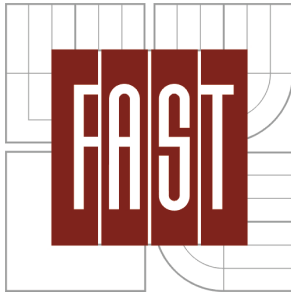


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

POSOUZENÍ VLIVU NOVÉHO HLUBINNÉHO ZÁKLADU NA KONSTRUKCI PRIMÁRNÍHO KOLEKTOROVÉHO TUNELU

THE IMPACT ASSESSMENT OF A NEW DEEP FOUNDATION FOR THE STRUCTURE OF
THE PRIMARY SERVICE TUNEL

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

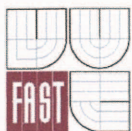
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. MIROSLAV LIPKA

VEDOUcí PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant Bc. Miroslav Lipka

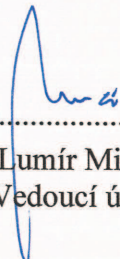
Název Posouzení vlivu nového hlubinného základu na konstrukci primárního kolektorového tunelu

Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

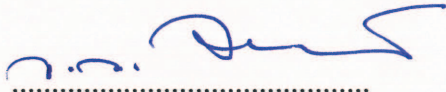
Datum zadání diplomové práce 30. 3. 2011

Datum odevzdání diplomové práce 13. 1. 2012

V Brně dne 30. 3. 2011


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




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

Podklady a literatura

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Zásady pro vypracování

V Brně na ulici Křenová má být vybudován rozsáhlý komplex IFM Hotelu. Tento objekt musí být založen hlubinným způsobem - na pilotách. Piloty se však dostávají do blízkosti stávajícího primárního kolektoru Křenová. Úkolem diplomové práce je posoudit vliv nového pilotového základu na konstrukci kolektorového tunelu. V případě potřeby pak navrhnout relevantní opatření.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

1. Zadání diplomové práce
2. Úvodní část, seznámení s problematikou DP, hlavní charakteristiky objektů
3. Inženýrskogeologické a geotechnické poměry. Základní profil použitý pro statický výpočet, včetně geotechnických parametrů
4. Zhodnocení objektu primárního kolektoru Křenová
5. Statický výpočet
6. Případný návrh opatření (bude-li potřebný)
7. Výkresová dokumentace
8. Technická zpráva (se seznamem použité literatury)
9. Koncepty



.....
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt v českém jazyce:

Úkolem diplomového projektu je posoudit vliv pilotového základu na ostění primárního kolektoru. Pomocí matematického modelování je proveden výpočet interakce mezi pilotou a ostěním kolektoru. Hlavním úkol je posoudit závislost délky piloty na deformacích a vnitřních silách, které budou působit na ostění kolektoru.

Abstrakt v anglickém jazyce:

The purpose of the diploma thesis is assess the impact of the piles on primary collector lining. Using a mathematical model has been calculated interaction between pile or collector lining. The main task is to decide the length dependence of the pile deformations and internal forces that are the concrete lining of the collector.

Klíčová slova v českém jazyce:

Ohybová tuhost, osová tuhost, matematické modelování, geologický profil, pilota, základy, deformace, vnitřní síly, konvergence, kolektorové ostění, primární ostění, jíl, štěrk.

Klíčová slova v anglickém jazyce:

Flexural rigidity, axial rigidity, mathematical modelling, geological cross-section, pile, foundation, deformation, internal forces, convergence, collector lining, primary lining, clay, gravel.

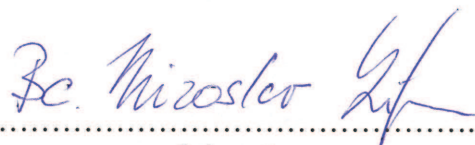
Bibliografická citace VŠKP:

Bc. LIPKA, Miroslav. *Posouzení vlivu nového hlubinného základu na konstrukci primárního kolektorového tunelu: diplomová práce*. Brno, 2012. 157 s. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav geotechniky.
Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

Prohlášení:

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

V Brně dne 1. 1. 2012


.....
podpis autora

Poděkování:

Poděkování autora patří především vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Vladislavu Horákovi, CSc., který svou pečlivou kontrolou a odbornými radami upřesňoval obsah předkládané práce. Dále by chtěl autor poděkovat Ing. Kosíkovi a Ing. Pechmanovi za věcné připomínky ke statickému výpočtu.

V Brně 1. 1. 2012

Bc. Miroslav Lipka

OBSAH:

Zadání VŠKP.....	1
Vedoucí diplomové práce.....	2
Abstrakt a klíčová slova v českém a anglickém jazyce.....	3
Bibliografická citace VŠKP.....	4
Prohlášení autora.....	5
Poděkování.....	6
OBSAH.....	7
1 ÚVOD.....	12
1.1. Kolektory v hlavním městě Praze.....	12
1.2. Kolektory v městě Brně.....	17
2 KOLEKTORY.....	21
2.1. Rozdělení podle druhu vedení v kolektorech.....	21
2.2. Rozdělení podle trasování v kolektorech.....	24
2.3. Konstrukce ostění kolektorů.....	24
2.3.1. Dělení podle světlého průřezu obezdívky.....	24
2.3.2. Dělení podle použitého materiálu obezdívky.....	26
2.3.3. Dělení podle technologie výstavby kolektorů.....	26
2.4. Kolektory budované ražením.....	26
2.4.1 Ražení s použitím tunelovacího štítu.....	26

2.4.2.	Protlačování.....	27
2.4.3.	Konvenční ražení s cyklickým postupem prací.....	28
2.5.	Stavební objekty na kolektorech.....	29
2.5.1.	Vstupní a únikové šachty.....	29
2.5.2.	Kolektorové komory a technické galerie.....	31
2.5.3.	Montážní šachty.....	32
2.5.4.	Větrací šachty.....	32
2.5.5.	Kompenzační komory.....	32
3	PRIMÁRNÍ KOLEKTOR – VĚTEV SVITAVSKÉ NÁBŘEŽÍ.....	33
3.1.	Situace objektu kolektoru Svitavské nábřeží.....	33
3.2.	Historie výstavby kolektoru Svitavské nábřeží.....	40
3.3.	Geotechnické poměry v trase kolektoru.....	42
3.4.	Původní technické parametry řešeného úseku.....	43
3.5.	Materiálové charakteristiky použitých stavebních materiálů.....	45
3.5.1.	Betony použité při výstavbě kolektoru Svitavské nábřeží.....	45
3.5.2.	Ocel použitá při výstavbě kolektoru Svitavské nábřeží.....	47
4	PASPORT PRIMÁRNÍHO KOLEKTORU – VĚTEV SVITAVSKÉ NÁBŘEŽÍ.....	49
4.1.	Rozsah průzkumných prací.....	49
4.1.1.	Geotechnické zaměření chodeb kolektorů.....	50
4.1.2.	Pasportizace ostění kolektoru.....	50
4.1.3.	Ověření skladby, struktury fyzikálně-chemickou analýzou betonu.....	51
4.1.4.	Posouzení míry degradace betonu fyzikálně-chemickou analýzou.....	51
4.1.5.	Laboratorní rozbor podzemní vody.....	51
4.2.	Výsledky průzkumných prací.....	51

4.2.1.	Poškození chodeb na úseku kolektoru E II – Svitavské nábřeží.....	52
4.2.2.	Vlastnosti betonu podlah a ostění kolektoru E II – Svitavské nábřeží.....	52
4.2.3.	Posouzení míry degradace fyzikálně-chemickou analýzou.....	59
4.3.	Zhodnocení technického stavu E II – 19 až E II – 24.....	62
5	NOVOSTAVBA OBJEKTU IFM HOTELU NA ULICI KŘENOVÁ V BRNĚ	65
5.1.	Situace objektu IFM Hotel na ulici Křenová v Brně.....	65
5.2.	Konstrukce objektu IFM Hotelu na ulici Křenová v Brně.....	67
5.3.	Způsob založení objektu IFM Hotelu na ulici Křenová v Brně.....	68
5.4.	Geotechnické poměry v místě umístění stavby IFM Hotelu na ulici Křenová v Brně.....	69
6	POSUDEK ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE KOLEKTORU NOVÝM PILOTOVÝM ZÁKLADEM.....	71
6.1.	Úvod.....	71
6.2.	Řešené příčné řezy.....	71
6.3.	Geometrie.....	72
6.3.1.	Geometrie modelu.....	72
6.3.2.	Geometrie kolektorového tunelu.....	73
6.4.	Primární ostění kolektorového tunelu.....	74
6.4.1.	Modelování primárního ostění kolektorového tunelu.....	75
6.5.	Výpočtové modely zemin.....	77
6.5.1.	Mohr-Coulomb model MC.....	77
6.5.2.	Hardening-Soil model HS.....	78
6.6.	Zatížení.....	81
6.6.1.	Gravitační zatížení.....	81

6.6.2.	Zatížení horninovým tlakem.....	81
6.6.3.	Zatížení od plošného základu.....	82
6.6.4.	Zatížení od pilotového základu.....	82
6.7.	Okrajové podmínky modelu.....	84
6.8.	Modelování pilotového základu.....	84
6.9.	Postup výpočtu.....	85
7	VYHODNOCENÍ A VÝSLEDKY.....	87
7.1.	ŘEZ I – I': Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	87
7.2.	Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU I – I' kratší pilota u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	93
7.3.	ŘEZ I – I': Interakce s delší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru	96
7.4.	Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU I – I' delší pilota u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	102
7.5.	ŘEZ II – II': Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	104
7.6.	Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU II – II' kratší pilota u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	110
7.7.	ŘEZ II – II': Interakce s delší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	112
7.8.	Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU II – II' delší pilota u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru.....	118
7.9.	ŘEZ I – I': Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP.....	120
7.10.	Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU I – I' kratší pilota u kolektoru – modul betonu odpovídající vrtu v Š3 z ostění v 6. PP.....	125
7.11.	ŘEZ I – I': Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající vrtu z kolektorového pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany.....	127
7.12.	Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU I – I' kratší pilota u kolektoru – modul betonu odpovídající vrtu z kolektorového pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany.....	132

7.13.	Grafické znázornění výsledných hodnot v posuzovaných řezech v závislosti na modulu pružnosti betonu.....	135
8	ZÁVĚR A DOPORUČENÍ.....	139
8.1.	Zhodnocení vlivu délky piloty na ostění stávajícího kolektoru.....	139
8.2.	Posouzení ekonomičnosti návrhu délky piloty a zesílení ostění stávajícího kolektoru.....	141
8.3.	Ochranné pásmo stávajícího kolektorového tunelu.....	143
9	POUŽITÉ INFORMAČNÍ ZDROJE.....	145
10	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	147
11	SEZNAM PŘÍLOH.....	150
11.1	Seznam obrázků.....	150
11.2.	Seznam tabulek.....	157

1. ÚVOD

V dnešní době je již standardem, alespoň ve vyspělých zemích, že se moderní městské aglomerace neobejdou bez podzemních liniových staveb. Jedním z předních zástupců tohoto typu staveb je tunel nazývaný **kolektor**. Kolektorem rozumíme průchozí tunel pro sdružené vedení inženýrských sítí v trasách umístěných do podzemí. Samotné kolektory se dělí do několika skupin, a to podle druhu výstavby a druhu vedení v zastavěné oblasti (viz. kapitola Kolektory).

První úvahy o společném vedení inženýrských sítí se v Evropě objevují již v polovině 19. století. Městem, které jako prvé v Evropě otevřelo kolektorovou síť byl Londýn, jehož kolektory byly budovány a následně uváděny do provozu v letech 1863 – 1904. Následoval švýcarský Curych, který otevřel první část své kolektorové sítě v roce 1927. Jako třetí město navázal s výstavbou kolektorové sítě v letech 1928 až 1929 německý Berlín.

1.1. Kolektory v hlavním městě Praze

V České republice má výstavba kolektorů již cca padesátiletou tradici. Nejrozšířenější kolektorovou síť v ČR nalezneme, jak se dá předpokládat, na území hlavního města Prahy. Pražská kolektorová síť je stavěna podle předem schváleného generelu kolektorizace hl. města Prahy, kterou vypracovala firma Interprojekt. Hlavní prioritou generelu bylo vyřešit vedení kolektorové sítě ve složitých podmínkách Pražské památkové rezervace, což se až na malé výjimky povedlo. Jako první na území hlavního města Prahy byl v roce 1969 uveden do provozu kolektor o délce 129 m, vybudovaný jako součást rekonstrukce Chotkovy silnice. Nejednalo se však o klasický kolektor, ale o specifické řešení, které umožňovalo společné uložení slaboproudých a silnoproudých kabelů v prostoru mostní konstrukce. [1]

O komplexní kolektorizaci na území hlavního města Prahy se však může hovořit, až od 15. září 1971. K tomuto datu byl na nově postaveném sídlišti Severní Město – Ďáblice pro 20 000 obyvatel otevřen kolektor úhrnné délky 5 716 m. Převážná část tohoto kolektoru byla vybudována jako hloubená, z prefabrikátů o průchozím profilu 240 x 210 cm. Pouze v šesti případech, a to pod obvodovými komunikacemi byly

použity konstrukce z monolitického betonu. Stejný model budování hloubených kolektorů byl posléze použit u výstavby všech pražských sídlišť, viz příklad obr. 1-1.



Obr. 1-1. Zahájení výstavby hloubených kolektorů Jihozápadní Město – Lužiny v roce 1987.

Omezeně využitou a specifickou formou sdruženého ukládání inženýrských sítí je využití stavebně oddělené části suterénů bytových objektů tzv. technických chodeb (sídliště Horní Měcholupy – Petroviče a Barrandov I). [1]

Tuto koncepci výše uvedených řešení (tzn. hloubených kolektorů) nebylo možné použít při výstavbě kolektorů v souvislé zástavbě centrální oblasti hlavního města Prahy. Výstavba kolektorů je zde prakticky možná pouze jediným způsobem, a to ražením. Jako první z ražených kolektorů byl uveden do provozu kolektor Václavské náměstí trasa A (989 m) v roce 1977. Postupně následovaly další trasy kolektorů, viz tabulka 1-1.

Tab. 1-1. Ražené úseky kolektorů na území hlavního města Prahy.

TABULKA DÉLEK RAŽENÝCH ÚSEKŮ KOLEKTORU NA ÚZEMÍ HLAVNÍHO MĚSTA PRAHY			
NÁZEV TRASY KOLEKTURU	DATUM ZPROVOZNĚNÍ	DÉLKA JEDNOTLIVÝCH ÚSEKŮ [bm]	CELKOVÁ DÉLKA [bm]
Václavské náměstí A	1977	989	17 988
Žižkov I	1985	1 660	
Celetná	1988	686	
Tylovo divadlo	1992	563	
Rudolfínium	1993	1 080	
Nábřeží Ludvíka Svobody	1997	720	
Nová Radnice	1997	603	
Centrum 1A	1998	2 683	
Příkopy	2001	1 903	
Centrum 1	2007	4 403	
Vodičkova	2010	1 767	
Václavské náměstí B	2010	931	
Václavské náměstí C	2010		

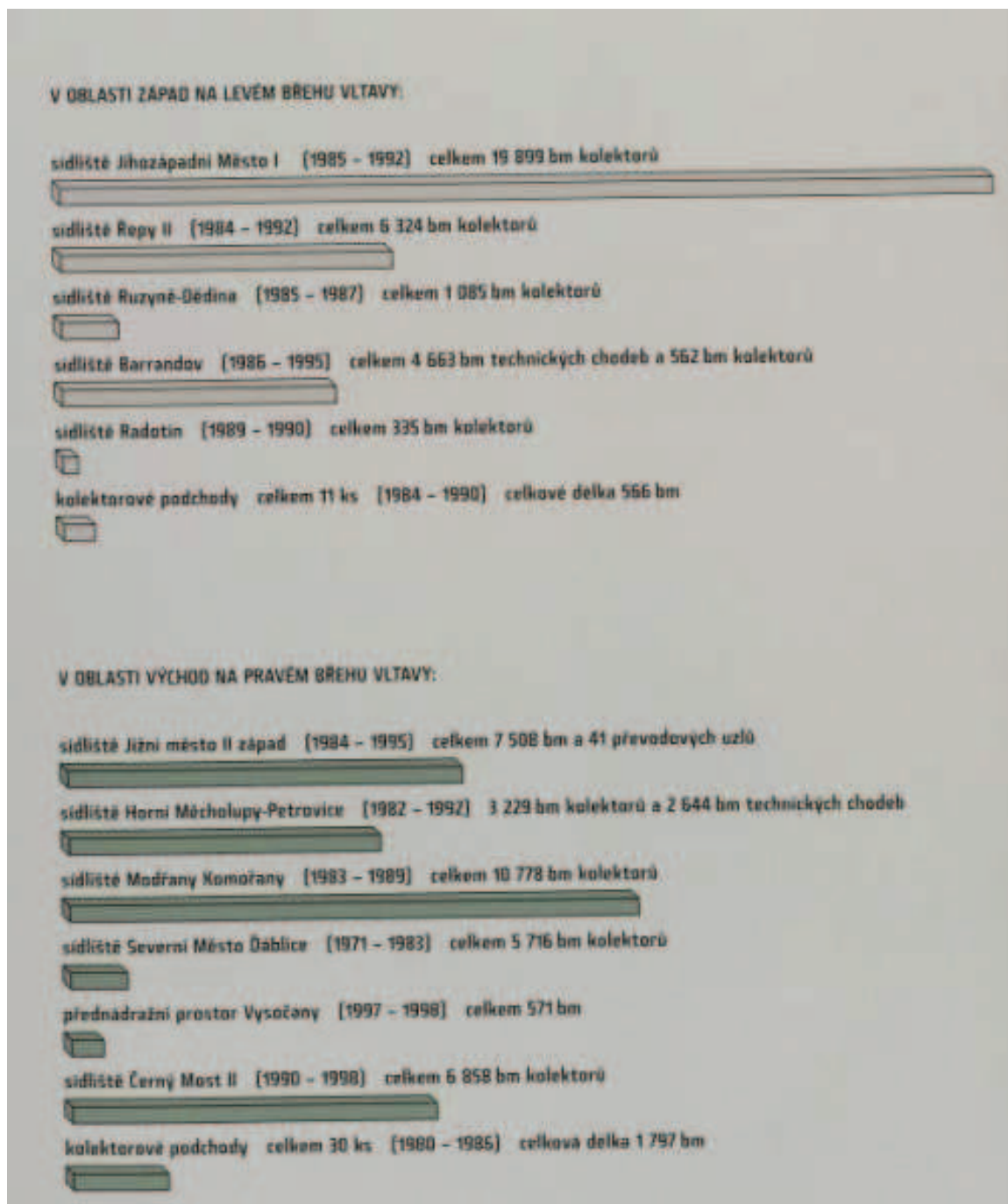
Součástí kolektorového systému v centrální oblasti Prahy jsou i tři kolektorové podchody pod významnými městskými komunikacemi – viz tabulka 1-2.

Tab. 1-2. Kolektorové podchody na území hlavního města Prahy.

KOLEKTOROVÉ PODCHODY			
NÁZEV TRASY KOLEKTOROVÉHO PODCHODU	DATUM ZPROVOZNĚNÍ	DÉLKA JEDNOTLIVÝCH ÚSEKŮ [bm]	CELKOVÁ DÉLKA [bm]
Chotkova	1969	-	409
Smetanovo divadlo	1980	-	
Severní předmostí Hlávkova mostu	1984	-	

V současné době je ve správě a provozu společnosti Kolektory Praha a. s. 62.865 m hloubených kolektorů, 17.935 m ražených kolektorů, 7.277 m technických chodeb a 2.773 m kolektorových podchodů pod významnými městskými komunikacemi. Celková

délka všech těchto podzemních liniových staveb v hlavním městě Praze je 90.850 m, viz obr. 1-2



Obr. 1-2. Přehled délky jednotlivých úseků kolektorů na území hlavního města Prahy.



Obr. 1-3. Mapa ražených úseků kolektorů v centrální historické části hlavního města Prahy.

Tyto podzemní liniové stavby (tj. kolektory) se víceméně budují nejen na území našeho hlavního města. Pozadu nezůstávají ani jiná velká česká města, která vidí v tomto druhu inženýrských staveb velký přínos do budoucího rozvoje městské infrastruktury. Jsou jimi například Ostrava, svého času i Jihlava, Tábor, Český Krumlov a především město Brno.

1.2. Kolektory v městě Brně

Historie počátku výstavby kolektorů v Brně se datuje k roku 1972, tedy do období, kdy byla vydána norma ČSN 73 7505 (Kolektory pro sdružené trasy městských podzemních vedení). Shodou okolností byla v těchto letech založena Dopravně inženýrská organizace města Brna (DIO). Tato organizace měla za úkol optimalizovat, řídit a vědecko-technologicky dohlížet na budování a obnovu městských komunikací. Již v začátcích projektové přípravy rekonstrukcí stávajících hlavních, ale i vedlejších městských komunikací, bylo jasné, že největší komplikací bude značné množství inženýrských sítí uležených pod danými komunikacemi. Tehdejší průzkumy ukázaly, že většina inženýrských sítí je logicky uložena v souběhu s komunikacemi. Dále bylo zjištěno, že málokdy lze dodržet normou předepsané osové rozestupy inženýrských sítí. Nehledě na to, že při výstavbě docházelo k mimořádně velkému objemu přeložek inženýrských sítí, a tím pádem i k nárůstu času potřebného k samotné výstavbě či rekonstrukci dané komunikace. Dalším důležitým aspektem bylo především zvýšení finanční náročnosti samotné stavby z důvodů již zmiňovaných přeložek. Tyto všechny důvody a především komplikace při přeložkách a obnově inženýrských sítí při přípravě rekonstrukce křižovatky Dornych – Křenová – Koliště, daly rozhodující impuls k zahájení výstavby kolektorů na území města Brna. Odlišností města Brna od jiných měst, kde se také začalo s výstavbou kolektorové sítě, a to především v nově budovaných panelových sídlištích, bylo především to, že město Brno začalo stavět nejprve kolektory ražené – hlubinné – tzv. primární. Na nově budovaných sídlištích totiž šlo především o kolektory hloubené s povrhu.

Samotná výstavba brněnských kolektorů byla zahájena v roce 1973 pod taktovkou dodavatelské firmy Podzemní inženýrské stavby (PIS) Zbraslav, závod Tišnov (dnes firma SUBTERRA a.s.) a projekční firmy Interprojekt Praha, závod Brno (později Rudný projekt Brno). Posléze v roce 1973 byl zpracován „Generel kolektorů města Brna“. Tento generel definitivně začlenil výstavbu do širšího rámce rozvoje města. V níže přiložené tabulce 1-3, jsou podrobně vypsány jednotlivé délky ražených kolektorů na území města Brna.



Obr. 1-4. Původní situace prvního úseku primárního brněnského kolektoru Křenová.

Tab. 1-3. Ražené úseky kolektorů na území města Brna.

TABULKA DÉLEK RAŽENÝCH ÚSEKŮ KOLEKTORU NA ÚZEMÍ MĚSTA BRNA			
NÁZEV TRASY KOLEKTURU	DATUM ZPROVOZNĚNÍ	DÉLKA JEDNOTLIVÝCH ÚSEKŮ [bm]	CELKOVÁ DÉLKA [bm]
A - Dornych Křenová	1978	1111,58	7488,53
B - Tatranská	1979	664,86	
D - Cejl	1990 - 1992	911,33	
E - Svitavské nábřeží	1986 - 1989	1076,77	
G - Radlas	1984	766,59	
CH - Tkalcovská	1986	716,34	
I - Jugoslávská	1987	808,60	
K - Hybešova I	1988	317,35	
L - Hybešova II	1988	355,18	
N - Malinovského náměstí	1994	759,93	

Úkolem této diplomové práce je posouzení reakce obezdívky brněnského primárního kolektoru na ul. Křenové na působení hlubinného základu nově zřizovaného objektu IMF Hotelu a v případě potřeby navrhnout úpravu ostění. Jedná se o jednu z nejstarších částí primárního kolektoru, a to o kolektor Svitavské nábřeží – úsek E. V detailu jde především o větev tohoto kolektoru E-II (viz. obr. 3-3 a 3-4). Tato větev vede souběžně s ulicí Křenovou a také ji kříží.

Konstrukce kolektoru v tomto úseku bude nově zatížena novostavbou budovy a především založením této budovy. Předmětná novostavba je umístěná v proluce na ulici Křenové přímo nad konstrukcí kolektoru a návrh jejího založení předpokládá pilotový základ.

Autor diplomové práce má za úkol provést přepočítání konstrukce kolektoru na zatížení při vstupních materiálových podmínkách vycházejících z podkladů projektové dokumentace z období výstavby kolektoru a jeho uvedení do provozu. V další části práce provede její autor přepočítání na zatížení konstrukce kolektoru při vstupních materiálových podmínkách vycházejících z nově provedeného technického pasportu. Tento pasport byl proveden firmou Amberg Engineering Brno aktuálně v roce 2010 po téměř 30 letech užívání této větve primárního kolektoru.

2. KOLEKTORY

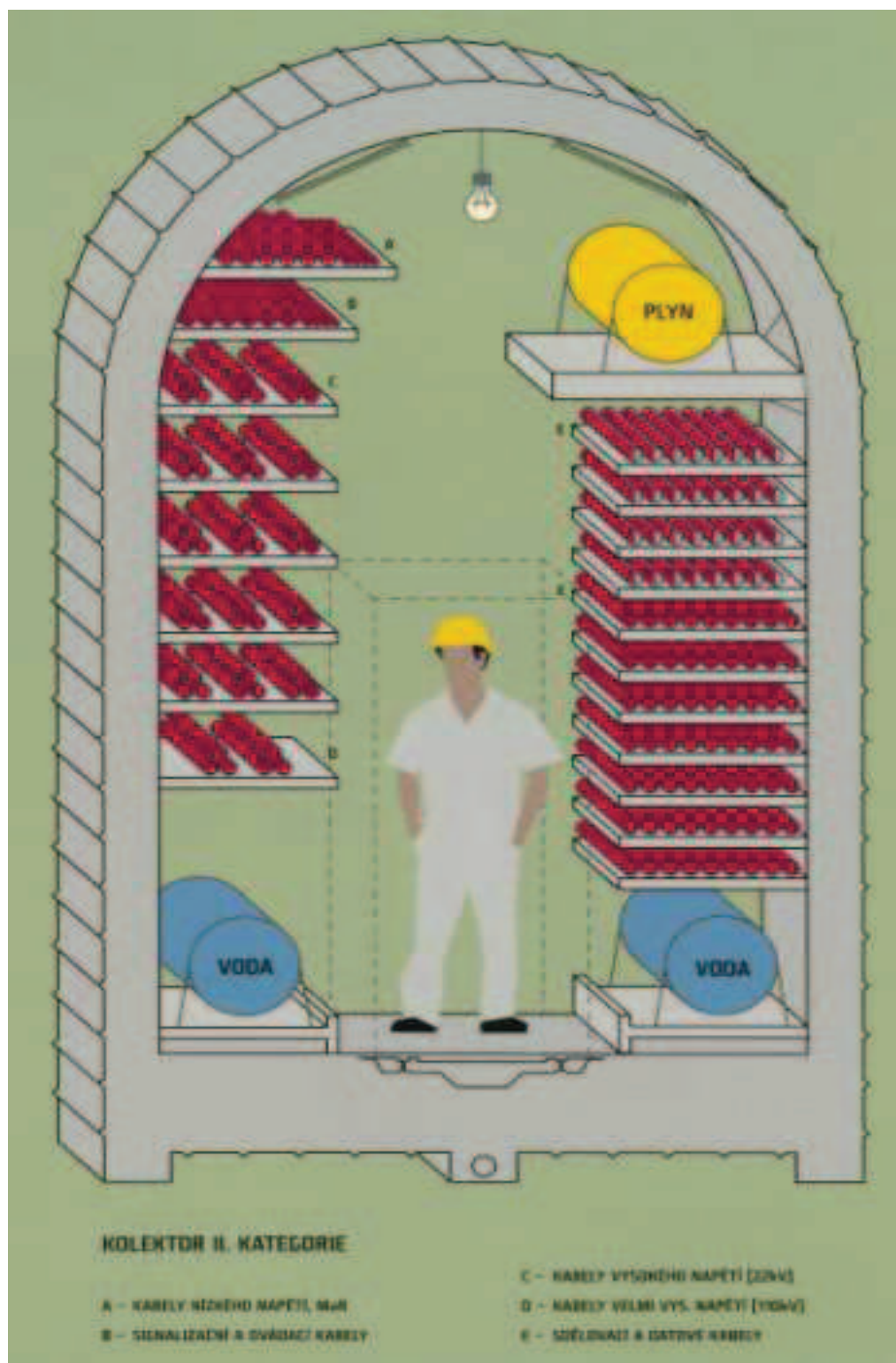
2.1. Rozdělení podle druhu vedení v kolektorech

Kolektorová vedení 1. kategorie – jsou tzv. kolektory tranzitní, nadřazené, které jsou zpravidla celostátního významu a někdy nemají ani přímou vazbu k městu. Patří sem elektroenergetické vedení vvn, plynovody vvtl a vtl, dálková kabelová vedení mezistátního významu. [1]

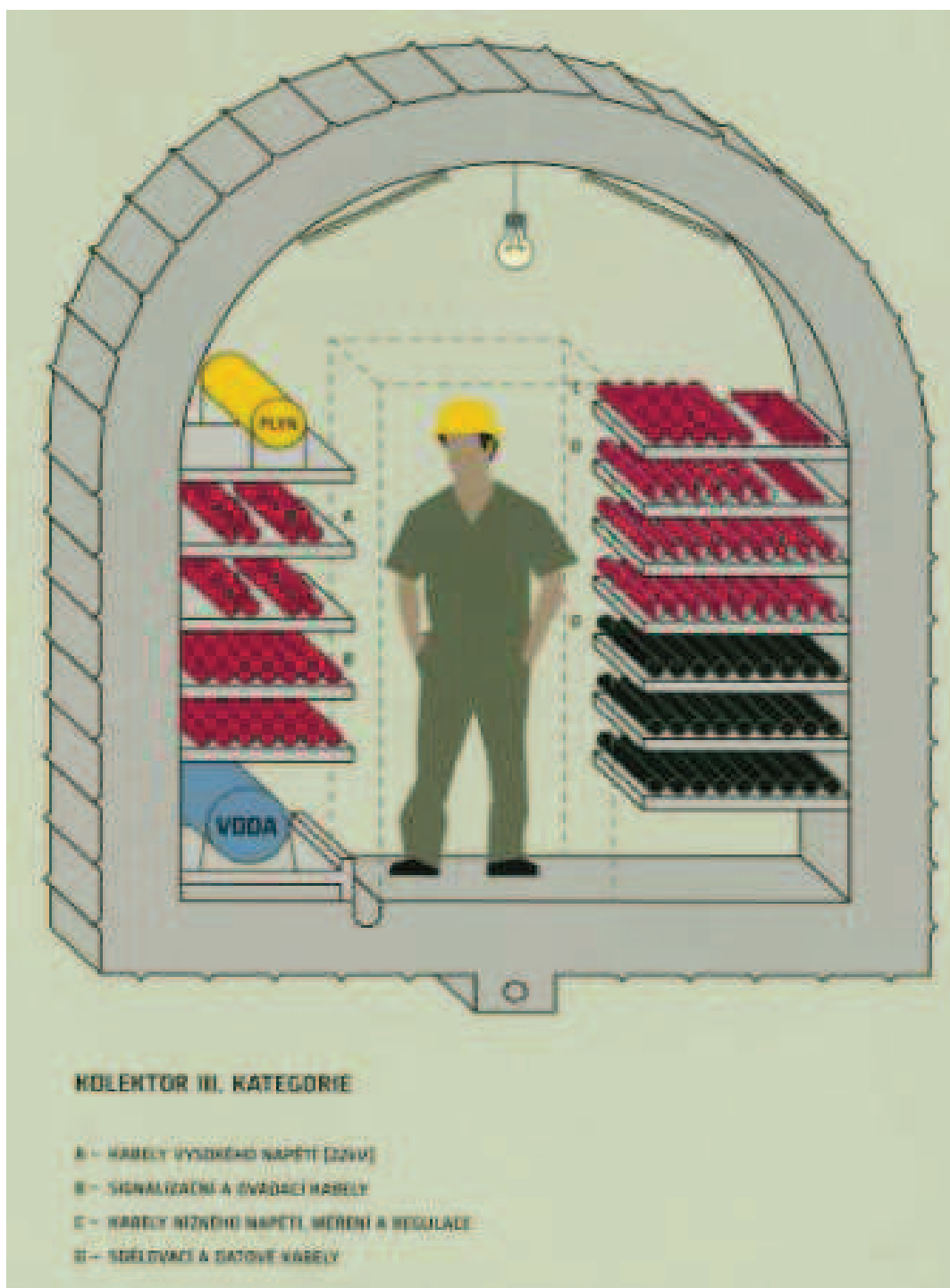
Kolektorová vedení 2. kategorie – tedy sítě celoměstského významu, v Brně tzv. **primární** (zásobovací) kolektory. Tyto kolektory nemají přímou vazbu na území, kterým procházejí, napojovacími body jsou pro ně vodojemy, plynoregulační stanice, telefonní ústředny a transformační stanice. Proto je ideální vést je ve větších hloubkách, zpravidla jako ražené, nezávisle na základech budov – tzn. s nadloží cca 15 až 20 m. Velmi často se stavějí ve skalním podloží. Na podcházené území se vážou šachtami, které je spojují s povrchem. Napojují kolektory 3. kategorie. Jejich trasování je do značné míry nezávisle na zástavbě na povrchu. Schéma profilu kolektoru 2. kategorie viz obr.2-1. [1]

V minulých desetiletích došlo k prudkému rozvoji hlubinného zakládání nejen staveb občanské vybavenosti, ale inženýrských a průmyslových staveb. Proto se musí při projektování i těchto kolektorů počítat s kolizí s hlubinnými základy budov příp. i jinými podzemními stavbami. Konkrétně může jít například o podzemní monolitické stěny nebo jako v případě této diplomové práce o pilotové založení.

Kolektorová vedení 3. kategorie – v Brně tzv. **sekundární** (spotřební) kolektory, se mají situovat co nejbližší k povrchu, s niveletou v hloubkách cca 4,5 až 6 m pod terénem. Tato poloha nad kanalizační sítí umožňuje vhodné napojení přilehlých objektů na kolektor a většinou nemá vliv na podmínky jejich statického působení. Dochází-li ke kolizi s kanalizací a ve velkoměstech i s rozsáhlou sítí kabelovodů, musí se kolektory často situovat v hloubkách až okolo 10 až 12 m, což značně prodlužuje propojení na objekty zástavby. Tato poloha pod nepřeložitelnými sítěmi (zejména kabelovou sítí) zpravidla staticky ovlivňuje objekty přilehlé zástavby. Schéma profilu kolektoru 3. kategorie viz obr.2-2. [4]



Obr. 2-1. Schéma vyzstrojení kolektoru II. Kategorie.



Obr. 2-2. Schéma vyzbrojení kolektoru III. Kategorie.

Kolektory 4. kategorie – sítě podružné, domovní přípojky. Jsou to podružná vedení s přímou vazbou na spotřební objekty. [1]

2.2. Rozdělení podle trasování kolektorů

Pro směrové a výškové vedení kolektoru i pro volbu technologie výstavby je rozhodující, zda se kolektor buduje v místě s existující zástavbou nebo v nezastavěných oblastech při výstavbě nových sídlišť. Je zapotřebí dodržovat tyto zásady:

Směrové vedení kolektorů budovaných v zastavěných prostorech podmiňuje trasa již existujících komunikací. Pokud není možné umístit je do zelených pásů, respektive pod chodník, vedou se zpravidla pod vozovkou. Pod komunikace se také umísťují šachty hloubené z povrchu, které se v systému kolektorů využívají i jako komory pro rozplet. [1]

Směrové vedení ražených kolektorů. Ty se budují zpravidla při dodatečné kolektorizaci již provozovaných podzemních vedení v zastavěných oblastech měst (jde konkrétně o případ řešený v předložené diplomové práci). Technologie výstavby zde závisí zejména na geologických podmínkách v trase. Hloubka uložení kolektoru se určuje v závislosti na kategorii kolektorových vedení.

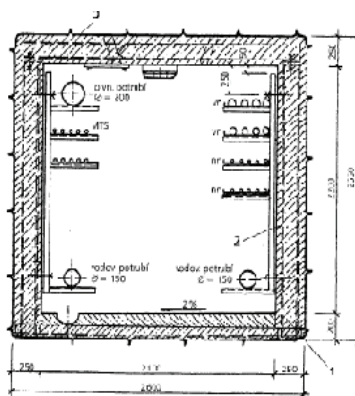
Při umísťování kolektoru v příčném řezu ulice se musí zohlednit to, že údržba a opravy vyžadují dostatek vhodně umístěných vstupů. Vstupy do kolektorů je zapotřebí situovat mimo objekty povrchové zástavby, a to z důvodu toho, aby se předešlo komplikacím jak prostorovým tak s majiteli těchto objektů. [1].

2.3. Konstrukce ostění kolektorů

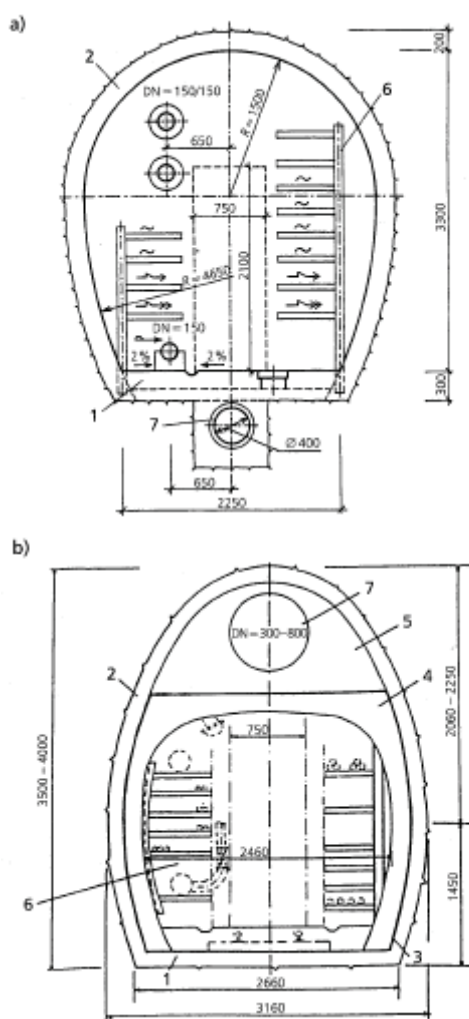
Ostění moderních kolektorů budovaných v současnosti jsou prefabrikovaná nebo monolitická. Jsou navrhována se zohledněním geologických a hydrogeologických podmínek v trase, výšky nadloží, velikosti průřezu a zvolené technologie výstavby. [1]

2.3.1. Podle tvaru světlého průřezu se dělí obezdívky na:

- hranaté (čtvercové, obdélníkové, lichoběžníkové),
- oválné (kruhové, eliptické),
- klenuté (podkovovité, tvaru kruhových segmentů).



Obr. 2-3. Příklad hranatého průřezu kolektoru. [1]



Obr. 2-4. Příklad klenutého a oválného sduženého průřezu kolektoru. [1]

2.3.2. Podle použitého materiálu se dělí obezdívky na:

- monolitické jednovrstvé z prostého betonu nebo vyztuženého betonu,
- prefabrikované z plošných nebo prostorových dílců,
- kombinované s monolitickým dnem a stěnami a prefabrikovaným železobetonovým stropem,
- vícevrstvé – kombinace prefabrikovaného a monolitického nebo několika druhů vrstev monolitického ostění.

2.3.3. Podle technologie výstavby se dělí kolektory na:

- kolektory budované ve svahovaných nebo pažených výkopech,
- kolektory budované metodou podzemních stěn,
- ražené kolektory (konvenčně, štítováním, protlačováním, respektive TBM).

2.4. Kolektory budované ražením

Tvar a konstrukci ostění ražených kolektorů ovlivňuje technologie výstavby, která se volí v závislosti na geologických podmínkách v trase, specifických podmínkách a technických možnostech dodavatele. [1]

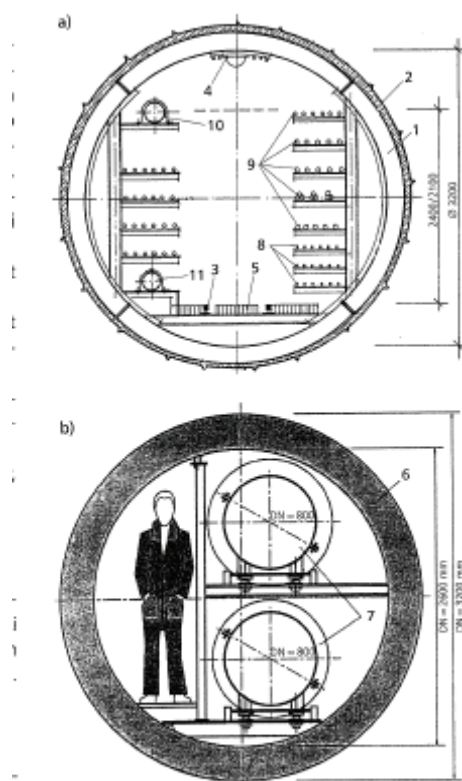
2.4.1. Ražení s použitím tunelovacích štítů

Celosvětově výrazně převažují štíty kruhového profilu, ale jsou nasazovány i štíty profilů atypických. Technologie štítování je vhodná pro ražbu kolektorů ve všech typech zemin (i pod HPV) za předpokladu, že se zvolí konstrukce štítu odpovídající podmínkám ražení. Ostění štítovaných kolektorů se montují z prstenců o délce 0,4 až 0,75 m, složených zpravidla ze čtyř až osmi různě konstrukčně řešených segmentů. Protože u segmentových ostění je problémem jejich vodotěsnost, navrhuje se obezdívky obvykle dvouvrstvé. Vnitřní vrstva je z monolitického betonu nebo ze železobetonových prefabrikovaných skořepin, za nimiž se volný prostor injektuje cementovou maltou. V málo zvodněných zeminách, respektive je-li prefabrikované

ostění pečlivě utěsněno, navrhují se i moderní jednovrstvá ostění. Vodotěsnosti ostění napomáhá i výplňová a těsnící injektáž za rub primárního ostění. [1]

2.4.2. Protlačování

Kruhový průřez mají i kolektory, jejichž ostění je ze železobetonových rour, zabudovaných do zeminového masivu metodou protlačování. Výhodou je vodotěsnost ostění, budovaného z prostorových dílců – kvalitních železobetonových rour o tloušťce stěny cca 0,3 m a více. [1]



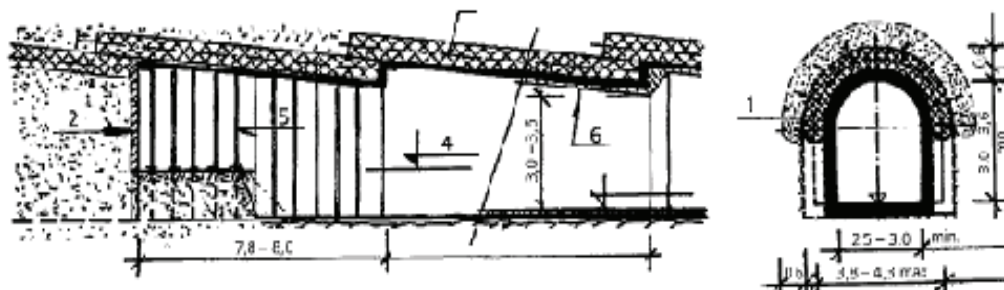
Obr. 6.18 Příklad kolektorů budovaných štítováním, resp. protlačováním
 a) kolektor Žižkov II v Praze, b) teplovodní kolektor ve Vídni;
 1 – segment ostění, 2 – výplňová injektáž, 3 – montážní koký, 4 – osvětlení a signalizace, 5 – chodník, 6 – železobetonová taura, 7 – teplovod, 8 – telekomunikační kabely, 9 – silnoproudé kabely, 10 – plynovod, 11 – vodovod

Obr. 2-5. Příklad kolektorů budovaných štítováním popř. protlačováním. [1]

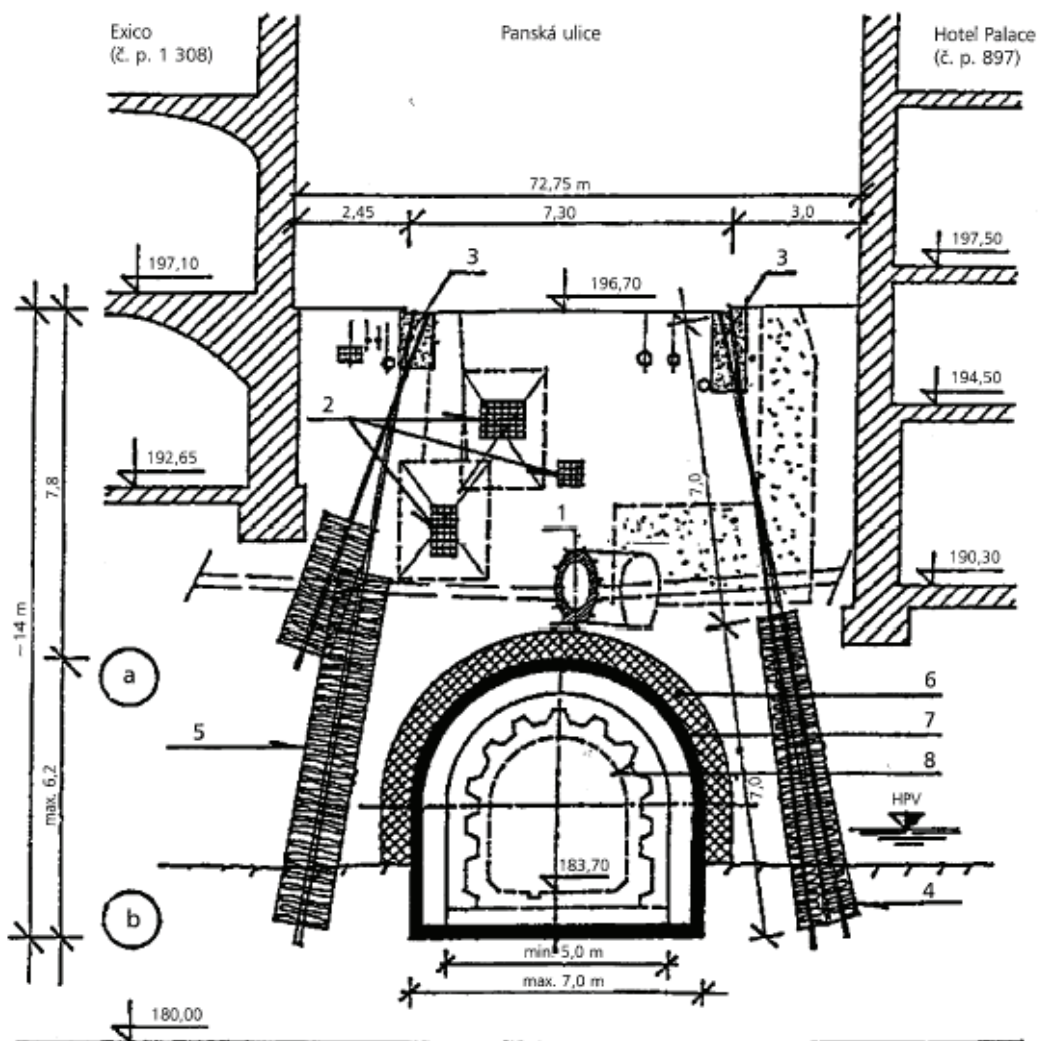
2.4.3 Konvenční ražení s cyklickým postupem prací

Nevýhodou štítovaných a protlačovaných kolektorů pro vedení 3. a 4. kategorie je obtížné zřizování odboček a domovních přípojek a nemožnost začlenit lomy a oblouky o malém poloměru do trasy. Proto se kolektory v centrálních oblastech měst mnohem častěji razí konvenčně, většinou bez použití trhavin. Konvenčně ražené kolektory mají nejčastěji klenutý průřez, ale mohou být i lichoběžníkového nebo kruhové. K provizornímu zajištění výrubu se používá výztuž z ocelových oblouků, ocelových (KARI) sítí a kotev v kombinaci se stříkaným betonem (SB). Po dostříkání dalších vrstev stříkaného betonu vznikne vodotěsné jednovrstvé definitivní ostění, respektive se do bednění vybetonuje sekundární ostění. V Brně jsou kolektory pro vedení 3. kategorie raženy v pokryvných kvartérních sedimentech, což vytváří složité geotechnické podmínky pro realizaci díla v blízkosti zástavby a četných nadložních inženýrských sítí. Proto se využívají různá doplňující opatření k zajištění objektů povrchové zástavby. Opatření realizovaným v podzemí je např. zajištění stropu a čelby stříkaným betonem, injektážemi, jehlováním, tryskovou injektáží z čelby ve tvaru deštníku apod. Pokud to umožní situace na lokalitě a provoz města, jsou z povrchu prováděny injektáže nadloží ražených kolektorů. Objekty povrchové zástavby podél kolektorů je třeba staticky zajistit v případě, že niveleta raženého díla leží hlouběji než jejich základová spára. [1]

Zajištění objektů na povrchu je navrhováno jako předstihové opatření před ražbou s užitím tryskových injektáží prováděných většinou z povrchu terénu. Prostorové uspořádání tryskových injektáží je řešeno buď jako přímé podchycení základových konstrukcí, nebo jako clona z tryskové injektáže předsazena před líc zástavby viz obr. 2-7.



Obr. 2-6: Příklad technologie ražby kolektoru III. Kategorie v prostředí centrální oblasti hlavního města Prahy. [1]



Obr. 2-7. Příklad užití technologie tryskové injektáže pro zajištění přilehlé zástavby. [1]

2.5. Stavební objekty na kolektorech

2.5.1 Vstupní a únikové šachty

Budují se na začátku a konci kolektoru i každého kolektorového úseku, v místech, kde je přerušena průchodnost kolektoru a kde je zapotřebí často provádět kontrolní a údržbářské práce. Jejich vzdálenost musí být v souladu se vzdálenostmi dané normou ČSN 73 7505/10.8.1987. Vstupy do kolektoru nesmí být umístěny v dopravních plochách. Poklopy musejí být uzamykatelné, avšak zevnitř otevíratelné bez klíče a nástroje (viz. obr. 2-8 a 2-9).



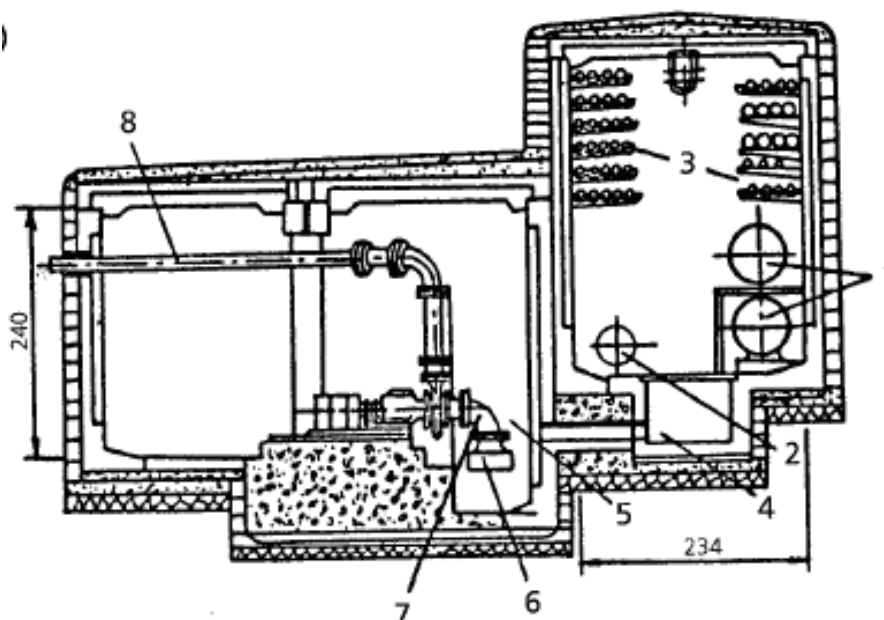
Obr. 2-8. Vstupní a úniková šachta VŠ3 na ulici Křenová. [13]



Obr. 2-9. Vstupní a větrací šachta Š3 na ulici Koželužská. [13]

2.5.2 Kolektorové komory a technické galerie

Zřizují se na kříženích tras kolektorů a umožňují bezkolizní odbočení a křížení. Jejich rozměry se navrhují tak, aby byl rozplet odbočujících vedení přehledně realizovatelný. Ražené komory na kolektorech 2. kategorie mají příčný řez až 60 m² a délku do 30 m. Do komor se umísťují i hlavní uzávěry jednotlivých vedení, čerpadla, ventilátory a podobná technologie. Při návrhu jejich dispozičního řešení se musí dodržovat zásada přístupnosti k jednotlivým ovládacím prvkům. Komory se doporučuje začlenit i do lomu trasy. Při výstavbě ražených kolektorů jsou technické komory velmi náročnou konstrukcí, jejichž řešení je třeba sladit se zvolenou technologií výstavby. V centru města se technické komory budují většinou hloubením z povrchu s konstrukčním uspořádáním a statickými opatřeními, která minimalizují vliv výstavby na zástavbu a ostatní inženýrské sítě. Ve naprosté většině případů nemohou být respektována ochranná pásma ostatních sítí. Během výstavby se komory využívají jako startovací objekty pro ražení vlastních kolektorů. S jejich situováním jsou často problémy a nezdědk jim je třeba částečně přizpůsobit i trasu kolektoru. V prostorově extrémních podmínkách se někdy realizují i komory ražené s doplňujícími opatřeními k zajištění stability podloží. [1]



Obr. 2-10. Příklad prefabrikované konstrukce kolektorové komory. [1]

2.5.3. Montážní šachty

Jsou určeny k osazování vedení do kolektorů. Jejich rozměry musí umožňovat osazení nejdelších rour a současně i rour o největších průměrech. Montážní šachty lze uspořádat i jako vstupní, respektive větrací. Jejich vzájemná vzdálenost musí být v souladu se vzdálenostmi danými normou ČSN 73 7505/ 10.8.1987. [4]

2.5.4. Větrací šachty

Musejí být rozmístěny tak, aby umožnily v nejnižších místech kolektoru přivádět čerstvý vzduch a v nejvyšších místech odvádět znečištěný vzduch. Ventilátory se umísťuje do komory nebo mimo prostor kolektoru. V současnosti se navrhuje převážně přetlakové větrání. Příklad vyústění větrací šachty viz obr. 2-10. [1]



Obr. 2-11. Příklad vyústění větrací šachty na povrch u hotelu Grand v Brně. [13]

2.5.5. Kompenzační komory (příp. výklenky)

Slouží k případné kompenzaci účinků tepelné roztažnosti potrubí v kolektorech, zejména teplovodů, pokud se nepoužijí axiální kompenzátory. Jako kompenzátory mohou sloužit i lomy trasy kolektoru. [1].

3. PRIMÁRNÍ KOLEKTOR - VĚTEV SVITAVSKÉ NÁBŘEŽÍ

3.1. Situace objektu kolektoru Svitavské nábřeží

Samotný stavební objekt brněnského primárního kolektoru – větev Svitavské nábřeží se nachází v jihovýchodní části města Brna v katastrálním území Trnitá. Dílčí část tohoto úseku kolektoru zasahuje i do katastrálního území Černovice – viz obr. 3-1.



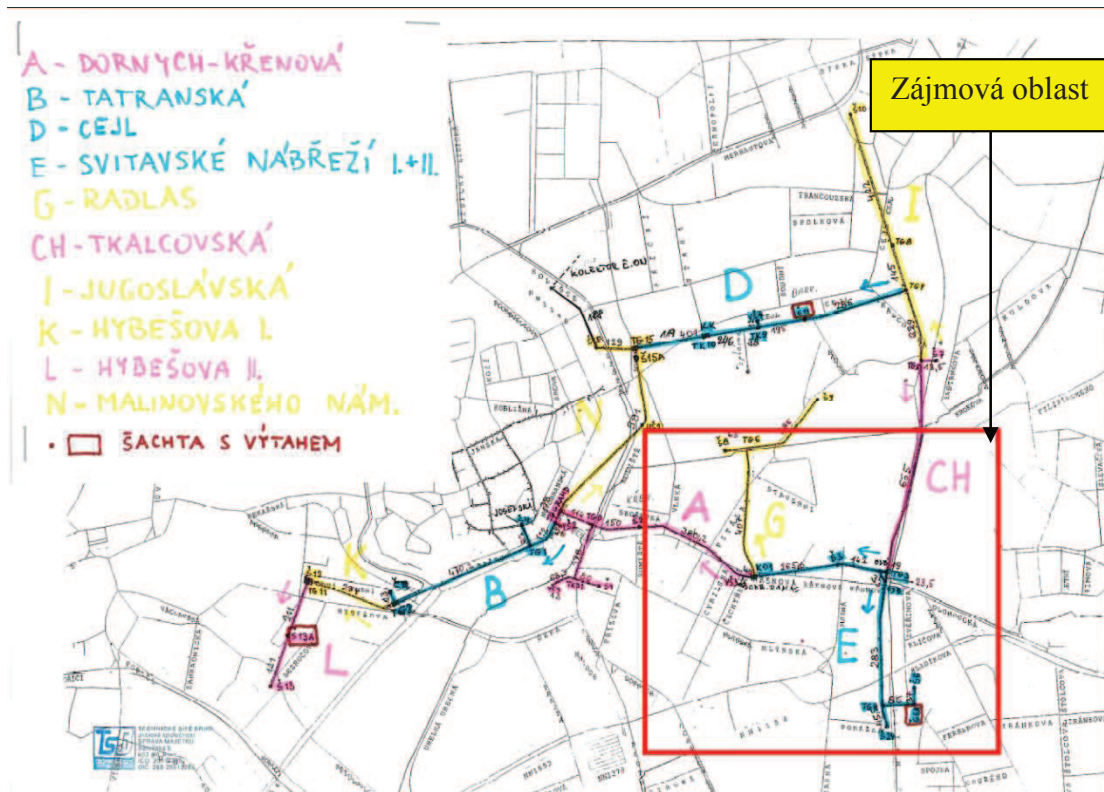
Obr. 3-1. Prostor zájmové oblasti na základní mapě.

Kolektor je zde veden od uzlu z kterého vychází tři trasy kolektorových větví a to A, E, G. První trasou je větev A – Dornych – Křenová, která pokračuje západním směrem k hotelu Grand. Druhá větev primárního kolektoru je část G – Radlas, která jde severním směrem k ulici Stavební a poslední větev je posuzovaný úsek E – Svitavské nábřeží. Rozplet těchto tří částí je dostupný z větrací šachty s označením VŠ3, která je situovaná na rohu ulic Čechyňská a Křenová u polyfunkční budovy Nosretti, zhruba 35 m jihozápadním směrem od předmětného rozpletu. Kolektor je veden souběžně s ulicí Křenovou, kterou v některých částech kříží resp. protíná. Tato větev primárního

kolektoru se posléze v místě železničního přejezdu (na konci ulice Křenové a začátku ulice Olomoucké) kolmo láme směrem k jihu. Po tomto kolmém odbočení je větev kolektoru Svitavské nábřeží vedena souběžně s ulicí Masnou a pod korytem řeky Svitavy. Větev kolektoru je zakončena v prostoru ulice Porážka, v bývalém potravinářsko-průmyslovém areálu jatek na pravém nábřeží řeky Svitavy. Kolektor Svitavské nábřeží v těchto místech vyúsťuje soustavou šachet s označení Š6A, Š6 a Š24. Jedná se o šachty větrací a montážní, sloužící k provozu kolektoru. Souhrnný název Svitavské nábřeží pro tuto jihovýchodní část primárního brněnského kolektoru vznikl po vybudování propojení dvou původních částí a to Svitavské nábřeží I a Svitavské nábřeží II. Úhrnná délka všech úseků větve primárního brněnského kolektoru Svitavské nábřeží činí 1.077,77 m. Celý tento úsek byl v rámci provedeného pasportu souhrnně označen velkým písmenem E a dále bude označován jako úsek kolektoru E – Svitavské nábřeží. Kolektor E – Svitavské nábřeží je dále podrobně dělen, na jednotlivé úseky E I až E V. Délky jednotlivých dílčích úseků kolektoru E – Svitavské nábřeží vyplývají z příložené tab. 3-1.

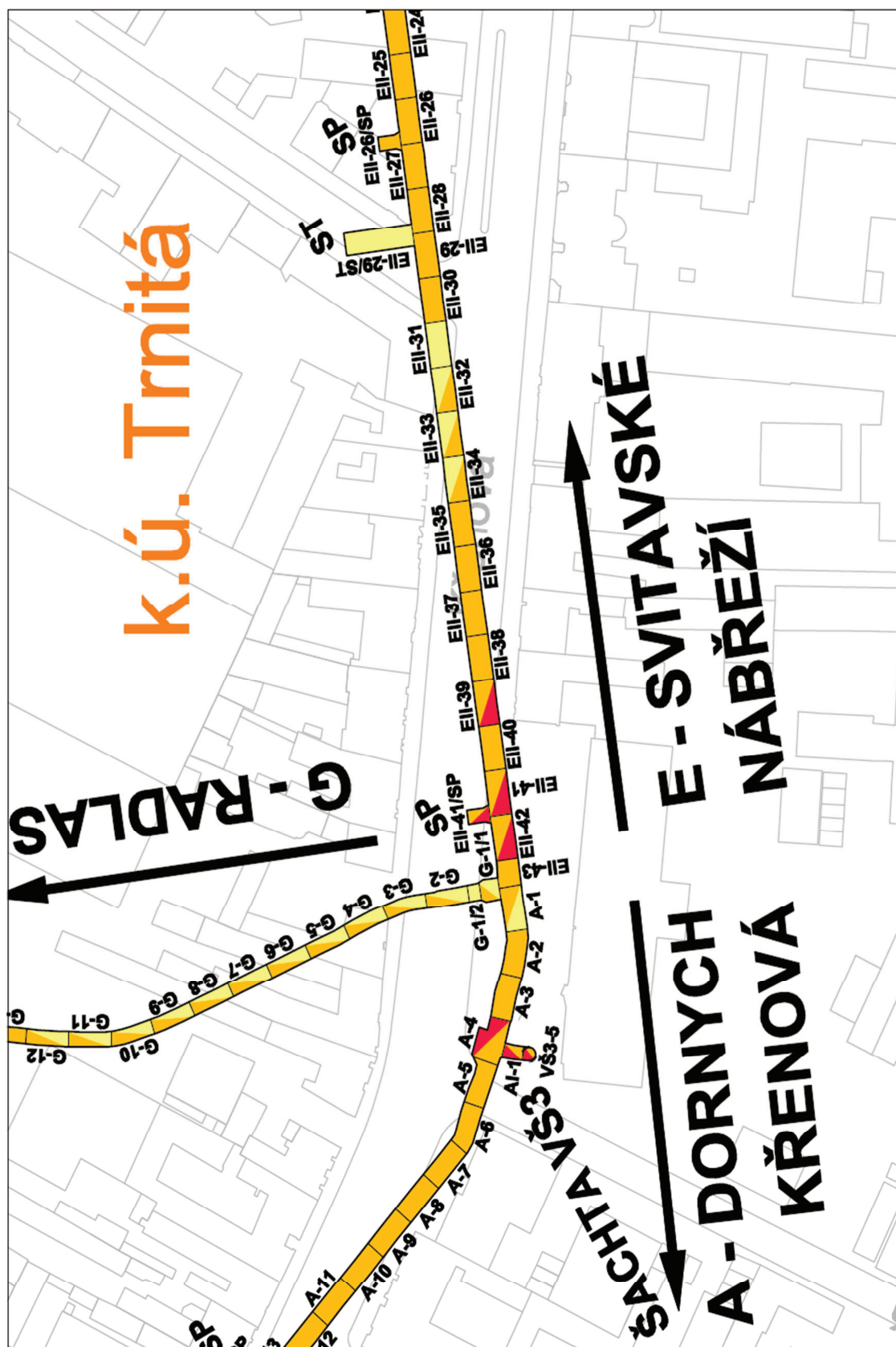
Tab. 3-1. Dílčí úseky primárního kolektoru Svitavské nábřeží.

TABULKA DÉLEK ÚSEKŮ KOLEKTORU SVITAVSKÉ NÁBŘEŽÍ					
KOLEKTOR SVIT.NÁBŘEŽÍ (souhrnné označení větve)	ČLENĚNÍ NA DÍLČÍ ÚSEKY	ZAČÁTEK ÚSEKU	KONEC ÚSEKU	DÉLKA JEDNOTLIVÝCH ÚSEKŮ [m]	CELKOVÁ DÉLKA [m]
E	E I	TG 3	Š 24	467,94	1076,77
	E II	TG 3	KO 1	425,94	
	E III	E I	E II	34,23	
	E IV	TG 4	E V	110,25	
	E V	E IV	Š 6A	38,41	
VYSVĚTLIVKY					
TG3, TG4	- TECHNICKÁ GALERIE				
Š 6A, Š 24	- ŠACHTA				
KO 1	- KOMORA				

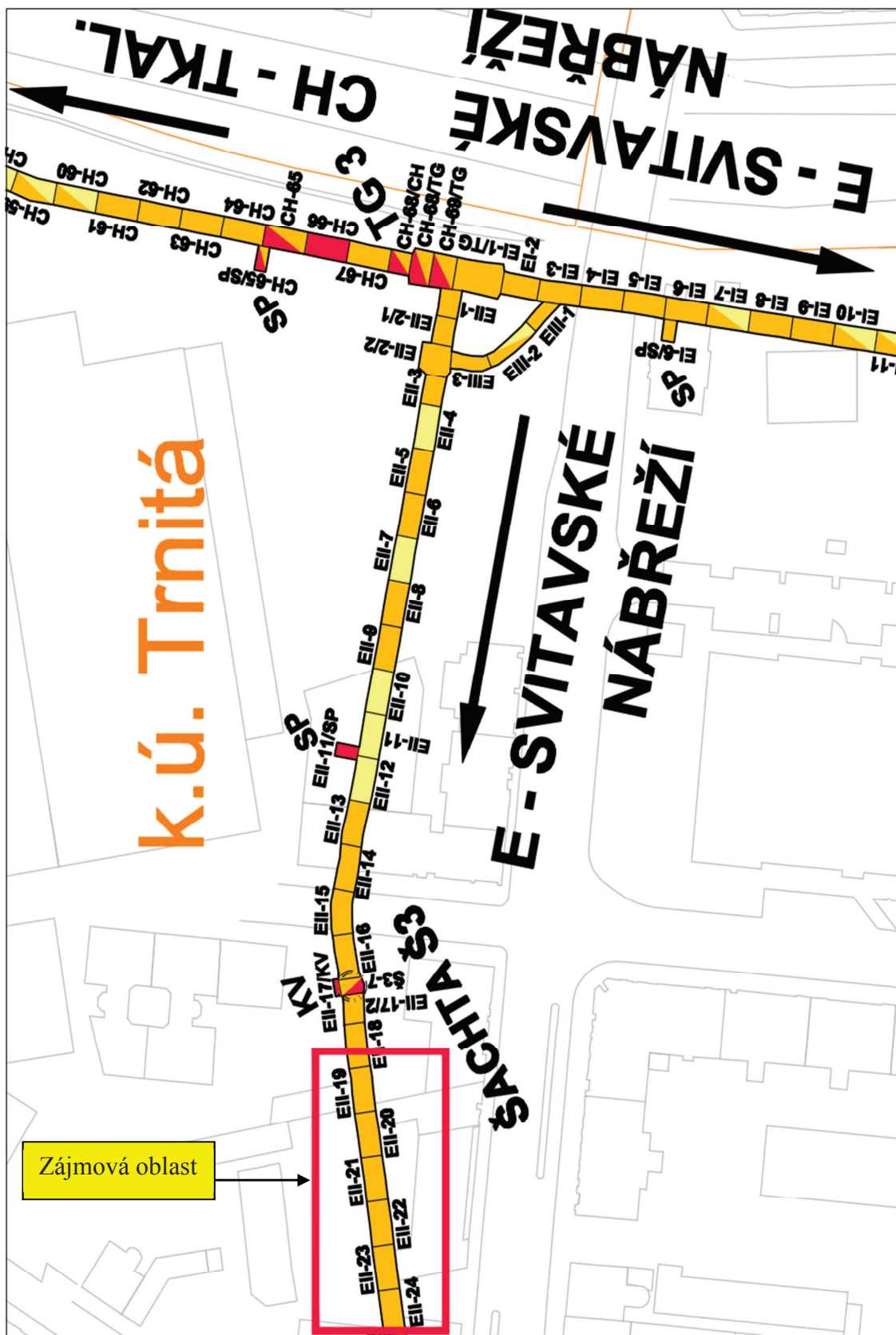


Obr. 3-2. Celková schematizovaná situace jednotlivých větví primárního kolektoru v dotčené části Brna.

Úsek kolektoru, řešený v diplomové práci je lokalizován ve větví E II délky 425,94 m. Tento úsek začíná u technické galerie číslo 3 (dále jen TG 3) (viz. obr. 3-4) a pokračuje západním až jihozápadním směrem k rozpletu větví kolektoru A, E a G (viz. obr. 3-3).



Obr. 3-3. Podrobná situace začátku větve primárního kolektoru E II Svitavské nábreží. [12]



Obr. 3-4. Podrobná situace konce větve primárního kolektoru E II Svitavské nábřeží. [13]

Na úseku E II se nachází šachta Š3 – Koželužská, která vyúsťuje na ulici Koželužské u Šmeralových závodů v katastrálním území Trnitá. Pro potřeby technického pasportu prováděného firmou Amberg byly větve kolektoru rozděleny do jednotlivých pasů. Tyto kolektorové pasy měly ve většině případů délku cca 10 m. Byly zde i pasy jiných délek, optimalizované podle aktuální potřeby prováděného pasportu. V případě úseku řešeného v diplomové práci E II – Svitavské nábřeží byly pasy očíslovány jako E II 1 až E II 43 (viz. obr. 3-4).

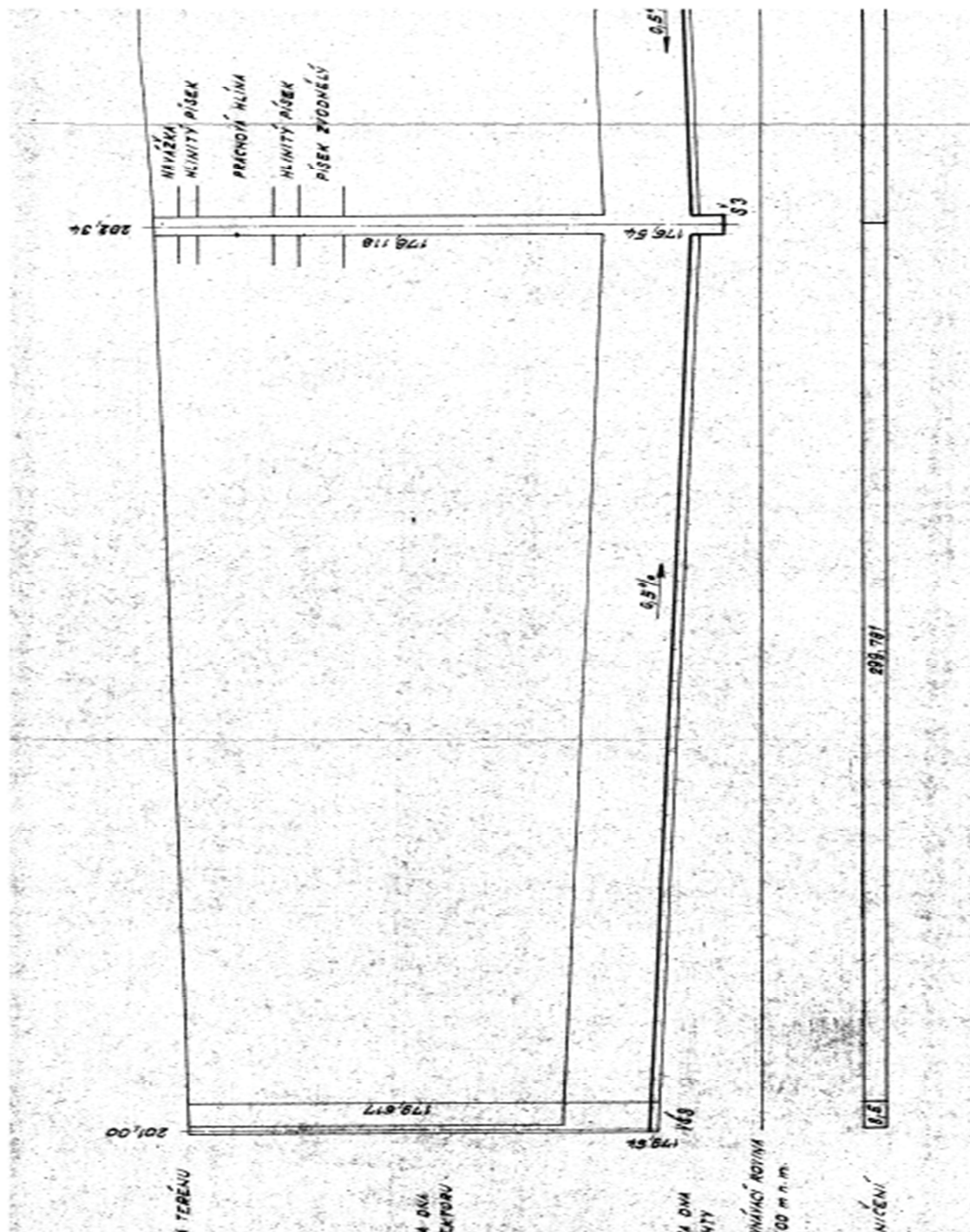
Pasy kolektoru, které budou posuzovány v diplomové práci jsou označeny jako E II 19 až E II 24. Kolektorové pasy s tímto označením se nacházejí v průměrné vzdálenosti 30 m severně od hlavní osy tramvajového kolejiště, konkrétně zastávky MHD Masná.



Obr. 3-5. Situace řešených pasů E II 19 až E II 24 větve E II Svitavské nábřeží.
[13]

Kolektor E – Svitavské nábřeží, konkrétně posuzované pasy E II 19 až E II 24 se nacházejí v hloubce (odvozením z původní prováděcí dokumentace) mezi 24,5 m až

25,8 m. Výřez z původní výkresové dokumentace podélného profilu řešeného úseku je uveden na obr. 3-5.

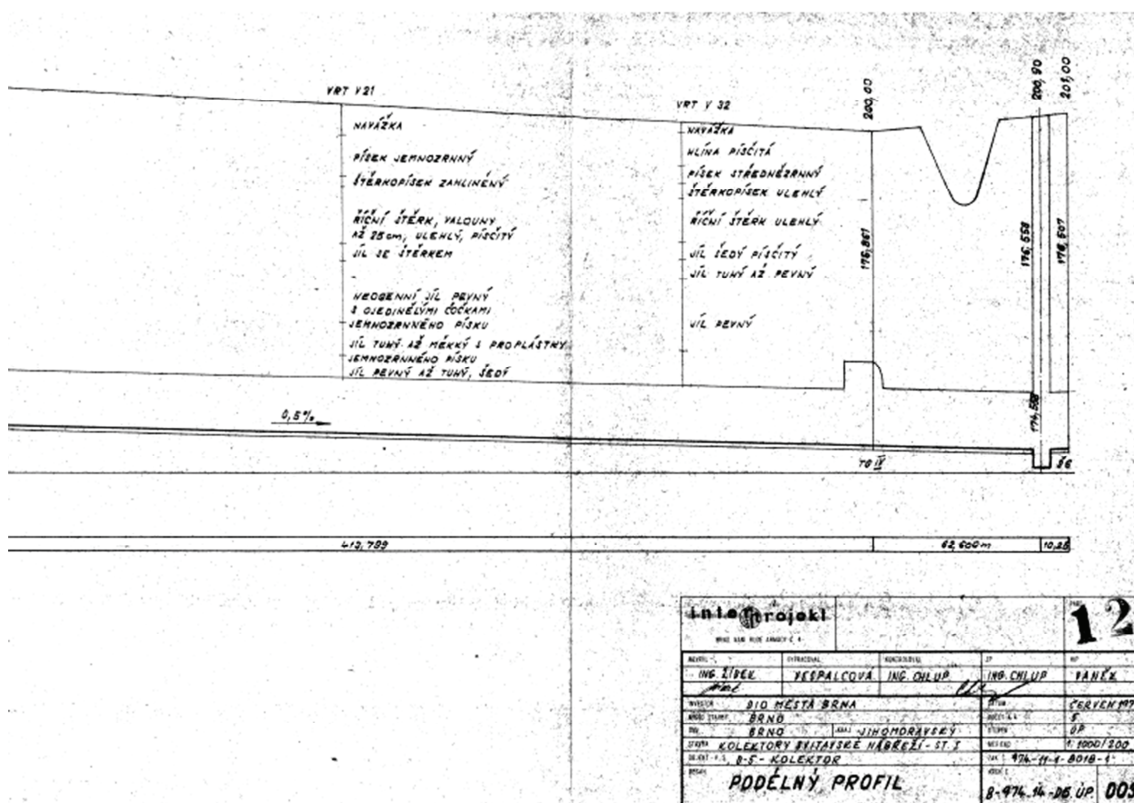


Obr. 3-6. Výřez podélného profilu řešené části kolektoru Svitavské nábřeží větev E. [18]

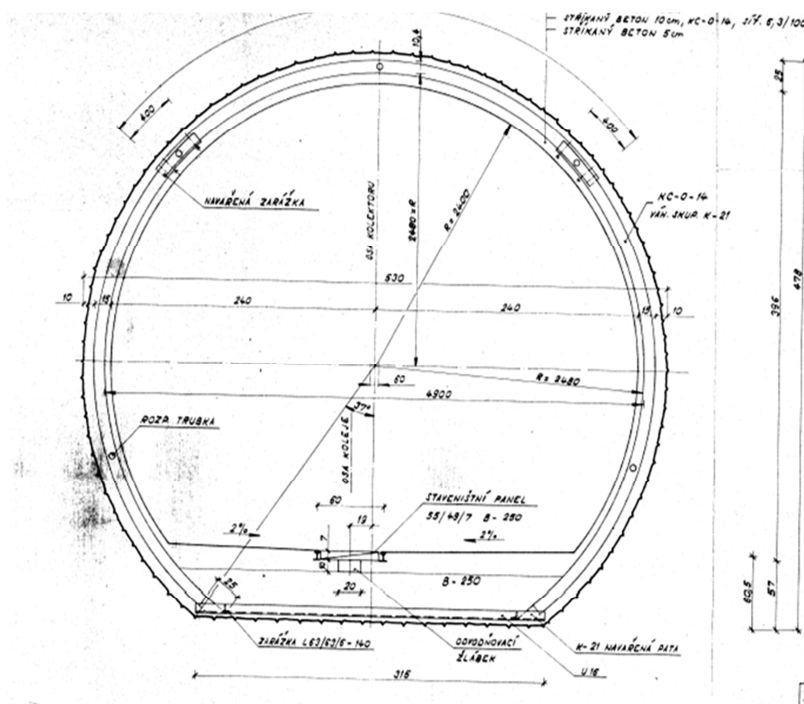
3.2. Historie výstavby kolektoru Svitavské nábřeží

Obecně jako celek se kolektor Svitavské nábřeží stavěl ve dvou částech. Byly to části Svitavské nábřeží I a Svitavské nábřeží II. Objekt kolektoru Svitavské nábřeží I, kde se nachází řešená část kolektoru, se stavěl v letech 1979 až 1982. Vybavení kolektoru technologiemi, inženýrskými sítěmi a dalším potřebným provozním zařízením trvalo až do roku 1986, kdy také proběhlo kolaudační řízení.

Zájmový úsek kolektoru, tedy úsek E II, byl ražen z šachty Š3 směrem k výstupní šachtě VŠ3 a na druhou stranu k TG3. Popis technologického postupu výstavby této části kolektoru je převzat z technické zprávy, která byla zpracována pro tento stavební objekt firmou Interprojekt, závod Brno – viz dále.



Obr. 3-7. Původní výkresová dokumentace – podélný profil. [18]

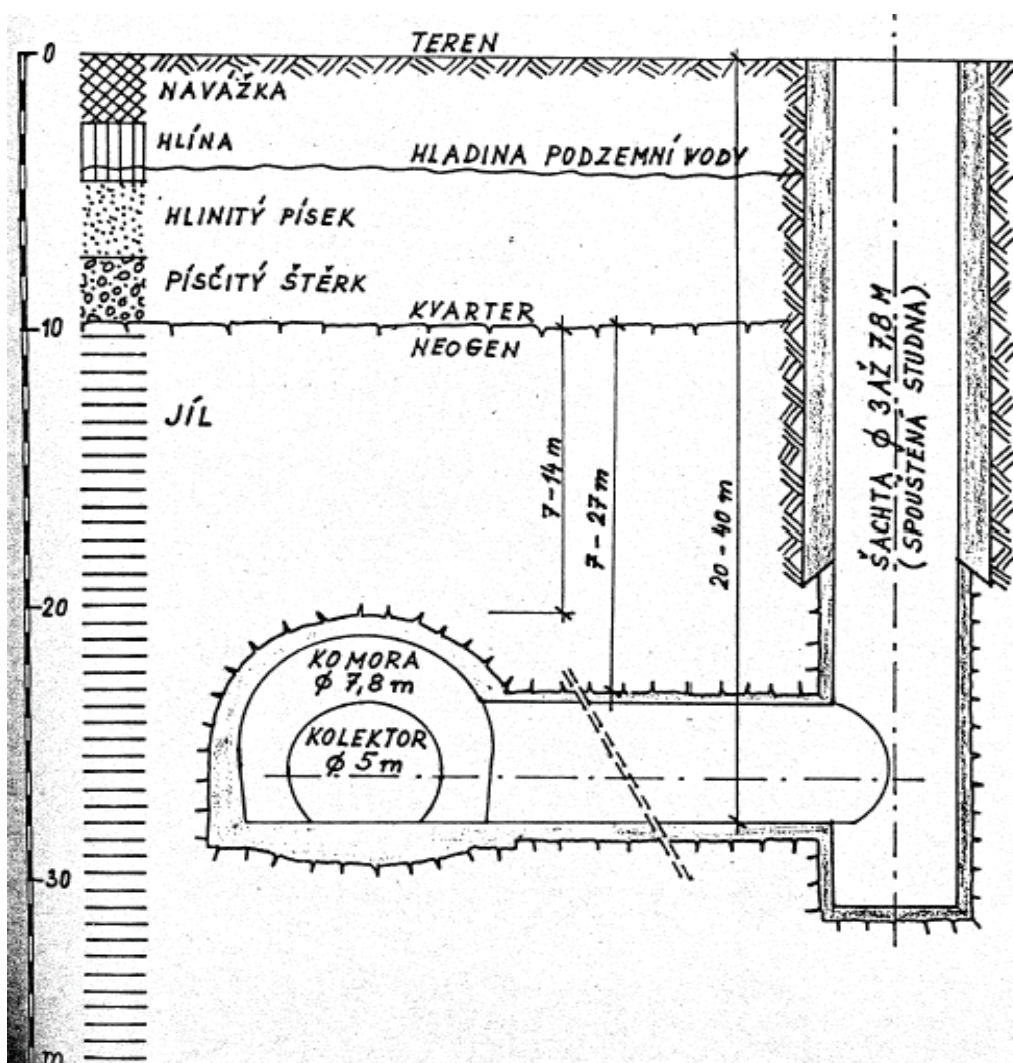


Obr. 3-8. Původní výkresová dokumentace – příčný profil. [18]

Kolektor byl ražen klasickou konvenční (v zásadě upravenou prstencovou) metodou na plný profil s jednou velmi krátkou lávkou (vždy délky jednoho záběru), se zajištěním boků i čelby (viz výše kapitola 2.4.3.). Lávka byla prováděna ze zavěšené pracovní plošiny – tzv. „povalu“. Zajištění boků čelby bylo prováděno stříkaným betonem na jednu vrstvu ocelové KARI síťoviny. Tato první vrstva stříkaného betonu byla posléze doplněna důlní korýtkovou výztuží KG-0-14, hmotnostní skupiny K-21. Na stranách kabelového vedení byly před prováděním první vrstvy stříkaného betonu osazeny podle šablony ocelové tyče z kulatiny $\varnothing 38$ mm. Druhá vrstva stříkaného betonu se prováděla až po přivaření druhé ocelové výztužné KARI síťoviny na korýtkovou důlní výztuž. Vrstva druhého nástřiku byla tloušťky 150 mm a prováděla se se zpožděním po úsecích cca 30 m tzn. asi 1 až 1,5 měsíce. Ve spodní části kolektoru u počvy je osazen válcovaný nosník U160, který má rozpěrnou funkci a rozpírá korýtkovou důlní výztuž. Dno kolektoru bylo zhotoveno jako rovné a betonovalo se z litého betonu B-250 na dvě vrstvy. První vrstva byla tloušťky 370 mm a sloužila jako provizorní zajištění a provizorní dno. Druhá vrstva se betonovala jako definitivní po výrubu celého úseku; její tloušťka byla 200 mm.

3.3. Geotechnické poměry v trase kolektoru

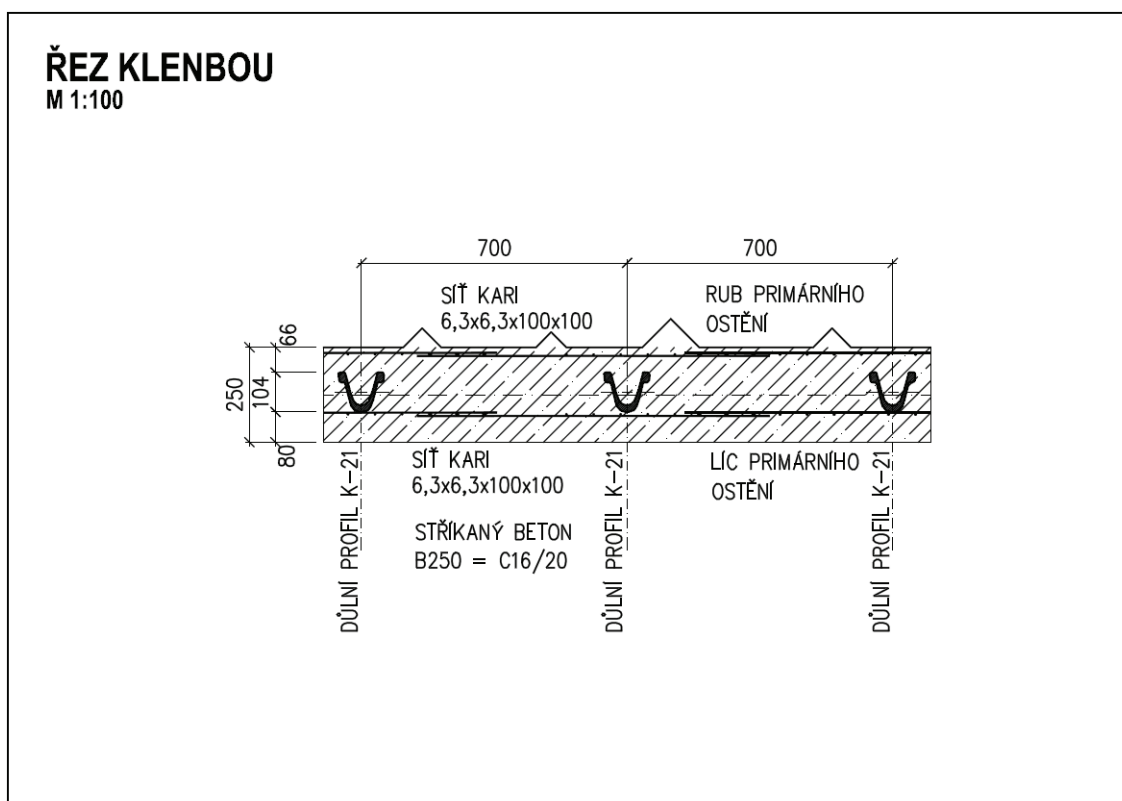
V původní technické zprávě projektové dokumentace jsou geotechnické poměry popsány velice stroze a to jednou větou, že jsou kolektorové tunely vedeny v jílech. Proto autor čerpal z nových poznatků, které byly získány na základě geotechnických průzkumů které proběhly v posledních letech. Trasa kolektoru Svitavské nábřeží, jakožto i část E II řešená v diplomové práci je obecně vedena v celé své délce ve vrstvě neogenních jílů, většinou pevné konzistence, které jsou tak typické pro oblast Brna, že se nazývají brněnskými tégly. V původních pokryvných vrstvách jsou zastoupeny písčité, jílovité a prachovité hlíny a povrch území je převážně dotvořen antropogenními vrstvami proměnlivé mocnosti.



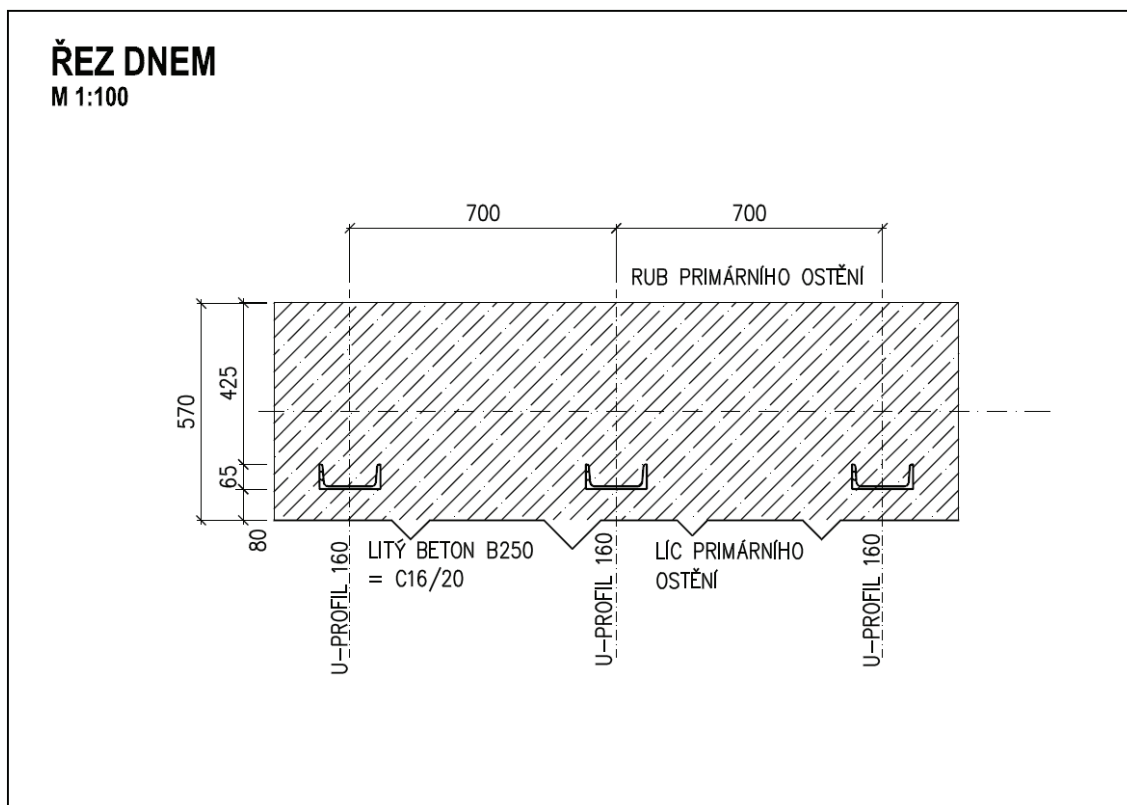
Obr. 3-9. Vzorový příčný řez s popsanými geologickými vrstvami. [18]

3.4. Původní technické parametry řešeného úseku

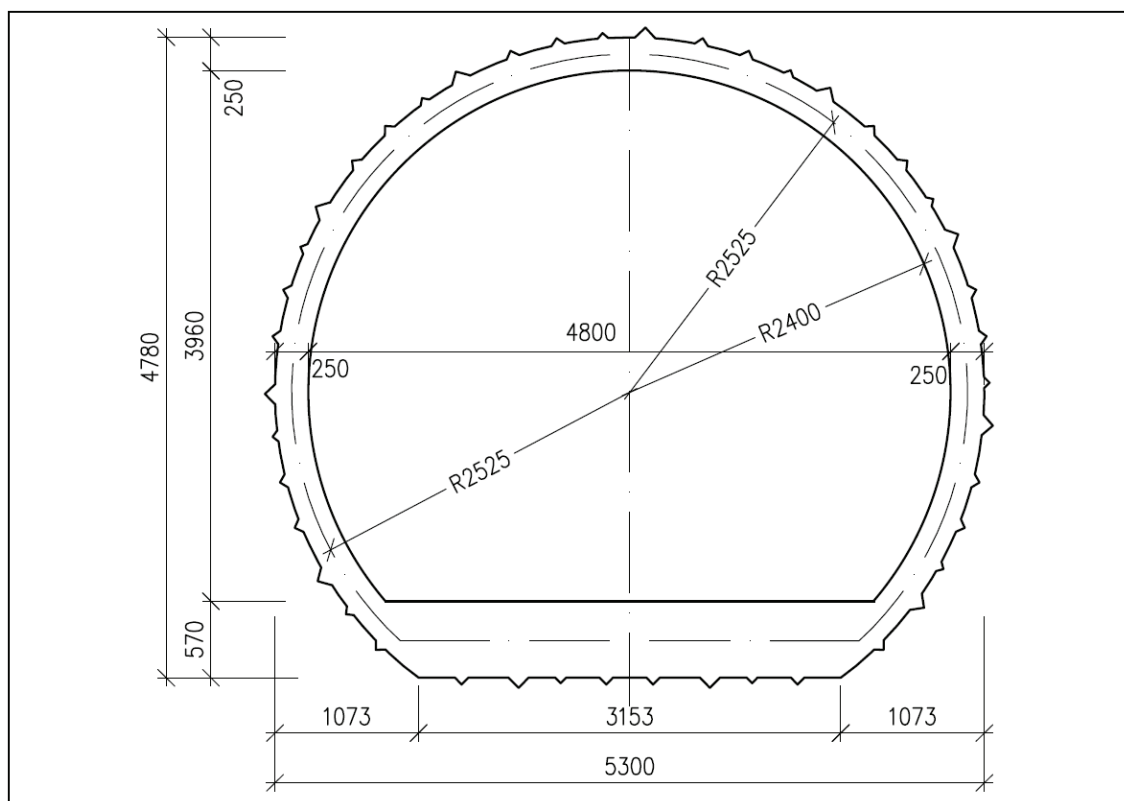
Pro popsání potřebných technických parametrů kolektoru úseku E II – Svitavské nábřeží opět čerpal autor diplomové práce z původní projektové dokumentace. Profil kolektoru vychází z tehdejších požadavků na uložení a rozvod potrubních řádů a na uložení kabelových rozvodů. Základní profil kolektoru je kruhový s rovným dnem, které je příčně spádováno 2,0 %. Vnitřní poloměr klenby obezdívky je 2,40 m, světlá šířka průřezu činí 4,80 m a světlá výška profilu je 3,96 m. Skladba kolektorového ostění je ze dvou vrstev stříkaného betonu celkové tloušťky 250 mm. V této vrstvě stříkaného betonu jsou uloženy dvě vrstvy ocelových výztužných KARI sítí o rozměrech 6,3x100/6,3x100 mm. Ostění je ve výrubu zajištěno kladenými oblouky korýtkové důlní výztuže v rozteči po 700 mm. Typ korýtkové důlní výztuže je KC-0-14, hmotnostní skupiny K-21. Dno základního profilu kolektoru je tloušťky 570 mm a jak už bylo výše řečeno je příčně spádované 2,0 % do středového odvodňovacího žlábků v podlaze. Tento žlábek je šířky 200 mm, hloubky 100 mm a je umístěn mezi kolejnicemi s důlním rozchodem.



Obr. 3-10. Příčný řez ostěním kolektoru – klenba.



Obr. 3-11. Příčný řez ostěním kolektoru – dno.



Obr. 3-12. Příčný řez kolektoru.

3.5. Materiálové charakteristiky použitých stavebních materiálů

Základní materiály použité na stavbu kolektoru řešeného v diplomové práci, byl beton B – 170, B – 250 a jeho modifikace. Jako výztuž při zajištění ostění byly použity ocelové výztužné sítě v různých parametrech a hlavní nosnou výztuž tvořila korýtková důlní výztuž KC-0-14, hmotnostní skupiny K-21. Jelikož se označení jednotlivých materiálů „ OCEL a BETON “neustále vyvíjejí budou v kapitolách 3.5.1. a 3.5.2. popsány nejen jejich materiálové a průřezové charakteristiky, ale i jejich změny v označení a popisu.

3.5.1. Betony použité při výstavbě kolektoru Svitavské nábřeží

Pro výstavbu kolektoru byl podle normy ČSN 73 7505/ 10.8.1987 (Kolektory pro sdružené trasy městských podzemních vedení) a podle normy ČSN 73 2400/ 1986-06-30 (Požadavky na jakost betonu) použity betony dle tehdejšího označení B – 170, B – 250, třídy II. a III. nebo B – 250 HV4, třídy III. (HV4 – označení pro vodotěsné betony). Tyto betony odpovídají dnešnímu značení dle ČSN EN 206-1 C(12/15) pro B – 250 a C(16/20) pro B – 170 (viz. tab. 3-2). Úsek řešený v diplomové práci se razil z šachty Š3 – Koželužská směrem k šachtě VŠ3, což odpovídá podle archivní projektové dokumentace ČELBĚ č. 5 – Svitavské nábřeží, ve staničení 0 - 270. Do tohoto staničení spadají i řešené pasy E 19 až E 24. Z archivních podkladů zkoušek provedených na vzorcích při výstavbě této části kolektoru, tedy ČELBĚ č. 5 staničení 0 - 270 jsou známy výsledky jednotlivých pevností betonu požadované dle norem ČSN 73 2400, ČSN 73 2404 a ČSN 73 1373 (viz. tab. 3-2). Tyto výsledky byly získány ze zkoušek provedených v tehdejší podnikové laboratoři podniku Výstavby dolů uranového průmyslu k. p., závod Tišnov, středisko Brno (dnešní Subterra a.s.).

Vedle nedestruktivní sklerometrické zkoušky Schmidovým kladívkem typu N, která byla prováděna v průběhu výstavby, byly jednotlivé vzorky betonu podrobeny i destruktivním zkouškám dle tehdejší normy ČSN 73 1317. Jednalo se především o zkoušku pevnosti v tlaku litého betonu a pevnosti v tahu za ohybu. Provedeny byly i další zkoušky, například zkouška vodotěsnosti. Ta však není pro tuto práci podstatná.

Tab. 3-2. Průměrné a mezní hodnoty pevností původně použitých betonů.

TABULKA POUŽITÝCH BETONŮ A JEJÍCH PRŮMĚRNÝCH HODNOT ZÍSKANÝCH ZE ZKOUŠEK PROVÁDĚNÝCH PŘI VÝSTAVBĚ KOLEKTORU SVITAVSKÉ NÁBŘEŽÍ		
číslo čelby a druh použití betonové směsi		
ČELBA č.5 (staničení 0 až 270) - PROVIZORNÍ OBEZDÍVKA		
Třída betonu dle: ČSN 73 6206 (1971)	Třída betonu dle: ČSN 73 1201 (1986)	Třída betonu dle: ČSN EN 206 - 1
B - 170	B 15	C 12/15
typ prováděné zkoušky vzorcích betonové směsi:		
NEDESTRUKTIVNÍ - SKLEROMETRICKÁ <i>Schmidtovým kladívkem - typ N</i>		
Posouzení jakosti betonu bylo provedeno dle tehdejších norem ČSN 73 2400, ČSN 73 2404 a ČSN 73 1373		
Celkový aritmetický průměr pevnosti betonu vzešlý ze zkoušek provedených na vzorcích provizorní obezdívky ČELBY č. 5		
$R_b = 26,25$ MPa		
Požadavky dle tehdejší normy ČSN 73 2400:		
dolní charakteristická. mez $R_{b,char}=14,0$ MPa	horní charakteristická mez $R_{b,max}=24,5$ MPa	
číslo čelby a druh použití betonové směsi		
ČELBA č.5 (staničení 0 až 270) - DEFINITIVNÍ OBEZDÍVKA		
Třída betonu dle: ČSN 73 6206 (1971)	Třída betonu dle: ČSN 73 1201 (1986)	Třída betonu dle: ČSN EN 206 - 1
B - 250	B 20	C 16/20
typ prováděné zkoušky vzorcích betonové směsi:		
NEDESTRUKTIVNÍ - SKLEROMETRICKÁ <i>Schmidtovým kladívkem - typ N</i>		
Posouzení jakosti betonu bylo provedeno dle tehdejších norem ČSN 73 2400, ČSN 73 2404 a ČSN 73 1373		
Celkový aritmetický průměr pevnosti betonu vzešlý ze zkoušek provedených na vzorcích definitivní obezdívky ČELBY č. 5		
$R_b = 26,5$ Mpa		
Požadavky dle tehdejší normy ČSN 73 2400:		
dolní charakteristická. mez $R_{b,char}=22,5$ MPa	horní charakteristická mez $R_{b,max}=33,0$ MPa	

Tab. 3-3. Průměrné hodnoty pevností v tlaku původně použitých betonů.

TABULKA PEVNOSTI V TLAKU DLE ČSN 73 1317 PO min. 60 DNECH	
<i>Pevnost betonu v tlaku - obezdívka kolektoru -----</i>	31,22 MPa
<i>Pevnost betonu v tlaku - počva kolektoru -----</i>	29,10 MPa

Hodnoty pevností betonu, uvedené v tabulkách 3-2 a 3-3, budou dále použity ve výpočtu zatížení konstrukce kolektoru, pilotovým základem

3.5.2. Ocelová výztuž použitá při výstavbě kolektoru Svitavské nábřeží

Jako ocelová výztuž byly užity v řešeném úseku dva základní prvky. Prvním prvkem, který zajišťoval výrub „čelbu“ ihned po odtěžení byly ocelové výztužné sítě. Dnes označované jako KARI sítě. Druhým prvkem je korýtková důlní výztuž. V pasech E II 19 až E II 24 je použit profil korýtkové důlní výztuže KG-0-14, hmotnostní skupina K-21.

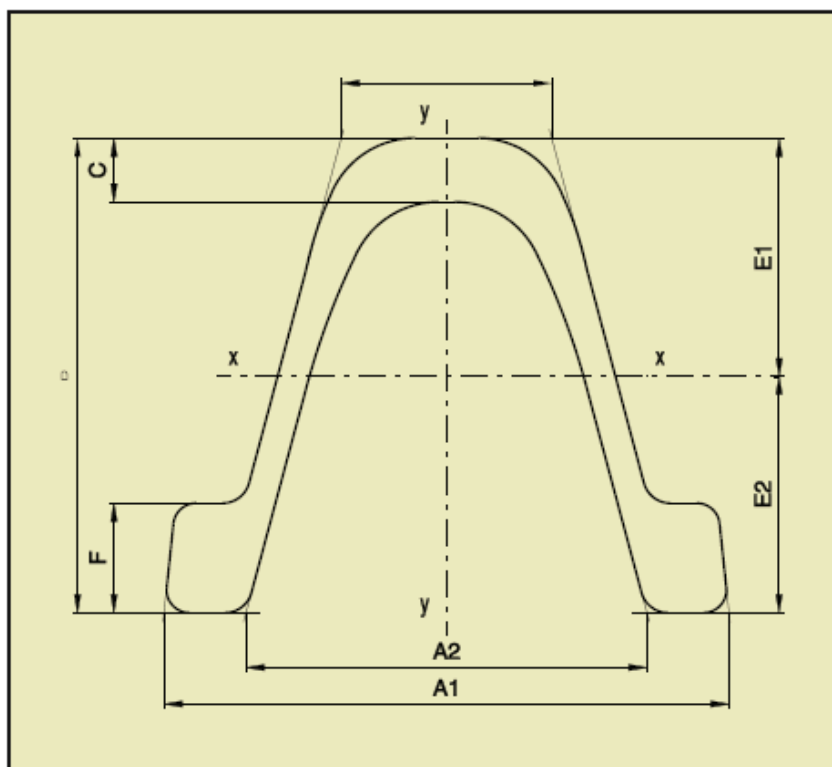
Použitá ocelová výztužná síť má rozměry 6,3x100/6,3x100 mm. Průřezové charakteristiky ocelových sítí se neudávají jako u běžných ocelových průřezů, ale vyplývají až v souvislosti z výpočtu ve spráženém železobetonovém průřezu. Obvykle na 1 bm. Při výstavbě byly výztužné KARI sítě kladeny v předepsaném rastru po obvodu výrubu tak, aby splnily svou statickou úlohu v ostění. Součástí instalace výztužných sítí bylo i jejich ohýbání a stříhání, a to v závislosti na aktuální potřebě stavby.

Jak už bylo uvedeno výše (viz kapitola 3.4.), byly jednotlivé rámy korýtkové výztuže v tomto úseku kolektoru od sebe vzdáleny v rozteči 700 mm. Jednotlivé části rámu jsou složeny z půloblouku a rovné spodní části. (viz obr. 3-14). Dílčí prvky rámu jsou spojeny pomocí třecích šroubových spojů. Korýtková důlní výztuž profilu **KG-0-14**, hmotnostní skupiny **K-21**, má rozměry a průřezové charakteristiky uvedené v tabulce 3-4. Třída oceli použité u důlní výztuže, je označena dle ČSN 411500 jako 11 500 a dle evropské normy ČSN EN 10025+A1 jako E295. Mechanické pevnosti této oceli jsou také zapsány v tabulce 3-4.

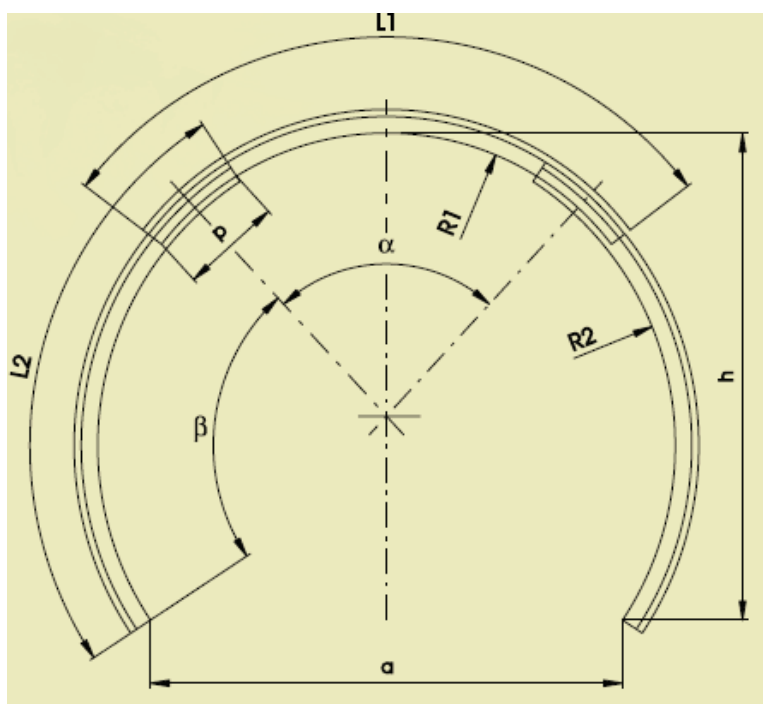
Tab. 3-4. Rozměry důlního profilu hmotnostní skupiny K21.

Typ profilu Section Type	G km/m	S cm ²	O mm	A1 mm	A2 mm	B mm	C mm	D mm	F mm	E1 mm	E2 mm	Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³
P 28	27,94	35,60	621,45	148,00	109,00	127,50	14,50	35,00	28,50	63,02	64,48	595,83	698,26	92,41	94,36
K 21	20,74	26,42	514,93	124,00	88,00	104,00	14,00	46,20	24,00	52,11	51,89	319,10	356,46	61,24	57,99

profil K / K section



Obr. 3-13. Korýtková důlní výztuž.



Obr. 3-14. Skladba rámu výztuže v kolektoru

4. PASPORT PRIMÁRNÍHO KOLEKTORU - VĚTEV SVITAVSKÉ NÁBŘEŽÍ

Po bezmála třicetiletém používání nejstarších větví primárního brněnského kolektoru, bylo v roce 2009, na základě podnětu Technických sítí Brno (dále jen TSB), rozhodnuto o vytvoření podrobného technického pasportu stávající primární kolektorové sítě. Pro zhotovení dokumentace podrobného technického pasportu, stávajících primárních brněnských kolektorů byla oslovena firma Amberg Engineering Brno a.s. Před samotným zahájením průzkumných a mapovacích prací in situ, bylo nutno vykonat důkladnou přípravu. V první fázi přípravy byla prostudována původní technická a výkresová dokumentace, kterou poskytly ze svého archivu TSB. Druhá fáze přípravy technického pasportu zahrnovala stanovení rozsahu průzkumných činností, které byly nutné k dokonalému popsání všech technických fenoménů vyskytujících se v pasportizované úseku. Závěrečná třetí fáze přípravy měla za úkol sestavit vhodný zápisový dokument. Požadovaný zápisový dokument musel být sestaven tak, aby v terénu při vykonávání technického pasportu byla co nejobjektivněji zaznamenána všechna důležitá data potřebná pro vyhodnocení podrobné dokumentace. Záznamový dokument byl nazván „Pasový list“, a to podle rozdělení jednotlivých dílčích částí kolektoru. V celém průběhu přípravy technického pasportu byly vykonány další dílčí kroky, které ovšem nejsou podstatné pro výsledky této práce.

4.1. Rozsah průzkumných prací

Popis jednotlivých průzkumných prací, které byly kompletně provedeny pracovníky firmy Amberg Engineering a.s. ve spolupráci s odborníky z Ústavu technologie a stavebních hmot na Fakultě stavební VUT v Brně, je přehledně uveden v následujícím odstavci.

- geodetické zaměření chodeb kolektoru,
- pasportizace ostění kolektorů, šachet a komor,
- odběr jádrových vrtů z betonu ostění a podlah a jejich laboratorní vyhodnocení z hlediska fyzikálně mechanických vlastností stavebního materiálu,

- posouzení míry degradace betonu fyzikálně chemickou analýzou,
- odběr vzorků podzemní vody a následně jejich laboratorní rozbor z hlediska agresivity na stavební konstrukce. [12]

4.1.1. Geodetické zaměření chodeb kolektorů

Bylo provedeno pro upřesnění absolutní polohy kolektorů v souřadném systému JTSK a pro získání přesných délek jednotlivých úseků. Pro účely pasportizace a také z důvodu usnadnění orientace v kolektoru pro účely správy a údržby díla byl kolektor rozdělen na jednotlivé úseky. Bylo zachováno členění z doby výstavby. Označení úseku písmeny A až N odpovídá značení dokumentace kolektorů v archivu správce. Jednotlivé úseky byly rozděleny na větve. Chodby byly dále rozděleny na pasy. Základní délka pasu byla stanovena 10,0 m. Navržené dělení bylo rozměřeno in situ a vyznačeno tabulkami v trvalém provedení. Začátky jednotlivých úseků byly stanoveny do průsečíků os chodeb. [12]

4.1.2. Pasportizace ostění kolektoru

Pro podrobné zdokumentování stavebního stavu kolektoru byla provedena pasportizace. Stav byl zaznamenán do již zmíněných formulářů pro jednotlivé pasy tzv. (pasové listy). Byly posuzovány jednotlivé části kolektoru v rozsahu:

- a) ostění – oslabení ostění, odpadávající či poškozený beton,
- b) průsaky vody – bodové, plošné, dělené podle intenzity přítoku,
- c) degradace materiálu ostění – povrchová, hloubková, výluhy,
- d) trhliny v ostění,
- e) zabetonované ocelové konstrukce – pouze neobsazené konstrukce pro technologické vybavení zabudované do ostění nebo do podlahy,
- f) odvodňovací kanál převážně s kolejnicí pro důlní vozíky – stav betonových i ocelových částí kanálu včetně zakrytí pororošty nebo plechy,

g) podlaha v kolektoru z hlediska kvality betonu a příčného spádu (odvodnění průsaků do středového kanálu),

h) dokumentace otvorů pro nerealizované patky produktovodů,

i) průsaky v pracovní spáře mezi podlahou a ostěním.

Stejným způsobem byly hodnoceny i šachty a technologické komory na povrchu u šachet. [12]

4.1.3. Ověření skladby, struktury a fyzikálně mechanických parametrů betonu

V rámci průzkumných prací bylo vytipováno celkem 11 míst, ze kterých byly provedeny jádrové vývrty Ø 65 a 75 mm do betonu ostění. Vývrty byly poté zkoumány v laboratořích Ústavu technologie a stavebních hmot na Fakultě stavební VUT v Brně.

4.1.4. Posouzení míry degradace betonu fyzikálně chemickou analýzou

Vzorky betonu z vývrtní odebrané pro stanovení fyzikálně mechanických parametrů betonu byly následně podrobeny fyzikálně chemické analýze, kterou opět provedl Ústav technologie a stavebních hmot Fakulty stavební VUT v Brně [14].

4.1.5. Laboratorní rozbor podzemní vody

Podzemní voda byla odebrána ve čtyřech místech kolektoru v blízkosti předmětného úseku:

- z výronu v ostění náraziště u šachty Š24 – pas EI 47/N (pravý břeh Svitavy),
- z výronu v ostění pasu EIV – 11/1 (levý břeh Svitavy),
- z přítoku sběrného kanálku do šachty Š3 ve větvi EII,
- z ostění šachty Š6A – Zvěřinova v 6. PP z výronu v otvoru po jádrovém vývrtní

4.2. Výsledky průzkumných prací

Autor diplomové práce čerpal informace o výsledcích průzkumných prací ze závěrečné zprávy části kolektoru E - větev Svitavské nábřeží. V této závěrečné zprávě je

sepsán výskyt veškerých poškození, která se nalézají na všech stavebních objektech na této větvi. Pro potřebu této diplomové práce autor vybral jen stavební objekty nacházející se v zájmové oblasti výstavby objektu IFM Hotelu, na ulici Křenová. Konkrétně se jedná o objekty nalézající se v části větve E – Svitavské nábřeží, podrobněji označené jako EII. Tyto stavební objekty reprezentují jen části, které se nacházejí v bezprostřední blízkost posuzovaných pasů EII-19 až E-24. V následujících odstavcích budou prezentovány vybraná poškození a výsledky průzkumu kolektoru na daném úseku, tak, aby co nejlépe vystihla situaci v dané zájmové lokalitě posuzovaných pasů EII-19 až EII-24.

4.2.1. Poškození chodeb na úseku kolektoru EII – Svitavské nábřeží

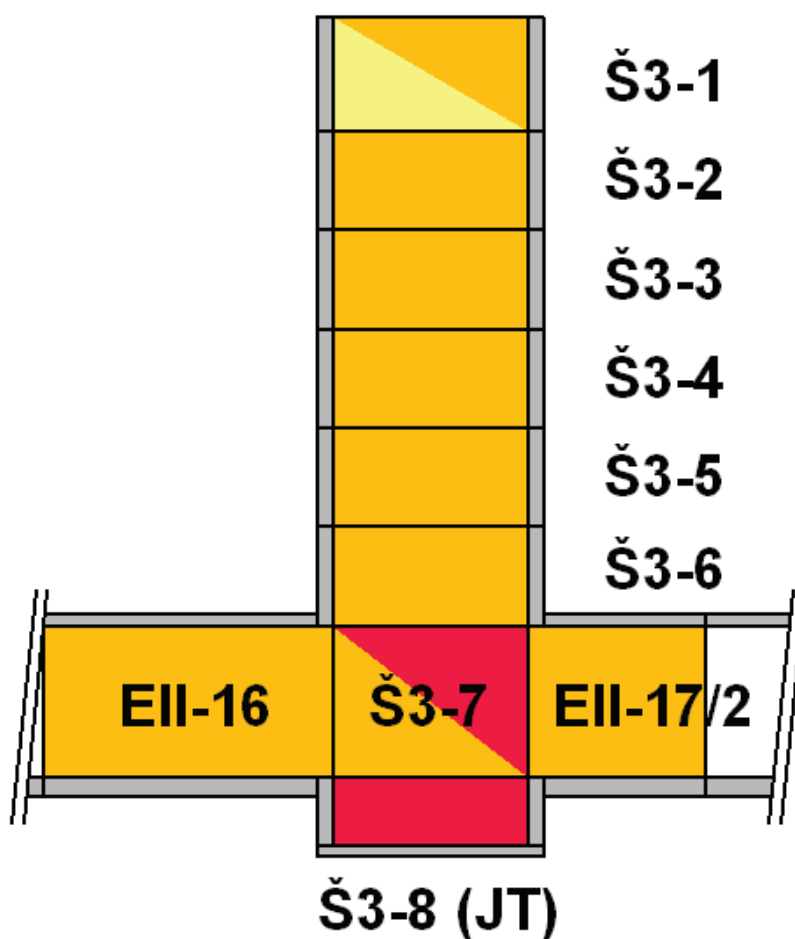
Nejčastějšími problémy stavebního stavu chodeb jsou:

- **pracovní spáry** mezi dnem a ostění chodby. Ve většině případů jsou zavlhlé nebo přímo jimi protéká voda, tvoří se výluhy,
- **trhliny v klenbě** – byly zaznamenány zejména na konci větve EII. Trhliny jsou zdrojem postupného oslabování ostění, neboť tvoří cestu pro pronikání podzemní vody přes ostění, dochází ke korozi nosné výztuže a degradaci betonu,
- **trhliny kolem korýtkových profilů v ostění** – vznikají zpravidla tam, kde nebyl kvalitně proveden stříkaný beton kolem K profilu, a nebylo dodrženo minimální nutné krytí výztuže. Tento typ poškození je spojen s průsaky vody a značnými výluhy,
- **kotvení technologických prvků** – tyto prvky často prostupují přes celou tloušťku ostění a jsou tedy predisponovanou cestou pro pronikání vody do kolektoru. [12]

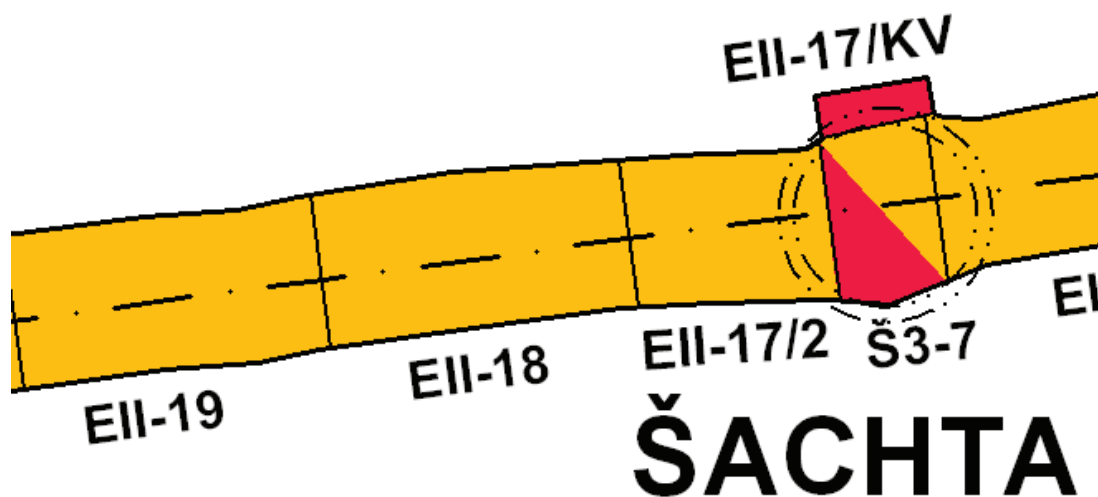
4.2.2. Vlastnosti betonu podlah a ostění kolektoru EII – Svitavské nábřeží

Obecně lze říci, že struktura betonu podlah a ostění kolektoru je dle použité frakce kameniva uspokojivá. Problematickou částí kvality betonu v primárním kolektoru větve E-Svitavské nábřeží se jeví technologické chyby při jeho ukládání a agresivita daného prostředí čímž v čase došlo k výrazným degradacím, a to jak z hlediska pevnostních parametrů (některé vývrty se při odběru prakticky rozpadly), tak především vzhledem k silné degradaci vlastní struktury. V úseku EII větve primárního kolektoru E – Svitavské nábřeží nebyl na chodbě kolektorového tunelu proveden žádný jádrový vývrt.

Byly však odebrány dva zkušební jádrové vývrty ve dvou výškových úrovních, šachty Š3. Šachta zaústíuje do pasu EII-16. Vzorky byly v šachtě Š3 odebrány v úrovni 4. PP a 6. PP. Tyto jádrové sondy byly odebrány cca 20 m od pasu EII-19, který je aktuální pro tuto diplomovou práci. Pas EII-19 patří do skupiny posuzovaných pasů EII-19 až E-24. Na pasech EII-19 až EII-24 nebyly provedeny žádné jádrové vývrty z kterých by byla posléze zhotovena zkušební tělesa. Jelikož potřebné vzorky tedy nejsou k dispozici, bude autor pracovat ve výpočtu s hodnotami, které byly získány ze zkoušek na vzorcích z šachty Š3. Hodnoty vlastností betonu ze zkoušek provedených Ústavem stavebního zkušebnictví – Středisko experimentálních metod FAST VUT v Brně jsou zapsány do tabulky viz 4-1 až 4-4. [12]




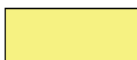




Obr. 4-1. Příčný řez vstupní šachty Š3 s jednotlivými výškovými úrovněmi a vyznačenými stupni poškození ostění tunelu. [12]



Obr. 4-2. Půdorys kolektoru větve EII-Svitavské nábřeží s vyznačeným stupněm poškození ostění a zakreslenou polohou vstupní šachty Š3. [12]

LEGENDA

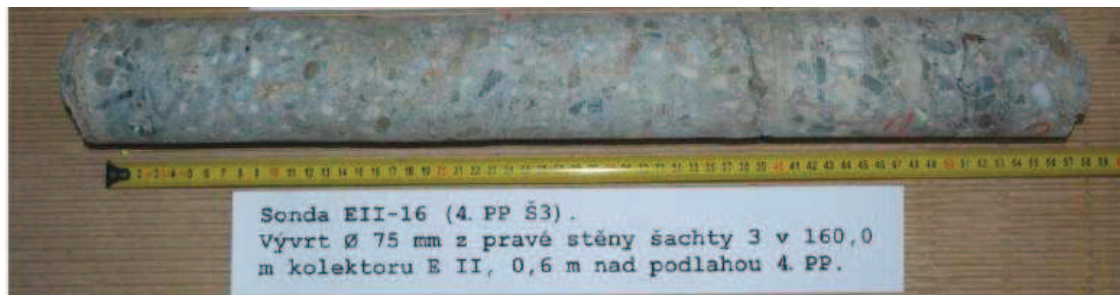
HODNOCENÍ STAVEBNÍHO STAVU KONSTRUKCÍ

	STAVEBNÍ STAV 1 - BĚŽNÉ OPOTŘEBENÍ (NEJÍ NUTNÁ OPRAVA NEBO REKONSTRUKCE)
	STAVEBNÍ STAV 2 - ZÁVADA (ČÁSTEČNÁ REKONSTRUKCE NEBO OPRAVA DOPORUČENÁ)
	STAVEBNÍ STAV 3 - PORUCHA (ČÁSTEČNÁ REKONSTRUKCE NEBO OPRAVA DOPORUČENÁ)
	STAVEBNÍ STAV 4 - VÝZNAMNÁ PORUCHA (OKAMŽITÁ REKONSTRUKCE DOPORUČENÁ)
	STAVEBNÍ STAV 5 - HAVARIJNÍ PORUCHA (OKAMŽITÁ REKONSTRUKCE NUTNÁ)
	STAVEBNÍ STAV 2 - 3

POZNÁMKA: KLASIFIKACE MEZISTUPNĚM BYLA OBVYKLE POUŽITA V PŘÍPADECH, KDY ROZSAH POŠKOZENÍ VE VĚTŠINĚ PLOCHY ODPOVÍDÁ NIŽŠÍMU STUPNĚ, ALE ČÁST PASU JE VE STAVU HORSÍM (NAPŘ. VÝZNAMNÉ TRHUNY V MÍSTECH ZMĚNY GEOMETRIE V PASU, KTERÝ JINAK PŘÍLIŠ VELKÉ POŠKOZENÍ NEVYKAZUJE).

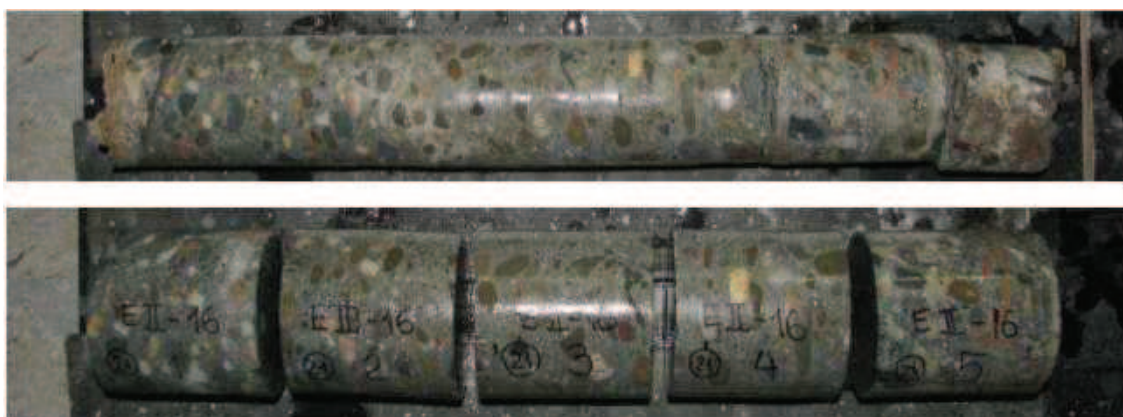
Jádrový vrt s označením EII-16(4.PP, šachta Š3) – poloha vrtu \varnothing 75 mm, který byl odebrán z pravé stěny svislé šachty s označením Š3 ve výšce 0,6 m nad podlahou 4.PP ve staničení 160,0 m.

Při vrtání sondy byly zaznamenány tyto prvky: V hloubce 375 až 385 mm technologická spára (délka vrtáku), v hloubce 490 mm trhlina, v hloubce 500 až 525 mm ocelová výztuž \varnothing asi 3x3 mm a 3x6 mm. Vrt byl ukončen v jílu v hloubce 565 mm. [14]



Obr. 4-3. Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 4.PP z šachty Š3. [14]

Z hlediska struktury se jedná o beton s kamenivem maximální frakce 8 mm. Vizuálně se jeví beton jako kompaktní. Na povrchu betonu je vytvořena inkrustace pravděpodobně od proteku vody, nicméně to nemá zásadní vliv na kvalitu betonu jak z hlediska vizuálního, tak i následných pevnostních zkoušek. Z odebraného jádrového vývrtu EII-16 (4.PP Š3) \varnothing 75 mm byly na okružní pile s diamantovým kotoučem vyrobeny zkušební tělesa tvaru válce v celkovém počtu 5 ks, viz tabulky 4-1, 4-2 a obrázek 4.2.



Obr. 4-4. Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 4.PP rozdělený na 5 zkušebních těles. [14]



Obr. 4-5. Detail místa odběru jádrového vývrtu vzorku EII-16 (4.PP šachty Š3).
[14]

Tab. 4-1. Vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 4.PP.

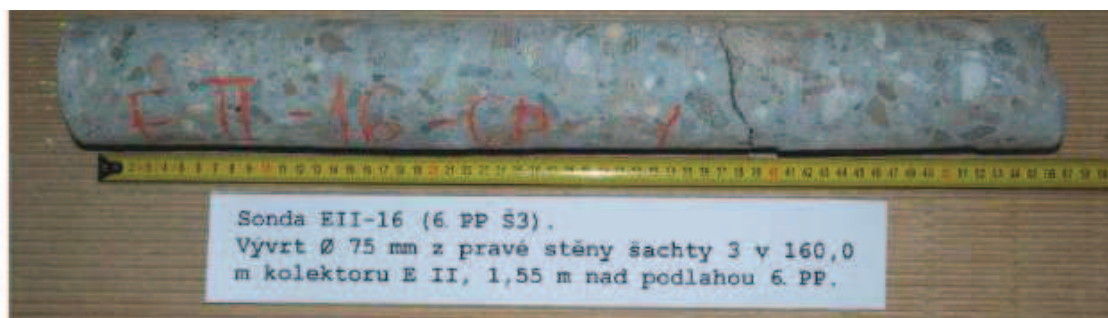
VYHODNOCENÍ PEVNOSTNÍCH PARAMETRŮ ODEBRANÉHO JÁDROVÉHO VÝVRTU E-II 16. 4.PP šachta Š3												
VZOREK	PRŮMÉR	DĚLKA	HMOT.	OBJEM.	SÍLA	PEVNOST	ŠTIHLOST	OPRAVNÝ	PŘEVOD.	VÁLCOVÁ	PŘEVOD.	KRYCH.
	TĚLESA	TĚLESA	VZORKU	HMOTNO	SÍLA	VZORKU	PRVKU	SOUČ.	SOUČ.	PEVNOST	SOUČ.	PEVNOST
	d	L	m	ρ	F	f₀	i	k_{o,oy}	k_{prdm,oy}	f_{o,oyt}	k_{oy,ou}	f_{o,oub}
	[mm]	[mm]	[g]	[kg·m ⁻³]	[kN]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]
1	72,66	80,86	770,2	2297	183,6	44,3	1,113	0,882	0,93	36,3	1,15	41,7
2	72,53	78,79	740,6	2275	209,8	50,8	1,086	0,876	0,93	41,4	1,15	47,6
3	72,49	79,25	748,3	2288	186,6	45,2	1,093	0,877	0,93	36,9	1,15	42,4
4	72,52	78,68	733,5	2257	186,3	45,1	1,085	0,875	0,93	36,7	1,15	42,2
5	72,56	85,63	811,8	2293	171,7	41,5	1,18	0,896	0,93	34,6	1,2	41,5

Tab. 4-2. Statistické vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 4.PP.

STATISTICKÉ HODNOCENÍ ZKOUŠKY - ČSN ISO 13 822 čl. pro E-II 16. 4.PP				
VELIČINA	OZNAČENÍ	HODNOTY	JEDNOTKA	VYHODNOCENÍ
Objemová hmotnost betonu	ρ	2280	[kg*m-3]	Třída betonu dle:
Střední hodnota	m_x	43,1	[MPa]	ČSN EN 206-1
Výběrová směrodatná odchylka	s_x	2,55	[MPa]	C30/37
Počet platných vzorků	n	5	[n]	
Variační součinitel	v_x	5,9	[-]	ČSN 73 1201 (1986)
Var.součinitel dle ČSN 73 2011	v_{max}	16	[-]	B35
Stejnorodost dle ČSN 73 2011		stejn.	[-]	
Součinitel odhadu 5% kvantilu	k_n	1,8	[-]	ČSN 73 6206 (1971)
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ok,oubě}$	38,5	[MPa]	330

Dále byl proveden jádrový vývrt EII-16 z úrovně 6. PP šachty Š3. Vrt byl odebrán z pravé stěny svislé šachty Š3 ve výšce 1,55 m nad podlahou 6. PP ve staničení 160,0 m.

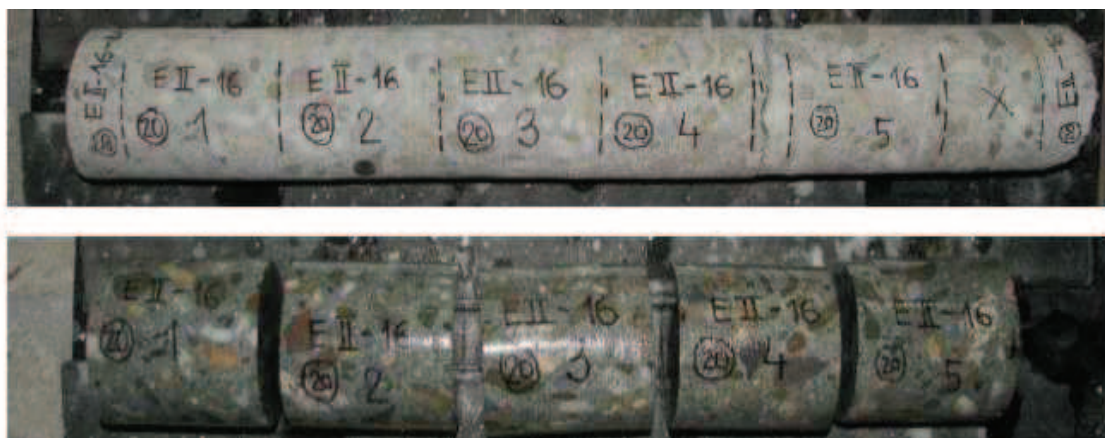
Stejně jako u prvního jádrového vývrtu bylo i zde při provádění sondy zaznamenáno několik prvků: V hloubce 365 až 380 mm technologická spára (délka vrtáku), v hloubce 510 až 520 mm ocelová výztuž \varnothing asi 3x3 mm. Vrt byl ukončen v jílu v hloubce 555 mm.



Obr. 4-6. Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 6.PP ze vstupní šachty Š3. [14]

Podle struktury se jedná o beton s kamenivem maximální frakce až 32 mm. Povrch betonu je kompaktní bez viditelných kaveren, pórů a dutin. Z odebraného

jádrového vývrtu EII-16 (6. PP Š3) \varnothing 75 mm bylo stejně jako u prvního vzorku vyrobeno pomocí okružní pily 5 ks zkušebních vzorků viz tabulka 4-3, 4-4 a obrázek 4-5.



Obr. 4-7. Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 6.PP rozdělený na 5 zkušebních těles. [14]



Obr. 4-8. Detail místa odběru jádrového vývrtu vzorku EII-16 (6. PP šachty Š3). [14]

Tab. 4-3. Vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 6. PP.

VYHODNOCENÍ PEVNOSTNÍCH PARAMETRŮ ODEBRANÉHO JÁDROVÉHO VÝVRTU E-II 16. 6.PP šachta Š3												
VZOREK	PROMĚR	DELKA	HMOT.	OBJEM.	SILA	PEVNOST	ŠTIHLŮST	OPRAVNÝ	PŘEVOD.	VÁLCOVÁ	PŘEVOD.	KRYCH.
	TĚLESA	TĚLESA	VZORKU	HMOTNO	ST	VZORKU	PRVKU	SOUČ.	SOUČ.	PEVNOST	SOUČ.	PEVNOST
	d	L	m	ρ	F	f_0	i	$k_{o,oy}$	$k_{prům,oy}$	$f_{o,oyt}$	$k_{oy,ou}$	$f_{o,oube}$
	[mm]	[mm]	[g]	[kg·m ⁻³]	[kN]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]
1	72,34	82,85	784,8	2305	163,8	39,9	1,145	0,889	0,93	32,9	1,2	39,5
2	72,39	81,92	781,3	2317	179,7	43,7	1,132	0,886	0,93	36	1,15	41,4
3	72,38	81,85	769,9	2286	201,8	49	1,131	0,886	0,93	40,4	1,15	46,5
4	71,99	79,27	742,5	2301	180,5	44,3	1,101	0,879	0,93	36,3	1,15	41,7
5	72,29	83,33	770,4	2253	161,9	39,4	1,153	0,891	0,93	32,7	1,2	39,2

Tab. 4-4. Statistické vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 6. PP.

STATISTICKÉ HODNOCENÍ ZKOUŠKY - ČSN ISO 13 822 čl. pro E-II 16. 6.PP				
VELIČINA	OZNAČENÍ	HODNOTY	JEDNOTKA	VYHODNOCENÍ
Objemová hmotnost betonu	ρ	2290	[kg·m ⁻³]	Třída betonu dle:
Střední hodnota	m_x	41,7	[MPa]	ČSN EN 206-1
Výběrová směrodatná odchylka	s_x	2,92	[MPa]	C25/30
Počet platných vzorků	n	5	[n]	
Variační součinitel	V_x	7	[-]	ČSN 73 1201 (1986)
Var.součinitel dle ČSN 73 2011	V_{max}	16	[-]	B 30
Stejnorodost dle ČSN 73 2011		stejn.	[-]	
Součinitel odhadu 5% kvantilu	k_n	1,8	[-]	ČSN 73 6206 (1971)
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ok,oube}$	36,4	[MPa]	330

4.2.3. Posouzení míry degradace betonu fyzikálně chemickou analýzou

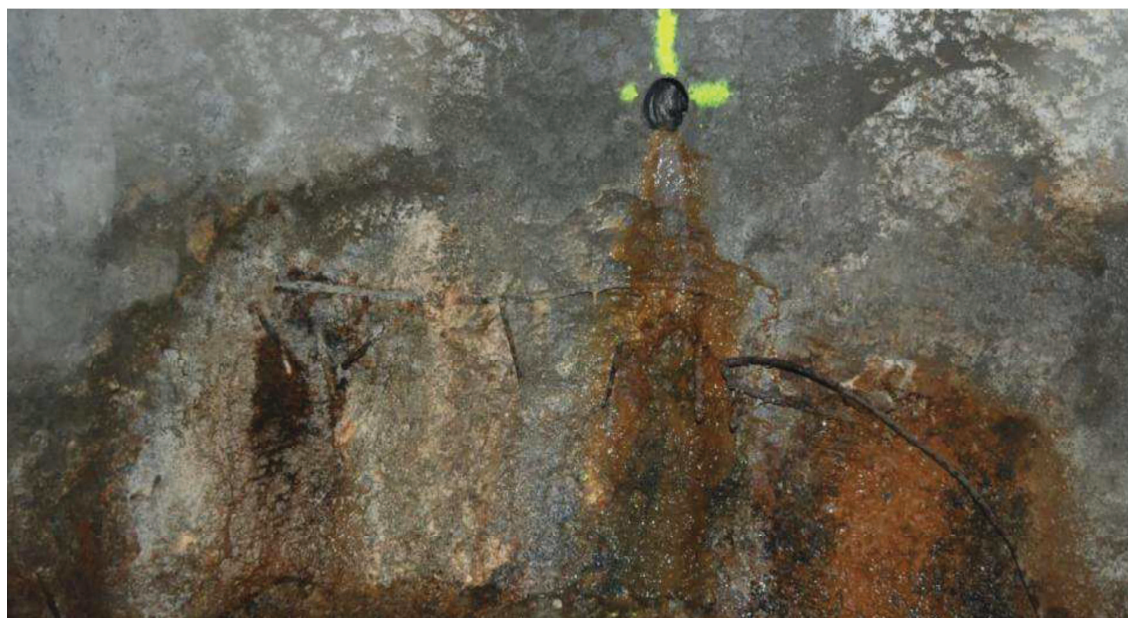
Ve větvi kolektoru EII – Svitavské nábřeží nebyla provedena fyzikálně chemická analýza z důvodu relativně málo z degradovaného betonu v ostění. Fyzikálně chemické analýza byla provedena v úseku kolektoru Svitavské nábřeží větev EIV, v oblasti rozrážky Mosilana. Tento úsek se nachází pod bývalými průmyslovými provozy. Proto

byl předpoklad, že na jeho ostění působí zvýšené množství chemických látek obsažených v podzemní vodě.

Analýze byl podroben jeden ze dvou vzorků pasu EIV-11 z dané větve kolektoru. Předmětné vzorky, které byly odebrány z podlahy a čelní stěny pasu EIV-11 se po odvrtání rozpadly a nebylo z nich možno zhotovit zkušební tělesa pro fyzikálně mechanické zkoušky. [14]



Obr. 4-9. Odebraný jádrový vývrt z čelní stěny kolektoru v pasu EIV-II. [14]



Obr. 4-10. Detail místa odběru jádrového vývrtu vzorku z čelní stěny pasu EIV-II. [14]



Obr. 4-11. Odebraný jádrový vývrt z podlahy kolektoru v pasu EIV-II. [14]

Rozborem daného vzorku bylo prokázáno, že množství cementu v jednotlivých částech odvrtu značně kolísá. Ve vzorku EIV – 11 líc množství pojiva činí přibližně 440 kg cementu na m³ betonu, což koresponduje s dávkami pojiva běžně používanými ve stříkaných betonech. Ve vzorku odebraném zhruba ze středu tloušťky ostění je dávka pojiva naopak výrazně nižší, a to přibližně 290 kg na m³ betonu. V betonu, který tvořil rub ostění (tj. beton, který je v přímém kontaktu se zemínou, a který je tedy vystaven nejintenzivnějšímu působení pronikající vody) je množství pojiva naopak ve srovnání se „středem“ tloušťky ostění realitně vyšší, a to přibližně 330 kg cementu na m³ betonu. [12]

Pronikání vody ostěním není s ohledem na její složení v tomto případě aspektem, který by způsoboval výrazný rozvoj poruch kvalitního betonu. Je ovšem nutno zdůraznit, že u málo kvalitních, nedostatečně zhuštěných betonů (např. takového betonu, který se nachází „ve středu“ ostění) k postupné degradaci při dlouhodobém pronikání vody i s velmi nízkou agresivitou docházet může. Z hlediska životnosti ostění je rovněž podstatná skutečnost, že pronikání těchto vod bude výrazným způsobem akcelarovat korozi výztuže oceli – voda vykazuje velmi vysokou agresivitu na ocel. [12]

Z výše uvedených aspektů se autor diplomové práce rozhodl použít výsledků zkoušek vzorků z pasu EIV-II do jednoho z výpočtových modelů ostění kolektoru. Tyto vstupy poslouží k ověření, zdali je možná realizace hlubinných základů v okolí

kolektoru, který má ostění těchto technických a mechanických parametrů, jenž byly indikovány v tomto pasu.

4.3. Zhodnocení technického stavu pasů EII-19 až EII-24

Předešlé odstavce podrobně popsaly jednotlivé průzkumné práce prováděné při technickém pasportu části kolektoru E – Svitavské nábřeží a jeho části EII. Již také zde bylo zmíněno, že jednotlivé části kolektoru (chodby, šachty, TG) byly pro potřeby technického pasportu děleny na menší dílčí části, tzv. pasy. Délky jednotlivých pasů pro chodby kolektorového tunelu činily cca 10 m. Pro celkové zhodnocení stavebního stavu pasů EII-19 až EII-24 byla stanovena kritéria dle klasifikace ČSN ISO 13822 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí a byla použita pětibodová hodnotící stupnice:

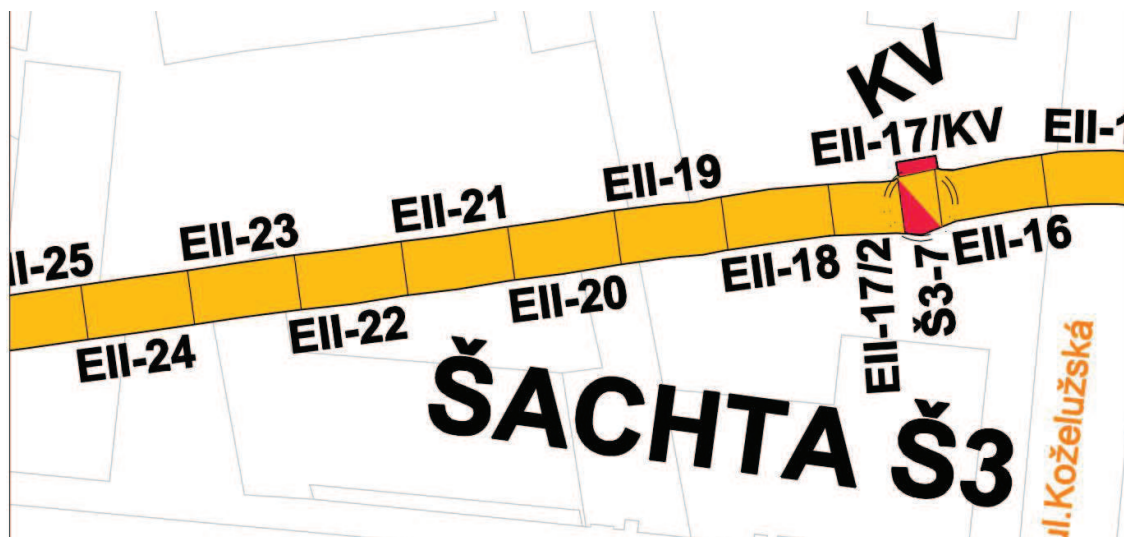
STAVEBNÍ STAV 1 – **BĚŽNÉ OPOTŘEBENÍ**: opotřebení, koroze nebo degradace jsou viditelné pouze lokálně nebo při podrobnějším zkoumání, ale nemají žádný vliv na bezpečnost nebo použitelnost dané konstrukce nebo její části,

STAVEBNÍ STAV 2 – **ZÁVADA**: opotřebení, koroze nebo degradace jsou viditelné, ale nemají bezprostřední vliv na bezpečnost nebo použitelnost dané konstrukce nebo jejích částí,

STAVEBNÍ STAV 3 – **PORUCHA**: opotřebení koroze nebo degradace jsou viditelné ve větších celistvých plochách. Bezpečnost nebo použitelnost konstrukce je mírně omezena, je nutné počítat v dohledné době minimálně s opravou částí zasažených korozí nebo degradací,

STAVEBNÍ STAV 4 – **VÝZNAMNÁ PORUCHA**: opotřebení nebo koroze jsou viditelné na většině pohledové plochy. Bezpečnost nebo použitelnost konstrukce je bezprostředně ohrožena, je nutné začít s opravou nebo výměnou konstrukcí nebo jejich částí,

STAVEBNÍ STAV 5 – **HAVARIJNÍ PORUCHA**: opotřebení nebo koroze jsou viditelné na většině pohledové plochy. Bezpečnost nebo použitelnost konstrukce je bezprostředně ohrožena, je nutné začít s opravami nebo výměnou konstrukcí nebo jejich částí. [12]



Obr. 4-12. Úsek kolektoru EII – Svitavské nábřeží s řešenými pasy EII-19 až EII-24, které mají barevné zařídění dle stupně poškození. [12]

LEGENDA

HODNOCENÍ STAVEBNÍHO STAVU KONSTRUKCÍ

	STAVEBNÍ STAV 1 - BĚŽNÉ OPOTŘEBENÍ (NEJÍ NUTNÁ OPRAVA NEBO REKONSTRUKCE)
	STAVEBNÍ STAV 2 - ZÁVADA (ČÁSTEČNÁ REKONSTRUKCE NEBO OPRAVA DOPORUČENÁ)
	STAVEBNÍ STAV 3 - PORUCHA (ČÁSTEČNÁ REKONSTRUKCE NEBO OPRAVA DOPORUČENÁ)
	STAVEBNÍ STAV 4 - VÝZNAMNÁ PORUCHA (OKAMŽITÁ REKONSTRUKCE DOPORUČENÁ)
	STAVEBNÍ STAV 5 - HAVARIJNÍ PORUCHA (OKAMŽITÁ REKONSTRUKCE NUTNÁ)
	STAVEBNÍ STAV 2 - 3

POZNÁMKA: KLASIFIKACE MEZISTUPNĚM BYLA OBVYKLE POUŽITA V PŘÍPADECH, KDY ROZSAH POŠKOZENÍ VE VĚTŠINĚ PLOCHY ODPOVÍDÁ NIŽŠÍMU STUPNĚ, ALE ČÁST PASU JE VE STAVU HORSÍM (NAPŘ. VÝZNAMNĚ TRHLINY V MÍSTĚCH ZMĚNY GEOMETRIE V PASU, KTERÝ JINAK PŘÍLIŠ VELKÉ POŠKOZENÍ NEVYKAZUJE).

Obr. 4-13. Legenda barevného zařídění hodnocení stavebního stavu konstrukcí.

Stavební objekt IFM Hotelu se bude konkrétně realizovat nad chodbou úseku kolektoru EII. - Svitavské nábřeží, a to v takovém rozsahu, že postihne pasy EII-19 až EII-24. Dle barevného zařídění podle stupnice hodnocení stavebního stavu konstrukce náleží všechny posuzované pasy do STAVEBNÍHO STAVU 3, kde je již nyní doporučena rekonstrukce nebo oprava.

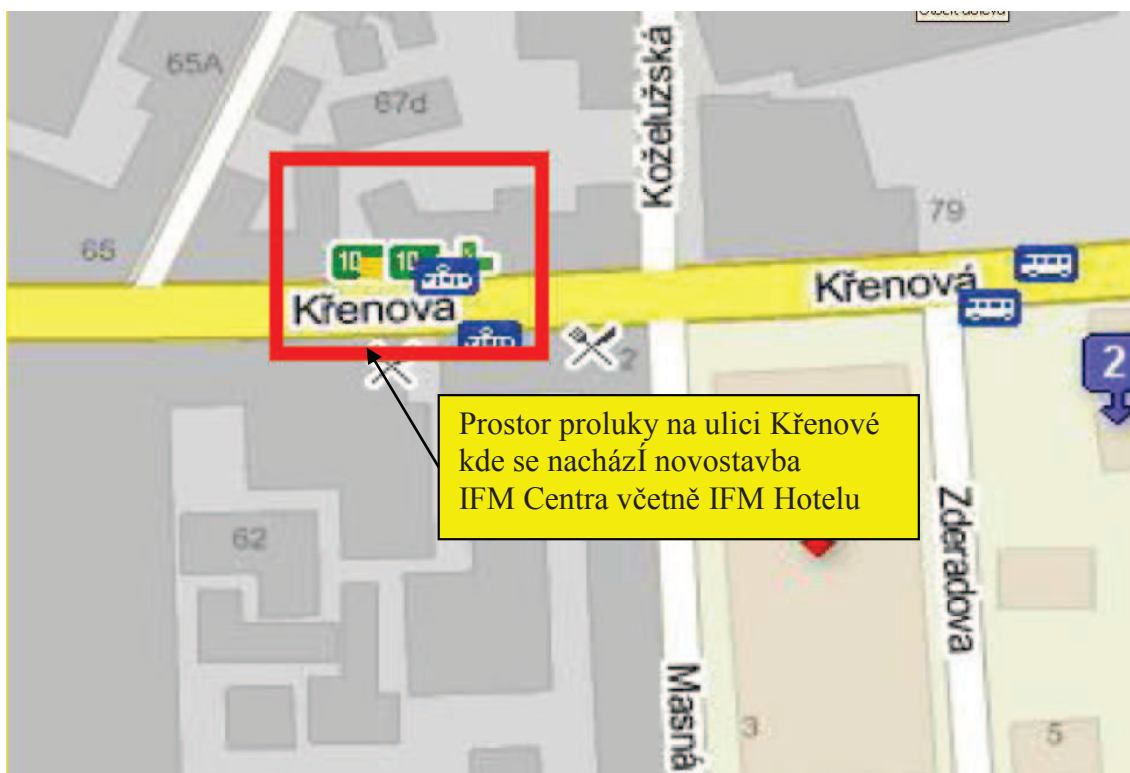
5. NOVOSTAVBA OBJEKTU IFM HOTELU NA ULICI KŘENOVÁ V BRNĚ

5.1. Situace objektu IFM Hotel na ulici Křenová v Brně

Zájmový objekt IFM Hotelu, je jednou z částí komplexu budov, které budou situovány v jihovýchodní části města Brna, v katastrálním území Trnitá. Novostavba IFM Hotelu, jakožto součást kancelářsko-administrativního centra s názvem IFM. Celý soubor objektů je umístěn v proluce vzniklé snesením staré zástavby, popisného čísla 73 na ulici Křenová, popisným číslem 73. Průčelní část tohoto komplexu s hlavním vchodem do objektu bude kopírovat stávající uliční frontu na ulici Křenová. Obecně bude samotný objekt IFM Hotelu umístěn cca 20 m za křižovatkou ulic Křenová, Masná a Koželužská směrem do centra a cca 5 až 10 m za tramvajovou zastávkou Masná, také směrem do centra.



Obr. 5-1. Širší situace umístění novostavby objektu IFM v k.ú. Trnitá v městě Brně.



Obr. 5-2. Podrobnější situace umístění novostavby objektu IFM na ulici Křenová.



Obr. 5-3. Pohled na budovu IFM v kontextu s uliční zástavbou severozápadním směrem do centra města Brna.



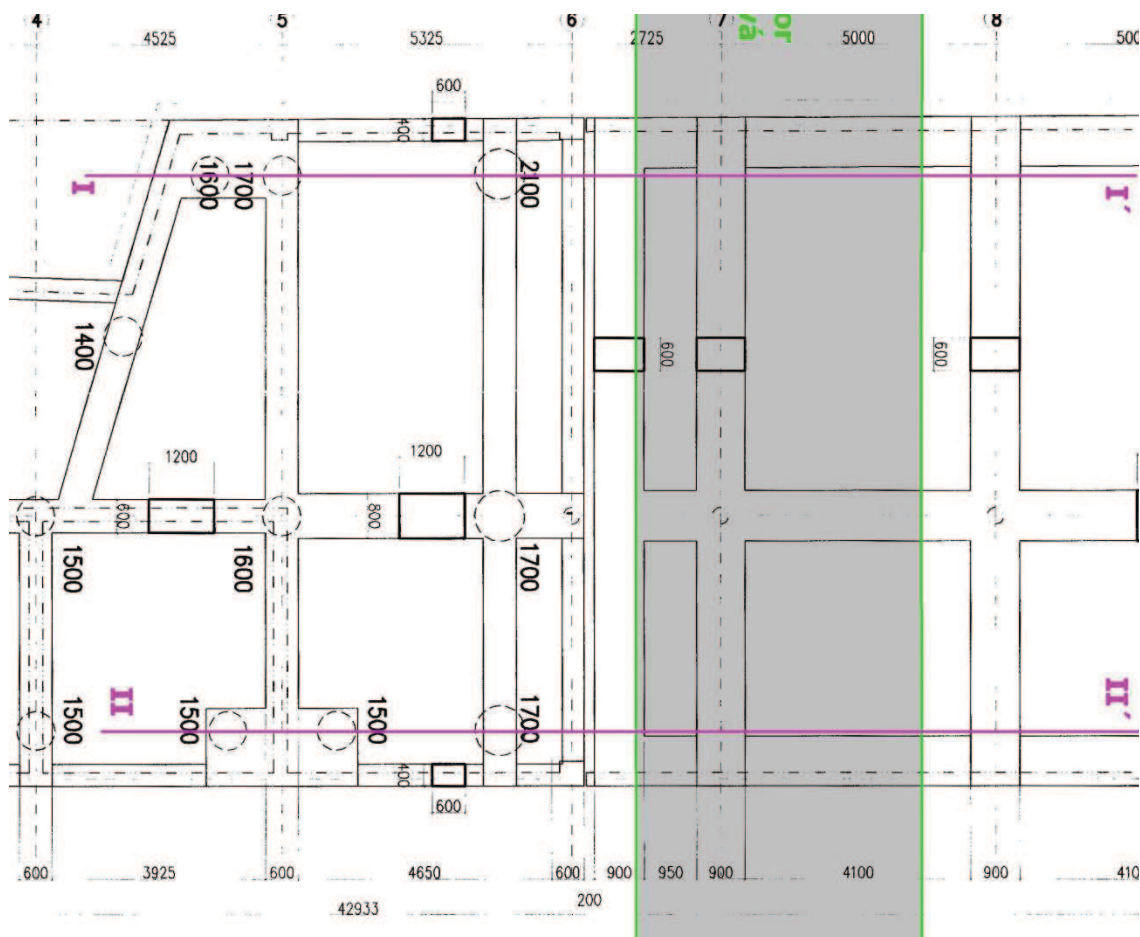
Obr. 5-4. Detailnější pohled na budovu IFM z jihozápadního směru.

5.2. Konstrukce objektu IFM Hotelu na ulici Křenová v Brně

Hlavní nosný konstrukční systém objektu IFM Hotelu bude navržen jako obousměrný železobetonový skelet, tvořený obousměrně spřaženými sloupy (tj. obousměrnými rámy). Dispoziční uspořádání sloupů v posledním podzemní podlaží, závisí na rozmístění jednotlivých pilot, a bude respektováno i v následujících patrech. Sloupy budou přímo umístěny nad hlavami pilot, a pokud se změní rozmístění pilot, změní se i dispoziční rastr sloupů ve všech návazných podlažích. Jednotlivé železobetonové sloupy konstrukce budou spřaženy pomocí železobetonových stropních desek, které oddělují jednotlivá podlaží objektu. Jako výplň nosného rámu budovy, budou použity pórobetonové tvárnice značky Ytong. Tyto pórobetonové tvárnice budou použity, jak pro obvodový plášť, tak u vnitřních dělicích zdí (příček). Část nosného a výplňového systému konstrukce objektu IFM, lze spatřit na neomítnuté západní stěně již postavené části zmiňovaného komplexu budov. (viz obr. 5-4).

5.3. Způsob založení objektu IFM Hotelu na ulici Křenová v Brně

Z podkladů, z kterých autor diplomové práce čerpal, vyplývá že budova IFM Hotelu bude založena na typu hlubinného základu, a to konkrétně na vrtaných pilotách (tzv. typ *replacement*). Dle geotechnických podmínek v místě stavby se předpokládá, že piloty budou provedeny z větší části své účinné délky v neogenních jílech. Autor diplomové práce se proto domnívá, že lze tyto piloty označit jako piloty plovoucí. Důvod autorova tvrzení vyplývá z toho, že pata pilot nebude opřena ani vetknuta do skalního podloží. Z přiloženého schématického půdorysu IFM Hotelu (obr. 5-6), který byl autorovi jako podklad poskytnut, vyplývá, že piloty budou v úrovni své hlavy spřaženy základovými železobetonovými pásy.



Obr. 5-5. Schématický půdorys části objektu IFM Hotel Křenová 73, s umístěním vrtaných pilot. [11]

5.4. Geotechnické poměry v místě umístění stavby IFM Hotelu na ulici Křenová v Brně

Geotechnické poměry, v místě stavby IFM Hotelu byly nejprve zjištěny z archivních podkladů. Jako takové byly použity záznamy, které byly pořízeny při výstavbě primárního kolektoru – větev Svitavské nábřeží. Z těchto archivních záznamů vyplývá, že v místě zájmového území se nachází mocná vrstva neogenních jílů, převážně pevné konzistence. Dále, ve vyšších úrovních, lze očekávat původní pokryvné vrstvy (kvarterní) vrstvy - , v kterých jsou zastoupeny především písčité, jílovité a prachovité hlíny. Celý inženýrskogeologický profil zájmového území, dotváří antropogenní vrstvy proměnné mocnosti.

Inženýrskogeologický profil byl ověřen pomocí dynamické penetrační sondy DP-103. Výšková úroveň, z kterého byla dynamická penetrační zkouška hloubena byla na kótě 198,9 m n.m. Je to cca 1 m nad projektovanou výškovou kótou hlavy piloty, která je 197,69 m n.m. Podrobný popis a mocnost jednotlivých vrstev viz tabulka 5-1.

Tab. 5-1. Geotechnické vrstvy a jejich mocnost. [11]

PODROBNÝ GEOTECHNICKÝ PROFIL A MOCNOST JEDNOTLIVÝCH VRSTEV V ZÁJMOVÉM MÍSTĚ STAVBY	
MOCNOST VRSTVY [m]	NÁZEV A POPIS VRSTVY
0 ÷ 3,5	Antropogenní navážky
3,5 ÷ 5,7	Jílovitá hlína (F6); (měkká až) převážně tuhá
5,7 ÷ 10,3	Jílovitopísčitý štěrku (G5); ID = 0,33 do hl. 7,9 m, hlouběji ID>0,33
10,3 a hlouběji	Jíl miocenní (F8); tuhý až pevný do hl. 12,4 m, hlouběji pevný
Hladina podzemní vody je vázaná na souvrství štěrku	

Jednotlivým vrstvám poté byly přiřazeny geotechnické charakteristiky, které budou dále sloužit jako vstupní hodnoty pro výpočty jak analytické, tak numerické, viz tabulka 5-2.

Tab. 5-2. Geotechnické charakteristiky prostředí zájmové oblasti. [11]

VSTUPNÍ GEOTECHNICKÉ CHARAKTERISTIKY PROSTŘEDÍ							
		JEDNOTLIVÉ VRSTVY					
GEOTECHNICKÁ CHARAKTERISTIKA	JEDNOTKY	ANTROP. NAVÁŽKA	JÍLOVITÁ HLÍNA R8 TUHÁ	JÍLOVITO-PÍŠČITÝ ŠTĚRK G6 ID=0,34	JÍLOVITO-PÍŠČITÝ ŠTĚRK G6 ID=0,35	JÍL MIOCÉNNÍ R8 TUHÝ ±PEVNÝ	JÍL MIOCÉNNÍ R8 TUHÝ ±PEVNÝ
γ	kNm^{-3}	19,00	21,00	18,50	19,00	20,50	20,50
E_{ref}	MPa	3,00	5,00	80,00	100,00	10,00	16,00
c_{ef}	kPa	5,00	12,00	1,00	2,00	16,00	18,00
φ_{ef}	°	10,00	19,00	28,00	30,00	14,00	16,00
u	[1]	0,35	0,40	0,30	0,30	0,42	0,42

6. POSUDEK ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE KOLEKTORU NOVÝM PILOTOVÝM ZÁKLADEM

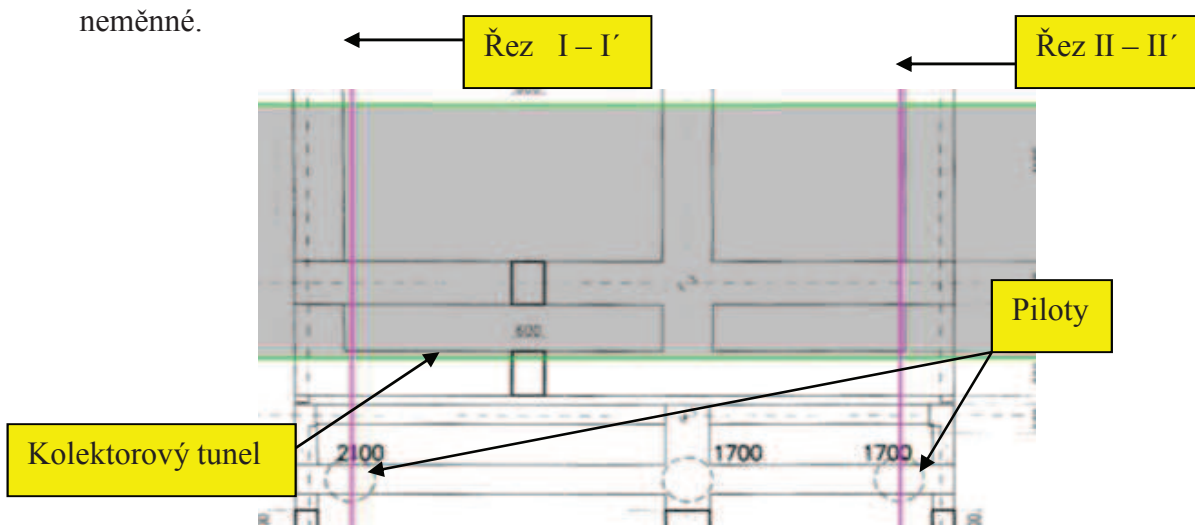
6.1. Úvod

Model, který byl zpracován autorem diplomové práce, byl vytvořen za účelem posouzení vlivu nového pilotového základu novostavby objektu na ostění stávajícího kolektorového tunelu v úseku Svitavské nábřeží. Jedná se především o pasy kolektoru s označením EII-19 až EII-24. Model má za úkol posoudit vliv vysoce zatížené piloty, která bude zhotovena nejbližše ostění kolektoru.

Samotný výpočetní model numerického modelování byl realizován v programu Plaxis V8 a Plaxis V8.2. Úloha byla řešena jako 2D. Při vytváření modelu byly použity 15-ti uzlové prvky. Při tvorbě vlastního modelu byly použity příčné řezy s geologickým profilem.

6.2. Řešené příčné řezy

Analýza je provedena ve dvou příčných řezech, tak aby numerický model vystihl co nejlépe řešený problém. Oba použité příčné řezy I – I' a II – II' jsou vedeny přes středové osy posuzovaných pilot a tyto osy jsou kolmé k ose kolektorového tunelu. Poloha příčných řezů viz obr 6-1. Geologické profily v obou příčných řezech jsou neměnné.

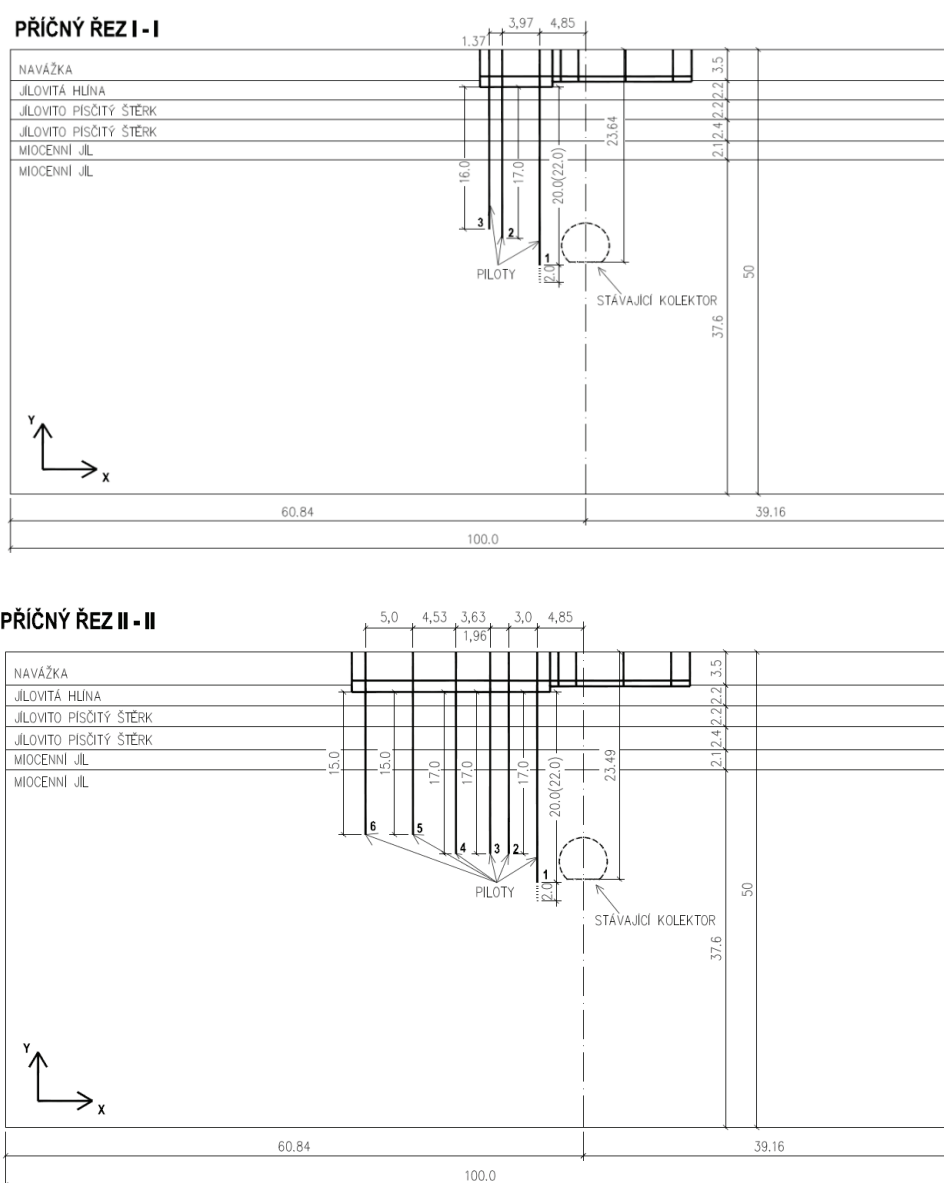


Obr. 6-1. Schématický půdorys s posuzovanými příčnými řezy.

6.3. Geometrie

6.3.1. Geometrie modelu

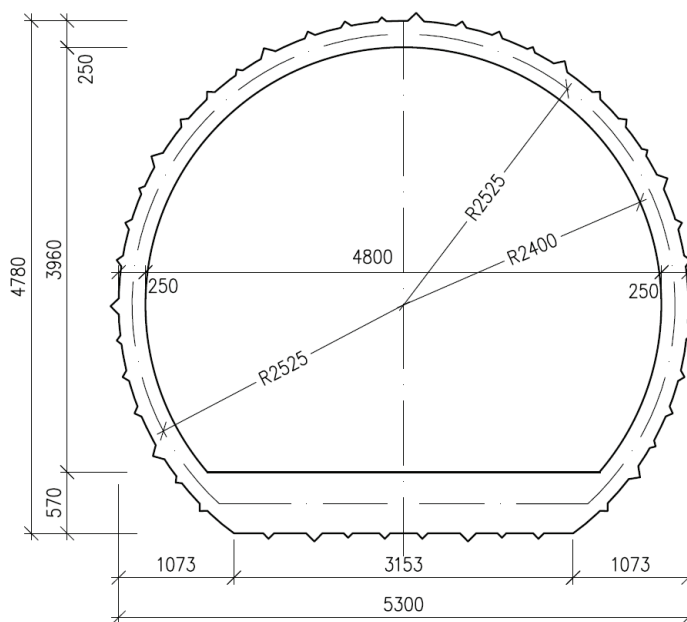
Řešená úloha vlivu pilotového založení novostavby na ostění stávajícího kolektorového tunelu je modelována v poloze rovinné deformace. Model tvoří dva svislé příčné řezy I – I' a II – II', které jsou kolmé na osu kolektorového tunelu. Rozměry numerického modelu byly voleny tak, aby co nejlépe postihly daný problém. Hloubku modelu v podélném řezu je 1 metr. Příčné řezy s popisem rozměrů jednotlivých dimenzí viz obr. 6-2.



Obr. 6-2. Příčné řezy I – I' a II – II' geometrie výpočtového modelu.

6.3.2. Geometrie kolektorového tunelu

Geometrie znázorněná na obrázku 6-3, vychází z řezů původní projektové dokumentace dané větve kolektoru Svitavské nábřeží a také ze skutečného geodetického zaměření provedeného při pasportu. Nosná konstrukce primárního ostění kolektorového tunelu je modelována střednicí primárního ostění. Tloušťka primárního ostění je uvažována pro danou část průřezu 250 mm v klenbě a 570 mm v počvě kolektorového tunelu.



Obr. 6-3. Příčný řez ostěním kolektorového tunelu se zakreslenou střednicí.

6.4. Primární ostění kolektorového tunelu

Detailní popis skladby konstrukce primárního ostění kolektoru je zmíněn již v kapitolách 3.5.1 a 3.5.2. Konstrukce primárního ostění byla navržena jako jednoplášťová. Je tvořena zabetonovanými ocelovými nosníky dlužní výztuže K-21 s doplněním o plošnou výztuž z KARI sítě o rozměru 6,3 x 6,3 – 100 x 100 mm v klenbě ostění. Počva kolektoru je z litého betonu s vloženými ocelovými nosníky profilu U160. Použita byla třída oceli R10 505, modul pružnosti $E_a = 210$ GPa.

Hlavní vstupní charakteristikou výpočtu pro stanovení výsledných deformací primárního ostění kolektoru od zatížení pilotou je modul pružnosti použitého betonu. Z podkladů [*Původní projektová dokumentace výstavby kolektoru Svitavské nábřeží a*

Pasport stavební části primárního kolektoru – část E. Svitavské nábřeží – Fyzikálně mechanické parametry betonu] byly vybrány tři hodnoty modulu pružnosti betonu. První hodnotou, jak už použité podklady napovídají, je modul pružnosti betonu stanovený ze zkoušek při výstavbě kolektoru tab. 6-1. Druhá hodnota modulu pružnosti tab. 6-2 vychází ze série fyzikálně-mechanických zkoušek, provedených na zkušebním tělese odebraného v šachtě Š3 z 6. PP. To proto, že se šachta Š3 nachází nejbližší posuzovaným řezům kolektoru, které jsou v pasech EII-19 až EII-24 Svitavské nábřeží. Třetí a zároveň poslední hodnota modulu pružnosti byla stanovena pro ostění kolektoru, které se nachází ve špatném technickém stavu tab. 6-3. Na základě prováděného podrobného pasportu a odebraných zkušebních vzorků bylo zjištěno, že jedním z nejvíce postižených úseků kolektoru Svitavské nábřeží je právě větev EIV. Tato větev se nachází v oblasti rozrážky Mosilana. Více o odebraném vzorku betonu z čelní stěny a dna v pasu EIV-11 v kapitole 4.2.3.

Tab. 6-1. Třídy betonu a modulu pružnosti při výstavbě.

Ostění - při výstavbě pasy EII-19 až EII-24				
Třída betonu dle	ČSN 73 6206	ČSN 73 1201	ČSN EN 206-1	Modul pružnosti E_{cm}
				[MPa]
	B250	B20	C 16/20	$2,9 \cdot 10^4$

Tab. 6-2. Třídy betonu a modulu pružnosti po provedeném pasportu.

Ostění - vrty pro pasport - 6.PP (šachta Š3)				
Třída betonu dle	ČSN 73 6206	ČSN 73 1201	ČSN EN 206-1	Modul pružnosti E_{cm}
				[MPa]
	B330	B30	C 25/30	$3,1 \cdot 10^4$

Tab. 6-3. Třídy betonu a modulu pružnosti z pasu EIV-11.

Ostění - vrty v oblasti Mosilan (pas E IV - 11)				
Třída betonu dle	ČSN 73 6206	ČSN 73 1201	ČSN EN 206-1	Modul pružnosti E_{cm}
				[MPa]
	B135	B10	C 8/10	$1,4 \cdot 10^4$

6.4.1. Modelování primárního ostění kolektorového tunelu

Modelování primárního ostění kolektoru bylo provedeno v programu PLAXIS pomocí modulu „Tunel“. Pomocí polygonu byla sestavena co nejpřesnější geometrie odpovídající průběhu střednice ostění (viz obrázek 6-3).

Průřezy ostění jsou spřažené ocelobetonové prvky s různými moduly pružnosti pro ocel E_s a pro beton E_c . Proto bylo přistoupeno k takzvané homogenizaci průřezu. Bernoulliova hypotéza předpokládá zachování rovinnosti průřezu a omezuje se na působení v pružné oblasti (platí Hookův zákon). Rozdílnost materiálů se projeví tím, že shodnému protažení budou odpovídat různá normálová napětí v poměru modulu pružnosti. Při výpočtech se tato rozdílnost jednoduše zohlední zavedením ideálního průřezu (který je bude uvažován jako homogenní); to se provede úpravou průřezové plochy jednoho z materiálů. [7]

Pro docílení ideálního betonového průřezu je plocha ocelové části průřezu pře násobena součinitelem „n“, který je výsledkem podílu modulu pružnosti oceli E_s a modulu pružnosti betonu E_c ($n = E_s/E_c$). Tato úprava bude provedena jen na rozměry rovnoběžné s neutrální osou viz výše. Tím zajistíme, že poloha těžiště homogenizovaného průřezu zůstane nedotčena. [7]

Po této úpravě bylo následně přistoupeno ke klasickému výpočtu geometrických veličin, které byly použity jako vstupní hodnoty do výpočtového modelu. Z veličin plochy A , momentu setrvačnosti I a modulu pružnosti E byly vypočítány normálové a ohybové tuhost EA a EI . Hodnoty, které byly použity do výpočtu jsou přehledně vypsány v tabulkách 6-1 až 6-6.

Tab. 6-4. Normálové a ohybové tuhosti – beton při výstavbě.

Ostění - při výstavbě					
Třída betonu	Modul pružnosti E_{cm}	Plocha ideálního průřezu - A	Moment setrvačnosti I	Normálová tuhost - EA	Ohybová tuhost - EI
-	[MPa]	[m ²]	[m ⁴]	[kN/m]	[kNm ² /m]
B250 / B20 / C 16/20	2,9*10 ⁴	0,277	1,38*10 ⁻³	8,03*10 ⁶	4,0*10 ⁴
Dno - při výstavbě					
B250 / B20 / C 16/20	2,9*10 ⁴	0,558	1,54*10 ⁻²	1,62*10 ⁷	4,47*10 ⁵

Tab. 6-5. Normálové a ohybové tuhosti – beton z šachty Š3 z 6.PP.

Ostění - vrty pro pasport - 6.PP (šachta Š3)					
Třída betonu	Modul pružnosti E_{cm}	Plocha ideálního průřezu - A	Moment setrvačnosti I	Normálová tuhost - EA	Ohybová tuhost - EI
-	[MPa]	[m ²]	[m ⁴]	[kN/m]	[kNm ² /m]
B 330 / B30 / C 25/30	3,1*10 ⁴	0,277	1,38*10 ⁻³	8,59*10 ⁶	4,28*10 ⁴
Dno - vrty pro pasport - 6.PP (šachta Š3)					
B 330 / B30 / C 25/30	3,1*10 ⁴	0,558	1,54*10 ⁻²	1,73*10 ⁷	4,77*10 ⁵

Tab. 6-6. Normálové a ohybové tuhosti – beton z pasu E IV – 11

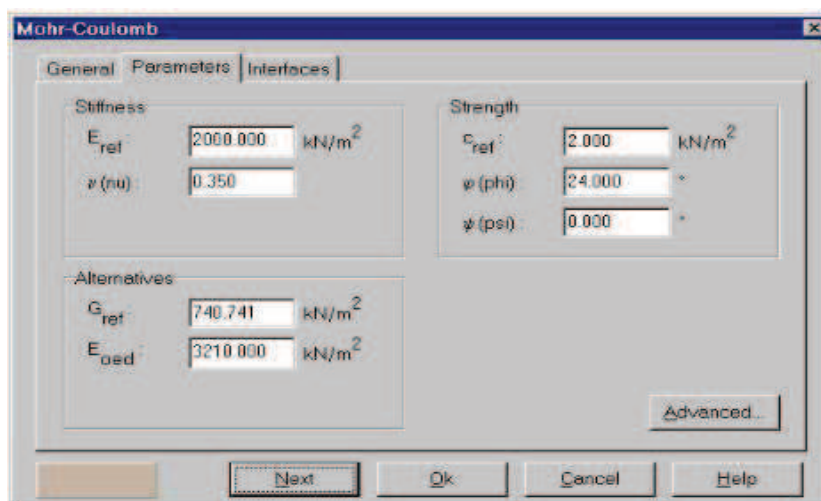
Ostění - vrty v oblasti Mosilan (pas E IV - 11)					
Třída betonu	Modul pružnosti E_{cm}	Plocha ideálního průřezu - A	Moment setrvačnosti I	Normálová tuhost - EA	Ohybová tuhost - EI
-	[MPa]	[m ²]	[m ⁴]	[kN/m]	[kNm ² /m]
B135 / B10 / C 8/10 (4/5)	1,4*10 ⁴	0,277	1,38*10 ⁻³	3,89*10 ⁶	1,93*10 ⁴
Dno - vrty v oblasti Mosilan (pas E IV - 11)					
B135 / B10 / C 8/10 (4/5)	1,4*10 ⁴	0,558	1,54*10 ⁻²	7,81*10 ⁶	2,16*10 ⁵

6.5. Výpočtové modely zemin

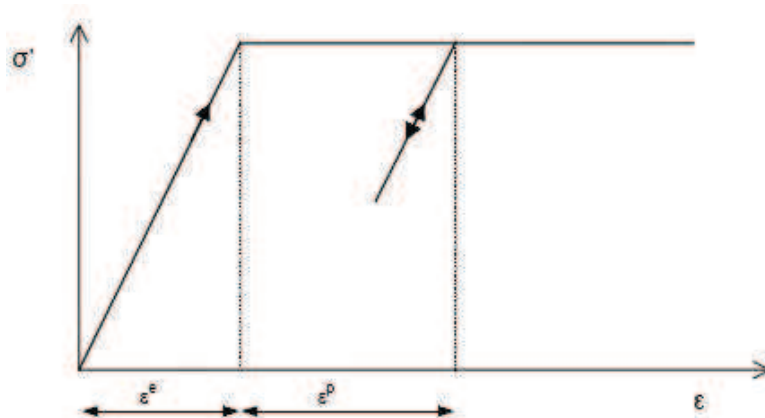
6.5.1 Mohr–Coulomb model MC

Vlastnosti navážek a kvarterních pokryvů byly modelovány pomocí konstitutivního Mohr – Coulomb modelu. Tento model vychází z aproximace chování zemin prvního řádu s těmito vstupními charakteristikami:

- | | | |
|------------------------|-----------|----------------------|
| objemová hmotnost | ρ | [kgm ⁻³] |
| - modul pružnosti | E | [MPa] |
| - Poissonovo číslo | ν | [-] |
| - úhel vnitřního tření | φ | [°] |
| - úhel dilatance | ψ | [°] |
| - koheze | c | [kPa] |



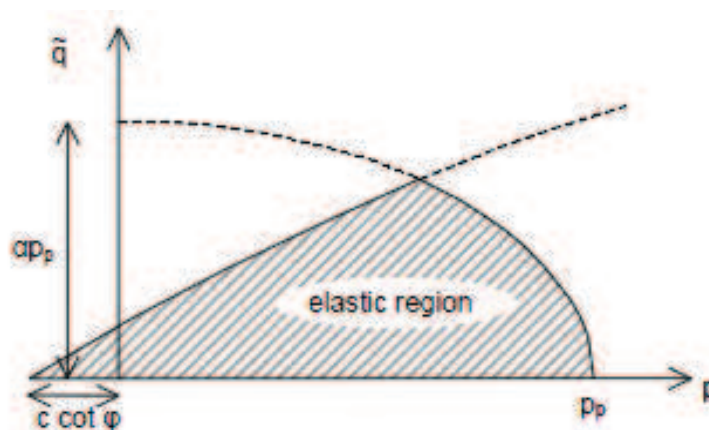
Obr. 6-4. Příklad zadání vstupních parametrů výpočtového MC modelu. [9]



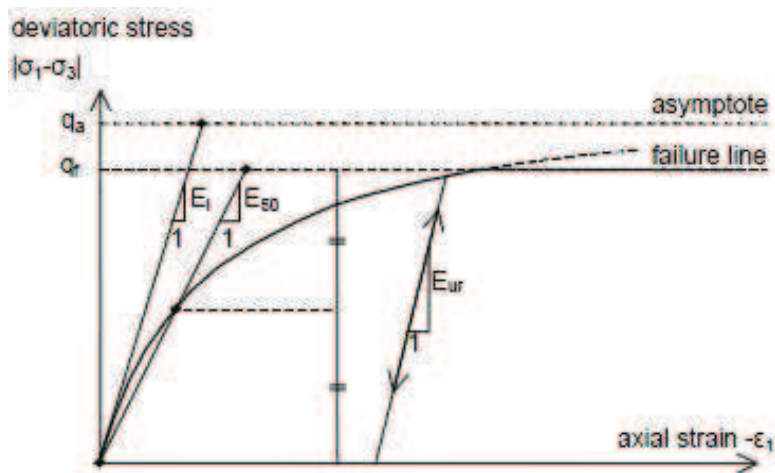
Obr. 6-5. Graf znázorňující ideální pružnoplastické napětí na přetvoření. [9]

6.5.2. Hardening–Soil model HS

Pro modelování hlouběji položených vrstev miocenních jílu byl zvolen Hardening-Soil (HS) model. Hardening-Soil model je pro popis chování takové zeminy výhodnější, zejména při srovnání s konstitutivním modelem Mohr-Coulombovým. Tento model používá pohyblivou plochu plasticity „yield surface“ s dvojitým zpevněním (smykové a objemové). Plocha plasticity s dvojitým zpevněním je znázorněna v p - q prostoru na grafu 6-6. Část elipsy znázorňuje objemové zpevnění a „ukloněná“ křivka představuje smykové zpevnění. Pro dráhy napětí představující triaxiální zkoušku je použita hyperbolická závislost mezi přetvořením a napětím. [9]



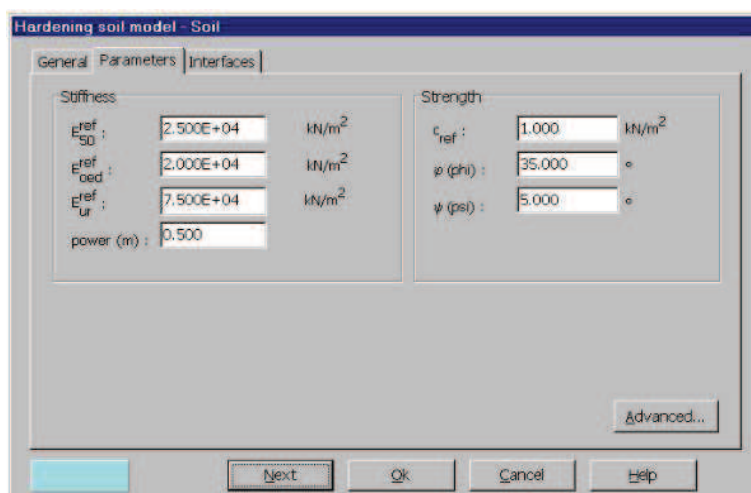
Obr. 6-6. Graf schematicky znázorňující dvojí zpevnění HS modelu. [9]



Obr. 6-7. Hyperbolická závislost napětí a přetvoření HS modelu. [9]

Hardening-Soil model využívá pro popis chování zeminy úhel vnitřního tření – φ [°], úhel dilatance – ψ [°] a kohezi - c [kPa]. Tyto tři veličiny jsou použity stejně jako u Mohr-Coulombova modelu k popisu limitního stavu napětí v zemině. Dále model HS pro popis tuhosti zeminy využívá tyto tři veličiny:

- | | | |
|--|-----------------|-------|
| sečný modul pružnosti pro prvotní zatížení | E_{50}^{ref} | [MPa] |
| modul tuhosti pro odtížení a opětovného přetížení | E_{ur}^{ref} | [MPa] |
| tečný modul tuhosti pro prvotní edometrické zatížení | E_{oed}^{ref} | [MPa] |



Obr. 6-8. Příklad zadání vstupních parametrů výpočtového HS modelu. [9]

Modul tuhosti zeminy „Hardening-Soil“ modelu je závislý na napětí v zemině, tudíž roste s hloubkou. Míra závislosti tuhosti na napětí je určena parametrem – m – dle následujícího vztahu,

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma_3 \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m$$

kde p_{ref} je příslušné referenční napětí, pro které je určen odpovídající vstupní parametr. Ve výpočtu je uvažováno $p_{ref} = 100$ kPa. [9]

Níže uvedené údaje v tabulkách 6-7 a 6-8 jsou pro jednotlivé modely odvozeny z výsledků GI průzkumu a jsou pro ŘEZ I-I' a ŘEZ II-II' stejné.

Tab. 6-7. Vstupní charakteristiky pro nadložní vrstvy – MC.

Vstupní hodnoty pro svrchní vrstvy nadloží (Mohr-Coulomb)						
Název vstupní charakteristiky	značka	jednotka	navážka	jilovitá hlína	jilovito-písčité štěrky $I_D=0,33$	jilovito-písčité štěrky $I_D>0,33$
Materiálový model	-	-	MC	MC	MC	MC
Materiálové chování	-	-	Drained	Drained	Drained	Undrained
Objemová tíha v přirozeném uložení	γ_{unsat}	kN/m ³	19,00	21,00	18,50	19,00
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ³	19,43	21,00	18,84	19,38
Filtrační součinitel - vodorovný	k_x	m/den	1	0,001	0,001	0,001
Filtrační součinitel - svislý	k_y	m/den	1	0,001	0,001	0,001
Modul tuhosti	E_{ref}	kN/m ²	3000	5000	80000	100000
Poissonovo číslo	ν	-	0,35	0,4	0,3	0,3
Soudržnost	c_{ref}	kN/m ²	5	12	1	2
Úhel vnitřního tření	φ	°	10	19	28	30
Dilatance	ψ	°	4	1	0	0

Tab. 6-8. Vstupní charakteristiky pro terciérní podloží – HS.

Vstupní hodnoty pro model Hardening-Soil				
Název vstupní charakteristiky	značka	jednotka	jíl miocenní (tuhý - pevný)	jíl miocenní (tuhý - pevný)
Materiálový model	-	-	HS	HS
Materiálové chování	-	-	Undrained	Undrained
Objemová tíha v přirozeném uložení	γ_{unsat}	kN/m ³	20,5	20,5
Objemová tíha nasycené zeminy	γ_{sat}	kN/m ²	20,5	20,5
Filtrační součinitel - vodorovný	k_x	m/den	0,001	0,001
Filtrační součinitel - svislý	k_y	m/den	0,001	0,001
Sečný modul tuhosti	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10000	16000
Tečný edometrický modul	$E_{\text{Oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	10000	16000
Modul tuhosti pro odlehčení/přetížení	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	30000	48000
Velikost napětí závislého na tuhosti	m	-	0,7	0,7
Vztažné napětí	P_{ref}	kN/m ²	100	100
Koeficient bočního napětí	K_0^{NC}	-	0,758	0,724
Poissonovo číslo	ν_{ur}	-	0,42	0,42
Soudržnost	c_{ref}	kN/m ²	16	16
Úhel vnitřního tření	φ	°	14	18
Dilatance	ψ	°	0	0

6.6. Zatížení

6.6.1. Gravitační zatížení

Prvky, které jsou uvažovány v modelu jsou zatíženy vlastní tíhou. Proto je uvažováno gravitační zatížení, které je vypočteno jako součin objemové hmotnosti a gravitačního zrychlení o hodnotě $g = 9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$.

6.6.2. Zatížení horninovým tlakem

Horninový tlak je způsoben tíhou zeminy v okolí konstrukce. Rozhraní mezi ostěním a zemínou je modelováno přechodovým prvkem.

6.6.3. Zatížení od plošného základu

Plošné základy objektu IFM jsou modelovány v jednotlivých řezech I-I' a II-II' prvkem „plate“ přičemž jsou zatíženy spojitým zatížením. Dle výchozího půdorysu objektu bude základ rozdělen na dva dilatační celky. V prvním dilatačním celku budovy budou piloty spojeny v úrovni hlav s železobetonovými pasy. Pod druhým dilatačním celkem se piloty nebudou realizovat a zatížení je přenášeno základovými pasy. Každý dilatační celek má v návrhu rozdílnou geometrii železobetonového základového pasu. Průřezové charakteristiky a rozměry jsou uvedeny v tabulce 6-9. Spojité rovnoměrné zatížení aplikované v modelu činí 60,0 kN/m. Tíha zeminy nad základovou spárou je od zatížení objektem odečtena. V podkladech není zmíněno jaká třída betonu bude pro základovou konstrukci použita, proto autor zvolil třídu C 30/37 s modulem pružnosti $E_{cm} = 32$ GPa.

Tab. 6-9. Vstupní průřezové charakteristiky pro plošné základy.

Průřezové charakteristiky				
Rozměry	Plocha - A	Moment setrvačnosti I	Normálová tuhost - EA	Ohybová tuhost - EI
[mm]	[m ²]	[m ⁴]	[kN/m]	[kNm ² /m]
800 x 1200	9,6*10 ⁻¹	0,12	3,15*10 ⁷	3,94*10 ⁶
600 x 900	5,41*10 ⁻¹	1,62*10 ⁻²	1,77*10 ⁷	5,31*10 ⁵

- Moment setrvačnosti: $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$

Ostatní konstrukce objektu nebyly v podkladech definovány a jsou modelovány na základě odhadu. Na konečný výsledek posudku zatížení primárního kolektoru od pilotového základu to však nemá zásadní vliv.

6.6.4. Zatížení od pilotového základu

Hodnoty výpočtového zatížení, délky pilot, sedání a průměry tab. 6-10 a 6-11 byly stanoveny na základě předběžného analytického výpočtu. Tyto jednotlivé parametry autor diplomové práce implementoval do matematického modelu v řešených řezech I-I'

a II-II'. Z předběžného analytického výpočtu byl stanoven optimální profil piloty vhodný pro dané zatížení. Tento profil je 900 mm. Ve výchozím půdorysu objektu byly nicméně zakresleny piloty dvou průměrů, Ø 800 mm a Ø 900 mm. Proto jsou ve zde řešených matematických modelech I-I' a II-II' použity právě tyto dva průměry pilot. Důvodem použití těchto průměrů je optimalizace a zpřesnění matematického modelu v řešených řezech. Zatížení na jednotlivých pilotách je zobrazeno na schématickém půdorysu objektu IFM v obr. 5-8. Výpočtové charakteristiky použité do matematického modelu jsou přehledně vypsány v tabulce 6-12 níže.

Tab. 6-10. Vstupní charakteristiky pilot pro ŘEZ I-I'.

Vstupní charakteristiky pro zatížení na jednotlivých pilotách						
Číslo piloty v řezu	Profil piloty - Ø	Vypočtové zatížení	Délka piloty pro jednotlivé řezy [m]		Předepsané sedání pro jednotlivé piloty [mm]	
			kratší	delší	kratší	delší
-	[mm]	[kN]				
1.	900	2100	20	22	4,2	2,2
2.	800	1700	17	17	4,2	4,2
3.	800	1600	16	16	4,2	4,2

Tab. 6-11. Vstupní charakteristiky pilot pro ŘEZ II-II'.

Vstupní charakteristiky pro zatížení na jednotlivých pilotách						
Číslo piloty v řezu	Profil piloty - Ø	Vypočtové zatížení	Délka piloty pro jednotlivé řezy [m]		Předepsané sedání pro jednotlivé piloty [mm]	
			kratší	delší	kratší	delší
-	[mm]	[kN]				
1.	900	1700	20	22	4,2	4,2
2.	800	1500	17	17	4,2	4,2
3.	800	1500	17	17	4,2	4,2
4.	800	1500	17	17	4,2	4,2
5.	800	1400	15	15	3,4	3,4
6.	800	1400	15	15	3,4	3,4

6.7. Okrajové podmínky modelu

Okrajové podmínky modelu jsou provedeny pomocí „standart fixities“, kde uzlům na svislých stěnách modelu je přiřazeno posunutí $u_x = 0$ a uzlům na vodorovné hranici jsou dána posunutí $u_x = 0, u_y = 0$.

6.8. Modelování pilotového základu

Jednotlivé piloty byly modelovány prvkem „plate“. Každé pilotě na základě předběžné analýzy byly přiděleny charakteristiky z tabulek 6-10 a 6-11. Prvek piloty má v modelu konkrétní délku, je zatížen předepsaným výpočtovým zatížením a má dané maximální možné sednutí piloty na patě. Průřezové charakteristiky prvku piloty jsou dány její ohybovou tuhostí EI a normálovou tuhostí EA . V okolí piloty byl modelován „cluster“ s vlastností zeminy náležící příslušné geologické vrstvě profilu. V případě potřeby analyzovat výpočtové síly v jednotlivých pilotách je vhodné modelovat „cluster“ kolem piloty s parametry betonu, který je v návrhu uvažován. Do zmíněného „clusteru“ je pak vložen prutový prvek s minimální tuhostí, definována například jako reálná tuhost $ku \cdot 10^9$. Tato varianta modelu lépe vystihuje chování piloty. Nosník s „nulovou“ tuhostí se přizpůsobí deformaci „clusteru“ s tím, že na něm lze určit ohybové namáhání, které je potom nutno vynásobit koeficientem 10^9 . [17]

V podkladech, které byly autorovi diplomové práce k dispozici, nebyla stanovena třída betonu, z kterého budou piloty zhotoveny. Byl proto zvolen a do výpočtu použit beton třídy C 30/37 a to pro oba průměry 800 mm a 900 mm. Modul pružnosti betonu $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$.

- Moment setrvačnosti: $I = \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4$

- Plocha průřezu: $A = \pi \cdot r^2$

Tab. 6-12. Vstupní průřezové charakteristiky pilot.

Průřezové charakteristiky				
Profil piloty - Ø	Plocha - A	Moment setrvačnosti I	Normálová tuhost - EA	Ohybová tuhost - EI
[mm]	[m ²]	[m ⁴]	[kN/m]	[kNm ² /m]
900	6,36*10 ⁻¹	3,22*10 ⁻²	2,19*10 ⁷	1,11*10 ⁶
800	5,03*10 ⁻¹	2,01*10 ⁻²	1,74*10 ⁷	6,93*10 ⁵

6.9. Postup výpočtu

Celý výpočet dané úlohy byl realizován v programu Plaxis 2D. Jako první krok byl v programu realizována geometrie modelu v příslušných řešených řezech I-I' a II-II'. Bylo zadáno zatížení působící na jednotlivé posuzované konstrukce ostění kolektoru, pilot a základových pasů. Dále pak geotechnické okrajové podmínky modelu. Po kompletním zadání vstupních charakteristik byla programem automaticky vygenerována trojúhelníková síť konečných prvků. V modelu výpočtu je použita síť 15uzlových trojúhelníkových prvků. [15]

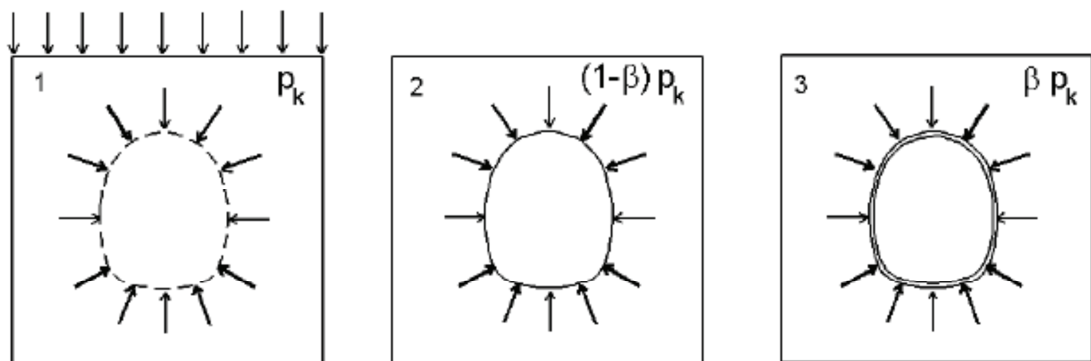
Samotný výpočet je rozdělen do jednotlivých fází, které simulují průběh procesů zatížení, působících na posuzované ostění primárního kolektoru.

V počáteční – 0 - fázi program automaticky spočítá vlastní tíhu zadané zeminy,

Ve fázi – 1 – byla uvažována konsolidace daného geologického profilu po dobu 30 let (v programu zadáno jako 10000 dnů) od okolní zástavby, která byla v dané lokalitě před výstavbou primárního kolektoru,

Ve fázi – 2 – dojde k výstavbě primárního kolektoru a k vyražení na celý jeho profil (idealizované oproti skutečnému postupu výstavby) bez zajištění primární obezdívkou,

Ve fázi – 3 – je výrub primárního kolektoru zajištěn obezdívkou ze stříkaného betonu na KARI síť, a to včetně počvy. Tato a předešlá fáze výpočtu je modelována v programu PLAXIS pomocí takzvané β – metody. Metoda vychází z předpokladu, že se při výstavbě kolektoru v okolí výrubu přerozdělí primární napětí p_k . Primární napětí p_k se rozdělí na dvě části. První částí odpovídá fázi 2, kdy nezajištěný výrub přebírá celkové zatížení okolní zeminou pouze určitým procentem (koeficient $1 - \beta$, $\beta = 0,6$). Koeficient ($1 - \beta = 0,4$) odpovídá 40% uvolněného primárního (geostatického) napětí. Na zbývající systém ostění-hornina potom působí zbývajících 60%. [10] [15]



Obr. 6-9. Schématický příklad β – metody pro modelování NRTM. [9]

Fáze – 4 – odpovídá konsolidaci masivu v okolí kolektoru v období jeho 20letého provozu (cca 8000 dní).

Ve fázi – 5 – jsou budovány konstrukce pilot, základových pásů a spodní stavby budovy.

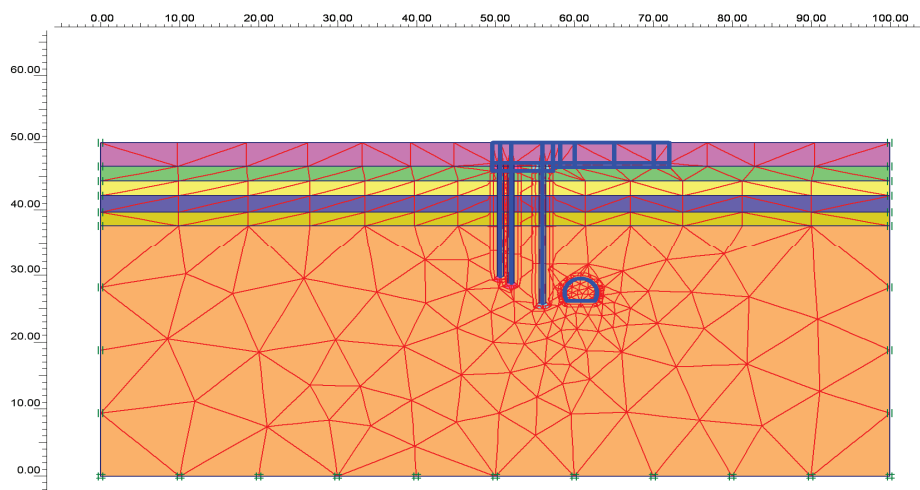
Ve fázi – 6 – dojde k aktivaci zatížení na jednotlivých pilotách a zatížení od objektu.

7. VYHODNOCENÍ A VÝSLEDKY

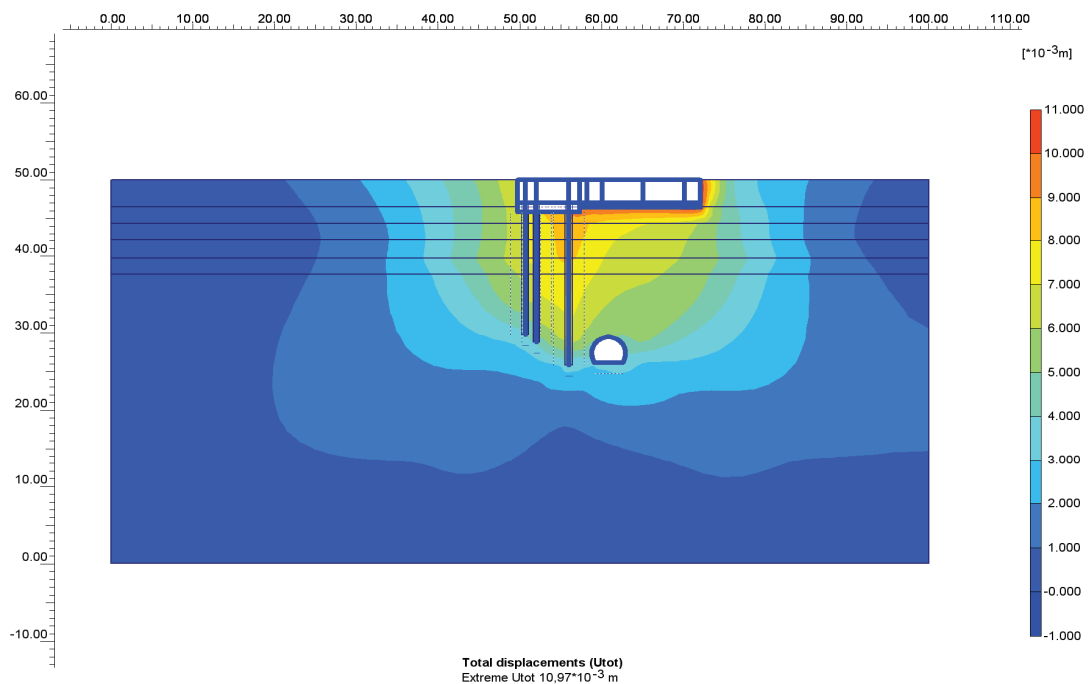
V kapitolách 7.1. až 7.8 jsou výpočtové modely pro ŘEZY I – I' a II – II' odpovídající (kratší a delší pilota u kolektoru), které mají ve svých průřezových charakteristikách modul pružnosti betonu použitého při výstavbě kolektoru viz tabulka 6-1 a 6-4. Prostředí, které je prezentováno v následujících modelech by mělo co nejlépe vystihovat danou problematiku a situaci v kolektorových pasech E II -19 až 24 přitížených pilotovým základem novostavby. Z následujících výstupů z programu Plaxis jsou pro další hodnocení důležité především hodnoty deformací a hodnoty vnitřních sil na kolektorovém ostění zájmových pasů. Pro přehlednost situace jsou prezentovány i deformace celého zemního kontinua a konstrukce základů novostavby v ŘEZECH I – I' a II – II'.

Pro ucelený pohled na řešený problém jsou znázorněny hodnoty konvergencí ve vybraných bodech ležících na ostění kolektoru. Podrobné určení těchto bodů viz kapitola 7.2.

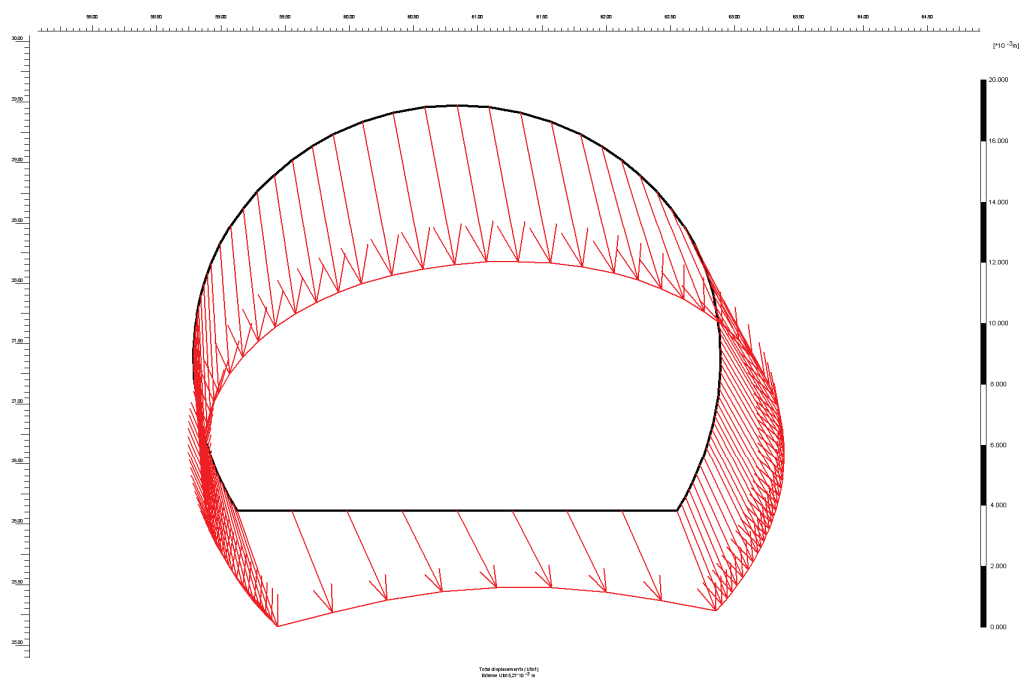
7.1. ŘEZ I – I: Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul beton odpovídající výstavbě kolektoru



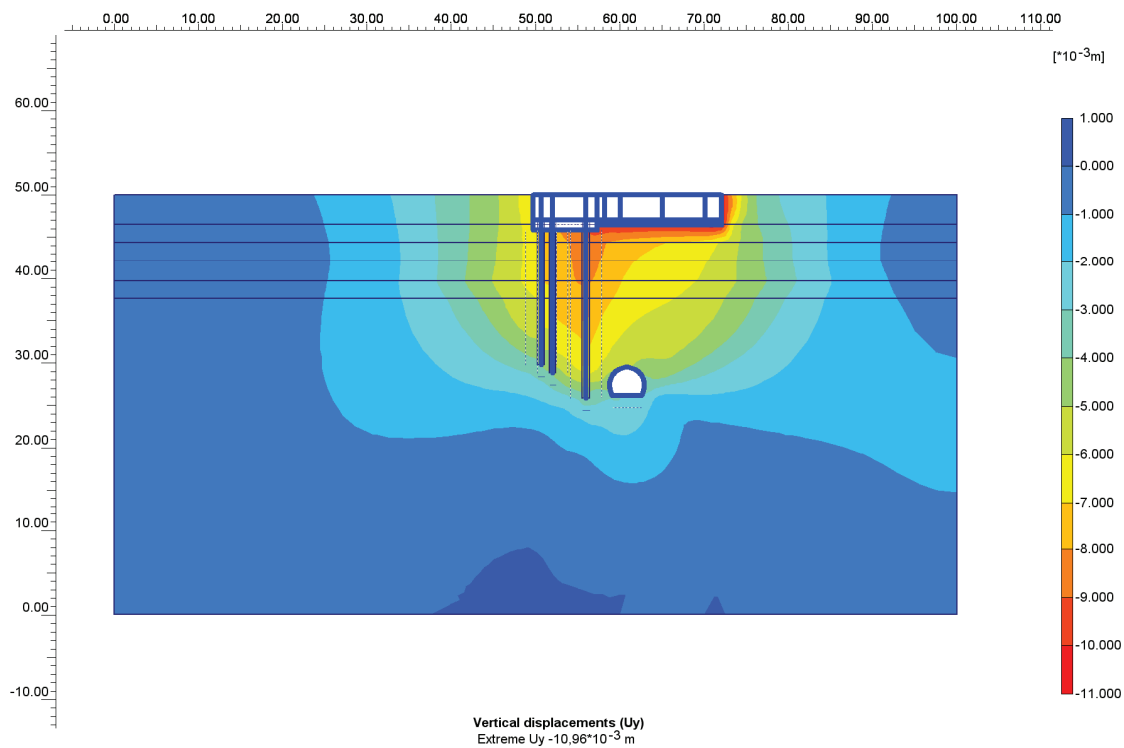
Obr. 7-1. Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s kratší pilotou u kolektoru.



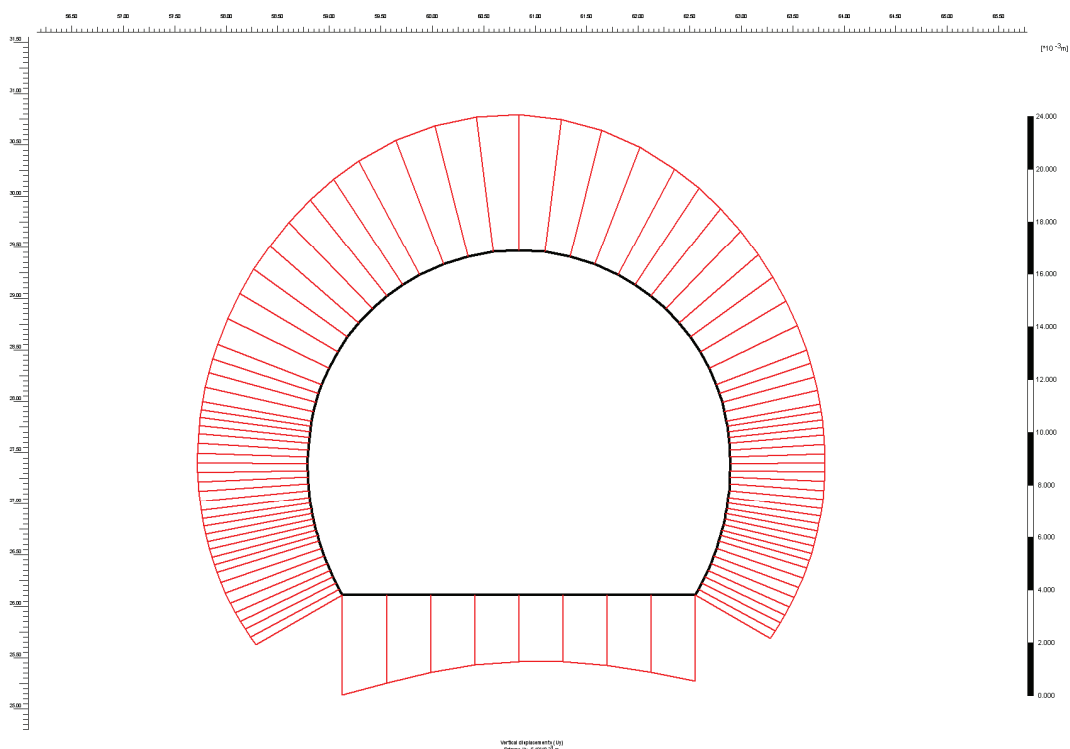
Obr. 7-2. Celková deformace = max. 10.97 mm.



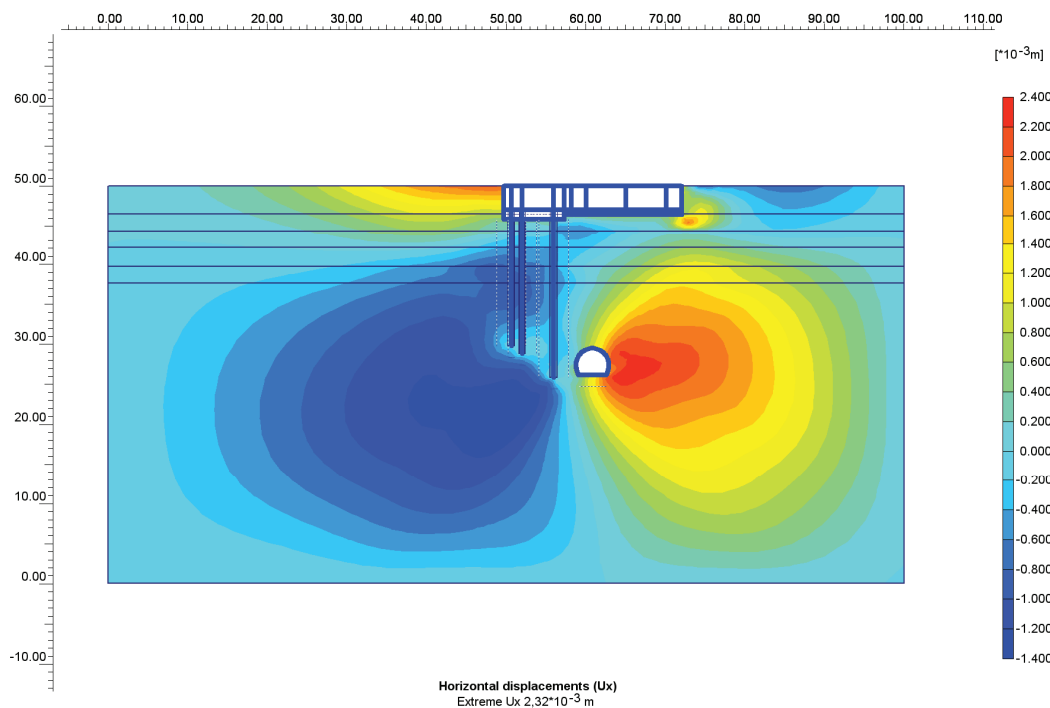
Obr. 7-3. Celková deformace kolektorového ostění = max. 5,27 mm.



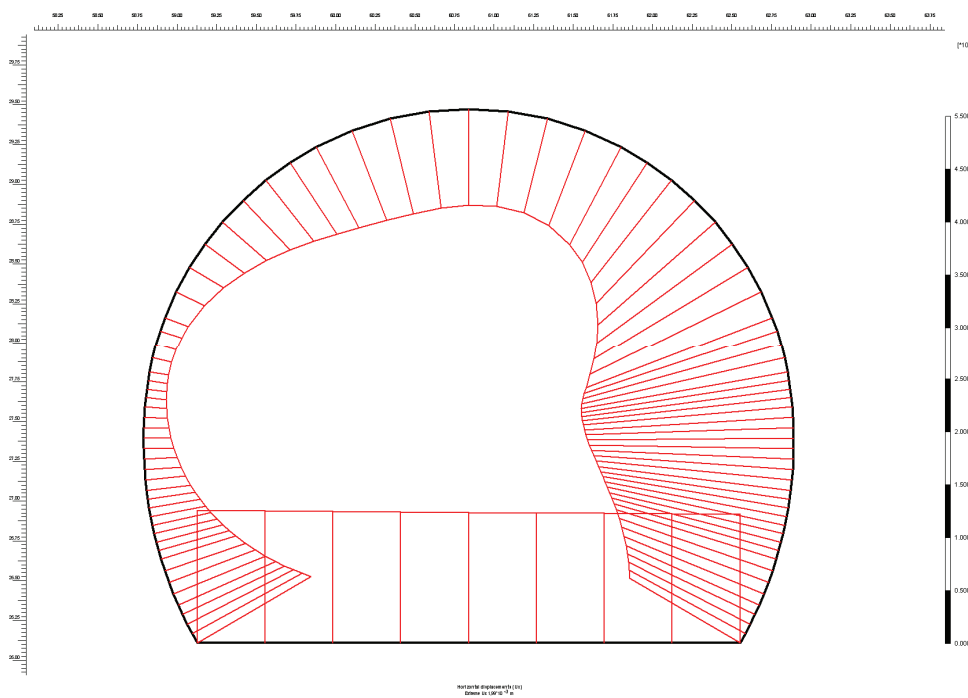
Obr. 7-4. Svislé deformace = max. 10,96 mm.



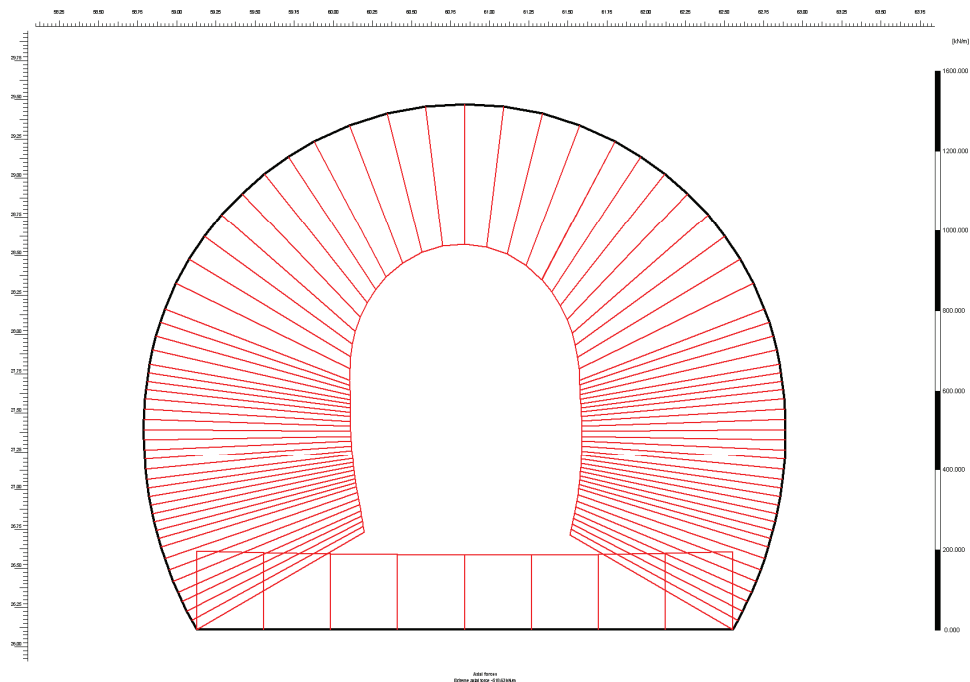
Obr. 7-5. Svislé deformace kolektorového ostění = max. 5,19 mm.



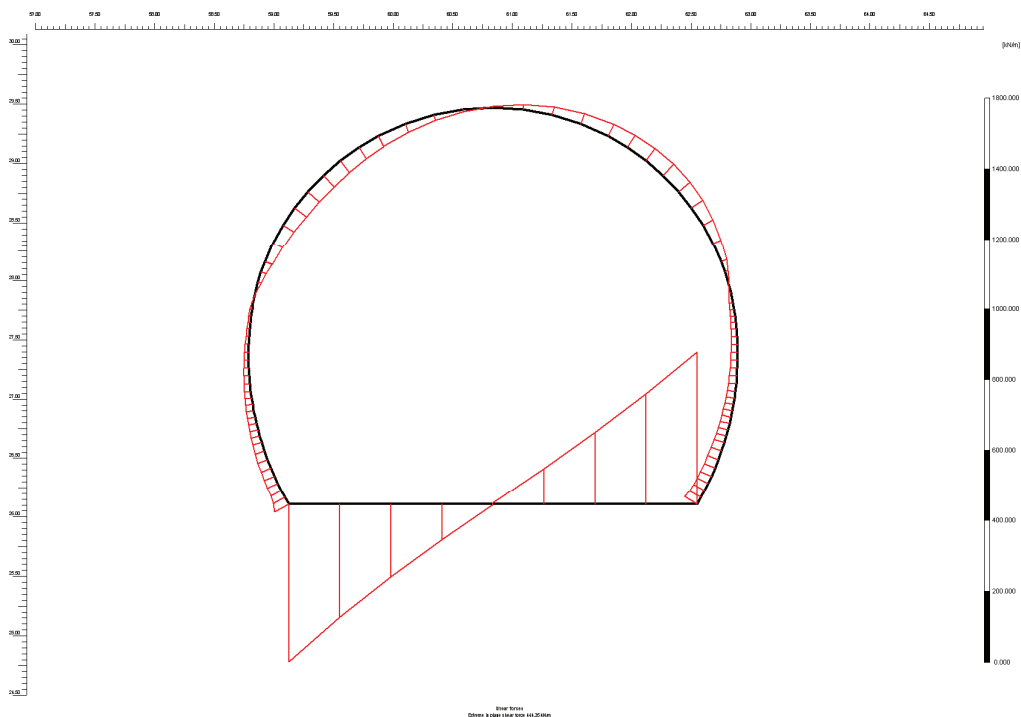
Obr. 7-6. Vodorovné deformace = max. 2,32 mm.



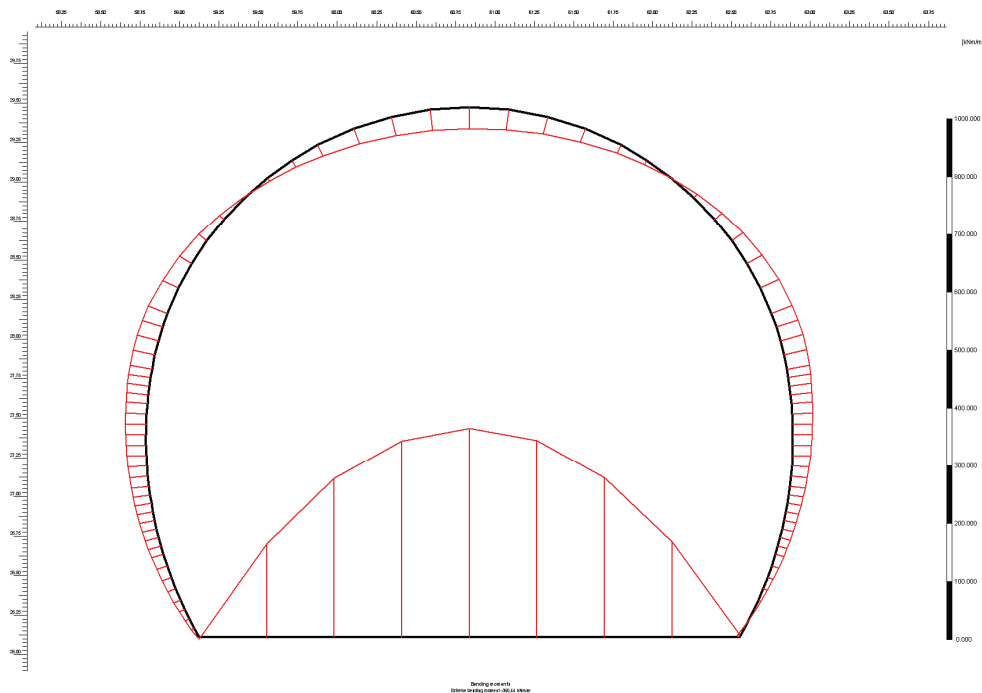
Obr. 7-7. Vodorovné deformace kolektorového ostění = max. 1,99 mm.



Obr. 7-8. Osové síly na ostěni kolektoru = max. - 518,63 kN/m.



Obr. 7-9. Posouvající síly na ostěni kolektoru = max. 444,35 kN/m.



Obr. 7-10. Ohybové momenty na ostění kolektoru = max. 360,44 kNm/m.

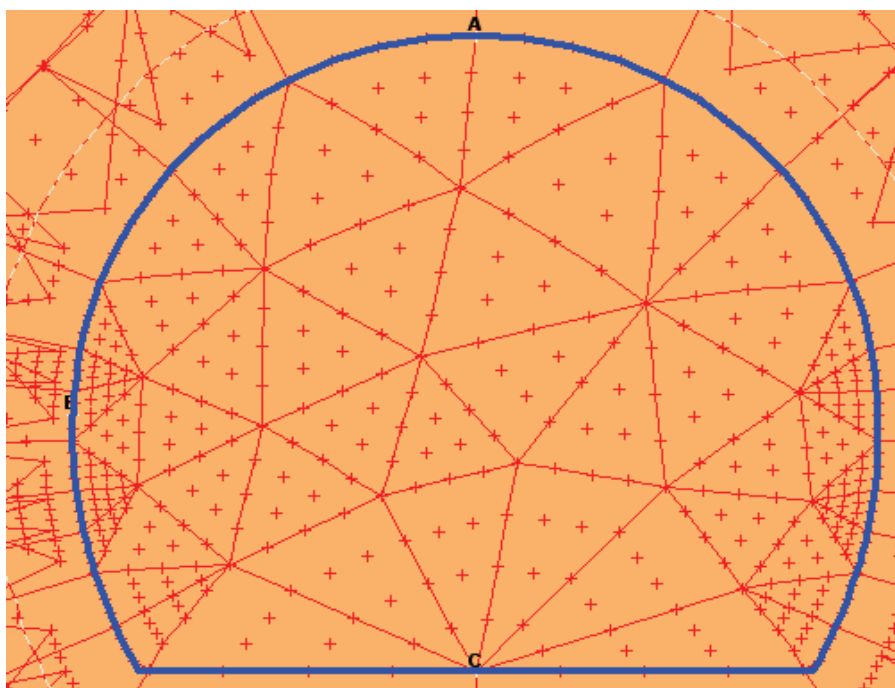
Tab. 7-1. Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota - beton odpovídající modulu pružnosti při výstavbě.

VÝSLEDKY - ŘEZ I - I'		
Beton při výstavbě	ORIENTACE SMĚRU DEFORMACE	KRATŠÍ PILOTA U KOLEKTORU
	[mm]	DÉLKA 20m
DEFORMACE OSTĚNÍ KOLEKTORU	Vodorovná	1,99
	Svislá	5,19
	Celková	5,27
VNITŘNÍ SÍLY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	Osové síly	-518,63
	[kN/m]	
	Smykové síly	444,35
	[kN/m]	
Ohybový moment	360,44	
[kNm/m]		

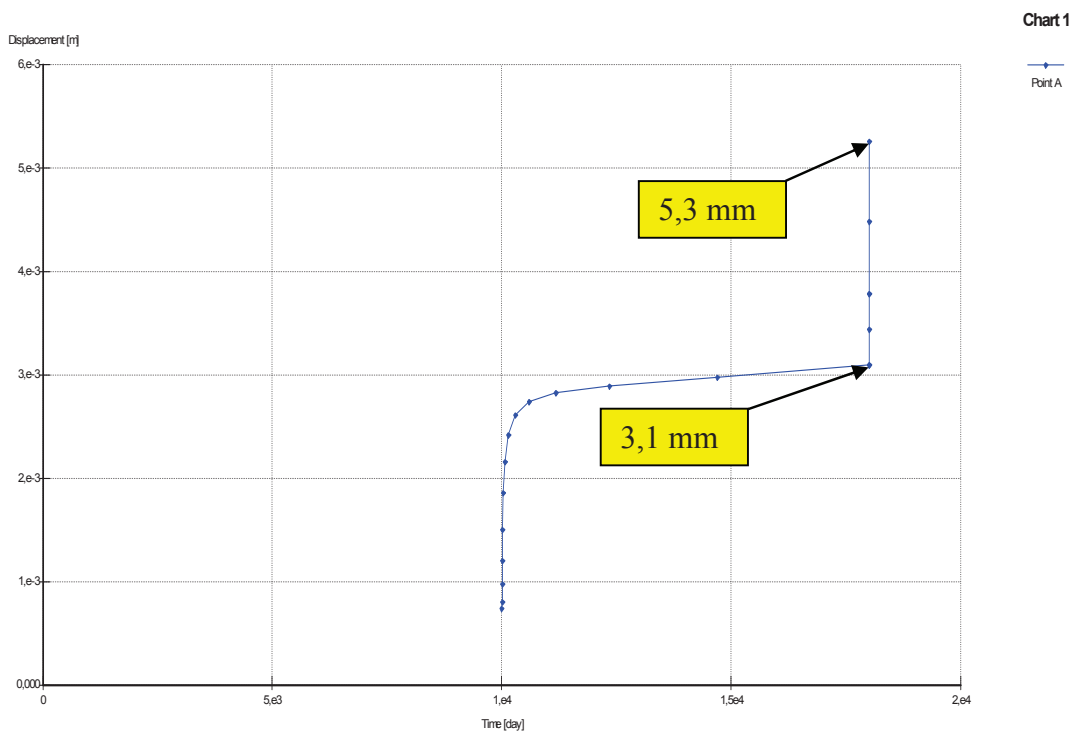
7.2. Průběh modelovaných konvergencí v ŘEZU I – I' kratší pilota – modul betonu odpovídajícímu výstavbě kolektoru

Následujících grafy znázorňují průběh konvergencí na ostění kolektoru v čase. Byly vybrány tři referenční body na ostění A, B a C znázorněny na obrázku 7-11 viz níže. Počáteční deformace byla vynesena na grafu v okamžiku fáze aktivování ostění kolektoru při výstavbě. Poslední bod na křivce grafu reprezentuje deformaci po fázi zatížení pilotou. V přehledných tabulkách jsou uvedeny hodnoty konvergencí v mm. Dále jsou v tabulkách zaznamenány procentuální nárůsty a snížení konvergencí v daných bodech. První hodnota v tabulce je deformace na ostění po dobu provozu kolektoru, tedy cca 20 let. Druhá hodnota v tabulce je deformace po přetížení pilotou.

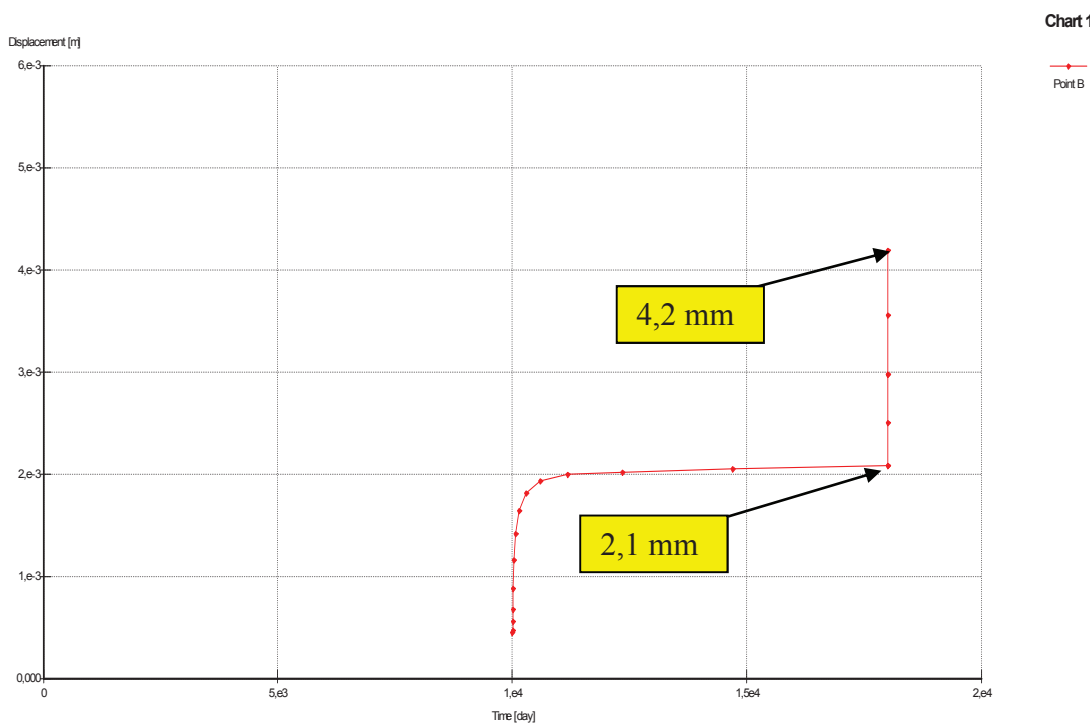
- A = strop kolektoru
- B = opěra kolektoru
- C = počva kolektoru



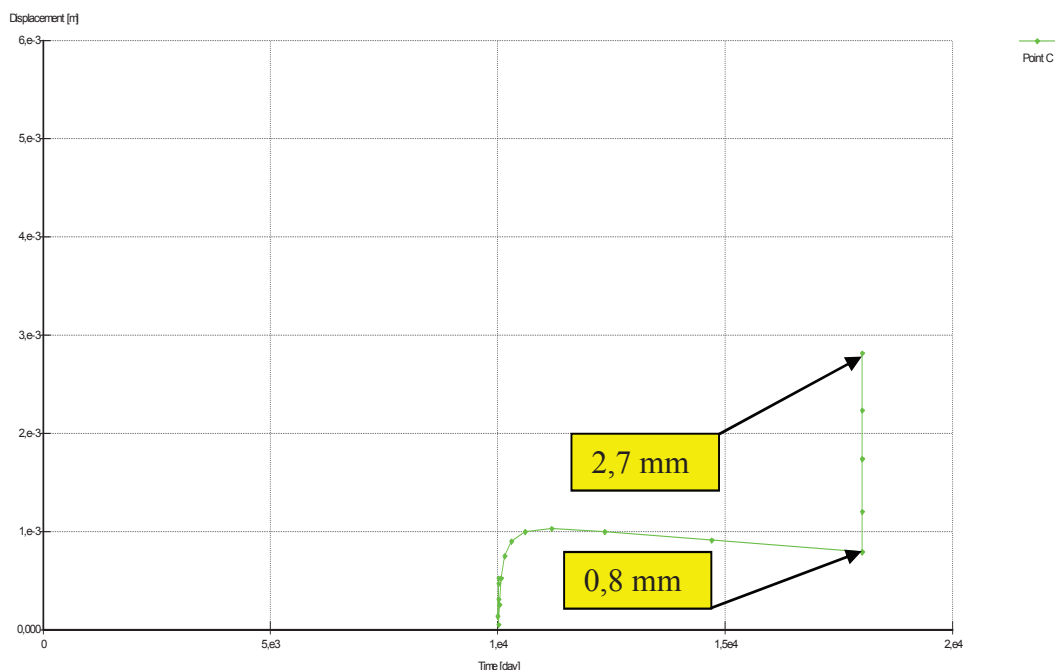
Obr. 7-11. Umístění konvergenčních bodů na ostění kolektoru



Obr. 7-12. Řez I – I': kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.



Obr. 7-13. Řez I – I': kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.



Obr. 7-14. Řez I – I': kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.

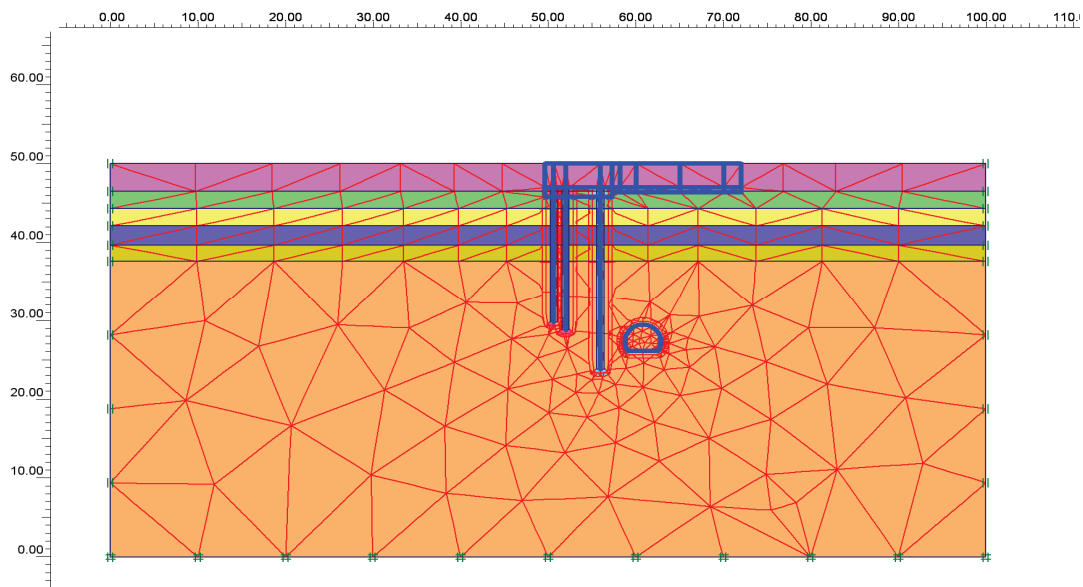
Tab. 7-2. Konvergence na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota – beton odpovídající modulu pružnosti při výstavbě.

KONVERGENCE NA OSTĚNÍ KOLEKTORU: ŘEZ I - I' kratší pilota - beton při výstavbě			
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	DEFORMACE PO PŘITÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	PROCENTUÁLNÍ NÁRŮSTI/SNÍŽENÍ KONVERGENCÍ
	U - [mm]	U - [mm]	[%]
A	3,1	5,3	+70,97%
B	2,1	4,2	+100,00%
C	0,8	2,7	+237,50%

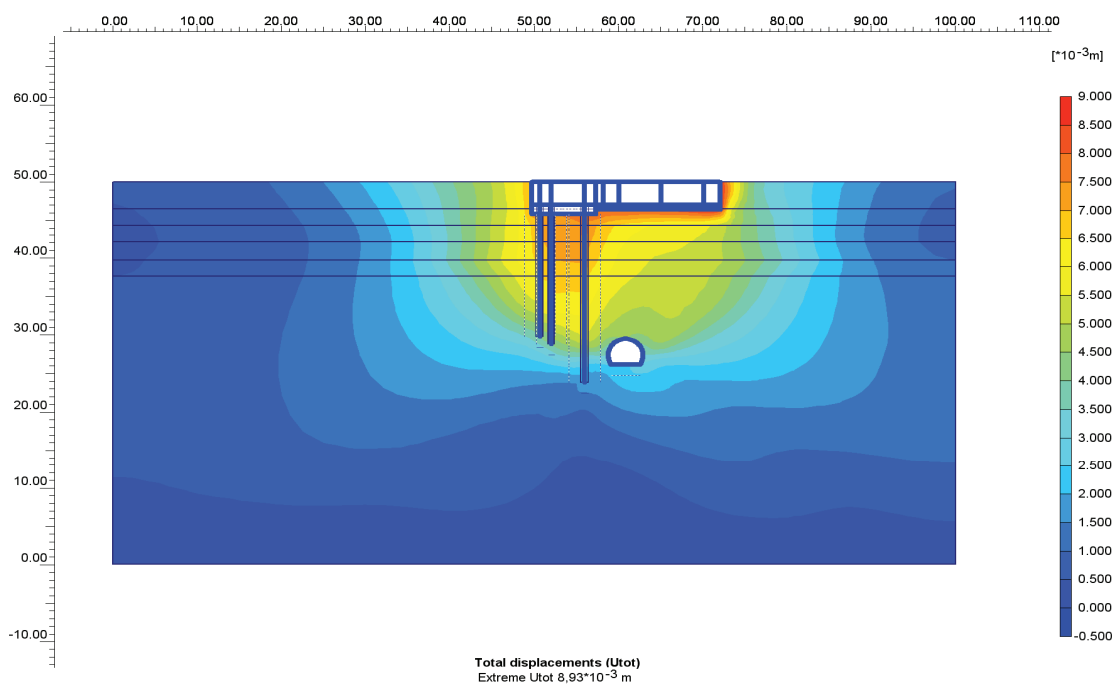
Průběhy křivek konvergencí v grafech na obrázcích 7-12 až 7-14, názorně ukazují nárůst deformací na ostění ve vybraných bodech, před a po přitížení pilotovým základem. V tabulce 7-2 jsou pro přehlednost vypsány jednotlivé hodnoty pro dané body.

Po přitížení pilotou došlo k největšímu nárůstu konvergence v bodě C, který je umístěn ve středu dna kolektoru. Z hodnoty 0,8 mm došlo k nárůstu o +237,5% na 2,7 mm. V bodech A – strop a B – opěra kolektoru byly také zaznamenány nárůsty hodnot konvergencí. Pro bod A +70,97% z 3,1 mm na 5,3 mm a pro bod B +100,0% z 2,1 na 4,2 mm.

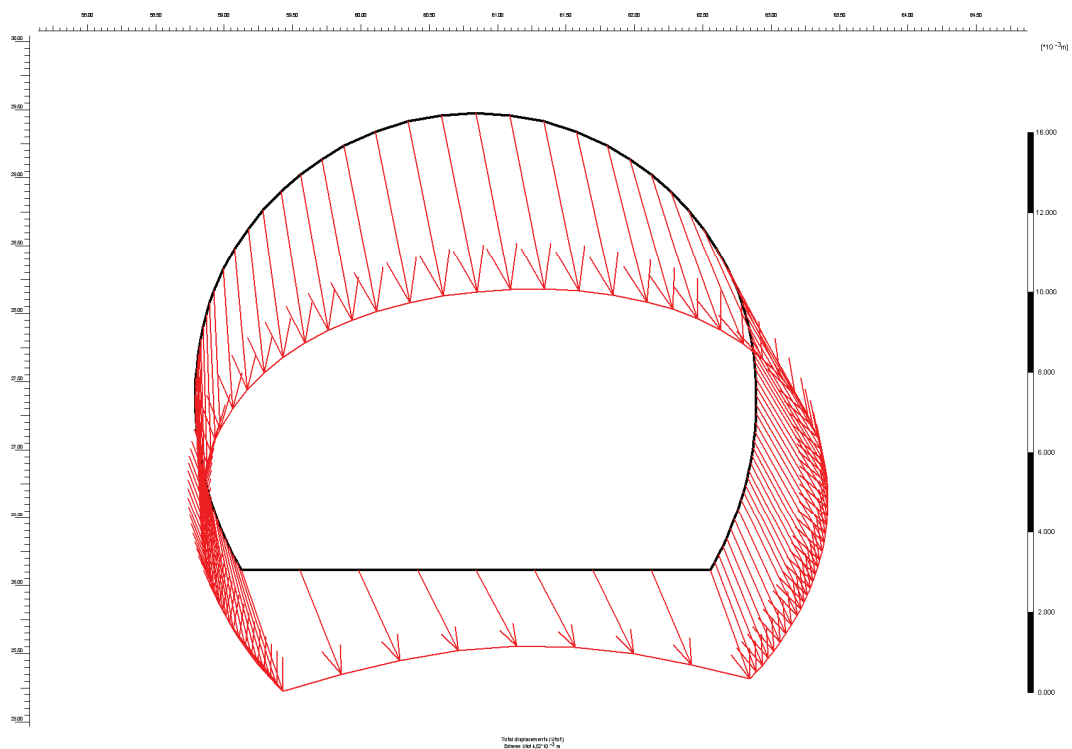
7.3. ŘEZ I – I': Interakce s delší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru



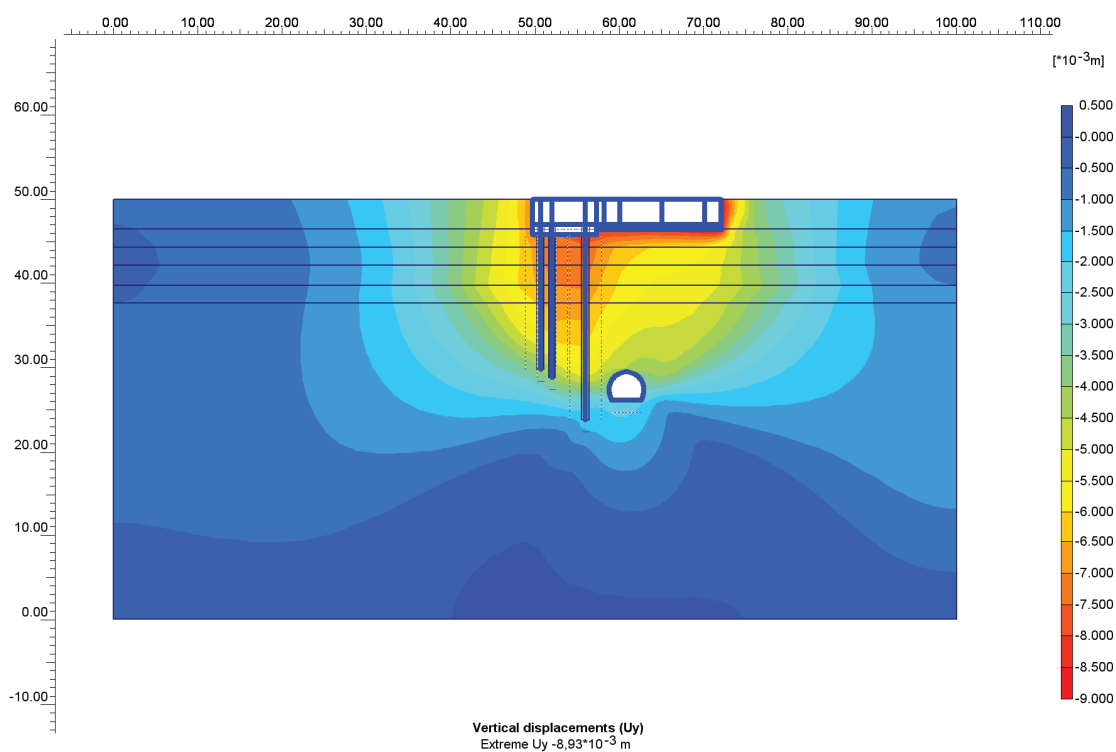
Obr. 7-15. Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s delší pilotou u kolektoru.



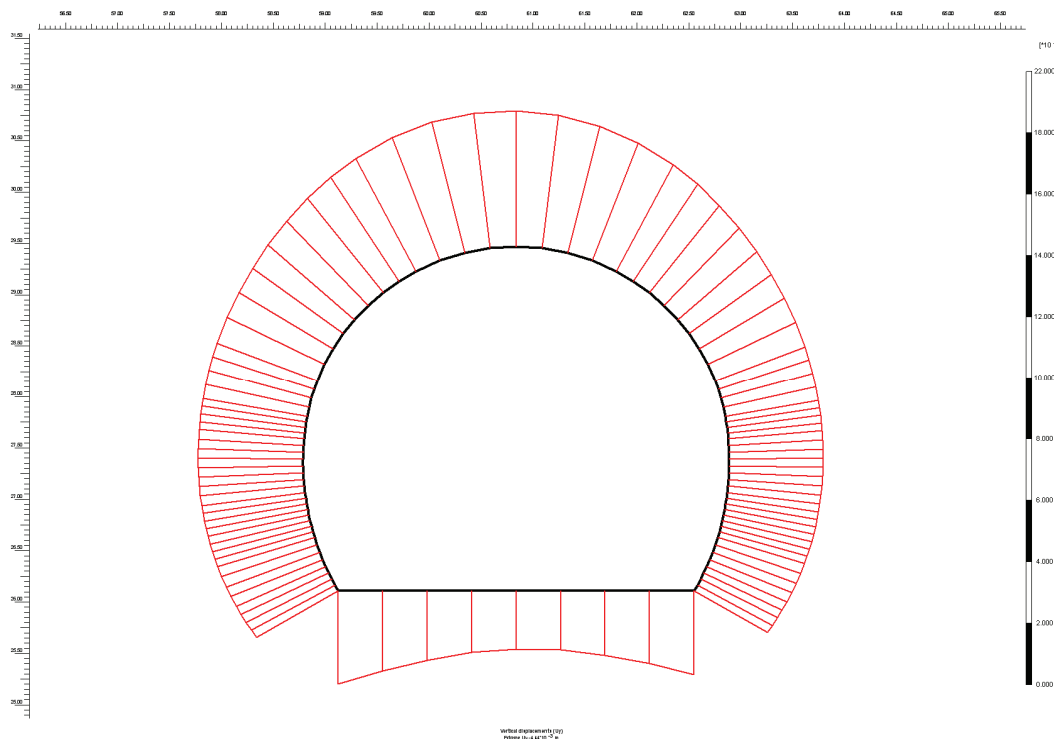
Obr. 7-16. Celkové deformace = max. 8,93 mm.



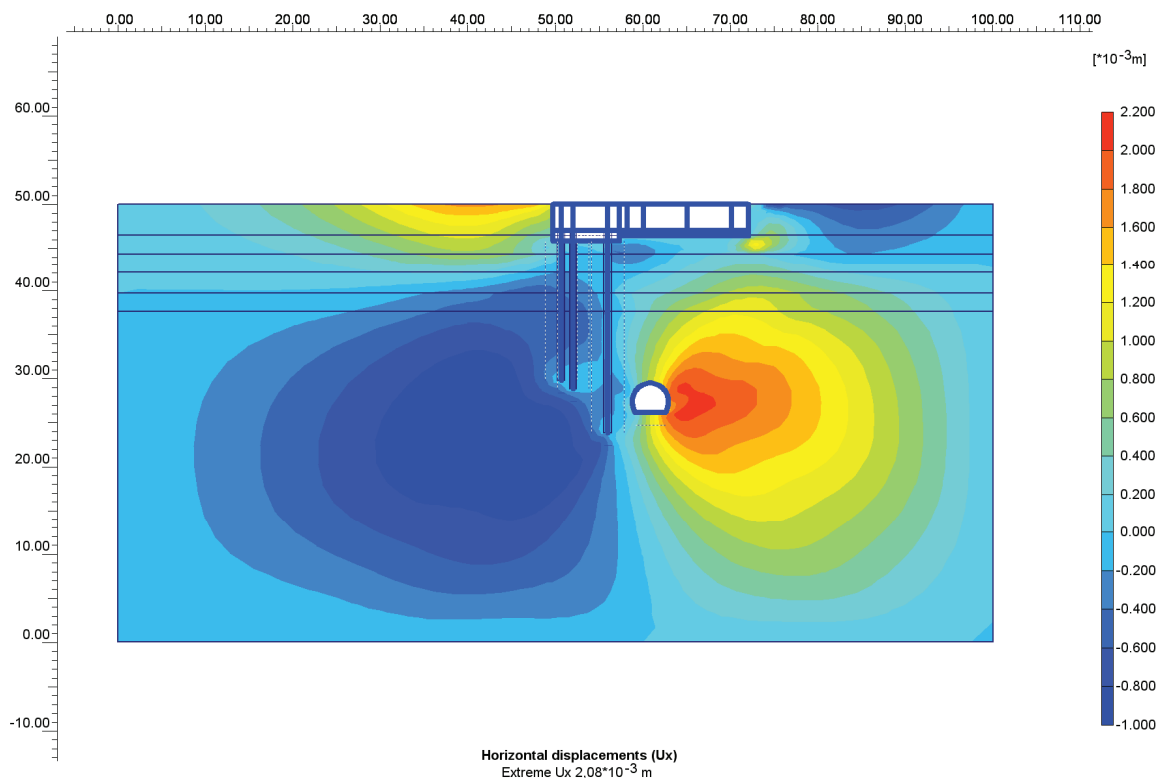
Obr. 7-17. Celková deformace kolektorového ostění = max. 4,52 mm.



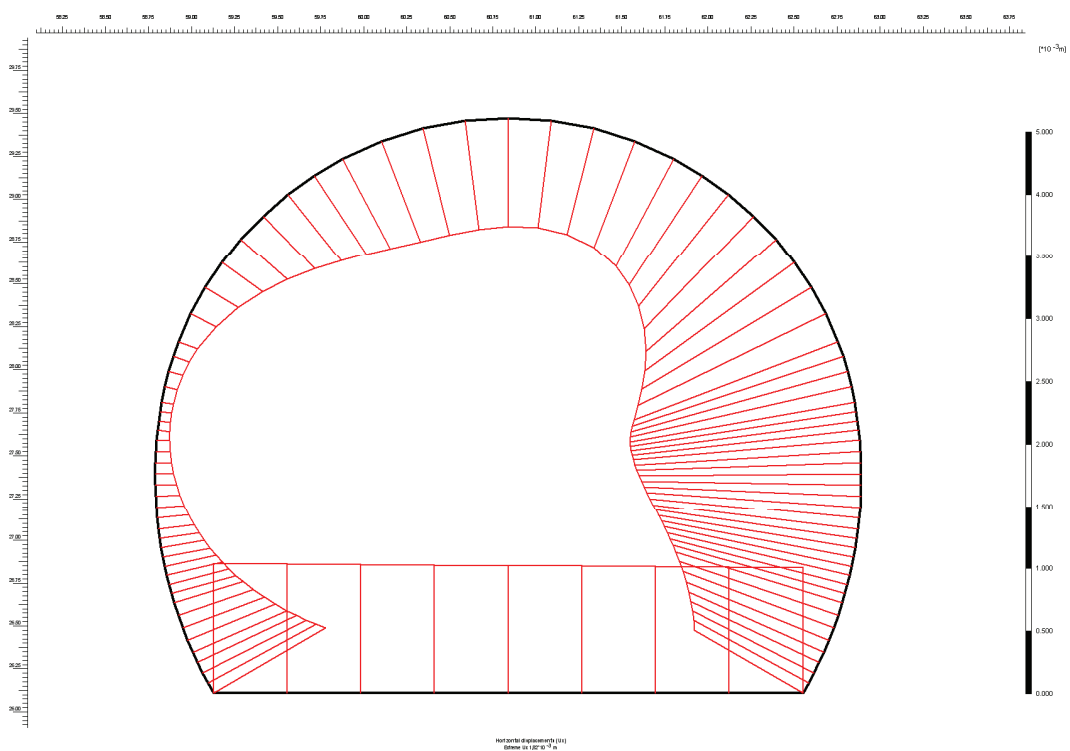
Obr. 7-18. Svislé deformace = max. 8,93 mm.



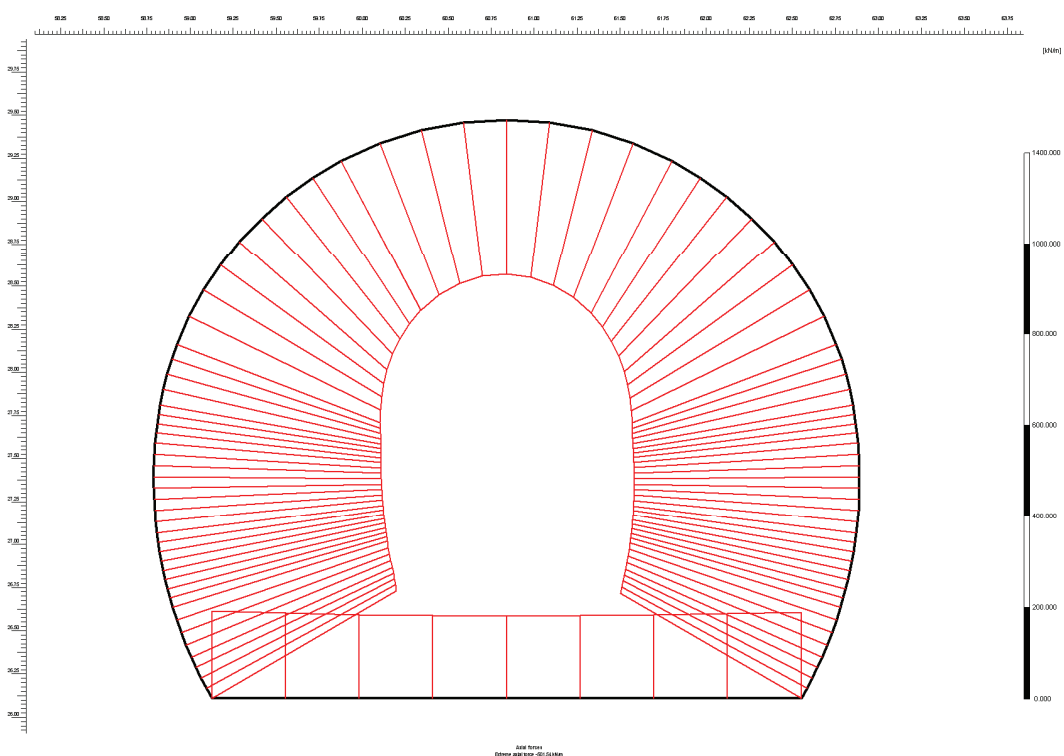
Obr. 7-19. Svislé deformace kolektorového ostění = max. 4,44 mm.



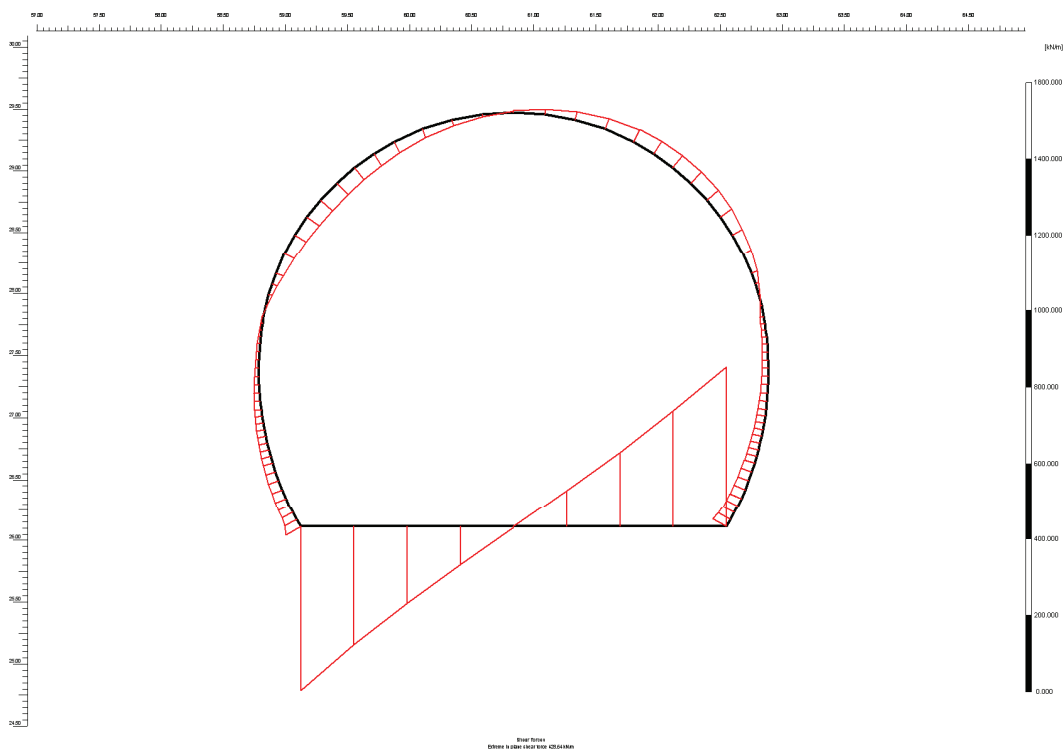
Obr. 7-20. Vodorovné deformace = max.2,08 mm.



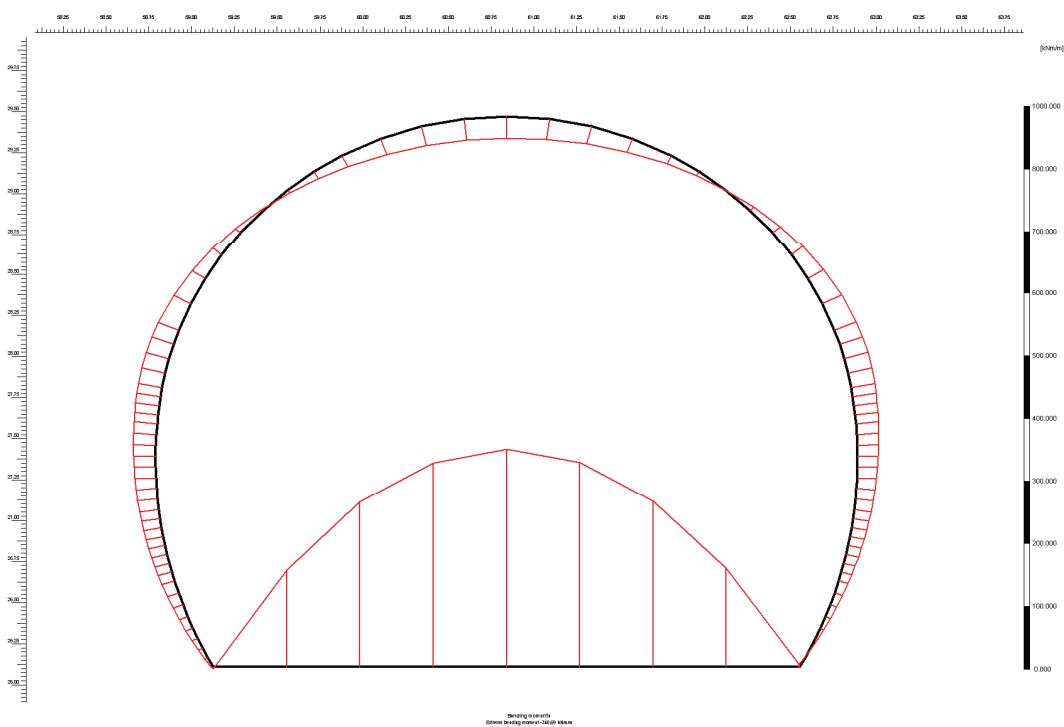
Obr. 7-21. Vodorovné deformace kolektorového ostění = max. 1,82 mm.



Obr. 7-22. Osová síla na ostění kolektoru = max. -501,54 kN/m.



Obr. 7-23. Posouvající síly na ostění kolektoru = max. 428,64 kN/m.



Obr. 7-24. Ohybové momenty na ostění kolektoru = max. 348,69 kNm/m.

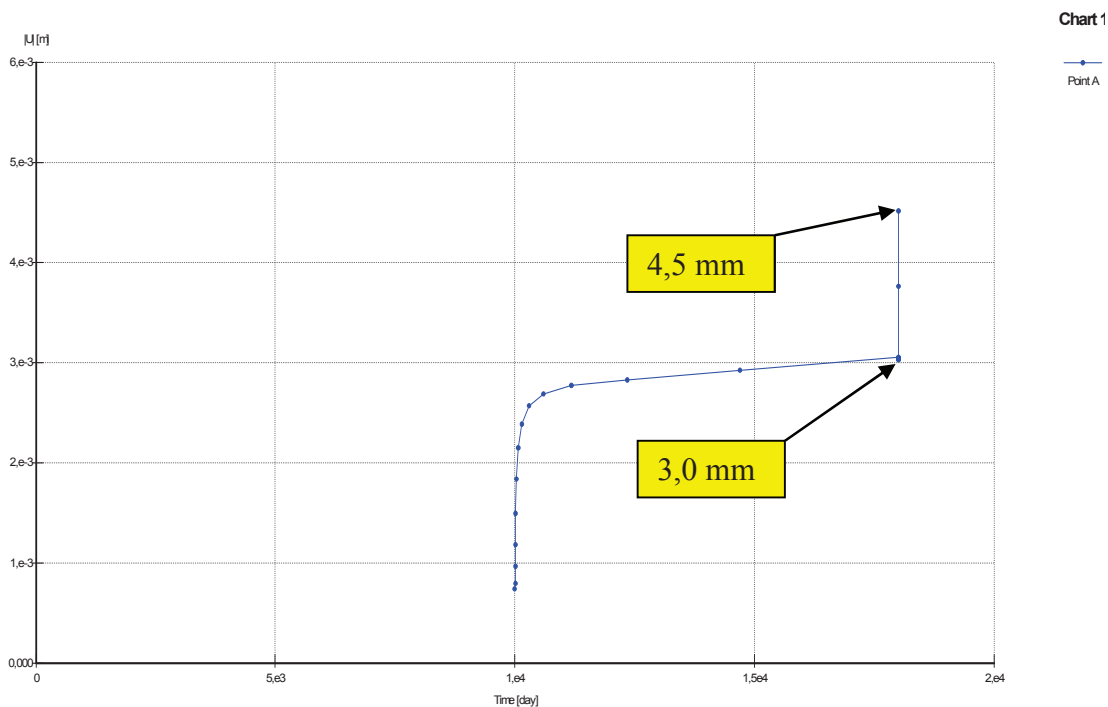
Tab. 7-3. Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.

VÝSLEDKY - ŘEZ I - I'				
Beton při výstavbě	ORIENTACE SMĚRU DEFORMACE	KRATŠÍ PILOTA U KOLEKTORU	DELŠÍ PILOTA U KOLEKTORU	PROCENTUÁLNÍ NÁRŮST/SNÍŽENÍ DEFORMACÍ/VNITŘNÍCH SIL
	[mm]	DÉLKA 20m	DÉLKA 22m	[%]
DEFORMACE OSTĚNÍ KOLEKTORU	Vodorovná	1,99	1,82	- 8,54%
	Svislá	5,19	4,44	- 14,45%
	Celková	5,27	4,52	- 14,23%
VNITŘNÍ SÍLY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	Osová síly	-518,63	-501,54	- 3,29%
	[kN/m]			
	Smykové síly	444,35	428,64	- 3,53%
	[kN/m]			
Ohybový moment	360,44	348,69	- 3,25%	
[kNm/m]				

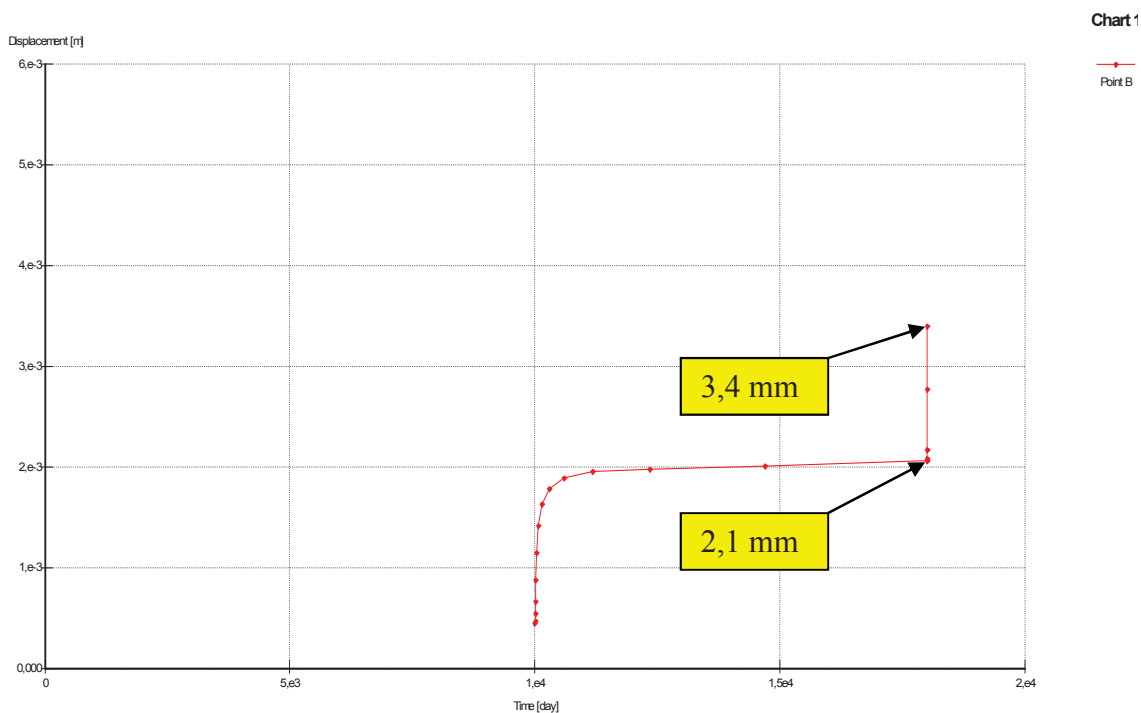
Porovnání hodnot deformací a vnitřních sil, které jsou znázorněny v tabulce 7-3, dávají jasný důkaz o účinném snížení posuzovaných deformací, vnitřních sil v závislosti na délce piloty. Prodloužením piloty nacházející se nejbližší ostění kolektoru o 2 m, se rovnoměrně sníží maximální hodnoty vnitřních sil a deformací. Nejmenší vliv prodloužení pilotového základu je patrný na složce vodorovné deformace, která se oproti hodnotám deformací svislé a celkové (-14,45%. -14,23%) snížila jen o hodnotu - 8,54% z 1,99 mm na 1,82 mm.

Všechny maximální hodnoty osových a smykových sil včetně ohybových momentů rovnoměrně procentuálně klesly o cca -3,3 až -3,5 %.

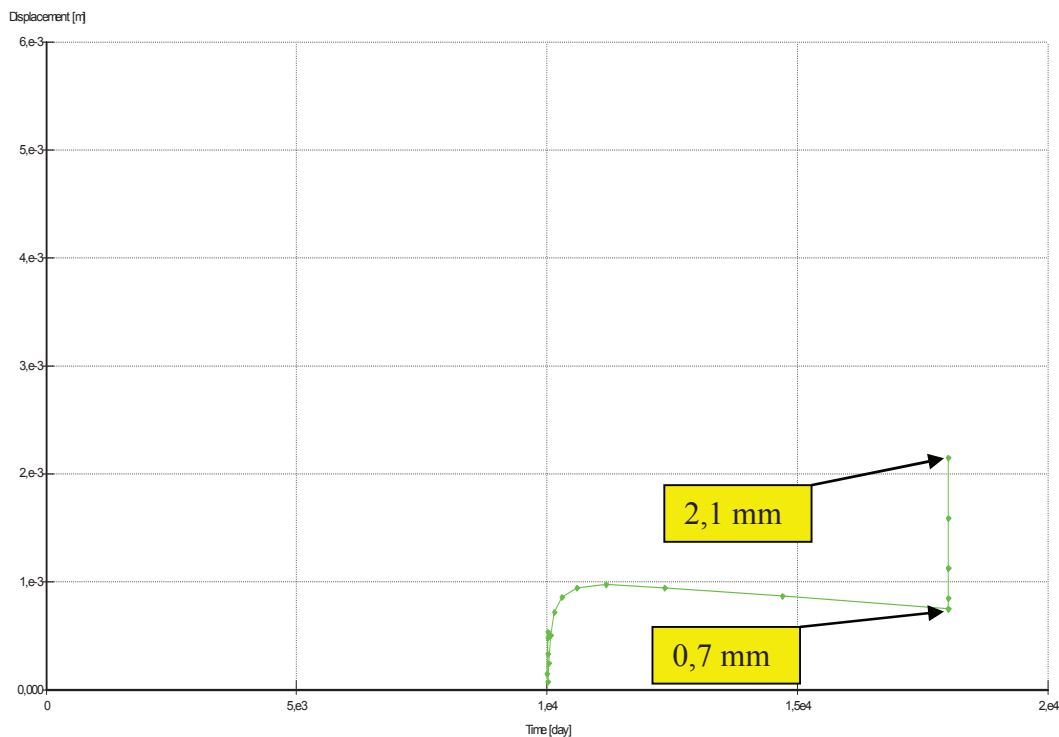
7.4. Průběh konvergencí v ŘEZU I – I' delší pilota – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru



Obr. 7-25. Řez I – I': delší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.



Obr. 7-26. Řez I – I': delší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.



Obr. 7-27. Řez I – I': delší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.

Tab. 7-4. Porovnání konvergenzí na ostění kolektoru ŘEZ I – I' porovnání kratší a delší piloty, modul betonu odpovídající výstavbě.

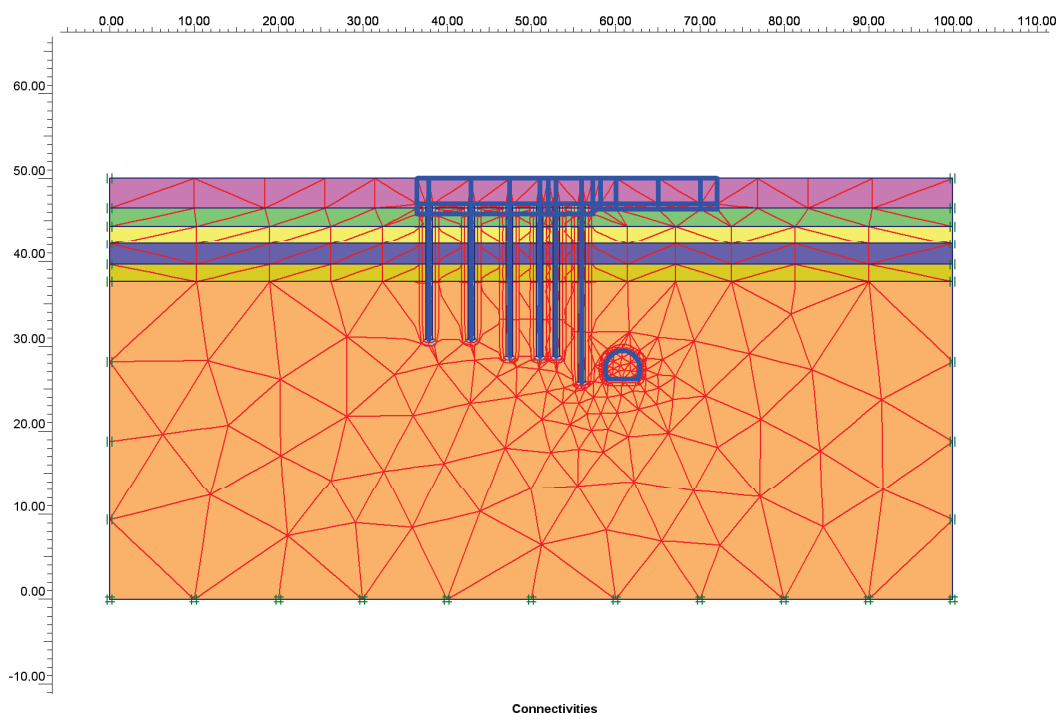
KONVERGENCE NA OSTĚNÍ KOLEKTORU: ŘEZ I - I' porovnání kratší a delší pilota - beton při výstavbě			
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	delší pilota	kratší pilota	PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ
	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	
	U - [mm]	U - [mm]	
A	3,0	3,1	+3,33%
B	2,1	2,1	±0,00%
C	0,7	0,8	+14,28%
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	DEFORMACE PO PŘÍTIŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	DEFORMACE PO PŘÍTIŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ
	U - [mm]	U - [mm]	
	U - [mm]	U - [mm]	
A	4,5	5,3	+17,78%
B	3,4	4,2	+23,53%
C	2,1	2,7	+28,57%

Dalším důkazem vhodnosti prodloužení piloty při zakládání v blízkosti ostění primárního kolektoru je porovnání výsledků konvergenčí. Konvergence v bodech A-strop, B-opěra a C-počva jsou pro delší a kratší pilotu v tabulce 7-4 nejprve prezentovány před a v druhé části tabulky 7-4 po přitížení pilotovým základem.

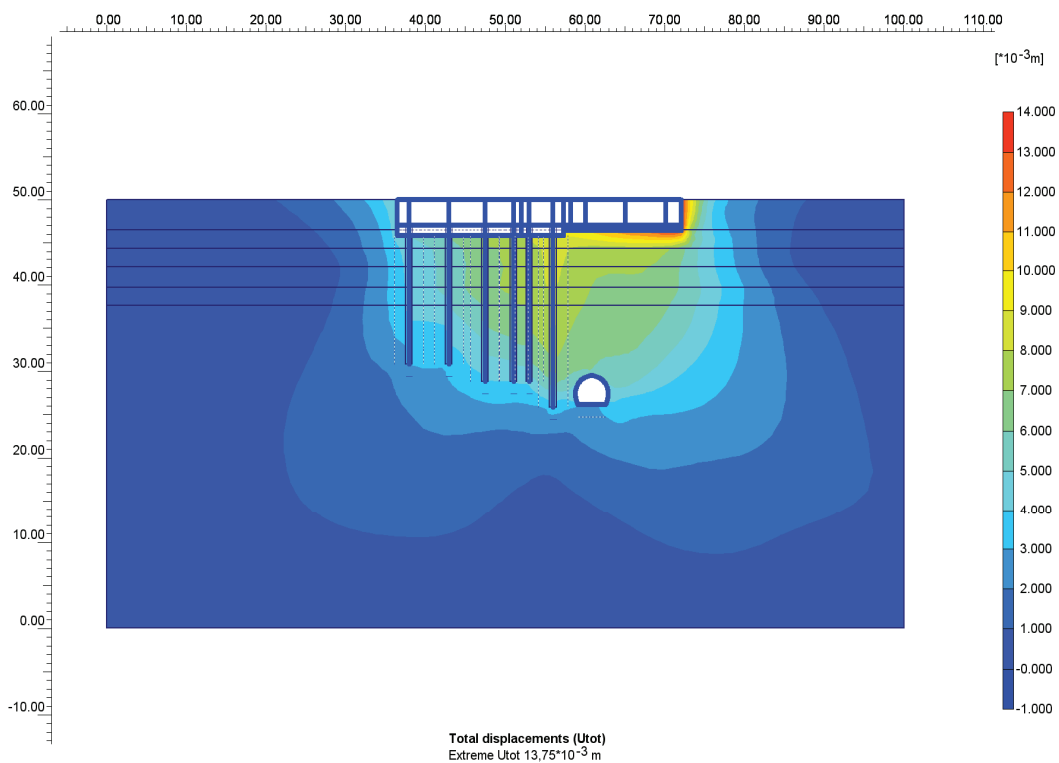
Procentuální rozdíl v době před přitížením pilotou je v obou případech přibližně stejný. V bodě B je procentuální rozdíl hodnot roven $\pm 0,00\%$. Ve zbývajících bodech A a B jsou sice rozdíly v procentech vyšší, ale při porovnání číselných hodnot v milimetrech, je patrné, že rozdíly jsou zanedbatelné. Tyto nepatrné rozdíly jsou zapříčiněny přesným zaokrouhlováním výsledků v grafech.

Na výsledcích konvergenčí pro druhé vyhodnocení po přitížení pilotovým základem je již viditelný vyšší procentuální rozdíl mezi delší a kratší pilotou. V bodech A, B došlo k nárůstu konvergence o 0,8 mm a v bodě C o 0,6 mm.

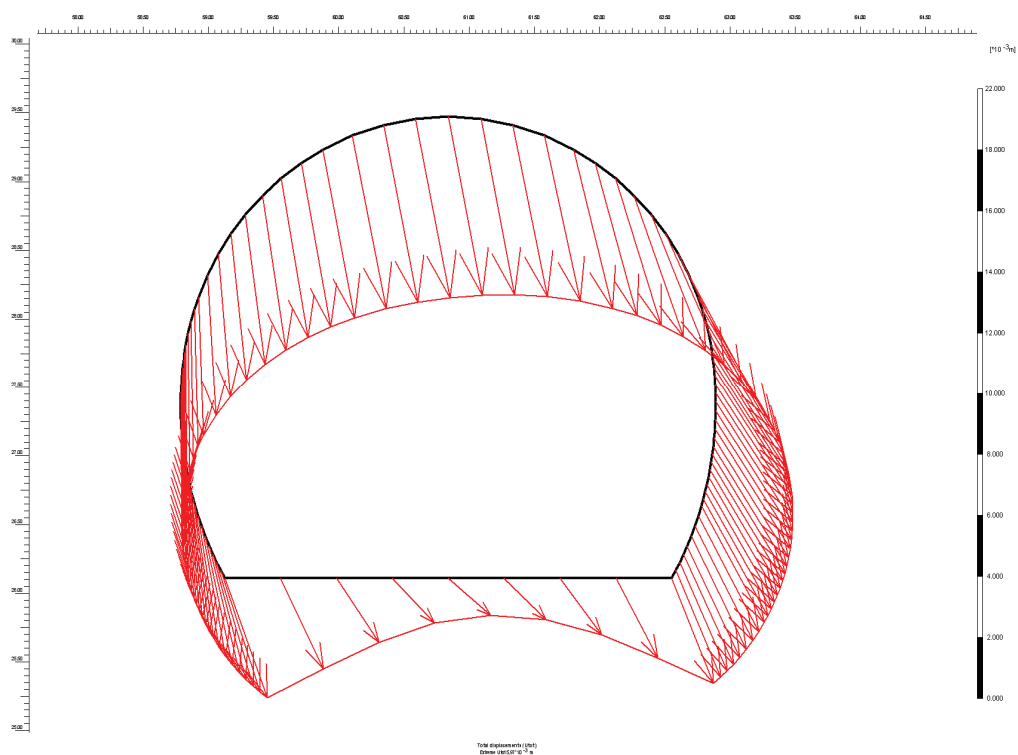
7.5. ŘEZ II – II': Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru



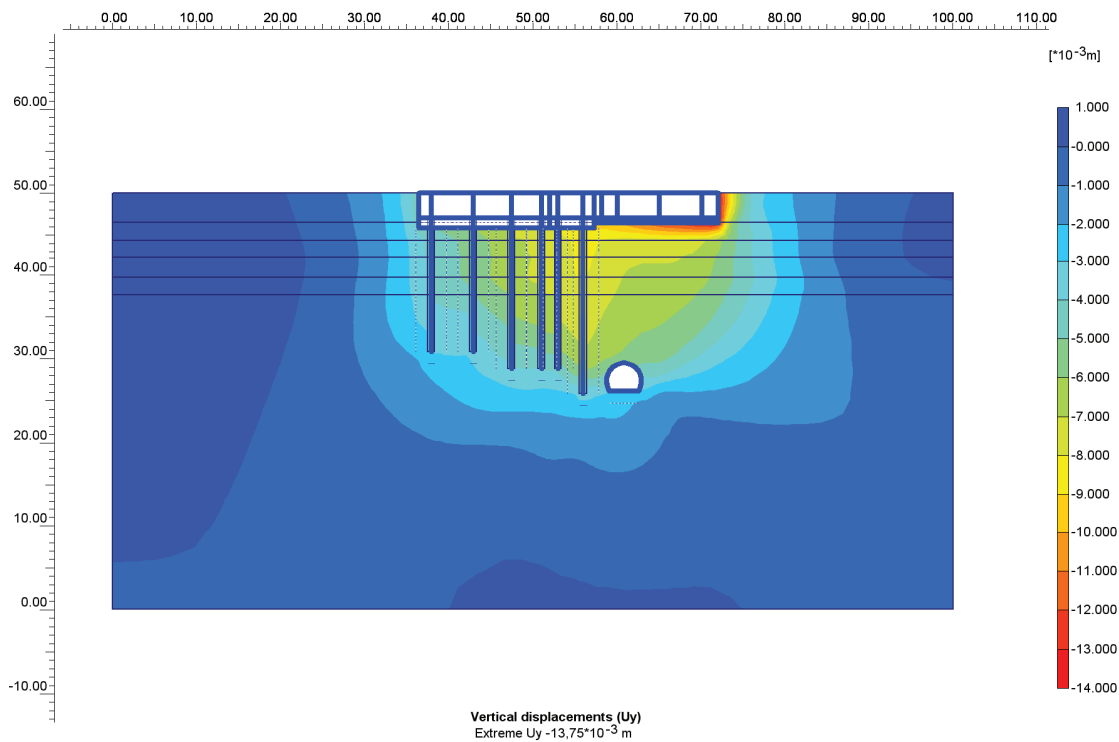
Obr. 7-28. Trojúhelníková síť prvků ŘEZ II – II' s kratší pilotou.



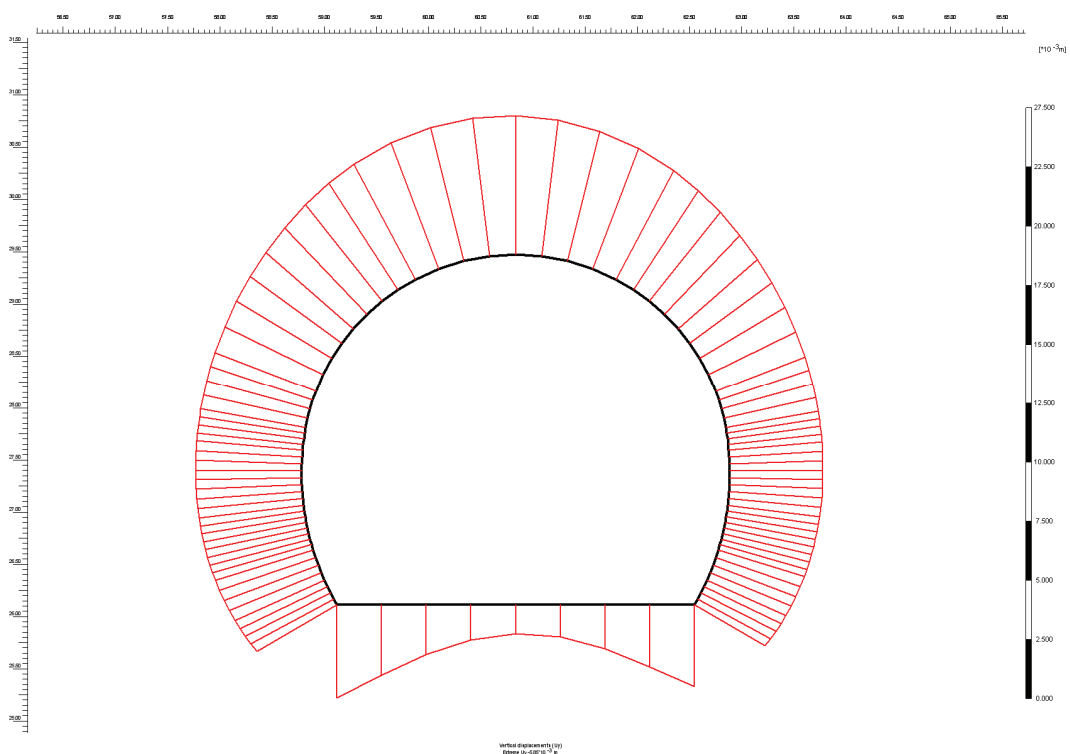
Obr. 7-29. Celkové deformace = max. 13,75 mm.



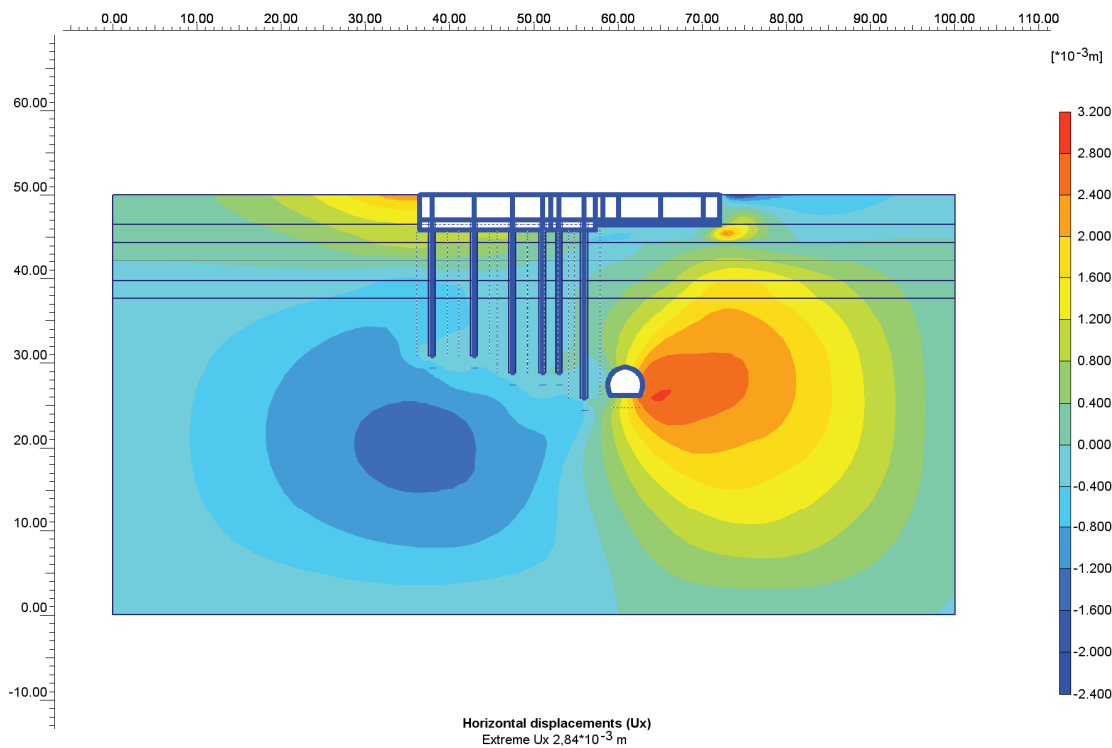
Obr. 7-30. Celkové deformace kolektorového ostění = max. 5,97 mm.



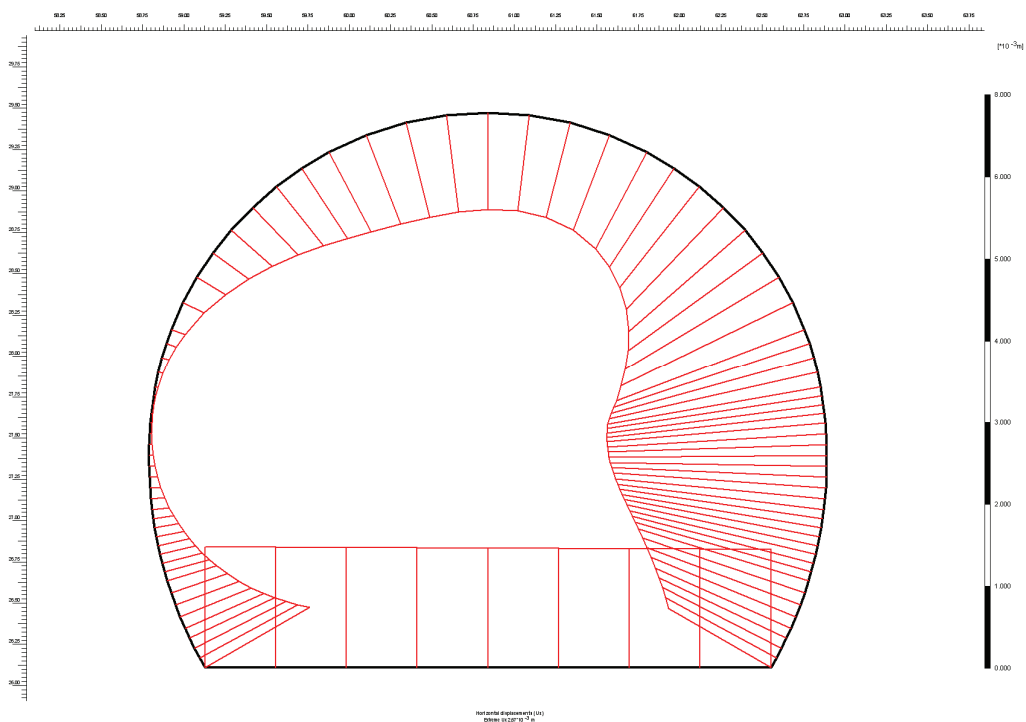
Obr. 7-31. Svislé deformace = max. 13,75 mm.



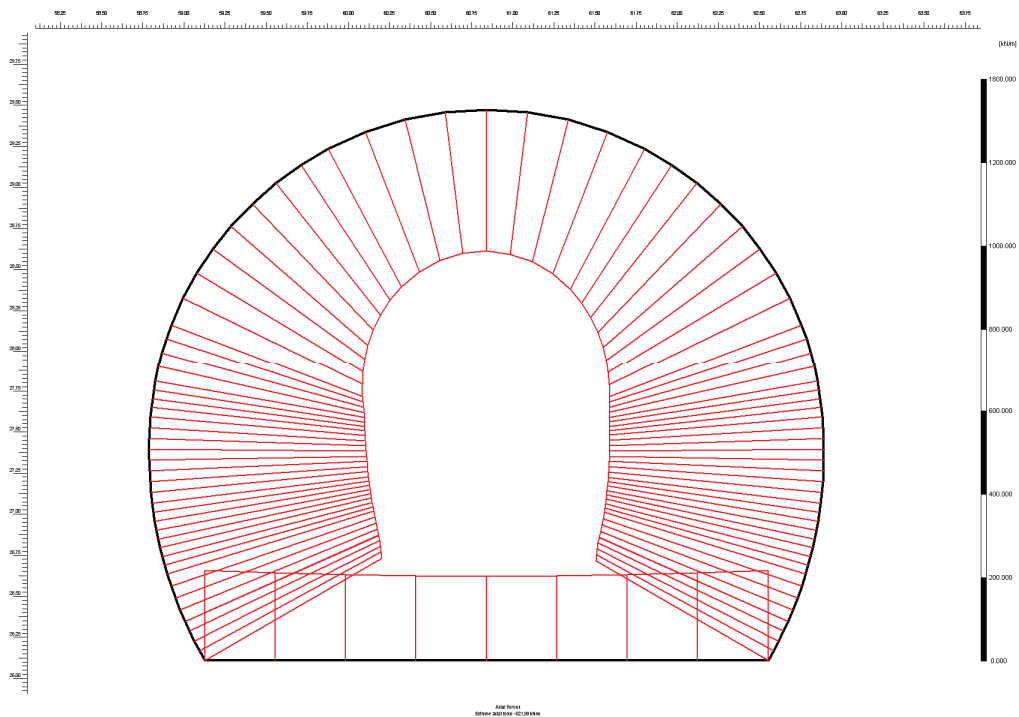
Obr. 7-32. Svislé deformace kolektorového ostění = max. 5,85 mm.



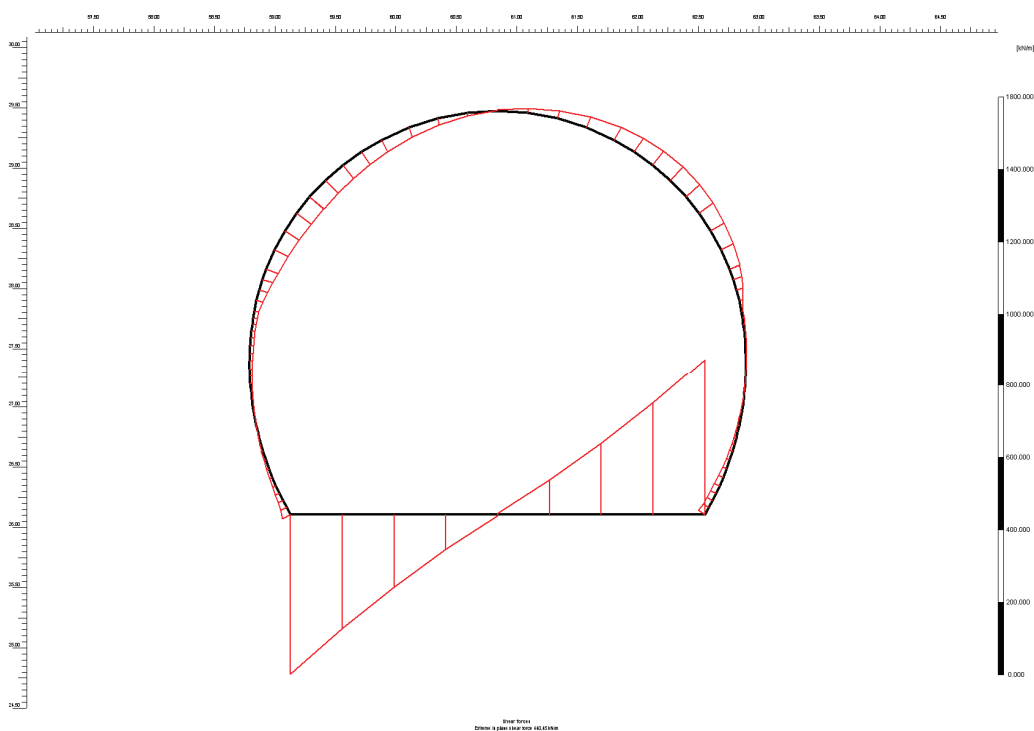
Obr. 7-33. Vodorovné deformace = max. 2,84 mm.



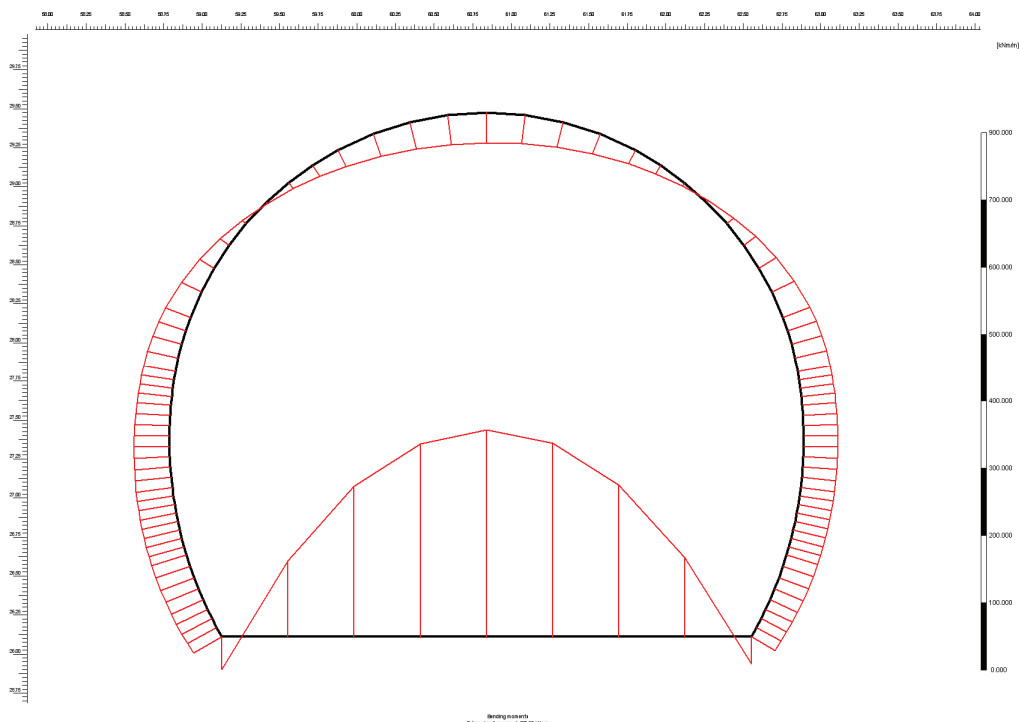
Obr. 7-34. Vodorovné deformace kolektorového ostění = max. 2,67 mm.



Obr. 7-35. Osové síly na ostění kolektoru = max. -521,99 kN/m.



Obr. 7-36. Posouvající síly na ostění kolektoru = max. 440,45 kN/m.

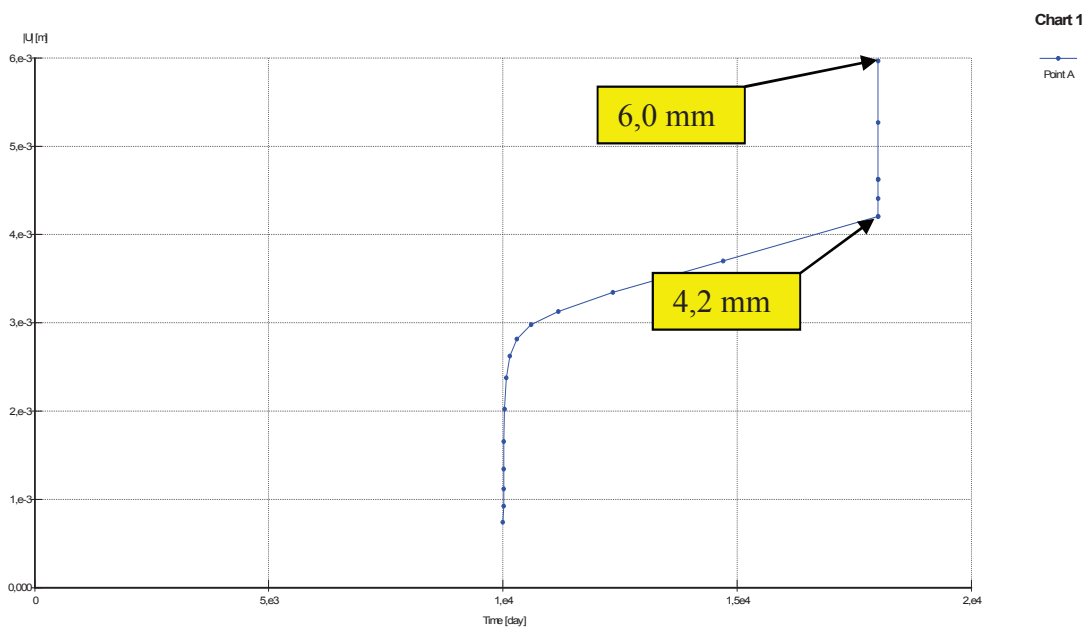


Obr. 7-37. Ohybové momenty na ostění kolektoru = max. 307,65 kNm/m.

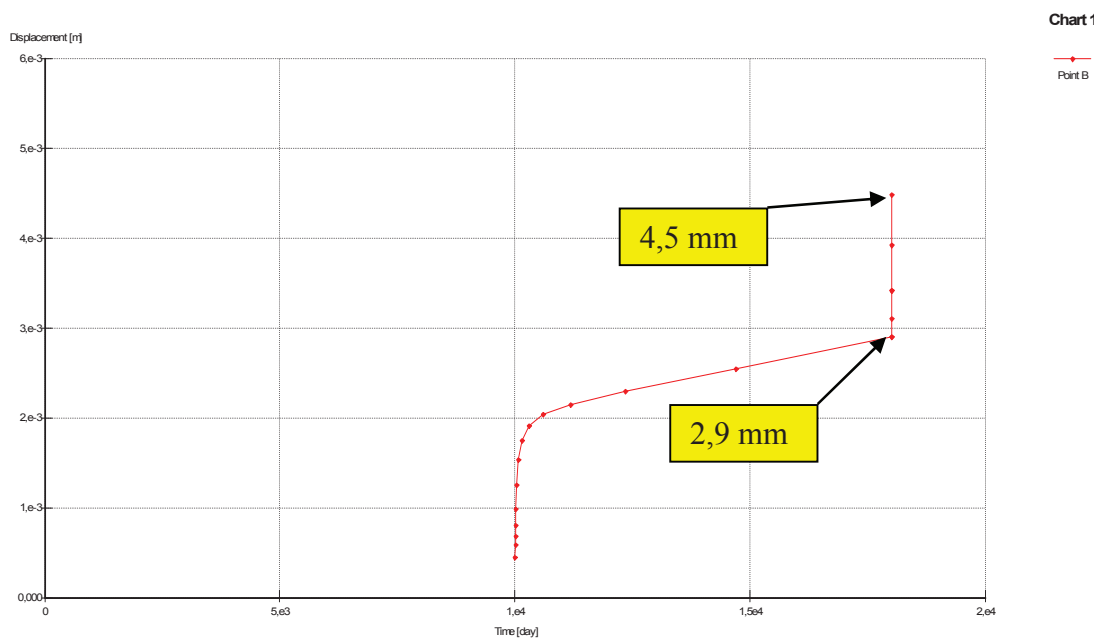
Tab. 7-5. Maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.

VÝSLEDKY - ŘEZ II - II'		
Beton při výstavbě	ORIENTACE SMĚRU DEFORMACE	KRATŠÍ PILOTA U KOLEKTORU
	[mm]	DĚLKA 20m
DEFORMACE OSTĚNÍ KOLEKTORU	Vodorovná	2,67
	Svislá	5,85
	Celková	5,97
VNITŘNÍ SÍLY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	Osové síly	-521,99
	[kN/m]	
	Smykové síly	440,45
	[kN/m]	
Ohybový moment	307,65	
[kNm/m]		

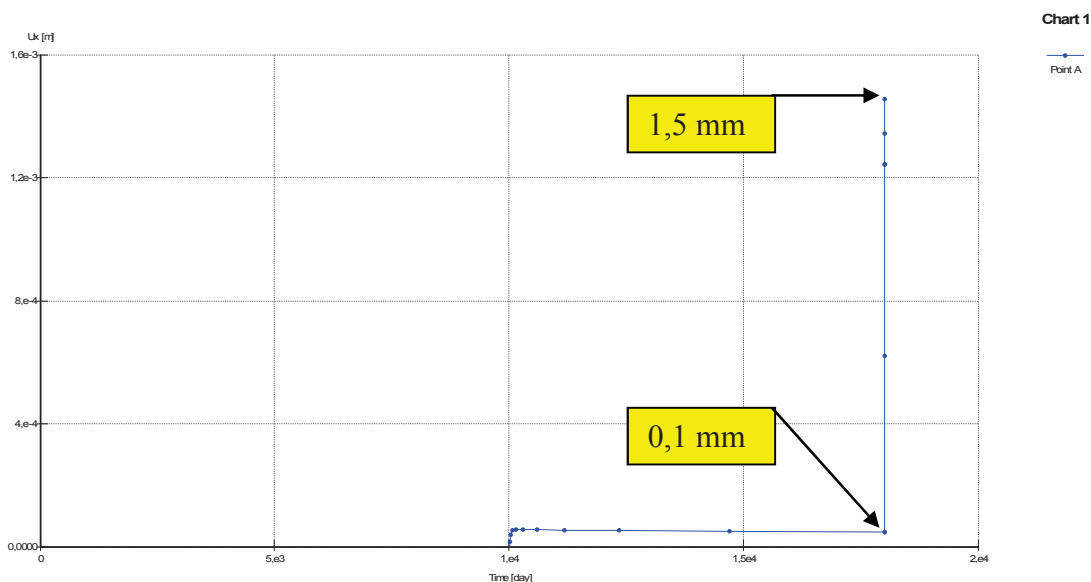
7.6. Průběh konvergencí v ŘEZU II – II' kratší pilota – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru



Obr. 7-38. Řez II – II' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A



Obr. 7-39. Řez II – II' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.



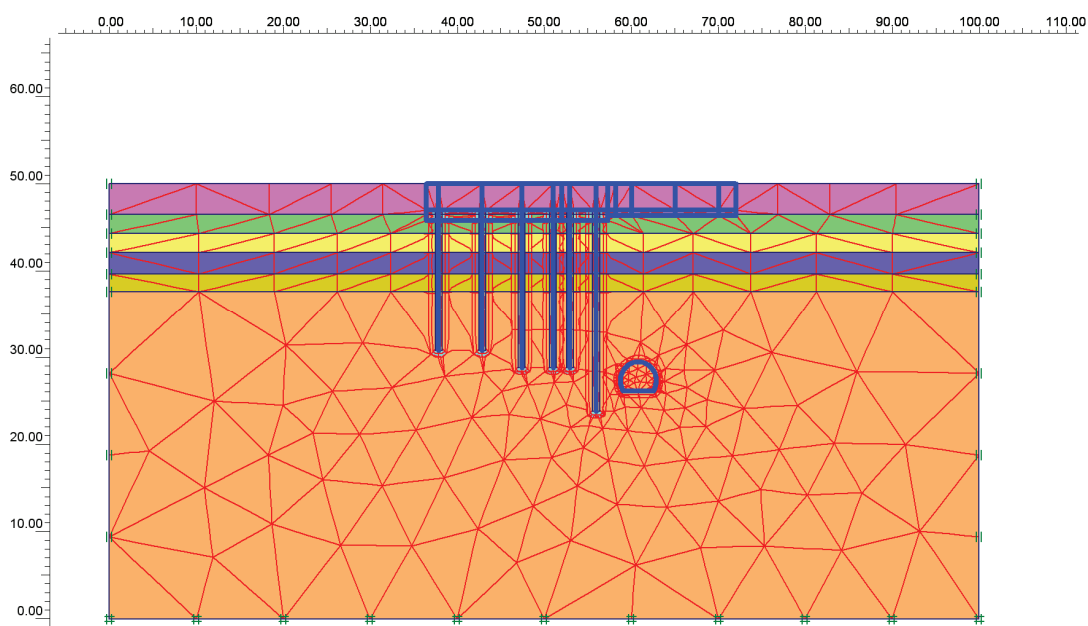
Obr. 7-40. Řez II – II' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.

Tab. 7-6. Konvergence na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.

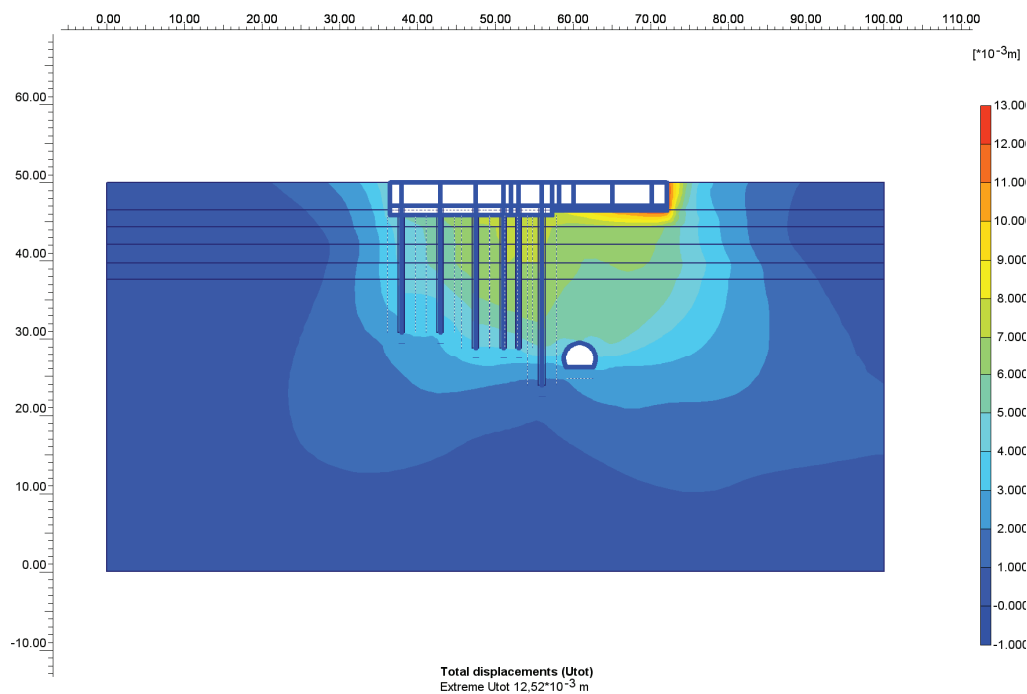
KONVERGENCE NA OSTĚNÍ KOLEKTORU: ŘEZ II - II' kratší pilota - beton při výstavbě			
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	DEFORMACE PO PŘÍTIŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	PROCENTUÁLNÍ NÁRŮST/SNÍŽENÍ KONVERGENCÍ
	U - [mm]	U - [mm]	[%]
A	4,2	6,0	+42,86%
B	2,9	4,5	+55,17%
C	0,1	1,5	+1400,00%

Obdobně jako v případě ŘEZU I – I', došlo i v bodech na ostění v ŘEZU II – II' s kratší pilotou u kolektoru, k nárůstu konvergencí po přitížení pilotovým základem. Hodnota v bodě C-dno sice v procentuálním vyčíslení značně převyšuje zbylé výsledky v bodech A-strop, B-opěra, ale v hodnotách milimetrů je rozdíl přibližně stejný. Výsledný nárůstu konvergencí v milimetrech je u bodu A - 1,8 mm, v bodě B - 1,6 mm a v bodě C - 1,4 mm.

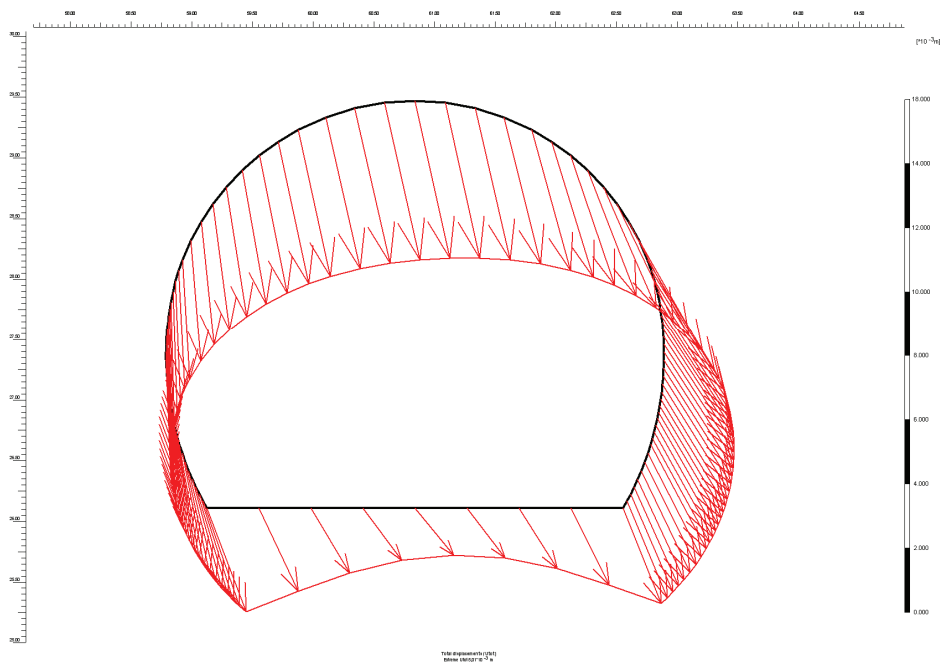
7.7. ŘEZ II – II': Interakce s delší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající výstavbě kolektoru



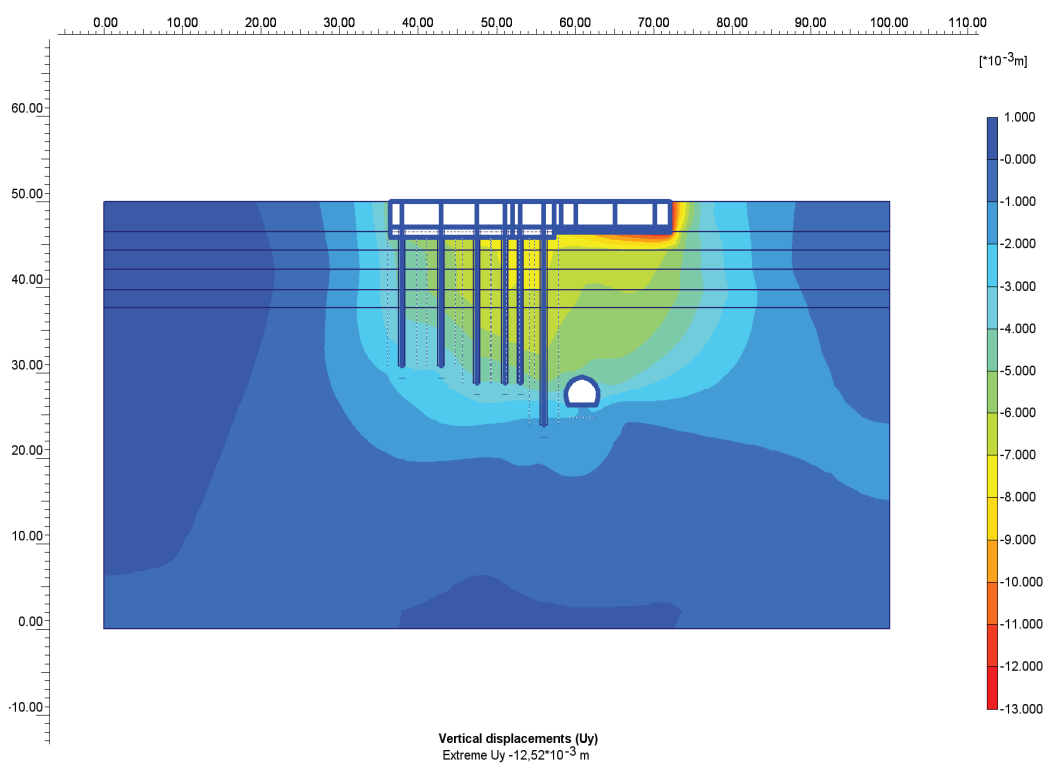
Obr. 7-41. Trojúhelníková síť prvků ŘEZ II – II' s delší pilotou.



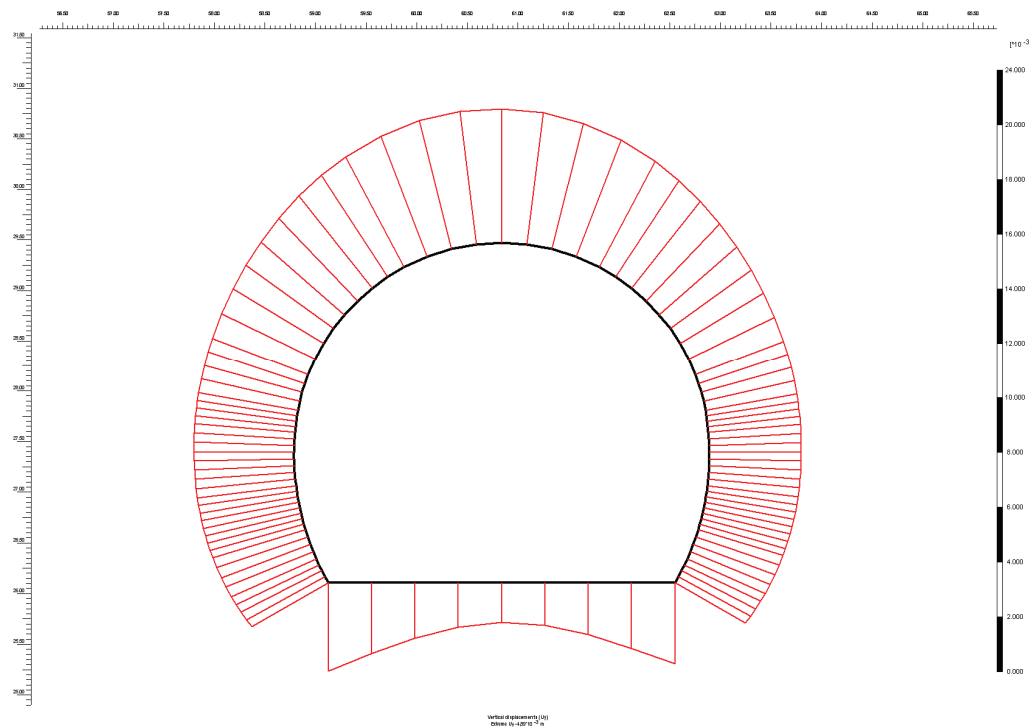
Obr. 7-42. Celkové deformace = max. 12.52 mm.



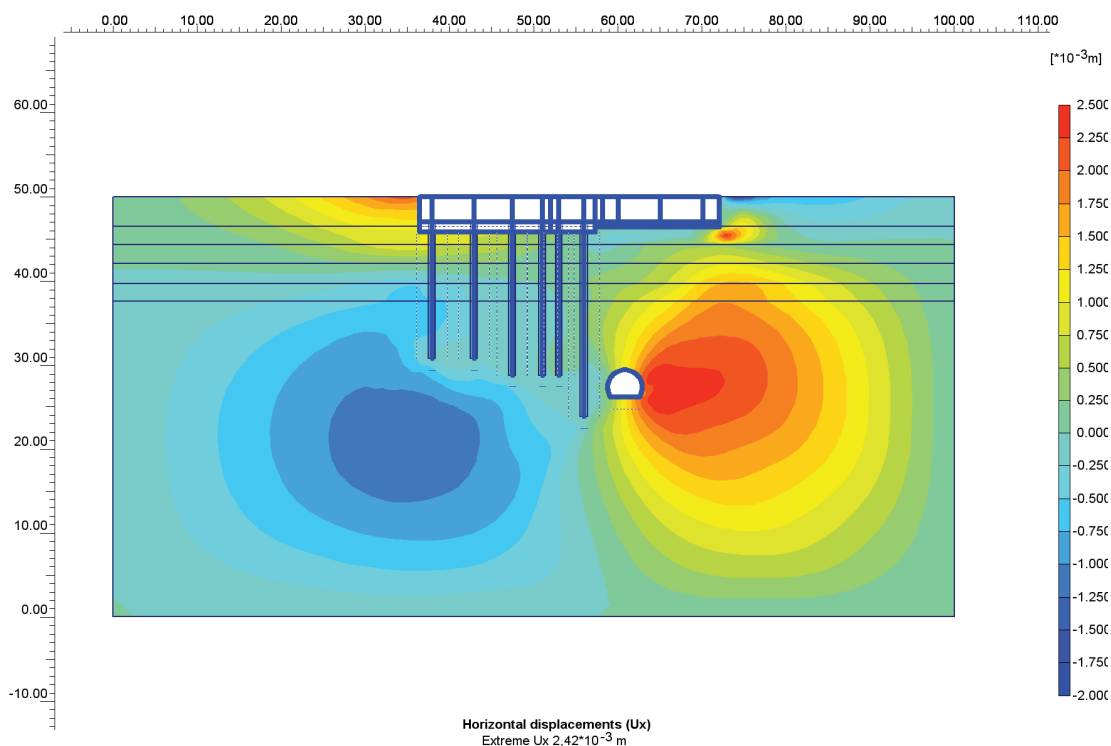
Obr. 7-43. Celkové deformace kolektorového ostění = max. 5,01 mm.



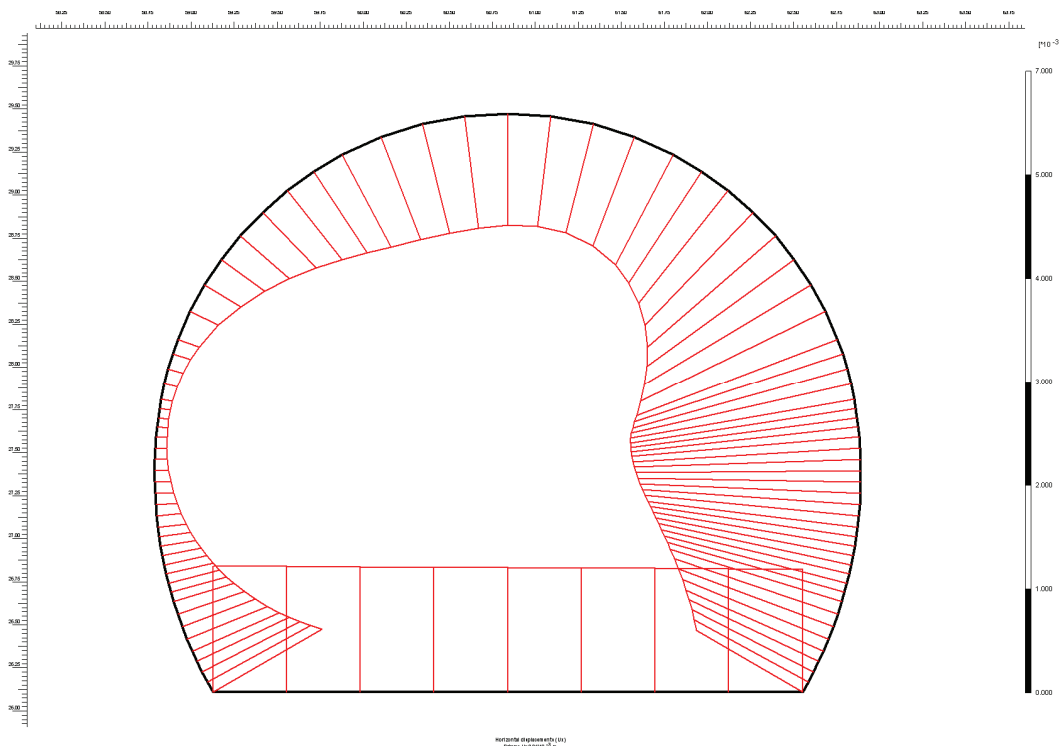
Obr. 7-44. Svislé deformace = max. 5,01 mm.



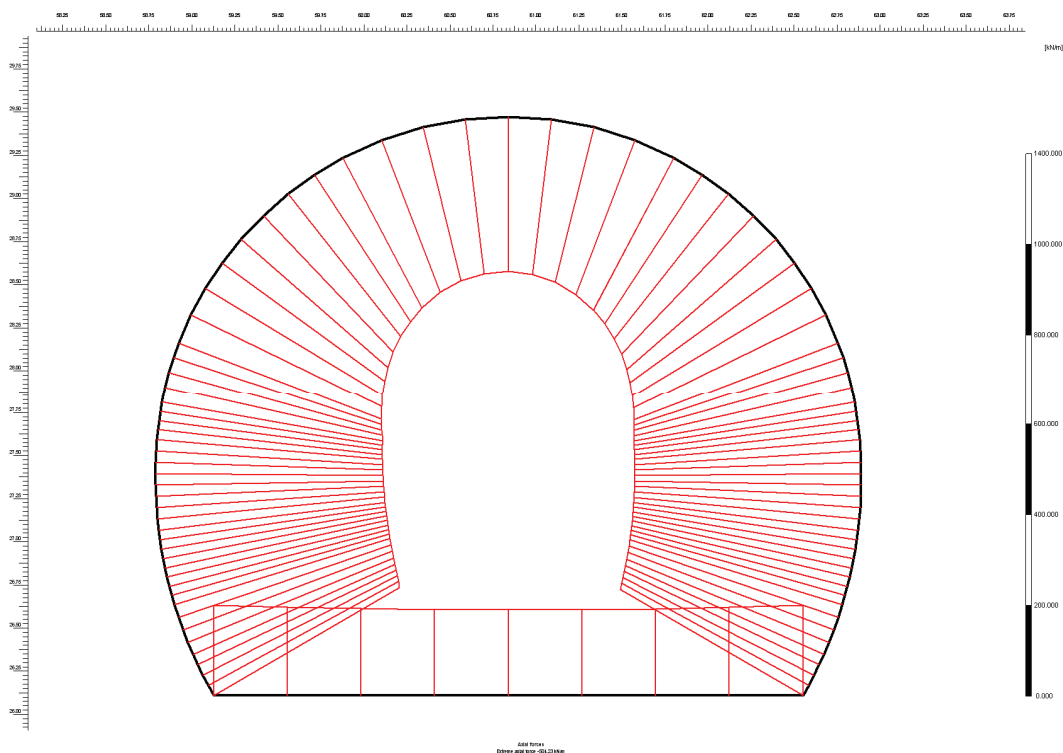
Obr. 7-45. Svislé deformace kolektorového ostění = max. 4,89 mm.



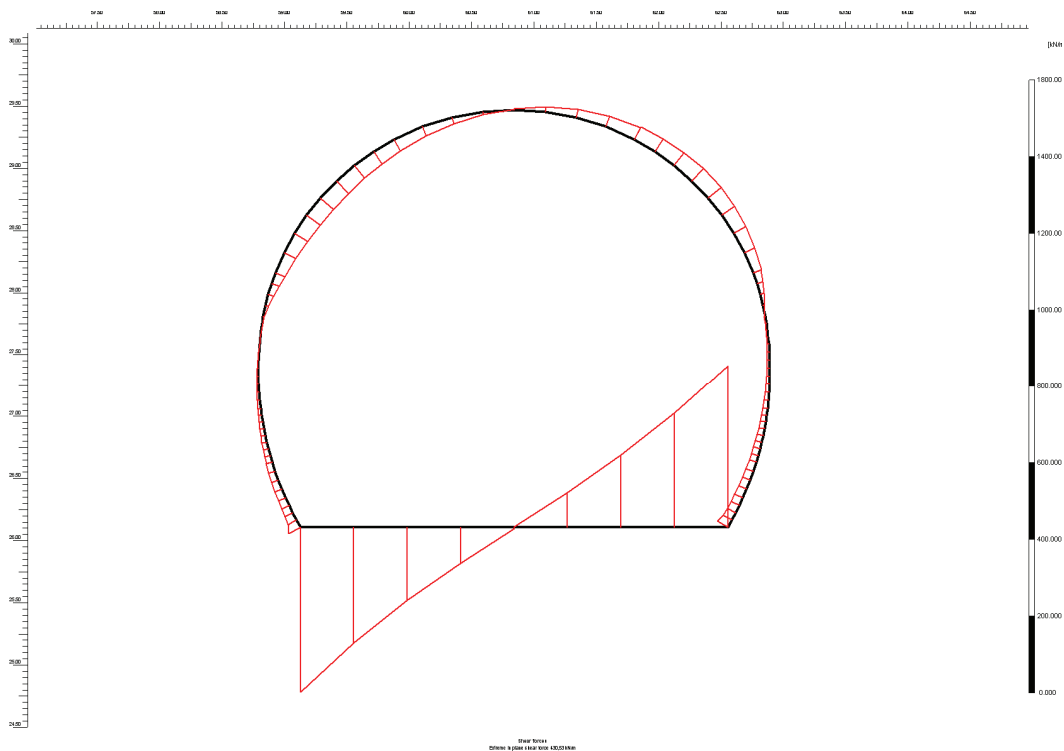
Obr. 7-46. Vodorovné deformace = max. 2,42 mm.



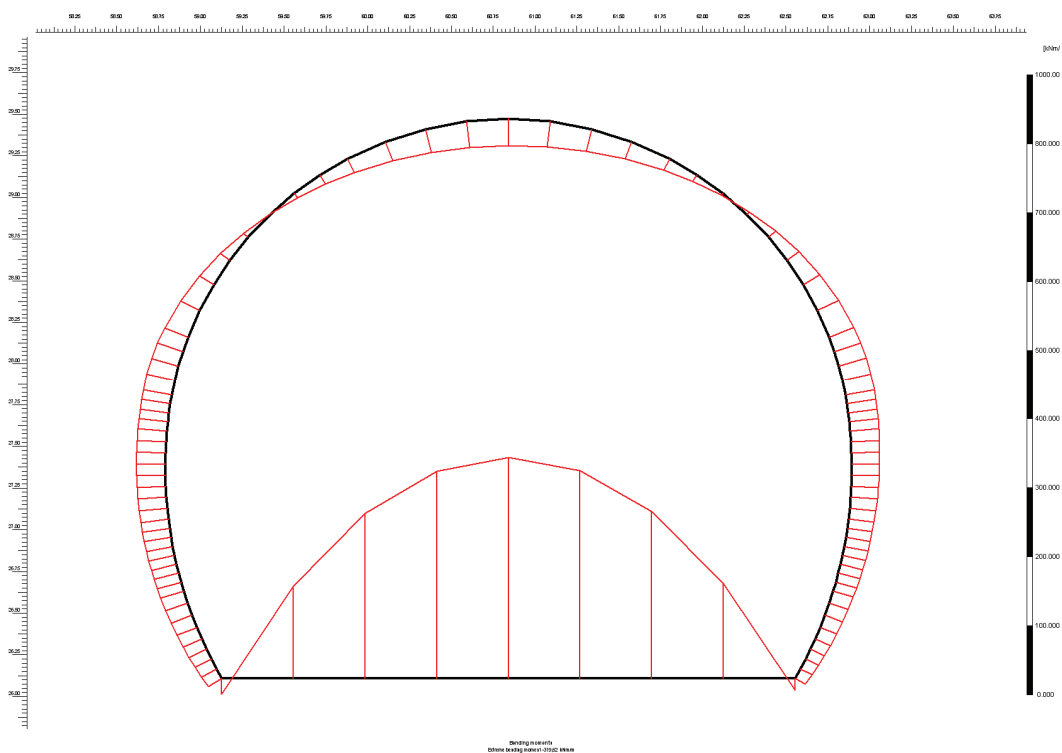
Obr. 7-47. Vodorovné deformace kolektorového ostění = max. 2,21 mm.



Obr. 7-48. Osově síly na ostění kolektoru = max. -504,23 kN/m.



Obr. 7-49. Posouvající síly na ostění kolektoru = max.430,53 kN/m.



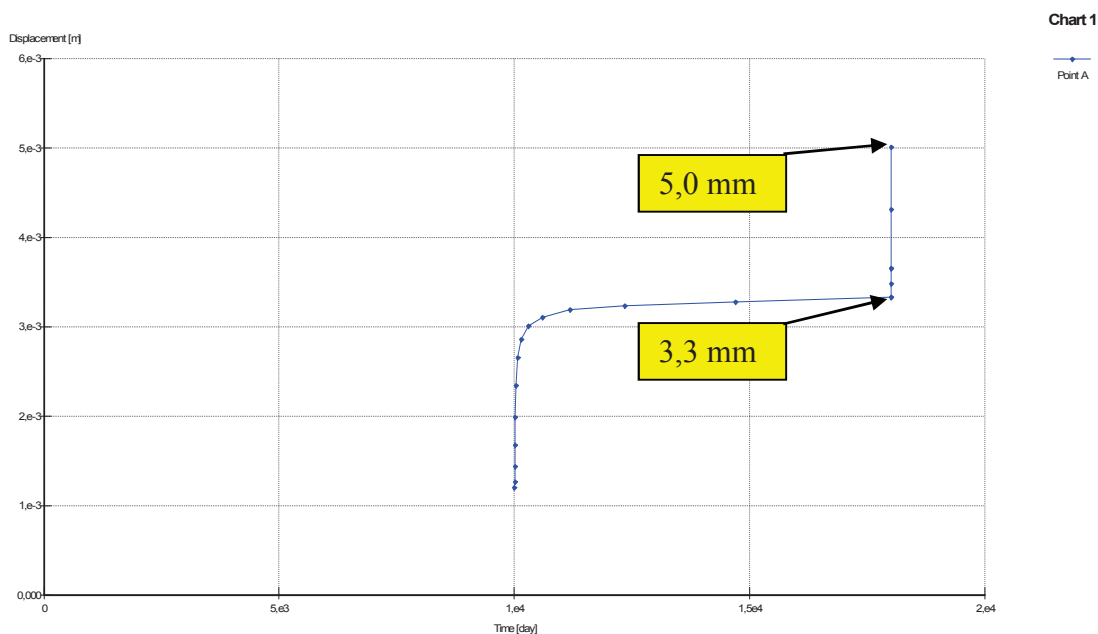
Obr. 7-50. Ohybové momenty na ostění kolektoru = max. 319,62 kNm/m.

Tab. 7-7. Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.

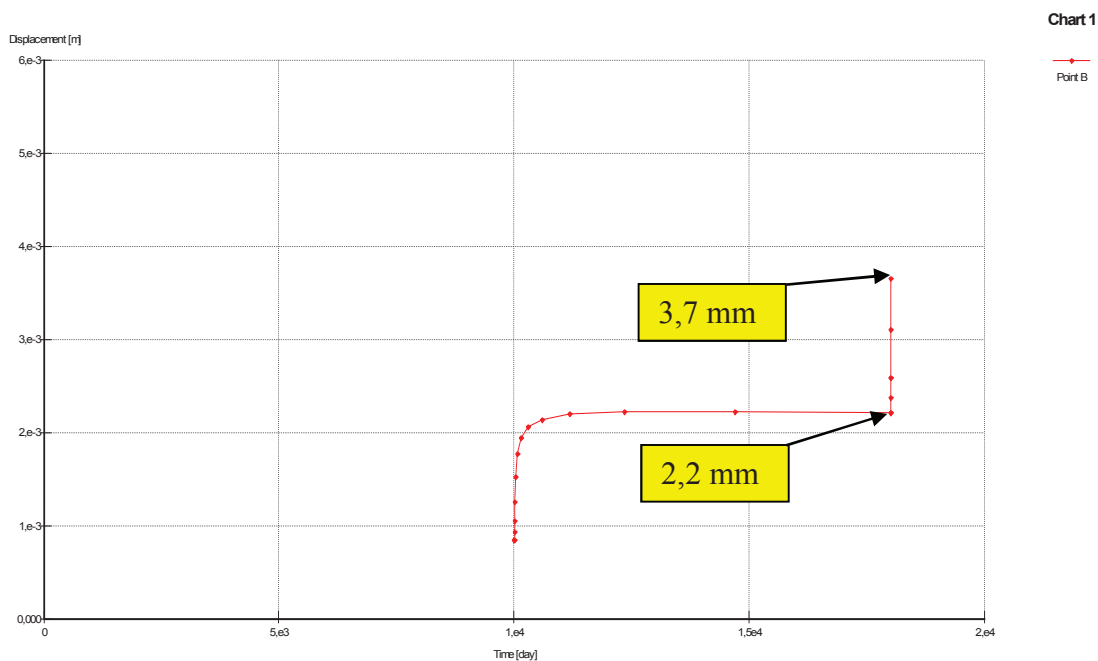
VÝSLEDKY - ŘEZ II - II'				
Beton při výstavbě	ORIENTACE SMĚRU DEFORMACE	KRATŠÍ PILOTA U KOLEKTORU	DELŠÍ PILOTA U KOLEKTORU	PROCENTUÁLNÍ NÁRŮST/SNÍŽENÍ DEFORMACÍ/VNITŘNÍCH SIL
	[mm]	DĚLKA 20m	DĚLKA 22m	[%]
DEFORMACE OSTĚNÍ KOLEKTORU	Vodorovná	2,67	2,21	- 17,23%
	Svislá	5,85	4,89	- 16,41%
	Celková	5,97	5,01	- 16,08%
VNITŘNÍ SÍLY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	Osově síly	-521,99	-504,23	- 3,40%
	[kN/m]			
	Smykové síly	440,45	430,53	- 2,25%
	[kN/m]			
Ohybový moment	307,65	319,62	+ 3,89%	
[kNm/m]				

Po vyhodnocení deformací a vnitřních sil v ŘEZU II – II' v tabulce 7-7, lze konstatovat obdobný vývoj jako u předešlého modelovaného ŘEZU I – I'. Jako u ŘEZU I – I', i zde došlo k rovnoměrnému snížení deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru. Patrné je to především na procentuálním vyčíslení. Kromě ohybového momentu došlo u všech zbývajících veličin ke snížení jejich maximálních hodnot. Jedinou výjimku představuje lehký nárůst ohybového momentu o +3,89%. Autor diplomové práce tuto nuanci připisuje především jiné geometrii modelovaného řezu. V ŘEZU II – II došlo k zvětšení konstrukce základu a navýšení počtu pilot, které mohou nepřímo ovlivnit konečné výsledky. Tento mírný nárůst ohybového momentu o +3,89% je však z celkového pohledu zanedbatelný.

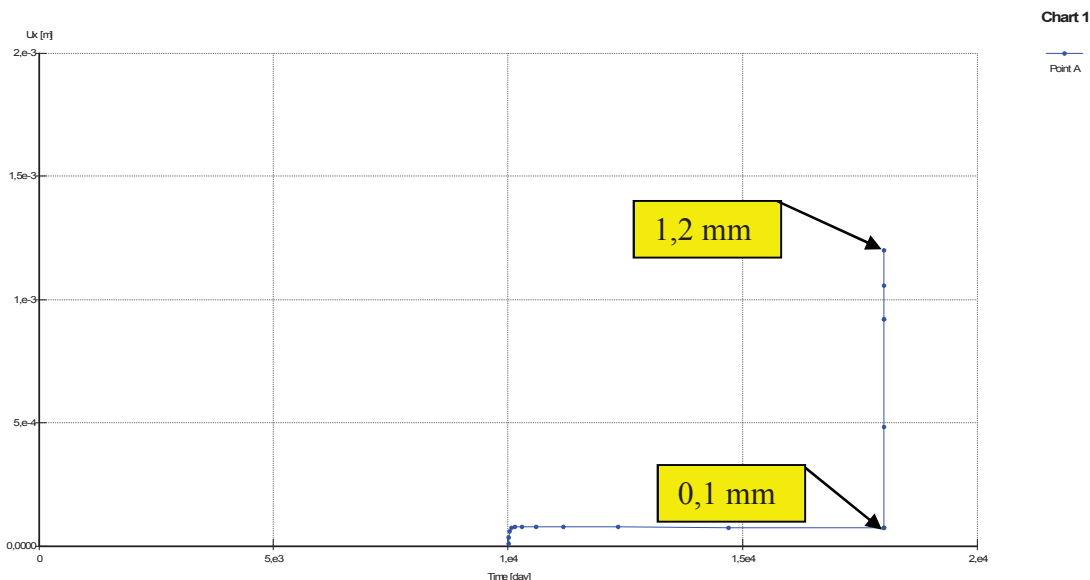
7.8. Průběh konvergencí v ŘEZU II – II' delší pilota – modul betonu odpovídá výstavbě kolektoru



Obr. 7-51. Řez II – II' delší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.



Obr. 7-52. Řez II – II' delší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.



Obr. 7-53. Řez II – II' delší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.

Tab. 7-8. Porovnání konvergenčí na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.

KONVERGENCE NA OSTĚNÍ KOLEKTORU: ŘEZ II - II' porovnání kratší a delší pilota - beton při výstavbě			
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	delší pilota	kratší pilota	PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ
	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	
	U - [mm]	U - [mm]	
A	3,3	4,2	+27,27%
B	2,2	2,9	+31,82%
C	0,1	0,1	±0,00%
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	DEFORMACE PO PŘITÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	DEFORMACE PO PŘITÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ
	U - [mm]	U - [mm]	[%]
	A	5,0	6,0
B	3,7	4,5	+21,62%
C	1,2	1,5	+25,00%

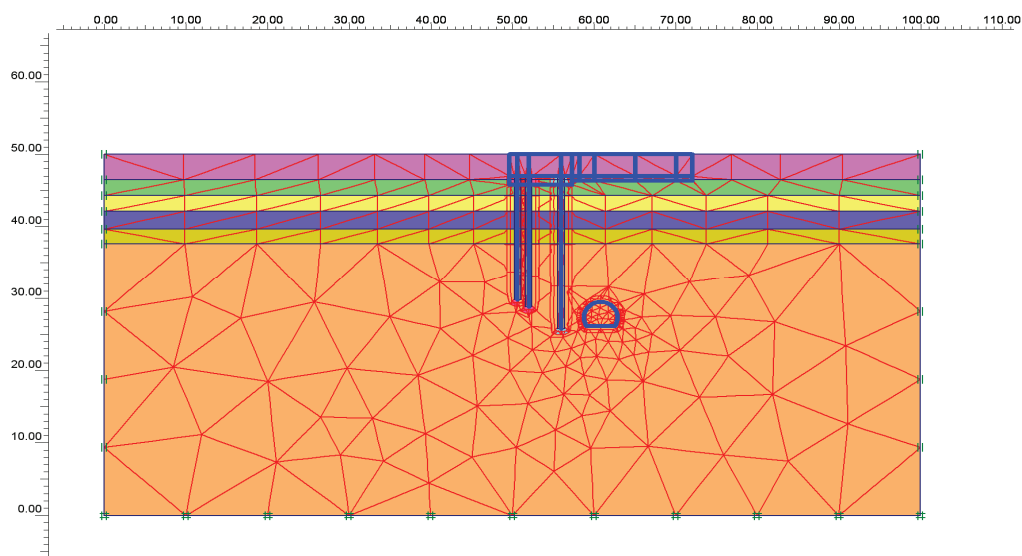
Efekt delší piloty u ostění a tím snížení hodnot deformací a vnitřních sil tabulka 7-7 a konvergenčí tabulka 7-8 pro ŘEZ II – II' je obdobný jako u hodnot pro ŘEZ I – I'.

7.9. ŘEZ I – I': Interakce s kratší pilotou u kolektoru – modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP

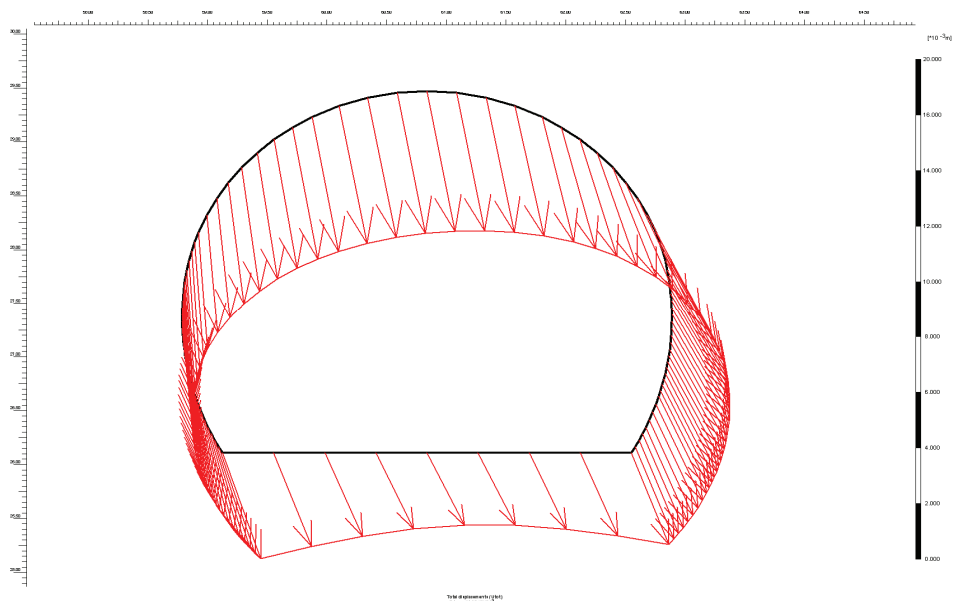
Díky provedenému pasportu primárních kolektorů, jehož součástí byl i odběr od vrtů betonového ostění ve vybraných místech, bylo možno posuzovaný model zpřesnit. Na základě testů provedených na zkušebních tělesech zhotovených ze vzorků ostění, byl získán aktuální modul pružnosti betonu viz tabulka 6-2 kap. 6.4, který byl posléze dosazen do výpočtu.

Jak už bylo řečeno v kapitolách 4.2. a 6.4. vrt nacházející se nejbližší zájmovým pasům E II – 19 až E II – 24, byl proveden na ostění šachty Š3 v podlaží 6. PP. Modul pružnosti betonu, který byl naměřen na zkušebním tělese má hodnotu $E_{cm}=3,1*10^4$ MPa a je větší než modul pružnosti betonu při výstavbě $E_{cm}=2,9*10^4$ MPa. Je předem jasné, že výsledné hodnoty deformací, vnitřních sil a konvergencí ostění kolektoru budou menší. V rámci uceleného a komplexního pohledu na řešený problém byl proveden jeden kontrolní výpočet a to v ŘEZU I – I' s kratší pilotou u kolektoru. Zde byl zadán modul pružnosti $E_{cm}=3,1*10^4$ MPa zjištěný při technickém pasportu.

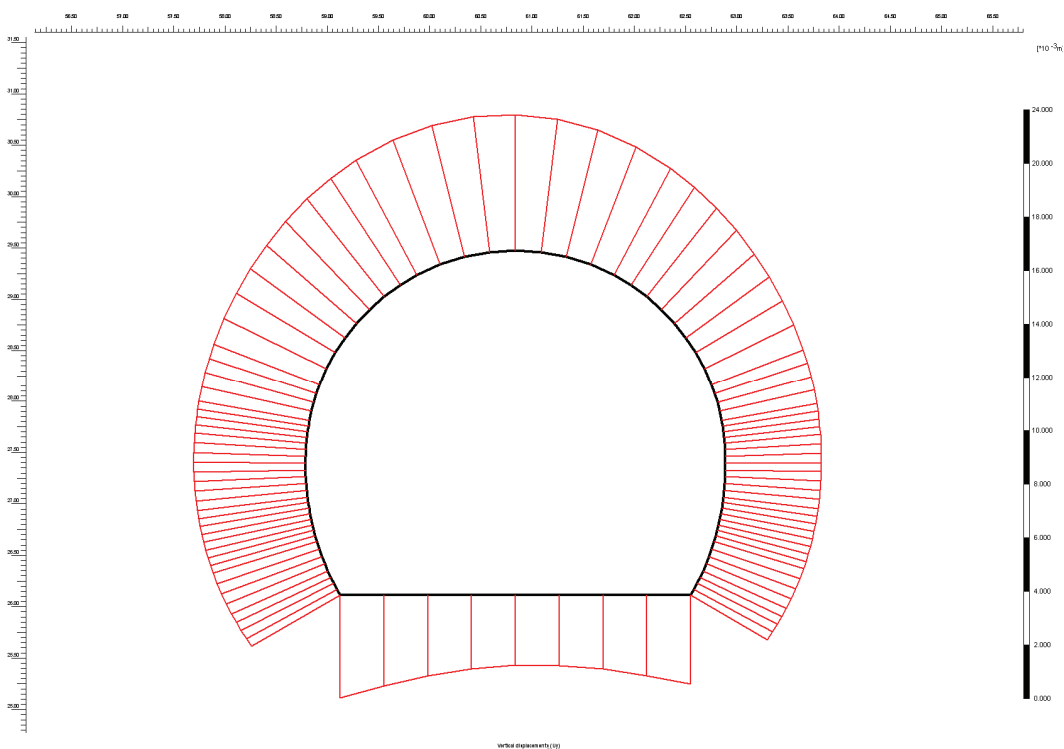
Získané výsledky byly porovnány s hodnotami z ŘEZU I – I' s modulem pružnosti betonu $E_{cm}=2,9*10^4$ MPa při výstavbě. Všechny dosažená číselné výstupy jsou vypsány v porovnávacích tabulkách 7-9 a 7-10 viz strana 120 a 122.



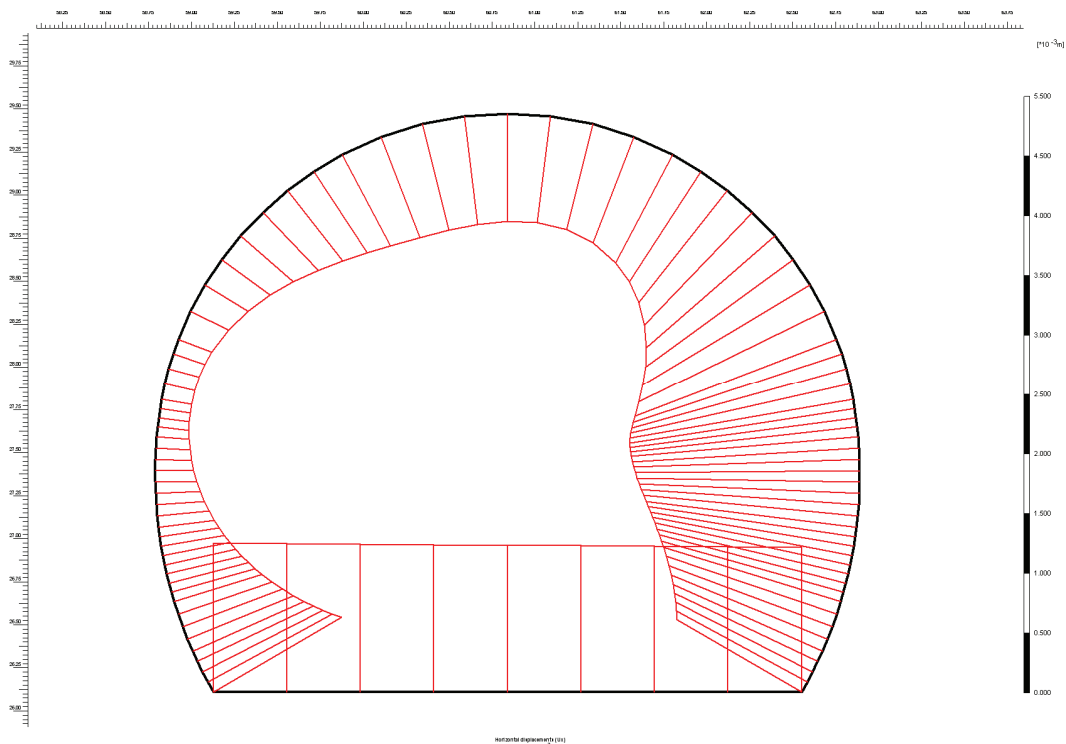
Obr. 7-54. Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s kratší pilotou.



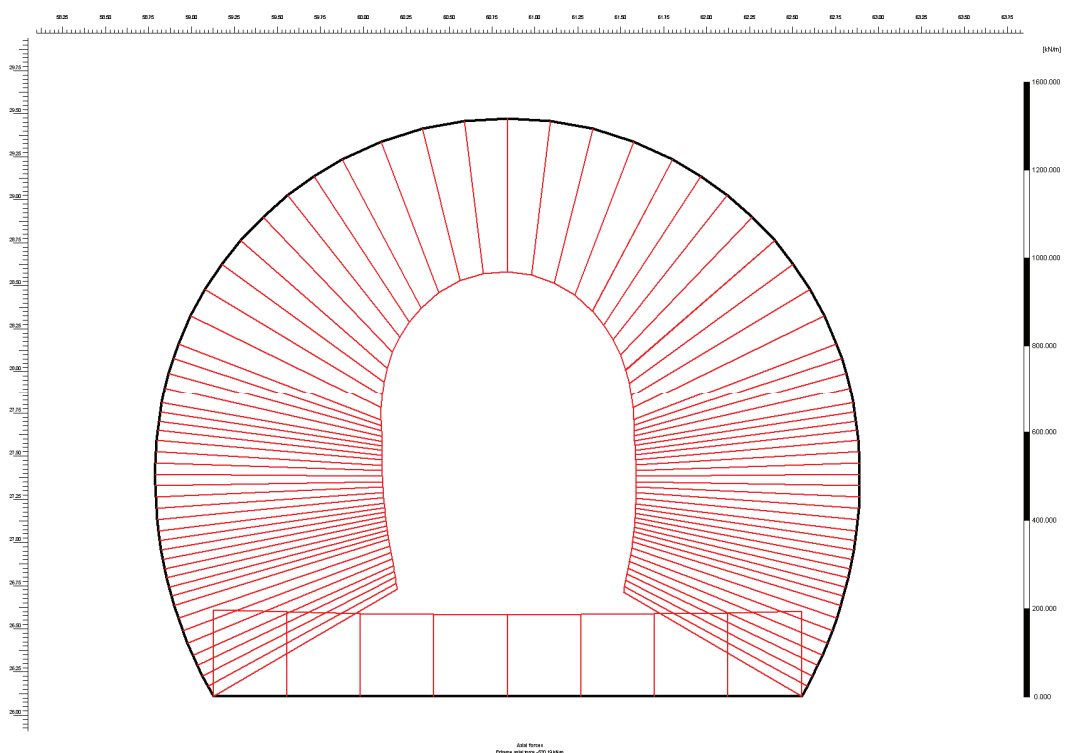
Obr. 7-55. Celkové deformace na kolektorovém ostění = max. 5,16 mm.



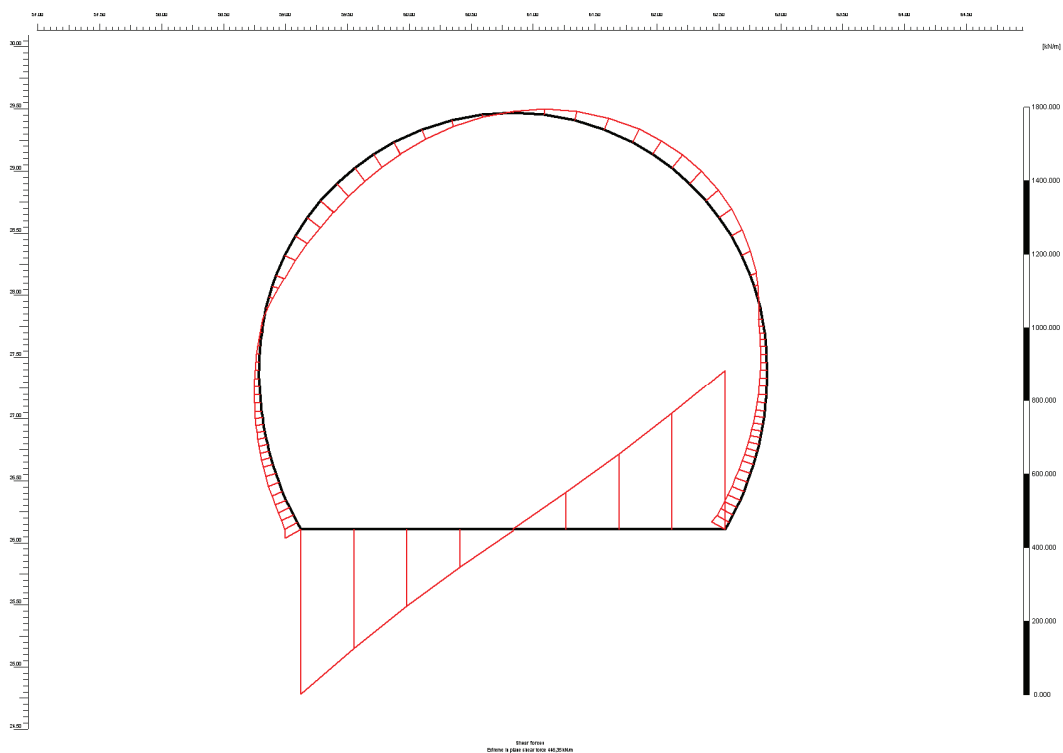
Obr. 7-56. Svislé deformace na kolektorovém ostění = max. 5,07 mm.



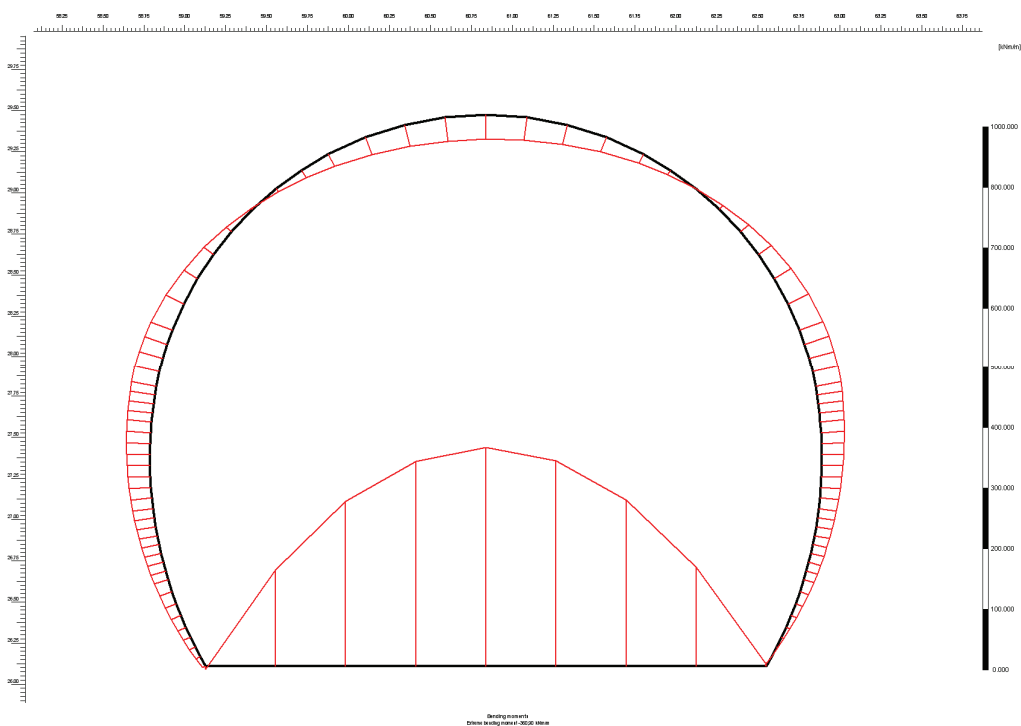
Obr. 7-57. Vodorovné deformace na kolektorovém ostění = max. 1,91 mm.



Obr. 7-58. Osové síly na kolektorovém ostění = max. -520,19 kN/m.



Obr. 7-59. Posouvající síly na ostění kolektoru = max. 446,35 kN/m.

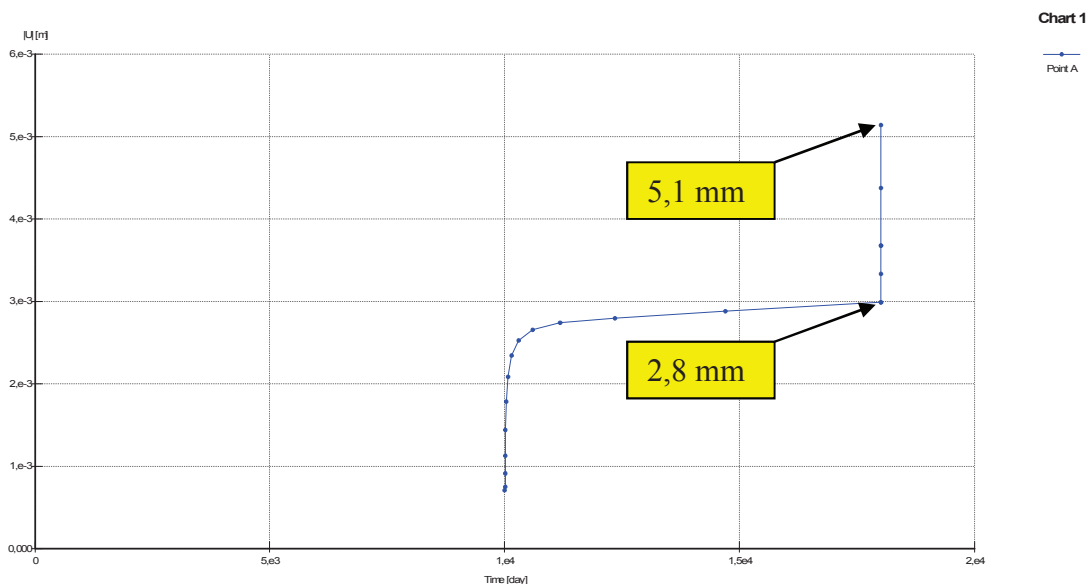


Obr. 7-60. Ohybové momenty na ostění kolektoru = max. 360,90 kNm/m.

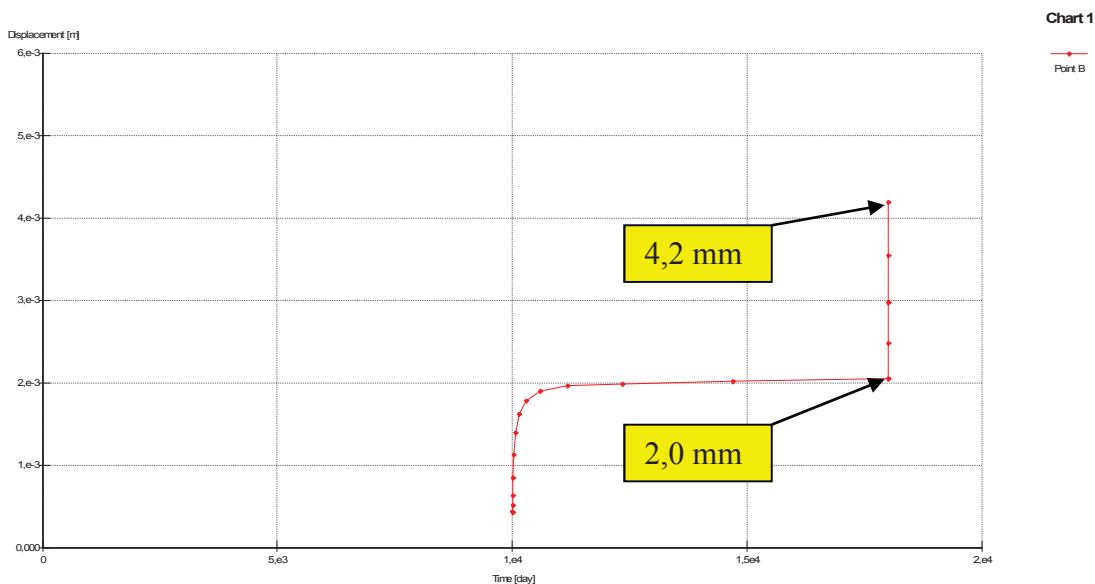
Tab. 7-9. Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota – modul betonu odpovídající výstavbě a modul beton odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP.

POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ - beton při výstavbě vs. beton z vrtu v šachtě Š3				
ŘEZ I - I'	ORIENTACE SMĚRU DEFORMACE	KRATŠÍ PILOTA beton při výstavbě	KRATŠÍ PILOTA beton z vrtu v šachtě Š3	PROCENTUÁLNÍ NÁRŮST/SNÍŽENÍ DEFORMACÍ/VNITŘNÍCH SIL
	[mm]	DÉLKA 20m	DÉLKA 20m	[%]
DEFORMACE OSTĚNÍ KOLEKTORU	Vodorovná	1,99	1,19	- 40,20%
	Svislá	5,19	5,07	- 2,31%
	Celková	5,27	5,16	- 2,09%
VNITŘNÍ SÍLY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	Osová síly	-518,63	-520,19	+0,30%
	[kN/m]			
	Smykové síly	444,35	446,35	+0,45%
	[kN/m]			
	Ohybový moment	360,44	360,9	+0,13%
	[kNm/m]			

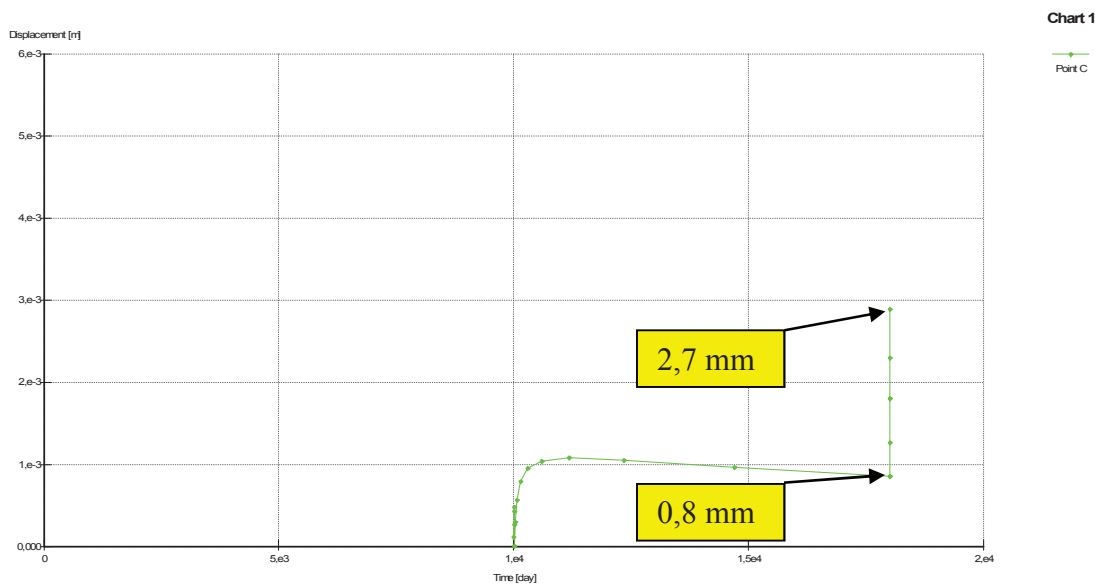
7.10. Průběh konvergencí v ŘEZU I – I' kratší pilota – modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6.PP



Obr. 7-61. ŘEZ I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.



Obr. 7-62. ŘEZ I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.



Obr. 7-63. ŘEZ I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C

Tab. 7-10. Porovnání konvergencí ve stejných bodech pro modul betonu odpovídající výstavbě a modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP.

POROVNÁNÍ KONVERGENCÍ - ŘEZ I - I': beton při výstavbě vs. beton z vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6.PP			
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	kratší pilota	kratší pilota	
	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ
	U - [mm] ostění v Š3	U - [mm] při výstavbě	[%]
A	2,8	3,1	+10,71%
B	2,0	2,1	+5,00%
C	0,8	0,8	±0,00%
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	DEFORMACE PO PŘITÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	DEFORMACE PO PŘITÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ
	U - [mm] ostění v Š3	U - [mm] při výstavbě	[%]
	A	5,1	5,3
B	4,2	4,2	±0,00%
C	2,7	2,7	±0,00%

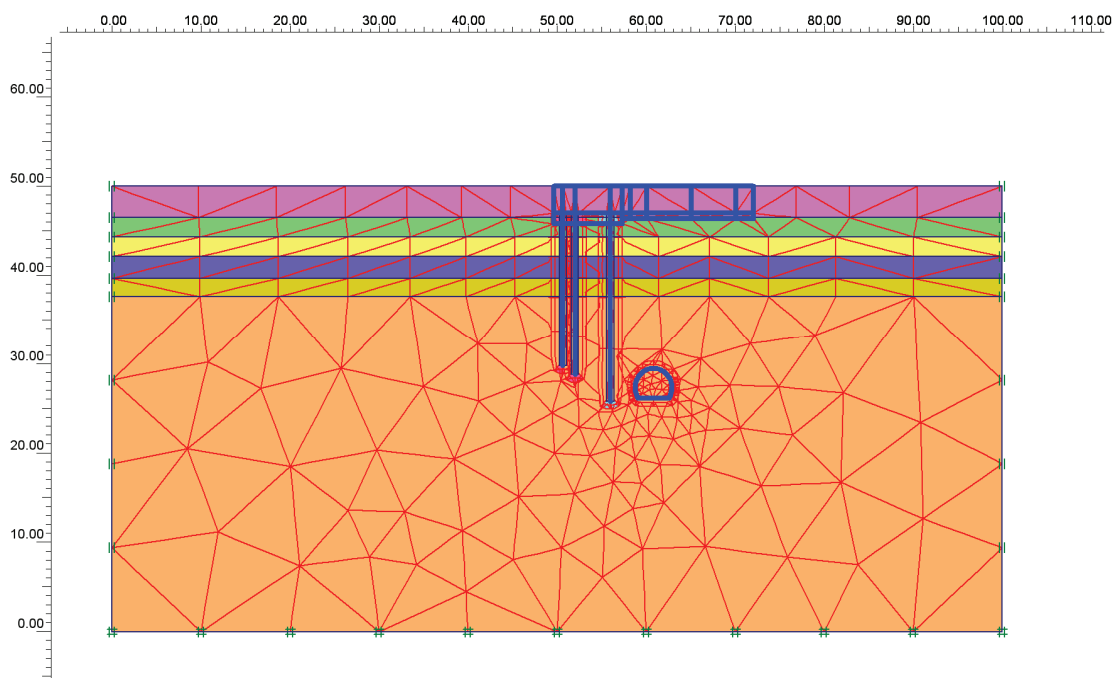
Předpoklad, který byl zmíněn v úvodním odstavci této kapitoly 7.9, že po zadání většího modulu pružnosti zjištěného z provedených zkoušek dojde ke snížení deformací, vnitřních sil a konvergencí na ostění tunelu se potvrdil jen částečně. V tabulkách 7-9 a 7-10 jsou jednotlivé hodnoty podrobně vypsány a lze konstatovat, že zvýšený modul pružnosti eliminoval nárůst deformací a konvergencí, ale u vnitřních sil došlo k mírnému nárůstu. Nárůst vnitřních sil však není nikterak dramatický.

7.11. ŘEZ I – I': Interakce s kratší pilotou kolektoru – modul betonu odpovídající vrtu z kolektorového pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany

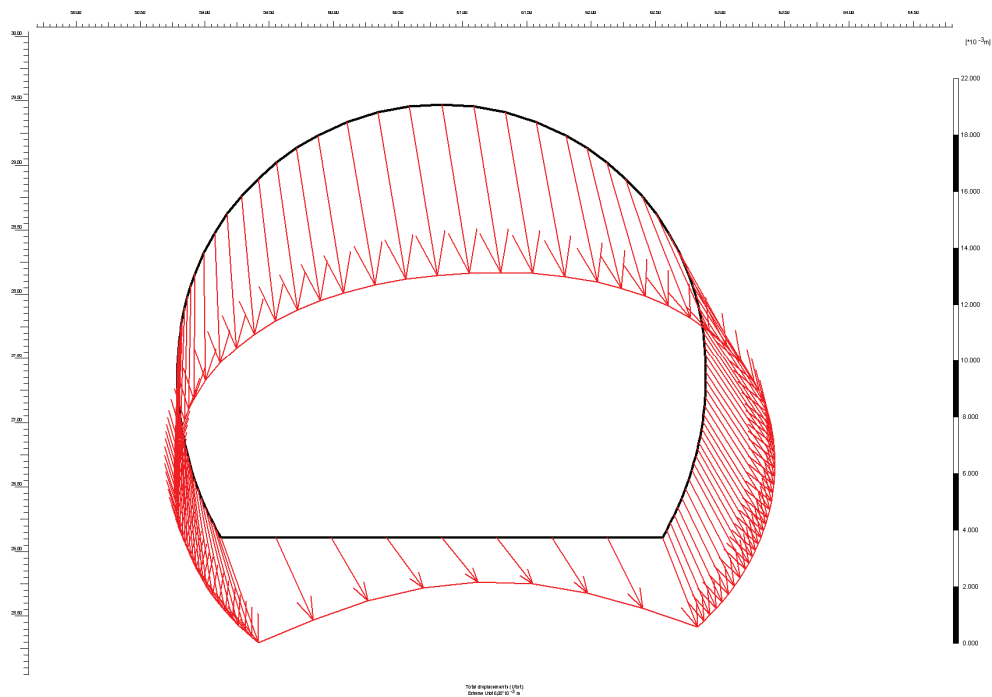
Autor diplomové práce si chtěl ověřit možnost, že by se betonové ostění posuzovaných pasů kolektoru E II – 19 až E II – 24 nacházelo ve špatném technickém stavu. Jako podklad si vybral ostění v pasu E IV – 11 větve kolektoru Svitavské nábřeží II v oblasti Mosilany. V tomto konkrétním pasu E IV – 11 byly odebrány dva vrty. První vrt byl odebrán z podlahy pasu a druhý ze zdi ukončující chodbu kolektoru viz foto 4-9 až 4-12 kapitola 4.2.2. Na základě vyhodnocení fyzikálně mechanických

vlastností betonu popsanych v závěrečné zprávě byla stanovena třída betonu podle současného hodnocení C 8/10. Tato třída betonu má modul pružnosti $E_{cm}=1,4 \cdot 10^4$ MPa. Výpočtové charakteristiky zadané do matematického modelu viz tabulky 6-3 a 6-6 kapitola 6.4.

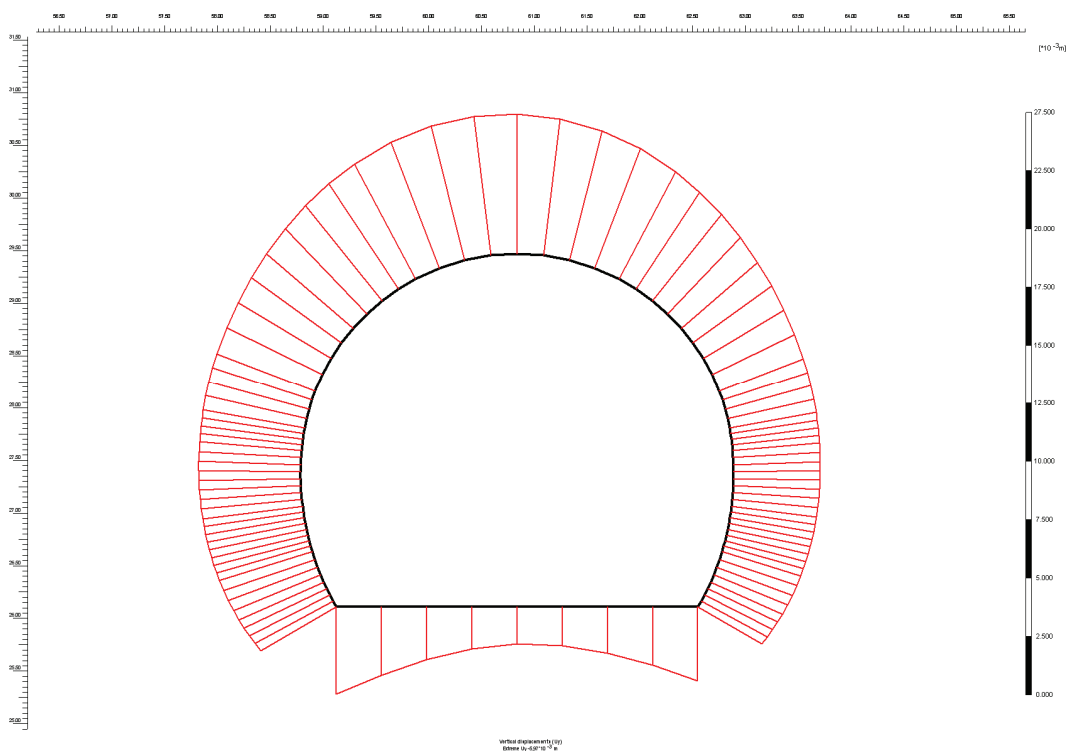
Výpočet bude proveden opět jen pro ŘEZ I – I' s kratší pilotou u ostění kolektoru. Na základě hodnoty získaného modulu pružnosti, který bude zadán do výpočtu je předpoklad, že výsledné deformace, vnitřní síly a konvergence budou větší než u předchozích výpočtů. Autor diplomové práce chtěl zjistit, jak velký bude nárůst posuzovaných veličin a lze-li jen na základě zjištěného modulu pružnosti objektivně stanovit celkový dopad na posuzovanou konstrukci. Pro názornost budou výsledky konfrontovány s hodnotami z ŘEZU I – I' kratší pilota se zadaným modulem pružnosti betonu z šachty Š3.



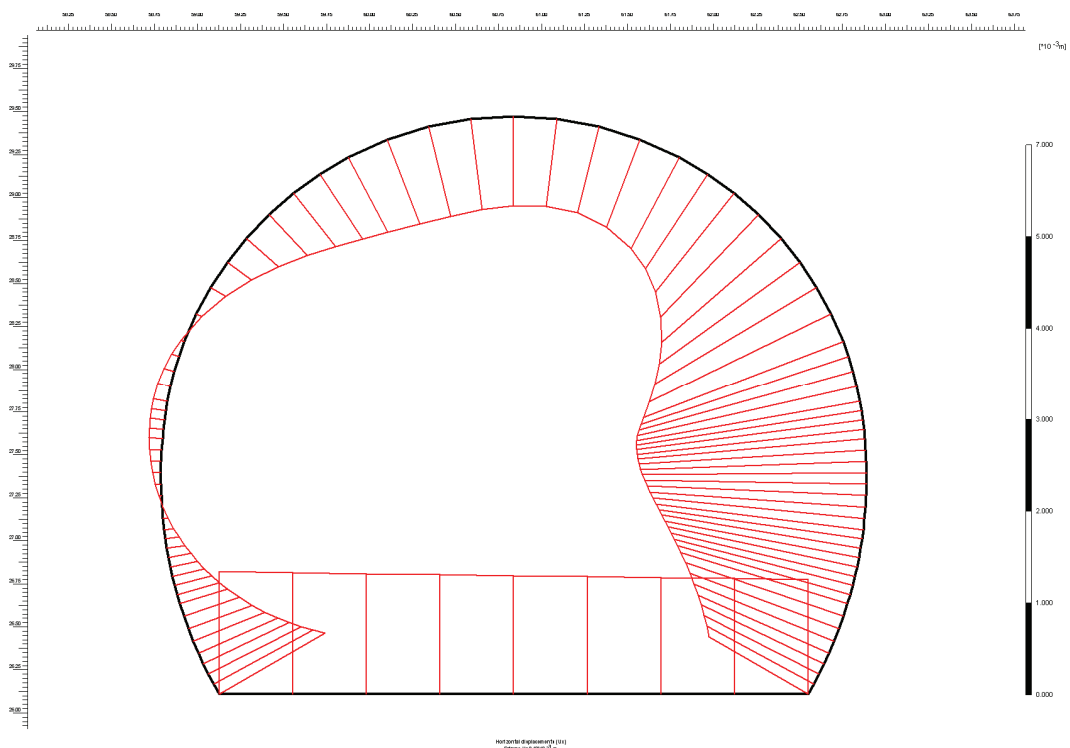
Obr. 7-64. Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s kratší pilotou.



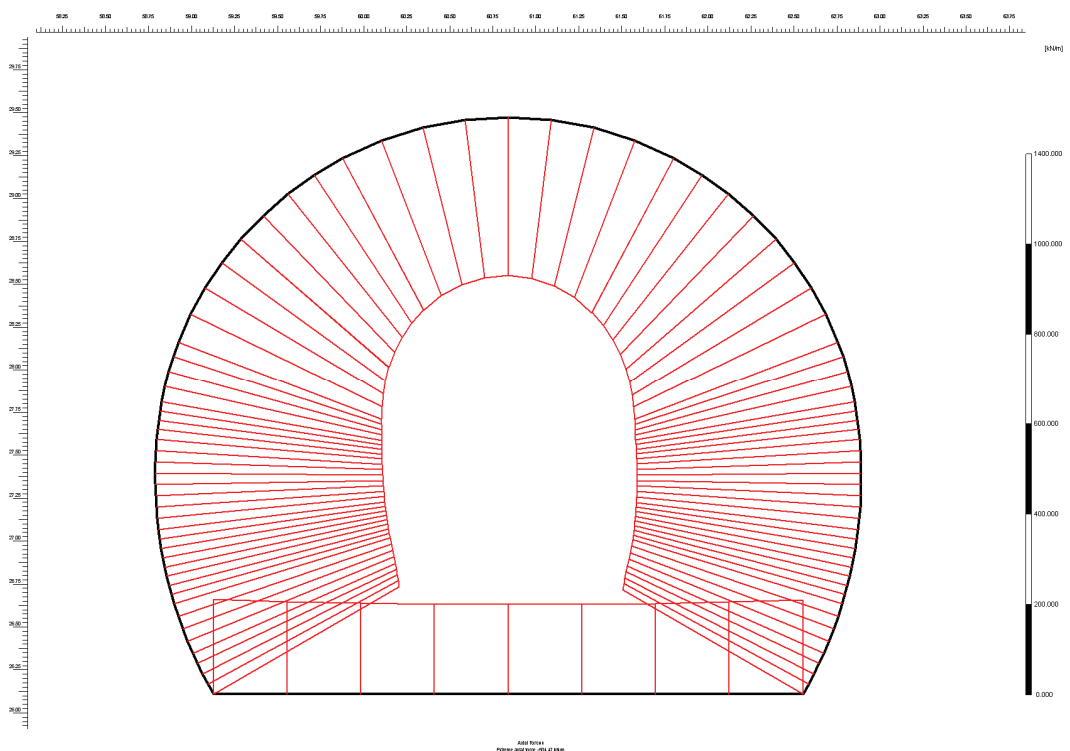
Obr. 7-65. Celkové deformace na kolektorovém ostění = max. 6,05 mm.



Obr. 7-66. Svislé deformace na kolektorovém ostění = max. 5,97 mm.



Obr. 7-67. Vodorovné deformace na kolektorovém ostění = max.2,48 mm.

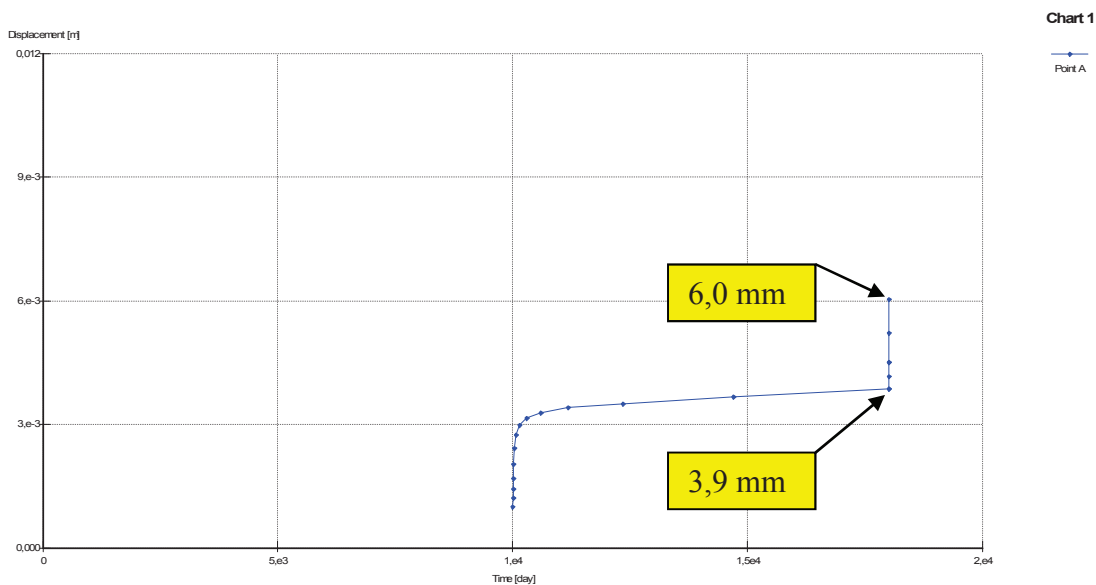


Obr. 7-68. Osově síly na kolektorovém ostění = max. -504,47 kN/m.

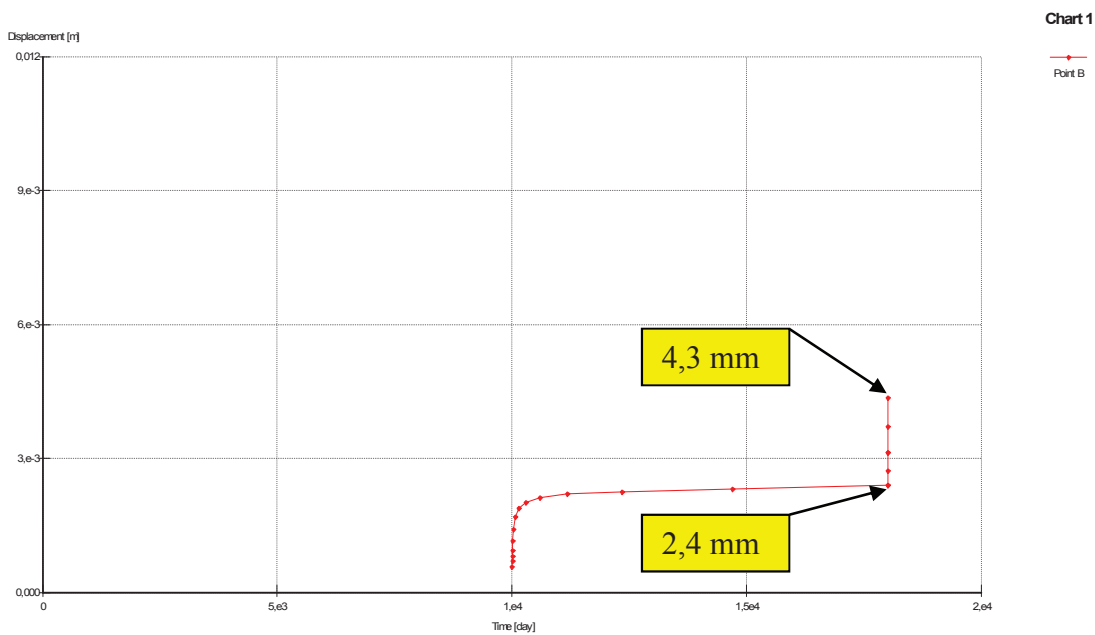
Tab. 7-11. Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota – modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP a modul betonu odpovídající vrtu v pase E IV – 11.

POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ - beton z vrtu v šachtě Š3 vs. beton z kolektorového pasu E IV - II.				
ŘEZ I - I'	ORIENTACE SMĚRU DEFORMACE	KRATŠÍ PILOTA beton z vrtu v šachtě Š3	KRATŠÍ PILOTA beton z vrtu v pasu E IV - 11	PROCENTUÁLNÍ NÁRŮST/SNÍŽENÍ DEFORMACÍ/VNITŘNÍCH SIL
	[mm]	DÉLKA 20m	DÉLKA 20m	[%]
DEFORMACE OSTĚNÍ KOLEKTORU	Vodorovná	1,19	2,48	+108,40%
	Svislá	5,07	5,97	+17,75%
	Celková	5,16	6,05	+17,24%
VNITŘNÍ SÍLY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	Osová síly	-520,19	-504,47	-3,02%
	[kN/m]			
	Smykové síly	446,35	424,17	-4,97%
	[kN/m]			
Ohybový moment	360,9	320,31	-11,25%	
[kNm/m]				

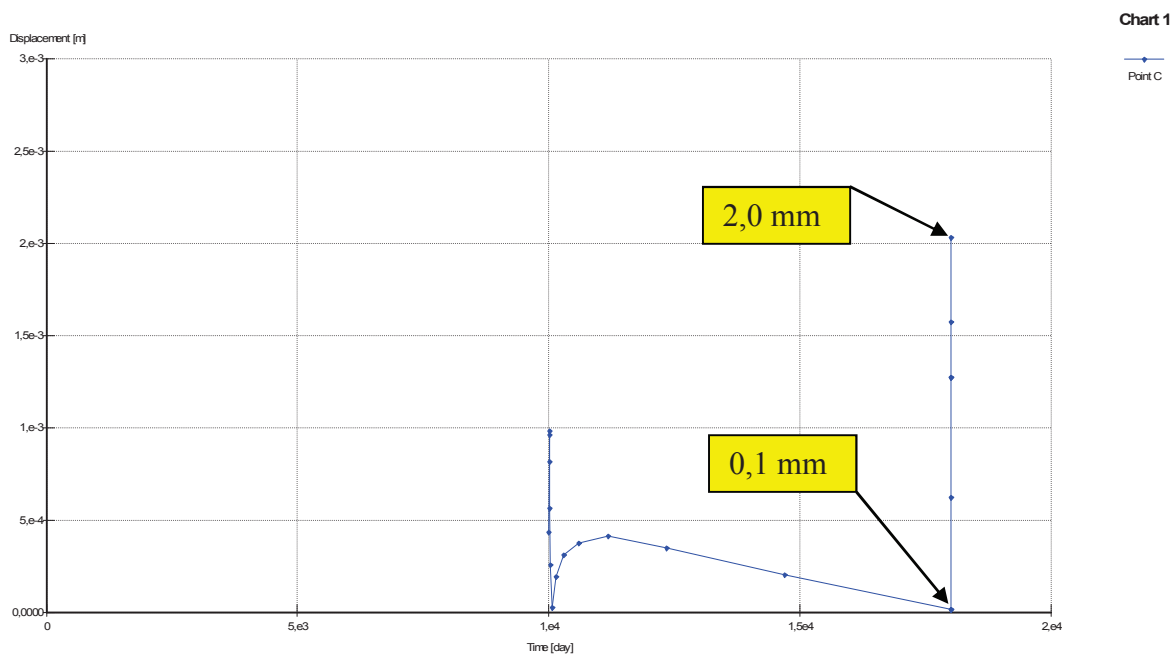
7.12. Průběh konvergencí v ŘEZU I – I' kratší pilota – modul betonu vrtu kolektorového pasu E IV - 11 v oblasti Mosilany



Obr. 7-71. Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.



Obr. 7-72. Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.



Obr. 7-73. Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.

Tab. 7-12. Porovnání konvergencí ve stejných bodech pro modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP a modulu betonu odpovídající vrtu kolektorového pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany.

POROVNÁNÍ KONVERGENCÍ - ŘEZ I - I: beton z vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6.PP vs. beton z vrtu v pasu E IV - 11			
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	kratší pilota		PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ [%]
	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	DEFORMACE PO DOBU PROVOZU KOLEKTORU	
	U - [mm] ostění v Š3	U - [mm] ostění v E IV - 11	
A	2,8	3,9	+39,29%
B	2,0	2,4	+20,00%
C	0,8	0,1	- 87,5%
BODY NA OSTĚNÍ KOLEKTORU	kratší pilota		PROCENTUÁLNÍ ROZDÍL KONVERGENCÍ [%]
	DEFORMACE PO PŘÍTÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	DEFORMACE PO PŘÍTÍŽENÍ PILOTOVÝM ZÁKLADEM	
	U - [mm] ostění v Š3	U - [mm] ostění v E IV - 11	
A	5,1	6,0	+17,64%
B	4,2	4,3	+2,38%
C	2,7	2,0	- 25,93%

Provedený výpočet jen potvrdil předpokládaný nárůstů všech zohledňovaných veličin. Autor diplomové práce si však myslí, že výsledné hodnoty ač jsou zvýšené, nedosahují reálných čísel a budou mnohem vyšší. Tvrzení vychází z několika předpokladů.

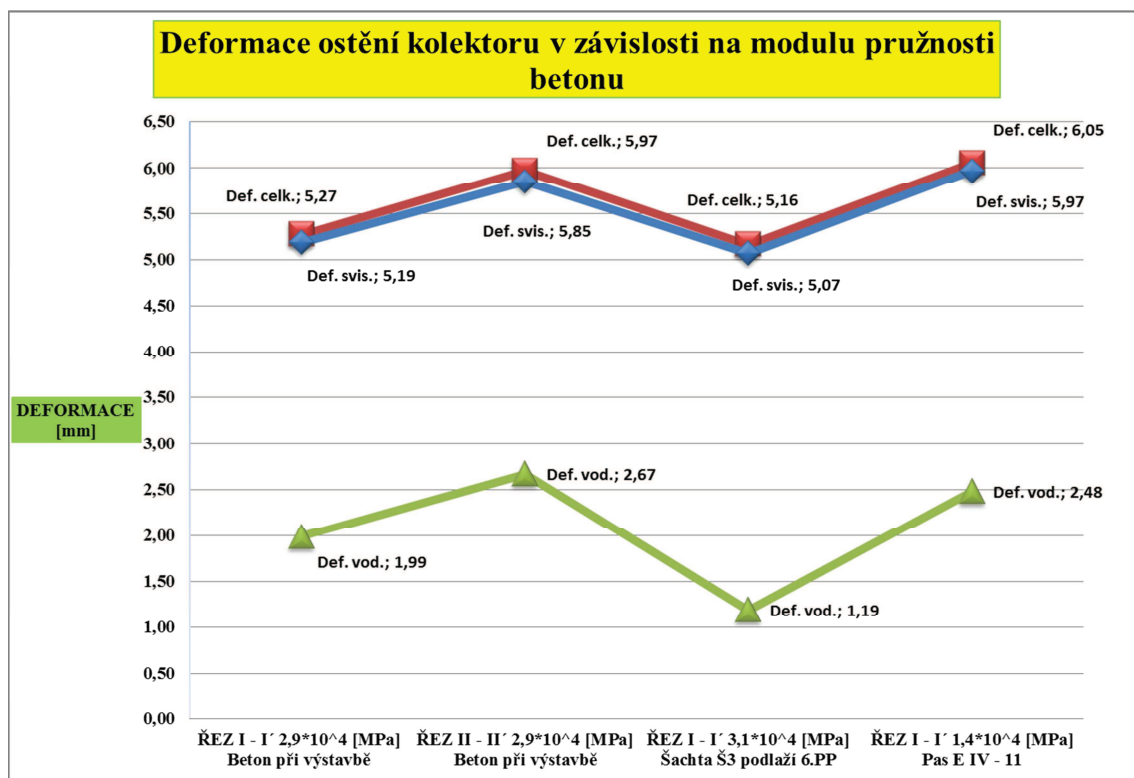
Profil a skladba ostění pasu E IV – 11(náraziště) pozn. autora je sice stejný jako u posuzovaných pasů E II – 19 až E II - 24, ale současný technický stav konstrukce ostění kolektoru pasu E IV – 11 je ve vysloveně katastrofálním stavu. Jedná se jak o stávající betonové ostění tak výztuže. Především stříkaný beton ostění je takovém konzistence, že po provedení vrtů, které byly v pasu uskutečněny, nebylo možno zhotovit zkušební tělesa. Beton se doslova rozdrobil! Třída betonu C 4/5 až C 8/10 byla odhadnuta na základě odborných zkušeností technika, který vypracoval posudek fyzikálně mechanických vlastnosti betonu.

Stav ocelových rámu z důlní korytkové výztuže K-21 není znám. Předpoklad je však takový, že díky značné degradaci betonového ostění, které má ocelové rámy

chránit, působí na výztuž agresivní podzemní voda. Díky těmto faktorům došlo ke korozi konstrukce výztužných rámu, ne-li k jejich celkové destrukci.

Na základě těchto poznatků není výpočet při vstupu jedné veličiny (modul pružnosti betonu), která byla odvozená z odhadnuté třídy betonu relevantní. Klenbová konstrukce kolektoru je totiž i přes tento havarijný stav schopna do značné míry přenášet daná zatížení od nadloží a od horní zástavby. Proto se autor diplomové práce domnívá, že pokud by měl být výpočet objektivní, muselo být vstupní charakteristiky značně zpřesněny. Především by musel být určen reálný průřez kolektorového ostění, z kterého by byly zjištěny průřezové charakteristiky. Na základě těchto přesných údajů by byl stanoven nový přepočtení stávající konstrukce kolektoru.

7.13. Grafické znázornění výsledných hodnot v posuzovaných řezech v závislosti na modulu pružnosti betonu

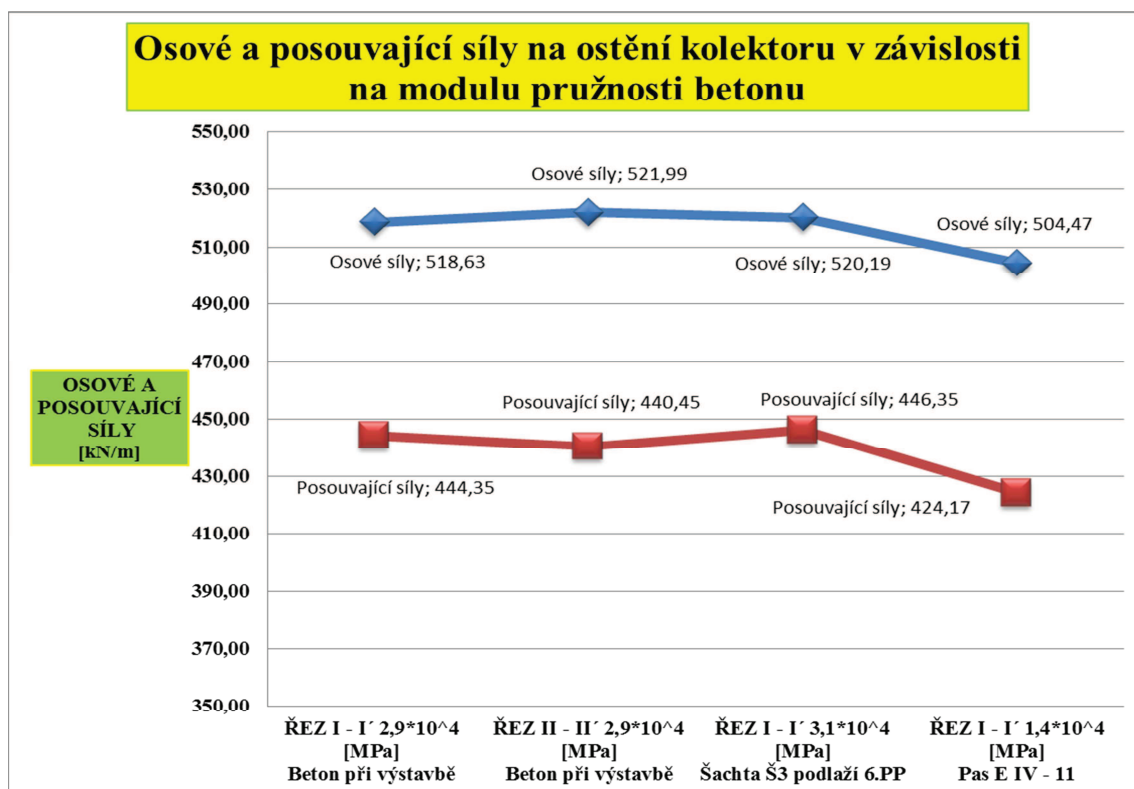


Obr. 7-74. Graf závislosti deformace ostění kolektoru na modulu pružnosti betonu.

Legenda grafu:

- - Vodorovné deformace ostění kolektoru,
- - Svislé deformace ostění kolektoru,
- - Celkové deformace ostění kolektoru.

Podle zjištěné velikosti modulu pružnosti betonu by největší deformace na ostění kolektorového tunelu vznikly v ŘEZU I – I' Pas E IV – 11 v oblasti Mosilany. Jak je však patrné z grafu 7-74, vypočtené hodnoty deformací tohoto pasu jsou vyšší než u ostatních modulů pružnosti, ale dle objektivního posouzení by měly být tyto výsledné hodnoty řádově mnohem vyšší. Proto autor DP nedoporučuje brát vypočtené hodnoty v ŘEZU I – I' Pasu E VI – 11 jako relevantní.

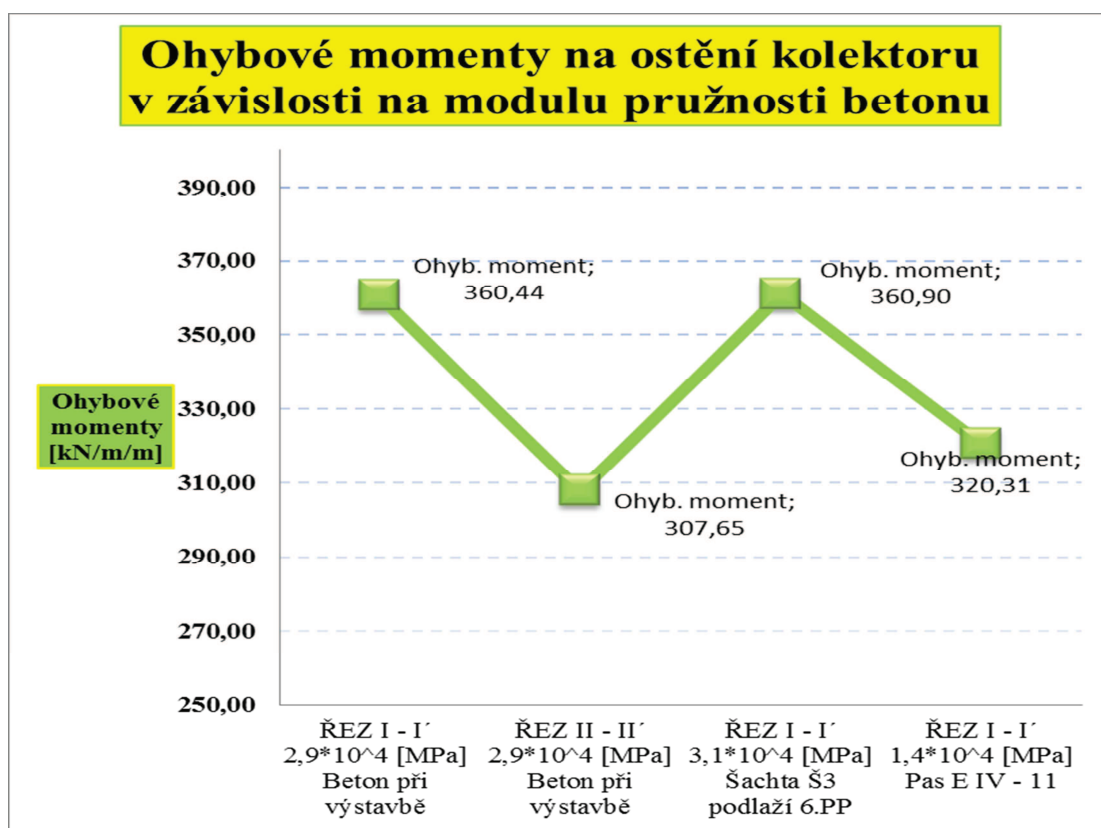


Obr. 7-75. Graf závislosti posouvajících a osových sil působících na ostění kolektoru a modulu pružnosti betonu.

Legenda grafu:

- - Osové síly na ostění kolektoru,
- - Posouvající síly na ostění kolektoru.

Výsledky z grafu 7-75 ukazují, že nejvyšší vypočtená hodnota u osových sil byla dosažena v ŘEZU II – II' s modulem pružnosti betonu odpovídající betonu při výstavbě. Nejvyšší hodnota posouvajících sil byla dosažena v ŘEZU I – I' s modulem pružnosti betonu odpovídající betonu z vrtu v šachtě Š3 v podlaží 6. PP.

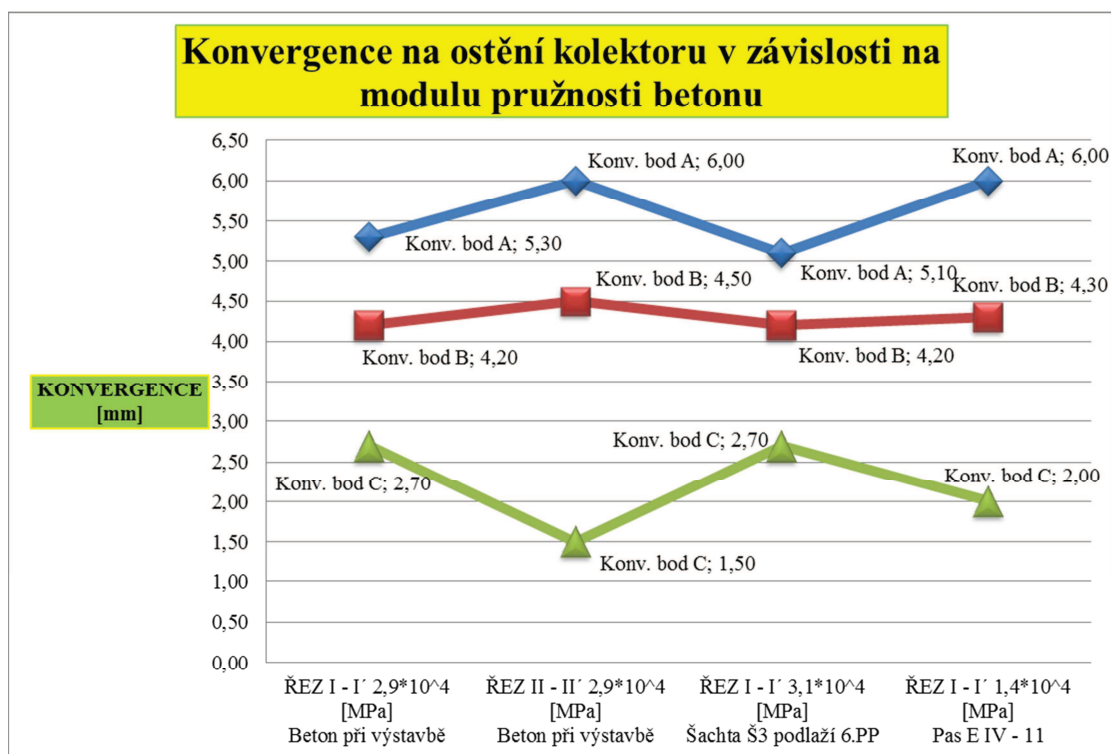


Obr. 7-76. Graf závislosti ohybového momentu působícího na ostění kolektoru a modulu pružnosti betonu.

Na znázorněné výsledné křivce grafu 7-76 je patrné, že nejvyšší hodnoty ohybových momentů, které působí na ostění kolektoru, byly dosaženy ve dvou




posuzovaných řezech. Jedná se o ŘEZ I – I' s modulem pružnosti betonu odpovídající betonu při výstavbě kolektoru a dále o ŘEZ I – I' s modulem pružnosti betonu odpovídající betonu z vrtu v šachtě Š3 v podlaží 6. PP. Hodnotový rozdíl posuzovaných řezů je zanedbatelný.

Graf 7-77 (viz níže) znázorňující výsledné křivky konvergenčí v jednotlivých posuzovaných řezech, jen potvrzuje výsledky prezentované v grafu 7-74. Opět byl předpoklad vycházející z velikosti modulu pružnosti betonu takový, že největší konvergence budou na ostění kolektoru v pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany. Tento předpoklad se nepotvrdil! Jednotlivé hodnoty v konvergenčních bodech (A, B, C) ŘEZU I – I' Pasu E IV – 11, více či méně korespondují s hodnotami v ostatních posuzovaných řezech, přestože modul pružnosti betonu v tomto řezu je mnohem nižší.



Obr. 7-77. Graf závislosti konvergenčí ostění kolektoru na modulu pružnosti betonu.

Legenda grafu:

-  - Konvergenční bod A ne stropě kolektoru,
-  - Konvergenční bod B na opěře kolektoru,
-  - Konvergenční bod C v počvě kolektoru.

8. ZÁVĚR A DOPORUČENÍ

8.1. Zhodnocení vlivu délky piloty na ostění stávajícího kolektoru

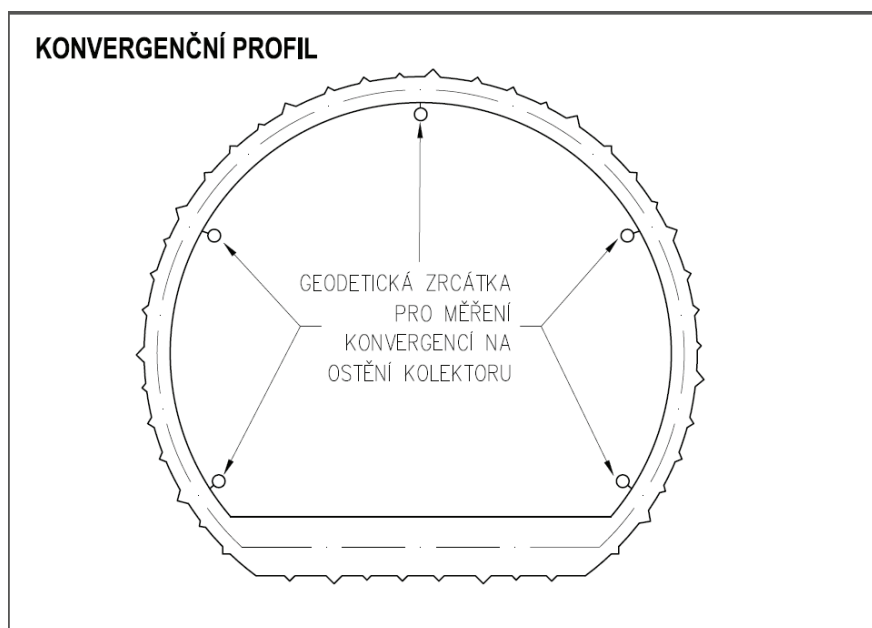
Na základě výsledků, které byly získány z analýzy v ŘEZECH I – I' a II – II' pro jednotlivé délky pilot jsou formulovány následující závěry:

- Délka nejbližší položené piloty ovlivňuje velikost deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru v obou řezech. Pilota délky 20 m s patou ukončenou v úrovni počvy stávajícího kolektoru s vypočteným sedáním 4,2 mm vyvíjí na konstrukci ostění totiž větší boční zatížení než pilota o 2 m delší s menším výpočtovým sedáním 2,2 mm. Je to dáno kombinací přenosu tlaku od paty piloty a tření na jejím plášti. Aktivovaný vliv piloty na ostění kolektoru vyvíjí tzv. tlak v klidu. Ten nastává, pokud se zemina za konstrukcí nemůže deformovat. Součinitel bočního tlaku K_r je definován pomocí poissonova čísla ν , které určuje plastické přetvoření daného materiálu (koeficient příčné deformace). Vztah pro tlak v klidu je formulován jako: $K_r = \nu / (1 - \nu)$. Zatížení od piloty je na ostění kolektoru přenášeno v zemním prostředí miocenních jíílů (poissonovo číslo $\nu = 0,42$).
- Hodnoty konvergencí a vnitřních sil na obezdívce tunelu jsou při zakončení paty piloty v úrovni počvy kolektoru vyšší než při prodloužené variantě, ale vzhledem k tomu, že se celý proces přenosu zatížení odehrává v prostředí miocenních jíílů, **nedosahují výsledné hodnoty zdaleka kritických mezí.**
- Pokud by se, ale jednalo o případ zeminy či horniny s nižším poissonovým číslem, budou podle autora diplomové práce předpokládané deformace a vnitřní síly na ostění kolektoru vyšší.
- Závěrečné konstatování lze shrnout do faktu, **že konstrukce kolektoru bezpečně přenese dané zatížení i bez nutnosti prodloužení piloty o 2 m.**

Pokud by bylo ostění kolektoru v ne zcela vyhovujícím technickém stavu, jako bylo zjištěno v případě ostění v pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany, je potom nezbytné provádět kontrolní monitoring tunelu v průběhu výstavby hlubinného založení.

Monitoring může například obsahovat sledování kontrolních bodů na ostění kolektoru (geodetické zrcátka používaná k měření konvergencí). Zrcátka by se umísila v pěti bodech: jeden bod ve vzepětí klenby, další dva na opěrách a poslední dva při patách opěr (viz obr 8-1).

Vhodné rovněž u takto poškozených konstrukcí sledovat chování stávajících trhlin např. pomocí sádrových pásků. Ty je možné ovšem instalovat tam kde není vlhko. Sledování rozevírání trhlin je důležité, protože jimi může prosakovat podzemní voda a tím přispívat k degradaci celé konstrukce. Kontrolní měření může obsahovat rovněž instalaci měřidel seismických a dynamických účinků a to v případě provádění ražených nebo vibrovaných technologií speciálního zakládání staveb viz kapitola 8.3.



Obr. 8-1. Umístění geodetických zrcátek pro měření konvergencí.

8.2. Posouzení ekonomičnosti návrhu délky piloty a zesílení ostění stávajícího kolektoru

Při řešení dané úlohy přetížení stávajícího kolektoru pilotovým základem, lze na daný problém přihlížet i z ekonomického hlediska. K prodloužení délky piloty o 2 m je přistoupeno pouze z důvodu snížení deformací a vnitřních sil působících na ostění kolektoru. Investor novostavby může dojít k závěru, že výhodnější variantou, je zesílení stávajícího ostění kolektoru, než varianta prodloužení piloty o 2 m. V tabulce 8-1 jsou popsány hlavní položky prací a orientační porovnání finanční výhodnosti obou variant řešení.

Posudek byl zpracován pro dva řezy vycházející z půdorysu objektu. Mezi těmito řezy se nachází ještě jedna pilota, která je stejně vzdálená od ostění jako piloty v posuzovaných řezech. Tato (třetí) pilota působí na ostění kolektoru stejným vlivem jako piloty uvedené v práci. Z tohoto rozložení potom vychází, že z šesti kolektorových pasů E II – 19 až E II – 24, jsou tři vystaveny přímému zatížení od pilot. Jen u těchto tří pasů lze proto uvažovat s dodatečným zesílením kolektorového ostění.

Deformace a vnitřní síly, které byly získány z výpočtu pro pilotu v úrovni dna kolektoru nejsou tak vážného charakteru. Proto je uvažováno zesílení vrstvou stříkaného drátkobetonu cca do tloušťky 30 mm. Jeden pas kolektoru má dle dělení použitého v provedeném technickém pasportu délku 10 m. Stříkaný drátkobeton by byl v těchto pasech proveden jen na ostění klenby kolektoru. Počva kolektoru by byla bez dodatečného zesílení.

Tab. 8-1. Orientační porovnání finančních nákladů

ORIENTAČNÍ POROVNÁNÍ FINANČNÍCH NÁKLADŮ				
	Množství drátkobetonu pro tři 10 m pasy	Orientační jednotková cena	Celková orientační cena	Další související práce
	[m ³]	[kč]	[kč]	[-]
ZESÍLENÍ OSTĚNÍ STŘÍKANÝM DRÁTKOBETONEM Ø 30 mm	9,81	10000,0	98100,00	- odstavení inženýrských sítí vedených v kolektoru - montáž a demontáž vedení jednotlivých médií a jejich nosných konstrukcí
	Celková délka pilot	Orientační jednotková cena	Celková orientační cena	Další související práce
	[m]	[kč]	[kč]	[-]
PRODLOUŽENÍ PILOTY Ø 900 Ø 2 m	6,00	5000,0	30000,00	---

Schématické ekonomické porovnání uvedené v tabulce 8-1 jasně dokazuje, že prodloužení každé ze tří pilot o 2 m je finančně přijatelnější než zesílení tří desetimetrových kolektorových pasů stříkaným drátkobetonem o tloušťku 30 mm. Jednotková cena za metr piloty o průměru 900 mm totiž zahrnuje její kompletní dodávku, bez dalších potřebných prací, které by souvisely s výstavbou v blízkosti podzemního díla. Při variantě zesílení kolektoru uvažuje autor DP s cenou za provedení stříkaného betonu včetně materiálu. K tomu je však nutno připočíst další dvě zásadní položky, které přímo souvisejí s případným zesilovacími pracemi. První z nich je odstavení, případně přeložení všech vedených inženýrských sítí včetně demontáže (zaslepení) a zpětné montáže trubního vedení. Druhou položkou je rozebrání a zpětné složení ocelových konstrukcí, na kterých jsou inženýrské sítě umístěny. Zájmové pasy E II – 19 až E II – 24 v úseku kolektoru Svitavské nábřeží jsou velmi silně vystrojeny a demontáž nosných konstrukcí inženýrských sítí by rozpočet na zesílení zatížilo značnou částkou. Proto je varianta s prodloužením piloty, ekonomicky mnohem výhodnější.



Obr. 8-2. Pohled do chodby kolektoru Svitavské nábřeží část E II

8.3. Ochranné pásmo stávajícího kolektorového tunelu

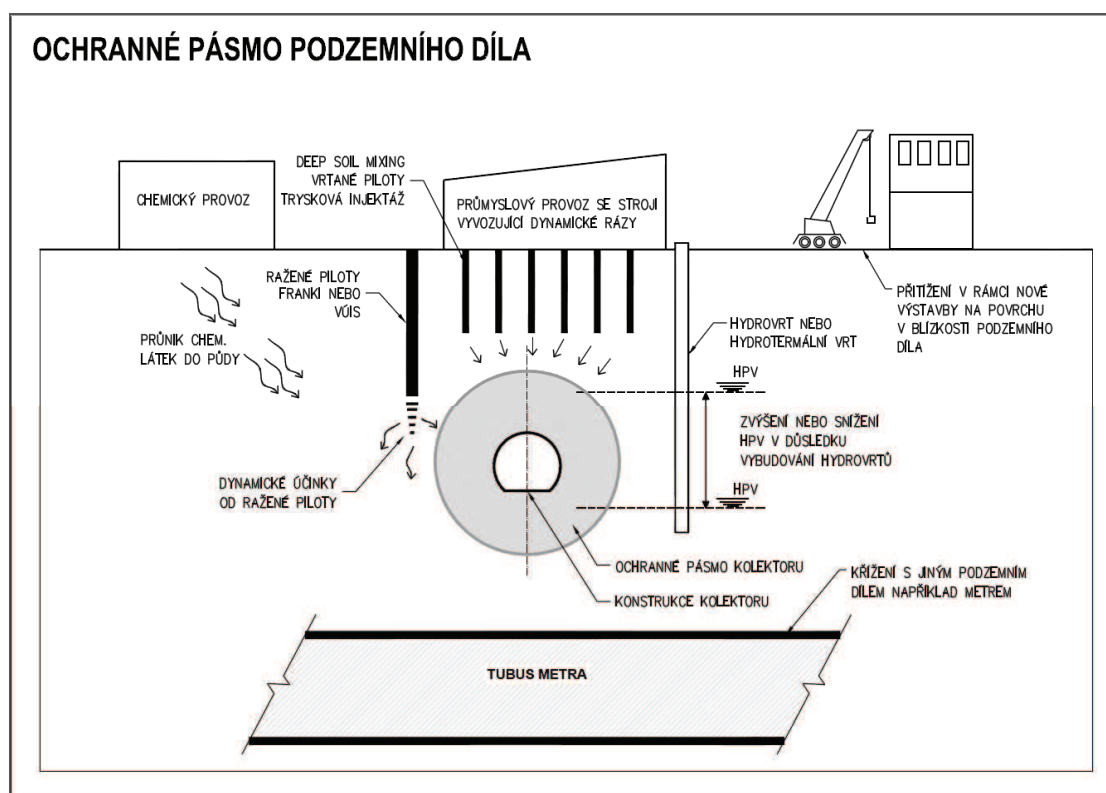
Dnes většina nových staveb ve městech, ale i v širším okolí využívá při založení nosné konstrukce hlubinných základů. Jedná se především o různé technologie pilotového založení případně výrazně méně pomocí podzemních stěn. S rostoucí výstavbou měst na povrchu, ale i v podzemí vyvstává problém s vzájemnou koordinací při výstavbě. Hlubinné zakládání, které může v některých případech dosáhnout hloubky až několika desítek metrů, se dostává do blízkosti, přímo se kříží se stávajícími podzemními díly. Také se může stát překážkou pro podzemní díla nová. Podzemní kolektory, tunely železniční a silničních vyžadují jistou legislativně-stavební ochranu. Ochrana těchto podzemních děl spočívá ve zřízení ochranného pásma (věcného břemene) v okolí dotčené stavby. Ochranné pásmo je prostor kolem konstrukce podzemního díla s přesně stanovenou šířkou. Účelem jeho zřízení je:

- Ochrana podzemní konstrukce - v případě této diplomové práce primárního kolektoru, [16]

- Snížení vlivu samotného podzemního díla na novou povrchovou výstavbu (inženýrské sítě, pozemní komunikace a pozemní objekty), která se bude provádět v prostoru ochranného pásma. Vliv podzemního díla se vztahuje na nově budované podzemní stavby. [16]
- Každý zásah v prostoru ochranného pásma, a to nejen stavební činností může negativně ovlivnit technicko-funkční hodnotu stávajícího podzemního díla. Novou stavební činností, jsou vyvolány změny v původních parametrech prostředí kolem tunelu. Tím dochází ke zvýšení pravděpodobnosti rizika poškození nosných konstrukcí kolektoru. V následujících bodech budou stručně vyjmenovány nejčastější rizikové stavební a jiné činnosti, které mohou mít negativní vliv na konstrukci stávajícího primárního kolektoru (obr. 8-3): [16]
- Výstavba pomocí speciálního zakládání staveb (podzemní stěny, trysková injektáž, piloty, deep soil mixing, kesony, studny, šachty atd.),
- Změna režimu podzemní vody a tím zvýšeného hydrostatického či hydrodynamického tlaku na ostění kolektoru,
- Křížení s novostavbou jiného podzemního díla, které svými návrhovými rozměry zasahuje do prostoru ochranného pásma stávající konstrukce kolektoru,
- Zatížení při výstavbě a provozu nové budovy na povrchu a s tím spojené dynamické a statické účinky,
- Negativní ovlivnění nosných konstrukcí kolektoru z důvodu provádění ražeb dalších podzemních děl (hornická činnost, činnost prováděna hornickým způsobem),

- Změna režimu bludných proudů a tím zvýšení korozivních vlastností geologického prostředí, ve kterém je podzemní dílo zbudováno,
- Teplotní změny v geologickém prostředí např. (hydrotermálními vrty), a tím dodatečné přetížení rubu konstrukce ostění kolektoru v důsledku těchto změn,
- Průnik chemických složek z průmyslových provozů na povrchu do podzemních vod a půdního prostředí. Negativní ovlivnění kvalit betonu nosné konstrukce podzemního díla.

V případě nutnosti výstavby v těsné blízkosti stávajícího podzemního díla je nutné provést kontrolní statický výpočet vlivu na nosnou konstrukci. Pokud statický výpočet vyhoví, lze v jistých případech získat i pozitivní ochranu stávajícího podzemního díla. Jako příklad může posloužit pilotové založení s malou osovou roztečí pilot. Tyto piloty pak slouží jako umělá clona chránící podzemní dílo.



Obr. 8-3. Negativní vlivy působící na ochranné pásmo podzemního díla.

9. POUŽITÉ INFORMAČNÍ ZDROJE

- [1] KLEPSATEL, F. MAŘÍK, L. FRANKOVSKÝ, M. *Městské podzemní stavby*. 1. vydání. Jaga group, Bratislava 2005, 285s. ISBN 80-8076-021-7.
- [2] MASOPUST, J. *Vrtané piloty*. vydání.1, Čeněk a Ježek s.r.o. 1994, s 262.
- [3] TURČEK, P A KOLEKTIV. *Zakládání staveb*. 1. vydání. Jaga group, 2005, 302s. ISBN 80-8076-023-3.
- [4] KLEPSATEL, F. KAZINOTA, V. *Kolektory a technické chodby pre podzemné vedenia*. 1. vydání, Bratislava 1990, 142s.
- [5] HORÁK, V. *Podzemní stavby*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky, *Brno 2007*.
- [6] WEIGLOVÁ, K. *Mechanika zemin*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky, *1 vydání Brno 2007*, 186 s, ISBN 80 – 7204 – 507 - 5.
- [7] ŠMÍRÁK, S., HLAVINKOVÁ, B. *Pružnost a plasticita, příklady*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky a dynamiky, *Brno 2000*, 217 s, ISBN 80 – 2344 – 587 - 7.
- [8] PENČÍK, J. *Stavební mechanika numerické příklady*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky a dynamiky, *Brno 2005*, 150 s, ISBN 80 – 214 – 2877 - 5.
- [9] MATERIAL MODELS MANUAL, Plaxis V8.
- [10] TUTORIAL MODELS MANUAL, Plaxis V8.
- [11] HORÁK, V., JANKŮ, H., *Posouzení vlivu pilotového založení plánovaného objektu IFM, Křenová 73 v Brně na stávající konstrukci primární kolektoru Křenová*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky, *Brno 2008*, 22 s

- [12] AMBERG ENGINEERING BRNO, a.s., LACINA, J., MATĚJÍČEK, J., Pasport stavební části primárního kolektoru E – Svitavské nábřeží, Závěrečná zpráva, Brno 2009, 12 s.
- [13] AMBERG ENGINEERING BRNO, a.s., MATĚJÍČEK, J., Pasport stavební části primárního kolektoru E – Svitavské nábřeží, Fotodokumentace, Brno 2009, 7 s.
- [14] ŽÍTT, P., Pasport stavební části primárního kolektoru část E – Svitavské nábřeží, Fyzikálně mechanické parametry betonu, Brno 2009, 41 s.
- [15] AMBERG ENGINEERING BRNO, a.s., KOSÍK, J., C 604.3 Tunelové spojky, Ražba – Primární ostění, Statický výpočet, Brno 2008, 191 s.
- [16] AMBERG ENGINEERING BRNO, a.s., HORÁK, V., MINÁŘOVÁ, M., *Stanovení ochranného pásma Královopolských tunelu, Textová a výkresová část*, Brno 2011, 15 s.
- [17] AMBERG ENGINEERING BRNO, a.s., MAREK, P., C 602 Tunel I – část 1 – stavební jáma v km 0,340 13 – 0,383 25, Statický výpočet, příloha 07, Brno 2007, 132 s.
- [18] TECHNICKÉ SÍŤE BRNO, *Původní projektová dokumentace kolektoru Svitavské nábřeží*, Brno 1976.
- [19] STUDNIČKA, J., Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1994-1-1, Praha 2009, ISBN 978 – 80 – 87093 – 85 – 6.
- [20] ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1 – 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [21] ČSN EN 1994-2 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty.
- [22] ČSN EN 1997 – 1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla.
- [23] ČSN 73 7507 Projektování tunelů pozemních staveb.

10. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ:

DP	zkratka pro diplomovou práci
MKP	zkratka pro metodu konečných prvků
IGP	zkratka pro inženýrsko-geotechnický průzkum
NRTM	zkratka pro novou rakouskou tunelovací metodu
2D	zkratka pro dvojrozměrný prostor
MC	zkratka pro Mohr-Coulomb
HS	zkratka pro Hardening – Soil
OCR	zkratka pro překonsolidační poměr
E_{cm} [MPa]	modul pružnosti betonu
E_s [MPa]	modul pružnosti oceli
A [m ²]	plocha posuzovaného průřezu
I [m ⁴]	moment setrvačnosti průřezu
γ_{sat} [kg.m ⁻³]	objemová tíha nasycené zeminy
γ_{unsat} [kg.m ⁻³]	objemová tíha v přirozeném uložení
k_x [m.den ⁻¹]	filtrační součinitel – vodorovný
k_y [m.den ⁻¹]	filtrační součinitel – svislý
p_{ref} [kPa]	vztažné napětí
c_{ef} [kPa]	efektivní soudržnost
c_u [kPa]	totální soudržnost

φ_{ef} [°]	efektivní úhel vnitřního tření
φ_u [°]	totální úhel vnitřního tření
ν [-]	Poissonovo číslo
ν_{ur} [-]	Poissonovo číslo pro odlehčení znovupřetížení
K_0^{NC} [-]	koeficient bočního napětí
Ψ [°]	dilatance
R_{inter} [-]	faktor omezující rozhraní
β [-]	součinitel charakterizující pružné přetvoření
E_{50}^{ref} [MPa]	sečný modul tuhosti pro prvotní zatížení
E_{oed}^{ref} [MPa]	tečný modul tuhosti pro prvotní edometrické zatížení
E_{ur}^{ref} [MPa]	modul tuhosti po odlehčení
ρ [kg.m ⁻³]	objemová tíha betonu
m_x [MPa]	střední hodnota
s_x [MPa]	výběrová směrodatná odchylka
n [n]	počet platných vzorků
V_x [-]	variační součinitel
k_n [-]	součinitel odhadu 5% kvantilu
$f_{0,cyl}$ [MPa]	válcová pevnost betonu
$f_{0,cube}$ [MPa]	krychelná pevnost betonu
$f_{ok,cube}$ [MPa]	charakteristická pevnost betonu v tlaku

11. SEZNAM PŘÍLOH:

11.1. Seznam obrázků:

Obr.1-1:Zahájení výstavby hloubených kolektorů Jihozápadní Město – Lužiny v roce 1987.....	13
Obr.1-2:Přehled délky jednotlivých úseků kolektorů na území hlavního města Prahy	15
Obr.1-3:Mapa ražených úseků kolektorů v centrální historické části hlavního města Prahy	16
Obr.1-4:Původní situace prvního úseku primárního brněnského kolektoru Křenová....	18
Obr.1-5:Celková situace primárních kolektorů města Brna	19
Obr.1-6:Celková situace sekundárních kolektorů města Brna	19
Obr.2-1:Schéma vystrojení kolektoru 2. kategorie	22
Obr.2-2:Schéma vystrojení kolektoru III. kategorie	23
Obr.2-3:Příklad hranatého průřezu kolektoru	25
Obr.2-4:Příklad klenutého a oválného sduženého průřezu kolektoru	25
Obr.2-5:Příklady kolektorů budovaných štítováním popř. protlačováním	27
Obr.2-6:Příklad technologie ražby kolektoru III. Kategorie v prostředí centrální oblasti hlavního města Prahy	28
Obr.2-7:Příklad užití technologie tryskové injektáže pro zajištění přilehlé zástavby	29
Obr.2-8:Vstupní a úniková šachta VŠ3 na ulici Křenová	30
Obr.2-9:Vstupní a větrací šachta Š3 na ulici Koželužská	30

Obr.2-10:Příklad prefabrikované konstrukce kolektorové komory	31
Obr.2-11:Příklad vyústění větrací šachty na povrch u hotelu Grand v Brně	32
Obr.3-1:Prostor zájmové oblasti na základní mapě.....	33
Obr.3-2:Celková schematizovaná situace jednotlivých větví primárního kolektoru v dotčené části Brna	35
Obr.3-3:Podrobná situace začátku větve primárního kolektoru – E II Svitavské nábřeží	36
Obr.3-4:Podrobná situace konce větve primárního kolektoru E II Svitavské nábřeží.....	37
Obr.3-5:Situace řešených pasů E II 19 až E II 24 větve E II Svitavské nábřeží	38
Obr.3-6:Výřez podélného profilu řešené části kolektoru – Svitavské nábřeží větev E.....	39
Obr.3-7:Původní výkresová dokumentace – podélný profil	40
Obr.3-8:Původní výkresová dokumentace – příčný profil.....	41
Obr.3-9:Vzorový příčný řez s popsányými geologickými vrstvami	42
Obr.3-10: Příčný řez ostěním klenby kolektoru.....	43
Obr.3-11: Příčný řez ostěním dnem kolektoru.....	44
Obr.3-12: Příčný řez kolektoru.....	44
Obr.3-13: Korýtková důlní výztuž.....	48
Obr.3-14: Skladba rámu výztuže v kolektoru.....	48
Obr.4-1:Příčný řez vstupní šachty Š3 s jednotlivými výškovými úrovněmi a vyznačenými stupni poškození ostění tunelu	53

Obr.4-2:Půdorys kolektoru větve EII-Svitavské nábřeží s vyznačeným stupněm poškození ostění a zakreslenou polohou vstupní šachty Š3.....	54
Obr.4-3:Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 4.PP z šachty Š3.....	55
Obr.4-4:Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 4.PP rozdělený na 5 zkušebních těles..	55
Obr.4-5:Detail místa odběru jádrového vývrtu vzorku EII-16 (4.PP šachty Š3).....	56
Obr.4-6:Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 6.PP ze vstupní šachty Š3.....	57
Obr.4-7:Odebraný jádrový vrt \varnothing 75 mm EII-16 6.PP rozdělený na 5 zkušebních těles..	58
Obr.4-8:Detail místa odběru jádrového vývrtu vzorku EII-16 (6. PP šachty Š3).....	58
Obr.4-9:Úsek kolektoru EII – Svitavské nábřeží s řešenými pasy EII-19 až EII-24, které mají barevné zařazení dle stupně poškození.....	60
Obr.4-10:Legenda barevného zařazení hodnocení stavebního stavu konstrukcí.....	60
Obr.4-11:Odebraný jádrový vývrt z podlahy kolektoru v pasu E IV – 11.....	61
Obr.4-12:Úsek kolektoru E II – Svitavské nábřeží s řešenými pasy EII – 19 až EII – 24, které mají barevné zařazení dle stupně poškození.....	63
Obr.4-13:Legenda barevného zařazení hodnocení stavebního stavu konstrukcí.....	63
Obr.5-1 Širší situace umístění novostavby objektu IFM v k.ú. Trnitá v městě Brně.....	65
Obr.5-2: Podrobnější situace umístění novostavby objektu IFM na ulici Křenová.....	66
Obr.5-3:Pohled na budovu IFM v kontextu s uliční zástavbou severozápadním směrem do centra města Brna	66
Obr.5-4:Detailnější pohled na budovu IFM z jihozápadního směru	67
Obr.5-5:Schématický půdorys části objektu IFM Hotel Křenová 73, s umístěním vrtaných pilot.....	68
Obr.6-1:Schématický půdorys s posuzovanými příčnými řezy.....	70

Obr.6-2:Příčné řezy I – I' a II – II' geometrie výpočtového modelu.....	71
Obr.6-3:Příčný řez ostěním kolektorového tunelu se zakreslenou střednicí.....	73
Obr.6-4:Příklad zadání vstupních parametrů výpočtového MC modelu.....	77
Obr.6-5:Graf znázorňující ideální pružnoplastické napětí.....	78
Obr.6-6:Graf schematicky znázorňující dvojí zpevnění HS modelu.....	78
Obr.6-7:Hyperbolická závislost napětí a přetvoření HS modelu.....	79
Obr.6-8:Příklad zadání vstupních parametrů výpočtového HS modelu.....	79
Obr.6-9:Schématický příklad β – metody pro modelování NRTM.....	86
Obr.7-1:Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s kratší pilotou kolektoru.....	87
Obr.7-2:Celkové deformace.....	88
Obr.7-3:Celkové deformace kolektorového ostění.....	88
Obr.7-4:Svislé deformace	89
Obr.7-5:Svislé deformace kolektorového ostění.....	89
Obr.7-6:Vodorovné deformace.....	90
Obr.7-7:Vodorovné deformace kolektorového ostění.....	90
Obr.7-8:Osové síly na ostění kolektoru.....	91
Obr.7-9:Posouvající síly na ostění kolektoru.....	91
Obr.7-10:Ohybové momenty na ostění kolektoru.....	92
Obr.7-11:Umístění konvergenčních bodů na ostění kolektoru.....	93
Obr.7-12:Řez I – I': kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.....	94
Obr.7-13:Řez I – I': kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.....	94

Obr.7-14:Řez I – I': kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.....	95
Obr.7-15:Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s delší pilotou u kolektoru.....	96
Obr.7-16: Celkové deformace.....	96
Obr.7-17: Celkové deformace kolektorového ostění.....	97
Obr.7-18: Svislé deformace.....	97
Obr.7-19: Svislé deformace kolektorového ostění.....	98
Obr.7-20: Vodorovné deformace.....	98
Obr.7-21: Vodorovné deformace kolektorového ostění.....	99
Obr.7-22: Osové síly na ostění kolektoru.....	99
Obr.7-23: Posouvající síly na ostění kolektoru.....	100
Obr.7-24: Ohybové momenty na ostění kolektoru.....	100
Obr.7-25:Řez I – I': delší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.....	102
Obr.7-26:Řez I – I': delší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.....	102
Obr.7-27:Řez I – I': delší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.....	103
Obr.7-28:Trojúhelníková síť prvků ŘEZ II – II' s kratší pilotou.....	104
Obr.7-29: Celkové deformace.....	105
Obr.7-30: Celkové deformace kolektorového ostění.....	105
Obr.7-31: Svislá deformace.....	106
Obr.7-32: Svislé deformace kolektorového ostění.....	106
Obr.7-33: Vodorovné deformace.....	107
Obr.7-34: Vodorovné deformace kolektorového ostění.....	107

Obr.7-35:Osové síly na ostění kolektoru.....	108
Obr.7-36:Posouvající síly na ostění kolektoru.....	108
Obr.7-37:Ohybové momenty na ostění kolektoru.....	109
Obr.7-38:Řez II – II' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.....	110
Obr.7-39:Řez II – II' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.....	110
Obr.7-40:Řez II – II' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.....	111
Obr.7-41:Trojúhelníková síť prvků ŘEZ II – II' s delší pilotou.....	112
Obr.7-42:Celková deformace.....	112
Obr.7-43:Celková deformace kolektorového ostění.....	113
Obr.7-44:Svislé deformace.....	113
Obr.7-45:Svislé deformace kolektorového ostění.....	114
Obr.7-46:Vodorovné deformace.....	114
Obr.7-47:Vodorovné deformace kolektorového ostění.....	115
Obr.7-48:Osové síly na ostění kolektoru.....	115
Obr.7-49:Posouvající síly na ostění kolektoru.....	116
Obr.7-50:Ohybové momenty na ostění kolektoru.....	116
Obr.7-51:Řez II – II' delší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.....	118
Obr.7-52:Řez II – II' delší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.....	118
Obr.7-53:Řez II – II' delší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.....	119
Obr.7-54:Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s kratší pilotou.....	121
Obr.7-55:Celková deformace kolektorového ostění.....	121

Obr.7-56:Svislé deformace kolektorového ostění.....	122
Obr.7-57:Vodorovné deformace kolektorového ostění.....	122
Obr.7-58:Osové síly na kolektorovém ostění.....	123
Obr.7-59:Posouvající síly na ostění kolektoru.....	123
Obr.7-60:Ohybové momenty na ostění kolektoru.....	124
Obr.7-61:Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.....	125
Obr.7-62:Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.....	125
Obr.7-63:Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.....	126
Obr.7-64:Trojúhelníková síť prvků ŘEZ I – I' s kratší pilotou.....	128
Obr.7-65:Celkové deformace na kolektorovém ostění.....	128
Obr.7-66:Svislé deformace na kolektorovém ostění.....	129
Obr.7-67:Vodorovné deformace na kolektorovém ostění.....	129
Obr.7-68:Osové síly na ostění kolektoru.....	130
Obr.7-69:Posouvající síly na ostění kolektoru.....	130
Obr.7-70:Ohybové momenty na ostění kolektoru.....	131
Obr.7-71:Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod A.....	132
Obr.7-72:Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod B.....	132
Obr.7-73:Řez I – I' kratší pilota u kolektoru – konvergenční bod C.....	133
Obr.7-74:Graf závislosti deformace ostění kolektoru na modulu pružnosti betonu.....	135
Obr.7-75:Graf závislosti posouvajících a osových sil působících na ostění kolektoru a modulu pružnosti.....	136

Obr.7-76:Graf závislosti ohybového momentu působícího na ostění kolektoru a modulu pružnosti betonu.....	137
Obr.7-77:Graf závislosti konvergencí ostění kolektoru na modulu pružnosti betonu.....	138
Obr.8-1:Umístění geodetických zrcátek pro měření konvergencí.....	140
Obr.8-2:Pohled do chodby kolektoru Svitavské nábřeží část E II.....	142
Obr.8-3:Negativní vlivy působící na ochranné pásmo podzemního díla.....	144

11.2. Seznam tabulek:

Tab. 1-1:Ražené úseky kolektorů na území hlavního města Prahy.....	14
Tab. 1-2:Kolektorové podchody na území hlavního města Prahy.....	14
Tab. 1-3:Ražené úseky kolektorů na území města Brna.....	18
Tab. 3-1:Dílní úseky primárního kolektoru Svitavské nábřeží.....	34
Tab. 3-2:Průměrné a mezní hodnoty pevností původně použitých betonů.....	46
Tab. 3-3:Průměrné hodnoty pevností v tlaku původně použitých betonů.....	46
Tab. 3-4:Rozměry důlního profilu hmotnostní skupiny K21.....	47
Tab. 4-1:Pevnostní parametr jádrového vývrtu E-II 4. PP.....	56
Tab. 4-2:Statistické vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 4. PP.....	57
Tab. 4-3:Vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 6. PP.....	59
Tab. 4-4:Statistické vyhodnocení pevnostních parametrů jádrového vývrtu E-II 6. PP.....	59
Tab. 5-1:Geotechnické vrstvy a jejich mocnost.....	69
Tab. 5-2:Geotechnické charakteristiky prostředí zájmové oblasti.....	70
Tab. 6-1:Třídy betonu a modulu pružnosti při výstavbě.....	74

Tab. 6-2:Třídy betonu a modulu pružnosti při pasportu.....	74
Tab. 6-3:Třídy betonu modulu pružnosti z pasu E IV – 11.....	75
Tab. 6-4:Normálové a ohybové tuhosti – beton při výstavbě.....	76
Tab. 6-5:Normálové a ohybové tuhosti – beton z šachty Š3 z 6. PP.....	76
Tab. 6-6:Normálové a ohybové tuhosti – beton z pasu E IV – 11.....	76
Tab. 6-7:Vstupní charakteristiky pro nadložní vrstvy – MC.....	80
Tab. 6-8:Vstupní charakteristiky pro terciální podloží – HS.....	81
Tab. 6-9:Vstupní průřezové charakteristiky pro plošné základy.....	82
Tab. 6-10:Vstupní charakteristiky pilot pro ŘEZ I – I'.....	83
Tab. 6-11:Vstupní charakteristiky pilot pro ŘEZ II – II'.....	83
Tab. 6-12:Vstupní průřezové charakteristiky pilot.....	85
Tab. 7-1:Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota – beton odpovídající modulu pružnosti při výstavbě.....	92
Tab. 7-2:Konvergence na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota – beton odpovídající modulu pružnosti při výstavbě.....	95
Tab. 7-3:Porovnání maximální hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.....	101
Tab. 7-4:Porovnání konvergenčí na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.....	103
Tab. 7-5:Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.....	109
Tab. 7-6:Konvergence na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.....	111

Tab. 7-7:Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.....	117
Tab. 7-8:Porovnání konvergenčí na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší a delší pilota, modul betonu odpovídající výstavbě.....	119
Tab. 7-9:Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ I – I' kratší pilota – modul betonu odpovídající výstavbě a modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP.....	124
Tab. 7-10:Porovnání konvergenčí ve stejných bodech pro modul betonu odpovídající výstavbě a modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP.....	126
Tab. 7-11:Porovnání maximálních hodnot deformací a vnitřních sil na ostění kolektoru ŘEZ II – II' kratší pilota – modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP a modul betonu odpovídající vrtu v pase E IV – 11.....	131
Tab. 7-12:Porovnání konvergenčí ve stejných bodech pro modul betonu odpovídající vrtu v šachtě Š3 z ostění v 6. PP a modulu betonu odpovídající vrtu kolektorového pasu E IV – 11 v oblasti Mosilany.....	133
Tab. 8-1:Orientační porovnání finančních nákladů.....	142