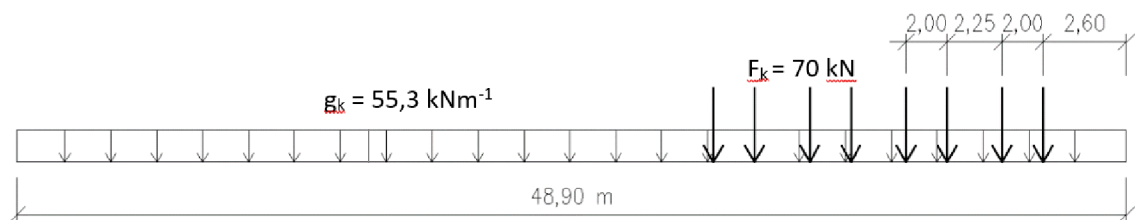
Zatížení na kolo nápravy:

Dle zadání $F = 35 \text{ kN}$, tedy $2 \times 35 = 70 \text{ kN}$ na nápravu

Rozteče náprav jsou $2,0 \text{ m}$ a mezi vozíky je $2,25 \text{ m}$ viz statické schéma.

Výsledné schéma zatížení běžné desky je uvedené na *obrázku 3.7*. Pro výpočet zatížení jednoho pilíře bude zatížení přepočítáno v závislosti na rozmístění pilířů L_p pod deskou. Zatížení jednoho pilíře v charakteristické hodnotě je poté rovno:

$$N_{pk} = \frac{L_p \cdot g_k + n_F \cdot F_k}{n_p} \quad (3-1)$$

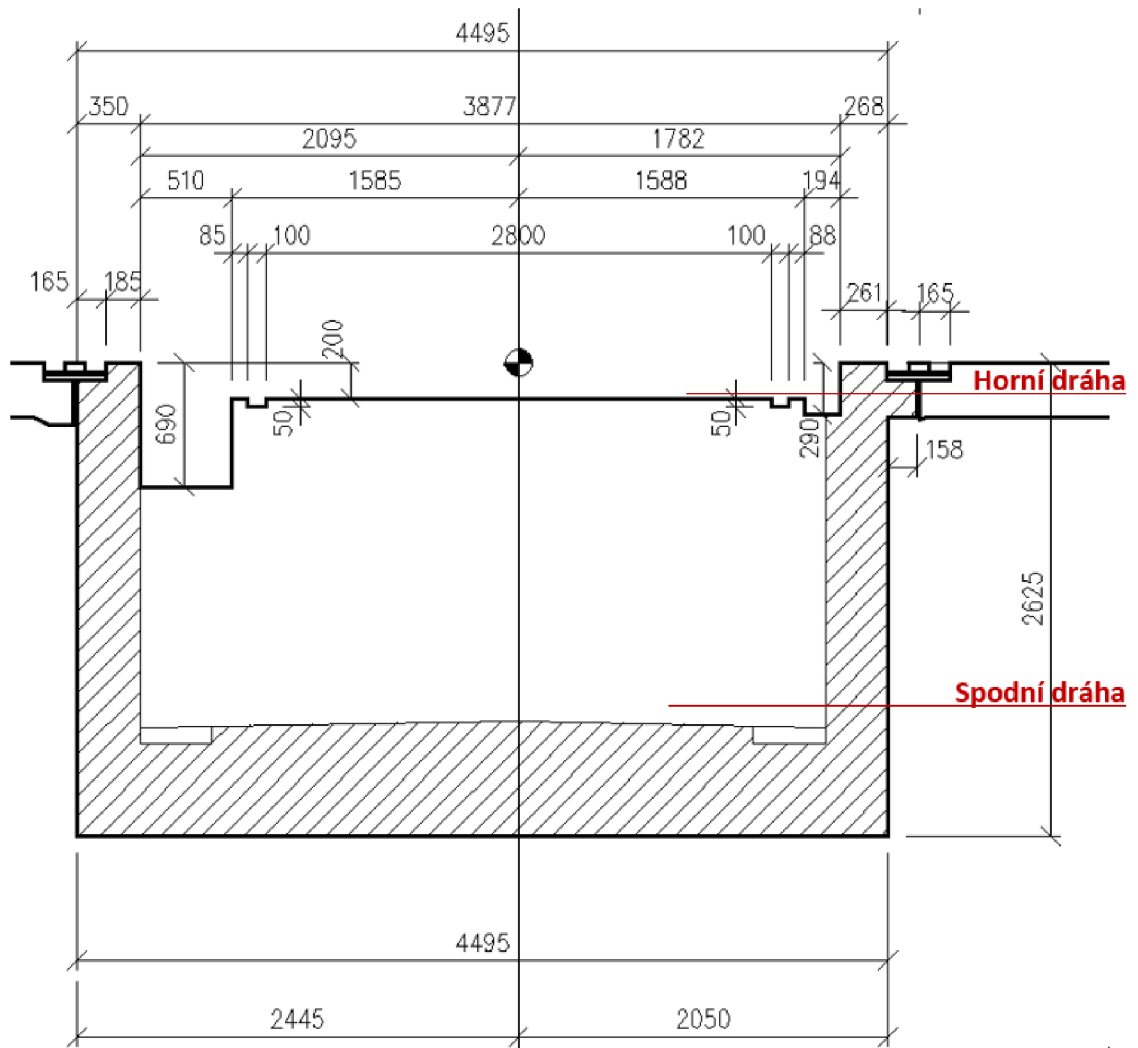


Obr. 3.7: Statické schéma zatížení běžné desky

Zatížení jímky

Dno jámy, respektive základové spáry ŽB vany je zatíženo:

- A) Stálé – Vlastní váhou vany, kazet, vybavení
- B) Proměnné – Zatížení od horní kolejové dráhy (od výrobku)
- C) Proměnné – Zatížení od spodní dráhy (od výrobku + závaží)



Obr. 3.8: Příčná geometrie jímky

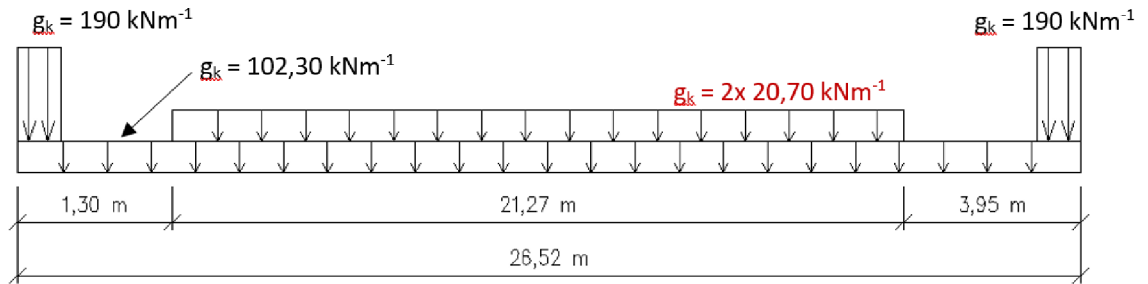
Vzhledem k charakteru zatížení dna jímky, lze uvést dva stavy:

1. Stav: prázdné vozíky horní dráhy + závaží + vlastní tíha
2. Stav: plné zatížení výrobou horní dráhy + závaží + zatížení spodní dráhy výrobou + vlastní tíha

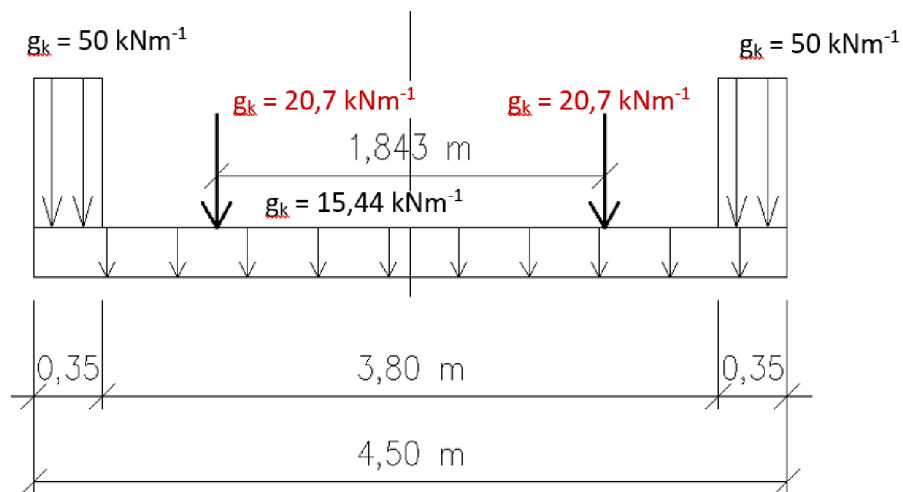
Dále díky pohybu spodní dráhy, bylo nutné stavy rozdělit, dle polohy výrobků a závaží do mezních krajních poloh. Na levou krajní polohu (obr. 3.13) a pravou krajní polohu (obr. 3.14).

Ad a:

Vlastní tíha betonové vany vychází z plochy příčného řezu uvedeného na *obrázku 3.8*. Přičtením zatížení od dvou řad fixátorů $20,70 \text{ kN/m}$ a dalšího vybavení vzroste výsledné zatížení do hodnot zobrazených na *obr. 3.9 statické schéma zatížení podélného řezu jímky* a na *obr. 3.10 statické schéma zatížení příčného řezu jímky*.



Obr. 3.9: Statické schéma zatížení podélného řezu jímky



Obr. 3.10: Statické schéma zatížení příčného řezu jímky

Pro uvedená schémata lze následně psát rovnici pro zatížení na jeden pilíř při rozložení pilířů v roztečích L_p v charakteristické hodnotě:

$$N_{g,k} = \frac{\sum g_{ki} \cdot L_p}{n_p} \quad (3-2)$$

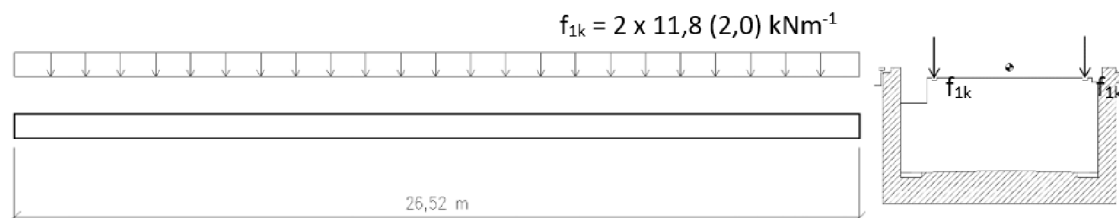
Kde: n_p je počet pilířů v řezu

Ad b:

Zatížení vychází od váhy plně naloženého vozíku, kde se předpokládala váha výrobku ≤ 10 tun, tedy 100 kN nebo prázdného bez výrobku $\leq 1,7$ tuny, respektive 17 kN. Při rozteči náprav $r = 2,0$ m a délce vozíku $L = 4,25$ m, lze spočítat zatížení na metr běžný pro plně naložený nebo prázdný vozík, kde:

$$f_{1,k} = \frac{Q}{r} \cdot L = \frac{100}{2} \cdot 4,25 = 11,80 \text{ kN/m}$$

$$f_{1,k} = \frac{Q}{r} \cdot L = \frac{17}{2} \cdot 4,25 = 2,0 \text{ kN/m}$$



Obr. 3.11: Statické schéma zatížení od horní dráhy

Opětovně lze psát rovnici pro vyčíslení hodnoty zatížení na jeden pilíř:

$$N_{q1,k} = \frac{2 \cdot f_{1k} \cdot L_p}{n_p} \quad (3-3)$$

Kde: n_p je počet pilířů v řezu

L_p je rozteč pilířů

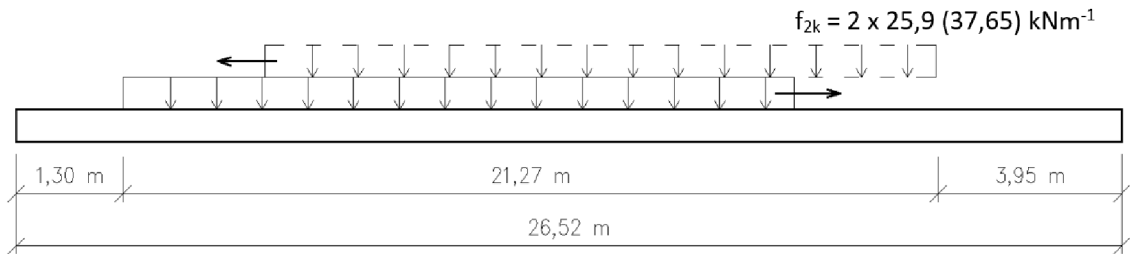
Ad C:

Při dolní pohyblivé dráze se pohybují překládací zařízení délky 4,25 m, ze které i vychází možný maximální posun. Překládací zařízení zatěžuje soustavu závažím (tzv. Bastlem) s váhou 22 tun, resp. 220 kN a vozíkem s výrobkem 10 tun, resp. 100 kN. Rozteče a rozměry jsou shodné s konstrukcí v B. Pro plné zatížení lze potom spočítat:

$$f_{2,k} = \frac{Q_z + Q_v}{r * L} = \frac{220 + 100}{2 * 4,25} = 37,65 \text{ kN/m}$$

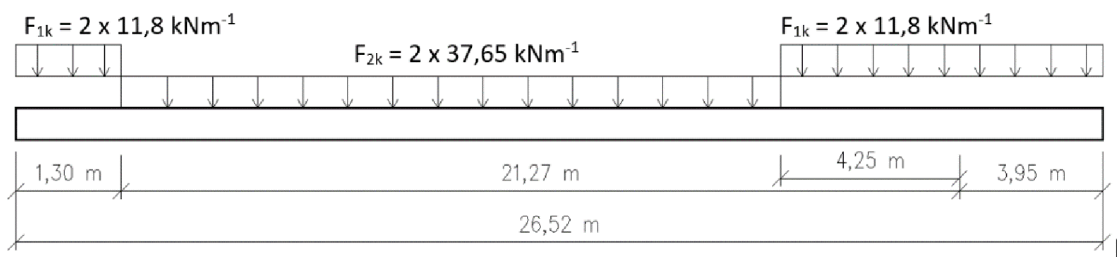
Pro tíhu pouze od závaží:

$$f_{2,k} = \frac{Q_z}{r} * L = \frac{220}{2} * 4,25 = 25,90 \text{ kN/m}$$

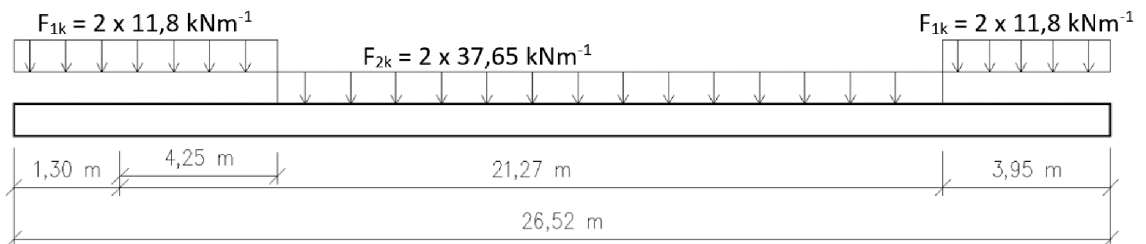


Obr. 3.12: Statické schéma zatížení od spodní dráhy

Výsledné maximální zatížení při výrobě, kde mimo oblast pohybu je plné zatížení vozíky je zobrazeno na obrázku 3.13 a 3.14.



Obr. 3.13: Levá krajní poloha závaží s výrobkem



Obr. 3.14: Pravá krajní poloha závaží s výrobkem

Rovněž i pro toto schéma zatížení, lze psát rovnici pro výpočet zatížení na jeden pilíř, v závislosti na rozmístění pilířů.

$$N_{q2,k} = \frac{2 \cdot f_{2k} \cdot L_p}{n_p} \quad (3-4)$$

Kde: n_p je počet pilířů v řezu

L_p je rozteč pilířů

Pro získání potřebné síly na pilíř, lze psát kombinaci zatížení v souladu s eurokódem 7, kde je zatížení násobeno dílčími součiniteli γ_f dle charakteru zatížení. V tomto případě má rovnice následující tvar:

$$N_{Ed} = N_{gk} \cdot \gamma_G + (N_{qk}) \cdot \gamma_Q \quad (3-5)$$

V případě hledání zatížení na běžné desce poté lze psát rovnice:

$$N_{Ed} = \frac{L_p \cdot g_k \cdot \gamma_G + n_F \cdot F_k \cdot \gamma_Q}{n_p}$$

Uvedené vztahy (3-1) až (3-4) byly dále aplikovány k výpočtu zatížení na jednotlivé pilíře. Velikosti dílčích součinitelů byly poté upraveny dle mezních stavů Eurokódu 7 v závislosti na řešeném mezním stavu.

3.3 Návrh založení běžné desky

3.3.1 Metodika návrhu založení běžné desky

Pro návrh a posouzení konstrukce byly využity programy GEO 5 – pilota, GEO 5 – Patky a program PLAXIS 3D.

Před započítáním návrhu hlubinného založení běžné desky bylo na místě provést ověření, zda nevyhoví požadavkům pouze samotná deska. Na desku bylo aplikováno zatížení dle statického výpočtu a to včetně excentrického zatížení, které může nastat za provozu výrobní linky. Velikosti excentricity činní 10 % z šířky desky. Excentrické zatížení bylo aplikováno z důvodu posouzení nerovnoměrného sedání konstrukce.

V případě, že nevyhoví samotná deska, přičemž je předpokládáno nesplnění požadavků na návrh, bude navrženo hlubinné založení pilířů z tryskové injektáže. Při návrhu pilířů z TI bude postupováno následovně:

- 1) určení metody TI a předběžných výchozích parametrů,
- 2) určení nebo predikce velikosti pilíře v místních podmínkách a
- 3) posudek pilíře mezní stav únosnosti a použitelnosti.

Pro posouzení vnější stability pilíře pro 1. MS bude využito programu GEO 5 – Pilota. Tento postup návrhu je poněkud improvizovaný (deterministický přístup), ale vzhledem k přirozenému tvaru pilíře a jisté bezpečnosti v plášťovém tření pilíře, lze tento postup využít a zároveň ho dovoluje norma. Pro splnění požadavků na konstrukci z hlediska 2. MS bude nutné namodelovat základovou konstrukci a to v programu PLAXIS 3D. Pouze orientačně bude využit pracovní diagram piloty dle Masopusta pro odhadnutí sedání samostatného pilíře.

Návrh je koncipován tak, že jsou dosaženy určité rezervy v únosnosti pilíře, a to z důvodu plnění požadavků na 2. MS.

3.3.2 Posouzení běžné desky bez zlepšení podloží

Pro posouzení v programu GEO 5 – Patky byla upravena geometrie desky, respektive bylo zanedbáno rozšíření desky viz obr. 3.15. Deska byla řešena jako pás o šířce desky na metr běžný. Z předešlé kapitoly 3.2.2 bylo převzato zatížení pro běžnou desku, kde bylo určeno návrhové N_d a charakteristické N_k zatížení na desce pro metr běžný, které se rovná:

$$N_k = g_k + F_k = 55,33 + 70 = 125,3 \text{ kN/m}$$

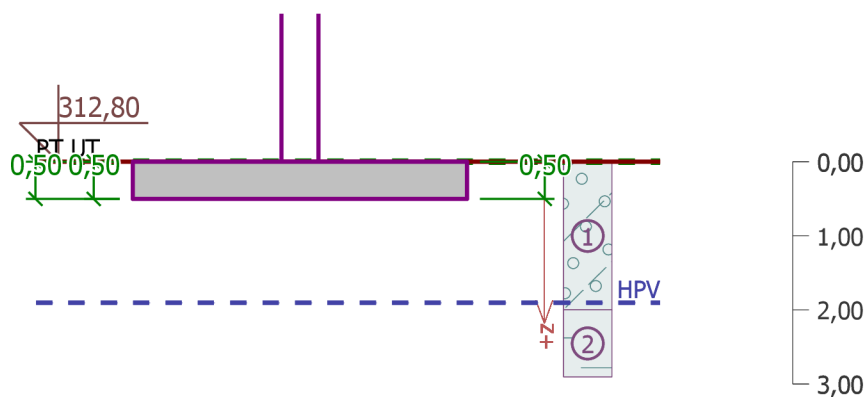
$$N_d = g_k \cdot \gamma_G + F_k \cdot \gamma_Q = 55,33 \cdot 1,35 + 70 \cdot 1,5 = 179,7 \text{ kN/m}$$

Excentrické zatížení bylo zavedeno momentem vzniklým vynásobením excentricity e na dané zatížení f . Při zavedení 10 % excentricity $e=45 \text{ cm}$ vychází momentové zatížení následovně:

$$M_k = f_k \cdot e = 125,3 \cdot 0,45 = 56,25 \text{ kNm/m}$$

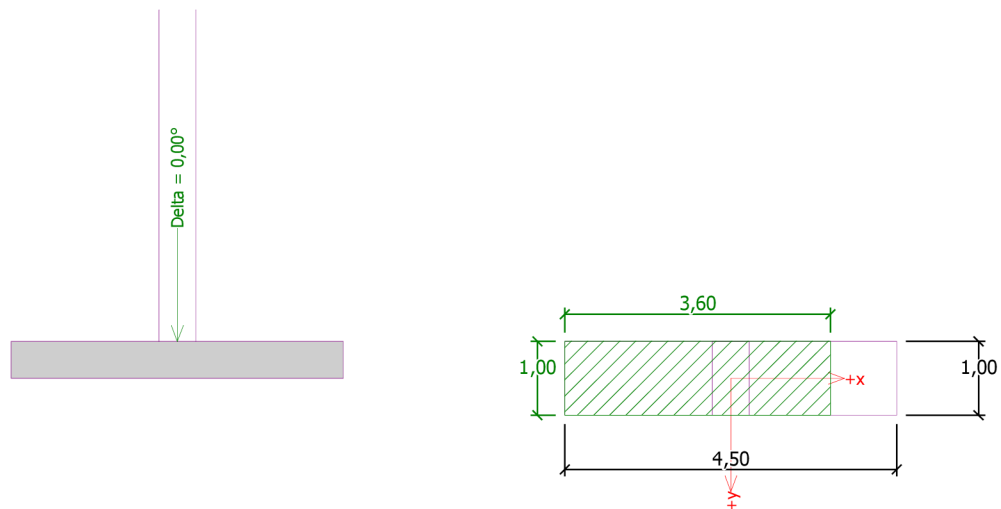
$$M_d = f_d \cdot e = 179,7 \cdot 0,45 = 80,9 \text{ kNm/m}$$

Posouzení desky proběhlo dle návrhového přístupu 1, který je doporučen pro plošné základy. Výsledné zjednodušené posudky jsou zobrazeny na následující straně. Celkový posudek včetně zadání je uveden v příloze A.



Obr. 3.15: Geometrie základové desky

Posouzení únosnosti patky - 1. MS



Obr. 3.16: Výsledný tvar kontaktního napětí

Posouzení svislé únosnosti:

Tvar kontaktního napětí: obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (Užitné F_k)

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 113,01 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 34,78 \text{ kPa}$

Svislá únosnost **VYHOVUJE**

Posouzení excentricity zatížení:

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,100 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,100 < 0,333$

Excentricita zatížení základu **VYHOVUJE**

Posouzení vodorovné únosnosti:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Návrhové zatížení F_d)

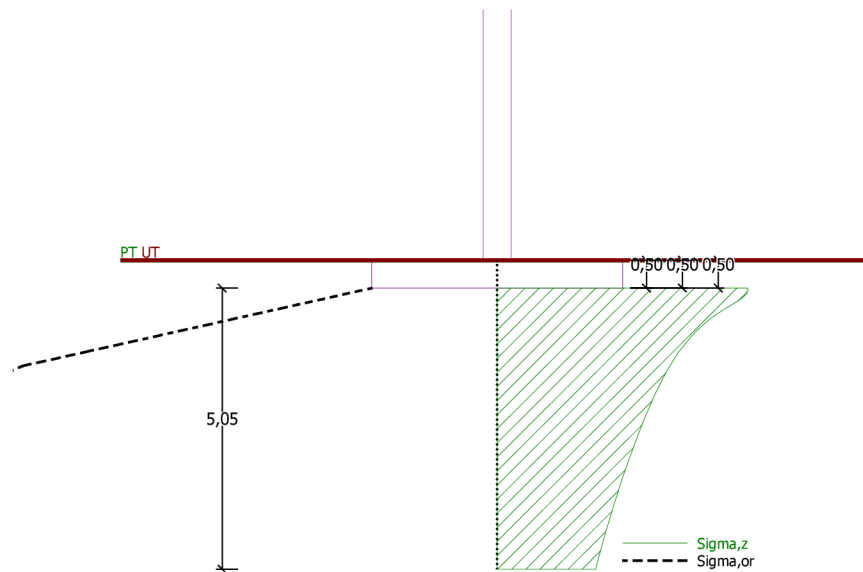
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 103,75 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 0,00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost **VYHOVUJE**

Únosnost základu **VYHOVUJE**

Posouzení sednutí a natočení základu – 2.MS



Obr. 3.17: Velikost deformační zóny

Tuhost základu:

Průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 4,22 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=9,75$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=888,63$)

Posouzení excentricity zatížení:

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,100 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,100 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $s = 10,7 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 5,05 \text{ m}$

Natoč. ve směru šířky $= 2,198 \text{ (tan*1000)}; (1,3E-01 \text{ °})$

Nerovnoměrné sedání $\Delta B = 4,5 \times \text{tg}(1,3E-01) = 0,010 \text{ m}$

Posouzení sedání:

$$S = 10,7 \text{ mm} > s_{lim} = 0,4 \text{ mm}$$

$$\Delta B = 10,0 \text{ mm} > \Delta B_{lim} = 0,4 \text{ mm}$$

Základ NEVYHOVUJE na 2. mezní stav

3.3.2 Návrh pilíře z tryskové injektáže

V případě projektu založení výrobního zařízení se při inženýrskogeologických podmínkách nabízí použít metodu Triple fluid system, především z důvodu většího zastoupení jemnozrnných zemin. Nicméně k použití této metody je třeba sofistikovanějšího zařízení a z tohoto důvodu byla zvolena metoda Double fluid system. Jednak je metoda ve velké míře využívána v prostředí regionu ČR. Metoda DFS je více zmapovaná a jak se autor domnívá, jistota funkčnosti metody je stoprocentní. Pro predikci velikosti pilíře a dalšího možného postupu je nutné určit základní výchozí parametry dvousložkové metody, které autor odhadl v *tabulce 3.8*.

Tabulka 3.8: Technologické parametry provádění tryskové injektáže

Parametr	Symbol	Jednotka	Double fluid system
Rychlost zvedání	v_r	mm/s	4,0
Úhlová rychlost	ω	rpm	15
Průměr trysky	d	mm	4,2
Počet trysek	M	-	1
Tlak injektáže	p_g	MPa	40
Tlak vzduchu	p_a	MPa	0,8
Průtok injektáže	Q_g	L/s	5,0
Průtok vzduchu	Q_a	L/s	200
Poměr V/C	V/C	-	0,7

Predikce velikosti pilíře

K odhadnutí velikosti pilíře bylo využito postupu uvedeném v *kapitole 2.3.4 jednoduchá predikce velikosti pilíře*. Při výchozích rozměrech uvedených v *tabulce* byl spočítán průměr následovně:

Objem injekční směsi na běžný metr pilíře:

$$V_g = \frac{Q_g}{v_r} = \frac{0,3}{0,24} = 1,25 \text{ m}^3/\text{m}$$

Objemový koeficient při $V_c = 1,131 \text{ m}^2$ pro průměr $D = 1,2 \text{ m}$:

$$\lambda_v = \frac{V_c}{V_g} = \frac{1,131}{1,25} = 0,905$$

Energetický koeficient:

$$\lambda_E = \frac{1}{p} \lambda_V = \frac{1}{40} \cdot 0,905 = 0,023$$

Odhadovaný průměr pilíře:

$$D_{mean} = 1,128 \sqrt{p \cdot V_g \cdot \lambda_E} = 1,128 \sqrt{40 \cdot 1,25 \cdot 0,023} = 1,210 \text{ m}$$

Určení pevnosti zlepšené zeminy

V tomto případě musel autor vycházet z předešlých zkušeností různých projektantů, respektive bylo nutné určit hledané charakteristiky z dat nebo přibližných vztahů uvedených v literatuře. Znamenalo to určení prosté tlakové pevnosti v závislosti na základových poměrech, a tedy na typu zemin, které tam byly zastiženy. Pro určení charakteristické prosté tlakové pevnosti zlepšené zeminy bylo využito dat dle Sonderman a Kirsch (2001) uvedených v *tab. 3.9*, kde pro jílovité a prachovité zeminy se pohybovala pevnost od 0,5 do 3,0 MPa. Pro obezřetný návrh byla stanovena charakteristická pevnost $f_{mk} = 2,0 \text{ MPa}$.

Tabulka 3.9: Pevnost zlepšené zeminy dle zemin a množství cementu

Množství cementu	Typ zeminy	Přibližná pevnost	
150 - 400 kg/m ³	jíly, hlíny	0,5 - 3,0	MPa
	písky, štěrky	1,0 - 15	MPa

Závěr návrhu pilíře

Výsledným maximálním možným průměrem, který lze v místních podmínkách provést je průměr $D = 1,2 \text{ m}$. Toto spolehlivé maximum bylo taky převzato a následně aplikováno do celého návrhu základové konstrukce. S velkou pravděpodobností v závislosti na velikosti zatížení, by vyhověl podmínce porušení i menší průměr, je ale nutné vyhovět především druhé skupině mezních stavů a proto bylo dále využito vypočtené maximum.

3.3.3 Návrh a posudek založení desky na 1. MS

Z předešlé kapitoly vzešla nutnost navrhnout založení, respektive zlepšit podloží natolik, aby byla splněna podmínka nerovnoměrného sedání. Tuto podmínku s jistotou dokáže právě splnit metoda speciálního zakládání, a to metoda tryskové injektáže.

Vnitřní stabilita pilíře (STR)

Jak bylo zmíněno v předešlých kapitolách, k návrhu rozmístění pilířů pod běžnou deskou, bude rozmístění vycházet z vnitřní stability pilířů, respektive vnější únosnosti pilířů. Pro určení vnitřní prosté tlakové únosnosti zlepšené zeminy, byly využity vztahy dle kapitoly 2.3.4.

Návrhová pevnost geokompozitu v tlaku:

$$f_{m,d} = \alpha \cdot f_{m,k} / \gamma_m = 0,85 \cdot 2,0 / 1,5 = 1,13 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost v prostém tlaku je poté rovna:

$$R_{c,d} = A_s \cdot f_{m,d} = 1,13 \cdot 1,13 = 1,276 \text{ kN} \approx 1270 \text{ kN}$$

Vzhledem k poměrně vysoké únosnosti pilíře, bylo rozhodnuto rozmístit pilíře spíše konstrukčně v závislosti na geometrii desky. Neboť vzhledem k hodnotě únosnosti by vycházeli vzdálenosti mezi jednotlivými pilíři příliš velké. Přitom bylo rovněž uvažováno pro splnění druhého mezního stavu navrhovat únosnosti s jistou rezervou. Z toho důvodu byla zvolena rozteč pilířů $L_p = 5,68 \text{ m}$, pro kterou vychází síla na jeden pilíř, při dvojici pilířů v řezu následovně:

$$N_{Ed} = \frac{L_p \cdot g_k \cdot \gamma_G + n_F \cdot F_k \cdot \gamma_Q}{n_p} = \frac{5,68 \cdot 55,3 \cdot 1,35 + 3 \cdot 70 \cdot 1,5}{2} = 369,5 \text{ kN}$$

Posouzení vnitřní stability:

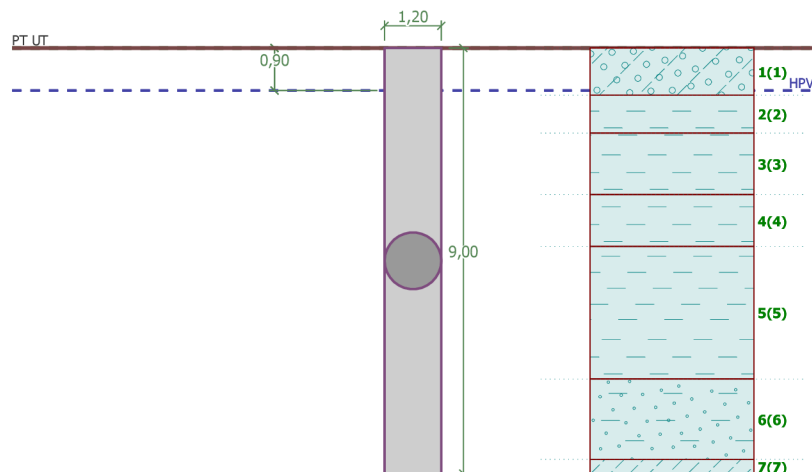
$$R_{c,d} = 1270 \text{ kN} > N_{Ed} = 369,5 \text{ kN}$$

Návrh VYHOVÍ podmínce.

Vnější stabilita (GEO)

Pro posouzení vnější podmínky únosnosti pilíře z tryskové injektáže byl použit program GEO 5- Pilota, kde byl výpočet únosnosti proveden dle ČSN 73 1002, přičemž metodika posouzení byla vypočtena dle EN 1997 – Návrhový přístup 2. Vzhledem k zastiženým geologickým podmínkám, kde se nachází silné vrstvy měkkých jíílů, byly paty pilířů umístěny buď do poloh štěrkopísků nebo neogenního jíílů. Z tohoto hlediska byly zpracovány dva posudky se stejnými délkami pilířů s různými geologickým profilem. V prvním dle vrtu JV-2 a v druhém dle zastiženého profilu v DP-1. Dále je uveden zjednodušený posudek pro pilíř délky 9 m v zemním profilu vrtu JV-2. Celý statický výpočet pro obě zmíněné varianty je uveden v příloze A.

Posouzení vnější únosnosti pilíře (GEO)



Obř. 3.18: Geometrie pilíře

Posouzení svislé únosnosti pilíře podle MS

Posouzení tlačené piloty:

Únosnost piloty na plášti	R_s	=	570,28 kN
Únosnost piloty v patě	R_b	=	812,23 kN
Únosnost piloty	R_c	=	1382,51 kN
Extrémní svislá síla	V_d	=	369,50 kN

$$R_c = 1382,51 \text{ kN} > 369,50 \text{ kN} = V_d$$

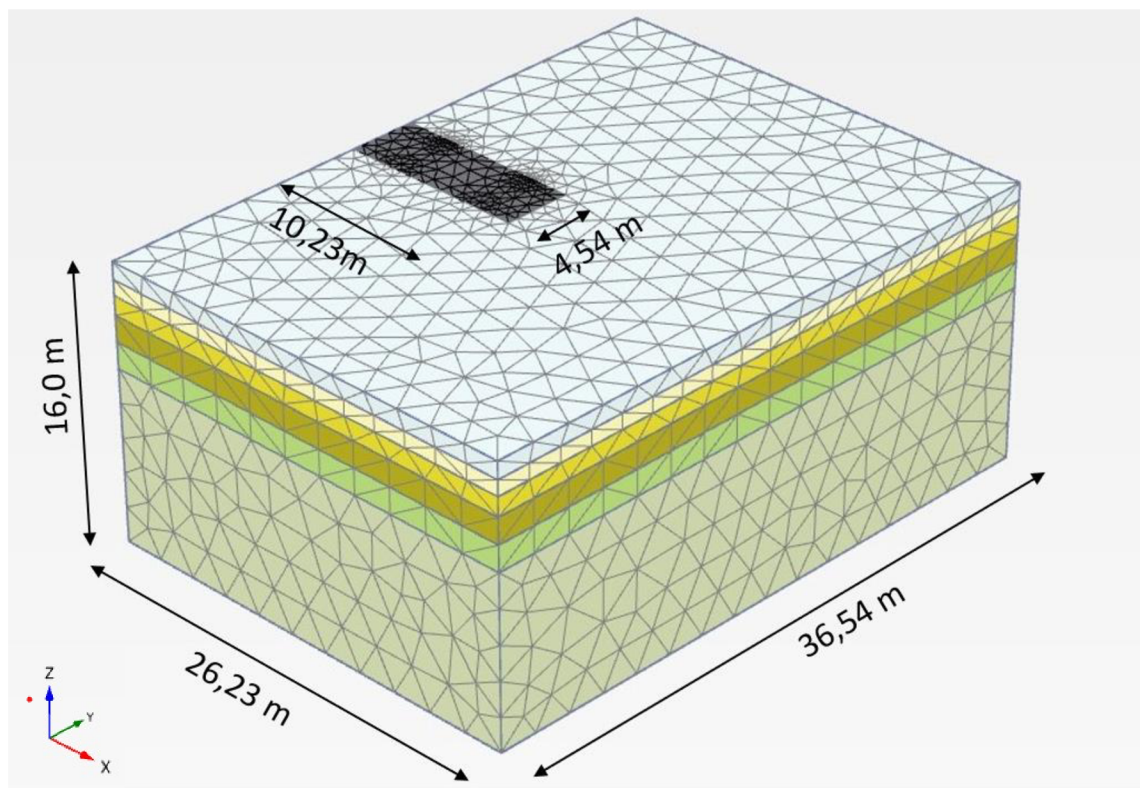
Svislá únosnost pilíře VYHOVUJE.

3.3.4 Posouzení založení běžné desky na 2.MS

K potvrzení předpokladu a splnění podmínky pro nerovnoměrné sedání, respektive deformaci základu byl, využit matematický model na *obr. 3.16* založený na metodě konečných prvků, který byl vypracován v programu Plaxis 3D.

Popis modelu

Jako v případě posouzení běžné desky v programu GEO 5 – Patka, byla geometrie základu zjednodušena pro získání relevantních výsledků. Vzhledem k náročnosti výpočetních modelů na hardwarové požadavky nebyla deska modelována v celé délce, ale pouze část. Přesněji byla deska zkrácena jenom na dvě pole, tak aby pojmla dvě řady pilířů a bylo možné kontrolovat napočítané deformace. Geometrie a velikost modelu na *obr. 3.19* byla určena dle pouček pro modelování konstrukcí, tak aby neovlivnila deformaci konstrukce. Kontrola funkčnosti a použitelnosti modelu byla určena na hodnotách deformací celého modelu viz *obr. 3.21* pro dané zatížení.

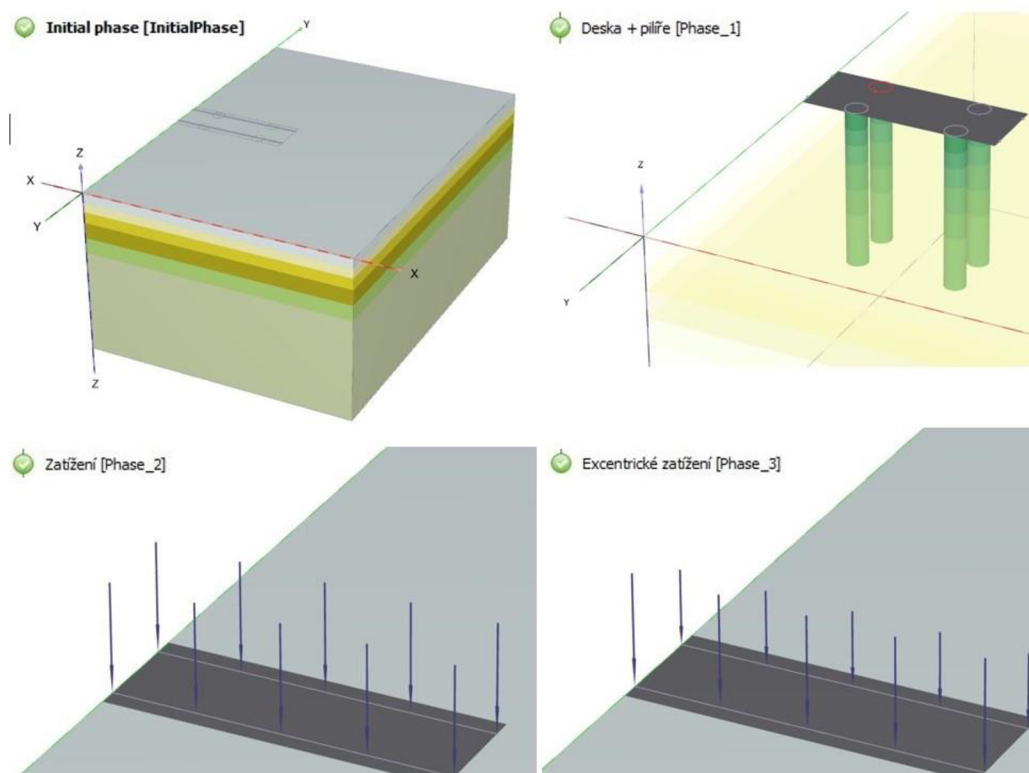


Obr. 3.19: Matematický model základové desky

Modelování konstrukce

Železobetonová deska byla modelována pomocí prvku PLATE s adekvátními průřezovými charakteristikami. Zatížení bylo poté aplikováno přímo na desku. Zeminy byly modelovány materiálovým Hardening soil modelem (HS model) a pilíře z tryskové injektáže Mohr-Coulomb materiálovým modelem. Výpočet byl proveden pro odvodněné podmínky s efektivními parametry zemin. Zatížení bylo modelováno jako liniové, tak aby reflektovalo zatížení od kolejové dráhy. Pro posouzení nerovnoměrného sedání, bylo zatížení přerozděleno k jedné straně o 10 %, tak aby vzniklo excentrické zatížení základu. Výpočet MKP byl poté rozdělen do čtyř fází:

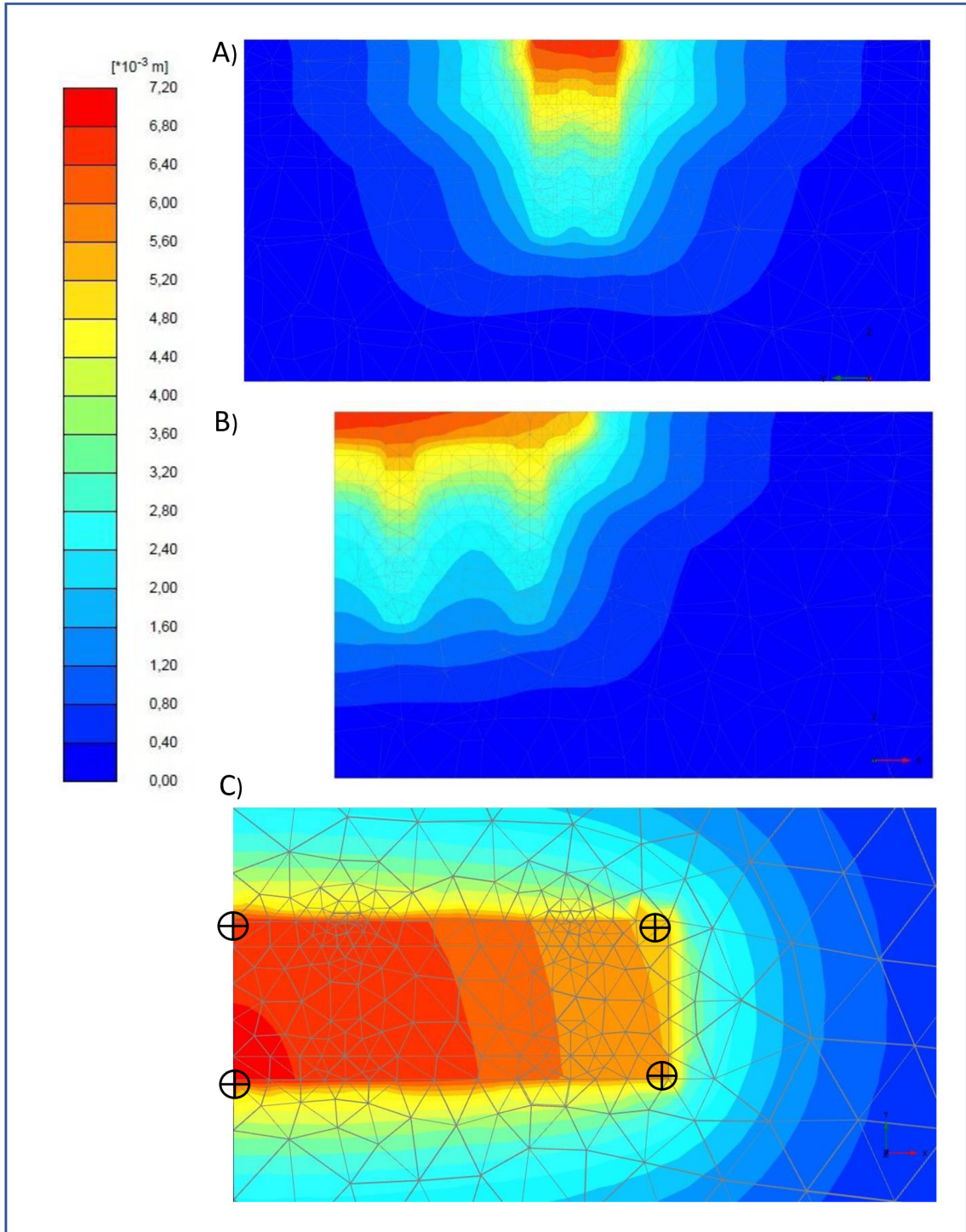
1. Initial phase – Původní stav
2. Realizace pilířů a desky
3. Aplikování zatížení
4. Aplikování excentrického zatížení



Obr. 3.20: Fáze výpočtu

Rozbor výsledků

Na obrázku 3.21 jsou uvedeny výsledky výpočtu, kde lze pozorovat průběhy deformací v modelu.



Obr. 3.21: Výsledné deformace modelu, A - příčný řez, B - podélný řez, C - půdorys

Posouzení sedání

Pro určení nerovnoměrného sedání běžné desky byly zvoleny 4 rohové body (1,2,3,4) na modelované desce. Hodnoty deformace prvků jsou uvedeny v *tabulce 3.10*.

Tabulka 3.10: Velikosti deformací určených bodech v základové spáře desky

Prvek		Deformace prvku			
OZN	Č. Prvku	x	y	z	u
1	1664	0	16	-0,01	6,871
2	2443	0	19,95	-0,01	6,699
3	1170	10,23	16	-0,01	5,610
4	201	10,23	19,95	-0,01	5,477

Pro posouzení lze následně psát vztah:

$$\Delta S_{lim} \leq \Delta S \quad , \text{ kde } \Delta S_{lim} = 0,4 \text{ mm/m}$$

$$\text{Pro osu „X“: } \Delta S_x = \frac{\Delta|u|}{L} = \frac{|u_1 - u_3|}{x_1 - x_3} = \frac{|6,871 - 5,610|}{10,23 - 0,0} = 0,123 \text{ mm/m}$$

$$\text{Pro osu „Y“: } \Delta S_y = \frac{\Delta|u|}{L} = \frac{|u_1 - u_2|}{y_2 - y_1} = \frac{|6,871 - 6,699|}{19,95 - 16,0} = 0,044 \text{ mm/m}$$

$$\Delta S_x = 0,123 \text{ mm/m} < \Delta S_{lim} = 0,40 \text{ mm/m}$$

$$\Delta S_y = 0,044 \text{ mm/m} < \Delta S_{lim} = 0,40 \text{ mm/m}$$

Návrh VYHOVUJE požadavkům na 2. mezní stav použitelnosti.

Závěr návrhu

Navržená základová deska splňuje požadavky a vyhovuje všem podmínkám mezních stavů.

3.4 Návrh zajištění těsnění jámy

3.4.1 Metodika návrhu zajištění těsnění jámy

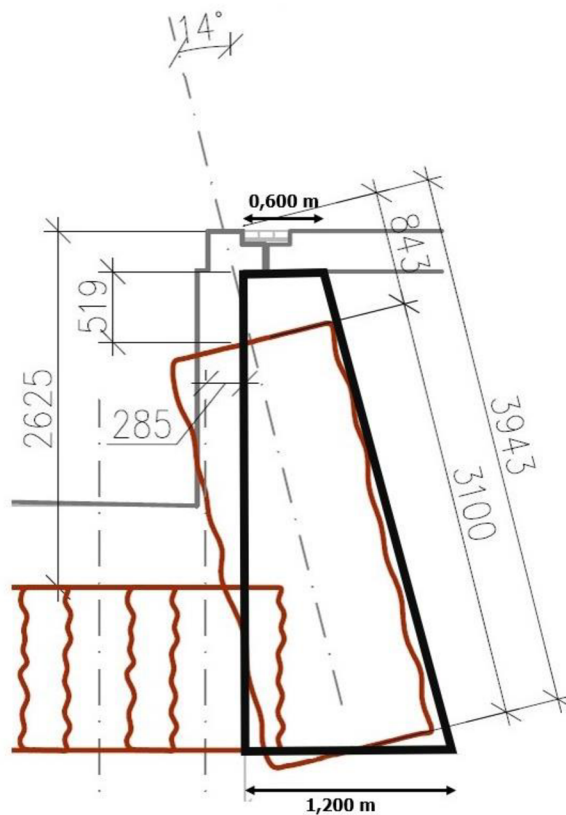
Jak bylo předesláno v předchozích kapitolách, bylo nutné zajištění jámy provést tak, aby bylo možné zrealizovat železobetonovou vanu pro jímku. Jako nejvhodnější řešení zajištění a zatěsnění jámy se jevílo použít opět metodu TI. Průměry pilířů, ze kterých bude těsnění provedeno, vycházely ze založení běžné desky. Autor by zde pouze navrhl změnu v poměru V-C injektážní směsi na 1,1. Důvodem je zvýšení erozivní energie tak aby došlo ke zvětšení průměru pilířů z TI, neboť v případě gravitační zdi, ze které bude návrh vycházet rozhoduje především rozměr prvku. Autor tak vycházel ze zkušeností v literatuře, kde při vyšším poměru cementu je sice následná pevnost zlepšené zeminy vyšší, ale zároveň se následně dosahuje menších průměrů pilířů a naopak. Dalším aspektem je životnost konstrukce, neboť pažení jámy je pouze dočasné, kde nejsou požadavky tak vysoké.

V první řadě bylo nutné určit přibližnou geometrii zdi, dále byla geometrie aplikována v programu GEO 5 – Tížná zeď, kde byl návrh posouzen na podmínky STR a GEO. Znamenalo to v tomto případě posoudit prvek na překlopení a únosnost v pracovní spáře. Dále není nutné posuzovat stabilitu a posunutí tížné zdi, vzhledem k symetrické geometrii konstrukce. Rovněž byla posouzena vnitřní stabilita prvku (STR) a to v kritickém průřezu při napojení zdi na těsnění dna. Ve výpočtu bylo uvažováno staveništní zatížení o velikosti $q_s=5kN/m^2$.

3.4.2 Návrh a posudek gravitační zdi na 1.MS

Určení geometrie - návrh

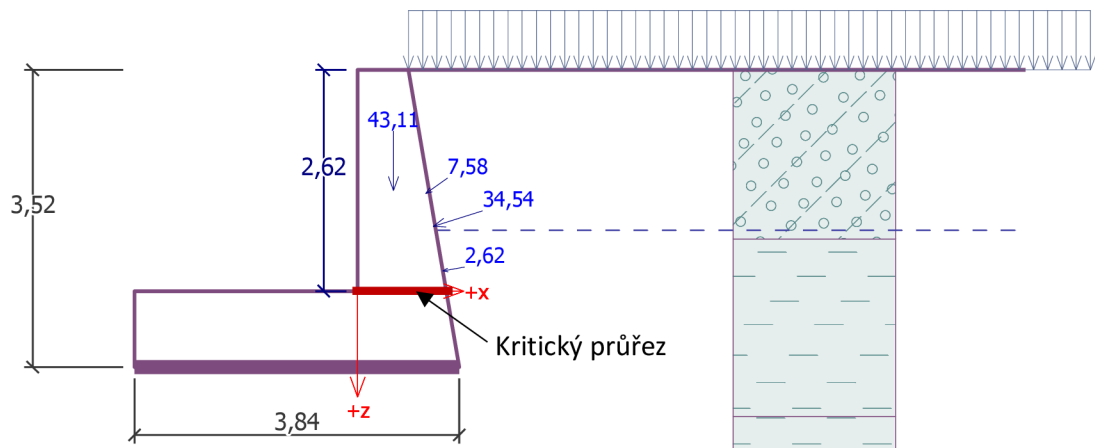
Geometrie tížné zdi byla zajištěna provedením vrtu pro provedení prvku z tryskové injektáže, pod úhlem 14° směrem pod desku. Schéma určení geometrie je zobrazeno na obrázku 3.22. Vzhledem k symetrii a velikosti jámy, byl příčný řez zajištění pažení rozdělen a ten byl aplikován do programu viz obr. 3.23 a příloha A, přičemž bylo vzato do úvahy i těsnění dna z tryskové injektáže. Zároveň byla výška ponížena o tuhou betonovou desku, podlahy haly. Nepředpokládá se výrazný vliv na tížnou zeď vzhledem k tuhosti desky a zlepšenému podloží pod deskou, které se skládá z mechanicky ztuhnutého kameniva. Dostatečné překrytí pilířů vzejde z osových rozestupů ve vzdálenosti $s = 900 \text{ mm}$.



Obr. 3.22: Určení geometrie návrhu tížné zdi

Vnitřní stabilita tížné zdi (STR)

Vnitřní stabilita tížné zdi byla v tomto případě posuzovaná v kritickém průřezu při úrovni dna jámy. Vzhledem k jednoduchosti příkladu, nebyla vnitřní únosnost prvku posuzována pomocí vnitřní tlakové čáry, ale byl využit modul dimenzování v programu. V tomto programu byly zadány vlastnosti zlepšené zeminy, jaké byly určeny v předchozí kapitole. Schéma výřezu tížné zdi je uvedeno na obrázku 3.23, kde je řez vyznačen červenou čarou. Výsledný zjednodušený posudek je uveden na následující straně. Celý statický výpočet je zahrnut v příloze A.



Obr. 3.23: Geometrie tížné zdi

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,62 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 1,05 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 104,59 \text{ kN/m} > 56,32 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 85,98 \text{ kN/m} > 78,65 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 46,16 \text{ kNm/m} > 43,39 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

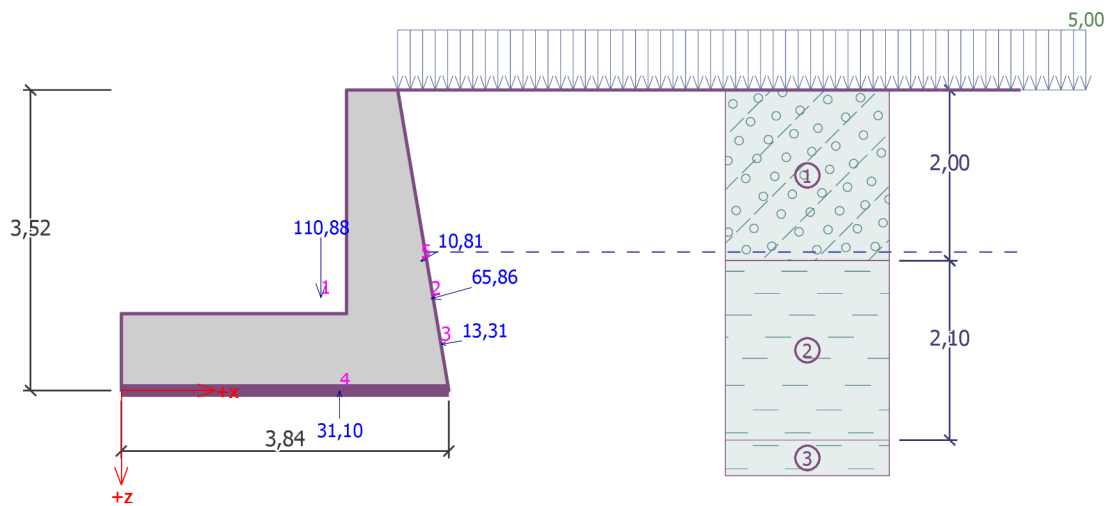
Únosnost průřezu VYHOVUJE.

Vnější stabilita – Rovnováha (EQU)

Spočtené síly působící na konstrukci jsou uvedeny v *tabulce 3.11* a následný zjednodušený posudek odpovídající zatížení na *obr. 3.24*.

Tabulka 3.11: Velikosti sil a jejich působiště

Název	F _{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,09	110,88	2,34	1,000	1,000	1,350
Tlak v klidu	63,50	-1,08	17,48	3,63	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	13,12	-0,54	2,24	3,75	1,350	1,350	1,350 </td
Vztlak vody	0,00	0,00	-31,10	2,56	1,350	1,350	1,000
Staveništní zatížení	9,34	-1,51	5,44	3,51	1,350	1,350	1,350



Obr. 3.24: Schéma zatížení tížné zdi

Posouzení na překlpení:

$$\text{Moment vzdorující} \quad M_{res} = 273,04 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Moment klopící} \quad M_{ovr} = 228,32 \text{ kNm/m}$$

Posudek:

$$M_{res} = 273,04 \text{ kNm/m} > M_{ovr} = 228,32 \text{ kNm/m}$$

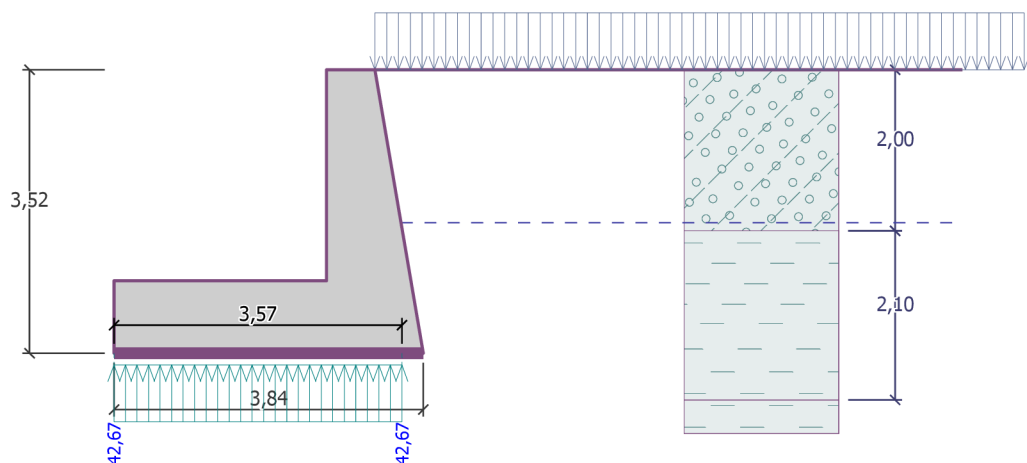
Zed' na překlpení VYHOVUJE.

Vnější stabilita – Únosnost ve spáře (GEO)

Pro určení únosnosti v základové spáře byl využit vztah dle Sanglerata, který odvozuje plošnou únosnost z měrného dynamického odporu. Pro uvedenou hloubku základové spáry se pohybovala hodnota odporu dle DP1 v rozmezí $q_{dyn} = 1 - 2,3 \text{ MPa}$. Schéma napětí na základové spáře je uvedeno na obr. 3.25.

Výpočet plošné únosnosti:

$$R_d = \frac{q_{dyn,prům}}{20} = \frac{1,65}{20} = 0,0825 \text{ MPa} \approx 82,5 \text{ kPa}$$



Obr. 3.25: Napětí na základové spáře tížné zdi

Posouzení excentricity:

Max. excentricita normálové síly	e	$=$	$0,110$
Maximální dovolená excentricita	e_{alw}	$=$	$0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry:

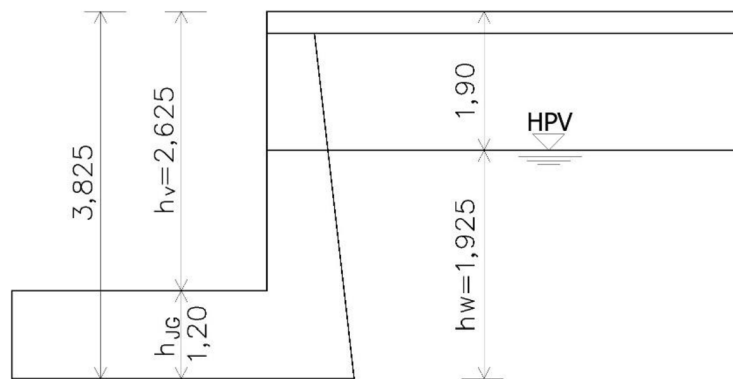
Únosnost základové půdy	R_d	$=$	$82,50 \text{ kPa}$
Součinitel redukce odporu základové půdy	γ_{Rv}	$=$	$1,40$
Max. napětí v základové spáře	σ	$=$	$42,67 \text{ kPa}$
Návrhová únosnost základové půdy	R_d	$=$	$58,93 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

3.4.3 Návrh a posudek těsnění dna jámy na 1.MS

Návrh těsnící konstrukce dna

Konstrukce dna jámy bude především odolávat tlaku způsobeného od vodního sloupce podzemní vody. Z toho důvodu bylo nutné tloušťku dna navrhnout dostatečně silnou. V začátku návrhu byl určen trojúhelníkový rastr pilířů o průměru $D = 1,2 \text{ m}$ a rozteči $s = 0,9 \text{ m}$, tak aby se pilíře dostatečně překrývali a nevznikali tak mezi nimi nechtěné mezery. Rozměry a hodnoty pro výpočet vztlakové síly jsou uvedeny na schématu v obr. 3.26.



Obr. 3.26: Schéma určení zatížení vztlakovou silou

Vstupní hodnoty do výpočtu:

$$s = 0,9 \text{ m}$$

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$h_{JG} = D = 1,2 \text{ m}$$

$$\gamma_{JG} = \gamma_{soil} + 1,0 = 19,7 + 1,0 = 20,7 \text{ kNm}^{-3}$$

Kontrola konstrukčních zásad dle Croce, Flora (2014):

$$\frac{s}{D} = \frac{0,9}{1,2} = 0,75 < 0,86, \text{ pro trojúhelníkový rastr}$$

Návrh VYHOVUJE konstrukčním zásadám.

Posouzení na hydraulické porušení (UPL)

Při posouzení podmínky porušení na vztlak bylo uvažováno působení vody od příslušného vodního sloupce a oproti tomu pouze váha dna konstruovaného z tryskové injektáže. Neuvažuje se v tomto případě vznik možných trhlin.

Posudek:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}, \text{ kde}$$

$$G_{stb,d} = \gamma_{JG} \cdot h_{JG} \cdot \gamma_{G,stb} = 20,7 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 22,356 \text{ kNm}^{-2}$$

$$Q_{dst,d} = 0,0, \text{ nepředpokládá se působení proměnného zatížení}$$

$$G_{dst,d} = \gamma_w \cdot h_w \cdot \gamma_{G,dst} = 10 \cdot 1,925 \cdot 1,1 = 21,175 \text{ kNm}^{-2}$$

$$R_d = 0,0, \text{ pilíře pro založení jsou zanedbány}$$

$$V_{dst,d} = 21,175 \text{ kNm}^{-2} < G_{stb,d} = 22,356 \text{ kNm}^{-2}$$

Navržená konstrukce VYHOVÍ na podmínku porušení vztlakem.

Připuštění trhlin v těsnění dna (UPL)

Vzhledem ke způsobu provádění tryskové injektáže a různým podmínkám bylo nutné ověřit, zda vyhoví konstrukce i při připuštění vzniku trhlin mezi jednotlivými pilíři, respektive v konstrukci dna jámy. K posouzení při vzniku trhlin poslouží vztahy uvedené v kapitole 2.3.6.

Výpočet plochy uvažované buňky:

$$A_{cell} = \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot s_0^2 = \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot 0,9^2 = 0,351 \text{ m}^2$$

$$G_{stb,d} = \gamma_{JG} \cdot A_{cell} \cdot h_{JG} \cdot \gamma_{G,stb} = 20,7 \cdot 0,351 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 7,85 \text{ kN}$$

$$V_{dst,d} = \gamma_w \cdot A_{cell} \cdot h_{JG} \cdot \gamma_{G,dst} = 10 \cdot 0,351 \cdot 1,925 \cdot 1,1 = 7,43 \text{ kN}$$

Posudek:

$$V_{dst,d} = 7,43 \text{ kN} < G_{stb,d} = 7,85 \text{ kN}$$

Navržená konstrukce VYHOVÍ podmínice porušení vztlakem.

3.5 Návrh založení bílé vany

3.5.1 Metodika návrhu

Návrh založení již vycházel ze známých parametrů pilířů jak pro založení tak pro utěsnění dna stavební jámy. Dno stavební jámy je těsněno pilíři tryskové injektáže realizované v trojúhelníkovém rastru 0,9 m. Tento rastr byl respektován a navrhované pilíře poté vycházeli z navrženého rastru pro těsnění dna jámy. Znamenalo to prodloužit určité pilíře dna jámy, tak aby sloužili k založení ŽB vany.

Jako v případě základové desky, i zde byla vnější stabilita prvku počítána v programu GEO 5 – Pilota a pro dokázání splnění podmínky použitelnosti byla konstrukce modelována v programu Plaxis – 3D.

3.5.2 Návrh a posudek pilíře z TI pro založení ŽB vany na 1.MS

Byly navrženy, respektive prodlouženy dvojice pilířů délky 10,0 m v osových rozestupech $L_p = 2,7 \text{ m}$ ($3,0 \times 0,9 = 2,7$).

Vnitřní stabilita (STR)

Stejně jako v případě návrhu pilířů pro běžnou desku i pro tuto část byla hloubka a osová vzdálenost pilířů volena velmi konzervativně. Důvodem bylo především vložit dostatečnou rezervu v únosnosti, aby byl následně splněn 2. mezní stav použitelnosti.

Zatížení na pilíř:

$$N_{g,k} = \frac{\sum g_{ki} \cdot L_p}{n_p} = \frac{(102,3+41,4) \cdot 2,7}{2} = 194,0 \text{ kN}$$

$$N_{q2,k} = \frac{2 \cdot f_{2k} \cdot L_p}{n_p} = \frac{2 \cdot 37,65 \cdot 2,7}{2} = 101,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{gk} \cdot \gamma_G + (N_{qi,k}) \cdot \gamma_Q = 194 \cdot 1,35 + 101,7 \cdot 1,5 = 414,45 \text{ kN} \approx 415 \text{ kN}$$

$$N_k = N_{g,k} + N_{q2,k} = 194,0 + 101,7 = 295,7 \text{ kN} \approx 296 \text{ kN}$$

Návrhová pevnost geokompozitu v tlaku:

$$f_{m,d} = \alpha \cdot f_{m,k} / \gamma_m = 0,85 \cdot 2,0 / 1,5 = 1,13 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost v prostém tlaku:

$$R_{c,d} = A_s \cdot f_{m,d} = 1,13 \cdot 1,13 = 1,276 \text{ kN} \approx 1270 \text{ kN}$$

Posouzení vnitřní stability:

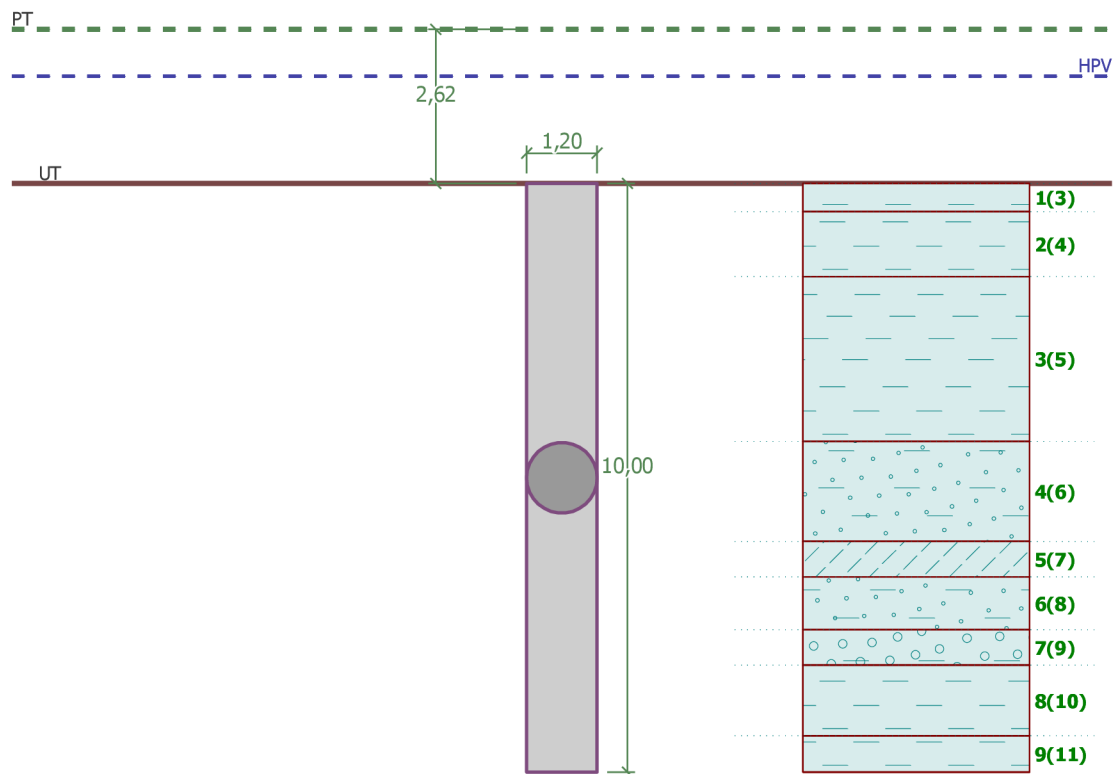
$$R_{c,d} = 1270 \text{ kN} > N_{E,d} = 415 \text{ kN}$$

Návrh VYHOVÍ podmínce.

Vnější stabilita (GEO)

I v tomto případě návrh postupoval dle metodiky EN 1997 – NP2. Návrh a posudek pilíře proběhl pomocí programu GEO 5 – Pilota, kde byl návrh na první mezní stav únosnosti posuzován dle ČSN 73 1002. Pro přibližnou predikci sedání byla využita nelineární křivka dle Masopusta, jak je uvedeno v příloze A. Pata pilíře byla rovněž vetknuta do únosného podloží neogenního jílu, odkud vzešla délka piloty 10,0 m. Geometrie pilíře a osazení do zemního profilu pilíře je zobrazeno na *obrázku 3.27*.

Posouzení svislé únosnosti piloty podle MS:



Obr. 3.27: Geometrie pilíře TI

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (Návrhové zatížení)

Posouzení tlačené piloty:

$$\text{Únosnost piloty na plášti} \quad R_s = 778,99 \text{ kN}$$

$$\text{Únosnost piloty v patě} \quad R_b = 1085,15 \text{ kN}$$

$$\text{Únosnost piloty} \quad R_c = 1864,14 \text{ kN}$$

$$\text{Extrémní svislá síla} \quad V_d = 415,00 \text{ kN}$$

$$R_c = 1864,14 \text{ kN} > 415,00 \text{ kN} = V_d$$

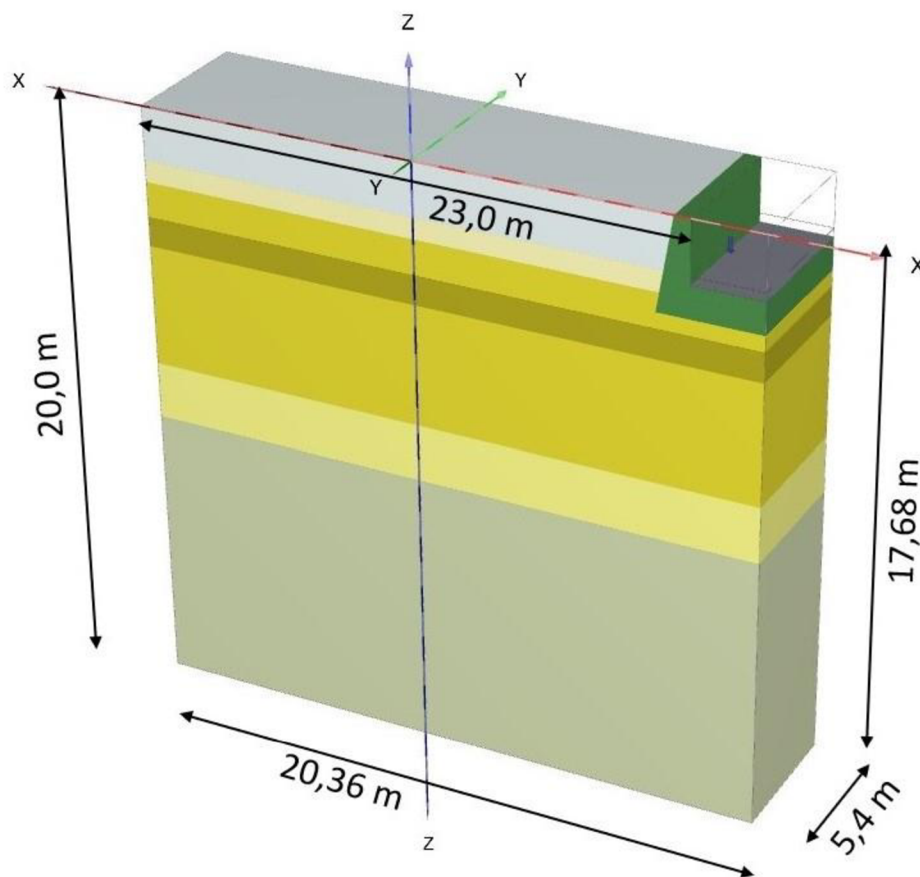
Svislá únosnost pilíře VYHOVUJE.

3.5.3 Posouzení založení ŽB vany na 2. MS

K potvrzení předpokladu a splnění podmínky pro nerovnoměrné sedání, respektive deformaci základu, byl využit matematický model (obr. 3xx) založený na metodě konečných prvků, který byl vypracován v programu Plaxis 3D.

Popis modelu

V případě tohoto modelu byla jeho velikost určována v závislosti na průběhu deformací v tělese modelu a to tak, aby nedocházelo k ovlivňování výsledků. Výsledné rozměry matematického modelu jsou uvedeny na obr. 3.28. Aby byl zkrácen výpočetní čas modelu, byla konstrukce železobetonové jímky nařezána jak v podélném směru, tak v příčném, jak je uvedeno na obr. 3.30.

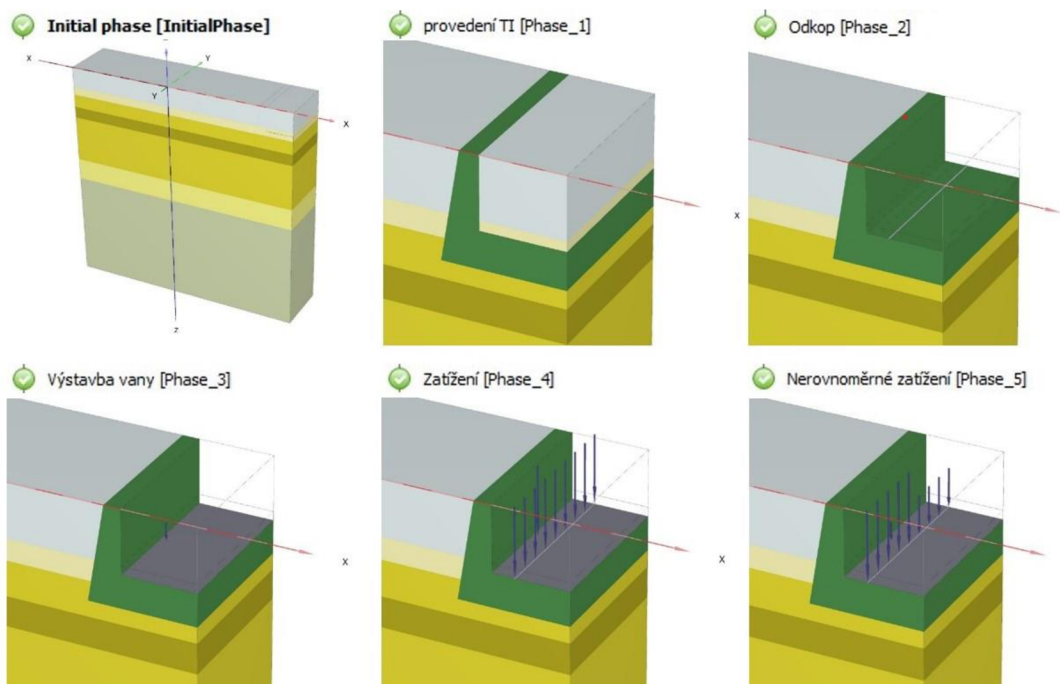


Obr. 3.28: Matematický model ŽB vany

Modelování konstrukce

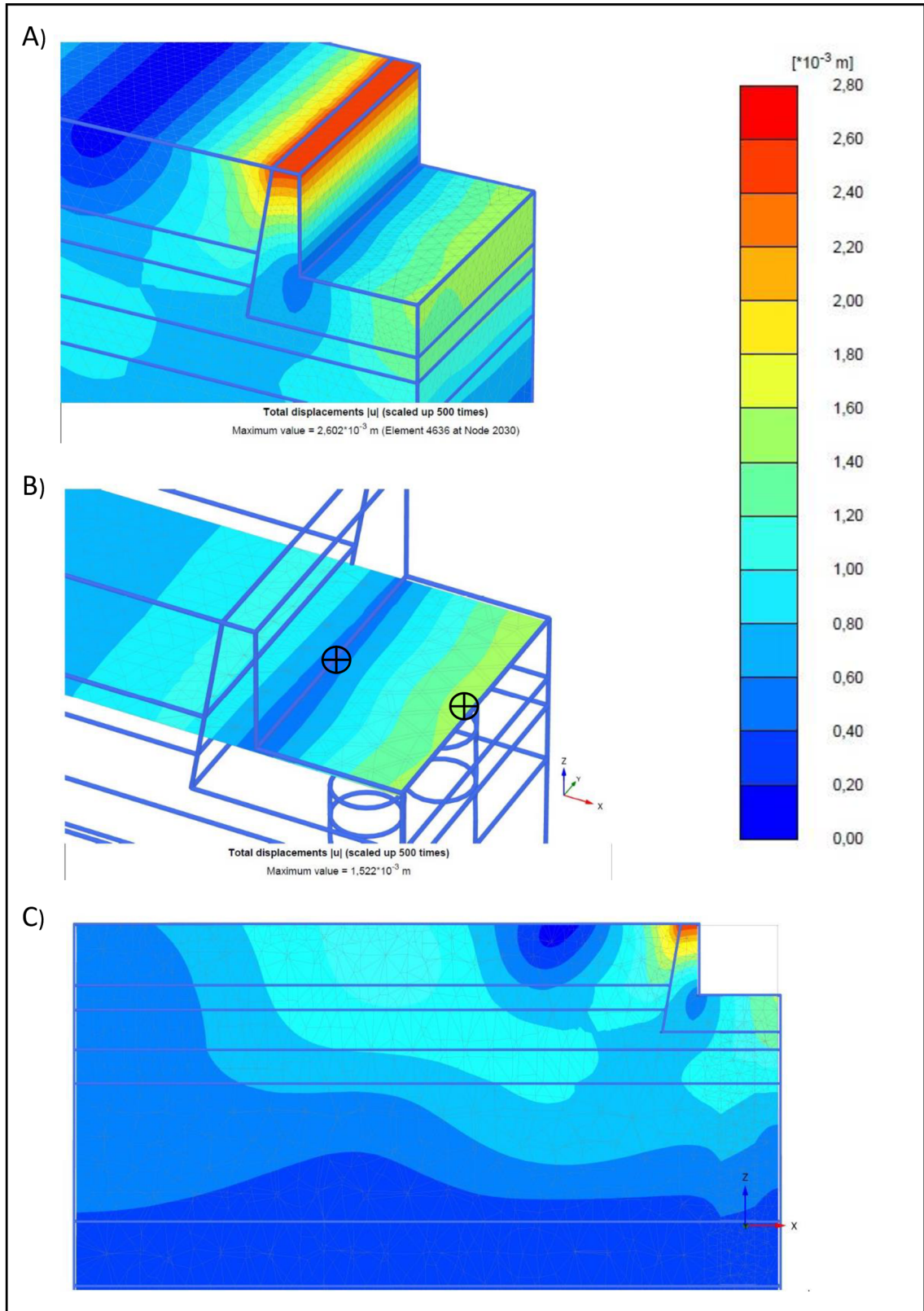
ŽB vana byla modelována pomocí prvku PLATE, kde zeď vany byla nahrazena přídatným plošným zatížením. Pro zeminy jako v předchozím případě desky byl použit HS materiálový model a pro tryskovou injektáž Mohr-Coulomb materiálový model. Zatížení od kolejí, jak horních tak spodních, bylo modelováno pomocí liniového zatížení. Pro vytvoření nejnepříznivější situace zobrazující největší deformaci při nerovnoměrném sedání, bylo liniové zatížení rozděleno na dvě části, v první bylo aplikováno nejvyšší zatížení f_{2k} a v druhé bylo aplikováno zatížení f_{1k} . Celkově ale byl výpočet rozdělen do po sobě jdoucích fází:

- 1) Initial phase – původní stav
- 2) Provedení TI
- 3) Odkop
- 4) Výstavba ŽB vany
- 5) Zatížení F_{2k}
- 6) Kombinace zatížení F_{1k} a F_{2k}



Obr. 3.29: Fáze výpočtu stavební jámy a ŽB vany

Rozbor výsledků



Obr. 3.30: Výsledné deformace při 6. fázi výpočtu. A – detail deformování KCE, B – nerovnoměrné sedání v základové spáře bílé vany, C – řez modelem

Posouzení sedání konstrukce

Z výsledků je zřejmé že není nutné posuzovat nerovnoměrné sedání ve směru osy „Y“, respektive v podélném směru, ale je nutné posoudit příčný směr, tedy v ose „X“. Z řezů na *obrázku 3.30* byly určeny dva body, jeden při okraji desky a druhý při rohu ŽB konstrukce, které jsou uvedeny v *tabulce 3.12*.

Tabulka 3.12: Velikosti posunutí bodů v základové spáře ŽB vany

Prvek		Deformace prvku [mm]			
OZN	Č. Prvku	x	y	z	u
5	10880	10,0	2,70	-2,320	0,626
6	10879	12,64	2,70	-2,320	1,522

Pro posouzení lze následně psát vztah:

$$\Delta S_{lim} \leq \Delta S \quad , \text{ kde } \Delta S_{lim} = 0,4 \text{ mm/m}$$

$$\text{Pro osu „X“: } \Delta S_x = \frac{\Delta|u|}{L} = \frac{|u_6 - u_5|}{x_6 - x_5} = \frac{|1,522 - 0,626|}{12,64 - 10,0} = 0,339 \text{ mm/m}$$

Posouzení nerovnoměrného sedání:

$$\Delta S_x = 0,339 \text{ mm/m} < \Delta S_{lim} = 0,40 \text{ mm/m}$$

Návrh VYHOVUJE požadavkům na 2. mezní stav použitelnosti.

Závěr návrhu

Navržené hlubinné založení respektive zlepšení základové půdy pod železobetonovou základovou konstrukcí, vyhovuje všem podmínkám mezních stavů.

3.5 Výsledný návrh řešení

3.5.1 Konstrukční řešení založení výrobní linky

Z požadavků na založení běžné desky vzešel návrh postavený na hlubinném založení pilířů z tryskové injektáže. Navržený průměr pilířů je roven 1,2 m s délkou pilířů 9 m. Bylo navrženo umístění dvojice pilířů (v příčném řezu) při okrajích desky ve vzdálenostech po 5,680 m, s výjimkou první řady pilířů při počátečním okraji desky linky, kde byly pilíře umístěny ve vzdálenosti 1,70 m s výztužnou tyčí o průměru 32 mm.

V případě založení železobetonové vany, byly rovněž navrženy dvojice pilířů (v příčné řezu) z tryskové injektáže o průměru 1,2 m s délkou 10 m a výztužnou tyčí o průměru 32 mm. Bylo zde ale nutné respektovat rozmístění pilířů těsnící konstrukce dna jámy, z čehož vzešla osová vzdálenost pilířů rovna 2,70 m.

Zajištění stavební jámy bylo rovněž navrženo z tryskové injektáže a to identickými pilíři. Osová rozdělení pilířů pažící konstrukce bylo navrženo na 0,9 m a to i v případě trojúhelníkového rastru pilířů konstrukce těsnění dna jámy. Tloušťka vrstvy zlepšené zeminy tryskovou injektáží v případě dna, byla navržena na 1,2 m.

V případě metody tryskové injektáže a vzhledem k zastíženým geologickým podmínkám byl konzervativně navržen přídavný vyztužovací prvek pilířů. V tomto případě byla navržena tyč o průměru 32 mm a to v délkách 9,2 m pro běžnou desku a 10,2 m pro pilíře železobetonové vany. Vyztužení pilířů po ZD a ŽB vanu zavede značnou rezervu v únosnosti, ale zároveň zvýší i celkovou tuhost systému. Přidaná rezerva v tuhosti může napomoci dodržení podmínek použitelnosti.

3.5.2 Výstupy práce

Celkem byly zpracovány dva výkresy a to výkres založení běžné desky výrobní linky a výkres zajištění stěn výkopu založení ŽB vany. K dílenské dokumentaci byla rovněž vypracována tabulka tryskové injektáže pro celý návrh a technologický postup. Prováděcí dokumentace je uvedena v příloze B.

4. ZÁVĚR

Hlavním tématem práce bylo navrhnout řešení založení výrobního zařízení v prostorách již využívané výrobní haly, které se skládalo ze dvou základních částí „výrobní linky“. První část byla tvořena mělkou základovou deskou, zatímco ve druhé části byla navržena železobetonová jímka. V obou případech výrazně převažoval podélný rozměr konstrukce.

Překážkou návrhu byly především poměrně vysoké požadavky na sedání základové konstrukce. Značnou komplikací byly rovněž stísněné podmínky provádění v samotné hale, ale a taky nutnost zachovat výrobní procesy v přilehlých halách.

Nedílnou součástí výrobního zařízení bylo navržení zajištění stavební jámy pro zhotovení železobetonové jímky. Pro splnění všech požadavků na kvalitu základové konstrukce, byl autor přesvědčen, že jediné možné řešení šlo nalézt ve speciální metodě zakládání a to v tryskové injektáži. Autor práci rozčlenil do dvou částí, kde se v první věnoval především teoretické základy metody tryskové injektáže a v druhé již samotnému návrhu založení.

Výsledným návrhem bylo založení jak běžné mělké základové desky výrobní linky, tak jímky na pilířích zhotovených tryskovou injektáží. Pro posouzení zpracovaného návrhu byly využity specializované softwary a to jak v případě posuzování na podmínky porušení konstrukce, tak v případě predikování sedání. K potvrzení použitelnosti návrhu byly modelovány matematické modely - „výřezy“ obou částí základové konstrukce, tak aby bylo možné určit velikosti sedání a zároveň sledovat jak by se mohla konstrukce v průběhu své životnosti chovat. I pro zajištění stavební jámy byla navržena opěrná konstrukce složená z pilířů tryskové injektáže, a to jednou řadou pilířů podél obvodu jímky. Konečné řešení především respektovalo hydrogeologické podmínky v dotčené lokalitě, které by značně zkomplikovaly výstavbu jímky, kdyby nebylo navrženo těsnění dna jámy, rovněž tryskovou injektáží. Pro plnohodnotný návrh byla zpracována výrobní dokumentace a technologický postup.

SEZNAMY ZDROJŮ

Seznam použité literatury

[1] TURČEK, P.; SLÁVIK, I.: *Zakladanie stavieb*. JAGA Bratislava: Slovenská technická univerzita v Bratislavě, 2002

[2] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažících konstrukcí*. 2. vydání. Praha: pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2018. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-88265-12-2.

[3] RAČANSKÝ, Václav. *Design of jet grout structures: disertační práce*, 2008. 130 s., 6 s. příl. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav geotechniky. Vedoucí disertační práce Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.; Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut F. Schweiger

[4] CROCE, Paolo, Alessandro FLORA a Giuseppe MODONI. *Jet grouting: technology, design and control*. Boca Raton: CRC Press, [2014]. ISBN 041552640X.

[5] MOSELEY, M. P. a Klaus KIRSCH. *Ground improvement*. 2nd ed. New York: Spon Press, 2004. ISBN 0415274559.

[6] STOEL, A.E.C.. *Grouting for pile foundation improvement. Doctoral thesis*. Techniosche Universiteit Delf., 2001, ISBN 90-407-2223-4

Seznam podkladů

[7] Mazáč, Petr. *Kuřim – Walter, Přístavba haly, Inženýrsko-Geologický průzkum*. Brno: Geostar, spol s r.o., 2015

[8] PERLA, Jan. *Zatížení, statický výpočet Walter*. Brno: JAPE s.r.o., 2015

[9] GRITEC AG. *Fundament*. Výkr. č. 022950-0-04005, 2017

[10] GRITEC AG. *Hallenlayout*. Výkr. č. 02295-0-00001, 2017

Seznam použitých norem

- [11] Eurokód 0: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004
- [12] Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. 2003. Praha: Český normalizační institut, 2003.
- [13] Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [14] Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009
- [15] EN 12716: Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž

Seznam odkazů na elektronické zdroje

- [16] Jet Grouting | . | everything about railsystem... [online]. Dostupné z: <http://www.railsystem.net/jet-grouting/>
- [17] Njock, P.G.A., Chen, J., Modoni, G. et al. Arab J Geosci (2018) 11: 459. <https://doi.org/10.1007/s12517-018-3809-7>
- [18] Keller-MTS AG [online]. Copyright © [cit. 02.12.2019]. Dostupné z: <http://www.keller-mts.ch/itemacms/content/files/verfahren/soilcrete/Soilcrete-06.JPG>
- [19] [online]. Dostupné z: [18] <https://docplayer.cz/3434743-Prospekt-67-03-cz-tryskova-injektaz-soilcrete.html>
- [20] David Publishing Company [online]. Copyright ©5 [cit. 03.12.2019]. Dostupné z: <https://www.davidpublisher.com/Public/uploads/Contribute/5b10b1c08dbb3.pdf>

[21] [online]. Copyright © 2014 [cit. 04.12.2019]. Dostupné z: <http://crmjetting.com/>

[22] Metax Grout Mixing Plants. IMECO Austria [online]. Copyright © 2019 IMECO Handelsgesellschaft m.b.H. All rights reserved. [cit. 04.12.2019]. Dostupné z: <http://www.imeco.at/index.php?id=dri09>

[23] Foundation Equipment - Equipment Corporation of America [online]. Copyright © [cit. 09.12.2019]. Dostupné z: https://www.ecanet.com/uploads/files/Resources/HDI_Bauer_Jet_Grouting_EN_905.760_2.pdf

Ostatní zdroje

[24] OLMER, Miroslav, Zdeněk HERRMANN a Renáta KADLECOVÁ. Hydrogeologická rajonizace České republiky: sborník geologických věd = Hydrogeological Zones of the Czech Republic. Praha: Česká geologická služba, 2006.

[25] Sondermann, W. and P. S. Tóth. 2001. State of the art of the jet grouting shown on different applications. Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement, Helsinki, Finland, June 7–9, 2001, Finnish Geotechnical Society: pp. 181–194.

SEZNAM SYBOLŮ A ZKRATEK

Obr.	Obrázek
HPV	Hladina podzemní vody
IG	Inženýrskogeologický profil
V-C	Poměr vody k cementu injektážní směsi
TI	Trysková injektáž
EC 7	Eurokód 7
MS	Mezní stav
$E_{dst,d}$	návrhová hodnota účinku destabilizujícího zatížení
$E_{dst,d}$	návrhová hodnota účinku stabilizujícího zatížení
E_d	návrhová hodnota účinku zatížení
R_d	návrhová hodnota mezní únosnosti zatížení
γ_E	dílčí součinitele zatížení nebo účinku zatížení
γ_M	dílčí součinitele parametru základové půdy
γ_R	dílčí součinitele únosnosti
$V_{dst,d}$	návrhová hodnota destabilizujícího svislého zatížení na konstrukci
$G_{std,d}$	návrhová hodnota stabilizujících stálých zatížení pro posouzení vztlaku
$G_{dst,d}$	návrhová hodnota destabilizujících stálých zatížení pro posouzení vztlaku
$Q_{dst,d}$	návrhová hodnota destabilizujících proměnných svislých zatížení pro posouzení vztlaku
$u_{dst,d}$	návrhová hodnota destabilizujícího celkového pórového tlaku
$\sigma_{stb,d}$	návrhová hodnota stabilizujícího celkového svislého napětí
$S_{dst,d}$	návrhová hodnota destabilizující průsakové síly v základové půdě
$G'_{stb,d}$	návrhová hodnota stabilizujících stálých svislých zatížení pro posouzení nadzdvihování dna (tíha nadlehčená vztlakem)
NP	Návrhový přístup

C_{MC}	Koheze zlepšené zeminy
φ_{MC}	Úhel vnitřního tření zlepšené zeminy
q_u	Prostá tlaková pevnost zlepšené zeminy
φ_{JG}	Úhel vnitřního tření zlepšené zeminy
E	Modul pružnosti, základní kinetická energie paprsku
m	Hmotnost
v	Rychlost injektážního paprsku
g	Tíhové zrychlení
p	Tlak injektážní směsi
Q	Průtok
t	Čas
D_{mean}	Průměr pilíře
V_g	Objem injektážní směsi na běžný metr pilíře
λ_E	Energetický koeficient
V_C	Objem běžného metru pilíře
E'	Specifická energie na vytvoření běžného metru pilíře
λ_V	Objemový koeficient
A_S	Plocha průřezu sloupu tryskové injektáže
F_{md}	Návrhová velikost pevnosti v tlaku geokompozitu
α	Součinitel závislý na dlouhodobé pevnosti geokompozitu
γ_{JG}	Objemová tíha zlepšení zeminy
γ_s	Objemová tíha nezlepšení zeminy
F_{di}	Návrhová únosnost kotev
A	Účinná plocha jedné kotvy
γ_w	Objemová tíha vody

$\gamma_{G,dst}$	Dílčí součinitelé zatížení
V_V	Objem nezlepšené zeminy v buňce
JV-1	Označení jádrového vývrtu
DP-1	Označení dynamické penetrace
GT	Geotechnický typ
g_k	Vlastní tíha základové konstrukce
A_c	Plocha betonové konstrukce
γ_c	Tíha ŽB konstrukce
F	Síla
L_p	Vzdálenost mezi pilíři
n_F	Počet osových sil
n_p	Počet pilířů v řezu
$f_{1,k}$	Liniové zatížení od naložených vozíků
$f_{2,k}$	Liniové zatížení od překládacího zařízení v jímce
$N_{qi,k}$	Charakteristická síla působící na pilíř
$N_{E,d}$	Návrhová síla působící na pilíř
s	Osová vzdálenost mezi pilíři
q_{dyn}	Měrný dynamický odpor
A_{cell}	Plocha buňky

SEZNAM ILUSTRACÍ

Obr. 2.1	Zkušební tryskání	2
Obr. 2.2	Metody provádění tryskové injektáže	4
Obr. 2.3	Tvary pilířů s TI	6

Obr. 2.4	Schématické zobrazení, jak provést nekruhové tvary a některé možné tvary	6
Obr. 2.5	Další možný tvar vytvořený skládáním rychlostí otáčení a tlaku	6
Obr. 2.6	Oblast použití injektážních zlepšovacích metod	7
Obr. 2.7	Aplikace tryskové injektáže	8
Obr. 2.8	Strojní vybavení pro tryskovou injektáž	9
Obr. 2.9	Vrtná kolona, A – závěsná hlava, B – vrtné tyče, C – technická čidla, D – monitor s vrtnou korunkou, E – vrtné korunky s balistickými roubíky	10
Obr. 2.10a	Schématický řezy vrtnými kolonami, A – single fluid system, B – double fluid system, [16]	11
Obr. 2.10b	Triple fluid system	12
Obr. 2.11	Automatická míchací stanice IMECO	13
Obr. 2.12	Injektážní pumpa IMECO	13
Obr. 2.13	Standardní proces tryskové injektáže	14
Obr. 2.14	Metody prořezávání, (a) přerušovaný (b) kontinuální	15
Obr. 2.15	Postup provádění pilířů tryskové injektáže, P – Primární pilíře, S – Sekundární pilíře, T – Terciární pilíře	16
Obr. 2.16	Zpětná suspenze	17
Obr. 2.17	(A) preventer, (B) postup zavrtávání výpažnice a používání preventru	18
Obr. 2.18	B-tronic BAUER	22
Obr. 2.19	Výrobní protokoly tryskové injektáže	23
Obr. 2.20	Závislost množství cementu ve směsi na výsledné prosté tlakové pevnosti, Gallavresi (1992)	30
Obr. 2.21	Procentuální nárůst pevnosti v prostém tlaku v čase	32
Obr. 2.22	Mohr- coulomb podmínka porušení	33
Obr. 2.23	Mezní zatěžovací křivka vrtné piloty, schéma piloty ve vrstevnaté zemině	39
Obr. 2.24	Tlaková čára, Račanský (2008)	40
Obr. 2.25	Výpočet hranic tlakové čáry, Račanský (2008)	41
Obr. 2.26	Gravitační zed'. Zemní tlaky. Vnitřní síly působící na zed'	42
Obr. 2.27	Schématický řez těsněnou jámou	42
Obr. 2.28	Schémata prováděných rastrů pilířů	44
Obr. 2.29	Schématický řez jímkou, trhliny ve zlepšené zemině	45
Obr. 3.1	Poloha realizované základové konstrukce	46
Obr. 3.2	Popis základové konstrukce	47
Obr. 3.3	Výřez situace	50

Obr. 3.4	Výřez z geovědní mapy	51
Obr. 3.5	Řez B-B – geologickým profilem se schématickým umístěním Výrobní linky	52
Obr. 3.6	Geometrie běžné desky se zatížením od náprav kazet	59
Obr. 3.7	Statické schéma zatížení běžné desky	60
Obr. 3.8	Příčná geometrie jímky	61
Obr. 3.9	Statické schéma zatížení podélného řezu jímky	62
Obr. 3.10	Statické schéma zatížení příčného řezu jímky	62
Obr. 3.11	Statické schéma zatížení od horní dráhy	63
Obr. 3.12	Statické schéma zatížení od spodní dráhy	64
Obr. 3.13	Levá krajní poloha závaží s výrobkem	64
Obr. 3.14	Pravá krajní poloha závaží s výrobkem	64
Obr. 3.15	Geometrie základové desky	67
Obr. 3.16	Výsledný tvar kontaktního napětí	68
Obr. 3.17	Velikost deformační zóny	69
Obr. 3.18	Geometrie pilíře	73
Obr. 3.19	Matematický model základové desky	74
Obr. 3.20	Fáze výpočtu	75
Obr. 3.21	Výsledné deformace modelu, A - příčný řez, B -podélný řez, C - půdorys	76
Obr. 3.22	Určení geometrie návrhu tížné zdi	79
Obr. 3.23	Geometrie tížné zdi	80
Obr. 3.24	Schéma zatížení tížné zdi	81
Obr. 3.25	Napětí na základové spáře tížné zdi	82
Obr. 3.26	Schéma určení zatížení vztlakovou silou	83
Obr. 3.27	Geometrie pilíře T1	87
Obr. 3.28	Matematický model ŽB vany	88
Obr. 3.29	Fáze výpočtu stavební jámy a ŽB vany	89
Obr. 3.30	Výsledné deformace při 6. fázi výpočtu. A – detail deformování KCE, B – nerovnoměrné sedání v základové spáře bílé vany, C – řez modelem	90

SEZNAM TABULEK

Tabulka 2.1	Základní parametry T1	19
Tabulka 2.2	Odvozené parametry T1	19
Tabulka 2.3	Rozsah parametrů T1	20
Tabulka 2.4	Doporučený seznam činností při projektování a provádění T1	25

Tabulka 2.5	Dílčí součinitele zatížení γ_F nebo účinků zatížení γ_E	29
Tabulka 2.6	Dílčí součinitele parametrů základové půdy γ_M	29
Tabulka 2.7	Dílčí součinitele únosnosti γ_R	29
Tabulka 2.8	Parametry zlepšených zemin TI	34
Tabulka 2.9	Velikosti korelačních součinitelů, Račanský (2008)	35
Tabulka 2.10	Velikosti pilířů dle zlepšovaných zemin	37
Tabulka 2.11	Hodnoty ener. koeficientu, Flora and Lirer (2011); Croce et al. (2012).	38
Tabulka 2.12	Dílčí součinitele zatížení	43
Tabulka 3.1	Popis konzistence	52
Tabulka 3.2	Charakteristiky antropogenních navážek	55
Tabulka 3.3	Geotechnické vlastnosti kvartérních sedimentů	56
Tabulka 3.4	Edometrické moduly kvartérních zemin	56
Tabulka 3.5	Edometrické moduly neogenních zemin	56
Tabulka 3.6	Geotechnické vlastnosti neogenních jílovitých sedimentů	57
Tabulka 3.7	Geotechnické vlastnosti neogenních štěrkopísčitých sedimentů	57
Tabulka 3.8	Technologické parametry provádění tryskové injektáže	70
Tabulka 3.9	Pevnost zlepšené zeminy dle zemin a množství cementu	71
Tabulka 3.10	Velikosti deformací určených bodech v základové spáře desky	77
Tabulka 3.11	Velikosti sil a jejich působišť	81
Tabulka 3.12	Velikosti posunutí bodů v základové spáře ŽB vany	91

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha A: Statický výpočet – GEO 5 Pilota, Tížná zeď, Patka

Analýza základové KCE výrobního zařízení

Příloha B: Výkres založení mělké části

Výkres zajištění stěn výkopu, založení

Příloha C: Technologický postup, kontrolní a zkušební plán