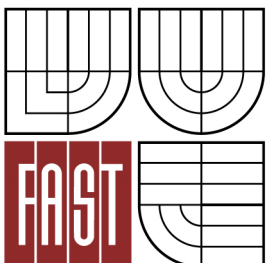




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ANALÝZA CHOVÁNÍ KOŘENE KOTVY V JEMNOZRNNÝCH ZEMINÁCH

Behavior analysis of a ground anchor fixed length in fine grained soils

TEZE DISERTAČNÍ PRÁCE
PhD THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ING. JURAJ CHALMOVSKÝ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

DOC. ING. LUMÍR MIČA, PH.D.

BRNO 2016

KLÍČOVÁ SLOVA

Zemní kotva, kořen kotvy, táhlo, zálivka, progresivní porušování, vysokotlaká injektáž, metoda konečných prvků, smykové změkčování, tahové zpevnování, zatěžovací zkouška, přenosová funkce, t-z metoda

KEYWORDS

Ground anchor, fixed length, tendon, grout, progressive debonding, high pressure grouting, finite element method, shear softening, tension hardening, loading test, load transfer function, t-z method

MÍSTO ULOŽENÍ PRÁCE

Ústav geotechniky a Knihovnické informační centrum Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně.

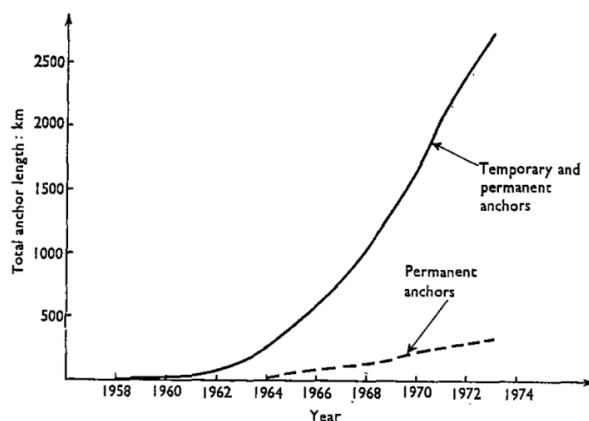
OBSAH

1 ÚVOD.....	3
1.1 Motivace pro řešení disertační práce.....	3
1.2 Cíle a obsah disertační práce.....	4
2 SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY	4
3 ÚNOSNOST ROZHŘANÍ INJEKTÁŽ – JEMNOZRNNÁ ZEMINA.....	5
3.1 Souhrn faktorů ovlivňujících únosnost rozhraní injektáž – jemnozrnná zemina	6
3.2 Vliv dodatečné VTI	6
3.3 Progresivní porušování kořene kotvy.....	7
4 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ.....	9
4.1 Použité konstitutivní modely zemin	10
4.2 Použité konstitutivní modely pro materiál injektáže.....	12
4.3 Progresivní pokles smykového napětí s využitím <i>MLSM</i> modelu	13
5 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ KOTEV	17
5.1 Popis zhotovených kotev	17
5.2 Zkušební postup.....	17
5.3 Instrumentace kotev.....	18
5.4 Výsledky měření.....	18
5.4.1 <i>Základní monitoring</i>	18
5.4.2 <i>Rozšířený monitoring</i>	19
6 VÝVOJ PROGRAMOVÉ APLIKACE PRO PRAKTICKÝ NÁVRH PŘEDEPJTÝCH ZEMNÍCH KOTEV	21
6.1 Základní teoretické principy	21
6.2 Verifikace aplikace	22
6.3 Analýza dílčích faktorů.....	25
7 ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE.....	26
POUŽITÁ LITERATURA	29

1 ÚVOD

1.1 MOTIVACE PRO ŘEŠENÍ DISERTAČNÍ PRÁCE

Předepjaté zemní kotvy patří mezi často používané stabilizační prvky v geotechnice. Uplatnění nacházejí především při zajištění stability pažicích konstrukcí a zárubních zdí, kotvení svahů sesuvných území, základů, přehradních hrází a stavebních konstrukcí (základových desek) proti účinkům vztlačku vody. K prudkému rozvoji využití zemních kotev došlo především v druhé polovině 20 století. Významný nárůst využití těchto prvků dokládá také obr. 1-1, který znázorňuje roční produkce dočasných a trvalých zemních kotev firmy Bauer v Německu ve třetí čtvrtině dvacátého století.



Obr. 1-1 Roční produkce dočasných a trvalých kotev firmy Bauer v Německu (převzato z Ostermayer, 1974)

Návrh zemních kotev lze podle v současnosti platné normy *EN 1997-1* provést dvěma způsoby:

- (a) Na základě výsledků zatěžovacích zkoušek,
- (b) Pomocí výpočtu.

Ze tří typů zatěžovacích zkoušek lze pouze typovou zatěžovací zkouškou ověřit reálnou mezní sílu. Tento typ zkoušky se navíc provádí s malou četností (1 % resp. 2 % z dočasných a trvalých kotev). Průkazní a kontrolní zatěžovací zkoušky jsou ukončovány na výrazně nižších hodnotách zatížení a tudíž poskytují jenom omezenou informaci o skutečné mezní síle (síle na mezi vytržení kotvy).

EN 1997-1 dále nepředepisuje postup, jak stanovit únosnost těchto prvků výpočetními metodami. Je tedy nutné použít různé doporučení, jehož přehled je v disertační práci uveden. Navzdory rozsáhlému využití zemních kotev je jejich výpočetní návrh značně zjednodušován. Obvykle probíhá formou empirických tabelovaných hodnot nebo semi-empirických matematických vztahů. Tyto postupy jsou v praxi obvykle úspěšné, nicméně neposkytují žádnou podrobnější informaci o napěťově deformačním chování zemní kotvy a stavu napjatosti v jejich jednotlivých dílčích prvcích. Přílišné zjednodušení návrhových metod může taktéž vést k nadhodnocení únosnosti. Příkladem takovéto situace je nelineární závislost mezi únosností a kořenovou délkou v určitých typech zemin. Pokud projektant v návrhu předpokládá konstantní průběh smykového napětí podél celého kořene,

může při větších kořenových délkách dojít k nadhodnocení únosnosti. Naopak, při zanedbání některých faktorů (např. vysokotlaká injektáž) je kořenová únosnost podhodnocena a návrh je neekonomický.

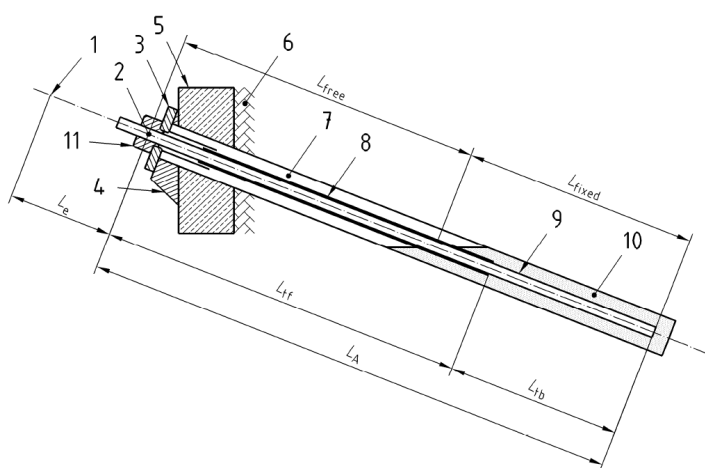
1.2 CÍLE A OBSAH DISERTAČNÍ PRÁCE

Cílem disertační práce je zpřesnění výpočetního návrhu předepjatých zemních kotev v jemnozrnných zeminách, analýza a kvantifikace vytypovaných faktorů výrazně ovlivňujících napěťově deformační chování těchto prvků. Pro uskutečnění tohoto hlavního úkolu bylo nutné postupně splnit několik dílčích cílů:

1. Identifikace důležitých a málo prozkoumaných faktorů výrazně ovlivňujících kořenovou únosnost zemních kotev.
2. Sumarizace a kritická analýza domácích a zahraničních metod pro určení kořenové únosnosti zemních kotev.
3. Vytvoření a vyhodnocování matematických modelů zahrnujících vliv faktorů identifikovaných v bodu č. 1.
4. Ověření funkčnosti a rozbor omezení vytvořených matematických modelů (bod č. 3) s využitím archivních výsledků typových a průkazných zatěžovacích zkoušek.
5. Realizace vlastních zatěžovacích zkoušek zemních kotev in – situ a jejich a podrobný geotechnický monitoring.
6. Návrh vlastní programové aplikace, pomocí které by byly do návrhu předepjatých zemních kotev v jemnozrnných zeminách zahrnuty rešeršní poznatky (bod č. 1), závěry numerických analýz (bod č. 3, 4) a závěry plynoucí z experimentálních měření (bod. č. 5).

2 SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY

Zemní kotva (obr. 2-1) přenáší tahové zatížení z konstrukce do okolního horninového prostředí.



- 1 – bod ukotvení táhla v průběhu předpinání,
- 2 – bod ukotvení táhla v hlavě kotvy v průběhu životnosti konstrukce,
- 3 – podkladní deska,
- 4 – podbetonování,
- 5 – kotvená konstrukce,
- 6 – zemina za konstrukcí,
- 7 – vrt,
- 8 – povlaková trubka,
- 9 – táhlo,
- 10 – kořen kotvy,
- 11 – kotevní hlava.

L_{free} (l_v) – volná délka kotvy; L_{fixed} (l_k) – kotevní (kořenová) délka kotvy; L_A (l_c) – celková délka kotvy;
 L_{tf} – volná délka táhla kotvy; L_{tb} – kotevní délka táhla kotvy; L_e – manipulační (vnější) délka

Obr. 2-1 Schematické znázornění tahové zemní kotvy (převzato z *prEN 1537*)

Principiálně se zemní kotva s taženým kořenem skládá z volné délky a kotevní (kořenové) délky. Zde je nutné rozlišovat mezi kotevní a volnou délkou táhla (L_{tf} , L_{tb}) a kotevní (kořenovou) a volnou délkou kotvy jako celku (L_{free} , L_{fixed}). Tahová síla je přenášena z konstrukce ocelovým táhlem. V příslušné kotevní délce pak dochází k přenosu tahové síly formou kontaktního smykového napětí přes dvě rozhraní: táhlo – injektáž a injektáž – zemina. V případě trvalých kotev vstupuje do procesu přenosu tahové síly v kotevní délce táhla také PE trubka protikorozní ochrany. Kotevní délka táhla L_{tf} a kotevní (kořenová) délka kotvy L_{fixed} nemusí být stejné. Příkladem takového uspořádání jsou např. zemní kotvy s tlačným kořenem.

První mezní stav zemní kotvy může být dosažen především z následujících důvodů:

1. Překročení tahové únosnosti táhla zemní kotvy,
2. Porušení – přesáhnutí smykové únosnosti rozhraní táhlo – injektáž,
3. Porušení – přesáhnutí smykové únosnosti kontaktu injektáž – zemní prostředí.

Xanthakos (1991), *Ostermayer (1974)* a také jiní autoři uvádějí další situace, při kterých dochází k porušení nebo omezení funkčnosti (nadměrné deformaci) zemní kotvy:

4. Překročení únosnosti zemního klínu v okolí kořene,
5. Překročení tlakové pevnosti injektáže v případě trvalých zemních kotev s tlačným kořenem,
6. Nadměrná deformace hlavy kotvy,
7. Nadměrné deformace v důsledku creepových jevů a dotvarování táhla kotvy.

V zájmu zachování komplexnosti přehledu dostupných informací jsou v samotném textu disertační práce blíže popsány všechny tři hlavní způsoby porušení zemní kotvy. Ze získaných informací vyplývá, že hodnota mezního smykového napětí doporučovaná pro rozhraní táhlo – injektáž (1,0 – 2,5 MPa) je několikrát menší, než doporučené hodnoty smykových napětí na rozhraní injektáž – zemina. Lze tedy konstatovat, že za předpokladu optimálního technologického postupu zhotovení je pro návrh zemních kotev v soudržných zeminách rozhodující porušení na rozhraní injektáž – zemina, tj. návrh dostatečné kořenové délky kotvy pro bezpečný přenos tahového zatížení do zeminy formou mobilizace smykového napětí na plášti kořene. Další řešení disertační práce se proto zaměřuje na toto rozhraní.

3 ÚNOSNOST ROZHŘANÍ INJEKTÁŽ – JEMNOZRNNÁ ZEMINA

Únosnost zemních kotev je ovlivněna vlastnostmi okolního zemního prostředí, geometrií kotvy a technologickými faktory jejich zhotovení. Sumarizace těchto činitelů je provedena v následující kapitole.

3.1 SOUHRN FAKTORŮ OVLIVŇUJÍCÍCH ÚNOSNOST ROZHRAŇÍ INJEKTÁŽ – JEMNOZRNNÁ ZEMINA

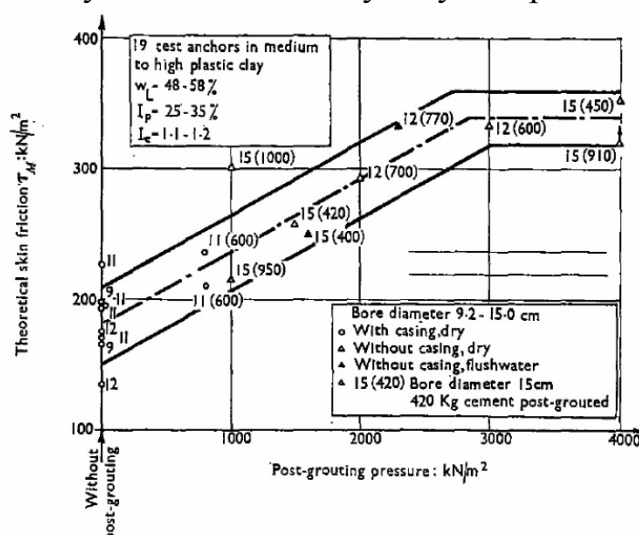
Faktory ovlivňující únosnost kořenů kotev v soudržných zeminách shrnuli *Ostermayer, Barley (2003)* a *Xanthakos (1991)* do následujících bodů:

1. Průměrné kontaktní smykové napětí τ_{avg} roste s klesajícím indexem plasticity I_p a rostoucím stupněm konzistence I_c .
2. τ_{avg} nezávisí na kořenové délce do hodnoty $\tau_{avg} = 100$ kPa. Únosnost kotvy je tedy v tomto případě lineárně závislá na délce kořene.
3. Pro hodnoty $\tau_{avg} \geq 100$ kPa průměrná hodnota smykového napětí výrazně klesá jako důsledek progresivního porušování, přírůstek únosnosti kotvy se snižuje s narůstající kořenovou délkou.
4. Únosnost kotvy, na rozdíl od nesoudržných zemin, roste se zvětšujícím se průměrem vrtu.
5. τ_{avg} se výrazně zvyšuje vlivem vysokotlaké injektáže.

Faktory dodatečné vysokotlaké injektáže a progresivního porušování kořenů dlouhých kotev jsou mnohými autory považovány za rozhodující, co se týče únosnosti kotev v jemnozrnných zeminách. V následujících dvou podkapitolách jsou proto shrnuty dosavadní poznatky vztahující se k těmto dvěma aspektům.

3.2 VLIV DODATEČNÉ VTI

Provedení tlakové resp. vysokotlaké dodatečné injektáže (VTI) má významný vliv na kořenovou únosnost zemních kotev. *Ostermayer (1974)* vytvořil na základě řady 19 zatěžovacích zkoušek regresní závislost (obr. 3-1) mezi injektážním tlakem v průběhu VTI a průměrným kontaktním smykovým napětím τ_m .



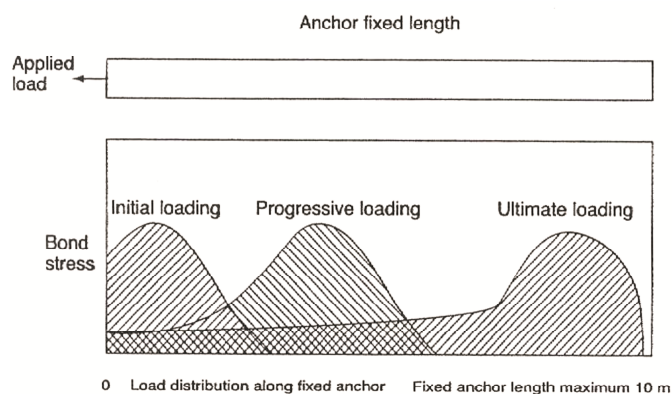
Obr. 3-1 Závislost mezi injektážním tlakem v průběhu VTI a plášťovým třením (převzato z *Ostermayer, 1974*)

Závislost má lineární charakter do hodnoty injekčního tlaku cca 3 MPa. Pro tuhý jíl se střední až vysokou plasticitou došlo ke zvýšení kontaktního smykového napětí ze 120 kN/m² na přibližně 300 kN/m² (vztaženo na průměr vrtu).

Vlivem injektáže na chování zemních kotev a hřebíků se většinou experimentálně zabývali také další autoři: např. *Jones, Spencer (1984)*; *Bustamante, Doix (1985)*; *Bustamante et al. (1978)*; *Xanthakos (1991)*; *Yin, Zhou, 2009* a další.

3.3 PROGRESIVNÍ PORUŠOVÁNÍ KOŘENE KOTVY

Mobilizace smykového napětí podél kořene kotvy není v průběhu napínání kotvy rovnoměrná. V prvních fázích napínání je mobilizované smykové napětí na rozhraní injektáž – zemina koncentrováno na začátku kořenové části kotvy. Po dosažení vrcholové hodnoty dochází k poklesu smykového napětí směrem k residuálním hodnotám. Působí vrcholové hodnoty smykového napětí se posouvá podél kořene kotvy. Schematicky je tento princip, někdy označován jako progresivní porušování kotev s dlouhými kořenovými délkami, znázorněn na obr. 3-2.



Obr. 3-2 Vrcholový průběh smykového napětí podél kořene kotvy (převzato z *Puller, 2003*)

Progresivní porušování je dominantním jevem pro kotvy v prostředí zemin s vrcholovým chováním. Pokles smykového napětí (smykové změkčování zeminy) může být v případě soudržných zemin způsoben dvěma mechanismy:

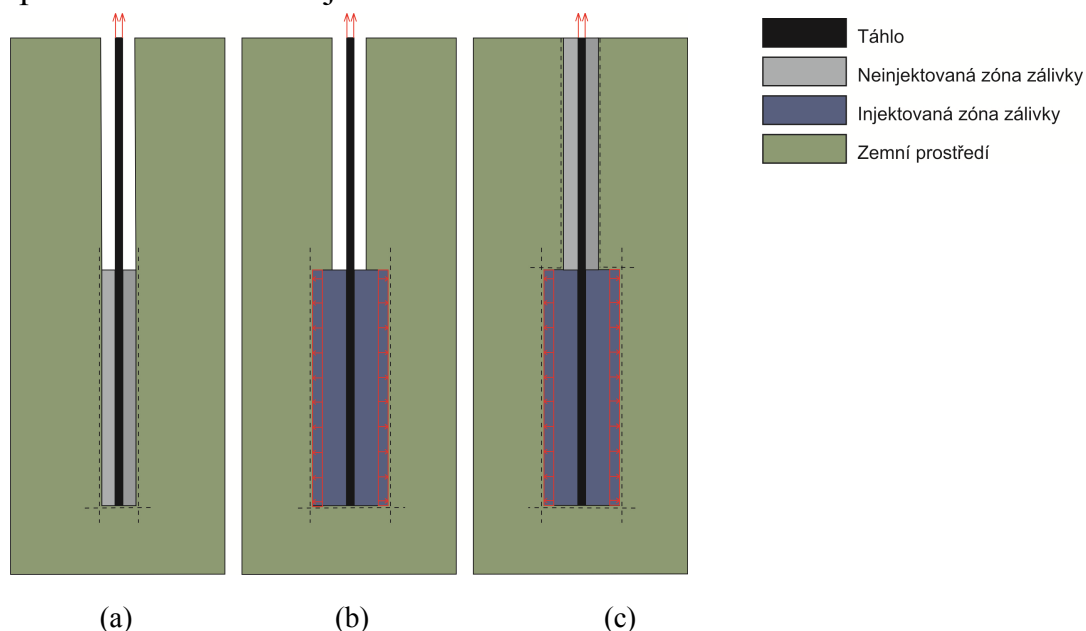
- (a) Pokles napětí z vrcholové smykové pevnosti na smykovou pevnost v kritickém stavu.
- (b) Pokles ze smykové pevnosti v kritickém stavu na smykovou pevnost v residuálním stavu. Residuální stav je dosahován při velkých deformacích (obvykle víc jak 50 mm) a souvisí s reorientací jílovitých částic do směru smýkání. Rozhodujícím faktorem pro vznik tohoto mechanismu je podíl jílovitých částic.

První z uvedených mechanismů se vyskytuje také v případě ulehlých písků s dilatantním chováním. Kombinace obou mechanismů vzniká v případě překonsolidovaných (O-C) soudržných zemin. Vznik pouze druhého mechanismu je možný v normálně konsolidovaných (N-C) soudržných zeminách s vysokým podílem jílovitých částic (>20 %) – pokles smykového napětí směrem k residuální hodnotě je spojen s reorientací jílovitých částic do směru smykové plochy.

4 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ

Pro vlastní matematické modelování okrajových úloh zemních kotev byl využit program *Plaxis 2D* ve verzích 2010 až 2012. Pro potřeby simulace triaxiální zkoušky byl dále využit program *Plaxis 3D 2012*.

Matematické modely vertikálních zemních kotev byly vytvořeny jako rotačně symetrické (axisymetrické). Schémata základních typů vytvořených matematických modelů jsou znázorněny na obr. 4-1. V základní variantě matematického modelu (obr. 4-1a) bylo uvažováno pouze s neinjektovanou zónou zálivky v kotevní délce táhla. Ve druhém typu modelu (obr. 4-1b) byla modelována injektovaná zóna zálivky v kotevní délce táhla. V poslední variantě (obr. 4-1c) byla modelována jak injektovaná zóna zálivky v kotevní délce táhla, tak neinjektovaná zóna zálivky ve volné délce táhla. Toto geometrické uspořádání představuje v současnosti standardní typ zemní kotvy prováděný v ČR a SR. Rozdíly zde vznikají především ve způsobu provádění tlakové injektáže.



Obr. 4-1 Základní typy sestrojených modelů

Matematické modelování probíhalo v následujících dílčích etapách:

- (a) Rozbor vlivu základních aspektů matematického modelování,
 - Hustota sítě konečných prvků,
 - Typ konečného prvku,
 - Vliv použití kontaktních prvků a jejich smykové pevnosti, residuální smyková pevnost kontaktních prvků,
- (b) Simulace dodatečné vysokotlaké injektáže s využitím objemového přetvoření,
- (c) Simulace progresivního poklesu smykového napětí podél kořene kotvy,
 - Využití funkcionality poklesu smykové pevnosti kontaktních prvků na residuální úroveň,
 - Aplikace pokročilého konstitutivního modelu zahrnujícího změkčování zeminy z vrcholové do kritické smykové pevnosti zeminy,
- (d) Vliv napjatostně – deformačního chování materiálu injektáže,

- Dosažení tahové pevnosti materiálu injektáže,
- Způsob namáhání injektáže – kotvy s tlačným kořenem.

Vzhledem na omezený rozsah je v následujícím textu prezentována problematika simulace progresivního poklesu smykového napětí podél kořene kotvy s využitím pokročilého konstitutivního modelu zahrnujícího změkčování zeminy z vrcholové do kritické smykové pevnosti zeminy. Zároveň je stručně představena také kalibrace hodnot vstupních parametrů pro reálnou zeminu. Kalibrace hodnot parametrů ovlivňujících smykové změkčování byla pro tento materiálový model provedena vůbec poprvé.

4.1 POUŽITÉ KONSTITUTIVNÍ MODELY ZEMIN

V disertační práci byly pro aproximaci chování zemního prostředí použity 2 materiálové modely:

- Mohr – Coulomb model (*MC* model),
- Multilaminate Model for Stiff Soils (*MLSM* model).

MC model je lineárně elastický – perfektně plastický konstitutivní model. Většina materiálových modelů standardně využívaných pro numerické řešení geotechnických úloh nezahrnují větev změkčení („*strain softening*“) pracovního diagramu zeminy. Tím není možné jev progresivního porušování ve výpočtech postihnout. Z tohoto důvodu bylo přistoupeno k využití materiálového modelu *MLSM* (*Schädlich, 2012*), který zahrnuje formulaci vrcholového chování překonsolidovaných zemín. V následujícím textu je prezentován proces kalibrace vstupních parametrů tohoto materiálového modelu pro brněnský neogenní jíł.

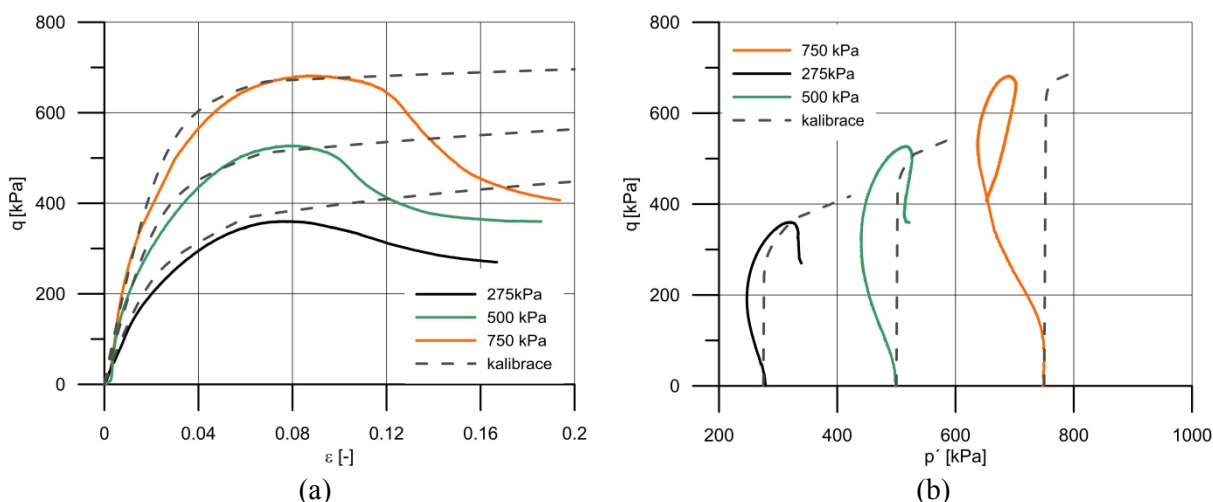
Vstupní parametry ovlivňující zpevnování materiálu byly kalibrovány na úrovni napět'ového bodu s využitím aplikace *SoilTestLab*. Získání parametrů ovlivňujících smykové změkčení není na úrovni napět'ového bodu možné. Lokalizace přetvoření do smykového pásku vytváří uvnitř vzorku nehomogenitu. Je proto nutné modelovat danou zkoušku jako celek. Byly vytvořeny rovinně deformační modely biaxiálního testu a prostorový model triaxiálního testu s reálným rozměrem vzorku. Pro účely kalibrace parametrů pro brněnský neogenní jíł byly použity výsledky tří CIUP triaxiálních zkoušek.

Hodnoty parametrů ovlivňujících zpevnování materiálu jsou uvedeny v tab. 4-1. Význam jednotlivých vstupních parametrů je ozřejměn v textu disertační práce.

Tab. 4-1 Kalibrované hodnoty vstupních parametrů ovlivňujících zpevnování materiálu

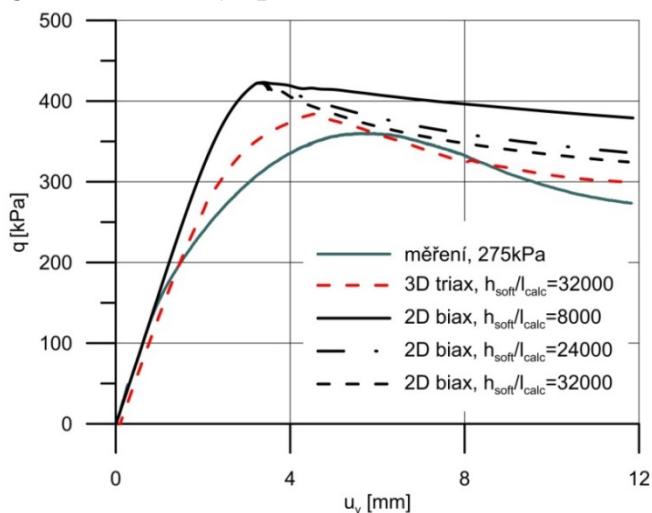
	φ'_{cs} [°]	φ'_e [°]	E_{oed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]	ν_{ur} [-]	A_{mat} [-]	σ'_{nc} [kPa]	p'_{nc} [kPa]	m [-]
Jíl – Brno <i>MLSM</i>	20	16	1200	8000	0.2	15	1800	1000	0.55

Srovnání mezi numerickou simulací na úrovni napět'ového bodu a měřenými daty v podobě $q - \varepsilon_a$ závislostí a efektivních drah napětí je provedeno na obr. 4-2. Jak již bylo zmíněno dříve, změkčování materiálu nemůže být modelováno na úrovni napět'ového bodu. V tomto stupni kalibrace byla proto relevantní pouze ta část výsledků laboratorních zkoušek, kde docházelo ke smykovému zpevnování.



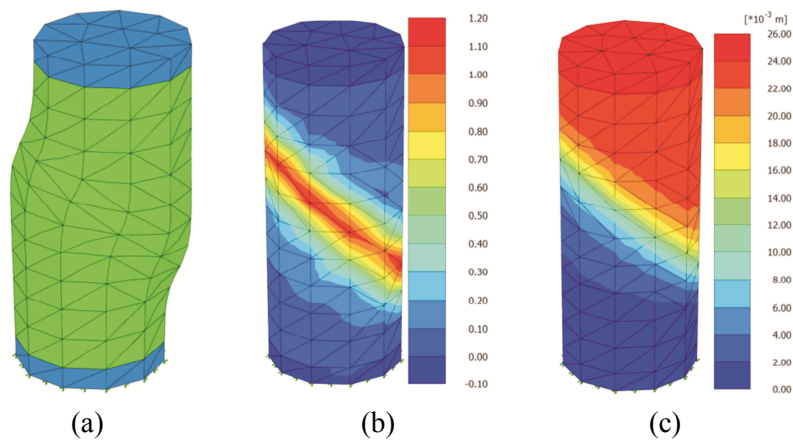
Obr. 4-2 Závislost napětí – poměrná deformace (a) a efektivní dráhy napětí (b)

Změkčování materiálu je v *MLSM* modelu řízeno dvěma parametry: faktorem h_{soft} ovlivňujícím rychlost změkčení pro daný přírůstek poměrného přetvoření a faktorem vnitřní délky l_{cal} určujícím velikost (poloměr) oblasti, ve které dojde k regularizaci poměrného přetvoření. Rychlost změkčování lze řídit poměrem h_{soft}/l_{cal} . Podrobněji je o významu těchto veličin pojednáno v disertační práci. V prvním kroku kalibrace hodnot parametrů změkčení byl vytvořen rovinně deformační model biaxiálního testu a byly provedeny výpočty se třemi různými hodnotami h_{soft}/l_{cal} . Ve druhém kroku bylo přistoupeno k vytvoření 3D modelu konvenční triaxiální zkoušky v programu. Srovnání výsledků výpočtů a výsledku triaxiální zkoušky se $\sigma_3 = 275 \text{ kPa}$ je provedeno na obr. 4-3.



Obr. 4-3 Kalibrace parametrů ovlivňujících smykové změkčení materiálu

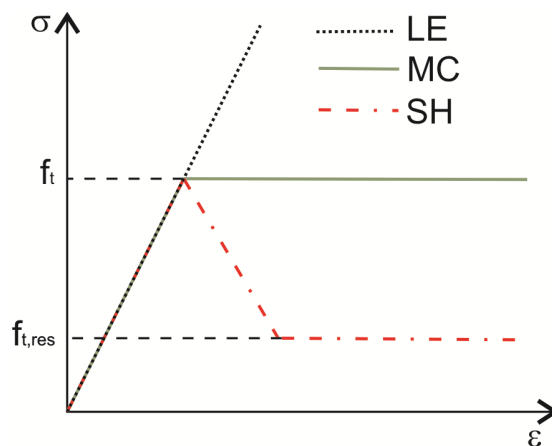
Ze srovnání je patrné, že rychlost změkčování roste s rostoucím poměrem h_{soft}/l_{cal} . Výsledky z výpočtů s 3D modelem triaxiální zkoušky odpovídají měřením více, než výsledky z 2D modelů biaxiální zkoušky. Pro výpočet okrajové úlohy zemní kotvy byl proto použit poměr $h_{soft}/l_{calc} = 32000$. Výsledek jedné ze simulací triaxiální zkoušky je znázorněn na obr. 4-4. Je zde dobře patrná koncentrace poměrné smykové deformace do smykového pásku.



Obr. 4-4 3D simulace triaxiální zkoušky – deformovaná síť prvků (a), smykové poměrné deformace (b), celkové deformace (c)

4.2 POUŽITÉ KONSTITUTIVNÍ MODELY PRO MATERIÁL INJEKTÁŽE

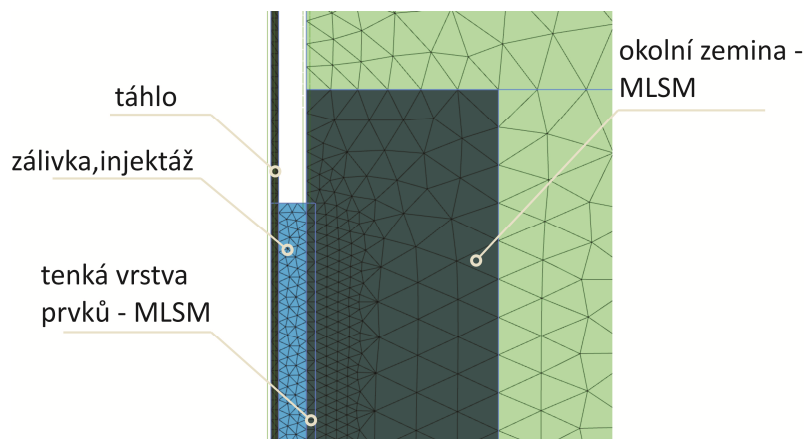
Otázka vhodné volby konstitutivního modelu pro strukturní prvky bývá v matematických modelech geotechnických konstrukcí často opomíjena. Pro aproximaci chování materiálu těchto prvků se v naprosté většině používá lineárně elastický konstitutivní model (*LE*) a to jak pro osově, tak ohybem namáhané prvky. Je zřejmé, že při použití *LE* modelu nemůže dojít k poruše a materiál si navíc zachovává konstantní tuhost bez ohledu na úroveň přetvoření. Určitým krokem vpřed je použití *MC* modelu, ve kterém lze ohraničit tahovou pevnost materiálu (tzv. „tension cut off“ - *TCO*). Po dosažení této hranice však dochází k okamžitému poklesu modulu pružnosti na nulovou hodnotu a zároveň je napětí v materiálu za předpokladu dalšího zatěžování rovné hodnotě *TCO*. Aproximace chování je tedy u obou modelů značně zjednodušená. Z tohoto důvodu bylo v disertační práci přistoupeno k aplikaci nového konstitutivního modelu (*SH*) primárně vyvíjeného pro ostění tunelových staveb ze stříkaného betonu (*Schädlich, Schweiger, 2014*). Výhodou tohoto modelu je zahrnutí tahového změkčení, tedy poklesu napětí po dosažení tahové pevnosti. Pokles tahového napětí je ve skutečnosti spojen s inicializací a šířením tahových trhlin. Schematicky je rozdíl všech tří alternativ znázorněn na obr. 4-5.



Obr. 4-5 Odezva materiálu při tahovém zatížení

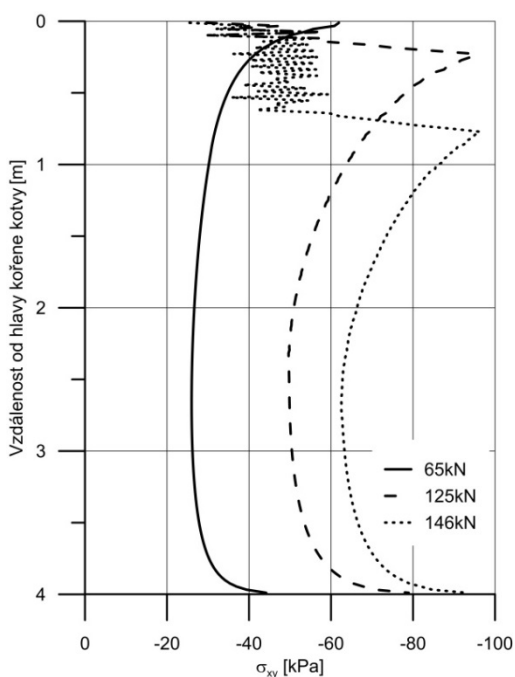
4.3 PROGRESIVNÍ POKLES SMYKOVÉHO NAPĚTÍ S VYUŽITÍM *MLSM* MODELU

Z důvodu vysoké časové náročnosti výpočtů bylo v úvodním modelu uvažováno s následujícími úpravami: použití 6 - uzlových prvků; volná délka kotvy byla redukována na 2 m; délka kořene kotvy: 4 m. *MLSM* model byl dále použit pouze v zóně s poloměrem 0,5 m od osy kotvy (dále jen oblast nahrazení). Byla provedena parametrická studie s cílem ověřit, že poloměr nahrazení je dostatečný a má minimální vliv na výsledky. Mimo oblast nahrazení byl použit standardní MC model.

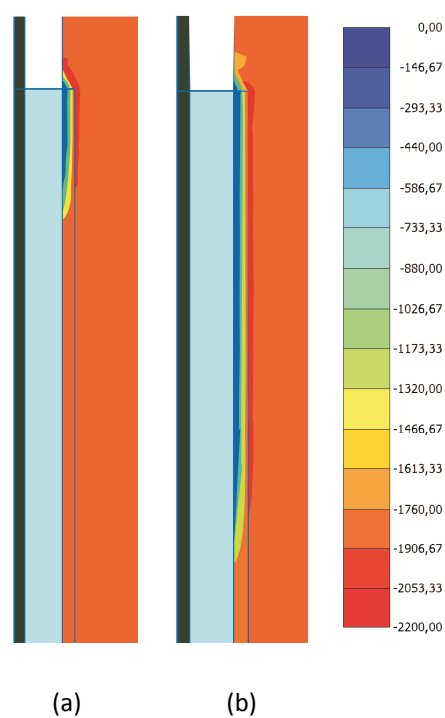


Obr. 4-6 Detail modelu v části přechodu mezi volnou a kořenovou délkou

Průběh smykového napětí podél kořene pro tři různé úrovně zatížení je znázorněn na obr. 4-7.



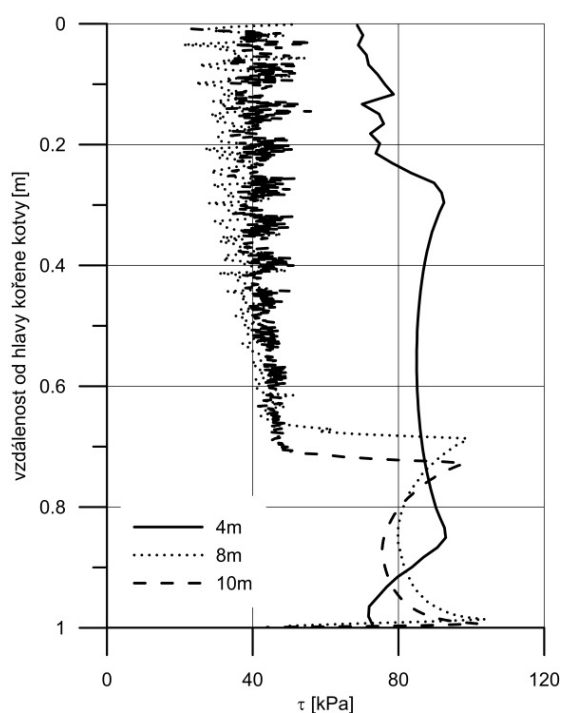
Obr. 4-7 Průběh smykového napětí podél kořene kotvy pro 3 různé úrovně zatížení



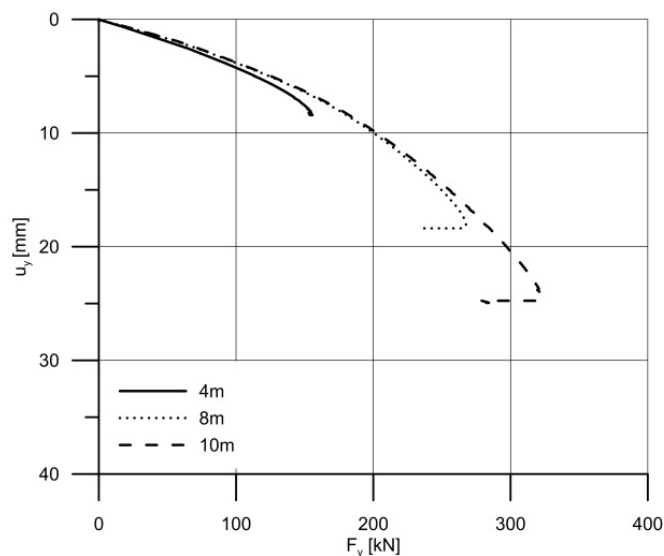
Obr. 4-8 Progresivní pokles napětí σ'_{nc} (kPa) na jedné z integračních rovin pro úrovně zatížení 125 kN (a) a 146 kN (b)

Z grafu je zřejmé, že s narůstající úrovní zatížení dochází k povrcholovému změkčování – po dosažení vrcholové hodnoty klesá smykové napětí na residuální úroveň. Se zvyšujícím se zatížením roste délka úseku v residuálním stavu. Šíření progresivní poruchy je dobře patrné z poklesu překonsolidačního napětí σ_{nc} na jedné z integračních rovin podél kořene kotvy (obr. 4-8). Tento parametr řídí polohu objemové plochy plasticity, v průběhu zatěžování dochází k jeho poklesu z počáteční vstupní hodnoty 1800 kPa.

Dále byla provedena parametrická studie pro různé kořenové délky $l_k = 4; 8; 10\text{ m}$. Cílem bylo analyzovat, jak se povrcholový pokles smykového napětí projeví na výsledných mezních silách a efektivitě využití kořene kotev. Na obr. 4-9 jsou znázorněny průběhy smykových napětí v závislosti na relativní vzdálenosti od hlavy kořene kotvy v kroku, kdy bylo dosaženo mezní síly. Pracovní diagramy všech variant jsou pak znázorněny na obr. 4-10.



Obr. 4-9 Redistribuce smykového napětí vztahena na relativní vzdálenost od hlavy kořene kotvy



Obr. 4-10 Pracovní diagramy

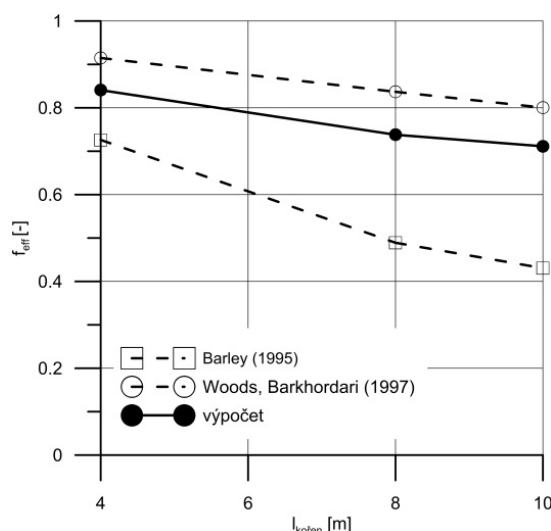
Při $l_k = 4,0\text{ m}$ došlo k inicializaci změkčování jenom v prvních cca 30 % kořene, a navíc nebylo dosaženo smykové pevnosti v kritickém stavu. Ve zbylých dvou variantách pak délka kořene v residuálním stavu výrazně roste (65 % resp. 72 %). Podrobné výsledky, výpočet koeficientů efektivity a jejich srovnání je uvedeno v tab. 4-2 a v grafu na obr. 4-11. Z dat je zřejmý pokles součinitele efektivity f_{eff} a také průměrného smykového napětí τ_{avg} . Vypočítané hodnoty f_{eff} jsou vyšší, než hodnoty získané empirickým vztahem podle *Barley (1995)*. Tento vztah však byl odvozován majoritně ze zatěžovacích zkoušek v Londýnských jílech. Aktuální hodnota součinitele efektivity je závislá především od poměru vrcholové a kritické

smykové pevnosti. *MLSM* model také nezohledňuje pokles smykové pevnosti na residuální úroveň.

Tab. 4-2 Podrobné výsledky výpočtu s různými l_k

l_k [m]	F_{max} [kN]	F_{ult} [kN]	f_{eff} [-]	$f_{eff,Woods}$ [-]	$f_{eff,Barley}$ [-]	τ_{avg} [kPa]
4	152,45	181,33	0,84	0,91	0,73	77,77
8	267,61	362,67	0,74	0,84	0,49	68,26
10	322,44	453,33	0,71	0,80	0,43	65,79

F_{max} – mezní síla získaná výpočtem; F_{ult} – teoretická maximální síla vypočtená za předpokladu mobilizace vrcholového smykového napětí podél celé kořenové délky (bez povrchového poklesu); f_{eff} – koeficient efektivity vypočtený jako poměr mezi F_{max} a F_{ult} ; $f_{eff,Woods}$ – koeficient efektivity podle *Woods and Barkhordari (1997)*; $f_{eff,Barley}$ – koeficient efektivity podle *Barley (1995)* pro soudržné zeminy; τ_{avg} – vypočtené průměrné smykové napětí



Obr. 4-11 Součinitelé efektivity

Po verifikaci možnosti aplikace *MLSM* pro účely modelování progresivního porušování zemních kotev bylo přistoupeno ke zpětné analýze reálné zatěžovací zkoušky zemní kotvy zhotovené v brněnských neogenních jílech (*Mišove, 1984*).

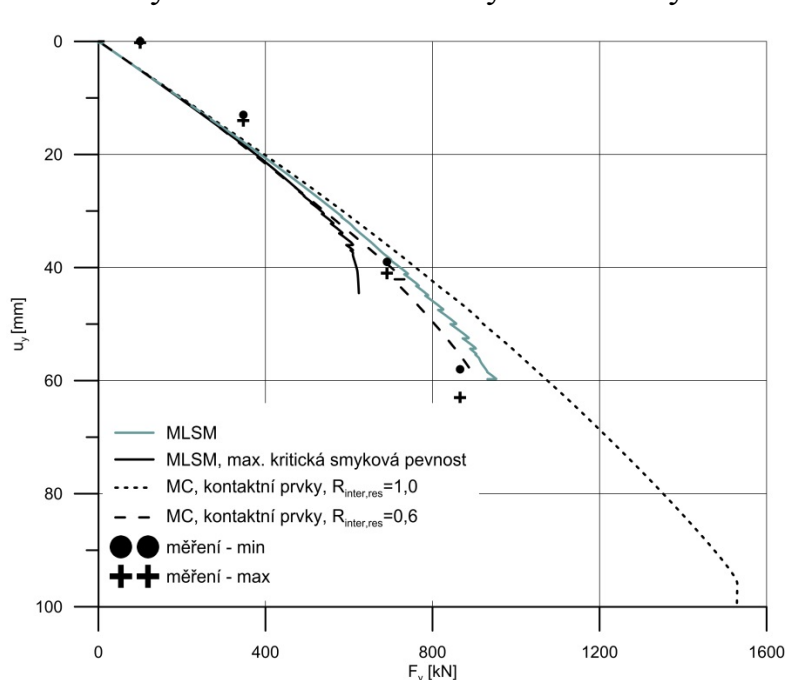
Kromě výpočtu se standardní verzi *MLSM* modelu byly provedeny tři další doplňkové výpočty:

- Výpočet s kontaktními prvky, *MC* modelem a vrcholovými parametry smykové pevnosti. Nebyl umožněn pokles smykové pevnosti kontaktních prvků na residuální úroveň. Tento výpočet představuje situaci, kdy je podél celé kořenové délky mobilizována vrcholová smyková pevnost.
- Výpočet s kontaktními prvky, *MC* modelem, vrcholovými parametry smykové pevnosti. Byl umožněn pokles smykové pevnosti kontaktních prvků na residuální hodnotu. Redukce smykové pevnosti kontaktních prvků

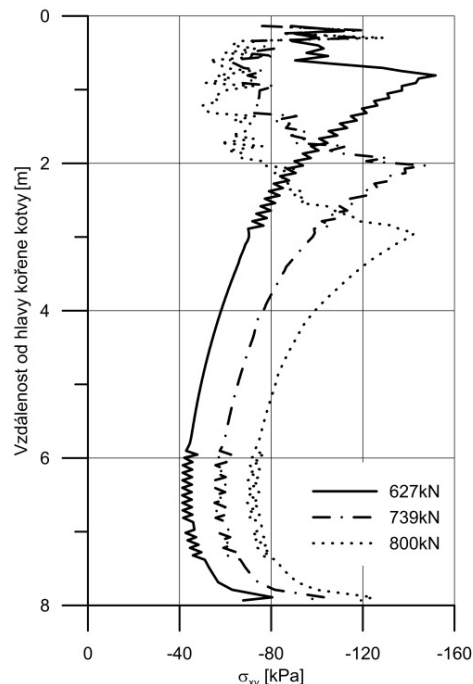
představuje alternativu k použití *MLSM* modelu. Tato možnost je podrobně analyzována v disertační práci.

- Výpočet s *MLSM* modelem bez možnosti dosažení vrcholové smykové pevnosti, maximální smykové napětí je rovno smykové pevnosti v kritickém stavu.

Na obr. 4-12 je znázorněno srovnání vypočtených pracovních diagramů pro všechny zvažované alternativy a naměřených hodnot.



Obr. 4-12 Pracovní diagramy typové zatěžovací zkoušky – měření versus výpočet



Obr. 4-13 Průběhy smykového napětí – *MLSM* model

Výpočet s *MC* modelem v kombinaci s vrcholovými hodnotami smykové pevnosti vede k výraznému nadhodnocení mezní síly. Na druhé straně, výpočet s *MLSM* modelem bez možnosti dosažení Hvorslevovy plochy vrcholové smykové pevnosti (maximální hodnota smykového napětí je dána kritickým úhlem vnitřního tření) vede k výpočtu mezní síly, která je dokonce menší, než síla při třetí zatěžovací stupni provedené zkoušky. Nejlepší shody s měřením je dosaženo při využití *MLSM* modelu s povrchové poklesem smykového napětí a s modelem zahrnujícím pokles smykové pevnosti kontaktních prvků na residuální hodnotu.

Redistribuce kontaktního smykového napětí na plášti kořene kotvy pro výpočet s *MLSM* modelem je pro tři různé úrovně zatížení znázorněna na obr. 4-13. Po dosažení vrcholové smykové pevnosti (150 kPa) docházelo k iniciaci smykového změkčení a k poklesu smykového napětí. Při úrovni zatížení 739 kN byly první dva metry kořene kotvy ve fázi povrchového smykového změkčování.

5 EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ KOTEV

5.1 POPIS ZHOTOVENÝCH KOTEV

V rámci experimentálního měření kotev bylo ve dvou etapách zhotoveno a odzkoušeno celkem 6 zemních kotev – 5 kotev bylo ve standardním uspořádání, jedna kotva byla typu SBMA („*Single Bore Multiple Anchor*“). Základní geometrické charakteristiky zhotovených kotev jsou uvedeny v tabulce tab. 5-1. Program experimentální měření je součástí výzkumného projektu FR-TI4/329 (Výzkum a Vývoj - Tvorba aplikačního systému pro návrh a posouzení zemních a horninových kotev, včetně vývoje monitorovacích prvků). Autor disertační práce je členem řešitelského kolektivu tohoto projektu.

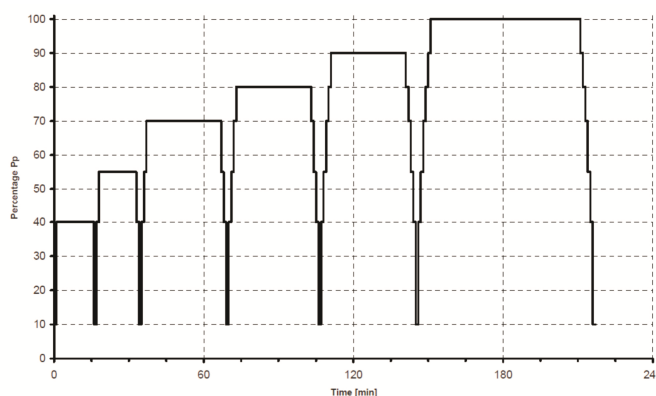
Tab. 5-1 Vlastnosti zkoušených kotev

	ID	Počet lan ϕ 15,7/1860	Manipulační délka [m]	Volná délka [m]	Kořenová délka [m]	Celková délka [m]
Etapa I	I-A1	6	2,0	5,0	6,0	13,0
	I-A2	6	2,0	5,0	6,0	13,0
Etapa II	II-B	5	2,0	5,0	8,0	15,0
	II-C1	7	2,0	5,0	10,0	17,0
	II-C2*	7	2,0	5,0	10,0	17,0
	III (SBMA)		2,0	-	2x3,0	-

*kotva určená pro dlouhodobé měření

5.2 ZKUŠEBNÍ POSTUP

Na všech kotvách byly provedeny typové zatěžovací zkoušky podle *EN 1537*, při kterých byl aplikován zkušební postup 1 podle *EN ISO 22477-5*. Schematicky je zkušební postup znázorněn na obr. 5-1.



Obr. 5-1 Zkušební postup 1 (převzato z *EN ISO 22477-5*)

5.3 INSTRUMENTACE KOTEV

Základní monitoring zatěžovacích zkoušek se skládal z měření posunů v hlavě kotvy a velikosti předpínací síly. Měření posunů v případě standardních kotev bylo prováděno pomocí LVDT snímačů. Síla byla měřena hydraulickým dynamometrem.

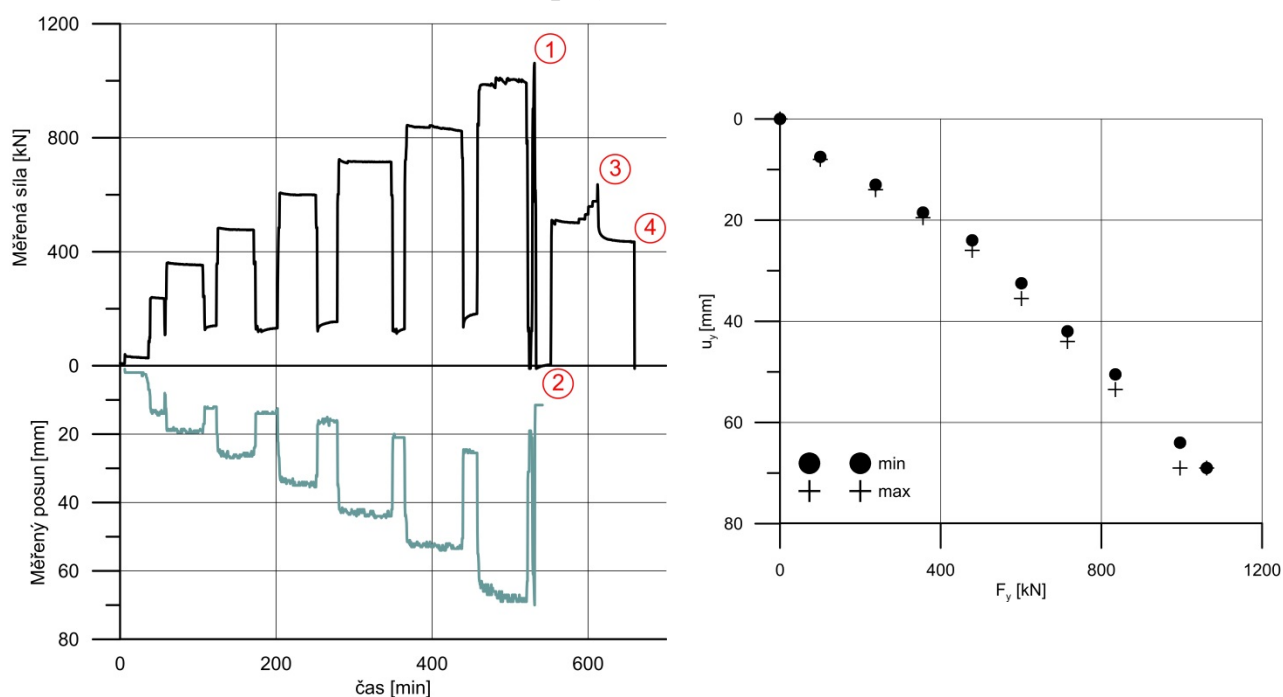
Cílem podrobného monitoringu bylo:

1. Změřit průběh tahové síly v táhle kotvy, a na základě jejího poklesu nepřímo odvodit průběh smykového napětí podél kořene kotvy. K tomuto účelu byly využity fóliové odporové tenzometry a magnetoelastické dynamometry.
2. Měření napjatosti v zálivce. K tomuto účelu byly využity strunové tenzometrické snímače a fóliové odporové tenzometry připevněné na tenkých PVC páscích.

5.4 VÝSLEDKY MĚŘENÍ

5.4.1 Základní monitoring

Příklad vyhodnocení základního monitoringu standardní kotvy (kotva II-C1) je proveden na obr. 5-2 ve formě časové závislosti měřené síly resp. posunů v hlavě kotvy a ve formě pracovního diagramu (počáteční a ustálená – maximální dosažená deformace v daném zatěžovacím stupni).



Obr. 5-2 Výsledky základního monitoringu - kotva II-C1

V případě kotev zatížených až do mezní síly byl pozorován principiálně stejný průběh porušení. Po dosažení maximální předpínací síly (bod 1 v grafech) následoval rychlý – neřízený pokles síly (tlaku v hydraulickém obvodu) doprovázený zřetelnou (okem viditelnou) vertikální deformací tělesa kotvy (zálivky). Po úplném odtížení kotvy (bod 2) bylo přistoupeno k opětovnému zvyšování předpínací síly. Při úrovni předpínací síly cca 50-55 % původní

(vrcholové) mezní síly již nebylo možné dosáhnout vyšší úrovně zatížení (bod 3). Udržování této úrovně zatížení bylo opět doprovázeno významnou vertikální deformací tělesa kotvy. V poslední etapě (bod 4) bylo udržování síly formou nepřetržitého zvedání pístu hydraulického válce přerušeno a byla stanovena residuální (stabilní) mezní síla. Z pozorování plynou dva důležité závěry:

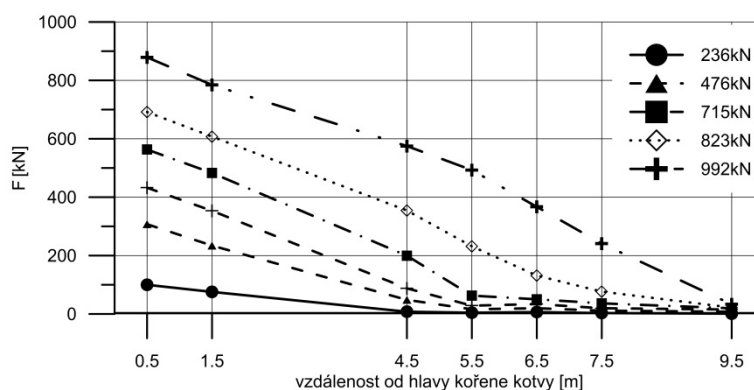
1. Kolaps kotvy byl způsoben porušením rozhraní zemina – injektáž.

2. Významný rozdíl mezi maximální (bod 1) a residuální (bod 4) předpínací silou potvrzuje, že v průběhu zatěžování dochází k progresivnímu poklesu smykového napětí podél kořene kotvy.

5.4.2 Rozšířený monitoring

Měření stavu napjatosti v táhle

Na obr. 5-3 jsou vykresleny výsledky měření pro kotvu II-C1 v 5 zatěžovacích stupních.

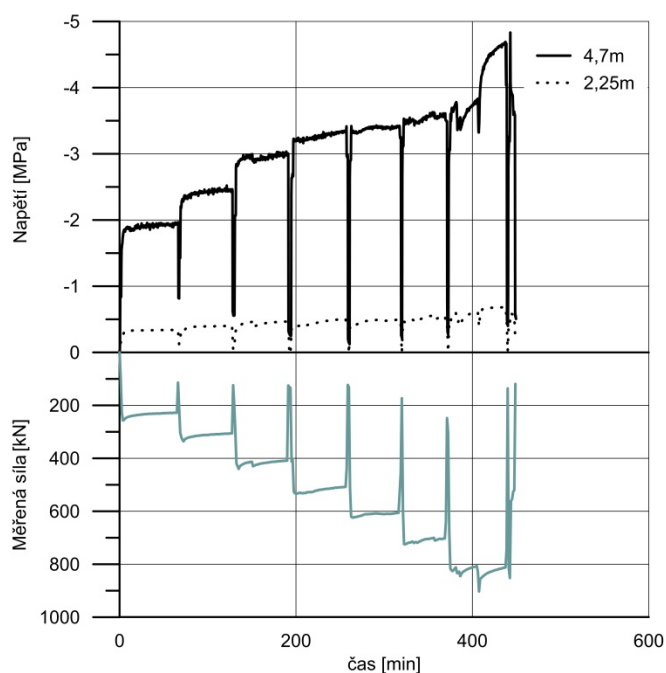


Obr. 5-3 Měření stavu napjatosti v táhle, kotva II-C1

Do úrovně zatížení 715 kN (cca 70 % únosnosti) je veškeré zatížení přenášeno na prvních 5,5 m kořene kotvy. Zbylá část kořenové délky zůstává nevyužita. To jenom dokládá nutnost podrobnější analýzy těchto prvků.

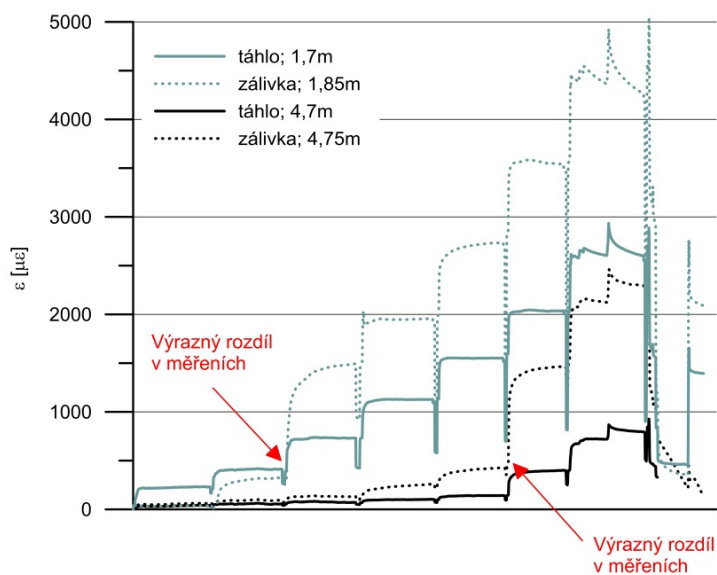
Měření stavu napjatosti v zálivce

V neinjektované zóně dochází k tlakovému namáhání zálivky. Vyhodnocení dat z těchto snímačů je založeno na předpokladu elastického chování materiálu v tlakovém oboru napětí (není dosažena tlaková pevnost). Strunové tenzometry byly v neinjektovaných zónách zálivky osazeny v případě kotev I-A1 3,85 m od začátku volné délky a I-A2 2,25 m a 4,7 m od začátku volné délky. Vyhodnocení pro kotvu I-A2 je znázorněno na obr. 5-4. Podle očekávání se tlakové napětí v zálivce zvyšuje s blížícím se bodem přechodu z volné do kotevní délky táhla. Tlakové napětí je pod hodnotami laboratorně zjištěných pevností v prostém tlaku. Pružné chování zálivky v tlaku dokládá také změna napětí v průběhu odlehčování, kdy měřené poměrné přetvoření klesá na téměř nulové hodnoty. Obdobné chování bylo zaznamenáno také v případě snímače v kotvě I-A1.



Obr. 5-4 Měření stavu napjatosti v neinjektované zóně zálivky

Vyhodnocení měření v injektované zóně zálivky je znázorněno na obr. 5-5. V grafu je kromě výsledků měření snímače umístěného v injektáži znázorněno také měření z nejbližšího odporového tenzometru na táhle. Je zřejmé, že od určité hodnoty poměrného přetvoření (cca $400 \mu\epsilon$) dochází ke skokovému nárůstu rozdílu měření. Vznik těchto rozdílů je přisuzován právě iniciaci trhliny v místě snímače. Poměrné přetvoření $400 \mu\epsilon$ odpovídá napětí – tahové pevnosti 4,58 MPa. *Barley (1997)* udává pro cementové injektáže tahovou pevnost v rozmezí 2,9 až 3,7 MPa. Podrobněji je o problematice měření v injektované zóně zálivky pojednáno v textu disertační práce.



Obr. 5-5 Kotva I-A2, srovnání tenzometrických měření na táhle a v injektáži (vzdálenost 1,7/1,85 m a 4,7/4,75 m)

6 VÝVOJ PROGRAMOVÉ APLIKACE PRO PRAKTICKÝ NÁVRH PŘEDEPJTÝCH ZEMNÍCH KOTEV

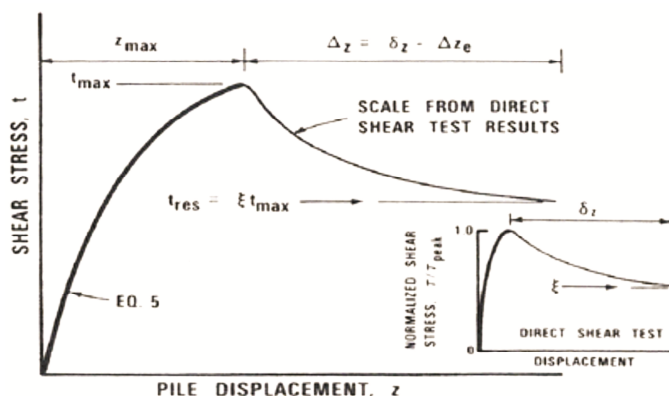
Analýzy s využitím metody konečných prvků (kap. 4 a výsledky experimentálních měření (kap. 5) poukázaly na skutečnost, že zjednodušené stanovení únosnosti zemních kotev za předpokladu rovnoměrné mobilizace kontaktního smykového napětí podél kořene kotvy není reálné. Předmětem následující kapitoly je popis vytvořené programové aplikace pro praktický návrh předepjatých zemních kotev, za pomoci které by bylo možné zahrnout do stanovení únosnosti zemní kotvy následující dílčí faktory:

1. Vliv progresivního poklesu plášťového tření směrem ke kritické a residuální hodnotě smykové pevnosti,
2. Vliv dodatečné vysokotlaké injektáže,
3. Snížení tuhosti systému táhlo – injektáž v důsledku vzniku tahových trhlin v materiálu injektáže,
4. Stanovení hodnot vstupních parametrů výpočtu na základě standardních laboratorních zkoušek.

6.1 ZÁKLADNÍ TEORETICKÉ PRINCIPY

Vytvořená programová aplikace vychází z metody stanovující funkci, která popisuje přenos zatížení rozhraním konstrukce – zemina v závislosti na relativním pohybu těchto dvou celků a okolním radiálním napětí („load transfer function“). Tento postup, někdy označován také jako T-Z nebo S-Z metoda, byl poprvé prezentován v publikacích *Coyle, Reese (1966)*; *Coyle, Sulaiman, (1967)*.

Častým argumentem v souvislosti s t-z metodou je nutnost stanovení t-z závislosti zpětnou analýzou zatěžovací zkoušky. *Kraft et al. (1981)* vytvořil a verifikoval postup, jak stanovit t-z závislosti teoreticky, v kombinaci s výsledky laboratorních zkoušek. T-z závislost (obr. 6-1) rozdělil na část před dosažením vrcholové hodnoty smykové pevnosti – smykové zpevnování (dále jen část A) a část poklesu smykového napětí směrem ke kritickému stavu, alternativně až k residuální hodnotě – smykové změkčování (dále jen část B).

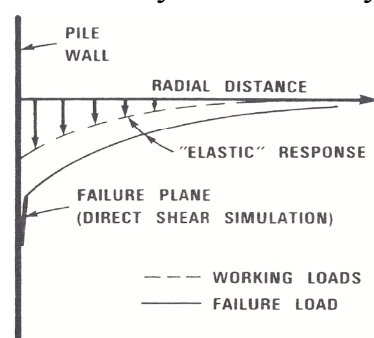


Obr. 6-1 Rozdělení t-z závislosti na úsek zpevnování (část A) a úsek změkčení (část B) (převzato z *Kraft et al., 1981*)

Nelineární závislost mezi smykovým napětím τ a vertikální deformací z_s - část A t-z křivky je řízena následujícím vztahem:

$$z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G_i} \ln \left(\frac{\frac{r_m}{r_0} - \frac{\tau_0 R_f}{\tau_{max}}}{1 - \frac{\tau_0 R_f}{\tau_{max}}} \right) \quad (6-1)$$

V části B t-z závislosti dochází k povrcholovému poklesu smykového napětí. Veškerá poměrná smyková deformace se koncentruje (lokalizuje) do tenkého pásku (tzv. „shear band“) podél kořene kotvy. *Kraft et al. (1981)* využil předpokladu, že v důsledku lokalizace deformace do tenkého pásku podél osově namáhaného prvku (obr. 6-2) je část B t-z závislosti do jisté míry nezávislá na okolním zemním prostředí. S určitou mírou přesnosti ji tedy lze přímo převzít z výsledku vhodné laboratorní zkoušky (např. z krabicové smykové zkoušky).



Obr. 6-2 Lokalizace deformace do tenkého smykového pásku podél pláště piloty při vyšších úrovních zatížení a doprovodné odtížení okolního materiálu (převzato z *Kraft et al., 1981*)

Při překročení tahové pevnosti materiálu injektované zóny zálivky jsou v programové aplikaci k dispozici tři alternativní postupy:

- Zanedbání injektáže v průřezové ploše kořene po dosažení její tahové pevnosti,
- Tahové zpevnování podle *CEB-FIP Model Code*,
- Tahové zpevnování podle *ACI 318*.

Vliv VTI je ve vytvořené aplikaci zahrnut ve třech dílčích rovinách:

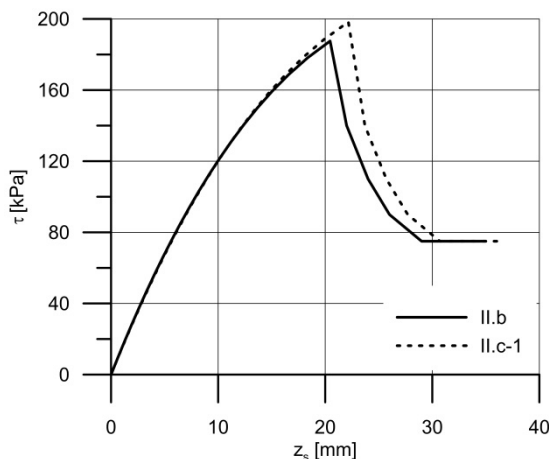
- Nárůst radiálního napětí v důsledku zvětšení objemu kořene. Zvýšené radiální napětí je možné vypočítat s využitím dvou vztahů vycházejících z teorie expanze válcových dutin (*Randolph et al., 1979; Yu, Houlsby, 1991*).
- Zvětšení průměru kořene.
- Pokles radiálního napětí v důsledku konsolidace injektáže.

6.2 VERIFIKACE APLIKACE

Verifikace programu byla provedena formou 4 případových studií. V prvních třech studiích byly analyzovány typové zatěžovací zkoušky kotev zhotovených v brněnských neogenních jílech v lokalitách Brno – Holubice, Brno – Sono centrum a Brno – Arboretum. Čtvrtá případová studie byla provedena na typových zatěžovacích zkouškách realizovaných v rámci stavby Optimalizace traťového úseku

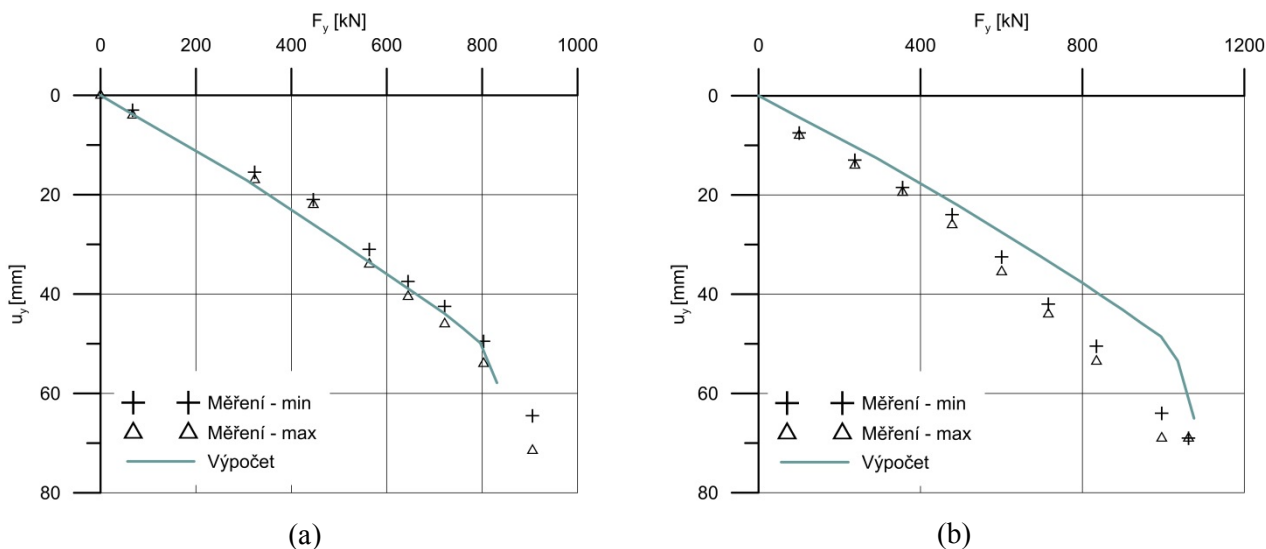
Krasíkov – Česká Třebová. Zde je prezentována pouze zpětná analýza vlastních zatěžovacích zkoušek (lokalita Brno – Arboretum). Ostatní studie lze dohledat ve vlastním textu disertační práce.

V rámci lokality Brno – Arboretum byly analyzovány dvě kotvy II.b ($l_k = 8\text{ m}$) a II.c-1 ($l_k = 10\text{ m}$). Geometrické charakteristiky kotev jsou uvedeny v kap. 5.1. Ve srovnání se vstupními parametry pro první případovou studii se změnila neodvodněná smyková pevnost (vztažena ke středu kořene kotvy) a hodnoty parametrů injektáže (kotva II.b byla injektována jednou, u kotvy II.c-1 byla provedena jedna reinjektáž). Sestavené t - z závislosti pro střed kořene kotvy jsou znázorněny na obr. 6-3.



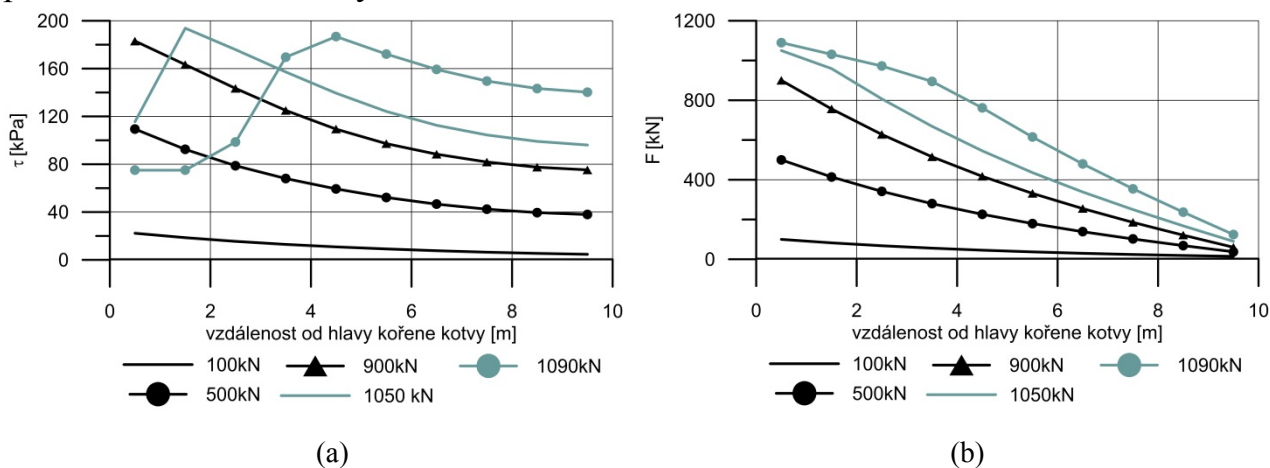
Obr. 6-3 Sestavené t - z závislosti pro obě analyzované kotvy

V případě kotvy II.c-1 je maximální hodnota smykového napětí vyšší. Je to způsobeno vyšší hodnotou neodvodněné smykové pevnosti (střed kořene je v hloubce o 2 m větší) a také je zde faktor vyšší spotřeby směsi v důsledku reinjektáže. Srovnání naměřených a vypočítaných pracovních diagramů je provedeno na obr. 6-4.



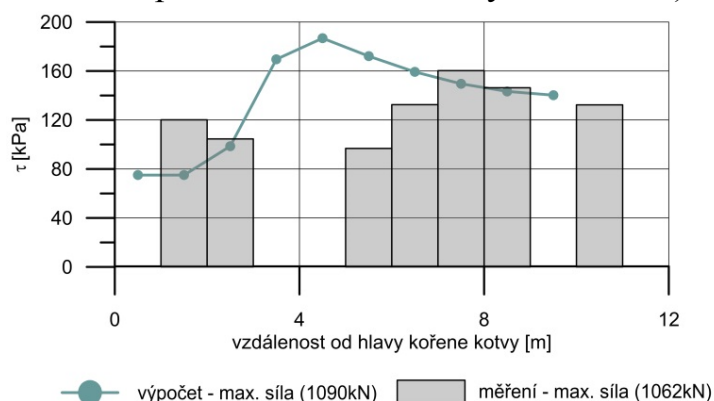
Obr. 6-4 Pracovní diagram kořene kotvy – měření versus výpočet pro zemní kotvu II.b (a) a II.c-1 (b)

Vypočtený pracovní diagram kotvy II.b odpovídá naměřenému trendu s vysokou přesností. V případě kotvy II.c-1 jsou vypočtené hodnoty posunutí ve druhé polovině pracovního diagramu nižší, než naměřené. Rozdíl ve vypočtené a naměřené mezní síle je minimální. Pro kotvu II.c-1 jsou na obr. 6-5 znázorněny průběhy smykových napětí resp. osově síly podél kořene kotvy pro vybrané stupně zatížení. Opět se potvrdilo, že iniciace a následná progresse povrchového poklesu smykového napětí má rozhodující vliv na dosaženou únosnost. Hloubka dosahu poklesu smykového napětí je při maximální úrovni zatížení až 4,75 m, což je téměř polovina kořenové délky.



Obr. 6-5 Redistribuce smykového napětí (a) a osově síly (b) podél kořene kotvy pro různé stupně zatížení

Pro kotvu II.c-1 (jako kotvu s nejdelší kořenovou částí) byl dále proveden pokus srovnat redistribuci měřeného a vypočteného smykového napětí pro poslední zatěžovací stupeň (obr. 6-6). Z měření je dobře patrný vrcholový průběh smykového napětí. Ve srovnání s výpočtem je působiště vrcholového napětí posunuto o cca 1,75 až 2,25 m. Průměrná hodnota vrcholového smykového napětí (160 kPa) je o cca 12 % nižší. Opět zde ale platí, že z měření odvozená hodnota 160 kPa je průměrná hodnota smykového napětí na úseku mezi tenzometry (1 m, v úseku mezi 2 a 4 m došlo k poruše 2 tenzometrických snímačů).



Obr. 6-6 Srovnání působícího smykového napětí podél kořene kotvy

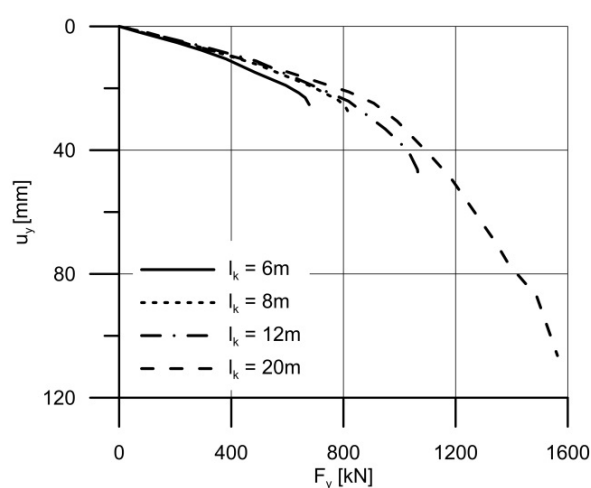
6.3 ANALÝZA DÍLČÍCH FAKTORŮ

V disertační práci je analyzován vliv řady faktorů (vrcholový úhel vnitřního tření φ_p , vrcholová hodnota koheze c_p , neodvodněná smyková pevnost c_u , poloměr zóny ovlivnění r_m , redukce tuhosti materiálu zálivky (injektáže) vlivem vzniku trhlin, tahová pevnost materiálu injektáže f_t , délka kořene l_k , vliv injektáže, konsolidace injektáže). Zde je prezentována pouze studie vlivu faktoru délky kořene l_k .

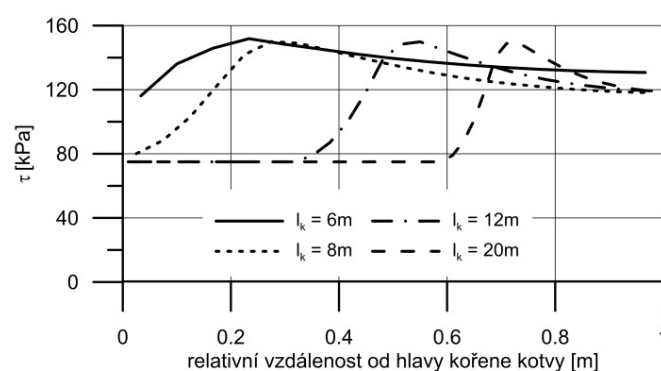
Variantně byly únosnosti vypočteny pro čtyři různé kořenové délky (tab. 6-1). Teoretická únosnost F_{ult} byla stanovena za předpokladu současné mobilizace vrcholového smykového napětí po celé délce kořene kotvy. Poměr mezi reálnou únosností F_{max} a teoretickou mezní silou F_{ult} udává koeficient efektivity f_{eff} využití kořene kotvy. Hodnota l_{res} udává délku úseku kořene, ve které došlo k povrchovému snižování smykového napětí. S rostoucí délkou kořene koeficient efektivity f_{eff} v důsledku šíření progresivní poruchy (nárůst l_{res}) významně klesá. Pracovní diagramy a závislosti mobilizovaného smykového napětí vzhledem na relativní polohu od hlavy kořene kotvy jsou znázorněny na obr. 6-7.

Tab. 6-1 Výsledky parametrické studie - změna kořenové délky l_k

l_k [m]	n_{seg} [-]	l_{seg} [m]	F_{ult} [kN]	F_{max} [kN]	f_{eff} [-]	l_{res} [m]
6	6	0.4	740,8	677,8	0,91	1,0
8	8		987,7	822,3	0,83	1,8
12	12		1481,6	1069,6	0,72	6,2
20	50		2469,3	1563,2	0,63	14,2



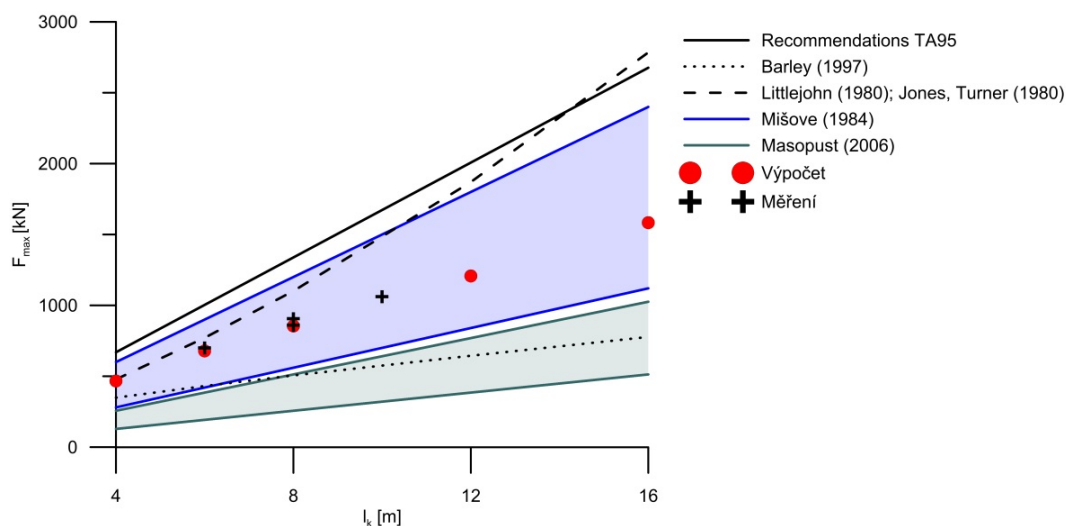
(a)



(b)

Obr. 6-7 Vliv změny délky kořene na pracovní diagram (a) a redistribuci smykového napětí při maximální síle (b)

Mezní síly vypočtené pro různé kořenové délky byly dále srovnány s vybranými empirickými, semi-empirickými návrhovými postupy a s výsledky experimentálních měření (obr. 6-8).



Obr. 6-8 Výsledky parametrické studie

Vypočtené mezní síly se nacházejí přibližně ve středu intervalu doporučeného *Mišovcem (1984)*. Použití vztahů podle *Recommandations T.A. 95* a *Littlejohn (1980)* vede při větších kořenových délkách k výraznému nadhodnocení únosnosti, protože tyto vztahy nezohledňují nerovnoměrnou mobilizaci smykového napětí. Vztah podle *Barley (1997)* naopak únosnost podhodnocuje. Je to pravděpodobně dáno použitím empirického vztahu pro výpočet koeficientu efektivity f_{eff} , který byl odvozen primárně ze zkoušek realizovaných v prostředí Londýnských jíílů. Aplikace tohoto vztahu pro případ brněnských neogenních jíílů se zdá být příliš konzervativní. To ostatně dokládají také výsledky výpočtů s využitím MKP. Jako konzervativní vychází ve srovnání s výpočtem a měřením také použití hodnot z *Masopust (2004)*.

7 ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE

Návrh zemních kotev je v současnosti prováděn zjednodušenými postupy, se zanedbáním vlivu řady důležitých faktorů. Výstup těchto postupů je obvykle omezen pouze na mezní sílu - odpor zemní kotvy proti vytržení. Zhodnocení stávajících metod navíc poukázalo na značný rozptyl v dosažených výsledcích. Tyto skutečnosti vedly k potřebě podrobné analýzy dílčích ovlivňujících faktorů a k vytvoření postupu pro přesnější návrh těchto prvků v kombinaci s obdržením většího rozsahu výpočetních výstupů (pracovní diagram, průběh smykového napětí podél kořene, průběh poklesu síly v kotevní délce táhla, stav napjatosti v zálivce atd.). V disertační práci jsou analyzovány celkem tři důležité faktory: vysokotlaká injektáž, progresivní pokles smykového napětí na plášti kořene kotvy a namáhání zálivky spojené se vznikem tahových trhlin.

Pro řešení disertační práce byla nejdříve využita metoda konečných prvků. Z těchto analýz lze vyvodit následující závěry:

- Zahrnutí vlivu dodatečné vysokotlaké injektáže bylo rozčleněno do třech dílčích rovin: zvětšení průměrů, zvýšení radiálního napětí zvětšením objemu kořene a jeho následné snížení vlivem konsolidace injektáže. Zahrnutí prvních dvou

resp. všech třech dílčích faktorů vedlo k podstatnému zvýšení přesnosti predikce jak mezní síly, tak napjatostně deformačního chování zemní kotvy.

- Progresivní porušování kořene zemní kotvy, kdy po dosažení vrcholové smykové pevnosti rozhraní injektáž – zemina dochází k prudké redukci smykového napětí, má významný vliv na únosnost kotev s kořeny větších délek ($l_k > 10 m$). Pro numerickou analýzu tohoto jevu není možné použít standardní materiálové modely obvykle zahrnující pouze zpevňování zeminy. Z tohoto důvodu byl využit konstitutivní model *Multilaminate Constitutive Model for Stiff Soils – MLSM* (Schädlich, 2012) zahrnující povrcholové regularizované smykové změkčování směrem ke kritické smykové pevnosti zeminy. Vstupní parametry materiálového modelu byly kalibrovány pro brněnský neogenní jíl s ohlednutím na zkušenosti získané v průběhu zpětných analýz hlubokých stavebních jam zhotovených v tomto typu zeminy. Parametry řídící smykové zpevňování je možné získat na úrovni napětového bodu. Kalibraci parametrů řídící smykové změkčování je již nutné provádět na matematických modelech s reálným rozměrem vzorku, protože ve vzorku vzniká nehomogenita v podobě smykového pásku a projevuje se zde také vliv pružné deformace v důsledku odtížení materiálu nad a pod smykovým páskem v průběhu změkčování. Proto byly vytvořeny prostorové matematické modely triaxiální zkoušky a rovinně deformační modely biaxiálních testů. Získané vstupní parametry byly dále využity pro okrajovou úlohu zemní kotvy. Výsledky výpočtů potvrdily iniciaci a další šíření tenké zóny smykového změkčování (smykový pásek) podél pláště kořene zemní kotvy, ve kterém docházelo k rychlému poklesu smykového napětí. Nekonstantní - vrcholový průběh smykového napětí podél kořene kotvy se projevil v nelineární závislosti mezi délkou kořene a mezní silou experimentálně ověřenou mnohými autory. Zpětnou analýzou typové zatěžovací zkoušky bylo prokázáno, že použitím modelu pouze s vrcholovými parametry smykové pevnosti bez jejich redukce došlo k výraznému nadhodnocení kořenové únosnosti. Naopak, při uvažování parametrů smykové pevnosti zeminy v kritickém stavu byla reálná únosnost výrazně podhodnocena. S využitím *MLSM* byla dosažena dobrá shoda jak v mezní síle, tak v pracovním diagramu.

Druhým navrženým způsobem zahrnutí povrcholového poklesu smykového napětí bylo využití residuální smykové pevnosti kontaktních prvků. Maximální smykové napětí před samotným poklesem na residuální úroveň bylo definováno vrcholovými parametry smykové pevnosti (c_p, φ_p). Výhodou tohoto postupu je jeho relativní jednoduchost a rychlost výpočtu. Nevýhodou je fakt, že k poklesu smykového napětí na residuální úroveň dochází v jednom kroku. Obalová čára vrcholových smykových pevností zeminy taktéž nemá lineární charakter, použité vrcholové parametry jsou proto platné jenom pro určitý obor normálového napětí.

- Materiál injektované zóny zálivky (kořen kotvy) je v případě standardních kotev namáhán tahově. Po dosažení tahové pevnosti dochází v daném místě zálivky k poklesu tahového napětí, které je doprovázeno vznikem trhliny. Tento jev opět není možné postihnout standardními materiálovými modely obvykle používanými pro strukturní prvky. V případě *LE* modelu není úroveň napětí omezená vůbec

a v případě *MC* modelu v kombinaci s limitní tahovou hodnotou napětí – tzv. „*tension cut off*“ (*TCO*) nedochází po dosažení tohoto limitu k poklesu napětí, pouze je udržována jeho konstantní hodnota (lineárně elastické – perfektně plastické chování). Pro korektnější stanovení napjatosti v injektované zóně zálivky byl proto využit nový materiálový model *Shotcrete model - SH* (*Schädlich, 2014*), zahrnující tahové změkčování materiálu. V průběhu simulovaného zatěžování kotvy docházelo k postupnému rozvoji zón s tahovým změkčením směrem od hlavy kořene kotvy (tedy místa vnesení předpínací síly). Proces, který probíhá v injektované zóně zálivky je velmi podobný tahovému zpevňování osově namáhaného betonového prvku s centrickou výztuží. Zatímco v oblastech trhlin (zón tahového změkčení) je napětí nulové, v oblastech mezi trhlinami je materiál zálivky stále účinný a dál přenáší zatížení, v našem případě do okolní zeminy.

Použití *LE* modelu vedlo k výraznému nadhodnocení tuhosti při zatěžování. Z praktického hlediska je ale důležité, že i použití *MC* modelu v kombinaci s *TCO* vedlo k výrazně lepší predikci napjatostně deformačního chování, které bylo kvalitativně blízko výsledkům výpočtů s *SH* modelem.

Sekundárním důsledkem tohoto jevu je snižování tuhosti systému výztuž – betonový prvek (resp. táhlo – zálivka) až do limitního stádia, kdy je tuhost systému tvořena pouze příspěvkem výztuže (resp. táhla). V případě tlakem zatíženého kořene je mobilizace smykového napětí podél kořene rovnoměrnější právě z důvodu, že nedochází ke snižování tuhosti systému táhlo – zálivka.

Na teoretickou etapu řešení disertační práce navazoval program podrobného experimentálního měření. Zhotovené zemní kotvy byly instrumentovány tenzometrickými snímači na táhle, v injektované a neinjektované zóně zálivky.

- Provedené typové zatěžovací zkoušky potvrdily výrazný povrchový pokles zatížení. U všech kotev došlo po dosažení maximálního zatížení k rychlé redukci předpínací síly na úroveň 41 % až 48 % původní (maximální) hodnoty se současným rychlým nárůstem vertikální deformace tělesa kořene kotvy viditelné okem. Takové chování mohlo být způsobeno pouze iniciací smykového změkčování na značném úseku kořene kotvy.

- Podrobným monitoringem tenzometrickými snímači umístěnými na táhle bylo odhaleno, že u kotev s delší kořenovou délkou ($l_k = 10\text{ m}$) nedochází k jejich plnému využití. Část tenzometrických snímačů v poslední třetině kořene zaznamenávala minimální síly – veškeré zatížení bylo přeneseno do injektované zóny zálivky a dál do zeminy v prvních 2/3 kořene. To jenom dokazuje nutnost získávání podrobnějších výpočetních výstupů jako např. průběh mobilizace smykového napětí po délce kořene kotvy.

- Tenzometrické snímače umístěné v neinjektované zóně zálivky zaznamenaly vývin tlakového zatížení, které však bylo nižší, než hodnota prosté tlakové pevnosti zjištěná na vzorcích zálivky odebraných v průběhu zhotovení kotev. V injektované zóně zálivky (totožná s kotevní délkou táhla) docházelo k vzniku tahových napětí, která dosahovala úrovně pevnosti v tahu. Z měření řady snímačů v různých

polohách bylo zaznamenáno postupné dosahování tahové pevnosti i v pozicích vzdálených od hlavy kořene kotvy.

Výsledky z experimentálních měření dále posloužily pro verifikaci nově vytvořené programové aplikace. Vyvinutá aplikace je založena na implementaci tzv. přenosových funkcí. Verifikace vytvořeného algoritmu proběhla formou 4 zpětných analýz typových zatěžovacích zkoušek kotev ($l_k = 6, 8, 10$ m) ve dvou odlišných typech jemnozrnných zemin a řadou parametrických studií provedených pro stanovení vlivu změny hodnot vstupních parametrů na výsledky. Programová aplikace umožňuje získat následující výpočetní výstupy:

- Závislost dosažené síly a odpovídající deformaci v hlavě kotvy,
- Závislost osově síly a vzdálenosti od hlavy kořene kotvy,
- Závislost smykového napětí mobilizovaného na plášti kořene a vzdálenosti od hlavy kořene kotvy,
- Závislost osově deformace a vzdálenosti od hlavy kořene kotvy.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] BARLEY, A. D. Theory and practice of the Single Bore Multiple Anchor System. In *Proc. Int. Symposium: Anker in Theorie und Praxis, Salzburg*. 1995, p. 293–301.
- [2] BARLEY, A. D. Properties of anchor grouts in a confined state. *Ground anchorages and anchored structures, Proc. of the Int. Conf., Institution of CE*, Thomas Telford, London, p. 15–22. 1997.
- [3] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary.
- [4] BUSTAMANTE, M., DIOX, B. Une méthode pour le calcul des traints et des micropieux injectés. *Bull. De Liaison de LCPC, Paris, 140*, 1985, p. 75–92.
- [5] CEB – FIP Model Code 1990.
- [6] COYLE, H. M., REESE, L. C. Load transfer for axially loaded piles in clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1966.
- [7] COYLE, H. M., SULAIMAN, I. H. Skin Friction for Steel Piles in Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1967, vol. 93, no. 6, p. 261–278.
- [8] EN 1537. Execution of special geotechnical works – Ground anchors.
- [9] EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules.
- [10] EN ISO 22477-5. Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of pre-stressed ground anchors.
- [11] FLEMING, K., WELTMAN, A., RANDOLPH, M., ELSON, K. *Piling Engineering*. 2008. ISBN 978-0-415-26646-8.
- [12] ISMAEL, N. F., AL-SANAD, H. A. Uplift capacity of ground anchors in calcareous soils. *IEEE Transactions on Power Delivery*, 2010, vol. 1, no. 3, p. 273–279.
- [13] JONES, D. A., SPENCER, I. M. Clay anchors – A Caribbean case history. *Ground Engineering*, 1984, vol. 17, no. 1.

- [14] KRAFT, L. M., KAGAWA, T., RAY, R. P. Theoretical t-z Curves. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1981, vol. 107, no. 11, p. 1543–1561.
- [15] LITTLEJOHN, G. S. Design Estimation of the Ultimate Load-Holding Capacity of Ground Anchors. *Ground Engineering*, 1980, vol. 13, no. 8, p. 25-39.
- [16] MASOPUST, J. *Speciální zakládání staveb – 1. díl*. 2004. ISBN 80-214-2770-1.
- [17] MIŠOVE, P. *Konštrukcia predpäťých horninových kotiev a ich únosnosť*. Kandidátska dizertačná práca. VÚIS, 1984.
- [18] OSTERMAYER, H. Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. *Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages*, London Sept. 1974, The Institution of Civil Engineers, p. 141-151.
- [19] OSTERMAYER, H., BARLEY, A. *Geotechnical Engineering Handbook*. 2003. Fixed Anchor Design, p. 189–205.
- [20] OSTERMAYER, H., SCHEELE, F. Research on Ground Anchors in Non-Cohesive Soils. In *In: 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*. 1977.
- [21] PULLER, M. *Deep Excavations: A practical manual*. 2003. ISBN 978-0-7277-3459-4.
- [22] RANDOLPH, M. F., STEENFELT, J. S., WROTH, C. P. The effect of pile type on design parameters for driven piles. In *Proc. Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 2*. 1979, p. 107–114.
- [23] Recommendations T.A. 95 Recommendations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le controle des tirants d'ancrage. Paris, p. 149.
- [24] REN, F., YANG, Z., CHEN, J., CHEN, W. An analytical analysis of the full-range behaviour of grouted rockbolts based on a tri-linear bond-slip model. *Construction and Building Materials*, 2010, vol. 24, no. 3, p. 361–370.
- [25] SCHÄDLICH, B. *A Multilaminate Constitutive Model for Stiff Soils: Ph.D. thesis*. Gruppe Geotechnik Graz, Graz University of Technology, Austria, 2012.
- [26] SCHÄDLICH, B., SCHWEIGER, H. F. A new constitutive model for shotcrete. In *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. 2014, p. 103–108.
- [27] SKEMPTON, A. W. Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Geotechnique*, 1985, vol. 35, p. 3–18.
- [28] WOODS, R. L.; BARKHORDARI, K. The Influence of Bond Stress Distribution on Ground Anchor Design. *Ground anchorages and anchored structures, Proc. of the Int. Conf., Institution of CE*, Thomas Telford, London, 55-65, 1997.
- [29] XANTHAKOS, P. P. *Ground Anchors and Anchored Structures*. 1991. ISBN 978-0-471-52520-2.
- [30] YIN, J., ZHOU, W. Influence of Grouting Pressure and Overburden Stress on the Interface Resistance of a Soil Nail. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, vol. 135, no. 9, p. 1198–1208.
- [31] YU, H. S., HOULSBY, G. T. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. *Géotechnique*, 1991, vol. 41, no. 2, p. 173–183.

ABSTRAKT

Zemní kotvy představují důležitý konstrukční element speciálního zakládání staveb. Navzdory rozsáhlému využití těchto prvků je jejich návrh obvykle prováděn formou empirických a semi-empirických postupů. Jejich použití vnáší do návrhu řadu významných zjednodušení. Cílem předkládané disertační práce je zpřesnění výpočetního návrhu předepjatých zemních kotev v jemnozrnných zeminách, analýza a kvantifikace vytypovaných faktorů výrazně ovlivňujících napěťově deformační chování těchto prvků. V disertační práci jsou analyzovány tři důležité faktory: vysokotlaká injektáž, progresivní pokles smykového napětí na plášti kořene kotvy a namáhání zálivky spojené se vznikem tahových trhlin. Pro řešení je nejdříve využita metoda konečných prvků. Zde byly aplikovány dva nové konstitutivní modely: Multilaminate Constitutive Model for Stiff Soils (*Schädlich, 2012*) zahrnující formulaci povrchového smykového změkčování překonsolidovaných soudržných zemin a Shotcrete Model (*Schädlich, 2014*) zahrnující tahové změkčování po dosažení tahové pevnosti. První konstitutivní model byl využit pro simulaci povrchového poklesu smykového napětí na plášti kořene. Druhý zmíněný konstitutivní model byl pak aplikován pro materiál injektáže. V dalším kroku byl realizován experimentální program zatěžovacích zkoušek s cílem potvrdit závěry matematického modelování a získat relevantní data pro následující zpětné analýzy. V závěrečné části disertační práce je popsána programová aplikace vyvinuta na základě závěrů získaných v průběhu matematického modelování a experimentálního měření. Aplikace je založena na využití tzv. přenosových funkcí. Verifikace programu probíhala formou zpětných analýz typových zatěžovacích zkoušek realizovaných na čtyřech různých stavbách ve dvou odlišných typech soudržných zemin. Verifikace aplikace je následována sadou parametrických studií stanovujících vliv hodnot vstupních parametrů na výpočetní výsledky. Disertační práce je zakončena shrnutím nejdůležitějších závěrů.

ABSTRACT

Ground anchors represent an important structural element in the area of ground engineering. Despite an extensive usage of these elements, their design is usually performed using simple empirical and semi-empirical methods. An application of these procedures brings to the design a number of simplifying assumptions. The goal of the dissertation is to refine the computational design of ground anchors, analysis and quantification of selected factors significantly affecting their load displacement behavior. Firstly, the finite element method is applied. Two novel constitutive models are used: Multilaminate Constitutive Model for Stiff Soils (*Schädlich, 2012*) involving post peak shear softening of overconsolidated cohesive soils and Shotcrete Model (*Schädlich, 2014*) involving tension softening after tensile strength is reached. First constitutive model was used in order to simulate progressive decrease of skin friction along the anchor fixed length. Second constitutive model was applied for the grout material. In the next step, experimental program including several anchor load tests was carried out. The goal of the experimental program was to confirm conclusions from numerical studies and to obtain relevant data for further back – analysis. A newly developed application, in which all the findings from numerical computations and experimental measurements are incorporated, is described afterwards. The application is based on the use of so-called load-transfer functions. The program verification was conducted through series of back analysis of investigation anchor load tests realized on four different construction sites in two different types of fine-grained soils. The verification of the application is followed by series of parametric studies in which an influence of input parameters values is analyzed. Dissertation is concluded by the summarization of the most important findings.