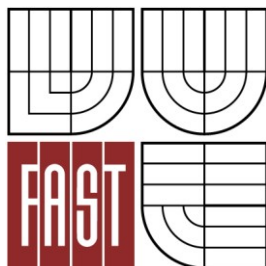


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

TENKOSTĚNNÉ PŘESYPANÉ KONSTRUKCE

FLEXIBLE BURIED STRUCTURES

DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. VLADIMÍR HOUŠŤ

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

prof. Ing. JIŘÍ STRÁSKÝ, DSc.

BRNO 2013

Bibliografická citace

HOUŠŤ, Vladimír. *Tenkostěnné přesýpané konstrukce*. Brno, 2013. 93 s., 91 s. příl. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce prof. Ing. Jiří Stráský, DSc..

© 2013 Vladimír Houšť

Ústav betonových a zděných konstrukcí
Fakulta stavební
Vysoké učení technické v Brně
Česká republika

Prohlášení

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

V Brně dne 29.11.2013

.....
Vladimír Houšť

Abstrakt

Předkládaná disertační práce je zaměřena na analýzu tenkostěnných přesýpaných klenbových konstrukcí. Štíhlá betonová klenba je řešena s využitím nelineárního FE-modelu, který zohledňuje konstitutivní vztahy pro zeminy, interakci zásypu se zeminou a postupnou výstavbu s vlivem hutnění. Pokročilý FE-model byl kalibrován měřenými daty z experimentů dvou přesýpaných obloukových konstrukcí.

Matematické optimalizační metody genetických algoritmů a Levenberg-Marquardt metoda jsou aplikovány na kalibrované komplexní výpočtové modely za účelem eliminace ohybové složky napětí v betonovém průřezu přesýpané klenby. K interpolaci tlakové čáry od zatížení je střednice klenby parametrizována Bézierovou křivkou třetího stupně.

Optimalizační metoda je aplikována v rozsáhlé parametrické studii, z které jsou získány optimální geometrie pro přesýpané klenby různého poměrného vzepětí, výšky nadnásypu a typu podloží. Pro praktické využití jsou vypsány parametry Bézierovi křivky pro jednotlivé výsledné geometrie.

Následně je aplikována optimalizační metoda k teoretické redukci napětí optimalizací geometrie střednice na dříve kalibrovaném modelu přesýpané klenby.

Jsou prezentovány porovnání zemních tlaků, vnitřních sil a deformací štíhlé klenby v průběhu výstavby pro jednotlivé klenby dle poměrného vzepětí. Působení štíhlé přesýpané klenby při lokálním zatížení dopravou modelem LM1 bylo analyzováno s využitím 3D modelu s vlivem různých výšek nadnásypu.

Klíčová slova

interakce konstrukce se zeminou, tenkostěnné betonové klenby, přesýpané konstrukce, hloubené tunely, přesýpané obloukové mosty, ekodukty, tvarová optimalizace, genetické algoritmy, Bézierova křivka, zemní tlaky, ANSYS.

Abstract

The thesis is devoted to analysing of flexible buried arch structures. Modelling of the flexible concrete arch is carried out via a nonlinear finite element model that accounts for soil constitutive relations, soil-structure interactions, sequential construction stages and soil compaction. Advanced FE-model was verified by measurement obtained by full-scale field testing of two buried arches.

Mathematical optimization methods of genetic algorithms and Levenberg-Marquardt method are applied to already calibrated complex computational models in order to reduce bending and associated flexural stresses in the concrete section of buried arch. Centre line of the arch is parameterized by cubic Bezier curve to reach interpolation of thrust line.

Optimization technique is applied with extensive parametrical study which shows the optimal shapes for buried arches of various span/rise ratios, backfill depths and foundation soil types. For practical application are given coordinates of Bézier curve control polygons of particular resulting shape.

Subsequently is applied optimization method for a theoretical reduction of tensile stresses obtained by shape optimization of previously verified numerical model of buried arch.

Comparisons of earth pressure, bending moment axial force and deflection of flexible structure during sequential construction of different span/rise ratios of buried arches are presented. The behaviour of flexible buried arch with effect of local traffic load model LM1 has been analysed via 3D finite elements model with respect to different depth of backfill above crown.

Key words

soil-structure interactions, flexible concrete arch, buried structures, cut-and-cover structures, buried arch bridges, wildlife crossings, shape optimization, genetic algorithm, Bézier curve, earth pressures, ANSYS.

Poděkování

Na tomto místě bych chtěl v první řadě poděkovat prof. Jiřímu Stráskému za odborné směřování, hodnotné podklady a také za vedení k samostatnému řešení této práce.

Dále bych rád poděkoval Lumírovi za podmětné konzultace a cenné podklady z oblasti geotechniky. Za neocenitelnou pomoc při kompilaci finální práce děkuji Veronice. Zdeňkovi s Tomášem děkuji za cenné připomínky k textu této práce. Zdeňkovi navíc za řadu konzultací při vytváření pokročilých výpočtových modelů. Velký podíl na úspěšném dokončení této práce má Honza, kterému jsem vděčný za úvod do teorií optimalizací a materiálových modelů, a také za spolupráci na publikaci článku v uznávaném odborném zahraničním časopise.

Touto cestou bych také rád poděkoval mé rodině a blízkým, kteří mě v mé práci podpořili.

Velké díky musím na závěr vyjádřit Vilémovi. Jeho uchopení složitých problému a následná transformace na jednoduché řešení, dohromady s profesionálním přístupem a vysokým nasazením je pro mě velkou inspirací nejen při dokončení této práce.

Obsah

ABSTRAKT.....	iv
SEZNAM SYMBOLŮ.....	ix
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK.....	xi
1. ÚVOD DO PROBLEMATIKY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	1
1.1. HISTORICKÝ VÝVOJ.....	1
1.2. PRAKTICKÉ VYUŽITÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ.....	3
1.3. TYPY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ.....	3
1.4. REALIZOVANÉ KONSTRUKCE.....	4
1.4.1. Konstrukce realizované v České Republice	8
1.4.2. Srovnání prezentovaných konstrukcí	11
1.5. TEORETICKÉ POZADÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	12
1.5.1. Statické působení přesypané klenby.....	12
1.5.2. Terminologie	14
1.5.3. Postup výstavby.....	15
1.6. SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY	16
1.7. CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE.....	17
2. ZEMINY V PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍCH	18
2.1. MECHANICKÉ CHOVÁNÍ ZEMIN	19
2.1.1. Vztah mezi napětím a deformací v zemině	19
2.1.2. Modul reakce podloží.....	21
2.1.3. Pevnost zeminy.....	22
2.2. TECHNOLOGIE ZÁSYPU	24
2.2.1. Konfigurace a složení zásypu.....	24
2.2.2. Požadavky na zásyp.....	24
2.2.3. Volba materiálu	25
2.2.4. Provádění zásypu tenkostěnné klenby	26
2.3. MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ ZEMIN	27
2.3.1. Elastické modely.....	28
2.3.2. Elasticko-plastické modely.....	28
2.3.3. Hypoplasticita	32
3. VÝPOČTOVÉ MODEL Y	34
3.1. METODY ANALÝZY.....	34
3.1.1. Dvou dimenzionální výpočtový model	35
3.1.2. Prostorový 3D výpočtový model.....	35
3.1.3. Postup výpočtu	36
3.2. VLIV TŘENÍ MEZI ZEMINOU A POVRCHEM KLENBY	39
3.2.1. Modelování rozhraní mezi povrchy – interface.....	39

4. GEOMETRIE PŘESYPANÉ KLENBY	42
4.1. Vliv tvaru střednice	42
4.2. Návrh střednice	43
4.2.1. Základní matematické křivky	44
4.2.2. Obecný polynom	45
4.2.3. Bézierova křivka	46
4.3. Výška průřezu klenby	47
4.4. Štíhlost oblouku	49
5. OPTIMALIZACE GEOMETRIE	50
5.1. OPTIMALIZACE KONSTRUKCÍ.....	51
5.1.1. Příklad tvarové optimalizace betonové skořepiny	51
5.2. OPTIMALIZAČNÍ METODY	53
5.2.1. Genetické algoritmy	53
5.2.2. Gradientní metody.....	54
5.3. OPTIMALIZACE GEOMETRIE PŘESYPANÉ KLENBY	55
5.3.1. Cílová funkce.....	56
5.3.2. Optimalizační algoritmus	57
5.3.3. Postřehy a doporučení k procesu tvarové optimalizace obloukových konstrukcí	57
5.3.4. Poznámka k využití parametrické Bézierovi křivky	58
5.4. PARAMETRICKÁ OPTIMALIZAČNÍ STUDIE	59
5.5. APLIKACE OPTIMALIZACE	62
6. VYBRANÉ PROBLÉMY PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ.....	64
6.1. ZATÍŽENÍ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ.....	64
6.1.1. Zemní tlaky	64
6.1.2. Vliv hutnění.....	67
6.1.3. Zatížení dopravou.....	68
6.1.4. Vliv výšky násypu na roznos lokálního zatížení.....	71
6.2. POZNÁMKY K PROBLEMATICE PŘESYPANÝCH OBLOUKŮ	75
6.2.1. Efekt postupného zasypávání štíhlé klenby	75
6.2.2. Analýza vnitřních sil v klenbě v závislosti na vzepětí a výšce nadnásypu	79
6.2.3. Porovnání zemního tlaku na klenbu v závislosti na vzepětí a výšce nadnásypu	80
6.2.4. Vliv pevnostních parametrů na optimální geometrii	81
6.2.5. Napětí v základové spáře.....	81
6.2.6. Klenbový efekt v násypu	83
7. ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE	84
7.1. DALŠÍ VÝVOJ PŘESYPANÝCH KONSTRUKCÍ	86
SEZNAM UŽITÝCH ZDROJŮ.....	87
SEZNAM PŘÍLOH	93

Seznam symbolů

a	polovina rozpětí paraboly, oblouku
c	Soudržnost zeminy
c_{ef}, c'	Efektivní hodnota soudržnosti zeminy
D	<i>Elastická matice tuhosti</i>
e	<i>Exponent; číslo pórovitosti</i>
E_0	Počáteční modul zeminy
E	Youngův modul pružnosti
E_{def}	Deformační modul pružnosti zeminy
EI	Ohybová tuhost
e_{max}	Číslo pórovitosti při nejnakypřenějším uložení zrn
e_{min}	Číslo pórovitosti při nejhutnějším uložení zrn
E_{oed}	Edometrický modul zeminy
E_{ur}	Tuhost zeminy po odtížení
f	Vzepětí klenby, oblouku, paraboly
F1 – F5	Třídy jemnozrnných zemin "F"
G	Smykový deformační modul zeminy
G1 – G5	Třídy šterkovitých zemin "G"
H	Horizontální "oblouková" síla
h_p	Výška průřezu v patě klenby
h_v	Výška průřezu ve vrcholu klenby
I_D	Relativní hutnost
I_x	Moment setrvačnosti
K	Objemový modul zeminy
k	Tuhost pružiny; pevnostní; parametr modelu Drucker-Prager; parametr vyklenutí
k_h	Horizontální modul reakce podloží
K_0	Součinitel zemního tlaku v klidu
K_a	Součinitel aktivního zemního tlaku
K_p	Součinitel pasivního zemního tlaku
K_N	Normálová tuhost
K_S	Smyková tuhost
m	Parametr mocninné závislosti
n	Gradient proměnné tuhosti
p	Střední napětí, ekvivalentní liniové přetížení povrchu hutnicím prostředkem
$P_0, P_1, \dots, P_n$	Řídící body Bézierovi křivky
p_{ref}	Referenční napětí pro určení tuhosti

q	Deviátorové napětí
R	Poloměr klenby
R1 – R6	Třídy skalních hornin "R"
t	Parametr Bézierovi křivky; vývojový čas optimalizace
u_x	horizontální posuny (ve směru x)
u_y	svislé posuny (ve směru y)
$x_1, x_2, \dots, x_n$	Návrhové proměnné cílové funkce
y	Hloubka pod terénem
α	Průměr zatěžovací desky; pevnostní parametr modelu Drucker-Prager
β	Součinitel pro převod mezi edometrickým a deformačním modulem
γ	Objemová tíha zeminy
ε	Přetvoření (dle indexu: ε_a -osové; ε_s -ekvivalent smykového přetvoření; ε_r -radiální; ε_v -objemové)
ζ	Relativní pozice
μ	Součinitel tření
ν	Poissonova konstanta příčné kontrakce
π	Ludolfovo číslo
σ	Napětí v bodě (dle indexu: σ_1 – hlavní tahové; σ_3 – hlavní tlakové; σ_x – normálové (po obvodě klenby); σ_x, σ_y – vodorovné a svislé napětí v zemině; ...)
σ_u	Normálové napětí v horních vláknech klenby
σ_l	Normálové napětí v dolních vláknech klenby
σ_{hm}	Maximální hodnota vodorovného tlaku od hutnění
τ	Smykové napětí v bodě obecně
φ	Úhel vnitřního tření zeminy
φ_{ef}, φ'	Efektivní hodnota úhlu vnitřního tření zeminy
φ_{tot}	Totální hodnota úhlu vnitřního tření zeminy
ψ	Úhel dilatance zeminy

Seznam použitých zkratek

2D	Dvourozměrný / <i>Two dimensional</i>
3D	Trojrozměrný / <i>Three dimensional</i>
APDL	Programovací jazyk prostředí ANSYS / <i>ANSYS Parametric Design Language</i>
BEBO	Beton-Bogen - systém prefabrikovaných klenbových segmentů
CPRES	Kontaktní napětí / <i>Contact pressure</i>
DP	Drucker-Prager
EC	Evropská norma ČSN EN / Eurocode
FE	Konečně-prvkový / <i>Finite Element</i>
FEA	Konečně-prvková analýza / <i>Finite Element Analysis</i>
FEM	Metoda konečných prvků / <i>Finite Element Method</i>
GA	Genetické algoritmy
HS	Hardening Soil
LA	Vrstva zásypu / <i>Layer</i>
LM1	Model zatížení (ČSN-EN-1991-2)
MC	Mohr-Coulomb
MKP	Metoda konečných prvků
NAVFAC	Metodická příručka americké námořní agentury / <i>Naval Facilities Engineering Command</i>
NCHRP	Národní dálniční kooperační výzkumný program / <i>The National Cooperative Highway Research Program</i>
PK	Přesypaná Klenba
SSI	Interakce konstrukce s podložím / <i>Soil Structure Interaction</i>
TRC	Textil Reinforced Concrete
Typ A	Vysoká klenba dle poměrného vzepětí (0.435)
Typ B	Středně vysoká klenba dle poměrného vzepětí (0.318)
Typ C	Plochá klenba dle poměrného vzepětí (0.210)
UCSC	Mezinárodní klasifikace zemin / <i>The Unified Soil Classification System</i>

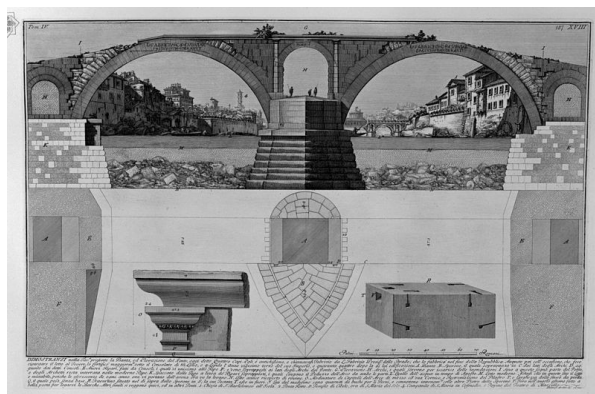
Kapitola 1

Úvod do problematiky přesypaných konstrukcí

1.1. Historický vývoj

Koncept přesypané klenby patří k nejstarším konstrukcím v mostním stavitelství. Ve starověku, kdy byl stavebním materiálem pro masivní konstrukce jen kámen a dřevo, byl tento systém tvořený kamennou klenbou zasypanou do úrovně cesty využíván pro stavbu mostů a také akvaduktů. Nosným prvkem, přemostujícím překážku je u těchto inženýrských konstrukcí klenba, která tvoří přirozenou statickou soustavu, umožňující efektivní využití vlastností kamene plně působícího jen v tlaku.

Za objevitele klenby je považována civilizace Sumerů přibližně v období 3000 let př. n. l. Největší rozvoj těchto kamenných konstrukcí a mostního stavitelství probíhal v období starověkého Říma (Janda, et al., 1988). V rámci římského impéria byla vybudována rozsáhlá silniční síť s množstvím kamenných klenutých mostů. Mnohé z těchto technicky vyspělých konstrukcí zůstaly zachovány a jsou stále v provozu, např. Ponte Milvio, Ponte Fabricio v Itálii, Puente Trajan at Alcantara ve Španělsku, nebo soustava 28 plochých kleneb u antického města Lycia v Turecku (Wikipedie, 2011).

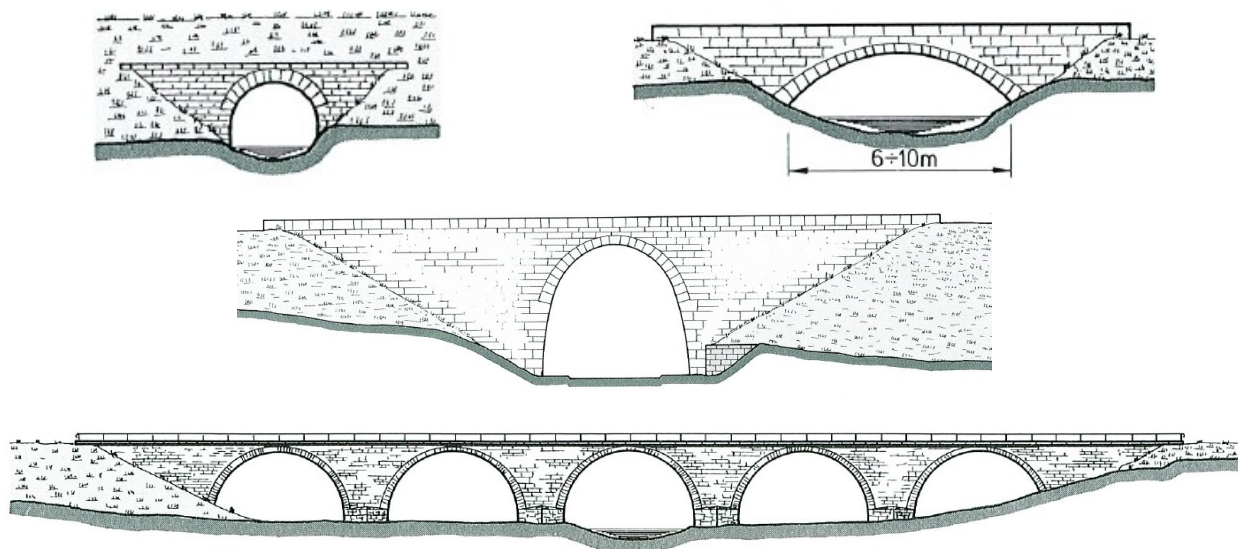


Obr. 1.1 Nejstarší most v Římě – Ponte Fabricio, postavený v roce 62 př.n.l. přes Tiberu (Wikipedie, 2011).

Systém kamenné klenby se zásypem po niveletu komunikace byl dále využíván ve středověku. Později začaly být budovány tyto klenbové konstrukce se zásypem i z pálených cihel. S vývojem mostního stavitelství se budovaly obloukové mosty stále větších rozpětí, u kterých už nebyl koncept spolupůsobení zásypu s klenbou dále využíván. Přesypané obloukové mosty pro střední a malé rozpětí se vyvíjely samostatně do dnešní podoby, kdy je samostatná zasypaná klenba součástí násypu komunikace s omezeným využitím lícnicích zdí.



Obr. 1.2 Římský most přes řeku Eurymedon v Turecku postavený ve 4. století (Wikipedie, 2011).



Obr. 1.3 Kamenné obloukové konstrukce s přesýpanou klenbou (Leonhardt, 1984).

Po vynálezu betonu a železobetonu se logicky tento materiál uplatnil při výstavbě obloukových mostů i přesýpaných kleneb. V tomto období ale ještě stále nelze hovořit o efektivním využití spolupůsobení štíhlé klenby se zásypem při přenosu zatížení.

Fenomén interakce známý jako „systém zemina-konstrukce“ rozšířený v dnešní době při výstavbě obloukových přesýpaných konstrukcí byl zřejmě poprvé využit u propustku z vlnitého plechu v Indianě. Patent No. 559,642 byl podán v roce 1886 J. H. Watsonem.

S rozvojem technologie železobetonu se také vyvíjely tenkostěnné betonové přesýpané klenby, za nejznámější lze považovat prefabrikovaný systém Matière a Beton-Bogen. Tyto systémy složené z železobetonových velkorozměrových prefabrikovaných segmentů se začaly vyvíjet po roce 1960.

Samostatným typem přesýpaných konstrukcí jsou také rámy a polorámy nejčastěji budované z železobetonu, případně z předpjatého betonu.

1.2. Praktické využití přesýpaných konstrukcí

Za přesýpanou konstrukci lze považovat různé typy dopravních a inženýrských staveb jako součást energetických a vodních infrastruktur, ale také podzemní garáže nebo například moderní nízkoenergetické domy, kde s využitím tenkostěnné přesýpané, nebo zahloubené klenby, resp. rámu může vzniknout velmi originální budova.

Nejrozšířenější jsou hloubené tunely stavěné metodou cut-and-cover pro silnice, dálnice a železniční tratě, a také přesýpané mosty. Ty jsou nejčastěji budovány při křížení silnice, nebo dálnice s komunikací nižší třídy. Jejich výhodou je volnější uspořádání komunikace ve srovnání s konvenčními mosty. Pro přemostění středních a menších rozpětí vychází hospodárněji využití tenkostěnné přesýpané klenby, která je při optimálním návrhu a započítání interakce se zásypem výhodnější alternativa než konvenční most. Nespornou výhodou přesýpaných konstrukcí je také minimální údržba.

V progresivních koncepcích nově budovaných silničních a dálničních staveb nachází stále častěji uplatnění tzv. ekologické mosty, které slouží jako nadchody, nebo podchody pro zvěř. Tyto ekodukty omezují fragmentaci krajiny oddělením biokoridorů od provozu dopravních staveb, důsledkem je šetrnější integrace nové liniové stavby do krajiny a také zvýšení bezpečnosti provozu.

1.3. Typy přesýpaných konstrukcí

Tato práce je zaměřena na přesýpané konstrukce, u kterých dochází k interakci se zásypem při přenosu zatížení. Takové jsou především klenby a zejména tenkostěnné klenby, do jisté míry i rámy a polorámy. Výhodou rámových konstrukcí je prostorové uspořádání, které umožňuje budování v místech omezených prostorových možnostmi. Jedná se ale většinou o ohybově tuhé konstrukce, u kterých je materiál zásypu uvažován jen jako zatížení.

Z hlediska materiálu lze přesýpané konstrukce / klenby dělit:

- kamenné a cihelné
- železobetonové monolitické, nebo prefabrikované
- ocelové, z vlnitého plechu
- dřevěné, z lepených lamel

Kamenné a cihelné klenby se aktuálně budují jen výjimečně v případech jednotlivých specifických konstrukcí, ve srovnání s železobetonovými a ocelovými klenbami, které jsou nejrozšířenější. Ocelové klenby jsou skládány z tenkostěnných segmentů vlnitého plechu, známými výrobci jsou např. Tubosider, ViaCon, Thyssen-Krupp. Výhodou těchto konstrukcí je především snadná manipulace při montáži, nízká hmotnost a menší citlivost na účinky sedání v důsledku flexibility ostění. Povrch vlnitého plechu je žárově zinkován ponorem a může být ještě opatřen např. epoxidovým nátěrem.

Výhodou železobetonové klenby ve srovnání s ocelovou je větší životnost a také menší citlivost na kvalitu zásypového materiálu a technologie výstavby při postupném zasypávání. Vlivem větší tuhosti průřezu jsou železobetonové klenby také odolnější na účinky zatížení dopravou. V současné době jsou s ohledem na rychlejší výstavbu rozšířenější prefabrikované klenby výrobců: BEBO, Matière, CON/SPAN, TOM2.

Samostatným speciálním typem jsou přesýpané konstrukce s dřevěnou klenbou. Jedná se o technicky zajímavé konstrukce, které ale vyžadují dodržení specifického technologického postupu, především izolačních vrstev a uložení klenby pomocí ocelových kloubů a také je vhodné využít vylehčený materiál pro boční zásyp klenby.

Práce je zaměřena na variantu železobetonových obloukových skořepin.

1.4. Realizované konstrukce

Přesýpané železobetonové klenby jsou tradiční a rozšířené konstrukce, které se dlouhodobě postupně vyvíjely, proto nelze jednoznačně určit nejvýznamnější přelomové stavby tohoto typu. Jak bylo už uvedeno za pionýry v oblasti železobetonových tenkostěnných přesýpaných oblouků lze považovat systém betonových prefabrikovaných segmentů Beton-Bogen, který vyvíjel ve Švýcarsku po roce 1960 Dr. Werner Heierli, a také paralelně vyvíjený prefabrikovaný systém Matière.

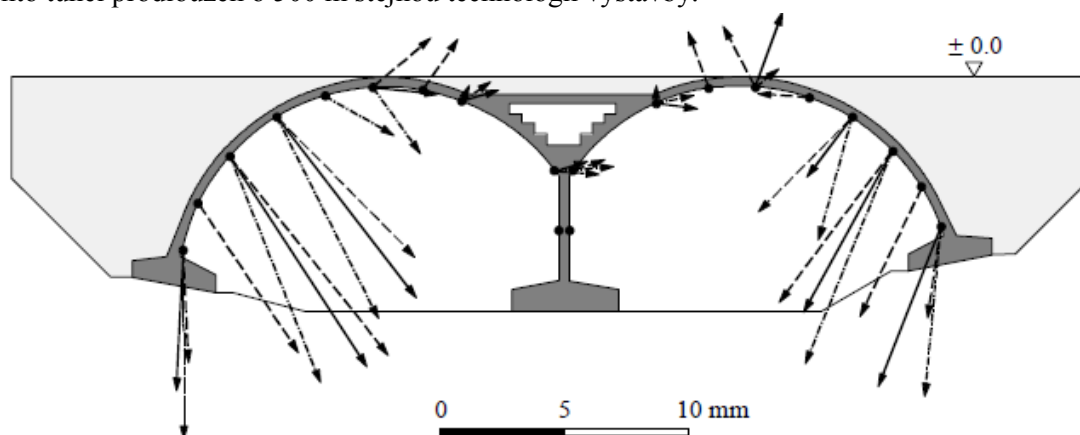


Obr. 1.4 Postupná výstavba prefabrikovaných segmentů systému BEBO (BEBO, 2013).

Rozvoj výpočetní techniky umožnil aplikovat metodu konečných prvků při statickém analyzování tenkostěnných přesýpaných obloukových konstrukcí velkých rozpětí (nad 20 m) a podrobné analýzy s vlivem interakce konstrukce a zeminy, a také využití pokročilých materiálových modelů a geometricky nelineárních výpočtů se zahrnutím postupné výstavby.

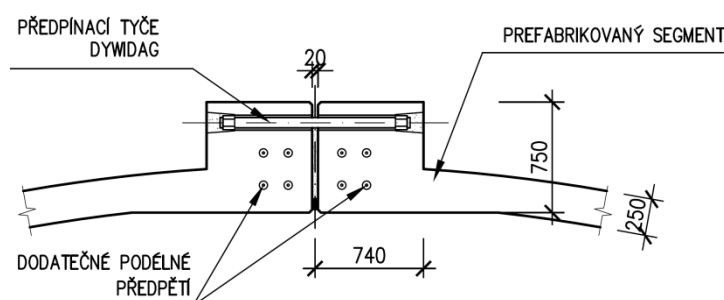
V této kapitole jsou prezentovány štíhlé železobetonové přesýpané klenby, tunely, příp. obloukové mosty větších rozpětí, u kterých bylo při návrhu započítán vliv spolupůsobení se zásypem a také technicky zajímavé přesýpané konstrukce klenuté geometrie.

Příkladem využití monolitické technologie betonu je železobetonový tunel stavěný metodou cut-and-cover, který byl koncem 70. let vybudován ve Švýcarsku na dálnici N1 na obchvatu Bernu. Příčný řez 550 m dlouhého tunelu je tvořen z dvou tunelových trub se společnou střední stěnou. Rozpětí této subtilní klenby je 2×15.75 m, tloušťka železobetonové skořepiny je 350 mm. Výsledky měření deformací ostění a zemního tlaku na povrch klenby prezentovali (Kovári & Tisa, 1982). V roce 2005 byl tento tunel prodloužen o 500 m stejnou technologií výstavby.



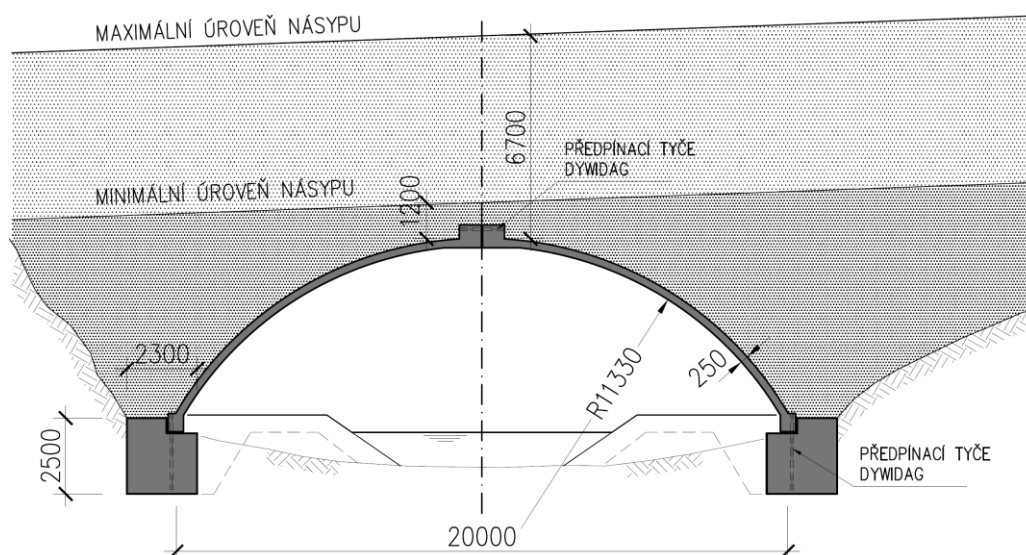
Obr. 1.5 Brünen Tunnel na dálničním obchvatu Bernu, se zobrazením vektorů posunutí naměřených ve 3 řezech po délce tunelu (Kovári & Tisa, 1998).

V roce 1986 byly při stavbě dálnice Coquihalla Highway v Britské Columbii realizovány 3 přespané obloukové mosty s rozpětím 20 m a délkou 65 m sestavené z železobetonových prefabrikovaných segmentů o hmotnosti 25 t a šířky 2.5 m. Třída betonu prefabrikovaných segmentů přibližně odpovídá třídě C 50/60. Patka segmentů je k základovému pasu vetknuta předpínacími tyčemi Dywidag $\varnothing 55$ mm, ve vrcholu klenby jsou segmenty rozšířené do ztužujícího hřebenového nosníku (Obr. 1.7), ty jsou sepnuté předpínacími tyčemi $\varnothing 55$ mm.



Obr. 1.6 Přespaný obloukový most - Coquihalla Highway, detail spojení segmentů ve vrcholu.

Na účinek bodového zatížení jsou segmenty předepnuty ve vrcholu ve vytvořeném nosníku kolmo k ose dálnice pomocí kabelů $\varnothing 15$ mm. Základové pasy byly plošně založeny na kompaktním skalním podloží a částečně na zemině s únosností 950 kPa. Použití štíhlých prefabrikovaných segmentů s tloušťkou 250 mm umožnila podrobná analýza FE modelu na univerzitě ve Vancouveru. Návrh této konstrukce vypracoval a publikoval (Hebden, 1986).



Obr. 1.7 Přespaný obloukový most - Coquihalla Highway, příčný řez.

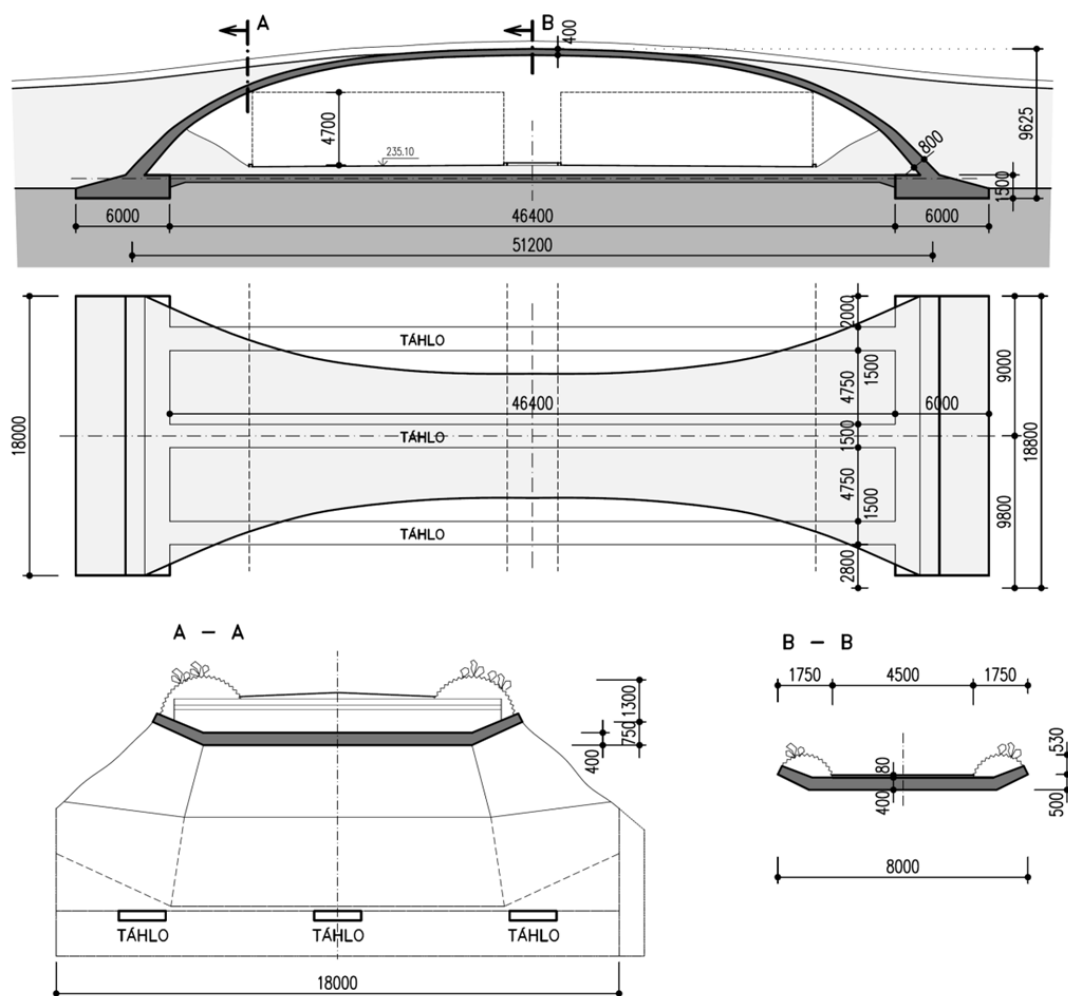
Podobný koncept prefabrikovaných předpjatých betonových segmentů byl v roce 1991 využit při výstavbě 173 m dlouhého hloubeného tunelu na dvoukolejné trati u Edmontonu v Albertě, (Montgomery, et al., 1993). Při montáži segmentů klenby rozpětí 19.6 m nebyl přerušen provoz na trati. Nad tunelem se šikmo s tratí kříží 4 proudová dálnice Yellowhead Highway.



Obr. 1.11 Výstavba přesýpaného obloukového mostu – Stuttgart (Holgate, 1997).

Efektní konstrukci využívající koncept přesýpané klenby navrhl Schleich v centru Stuttgartu (Oster, et al., 1992). Pro přemostění rušné Cannstatter Straße s víceproudou komunikací a propojení městského parku Bundesgartenschau (BGS) s parkem Schloßgarten byla v roce 1977 vybudována jednoduchá oblouková konstrukce s čistými liniemi a působivým tvarem.

Rozpětí přesýpaného obloukového mostu je 51.2 m, tloušťka skořepiny ve vrcholu je 0.4 m, ve vetknutí do základů 0.8 m. Horizontální síla je zachycena trojicí předpjatých pásů mezi základy pod úrovní vozovky. Toto zajímavé technické řešení přesýpané subtilní betonové skořepiny autoři nazývají „zelený most“.



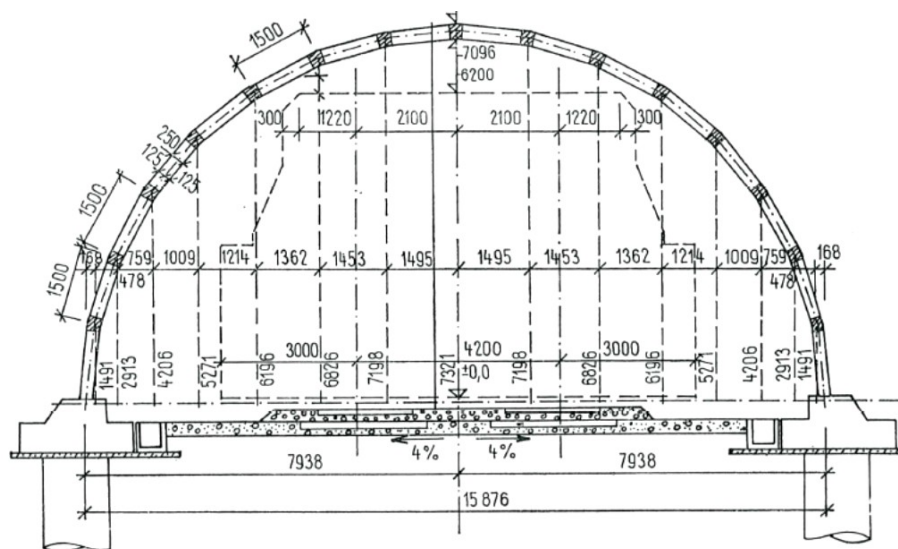
Obr. 1.12 Podélný řez, půdorys (Oster, et al., 1992).



Obr. 1.13 Přesýpaný obloukový most – Stuttgart (Holgate, 1997).

1.4.1. Konstrukce realizované v České Republice

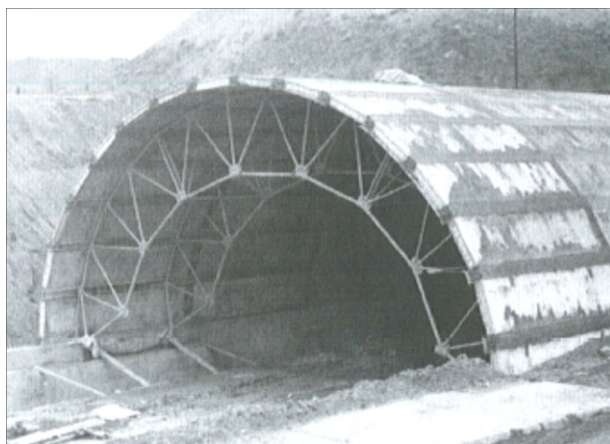
Technologie výstavby tenkostěnných betonových kleneb byla v České Republice, resp. v Československu využita poprvé v roce 1974 při stavbě hloubeného tunelu na dvoukolejné trati Chomutov – Cheb (Barták, 2007). Ostění 210 m dlouhého tunelu je tvořeno z prefabrikovaných panelů systému BEBO ve dvou tloušťkách: 1. úsek s výškou nadnásypu maximálně 3.5 m 250 mm; 2. úsek s výškou nadnásypu 3.5 – 10 m 300 mm. Prefabrikáty rozměrů 1.25×5.75 m jsou z betonu třídy B 330, což odpovídá přibližně C 25/30.



Obr. 1.14 Příčný řez tunelu na trati Chomutov – Cheb (Janda, et al., 1988).

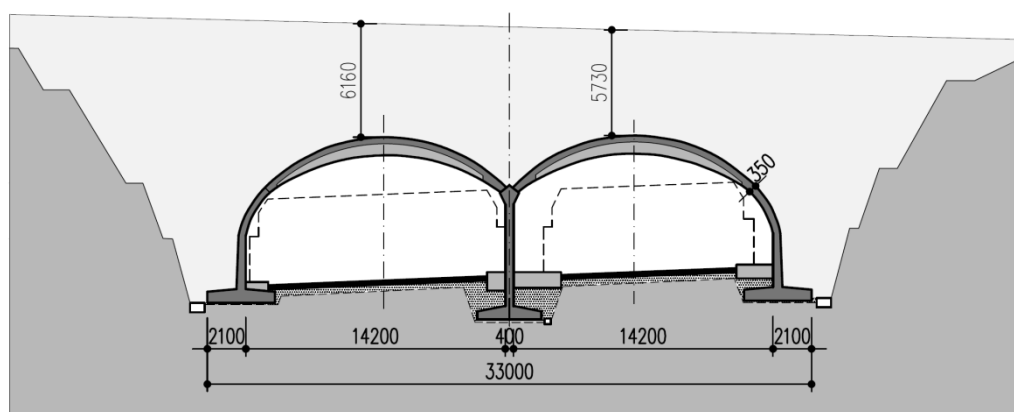
Podloží je tvořeno zvětralými loketskými granity karlovarského plutonu, úsek 1 je založen na pilotách $\varnothing 1.22$ m vetknutých do skalního podloží, úsek 2 je založen plošně.

Podrobná analýza interakční úlohy, metodiku návrhu tenkostěnné přesýpané klenby a měření byly publikovány v následujících článcích: (Barták & Buček, 1977), (Barták & Buček, 1991).



Obr. 1.15 Hloubený tunel na trati Chomutov – Cheb při výstavbě (Janda, et al., 1988).

Hloubený tunel ze dvou tubusů se společnou střední stěnou slouží k zachování biokoridoru a umožňuje přechod zvěře přes rychlostní silnici R35 Lipník nad Bečvou – Olomouc. Tunel délky 93.4 m byl v roce 1998 vybudován z betonových prefabrikátů systému Matière. Prefabrikáty z betonu C 35/45 mají proměnnou tloušťku 0.25 - 0.6, horní klenbové segmenty jsou vyztužené žebry.



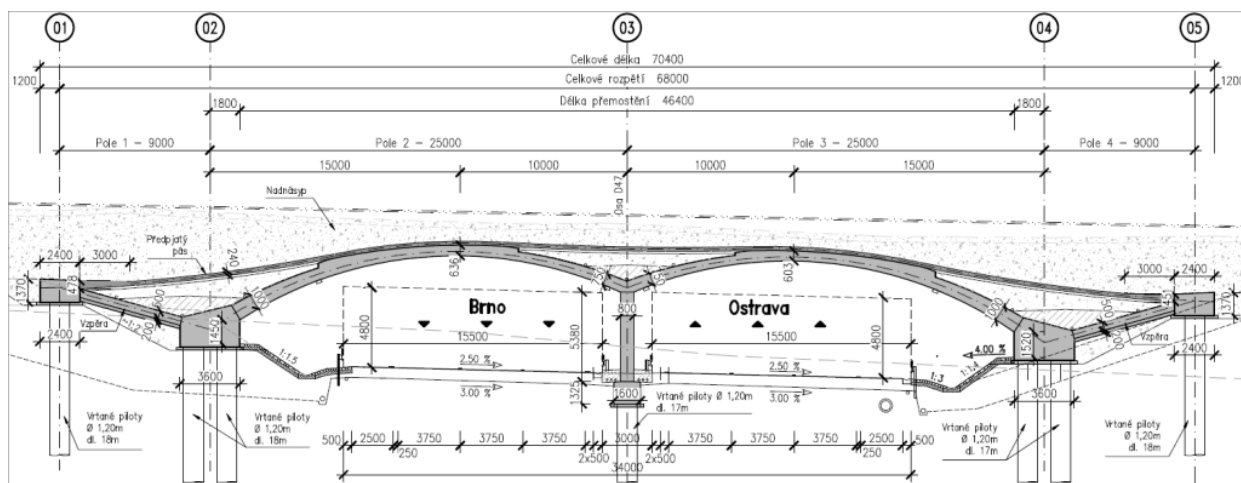
Obr. 1.16 Prefabrikovaný přesýpaný tunel, Lipník nad Bečvou – Olomouc.

Klenbové segmenty tunelu jsou založeny plošně, s ohledem na velký podélný spád bylo provedeno podinjektování patek cementovou maltou (Barták, 2007).



Obr. 1.17 Prefabrikovaný přesýpaný tunel, Lipník nad Bečvou – Olomouc (Barták, 2007).

Originální konstrukce byla postavena v roce 2007 na dálnici D47. Obloukový přesýpaný most slouží k převedení silnice 3. třídy a potoku přes dálnici. Konstrukce je tvořena dvěma plochými klenbami uloženými na střední stěně, vnějšími šikmými tlačnými vzpěrami, horizontální oblouková síla je zachycena předpjatými pásy situovanými nad klenbami (Svoboda & Stráský, 2010).

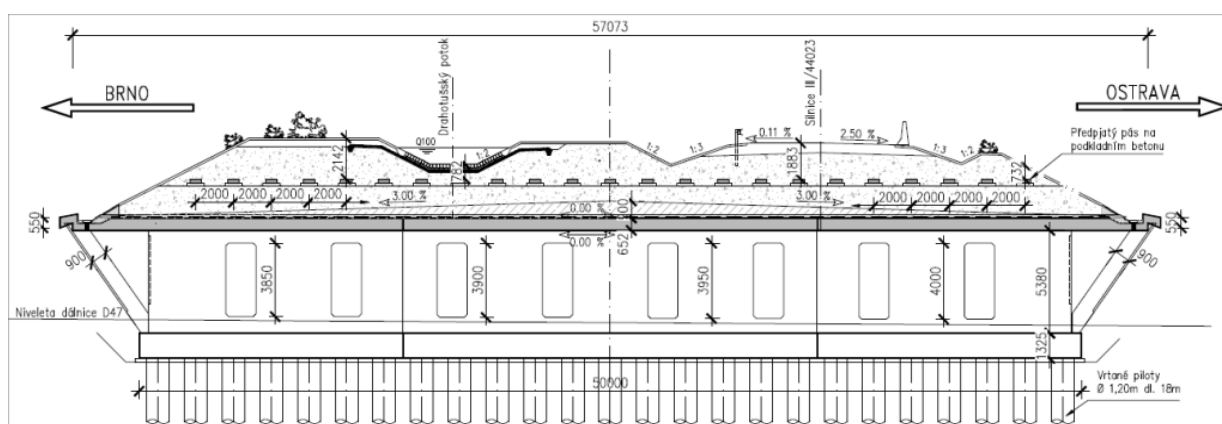


Obr. 1.18 Přesýpaný obloukový most – podélný řez.

Předpjaté pásy jsou přitíženy zeminou nadnásepů, klenba je ve vrcholu přitížena radiálními silami z předpjatých pásů, kombinace předpjatých pásů s plochými oblouky vytváří tzv. samokotvenou konstrukci, která na základy působí pouze svislými účinky.

Efektivní a sofistikované technické řešení vyplynulo z lokálních geologických poměrů a prostorového uspořádání. Monolitické betonové klenby z betonu C 30/37 mají proměnnou tloušťku: ve vrcholu 600 mm, ve vetknutí do základového pásu 1000 mm.

Obloukový most je založený na vrtaných pilotách $\varnothing 1.20$ m, podloží je tvořeno jíly třídy F8.



Obr. 1.19 Přesýpaný obloukový most – příčný řez.

Zajímavý koncept obloukového přesypaného mostu byl v roce 2008 realizován na Slovensku u Popradu, na úseku Mengusovce - Jánovce dálnice D1.

Nosný systém dřevěné tří-klobové klenby je tvořen z obloukových lepených lamelových nosníků. Klenba je založena plošně na železobetonových pasech, rozpětí je 36 m (Matějů, 2008). Inovativní bylo také řešení zásypu klenby z lehčeného kameniva Liapor s objemovou hmotností 300 kg/m^3 .



Obr. 1.20 Přesypaný dřevěný ekodukt, Poprad - výstavba (Matějů, 2008).



Obr. 1.21 Přesypaný dřevěný ekodukt, Poprad - výstavba (Matějů, 2008).

1.4.2. Srovnání prezentovaných konstrukcí

V tabulce jsou porovnány základní konstrukční parametry prezentovaných přesypaných klenbových konstrukcí, a také srovnání poměrného vzepětí (f/l) a štíhlosti (d/l) těchto konstrukcí.

Tab. 1.1 Srovnání základních parametrů prezentovaných konstrukcí.

		Hloubený tunel, Bern	Obloukový most, Coquihalla Highway	Hloubený tunel, Alberta - Obed	Zelený most, Stuttgart	Ekodukt přes Trans-Canada Highway	Hloubený tunel na trati Chomutov – Cheb	Přesypaný tunel – ekodukt, Lipník	Přesypaný obloukový most	Dřevěný ekodukt, Poprad
Rozpětí	[m]	15.75	20	19.55	51.20	17.0	15.876	14.40	23.50	36.0
Vzepětí	[m]	5.30	6.20	9.60	7.975		7.22		2.875	9.0
Poměrné vzepětí	[-]	0.337	0.310	0.491	0.156		0.456		0.122	0.250
Tloušťka	[m]	0.35	0.25	0.3	0.4/0.8		0.25/0.3	~0.35	0.5-1.0	
Štíhlost oblouku	[-]	$1/45$	$1/80$	$1/65$	$1/128$		$1/64$	$1/41$	$1/47$	

1.5. Teoretické pozadí přesypaných konstrukcí

Koncept přesypané klenbové konstrukce je efektivní kombinace klenby a hutněného zásypu, které společně přenášejí zatížení násypu nad klenbou. V případě subtilního průřezu klenby dojde k aktivaci pasivních zemních tlaků při pružné deformaci klenby. Vliv interakce při přenosu zatížení na povrchu je významný a toto staticky účelné řešení je efektivní a hospodárnou konstrukcí. Tenkostěnné – flexibilní přesypané klenby ale vyžadují podrobnou analýzu, nemůže být opomenuto působení ve fázích výstavby.

Působení a zatížení konstrukcí, které jsou budované v rámci technologie výstavby postupným zasypáváním a stávají se součástí umělých násypů nelze srovnávat s klasickými tunely. Problematika objektů budovaných v původních horninách se liší rozdílným působením tlaků na konstrukci tunelu v plně zkonsolidovaném prostředí.

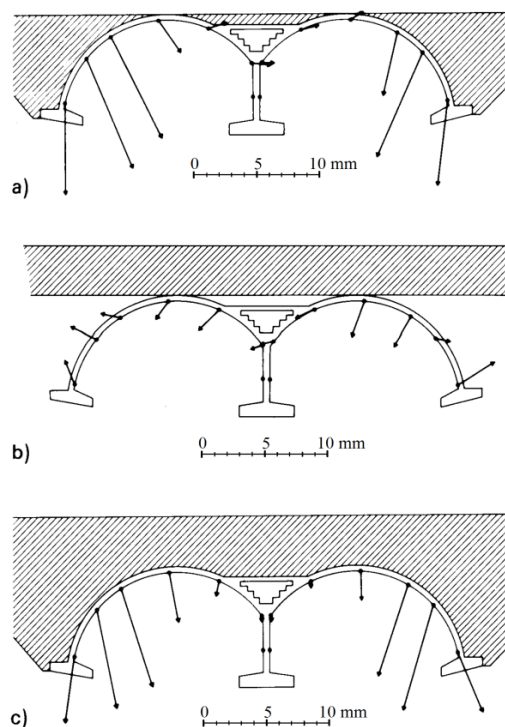
Pro případ zemních tlaků na zasypané objekty, jako jsou potrubí a menší propustky budované v umělých zemních tělesech, lze využít analytické řešení Marstona (Marston & Anderson, 1913), anebo Spanglera (Spangler, 1956) založené na předpokladech výpočtu rýhového zatížení. Tato teorie předpokládá rovnoměrné rozdělení svislého napětí nad objektem a uvažuje následující stálé zatížení: zatížení násypem shora, zatížení násypem zdola, vlastní tíhu objektu a tření ve svislých tečných rovinách. Předpoklad rýhového zatížení ale platí pro objekty uložené ve větší hloubce násypu relativně k rozměru zasypaného objektu. Pro návrh a výpočet přesypaných konstrukcí větších rozpětí, řešených v této práci, lze však převzít z teorie rýhového zatížení jen některé obecné předpoklady.

Přesypané a hloubené objekty se zpravidla budují s maximálně 10 m mocným násypem nad vrcholem klenby. Výjimkou jsou hloubené tunely, u kterých je v případě geologických podmínek výhodnější metoda cut-and-cover než klasická podzemní ražená technologie.

1.5.1. Statické působení přesypané klenby

Dostatečná únosnost subtilní klenbové konstrukce je získána spolupůsobením se zemním kontinuem. Základním předpokladem návrhu tenkostěnné přesypané klenby je vystihnout působení zemního zásypu a započítání interakce konstrukce s bočním hutněným zásypem při přenosu zatížení. Zatížení tíhou nadnásypu a přitížení povrchu proměnným zatížením vede k příčné deformaci klenby (Obr. 0.22b), proti které působí reakce zeminy, která je uvažována přímo úměrná deformaci. Pro zvyšující se zatížení se zvyšuje v závislosti na horizontálním modulu podloží odpor zeminy, což příznivě ovlivňuje napjatost v průřezu klenby, reakce podloží však musí odpovídat reálnému zemnímu tlaku. Zemní tlaky jsou popsány v samostatné kapitole.

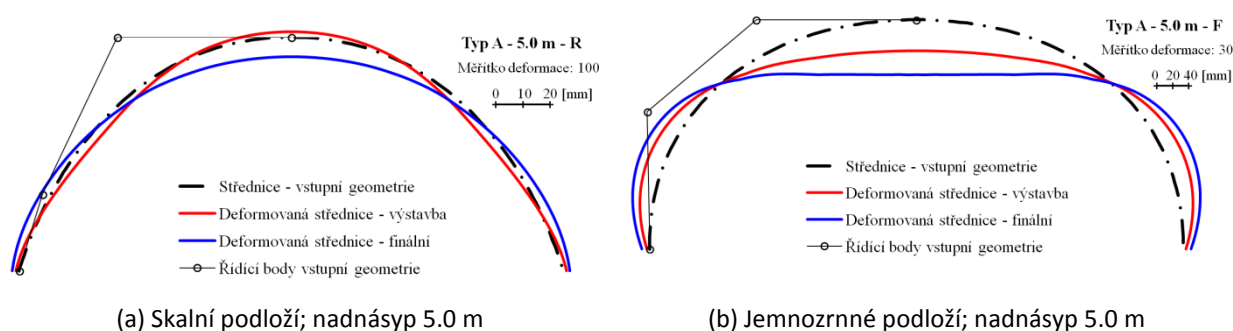
Vektory posunutí z měření deformací tenkostěnné klenby, tunelu s vnitřní stěnou, jsou zobrazeny na Obr. 0.22. Při zasypání po vrchol klenby (a) je ostění tlakem bočního zásypu vtlačeno směrem dovnitř a vrchol mírně vytlačen nahoru,



Obr. 1.22 Brünner tunel v Bernu, měřené deformace: a) zásyp po vrchol; b) rozdíl; c) celková s nadnásypem 4 m (Kovář & Tisa, 1982).

celkové posuny (c) vykazují symetrickou deformaci klenby a převážně svislé posuny. Posunutí reprezentující efekt rozprostření nadnásypu (b) jsou vypočítány z rozdílu posunutí při zásypu po vrchol a finálního zasypání. Z rozdílu je patrné zatlačení klenby zpět do bočního násypu v důsledku přetížení nad vrcholem klenby, je aktivován odpor zeminy uvedený v předchozím odstavci.

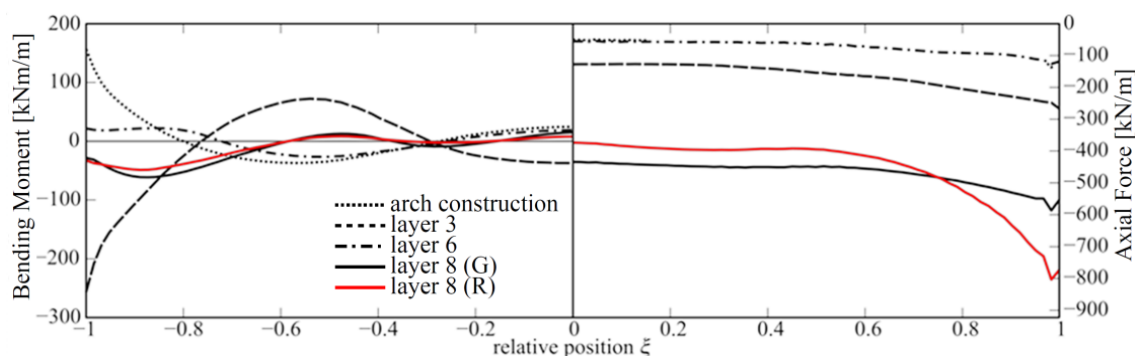
Chování štíhlé klenby v průběhu zasypávání je prezentováno na Obr. 1.23, (a) výpočtový model na skalním podloží, (b) na jemnozrnném podloží. Deformace střednice modelu na skalním podloží vypočítané v rámci parametrické studie (prezentované v příloze C) je v souladu s teoretickými předpoklady popsány v úvodu kapitoly i s výsledky měření deformace tunelu v Bernu. Pro porovnání je prezentováno chování klenby na měkkém jemnozrnném podloží, deformace přesýpaných klenob s různým vzepětím a budované na různých podložích jsou porovnány v kapitole 6.2.1.



Obr. 1.23 Deformace střednice štíhlé klenby v průběhu výstavby (deformace je 100×; 30× zvětšena).

Klenbové konstrukce přenáší zatížení do podpor převážně tlakovými vnitřními silami, proto je výhodné jejich provádění z materiálu, který působí v tlaku. Ohybové namáhání průřezů lze minimalizovat při návrhu geometrie střednice klenby ve výslednicovém tvaru. Při nalezení tlakové čáry od stálého zatížení a stanovení výslednicového tvaru střednice, jsou průřezy klenby při působení stálého zatížení namáhány centrickým tlakem, což je z hlediska využití betonu velmi hospodárné.

Pro návrh tenkostěnných přesýpaných konstrukcí je ale také zásadní analýza postupné výstavby, v důsledku postupného zasypávání dochází k rozdílnému působení zatížení na klenbu ve srovnání s působením klenby v provozním stavu, jak je prezentováno v následujícím grafu Obr. 1.24. Rozdílné namáhání klenby je patrné z proměnného ohybového momentu, a také z narůstající normálové síly.



Obr. 1.24 Vývoj ohybového momentu a normálové síly v průběhu výstavby na hrubozrnném podloží (G).

V případě přesýpané konstrukce v rámci násypu komunikace musí být analyzován vliv lokálního zatížení od dopravy. Vliv výšky nadnásypu a efekt variace napětí od lokálního zatížení je porovnáno v následujícím grafu normálového napětí σ_x na dolním povrchu klenby od stálého zatížení ve fázi

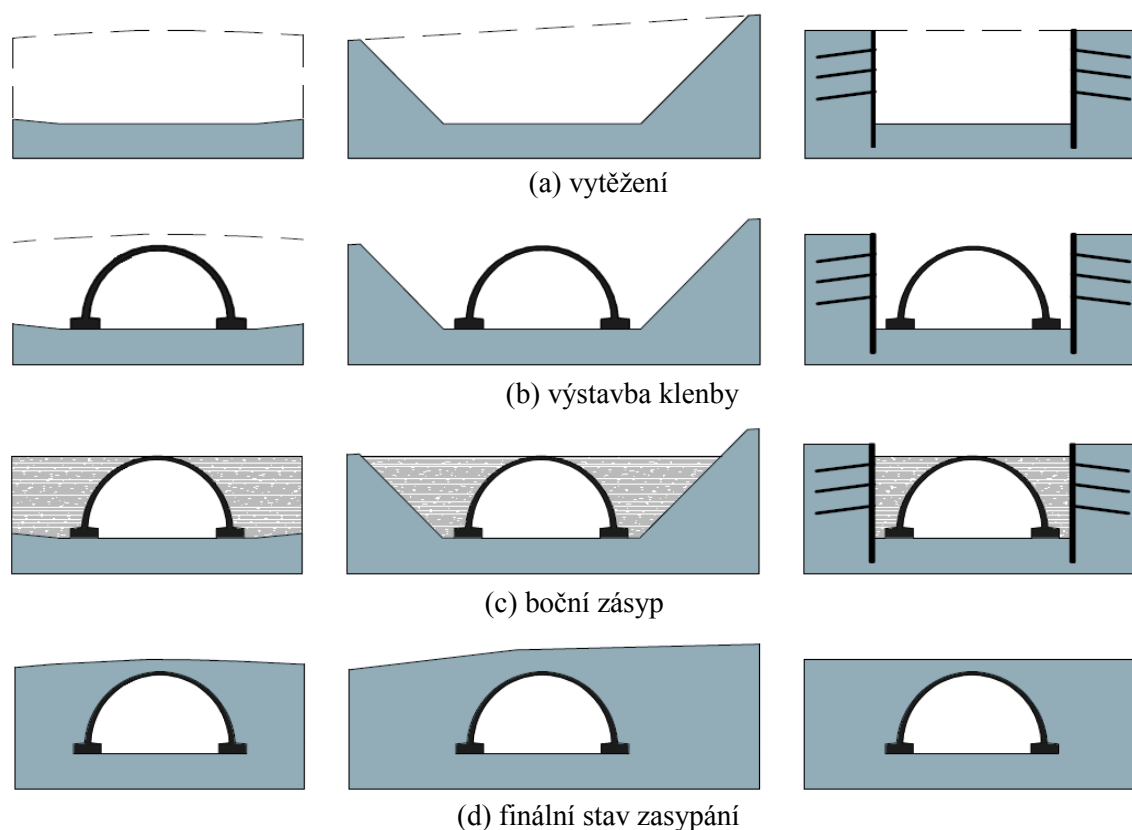
Boční násyp – „Backfill“, nebo také „Fill“ – oblast mezi aktivní zónou a původní zeminou, nebo navazujícím zemním tělese, liší se materiálem a nižším deformačním modulem než *Aktivní zóna*.

Nadnásyp – násyp, přesypávka nad vrcholem klenby, většinou ze stejného materiálu jako boční násyp.

Budou uváděny různé názvy, např. přesypaný obloukový most, hloubený tunel, přesypaná konstrukce v závislosti na kontextu, ale vždy se bude jednat ze statického hlediska o přesypanou klenbu.

1.5.3. Postup výstavby

Přesypané konstrukce situované v násypu mají základovou spáru v úrovni původního terénu. Podzemní stavby hloubené bývají nejběžněji budovány ve vytěžených svahovaných stavebních jámách a zářezech, s ohledem na geologii a při omezených prostorových možnostech s podporou pažených stěn. Schéma výstavby s postupným zasypáním klenbové konstrukce do finální konfigurace zemního tělesa je na Obr. 1.27 prezentováno ve třech variantách.



Obr. 1.27 Postup výstavby přesypaných konstrukcí; vprostřed v zářezu; vpravo s využitím pažících stěn.

Schéma variant přesypaných konstrukcí jsou rozkresleny v příloze D: (i) podle využití: přesypané obloukové mosty, hloubené tunely, ekodukty; (ii) podle typu konstrukce: klenba, samokotvený oblouk, polorám; (iii) podle typu založení: plošně, na pilotách a s využitím táhla mezi základy klenby.

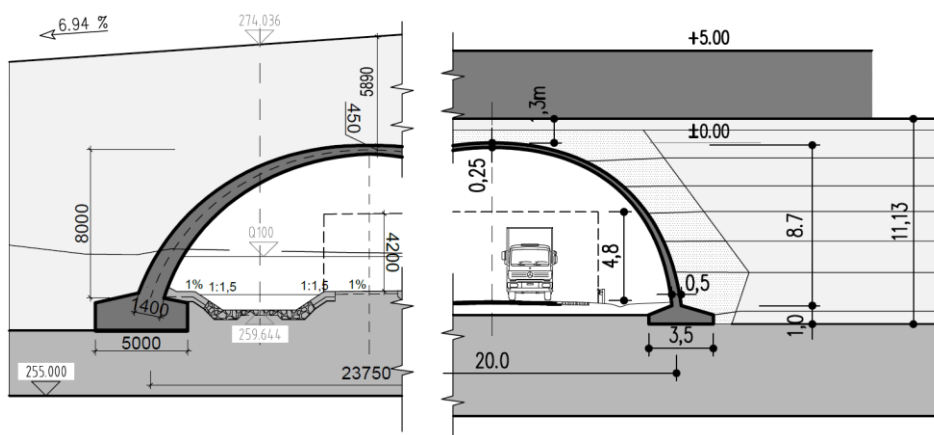
1.6. Současný stav problematiky

Aktuálně jsou tyto tradiční konstrukce často navrhovány v dopravních stavbách především ze dvou důvodů: (i) ve srovnání s konvenčními mosty jsou přesýpané klenby nejlevnější konstrukcí a také jsou v podstatě bezúdržbové; (ii) v konceptu moderních liniových dopravních staveb umožňují snižovat negativní vliv fragmentace krajiny; (iii) samostatnou kapitolou je tradiční využití přesýpané klenby v oblasti hloubených tunelů.

Konstrukční řešení obloukových přesýpaných konstrukcí prošlo dlouhým vývojem, jak bylo uvedeno v úvodu. V oblasti železobetonových klenutých konstrukcí byl důležitým přelomem vývoj tenkostěnných prefabrikovaných systémů na počátku 60. let a zkoumání principů interakce betonové skořepiny se zeminou při přenosu zatížení.

Při navrhování přesýpaných konstrukcí by měla být hlavním cílem snaha o optimální využití konstrukčních materiálů z hlediska funkčnosti a odolnosti. V současnosti lze pro podrobné analýzy interakčních úloh vytvářet komplexní výpočtové modely s využitím FEM software s nelineárními materiálovými modely zemin.

Na problematiku návrhu a modelování přesýpaných konstrukcí bývá nepřesně nahlíženo ze dvou perspektiv: i) z hlediska geotechniky, kdy jsou podrobně analyzovány zeminy v podloží a v hutněném zásypu, zatímco je opomíjen optimální návrh klenby; ii) z hlediska „mostařského“, kdy je podrobně analyzována klenbová konstrukce, ale je zanedbán vliv zásypu, což vede ke špatnému stanovení okrajových podmínek modelu, má za následek přisouzení nosné funkce jen klenbě a to je důsledkem předimenzování konstrukce, viz následující srovnání:



Obr. 1.28 Srovnání geometrií: vlevo příklad projektované klenby s rozpětím 23.75 m; vpravo výstup z optimalizační studie komplexního výpočtového modelu, použitelné pro předchozí prostorové uspořádání.

Při návrhu přesýpaných obloukových konstrukcí lze využít některé empirické přístupy, např. (Duncan, 1979), (Abdel-Sayed, et al., 1993) nebo (McGrath, et al., 2002), nicméně není stanovený jednotný prakticky použitelný postup odrážející současné poznatky a proto je k dosažení efektivního návrhu pro klenby s rozpětím větším než 8 m vhodné vytvářet komplexní výpočtové FE modely.

1.7. Cíle disertační práce

Po provedení rešerší mapujících vývoj a současný stav řešené problematiky byl jako hlavní cíl práce k analýze tenkostěnných přesýpaných betonových oblouků stanovena metodika výpočtů s přesahem do oblasti geotechnických úloh a matematického modelování zemin. Tato práce by měla v rámci komplexní analýzy propojit problematiku zemních tlaků, mechanického chování zemin typicky řešenou v geotechnických úlohách s problematikou stavebních konstrukcí, jako je navrhování štíhlých oblouků. Po verifikaci komplexních výpočtových modelů konstrukčního systému přesýpaných konstrukcí budou aplikovány aktuální optimalizační metody za účelem progresivního návrhu těchto tradičních konstrukcí.

Cílem práce je vystihnout mechanické chování zemního zásypu a aplikovat tyto poznatky při analýze interakční úlohy s využitím aktuálních materiálových modelů zemin v komplexním výpočtovém modelu. Pro účely podrobné analýzy je nutné vyvinout praktickou metodiku k vytváření komplexního výpočtového modelu, který bude predikovat působení integrovaného konstrukčního systému s vlivem proměnných zemních tlaků při postupné výstavbě.

Současně s pochopením mechanického chování zemin musí být zohledněna technologie zásypu k přesnějšímu vystižení interakce, a také reflektován vliv hutnění na velikost zemních tlaků.

V rámci vyhodnocení velkého množství komplexních výpočtových modelů různých geometrií a typů podloží jsou analyzovány vybrané problémy přesýpaných konstrukcí, na které při běžném návrhu konkrétní konstrukce v praxi není prostor, jako je např. vliv lokálního zatížení v závislosti na výšce nadzásypu a vliv postupné výstavby. Výstupy z výpočtu jednotlivých konfigurací budou vyhodnocena a porovnány v grafech, z kterých lze definovat vzájemné relace mezi jednotlivými typy.

Přínosem pro inženýrskou praxi a druhým hlavním cílem práce je nalezení optimálních geometrií pro běžné případy přesýpaných konstrukcí a zdůraznění vzájemných závislostí geometrie střednice podle typu podloží, výšky násypu a podle poměrného vzepětí klenby.

Cílem studie optimální geometrie je vytvořit podklad pro počáteční návrh přesýpané obloukové konstrukce, kde budou na základě výsledků parametrických studií pojmenovány jednotlivé vlivy a prezentovány výslednicové geometrie pro jednotlivé konfigurace.

Poznatky získané z rozsáhlé analýzy přesýpaných konstrukcí v této práci by měly sloužit k praktickému využití pro efektivnější navrhování těchto klasických konstrukcí a umožnit účinné řešení nových progresivních návrhů obloukových konstrukcí s vlivem interakce.

Kapitola 2

Zeminy v přesýpaných konstrukcích

Zeminy a horniny tvoří prostředí, v němž se přesýpané tenkostěnné konstrukce budují a jsou jednou z inženýrských konstrukcí, kde je zemina hlavní stavební hmotou. Nosný systém tenkostěnných přesýpaných konstrukcí tvořený betonovou skořepinou spolupůsobící s hutněným zásypem je uložen na základové půdě. Na vzájemnou interakci mezi klenbou a zemním prostředím mají vliv mechanické vlastnosti zemního prostředí.

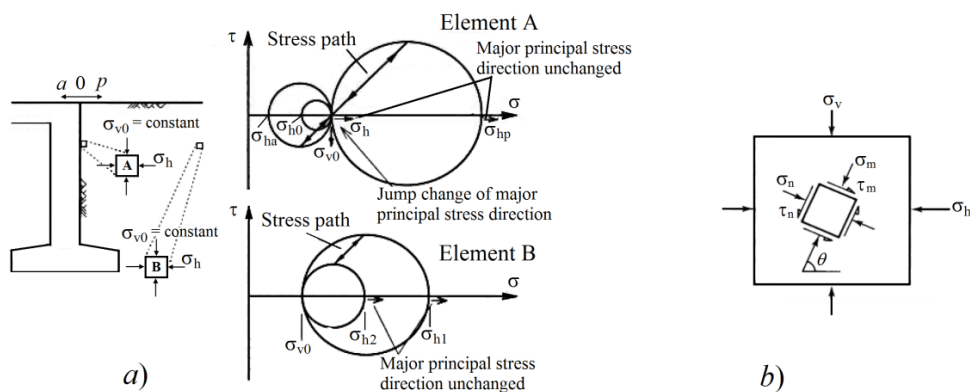
Zeminy a horniny (v širším kontextu partikulární látky) tvoří vícefázový systém, který se skládá z vzájemně se dotýkajících pevných částic, vody a vzduchových mezer. Pevná částice, jako část nosného skeletu bývá označována jako strukturní prvek (Feda, 1977).

Mechanické chování partikulární látky je složitým odrazem její struktury, tj. v podstatě pohybové anatomie pevných částic. Proto se zásadně liší od mechanického chování materiálu (kontinua), tvořícího pevné částice (Feda, 1977). Mechanické vlastnosti určuje podíl jednotlivých fází a stav napjatosti v zemním tělese. Pro praktické inženýrské účely se stanovují mechanické vlastnosti, jako např.: pevnost, stlačitelnost, propustnost, ad.

Ve vícefázovém systému partikulárních látek působí napětí rozdílně v jednotlivých fázích, toto chování formuloval Terzaghi jako princip efektivních napětí:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

Totální normálové napětí σ se skládá ze dvou částí, efektivního σ' , působícího mezi zrny a z napětí neutrálního (pórového) u . Je nutné znát totální i neutrální napětí a sledovat napětí pevné a kapalně fáze odděleně, neboť měřitelné projevy napětí jako např. stlačení, změna tvaru a změna smykového odporu (deformace a pevnost zeminy) jsou způsobeny výhradně změnou efektivního normálového napětí. Voda v pórech na rozdíl od zrn zeminy přenáší pouze tlak, nikoliv smykové napětí.



Obr. 2.1 Znáznornění stavu napjatosti v zásypu (England, et al., 2000).

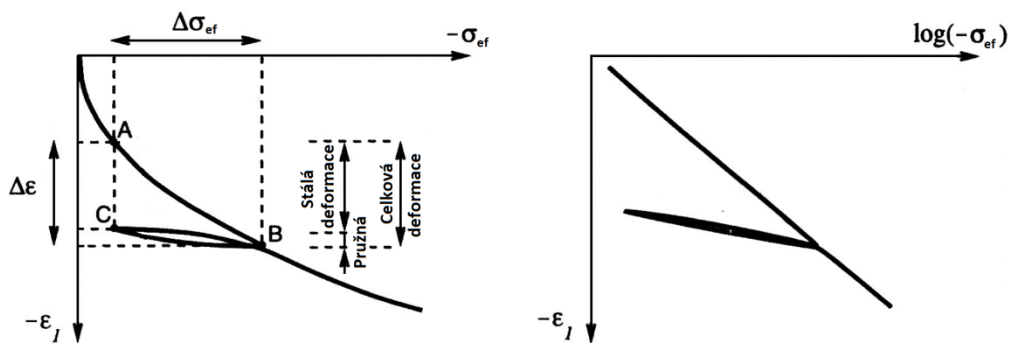
2.1. Mechanické chování zemin

2.1.1. Vztah mezi napětím a deformací v zemině

Zjišťování stavu napjatosti v zemním tělese a také výpočet stlačení vyžadují znalost deformační charakteristiky zeminy, která ovlivňuje použití konstitutivního vztahu. V případě elastického a lineárně pružného-ideálně plastického se určuje Youngův modul pružnosti E , který je analogií modulu přetvárnosti E_{def} (Jesenák, 1985). V tomto případě jde o deformační charakteristiku, která je závislá na stavu, a proto je hodnota závislá na oboru napětí, pro který je stanovena. Pro zeminy je tedy charakteristický nárůst modulu s hloubkou. Prakticky se nárůst tuhosti projevuje zmenšováním stlačitelnosti zemin s hloubkou.

Pro určení modulu přetvárnosti E_{def} resp. Youngova modulu pružnosti E je nejvhodnější triaxiální zkouška. Pro účely praxe se však nejčastěji využívá edometrická zkouška, kdy se předpokládá mezi jednotlivými zatěžovacími cykly lineární závislost. Při této zkoušce se v laboratoři v edometrickém přístroji při jednoosém stavu deformace určuje edometrický modul E_{oed} . Laboratorní zkouška probíhá v ocelové objímce přístroje za předpokladu deformace vzorku zeminy pouze ve směru zatěžování.

$$E_{\text{oed}} = \frac{d\sigma_{\text{ef}}}{d\varepsilon} \quad (2.2)$$



Obr. 2.2 Vyhodnocení edometrické zkoušky.

Vztah mezi deformačním a edometrickým modulem je definován rovnicí:

$$E_{\text{def}} = \left(1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}\right) \cdot E_{\text{oed}} \quad (2.3)$$

Výslednou hodnotu E_{def} lze také získat dodatečným přepočtem sedání zemního tělesa řešením výpočtu napjatosti a přetvoření pružného poloprostoru, anebo ze statické zatěžovací zkoušky deskou (Mencl, 1966)

$$E_{\text{def}} = \frac{\Delta\sigma_i \cdot d \cdot (1 - \nu^2) \cdot \alpha}{\Delta s_i} \quad (2.4)$$

Kde:

- σ_i ... průměr zatěžovací desky,
- ν ... Poissonovo číslo,
- Δs_i ... přírůstek sedání desky pro odpovídající přírůstek napětí $\Delta\sigma_i$,
- α ... průměr zatěžovací desky (dokonale tuhá deska $\alpha = 0.79$).

Dalšími důležitými parametry tuhosti mimo deformačního modulu E_{def} jsou s ohledem na chování zemin smykový modul G a objemový modul K . Blok materiálu zatížený smykovým napětím τ při kterém dochází k distorzi je prezentován na Obr. 2.3b. Při stlačování na Obr. 2.3a dochází ke změně velikosti, zatímco při distorzi vyvolané smykem dochází ke změně tvaru, obecné zatížení vyvolává změnu velikosti i tvaru zároveň (Atkinson, 2007). Schéma na Obr. 2.3 ukazuje dva základní aspekty chování materiálů: tuhost a pevnost. Pro vztah mezi napětím a přetvořením platí:

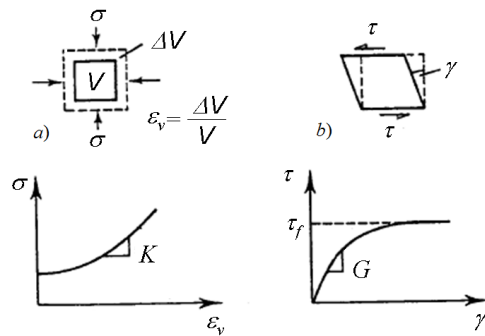
Vztah mezi smykovým napětím a přetvořením definuje smykový modul G . Za předpokladu izotropní látky platí mezi Youngovým modulem pružnosti E a smykovým modulem G vztah:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.7)$$

Všesměrné objemové napětí, které vyvolá stlačení tělesa na nulový objem se označuje jako objemový modul:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.8)$$

$$K = \frac{d\sigma}{d\varepsilon_v} \quad (2.5) \quad G = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (2.6)$$



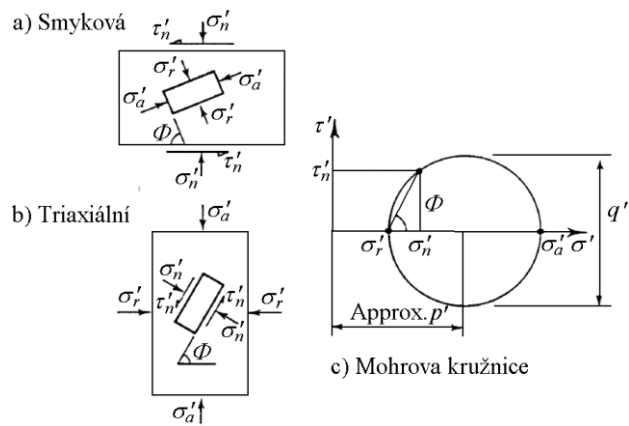
Obr. 2.3 Stlačení a distorze, objemový a smykový modul (Atkinson, 2007).

K určení smykového modulu zemin G slouží triaxiální a smyková krabicová zkouška, objemový modul K slouží triaxiální zkouška. Vzájemný vztah mezi napětími je prezentován na Mohrově kružnici (Obr. 2.4c). Z parametrů těchto rozšířených zkoušek lze stanovit moduly tuhosti podle následujících vztahů

$$G' = \frac{d\tau'}{d\gamma} \quad (2.9)$$

$$3G' = \frac{dq'}{d\varepsilon_s} \quad (2.10)$$

$$K' = \frac{dp'}{d\varepsilon_v} \quad (2.11)$$



Obr. 2.4 Stavby napětí při smykové a triaxiální zkoušce.

Invarianty napětí ke stanovení parametrů zemin získané z triaxiální zkoušky:

- deviatorové napětí (poloměr M. kružnice) $q' = \sigma'_a - \sigma'_r$ (2.12)

- střední napětí (vzdálenost středu M. kružnice) $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r)$ (2.13)

- ekvivalent smykového přetvoření $\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$ (2.14)

- objemové přetvoření $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$ (2.15)

Smykový a přetvárný modul zemin závisí na historii zatížení, směru zatěžování a na velikosti přetvoření. Doporučené typické hodnoty modulů jsou prezentovány v Tab. 2.1.

2.1.2. Modul reakce podloží

Pro praktické řešení interakčních úloh se často využívá pružných podpor Winklerova modelu, jejichž tuhost je definována modulem reakce podloží. Tento modul charakterizuje tuhost zeminy za předpokladu lineární závislosti mezi napětím a přetvořením. Na rozdíl od teorie pružného poloprostoru uvažuje Winklerova hypotéza rovnoměrné rozdělení kontaktního napětí. Modul reakce k je obecně poměr mezi napětím na povrchu tuhé kontaktní plochy p a deformace y vyvolané zatížením této plochy:

$$k = \frac{p}{y} \quad (2.16)$$

Reálně ovšem hodnota modulu reakce podloží není charakteristikou zeminy. Je nejen funkcí materiálu, ale také geometrie zatěžované plochy a mění se v závislosti na působícím zemním tlaku a v případě nesoudržných zemin narůstá s hloubkou. Zároveň platí, že velikost působících zemních tlaků významně souvisí s deformací konstrukce. V průběhu výstavby (postupném zasypávání) tenkostěnné přesýpané konstrukce dochází k deformacím klenby a hodnoty zemních tlaků se mění v intervalu od aktivního po pasivní. Numericky lze tuto úlohu určení tuhosti pružných podpor řešit např. iterační metodou závislých tlaků (GEO5, 2007).

Pro výpočet modulu reakce podloží existuje celá řada metod. Pro ocelové tenkostěnné přesýpané klenby (Meyerhof, 1968) lze tuhost pružné radiální podpory vyjádřit jako:

$$k = \frac{E_s}{2R(1 - \nu^2)} \quad (2.17)$$

Kde:

- E_s ... sečný modul zeminy závislé na napjatosti,
- ν ... Poissonovo číslo,
- R ... poloměr klenby.

Horizontální modul reakce podloží závislý na tuhosti konstrukce a oedometrickém modulu zeminy podle Schmitta (GEO5, 2007) byl odvozen pro pažící konstrukce ze zkoušek zatlačování desky do zeminy, platí vztah:

$$k_h = 2.1 \cdot \left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{EI^{1/3}} \right) \quad (2.18)$$

Kde:

- E_{oed} ... oedometrický modul,
- EI ... tuhost konstrukce.

Na základě měření pažících konstrukcí v různých zeminách a výpočtu posunu konstrukce nutného k mobilizaci pasivního zemního tlaku odvodil Chadeisson (GEO5, 2007) vztah pro horizontální modul podloží:

$$k_h = \left\{ 20EI \cdot \left[\frac{K_p \gamma \cdot \left(1 - \frac{K_0}{K_p} \right)^4}{0.015} \right] \right\}^{\frac{1}{5}} + A_p c' \cdot \frac{\tanh\left(\frac{c'}{30}\right)}{0.015} \quad (2.19)$$

Kde:

- EI ... tuhost konstrukce,
- γ ... objemová tíha zeminy,

- K_p ... koeficient pasivního zemního tlaku,
 K_0 ... koeficient zemního tlaku v klidu,
 c' ... efektivní soudržnost zeminy,
 A_p ... součinitel vlivu koheze (nabývá hodnoty 1 až 15).

Pro analýzu interakce tenkostěnných přesypných konstrukcí se zásypem je vhodnější, s ohledem na postupnou výstavbu, využít komplexní FEM model s konstitutivními materiálovými vztahy pro zemní kontinuum.

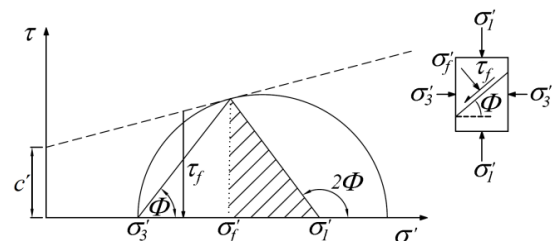
2.1.3. Pevnost zeminy

Při použití lineárně pružného-ideálně plastického konstitučního modelu je třeba definovat i pevnost zeminy. Pevnost partikulárních látek je dána jejich strukturou, tedy odporem ve tření mezi pevnými částicemi a vyjadřuje se smykovou pevností. Proto porušení partikulárních látek nastává většinou usmýknutím podél smykových ploch a využívá se Mohr-Coulombovy podmínky.

Obecně u dvou kluzných rovin z materiálu s vnitřním třením lze překonání smykové pevnosti popsat pomocí tuhého kvádru na nakloněné rovině. K jeho posunu dojde, pokud síla $T = G \sin \varphi$ překoná třecí sílu fN , kde $N = G \cos \varphi$ a f je koeficient tření. Je tedy zřejmé, že za idealizovaných podmínek nezáleží na tíze kvádru, ale jen na tření f a úhlu nakloněné roviny φ : $G \sin \varphi < fG \cos \varphi$. Kritický je sklon φ , kterému odpovídá $\tan \varphi = f$ (Jirásek & Zeman, 2008). V mechanice zemin se součinitel tření f označuje $\tan \varphi$ jako funkce φ .

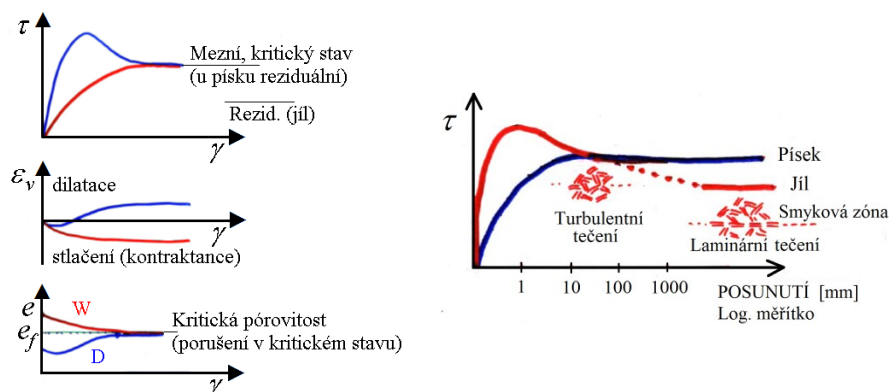
Velikost kritického smykového napětí, při jehož dosažení dojde k pokluzu podél smykové plochy je v případě zeminy jako soudržného materiálu s vnitřním třením ovlivněno i kohezí zeminy c . Mohr-Coulombova podmínka, při jejíž splnění nemůže dojít k pokluzu má tvar:

$$|\tau| + \sigma \tan \varphi - c < 0 \quad (2.20)$$



Obr. 2.5 Znárodnění stavu napjatosti při porušení.

Ve srovnání s obecným pojmem smykového tření je mechanismus složitější a souvisí se složitými strukturními procesy, při kterých jsou kontaktní plochy zrn nepravidelně uspořádané a mění se povaha třecích vazeb. V případě nesoudržných zemin je dalším zdrojem pevnosti vliv zaklínění zrn. Zvětšení odporu zeminy na smykové ploše se projeví deformací proti působící normálové síle. Tento podíl pevnosti je příčinou značného rozdílu mezi smykovou pevností ulehlého a kyprého písku.



Obr. 2.6 Vliv počáteční pórovitosti na pevnost a objemové změny vzorku při smyku; vývoj smykové pevnosti v závislosti na posunu částic na smykové ploše (Boháč, 2007).

Pevnost zeminy lze určit pro každé posunutí jako smykové napětí, kterému zemina při tomto posunutí vzdoruje, rozlišují se tyto typy pevnosti:

- vrcholová, vyjadřuje maximální smykové napětí, které je zemina schopna přenést,
- kritická, pro jakoukoliv strukturu zeminy, vždy dosáhne pevnost hodnoty, nazývané kritická pevnost,
- reziduální, nejnižší možná pevnost zeminy, které je dosaženo při dlouhém procesu, ploché částice zemin na smykové ploše nezůstávají v turbulentním stavu tečení, ale postupně dochází k jejich uspořádání ve směru smyku. Písčité zeminy mají kulovitý tvar částic, a proto nedochází k tomuto uspořádání a hodnota reziduální pevnosti je stejná jako kritická pevnost.

Tab. 2.1 Doporučené orientační hodnoty Poissonova souč., modulu pružnosti a smykového modulu (Budhu, 2007).

Zemina	Popis	$\nu^{1)}$	E [MPa] ²⁾	G [MPa] ²⁾
Jíly	měkký	0.35 - 0.40	1 - 15	0.5 - 5
	střední	0.30 - 0.35	15 - 30	5 - 15
	tuhý	0.20 - 0.30	30 - 100	15 - 40
Písek	kyprý	0.15 - 0.25	10 - 20	5 - 10
	středně ulehlý	0.25 - 0.30	20 - 40	10 - 15
	ulehlý	0.25 - 0.35	40 - 80	15 - 35

¹⁾ efektivní hodnoty

²⁾ v odvodněném stavu

Tab. 2.2 Doporučené orientační hodnoty úhlu vnitřního tření φ (Budhu, 2007).

Zemina	φ'_{cs}	φ'_p	φ'_r
Štěrk	30-35	35-50	
Štěrkopísek s příměsí jemnozrnné zeminy	28-33	30-40	
Písek	27-37*	32-50	
Hlinitý písek	24-32	27-35	
Jíly	15-30	20-30	5-15

φ'_{cs} ... pro pevnost v kritickém stavu; φ'_p ... pro vrcholovou pevnost; φ'_r ... pro reziduální pevnost;

* vyšší hodnoty (32°-37°) pro písek s příměsí živce;

nižší hodnoty (27°-32°) pro křemičitý písek.

Působení jakékoliv klenbové konstrukce ovlivňuje základová půda, obecně pro obloukovou konstrukci platí, že ideální založení je na skalním podloží.

Problematika materiálové struktury zemin a také mechaniky zemin a hornin je velmi obsáhlá, v rámci disertační práce jsou popsány jen základní principy, které je nutné znát při matematickém modelování zemin.

Vliv geologických podmínek na geometrii a působení tenkostěnné klenby bude dále popsán v následujících kapitolách této práce. Výsledky optimalizační parametrické studie vlivu podloží na výslednicovou geometrii střednice klenby jsou prezentovány v příloze C.

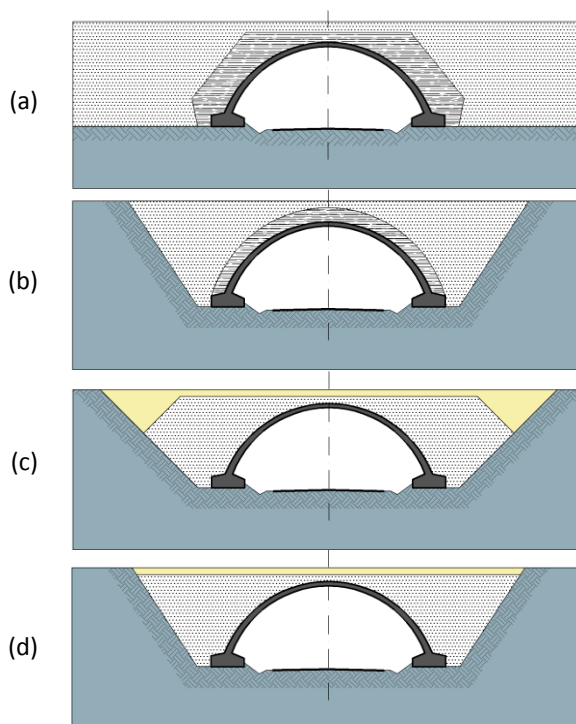
2.2. Technologie zásypu

2.2.1. Konfigurace a složení zásypu

Konfigurace oblastí s jednotlivými materiály souvisí s místními podmínkami a dostupností materiálů, ale také s typem přesýpané konstrukce. Možné varianty konfigurací bočního zásypu podle rozdělení oblastí jsou prezentovány v příčných řezech na Obr. 2.7.

Přesýpaná konstrukce může být budována jako součást násypu, kde je konstrukce klenby uložena na původní podloží a zásyp je součástí násypu komunikace. Další rozšířené využití je budování konstrukce v zářezu a to především pro hloubené tunely.

Nejrozšířenějším uspořádáním zásypu budovaných v současnosti je kombinace aktivní zóny - oblasti přiléhající ke klenbě z propustného a nenamrzavého materiálu, se zásypem přechodové oblasti přiléhající k tělesu násypu (Obr. 2.7a).



Obr. 2.7 Schéma variant uspořádání bočního zásypu.

2.2.2. Požadavky na zásyp

Zhutněný zásyp tvoří nedílnou část nosné konstrukce, jeho deformační vlastnosti jsou zvláště důležité, statickým požadavkům by měl odpovídat vhodně zvolený materiál zásypu.

Zásyp musí být důsledně budován tak, aby splňoval technologické požadavky a plnil statickou funkci dokonalým spolupůsobením s ostěním konstrukce. Ukládání a hutnění zásypového materiálu vyžaduje pečlivý dozor, materiál musí být nenamrzavý, po zhutnění homogenní a splňovat předepsané deformační vlastnosti. Hutnění slouží ke zvyšování únosnosti a omezení sedání zemin zásypu mechanickým zvyšováním hustoty materiálu. Hrubozrnné nesoudržné zeminy se hutní převážně vibračními prostředky (válce, desky), jemnozrnné soudržné zeminy se zhutňují hnětením (ježkové válce) a těžkými válci.

Podle charakteru zásypu se volí tloušťka zhutňované vrstvy v závislosti na hutnění, případně je stanoven konkrétní typ hutnicích prostředků a počet pojezdů. Pro dané podmínky se definuje požadovaná minimální míra zhutnění, která se kontroluje v závislosti na charakteru zeminy. Kontrola se nejčastěji předepisuje přes míru zhutnění I_D , nebo E_{def} . Míra zhutnění (index relativní ulehlosti) je základním ukazatelem stavu nesoudržných zemín, určuje se podle vztahu:

$$I_D = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \quad (2.21)$$

Kde:

$e \dots$	číslo pórovitosti,
$e_{\text{max}} \dots$	číslo pórovitosti při nejnakypřenějším uložení zrn,
$e_{\text{min}} \dots$	číslo pórovitosti při nejhutnějším uložení zrn.

Pro kontrolu míry zhutnění ($I_D = 0.70 \sim 0.90$) se doporučuje statická zatěžovací zkouška deskou dle ČSN 72 1006 (ČSN-721006, 1999), poměr $E_{\text{def},2} / E_{\text{def},1}$ musí být menší než $2.0 \sim 2.5$ podle oblasti zásypu. Interval hodnot E_{def} :

- zásyp v oblasti aktivní zóny - $60 \sim 80$ MPa
- zásyp přechodové oblasti - $30 \sim 50$ MPa

2.2.3. Volba materiálu

Pro zásyp přesypaných konstrukcí se využívá zemina vhodná dle klasifikace ČSN 73 6133 - *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací* (ČSN-736133, 2010) s ohledem na únosnost, namrzavou a propustnost, materiál se volí podle typu oblasti, požadavků na zhutnění a jejího vlivu na nosnou funkci. Zásypový materiál bývá obecně nesoudržná zemina, ale pro objekty budované v násypech se využívají v přechodové oblasti zeminy směsné a stabilizované.

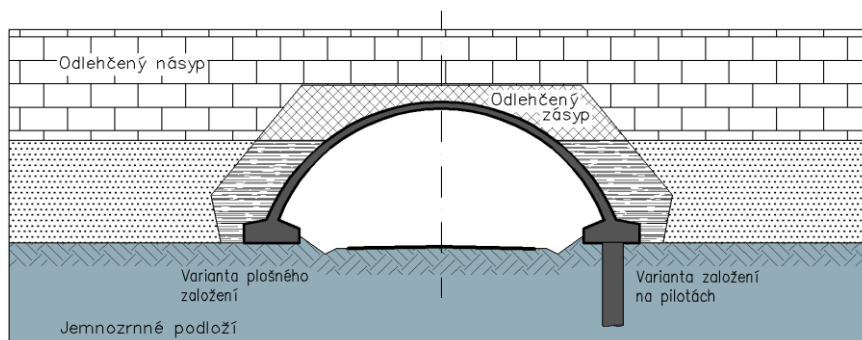
Vhodná směsná zemina má plynulou křivku zrnitosti, od velikosti jílovitých částic až do štěrků, doporučená maximální velikost zrn kameniva je 63 mm, obsah jemných částic pod 0.063 mm musí být menší než 10%, tzn. dle ČSN 73 6133 je možné použít jen zeminy S1 – S3 a G1 – G3. Štěrková zrna zvětšují tření, zmenšují stlačitelnost a dodávají únosnost (Mencl, 1966). Zásypový materiál ukládaný do bezprostředního okolí konstrukce musí být nenamrzavý, k zamezení objemových změn v důsledku promrzání, a také pro drenážní funkci.

Jako materiál pro zásyp a nadnásyp přesypaných konstrukcí mohou být využity také např. zlepšované spraše, které jsou často využívány při výstavbě násypů liniových staveb v ČR. Pro návrh materiálu zásypu se zeminy dělí dle ČSN 73 6133:

- Zeminy velmi vhodné pro zásyp: hlinitý písek, písek se štěrkem, hlinitý písek se štěrkem písčité štěrky, hlinitopísčité štěrky.
- Zeminy vhodné pro zásyp: jílovitý písek se štěrkem písčitou hlínou se štěrkem, jílovotopísčité štěrky, hlinitý štěrky, štěrky s příměsí jílovitého písku.
- Zeminy nevhodné pro zásyp: jíl, písčité jíl, jílovitá hlína, jílovotopísčité hlína, hlína, prachovitá hlína, písčité hlíny, prachovitý písek, jílovitý písek. Nesmí být použita zemina s mezí tekutosti w_L vyšší než 60 %.

Jako zásypový materiál lze použít i drcený recyklovaný beton a jeho recyklované agregáty. Alternativně je možné vytvořit zásyp z lehčeného keramického kameniva Liapor, případně boční zásyp vytvořit z vyztužených zemin.

Pro rámové konstrukce lze násyp nad rámem nahradit z důvodu odlehčení expandovaným polystyrenem, tento postup může být výhodným řešením také pro klenby na neúnosném podloží. Výhodou je odlehčení základů a zároveň je redukována horizontální oblouková síla vyvolaná transformací svislého zatížení zakřivenou střednicí klenby.

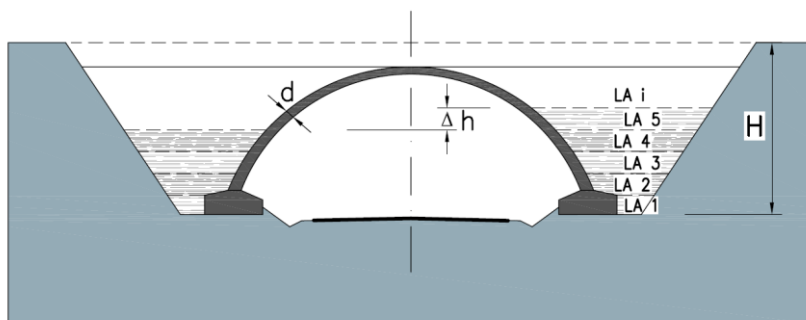


Obr. 2.8 Kombinace standardního a odlehčeného materiálu zásypu.

2.2.4. Provádění zásypu tenkostěnné klenby

Zásyp zeminou po vrchol klenby musí působit symetricky po obou stranách konstrukce, s ohledem na vrstvení zásypu může být rozdíl po stranách konstrukce o 1 vrstvu. Nesymetrickému zasypávání budou odpovídat asymetrické deformace a vnitřní síly, i pro symetrické zasypání nad vrcholem klenby budou obnoveny výsledné geometrické podmínky s asymetrickým rozdělením finálních deformací i vnitřních sil.

Tloušťka jednotlivých přisypávaných vrstev zásypu je obvykle 300 ~ 500 mm, v závislosti na hutnicím prostředku, v oblasti hutněné lehkými hutnicími prostředky jsou vrstvy maximální tloušťky 150 ~ 200 mm. Pro stanovení zemních tlaků bočního zásypu na přesýpané konstrukce platí norma ČSN 73 0037 – *Zemní tlak na stavební konstrukce* (ČSN-730037, 1992).



Obr. 2.9 Schéma zasypávání tenkostěnné klenby.

Je zřejmé, že jakmile se zhutněné vrstvy zásypové zeminy rozprostou po celé šířce, stávají se komponenty konstrukčního systému, a tak s postupným zasypáváním klenby a vzrůstajícím ztužením dochází k postupné změně konstrukce v celek.

Hutnění je prováděno symetricky s rozdílem maximálně jedné vrstvy do vzdálenosti 1.5 m od objektu pro těžký hutnicí prostředek. Přilehlá část a vrstvy v průmětu nad klenbou se hutní lehkým hutnicím prostředkem. V těsné blízkosti objektu se hutní bez vibrací. Požaduje se splnění předepsané hodnoty parametru E_{def} . Kontrola míry zhutnění se provádí pro jednotlivé vrstvy zásypu statickou zatěžovací deskou, případně rázovou zatěžovací zkouškou lehkou dynamickou deskou. Dynamická zkouška je vhodná pro nesoudržné zeminy.

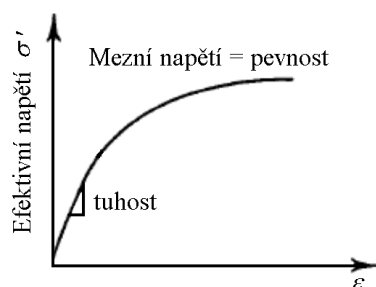
Popis výstavby plošně založené přesýpané klenby:

- přípravné práce – sejmutí ornice, vytyčení, přeložky sítí;
- výkopy stavebních jam;
- úprava základové spáry, příp. zlepšování podloží (šterkopískové pilíře, stabilizace, ad.);
- betonáž podkladního betonu a základů;
- betonáž klenby / osazení prefabrikátů klenby;
- izolace konstrukce a rubová drenáž;
- zásyp nosné konstrukce;
- izolace líce konstrukce;
- vozovka pod mostem, příp. koryto potoka, nebo chodníky;
- dokončovací práce (zábradlí, nátěry, terénní úpravy).

2.3. Matematické modelování zemin

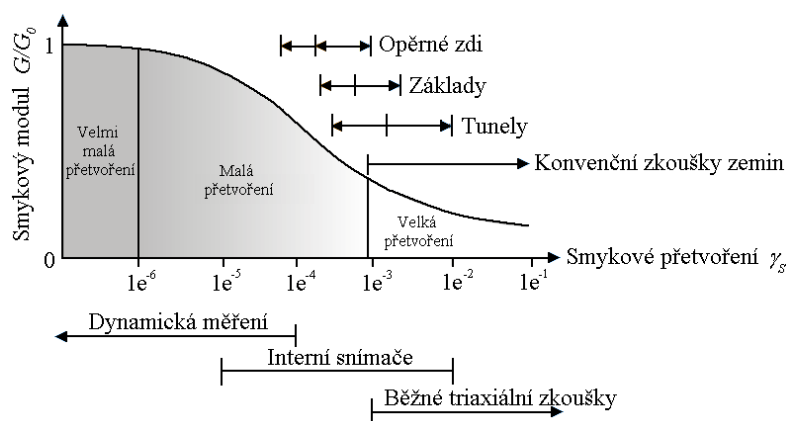
Velmi důležitou roli při řešení interakčních úloh konstrukce se zeminou a obecně všech geotechnických konstrukcí hraje výběr konstitutivního modelu. Aby bylo možné predikovat odezvu systému zemina-konstrukce, je nutné zvolit komplexní konstitutivní model, který vystihne nelineární vztah mezi napětím a přetvořením a také porušení geo-materiálu.

Pro matematické modelování zemin a hornin vystihující množství faktorů jako stav napjatosti a přetvoření, pórovitost, počáteční podmínky, vliv vody, vnější vlivy jako teplota, časově závislé efekty jako creep, a také typ zatížení (statické, cyklické, dynamické) jsou vytvářeny numerické modely.



Obr. 2.10 Typický pracovní diagram zemin.

Pro zeminy a horniny je charakteristické, že se chovají pružně jen při velmi malých deformacích, zatímco při narůstajícím přetvoření jsou deformace nevratné – plastické. Atkinson (Atkinson & Sallfors, 1991) rozdělil tuhost zeminy v závislosti na přetvoření do 3 oblastí prezentovaných na Obr. 2.11. V první oblasti s velmi malým přetvořením (do 0.001) je vztah napětí a přetvoření lineární a tuhost konstantní. Při velkých přetvořeních (větší než 1%) je dosažena mezní plocha plasticity. Ve střední oblasti malých přetvoření je vztah mezi napětím a přetvořením nelineární a tuhost rychle klesá s rostoucím přetvořením. Na Obr. 2.11 jsou také prezentovány doporučené měřicí metody pro určení tuhosti zeminy.



Obr. 2.11 Charakteristické oblasti tuhosti zeminy v závislosti na přetvoření (Atkinson & Sallfors, 1991).

Volba konstitutivního modelu a určení parametrů charakterizujících mechanické chování materiálu má zásadní vliv na vypočtené výsledky numerických analýz. Výběr vhodného konstitutivního modelu je ovlivněn typem geotechnického problému, v praxi rozšířené modely se liší podle vlastností, které umožňují predikovat chování zemin (Mašín, 2009):

- porušení
- dilatance

- nelinearita (v oboru menších přetvoření)
- hystereze
- závislost tuhosti na napětí
- vliv pórovitosti, kritické stavy
- paměť na předchozí deformace

Pro případ tenkostěnných přesýpaných konstrukcí má velký význam modelování vlivu napjatosti na tuhost, vliv nelinearity v oboru malých přetvoření, paměť na předchozí deformace (postupná výstavba s vlivem hutnění) a také modelování predikce porušení.

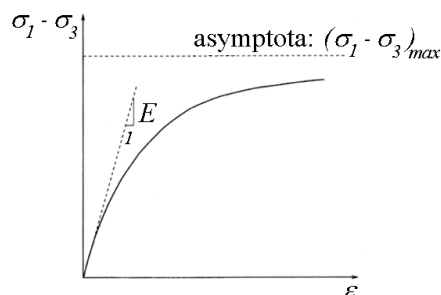
2.3.1. Elastické modely

Teorie lineární pružnosti má pro řešení geotechnických úloh asi nejdelší historii. Původně byly geomateriály uvažovány jako homogenní a izotropní medium. Postupně jsou ale rozvíjeny numerické řešení, které určují nehomogenní a anizotropní chování zemin.

Pro započítání vlivu stavu napjatosti a přetvoření na chování materiálu byly vyvinuty nelineárně elastické modely. Tyto modely jsou založeny na experimentálně zjištěné závislosti napětí a přetvoření.

Nejrozšířenější je model **Duncan-Chang** (Duncan & Chang, 1970), který aproximuje průběh diagramu napětí-přetvoření drénované triaxiální zkoušky hyperbolicou rovnicí.

Odezva zeminy je reprezentována tečným Youngovým modulem:



Obr. 2.12 Hyperbolický vztah pro simulaci triaxiální zkoušky.

$$E = E_0 \left(\frac{\sigma_3}{p_0} \right)^\alpha \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \quad (2.22)$$

Kde:

- R_f ... poměr napětí při porušení $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ a asymptotického napětí z hyperbolické rovnice (Obr. 2.12),
- σ_1 a σ_3 maximální a minimální hlavní napětí,
- E_0 ... modul pružnosti při referenčním napětí p_0 ,
- φ ... úhel vnitřního tření,
- c ... koheze.

Nelineárně pružné modely realisticky predikují jen dráhy napětí pro triaxiální zkoušky a první zatížení. Jsou vhodné pro úlohy, kde dochází jen k malým přetvořením (Herle, 2003).

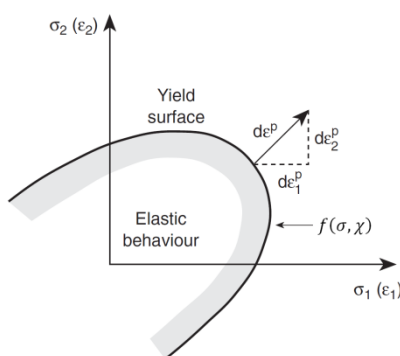
2.3.2. Elasticko-plastické modely

V současnosti nejrozšířenější konstitutivní modely používané v numerickém modelování zemin se dělí do dvou kategorií: (a) ideálně plastické modely (b) plastické modely se zpevněním.

Plastické modely jsou založeny na rozdělení deformací na elastické (vratné) a plastické (nevratné) podle kriteria plastického přetvoření. Klasické modely využívají k predikci porušení podmínku plasticity vycházející z von Mises, Mohr-Coulomb, nebo Drucker-Prager kriteria. Ideálně plastické

modely mají podmínku plasticity f závislou na jediné stavové proměnné – napětí, platí $f(\sigma)$. Plastické modely se zpevněním mají navíc stavovou proměnnou, která definuje aktuální tvar a velikost plochy plasticity v závislosti na předchozí deformaci platí, že plocha plasticity je funkcí $f(\sigma, \chi)$. Proměnná χ se nazývá *paměťová proměnná* (Mašin, 2009).

Podmínka plasticity $f(\sigma)$ definuje plochu plasticity $f(\sigma) = 0$, která vymezuje v prostoru napětí oblast pro všechny dosažitelné stavy zeminy. Stav vně plochy plasticity $f(\sigma) > 0$ je fyzikálně nepřipustný. Pro plochu plasticity se zpevněním platí obdobně $f(\sigma, \chi) \leq 0$.

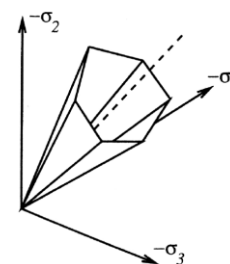


Obr. 2.13 Plocha plasticity ve 2D prostoru hlavních napětí (Zienkiewicz & Taylor, 2000).

Lineárně elastické-ideálně plastické modely

V současné době jsou v numerických modelech geotechnických úloh nejrozšířenější konstitutivní modely, které využívají **Mohr-Coulombovu podmínku** porušení (MC). A to především s ohledem na vystižení reálného chování zeminy, potvrzené experimenty a také na malý počet vstupních parametrů.

V prostoru hlavních napětí má Mohr-Coulombova plocha plasticity tvar šesti-bokého jehlanu (Obr. 2.14).



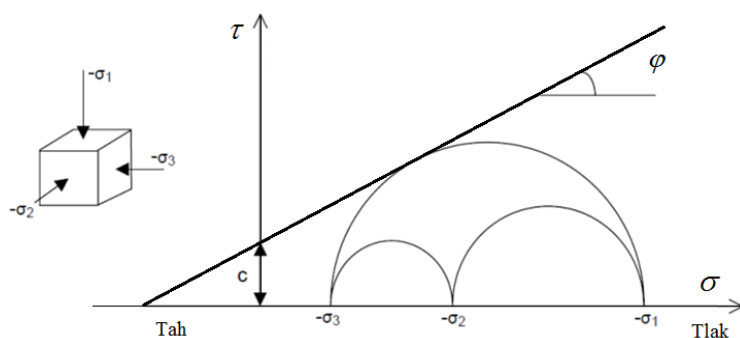
Obr. 2.14 Mohr-Coulombova plocha plasticity v prostoru hlavních napětí (Herle, 2003).

Tvar Mohr-Coulombovy podmínky plasticity pro numerickou implementaci se zapisuje pomocí hlavních napětí

$$f(\sigma) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (2.23)$$

Kde:

σ_1 a σ_3 ... maximální a minimální hlavní napětí,
 φ ... úhel vnitřního tření,
 c ... koheze.



Obr. 2.15 Mohr-Coulombova podmínka plasticity.

Základní mechanické a pevnostní parametry M-C modelu:

E ... modul pružnosti,
 ν ... Poissonův součinitel,
 φ ... úhel vnitřního tření,
 c ... koheze,
 ψ ... úhel dilatance.

Aproximací Mohr-Coulombovy plochy plasticity a modifikací von Misesova kritéria je definována **Drucker-Pragerova podmínka** plasticity (DP) (Drucker & Prager, 1952). Modifikací von Misesova kritéria je závislost plochy plasticity na velikosti hydrostatického napětí.

Drucker-Pragerova podmínka je definována stejnými parametry jako Mohr-Coulombova. Plocha plasticity je v prostoru hlavních napětí zobrazena jako hladká kuželová plocha. Je definována konstantním poměrem invariantů napětí:

$$f(\sigma) = q - \alpha p - k = 0 \quad (2.24)$$

Kde:

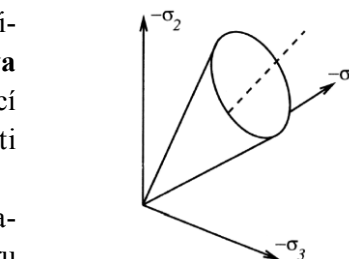
- $q \dots$ deviatorové napětí
- $p \dots$ střední (hydrostatické) napětí
- α a k parametry, které se určí výpočtem z úhlu vnitřního tření φ a koheze c z následujících rovnic:

$$\alpha = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (2.25)$$

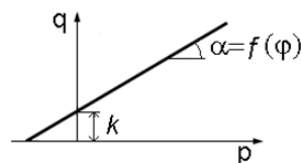
$$k = \frac{6c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (2.26)$$

- $\varphi \dots$ úhel vnitřního tření,
- $c \dots$ koheze.

Výhodou MC a DP modelu je využití základních parametrů zemin, které jsou dostupné ze základních laboratorních zkoušek, k definování materiálového modelu.



Obr. 2.16 Drucker-Pragerova plocha plasticity v prostoru hlavních napětí (Herle, 2003).



Obr. 2.17 Drucker-Pragerova podmínka plasticity.

K vystižení mechanického chování zeminy ve výpočtových modelech je výhodné definovat tuhost jako funkci hloubky, resp. napjatosti jak bylo vysvětleno v první podkapitole Kapitoly 2. Proto byly v této práci pro přesnější predikci tuhosti zásypu a zemin interakční úlohy přesýpané klenby uvažovány proměnné moduly pružnosti lineárně závislé na hloubce:

$$E(z) = E_0 + ny \quad (2.27)$$

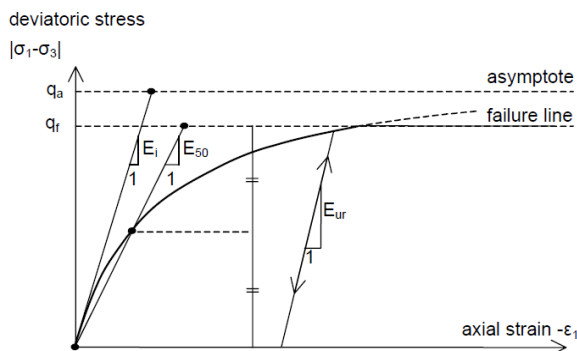
Kde:

- $E_0 \dots$ počáteční hodnota modulu pružnosti,
- $n \dots$ gradient proměnné tuhosti,
- $y \dots$ hloubka vrstvy.

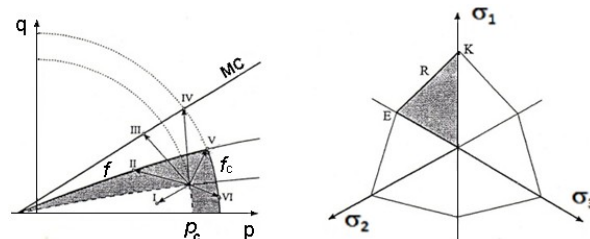
Tento efektivní postup vystihující odezvu zeminy ve výpočtových modelech s lineárně pružným-ideálně plastickým materiálovým modelem je popsán v publikaci zaměřené na analýzu tenkostěnné přesýpané klenby z vlnitého plechu (Taleb & Moore, 1999).

Elasticko-plastické modely se zpevněním

Z podobného principu hyperbolického vztahu mezi napětím a deformací jako model Duncan-Chang vychází **model Hardening Soil** (Schanz, et al., 1999). Tento velmi realistický nelineární elasticko-plastický model ve srovnání se starším nelineárním elastickým modelem stanovuje tuhost materiálu v závislosti na napětí (parametr m) a dále tuhost mění při opakovaném zatížení pomocí parametrů E_{ur}^{ref} a ν_{ur} . Model Hardening Soil uvažuje MC podmínku plasticity (Obr. 2.19).



Obr. 2.18 Hyperbolický vztah napětí-přetvoření při primárním zatížení odvozené triaxiální zkoušky (Brinkgreve, et al., 2008).



Obr. 2.19 Podmínka plasticity modelu Hardening Soil (Schanz, 2002).

Tuhost modelu Hardening Soil je definována 4 parametry:

E_{oed}^{ref} ...	tečná tuhost při primárním oedometrickém zatěžování,
E_{50}^{ref} ...	sečná tuhost při standardní odvozené triaxiální zkoušce,
E_{ur}^{ref} ...	tuhost po odtížení,
m ...	parametr mocninné závislosti.

Podmínku plasticity charakterizují stejně jako Mohr-Coulomb a Drucker-Prager 3 parametry:

φ ...	úhel vnitřního tření,
c ...	koheze,
ψ ...	úhel dilatance.

Dalšími parametry modelu Hardening Soil jsou:

ν_{ur} ...	Poissonův součinitel po odtížení,
p^{ref} ...	referenční napětí pro určení tuhosti,
K_0^{nc} ...	součinitel zemního tlaku v klidu při normální konsolidaci,
R_f ...	poměr napětí při porušení $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ a asymptotického napětí z hyperbolické rovnice.

Zmíněné materiálové modely jsou implementovány například v programu PLAXIS, stanovení vstupních parametrů je možné nalézt v manuálu programu (Brinkgreve, Broere, & Waterman, 2008).

2.3.3. Hypoplasticita

Relativně nový přístup k popsání mechanického chování zemin představuje hypoplastická formule. Na rozdíl od elasticko-plastických modelů nerozděluje deformace na elastické a plastické, takže neurčuje podmínku plasticity, plastický potenciál a efekt zpevňování.

Cílem při vývoji hypoplastických modelů zemin je stanovit jednu tenzorovou rovnici, která adekvátně popíše důležité vlastnosti mechanického chování materiálu (Herle, 2003).

Hypoplastický konstitutivní vztah lze pro jednorozměrný příklad zapsat ve tvaru

$$\dot{\sigma} = E_1 \dot{\varepsilon} + E_2 |\dot{\varepsilon}| \quad (2.28)$$

Kde:

Moduly E_1 a E_2 tenzorové funkce stavových veličin (napětí, pórovitosti, ad.), platí: $E_1 > E_2 > 0$.

I přes zdánlivou jednoduchost jsou hypoplastické modely schopny vystihnout většinu vlastností zemin: porušení, nelinearita, tuhost v závislosti na napětí, dilatanci, hysterezi napětí, vliv pórovitosti a paměť na předchozí deformace (Mašín, 2009). Pro svou funkčnost se využití hypoplastických modelů v praxi postupně rozšiřuje.

Přestože v této práci nebyl hypoplastický model využit, byl přidán ke stručnému přehledu s ohledem na efektivnost a aktuálnost tohoto konstitutivního materiálového modelu. Podrobná definice hypoplastických modelů zemin je uvedena v citovaných referencích.

Kapitola 3

Výpočtové modely

Odezva přesýpané tenkostěnné klenby na zatížení zeminou zásypu a přetížení na povrchu je významně ovlivněno mnoha faktory spojenými s tímto systémem. Důležitým aspektem je vliv geometrie klenby, vlastnosti a množství zásypového materiálu a také zatížením v průběhu výstavby a v provozu. Neměl by být opomenuty ani efekt dlouhodobého sedání podloží a vliv roznosu zatížení zásypu v podélném i příčném směru.

Při návrhu a analýze přesýpaných konstrukcí by měly být použité výpočtové modely, které reflektují výstižné konstitutivní materiálové modely zemin, vzájemnou interakci a počáteční napětí ovlivněné výchozí konfigurací terénu, tíhou zeminy a hladinou podzemní vody.

Důležitým faktorem výpočtových modelů tenkostěnných přesýpaných kleneb je vliv postupné výstavby, resp. postupného zasypávání. S ohledem na vystižení působení zemních tlaků postupně budovaného zásypu, vlivu hutnění a podloží v interakci s tenkostěnnou klenbou je vhodné řešit analýzy komplexním 2D, nebo 3D prostorovým numerickým modelem metodou konečných prvků (FEM).

3.1. Metody analýzy

Výstižné 2D modely se začaly využívat v 70. letech souběžně s rozvojem praktického využití metody konečných prvků. První generace těchto modelů využívala lineární a nelineárně pružný materiálový model zemin a umožňovaly výpočet postupné výstavby a nahodilé zatížení povrchu (Katona, 1978), (Duncan, 1979). Postupně byly zaváděny do numerických modelů materiálové vztahy pro přesnější predikci chování systému přesýpaných konstrukcí, např. podmínka plasticity a závislost tuhosti na napětí (Taleb & Moore, 1999), (McGrath, et al., 2002).

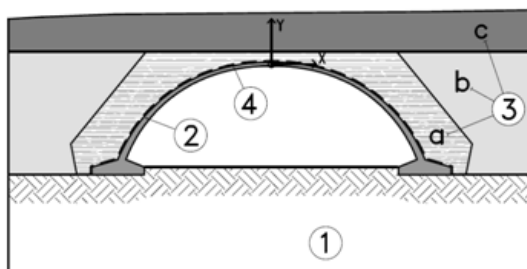
Zjednodušené modely, např. z prutových elementů vyžadují velmi dobrou znalost zjednodušujících předpokladů, především při modelování pružných podpor a měli sloužit jen k pomocným výpočtům konstrukcí spolupůsobících se zeminou.

Výpočtové modely pro analýzu přesýpaných konstrukcí s materiálovými modely vystihujícími chování zásypu řeší metodou konečných prvků nelineární odezvu systému zemina – konstrukce. Ideální je proto využití materiálových modelů s nelineárním vztahem mezi napětím a přetvořením elementů zeminy. Další vhodné vlastnosti materiálových modelů, jako např. paměť na předchozí deformace, podmínka plasticity ad., byly popsány v kapitole materiálové modely.

K vystižení změny geometrie tenkostěnné klenby v souladu s teorií II. řádu je vhodné řešit numerické modely při analýze interakční úlohy s vlivem postupného zasypávání a hutnění po krocích geometricky nelineárně metodou konečných prvků (Abdel-Sayed, et al., 1993).

Výpočtový model konstrukčního systému tenkostěnné přesýpané klenby je tvořen z následujících částí, viz Obr. 3.1 (Houšť & Stráský, 2009):

- (1) původní podloží
- (2) klenba
- (3) zásyp
 - (a) aktivní zóna
 - (b) boční násyp
 - (c) nadnásyp
- (4) kontaktní spára



Obr. 3.1 Konstrukční systém přesýpané klenby.

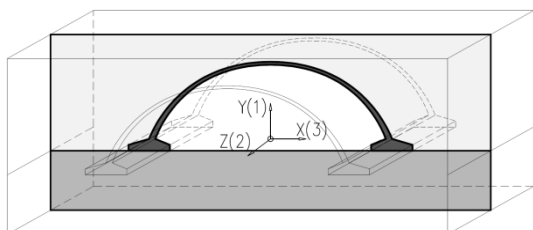
Tyto jednotlivé komponenty konstrukčního systému jsou deformovatelné a spolupůsobí jeden s druhým. Je zřejmé, že jakmile se ztuhlé vrstvy zeminy zásypu rozprostou po celé šířce, stávají se komponenty systému. Postupným zasypáváním klenby dochází ke ztužení znamenající postupnou změnu konstrukčního systému v celek (Kováří & Tisa, 1998).

Verifikace popsané metodiky a kalibrace nelineárních modelů jsou prezentovány v Příloze A a Příloze B na srovnání výsledků výpočtových modelů s měřením z experimentů.

3.1.1. Dvou dimenzionální výpočtový model

Pro výpočet přesýpaných mostů (tunelů) je výhodné využít předpokladu, že lze třírozměrnou skutečnou stavbu popsat dvourozměrným výpočtovým modelem s rovinným stavem deformace, protože se neuvažuje s posuny v podélném směru tunelu (předpoklad: $\varepsilon_z = \varepsilon_{zx} = \varepsilon_{zy} = 0$).

Výpočtový model se skládá z 2D elementů zemního kontinua a částečně, nebo úplně zasýpaných elementů klenby. Klenba může být modelována také 2D elementy, nebo prutovými elementy.



Obr. 3.2 Výpočtový model v rovinné deformaci.

$$\varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}^T \quad (3.1)$$

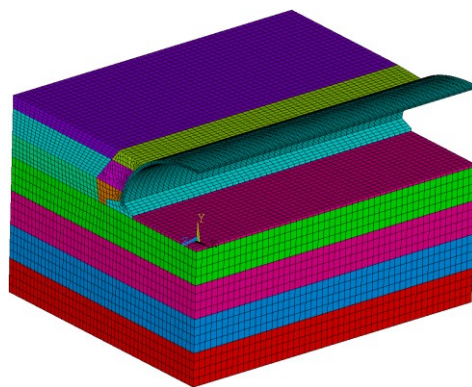
$$\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}^T \quad (3.2)$$

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \quad (3.3)$$

3.1.2. Prostorový 3D výpočtový model

V případě nízkého nadnásypu nad vrcholem tenkostěnné klenby je důležité podrobně analyzovat vliv přetížení povrchu, a to především lokální zatížení dopravou. Zjednodušený předpoklad modelu pro analýzy ve stavu rovinné deformace, která je vhodná pro neměnné stálé zatížení v podélném směru neplatí pro lokální zatížení.

V literatuře (Petersen, et al., 2010), (Moore & Taleb, 1999), (Abdel-Sayed, et al., 1993) se pro analýzy odezvy tenkostěnné klenby s nízkým nadnásypem na lokální zatížení doporučuje využít 3D výpočtový model.



Obr. 3.3 Numerický FEM 3D model.

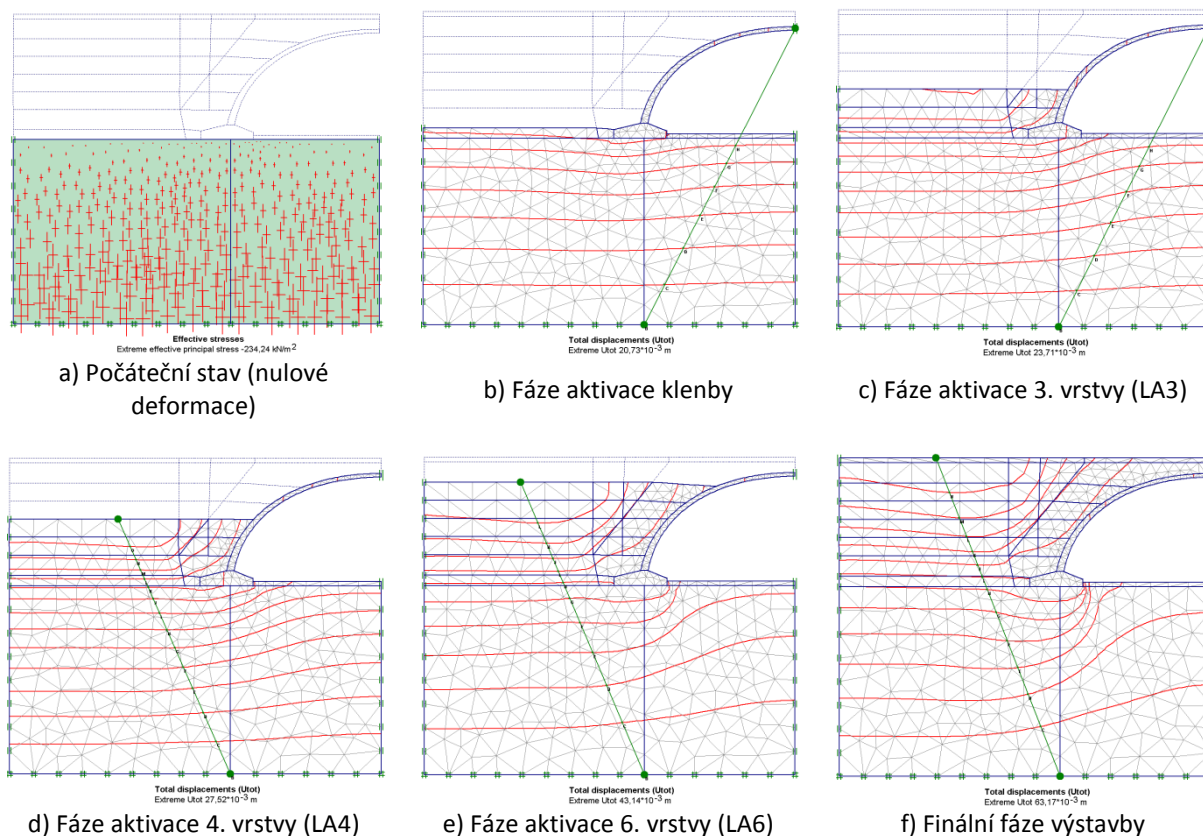
3.1.3. Postup výpočtu

V první fázi výpočtu jsou aktivní pouze elementy původního podloží a vypočítáno počáteční napětí, v další fázi jsou aktivovány elementy betonové klenby a zásypu patek, klenba je poté zatěžována postupně aktivováním prvků ve vrstvách 1 až 9, tak aby byl zachován reálný postup výstavby s postupným vrstvením zeminy zásypu.

V procesu zasypávání byl vliv hutnění jednotlivých vrstev zohledněn ekvivalentním přitížením (Kováří & Tisa, 1998). Při aktivaci další vrstvy byla předchozí vrstva elementů elasticko-plastického modelu přitížena horizontálním napětím (Taleb & Moore, 1999).

Výhodou popsaného postupu výpočtu je možnost posouzení konstrukce v každé fázi postupné výstavby, kdy dochází ke rozdílnému namáhání konstrukce štíhlé klenby.

Pro postupné aktivování, resp. ožiování vrstev zeminy je využita funkce “birth a death” (ANSYS, 2009), vhodná pro modelování fází výstavby, kde je nutné definovat aktivní a neaktivní elementy. U deaktivovaných prvků je automaticky ve výpočtu uvažována řádově zmenšená tuhost a hmotnost. Po aktivaci prvků v určitém výpočtovém kroku je prvek obnoven deformovaný v aktuální poloze s nulovou napjatostí.

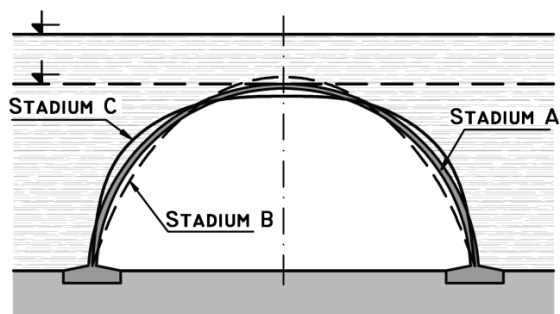


Obr. 3.4 Schéma postupné výstavby výpočtového modelu s vykreslenými celkovými posuny U_{tot} .

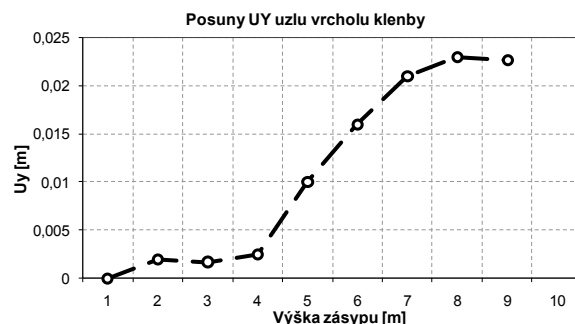
Vliv podrobného modelování postupné výstavby je patrný z Obr. 3.5. Deformace při postupném zasypávání a hutnění vrstev zásypu po stranách tenkostěnné klenby lze rozdělit do 3 stádií (Barták & Buček, 1991):

- stádium A – původní geometrie klenby
- stádium B – deformovaná střednice při zasypání po vrchol
- stádium C – deformovaná střednice při finálním přesypání

Při zasypávání po vrchol klenby dochází vlivem bočního tlaku zeminy a přitížení hutněním k zatlačování ostění klenby dovnitř a k zvedání vrcholu klenby nahoru (Stádium B). Po zasypávání nad vrcholem klenby dochází k zpětnému stlačení vrcholu dolů a zatlačování ostění do bočního zásypu (Stádium C). Míra těchto deformací závisí na geometrii klenby, poměrnému vzepětí a ohybové tuhosti.



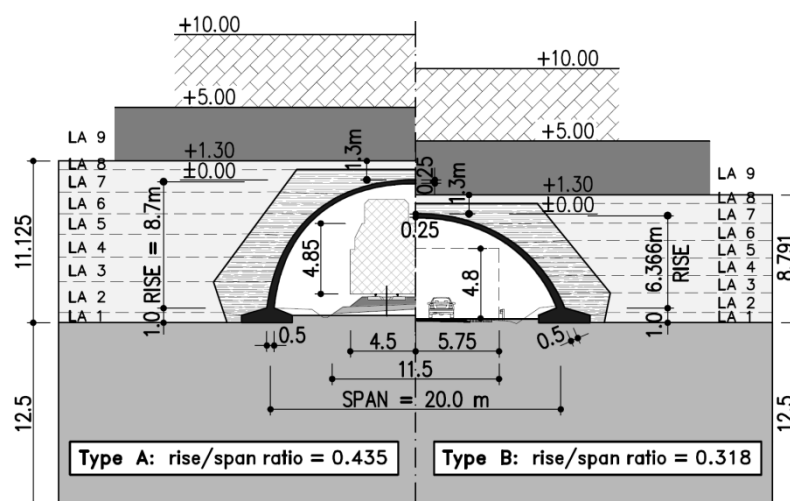
Obr. 3.5 Deformace tenkostěnné klenby v průběhu zasypávání.



Obr. 3.6 Naměřené svislé posuny vrcholu klenby v Albertě během zasypávání (viz. Příloha B).

Numerické analýzy přesýpaných konstrukcí prezentované v disertační práci byly řešeny v programovém prostředí ANSYS s ohledem na rozsáhlou knihovnu konečných prvků a efektivní práci s parametrickými modely. Parametrické modely byly zapsány do skriptu s APDL syntaxí (ANSYS, 2004), (Čada, 2007).

Verifikace modelů s ideálně pružno-plastickou podmínkou porušení Drucker-Prager, řešené v programu ANSYS byly zároveň vyhodnoceny v programu PLAXIS 2D pokročilejším modelem Hardening Soil (Schanz, et al., 1999). Tento sofistikovaný model, který byl vyvinut pro modelování zemín, je v současnosti považován za jeden z nejvýstižnějších. Vstupní parametry byly určeny podle známých vztahů popsanych v manuálu programu Plaxis (Brinkgreve, et al., 2008) v souladu s dalšími podklady (Schanz, 2002). Parametry modelu Hardening Soil jsou uvedeny v předchozí kapitole 2.3. Matematické modelování zemín v podkapitole 2.3.2. Pružno-plastické modely.



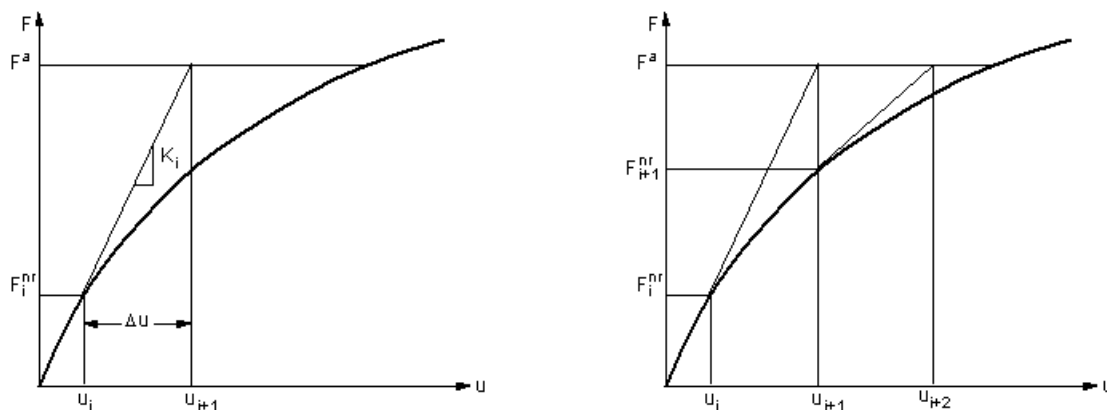
Obr. 3.7 Schéma výpočtového modelu se vstupními parametry geometrie.

Závislost tuhosti zeminy na napětí ve výpočtových modelech zohledněna využitím materiálových konstitutivních vztahů. V případě pružno-plastického modelu s podmínkou porušení Drucker-Prager je nárůst tuhosti zeminy modelován lineární změnou modulu pružnosti podle vztahu (2.27). Modul je vztažen k referenční hodnotě E_0 na povrchu, včetně specifických vrstev ve fázích výstavby. Pokročilý model Hardening Soil tuhost určuje na základě napjatosti včetně vlivu opakovaného zatížení. Model HS

s nelineární závislostí mezi napětím a přetvořením, i model DP jsou popsány v kapitole 2.3 Matematické modelování zemin.

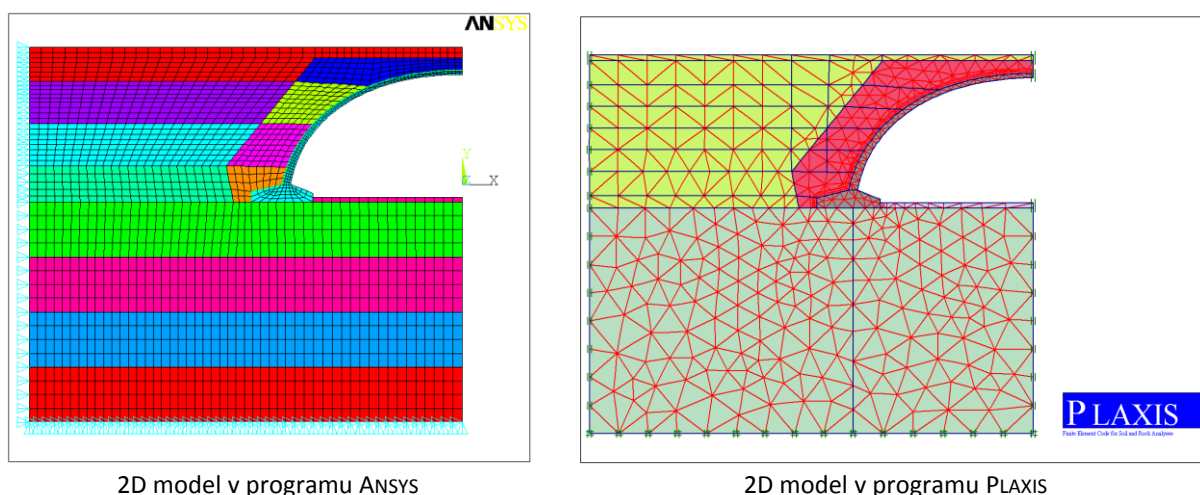
Analýzy přesýpaných konstrukcí prezentovaných v této disertační práci jsou uvažovány za předpokladu nulových pórových tlaků, tzn. bez vlivu podzemní vody. Veškeré napětí v elementech zemního kontinua je tedy v efektivních hodnotách. Objemová hmotnost jednotlivých vrstev zeminy je uvažována v celé hloubce konstantní, hodnoty odpovídají jednotlivým materiálům, resp. typům zeminy.

S ohledem na deformace štíhlých klenbových konstrukcí při postupné výstavbě je nezbytné řešit tyto numerické úlohy geometricky nelineárně. Výpočtové FE-modely v této disertační práci byly počítány nelineárně iterační metodou Newton – Raphson, s vlivem velkých deformací a respektováním geometrické i materiálové nelinearity.



Obr. 3.8 Princip Newton – Raphsonovy metody.

Výpočtové modely se zobrazenou sítí konečných prvků jsou prezentovány na Obr. 3.9. K predikci odezvy systému přesýpaných konstrukcí jsou použity modely s 2D elementy: v programu ANSYS se 4 uzly (element Plane 42, nebo Plane 182), v programu PLAXIS se 6, nebo 15 uzlovými elementy se 2 stupni volnosti ux , uy . Okrajové podmínky i přiřazení materiálů je pro odpovídající modely stejné.



2D model v programu ANSYS

2D model v programu PLAXIS

Obr. 3.9 Numerické FEM 2D modely.

K aproximaci nelineárního chování betonové klenby v závislosti na smršťování, dotvarování a vzniku trhlin je výhodné v průběhu fází výpočtu zasypávání upravit elastické vlastnosti elementů betonové klenby.

3.2. Vliv tření mezi zeminou a povrchem klenby

Hodnota zemního tlaku je ovlivněna třením mezi konstrukcí a zeminou, a také přílnavostí zeminy k povrchu klenby. V geotechnice se tření vyjadřuje úhlem δ , který odpovídá sklonu výslednice působení zemního tlaku. Pro $\delta = 0$ působí výslednice zemního tlaku kolmo na konstrukci. Velikost úhlu δ se pro běžné povrchy pohybuje v intervalu $\frac{1}{3}\varphi$ až $\frac{2}{3}\varphi$.

Ve výpočtových modelech je chování rozhraní popsáno pružno-plastickým Coulombovým (kritériem) modelem tření:

$$|\tau| < \sigma \tan \varphi + c \quad (3.4)$$

Kde:

- $\tau \dots$ smykové napětí,
- $\sigma \dots$ normálové napětí,
- $\varphi \dots$ úhel vnitřního tření zeminy.
- $c \dots$ koheze.

Pro koeficient tření μ platí:

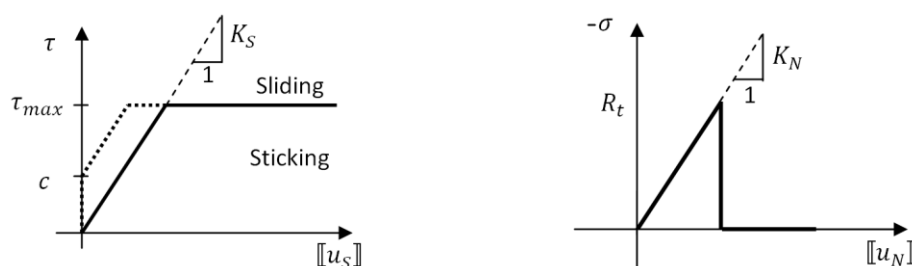
$$\mu = \tan \varphi \quad (3.5)$$

Tab. 3.1 Doporučené hodnoty koeficientu tření μ

Rozhraní	Koeficient tření μ		
	NAVFAC (GEO5, 2007)	Wriggers (Wriggers, 2002)	Bradáč (Bradáč, 1995)
Beton - štěrk	0,55 ~ 0,60		
Beton - písek	0,35 ~ 0,55	0,35 ~ 0,60	
Beton – hlína písčitá, prachovitá	0,30		
Beton – tuhý až měkký jíł	0,30 ~ 0,35		
Beton – beton		0,5 ~ 1,0	0,7
Beton – ocel		0,2 ~ 0,4	0,5
Ocel – ocel		0,2 ~ 0,8	0,49

3.2.1. Modelování rozhraní mezi povrchy – interface

Výpočtový model by měl zohlednit přechod mezi kontinuem bočního zásypu a vnějším povrchem klenby, pomocí kontaktních, nebo přechodových elementů (Potts, et al., 2002). Kontaktní elementy umožňují posun mezi klenbou a zeminou definováním interakčního chování spáry jako jednostranné tlakové vazby s možností nastavení tření a smykové soudržnosti.



Obr. 3.10 Coulombov model kontaktních elementů.

V disertační práci jsou použity elementy Coulombovým modelem smykové pevnosti. Chování kontaktní spáry definují 3 stavy: *i*) otevřená spára bez kontaktu, *ii*) uzavřená ve „slepeném“ stavu (sticking) *iii*) uzavřená spára v „kluzném“ stavu $\tau \geq \tau_{max}$ (sliding). Maximální smykové napětí τ_{max} se doporučuje pro obecné materiály uvažovat přibližně hodnotou $\sigma_y/\sqrt{3}$, kde σ_y je napětí deformovaného materiálu na mezi kluzu (ANSYS, 2009).

Vztah mezi napětím a posunem

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} \llbracket u \rrbracket_l \\ \llbracket v \rrbracket_l \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

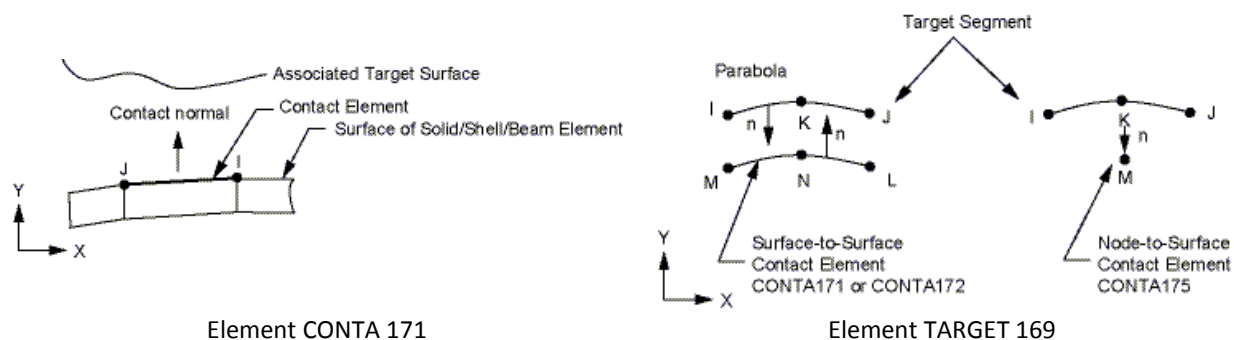
Elastická matice tuhosti

$$[D] = \begin{bmatrix} K_S & 0 \\ 0 & K_N \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Kde

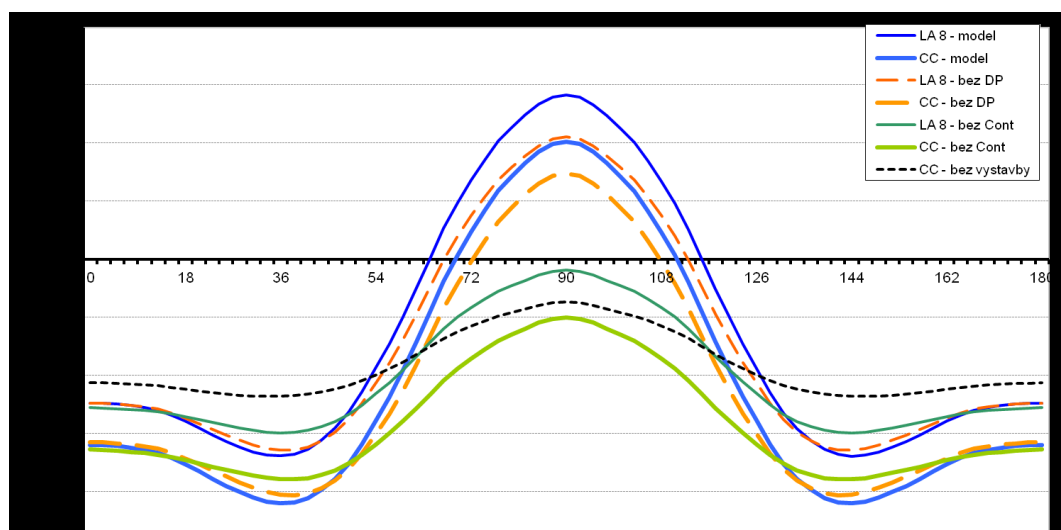
K_S ... smyková elastická tuhost

K_N ... normálová elastická tuhost



Obr. 3.11 Liniové kontaktní elementy (ANSYS, 2009).

Důležitou vlastností kontaktních elementů je přenos smykového napětí mobilizovaného podél povrchu klenby, které ovlivňuje napětí v základové spáře. Z následujícího grafu je patrný rozdíl v deformaci výpočtového modelu štíhlé přesýpané klenby s modelováním spáry kontaktními prvky a bez kontaktních prvků, kdy zásyp přenáší i tahové zatížení při deformaci klenby.



Obr. 3.12 Vliv kontaktních elementů na deformaci přesýpané klenby

V grafu jdou zobrazeny svislé posuny uzlů klenby v předposlední fázi výstavby a v poslední fázi výstavby. Modré křivky *LA8-model* a *CC-model* odpovídají kompletnímu modelu s kontaktními prvky a nelineárním materiálem. Oranžové křivky *LA8-bez DP* a *CC-bez DP* odpovídají modelu s kontaktními elementy, ale bez zadání materiálového modelu elementům zeminy.

Zřetelný rozdíl v posunech vykazuje výpočtový model bez kontaktních elementů, kde kontaktní spára mezi povrchem klenby a zeminou umožňuje přenášet i tahová zatížení, v grafu výsledky reprezentují zelené křivky *LA-8 bez Cont* a *CC bez Cont*.

Na závěr jsou černou křivkou zobrazeny posuny klenby v modelu s jedním výpočtovým krokem, bez fází výstavby. Z porovnání je patrný velký rozdíl ve srovnání s ostatními variantami výpočtových modelů.

Z porovnání lze konstatovat, že na výsledky mají větší vliv kontaktní elementy a postupná výstavba s geometrickou nelinearitou, na rozdíl od nelineárního materiálu pro elementy zeminy, to znamená, že pro relativně přesné modely je dostačující lineární elastický materiál.

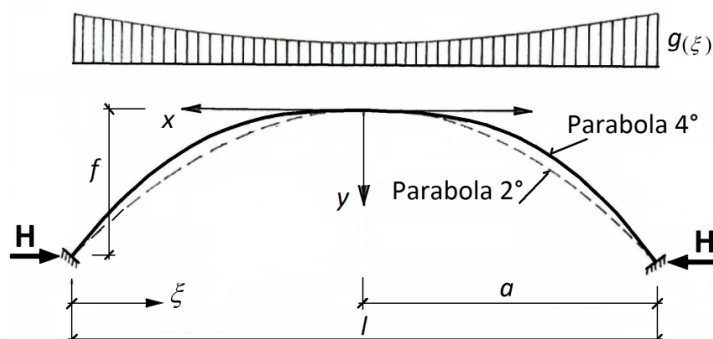
Porovnání predikovaných posunů uzlů klenby s naměřenými daty je prezentováno v příloze B.

Geometrie přesypané klenby

Význam výslednicového tvaru střednice obloukových konstrukcí platí i pro návrh střednice přesýpané klenby. Základním principem obloukových konstrukcí je přenos zatížení pouze centrickým tlakem v průřezu oblouku, toho lze dosáhnout nalezením výslednicového tvaru a tzv. tlakové čáry. V případě konstantního spojitého zatížení vychází pro střednici paraboly 2^o nulové ohybové momenty a oblouk je zatížen jen osovou silou.

$$H = M_0(a)/f \quad (4.1)$$

$$y(x) = \frac{M_0(x)}{H} = \frac{M_0(x)}{M_0(a)} \cdot f \quad (4.2)$$



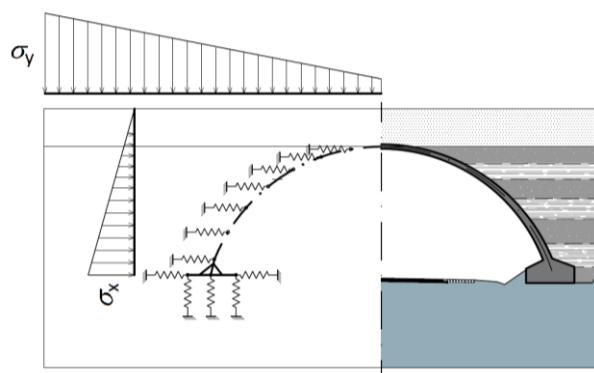
Nicméně tento jednoduchý postup nelze aplikovat při návrhu výslednicového tvaru přesýpané klenby reálně zatížené kombinací svislého a vodorovného zemního tlaku, které se mění s výškou zásypu a závisí také na fázích výstavby při postupném zasypávání.

Nelze zanedbat ani vliv tuhosti podloží na výslednicový tvar, resp. typ založení. Jak bude v této disertační práci prezentováno, pro tuhé podloží umožňující přenos obloukové síly jsou výhodné geometrie blížíící se parabole 2° na rozdíl od zaoblených vyklenutých geometrii výhodných pro měkké podloží, kdy je oblouková síla velkou mírou přenášena bočním zásypem.

Vliv geometrie přesýpaného oblouku prezentoval McGrath ve zprávě z výzkumného programu NCHRP, kde porovnal výsledky z analýz základních geometrií pro klenby betonové a ocelové z vlnitého plechu. Zpráva je zaměřena na metodiku návrhu přesýpaných konstrukcí s rozpětím do 10 m.

Vzhledem k tomu, že dominantním zatížením je tíha zeminy zásypu, je výhodné pro toto stálé zatížení nalézt výslednicový tvar klenby. Analytický výpočet tzv. bezmomentové střednice přesýpaných kleneb byl publikován (Barták & Buček, 1977) při návrhu hloubeného tunelu na trati Chomutov-Cheb, nebo také například analytický výpočet tzv. metodou vektorové syntézy (Foglar & Křístek, 2011).

Statické schéma výpočtového modelu s principem interakčního působení přesýpané klenby tohoto konstrukčního systému je pro srovnání s předchozím statickým modelem pro návrh základních obloukových konstrukcí prezentován na následujícím schéma.



Obr. 4.2 Interakční působení a zatížení přesýpané klenby.

4.2. Návrh střednice

Jak bylo popsáno výše, cílem návrhu klenby je výslednicová geometrie se zanedbatelnými ohybovými momenty, kdy je zatížení transformováno do tlakové osové síly. Pokud se návrh geometrie střednice blíží popsanému ideálnímu stavu, dochází k hospodárnému využití železobetonového průřezu klenby, kdy je tlaková síla včetně minimálních tahových účinků od stálého zatížení přenesena betonem

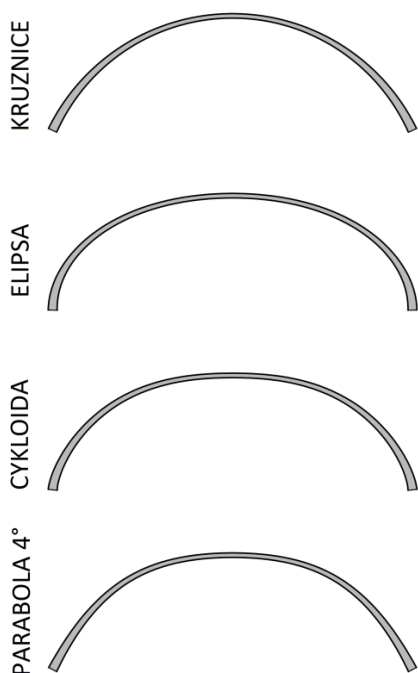
a výstuž železobetonového průřezu je dimenzována pouze na nahodilé zatížení.

Přínosem výslednicové, optimální geometrie střednice tak není jen celková redukce hmot stavební konstrukce, ale také prodloužení životnosti konstrukce v důsledku minimálních tahů, které nepřekračují tahovou pevnost betonu, což vede k minimalizaci vzniku trhlin. Platí tedy, že efektivně navržená přesýpaná klenba vyžaduje minimální údržbu.

V běžné praxi jsou pro návrh geometrie střednice přesýpané klenby nejčastěji využívány základní matematické křivky: i) Kružnice; ii) Elipsa; iii) Parabola 4°; iii) Cykloida.

Pro geometrii střednice lze použít také parabolu 2° a řetězovku, případně polynom vyššího stupně. Pro jednoduchý a rychlý návrh v praxi je výhodou známá rovnice matematické funkce. Pozitivním efektem při volbě matematických křivek pro střednici klenby je příznivé estetické působení konstrukce.

Základní geometrie jsou stručně prezentovány v této kapitole s ohledem na následné porovnávání s výslednicovými geometriemi, které byly vyhodnoceny v této disertační práci z optimalizačních analýz.



Obr. 4.3 Varianty geometrie.

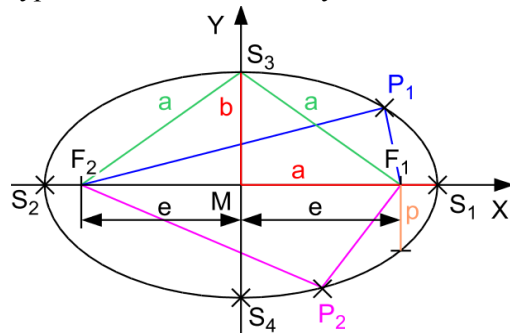
4.2.1. Základní matematické křivky

- Elipsa

Geometrie střednice klenby ve tvaru elipsy je výhodná vzhledem k strmějšímu sklonu ostění nad patkami, kde dochází k většímu spolupůsobení s bočním zásypem. Pro střednici klenby ve tvaru horní poloviny elipsy, platí rovnice:

$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y}{b}\right)^2 = 1 \quad (4.3)$$

kde: a ... délka hlavní poloosy,
 b ... délka vedlejší poloosy.



Obr. 4.4 Parametry elipsy.

- Parabola 4°

Tato geometrie je výhodná pro počáteční návrh obloukové konstrukce, kde spojitě zatížení narůstá směrem od středu nosníku k podporám, viz. Obr. 4.1. Pro střednici ve tvaru paraboly čtvrtého stupně platí rovnice:

$$y = \frac{f}{k} \left[\frac{x^2}{a^2} + (k - 1) \frac{x^4}{a^4} \right] \quad (4.4)$$

kde: f ... vzepětí paraboly,
 x ... pořadnice od vrcholu,
 a ... polovina rozpětí paraboly,
 k ... volitelný součinitel vyklenutí.

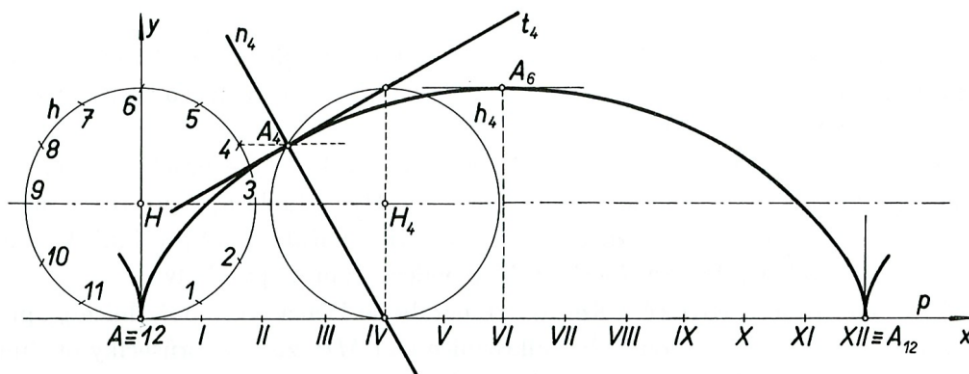
- Cykloida

Cyklická křivka svým tvarem podobná kružnici vzniká kotálením kružnice h po přímce p , kde každý bod kružnice opíše obecnou cykloidu. Parametrické rovnice obecné cykloidy:

$$x = r(t - \sin t) \quad (4.5a)$$

$$y = r(1 - \cos t) \quad (4.5b)$$

kde: r ... poloměr tvořící kružnice h ,
 t ... úhel odpovídající délce oblouku kotálející se kružnice h .



Obr. 4.5 Parametry a konstrukce prosté cykloidy (Rektorys, 2000).

4.2.2. Obecný polynom

Přesněji lze výslednicový tvar střednice obloukové konstrukce k nerovnoměrnému vnějšímu zatížení vystihnout polynodem vyššího řádu procházejícího patkou a vrcholem oblouku, který aproximuje průběh tlakové čáry. V případě obloukového mostu s mostovkou podpíranou pilíři je výslednicová čára tvořena mnohoúhelníkem, který se z estetických důvodů nahrazuje plynulou hladkou křivkou (Bechyně, 1962), (Janda, et al., 1988).

Stejný princip sestavení bezmomentové střednice jejíž tvar definuje pole zatížení, resp. působení zemního kontinua bočního zásypu a nadnásypu lze využít i v případě přesýpané klenby. Z této analýzy získáme řadu bodů, kterou prochází tlaková čára, a tyto body spojíme hladkou křivkou, pro jejíž řešení je nutné vyhledat rovnici polynomu vyššího stupně (Bechyně, 1962):

$$y = A + Bx + Cx^2 + Dx^3 + Ex^4 + Fx^5 \quad (4.6)$$

Počátek souřadného systému se volí ve vrcholu oblouku, kde je znám sklon tečny. Protože je ve vrcholu tečna vodorovná, plyne z derivace výrazu y rovnice:

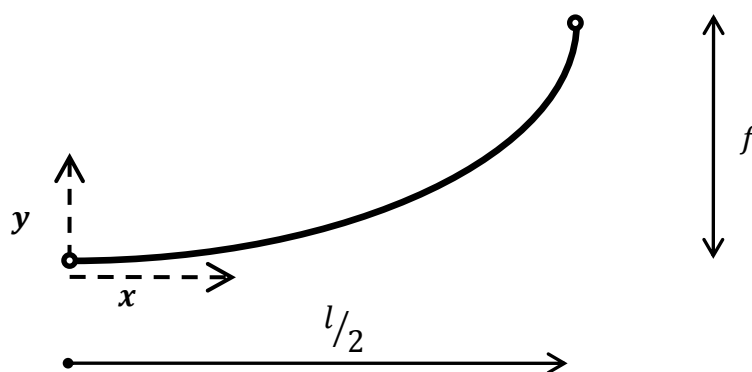
$$\frac{dy}{dx} = B + 2Cx + 3Dx^2 + 4Ex^3 + 5Fx^4 \quad (4.7)$$

pro $x = 0$ platí

$$B = \frac{dy}{dx} = \tan \varphi = 0 \quad (4.8)$$

Rovnice křivky je tedy

$$y = Cx^2 + Dx^3 + Ex^4 + Fx^5 \quad (4.9)$$



Obr. 4.6 Parametry polynomu.

Stanovení koeficientů C , D , E , F je velmi komplikované proto se předchozí rovnice zjednodušuje na tvar:

$$y = Cx^2 + Ex^4 \quad (4.10)$$

Jedná se o rovnici paraboly čtvrtého stupně, hodnoty koeficientů C a E se určí ze soustavy rovnic dosazením souřadnic známých bodů, např. ve čtvrtině rozpětí a v patce (Bechyně, 1962).

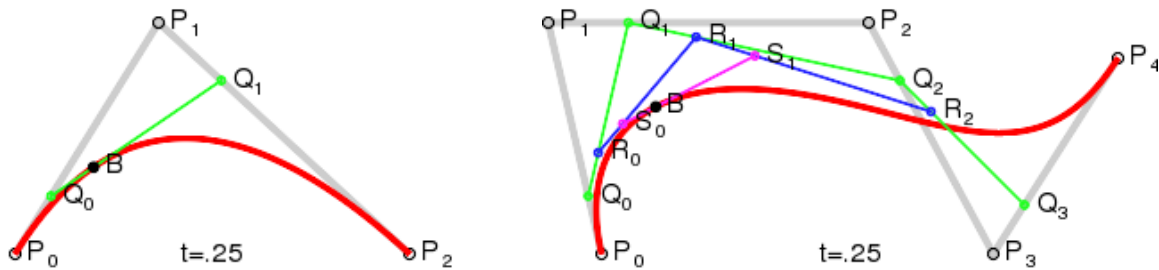
4.2.3. Bézierova křivka

Efektivním způsobem jak interpolovat tlakovou čáru od vnějšího zatížení klenby je využití Bézierovy křivky. Tato parametrická křivka umožňuje interaktivní vytváření a modifikaci tvaru změnou polohy řídicích bodů. Lomená čára procházející řídicími body se nazývá řídicí polygon n -tého stupně pro $n+1$ bodů $P_0, P_1, \dots, P_n$ a určuje Bézierovu křivku n -tého stupně pro $n+1$ zadaných řídicích bodů, která je pro $t \in \langle 0,1 \rangle$ definována jako:

$$B(t) = \sum_{i=0}^n b_{i,n}(t) P_i \quad (4.11)$$

kde $b_{i,n}(t)$ je i -tý Bernsteinův polynom n -tého stupně:

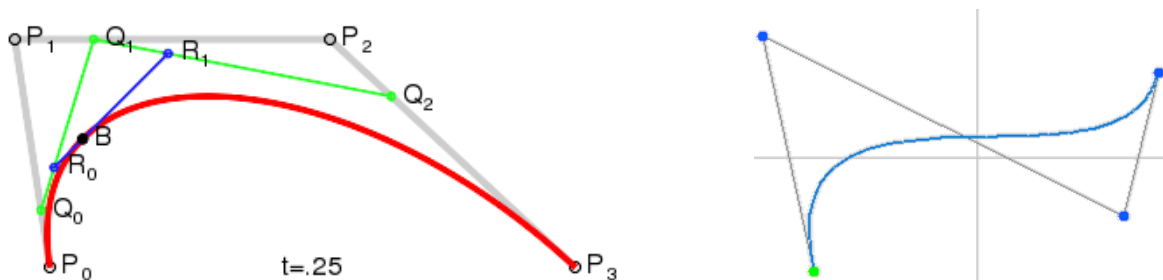
$$b_{i,n}(t) = \binom{n}{i} t^i (1-t)^{n-i}, \quad i = 0, \dots, n \quad (4.12)$$



Obr. 4.7 Bézierova křivka druhého a čtvrtého stupně (Wikipedie, 2011).

Vhodný tvar pro návrh obloukové konstrukce má kubická Bézierova křivka ($n=3$), která svou flexibilní geometrií může poměrně přesně interpolovat tlakovou čáru. Je definována čtyřmi body (P_0, P_1, P_2, P_3), křivka začíná v bodě P_0 a končí v P_3 , body P_1, P_2 neprochází, určují pouze tvar křivky. Tečna je v počátečním bodě P_0 rovnoběžná s vektorem $P_0 P_1$, obdobně v koncovém bodě P_3 , celá křivka leží uvnitř konvexní obálky. Tečné vektory v prvním a posledním bodě mají tvar:

$$B'(0) = 3 \cdot (P_1 - P_0); B'(1) = 3 \cdot (P_3 - P_2) \quad (4.13)$$



Obr. 4.8 Kubická Bézierova křivka (Wikipedie, 2011).

Jak bude prezentováno v další kapitole, kubická Bézierova křivka byla v této disertační práci využita pro optimalizaci geometrie přespané klenby. Kubická Bézierova křivka tvořila střednici jedné poloviny a souřadnice řídicích bodů byly určeny optimalizačními algoritmy, následně byla druhá polovina střednice klenby vygenerována zrcadlením první kolem středu klenby.

4.3. Výška průřezu klenby

U vetknutých oblouků je staticky výhodné plynule zesilovat průřez od vrcholu k patkám a zohlednit tím nárůst tlaku v klenbě směrem k patkám, také ohybové momenty jsou u vetknutého oblouku větší v patkách než ve vrcholu, což ovlivní hospodárné dimenzování železobetonového průřezu klenby.

Takovýto staticky výhodný návrh je účelný i z estetického hlediska, kdy plynulá křivka štíhlé klenby působí přirozeně a zvyšuje dojem z architektury konstrukce. V literatuře (Bechyně, 1962), (Janda, et al., 1988) se udává funkce pro průběh momentu setrvačnosti obloukové konstrukce pro snazší analytický výpočet, kde je integrace vztažena k těživě oblouku, místo ke střednici:

$$I_x = \frac{I_s}{\cos \varphi_x} \quad (4.14)$$

kde: I_s ... moment setrvačnosti ve vrcholu,
 φ_x ... sklon tečny střednice k ose x .

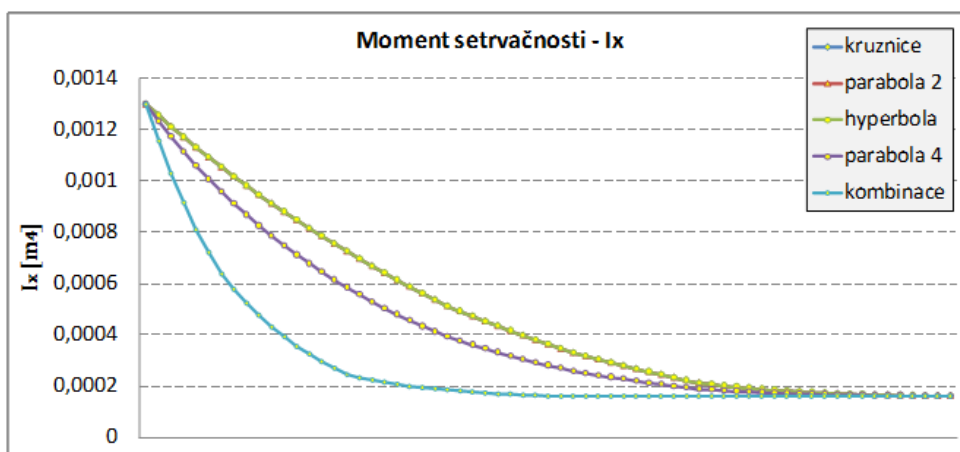
Vztah vyjadřuje, že průmět momentu setrvačnosti je stálý a rovná se momentu setrvačnosti ve vrcholu. Podrobně je o tomto tématu pojednáno v díle (Bechyně, 1962).

V této studii byl stanoven průběh momentů setrvačnosti klenby z proměnné výšky průřezu dle vztahu pro parabolu čtvrtého stupně. Náběh výšky průřezu h je ve vrcholu klenby poměrně plochý a směrem k patce rychle narůstá.

$$h = \frac{f}{k} \left[\frac{x^2}{a^2} + (k-1) \frac{x^4}{a^4} \right] \quad (4.15)$$

kde: f ... vzepětí klenby,
 x ... pořadnice od vrcholu,
 a ... polovina rozpětí klenby,
 k ... volitelný součinitel vyklenutí.

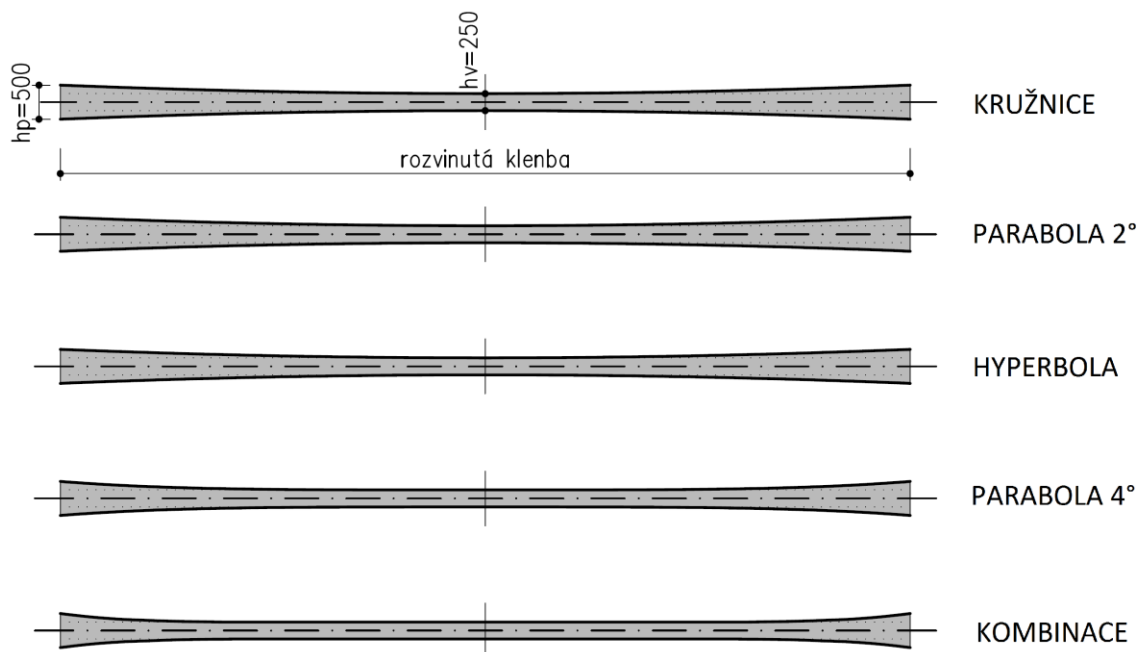
Porovnání geometrie náběhu – srovnáním momentů setrvačností průřezů určené ze vztahů pro základní křivky je v následujícím grafu (na šířku klenby $b = 1$ m):



Obr. 4.9 Porovnání momentů setrvačnosti I_x [m⁴] náběhované střednice.

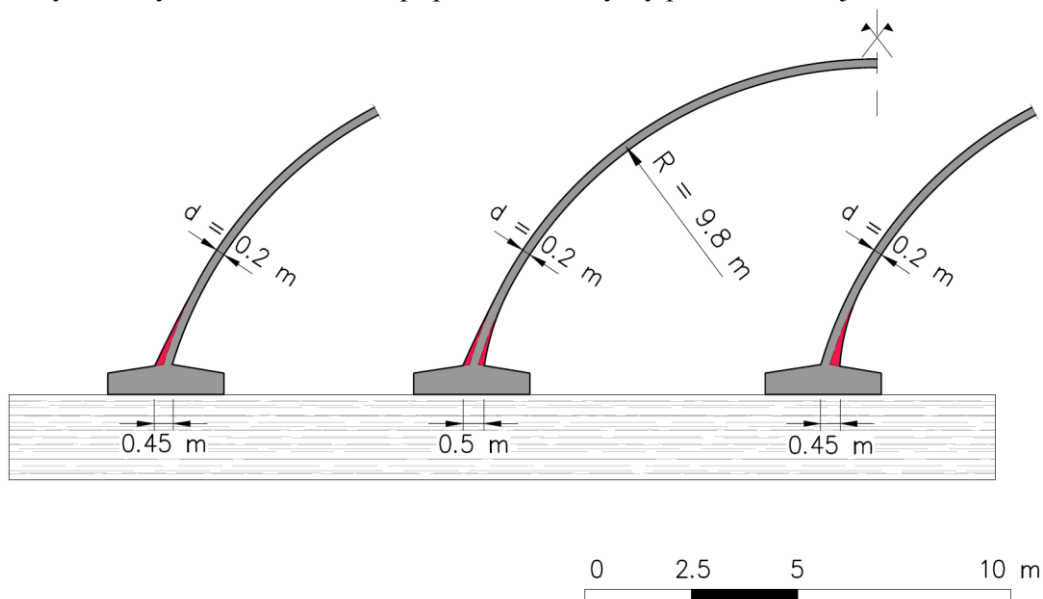
Vzhledem k velmi malému vzepětí náběhu pro geometrii Kružnice, Paraboly 2° a Hyperboly není v předchozím grafu patrný rozdíl mezi křivkami reprezentujícími moment setrvačnosti 1m širokého průřezu klenby.

Na následujícím obrázku je prezentováno schéma 5 variant geometrie náběhu klenby v dimenzích použitých v této studii, tzn. ve vrcholu klenby je výška průřezu $h_v = 250$ mm; v patě $h_p = 500$ mm. Pro dané malé vzepětí náběhu 250 mm není patrný rozdíl mezi geometrií kružnice, paraboly druhého stupně a hyperboly.



Obr. 4.10 Porovnání možných geometrií rozvinuté náběhované střednice klenby.

V případě návrhu klenby jako tenké skořepiny konstantní tloušťky je výhodné navrhnout výrazné rozšíření před vetknutím do základu, kde dochází ke koncentraci ohybového momentu. Tento průběh výšky průřezu odpovídá poslední geometrii na Obr. 4.11 – kombinace, na následujícím obrázku jsou prezentovány varianty umístění náběhu v případě nárůstu výšky průřezu na dvojnásobek.



Obr. 4.11 Porovnání možných geometrií rozvinuté náběhované střednice klenby.

4.4. Štíhlost oblouku

K charakterizaci obloukových, resp. klenbových konstrukcí jsou využívány termíny: poměrné vzepětí a štíhlost oblouku. Poměrné vzepětí vyjadřuje poměr výšky oblouku (vzepětí) f k rozpětí l . Štíhlost oblouku je charakterizována poměrem výšky průřezu ve vrcholu oblouku h_v k rozpětí l .

Přibližným rozhraním mezi tlustými a štíhlými oblouky je štíhlost $h_v/l = 100$ (Janda, et al., 1988). Přesnějším kritériem ke stanovení štíhlosti oblouku je posouzení poměru kritické obloukové síly H_{kr} k největší obloukové síle H při nejnepríznivějším zatížení: H_{kr}/H (Janda, et al., 1988).

Kritická oblouková síla je definována jako síla, při které je rovnováha mezi vnitřními a vnějšími silami v rozhodujícím průřezu labilní. Vzpěrné délky pro symetrické a asymetrické vybočení oblouku pro přibližné řešení kritické síly jsou uvedeny např. v (Janda, et al., 1988).

V této práci jsou analyzovány přesýpané klenby s rozdílným poměrným vzepětím, které vystihuje nejrozšířenější varianty přesýpaných obloukových konstrukcí, štíhlost podle výše popsaného kritéria vychází s ohledem na stejné rozpětí a tloušťku ve vrcholu pro všechny typy stejně, viz následující tabulka.

Tab. 4.1 Poměrné vzepětí a štíhlost pro klenby Typ A, Typ B, Typ C (analyzované v parametrické studii).

	vzepětí	rozpětí	výška průřezu ve vrcholu	poměrné vzepětí	štíhlost oblouku
	f [m]	l [m]	h_v [m]	f/l	h_v/l
Typ A	8.7	20	0.25	0.435	$1/80$
Typ B	6.366	20	0.25	0.3183	$1/80$
Typ C	4.2	20	0.25	0.21	$1/80$

Popis parametrické studie s dimenzemi kleneb Typ A, Typ B, Typ C je uveden v příloze C, a také v závěru kapitoly 5.

Pokročilé výpočtové modely se započítáním vlivu interakce spolu s optimalizací umožňují navrhovat štíhlé klenby, u kterých bude stabilitní analýza nezbytná. V případě přesýpaných objektů je vhodné provádět výpočet stability při výstavbě, kdy může dojít k rozdílné výšce bočního zásypu, společně s působením hutního prostředí.

V provozním stavu je rozhodujícím zatížením přetížení od dopravy, zároveň platí zásadní vliv výšky nadnásypu. Pro vysoké nadnásypy, je roznos zatížení do zásypu velmi výrazný, zatímco pro nízké nadnásypy může mít lokální zatížení rozhodující význam, jak je prezentováno v kapitole 6 na studii vlivu výšky nadnásypu na lokální účinek zatížení dopravou.

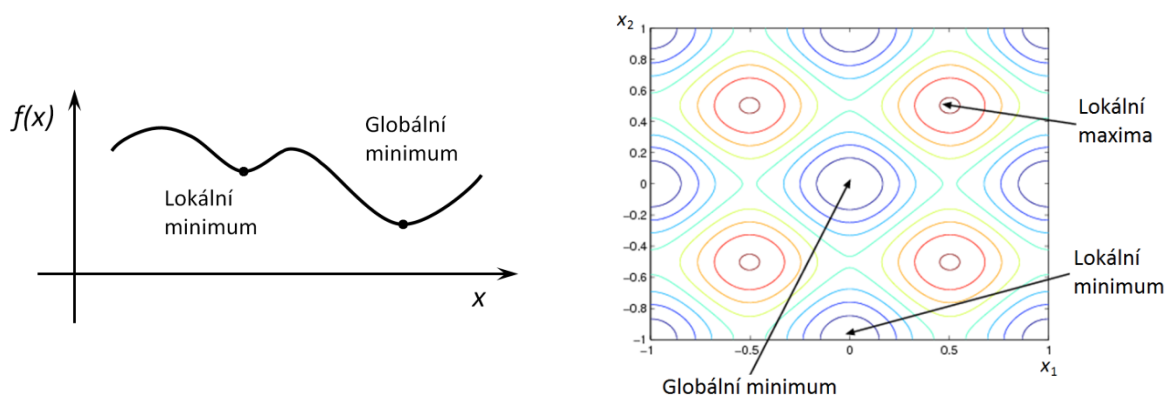
V úvodu této práci byla prezentována řada přesýpaných obloukových konstrukcí, které byly motivací této práce, jejich společným rysem je tloušťka stěny tenké skořepiny anebo efektní plochá geometrie. V obou případech je nezbytná podrobná statická analýza konstrukce, kterou umožní výstižný výpočtový model, který je prezentován v této práci. Stabilitní výpočty nebyly v rámci této práce vyhodnoceny.

Kapitola 5

Optimalizace geometrie

Optimalizační techniky slouží v inženýrské praxi k sofistikovanému vývoji nových konstrukce, zlepšují mechanické chování, redukci a rozložení hmot a využití průřezů. Široké využití optimalizace geometrie je při řešení úloh z oblasti interakce, např. aerodynamika a proudění. V úlohách dynamiky konstrukcí může být optimalizace využita pro ladění vlastních frekvencí.

Uplatnění pro optimalizační úlohy z inženýrské praxe je v případech, kde je komplikované anebo neexistuje analytické řešení problému. Obecně optimalizace řeší úlohu hledání globálního minima funkce o jedné nebo více proměnných při určitých omezujících podmínkách.



Obr. 5.1 Lokální a globální minima funkce jedné a dvou proměnných.

Metodami optimalizací se v matematice zabývá disciplína matematická teorie optimálních procesů, zkráceně se nazývá matematická optimalizace. Termín optimalizace zahrnuje matematické metody k určení minima (maxima) cílové funkce $f(x)$ pro návrhové proměnné $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)$:

$$f(x) = f(x_1, x_2, \dots, x_n), \quad (5.1)$$

při splnění omezujících podmínek:

$$h_j(x) = h_j(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0; \quad j = 1, \dots, p \quad (5.2)$$

$$g_i(x) = g_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0; \quad i = 1, \dots, m \quad (5.3)$$

Proces matematické optimalizace obsahuje vstupní data, výpočtový model, optimalizační algoritmus a výstupem je optimální řešení. Vstupní data zahrnují výchozí stav a určují požadavky na systém. Model tvoří proměnné, vazby, objektivní funkce ad., algoritmy jsou počítány v řešiči. Výsledkem optimalizace jsou vstupní hodnoty, pro které nabývá cílové funkce minimální hodnota.

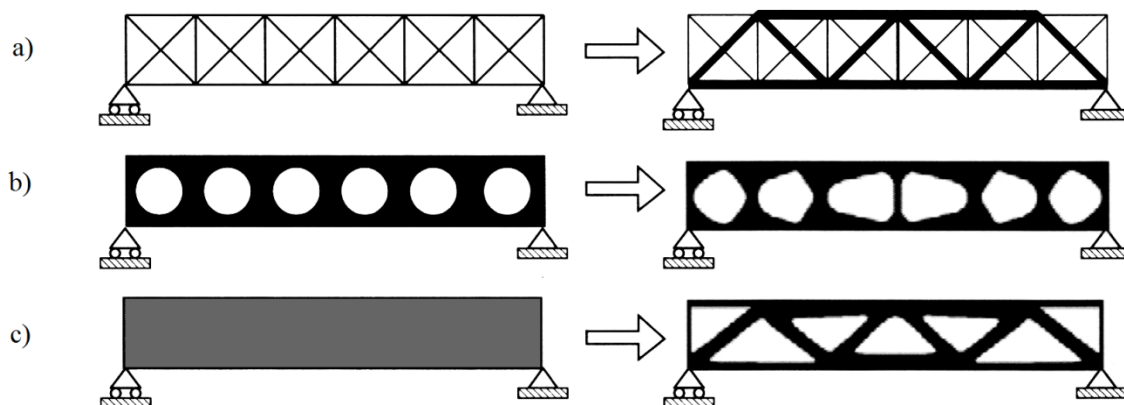
5.1. Optimalizace konstrukcí

Optimalizace konstrukcí lze rozdělit do tří základních kategorií:

- Rozměrová optimalizace – *Size optimization*;
- Tvarová optimalizace – *Shape optimization*;
- Topologická optimalizace – *Topology optimization*.

Při rozměrové optimalizaci jsou optimalizačními algoritmy navrhovány a vyhodnocovány průřezové charakteristiky konstrukce, v případě tvarové optimalizace hledají optimalizační algoritmy hraniční geometrii 1D, 2D, 3D, parametrem je popis hranice. Nejvýstižnější je topologická optimalizace, která je zobecněnou tvarovou optimalizací, kdy optimalizační algoritmy navrhují zároveň rozměry průřezů a určují tím nejefektivnější rozložení materiálu v konstrukci.

Při využití metody konečných prvků k určení odezvy konstrukce jsou parametry rozměrové optimalizace propojeny s vlastnostmi konstrukčních prvků jako rozměry průřezů; parametry tvarové optimalizace jsou vztaženy k souřadnicím uzlů (hranicím); parametrem topologické optimalizace je hustota, která v intervalu $\{0; 1\}$ přiřazuje elementům hodnotu, která určuje jeho významnost v modelu.



Obr. 5.2 Základní tři kategorie optimalizace konstrukcí: a) Rozměrová, b) Tvarová, c) Topologická. Vlevo je zobrazena počáteční konfigurace konstrukce, vpravo je konstrukce po optimalizaci (Bendsoe & Sigmund, 2003).

V případě neomezených výpočtových kapacit by byla topologická optimalizace nejlepší alternativou, vzhledem k tomu, že zahrnuje obě optimalizace rozměrovou i tvarovou. V tomto případě by však topologická optimalizace vyžadovala neúměrné množství optimalizovaných proměnných a elementů k vyřešení jemného dělení při zaoblení a také adaptivní FE síť (nutné generování nové sítě). V současnosti je zatím topologická optimalizace využívána ke generování konceptuálních návrhů, které jsou dále zdokonalovány rozměrovou a tvarovou optimalizací.

5.1.1. Příklad tvarové optimalizace betonové skořepiny

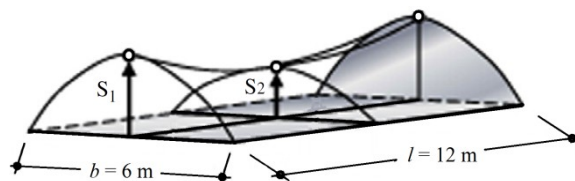
Pro názornou demonstraci praktického využití optimalizačních metod, lze prezentovat výsledek práce (Tomás & Martí, 2010), kde bylo porovnány výsledné tvary štíhlých betonových skořepin pro různé cílové funkce a okrajové podmínky. V optimalizační studii betonové skořepiny tloušťky 50mm na půdorysu 6×12 m byl vytvořen parametrický výpočtový model desko-stěnovými elementy.

Volné parametry pro hledání optimálního tvaru byly S_1 a S_2 (viz. Obr. 5.3), pro počáteční geometrii (parabolický válec) měly oba parametry hodnotu 3 m. Konstrukce je zatížena svislým rovnoměrným zatížením 5 kN/m^2 . Podpory skořepinového modelu byly umístěny ve třech variantách:

(i) jen dvě přímé hrany; (ii) jen dvě zakřivené hrany; (iii) po celém obvodě (viz. výpočtové modely na Obr. 5.4). Jako hodnotící kritéria (cílová funkce / *objective function*) pro dosažení optimalizovaného tvaru byly stanoveny:

- hmotnost – W
- deformační energie – SE
- úroveň napětí – SL

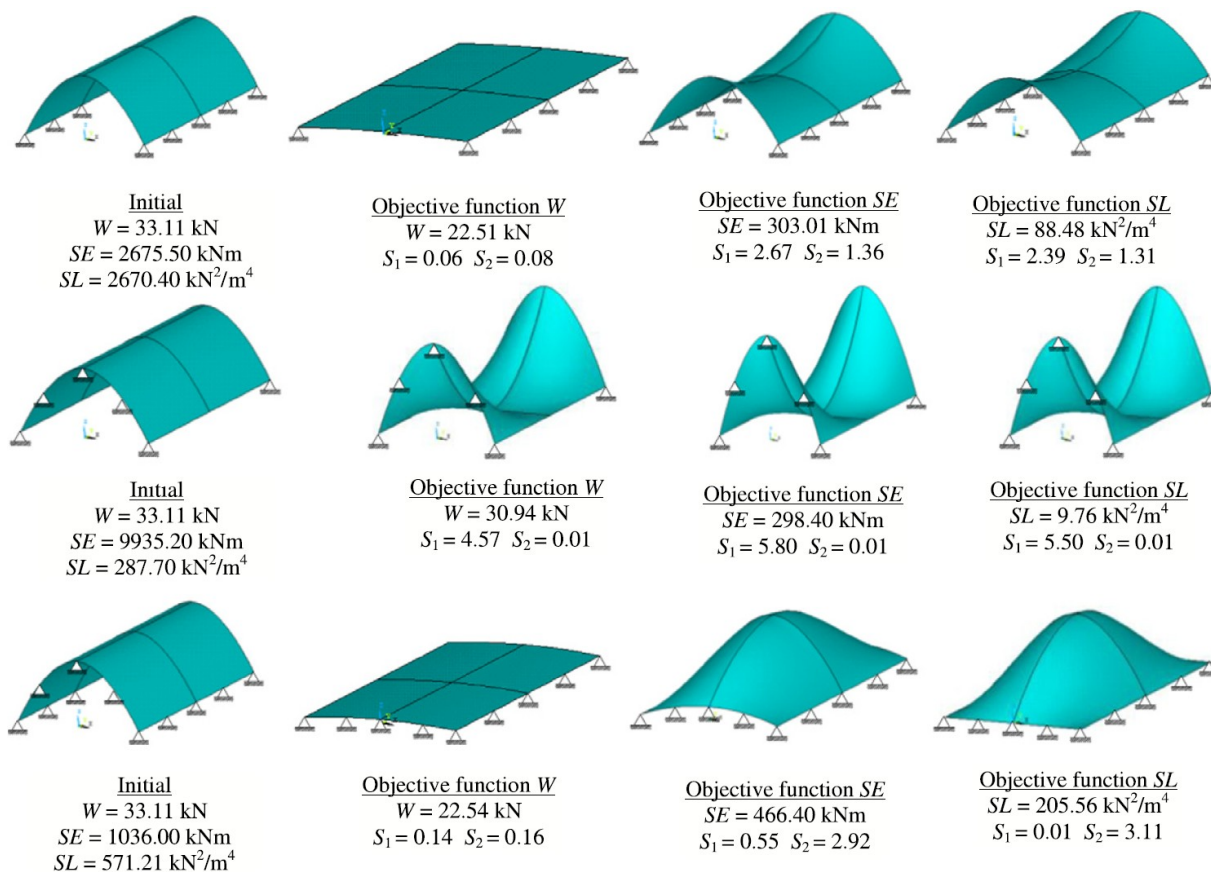
Pro optimalizaci na minimální hmotnost byly zadány omezující podmínky napětí 2;-20 MPa, pro zbývající 2 podmínky není nutné definovat omezení, napětí je minimalizováno přímo cílovou funkcí.



Obr. 5.3 Geometrie a parametry modelu.

Pro cílovou funkci „hmotnost“ – W má skořepina podepřená na přímých hranách a po celém obvodě výsledný téměř plochý tvar, při kterém hmotnost klesla o 32.01%, resp. 31.92%. Skořepina podepřená na zakřivených hranách byla vygenerována s geometrií hyperbolického paraboloidu.

Pro cílové funkce SE a SL je pro skořepinu podepřenou na přímých a zakřivených hranách vygenerována geometrie hyperbolického paraboloidu s výrazným poklesem hodnoty cílové funkce v důsledku efektivního tvaru o 97.00, resp. 96.61%. Skořepina podepřená po obvodě je optimalizací na minimální deformační energii a napětí vytvarována do vyklenuté plochy dvojí křivosti, při které je hodnota cílové funkce redukována o 54.98, resp. 64.01% jak je popsáno u jednotlivých výsledných tvarů:



Obr. 5.4 Příklad optimalizace pro různé cílové funkce a okrajové podmínky modelu (Tomás & Martí, 2010).

Výsledkem studie jsou optimalizované tvary štíhlé betonové skořepiny, kde nalezením optimální geometrie byly eliminovány ohybové složky napětí. Autoři studie také prezentovali významné zvýšení stability a přibližně poloviční deformace pro optimální geometrii. Pozitivním přínosem nalezených tvarů jsou efektní geometrie, které zároveň vychází ze statické funkce konstrukce.

5.2. Optimalizační metody

Existuje velké množství matematických optimalizačních metod, mezi nejpoužívanější optimalizační metody v inženýrské praxi patří:

- **Evoluční algoritmy**
 - (i) Genetické algoritmy (GA); (ii) Evoluční strategie (EA); (iii) Simulované žhání (SA)
- **Gradientní metody**
 - (i) Gauss-Newton; (ii) Levenberg-Marquardt

5.2.1. Genetické algoritmy

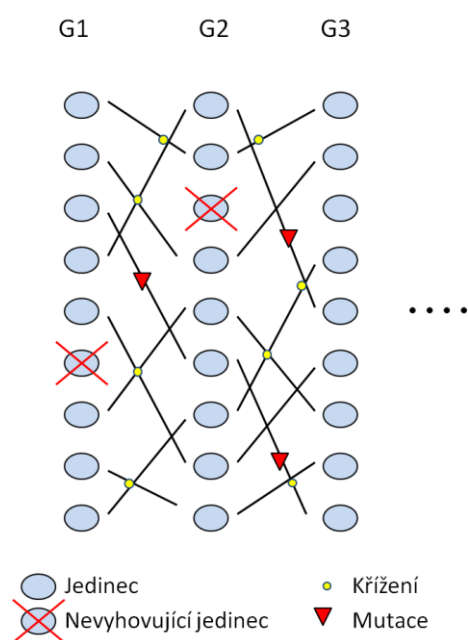
Patří do skupiny evolučních algoritmů, které k hledání optimálního řešení využívají evoluční strategii založenou na mechanismu přirozeného výběru evoluční biologie a principech genetiky. Genetické algoritmy vychází z technik evolučních biologických procesů v přírodě, kde existují populace živočišných druhů, které se postupně vyvíjí, křížením genů, nebo změnou genu v chromozómu, tzv. mutací vznikají noví jedinci. Tito potomci mají podle svých schopností šanci obstát v přirozeném výběru a vytvořit další generaci.

$$G(t) = \{x_{t,1}, x_{t,2}, \dots, x_{t,n}\} \quad (5.4)$$

kde: $G(t)$... populace jedinců v čase t ,
 t ... vývojový čas,
 n ... rozsah populace.

Vývojový čas zpravidla běží v diskrétních krocích a v tomto časovém pohledu se o posloupnosti populací hovoří jako o generacích. Prakticky genetické algoritmy postupně vytváří generace s jedinci reprezentujícími řešení daného problému. Každou generaci řešení tvoří populace jedinců (potomků), jedinec reprezentuje jedno řešení optimalizační úlohy. První generace jedinců je generována náhodně,

následující generace tvoří jedinci, kteří byli vygenerováni 3 způsoby: křížením, mutací a reprodukci, viz. následující schéma GA:



Obr. 5.5 Schéma vývoje řešení genetickými algoritmy.

1. Inicializace – náhodně vygenerována první generace jedinců ($P_1, P_2, P_3, \dots, P_N$)
2. Začátek cyklu – proběhne výběr zdatných jedinců z populace
3. Do další generace jsou z vybraných jedinců generováni noví, metody generování (operátory):
 - a. Křížení / *Crossover* – části několika jedinců se vymění
 - b. Mutace / *Mutation* – část jedince se náhodně změní
 - c. Reprodukce / *Elite* – nejlepší jedinci postoupí bez změny do další generace
4. Ohodnocení nových jedinců
5. Konec cyklu – dokud není splněna zastavovací podmínka, pokračuje se opět od bodu 2
6. Ukončení algoritmu – výstupem je nejzdatnější jedinec, který reprezentuje nejlepší nalezené řešení

Každý jedinec v populaci je ohodnocen tzv. cílovou funkcí (*objective function*), která určuje míru kvality-efektivnosti řešení dané úlohy. Podle tohoto ohodnocení kvality jsou vybíráni jedinci pro vznik nové, další populace, která je generována křížením a mutací kvalitních jedinců a také elitních jedinců, kteří postoupí do další generace přímo – tzv. elitářský mechanismus.

Tento proces generování nových generací se iterativně opakuje, v jeho průběhu se postupně zlepšuje kvalita řešení úlohy, algoritmus je ukončen dosažením požadované kvality podle zadané ukončující podmínky.

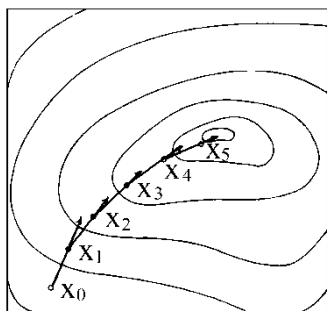
Genetické algoritmy patří pro svou robustnost a jednoduchost k často využívané optimalizační metodě (Deb, 2001), (Barakat & Altoubat, 2009). Výhodou evolučních algoritmů je rychlé nalezení přibližného řešení globálního minima, nevýhodou robustního řešení je, že toto řešení nemusí být dosaženo globální minimum a je proto nutné zpřesnění řešení v určené lokální oblasti jinou metodou.

Evoluční optimalizační algoritmy jsou účinným nástrojem k dosažení optimálního řešení, proto jsou populární v oboru stavebních konstrukcí (Peng & Fairfield, 1999), (Roy, et al., 2008), i na řešení nejrůznějších problémů mimo technické obory.

5.2.2. Gradientní metody

Nalezení minima cílové funkce gradientními metodami optimalizace odpovídá nalezení nulového bodu gradientní funkce. K nalezení minima funkce je využíván negativní gradientní spád, určovaný z gradientu cílové funkce. Pokud ve směru gradientu hodnota funkce roste, jedná se o pozitivní spád

gradientu a je nalezeno maximum funkce. Obecný iterační vztah gradientních metod:



$$x_{n+1} = x_n + \lambda_n \nabla f(x_n); \quad n \geq 0 \quad (5.5)$$

Platí:

$$f(x_0) \geq f(x_1) \geq f(x_2) \geq \dots, \quad (5.6)$$

Kde:	$x_n \dots$	původní řešení
	$x_{n+1} \dots$	nové řešení
	$\lambda_n \dots$	velikost kroku
	$\nabla f(x_n) \dots$	gradient funkce

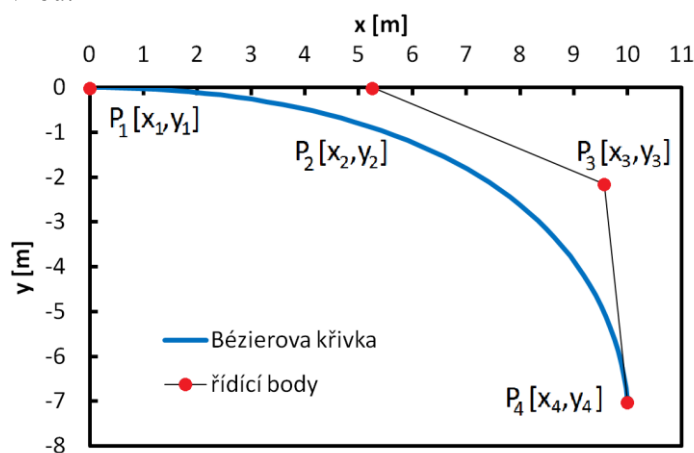
Obr. 5.6 Hledání extrému gradientní metodou.

Mezi rozšířené gradientní metody optimalizace patří např. Gauss–Newton, a také Metoda největšího spádu. Obecně pro gradientní metody platí poměrně přesné určení lokálního minima, nevýhodou je malá robustnost při hledání globálního minima funkce, kdy může algoritmus uvíznout v lokálním minimu.

Na interpolaci mezi Gauss–Newton a Metodě největšího spádu je založena optimalizační **Levenberg-Marquardt metoda** (Levenberg, 1944). Tato gradientní metoda druhého řádu hledá minimum cílové funkce pomocí její derivace podle optimalizačních parametrů. Derivace je vyčíslena numericky v každé iteraci pro všechny parametry a další průběžné řešení je dáno změnou každého parametru podle vypočtené derivace.

5.3. Optimalizace geometrie přesýpané klenby

Střednice je pro optimalizaci definována Bézierovou křivkou určenou parametry kontrolního polygonu (Farin, 2002). Klenba je symetrická, proto byla Bézierovou křivkou definována jen polovina oblouku od vrcholu po pravou patu klenby, výhodou je redukce počtu optimalizovaných parametrů a navíc větší tvarová flexibilita. Levá polovina byla do výpočtového modelu generována zrcadlením uzlů pravé poloviny. V případě modelování nesymetrické klenby může být střednice modelována kompletně jednou Bézierovou křivkou.



Obr. 5.7 Parametrizace modelu klenby.

Pro tvarovou optimalizaci je Bézierova křivka široce využívanou parametrickou křivkou v mnoha oborech (Tang & Désidéri, 2002), (Probst, et al., 2009), (Ziolkowski & Gratkowski, 2008). Využití Bézierovi křivky pro optimalizaci geometrie má následující výhody:

- (i) nejedná se o funkci (ve smyslu, že každému x odpovídá právě jedno y) a lze ji tudíž zakřivit zcela libovolně;
- (ii) její parametry jsou řídící body - přesněji jejich souřadnice - a mají tak jasný geometrický význam;
- (iii) lze jednoduše požadovat splnění okrajových podmínek jako např. polohu koncového a počátečního bodu a derivace v těchto bodech.

Obecně platí, že větší počet parametrů komplikuje optimalizaci. Důležité je tedy vnést do modelu dostatečnou flexibilitu pro vystižení řešení, ale zároveň použít co nejméně volných parametrů. V případě optimalizace tvaru přesýpané klenby se jevila jako dostatečně flexibilní Bézierova křivka 3. stupně, tedy se čtyřmi řídícími body $[p_i^x \ p_i^y]$, $i = (1, 2, 3, 4)$. Pro srovnání byly provedeny i optimalizační výpočty s Bézierovou křivkou 4. stupně, nicméně bylo dosaženo stejného řešení s výrazně větším počtem výpočtů vzhledem k dalším 2 volným parametrům (viz. Obr. 5.10).

Polohy bodů na střednici klenby reprezentované Bézierovou křivkou lze vypočítat pomocí parametru $t \in \langle 0, 1 \rangle$ z dvou kubických rovnic vyjádřených následujícím maticovým součinem:

$$[x(t) \ y(t)] = \sum_{i=0}^3 \binom{3}{i} t^i (1-t)^{3-i} [p_i^x \ p_i^y] = \begin{pmatrix} t^3 \\ t^2 \\ t \\ 1 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} -1 & 3 & -3 & 1 \\ 3 & -6 & 3 & 0 \\ -3 & 3 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} p_1^x \\ p_2^x \\ p_3^x \\ p_4^x \end{pmatrix} \quad (5.7)$$

Pro zvolené x (či y) lze jednoduše nalézt odpovídající parametr t (kubická rovnice může mít až 3 řešení) a poté určit odpovídající druhou souřadnici y (nebo x) vyhodnocením druhé kubické rovnice v nalezeném t z první kubické rovnice.

Počáteční bod (vrchol klenby; souřadnice $[p_1^x \ p_1^y] = [0 \ 0]$) stejně jako koncový bod (pravá pata klenby; souřadnice $[p_4^x \ p_4^y]$ odpovídá vzepětí a polovině rozpětí klenby) jsou pevné, předem zadane. Vzhledem k zrcadlení poloviny klenby je ve vrcholu vodorovná tečna, tedy druhý řídící bod musí mít stejnou y -novou souřadnici jako první řídící bod, $p_2^y = p_1^y = 0$. Zbývající tři souřadnice sdružené do vektoru tvoří optimalizované parametry geometrie $\mathbf{P} = (p_2^x \ p_3^x \ p_3^y)^T$.

5.3.1. Cílová funkce

Dosažení optimálního uspořádání při splnění návrhových podmínek je řízeno cílovou funkcí $f(\mathbf{P})$. Výsledkem by mělo být ohodnocení kvality-efektivnosti vstupů jako například mezní zatížení, mez kluzu a mezní průhyby konstrukce, hmotnost konstrukce anebo náklady.

Pro prezentovanou jedno-kriteriální optimalizaci byla zvolena cílová funkce $f(\mathbf{P})$, která možné vektory $\mathbf{P}$ z 3 dimenzionálního prostoru zobrazuje na reálné číslo. Cílem optimalizace betonové klenby v této práci je minimalizace tahového napětí nalezením bezmomentového tvaru střednice, proto je cílová funkce postavena na nelineárním výpočtu normálového napětí ve štíhlé klenbě. Součástí cílové funkce je výpočet největších normálových napětí v krajních vláknech klenby σ_u a σ_l generované z komplexního FE-modelu přesyané klenby, tyto hodnoty následně vstupují do závěrečné rovnice k ohodnocení. Jednou z možných formulací cílové funkce mohlo být:

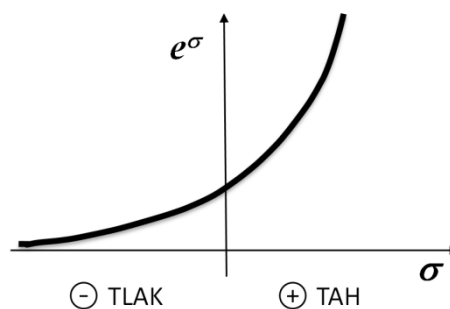
$$f(\mathbf{P}) = \max(\sigma_u, \sigma_l) \quad (5.8)$$

Nevýhodou této formulace je důraz jen na jednu hodnotu napětí, což prakticky znamená zvýhodnění řešení s minimálním tahovým napětím, ale zároveň vysokým tlakovým napětím. Proto je výhodnější cílová funkce se schopností vyhledat takové řešení, které minimalizuje tahy a zároveň upřednostňuje řešení s nižším tlakovým napětím:

$$f(\mathbf{P}) = \exp(\sigma_u) + \exp(\sigma_l) \quad (5.9)$$

Cílová funkce tedy zahrnuje (i) vytvoření geometrie střednice Bézierovou křivkou z parametrů $\mathbf{P}$; (ii) tvorbu a výpočet nelineárního FEM modelu pro danou geometrii střednice; (iii) nalezení maximálních napětí v horních a dolních vláknech klenby; (iv) vyhodnocení součtu exponenciálních funkcí pro nalezená napětí podle uvedené rovnice (Houšť, et al., 2013).

Použitá exponenciální funkce monotónně klesajícím průběhem efektivně vystihuje zvolený přístup minimalizace tahových napětí a navíc klade důraz na větší ze dvou hodnot napětí, tím jsou eliminovány řešení s vysokým tlakovým zatížením, i kdyby byly tahové zatížení nízké. To znamená, že jsou preferována řešení s mírně větším tahovým napětím, pokud by bylo odpovídající tlakové napětí výrazně zmenšeno.



Obr. 5.8 Průběh cílové funkce.

5.3.2. Optimalizační algoritmus

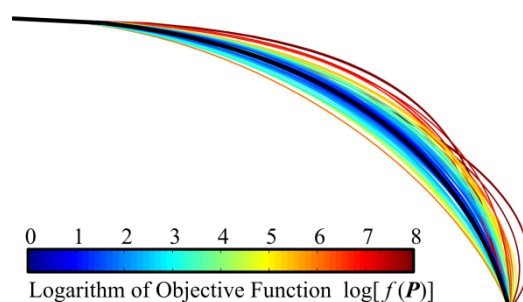
Procesem optimalizace je hledáno globální minimum popsané cílové funkce $f(\mathbf{P})$. V případě hledání optimální geometrie byla ohodnocována pouze jedna funkce, tedy jedná se o jedno-kriteriální optimalizaci (minimalizováno je jedno kritérium). Navíc je hledání omezeno pouze na určitou množinu řešení Ω , která je dána maximální a minimální přípustnou hodnotou každého z volných parametrů Bézierovy křivky. Přípustná množina má dostatečný rozsah a její hranice nemají vliv na výsledné řešení. V našem případě tedy hledáme takové $\mathbf{P} \in \Omega$, že pro všechna $\mathbf{Q} \in \Omega$ platí, že $f(\mathbf{P}) < f(\mathbf{Q})$.

Optimalizace je provedena ve dvou krocích: (i) nejprve je genetickým algoritmem nalezeno řešení blízko globálního minima; (ii) poté je řešení zpřesněno Levenberg–Marquardt gradientním algoritmem.

Tento kombinovaný přístup byl zvolen s ohledem na efektivní využití robustnosti genetických algoritmů a přesném vyhledání lokálního minima gradientními algoritmy. Proces optimalizace byl řešen v programu Matlab v modulu pro optimalizace, výstupy napětí z krajních vláken byly automaticky importovány z výpočtových modelů řešených v programu ANSYS.

5.3.3. Postřehy a doporučení k procesu tvarové optimalizace obloukových konstrukcí

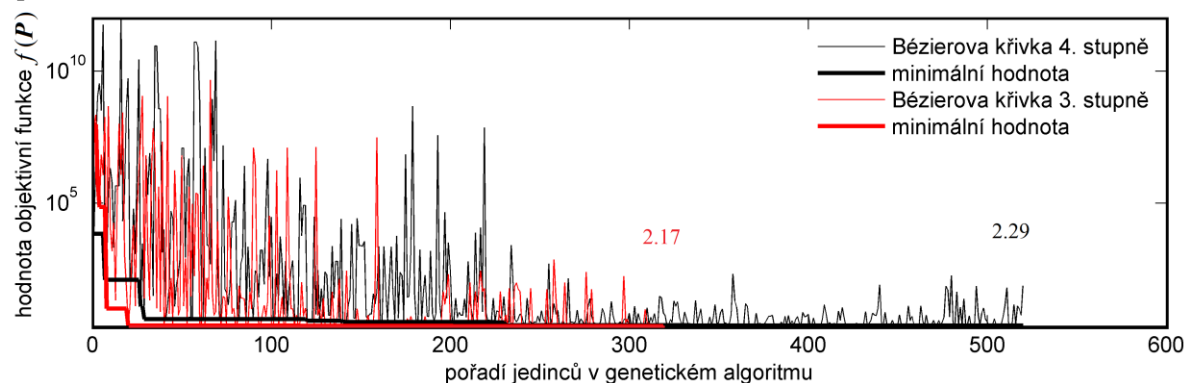
Proces hledání globálního minima cílové funkce $f(\mathbf{P})$ je názorně předveden na Obr. 5.9. Jednotlivé geometrie jsou zobrazeny v barvách, které odpovídají ohodnocení cílovou funkcí podle škály pod obrázkem, výsledné optimální řešení geometrie je zvýrazněno tlustou černou křivkou.



Obr. 5.9 Ohodnocení GA generovaných geometrií.

Vývoj jedinců při optimalizaci genetickými algoritmy, reprezentujících optimalizované geometrie, které jsou ohodnocovány cílovou funkcí je prezentováno v grafu na Obr. 5.10. V grafu vývoje jedinců je také prezentováno srovnání Bézierovi křivky 3. stupně s třemi volnými parametry a více tvarově flexibilní Bézierovi křivky 4. stupně s pěti volnými parametry. Ze srovnání je patrný výrazně větší počet realizací ohodnocených jedinců pro Bézierovu křivku 4. stupně – přibližně 500, na rozdíl od přibližně 300 realizací pro Bézierovu křivku 3. stupně, což znamená delší dobu výpočtu. A navíc výsledná hodnota cílové funkce vychází pro křivku 3. stupně 2.17, zatímco pro křivku 4. stupně 2.29.

Proto byly všechny optimalizační výpočty v této práci provedeny s využitím Bézierovi křivky 3. stupně.

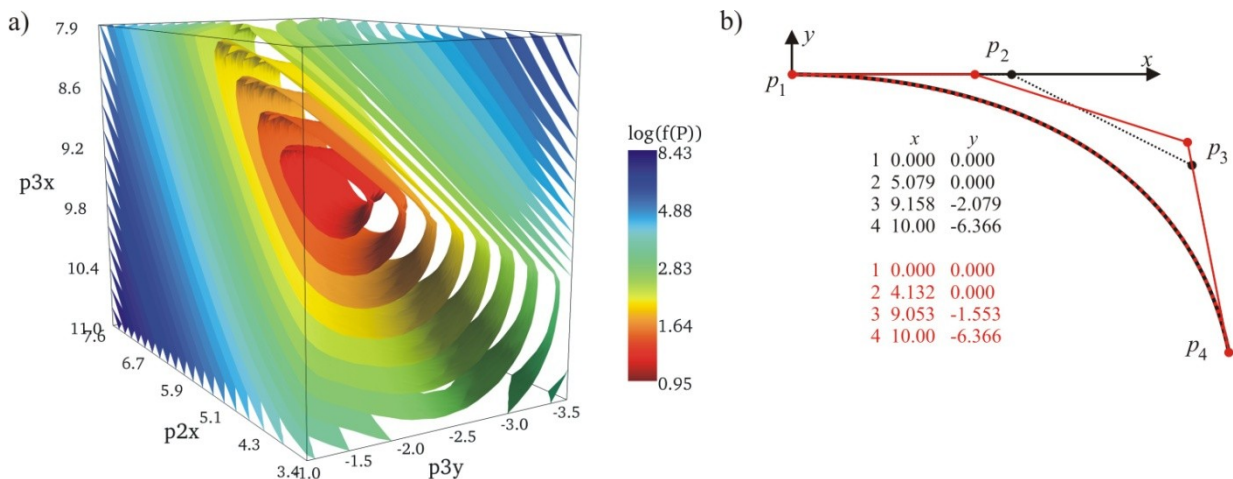


Obr. 5.10 Vývoj jedinců generovaných GA, srovnání Bézierovi křivky 3. a 4. stupně.

5.3.4. Poznámka k využití parametrické Bézierovi křivky

Z předchozího grafu je při detailním pohledu patrné, že existuje větší množství řešení s přibližně stejnou minimální hodnotou cílové funkce. Genetickými algoritmy byly nalezeny lokální minima, kterým ale odpovídají různé polohy řídících bodů kontrolního polygonu. Ukázalo se, jak je prezentováno na Obr. 5.11b, že lze získat téměř stejnou geometrii Bézierovi křivky pro různé kontrolní polygony.

Ke stejnému zjištění, kdy optimální geometrie (tvar) může být aproximována více Bézierovými křivkami s rozdílným řešením hledaných parametrů, dospěli také (Tang & Désidéri, 2002).

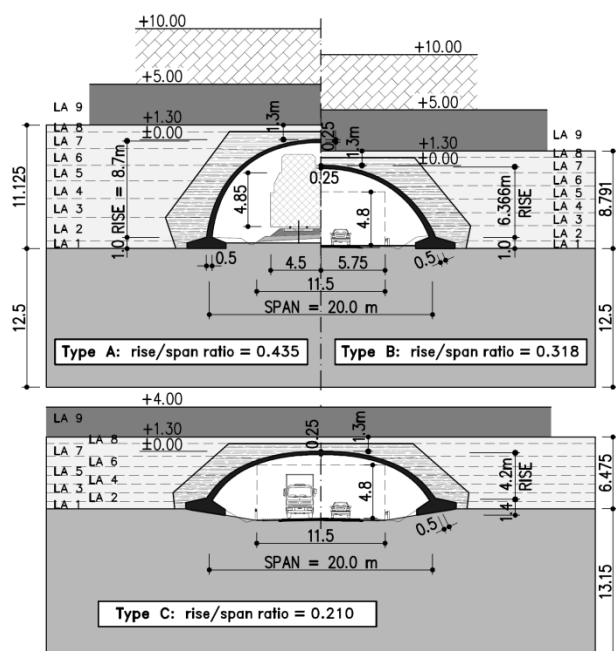


Obr. 5.11 (a) Hodnoty cílové funkce $\log(f(P))$ v 3-dimenzionálním prostoru optimalizovaných parametrů. (b) příklad dvou shodných Bézierových křivek s rozdílnými řídícími polygony.

Kontrola globálního minima byla provedena výpočtem hodnoty cílové funkce v pravidelných intervalech, výsledky pro 3 hledané parametry jsou vyneseny na třech osách pomocí izoploch na Obr. 5.11a. Z prostorového zobrazení lze rozeznat válcovitý objem ve středu izoploch, který reprezentuje množinu řešení poskytující velice nízkou hodnotu minima cílové funkce.

Tento zajímavý výsledek je v literatuře (Farin, 2002) popsáný pro využívání Bézierových křivek, kdy řídící polygon získaný zprůměrováním jiných řídících polygonů, vytvoří Bézierovu křivku, která se rovná průměru odpovídajících Bézierových křivek. Pokud tedy dvě Bézierovy křivky splývají, budou všechny vážené průměry svých kontrolních polygonů produkovat další dotýkající se Bézierovy křivky.

5.4. Parametrická optimalizační studie



Obr. 5.12 Schéma modelů parametrické studie.

Popsaná metoda optimalizace byla aplikována na vyhledání optimálních (výslednicových) geometrií přesýpané klenby. V parametrické studii bylo analyzováno celkem 24 výpočtových modelů, pro 3 typy štíhlých betonových kleneb s rozdílným vzepětím:

- (i) Vysoká klenba – **Typ A**;
- (ii) Střední klenba – **Typ B**;
- (iii) Nízká klenba – **Typ C**.

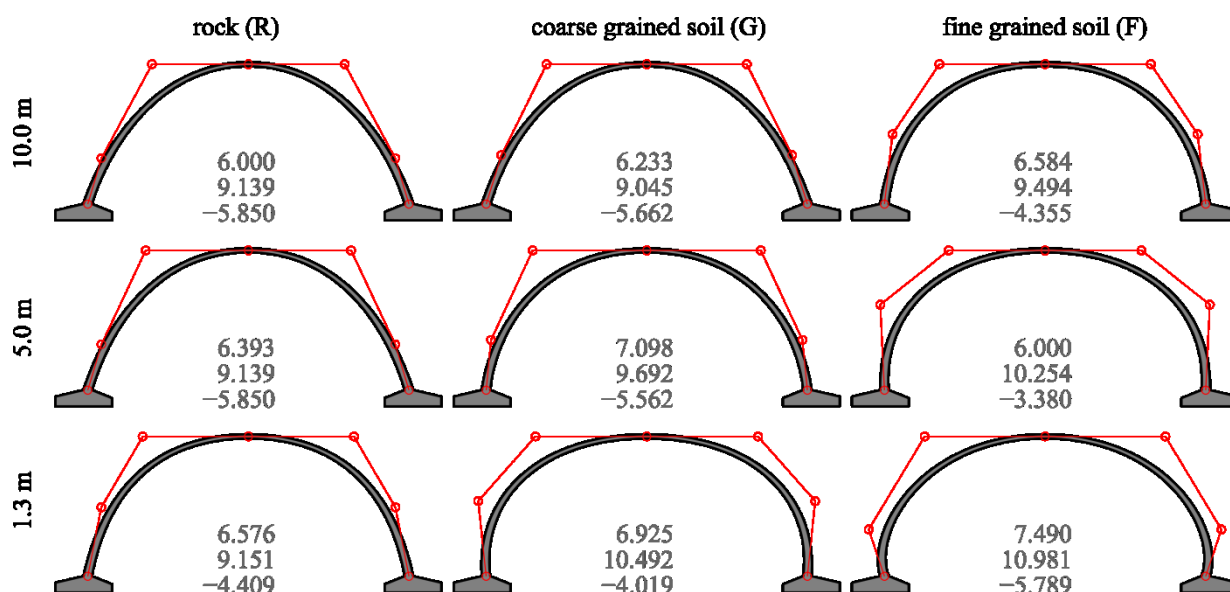
Dalšími parametry v parametrické studii, které ovlivňují výslednicový tvar byly 3 výšky násypu nad vrcholem klenby a 3 rozdílná podloží, symboly značení (“R”, “G”, “F”) jsou v souladu s UCSC (ASTM-D2487-11, 2011).

Výpočtové modely v parametrické studii odpovídají verifikované metodice popsané v této práci, jejichž kalibrace je prezentována v přílohách A a B.

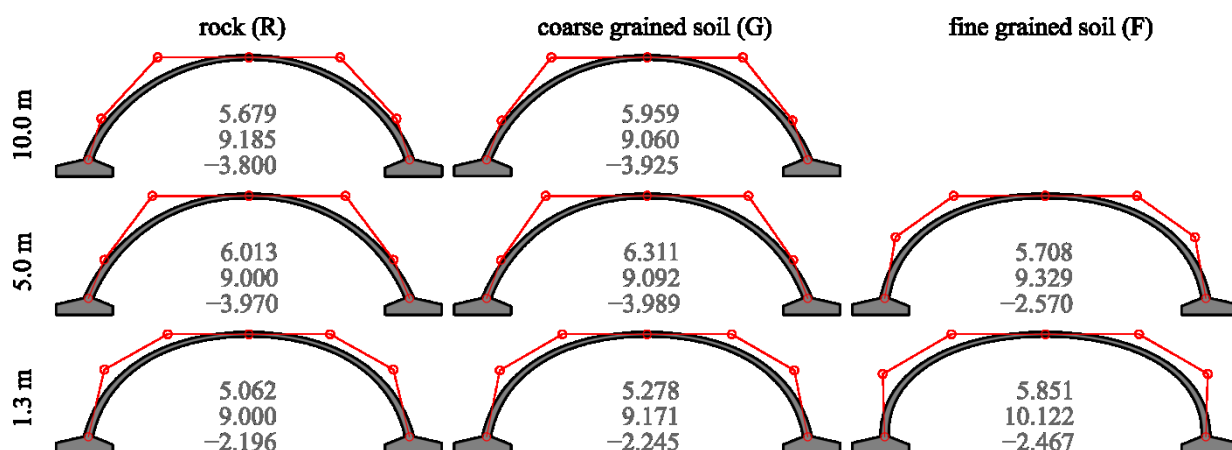
Optimální geometrie jsou generovány z FEM výpočtových modelů, které vystihují interakci konstrukce se zeminou, postupnou výstavbou konstrukce s vlivem přetížení hutněním a také s geometricky nelineárním výpočtem s ohledem na postupné zasypávání štíhlé klenby. Elementům zeminy je přiřazen konstitutivní materiálový model Drucker-Prager.

Výsledkem parametrické studie jsou optimalizované tvary pro jednotlivé konfigurace typu klenby, zásypu a podloží, které by měli obsáhnout běžné případy těchto konstrukcí. Z výsledných tvarů je zřetelný rozdíl geometrie střednice, včetně analogie mezi jednotlivými výslednými tvary a takto stanovit základní geometrii při praktickém návrhu přesýpané klenby.

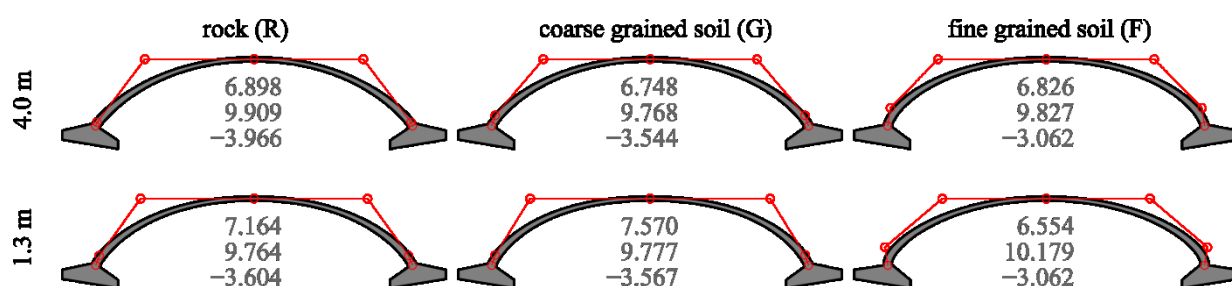
Kompletní popis a výsledky parametrické studie jsou prezentovány v Příloze C.



Obr. 5.13 Výsledné optimální geometrie – Typ A.

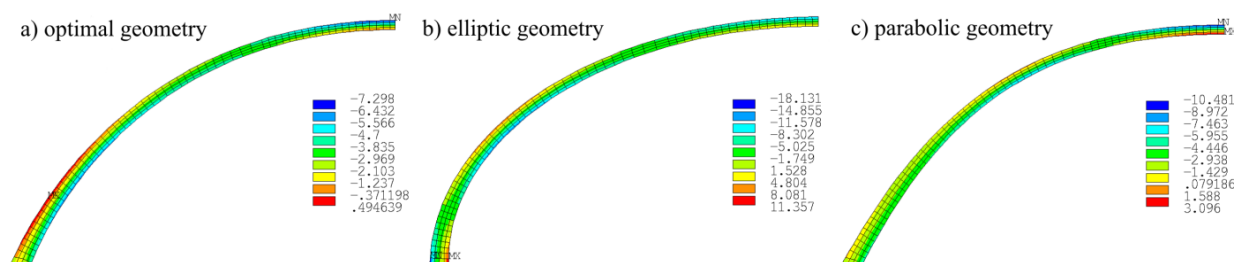


Obr. 5.14 Výsledné optimální geometrie – Typ B.



Obr. 5.15 Výsledné optimální geometrie – Typ C.

Z výsledných geometrií lze definovat následující zjištění pro návrh tvaru střednice přesýpané klenby: (i) tuhé podloží umožňuje přenos horizontální obloukové síly, proto je sklon tečny řídicího polygonu nejvíce skloněný do středu klenby; (ii) klenby na měkkém podloží mají zaoblený, vyklenutý tvar tak, aby se ostění klenby mohlo zapřít do bočního zásypu při přenosu horizontální síly; (iii) pro vyšší nadnásyp nad vrcholem klenby se tvar klenby vyklene proti působícímu zatížení a geometrie se pro vysoký nadnásyp blíží parabole 2° ; (iiii) je zřetelný jednotný trend v geometrii pro všechny klenby bez rozdílu výšky, nejzřetelněji jsou rozdíly v geometrii vidět na tvarech vysoké klenby – Typ A.

Obr. 5.16 Porovnání normálového napětí σ_x [MPa] – Typ B, podloží R, nadnásyp 5 m.

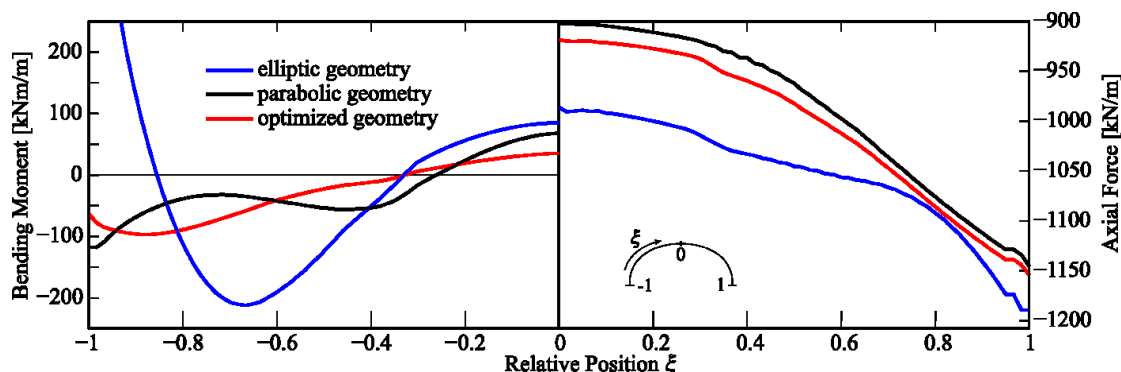
Přínos optimalizace vedoucí k nalezení výslednicového tvaru střednice klenby je názorně demonstrován na porovnání normálových napětí σ_x v optimalizované klenbě a normálových napětí σ_x v klenbách s referenční geometrií: elipsy a paraboly. Porovnání bylo provedeno na výpočtovém modelu s 5 m vysokým násypem nad vrcholem klenby.

Z výsledných hodnot σ_x je zcela zřejmé násobně menší tahové napětí v průřezu optimalizované klenby 0.49 MPa ve srovnání s hodnotami 11.36; 3.10 MPa pro referenční geometrie a navíc vhodnou volbou cílové funkce jsou menší i tlakové napětí.

Minimální hodnota tahového napětí má velký význam na tuhost železobetonového průřezu, resp. na omezení vzniku trhlin, zatímco zmenšení tlaku (složka od ohybového momentu) pozitivně redukuje míru dotvarování železobetonové klenby.

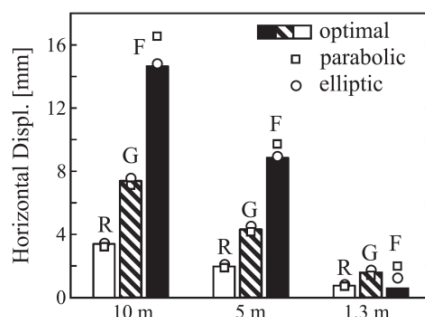
Toto porovnání také dokazuje zásadní důležitost volby geometrie střednice přesypané klenby, která musí reflektovat konkrétní podmínky, především geotechnické a také působící zatížení – nelze navrhovat jednu univerzální geometrii.

Pro doplnění k předchozímu zobrazení napětí, jsou v následujícím grafu porovnány ohybové momenty a normálové síly pro optimalizovanou geometrii s vnitřními silami na referenčních geometriích.



Obr. 5.17 Porovnání ohybového momentu [kNm/m] a normálové síly [kN/m] – Typ B, podloží R, nadnásyp 5 m.

Pro účely širšího porozumění chování a působení konstrukce přesypané klenby byly vyhodnoceny výsledné horizontální posuny v patě střední klenby (Typ B). Horizontální posuny u_x pro jednotlivé optimalizované geometrie a referenční geometrie elipsy a paraboly jsou vyneseny v grafu na Obr. 5.18.



Obr. 5.18 Horizontální posuny u_x [mm] paty střední klenby Typ B pro jednotlivé typy podloží a výšky nadnásypu.

Ze statiky konstrukcí je znám princip přenosu zatížení zakřivenou střednicí oblouku, kde zatížením vznikají šikmé podporové reakce. Vodorovná složka této reakce H , tzv. oblouková síla (viz úvod Kapitoly 5) je tím větší, čím plošší je oblouk. Založení obloukových nosných konstrukcí by proto mělo vzdorovat této horizontální síle bez vodorovných deformací a posunů. Přesypané oblouky jsou ale vlivem interakce s bočním zásypem, který působí jako zatížení a zároveň jako tlaková podpora ve vodorovném směru komplikovaný konstrukční systém.

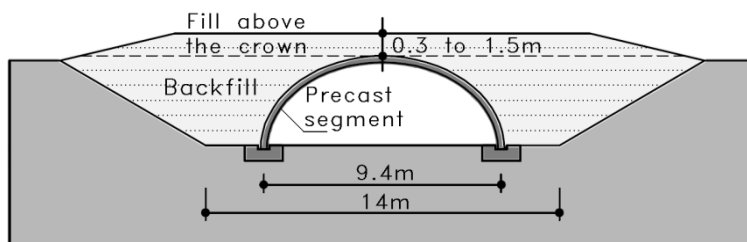
Z uvedeného grafu (Obr. 5.18) je evidentní jednotný proporční nárůst vodorovné deformace podle typu podloží a výšky násypu nad vrcholem klenby a to bez většího vlivu optimalizace geometrie. Výjimkou je klenba na měkkém podloží (F) s nízkým nadnásypem 1.3 m.

Z výsledných optimalizovaných geometrií je pro měkké jílovité podloží patrný jednotný efekt vyklenuté geometrie, kdy optimalizační algoritmus zřejmě s ohledem na nízkou tuhost podloží vyhledal takový tvar střednice, při kterém ostění klenby využívá boční zásyp jako podporu k přenesení vodorovné síly.

5.5. Aplikace optimalizace

Optimalizační algoritmus byl aplikován na reálnou konstrukci experimentálně vybudovanou za účelem měření působení přesýpané klenby v průběhu výstavby. Experiment realizovaný na University of Massachusetts v Amherst (Webb, 1999) byl v této práci nejprve využit na verifikaci metodiky analýzy přesýpaných konstrukcí a kalibraci výpočtových modelů na základě provedených měření – detailní popis konstrukce, výpočtového modelu a porovnání měření s výsledky výpočtu je prezentován v příloze A.

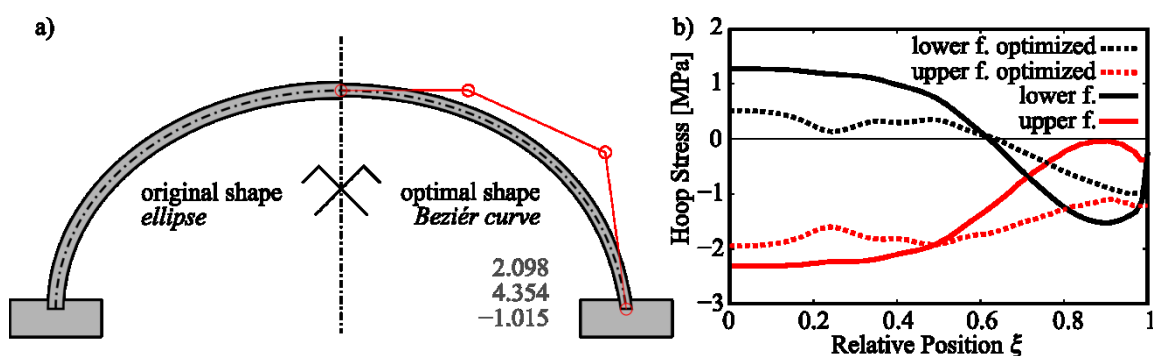
Následně byl kalibrovaný výpočtový model parametrizován a byla provedena optimalizace geometrie klenby za účelem teoretické redukce tahového napětí. Zároveň byla také redukována tloušťka klenby s ohledem na redukci napětí po optimalizaci tvaru, původní tloušťka železobetonové klenby systému BEBO byla 254 mm. Do optimalizace byla zadána klenba s konstantní tloušťkou 180 mm.



Obr. 5.19 Schéma testované přesýpané klenby s původními rozměry.

Pro porovnání možností optimalizačních algoritmů byla zároveň provedena optimalizace geometrie střednice i pro klenbu s původní tloušťkou. Původní klenba byla zhotovena z železobetonových prefabrikátů systému BEBO, geometrii střednice odpovídá elipse. Celkem byly vyhodnoceny a porovnány 4 výpočtové modely odpovídající:

- 1) Původní klenba; $t = 254$ mm – *thick*
- 2) Optimalizovaná klenba; $t = 254$ mm – *thick & optimized*
- 3) Původní klenba; $t = 180$ mm – *thin*
- 4) Optimalizovaná klenba; $t = 180$ mm – *thin & optimized*



Obr. 5.20 (a) Srovnání geometrií původní klenby a optimalizované. (b) Srovnání normálového napětí v krajních vláknech na původní klenbě $t = 254$ mm a optimalizované klenbě $t = 180$ mm.

Z grafu je patrné snížení tahových napětí z původních 1.4 MPa na 0.5 MPa (ve vrcholu na dolních vláknech) navíc při redukcí tloušťky klenby z 254 mm na 180 mm.

Podrobné výsledky aplikace optimalizace jsou prezentovány v příloze D - Aplikace optimalizačních algoritmů.

Kapitola 6

Vybrané problémy přesýpaných konstrukcí

V poslední kapitole této práce je popsáno zatížení přesýpaných konstrukcí a to především účinky zemních tlaků a lokálního zatížení dopravou. Variace napětí v klenbě od lokálního zatížení je analyzováno ve studii vlivu výšky nadnásypu s využitím prostorového výpočtového FE-modelu.

Následně jsou prezentovány porovnání souvisejících jevů, jako např. vliv postupného zasypávání, porovnání vnitřních sil a zemních tlaků v závislosti na vzepětí přesýpané klenby, klenbový efekt v zásypu. V rámci této práce bylo vytvořeno velké množství výpočtových modelů přesýpaných konstrukcí, porovnání výsledků výpočtových modelů jsou prezentovány za účelem popsání souvislostí využitelných pro praktické navrhování, kde není na podobné parametrické studie prostor.

6.1. Zatížení přesýpaných konstrukcí

Pro vyšší zemní tělesa je rozhodující stálé zatížení působící na objekt vyvolané tlaky zemního tělesa, dále se uvažuje vlastní tíha klenby a přetížení povrchu. Z proměnných zatížení je třeba zvážit zatížení dopravou, změnami teplot a přetížení sněhem. Neměl by být opomenut vliv smršťování a dotvarování. Vliv dotvarování lze redukovat nalezením výslednicového tvaru střednice.

6.1.1. Zemní tlaky

K dimenzi průřezu přesýpané klenby je rozhodující zatížení vyvolané tíhou zeminy, z kterého se stanoví zemní tlaky svislé σ_y a vodorovné σ_x . Svislý zemní tlak lze snadno určit z tíhy zeminy a výšky zásypu $\sigma_y = \gamma \cdot h$. Vodorovné (boční) zemní tlaky $\sigma_x = \sigma_y \cdot K$ se určí ze σ_y v závislosti na velikosti



Obr. 6.1 Vztah mezi bočním přetvořením a koeficientem zemního tlaku.

posunu, pootočení a přetvoření konstrukce. Rozlišují se 3 základní typy bočních zemních tlaků: aktivní, v klidu a pasivní.

Součinitel zemního tlaku aktivního:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi'/2) \quad (6.1)$$

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (6.2)$$

Součinitel zemního tlaku pasivního:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \quad (6.3)$$

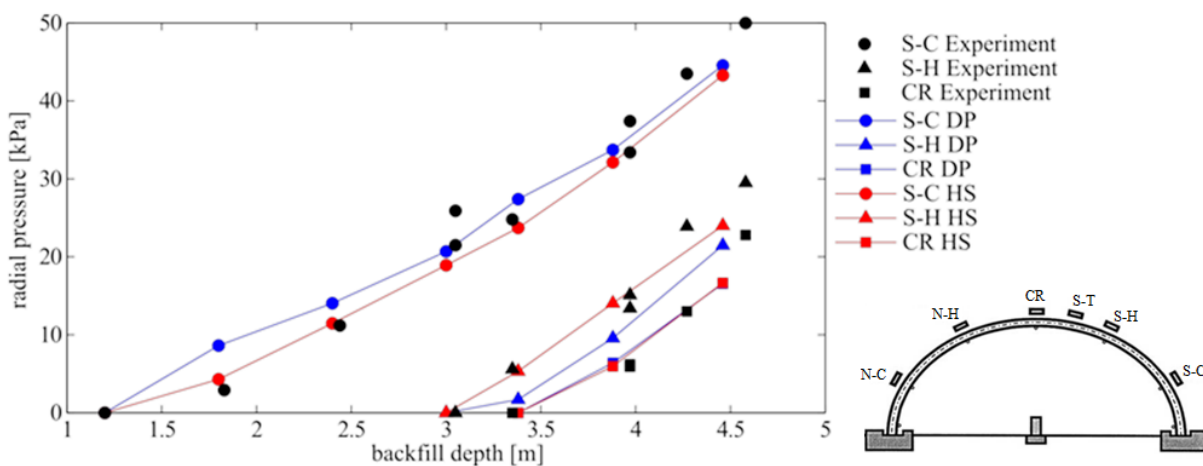
V průběhu výstavby se typy zemních tlaků mění podle stupně zasypání klenby a jejich praktické určení pro analytický výpočet může být komplikované. Obecně lze působení zemního tlaku na tenkostěnné přesypané klenby shrnout do tří stavů (Barták & Buček, 1991):

- při zasypávání po úroveň vrcholu klenby je pružné ostění klenby zatlačováno dovnitř a vrchol klenby je vytlačován nahoru, v zemině dochází k expanzi. Deformace pro vznik smykové plochy ale nejsou dostatečné, zemní tlaky se pohybují v rozmezí od aktivního po dolní hranici klidového – na konstrukci působí tzv. *zvýšený aktivní zemní tlak*;
- následně při zasypávání nad vrcholem klenby je horní část klenby tíhou zeminy nadnásypu deformována směrem dolů a pružné ostění klenby vtlačováno do bočního zásypu, v zemině zásypu dochází ke kompresi, deformace ale nejsou dostatečné pro vznik plné hodnoty pasivního tlaku – na konstrukci působí tzv. *snížený pasivní zemní tlak*;
- ve finálním stádiu tedy působí na povrch konstrukce boční zemní tlak, který je superpozicí zvýšeného aktivního tlaku a doplňkového tlaku pasivního, zatížení konstrukce zemním tlakem odpovídá deformaci konstrukce.

Iterační výpočet součinitele bočního zemního tlaku K je popsán v práci *Zemní tlaky na tenkostěnné ostění přesypaných staveb* (Barták & Buček, 1991). Pokud má být zároveň zohledněn vliv geometrické nelinearity poddajné štíhlé klenby, je výhodnější interakční úlohu řešit s využitím výpočtových modelů metodou konečných prvků s přiřazením konstitutivních materiálových modelů elementům zeminy.

Vzhledem k dominantnímu podílu tíhy zeminy na celkové zatížení přesypaných obloukových konstrukcí, je výhodné a pro efektivní návrh nezbytné nalézt k tomuto zatížení výslednicovou geometrii střednice klenby.

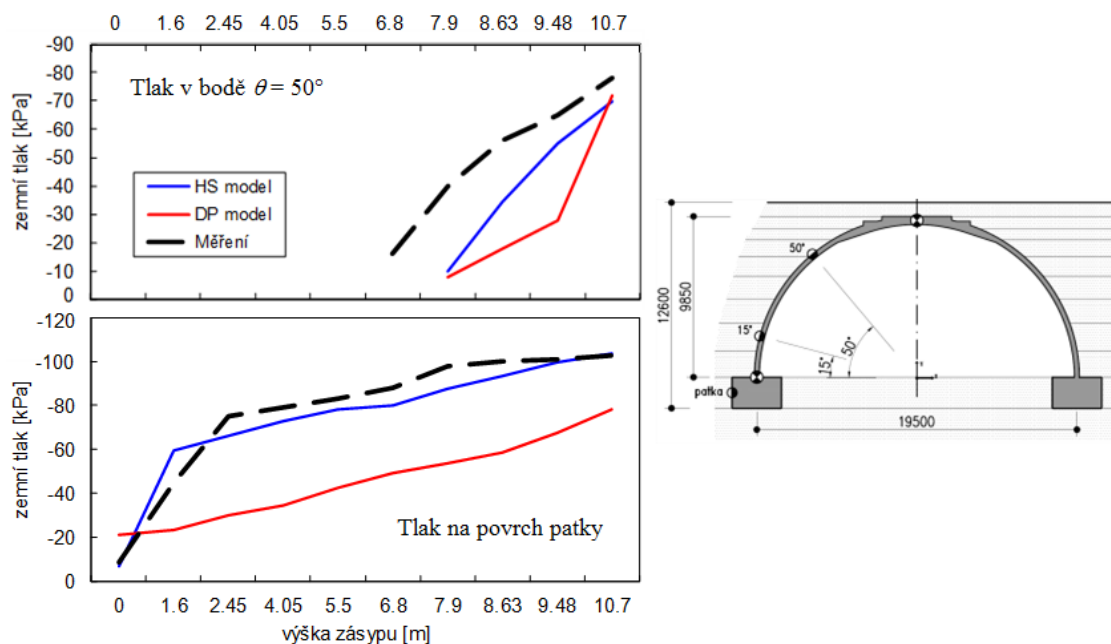
Vývoj zemního tlaku při zasypávání klenby v Amherst pro účely experimentu (Webb, 1999) je prezentován v následujícím grafu i s porovnáním naměřených a vypočítaných hodnot zemního tlaku. Pozice tlakových snímačů klenby s rozpětím 9.4 m jsou prezentovány vlevo. Dokumentace experimentu s naměřenými daty a výsledky z výpočtových modelů jsou prezentovány v příloze A.



Obr. 6.2 Zemní tlak na povrch klenby v průběhu zasypávání klenby v Amherst; pozice tlakových snímačů.

Dalším příkladem vývoje zemního tlaku je štíhlá klenba přesypaného tunelu v Albertě, pro rozpětí 19.5 m je tloušťka jen ostění jen 300 mm (Montgomery, et al., 1993). Vývoj zemního tlaku na povrch klenby je prezentován na následujícím grafu. Jsou prezentovány naměřené hodnoty na stěně patky a v horní polovině klenby, v grafu jsou prezentovány i výsledky z výpočtových modelů. Dokumentace přesypaného tunelu, včetně výsledků měření je prezentována v příloze A.

Z obou grafů je patrné, že výpočtové FE-modely predikují zemní tlaky poměrně přesně.

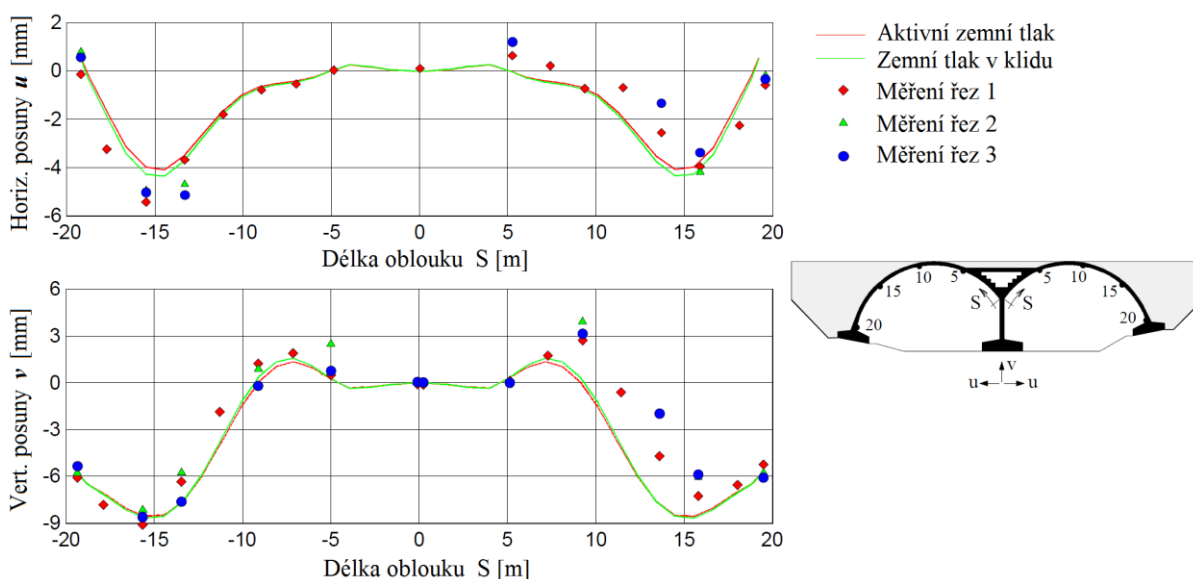


Obr. 6.3 Zemní tlak v průběhu zasypávání hloubeného tunelu v Albertě; pozice tlakových snímačů.

Rozsáhlé měření hloubených tunelů ve Švýcarsku bylo provedeno na univerzitě ETH Zürich. Byly publikovány deformace a měřené zemní tlaky a porovnány s predikovanými hodnotami z výpočtových modelů (Tisa & Kovári, 1993), (Kovári & Tisa, 1998). Autoři provedli parametrické studie zemních tlaků, vlivu tuhosti zásypu a vlivu tuhosti klenby pro řadu hloubených tunelů, které odpovídají konstrukčnímu systému tenkostěnné přesypané klenby.

V následujícím grafu je prezentováno porovnání naměřených vodorovných a svislých posunů v rámci 3 příčných řezů po délce tunelu s predikovanou deformací (*i*) za předpokladu aktivního zemního tlaku, (*ii*) za předpokladu zemního tlaku v klidu.

Z porovnání lze konstatovat, že obecný předpoklad intervalu zemních tlaků v rozsahu zvýšeného aktivního až sníženého pasivního vystihuje reálnou situaci. Dále lze konstatovat, že výpočtové modely realizované v této práci výstižně predikovaly působení zemního tlaku na povrch klenby.



Obr. 6.4 Porovnání naměřených posunů s vypočítanými za předpokladu aktivního a klidového zemního tlaku; Brünnen tunel (Kovári & Tisa, 1998).

6.1.2. Vliv hutnění

Cílem zhutňování je dosáhnout zvýšení smykové pevnosti zemin, zvýšení její únosnosti a snížení stlačitelnosti. Zhutňováním se jednotlivé pevné částice zeminy k sobě přiblíží, při čemž vzájemným vklíněním pevných částíček zeminy se zvyšuje její vnitřní tření a zeminy mění své charakteristické vlastnosti.

Hutnění podstatně ovlivňuje velikost zemního tlaku při výstavbě přesypaného objektu, působí jako přitížení jednotlivých vrstev a vyvolává zvětšení zemních tlaků. Tyto zvýšené horizontální zemní tlaky mohou být řádově větší než teoretické klidové hodnoty a mohou se blížit velikostem pasivního tlaku.

Po odtížení povrchu po přemístění hutnicího prostředku část z účinků vyvolaných přitížením hutněním vzhledem k nepružnému chování zeminy stále působí na konstrukci – tzv. reziduální zemní tlak. Předpokládané typické rozdělení reziduálního zemního tlaku je prezentováno v grafu Obr.6.5, kde je uvažováno přitížení 500 lb/in (89.3 kN/m) a zeminy s úhlem vnitřního tření 35°. Na průběhu zemního tlaku je vidět rychlý nárůst v povrchové oblasti zásypu (800 psf = 38.3 kPa), zatímco v oblasti větší hloubky, pod úrovní 25 ft (7.62 m) převažuje zemní tlak od tíhy zeminy.

Zjednodušené analytické řešení pro určení bočních tlaků na tuhou svislou konstrukci vyvolaných hutněním prezentoval Broms (Broms, 1971). Principem je výpočet bočního tlaku od přitížení pomocí horní meze tlaku v klidu:

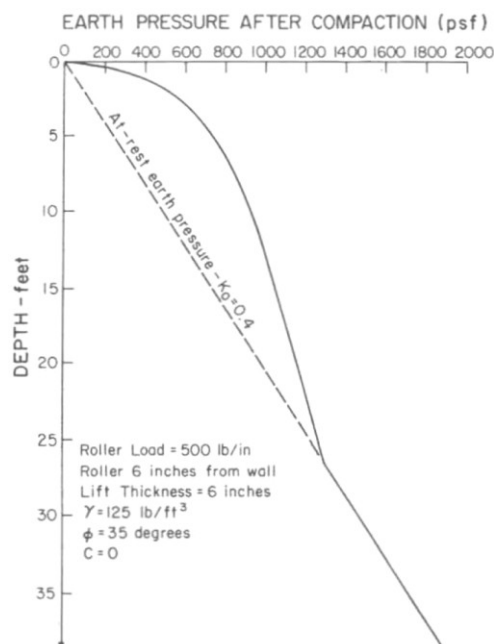
$$\sigma_{hm} = \sqrt{\frac{2 p \gamma}{\pi}} \quad (6.4)$$

Kde: σ_{hm} ... maximální hodnota vodorovného tlaku od hutnění,
 p ... ekvivalentní liniové přitížení povrchu hutnicím prostředkem,
 γ ... tíha zeminy.

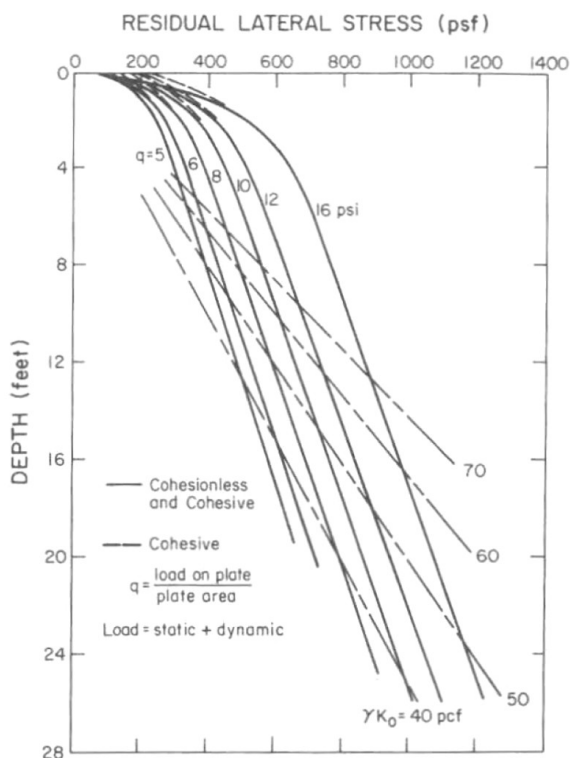
Přítížení hutnicím prostředkem je součet vlastní tíhy válce a odstředivé síly běhounu, většinou se přitížení vibračními prostředky zjednodušeně předpokládá jako dvojnásobek statické hodnoty.

Určení velikosti bočních tlaků na poddajnou konstrukci při hutnění je poměrně složitá úloha. Podrobné semi-empirické řešení popsali Seed and Duncan (Duncan & Seed, 1986), (Seed & Duncan, 1986), kteří vyvinuli nelineární model zohledňující dráhy napětí v závislosti na hutnění pro hrubozrnné zeminy bez vlivu pórových tlaků. Tento model je však velmi komplikovaný na aplikaci do výpočtových FE-modelů.

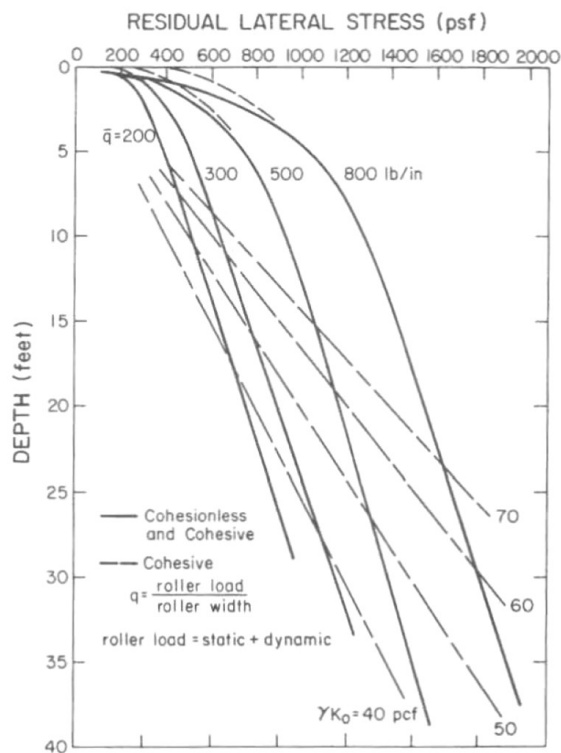
Na následujících grafech je výstup účinků hutnění pro vibrační desku a válec vypočítaných uvedenou podrobnou metodou (Duncan & Seed, 1986). V grafech jsou vyneseny čerchovanou čarou klidové zemní tlaky podle materiálu zásypu a reziduální účinky hutnění pro vibrační desky se zatížením 5÷16 psi (34.5 ÷ 110.3) a vibrační válce 200 ÷ 500 lb/in (35.7 ÷ 142.6 kN/m).



Obr. 6.5 Reziduální zemní tlak na tuhou stěnu po hutnění zásypu (Clough & Duncan, 1991).



Obr. 6.6 Zemní tlaky při hutnění vibrační deskou (Clough & Duncan, 1991).



Obr. 6.7 Zemní tlaky při hutnění vibračním válcem (Clough & Duncan, 1991).

Při verifikaci komplexních výpočtových FE-modelů se osvědčil postup přidavných horizontálních zatížení, která simulují reziduální účinky hutnění u klenby (Taleb & Moore, 1999). Velikost zatížení odpovídá hutnícímu prostředku podle předchozího vztahu.

K ověření štíhlé klenby v průběhu výstavby v jednotlivých fázích výstavby, je aplikováno svislé zatížení odpovídající hutnícímu prostředku na povrch každé nové vrstvy zásypu. Toto svislé přetížení povrchu je při výpočtu postupné výstavby vymazáno vždy po aktivaci další vrstvy zásypu. Současně s aktivací nové vrstvy zásypu a vymazání svislého přetížení je na původní vrstvu aplikováno v oblasti aktivní zóny horizontální zatížení, odpovídající reziduálním účinkům hutnění. Toto horizontální zatížení zůstává aktivní po zbývajících fázích výstavby, i po finální fázi, která odpovídá uvedení konstrukce do provozu.

6.1.3. Zatížení dopravou

Účinky lokálního nahodilého zatížení přesypných konstrukcí závisí na výšce přesypání násypu nad vrcholem klenby. U konstrukcí s vyšším nadnásypem vlivem většího roznosu zatížení do zeminy zásypu není nahodilé zatížení od dopravy rozhodující, zatímco pro nízké násypy nad klenbou může mít nahodilé zatížení zásadní význam pro dimenzování konstrukce. Problémem vlivu výšky násypu nad přesypanou konstrukcí různých geometrií se zabývá například práce NCHRP 647 (Petersen, et al., 2010). Výsledky z experimentálních měření celé řady zatěžovacích testů ocelových tenkostěnných přesypných konstrukcí s klenbou z vlnitého plechu jsou uvedeny v disertační práci (Kuneckí, 2006).

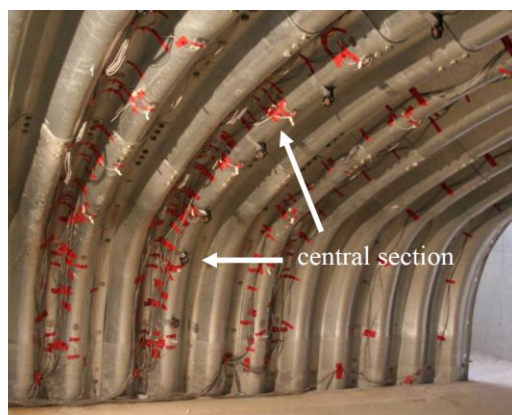
Koncept integrovaného nosného systému přesypných konstrukcí umožňuje efektivní využití štíhlé klenby podporované hutněným zásypem při přenosu nahodilého zatížení na povrch (viz. Statické působení v Kapitole 1). Jak je zřejmé z následujících dokumentací zatěžovacích zkoušek prototypů přesypných klenb na Švýcarské dálnici u Zürichu, tento systém vykazuje vysokou únosnost.



Obr. 6.8 Zatěžovací zkoušky prototypů systému BEBO ve Švýcarsku, tloušťka železobetonové klenby je 160 mm, při zatěžovací zkoušce vlevo bylo aplikováno zatížení 370 t – (BEBO, 2013).

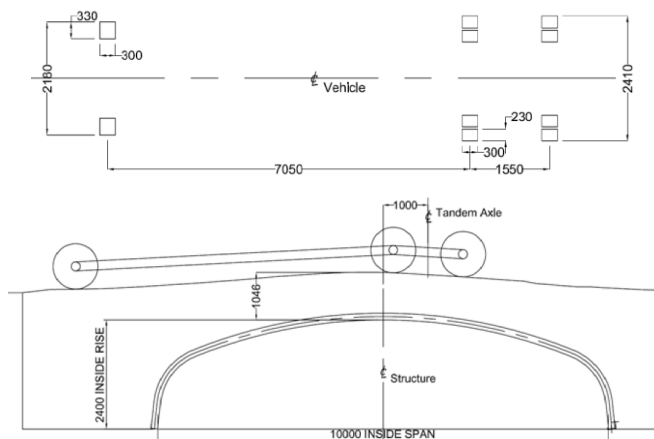
Nejefektivnějším výpočtovým modelem k predikci odezvy systému zemina-klenba s vlivem postupné výstavby je 2D FE-model za podmínek rovinné deformace. Toto bohužel neplatí pro výpočet lokálního zatížení, které se musí transformovat do liniového pro výpočtový model v rovinné deformaci. Byla publikována práce (Moore & Taleb, 1999), kde autoři provedli na základě experimentální zatěžovací zkoušky přesypané klenby vozidlem o celkové tíze 370 kN výpočet s 2D a 3D FE-modelem. Z posouzení vyplynula dobrá shoda s měřením pro 3D výpočtový model, naopak výrazně (3-9 násobně) rozdílné výsledky pro 2D výpočtový model. 2D výpočtový model nemůže zohlednit variaci lokálních účinků po délce přespaného tunelu, viz. výstupy ze studie 3D modelu Obr. 6.15-6.19.

Experiment lokálního zatížení přespané klenby s rozpětím 10 m a vzepětím 2.4 m byl proveden na Queen's University v Ontariu (Mak, et al., 2009). Klenba byla realizována z vlnitého plechu systému Bridge Plate, výška násypu nad vrcholem klenby 1.04 m. Štěrkopískový zásyp byl hutněn po vrstvách 0.2 m na 95% míru zhutnění. Deformace byly monitorovány totální stanicí, přetvoření bylo monitorováno extenzometry na klenbě, viz. Obr. 6.9. Výsledek této zkoušky je prezentován s ohledem na srovnatelné působení přespané flexibilní klenby z vlnitého plechu se štíhlou železobetonovou klenbou při lokálním zatížení.



Obr. 6.9 Výstavba klenby a osazení extenzometrů (Mak, et al., 2009).

Výstavba klenby a instrumentace extenzometry pro účely experimentu je prezentováno na předchozím obrázku, schéma zatěžovací zkoušky s polohou vozidla s celkovým zatížením náprav 240 kN a fotodokumentace ze zatěžovací zkoušky je prezentována na následujícím obrázku.



Obr. 6.10 Zatěžovací zkouška klenby (Mak, et al., 2009).

Ohybový moment a normálová síla vypočítané z měřeného přetvoření vykazují rozdílnou velikost v závislosti na vzdálenosti podél osy klenby. V následujících grafech jsou prezentovány vnitřní síly, které odpovídají postavení vozidla v ose přesýpané klenby, vzdálenost $z = \pm 0.9$ m odpovídá pozici kol. Z grafů je patrný až dvojnásobný rozdíl hodnot M a N mezi příčným řezem pod koly a ostatními řezy. Ohybový moment byl vypočítán z měřených přetvoření v krajních vláknech podle následující rovnice:

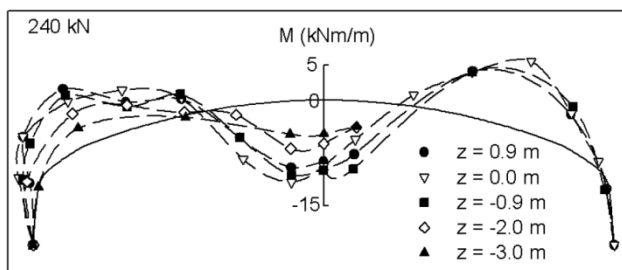
$$M = EI \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h_1 - h_2} \quad (6.5)$$

Normálová síla podle rovnice:

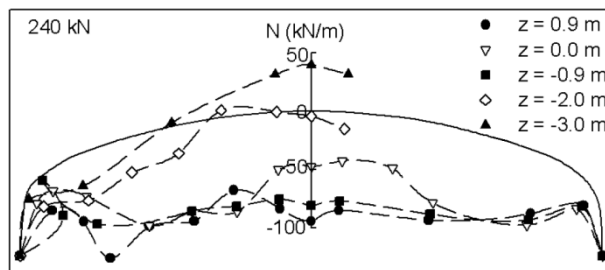
$$N = EA\varepsilon_c$$

Kde: E ... modul pružnosti ocelového průřezu,
 I ... moment setrvačnosti průřezu,
 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$... pružné přetvoření v krajních vláknech,
 h_1, h_2 ... vzdálenost krajních od neutrální osy,
 ε_c ... pružné přetvoření ve středu průřezu.

Maximální ohybový moment vypočítaný z měření při testu byl 12 kNm/m, mezní moment průřezu pro mez kluzu 300 MPa je 90 kNm/m, maximální normálová síla při testu byla 95 kN/m, zatímco mezní síla by byla 2400 kN/m pro mez kluzu 300 MPa.



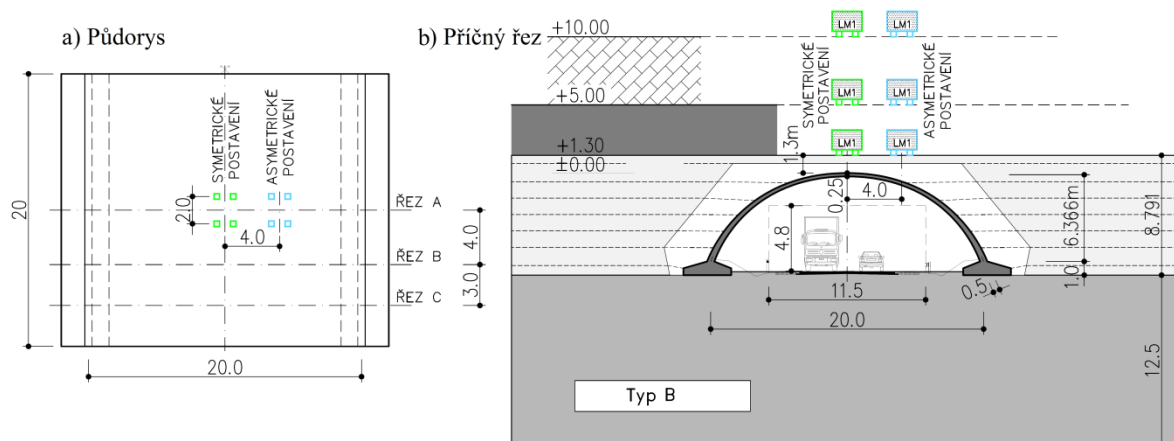
Obr. 6.11 Variace ohybového momentu od přetížení dvounápravou v příčných řezech (Mak, et al., 2009).



Obr. 6.12 Variace normálové síly od přetížení dvounápravou v příčných řezech (Mak, et al., 2009).

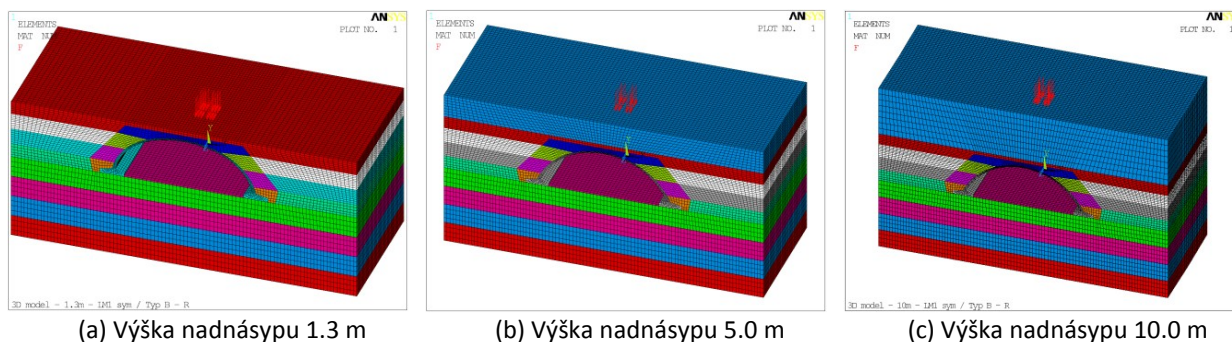
6.1.4. Vliv výšky násypu na roznos lokálního zatížení

K porovnání účinku lokálního zatížení dopravou na přesýpanou klenbu byl vytvořen prostorový FE-model s objemovými elementy, na výsledcích je porovnáváno: (i) vliv výšky nadnásypu na roznos; (ii) variace účinků v klenbě v podélném směru; (iii) srovnání vnitřních sil a napětí od stálého zatížení a zatížení dopravou, modelem LM1 (ČSN-EN-1991-2, 2005). Pro účely studie účinků lokálního zatížení je ve výpočtovém modelu zadáno jedno vozidlo LM1 s nápravovými silami 300 kN, celkem 600 kN. Symetrické a asymetrické postavení viz schéma:

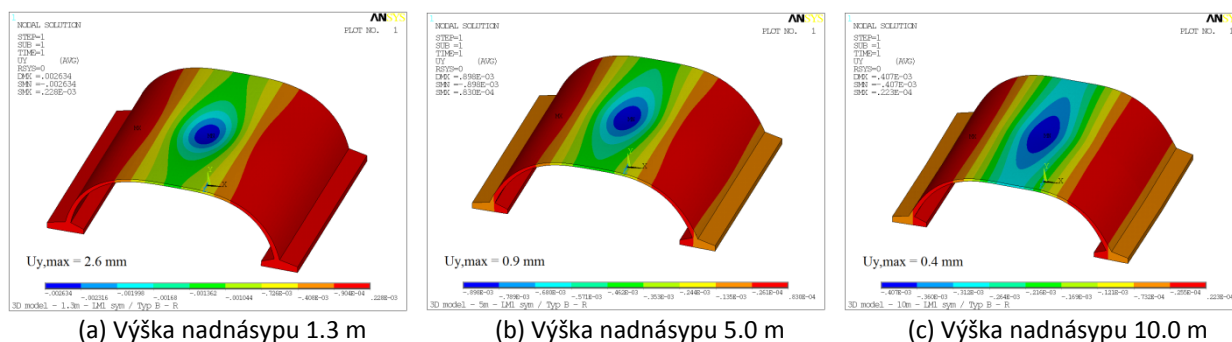


Obr. 6.13 Schéma výpočtového modelu, pozice zatěžovacího modelu LM1.

Vlivem spolupůsobení klenby se zásypem, dochází k přenosu zatížení, míra spolupůsobení je testována pro dvě postavení LM1: (i) symetrické – centricky nad vrcholem klenby; (ii) asymetrické – osa LM1 je 4m od vrcholu klenby. Asymetrické postavení LM1 by mělo odpovídat nejnepříznivějšímu zatížení obloukových konstrukcí v $\frac{1}{4}$ rozpětí.



Obr. 6.14 3D výpočtové FE-modely.



Obr. 6.15 Porovnání svislé deformace U_y [m], symetrické postavení LM1.

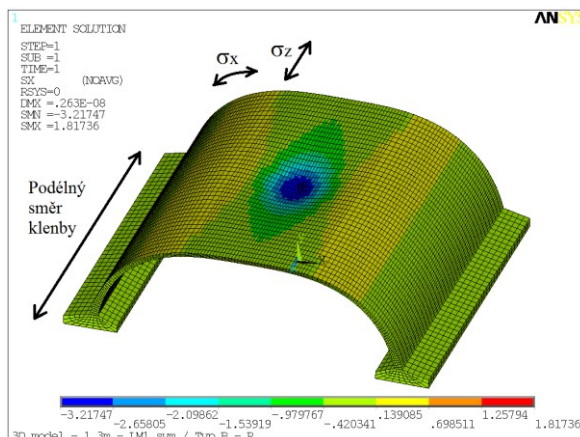
Z 3D výpočtového modelu byl získán přírůstek vnitřních sil, napětí a deformací od lokálního zatížení LM1. Pro účely studie jsou vytvořeny 3 modely podle výšky nadnásypu (1.3; 5.0; 10.0 m), které odpovídají klenbě Typ B, výpočtové modely se zobrazeným zatížením LM1 jsou prezentovány na Obr. 6.14. Délka klenby v podélném směru je 20 m, v čelech „tunelu“ je zabráněno posunům v podélném směru, takže je analyzován 20 m dlouhý výsek z reálné konstrukce. Klenba i zásyp jsou modelovány objemovými prvky, s elastickým materiálovým modelem.

Svislé deformace od přetížení symetrickým postavením LM1 jsou prezentovány na Obr. 6.15, z porovnání je patrný vliv tloušťky vrstvy nadnásypu nad klenbou na roznos lokálního zatížení, zatímco pro nadnásyp 1.3 m je svislý posun od přetížení LM1 2.6 mm, pro nadnásyp 5.0 m je posun jen 0.9 mm a pro nadnásyp 10.0 m 0.4 mm.

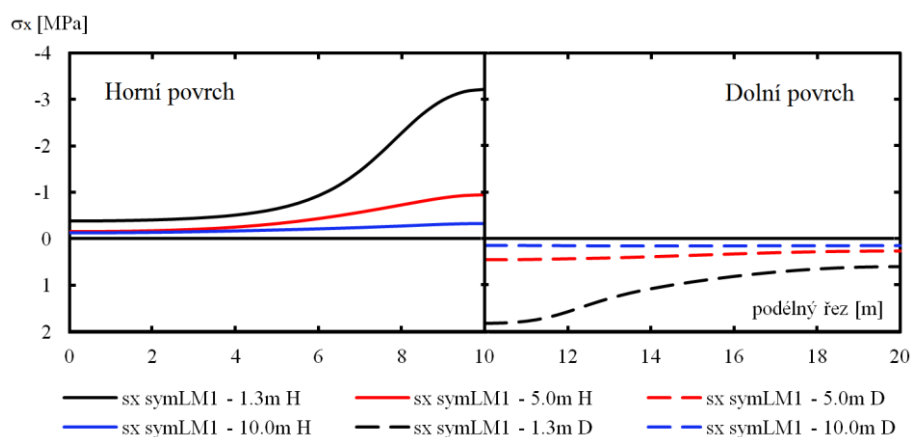
Rozdělení normálového napětí σ_x ve vrcholu klenby je podrobně prezentováno na Obr. 6.16 a navazujících grafech. Výsledky potvrzují výše citované práce o variaci napětí a deformace po délce klenby od lokálně působícího zatížení a také nevhodnost využití 2D případně 1D výpočtových modelů.

Pro běžně navrhované prefabrikované klenby neplatí předpoklad podélného roznosu, tudíž prostorový model pro lokální zatížení dopravou je zbytečný.

Pouze v případě podélného předpětí, jak je prezentováno na konstrukci v příloze B.



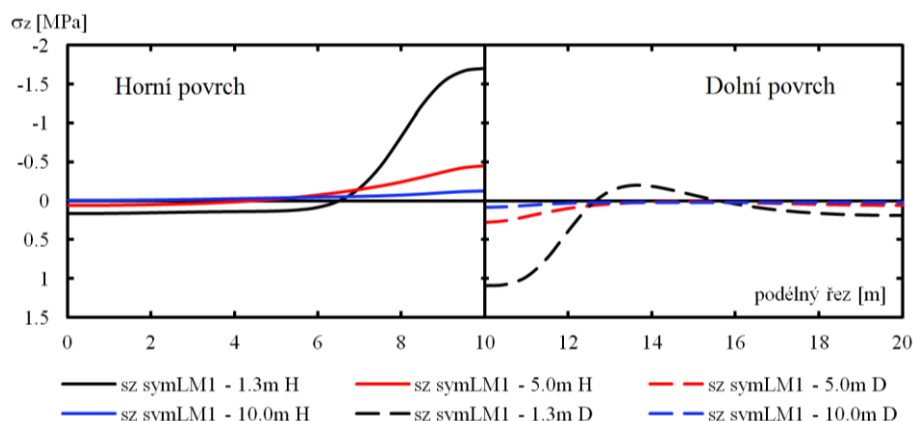
Obr. 6.16 Normálové napětí σ_x [MPa] po obvodě klenby; symetrické postavení LM1; nadnásyp 1.3m.



Obr. 6.17 Porovnání normálového napětí σ_x [MPa] ve vrcholu klenby, pro nadnásyp 1.3; 5.0; 10.0 m.

Na předchozím grafu Obr. 6.17 je zobrazen přírůstek normálového napětí σ_x v podélném řezu vrcholem klenby od zatížení LM1. Z hodnot je zřejmý rozdíl pro klenbu s nízkým nadnásypem 1.3 m, kde vychází přírůstek tahového napětí od LM1 na dolních vláknech 1.82 MPa, zatímco pro vyšší nadnásypy vlivem roznosu lokálně působícího zatížení je přírůstek jen 0.4 MPa. Z grafu je také patrná lokální koncentrace napětí pod působícím zatížením, jak bylo uvedeno výše.

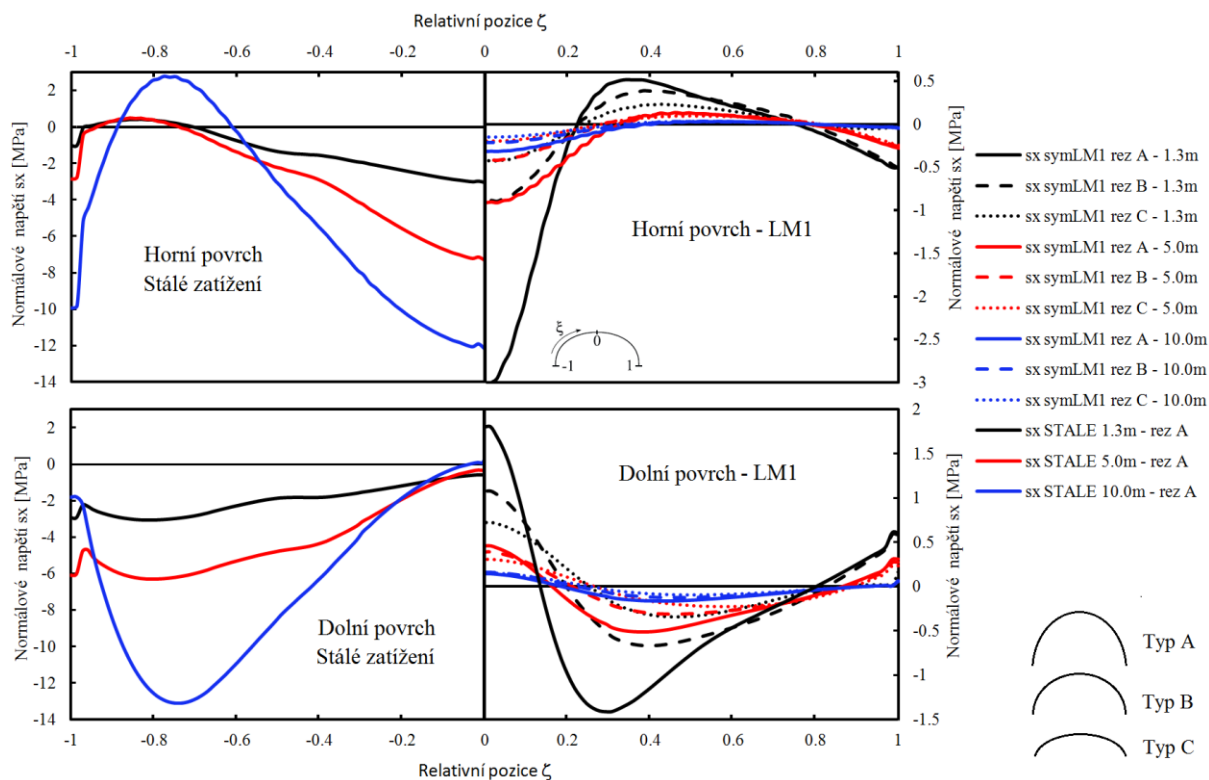
Následující graf prezentuje stejný podélný řez vrcholem klenby, ale přírůstek podélného napětí σ_z (viz. schéma lokálního systému na Obr. 6.16). Z grafu je patrné, že v podélném směru je efekt napětí od lokálního zatížení výraznější než pro obvodové napětí. Z obou grafů je zřejmá variace napětí v podélném směru klenby, a také vliv výšky nadnásypu na přírůstek namáhání klenby od lokálního zatížení. Z výsledků lze konstatovat, že pro vyšší nadnásypy zatížené lokálně dopravou není nutná podrobná analýza přesýpané klenby.



Obr. 6.18 Porovnání podélného napětí σ_z [MPa] ve vrcholu klenby, pro nadnásyp 1.3; 5.0; 10.0 m.

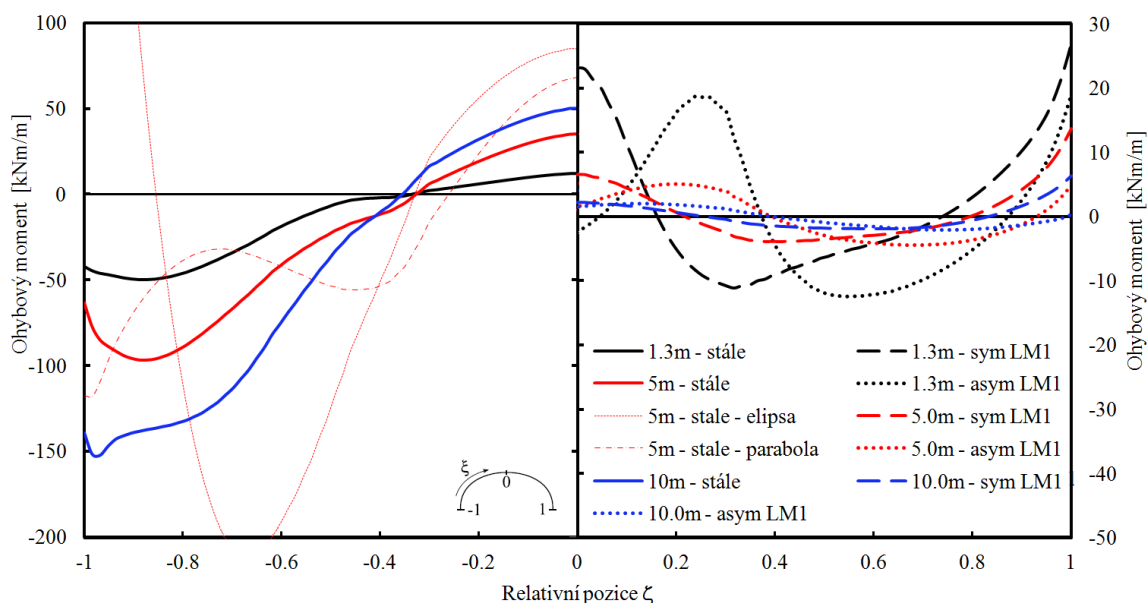
Variace normálového napětí σ_x v podélném směru je pro jednotlivé řezy prezentována v následujících grafech. Byly vyhodnoceny 3 řezy: v ose klenby pod LM1; 4 m od osy klenby a 7 m od osy klenby (viz schéma modelu na Obr. 6.13). V grafech je prezentováno jen symetrické postavení LM1 – jak je zřejmé v grafech vnitřních sil na závěr, vlivem roznosu zatížení v zásypu a spolupůsobení je rozhodujícím lokálním zatížením pozice LM1 ve vrcholu oblouku, na rozdíl od klasických obloukových konstrukcí, kde je nejneprůzračnějším zatížením lokální zatížení v $1/4$ rozpětí oblouku.

Další informací vyplývající z následujícího grafu je výrazný rozdíl mezi stálým zatížením a to především tíhou zásypu a zatížením od dopravy. Hodnoty napětí jsou srovnatelné jen pro klenbu s nízkým nadnásypem 1.3 m, pro klenby s vyšším nadnásypem jsou především tlakové napětí násobně větší. Je nutné dodat, že tahové napětí v průřezích klenby od stálého zatížení bylo minimalizováno optimalizací, proto je tahové napětí vyvolané zatížením LM1 vyšší. V případě neoptimalizované geometrie by byly i tahové napětí řádově větší (Hebden, 1986) a na dimenzování průřezu přesypané klenby s vyšším nadnásypem by mělo přitížení dopravou minimální vliv.



Obr. 6.19 Variace normálového napětí σ_x [MPa]; porovnání σ_x pro stálé zatížení a σ_x od přírůstků LM1.

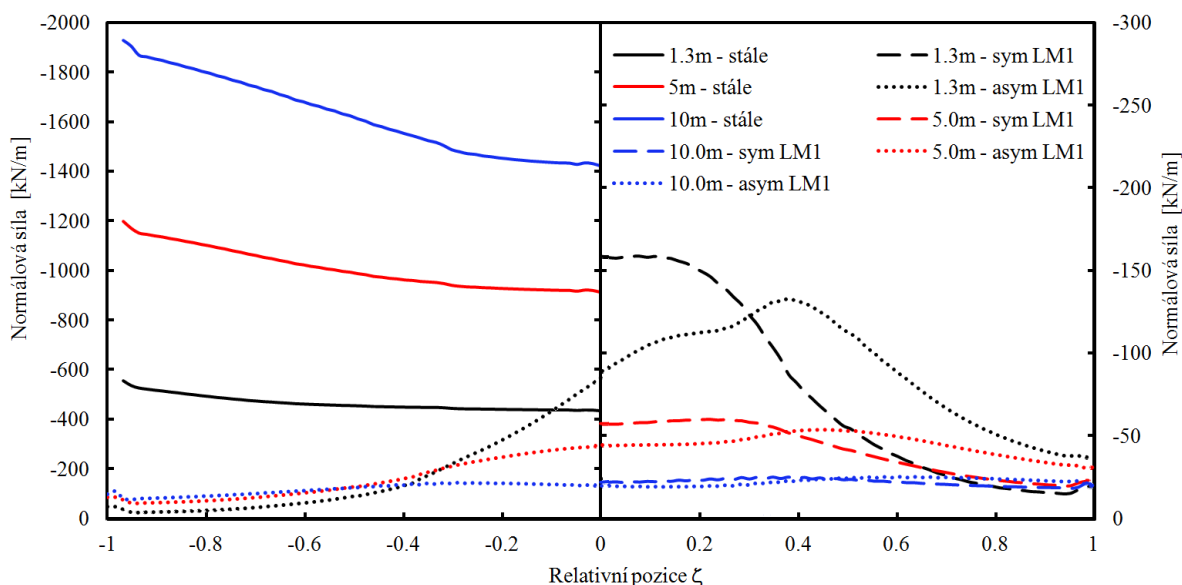
V následujících grafech jsou porovnány vnitřní síly v klenbě vyvolané stálým zatížením a zatížením LM1 a to ve dvou pozicích: (i) symetricky k podélné ose klenby; (ii) asymetricky (viz. schéma pozic). Vnitřní síly odpovídají řezu A v polovině délky klenby a jsou získány z výpočtových modelů s výškami nadnásypů: 1.3; 5.0; 10.0 m. Z obou grafů vyplývá ze srovnání symetrického a asymetrického postavení LM1, že pro přesýpané klenby je nejneprůpustnější pozice nad vrcholem klenby.



Obr. 6.20 Porovnání ohybových momentů [kNm/m] pro stálé zatížení a od přírůstku LM1 v řezu A.

Z ohybových momentů je patrný výrazný rozdíl mezi nízkým nadnásypem 1.3m a ostatními, a také násobně větší hodnoty ohybového momentu od tíhy zásypu (osy v grafu mají rozdílná měřítka). Pro názornost jsou vykresleny ohybové momenty pro neoptimalizované geometrie s nadnásypem 5 m, v tomto případě je vliv zatížení dopravou minimální ($-120 \div 90$ kNm vs. $-5 \div 15$ kNm).

Rozdíl mezi stálým zatížením a lokálním zatížením dopravou je ještě výrazněji patrný ze srovnání normálových sil v klenbě na následujícím grafu. Pro přehlednost jsou průběhy normálových sil od asymetrického postavení LM1 vykresleny po celé délce, platí měřítko na levé ose grafu.



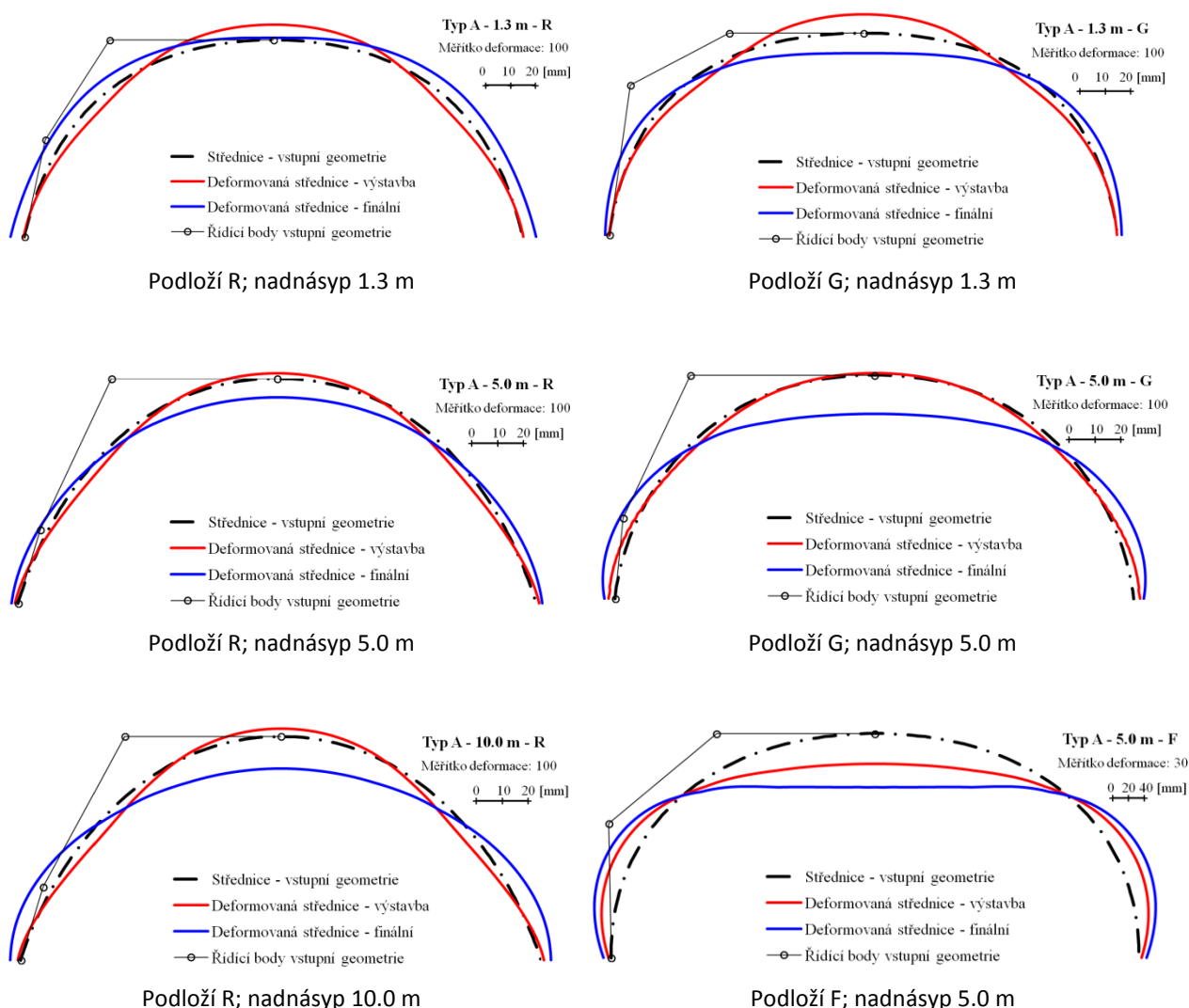
Obr. 6.21 Porovnání normálových sil [kN/m] pro stálé zatížení a od přírůstku LM1 v řezu A.

6.2. Poznámky k problematice přesypaných oblouků

6.2.1. Efekt postupného zasypávání štíhlé klenby

V úvodu práce byly popsány předpoklady deformování štíhlé klenby v průběhu výstavby, kdy je v prvním stádiu zasypávání a hutnění do úrovně po vrchol klenby od působícího zemního tlaku deformováno ostění klenby směrem dovnitř a současně je vrchol klenby vytlačován vzhůru. Následně při stádiu zasypávání klenby nad vrcholem, je vrchol tíhou zeminy zatlačován směrem dolů a ostění klenby vtlačováno do bočního zásypu. Výsledky měření deformací štíhlé klenby při zasypávání, potvrzující tento předpoklad jsou prezentovány na Obr. 1.21 (Kováři & Tisa, 1982).

Deformace střednice klenby ve výpočtových modelech, které jsou prezentovány na následujících obrázcích, se shodují s předpokládaným působením klenby v průběhu výstavby a zřetelně ukazují rozdíly v posunech pro jednotlivé geometrie, podloží a rozdílné výšky nadnásypu.

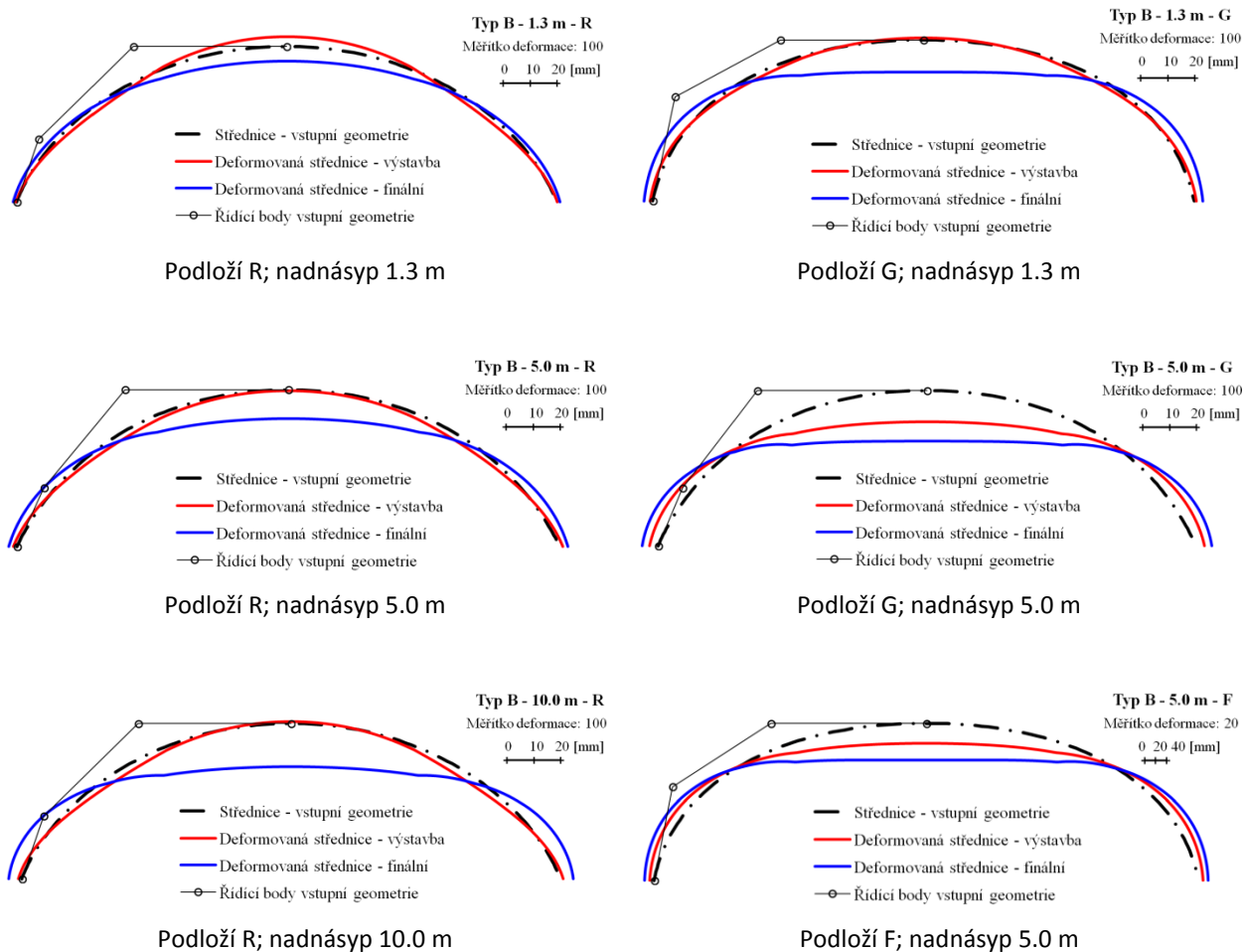


Obr. 6.22 Deformace střednice štíhlé klenby v průběhu výstavby – Typ A, nadnásyp 1.3; 5.0; 10.0 m (deformace je 100× zvětšena).

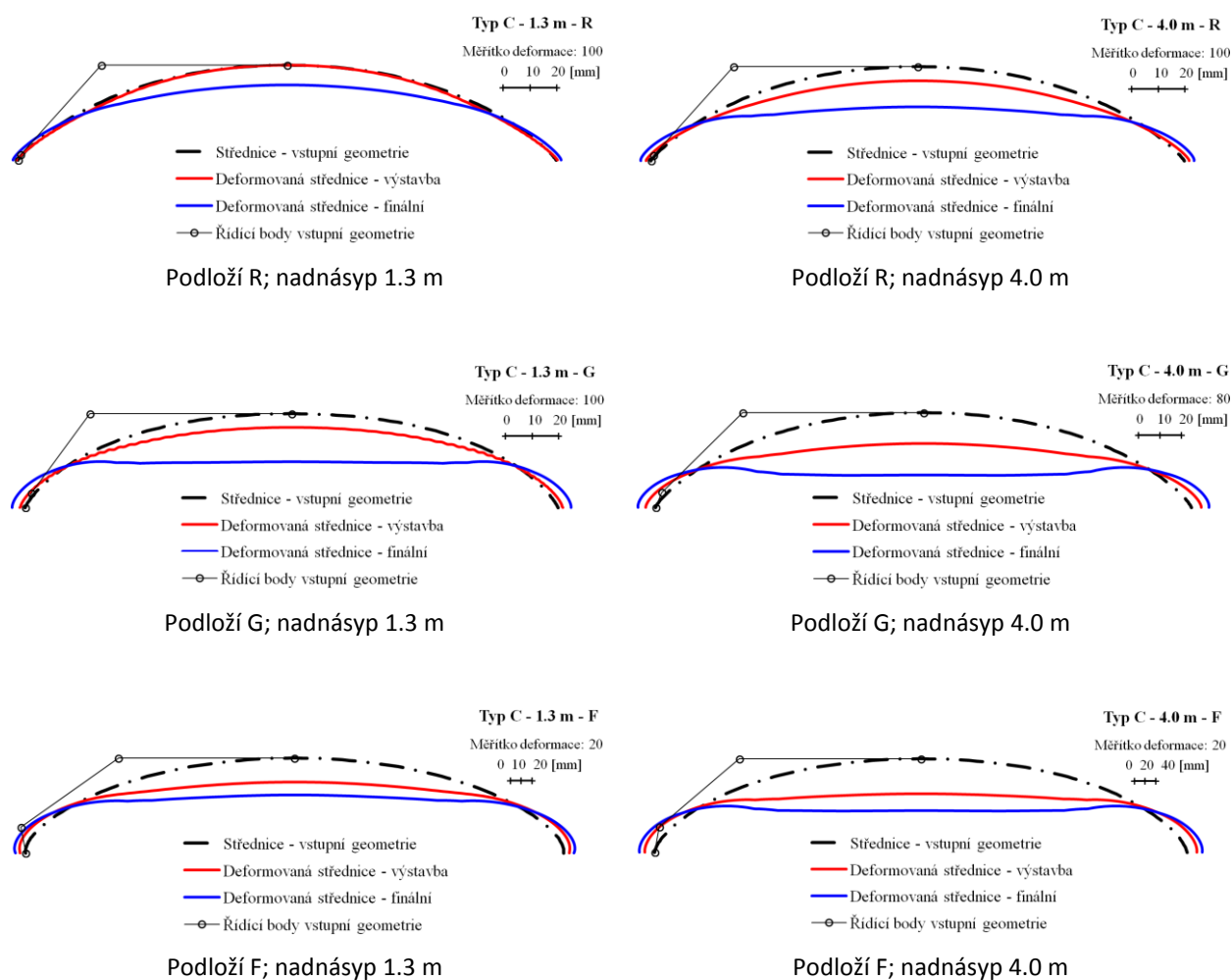
Na každém obrázku je prezentována výchozí geometrie střednice, která odpovídá Bézierově křivce (pro přehlednost s řídicím polygonem), deformovaná střednice ve fázi výstavby odpovídající

zasypání po úroveň vrcholu (červená křivka) a deformovaná střednice ve finální fázi výstavby (modrá křivka). Vpravo u každého výstupu je uvedeno měřítko deformace včetně škály.

Prezentované výsledky dokazují význam geometricky nelineárního výpočtu s postupnou výstavbou. Největší rozdíly v deformacích jsou u kleneb s vysokým nadnásypem, kde klenba se strmou výslednicovou geometrií, která odpovídá finální konfiguraci s velkým zatížením nad vrcholem klenby, při zatížení bočním zásypem deformována směrem dovnitř, protože není dostatečně vyklenuta vůči bočnímu zásypu.



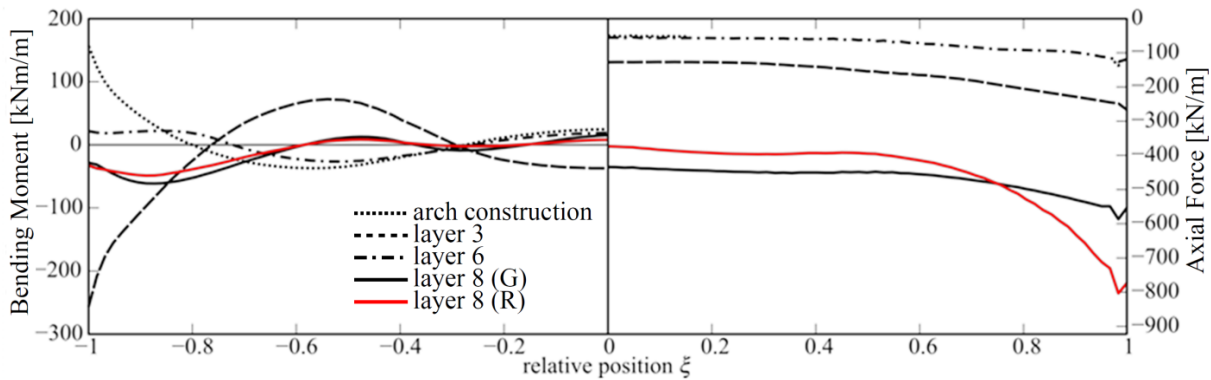
Obr. 6.23 Deformace střednice štíhlé klenby v průběhu výstavby – Typ B, nadnásyp 1.3; 5.0; 10.0 m (deformace je 100× zvětšena).



Obr. 6.24 Deformace střednice štíhlé klenby v průběhu výstavby – Typ C, nadnásyp 1.3; 4.0 m (deformace je $20 \div 100 \times$ zvětšena).

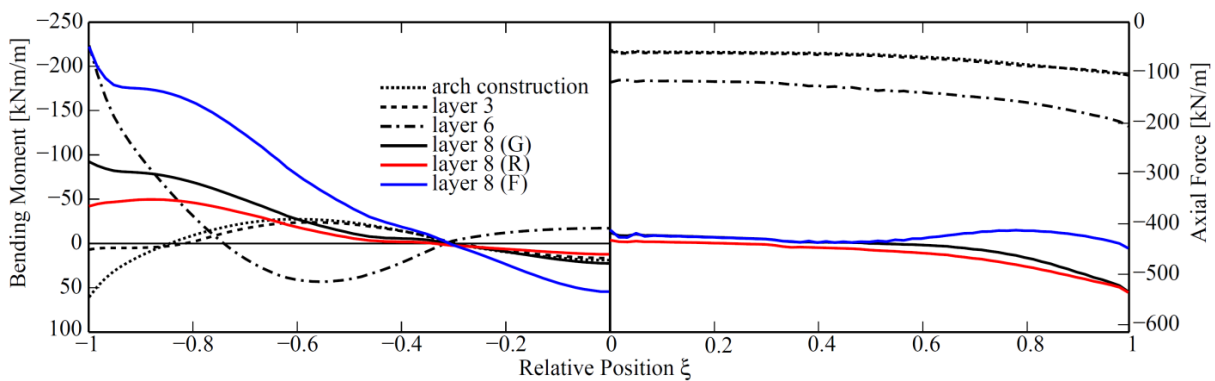
Vývoj vnitřních sil v klenbě při postupné výstavbě je prezentován v následujících grafech podle vzepětí přesypané klenby. Z ohybových momentů je patrné, že v průběhu výstavby se mění namáhání průřezu a to především v oblasti vetknutí klenby do základu, kde v první fázi výstavby působí kladný moment, zatímco ve finální fázi záporný moment. Analogicky je namáhán i průřez ve vrcholu, nejprve záporným momentem, a to především při částečném zasypání, ve finální fázi přesypání je průřez ve vrcholu namáhán kladným momentem, který se zvětšuje s celkovou výškou nadnásypu. Obecně platí, že velikost ohybových momentů obloukových konstrukcí je ovlivněna geometrií střednice.

Na průběhu normálových sil je zřetelně demonstrováno narůstající zatížení klenby při postupném zasypávání. Normálová síla v klenbě při počáteční fázi výstavby se řádově liší od normálové síly v klenbě při finální konfiguraci zásypu. To se může projevit v počátečních fázích výstavby, kdy je průřez klenby namáhán ohybovým momentem, ale v průřezu nevzniká rezerva tlakového napětí od normálové síly.

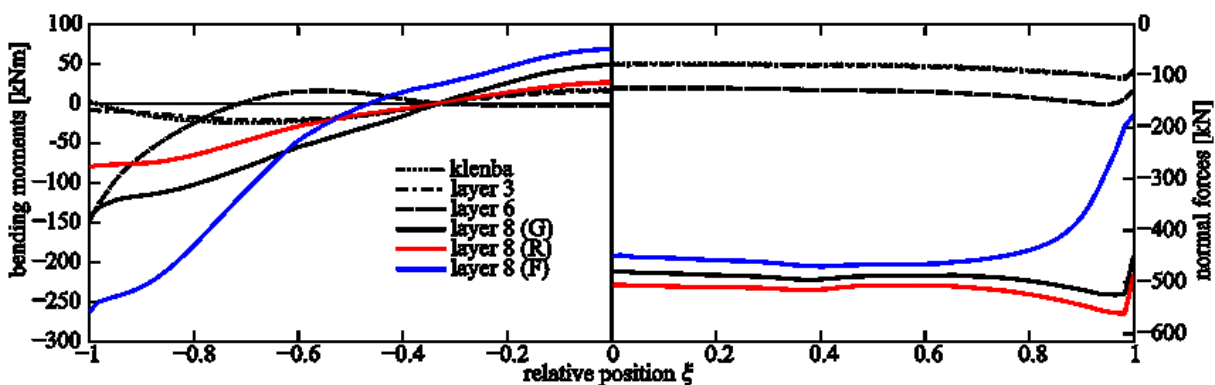


Obr. 6.25 Ohybový moment a normálová síla v průběhu zasypávání – Typ A, nadnásyp 1.3 m.

Průběhy vnitřních sil jsou prezentovány pro klenby na hrubozrnném podloží, nejprve pro fázi výstavby klenby, kdy je klenba zatížena pouze vlastní tíhou a boční zásyp, který by spolupůsobil s klenbou a redukoval účinky zatížení zatím není aktivován. Následně jsou vyhodnoceny fáze výstavby, kdy je zásyp přibližně v polovině výšky klenby a v úrovni vrcholu klenby. Na závěr jsou prezentovány výsledky z finální fáze výstavby (layer 8) s nadnásypem výšky 5 m, kdy konstrukce vzdoruje zatížení ve finální konfiguraci. Pro porovnání jsou prezentovány také výsledné vnitřní síly z modelů se skalním podložím a jemnozrnným (jílovitým) podložím.



Obr. 6.26 Ohybový moment a normálová síla v průběhu zasypávání – Typ B, nadnásyp 1.3 m.

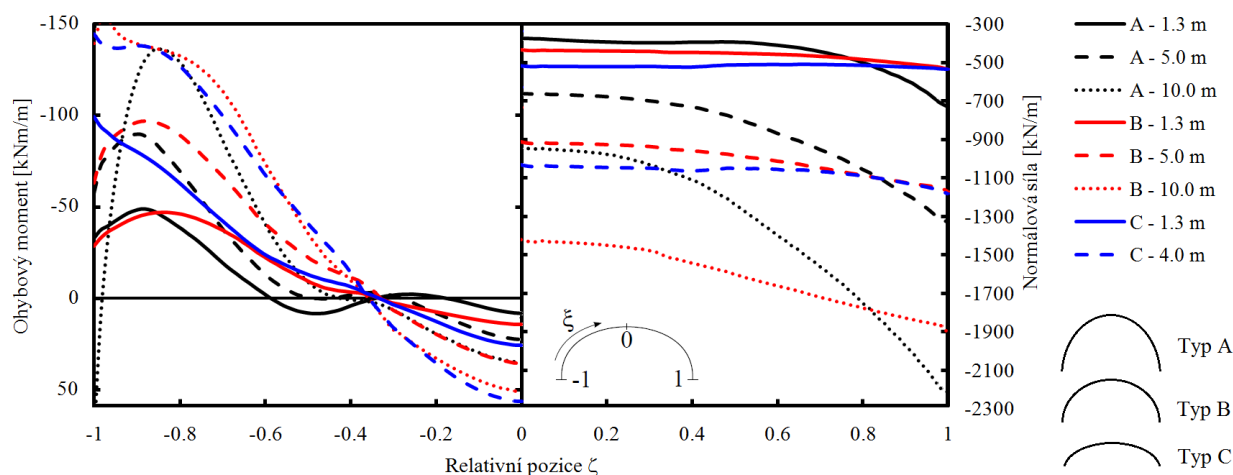


Obr. 6.27 Ohybový moment a normálová síla v průběhu zasypávání – Typ C, nadnásyp 1.3 m.

6.2.2. Analýza vnitřních sil v klenbě v závislosti na vzepětí a výšce nadnásypu

Osová síla u klasických obloukových konstrukcí vychází při konstantním zatížení úměrně k vzepětí, čím menší je vzepětí tím větší vychází osová síla. V případě přesýpaného oblouku, kde je zásyp součástí nosné konstrukce, ale také největší složkou zatížení s rostoucím vzepětím oblouku narůstá i zatížení násypem.

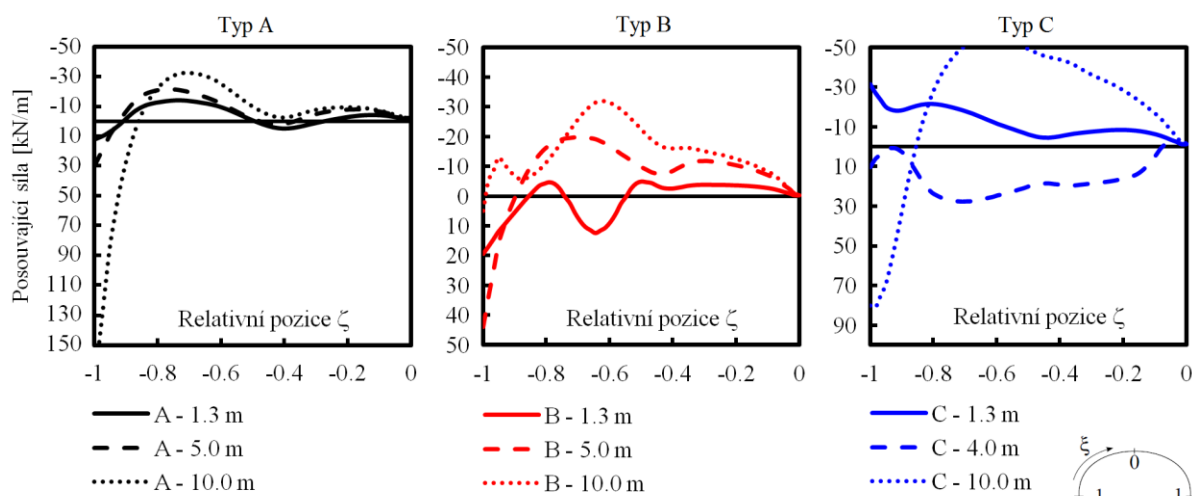
Na následujícím grafu je prezentováno porovnání normálové síly a ohybového momentu pro vysokou, střední a plochou klenbu s různě vysokými nadnásypy, všechny na tuhém skalním podloží.



Obr. 6.28 Ohybový moment a normálová síla, podloží R.

Průběh ohybového momentu je významně ovlivněn návrhem geometrie klenby, v případě nevhodné geometrie může vycházet větší moment i při menším přitížení zásypem, proto lze jen obecně konstatovat, že pro ploché oblouky vychází větší záporné momenty v oblasti vetknutí do základů, a také s větším přitížením nadnásypem se momenty zvětšují pro jednotlivé vzepětí téměř stejně.

Vliv výšky nadnásypu je z předchozího grafu zřetelný pro průběh normálové síly, velikost úměrně narůstá výšce nadnásypu. Vliv vzepětí na velikost normálové síly v klenbě se projevuje podle průběhu v grafu tak, že pro menší vzepětí vychází větší normálová síla ve vrcholu, zatímco pro vyšší vzepětí narůstá normálová síla výrazně k podporám, a to při stejné výšce nadnásypu.

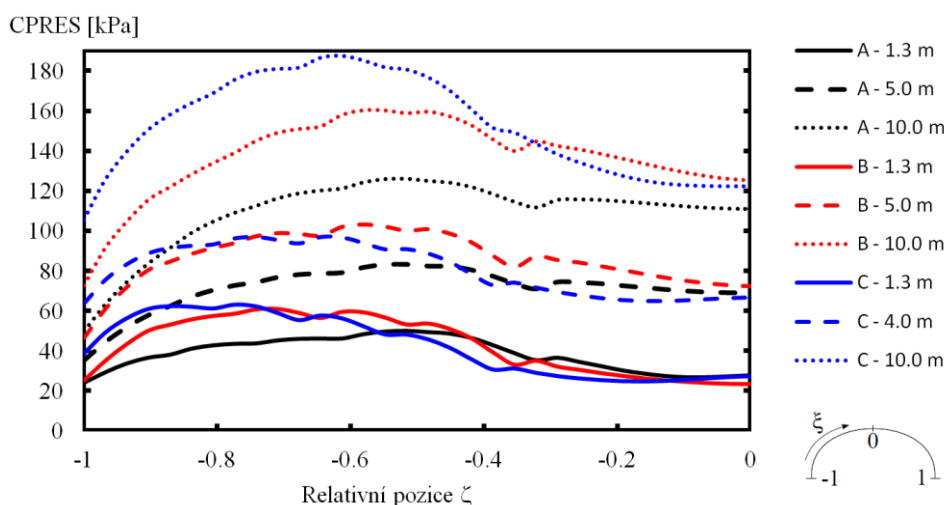


Obr. 6.29 Porovnání posouvající síly [kN], skalní podloží R.

V předchozích grafech jsou porovnány průběhy posouvajících sil pro jednotlivé vzepětí, podloží pro všechny klenby v tomto srovnání odpovídá tuhému skalnímu podloží. Posouvající síly byly určeny z výpočtových modelů s optimalizovanými geometriemi. To znamená každé konfiguraci zásypu odpovídá jiná výsledná geometrie, proto nelze z průběhů jednoznačně stanovit relace mezi vzepětím a výškou nadnásypu. Výstupy vnitřních sil z výpočtových modelů jsou prezentovány v příloze C.

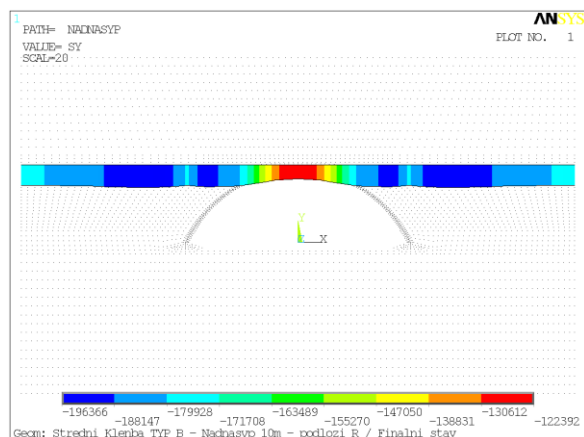
6.2.3. Porovnání zemního tlaku na klenbu v závislosti na vzepětí a výšce nadnásypu

Z následujícího grafu je zřejmý vliv výšky násypu nad vrcholem klenby na zemní tlak, který ve výpočtovém modelu odpovídá kolmému tlaku na kontaktní elementy na povrchu klenby (CPRES). Z grafu je také patrný vliv geometrie střednice klenby, kde pro plochou klenbu je výrazně větší složka svislého zemního tlaku v celé délce klenby, zatímco na vysokou klenbu působí v dolní části jen složka bočního zemního tlaku. Podrobné průběhy tlaku na povrch klenby jsou prezentovány v příloze C.

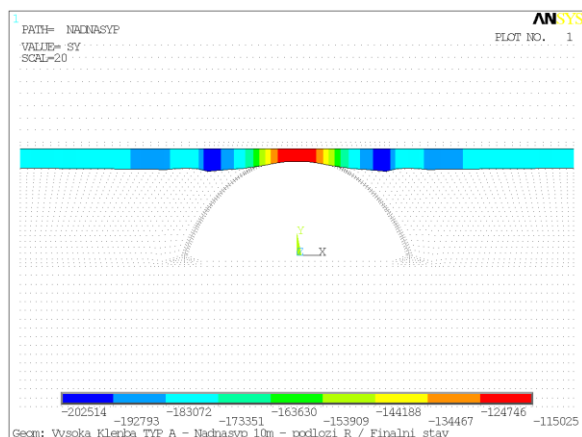


Obr. 6.30 Porovnání zemního tlaku na povrch klenby [kPa], tuhé podloží R.

V násypu v hloubce nad vrcholem klenby by měly hodnoty odpovídat přímo výšce nadnásypu a tíze zeminy nadnásypu, v grafu je ale rozdíl mezi napětím na vysoké klenbě a plošší klenbě. Tento rozdíl je zřejmě způsobený menší tuhostí vysoké klenby. Z následujícího porovnání svislého napětí v zemině je patrné, že v oblasti násypu mimo klenbu je hodnota napětí stejná, zatímco v průmětu nad klenbou se mění a nad vrcholem klenby je tento rozdíl přibližně 7 kPa.



(a) klenba B



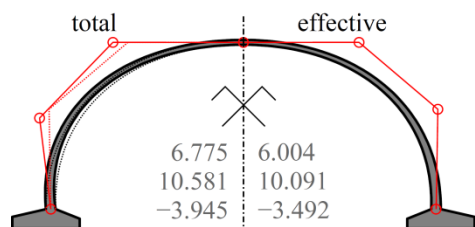
(a) klenba A

Obr. 6.31 Porovnání svislého napětí v násypu [Pa], výška nadnásypu 10.0 m, skalní podloží R.

6.2.4. Vliv pevnostních parametrů na optimální geometrii

Koncept přesypané konstrukce kombinuje klenbu a hutněný zásyp, které vzájemně spolupůsobí při přenosu zatížení do podloží. Vliv tuhost podloží na působení klenby byl v této práci podrobně prezentován na parametrické studii optimální geometrie. V této studii byly uvažovány 3 typy podloží, pro skalní a hrubozrnné není třeba zohlednit totální parametry zemin, zatímco pro jemnozrnné – jílovité podloží je nutné pro praktický návrh jakékoliv konstrukce uvažovat vliv totálních parametrů.

Následující obrázek prokazuje vliv pevnostních parametrů na výslednicovou geometrii pro klenbu se vzepětím 8.7 m (Typ A) na jemnozrnném podloží F s výškou nadnásypu 5m.



Obr. 6.32 Vliv pevnostních parametrů na geometrii.

Mechanické parametry podloží:

$$E = 8 \text{ MPa}; \quad \nu = 0.35$$

Pevnostní parametry podloží:

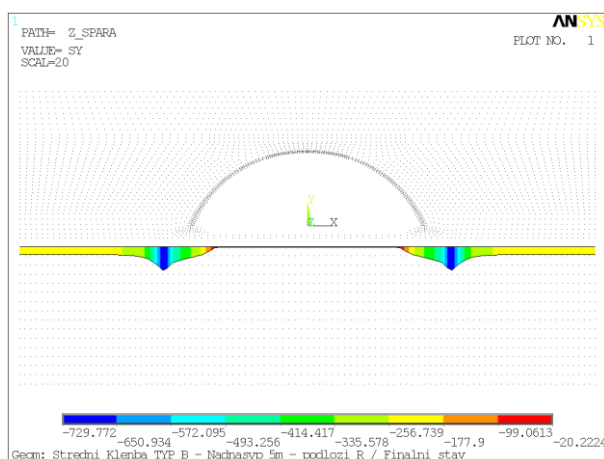
$$\varphi_{\text{ef}} = 25^\circ; \quad \varphi_{\text{tot}} = 5^\circ$$

$$c_{\text{ef}} = 15 \text{ kPa}; \quad c_{\text{tot}} = 70 \text{ kPa}$$

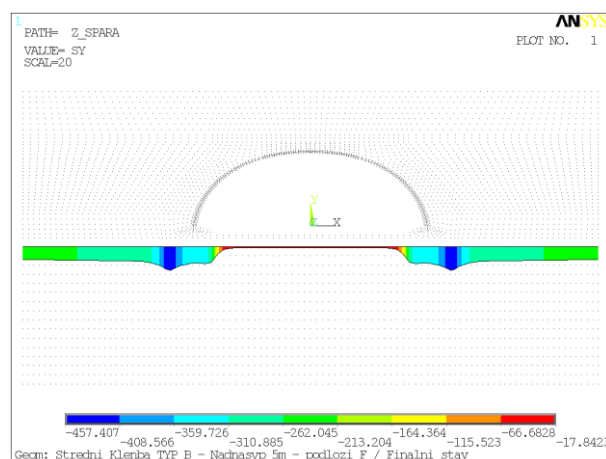
Z vykreslené geometrie je patrné, že pro podloží s totálními pevnostními parametry byla generována více vyklenutá geometrie s ohledem na nižší pevnost materiálu podloží, které má přenést horizontální sílu z klenby.

6.2.5. Napětí v základové spáře

Přesypané klenby bývají většinou navrhovány na plošných základech, proto bylo z výpočtových modelů vyhodnoceno svislé napětí v úrovni základové spáry. Průběh je prezentována na následujícím obrázku, kde je porovnání tuhého skalního podloží a měkkého jemnozrnného podloží. Následně jsou v grafech podle typu klenby porovnány napětí σ_y všech typů podloží a výšek nadnásypu.



(a) podloží – R

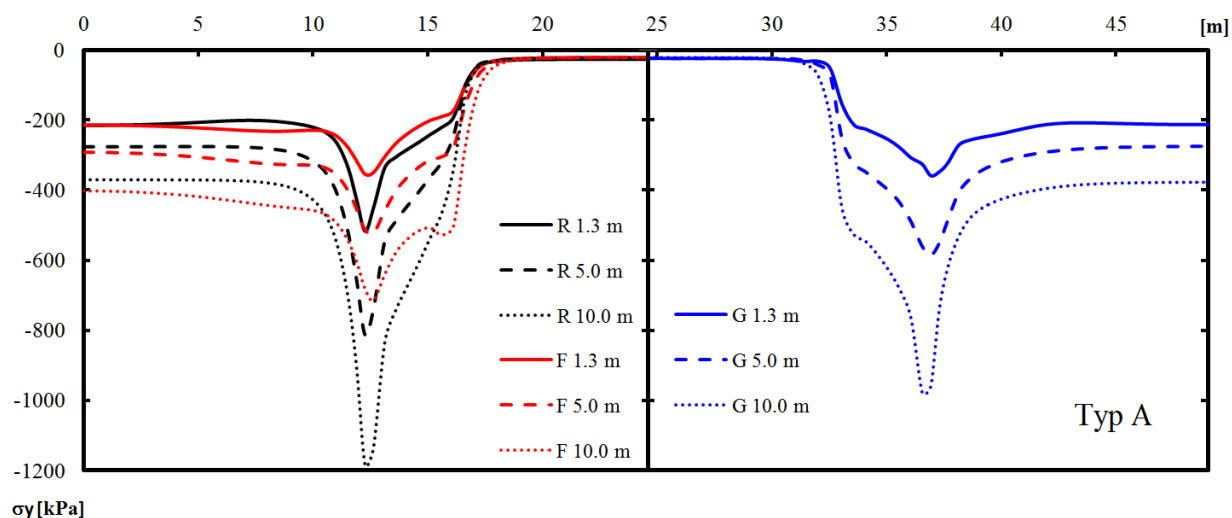


(b) podloží – F

Obr. 6.33 Svislé napětí σ_y [kPa] v úrovni základové spáry – Typ B, nadnásyp 5.0 m.

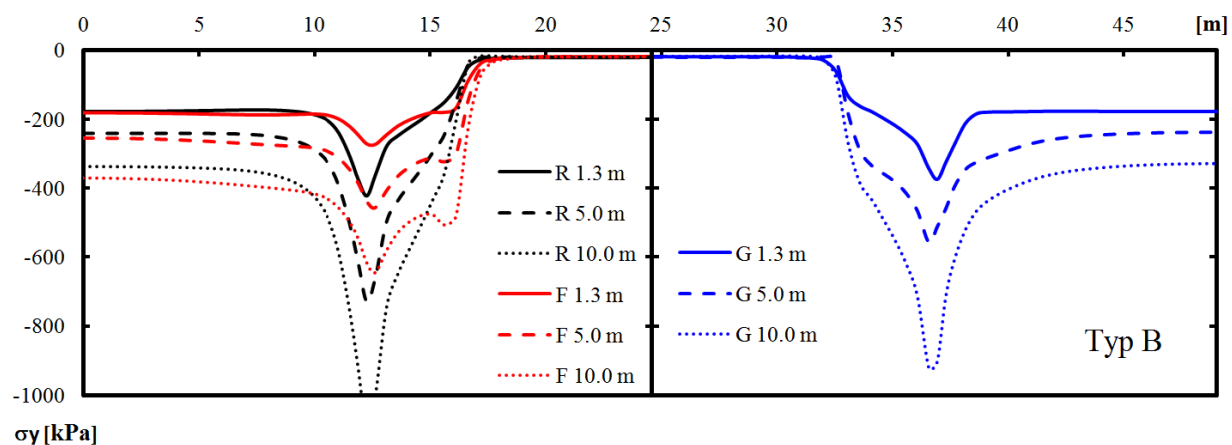
Tuhé podloží klenbě umožní zapřít se a přenést horizontální složku šikmé reakce, to vysvětluje větší koncentraci svislého napětí v základové spáře pod vnější hranou základové patky. Pro jemnozrnné podloží vychází sklon šikmé výslednice z klenby více kolmý proto i napětí pod patkou není tak koncentrované jen pod vnější hranou.

Grafy jsou rozděleny podle vzepětí klenby (Typ A; B; C), v levé polovině jsou porovnány podloží R a F pro jednotlivé nadnásypy, v pravé polovině podloží G. Poloha řezu pro vykreslení napětí je zobrazena ve výstupu z výpočtového modelu na Obr. 6.33.

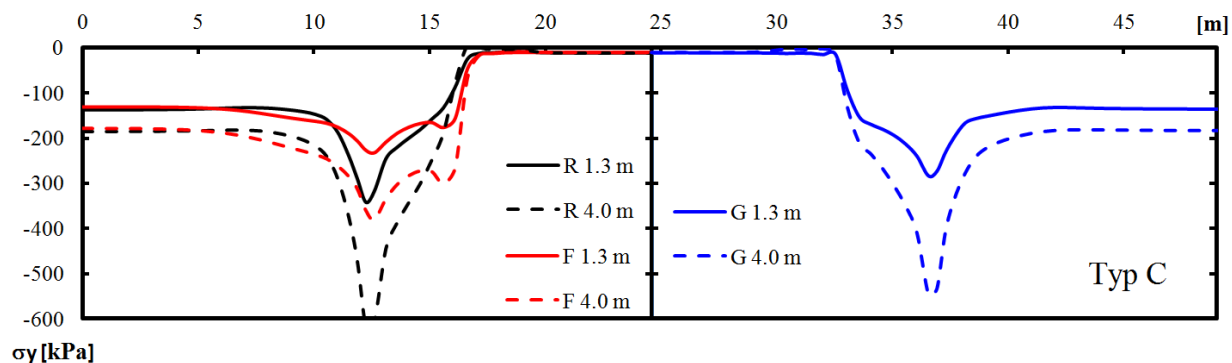


Obr. 6.34 Svislé napětí σ_y [kPa] v úrovni základové spáry – Typ A

Průběh svislého napětí σ_y v základové spáře má stejný průběh pro vysokou i nízkou klenbu, liší se jen hodnotou, ale jak bylo popsáno výše, průběhy se liší podle typu podloží.



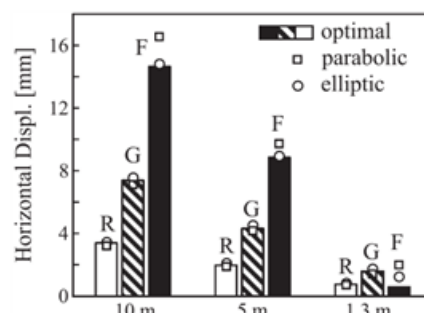
Obr. 6.35 Svislé napětí σ_y [kPa] v úrovni základové spáry – Typ B



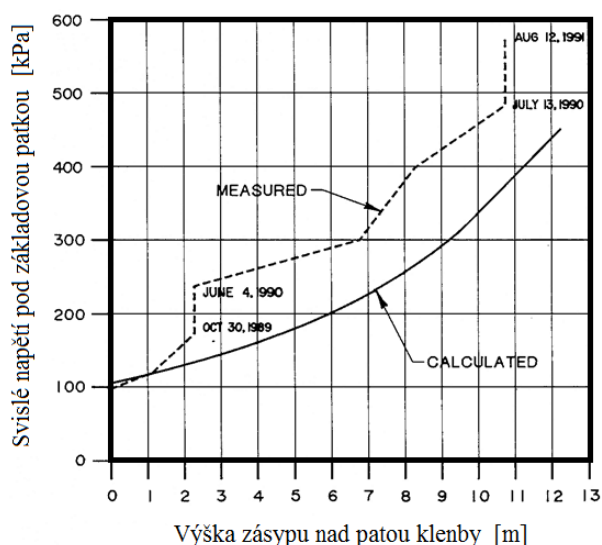
Obr. 6.36 Svislé napětí σ_y [kPa] v úrovni základové spáry – Typ C

Porovnání horizontálních posunů, které koreponduje s průběhem svislého napětí v předchozích grafech je prezentováno v následujícím grafu.

Z grafu je patrná analogie mezi výškou nadnáspy a typem podloží, tuhé podloží vzdoruje šikmé výslednici z klenby, horizontální posun v patě klenby je přibližně třetinový ve srovnání s měkkým podložím. Z porovnání také patrné, že vliv geometrie na horizontální posuny není tak zásadní, jako vliv přetížení nadnásy a vliv tuhosti podloží.



Obr. 6.37 Porovnání horizontálních posunů paty klenby u_y [mm] – střední klenba Typ B



Obr. 6.38 Vývoj svislého napětí σ_v [kPa] měřený pod patkou přesýpaného tunelu v Albertě (Montgomery, et al., 1993).

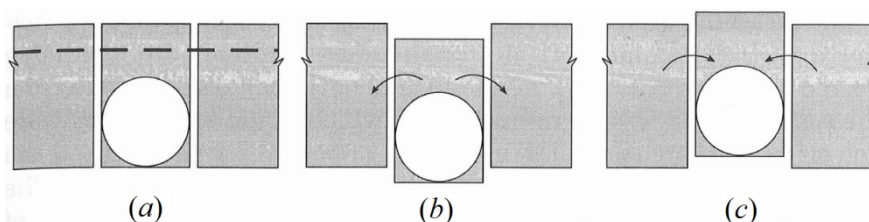
Vliv přerozdělení zatížení systému přesýpané klenby v čase pro byl zachycen při výstavbě přesýpaného tunelu v Albertě (Montgomery, et al., 1993) kde byly osazeny na spodní plochu patky tlakové snímače, které měřily napětí v základové spáře.

S ohledem na klimatické podmínky probíhala stavba pouze v létě, z průběhu svislého napětí v grafu je patrný nárůst hodnot napětí během 10 měsíční přestávky zřejmě v důsledku snížení smykového napětí v zemině zásypu a také sedáním násypu. Podobný nárůst napětí následoval po uvedení do provozu.

6.2.6. Klenbový efekt v zásypu

Pro analýzu účinků na základy přesýpané klenby a napětí v základové spáře (v případě plošného založení) je důležité stanovit odpovídající zatížení klenbou a zeminou zásypu. Část tíhy zeminy nad klenbou je ale přenášena do bočního zásypu klenbovým efektem v zemině a smykovým napětím.

Na rozdíl od zjednodušeného předpokladu konvenčního výpočtu, podle kterého by bylo v případě jednoduchého modelu počítáno s tíhou zeminy odpovídající zásypu v průmětu nad klenbou, je tedy tíha zeminy redukována. Schéma přerozdělení účinků v zásypu je na následujícím porovnání.



Obr. 6.39 Ilustrace klenbového efektu přesýpané obloukové konstrukce; (a) bez přerozdělení zatížení; (b) pozitivní přerozdělení; (c) negativní přerozdělení (Abdel-Sayed, et al., 1993).

Kapitola 7

Závěry disertační práce

Práce byla rozdělena do pěti tematických celků: (i) zpracování problematiky modelování zemin a zemních tlaků; (ii) vývoj výpočtového modelu přesýpaných konstrukcí; (iii) verifikace výpočtového modelu porovnáním s výsledky experimentů; (iv) analýza vybraných problémů doprovázejících návrh přesýpaných konstrukcí; (v) optimalizace geometrie klenby s využitím verifikovaného výpočtového modelu.

Byl vyvinut komplexní FE-výpočtový model reflektující nejdůležitější aspekty k predikci odezvy systému zásyp-klenba přesýpaných konstrukcí: tuhost podloží, geometricky nelineární výpočet štíhlé klenby, postupná výstavba s přitížením od hutnění, jednostranná tlaková vazba mezi zásypem a klenbou včetně tření a materiálový model zeminy. Výpočtové modely byly analyzovány v dostupných komerčních programech ANSYS a PLAXIS.

V práci jsou prezentovány měření z experimentů: přesýpaná klenba na University of Massachusetts, přesýpaná klenba v Albertě a přesýpaná klenba z vlnitého plechu na Queen's University Ontario, kde bylo testováno lokální zatížení. Na základě měřených deformací a zemních tlaků, byl verifikován vyvinutý výpočtový model. Výsledky srovnání měření z experimentů a výpočtových modelů jsou prezentovány v přílohách.

Kalibrované výpočtové modely byly následně využity k analýze optimální geometrie přesýpané klenby s cílem nalezení výslednicové (bezmomentové) geometrie střednice. Pro potřeby optimalizace přesýpané klenby s vlivem interakce byla vyvinuta efektivní optimalizační metoda, která je použitelná nejen na všechny typy klenbových přesýpaných konstrukcí včetně ocelových z vlnitého plechu, ale obecně na jakoukoliv obloukovou konstrukci v rámci sdruženého systému, kde není použitelná základní metoda pro nalezení výslednicové geometrie oblouků. Pro nalezení optimální geometrie je využita parametrická Beziérova křivka, takže výsledná geometrie je určena matematickou rovnicí, další výhodou je estetické působení výsledné hladké křivky obloukové konstrukce.

Následně byla zpracována obsáhlá parametrická studie optimálních geometrií v závislosti na typu podloží a výšce násypu nad vrcholem klenby. Optimální geometrie byly nalezeny pro 3 typy klenb podle vzepětí: (i) vysoká 8.7 m; (ii) střední 6.366 m; (iii) plochá 4.2 m. Rozpětí bylo konstantní 20 m pro všechny klenby. Výsledné geometrie jsou graficky prezentovány včetně parametrů Beziérovi křivky pro praktické využití.

Z výsledku parametrické studie jsou zřetelné související trendy mezi jednotlivými výslednými geometriemi, které se vzájemně liší podle typu podloží a výšky nadnásypu. Dalším zjištěním jsou jednotné proporce výsledných tvarů v závislosti na podloží a nadnásypu pro vysokou i plochou klenbu. Z porovnání násobně rozdílných normálových napětí optimalizované a referenční geometrie vyplývá

význam optimalizace pro redukci ohybové složky, resp. tahových napětí v betonovém průřezu. Tuhosti podloží ovlivňují geometrii i výsledné napětí, zatímco pro měkké jílovité podloží vzniká i po optimalizaci tahové napětí, pro klenby na skalním podloží tahové napětí buď nevzniká, nebo je zanedbatelné a to pro 10 m vysoký násyp nad klenbou. Tento výsledek potvrzuje všeobecně známé doporučení, že ideální založení pro obloukovou konstrukci je na skalním podloží. Ale také lze konstatovat, že pro skalní podloží lze danou metodikou navrhnout velmi štíhlé obloukové skořepiny. Výsledky parametrické optimalizační studie jsou prezentovány v samostatné příloze.

Optimalizace byla aplikována na verifikovanou klenbu z experimentu z University of Massachusetts za účelem teoretického snížení tahových napětí. Nejdříve byla redukována tloušťka průřezu z 254 mm na 180 mm a následně vyhodnocena optimální geometrie. Nalezením výslednicové geometrie bylo sníženo normálové tahové napětí o polovinu a to i po významné redukci tloušťky klenby. Na původní klenbě s geometrií odpovídající elipse vycházelo největší tahové napětí 1.3 MPa, zatímco na optimalizované klenbě 0.65 MPa.

Za účelem ověření vlivu lokálního zatížení dopravou byla provedena studie na 3D modelu klenby dlouhé 20 m, výška nadnásypu byla 1.3; 5.0 a 10.0 m. Zatížení odpovídá modelu LM1 dvě nápravy, celkem 600 kN. Byly vyhodnoceny dvě varianty postavení: (i) symetrické, nad vrcholem klenby; (ii) asymetrické, v čtvrtině rozpětí klenby. Výsledky potvrzují variaci napětí a vnitřních sil po délce klenby a z toho vyplývající nevhodnost 2D modelu v rovinné deformaci pro analýzu lokálního zatížení. Dalším zjištěním je zanedbatelný vliv lokálního zatížení pro vyšší nadnásypy, v případě 5 m vysokého nadnásypu je přírůstek tlakového napětí v klenbě 1 MPa, zatímco od stálého zatížení 7 MPa (tahové napětí od stálého zatížení byl minimalizováno optimalizací). Vlivem spolupůsobení s násypem není pro přesypané klenby rozhodující asymetrické lokální zatížení jako u klasických obloukových konstrukcí, ale pozice zatížení ve vrcholu klenby, kde je nejnižší vrstva násypu a nedochází k roznosu zatížení na větší plochu vrcholu klenby.

V závěru práce jsou prezentovány srovnání výsledků z velkého množství modelů jednotlivých geometrií, jako je např. vývoj vnitřních sil při postupné výstavbě, napětí v základové spáře.

Závěrem lze konstatovat přínos této práce pro inženýrskou praxi. Byl vyvinut účinný výpočtový model interakční úlohy pro řešení přesypaných konstrukcí. Komplexní výpočtový model lze využít jako účinný nástroj pro analýzy sofistikovaných progresivních konstrukcí s vlivem interakce.

Dalším přínosem pro praktické návrhy je aplikace aktuálních optimalizačních metod, kterými bylo docíleno zlepšení návrhu ve srovnání s obvyklým postupem v praxi. Výhodou prezentované metodiky optimalizace tvaru střednice je její aplikace na jakoukoliv obloukovou konstrukci.

7.1. Další vývoj přesýpaných konstrukcí

Přesýpané klenby jsou tradiční konstrukce, přesto s vývojem výpočetní techniky a materiálových modelů pro geotechnické úlohy lze vytvářet přesnější výpočtové modely vystihující nelineární chování zeminy a interakci s konstrukcí. Při použití výstižnějších modelů je tedy možné přesněji predikovat teoretické působení tenkostěnných železobetonových skořepin.

Z konstrukčního hlediska lze velmi efektivního návrhu konstrukce dosáhnout optimalizací geometrie i jednotlivých komponentů konceptu přesýpané konstrukce. Robustní nástroje matematické topologické optimalizace se postupně zavádějí do dostupných komerčních softwarů. Náklady na realizaci optimalizované klenby s minimálním tahovým napětím a optimalizovanými rozměry by se tak ještě snížily.

Kombinovaný konstrukční systém je ideální úlohou pro citlivostní analýzy, které by mohli kvantifikovat vliv jednotlivých komponentů integrovaného nosného systému a spolu s optimalizačními metodami zdokonalit návrh a technologii přesýpaných konstrukcí s efektivním využitím konstrukčních materiálů.

Další oblastí přesýpaných obloukových konstrukcí, kde je možné hledat zlepšení, je uspořádání konstrukčního systému za účelem přenesení šikmých podporových reakcí pro konstrukce na neúnosném podloží v případech kdy táhla mezi základy nejsou výhodná s ohledem na údržbu, prostorové uspořádání a navazující objekty.

Z technologického hlediska se stále rozšiřuje aplikace vysokohodnotných a vysokopevnostních betonů v celé oblasti stavebních konstrukcí a také různé typy vláknobetonů. Pro tenkostěnné skořepiny se nabízí velmi aktuální technologie kompozitního betonového průřezu vyztuženého textilií, tzv. Textile Reinforced Concrete – TRC. Toto nové řešení se stále rozvíjí, první realizovanou konstrukcí je 17 m dlouhá lávka v Německu z roku 2006 (Curbach, et al., 2008).

S vývojem technologie štíhlých betonových skořepin, využitím komplexních výpočtových modelů interakční úlohy a aplikací optimalizačních metod lze navrhovat efektní a zároveň efektivní a hospodárné konstrukce.

Inovativní přístup lze aplikovat i pro materiál zásypu, kde je využitím lehčeného kameniva nebo expandovaného polystyrenu redukováno zatížení klenby, resp. účinky na založení. Dále je možné v souladu s technologickými předpisy použít i recyklované materiály.

Pro analýzy zásypu přesýpaných konstrukcí je důležitým faktorem vývoj reziduálního napětí od hutnění. Lze předpokládat, že toto napětí v čase klesá, ale v dostupné literatuře tento jev není dostatečně zpracován. Dalším souvisejícím problémem, který nebyl významněji analyzován, je vlastní dotvarování zásypu a přerozdělení zatížení mezi jednotlivými komponenty integrovaného systému přesýpaných konstrukcí v delším časovém období.

Seznam užžitých zdrojů

Citovaná literatura

- Abdel-Sayed, G., Bakht, B., & Jaeger, L. G. (1993). *Soil-Steel Bridges: Design and Construction*. New York: McGraw-Hill.
- ANSYS. (2004). Advanced analysis techniques guide. Canonsburg: ANSYS Inc.
- ANSYS. (2009). *Release 12.1 Documentation for ANSYS*.
- Atkinson, J. H. (2007). *The mechanics of soils and foundations*. New York: Routledge.
- Atkinson, J. H., & Sallfors, G. (1991). Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests. *10th ECSMFE*, (pp. 915-956). Florence.
- Barakat, S. A., & Altoubat, S. (2009). Application of evolutionary global optimization techniques in the design of RC water tanks. *Engineering Structures* (Vol. 31), pp. 332-344.
- Barták, J. (2007). *Underground construction in the Czech Republic*. Praha: SATRA.
- Barták, J., & Buček, M. (1977). Analýza bezmomentového tvaru střednice tunelového ostění z železobetonových prefabrikátů. *Zpravodaj Metro* (8), stránky 66-69.
- Barták, J., & Buček, M. (1991). Zemní tlaky na tenkostěnné ostění přesypaných staveb. *11. geotechnické symposium Revize ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce, 11.-12.6.1991* (stránky 115-125). Znojmo: Katedra geotechniky FSv ČVUT Praha.
- Bechyně, S. (1962). *Betonové mosty obloukové. Mosty pro zvláštní účely* (3. vyd.). Praha: SNTL.
- Bendsoe, M. P., & Sigmund, O. (2003). *Topology Optimization: Theory, Methods and Applications*. Berlin: Springer.
- Bradáč, J. (1995). *Základové konstrukce*. Brno: CERM.
- Brinkgreve, R. B., Broere, W., & Waterman, D. (2008). *Manual Plaxis 2D – Version 9*. Delf: Plaxis.
- Broms, B. B. (1971). Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils. *4th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (stránky 373-384). Budapest.
- Budhu, M. (2007). *Soil mechanics and foundations*. Hoboken, NJ: Wiley.
- Clough, G. W., & Duncan, J. M. (1991). Earth pressures. V H.-Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook*. London: Springer.
- Curbach, M., Michler, H., Weiland, S., & Jesse, D. (2008). Textilbewehrter Beton – Innovativ! Leicht! Formbar! *BetonWerk International* (5), stránky 62-72.
- Čada, Z. (2007). Pravděpodobnostní modul klasického prostředí Ansys. *Ansys Users Meeting* (stránky 1-8). Lednice: Ansys Users Meeting.
- Deb, K. (2001). *Multi-objective optimization using evolutionary algorithms*. John Wiley and Sons.
- Drucker, D. C., & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. pp. 157-165.

- Duncan, J. M. (1979). Behavior and Design of Long-Span Metal Culverts. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 3 (105), stránky 399-418.
- Duncan, J. M., & Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* (Vol. 96), pp. 1629-1653.
- Duncan, J. M., & Seed, R. B. (1986). Compaction-induced earth pressures under K0-conditions. *Journal of Geotechnical Engineering* (112), stránky 1-22.
- England, G. L., Bush, D. I., & Tsang, N. C. (2000). *Integral Bridges: A Fundamental Approach to the Time-temperature Loading Problem*. (G. B. Agency, Editor) London: Thomas Telford.
- Farin, G. (2002). *Curves and Surfaces for CAGD: A Practical Guide*. Morgan Kaufmann.
- Feda, J. (1977). *Základy mechaniky partikulárních látek*. Praha: Academia.
- Foglar, M., & Křístek, V. (2011). Analytical approach to centre-line optimization of buried arch bridges and its boundaries. *17th International Conference Engineering Mechanics 2011*. Svratka: Akademie věd České republiky.
- GEO5. (2007). *Uživatelská příručka verze 5.4*. Fine spol. s r.o.
- Hebden, R. H. (1986). Giant segmental precast prestressed concrete culverts. *PCI Journal* (31(6)), stránky 60-73.
- Herle, I. (2003). *Základy matematického modelování v geomechanice*. Prague: Karolinum.
- Holgate, A. (1997). *The Art of Structural Engineering: The Work of Jörg Schlaich and His Team*. Stuttgart: Axel Menges.
- Janda, L., Kleisner, Z., & Zvara, J. (1988). *Betonové mosty*. Praha: SNTL.
- Jesenák, J. (1985). *Mechanika zemín*. Bratislava: SVŠT.
- Jirásek, M., & Zeman, J. (2008). *Přetváření a porušování materiálů*. Praha: České vysoké učení technické v Praze.
- Katona, M. G. (1978). Analysis of long-span culverts by the Finite Element Method. *Transportation Research Record* 678 (pp. 59-66). Washington, D.C.: National Research Council.
- Kovári, K., & Tisa, A. (1998). Computational model and charts for cut-and-cover tunnels. *Colloquium Tunnel Structures*. Stockholm: IABSE.
- Kovári, K., & Tisa, A. (1982). Computational models for Cut and cover tunnels based on field measurement. *International conference on numerical methods in geomechanics*. Edmonton.
- Kunecki, B. (2006). *Zachowanie sie ortotropowych powłok walcowych w osrodku gruntowym pod statycznym i dynamicznym obciazeniem zewnetrznym*. Wrocław: Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej.
- Leonhardt, F. (1984). *Bridges: Aesthetics and Design*. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt.
- Levenberg, K. (1944). A Method for the Solution of Certain Non-Linear Problems in Least Squares. *The Quarterly of Applied Mathematics* (Vol. 2), pp. 164-168.
- Mak, A. C., Brachman, R. W., & Moore, I. D. (2009). Measured response of a deeply corrugated box culvert to three dimensional surface loads. *Transportation Research Board Annual Conference*, (str. 14). Washington D.C.

- Marston, M. G., & Anderson, A. O. (1913). The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe. *Iowa State University Engineering Experiment Station*.
- Matějů, K. (2008). První dřevěný ekotunel na Slovensku a jeho hydroizolace. *Silnice Železnice*.
- McGrath, T. J., Moore, I. D., Selig, E. T., Webb, M. C., & Taleb, B. (2002). *Recommended Specifications for Large-Span Culverts* (Vol. NCHRP Report 473). Washington D.C.: National Academy Press.
- Mencl, V. (1966). *Mechanika zemin a skalních hornin*. Praha: Academia.
- Meyerhof, G. G. (1968). Some Problems in the Design of Shallow-Buried Steel Structures. *Canadian Structural Engineering Conference*. Canadian Steel Industries Construction Council.
- Montgomery, J. C., Morison, R. M., Channon, J. R., & Tutty, D. O. (1993). Design and construction of a buried precast prestressed concrete arch. *PCI Journal* (v38), pp. 40-57.
- Moore, I. D., & Taleb, B. (1999). Metal culvert response to live loading Performance of three-dimensional analysis. *Underground and Other Structural Design Issues* (stránky 37-44). Washington: National Research Council.
- Oster, H. J., Bergermann, R., & Schlaich, J. (1992). *Fußgängerbrücken Jörg Schlaich, Rudolf Bergermann : Fußgängerbrücken 1977-1992, Katalog zur Ausstellung an der ETH Zürich von Hans Jochen Oster*. Zürich: ETH Zürich.
- Peng, D. M., & Fairfield, C. A. (1999). Optimal design of arch bridges by integrating genetic algorithms and the mechanism method. *Engineering Structures* (Vol. 21), stránky 75-82.
- Petersen, D. L., Nelson, R. C., Li, G., McGrath, T. J., & Kitane, Y. (2010). *Recommended Design Specifications for Live Load Distribution to Buried Structures* (Vol. NCHRP Report 647). Washington, D.C.: National Academy Press.
- Potts, D., Axelsson, K., Grande, L., Schweiger, H., & Long, M. (2002). *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*. Thomas Telford.
- Probst, M., Lülfsmann, M., Nicolai, M., Bucker, H. M., Behr, M., & Bischof, C. H. (2009). Sensitivity of optimal shapes of artificial grafts with respect to flow parameters. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* (Vol. 199), pp. 997-1005.
- Rektorys, K. (2000). *Přehled užití matematiky II* (7. vyd.). Praha: Prometheus.
- Roy, R., Hinduja, S., & Teti, R. (2008). Recent advances in engineering design optimisation: Challenges and future trends. *CIRP Annals - Manufacturing Technology* (Vol. 57), pp. 697-715.
- Seed, R. B., & Duncan, J. M. (1986). FE Analyses: Compaction-Induced Stresses and Deformations. *Journal of Geotechnical Engineering* (112), stránky 23-43.
- Schanz, T. (2002). CG4 - Hardening Soil model. *PAO Course for Experienced Plaxis users*. Noordwijkerhout: Plaxis.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. *Beyond 2000 in computational Geotechnics* (pp. 281-290). Balkema: Taylor & Francis.
- Spangler, M. G. (1956). Stresses in Pressure Pipelines and Protective Casting Pipes. *Journal of Structural Engineering* (82).
- Svoboda, P., & Stráský, J. (2010). Buried bridge across the freeway D47 near the village of Hrabuvka. *Structural concrete in the Czech Republic 2006-2009*, 138-141.

- Taleb, B., & Moore, I. D. (1999). Metal culvert response to earth loading: Performance of two-dimensional analysis. *78th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, (pp. 25-36). Washington D.C.
- Tang, Z. L., & Désidéri, J.-A. (2002). Towards self-adaptive parametrization of Bézier curves for airfoil aerodynamic design. *Research Report INRIA 4572*. Sophia Antipolis Cedex: Institut National de Recherche en Informatique et en Automatique.
- Tisa, A., & Kovári, K. (1993). *Diagramme für die Vorbemessung von Tagbau-Tunnel*. Zürich: ETH Zürich.
- Tomás, A., & Martí, P. (2010). Shape and size optimization of concrete shells. *Engineering Structures* (Vol. 32), pp. 1650–1658.
- Webb, M. C. (1999). *Improved design and construction of large-span culverts. Ph.D. dissertations*. Amherst: University of Massachusetts.
- Wriggers, P. (2002). *Computational contact mechanics*. Chichester: J. Wiley & Sons.
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2000). *Finite Element Method* (5th Edition ed., Vol. Volume 2: Solid Mechanics). Oxford: Elsevier.
- Ziolkowski, M., & Gratkowski, S. R. (2008). Genetic Algorithm and Bezier Curves-Based Shape Optimization of Conducting Shields for Low-Frequency Magnetic Fields. *IEEE Transactions on Magnetism* (Vol. 44), pp. 1086-1089.

Normy a předpisy

- ASTM-D2487-11. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. PA: ASTM International.
- ČSN-721006. (1999). *Kontrola zhutnění zemin a sypanin ČSN 72 1006*. Praha: Český normalizační institut.
- ČSN-730037. (1992). *Zemní tlak na stavební konstrukce ČSN 73 0037*. Praha: Český normalizační institut.
- ČSN-736133. (2010). *Navrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací, ČSN 73 6133*. Praha: Český normalizační institut.
- ČSN-EN-1991-2. (2005). (736203), *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut.
- ČSN-EN-1992-1-1. (2006). (731201), *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut.

Internetové zdroje

BEBO Arch Systems. (2013). Načteno z BEBO Arch International AG: <http://www.beboarch.com>

Boháč, J. (2007). *INFORMACE PRO POSLUCHAČE*. Načteno z Jan Bohac:
<http://web.natur.cuni.cz/~bohac/infostudenti.html>

Mašin, D. (2009). Matematické modelování v geomechanice. (Přednášky). Praha: Karlova Universita, Ústav hydrologie, inženýrské geologie a užité geofyziky: <http://web.natur.cuni.cz/uhigug/masin/vyuka/vyuka.htm..>

Montgomery, J. C. (1994). <http://www.dialogdesign.ca/work/transportation/>. Získáno 2012, z <http://www.dialogdesign.ca/>

Wikipedie. (2011). <http://en.wikipedia.org>. (Wikimedia Foundation) Získáno 2011, z Wikipedia, the free encyclopedia: <http://cs.wikipedia.org>

Autorská publikační činnost

- Houšť, V. (2007). *Most přes Vltavu*. Sborník konference Juniorstav 2007 – 9. odborná konference doktorského studia, Brno, VUT v Brně, 10 stran, ISBN:978-80-214-3337-3.
- Houšť, V. (2009). *Analýza přesypané konstrukce*. Sborník konference Juniorstav 2009 – 11. odborná konference doktorského studia, Brno, VUT v Brně, 10 stran, ISBN:978-80-214-3810-1.
- Houšť, V., & Čada, Z. (2009). *Buried concrete arch*. Young scientist, 1. The Postgraduate conference of Civil Engineering and Architecture, Košice, ISBN:978-80-553-0176-1.
- Houšť, V., & Stráský, J. (2009). *Analýza tenkostěnných přesypaných kleneb*. BETON TKS (5), pp. 60-65, ISSN 1213-3116.
- Čada, Z., & Houšť, V. (2010). *Výpočet dotvarování ŽB konstrukce numerickou integrací*. Sborník konference Juniorstav 2010 – 12. odborná konference doktorského studia, Brno, VUT v Brně, 10 stran, ISBN:978-80-214-4042-5.
- Houšť, V., & Čada, Z. (2010). *Výpočet dotvarování zakřiveného mostu*. Mezinárodní symposium MOSTY 2010. SEKURON s.r.o., Brno, ISBN:978-80-86604-48-0.
- Houšť, V., Eliáš, J., & Stráský, J. (2011). *Vliv geologie podloží na optimální geometrii tenkostěnné přesypané klenby*. Mezinárodní symposium MOSTY 2011. SEKURON s.r.o., Brno, ISBN:978-80-86604-52-7.
- Houšť, V., Eliáš, J., & Miča, L. (2013). *Shape optimization of concrete buried arches*. Engineering Structures (48), stránky 716–726, ISSN 0141-0296.

Seznam příloh

Příloha A - Experiment – Test přesypané klenby v Amherst

Příloha B - Experiment – Přesypaná klenba v Albertě

Příloha C - Parametrická studie optimální geometrie

Příloha D - Aplikace optimalizačních algoritmů

Příloha E - Varianty přesypaných konstrukcí

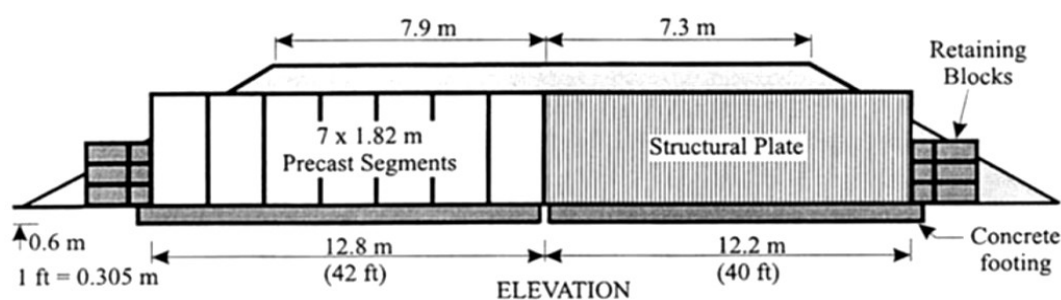
Příloha A

Experiment – Test přesypané klenby v Amherst

V příloze jsou prezentovány výstupy z měření na přesypané klenbě postavené pro účely experimentu na University of Massachusetts v Amherst. Podrobná dokumentace konstrukcí a měření deformací a zemních tlaků v průběhu výstavby a po zasypání byla shrnuta v disertační práci (Webb, 1999). Data z experimentů byly převzaty pro účely verifikace metodiky a kalibraci výpočtových modelů, které byly v této disertační práci využity pro komplexní modelování přesypaných konstrukcí a optimalizačních studií.

Přesypaná klenba testovaná na University of Massachusetts

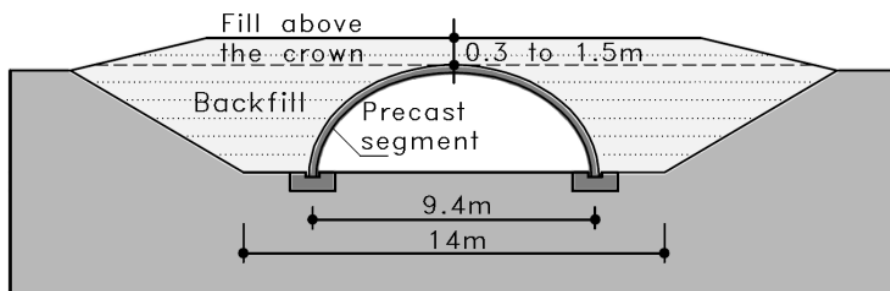
Za účelem experimentálního ověření působení reálné přesypané klenby v průběhu výstavby, odezvu na účinky hutnění a nahodilého zatížení byl na University of Massachusetts v Amherst vybudován model v měřítku 1:1 (Webb, 1999). V podélném směru byla jedna polovina železobetonových prefabrikovaných segmentů a druhá polovina z vlnitého ocelového plechu. Délka části betonové klenby byla 12.8 m, délka části z vlnitého plechu byla 12.2 m, viz následující schéma:



Obr. A.1 Přesypaná klenba v Amherst – uspořádání v podélném směru (McGrath, et al., 2002).

Rozpětí betonové klenby je 9.4 m, tloušťka betonových segmentů je 254 mm, vzepětí betonové klenby je 3.585 m. Obloukové prefabrikované segmenty BEBO Typ E30/3 s konstantní tloušťkou 254 mm a délkou segmentu 1.82 m byly vyrobeny z betonu s pevností v tlaku 29 MPa. Mez kluzu betonářské výztuže byla 482 MPa.

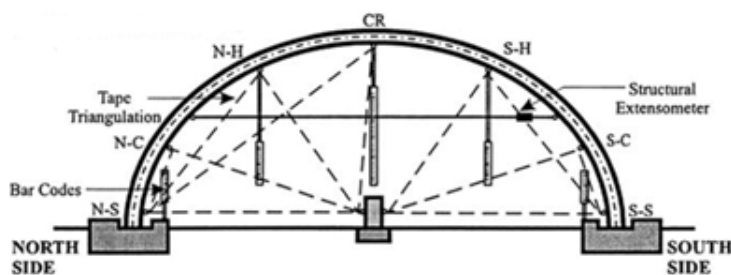
Klenby byly osazeny na plošné základy 1.5 m široké 0.6 m vysoké se zámkovou spárou na osazení prefabrikátů, která byla následně zainjektována. Ocelová klenba byla přišroubována.



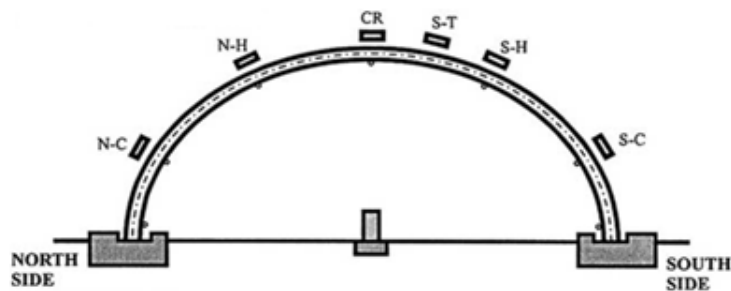
Obr. A.2 Přesypaná klenba v Amherst – uspořádání v příčném směru, zásyp.

Klenba byla pro experiment před zasypáním vybavena snímači na sledování deformací, zemního tlaku na povrch klenby, přetvoření betonu a zeminy (Webb, 1999).

Měření horizontálních deformací bylo provedeno extenzometry na konstrukci, změny výškové úrovně byly měřeny digitální laserovou stanicí. Poloha měřících zařízení ke sledování deformací v průběhu výstavby a při zatížení nahodilým zatížením je prezentována na Obr. A.3 , poloha tlakových snímačů, které monitorovaly tlak působící na klenbu je prezentována na Obr. A.4.



Obr. A.3 Přesypaná klenba v Amherst – pozice měřících zařízení (McGrath, et al., 2002).



Obr. A.4 Přesypaná klenba v Amherst – pozice tlakových snímačů (McGrath, et al., 2002).

V rámci experimentu byly provedeny dvě sady testů: hutněný zásyp vs. nehutněný zásyp přesypané klenby. Hutněný zásyp byl hutněn vibračním válcem po vrstvách výšky 300 mm.

Při první výstavbě byly vrstvy šterkopískového zásypu hutněny na 92% Proctor Standard, následně byly provedeny zatěžovací zkoušky s nahodilým zatížením vozidlem. Při druhé výstavbě byl použit stejný materiál zásypu, vrstvy ale nebyly hutněny, z testů zásypu byla zjištěna úroveň zhutnění na přibližně 85% Proctor Standard.

Plošné základy přesypané klenby byly realizovány ve vytěženém zářezu na šterkovém podloží.

Nahodilé zatížení reprezentovalo nákladní auto se zadní dvounápravou s osovou vzdáleností náprav 1.4 m a šířkou 1.96 m, celkové zatížení od dvounápravy bylo 310 kN.

Průměrná výška přesypání nad vrcholem klenby byla 0.6m, během zatěžovací zkoušky vozidly byla výška přesypání nad vrcholem klenby 0.3 m; 0.6 m a 0.9 m. Po testech byla klenba přesypána na úroveň 1.5m a následujících 9 měsíců bylo provedeno dlouhodobé měření.

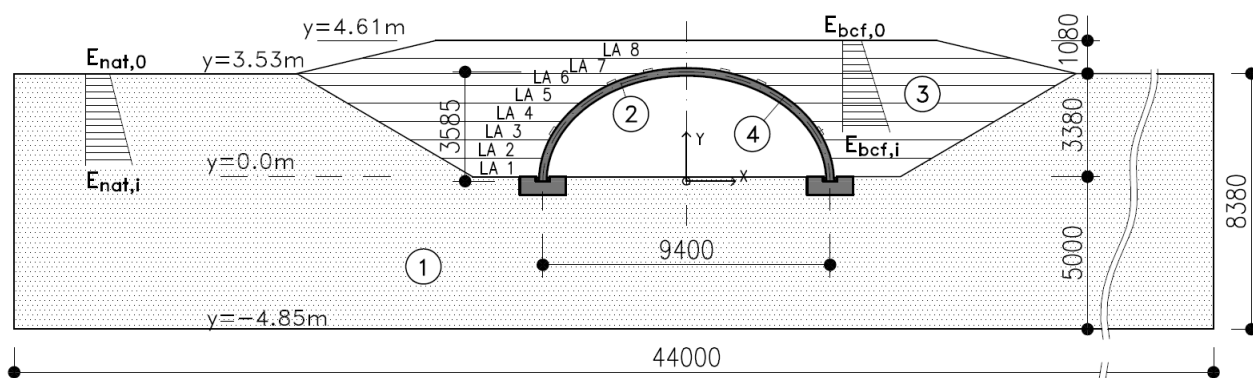
Materiál zásypu odpovídá dle klasifikace USFS a ASTM D2487 šterkopísku a podle AASHTO byl zásypový materiál A-1-b. Pro dvě předpokládané míry zhutnění 85% a 95% odpovídající nezhutněnému a zhutněnému zásypu byly stanoveny mechanické parametry a parametry pevnosti, které byly následně upřesněny z polních testů. Parametry zemin stanovené z testů a predikované pro pružno-plastický výpočtový model jsou uvedeny v Tab. A.1.

Tab. A.1 Charakteristiky zemin (Webb, 1999).

Parametr	Podloží	Míra zhutnění – Proctor Standard					Beton
		92%	95%	96%	85%	87%	
		Hutněný zásyp			Nehutněný zásyp		
		Test1	Predikce	Test 2	Predikce	Test 2	
E_0 [MPa]	20.0	14.3	20.0	17.0	6.7	8.0	30000
m [MPa/m]	3.8	2.4	3.8	3.5	0.4	1.1	-
ν	0.28	0.28	0.3	0.28	0.3	0.28	0.2
c' [kPa]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-
φ' [°]	43.0	38.5	43.0	41.5	34.0	34.5	-
γ [kN/m ³]	20.0	18.5	20.0	19.3	20.0	17.5	-

Výpočtový model

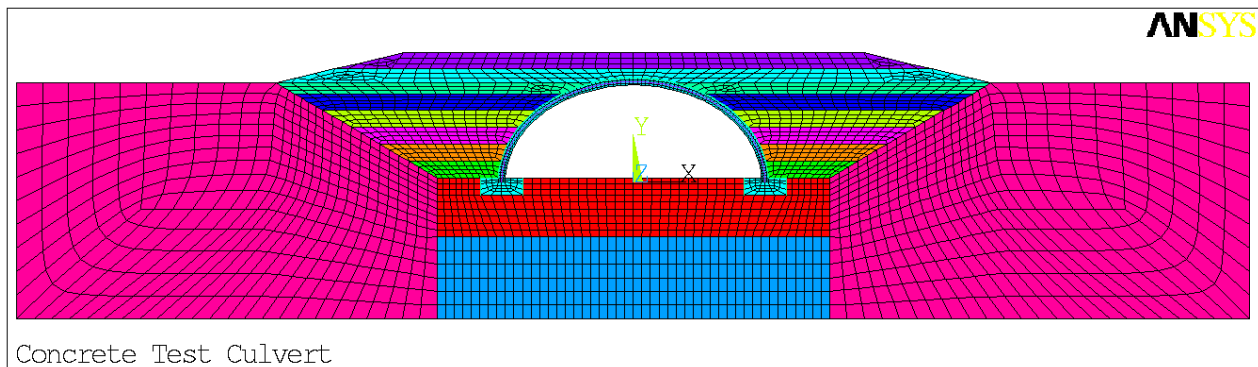
Pro verifikaci výpočtové metody byl použit dvojdimenzionální FE-model s rovinným stavem deformace, který je obecně popsán v kapitole 4 této disertační práce. Materiálové parametry zásypu a podloží byly ve výpočtovém modelu zadány v souladu s Tab. A.1. Tuhost zásypu a podloží je ve výpočtovém modelu definovaná vztahem (2.27).



Obr. A.5 Schéma výpočtového modelu klenby v Amherst

Dílní součásti výpočtového modelu (parametry jsou uvedeny v Tab. A.1):

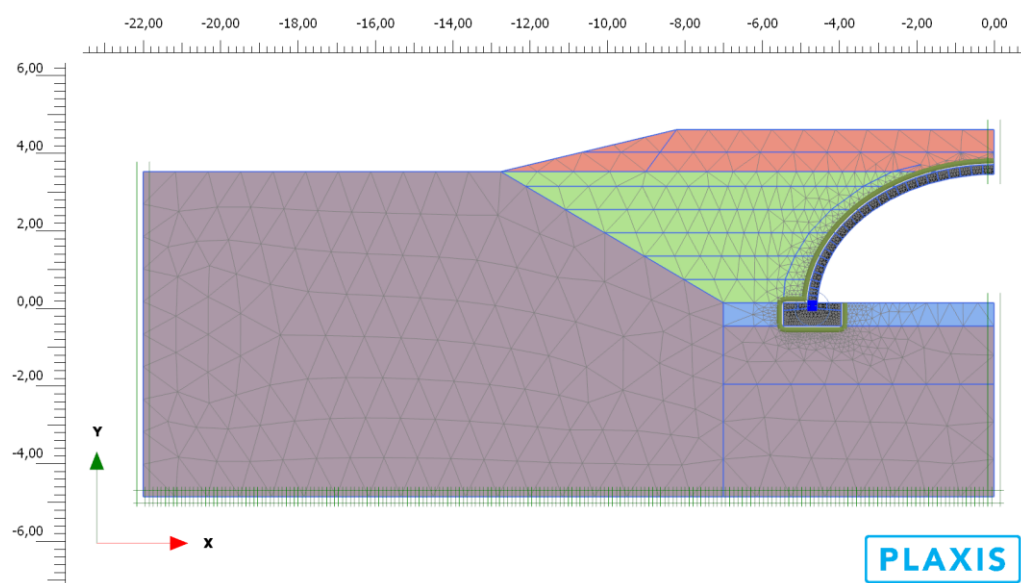
- 1) Původní podloží
- 2) Klenba
- 3) Zásyp
- 4) Kontaktní spára



Obr. A.6 Výpočtový model klenby v Amherst – Drucker-Prager.

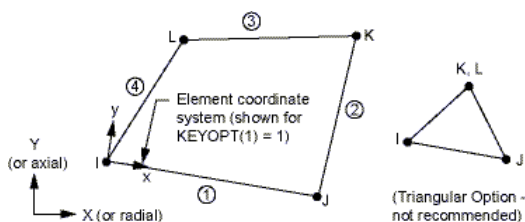
K predikci interakční úlohy byly využity dva2 programy na výpočet konstrukcí metodou konečných prvků: ANSYS – s rozsáhlou knihovnou konečných prvků a PLAXIS – s výstižnými materiálovými modely zemin. K verifikaci naměřených dat z experimentu v Amherst byly vytvořeny výpočtové FE-modely v obou programech:

- v programu ANSYS je pro modelování materiálů s vnitřním třením využit materiálový model Drucker-Prager (DP)
- v programu PLAXIS byl využit materiálový model Hardening Soil (HS)

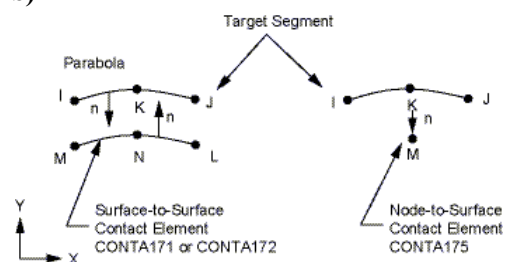


Obr. A.7 Výpočtový model klenby v Amherst – Hardening Soil.

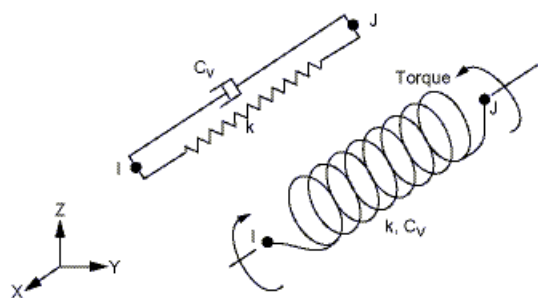
Použité konečné prvky – model DP (program ANSYS)



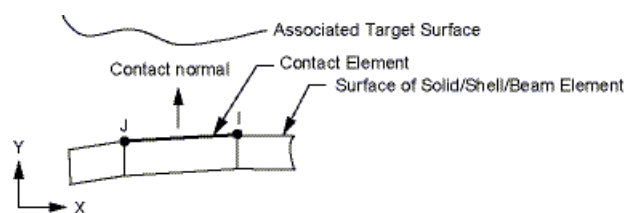
Obr. A-8 Element Plane 42 (ANSYS, 2009).



Obr. A-9 Element Target 169 (ANSYS, 2009).



Obr. A-10 Element Combin14 (ANSYS, 2009).



Obr. A-11 Element Conta 171 (ANSYS, 2009).

Dvou-dimenzionální 4-uzlové prvky typu PLANE s 2 stupni volnosti v každém uzlu, tyto prvky jsou určeny pro 2D modelování objemových konstrukcí. Plocha rozhraní mezi elementy zeminy a klenby byla modelována kontaktními prvky, které definují interakční chování spáry mezi klenbou a zeminou jako jednostrannou tlakovou vazbu s možností nastavení tření a smykové soudržnosti. Detailní popis těchto konečných prvků je uveden v teoretickém manuálu programu Ansys (ANSYS, 2009).

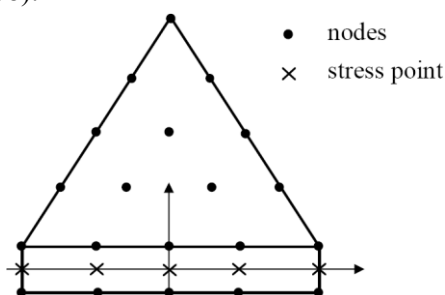
Použití konečné prvky – model HS (program PLAXIS)

Prostorová konstrukce byla analyzována za předpokladu rovinné deformace a izotropního chování dvou dimenzionálními 15-uzlovými trojúhelníkovými prvky s 2 stupni volnosti v každém uzlu – posuny u_x a u_y . Napětí a přetvoření je na těchto elementech v programu PLAXIS počítáno v samostatných Gaussových integračních bodech – “stress points“. 15-ti uzlový prvek má 12 stress points.



Obr. A.12 Element se znázorněním uzlů a integračních bodů (Brinkgreve, et al., 2008).

Plocha rozhraní mezi elementy zeminy a klenby byla modelována přechodovými prvky (s nulovou tloušťkou), které definují interakční chování spáry mezi klenbou a zeminou s možností nastavení tření a soudržnosti (Brinkgreve, et al., 2008).



Obr. A.13 Spojení přechodového prvku s elementem zeminy (Brinkgreve, et al., 2008).

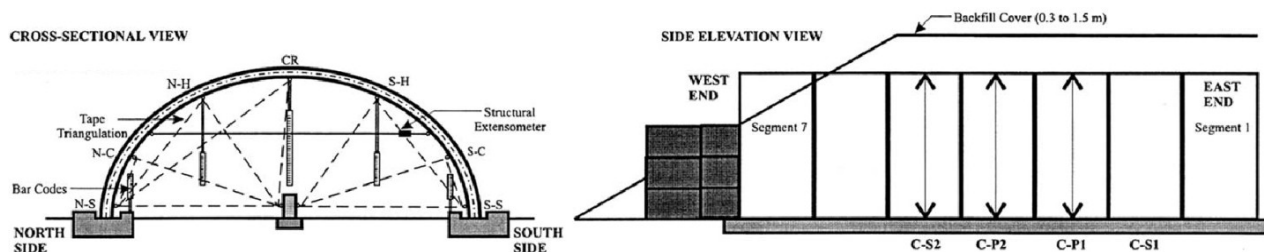
V první fázi výpočtu byly aktivovány pouze elementy původního podloží, vypočítáno počáteční napětí a definován výchozí stav s nulovými posuny uzlů. V další fázi byly aktivovány elementy betonové klenby a zásypu patek, klenba byla poté zatěžována postupně aktivováním prvků ve vrstvách 1 až 9, tak aby byl zachován reálný postup výstavby s postupným vrstvením zeminy. V procesu zasypávání byl vliv hutnění jednotlivých vrstev zohledněn ekvivalentním přetížením.

Úloha byla počítána nelineárně iterační metodou po krocích, s respektováním geometrických a materiálových nelinearit, viz. Kapitola 4 – Výpočtové modely.

Porovnání měření z experimentu s výsledky numerické analýzy

Posuny uzlů

Polohy instalovaných snímačů k měření deformací klenby v průběhu zasypávání a pro následné zatěžovací zkoušky jsou zobrazeny na následujícím schéma. Měření horizontálních deformací bylo provedeno extenzometry na konstrukci, změny výškové úrovně byly měřeny digitální laserovou stanicí.



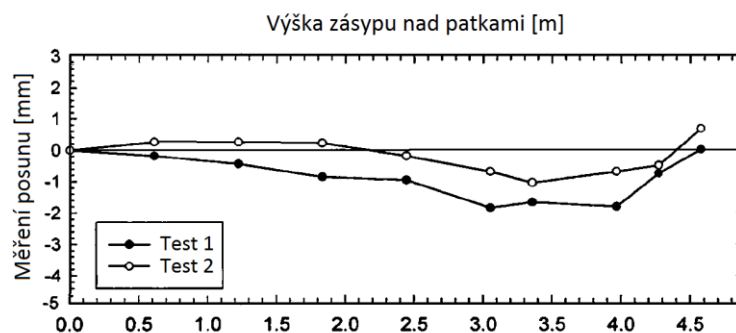
Obr. A.14 Schéma instalace snímačů k měření deformací klenby (McGrath, et al., 2002).

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty deformací betonové klenby naměřené při experimentu. Polohy měřených bodů na klenbě jsou znázorněny na Obr. A.14. Kladná hodnota horizontálních posunů v tabulce odpovídá posunům směřujícím ven z klenby. Kladná hodnota vertikálních posunů v tabulce odpovídá posunům měřených bodů směrem nahoru.

Tab. A.2 Naměřené posuny sledovaných bodů .

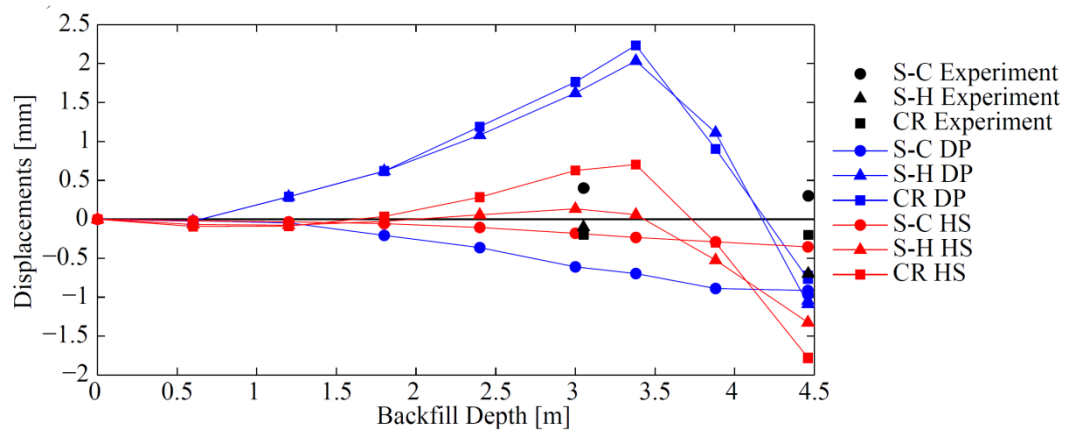
Měřený bod	TEST 2		TEST 2		TEST 1	
	Úroveň zásypu: 3.05 m		Úroveň zásypu: finální		Úroveň zásypu: finální	
	Vertikální [mm]	Horizontální [mm]	Vertikální [mm]	Horizontální [mm]	Vertikální [mm]	Horizontální [mm]
SS		0.2		0.3		0.2
NS		0.4		0.4		0.4
SC	0.4	0.1	0.3	0.7	0.4	0.1
NC	0.7	2.3	0	0.4	0.7	2.3
SH	-0.1	-0.2	-0.7	-0.5	-0.1	-0.2
NH	-0.5	0.5	-0.8	0.1	-0.5	0.5
CR	-0.2	-4.6	-0.2	1.7	-0.2	-4.6
Top Chord		1.3		0.4		1.3
Span		0.6		0.7		0.6

Měření horizontální deformace klenby v průběhu zasypávání je prezentováno v následujícím grafu Obr. A.15. Byla měřena změna délky horizontální tětivy v horní polovině klenby, viz Obr. A.14.



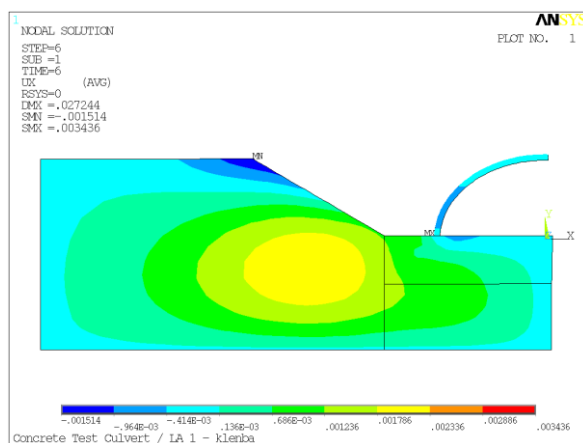
Obr. A.15 Horizontální prodloužení horní tětivy při zasypávání (kladný posun = prodloužení).

Výsledné svislé posuny uzlů ve výpočtových modelech odpovídajících poloze snímačů při experimentu jsou porovnány v následujícím grafu. Vzhledem k rozpětí klenby 9.4m jsou naměřené deformace do 1 mm téměř zanedbatelné, takže deformace přibližně 2 mm ve výpočtových modelech DP i HS jsou v dobré shodě s naměřenými údaji.

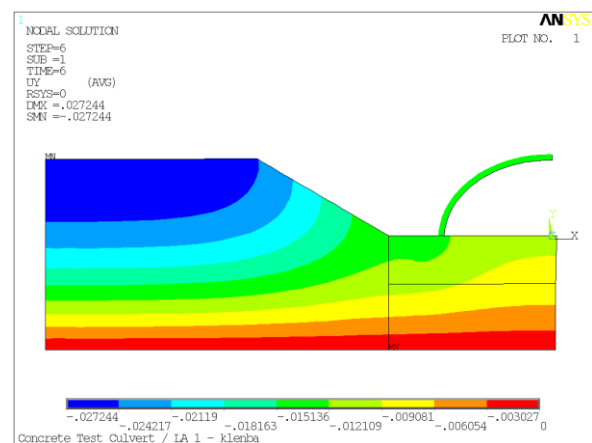


Obr. A.16 Porovnání naměřených a vypočítaných svislých posunů U_y [mm].

Na následujících výstupech z výpočtových modelů jsou prezentovány horizontální u_x a vertikální posuny u_y pro 3 fáze výstavby: i) vznik klenby; ii) vrstva LA 6; iii) finální konfigurace.

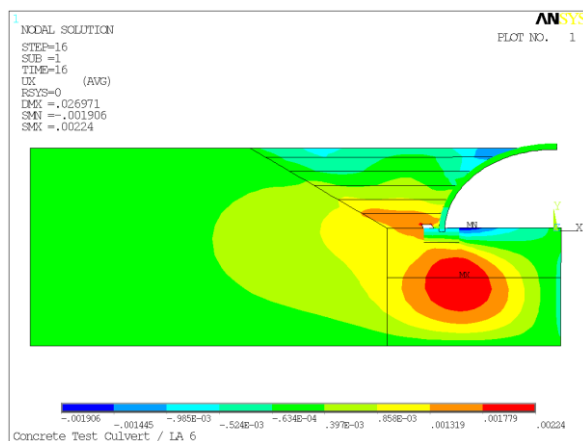


Horizontální posuny U_x [m]

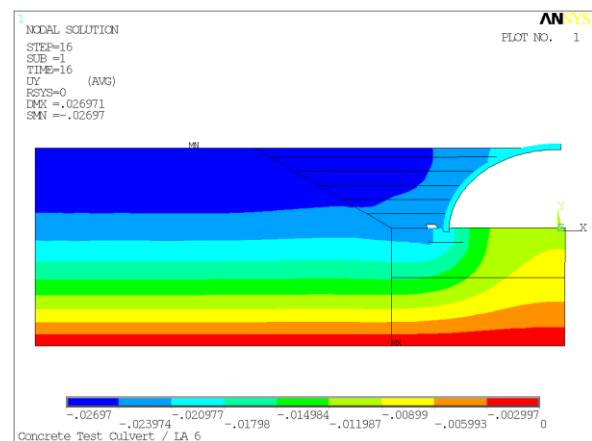


Vertikální posuny U_y [m]

Obr. A.17 Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Fáze vznik klenby.

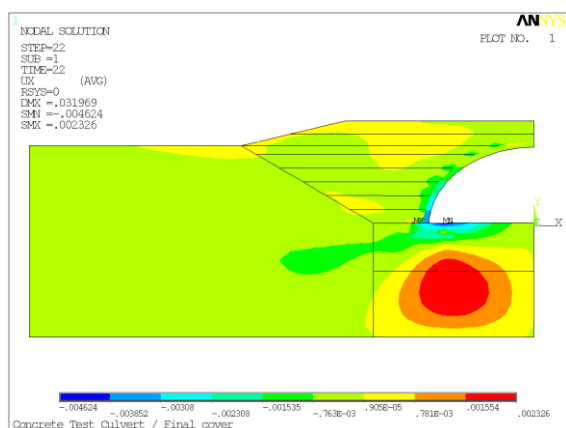
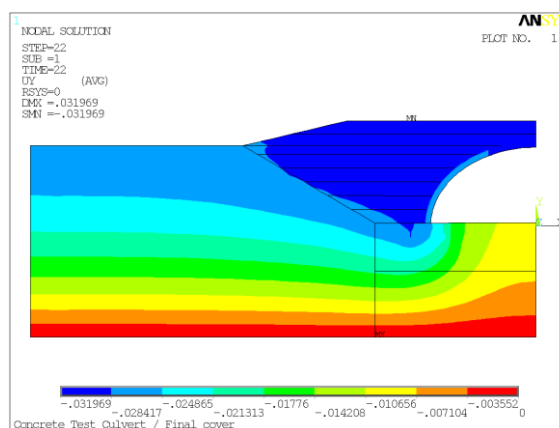
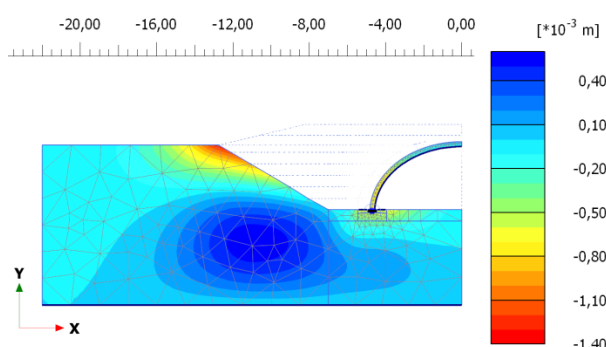
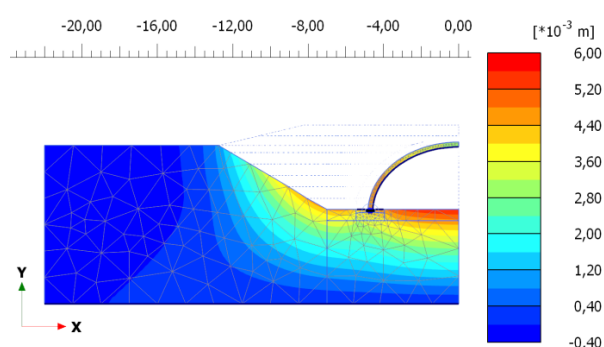
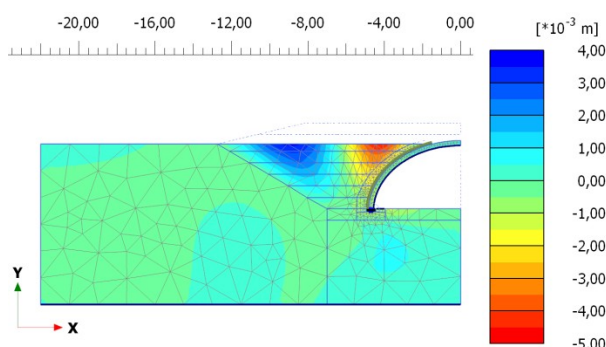
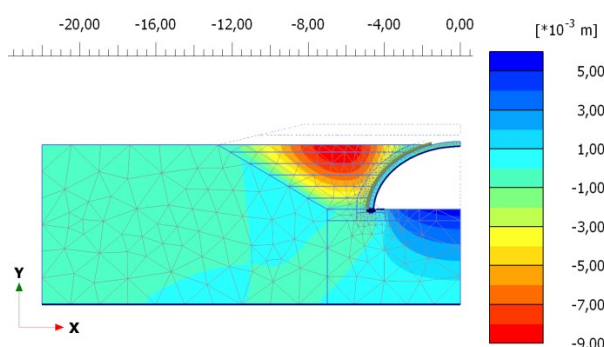
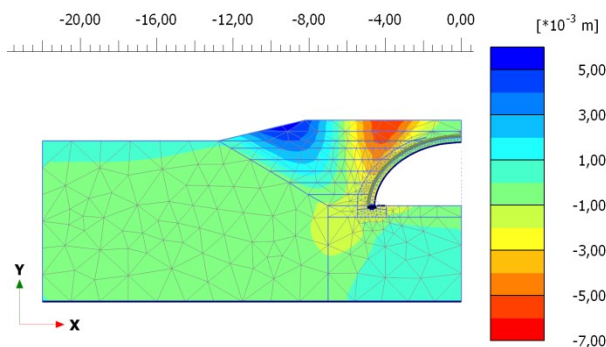
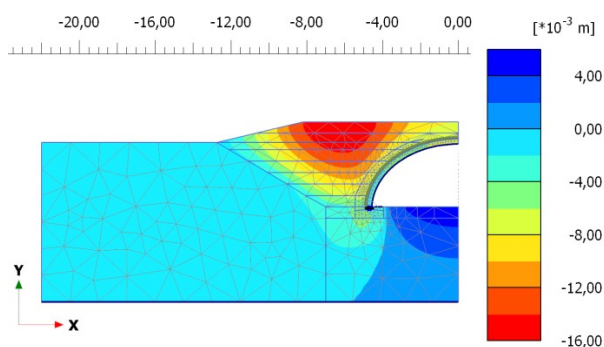


Horizontální posuny U_x [m]



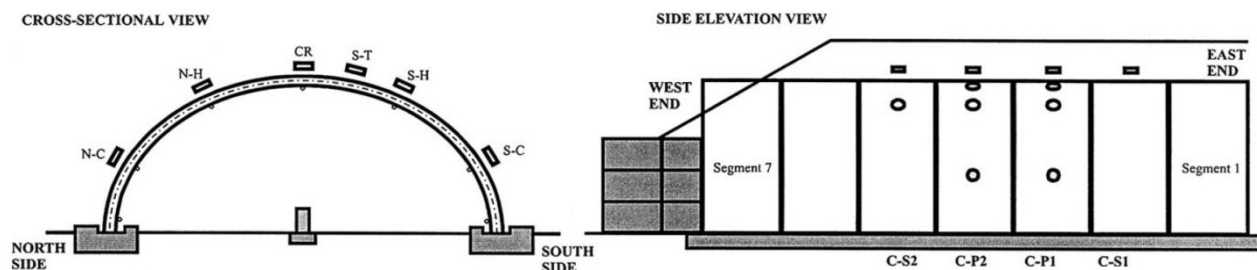
Vertikální posuny U_y [m]

Obr. A.18 Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Fáze LA 6.

Horizontální posuny U_x [m]Vertikální posuny U_y [m]**Obr. A.19** Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Finální fáze, uvedení do provozu.Horizontální posuny U_x [m]Vertikální posuny U_y [m]**Obr. A.20** Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Fáze vznik klenby.Horizontální posuny U_x [m]Vertikální posuny U_y [m]**Obr. A.21** Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Fáze LA 6.Horizontální posuny U_x [m]Vertikální posuny U_y [m]**Obr. A.22** Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Finální fáze, uvedení do provozu.

Tlak na kontaktní elementy

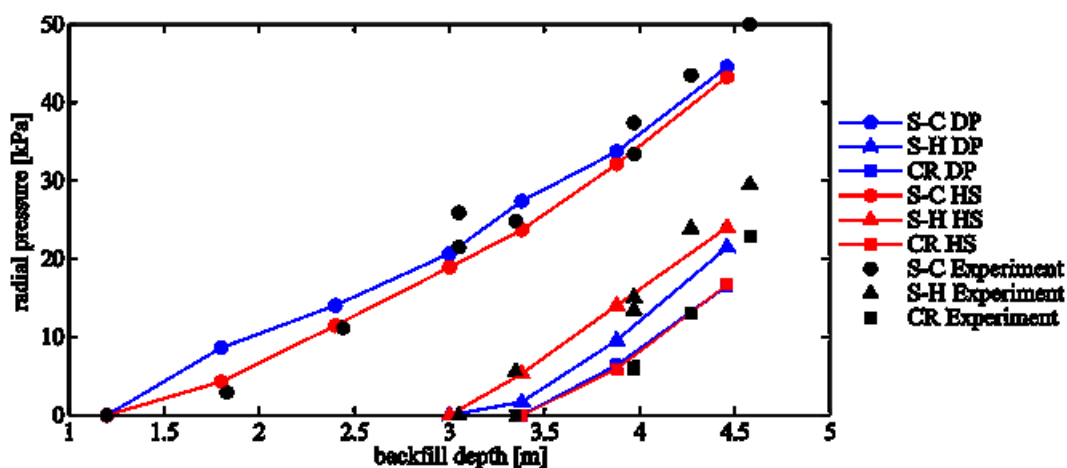
Polohy instalovaných snímačů k měření deformací klenby v průběhu zasypávání a pro následné zatěžovací zkoušky jsou zobrazeny na následujícím schéma. Měření horizontálních deformací bylo provedeno extenzometry na konstrukci, změny výškové úrovně byly měřeny digitální laserovou stanicí.



Obr. A.23 Schéma instalace snímačů k měření zemního tlaku na klenbu (McGrath, et al., 2002).

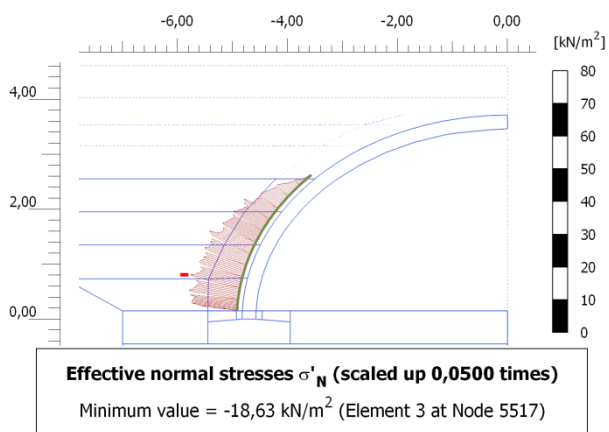
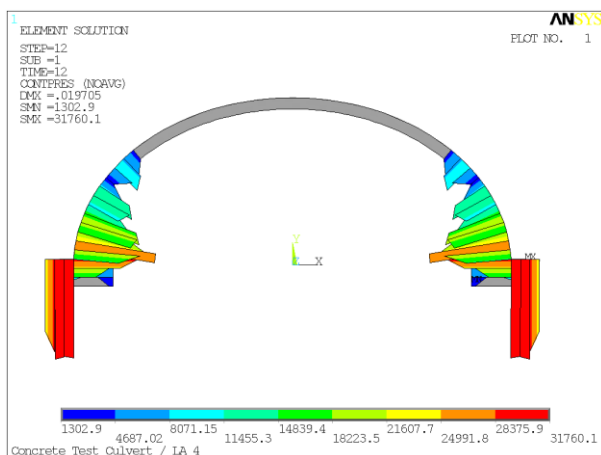
Tlaky na kontaktní elementy, resp. přechodové elementy, které odpovídají zemnímu tlaku na povrch klenby jsou porovnány v následujícím grafu. Narůstající zemní tlak byl měřen v průběhu výstavby při postupném zasypávání, pro elementy které odpovídají snímačům tlaku bylo vyhodnoceno kontaktní napětí ve výpočtových modelech.

Ze srovnání je zřejmé, že oba výpočtové modely jsou v dobré shodě s naměřenými hodnotami zemního tlaku při experimentu. Vzhledem k tomu, že zemní tlak je zásadní pro návrh a dimenzování přesypaných konstrukcí, má shoda naměřených a predikovaných hodnot velký význam, protože pokročilé výpočtové modely vystihují odezvu systému zemina konstrukce.

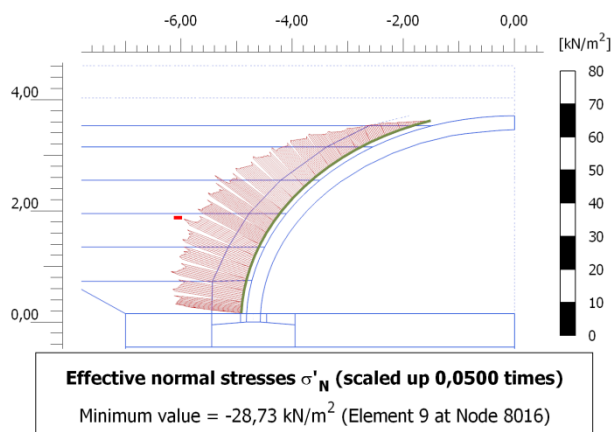
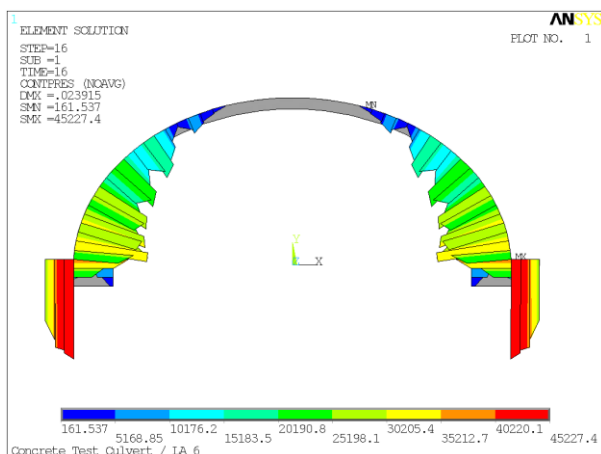


Obr. A.24 Porovnání naměřeného a vypočítaného normálového tlaku na povrch klenby v průběhu zasypávání [kN/m²].

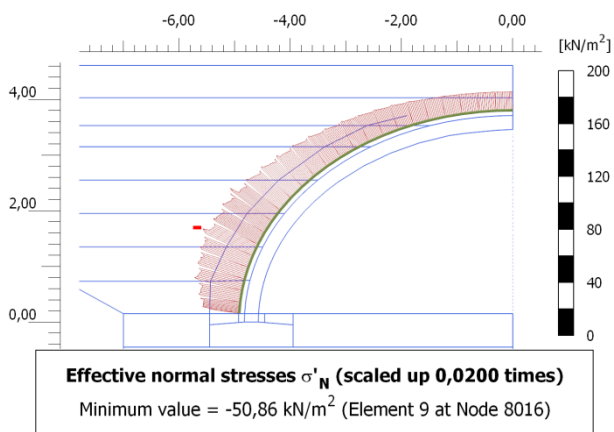
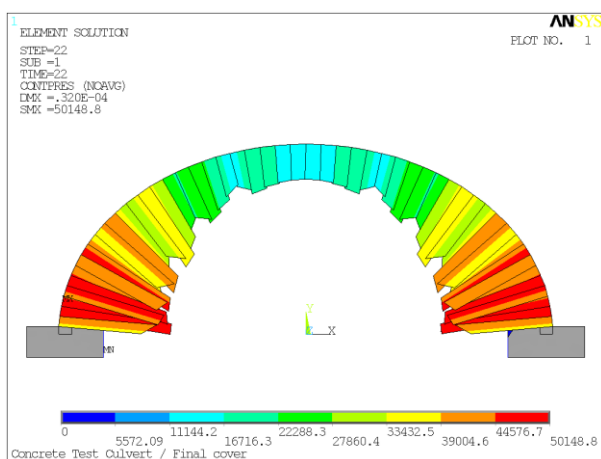
Na následujících výstupech z výpočtových modelů jsou prezentovány normálové tlaky na kontaktní, resp. přechodové elementy, které odpovídají zemnímu tlaku na povrch klenby pro 3 fáze výstavby: i) vrstva LA 4; ii) vrstva LA 6; iii) finální konfigurace, uvedení do provozu.



Obr. A.25 Zemní tlak na klenbu – Fáze výstavby LA 4.



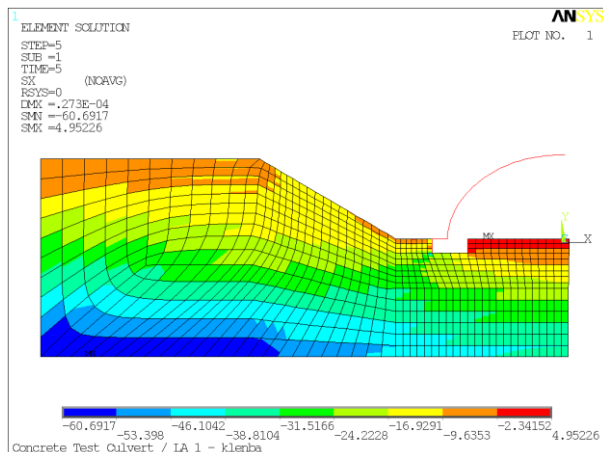
Obr. A.26 Zemní tlak na klenbu – Fáze výstavby LA 6.



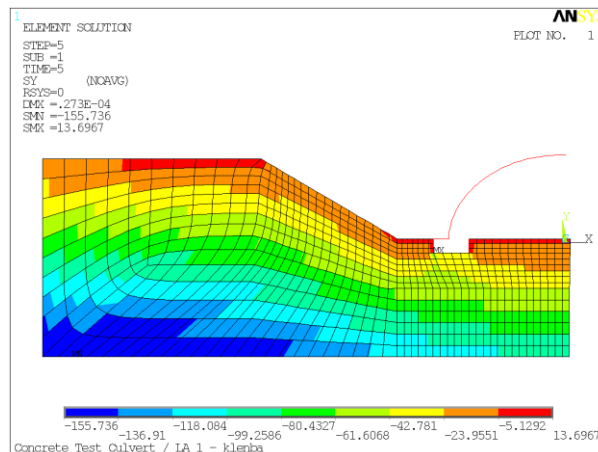
Obr. A.27 Zemní tlak na klenbu – Finální fáze, uvedení do provozu.

Horizontální a vertikální napětí v zemině

Vypočítané horizontální σ_x a vertikální σ_y napětí, které odpovídá efektivnímu napětí v zemině jsou prezentovány na následujících výstupech z programu Ansys a Plaxis. Jsou prezentované napětí v zemině pro vybrané fáze výstavby: vznik klenby; LA 6 – boční zásyp v úrovni vrcholu klenby; finální konfigurace při uvedení do provozu.

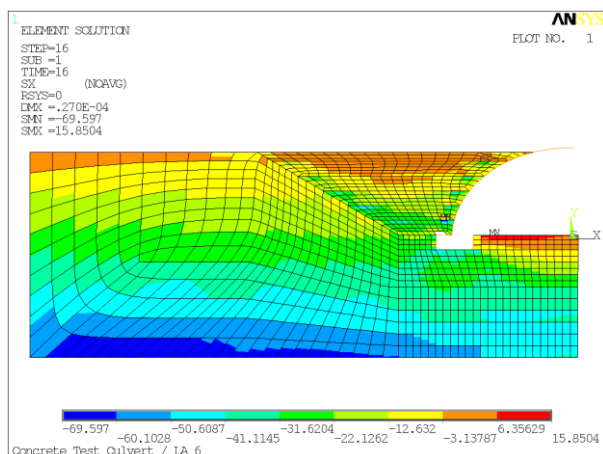


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

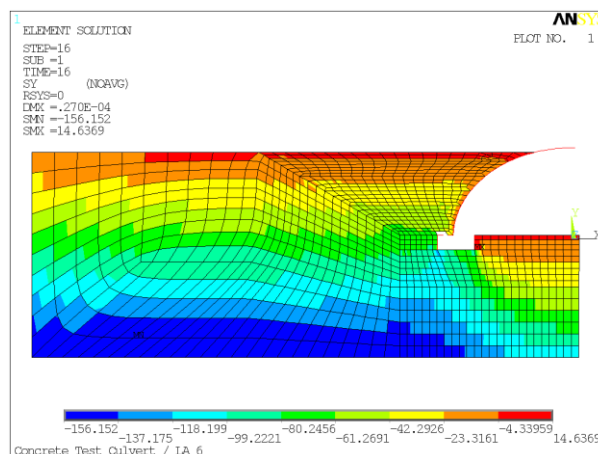


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. A.28 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Fáze vznik klenby.

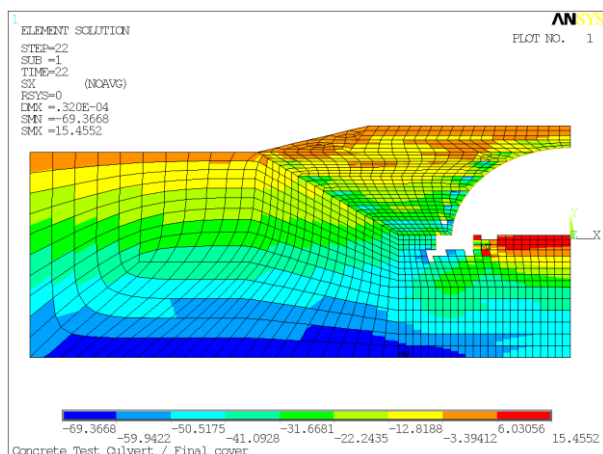


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

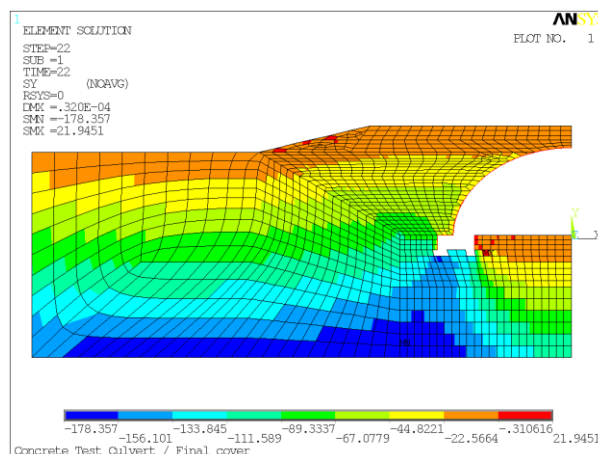


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. A.29 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Fáze LA 6.

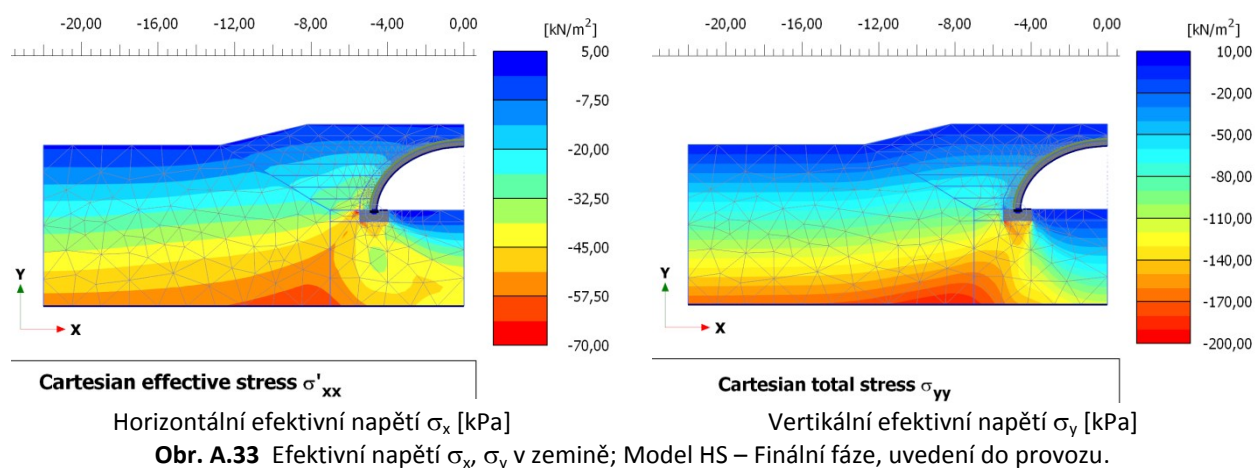
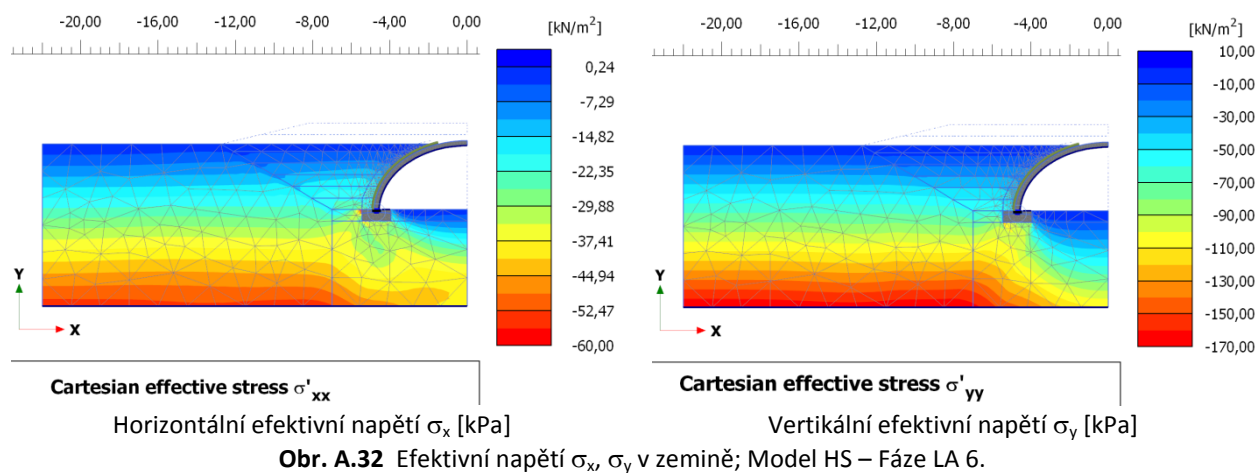
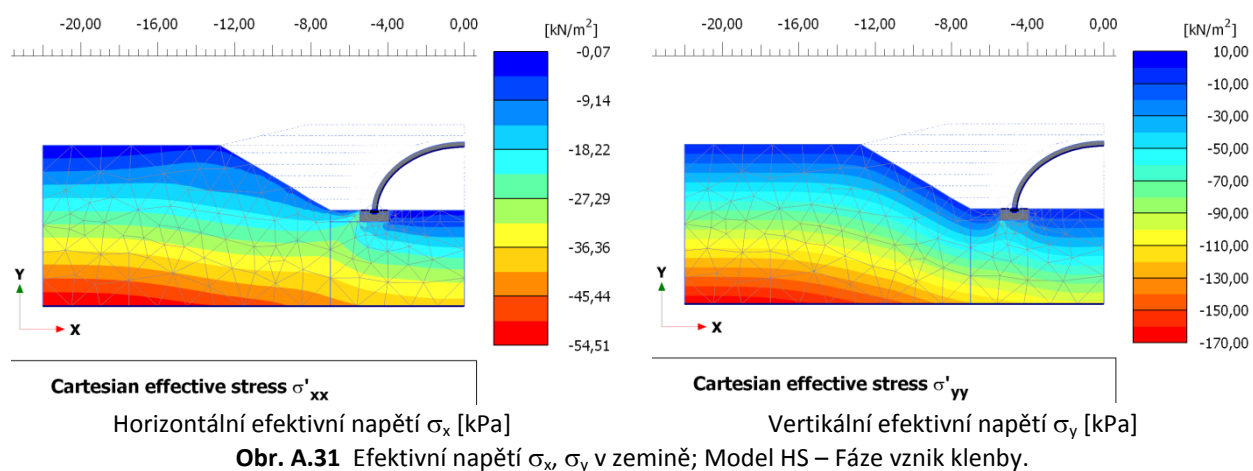


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]



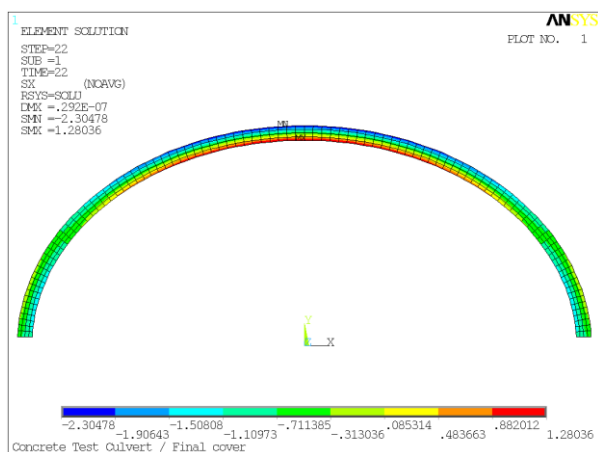
Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. A.30 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Finální fáze, uvedení do provozu.

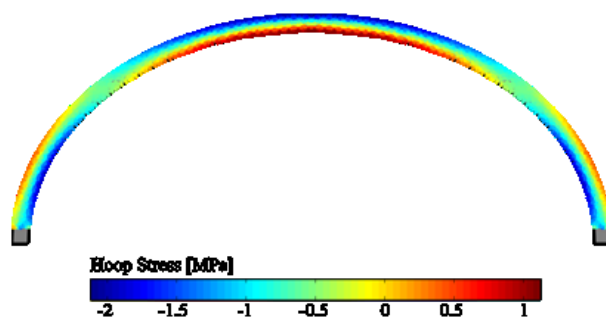


Normálové napětí v klenbě

Pro porovnání jsou prezentovány normálové napětí σ_x v betonové klenbě z finální fáze výstavby pro materiálový model DP vytvořený v programu ANSYS a materiálový model HS v programu PLAXIS. Srovnání rozložení napětí v klenbě vychází příznivě, přestože se výsledné hodnoty liší, lze konstatovat, že pokročilé výpočtové modely vytvořené v rozdílných programech jsou v dobré shodě.



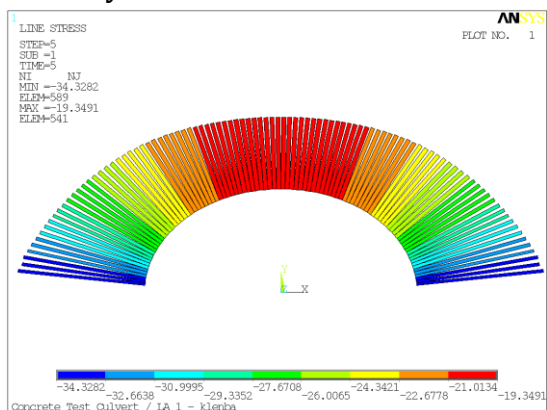
a) Drucker-Prager model



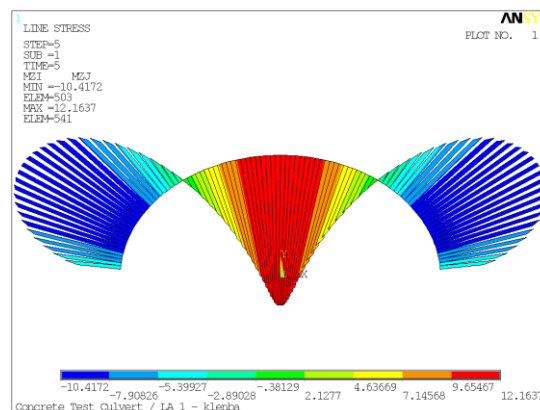
b) Hardening Soil model

Obr. A.34 Normálové napětí v klenbě σ_x [MPa]; Finální fáze, uvedení do provozu.

Vnitřní síly v klenbě

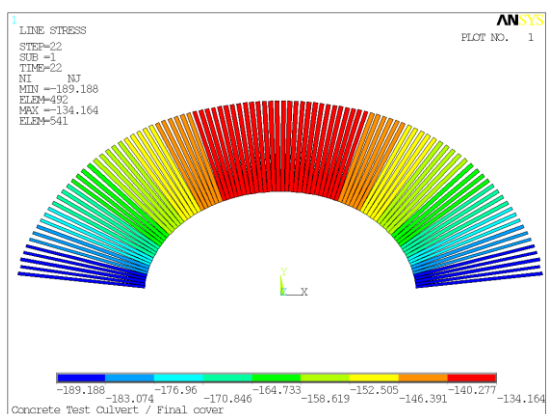


Osová síla - N [kN]

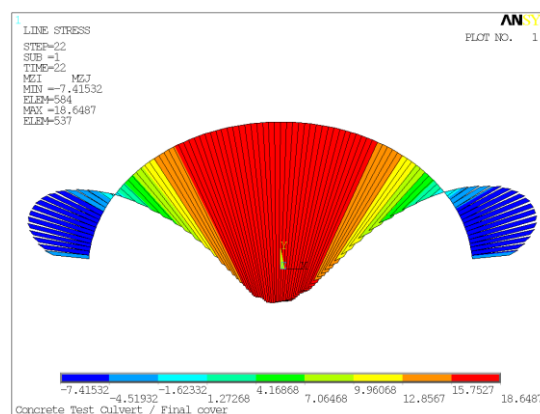


Podélný ohybový moment - M_z [kNm]

Obr. A.35 Vnitřní síly N, M – Fáze vznik klenby.



Osová síla - N [kN]



Podélný ohybový moment - M_z [kNm]

Obr. A.36 Vnitřní síly N, M – Finální stav výstavby, uvedení do provozu.

Příloha B

Experiment – Přesypaná klenba v Albertě

V příloze jsou prezentovány výstupy měření z výstavby přesypané štíhlé klenby hloubeného železničního tunelu. Podrobná dokumentace této zajímavě řešené konstrukce včetně měření deformací a zemních tlaků v průběhu výstavby a po zasypání byla publikována v odborných časopisech.

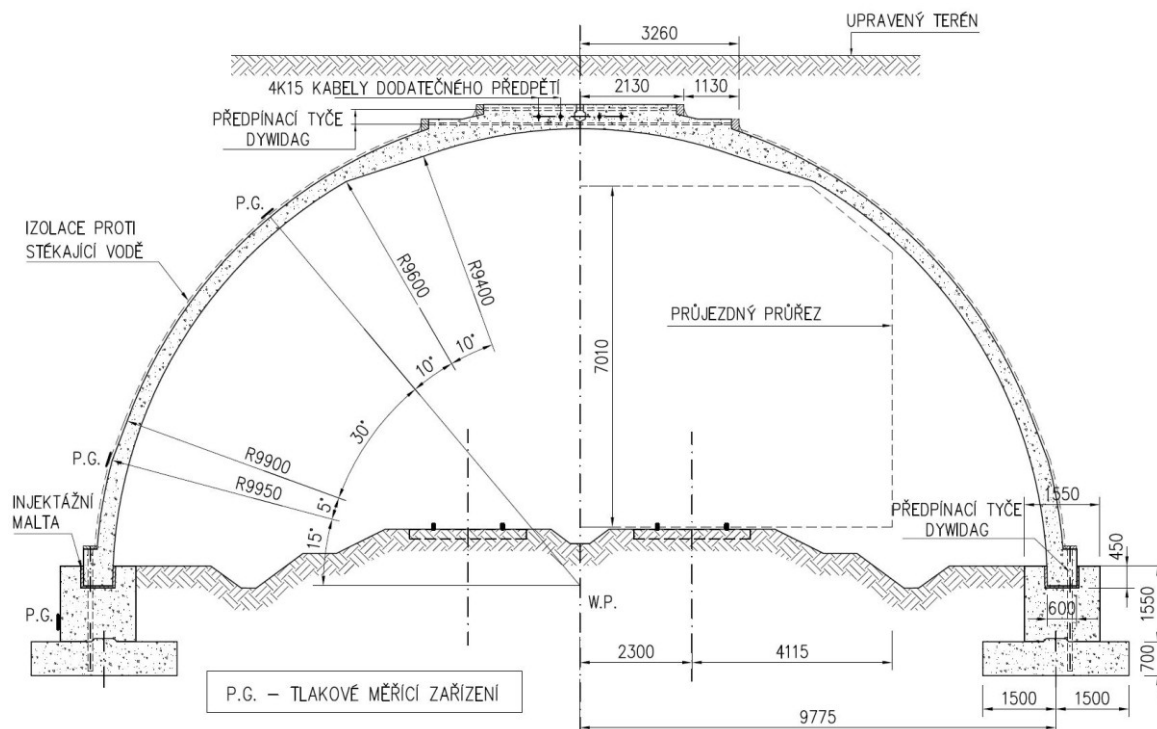
Data z experimentálního měření byly převzaty pro účely verifikace metodiky a kalibraci výpočtových modelů, které byly v této disertační práci využity pro komplexní modelování přesypaných konstrukcí a optimalizačních studií.

Přesypaný železniční tunel v Albertě

Přesypaný dvoukolejný tunel s průměrem 19,6 m a celkové délce 173 m byl postaven blízko Obed ve státě Alberta v Kanadě. Tento tunel převádí směrově rozdělenou silniční komunikaci přes trať CNR. Oblouková klenba z železobetonových prefabrikátů má tloušťku stěny 300 mm (ve vrcholu 500 mm), viz. Příčný řez na Obr. B.2. Podrobný popis konstrukce tenkostěnného tunelu a výsledky měření z výstavby publikovali (Montgomery, et al., 1993).



Obr. B.1 Přesypaná klenba v Albertě (Montgomery, et al., 1993).



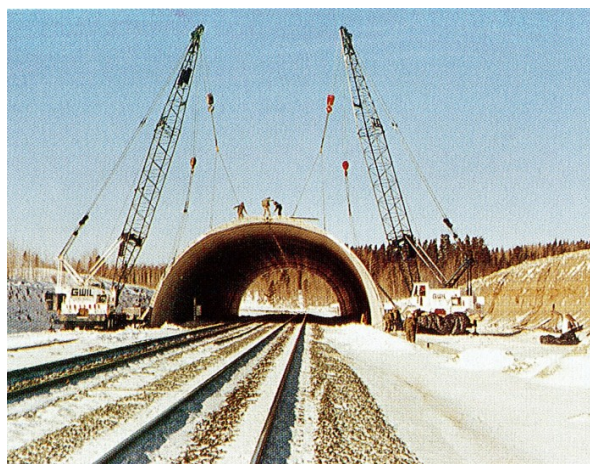
Obr. B.2 Příčný řez přesýpaného tunelu v Albertě.

Na Obr. B.2 je příčný řez klenbou a znázornění řešení spojení segmentů ve vrcholu a patě klenby pomocí předpinacích tyčí Dywidag 414 MPa. Ve vrcholu jsou v podélném směru tunelu vedena 4 lana dodatečného předpětí. Pro prefabrikované segmenty byl použit beton s min. pevností 35 MPa v tlaku po 28 dnech, betonářská výztuž s mezí kluzu 400 MPa.

Čela segmentů byly vzájemně spojeny vyčnívající výztuží ve spáře, která byla poté zainjektována. Po sestavení segmentů byly v koruně klenby dopnuty 4 kabely podélného předpětí (Obr. B.2), tyto kabely pomáhají při omezení smršťovacích trhlin a slouží k roznosu lokálně působícího zatížení od dopravy mezi sousedními segmenty.



Obr. B.3 Bednění segmentu klenby (Montgomery, et al., 1993)

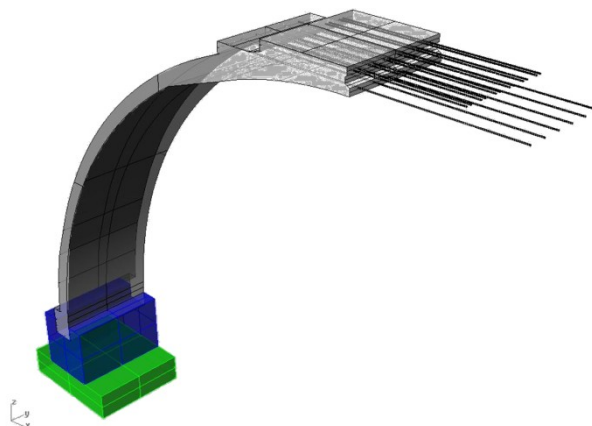


Obr. B.4 Montáž segmentů (Montgomery, et al., 1993)

Pro stavbu přesýpaného tunelu u Obed bylo vyrobeno 140 segmentů, každý segment je 2.44 m široký a hmotnost jednoho segmentu je 32 t (Obr. B.3). Segmenty byly osazovány v páru proti sobě bez použití skruže pomocí dvou 82 t jeřábů (Obr. B.4). Kompletní osazení všech segmentů trvalo přibližně 1 měsíc.



Obr. B.5 Vetknutí segmentu do monolitického základového pasu (Montgomery, et al., 1993).

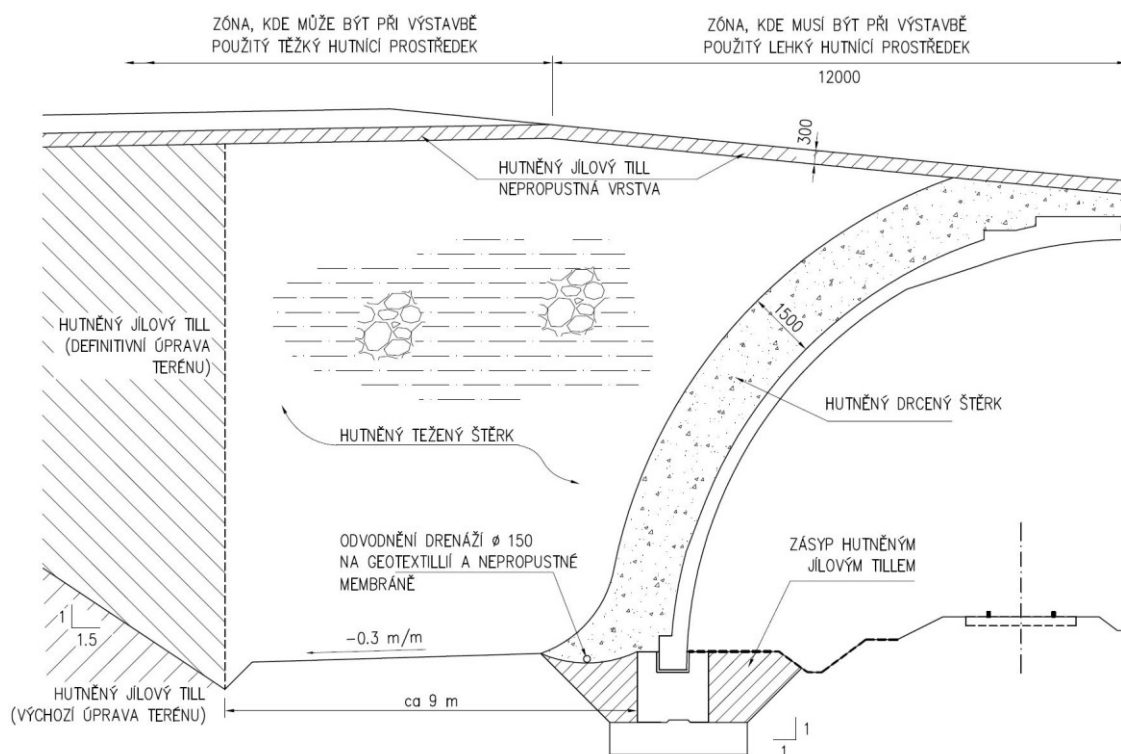


Obr. B.6 Vizualizace prefabrikovaného segmentu s předpínacími tyčemi ve vrcholu klenby.

Napojení segmentů klenby k monolitickému základovému pasu je realizováno uložením segmentů v podélné spáře a následném zainjektování, viz. Obr. B.2 a B.5.

Na Obr. B.2 je schéma umístění předpínacích tyčí Dywidag, které kotví patu klenby na vnější straně a zachytávají tahové síly transformované ze záporných momentů vyvolaných bočními tlaky zeminy při zasypávání.

Geotechnické průzkumy na místě indikovaly v zemní stratigrafii pod tratí přibližně 9 m mocnou vrstvu velmi tuhé jílovité zeminy ledovcového původu s příměsí štěrku střední plasticity s obsahem vody 16 %. V jednom z vrtů byla naražena hladina podzemní vody v hloubce 7.1 m pod základovou spárou. Jíl ledovcového původu je štěrkovitý, pískovitý a prachovitý šedo-hnědé barvy, při vrtání byl ověřen i podíl balvanů. Jílovcové skalní podloží je prachovité, dobře zrněné a stmelené, šedé barvy.



Obr. B.7 Složení zásypu přesýpaného tunelu.

Parametry zemin v Tab. B.1 pro výpočtový model byly stanoveny dle Geotechnical Services Section of Alberta Transportation and Utilities. Koeficienty zemních tlaků dané v tabulce byly vyčísleny pro počáteční napětí při zakládání a pro každou nově umístěnou vrstvu zeminy v průběhu zasypávání.

Tab. B.1 Charakteristiky zemin (Montgomery, et al., 1993).

Parametr	Pískovec	Jílový till	Zásyp patek	Hutněný jílový till	Beton	Těžený štěrk Standard Proctor			Drcený štěrk
						100+	95	90	
Objemová hmotnost [kN/m ³]	21.4	21.4	22.4	22.4	24	23.2	22.4	21.6	21.6
Poměr q_f/q_a	0.6	0.75	0.7	0.7	0	0.6	0.7	0.7	0.7
Koheze [kN/m ²]	25.5	0	0	0	2140	0	0	0	0
Úhel vnitřního tření [°]	50	37	32	32	15	51	41	42	35
Koeficient zemního tlaku	0.48	0.48	0.5	0.7	0	1.5	0.75	0.5	0.75

V Tab. B.2 jsou prezentovány reprezentativní hodnoty tangenciálního modulu pružnosti, tangenciálního modulu objemové pružnosti a úhlu vnitřního tření pro materiály zemin v okolí klenby. Tyto hodnoty byly spočítány pro $\sigma_{\max}$ a $\sigma_{\min}$ rovny atmosférickému tlaku 103.3 kN.m⁻³ (Montgomery, et al., 1993).

Tab. B.2 Reprezentativní hodnoty modulů a úhlu vnitřního tření (Montgomery, et al., 1993).

Parametr	Pískovec	Jílový till	Hutněný jílový till	Těžený štěrk (95 %)
Tečný modul pružnosti [MPa]	413	84.7	46.5	87.8
Tečný objemový modul [MPa]	248	46.5	18.1	46.5
Úhel vnitřního tření [°]	50	37	32	41

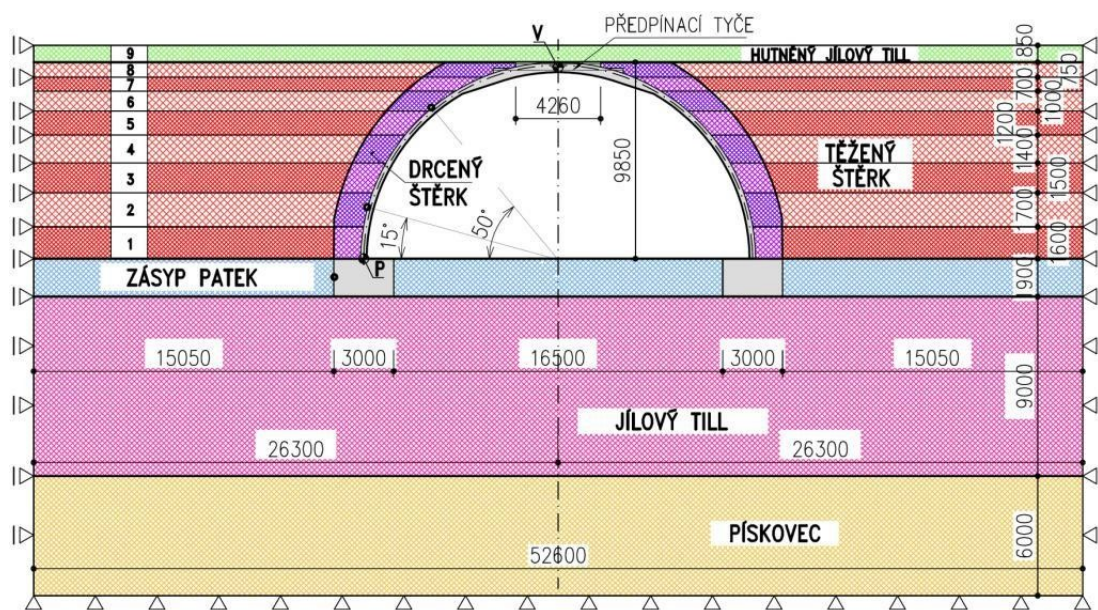


Obr. B.8 Výstavba základových pasů přesypané klenby v Albertě (Montgomery, et al., 1993).

Výpočtové modely

K určení odezvy systému přesypané klenby byly v souladu s Kapitolou 4 vytvořeny výpočtové 2D modely, viz. schéma na Obr. 3.1. K predikci interakční úlohy byly využity 2 programy na výpočet konstrukcí metodou konečných prvků: ANSYS a PLAXIS.

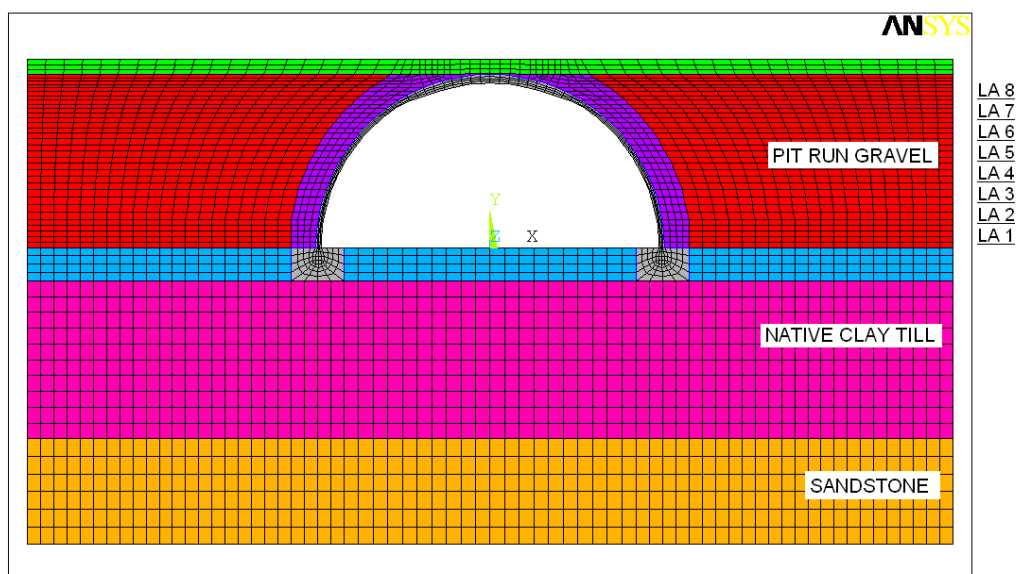
Výhodou programu ANSYS je velmi rozsáhlá knihovna konečných prvků a zápis rozsáhlých modelů do skriptu s APDL syntaxí (ANSYS, 2009). Program PLAXIS je určen na řešení geotechnických úloh, proto nabízí výstižné materiálové modely k modelování zemin (Brinkgreve, et al., 2008).



Obr. B.9 Schéma výpočtového modelu přesypaného tunelu.

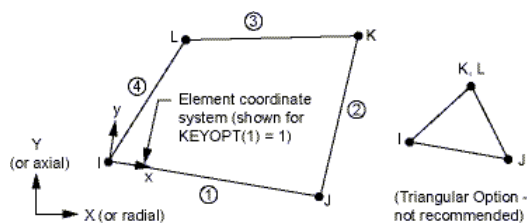
K verifikaci naměřených dat byly vytvořeny FE-modely v obou programech:

- v programu Ansys je pro modelování materiálů s vnitřním třením využit materiálový model Drucker-Prager (**DP**)
- v programu Plaxis byl využit materiálový model Hardening Soil (**HS**)

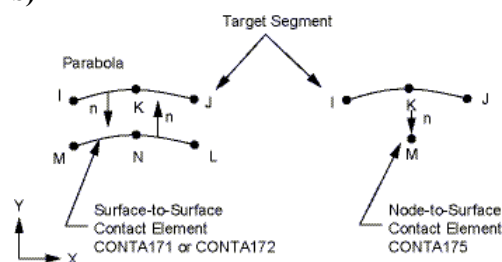


Obr. B.10 Výpočtový model v programu Ansys – materiálový model Drucker-Prager.

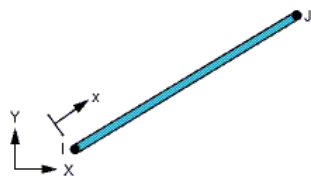
Použité konečné prvky – model DP (program ANSYS)



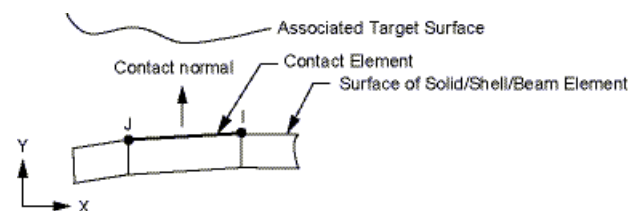
Obr. B-11 Element Plane 42 (ANSYS, 2009).



Obr. B-12 Element Target 169 (ANSYS, 2009).

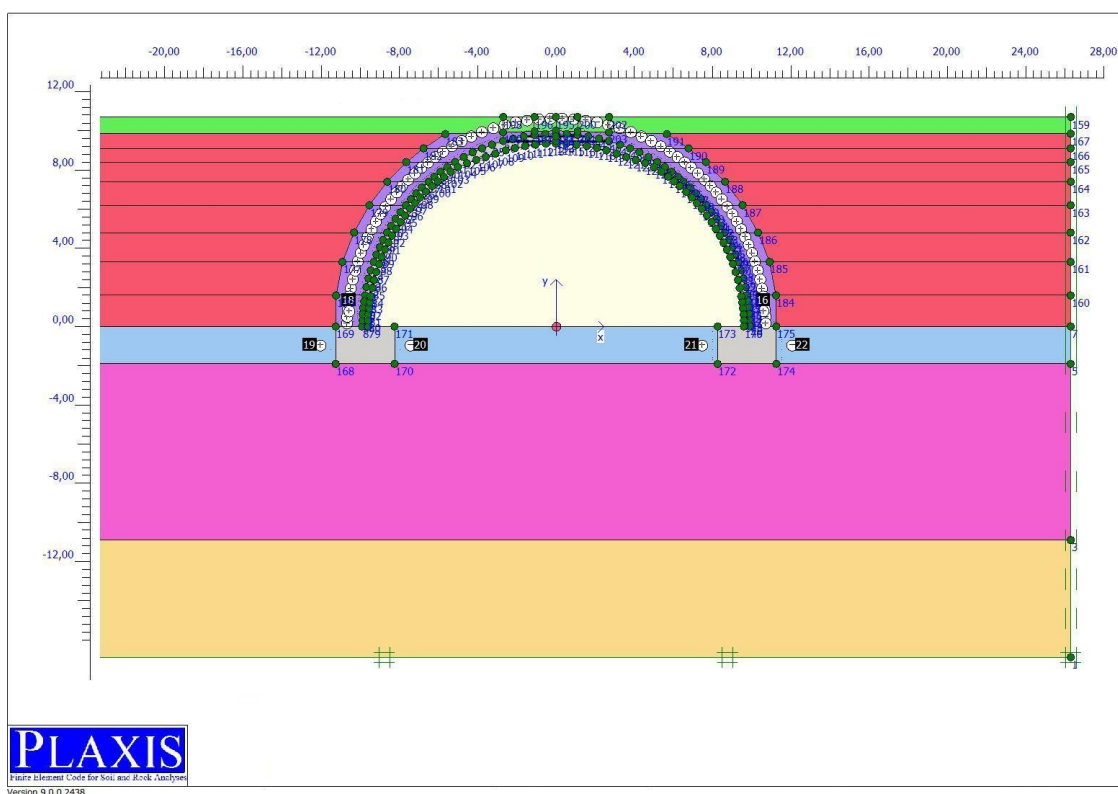


Obr. B-13 Element Link 1 (ANSYS, 2009).



Obr. B-14 Element Conta 171 (ANSYS, 2009).

Předpínací tyče ve vrcholu klenby jsou modelovány příhradovým prvkem typu LINK namáhaným pouze osově bez ohybové tuhosti. Elementy Plane 42 a kontaktní prvky Target 169 + Conta 171 jsou popsány v Příloze A, protože byl vytvořen stejný 2D výpočtový model.

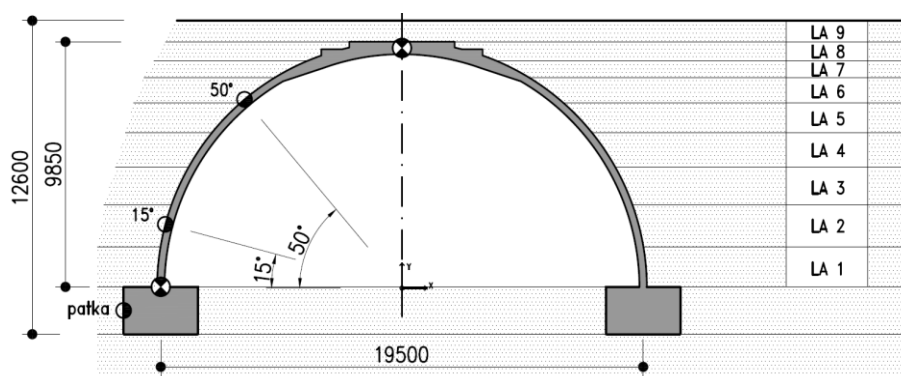


Obr. B.15 Výpočtový model v programu Plaxis – materiálový model Hardening Soil.

Použité konečné prvky – model HS (program PLAXIS)

Výpočtový model byl vytvořen v souladu s popisem výpočtových modelů v kapitole 4, použité konečné prvky v programu Plaxis jsou popsány v předchozí Příloze A. Předpínací tyče ve vrcholu klenby jsou modelovány příhradovým prvkem “node-to-node anchors” namáhaným pouze osově bez ohybové tuhosti.

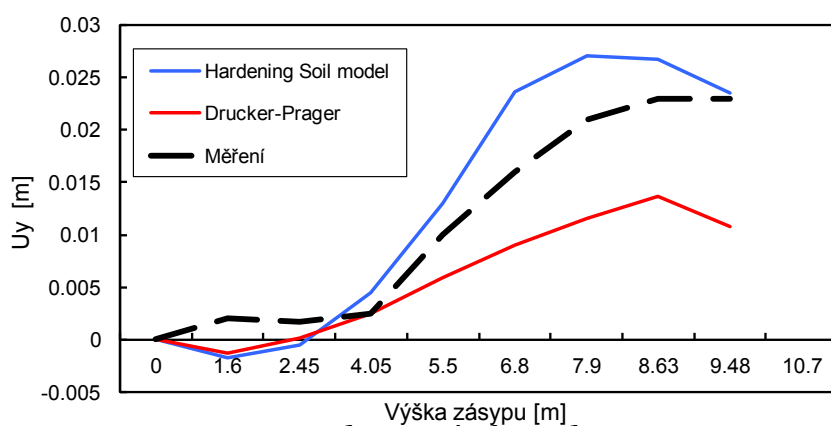
Porovnání měření z výstavby konstrukce s výsledky numerických analýz



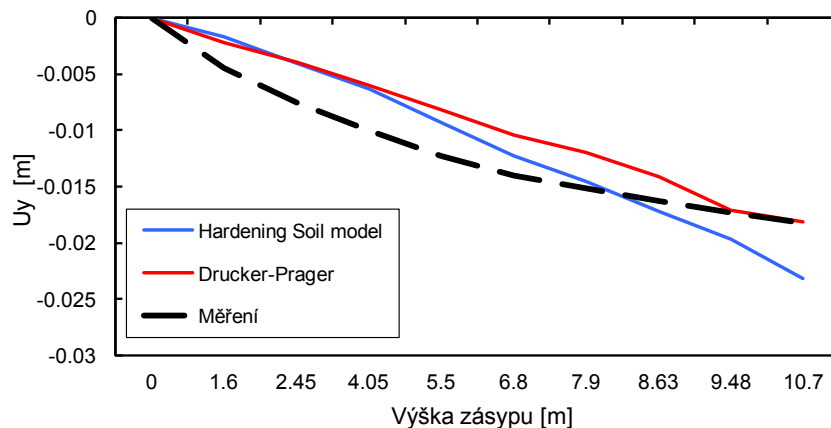
Obr. B.16 Schéma klenby s měřeními body a snímači zemního tlaku.

Posuny uzlů

V průběhu výstavby byly při postupném zasypávání monitorovány svislé posuny vrcholu a paty klenby, polohy jsou zobrazeny na Obr. B.17. Naměřené posuny jsou srovnány v následujících grafech společně s vypočítanými posuny uzlů FE-modelů; kladné hodnoty vyjadřují posun směrem nahoru.



Obr. B-17 Svislé posuny vrcholu klenby.



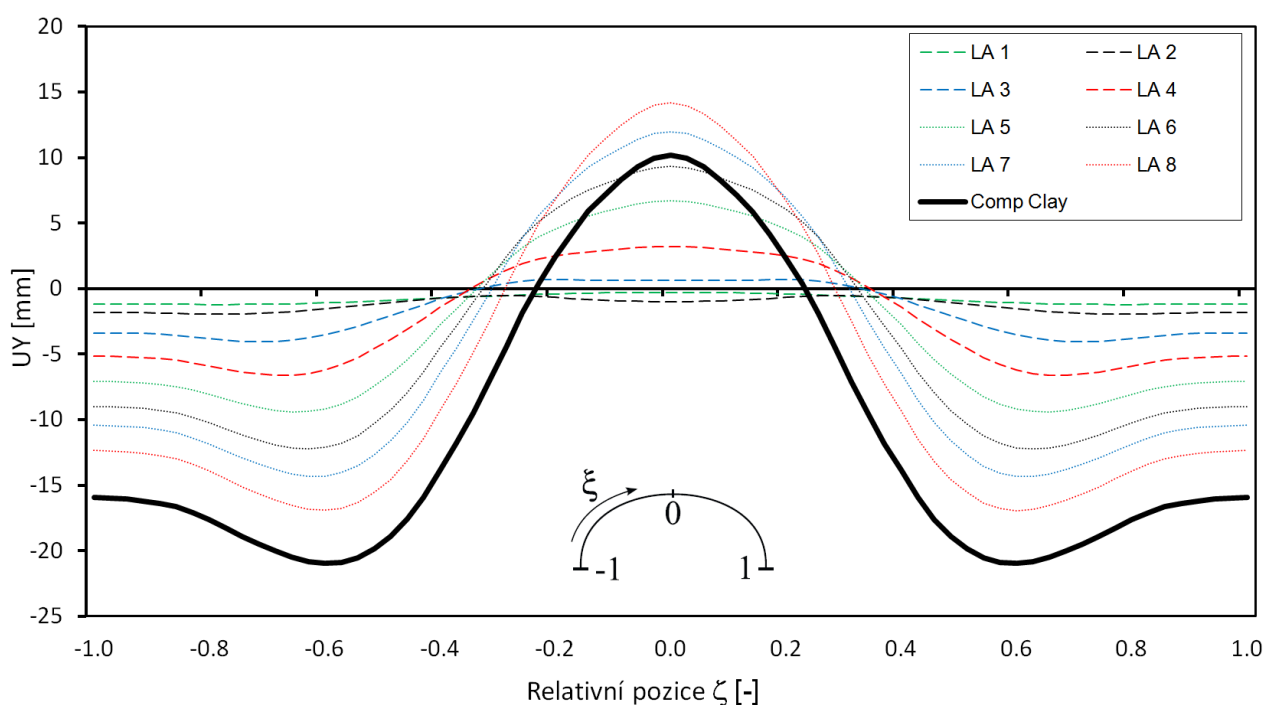
Obr. B-18 Svislé posuny paty klenby.

Z porovnání naměřených hodnot sledovaných bodů na klenbě v průběhu výstavby s predikovanými hodnotami ve výpočtovém modelu lze konstatovat, že chování klenby bylo výpočtovým modelem adekvátně vystiženo. Ve srovnání s relativně tuhou klenbou při experimentu na University of Massachusetts je klenba v Albertě výrazně štíhlejší, což se projevilo flexibilním chováním při zasypávání, kdy byl vrchol klenby při postupném zasypávání vytlačován bočním tlakem zeminy směrem nahoru. Následně po přesypání nad vrcholem klenby došlo k částečnému stlačení vrcholu směrem dolů.

Tab. B.3 Porovnání naměřených a vypočítaných posunů.

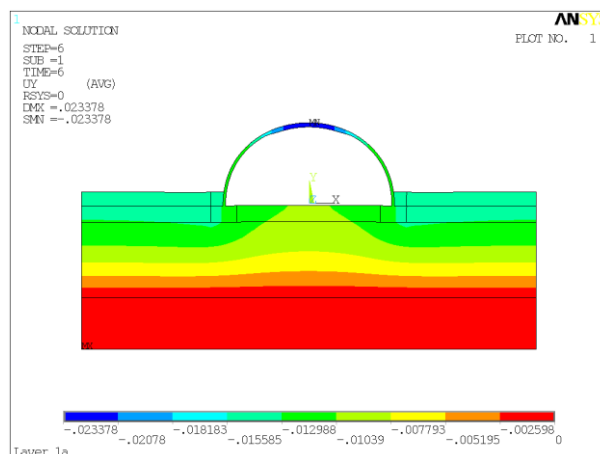
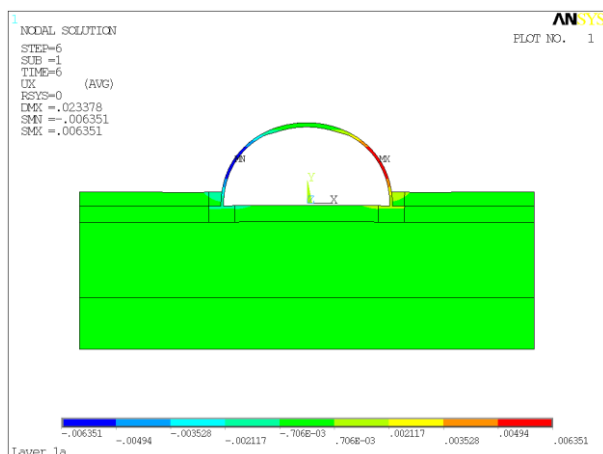
Vrstva zásypu	Výška zásypu [m]	Pata klenby			Vrchol klenby		
		měření [mm]	DP model [mm]	HS model [mm]	měření [mm]	DP model [mm]	HS model [mm]
	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LA 1	1.6	-4.5	-2.2	0.0	2.0	-1.3	0.0
LA 2	2.45	-7.5	-4.0	-1.7	1.7	0.1	-1.8
LA 3	4.05	-10.0	-6.0	-4.1	2.5	2.5	-0.5
LA 4	5.5	-12.3	-8.2	-6.3	10.0	5.9	4.5
LA 5	6.8	-14.0	-10.4	-9.3	16.0	9.0	13.1
LA 6	7.9	-15.2	-12.0	-12.2	21.0	11.6	23.7
LA 7	8.63	-16.3	-14.2	-14.6	23.0	13.7	27.0
LA 8	9.48	-17.3	-17.1	-17.3	23.0	10.8	26.7
Finální fáze	10.7	-18.2	-18.1	-19.7	-	9.3	23.5

Svislé posuny uzlů klenby ve výpočtovém modelu DP vyjadřující deformaci klenby v průběhu zasypávání jsou shrnuty v následujícím grafu:

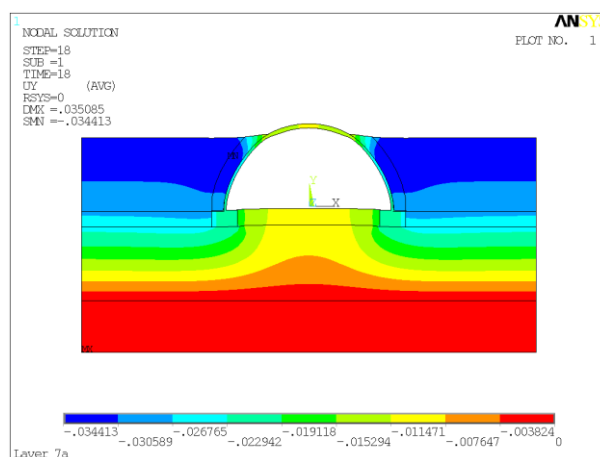
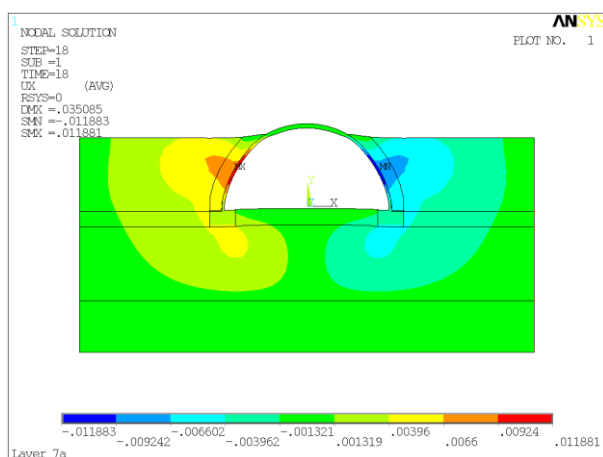
**Obr. B.19** Svislé posuny U_y [mm] v průběhu výstavby.

Z grafu je patrná flexibilita klenby, ostění tunelu tloušťky 0.3 m se v průběhu výstavby postupně deformuje od zvětšujícího se zemního tlaku při zasypávání a vrchol klenby je vytlačován nahoru. Následně při přesypání klenby nad vrcholem je částečně stlačen dolů.

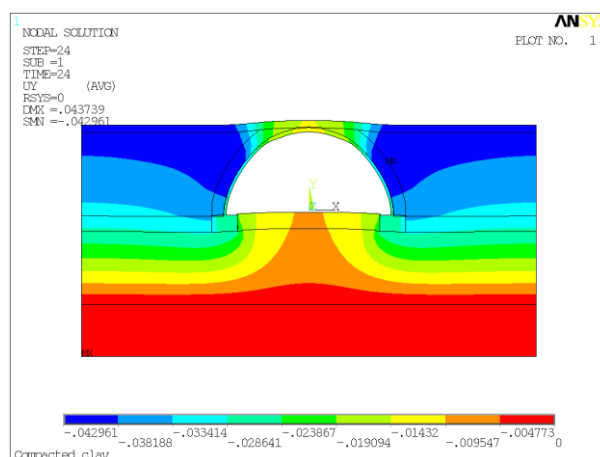
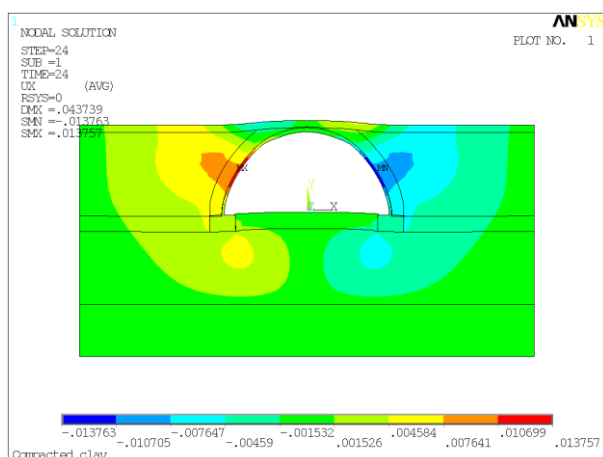
Na následujících výstupech z výpočtových modelů jsou prezentovány horizontální u_x a vertikální posuny u_y pro 3 fáze výstavby: i) LA 1; ii) vrstva LA 7; iii) finální konfigurace při uvedení do provozu.



Obr. B.20 Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Fáze LA 1.

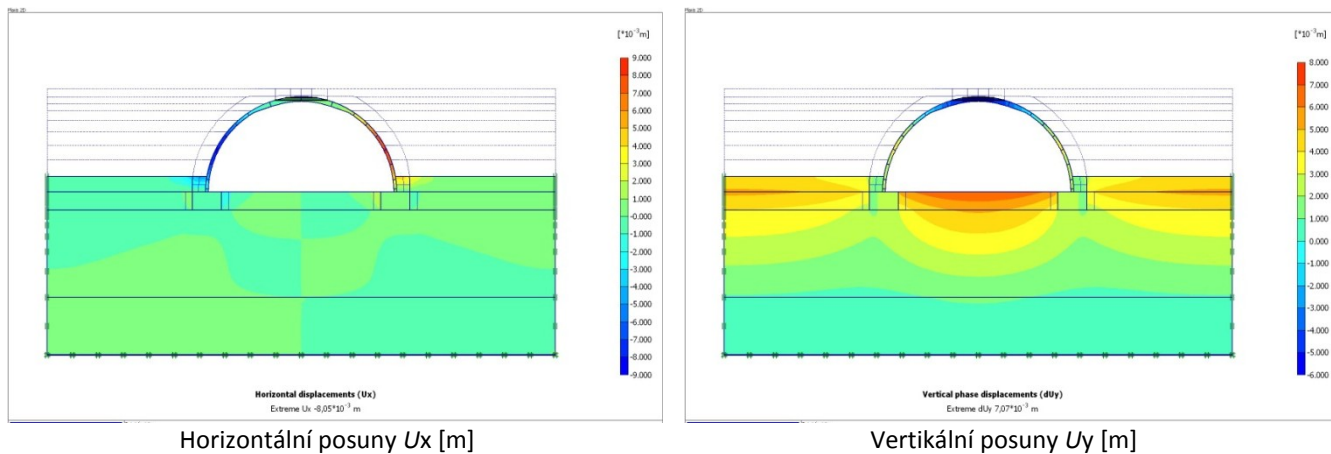


Obr. B.21 Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Fáze LA 7.

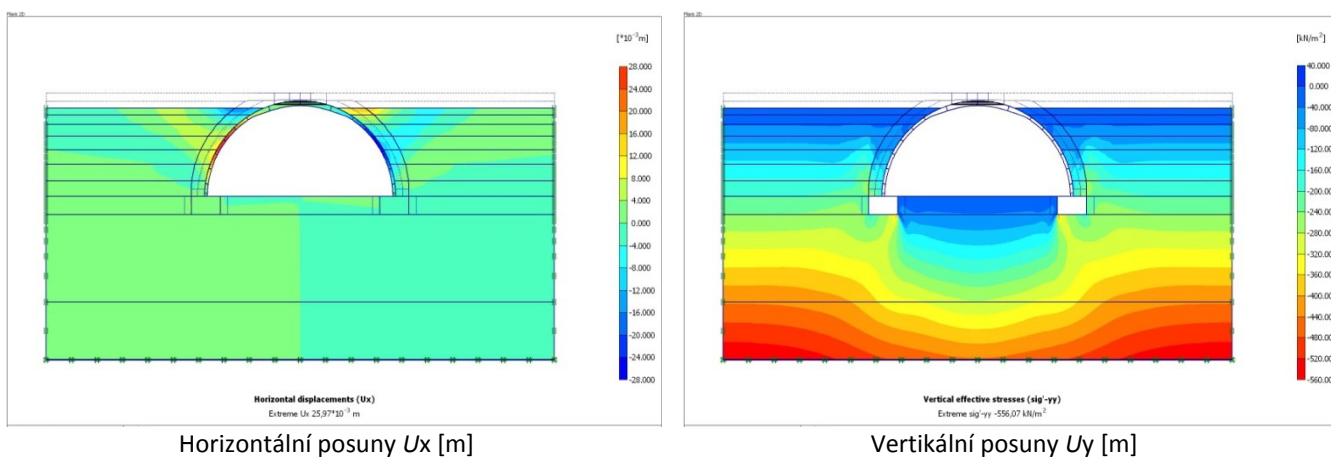


Obr. B.22 Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Finální fáze, uvedení do provozu.

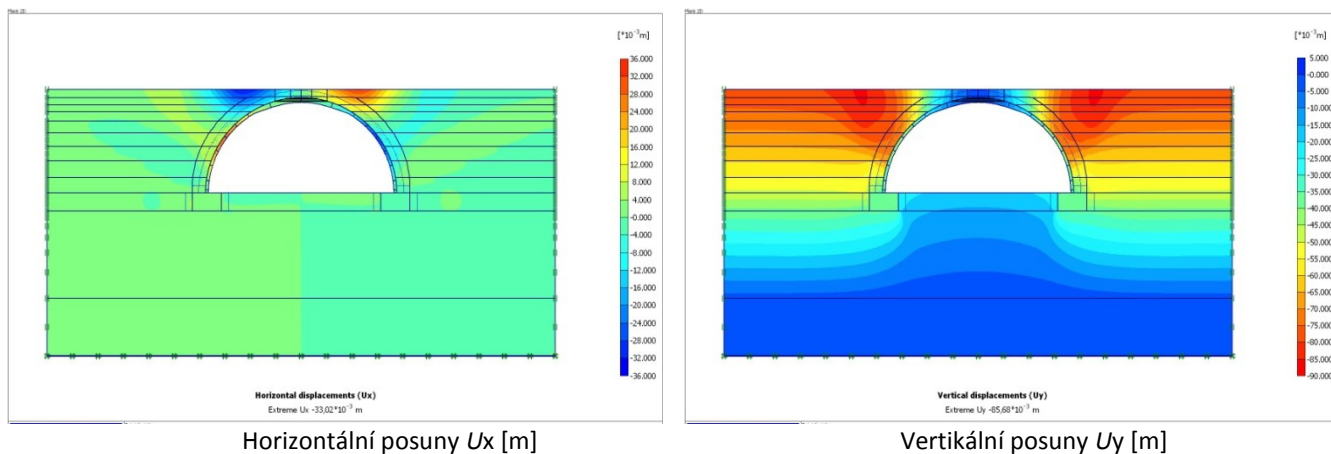
V programu Plaxis pro analýzu geotechnických úloh je při postupné výstavbě vždy vypočítána nultá / počáteční fáze, kdy je vyhodnoceno počáteční napětí a deformace, posuny uzlů jsou ale před další fází výpočtu vynulovány. Proto se výše prezentované výstupy posunů pro DP model liší od posunů v HS modelu (následující Obr. B.23 – B.25).



Obr. B.23 Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Fáze LA 1.



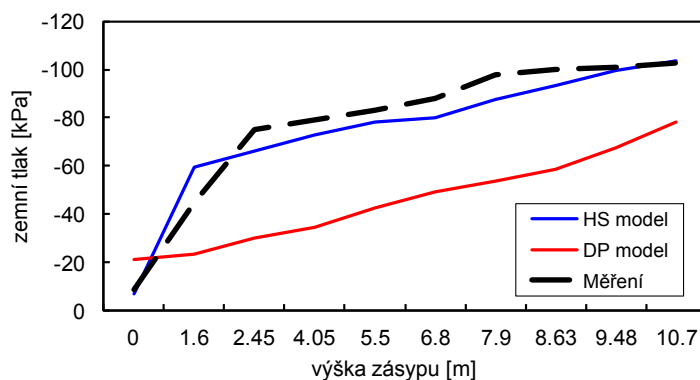
Obr. B.24 Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Fáze LA 7.



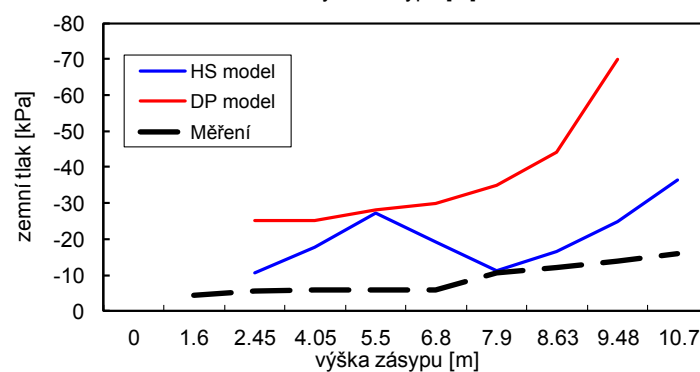
Obr. B.25 Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Finální fáze, uvedení do provozu.

Tlak na kontaktní elementy

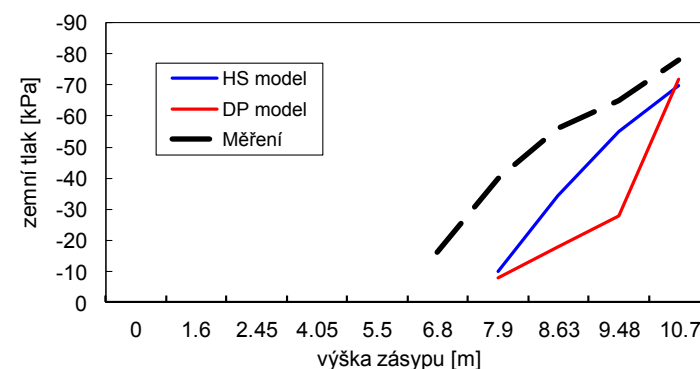
Na železobetonovou klenbu a základové pásy hloubeného tunelu byly osazeny snímače tlaku ke sledování vývoje zemního tlaku. Zařízení bylo instalováno v podélném směru ve 2 řezech za sebou, v každém řezu bylo osazeno 8 snímačů symetricky vůči ose klenby, na Obr. B.2 jsou zakresleny polohy snímačů pro jednu polovinu klenby. V následujících grafech jsou porovnány naměřené hodnoty zemního tlaku s tlakem na kontaktní elementy ve výpočtových modelech:



Obr. B-26 Horizontální zemní tlak na stěnu patky.



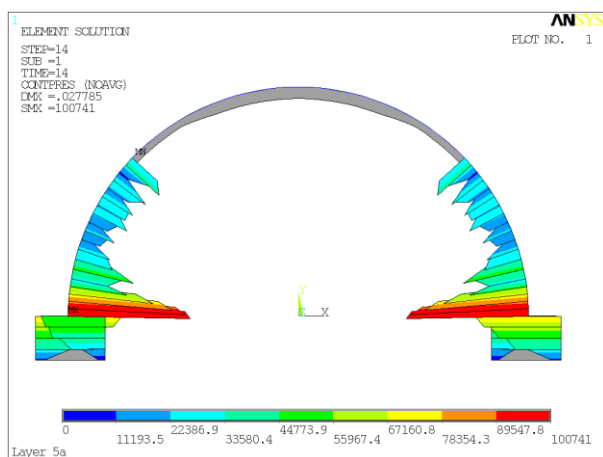
Obr. B-27 Tlak na povrch klenby v bodě $\theta = 15^\circ$.



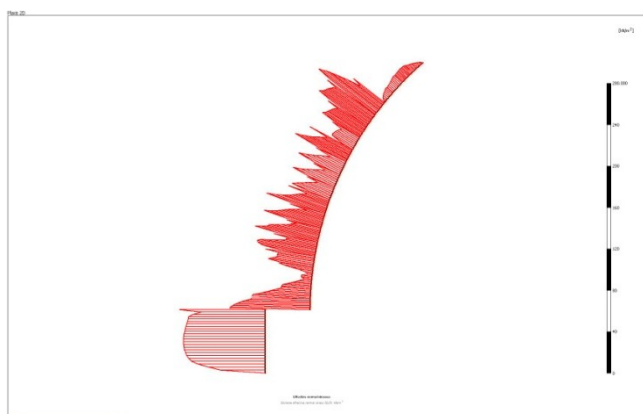
Obr. B-28 Tlak na povrch klenby v bodě $\theta = 50^\circ$.

Tab. B.4 Porovnání měřených a vypočítaných zemních tlaků.

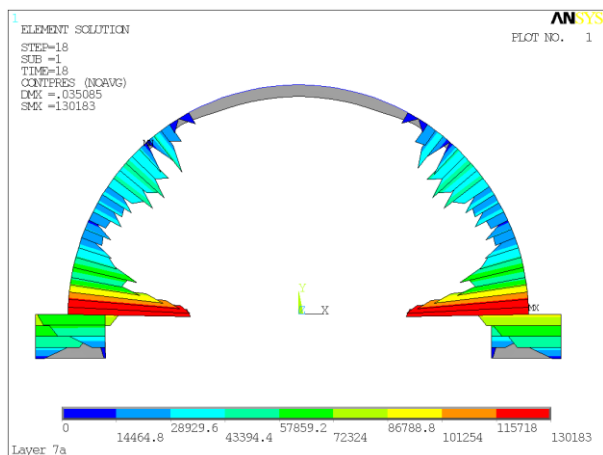
Vrstva zásypu	Výška zásypu [m]	Stěna patky [kPa]			Bod $\theta = 15^\circ$ [kPa]			Bod $\theta = 50^\circ$ [kPa]		
		měření	DP model	HS model	měření	DP model	HS model	měření	DP model	HS model
	0	-9.0	-21.3	-6.9						
LA 1	1.6	-45.0	-23.5	-59.4			-10.7			
LA 2	2.45	-75.0	-30.3	-66.0	-5.5					
LA 3	4.05	-79.0	-34.7	-72.9	-6.0	-25.0	-17.7			
LA 4	5.5	-83.0	-42.8	-78.2	-6.0	-25.0	-27.3			
LA 5	6.8	-88.0	-49.4	-79.8	-6.0	-28.0	-19.3	-16.0		
LA 6	7.9	-98.0	-53.6	-87.4	-10.5	-30.0	-11.3	-40.0	-8.0	-10.0
LA 7	8.63	-100.0	-58.8	-93.5	-12.0	-35.0	-16.5	-56.0	-18.0	-34.3
LA 8	9.48	-101.0	-67.4	-99.7	-14.0	-44.0	-25.0	-65.0	-28.0	-55.1
finalní	10.7	-102.5	-78.05	-103.7	-16.0	-70.0	-36.4	-78.0	-72.0	-69.7



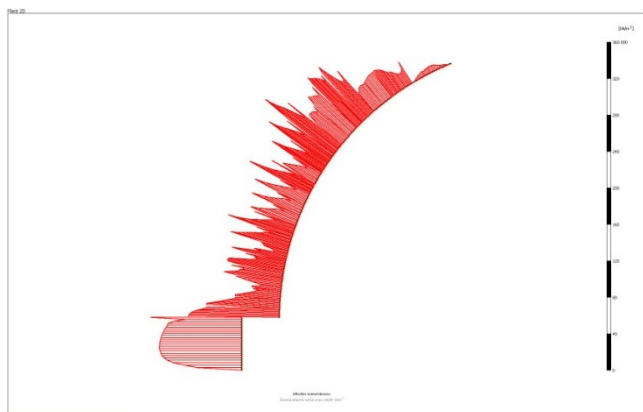
Model DP – kontaktní napětí [Pa]



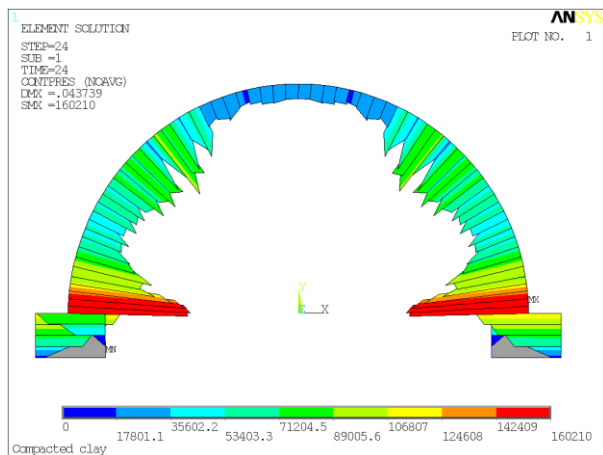
Model HS – kontaktní napětí [kPa]

Obr. B.29 Zemní tlak na klenbu – Fáze výstavby LA 5.

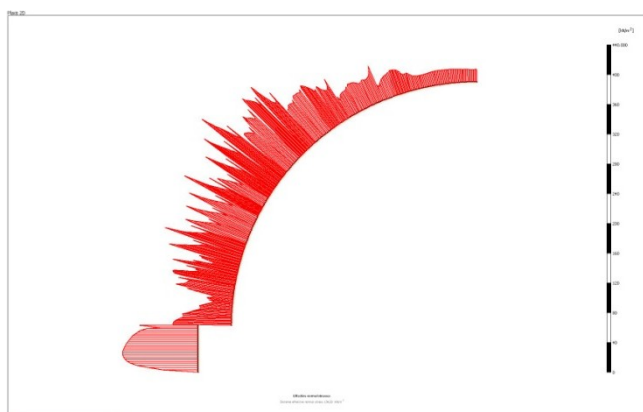
Model DP – kontaktní napětí [Pa]



Model HS – kontaktní napětí [kPa]

Obr. B.30 Zemní tlak na klenbu – Fáze výstavby LA 7.

Model DP – kontaktní napětí [Pa]

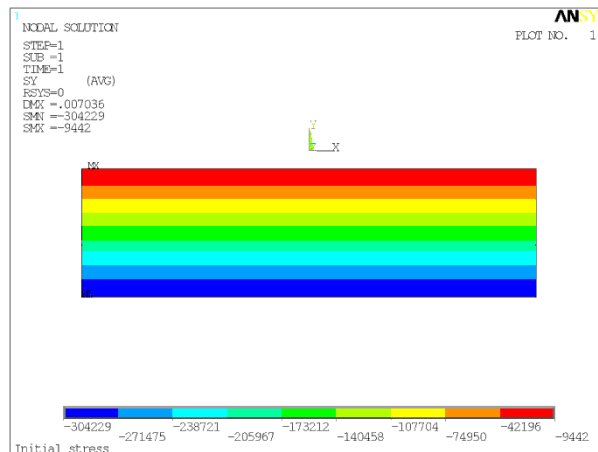
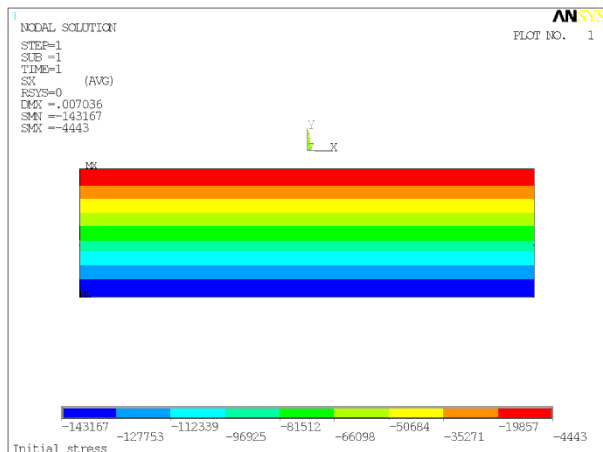


Model HS – kontaktní napětí [kPa]

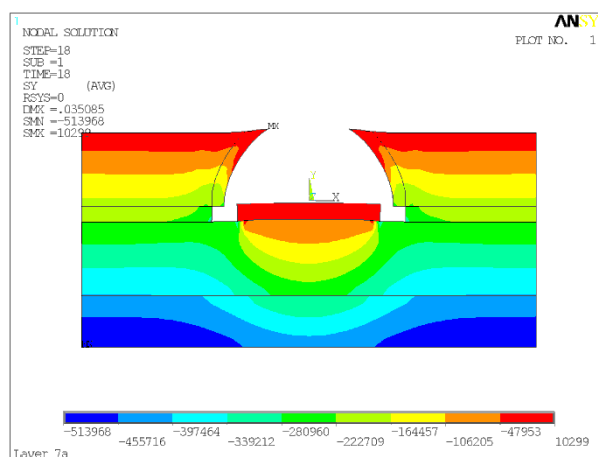
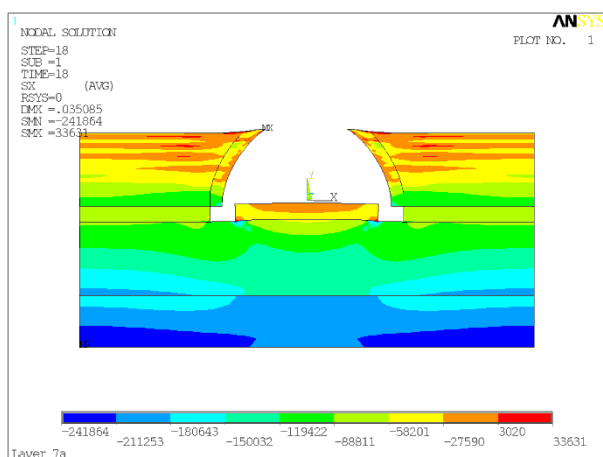
Obr. B.31 Zemní tlak na klenbu – Finální fáze, uvedení do provozu.

Horizontální a vertikální napětí v zemině v průběhu zasypávání

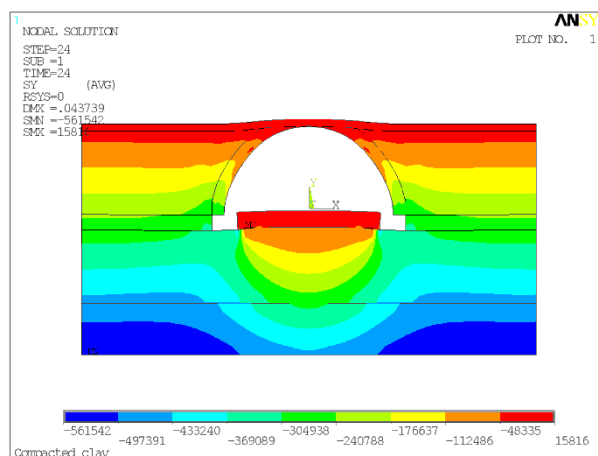
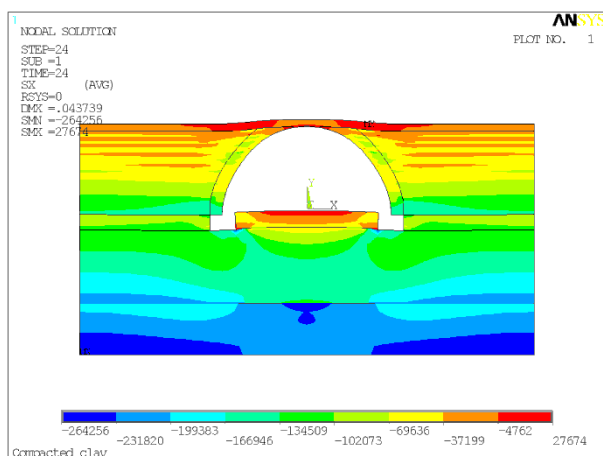
Vypočítané horizontální σ_x a vertikální σ_y napětí, které odpovídají efektivnímu napětí v zemině jsou prezentovány na následujících výstupech z programu Ansys a Plaxis. Jsou prezentované napětí v zemině pro vybrané fáze výstavby: počáteční napětí v původním podloží; LA 7 – boční zásyp v úrovni vrcholu klenby; finální konfigurace při uvedení do provozu.



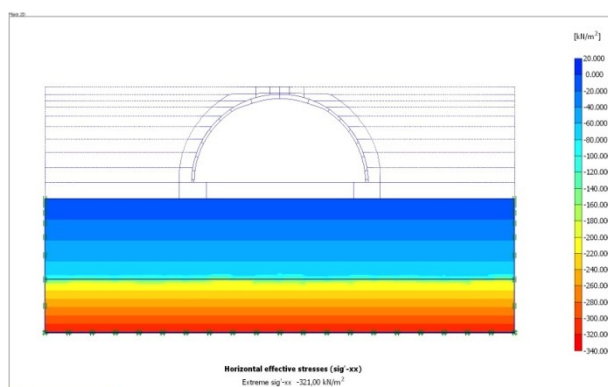
Obr. B.32 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Fáze „původní podloží“.



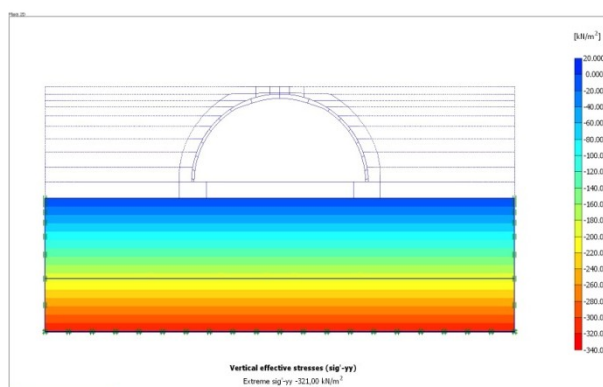
Obr. B.33 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Fáze LA 7.



Obr. B.34 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Finální fáze, uvedení do provozu.

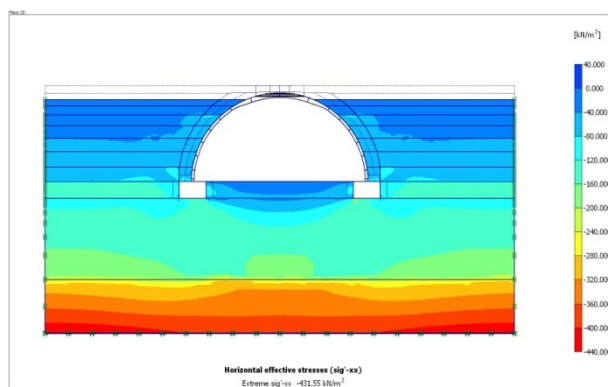


Horizontální efektivní napětí σ_x [Pa]

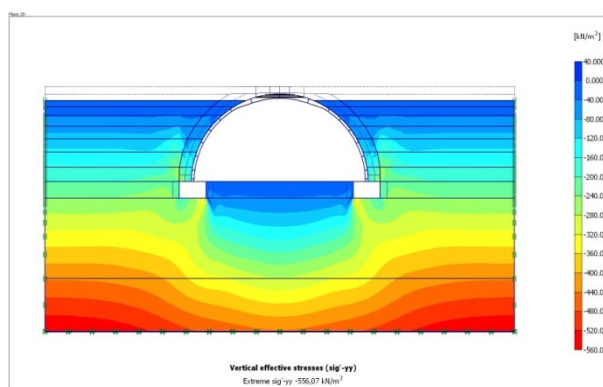


Vertikální efektivní napětí σ_y [Pa]

Obr. B.35 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model HS – Fáze „původní podloží“.

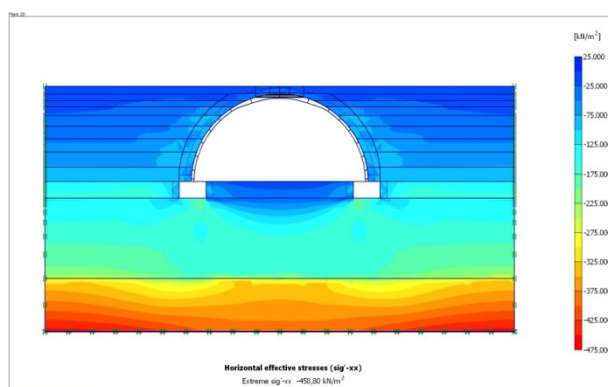


Horizontální efektivní napětí σ_x [Pa]

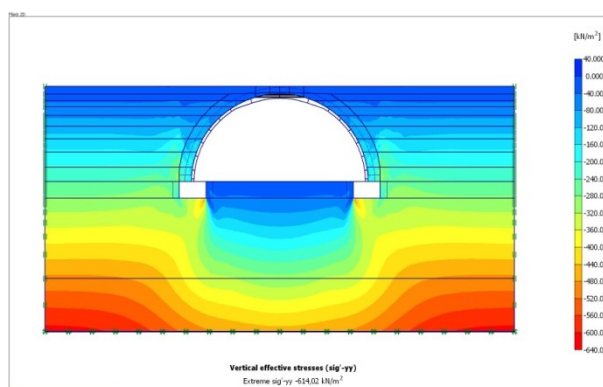


Vertikální efektivní napětí σ_y [Pa]

Obr. B.36 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model HS – Fáze LA 7.



Horizontální efektivní napětí σ_x [Pa]

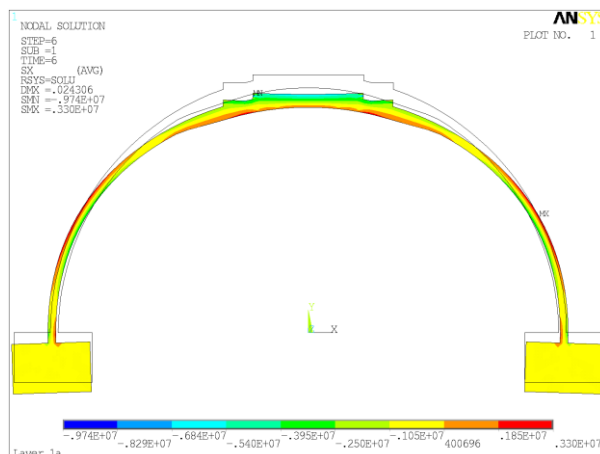


Vertikální efektivní napětí σ_y [Pa]

Obr. B.37 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model HS – Finální fáze, uvedení do provozu.

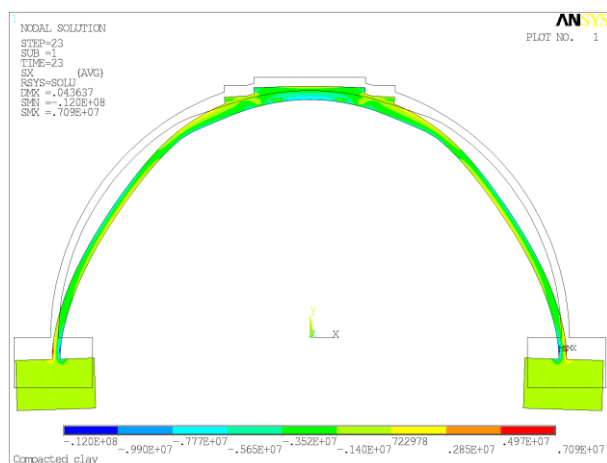
Normálové napětí σ_x v klenbě

Na Obr. B.38 je prezentováno normálové napětí σ_x v železobetonovém průřezu klenby, napětí je vykresleno v lokálním systému elementů. V průběhu zasypávání dochází k výraznému přerozdělení napětí v průřezích po délce klenby v závislosti na zatížení. V první fázi zasypání je maximální tahové napětí na horním vnějším povrchu 3.3 MPa, největší tlakové napětí je ve vrcholu klenby vlivem předpětí 5.4 MPa (hodnota -9.74 MPa je špička napětí v uzlu aplikace předpětí).

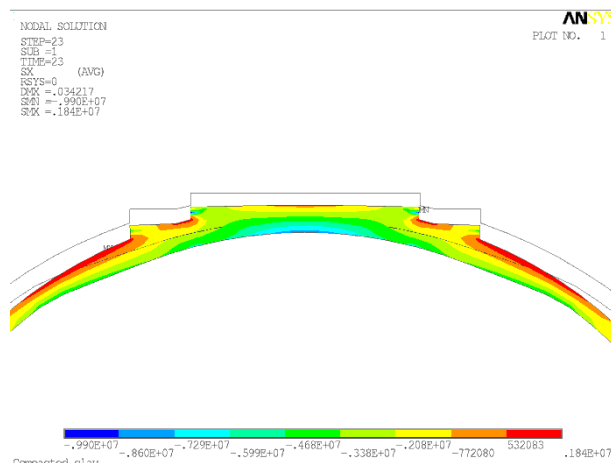


Obr. B.38 Normálové napětí v klenbě σ_x [MPa]; model DP; Fáze LA 1.

Vrchol tenkostěnné klenby je v průběhu zasypávání vytlačován působením bočního zásypu na ostění, vlivem ohybu vzniká velké tahové napětí při horním povrchu, které je výrazně redukováno předpětím vyvozeným předpínacími tyčemi, tzn. celý průřez je tlačný. Prefabrikované segmenty jsou ve vrcholu předepnuty předpínacími tyčemi Dywidag 26 mm, na jeden segment v podélném směru vychází 6 tyčí u spodního povrchu a 12 tyčí u horního povrchu.



Klenba i se základy



Detail vrcholu klenby

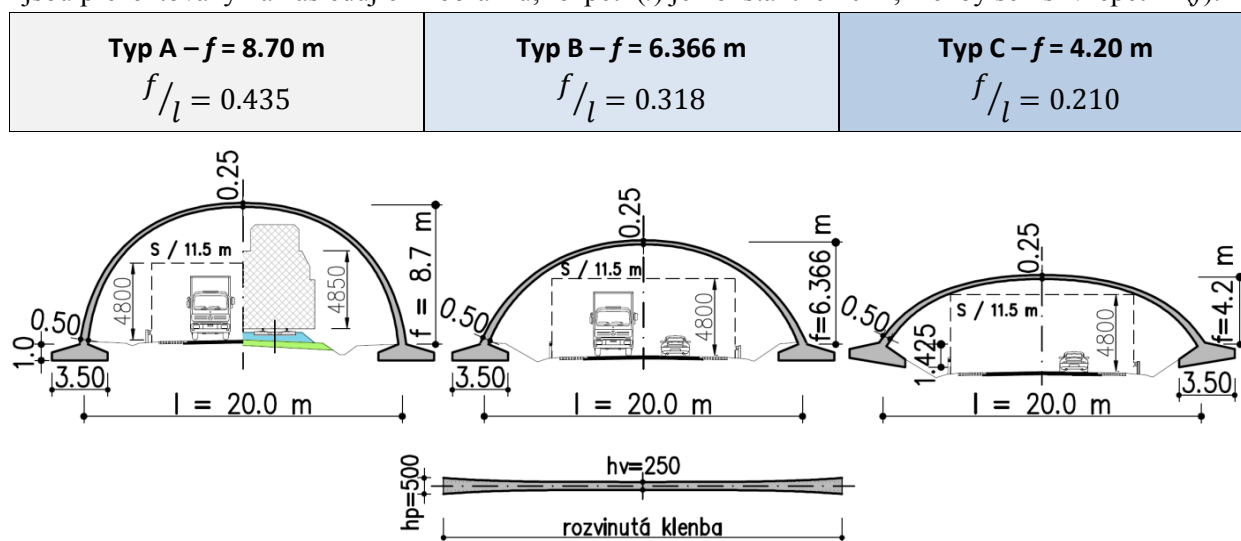
Obr. B.39 Normálové napětí v klenbě σ_x [MPa]; model DP; Finální fáze, uvedení do provozu.

Příloha C

Parametrická studie optimální geometrie

Studie variant vzepětí klenby

Optimalizační metoda popsaná v Kapitole 5 byla aplikována v parametrické studii vlivu podloží a výšky násypu na optimální geometrii přesýpané klenby. Pro účely parametrické studie byly zvoleny 3 typy klenb podle vzepětí s různou výškou nadnásypu nad vrcholem klenby, výsledkem studie jsou optimalizované geometrie pro jednotlivé konfigurace v závislosti na typu podloží. Základní geometrie jsou prezentovány na následujícím obrázku, rozpětí (l) je konstantně 20 m, klenby se liší vzepětím (f):



Obr. C.1 Základní geometrie přesýpaných klenb parametrické studie.

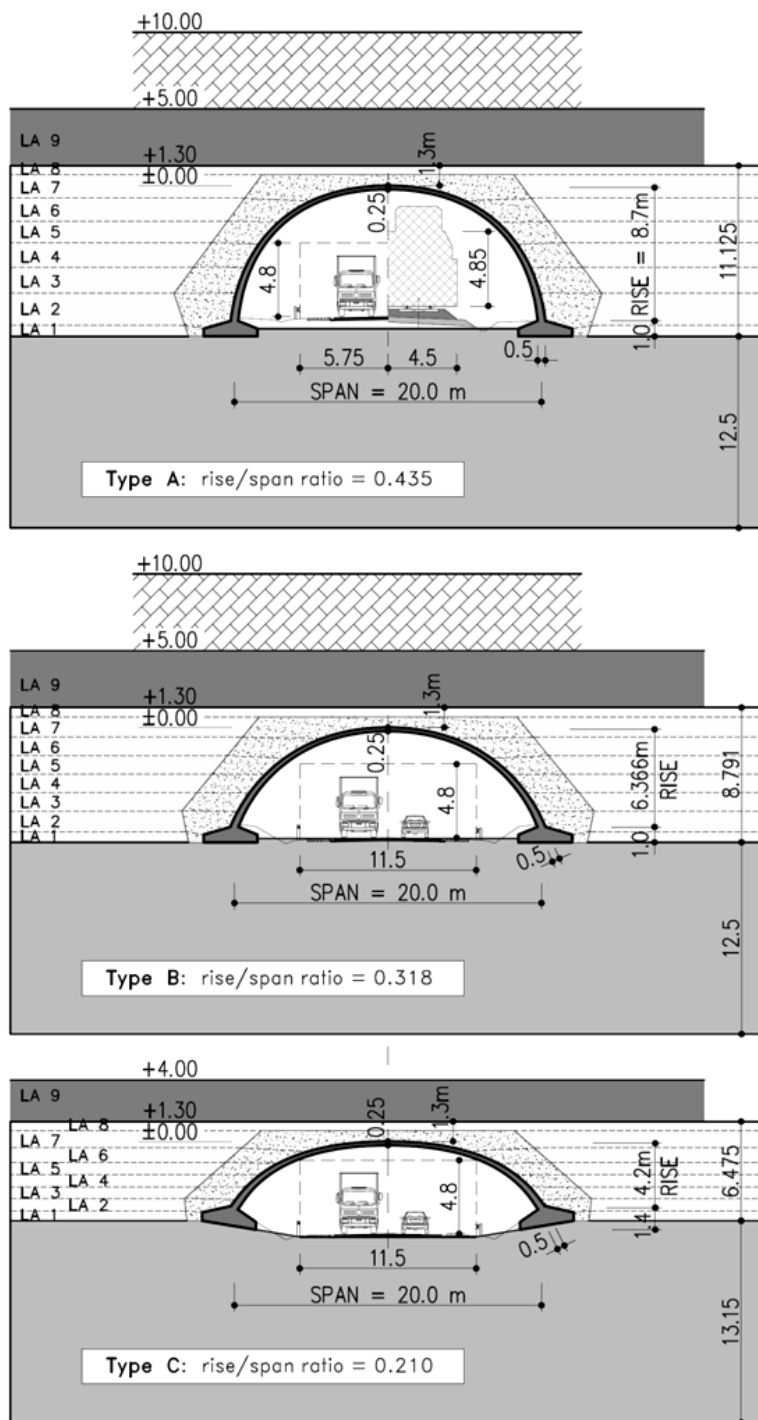
Cílem studie je popsat rozdílné optimální (vhodné) tvary v závislosti na konfiguraci systému klenba-zásyp a typu podloží a tím pokrýt široké využití přesýpaných klenbových konstrukcí, například pro hloubené tunely, přesýpané obloukové mosty a také tzv. ekodukty. Vysoká klenba je vhodná pro hloubené železniční tunely, nebo pro vysoké násypy. Střední a nízká klenba je pro dané rozměry využitelná pro silniční a dálniční přesýpané tunely, přesýpané mosty, případně ekodukty. Prezentovaná optimalizace tvaru je vhodná pro jakékoliv rozpětí klenby.

Třída betonu betonových skořepin v parametrické studii odpovídá C 30/37 s parametry v souladu s EN 1992-1-1. Pro všechny modely v parametrické studii bylo uvažováno plošné založení klenby.

Tloušťka železobetonové skořepiny je náběhována od vrcholu k patkám podle paraboly 4°, ve vrcholu mají všechny klenby tloušťku 250mm, ve vetknutí do patek 500mm. Rovnice parabolického náběhu pro určení výšky průřezu klenby:

$$h = \frac{f}{k} \left[\frac{x^2}{a^2} + (k-1) \frac{x^4}{a^4} \right]$$

kde: f ...vzepětí paraboly; x ...pořadnice od vrcholu; a ...polovina rozpětí paraboly;
 k ...volitelný parametr vyklenutí.

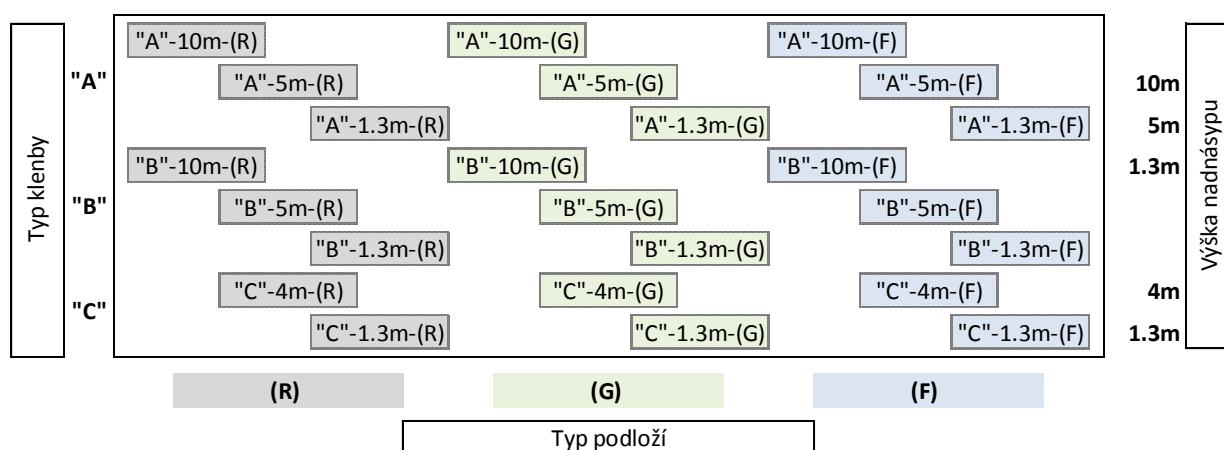


Obr. C.2 Schéma uspořádání výpočtových modelů přespaných kleneb v parametrické studii.

V parametrické studii jsou vyhodnoceny optimální geometrie pro různé výšky nadnásypu nad vrcholem klenby: i) pro Typ A a B jsou 3 varianty 1.3m, 5.0m a 10.0m, ii) pro Typ C jsou uvažovány jen 2 varianty 1.3m a 4.0m.

Pro plochou klenbu, která odpovídá geometrii klenby Typ C, není reálné navrhovat vyšší nadnásypy nad vrcholem klenby, proto bylo ve studii uvažováno pouze 2 uvedené varianty.

Jak bylo uvedeno, geometrie všech modelů byly optimalizovány pro plošné založení, které je pro tento typ konstrukce nejběžnější, přestože pro jemnozrné podloží "F" by pro vyšší násyp nad vrcholem klenby bylo s ohledem na deformace podloží navrženo hlubinné založení a pro plochou klenbu by bylo nezbytné navrhnout založení, které přenesou velkou horizontální sílu. Nicméně cílem bylo vytvořit rozsáhlou parametrickou studii pro praktické využití při návrhu geometrie přesypané klenby, které definuje a porovnává výhodné optimální geometrie v souvislostech pro dané základní podmínky jako typ podloží a výška násypu nad vrcholem klenby. Pro ucelený přehled jsou všechny konfigurace vyhodnoceny na 3 základních geometriích železobetonové štíhlé klenby: vysoká, střední a plochá klenba. Takto rozsáhlá parametrická studie optimálních geometrií by měla přiblížit základní principy výhodných geometrií a vést k redukci nevyužitých hmot pro praktické návrhy těchto konstrukcí.



Obr. C.3 Souhrn 24 výpočtových modelů v parametrické studii.

Pro jednotlivé klenby jsou prezentovány:

- Normálové napětí v klenbě σ_x ;
- Kontaktní napětí (zemní tlak na klenbu);
- Vnitřní síly v klenbě – M a N ;
- Posuny U_x ; U_y ;
- Efektivní napětí v zemině σ_x ; σ_y ;

Z výsledků prezentovaných ve studii je zřejmé, že pro skalní podloží lze po optimalizaci tvaru navrhovat štíhlejší skořepiny než uvažovaných 250÷500mm, naopak pro měkké jílovité podloží s vyšším nadnásypem mohou být tyto dimenze nedostačující i po optimalizaci tvaru. Cílem ale bylo provést porovnání jednotlivých geometrií s různými typy podloží a skladbou násypu, pro které jsou prezentovány typické trendy v působení a geometrii. Proto byla zvolena jednotná tloušťka pro všechny typy kleneb.

Geologické poměry parametrické studie

Geometrie a působení přesýpané klenby je výrazně ovlivněna geologickými podmínkami, a to konkrétně tuhostí bočního zásypu, který je nedílnou součástí statického systému přesýpané konstrukce a jak bude dále prezentováno významný vliv na výsledný optimální tvar klenby má tuhost podloží. Dále geometrie také závisí na výšce násypu nad vrcholem klenby.

Pro účely parametrické studie jsou stanoveny 3 varianty zeminy v podloží, byly vybrány 2 typické třídy nesoudržných zemin F4 – CS a S/G3 – G-F a jedna třída hornin R4 dle klasifikace z ČSN 721002 *Klasifikace zemin pro silniční komunikace*. Značení v parametrické studii částečně odpovídá mezinárodní klasifikaci zemin USCS (ASTM-D2487-11, 2011).

i) První varianta podloží, **písčité jíl F4 – CS** dle ČSN, jemnozrnná zemina / *fine grained soil* ML dle USCS – ve studii je zemina značena symbolem **F**; ii) druhá varianta podloží, **písek s příměsí jemnozrnné zeminy G3/S3 – G-F** dle ČSN, hrubozrnná zemina / *coarse grained soil* GW-GM dle USCS – ve studii je značena symbolem **G**; iii) třetí varianta je skalní podloží, **zvětralá hornina R4** dle ČSN, odpovídá pískovci nebo silně zvětralým horninám R1 a R2. Pevnost horniny R4 v prostém tlaku σ_c je 5 až 15 MPa – ve studii je značena symbolem **R**.

Pro uměle budované násypy nelze jednoznačně stanovit třídu zeminy, protože pro vrstvené násypy se využívají a kombinují zeminy s rozdílnými materiálovými parametry s ohledem na únosnost, propustnost, namrzavost ad. Pro materiál bočního zásypu se využívá zemina vhodná dle ČSN 721002, obecně platí výběr nesoudržné zeminy jako např. písek, štěrkopísek a těžký, nebo drcený štěrk. Parametry zemin bočního zásypu, lišící se pro jednotlivé oblasti v závislosti na míře zhutnění a požadovaném modulu přetvárnosti zeminy E_{def} , byly stanoveny pro obecnou zeminu a odpovídají materiálovým parametrům nejběžněji budovaných násypů na dálnicích a silnicích v ČR. Proto bylo v celé studii jen s jednou variantou materiálu násypu a zásypu.

Zemina násypu je ve studii uvažována ze spráší s vápennou stabilizací, dle ČSN odpovídá značení ML, stejně jako pro jemnozrnnou zeminu klasifikovanou dle USCS. Ve výpočtovém modelu odpovídá násyp oblasti 3b a 3c, viz Obr. 3.1. Zemina zásypu klenby (oblast 3a) je ve studii uvažována jako hrubozrnná zemina, odpovídající podloží G.

Vstupní parametry z normy odpovídají parametrům elasto-plastických materiálových modelů ve výpočtových modelech. Vstupní parametry všech zemin uvažovaných v popsané studii jsou shrnuty v následující tabulce C.1.

Tab. C.1 Vstupní parametry zeminy podloží a násypu.

Parametr	Jednotky	Typ zeminy / násypu				
		F	G	R	G-zásyp	ML-násyp
ρ	kg/m ³	1850	1900	2200	1900	1850
E	MPa	8	90	600	80	30
ν	-	0.35	0.25	0.25	0.25	0.35
φ	°	25	35	-	35	25
c	kPa	15	1	-	1	15

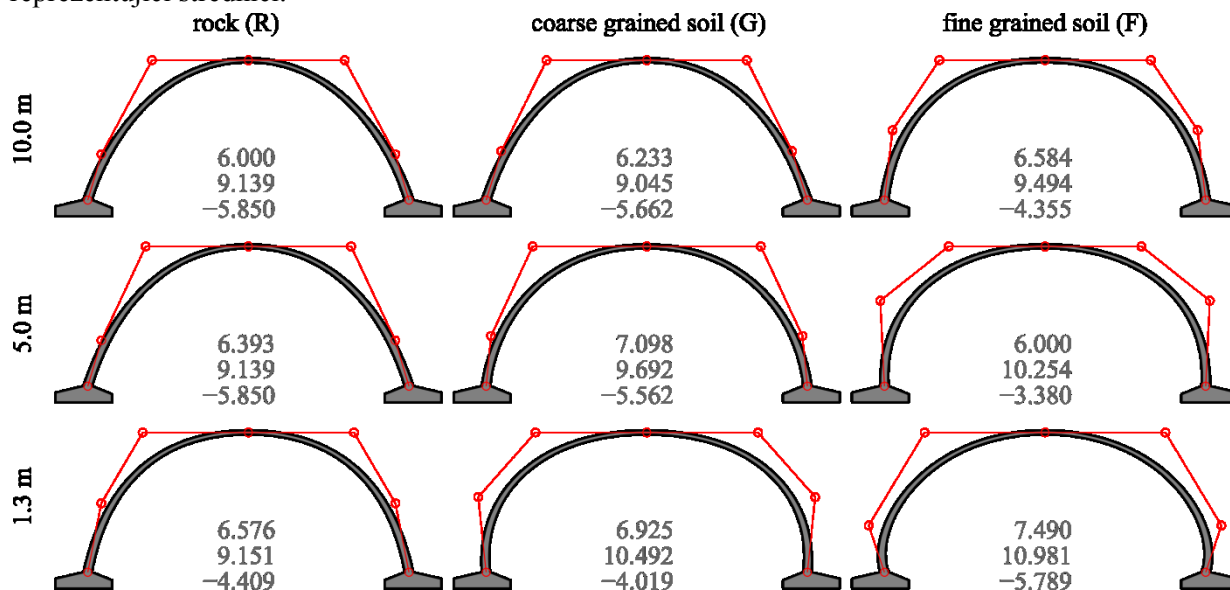
Třídy zeminy podloží byly pro účely studie zvoleny tak, aby nebyla překročena únosnost základové půdy pod plošnými základy.

Klenba Typ – A

Rozpětí 20m; vzepětí 8.7m; tloušťka železobetonové skořepiny $250 \div 500\text{mm}$.
Výška nadnáspy nad vrcholem klenby: 1.3; 5.0; 10.0m

Výsledné optimální geometrie

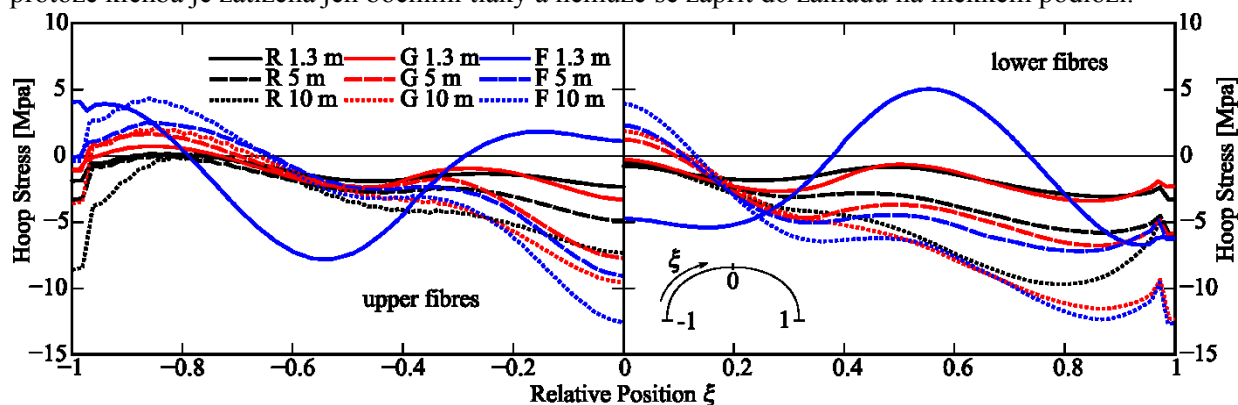
Na následujícím obrázku jsou prezentovány výsledné optimální geometrie kleneb pro jednotlivé vstupní parametry zemin a konfiguraci násypu se souřadnicemi řídících bodů Bézierovi křivky reprezentující střednici.



Obr. C.4 Výsledné optimální geometrie, pro jednotlivé podloží a výšku nadnáspy – klenba Typ A.

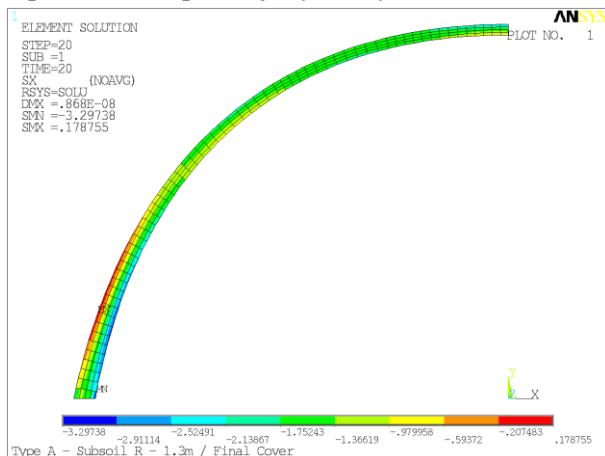
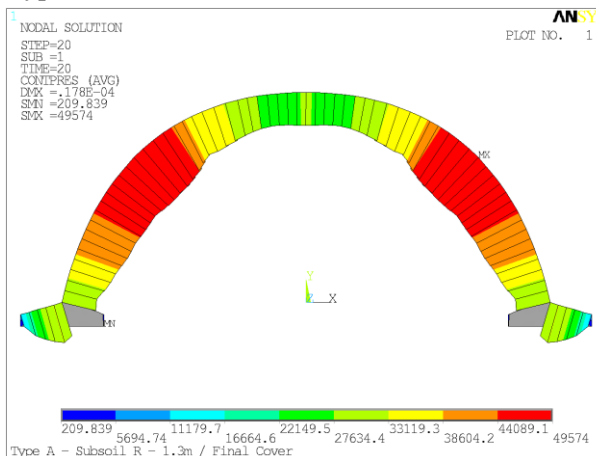
Normálové napětí v klenbě

V grafu na následujícím obrázku jsou shrnuty normálové napětí σ_x v horních a dolních vláknech betonové skořepiny po délce klenby. Z výsledných hodnot je patrné, že pro skalní podloží (R) vzniká v průřezu optimalizované klenby od stálého zatížení zanedbatelné tahové napětí. Pro podloží (G) je zřejmé, že tahové napětí vzniká jen ve vrcholu a nad patou klenby pro vyšší nadnásep, tyto hodnoty mírně překračují tahovou pevnost betonu. Normálové napětí klenby na podloží (F) vychází poměrně nepříznivě i po optimalizaci, zejména pro nízký nadnásep by bylo vhodné navrhnout tužší průřez, protože klenba je zatížena jen bočními tlaky a nemůže se zapřít do základů na měkkém podloží.

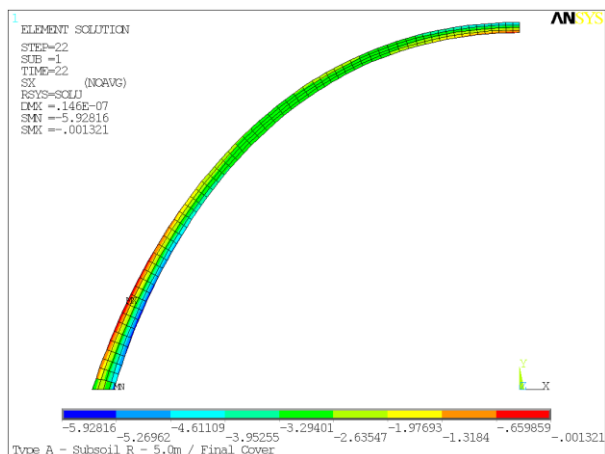
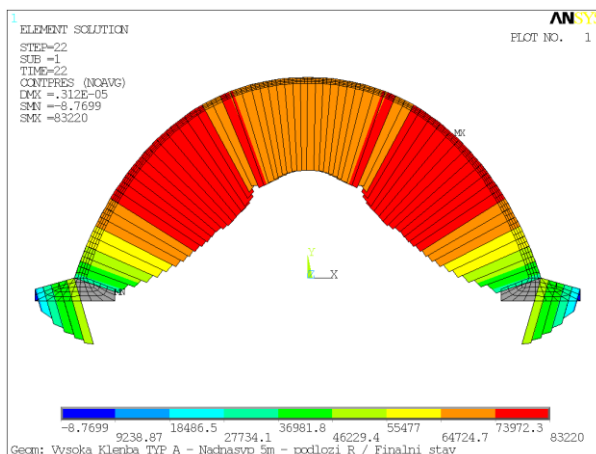


Obr. C.5 Normálové napětí σ_x [MPa] v krajních vláknech klenby pro jednotlivé podloží a nadnáspy, klenba Typ A, finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

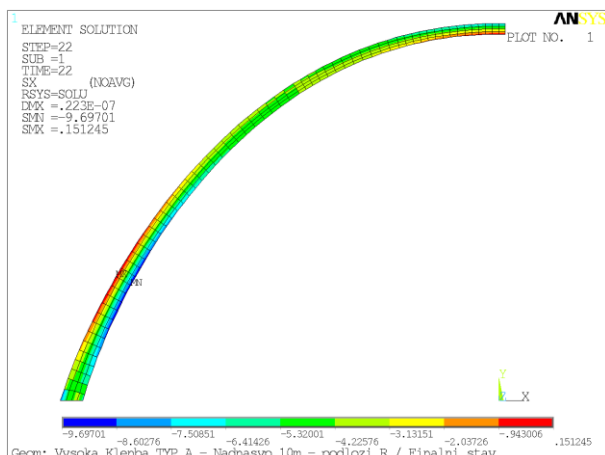
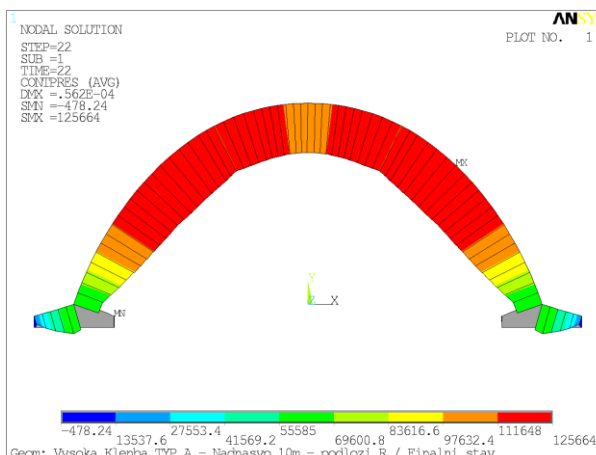
Na následujících Obr. C.6 – C.14 jsou zobrazeny graficky normálové napětí v celém průřezu klenby pro finální fázi výstavby při uvedení do provozu. Pro porovnání jsou zobrazeny kontaktní napětí, které odpovídají výsledným zemním tlakům násypu na klenbu.

Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

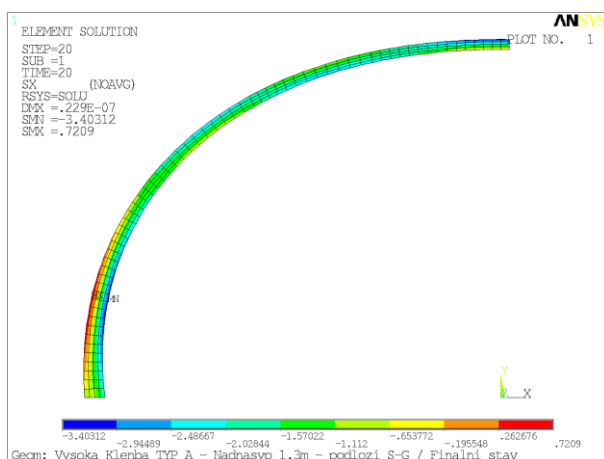
Obr. C.6 Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

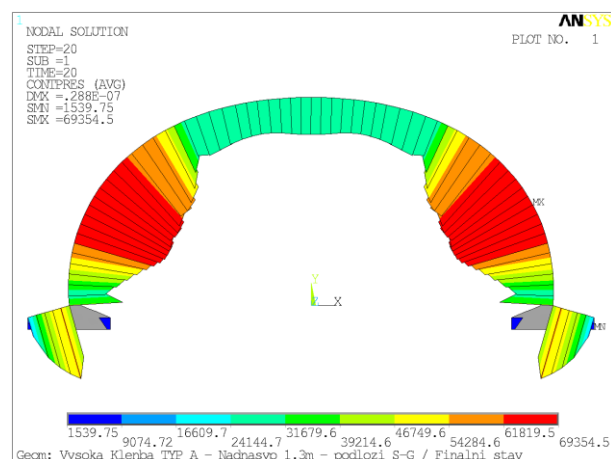
Obr. C.7 Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.8 Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 10.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

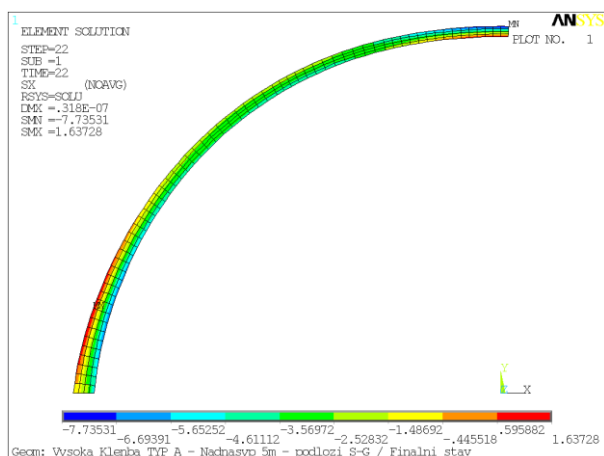


Normálové napětí σ_x [MPa]

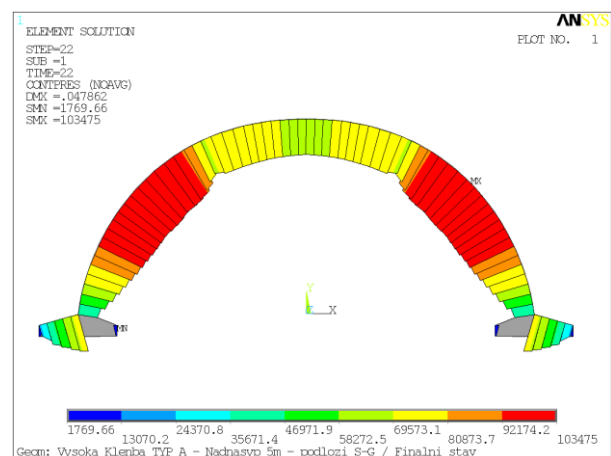


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.9 Klenba **Typ A**, podloží **G**, nadnásyp **1.3 m** - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

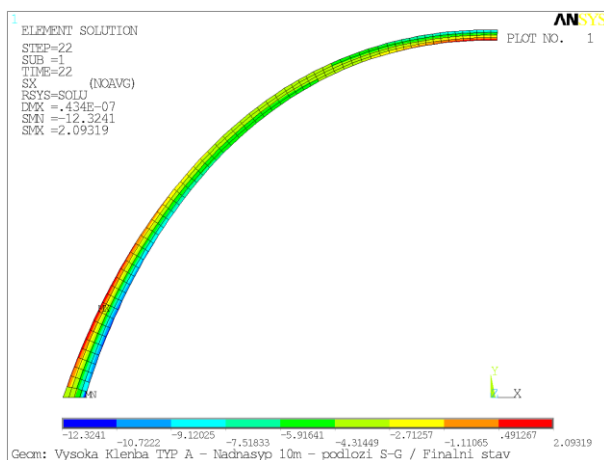


Normálové napětí σ_x [MPa]

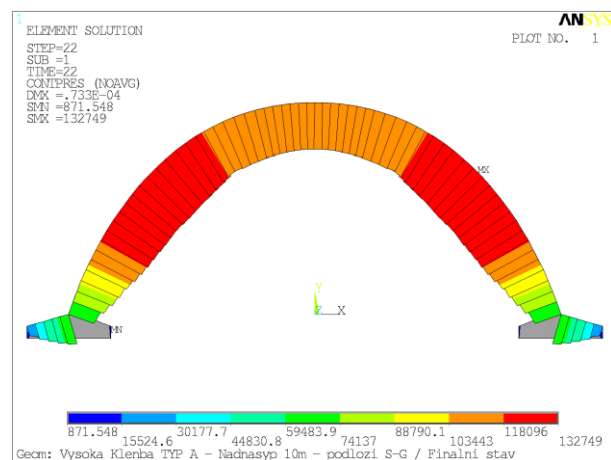


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.10 Klenba **Typ A**, podloží **G**, nadnásyp **5.0 m** - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

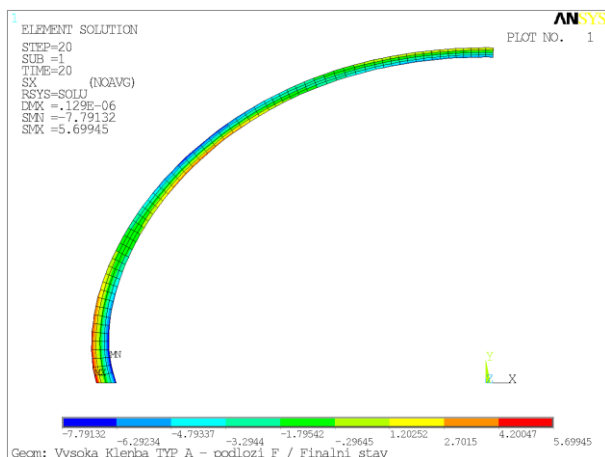


Normálové napětí σ_x [MPa]

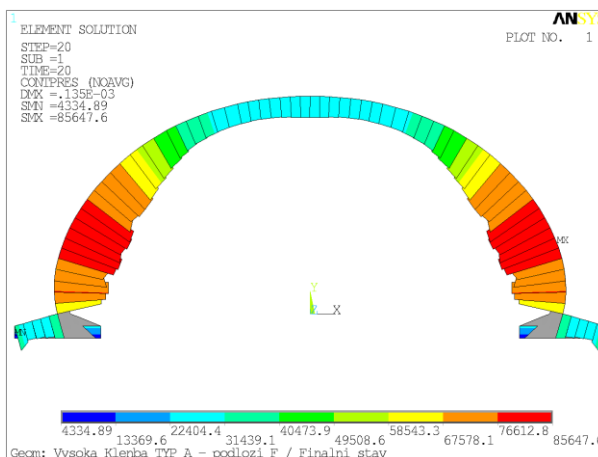


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.11 Klenba **Typ A**, podloží **G**, nadnásyp **10.0 m** - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

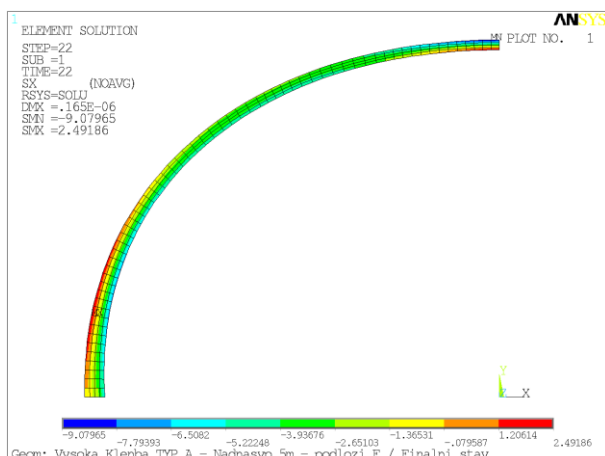


Normálové napětí σ_x [MPa]

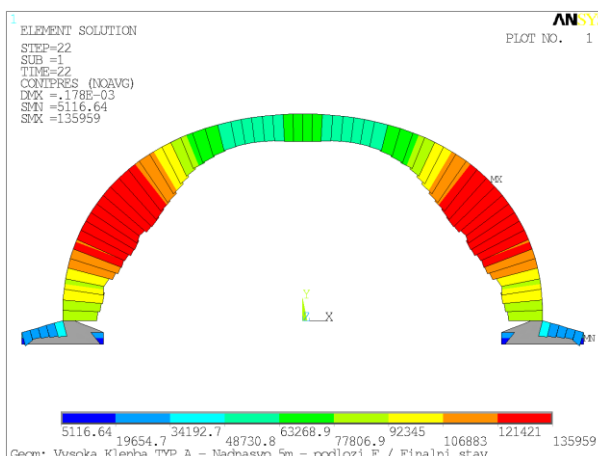


Zemní tlak na klenbu [kPa]

Obr. C.12 Klenba Typ A, podloží F, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

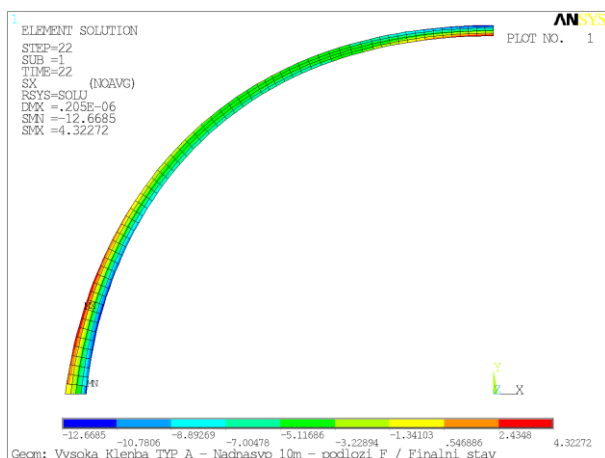


Normálové napětí σ_x [MPa]

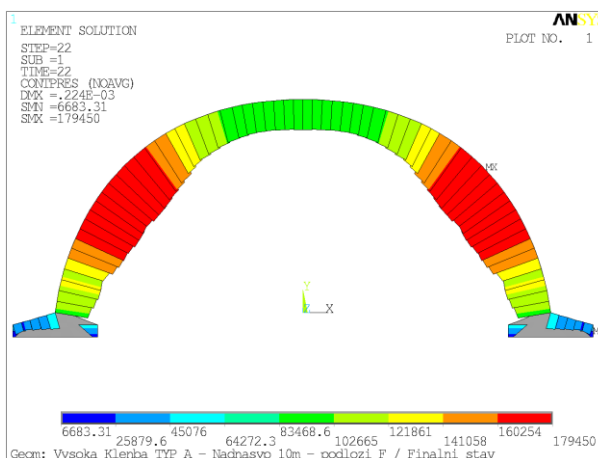


Zemní tlak na klenbu [kPa]

Obr. C.13 Klenba Typ A, podloží F, nadnásyp 5.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.



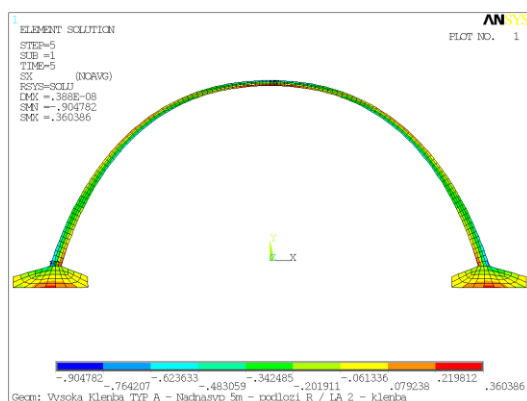
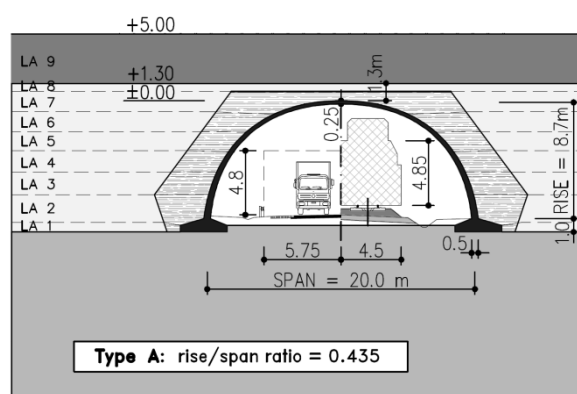
Normálové napětí σ_x [MPa]



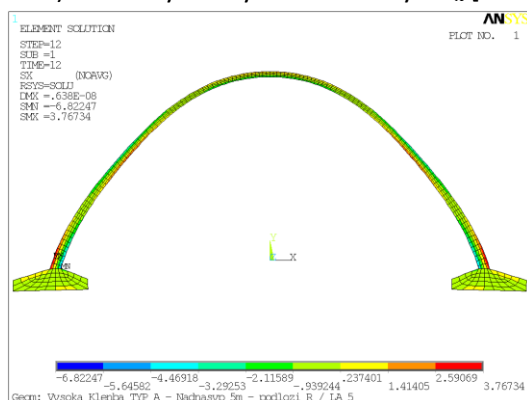
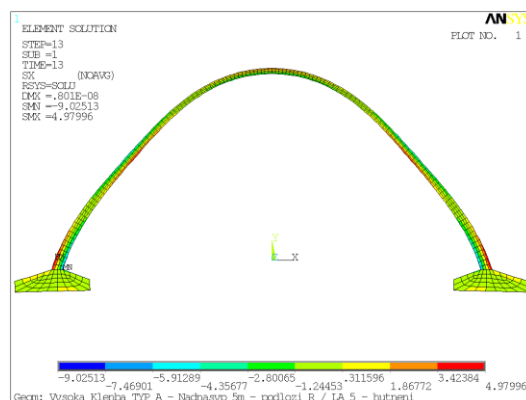
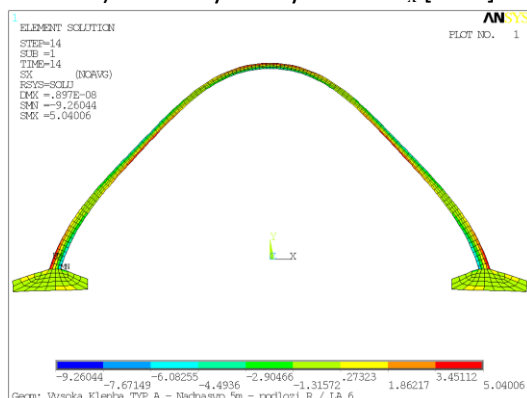
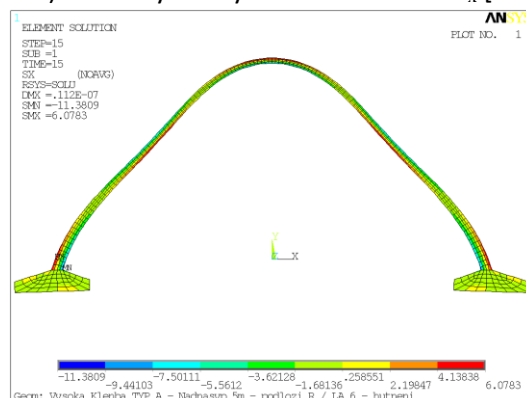
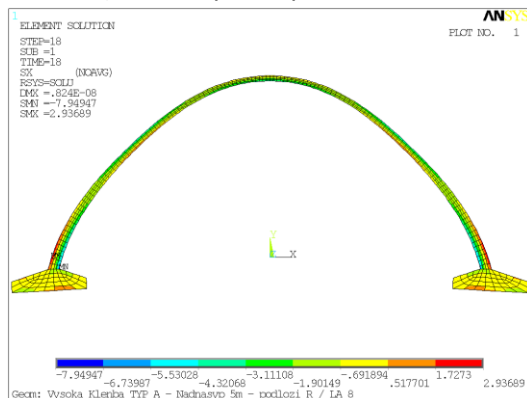
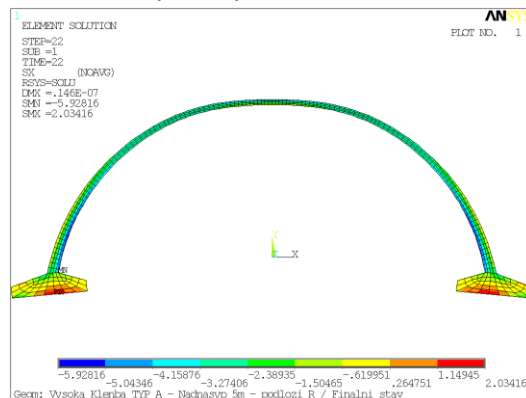
Zemní tlak na klenbu [kPa]

Obr. C.14 Klenba Typ A, podloží F, nadnásyp 10.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

Pro názornost chování klenby v průběhu výstavby je měřítko deformace 100× zvětšeno!

a) Fáze výstavby: vznik klenby - σ_x [MPa]

b) Schéma fází výstavby

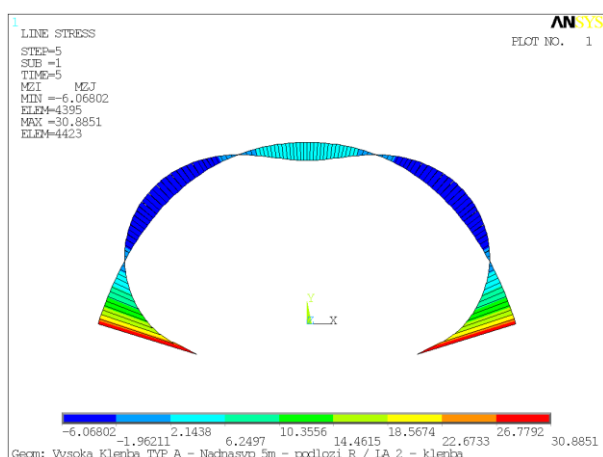
c) Fáze výstavby: LA 5 - σ_x [MPa]d) Fáze výstavby: LA 5 HUTNĚNÍ - σ_x [MPa]e) Fáze výstavby: LA 6 - σ_x [MPa]f) Fáze výstavby: LA 6 HUTNĚNÍ - σ_x [MPa]g) Fáze výstavby: LA 8 - σ_x [MPa]h) Fáze výstavby: Finální stav - σ_x [MPa]Obr. C.15 Normálové napětí σ_x [MPa] v průběhu výstavby, Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m.

Vnitřní síly v klenbě

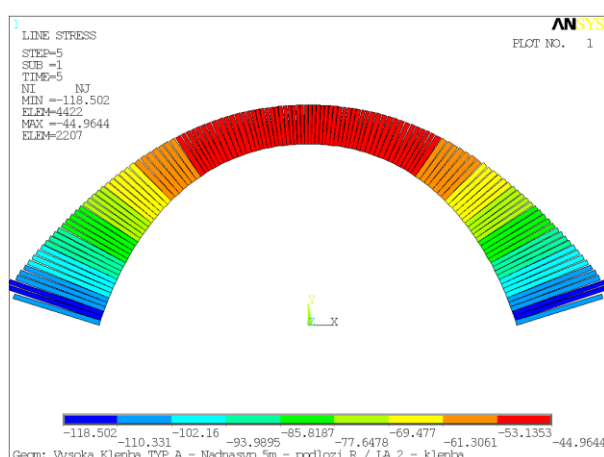
V předchozí kapitole je z výsledných napětí v jednotlivých fázích výstavby (Obr. C.15) zřejmé, že největší napětí vzniká pro LA 6 $\sigma_x = 5.04$ MPa (Obr. C.15e), s přitížením od hutnění $\sigma_x = 6.07$ MPa (Obr. C.15f). Po přesypání přes vrchol klenby (od fáze LA 7) se blíží působení zemních tlaků finálnímu konstrukčnímu systému a vlivem spolupůsobení při přenosu zatížení nad vrcholem klenby se napětí v klenbě redukuje a pro optimalizovanou geometrii nevzniká tahové napětí, maximální hodnota napětí v klenbě $\sigma_x = -0.001$ MPa (viz Obr. C.6), tahové napětí vzniká pouze v základové patce (Obr. C.15h).

V této kapitole jsou prezentovány ohybové momenty a normálové síly pro vybrané fáze výstavby přesypané klenby. Z průběhu ohybového momentu je zřejmý vývoj rozdílného namáhání průřezu klenby, v průběhu výstavby. V části klenby působí v prvních fázích záporný moment, který se postupně mění na kladný a naopak. Výsledná geometrie je optimalizována na poslední fázi výstavby, která odpovídá finální konfiguraci přesypané klenby, proto jsou hodnoty ohybového momentu v poslední fázi menší než v průběhu výstavby, přestože na klenbu působí výrazně větší zatížení zemním tlakem. Hodnota normálové síly v důsledku zvětšujícího se zatížení postupně narůstá.

Výsledky vnitřních sil v průběhu výstavby jsou prezentovány pouze pro klenbu na skalním podloží "R". Pro podloží "S" a „F“ jsou prezentovány jen výsledky z finální fáze.

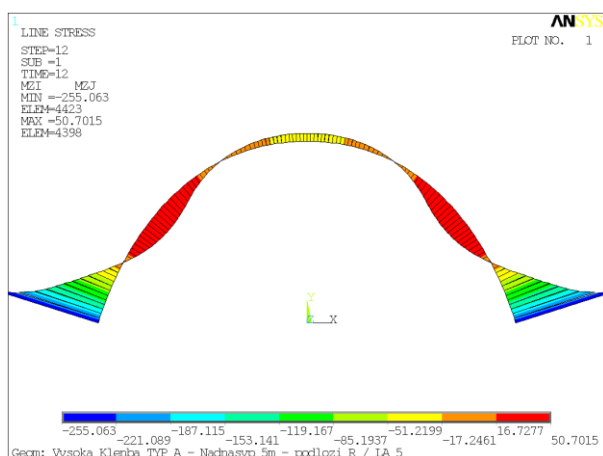


Ohybový moment Mz [kNm]

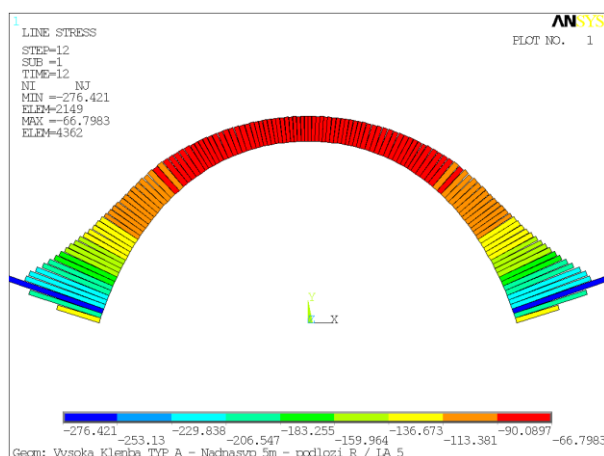


Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.16 Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze vznik klenby.

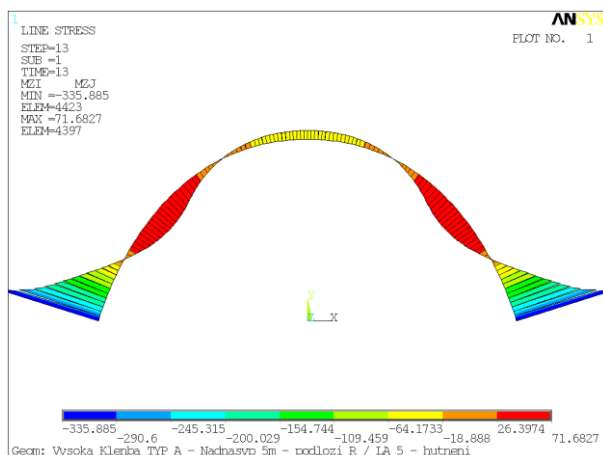
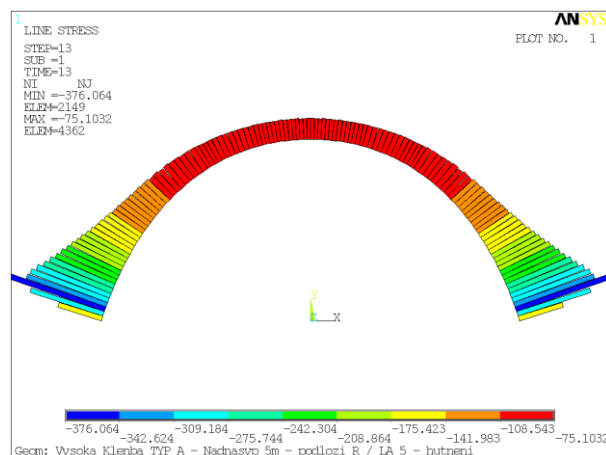
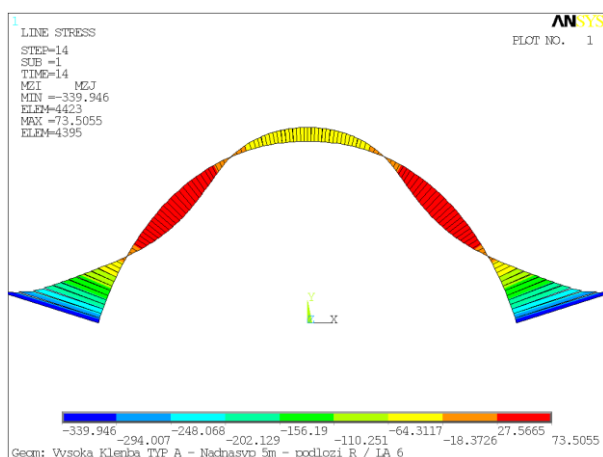
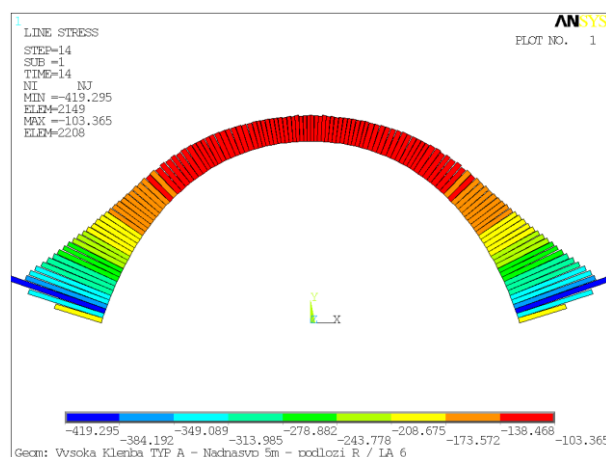
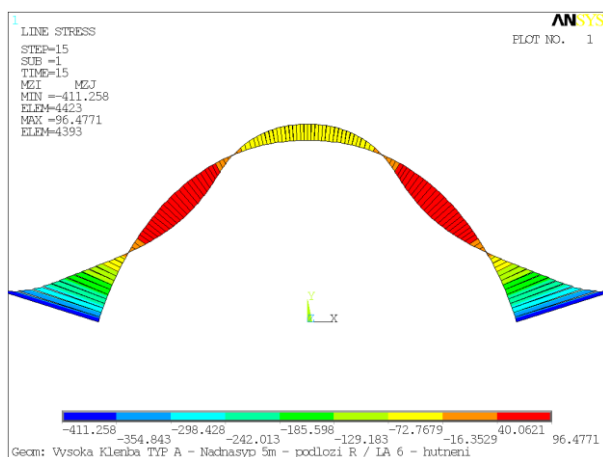
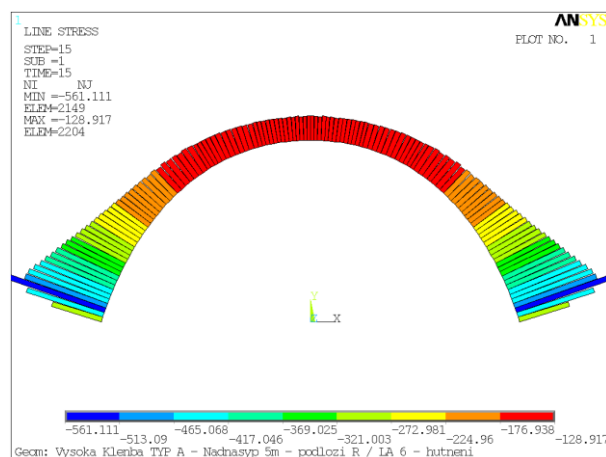


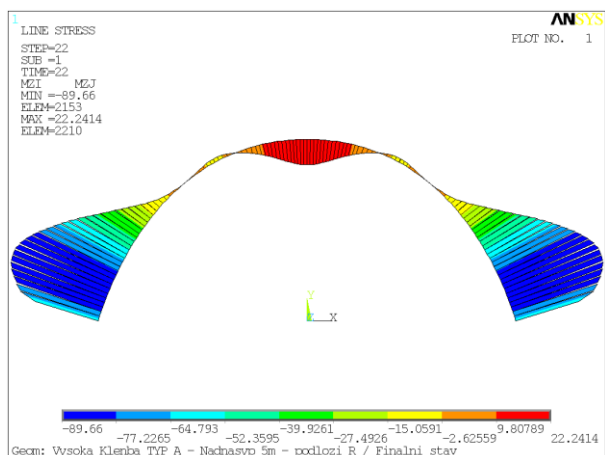
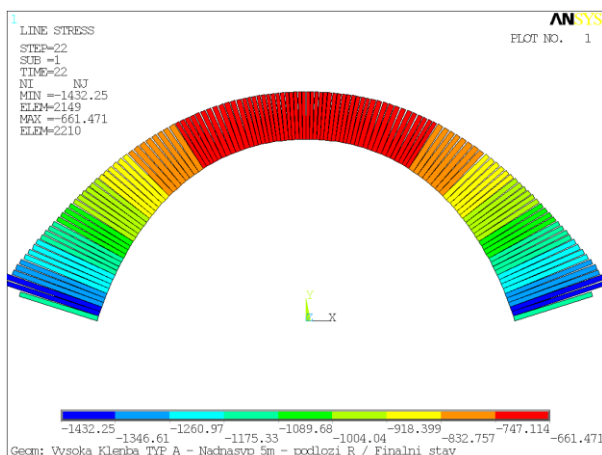
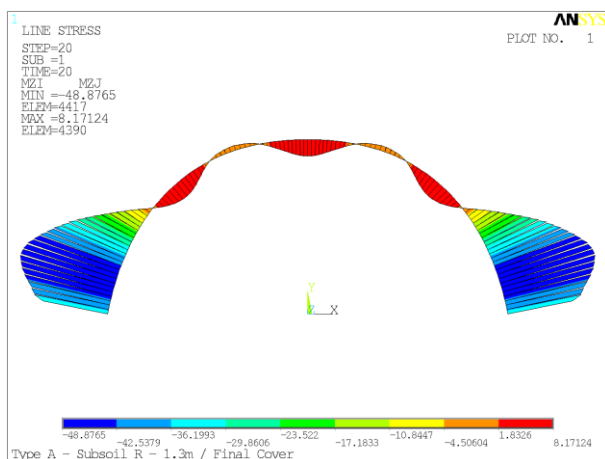
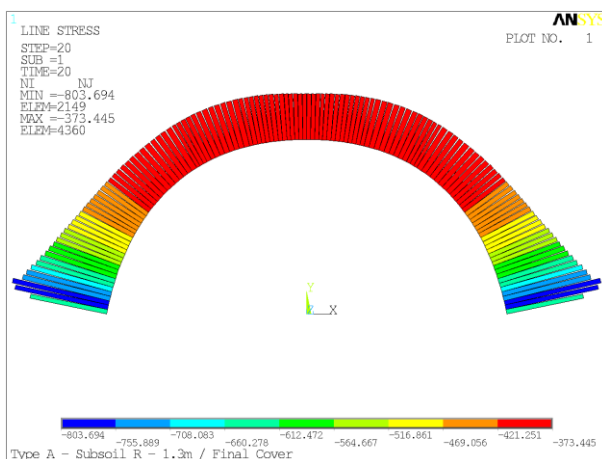
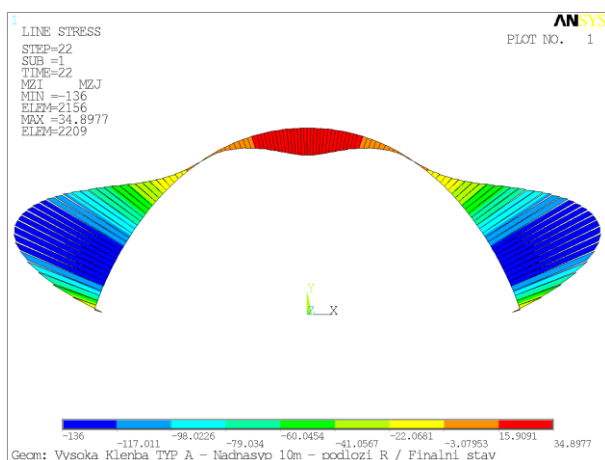
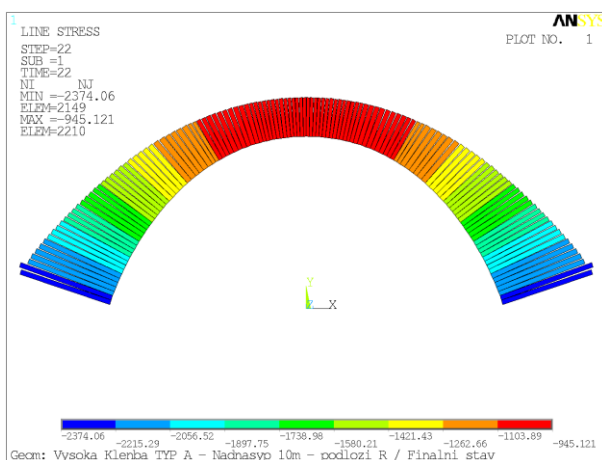
Ohybový moment Mz [kNm]

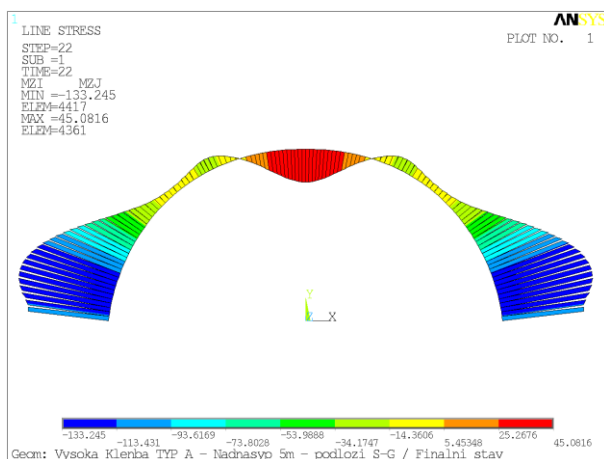
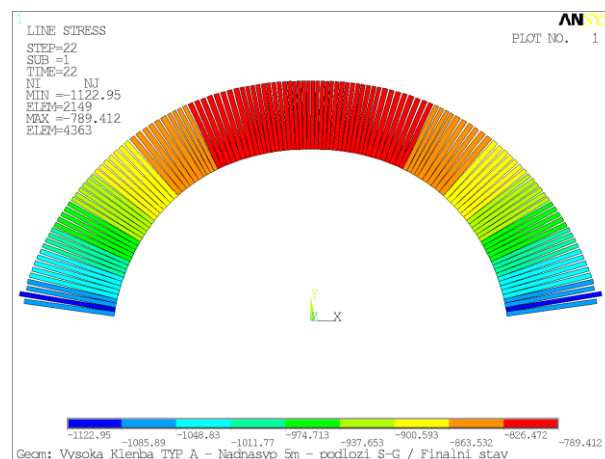
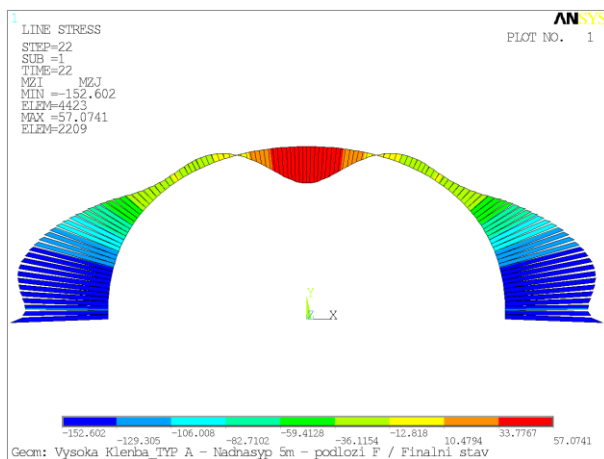
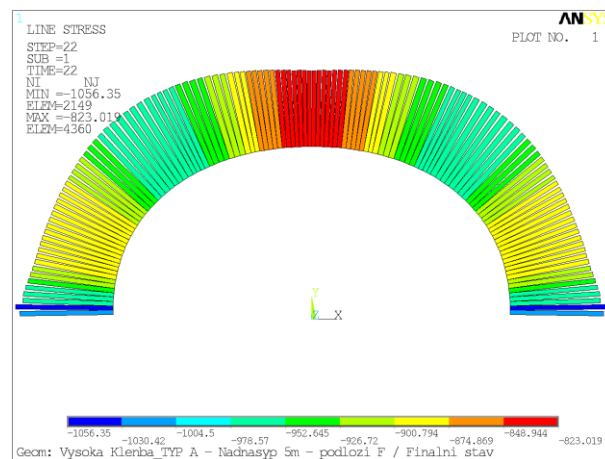


Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.17 Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5.

Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.18** Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5, HUTNĚNÍ.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.19** Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 7, HUTNĚNÍ.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.20** Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 7, HUTNĚNÍ.

Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.21** Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.22** Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.23** Vnitřní síly – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 10.0 m – Finální fáze výstavby.

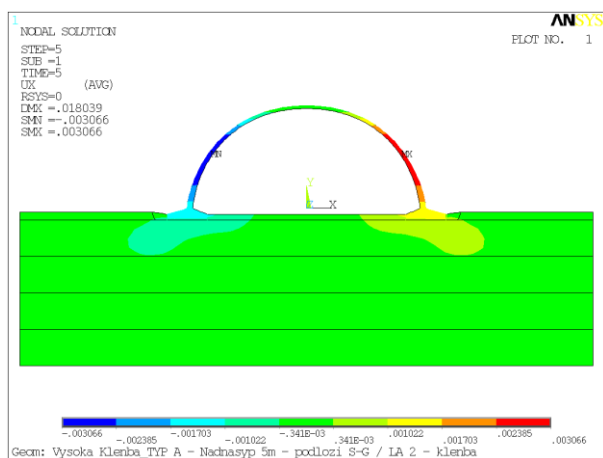
Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.24** Vnitřní síly – Klenba **Typ A**, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.25** Vnitřní síly – Klenba **Typ A**, podloží F, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.

Posuny uzlů U_x , U_y

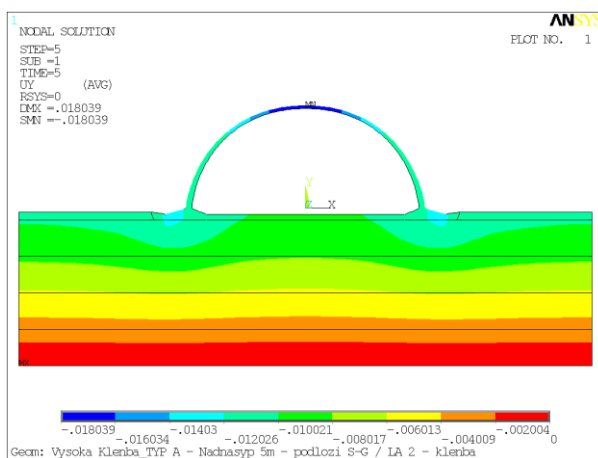
V této kapitole jsou prezentovány horizontální posuny u_x a svislé posuny u_y uzlů ve výpočtovém modelu. V průběhu výstavby dochází vlivem vrstvení násypu k stlačování zeminy v podloží (pružná deformace) a následně k dlouhodobému sedání zeminy (nepružná deformace). Ve výpočtovém modelu pro stanovení optimální geometrie byly řešeny pouze pružné deformace.

Z výsledku je patrné, že pro skalní podloží „R“ jsou deformace zanedbatelné. Pro podloží „G“ a „F“ jsou horizontální posuny ve srovnání se svislými minimální, tyto minimální horizontální posuny jsou zřejmě dány vyklenutím klenby při hledání optimální geometrie, která musí spolupůsobit se zásypem.

Výsledky vnitřních sil v průběhu výstavby jsou prezentovány pouze pro klenbu na podloží „G“, pro podloží „R“ a „F“ jsou prezentovány jen výsledky z finální fáze.

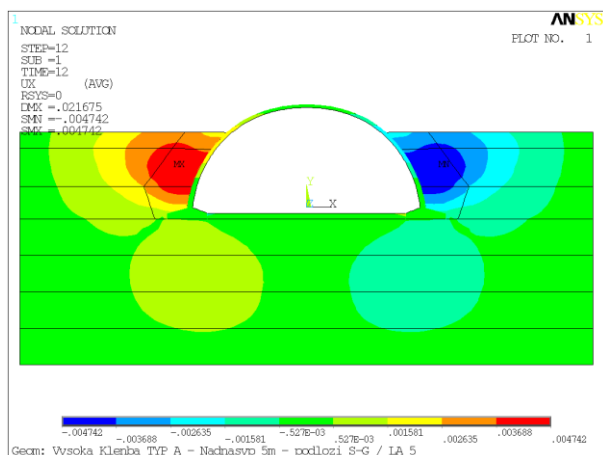


Horizontální posun U_x [m]

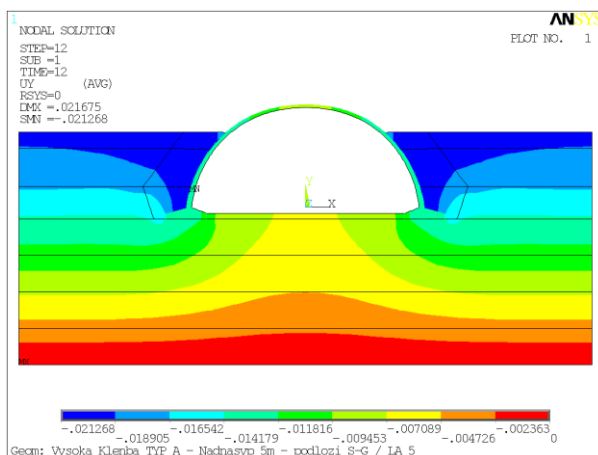


Vertikální posun U_y [m]

Obr. C.26 Deformace – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby vznik klenby.

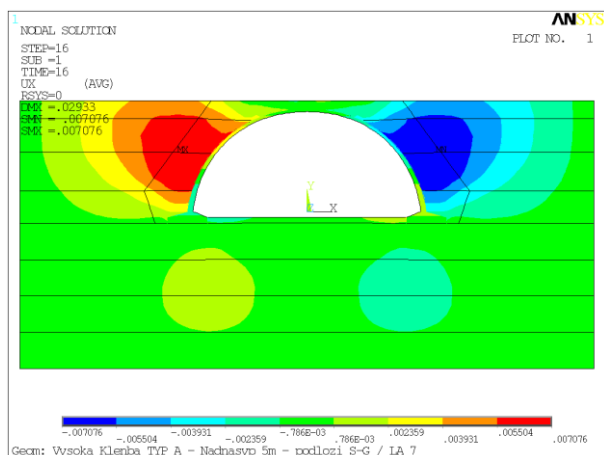
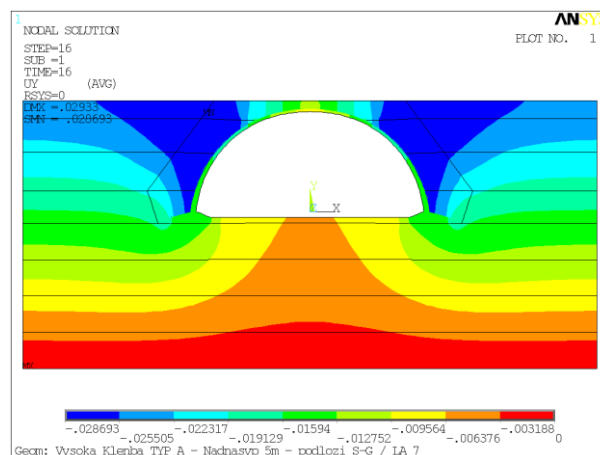
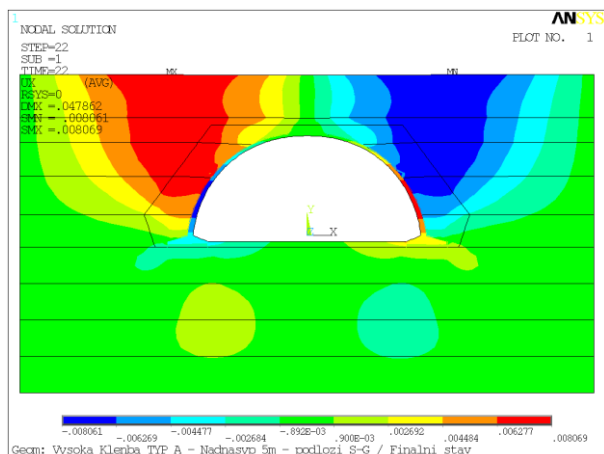
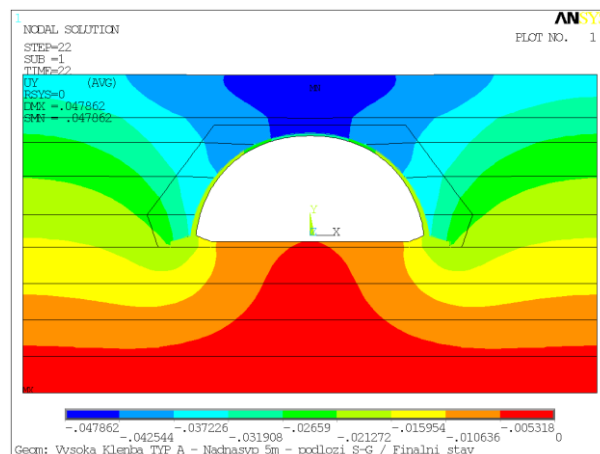
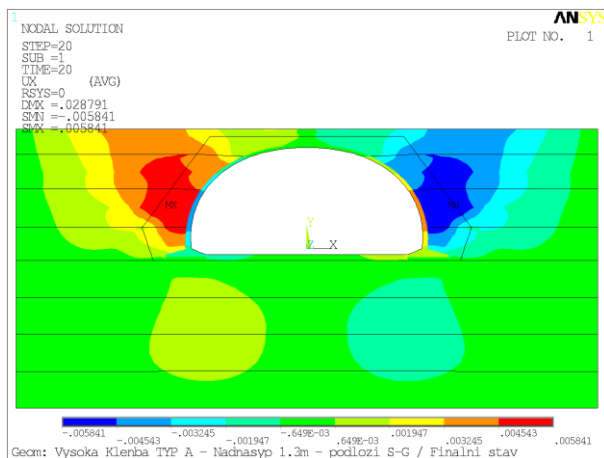
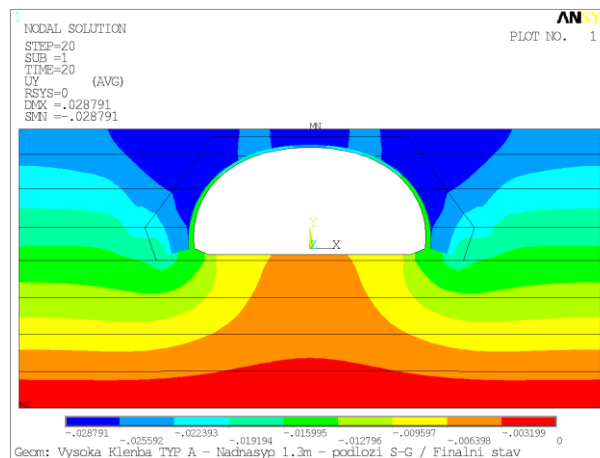


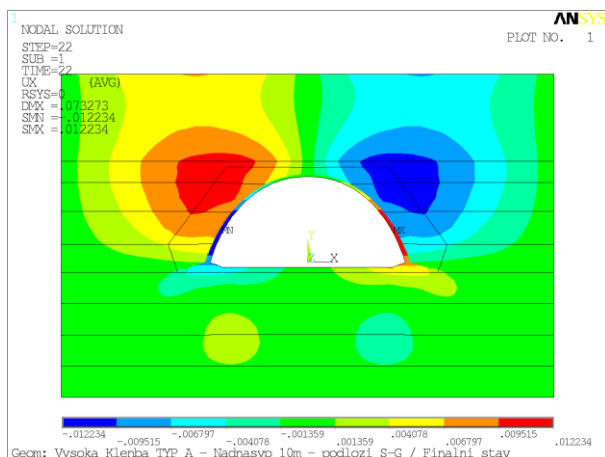
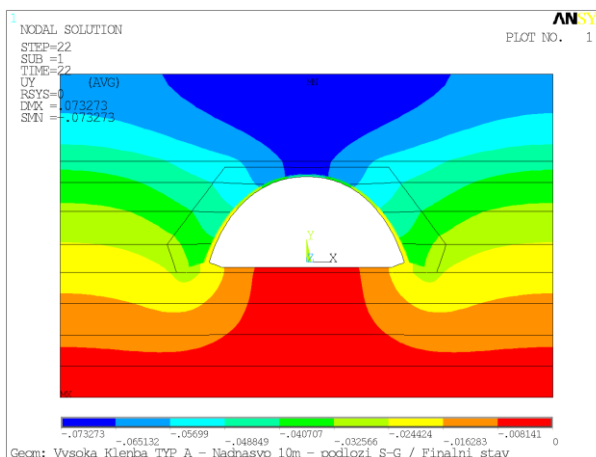
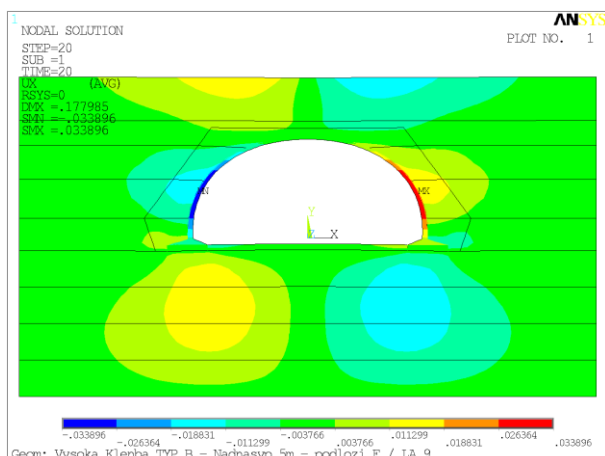
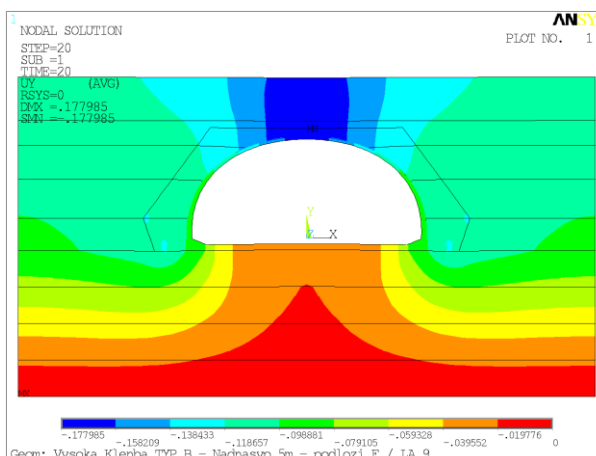
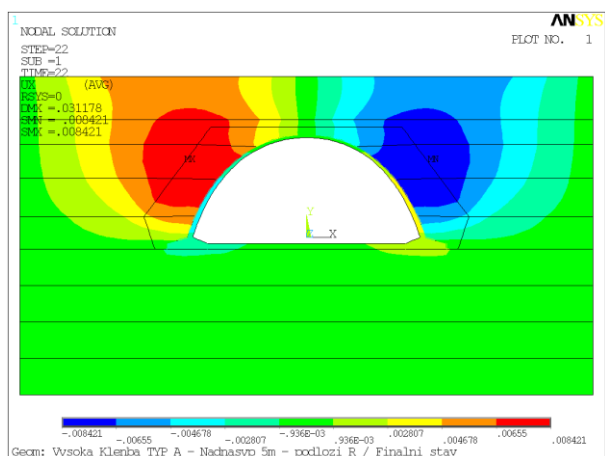
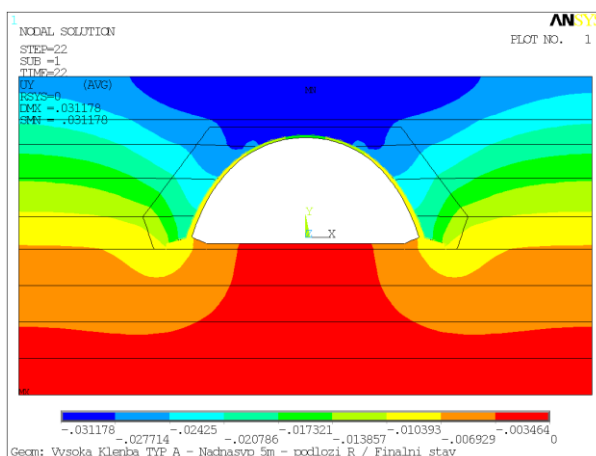
Horizontální posun U_x [m]



Vertikální posun U_y [m]

Obr. C.27 Deformace – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5.

Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.28** Deformace – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 7.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.29** Deformace – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.30** Deformace – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.

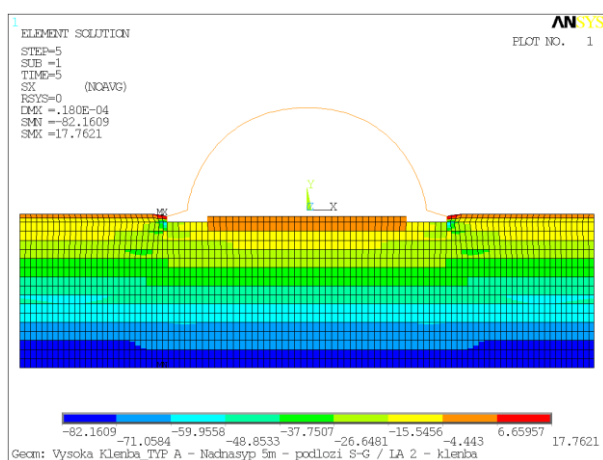
Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.31** Deformace – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 10.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.32** Deformace – Klenba Typ A, podloží F, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.33** Deformace – Klenba Typ A, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.

Efektivní napětí v zemině

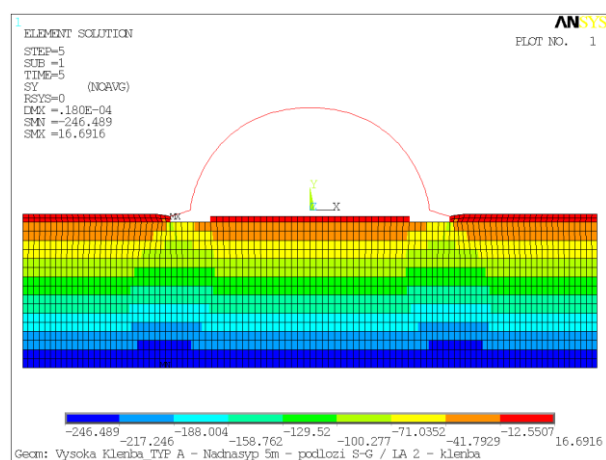
Vývoj horizontálního a vertikálního efektivního napětí v zemině při postupném zasypávání je prezentován na následujících Obr. C.34 ÷ C.41. Pro klenbu na podloží “G” je prezentován postupný nárůst efektivního napětí v zemině od fáze vzniku klenby na původním podloží, přes rozhodující fáze výstavby 5 a 6, kdy na klenbu působí velké boční zatížení bez vlivu násypu nad vrcholem klenby, až po finální zasypání nadnásypem s výškou 5m.

Následně jsou prezentovány efektivní napětí v zemině pro ostatní typy podloží a výšky nadnásypu, pro tyto ostatní modely jsou ale prezentovány (s ohledem na omezený rozsah této přílohy) jen napětí ve finální fázi zasypání.

Elementy kolem základů, kde vznikají vlivem koncentrace špičky napětí nejsou ve výběru zobrazeny.

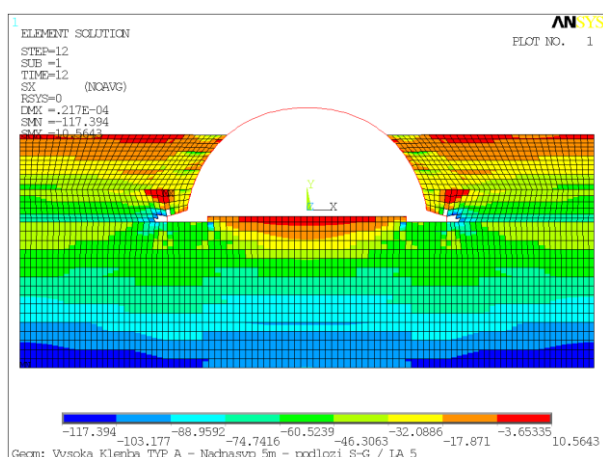


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

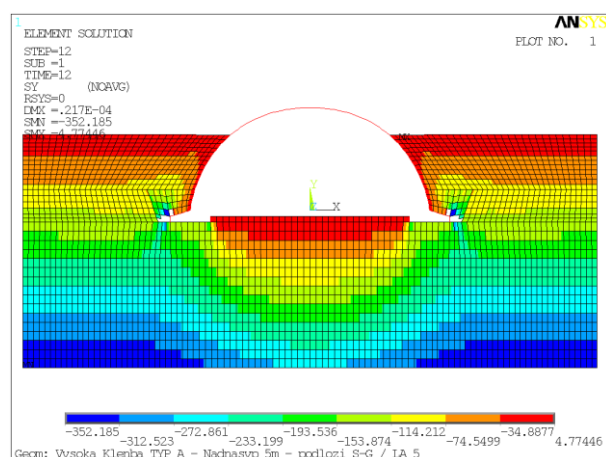


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.34 Napětí v zemině – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby vznik klenby.

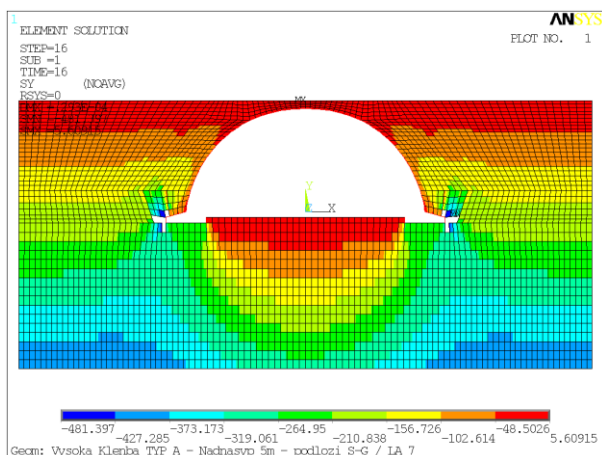
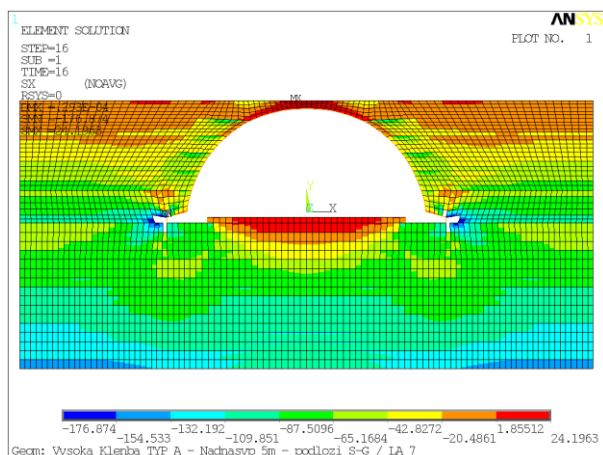


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]



Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

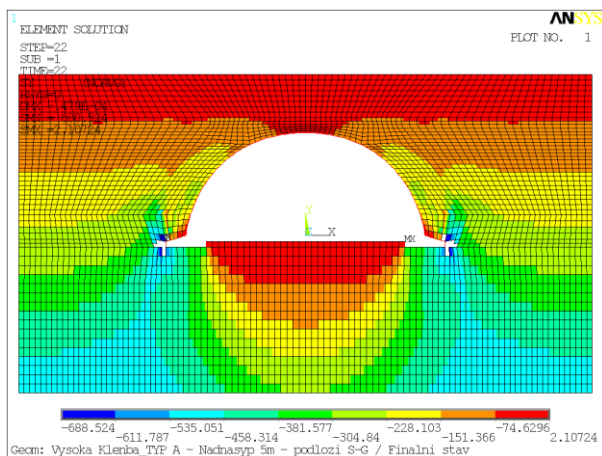
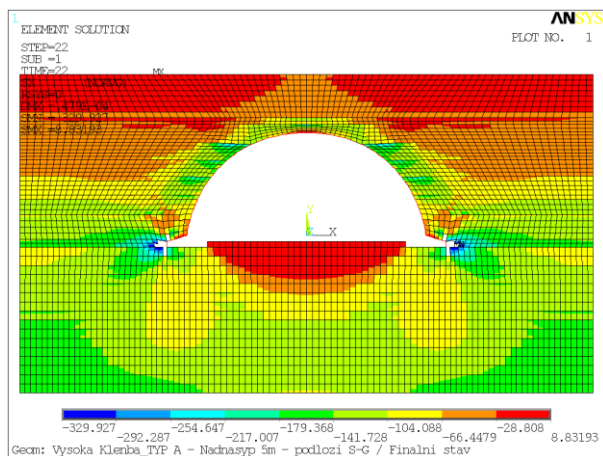
Obr. C.35 Napětí v zemině – Klenba Typ A, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5.



Horizontalní efektivní napětí σ_x [kPa]

Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

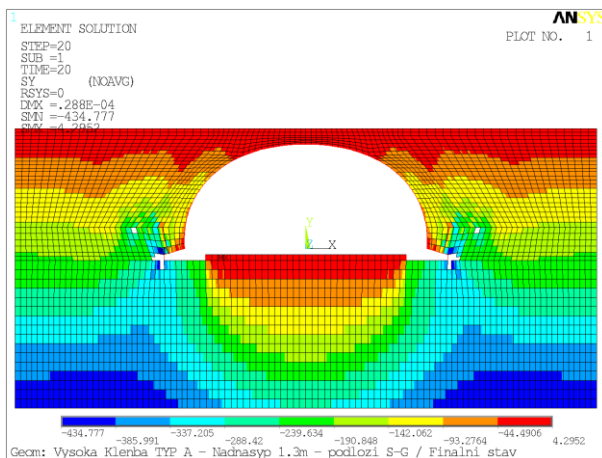
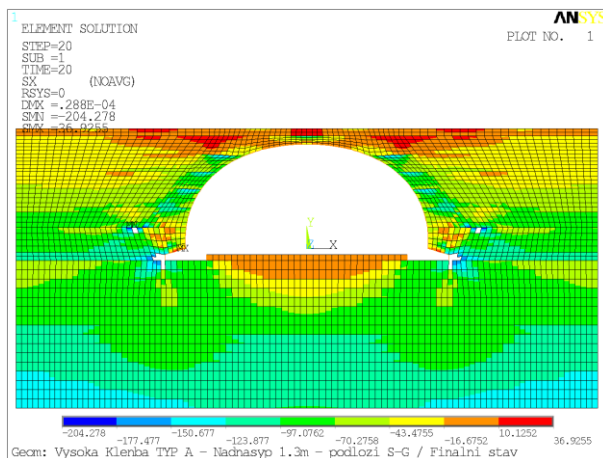
Obr. C.36 Napětí v zemině – Klenba **Typ A**, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 7.



Horizontalní efektivní napětí σ_x [kPa]

Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

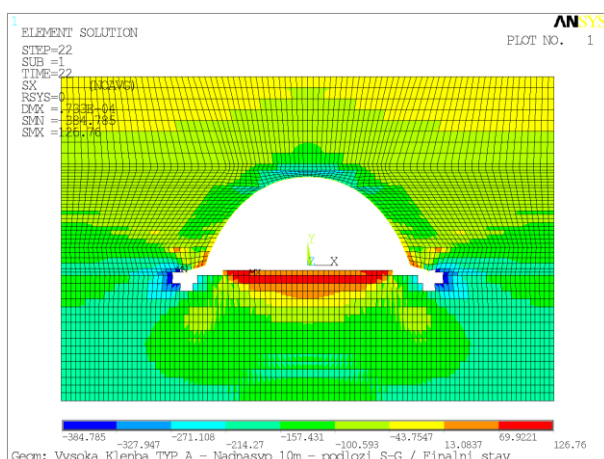
Obr. C.37 Napětí v zemině – Klenba **Typ A**, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.



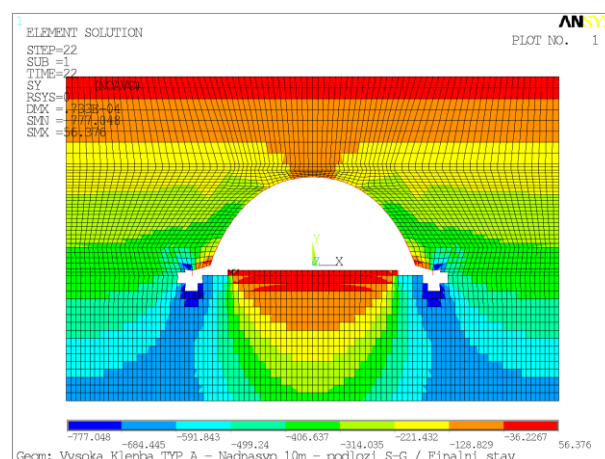
Horizontalní efektivní napětí σ_x [kPa]

Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.38 Napětí v zemině – Klenba **Typ A**, podloží G, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.

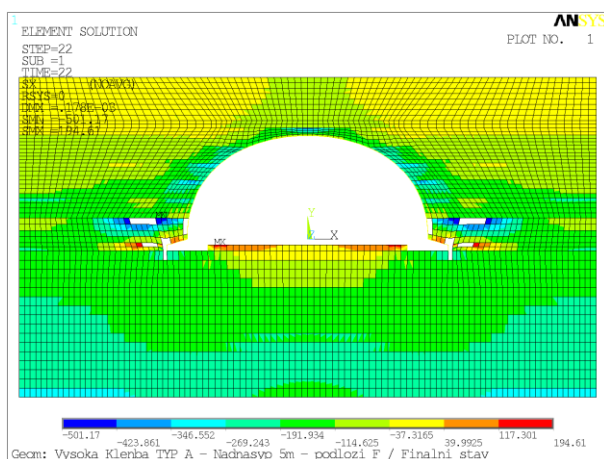


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

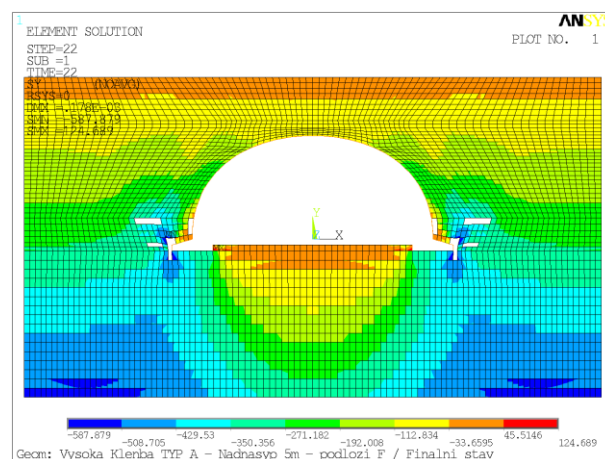


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.39 Napětí v zemině – Klenba **Typ A**, podloží G, nadnášyp 10.0 m – Finální fáze výstavby.

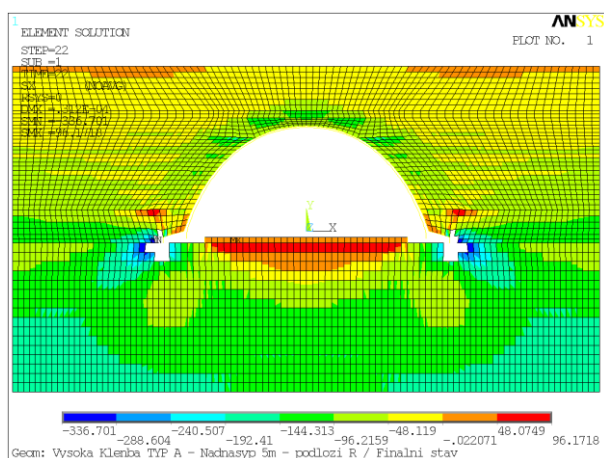


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

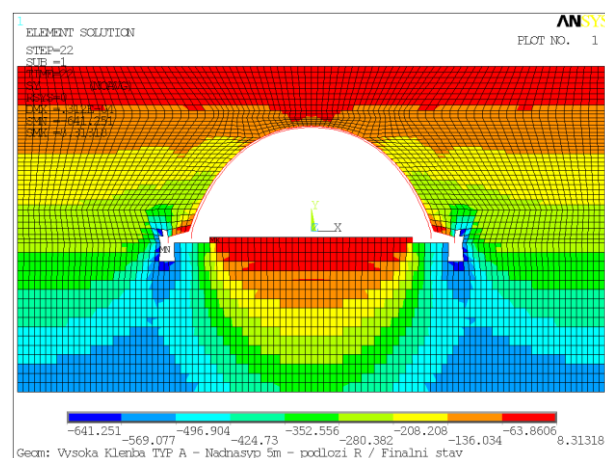


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.40 Napětí v zemině – Klenba **Typ A**, podloží F, nadnášyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.



Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]



Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.41 Napětí v zemině – Klenba **Typ A**, podloží R, nadnášyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.

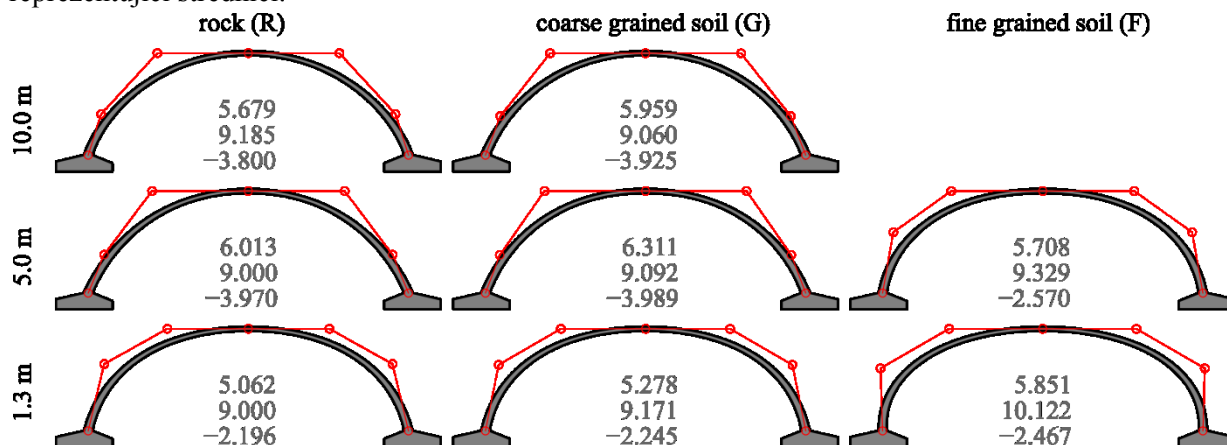
Klenba Typ - B

Rozpětí 20m; vzepětí 6.366m; tloušťka železobetonové skořepiny $250 \div 500\text{mm}$.

Výška nadnásypu nad vrcholem klenby: 1.3; 5.0; 10.0m

Výsledné optimální geometrie

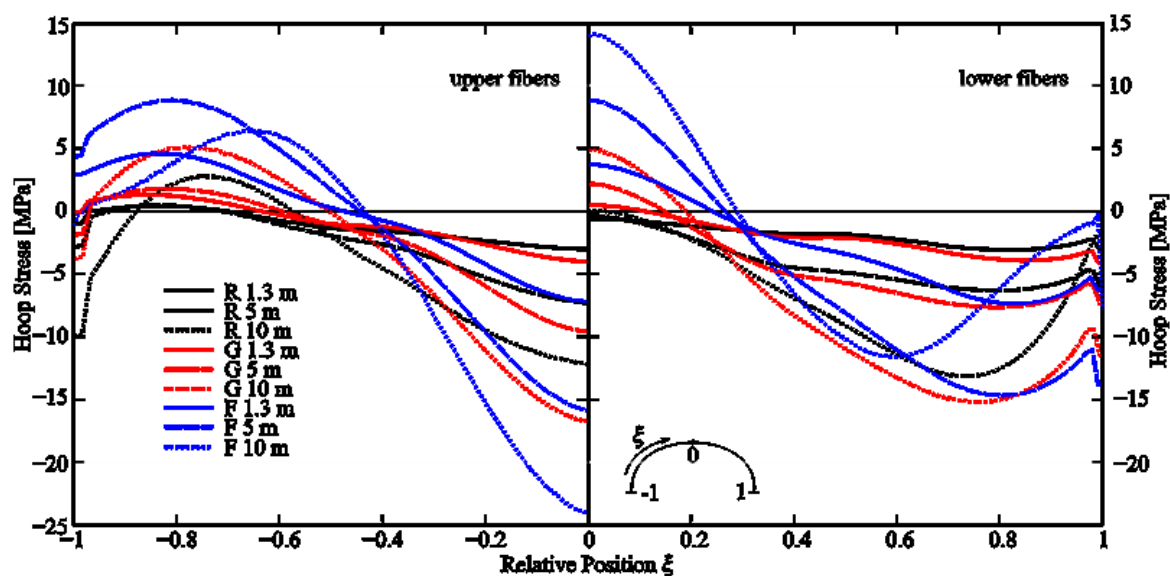
Na následujícím obrázku jsou prezentovány výsledné optimální geometrie kleneb pro jednotlivé vstupní parametry zemin a konfiguraci násypu se souřadnicemi řídících bodů Bézierovi křivky reprezentující střednici.



Obr. C.42 Výsledné optimální geometrie, pro jednotlivé podloží a výšku nadnásypu – klenba Typ B.

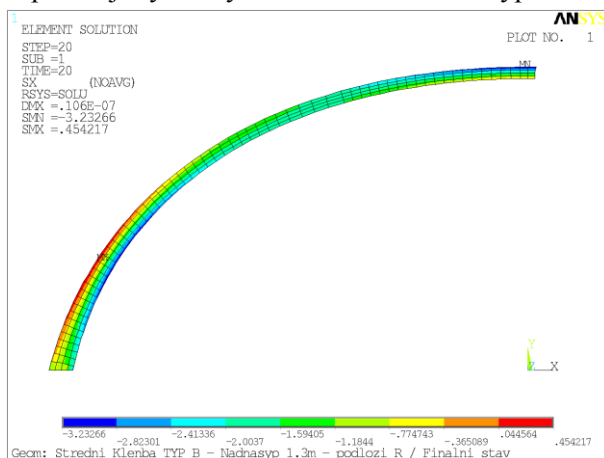
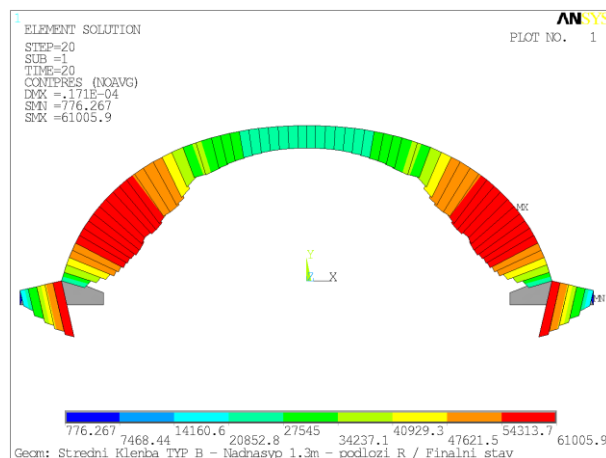
Normálové napětí v klenbě

V grafu na následujícím obrázku jsou shrnuty normálové napětí σ_x v horních a dolních vláknech betonové skořepiny po délce klenby. Z výsledných hodnot je patrné, že pro skalní podloží (R) vzniká v průřezu optimalizované klenby od stálého zatížení zanedbatelné tahové napětí. Pro podloží (G) je zřejmé, že tahové napětí která překračují tahovou pevnost betonu vznikají jen pro nadnásyp 10m. Na podloží (F) vychází normálové napětí nepříznivé i po optimalizaci, zejména pro vyšší nadnásypy, kdy vzniká velká horizontální síla a klenba se nemůže dostatečně zapřít do měkkého podloží.

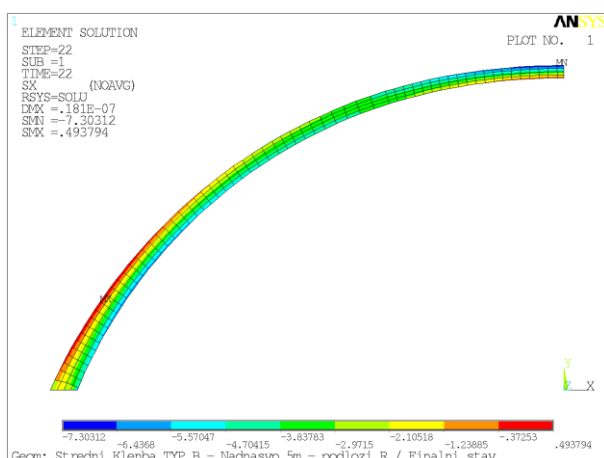
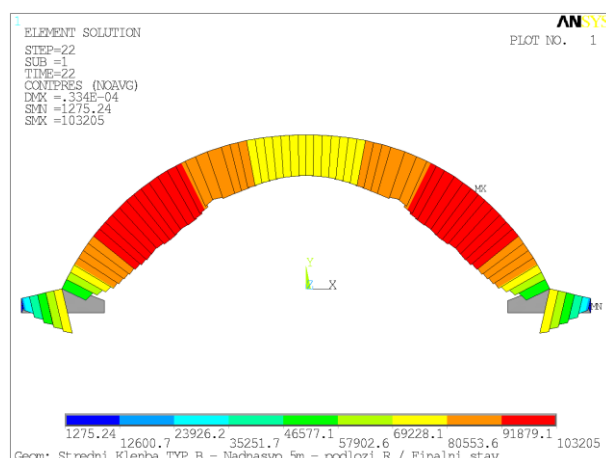


Obr. C.43 Normálové napětí σ_x [MPa] v krajních vláknech klenby pro jednotlivé podloží a nadnásypy, klenba Typ B, finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

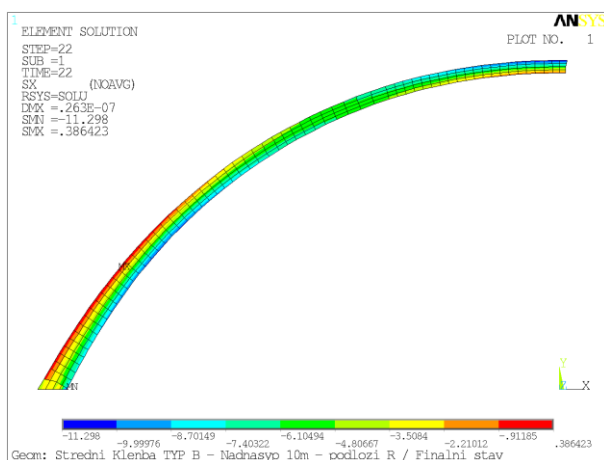
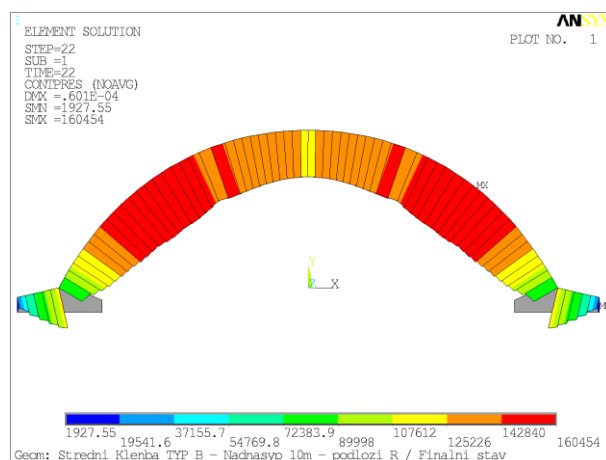
Na následujících Obr. C.44 – C.52 jsou zobrazeny normálové napětí v celém průřezu klenby pro finální fázi výstavby při uvedení do provozu. Pro porovnání jsou zobrazeny kontaktní napětí, které odpovídají výsledným zemním tlakům násypu na klenbu.

Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

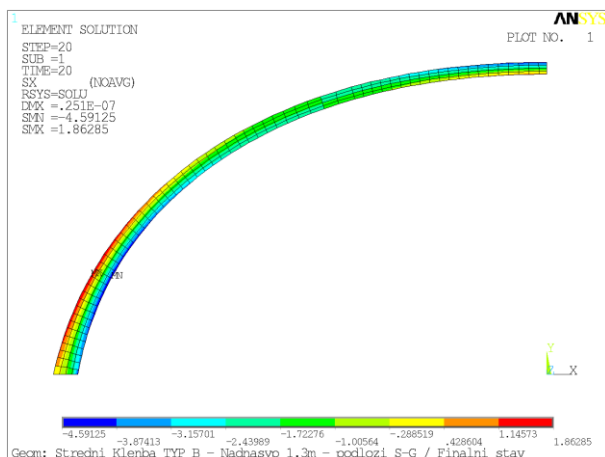
Obr. C.44 Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

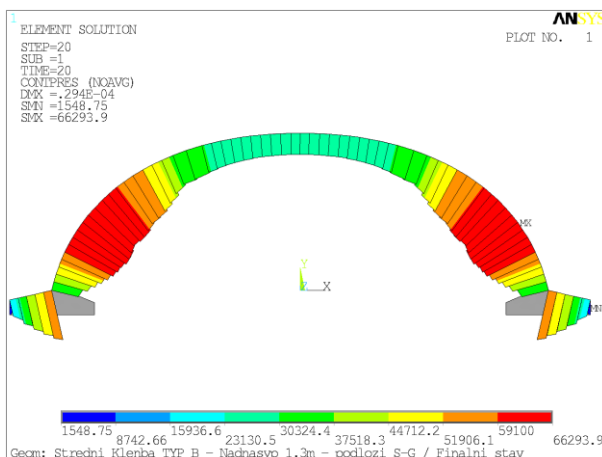
Obr. C.45 Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.46 Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 10.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

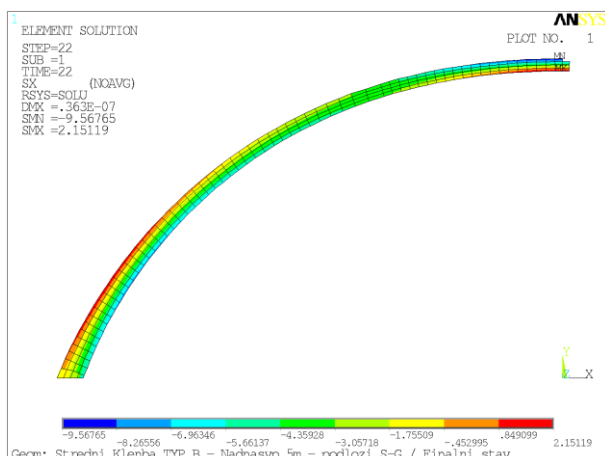


Normálové napětí σ_x [MPa]

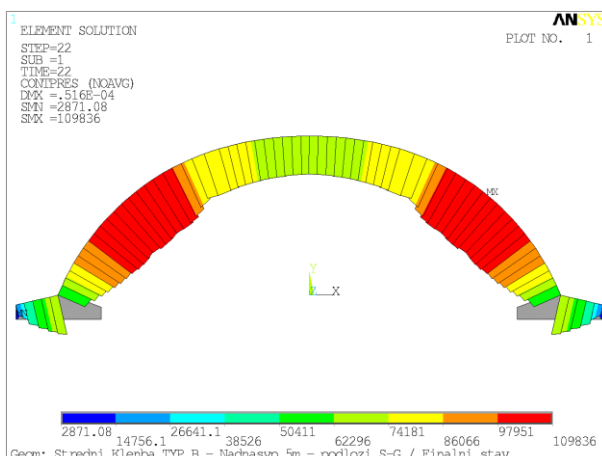


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.47 Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

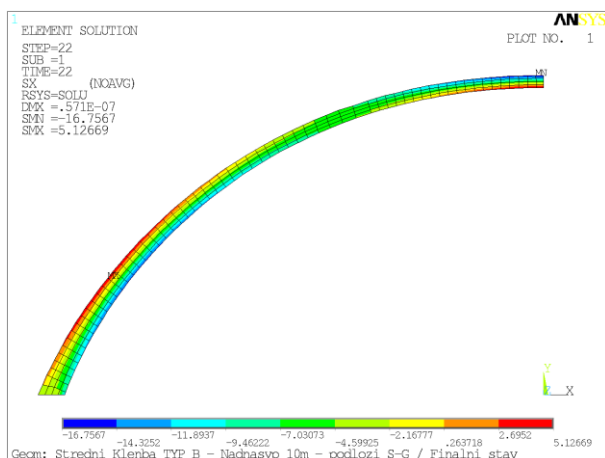


Normálové napětí σ_x [MPa]

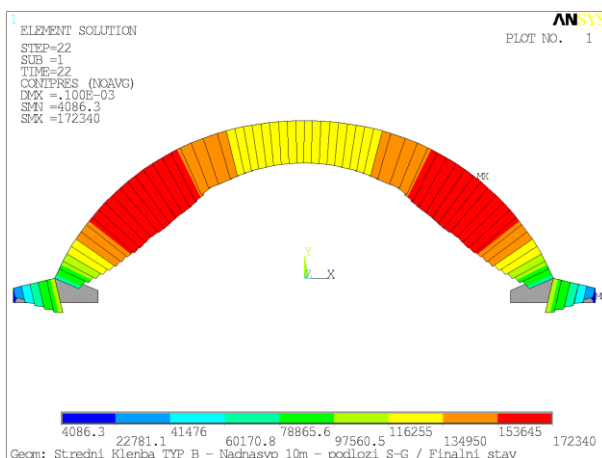


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.48 Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

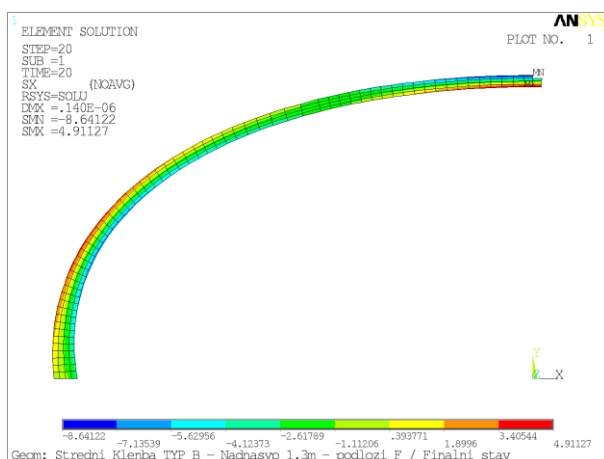
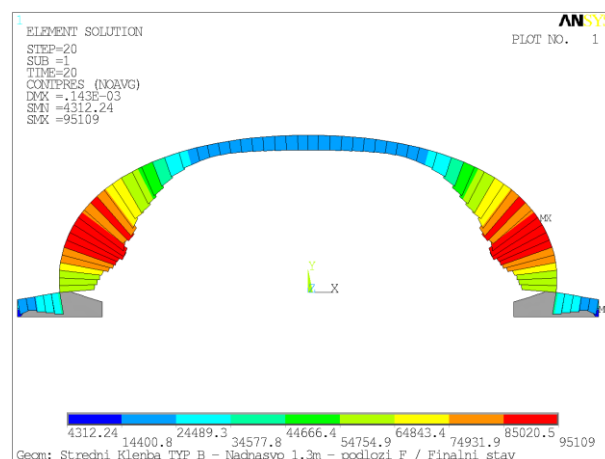


Normálové napětí σ_x [MPa]

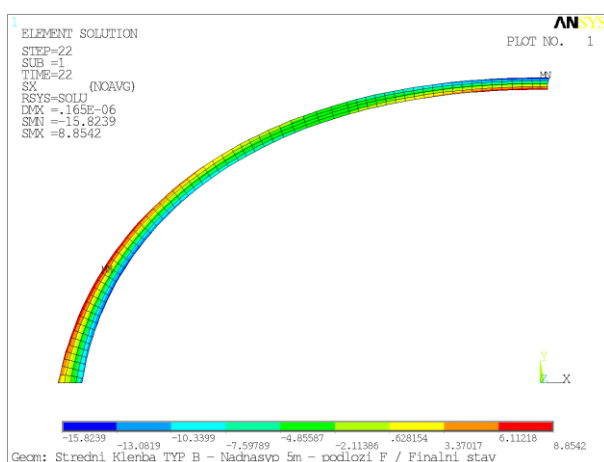
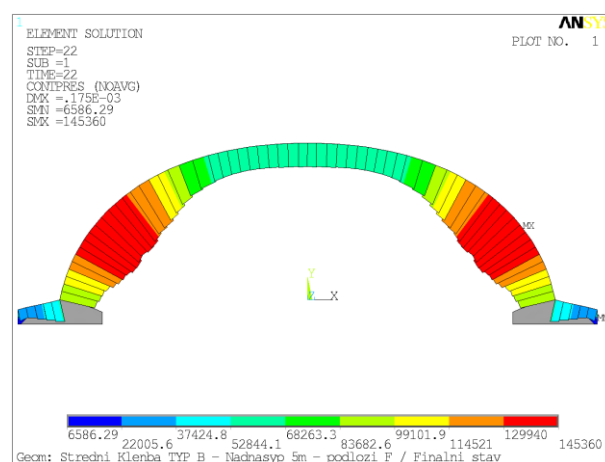


Zemní tlak na klenbu [Pa]

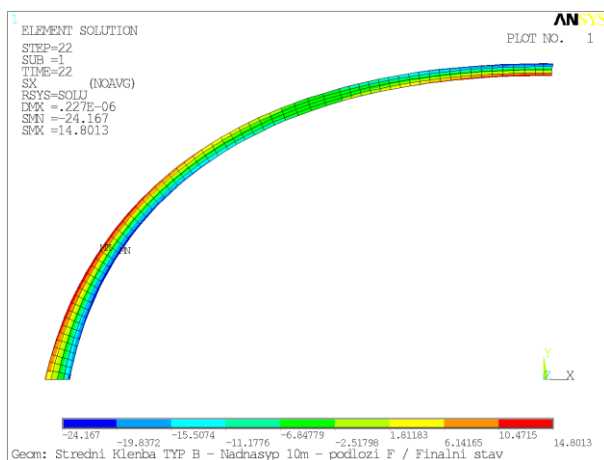
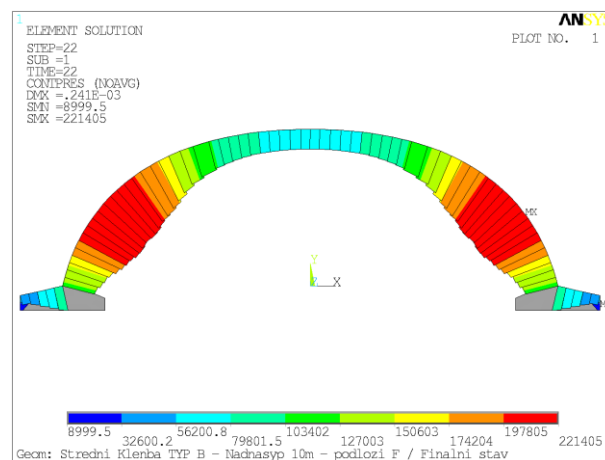
Obr. C.49 Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 10.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [kPa]

Obr. C.50 Klenba Typ B, podloží F, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [kPa]

Obr. C.51 Klenba Typ B, podloží F, nadnásyp 5.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

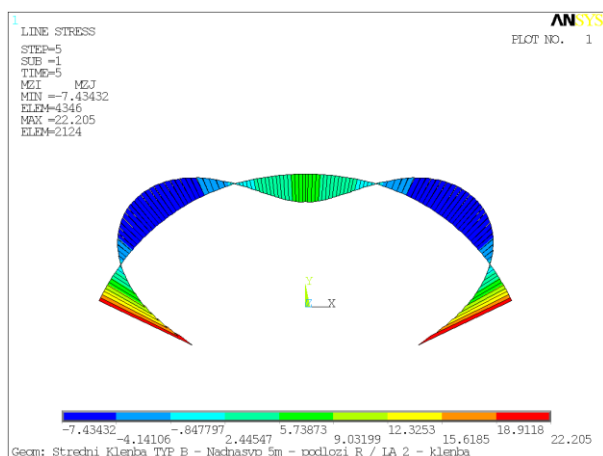
Zemní tlak na klenbu [kPa]

Obr. C.52 Klenba Typ B, podloží F, nadnásyp 10.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

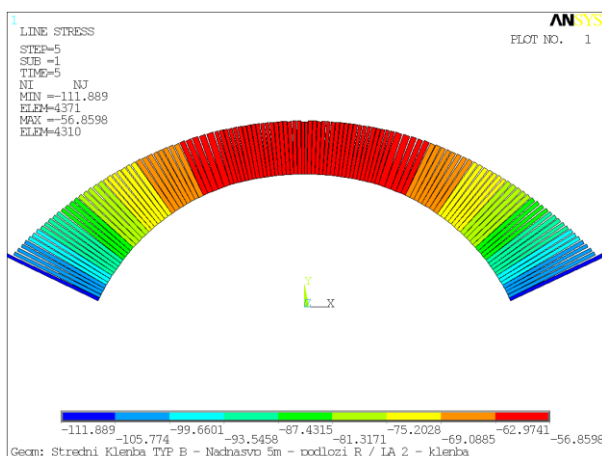
Vnitřní síly v klenbě

V této kapitole jsou prezentovány ohybové momenty a normálové síly pro vybrané fáze výstavby přesýpané klenby. Z průběhu ohybového momentu je zřejmý vývoj rozdílného namáhání průřezu klenby, v průběhu výstavby. V části klenby působí v prvních fázích záporný moment, který se postupně mění na kladný a naopak. Výsledná geometrie je optimalizována na poslední fázi výstavby, která odpovídá finální konfiguraci přesýpané klenby, proto jsou hodnoty ohybového momentu v poslední fázi menší než v průběhu výstavby, přestože na klenbu působí výrazně větší zatížení zemním tlakem. Hodnota normálové síly v důsledku zvětšujícího se zatížení postupně narůstá.

Výsledky vnitřních sil v průběhu výstavby jsou prezentovány pouze pro klenbu na skalním podloží "R", pro podloží "S" a „F“ jsou prezentovány jen výsledky z finální fáze.

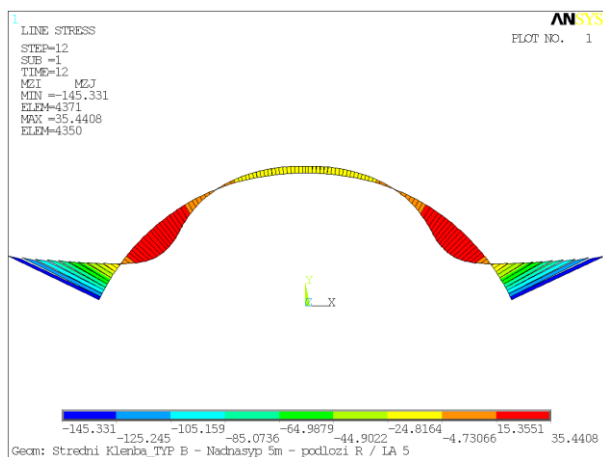


Ohybový moment Mz [kNm]

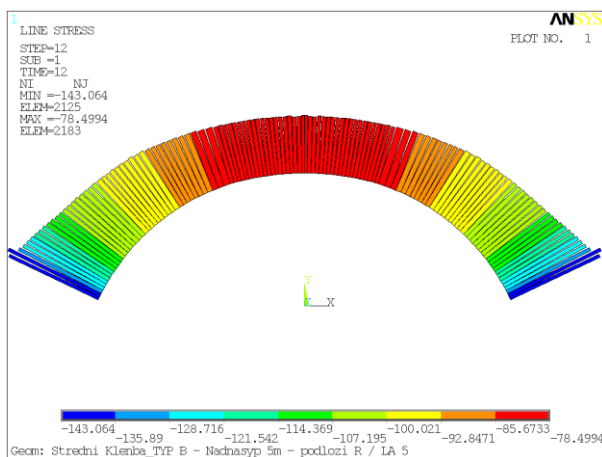


Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.53 Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze vznik klenby.

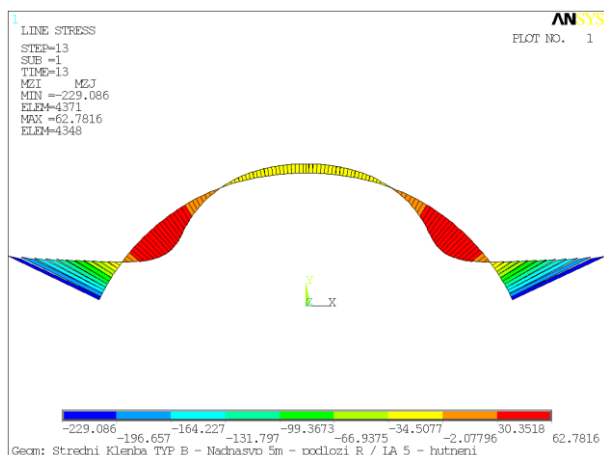
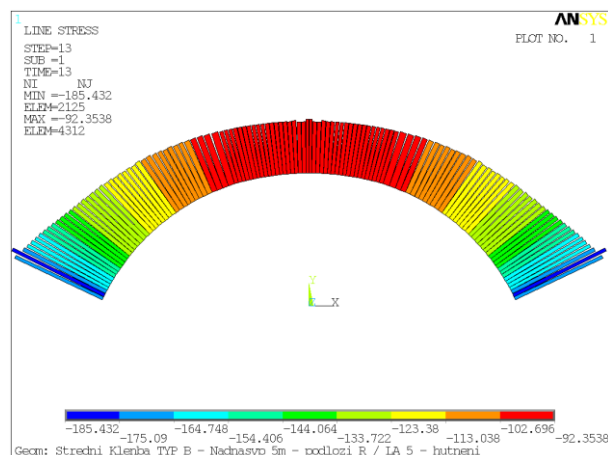
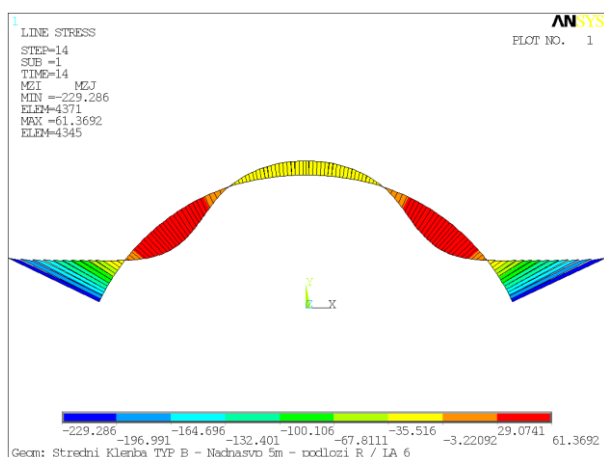
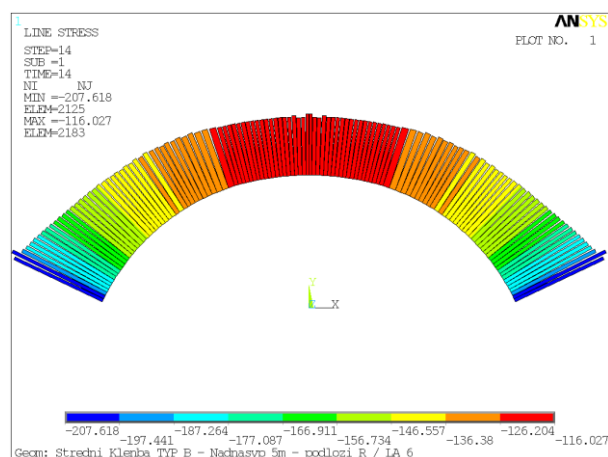
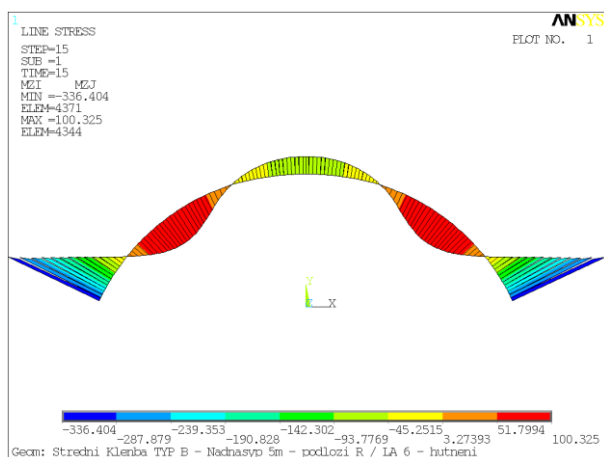
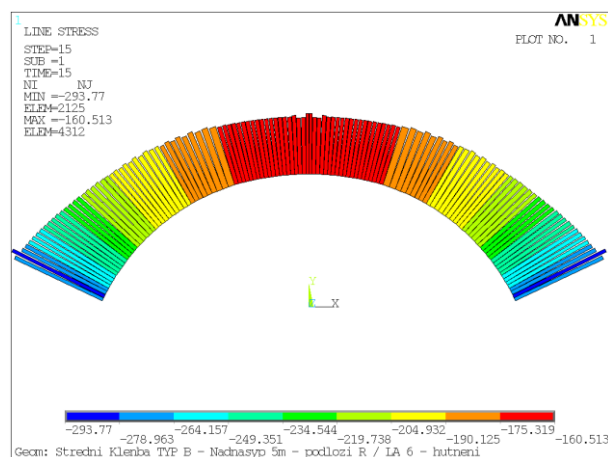


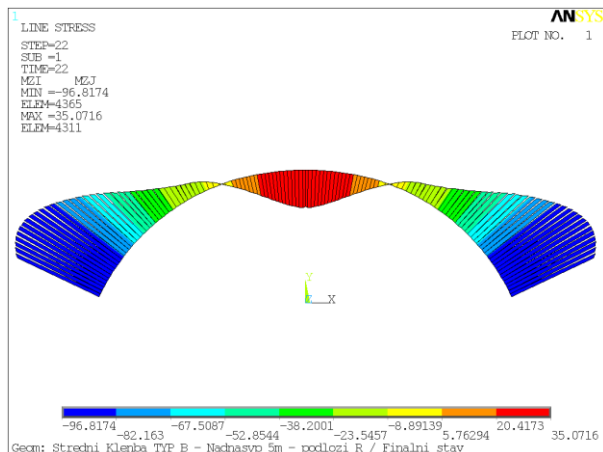
Ohybový moment Mz [kNm]



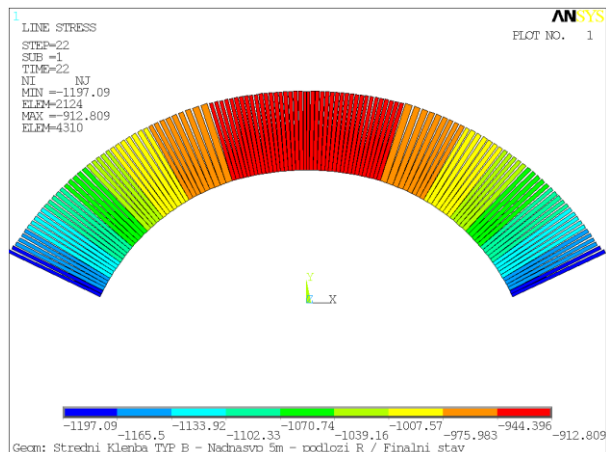
Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.54 Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5.

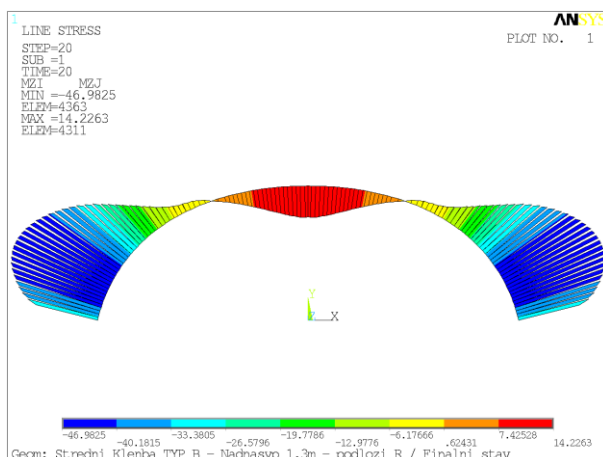
Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.55** Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5, HUTNĚNÍ.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.56** Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 6.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.57** Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 6, HUTNĚNÍ.



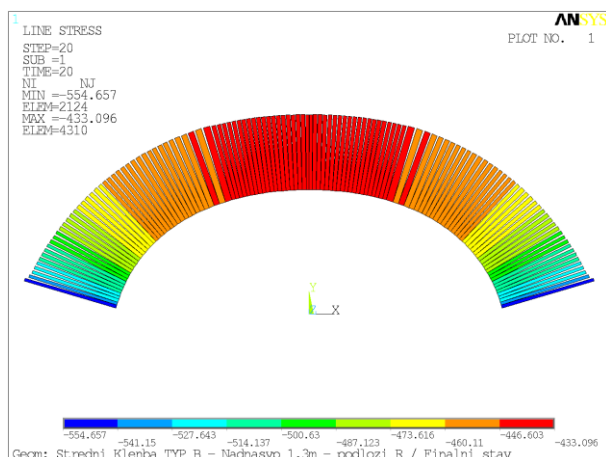
Ohybový moment Mz [kNm]



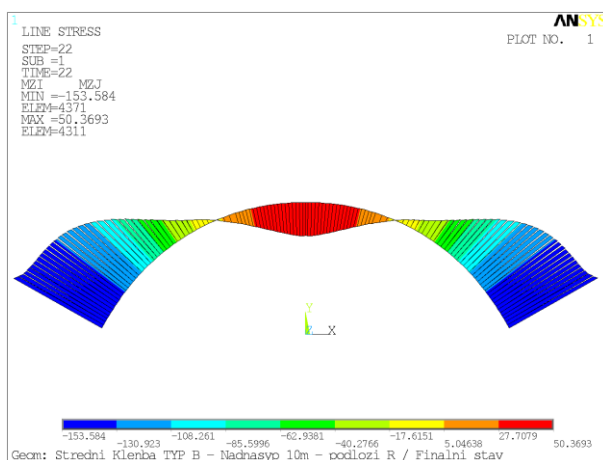
Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.58 Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnášyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.

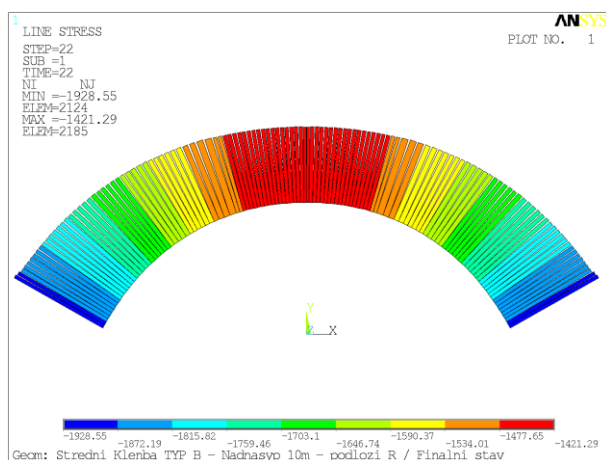
Ohybový moment Mz [kNm]



Normálová síla Fx [kN]

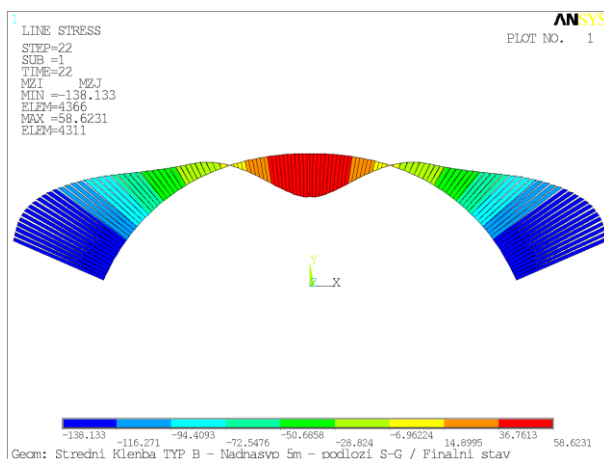
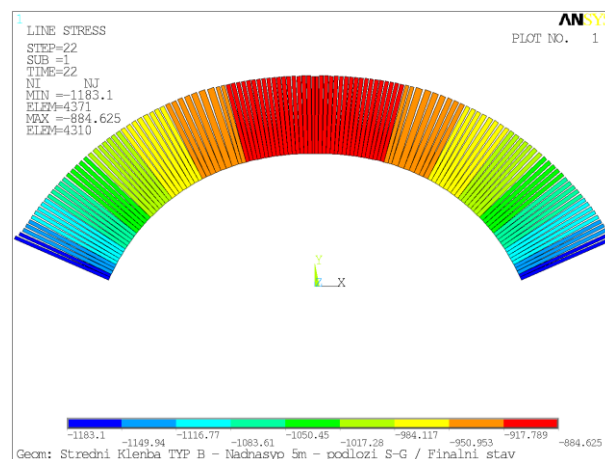
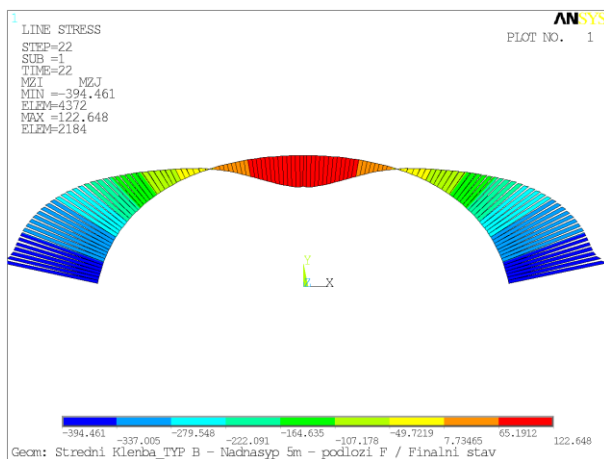
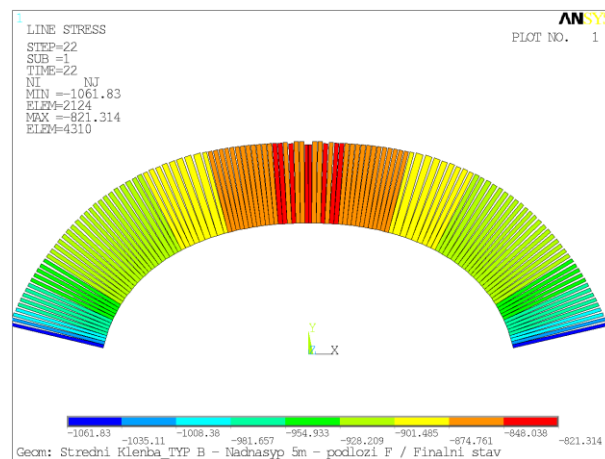
Obr. C.59 Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnášyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.

Ohybový moment Mz [kNm]



Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.60 Vnitřní síly – Klenba Typ B, podloží R, nadnášyp 10.0 m – Finální fáze výstavby.

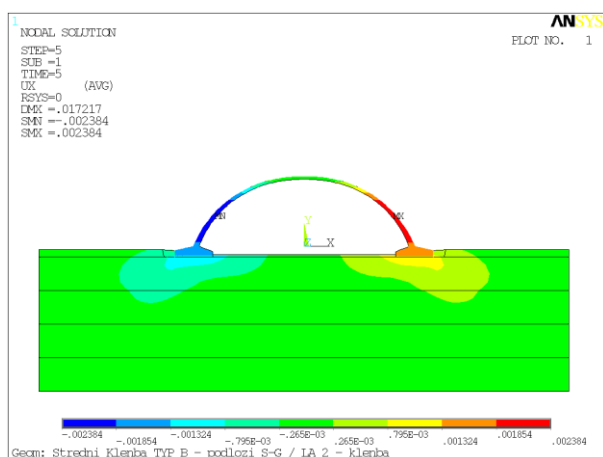
Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.61** Vnitřní síly – Klenba **Typ B**, podloží **G**, nadnásyp **5.0 m** – **Finální fáze výstavby**.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.62** Vnitřní síly – Klenba **Typ B**, podloží **F**, nadnásyp **5.0 m** – **Finální fáze výstavby**.

Posuny uzlů U_x , U_y

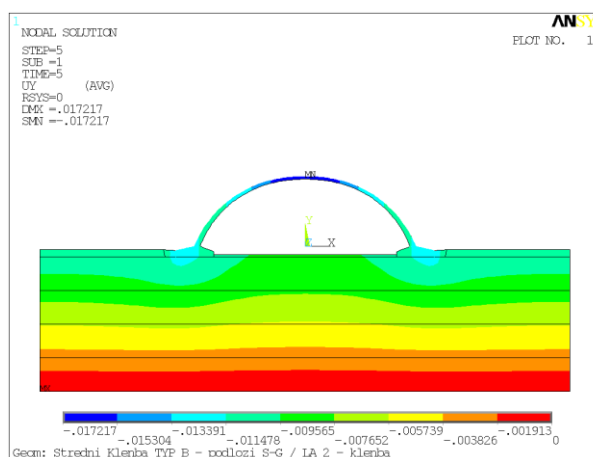
V této kapitole jsou prezentovány horizontální posuny u_x a svislé posuny u_y uzlů ve výpočtovém modelu. V průběhu výstavby dochází vlivem vrstvení násypu k stlačování zeminy v podloží (pružná deformace) a následně k dlouhodobému sedání zeminy (nepružná deformace). Ve výpočtovém modelu pro stanovení optimální geometrie byly řešeny pouze pružné deformace.

Z výsledku je patrné, že pro skalní podloží „R“ jsou deformace zanedbatelné. Pro podloží „G“ a „F“ jsou horizontální posuny ve srovnání se svislými minimální, tyto minimální horizontální posuny jsou zřejmě dány vyklenutím klenby při hledání optimální geometrie, která musí spolupůsobit se zásypem.

Výsledky vnitřních sil v průběhu výstavby jsou prezentovány pouze pro klenbu na podloží „G“, pro podloží „R“ a „F“ jsou prezentovány jen výsledky z finální fáze.

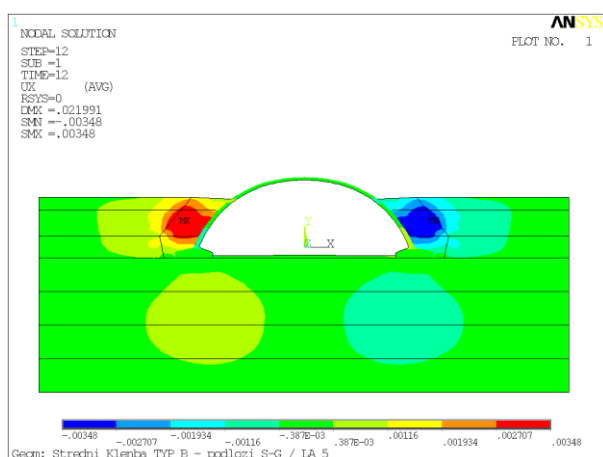


Horizontální posun U_x [m]

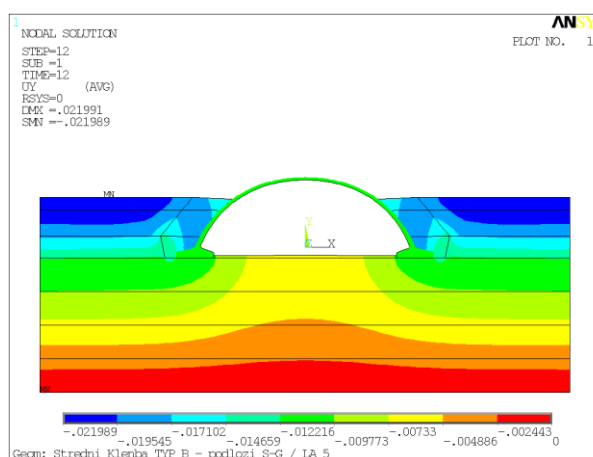


Vertikální posun U_y [m]

Obr. C.63 Deformace – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby vznik klenby.

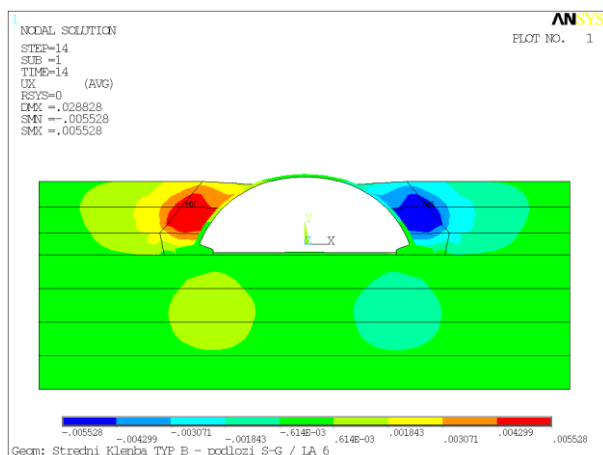
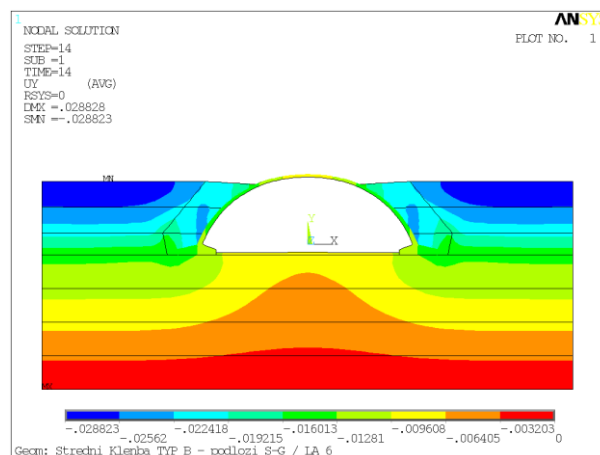
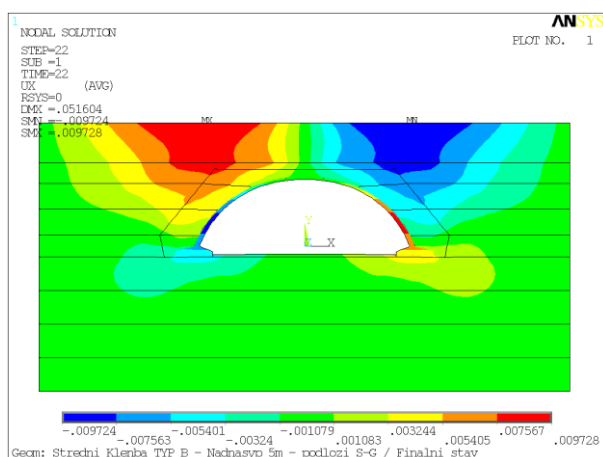
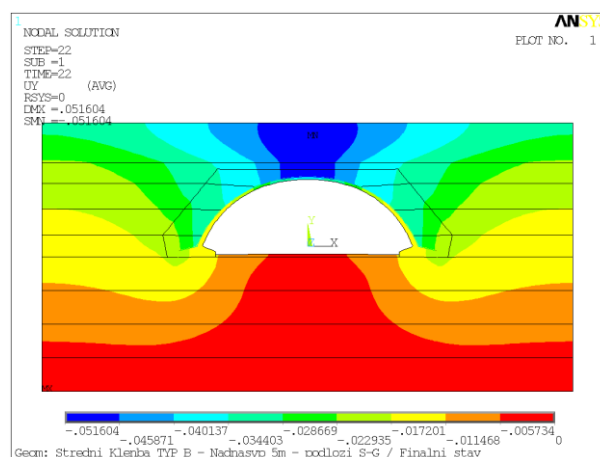
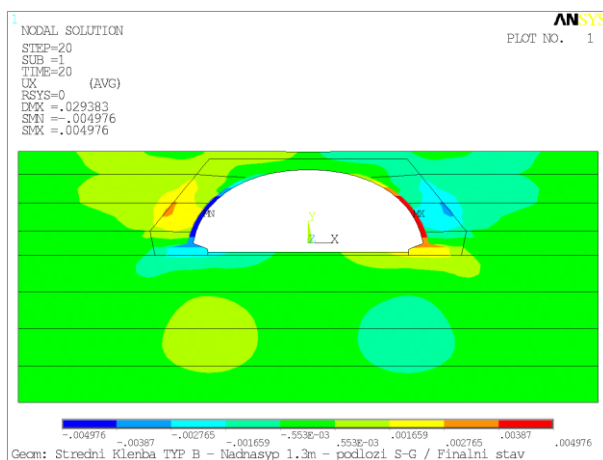
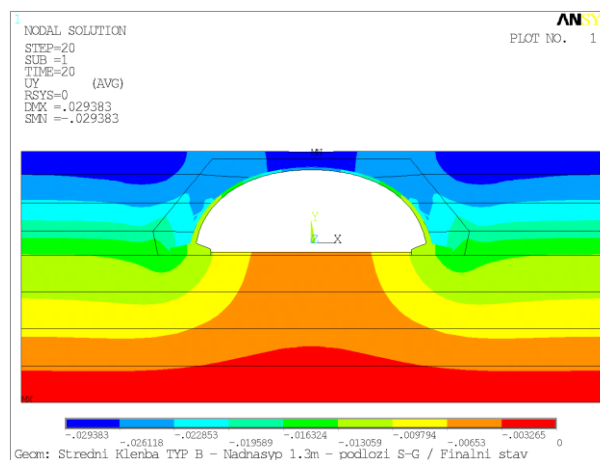


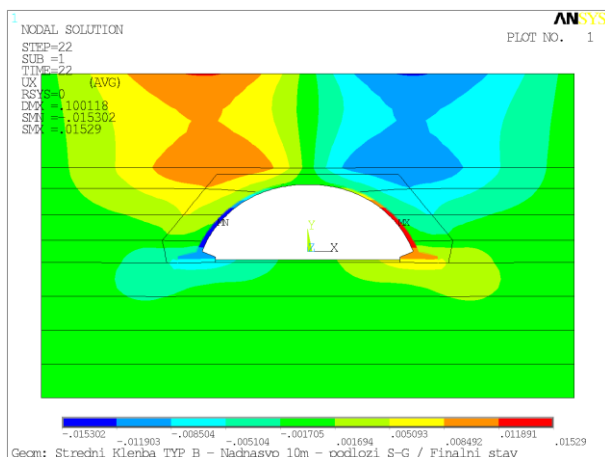
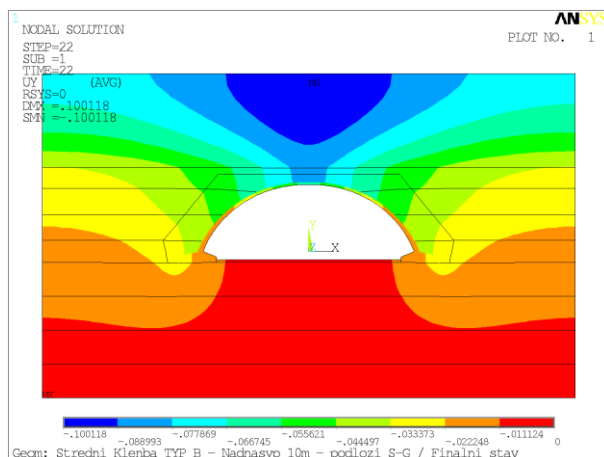
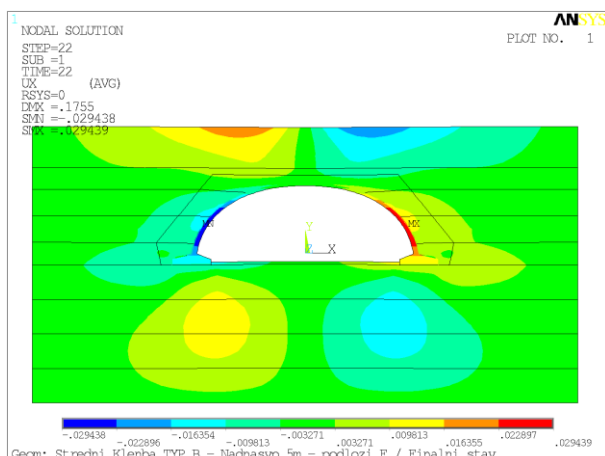
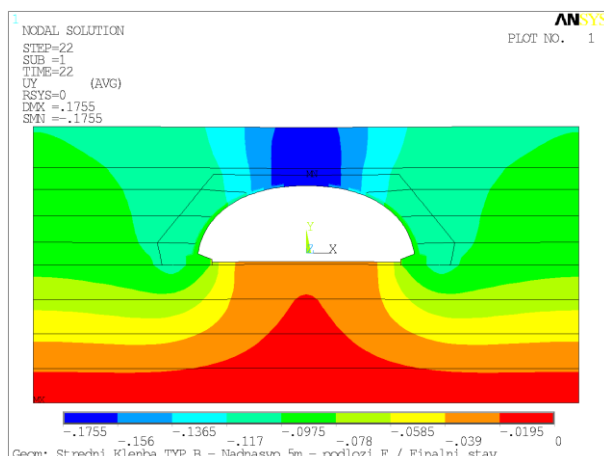
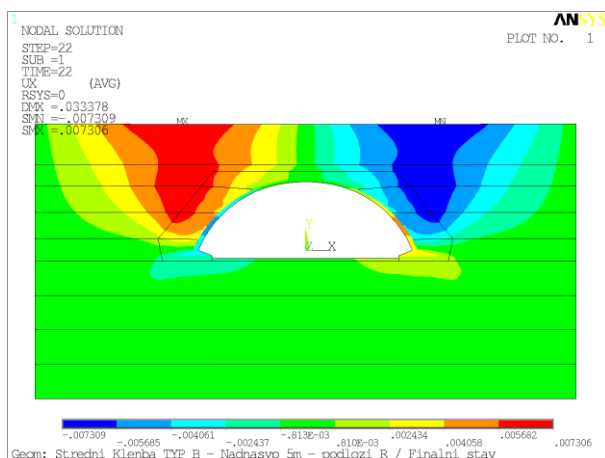
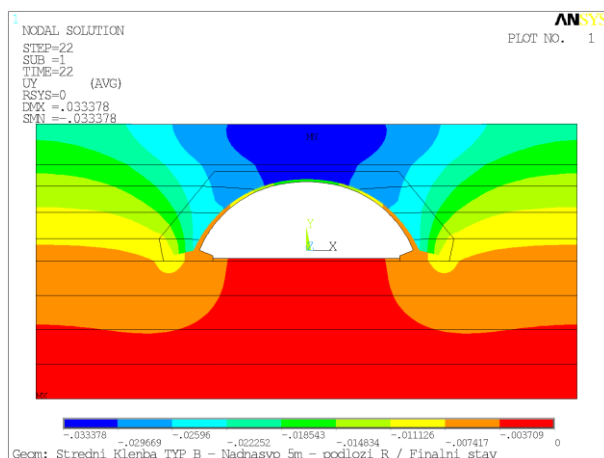
Horizontální posun U_x [m]



Vertikální posun U_y [m]

Obr. C.64 Deformace – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5.

Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.65** Deformace – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 6.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.66** Deformace – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.67** Deformace – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.

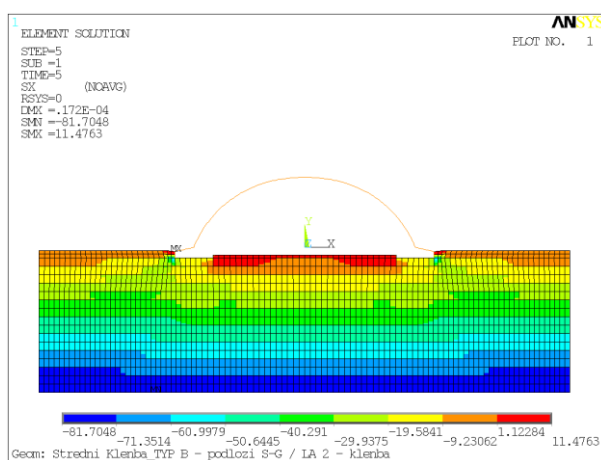
Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.68** Deformace – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 10.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.69** Deformace – Klenba Typ B, podloží F, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.70** Deformace – Klenba Typ B, podloží R, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.

Efektivní napětí v zemině

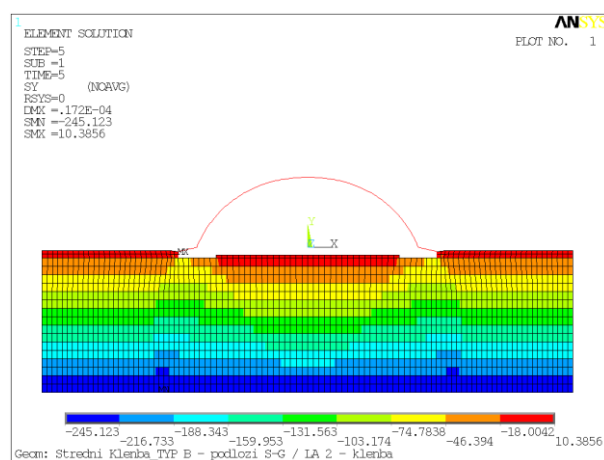
Vývoj horizontálního a vertikálního efektivního napětí v zemině při postupném zasypávání je prezentován na následujících Obr. C.71 ÷ C.78. Pro klenbu na podloží “G” je prezentován postupný nárůst efektivního napětí v zemině od fáze vzniku klenby na původním podloží, přes rozhodující fáze výstavby 5 a 6, kdy na klenbu působí velké boční zatížení bez vlivu násypu nad vrcholem klenby, až po finální zasypání nadnásypem s výškou 5m.

Následně jsou prezentovány efektivní napětí v zemině pro ostatní typy podloží a výšky nadnásypu, pro tyto ostatní modely jsou ale prezentovány (s ohledem na omezený rozsah této přílohy) jen napětí ve finální fázi zasypání.

Elementy kolem základů, kde vznikají vlivem koncentrace špičky napětí nejsou ve výběru zobrazeny.

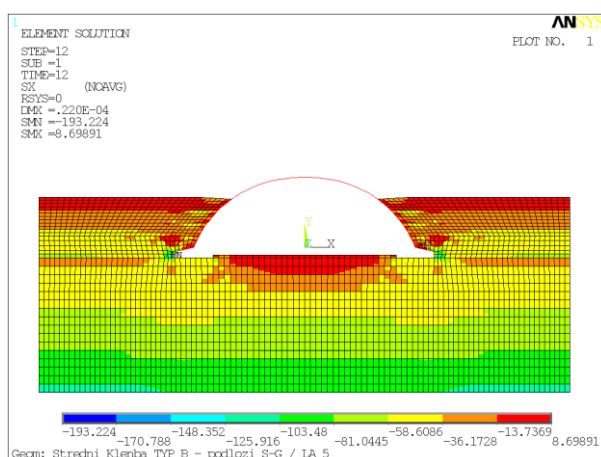


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

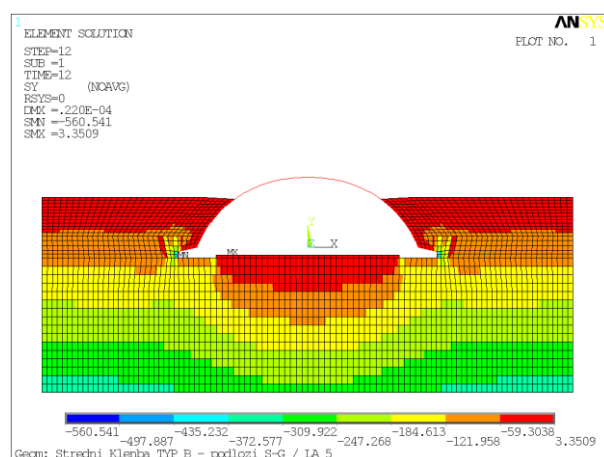


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.71 Napětí v zemině – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby vznik klenby.

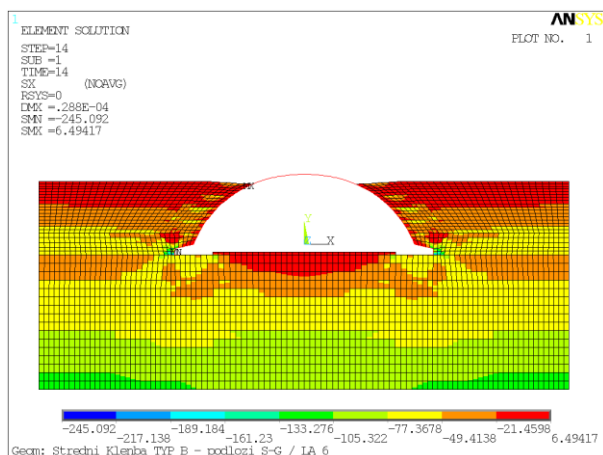


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

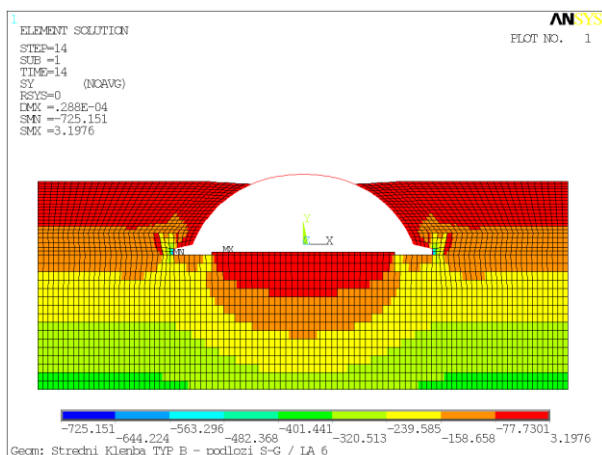


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.72 Napětí v zemině – Klenba Typ B, podloží G, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 5.

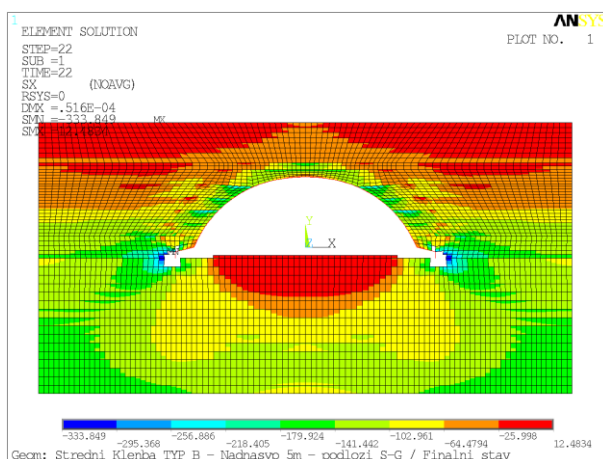


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

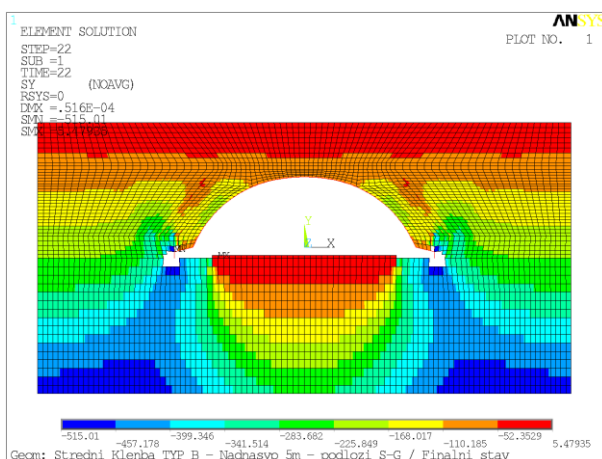


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.73 Napětí v zemině – Klenba **Typ B**, podloží **G**, nadnásyp 5.0 m – Fáze výstavby 6.

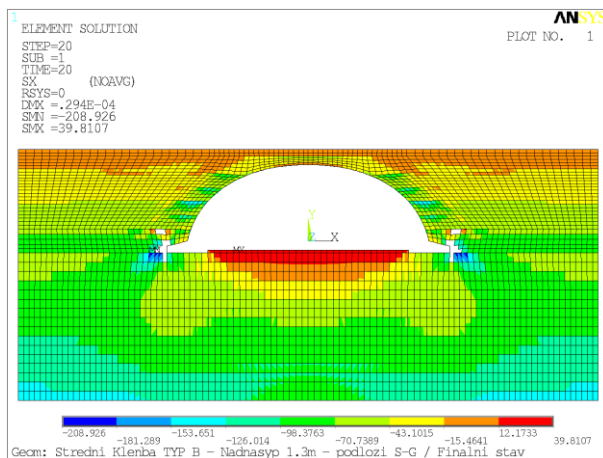


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

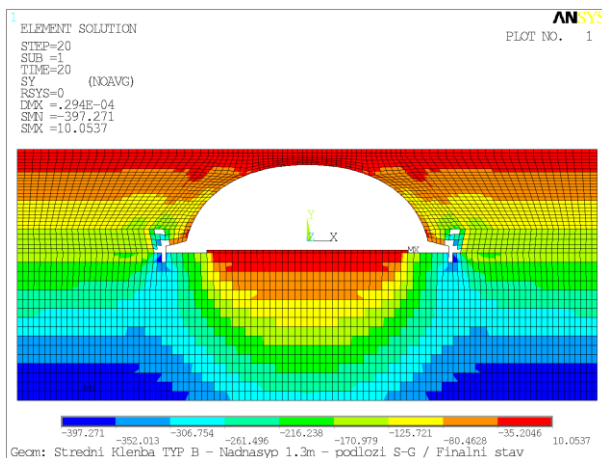


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.74 Napětí v zemině – Klenba **Typ B**, podloží **G**, nadnásyp 5.0 m – Finální fáze výstavby.

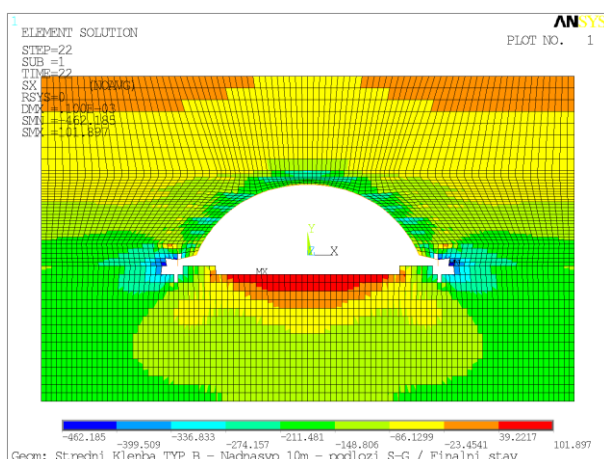


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

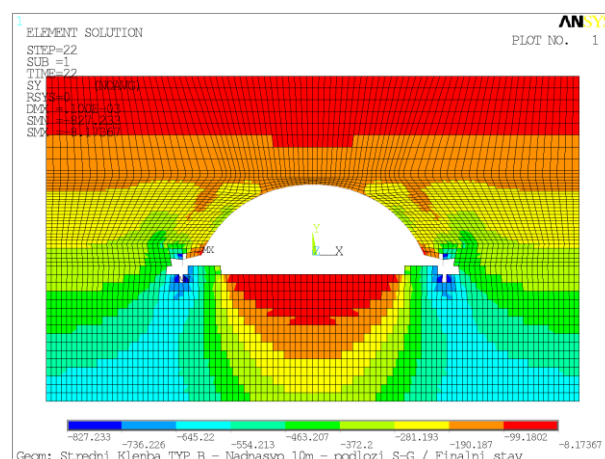


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.75 Napětí v zemině – Klenba **Typ B**, podloží **G**, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.

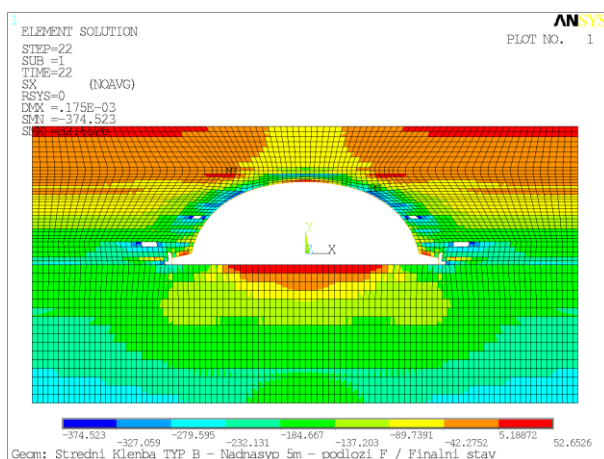


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

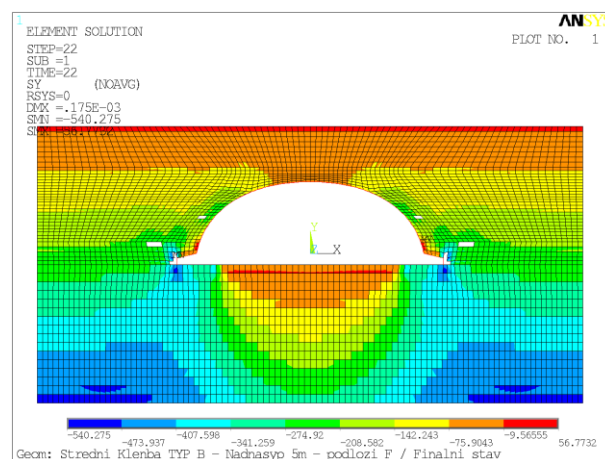


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.76 Napětí v zemině – Klenba **Typ B**, podloží **G**, nadnásyp **10.0 m** – **Finální fáze výstavby**.

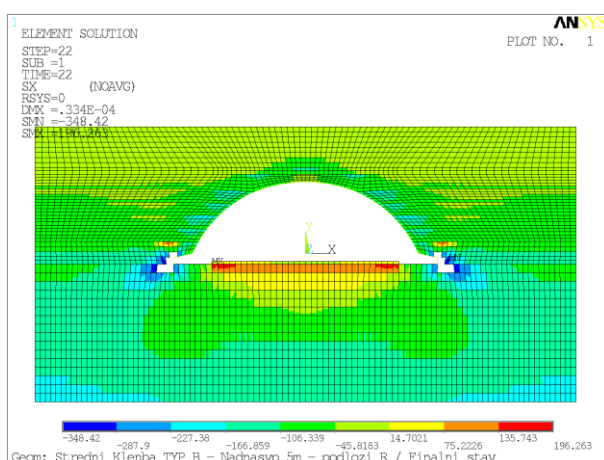


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

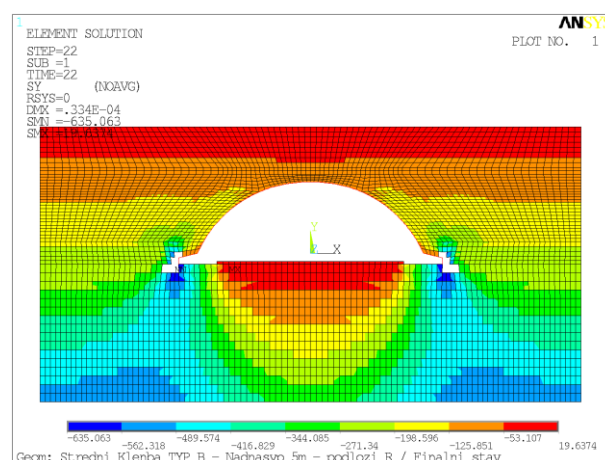


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.77 Napětí v zemině – Klenba **Typ B**, podloží **F**, nadnásyp **5.0 m** – **Finální fáze výstavby**.



Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]



Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.78 Napětí v zemině – Klenba **Typ B**, podloží **R**, nadnásyp **5.0 m** – **Finální fáze výstavby**.

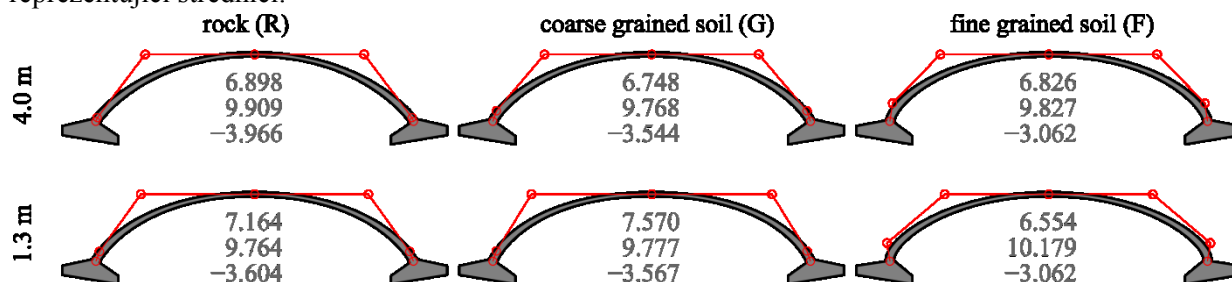
Klenba Typ - C

Rozpětí 20m; vzepětí 4.20m; tloušťka železobetonové skořepiny 250 ÷ 500mm.

Výška nadnásypu nad vrcholem klenby: 1.3; 4.0m.

Výsledné optimální geometrie

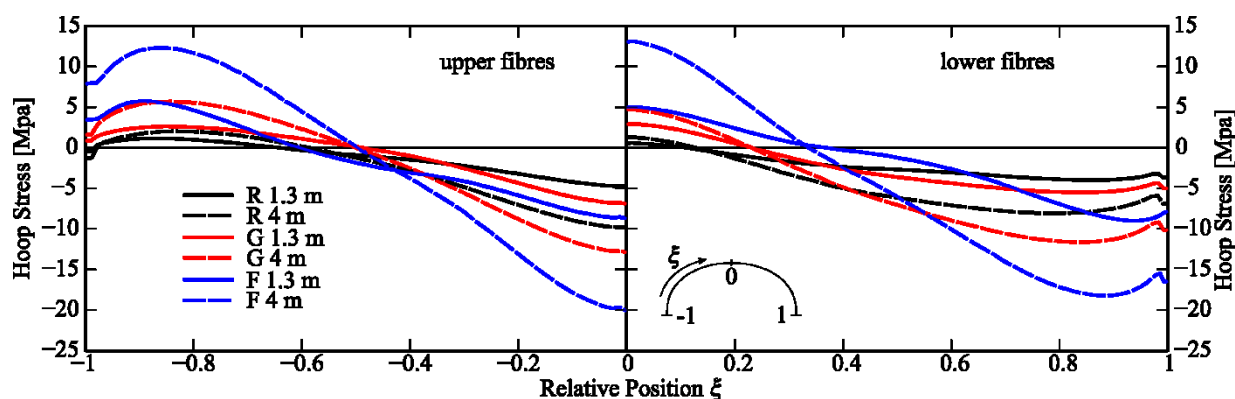
Na následujícím obrázku jsou prezentovány výsledné optimální geometrie kleneb pro jednotlivé vstupní parametry zemin a konfiguraci násypu se souřadnicemi řídících bodů Bézierovi křivky reprezentující střednici.



Obr. C.79 Výsledné optimální geometrie, pro jednotlivé podloží a výšku nadnásypu – klenba Typ C.

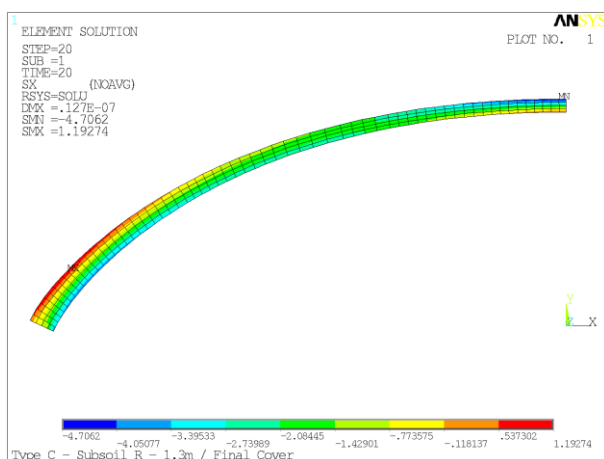
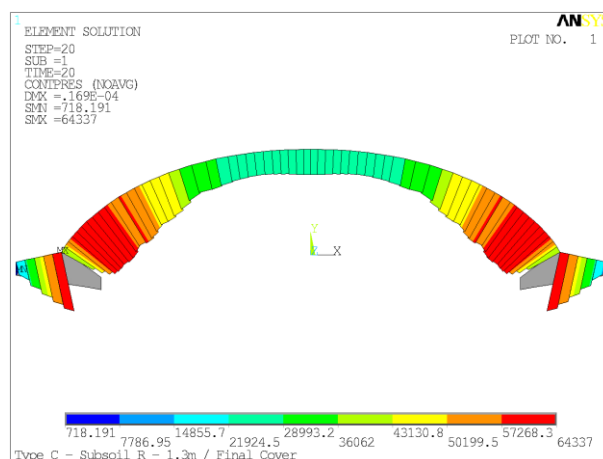
Normálové napětí v klenbě

V grafu na následujícím obrázku jsou shrnuty normálové napětí σ_x v horních a dolních vláknech betonové skořepiny po délce klenby. Z výsledných hodnot je patrné, že plochá klenba je vhodná pouze pro tuhé skalní podloží, které přenesou velkou horizontální sílu působící na základy. Pro podloží (R) vzniká v průřezu optimalizované klenby od stálého zatížení tahové napětí do úrovně tahové pevnosti betonu. Pro podloží (G) vzniká malé tahové napětí při nízkém nadnásypu, pro 4m vysoký nadnásyp vzniká tahové napětí 5.7 MPa. Na podloží (F) vychází normálové napětí nepříznivé i po optimalizaci, je zřejmé že takto plochá klenba by vyžadovala v měkkém podloží založení, které zachytí horizontální sílu. Výsledky jsou ale prezentovány pro úplný přehled optimálních tvarů a pro představu o působení ploché klenby na různém podloží.

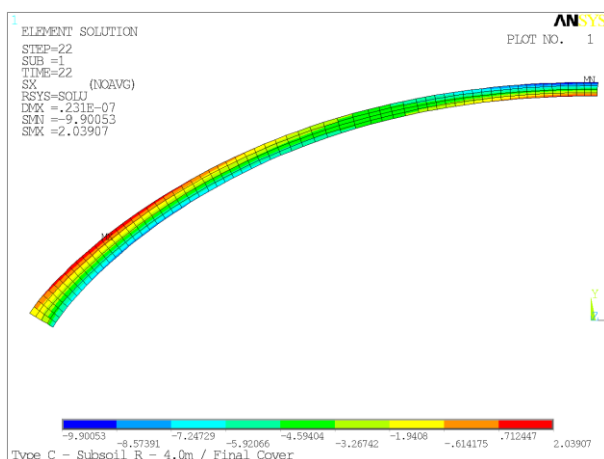
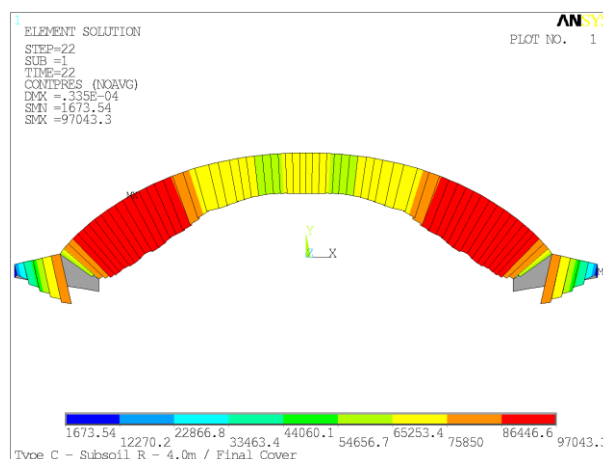


Obr. C.80 Normálové napětí σ_x [MPa] v krajních vláknech klenby pro jednotlivé podloží a nadnásypy, klenba Typ C, finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

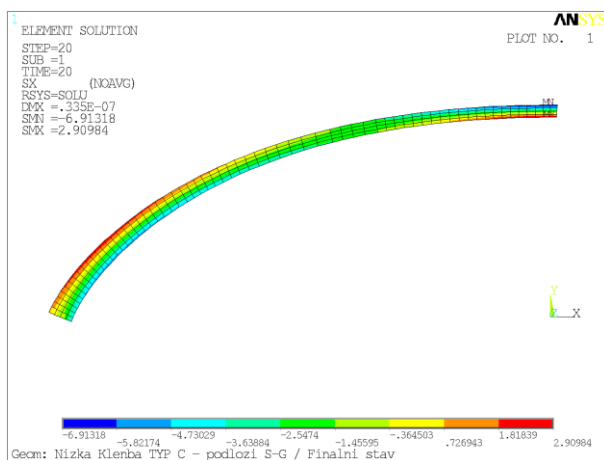
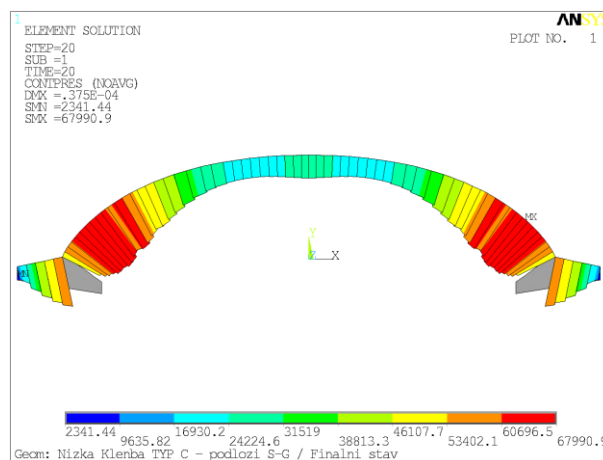
Na následujících Obr. C.81 – C.86 jsou zobrazeny normálové napětí v celém průřezu klenby pro finální fázi výstavby při uvedení do provozu. Pro porovnání jsou zobrazeny kontaktní napětí, které odpovídají výsledným zemním tlakům násypu na klenbu.

Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

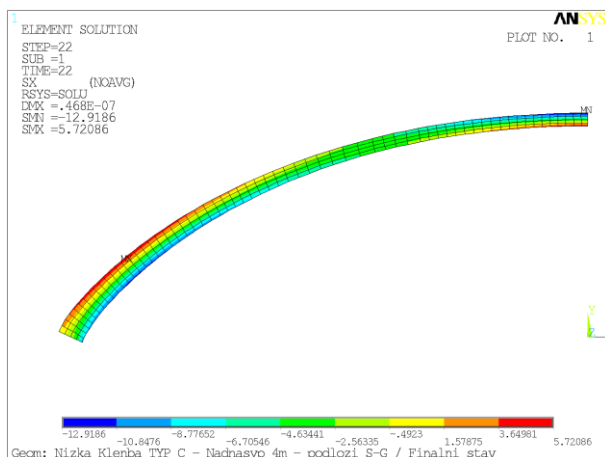
Obr. C.81 Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

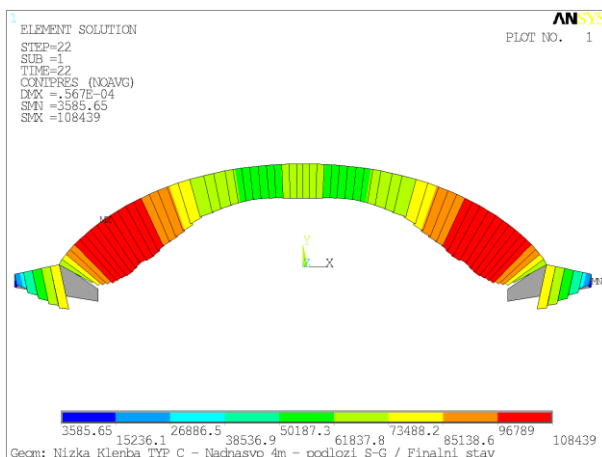
Obr. C.82 Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 4.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.Normálové napětí σ_x [MPa]

Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.83 Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

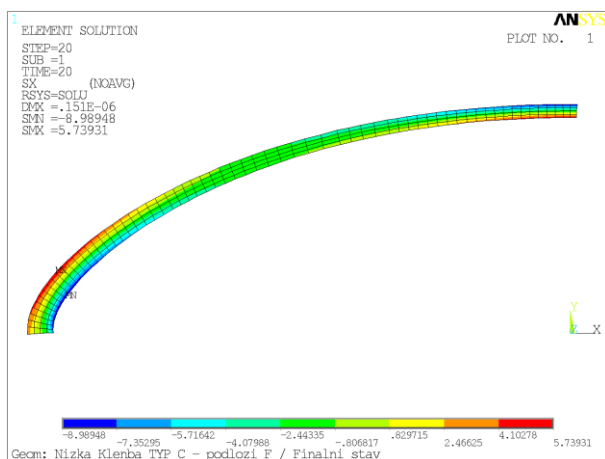


Normálové napětí σ_x [MPa]

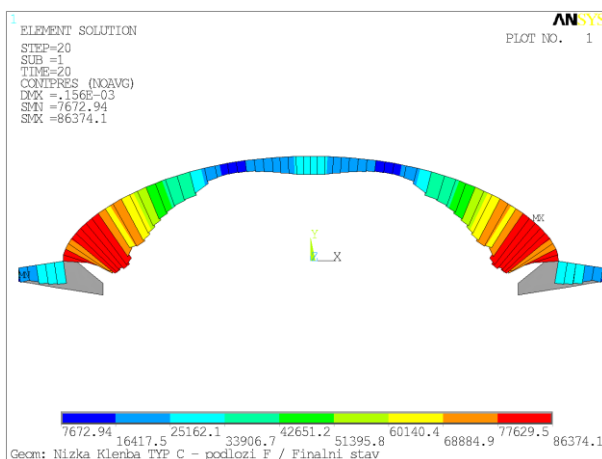


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.84 Klenba Typ C, podloží G, nadhasyp 4.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

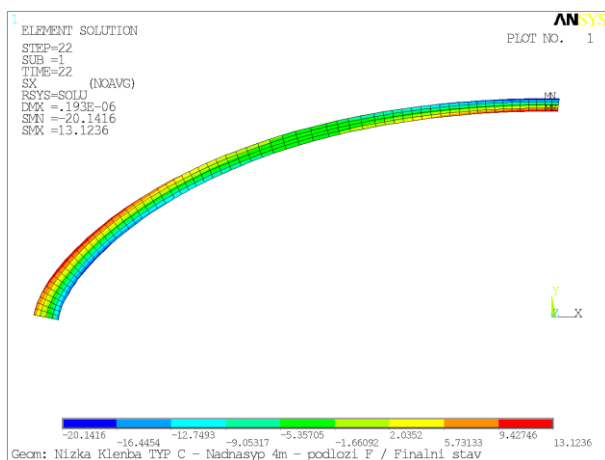


Normálové napětí σ_x [MPa]

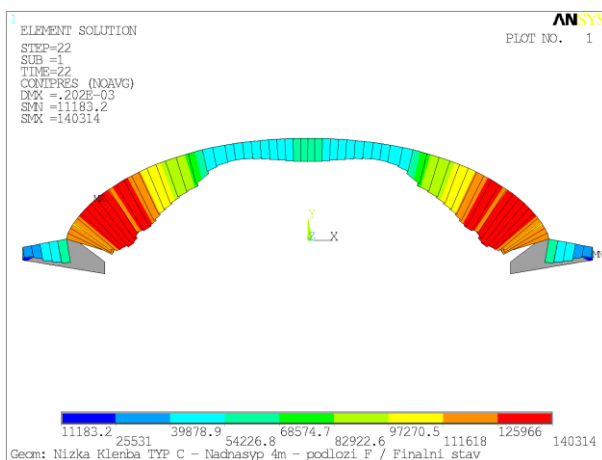


Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.85 Klenba Typ C, podloží F, nadhasyp 1.3 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.



Normálové napětí σ_x [MPa]



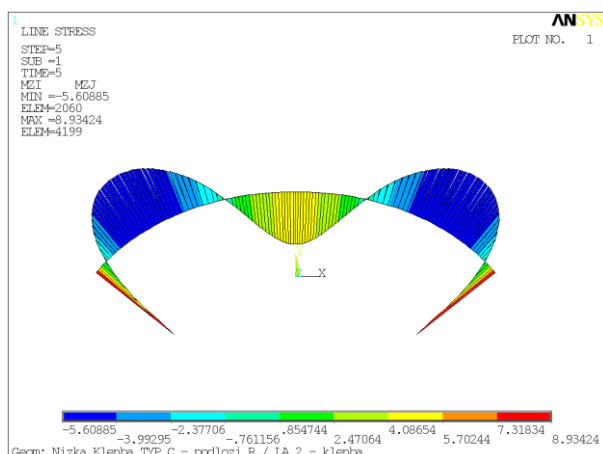
Zemní tlak na klenbu [Pa]

Obr. C.86 Klenba Typ C, podloží F, nadhasyp 4.0 m - finální fáze výstavby při uvedení do provozu.

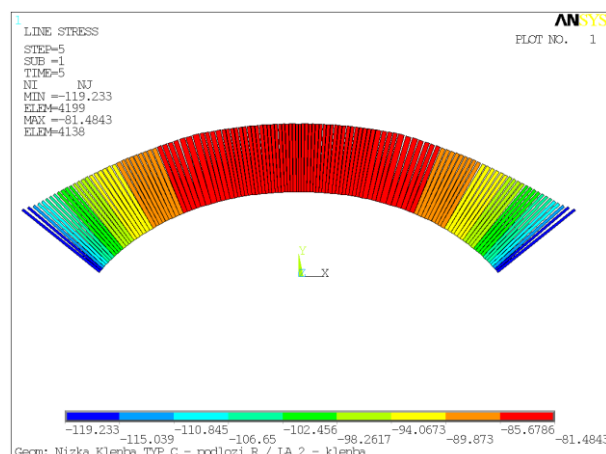
Vnitřní síly v klenbě

V této kapitole jsou prezentovány ohybové momenty a normálové síly pro vybrané fáze výstavby přesypané klenby. Z průběhu ohybového momentu je zřejmý vývoj rozdílného namáhání průřezu klenby, v průběhu výstavby. V části klenby působí v prvních fázích záporný moment, který se postupně mění na kladný a naopak. Výsledná geometrie je optimalizována na poslední fázi výstavby, která odpovídá finální konfiguraci přesypané klenby, proto jsou hodnoty ohybového momentu v poslední fázi menší než v průběhu výstavby, přestože na klenbu působí výrazně větší zatížení zemním tlakem. Hodnota normálové síly v důsledku zvětšujícího se zatížení postupně narůstá.

Výsledky vnitřních sil v průběhu výstavby jsou prezentovány pouze pro klenbu na skalním podloží "R", pro podloží "S" a „F“ jsou prezentovány jen výsledky z finální fáze.

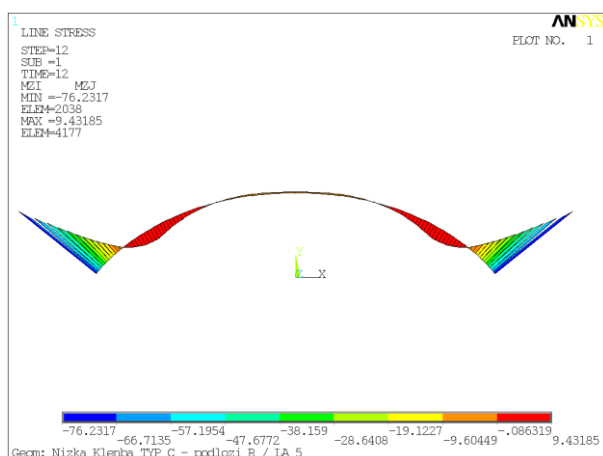


Ohybový moment Mz [kNm]

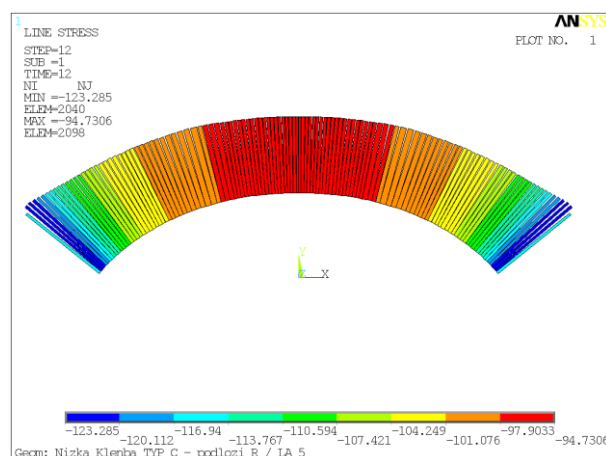


Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.87 Vnitřní síly – Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 4.0 m – Fáze vznik klenby.

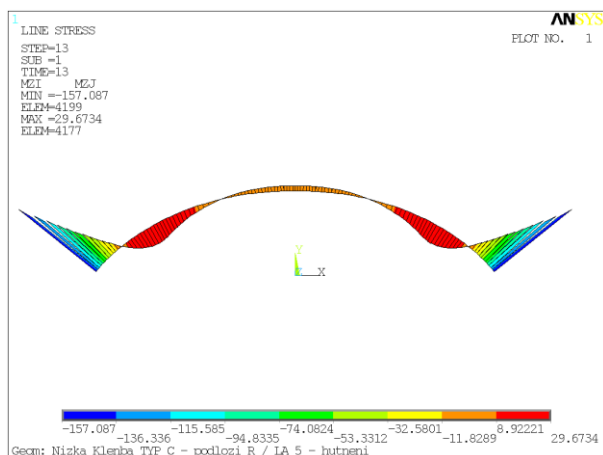
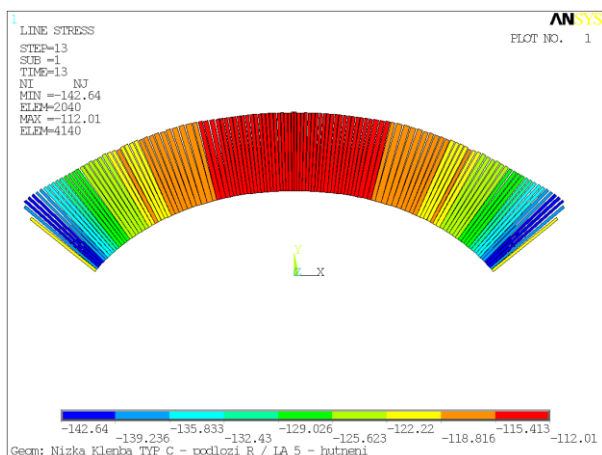
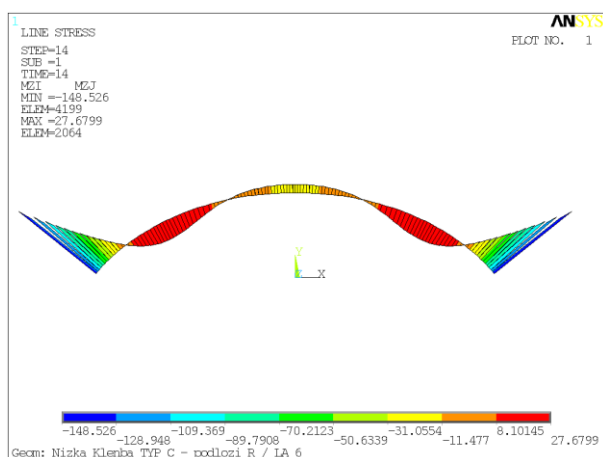
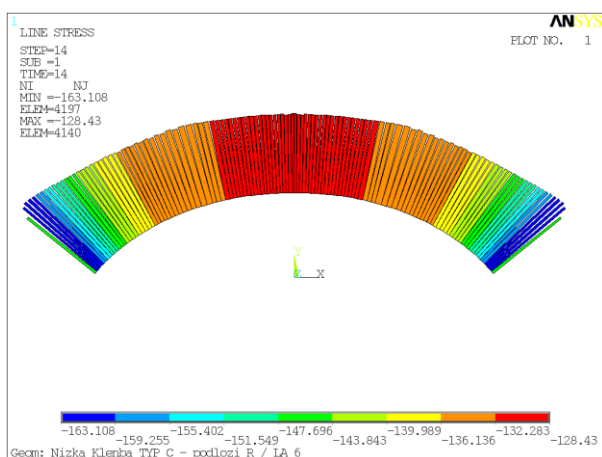
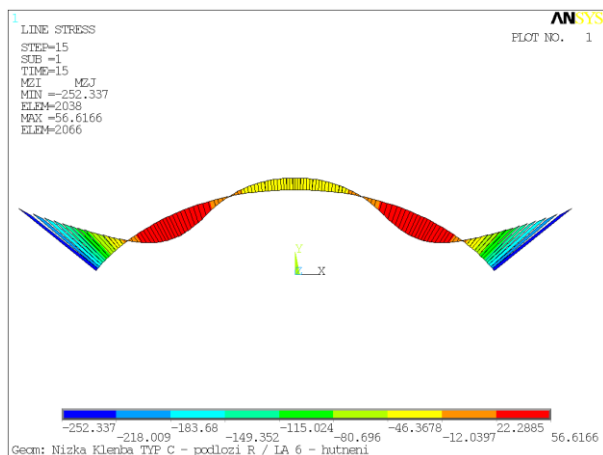
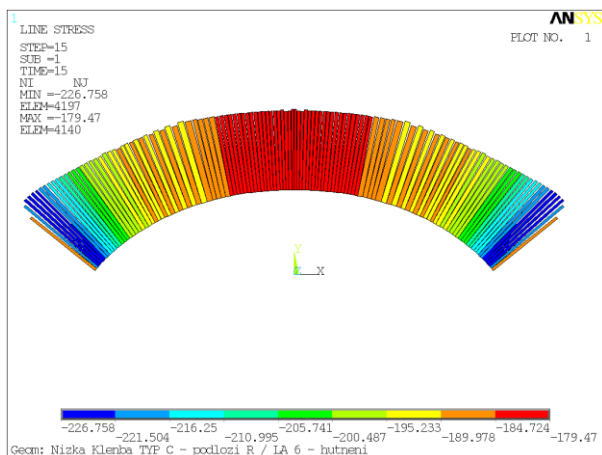


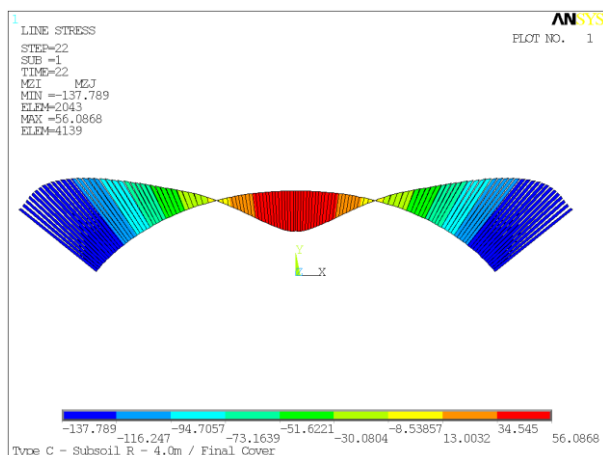
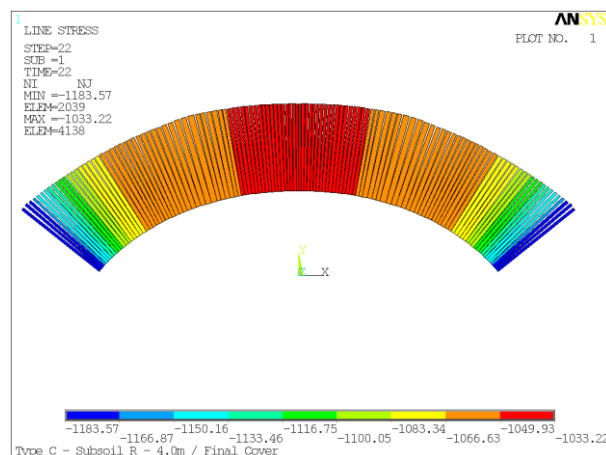
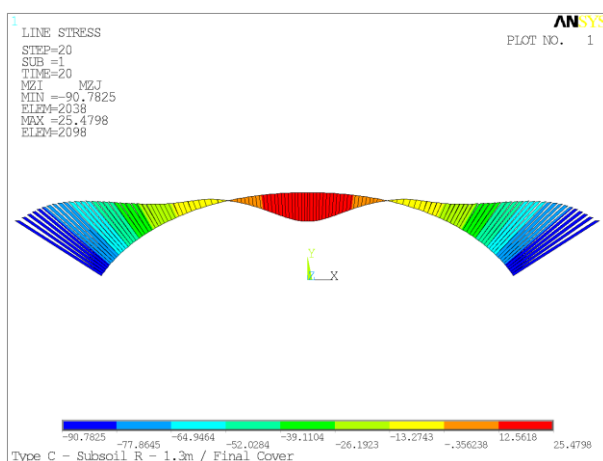
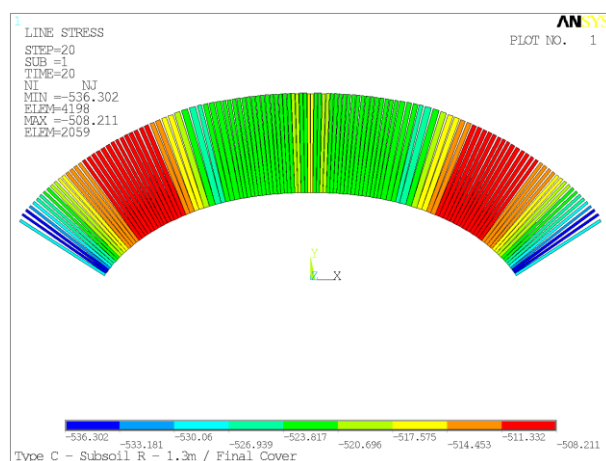
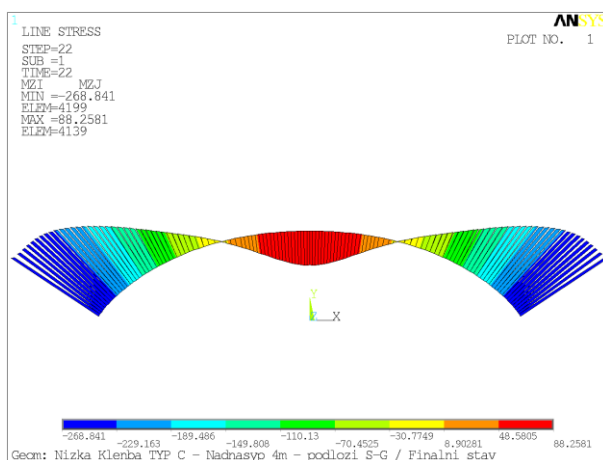
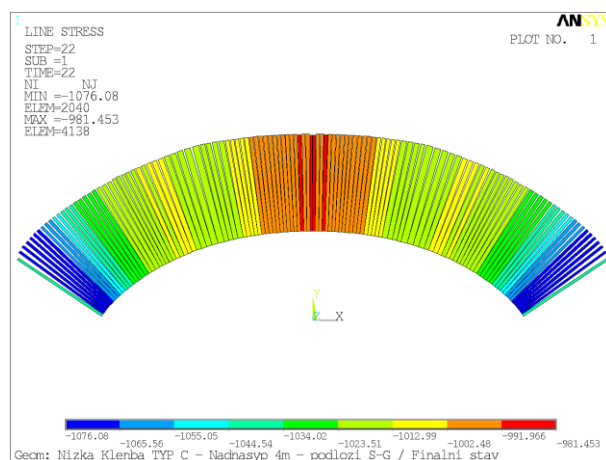
Ohybový moment Mz [kNm]

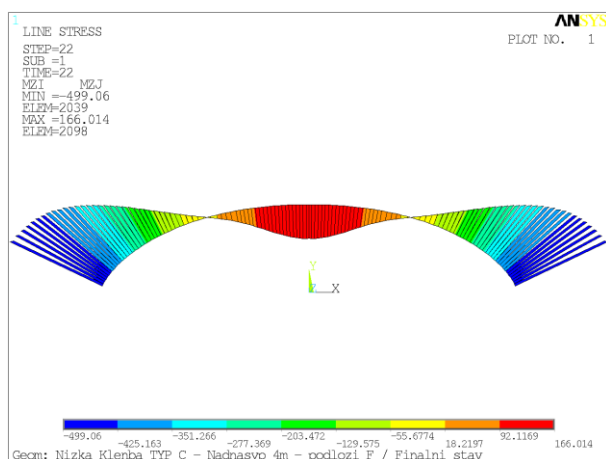
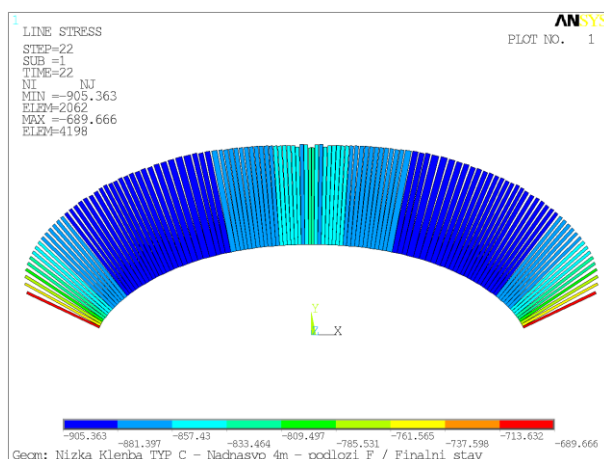


Normálová síla Fx [kN]

Obr. C.88 Vnitřní síly – Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 4.0 m – Fáze výstavby 5.

Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.89** Vnitřní síly – Klenba **Typ C**, podloží **R**, nadnásyp **4.0 m** – Fáze výstavby **5**, HUTNĚNÍ.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.90** Vnitřní síly – Klenba **Typ C**, podloží **R**, nadnásyp **4.0 m** – Fáze výstavby **6**.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.91** Vnitřní síly – Klenba **Typ C**, podloží **R**, nadnásyp **4.0 m** – Fáze výstavby **6**, HUTNĚNÍ.

Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.92** Vnitřní síly – Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 4.0 m – Finální fáze výstavby.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.93** Vnitřní síly – Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.94** Vnitřní síly – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Finální fáze výstavby.

Ohybový moment M_z [kNm]Normálová síla F_x [kN]**Obr. C.95** Vnitřní síly – Klenba **Typ C**, podloží **F**, nadnásyp **4.0 m** – Finální fáze výstavby.

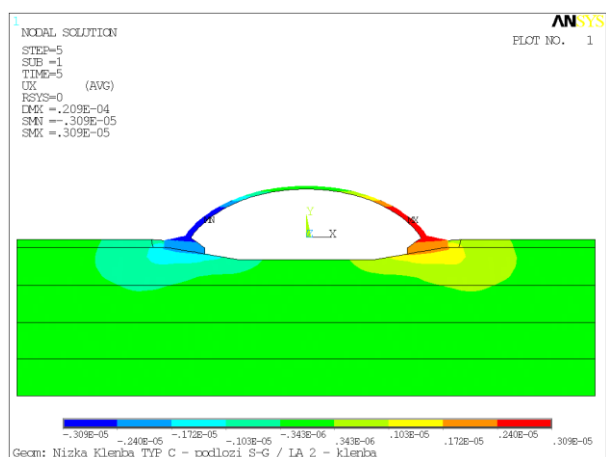
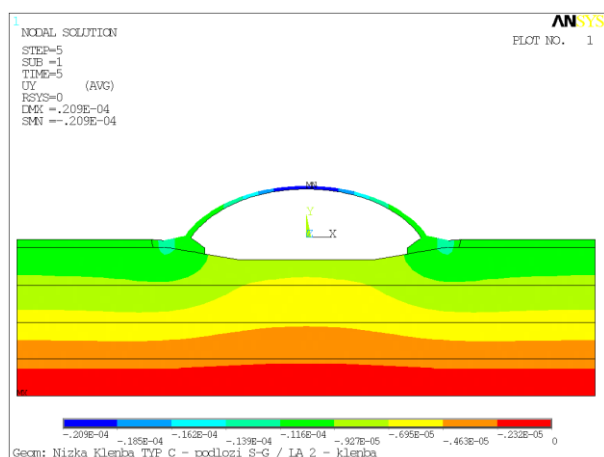
Posuny uzlů U_x , U_y

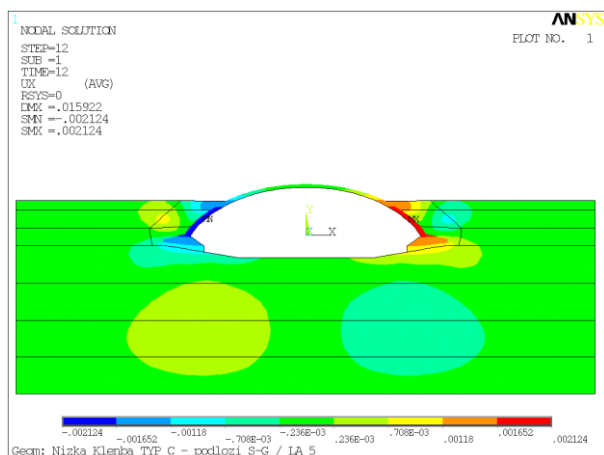
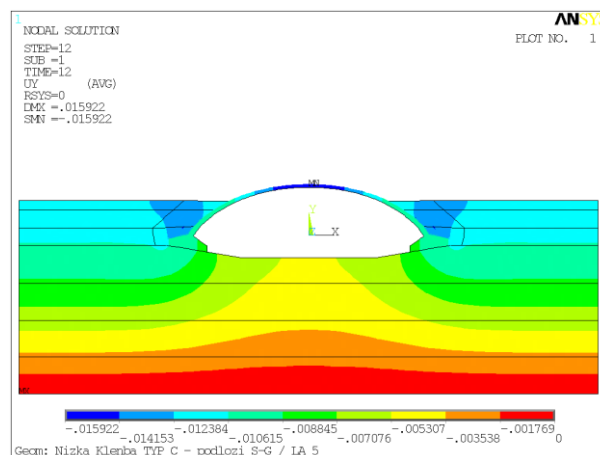
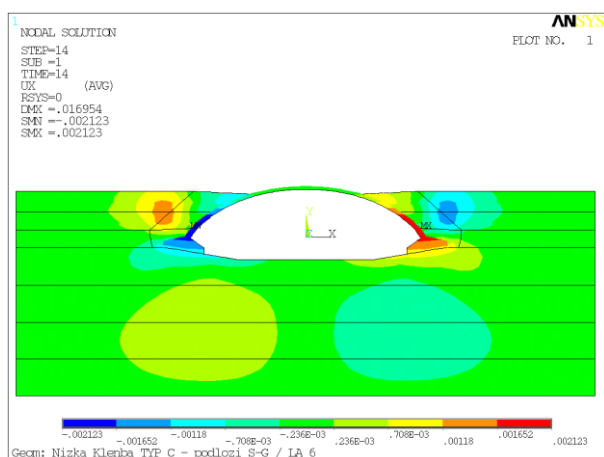
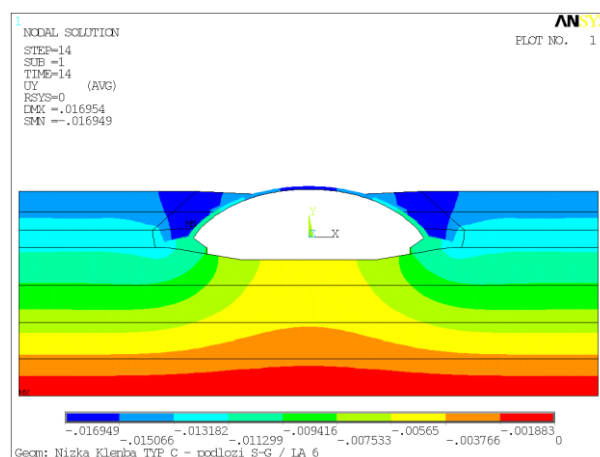
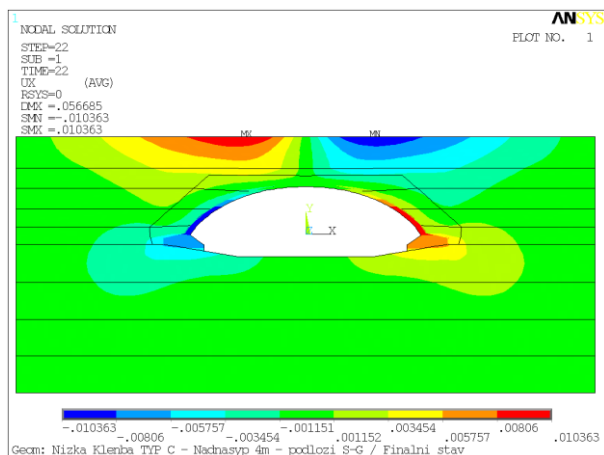
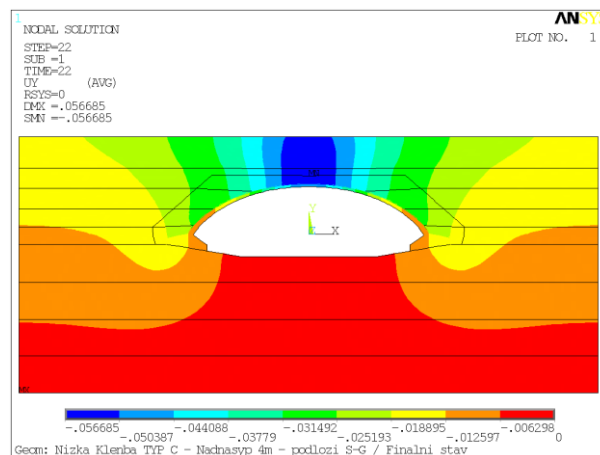
V této kapitole jsou prezentovány horizontální posuny u_x a svislé posuny u_y uzlů ve výpočtovém modelu. V průběhu výstavby dochází vlivem vrstvení násypu k stlačování zeminy v podloží (pružná deformace) a následně k dlouhodobému sedání zeminy (nepružná deformace). Ve výpočtovém modelu pro stanovení optimální geometrie byly řešeny pouze pružné deformace.

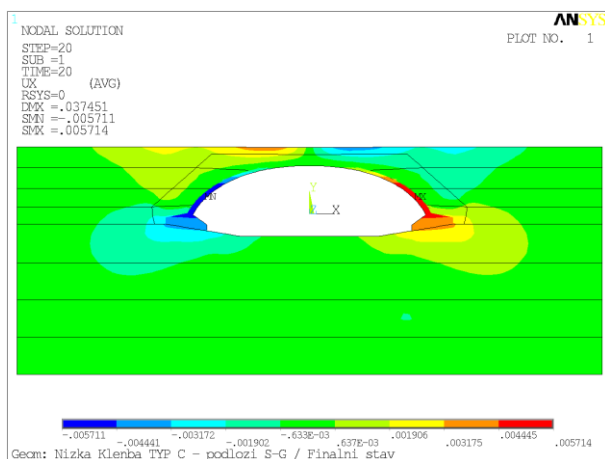
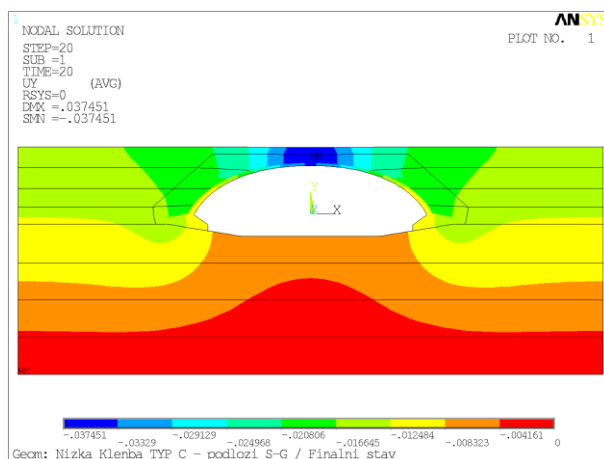
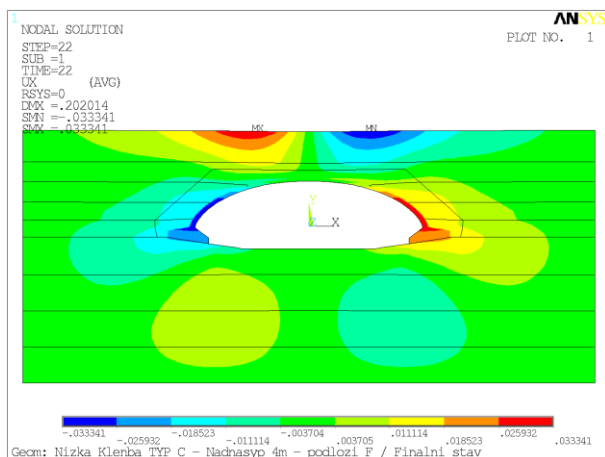
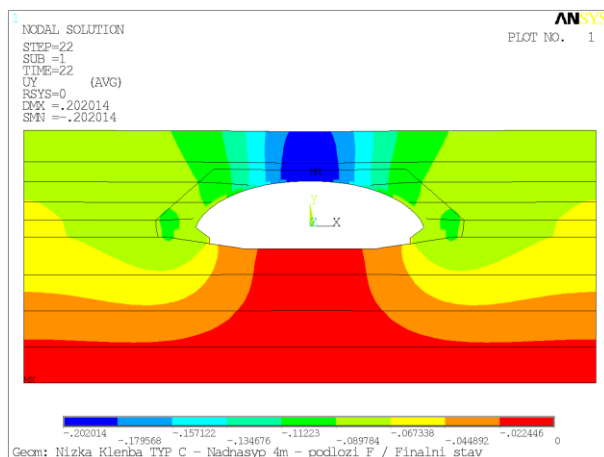
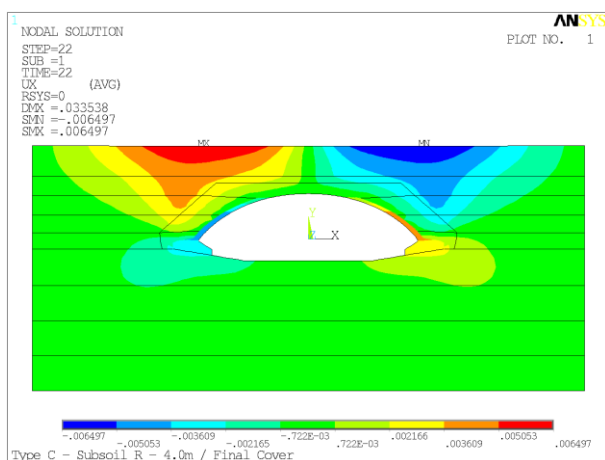
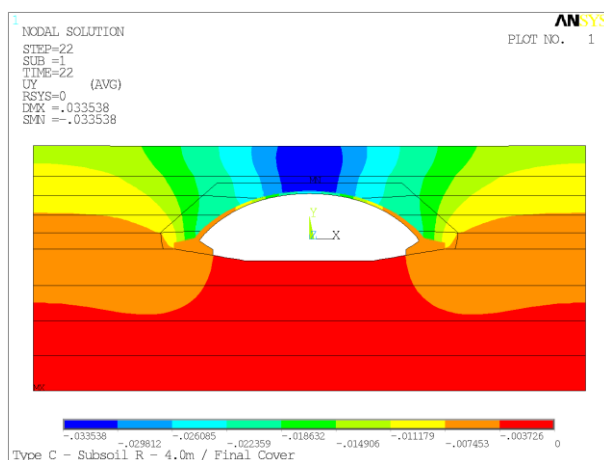
Z výsledku je patrné, že pro skalní podloží „R“ jsou deformace zanedbatelné. Pro podloží „G“ a jsou horizontální posuny ve srovnání se svislými minimální. Pro podloží „F“ vychází deformace při plošném založení příliš velké, zřejmě vlivem ploché klenby, která se nemůže dostatečně vyklenout a většina horizontální síly od přetížení zásepem je transformována plošnými základy do podloží. Proto je pro podloží s jemnozrnnou neúnosnou zemínou nezbytné pro návrh ploché klenby uvažovat se založením, které přenesne horizontální sílu z klenby.

Plochá klenba na podloží „F“ byla ale analyzována v rámci úplnosti parametrické studie pro porovnání působení a výsledného optimálního tvaru s ostatními konfiguracemi.

Výsledky vnitřních sil v průběhu výstavby jsou prezentovány pouze pro klenbu na podloží „G“, pro podloží „R“ a „F“ jsou prezentovány jen výsledky z finální fáze.

Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.96** Deformace – Klenba **Typ C**, podloží **G**, nadnásyp **4.0 m** – Fáze výstavby vznik klenby.

Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.97** Deformace – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Fáze výstavby 5.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.98** Deformace – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Fáze výstavby 6.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.99** Deformace – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Finální fáze výstavby.

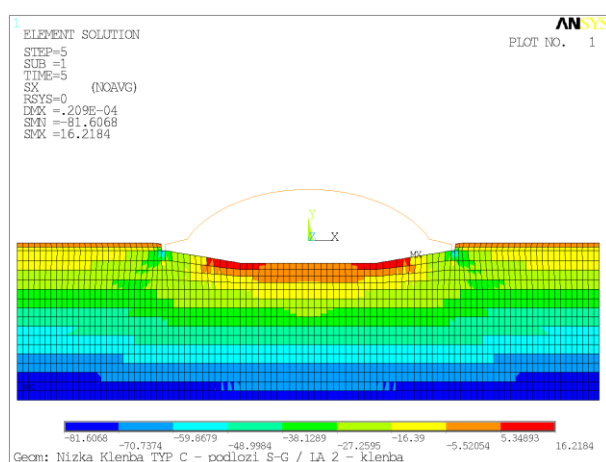
Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.100** Deformace – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.101** Deformace – Klenba Typ C, podloží F, nadnásyp 4.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální posun U_x [m]Vertikální posun U_y [m]**Obr. C.102** Deformace – Klenba Typ C, podloží R, nadnásyp 4.0 m – Finální fáze výstavby.

Efektivní napětí v zemině

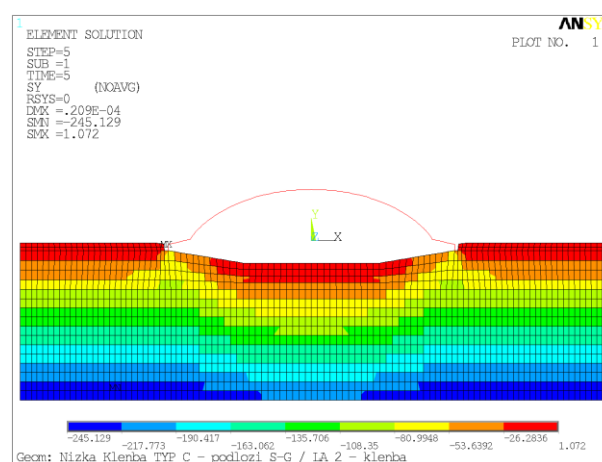
Vývoj horizontálního a vertikálního efektivního napětí v zemině při postupném zasypávání je prezentován na následujících Obr. C.103 ÷ C.109. Pro klenbu na podloží “G” je prezentován postupný nárůst efektivního napětí v zemině od fáze vzniku klenby na původním podloží, přes rozhodující fáze výstavby 5 a 6, kdy na klenbu působí velké boční zatížení bez vlivu násypu nad vrcholem klenby, až po finální zasypání nadnásypem s výškou 5m.

Následně jsou prezentovány efektivní napětí v zemině pro ostatní typy podloží a výšky nadnásypu, pro tyto ostatní modely jsou ale prezentovány (s ohledem na omezený rozsah této přílohy) jen napětí ve finální fázi zasypání.

Elementy kolem základů, kde vznikají vlivem koncentrace špičky napětí nejsou ve výběru zobrazeny.

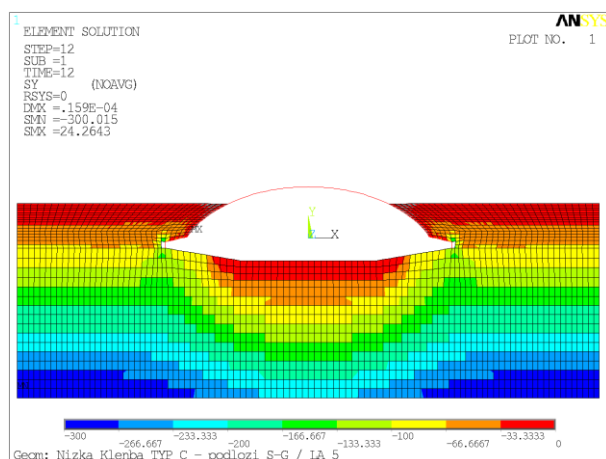


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

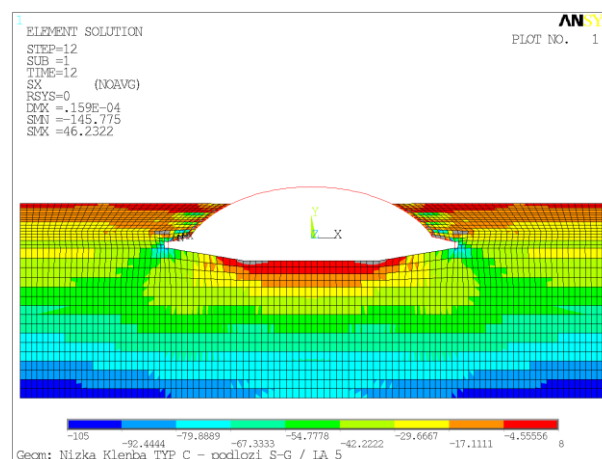


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.103 Napětí v zemině – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Fáze výstavby vznik klenby.

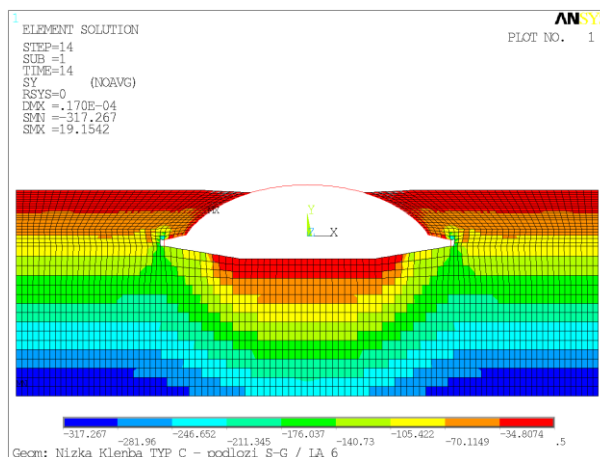
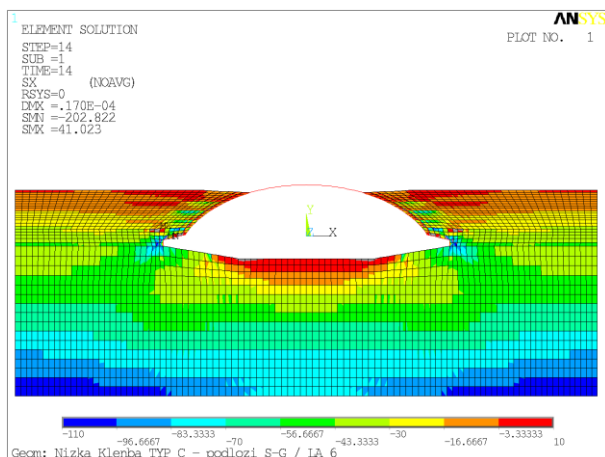
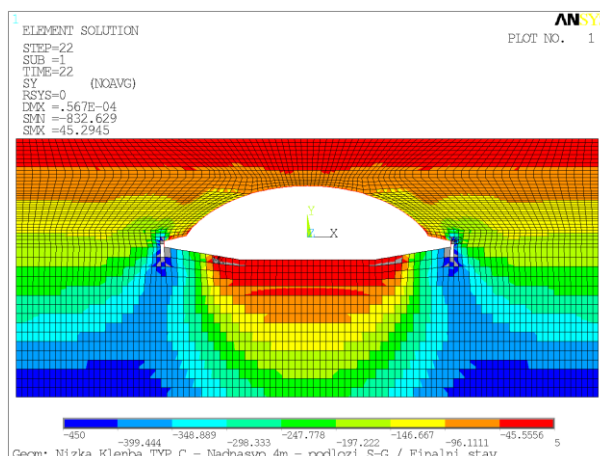
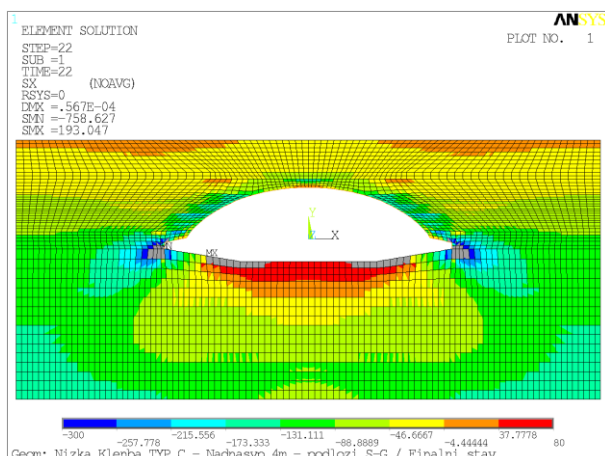
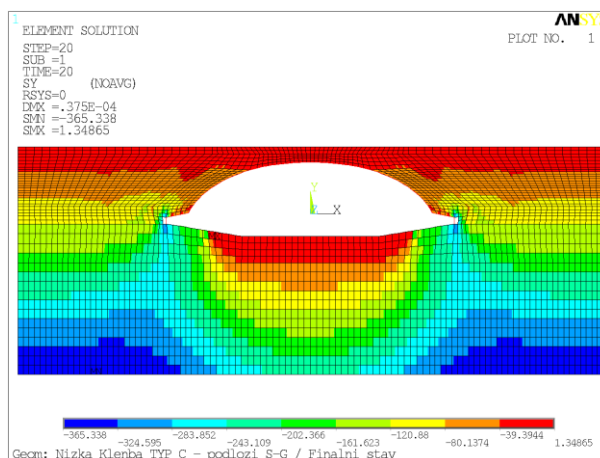
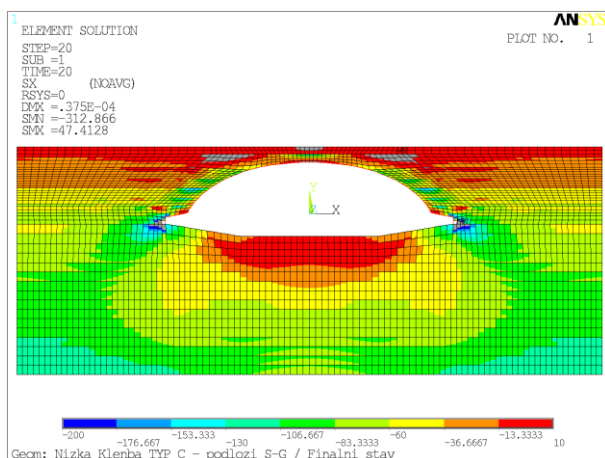


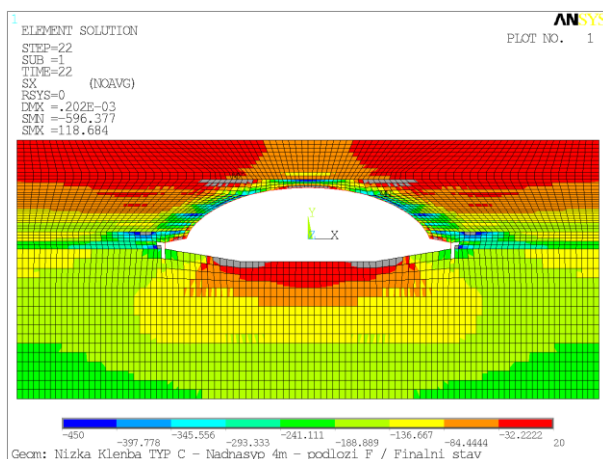
Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]



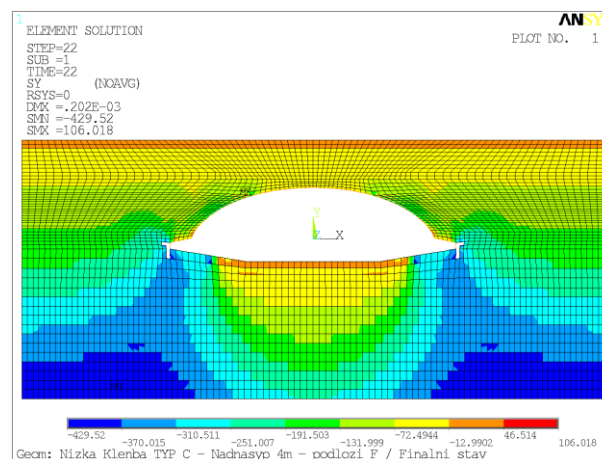
Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.104 Napětí v zemině – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Fáze výstavby 5.

Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]**Obr. C.105** Napětí v zemině – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Fáze výstavby 6.Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]**Obr. C.106** Napětí v zemině – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 4.0 m – Finální fáze výstavby.Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]**Obr. C.107** Napětí v zemině – Klenba Typ C, podloží G, nadnásyp 1.3 m – Finální fáze výstavby.

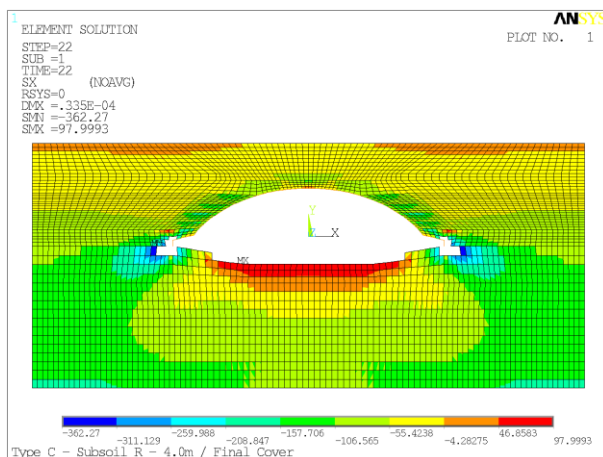


Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]

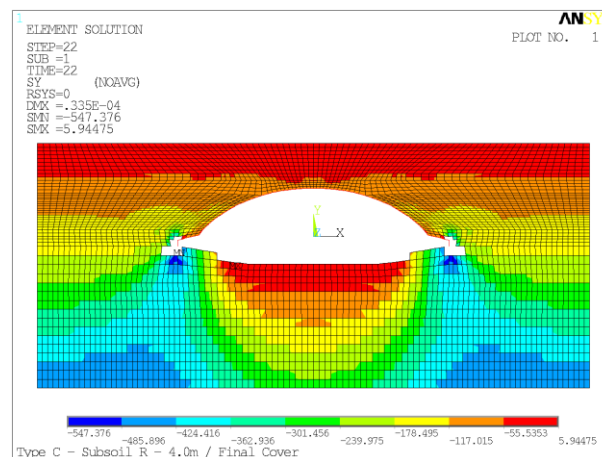


Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.108 Napětí v zemině – Klenba **Typ C**, podloží **F**, nadnásyp **4.0 m** – **Finální fáze výstavby**.



Horizontální efektivní napětí σ_x [kPa]



Vertikální efektivní napětí σ_y [kPa]

Obr. C.109 Napětí v zemině – Klenba **Typ C**, podloží **R**, nadnásyp **4.0 m** – **Finální fáze výstavby**.

Příloha D

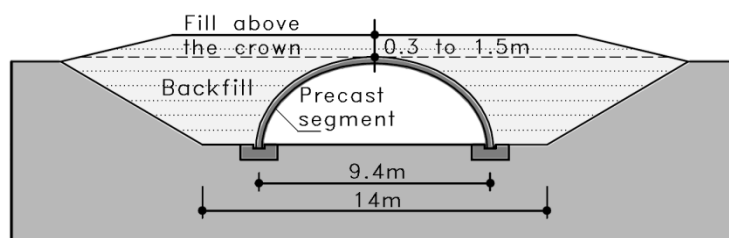
Aplikace optimalizačních algoritmů

V příloze A byla prezentována verifikace výpočtového modelu přesýpané klenby postavené za účelem experimentálního ověření působení reálné přesýpané klenby v průběhu výstavby, odezvu na účinky hutnění a nahodilého zatížení na University of Massachusetts v Amherst (Webb, 1999). Stejný výpočtový model, který byl v příloze A kalibrován, byl následně zparametrizován a využitý pro aplikaci optimalizačních algoritmů.

V této příloze jsou vyhodnoceny a porovnány 4 varianty geometrií výpočtových modelů, za účelem demonstrovat možnosti optimalizace geometrie při teoretické redukci ohybové složky napětí. Tloušťka klenby byla před optimalizací tvaru redukována z 254 mm na 180 mm.

Přesýpaná klenba testovaná na University of Massachusetts

Rozměry a popis přesýpané klenby jsou prezentovány v příloze A, pro rekapitulaci: v podélném směru byla jedna polovina železobetonových prefabrikovaných segmentů a druhá polovina z vlnitého ocelového plechu. Délka části betonové klenby byla 12.8 m, délka části z vlnitého plechu byla 12.2 m, viz následující schéma. Rozpětí betonové klenby je 9.4 m, tloušťka betonových segmentů je 254 mm, vzepětí betonové klenby je 3.585 m. Obloukové prefabrikované segmenty BEBO Typ E30/3 s konstantní tloušťkou 254 mm a délkou segmentu 1.82 m byly vyrobeny z betonu s pevností v tlaku 29 MPa. Mez kluzu betonářské výztuže byla 482 MPa.



Obr. D.1 Přesýpaná klenba v Amherst – uspořádání v příčném směru

Klenby byly osazeny na plošné základy 1.5 m široké 0.6 m vysoké se zámkovou spárou na osazení prefabrikátů, která byla následně zainjektována. Ocelová klenba byla přišroubována. Parametry zemin stanovené z testů a predikované pro pružno-plastický výpočtový model jsou uvedeny v Tab. A.1. Klenba byla pro experiment před zasypáním vybavena snímači na sledování deformací, zemního tlaku na povrch klenby, přetvoření betonu a zeminy, jejich poloha je uvedena v příloze A.

Aplikace optimalizace

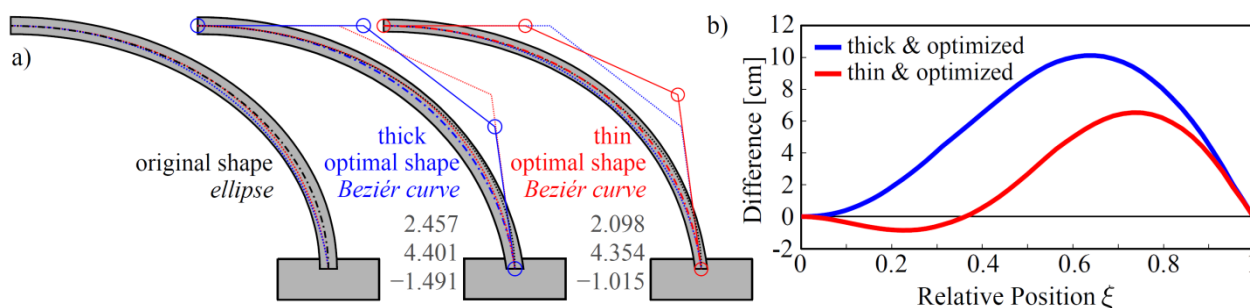
Jak bylo uvedeno výše, prefabrikáty systému BEBO původní realizované klenby mají konstantní tloušťku 254 mm, geometrie střednice odpovídá elipse. K prokázání efektivnosti optimalizace byla konstantní tloušťka klenby před optimalizací geometrie redukována na 180 mm a následně byly porovnány normálové napětí v klenbě. Pro interpolaci tlakové čáry byla využita Beziérova křivka 3. stupně.

Pro účely porovnání možností optimalizačních algoritmů byly vyhodnoceny 4 varianty klenby. Pro původní klenbu s konstantní tloušťkou 254 mm byla nalezena optimální geometrie, a dále pro novou tloušťku 180 mm byla vygenerována optimální geometrie, a také vyhodnocen výpočtový model s původní geometrií elipsy:

- 1) Původní geometrie klenby; $t = 254$ mm – *thick*
- 2) Optimalizovaná klenba; $t = 254$ mm – *thick & optimized*
- 3) Původní geometrie klenby; $t = 180$ mm – *thin*
- 4) Optimalizovaná klenba; $t = 180$ mm – *thin & optimized*

Ze srovnání geometrií je vidět rozdílný tvar optimalizované klenby ve srovnání s původní geometrií, na prvním schéma zleva Obr. D.02a. je vykreslena původní geometrie s doplněnou modrou (*thick* – tl. 254 mm) a červenou (*thin* – tl. 180 mm) optimalizovanou střednicí, další schéma je optimalizovaná geometrie klenby s původní tloušťkou 254 mm, pro srovnání je vynesena i střednice původní elipsy (černou tečkovanou čarou) a střednice optimalizované klenby s tloušťkou 180 mm (červená tečkovaná čára). Poslední schéma je optimalizovaná geometrie s tloušťkou 180 mm, opět se zobrazením střednic, pro optimalizované střednice jsou v obou případech prezentovány řídicí body.

Pro podrobné porovnání střednic klenby je absolutní odchylka od původní geometrie vynesena v grafu na Obr. D.02b.



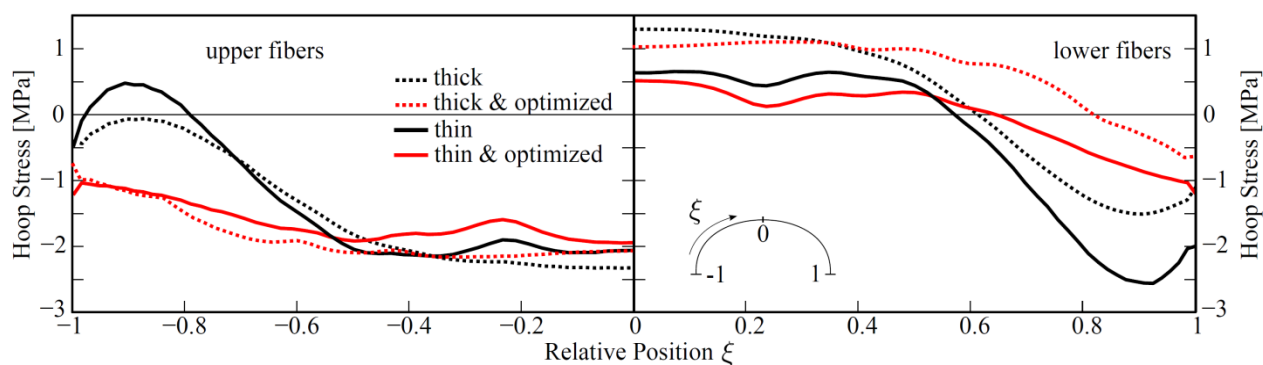
Obr. D.2 a) Porovnání geometrií: původní (černá střednice), optimalizovaná (modrá), optimalizovaná s tloušťkou 180 mm (červená). b) Odchylka od původní střednice – kladné hodnoty odchylky reprezentují směr dovnitř klenby.

Vliv tuhosti klenby v rámci interakční úlohy na optimální geometrii přesýpané klenby je nejzřetelněji patrný ze srovnání optimalizovaných geometrií s původní geometrií elipsy v grafu na Obr. D.02a. Největší odchylka, měřena kolmo na střednici původní elipsy je 10 cm pro klenbu původní tloušťky 254 mm (*thick*) a 6 cm pro klenbu 180 mm (*thin*). Z tvaru obou optimalizovaných geometrií vyplývá plynulejší sklon ostění klenby nad patkami a odklon od strmého tvaru elipsy, v horní části se geometrie střednic opět sbíhají.

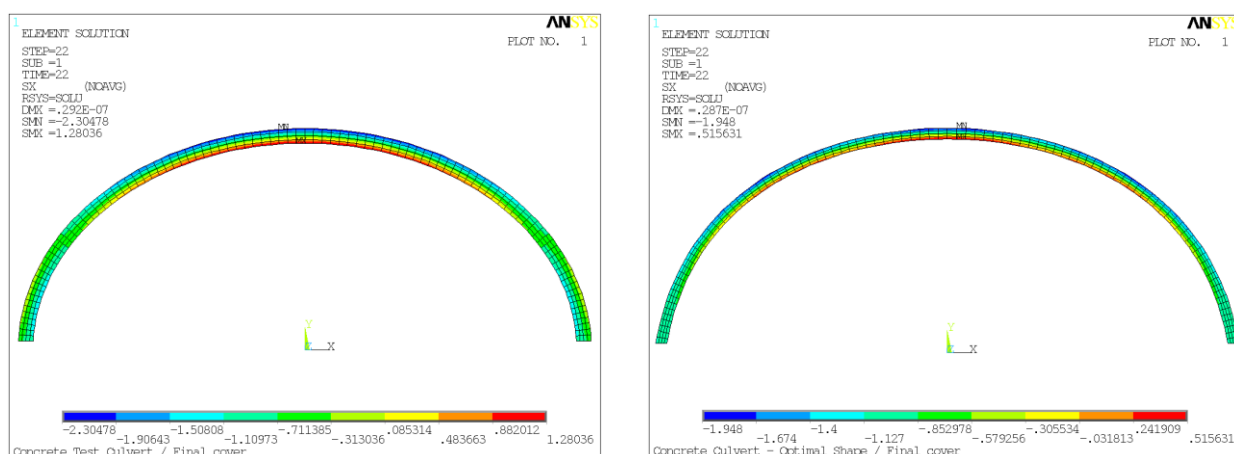
Tomu odpovídá zajímavé zjištění, které vyplývá ze srovnání průběhu napětí na následujícím grafu, kdy k nejvýraznější redukci napětí došlo ve stejné části klenby, kde byl nejvýrazněji změněn tvar střednice, což potvrzuje princip výslednicového tvaru. Na následujícím grafu jsou porovnány normálové napětí v klenbách pro jednotlivé geometrie. Z napětí v průřezích klenby je zřejmé, že i po redukci tloušťky

klenby z 254 mm na 180 mm byly zmenšeny ohybové složky napětí a tím redukovány výsledné tahové i tlakové napětí.

V grafu je patrné snížení tahových napětí z původních 1.4 MPa na 0.5 MPa (ve vrcholu na dolních vláknech) navíc při redukci, a také výrazné snížení napětí v oblasti nad patkami, v důsledku redukce ohybových složek napětí, jak bylo popsáno výše.



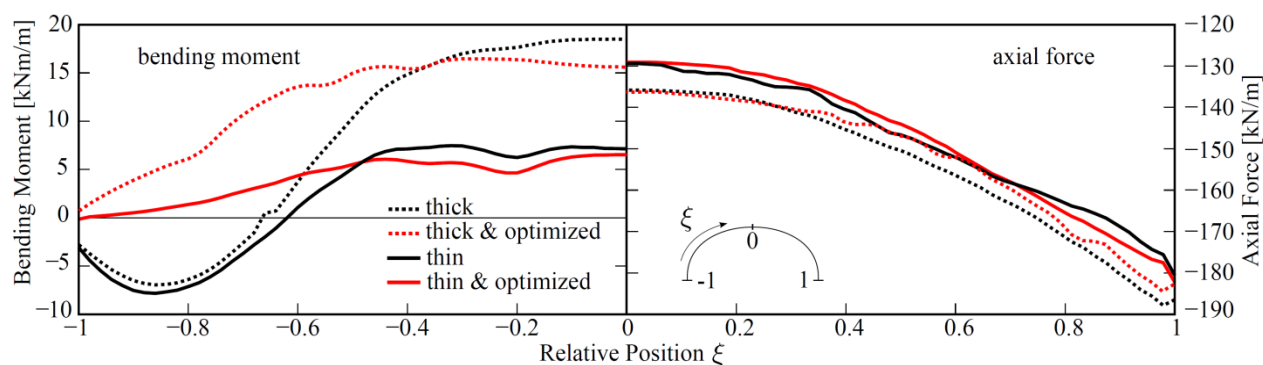
Obr. D.3 Srovnání normálového napětí σ_x [MPa] v horních a dolních vláknech původní a optimalizované klenby



Obr. D.4 Srovnání normálového napětí σ_x [MPa] původní (vlevo) a optimalizované klenby (vpravo)

Porovnání vnitřních sil (ohybového momentu M a normálové síly N) pro 4 varianty kleneb je prezentováno v následujícím grafu. V levé části, kde jsou porovnány ohybové momenty je patrná redukce záporného momentu v oblasti nad patkou, kde došlo k nejvýraznější změně geometrie, ve vrcholu klenby je kladný ohybový moment výrazně menší pro obě klenby s tloušťkou 180 mm.

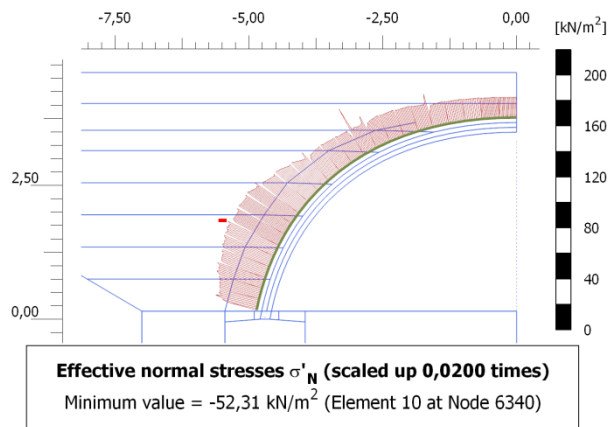
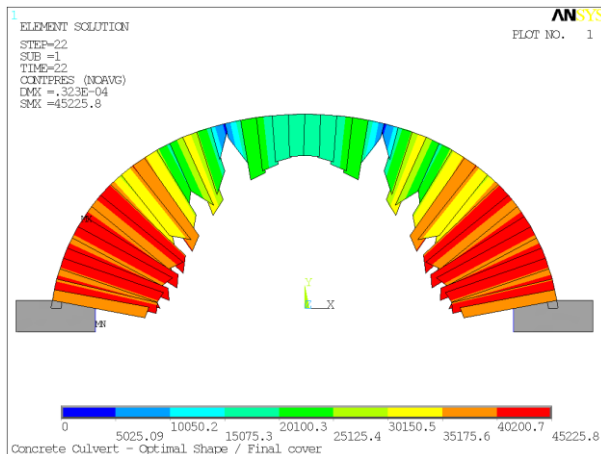
Z porovnání normálových sil v levé části grafu lze konstatovat mírně větší hodnotu normálové síly pro štíhlé klenby.



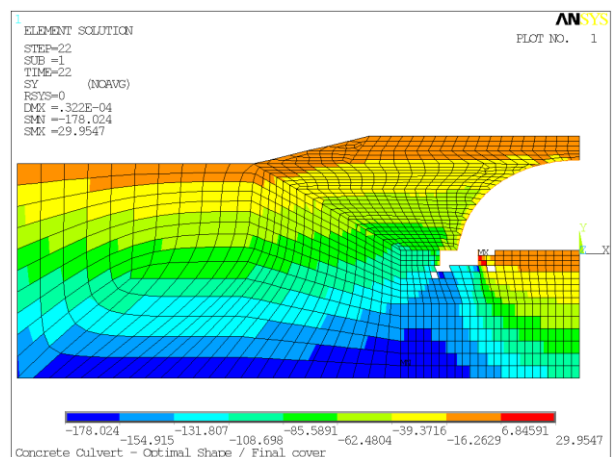
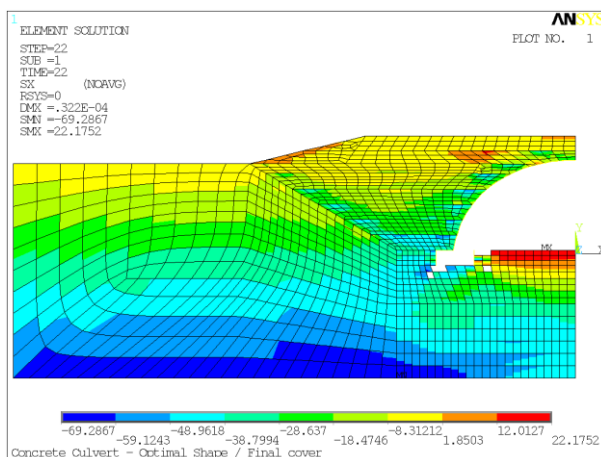
Obr. D.5 Srovnání ohybového momentu [kNm/m] a normálové síly [kN/m] původní a optimalizované klenby

Napětí a posuny v zemině

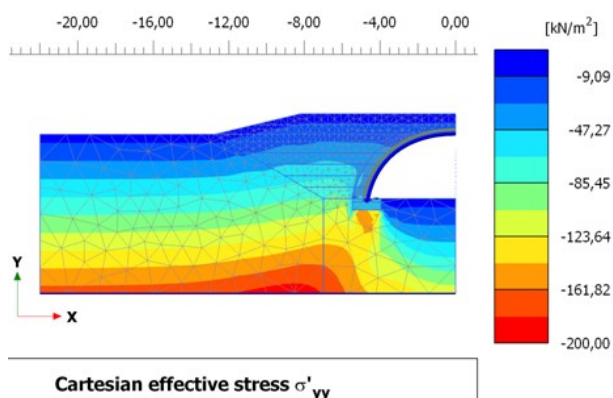
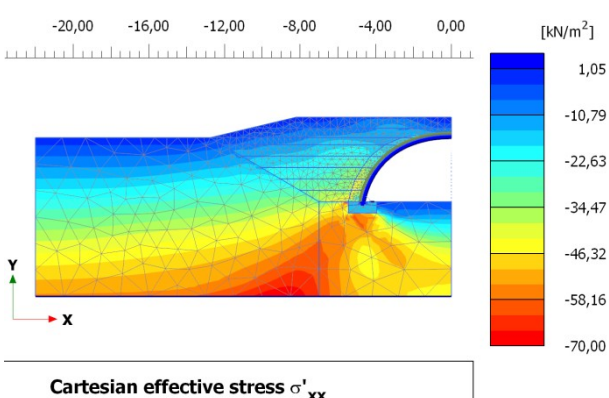
Výsledky zemního tlaku na povrch klenby, napětí v zásypu a posuny uzlů pro finální konfiguraci zásypu jsou prezentovány pouze pro optimalizovanou klenbu s tloušťkou 180 mm. Odpovídající výsledky pro původní klenbu tloušťky 254 mm lze dohledat v příloze A.



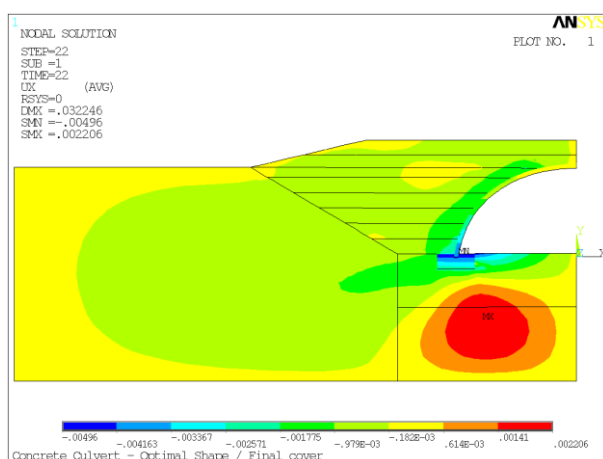
Obr. D.6 Zemní tlak na klenbu – Finální fáze, uvedení do provozu



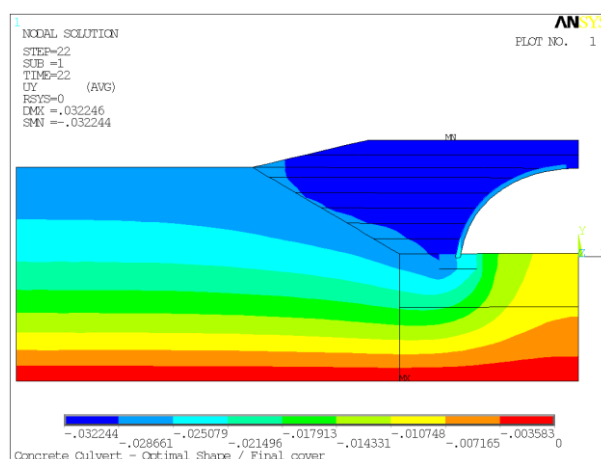
Obr. D.7 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model DP – Finální fáze, uvedení do provozu



Obr. D.8 Efektivní napětí σ_x , σ_y v zemině; Model HS – Finální fáze, uvedení do provozu

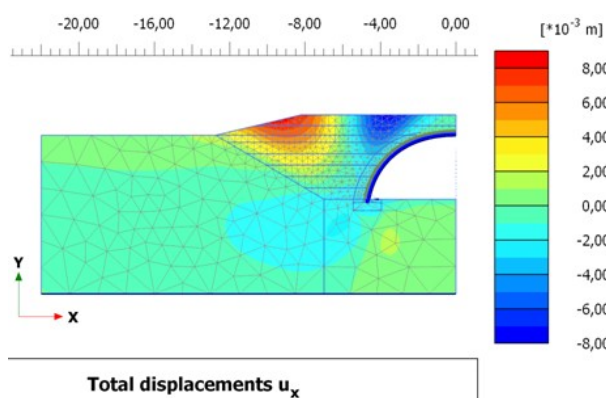


Horizontální posuny U_x [m]

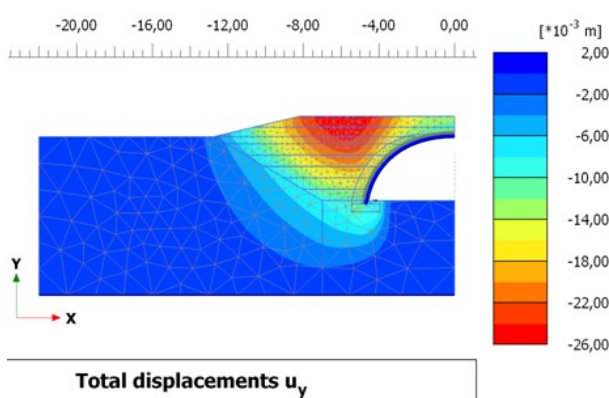


Vertikální posuny U_y [m]

Obr. D.9 Posuny uzlů výpočtového modelu DP – Finální fáze, uvedení do provozu



Horizontální posuny U_x [m]



Vertikální posuny U_y [m]

Obr. D.10 Posuny uzlů výpočtového modelu HS – Finální fáze, uvedení do provozu

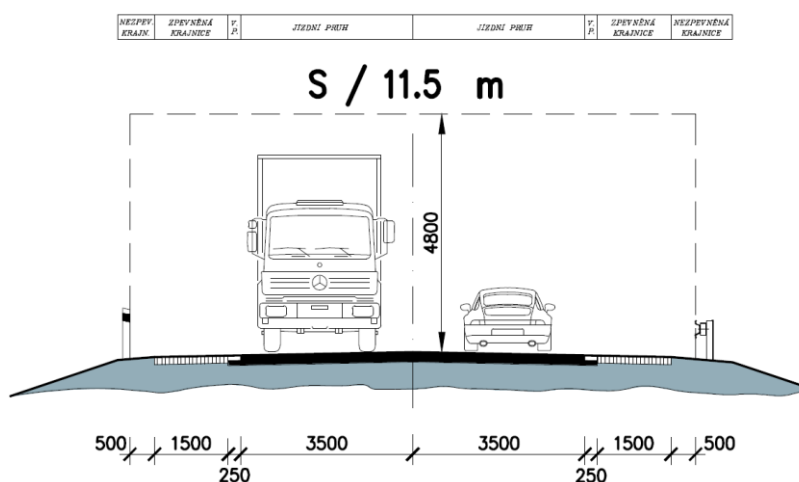
Příloha E

Varianty přesýpaných konstrukcí

V příloze 4 jsou prezentovány alternativy přesýpaných tenkostěnných konstrukcí v běžnějších konfiguracích pro dvě varianty přemostňovaných komunikací: S/11.5m; D 27.5m. Jsou uvedeny schémata klenbových a rámových přesýpaných konstrukcí, které odpovídají přesýpaným obloukovým mostům, hloubeným tunelům a ekoduktům. Klenbové konstrukce jsou dále rozděleny na konstrukce s jedním tubusem, se dvěma anebo s vnitřní stojkou. Jsou shrnuty základní varianty přesýpaných konstrukcí budované v násypech a zářezích.

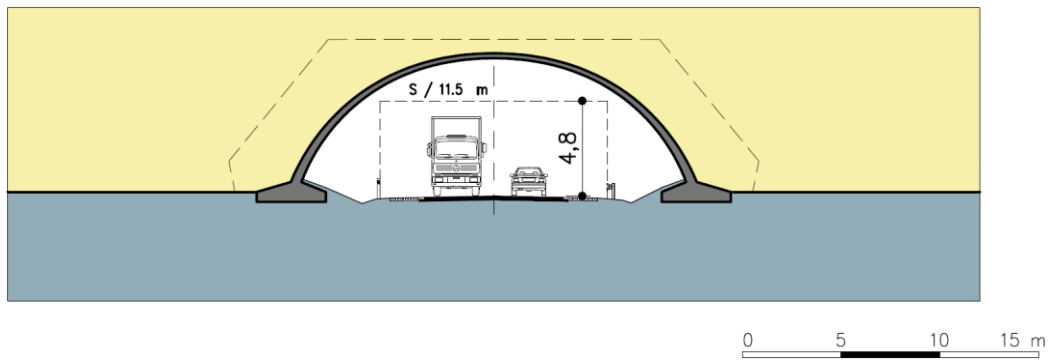
Z hlediska geometrie mohou mít klenby střednice ve tvaru křivek, např.: kružnice, parabola 4°, elipsa, řetězovka, cykloida. Cílem by mělo být navrhnout střednici blízkou tlakové čáře s minimálními ohybovými složkami.

Uspořádání pro přemostění dvoupruhové silnice

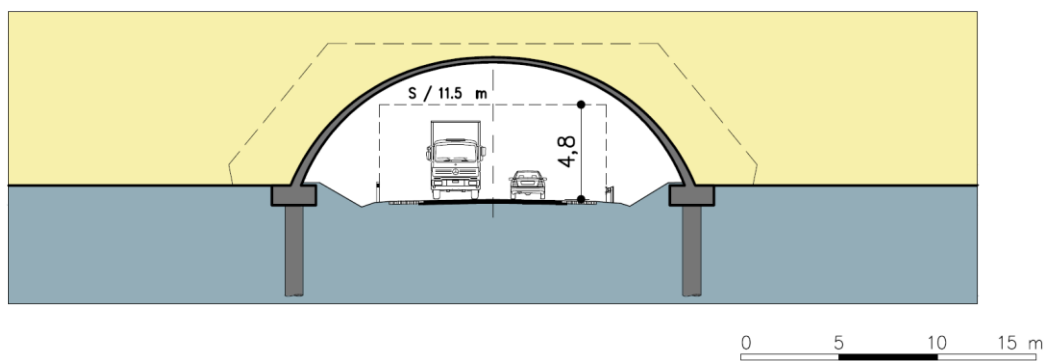


Obr. E.1 Příčný řez komunikací S / 11.5.

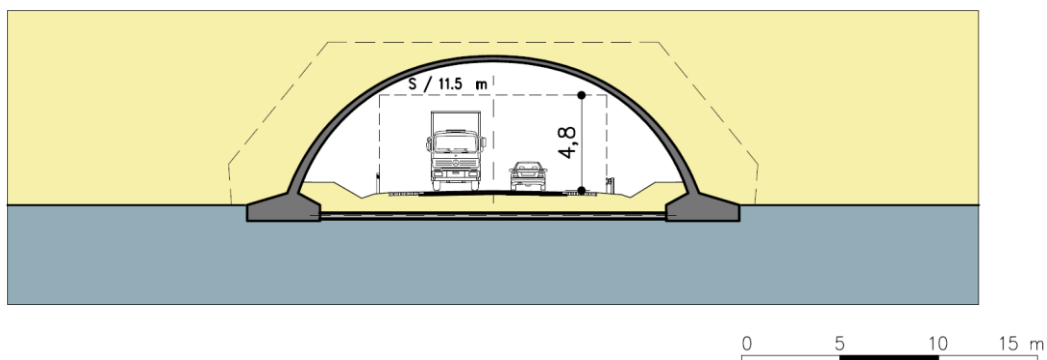
Přesýpaná klenba



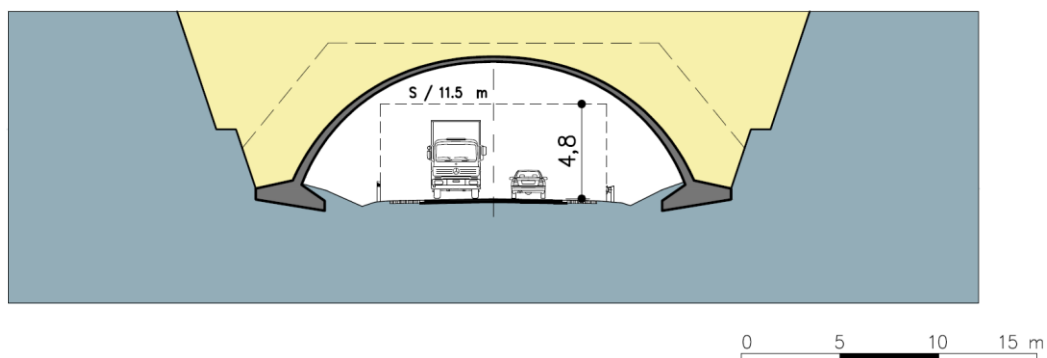
Obr. E.2 Plošně založená přesýpaná klenba v násypu.



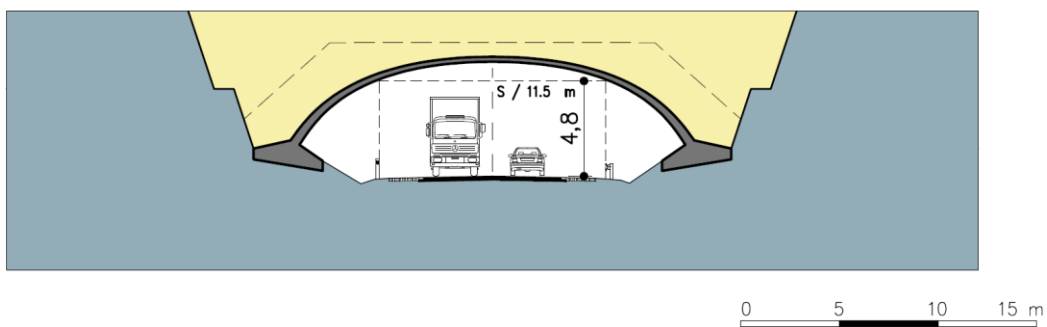
Obr. E.3 Přesýpaná klenba v násypu založená na pilotách.



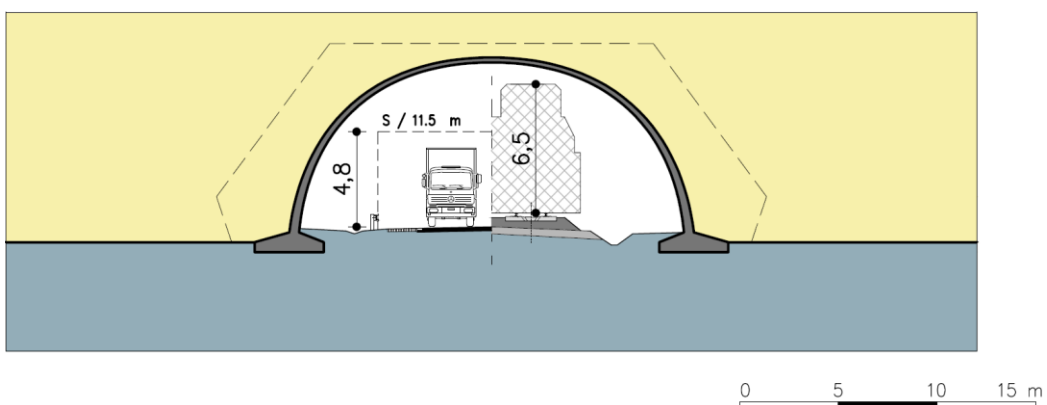
Obr. E.4 Plošně založená přesýpaná klenba v násypu s táhlem zachycujícím obloukovou sílu.



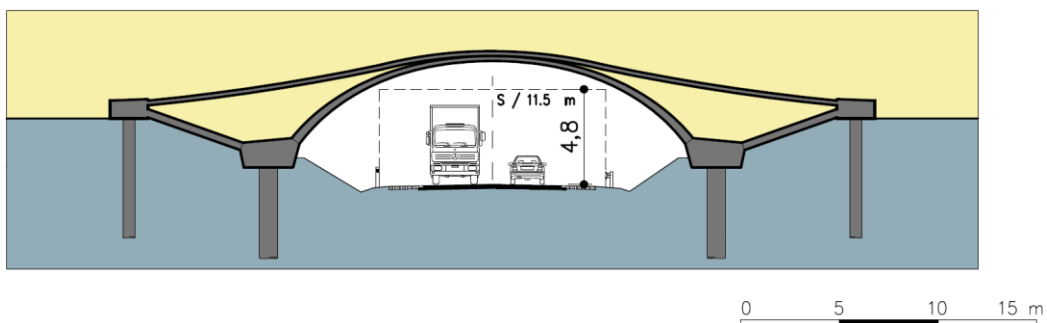
Obr. E.5 Plošně založená přesýpaná klenba v zázřezu.



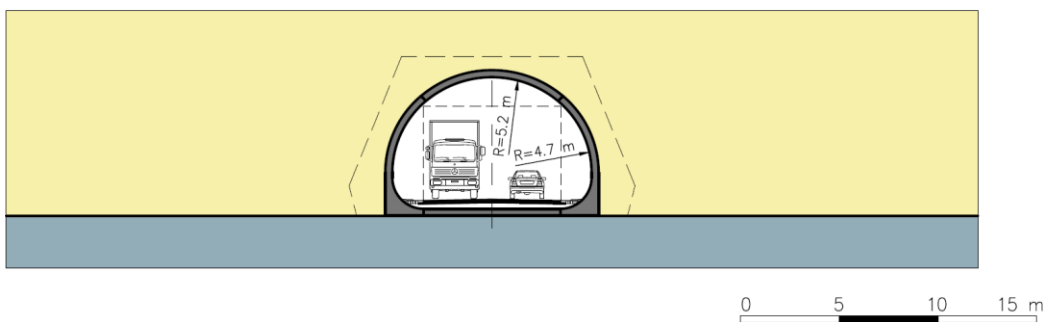
Obr. E.6 Plošně založená přesypaná plochá klenba v zářezu.



Obr. E.7 Plošně založená přesypaná vysoká klenba v násypu.

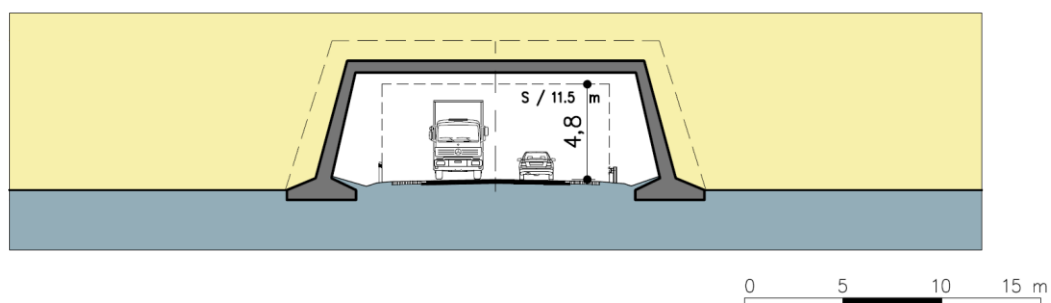


Obr. E.8 Přesypaná klenba založená na pilotách na neúnosném podloží, budovaná v násypu s předpjatým táhlem situovaným nad obloukem.



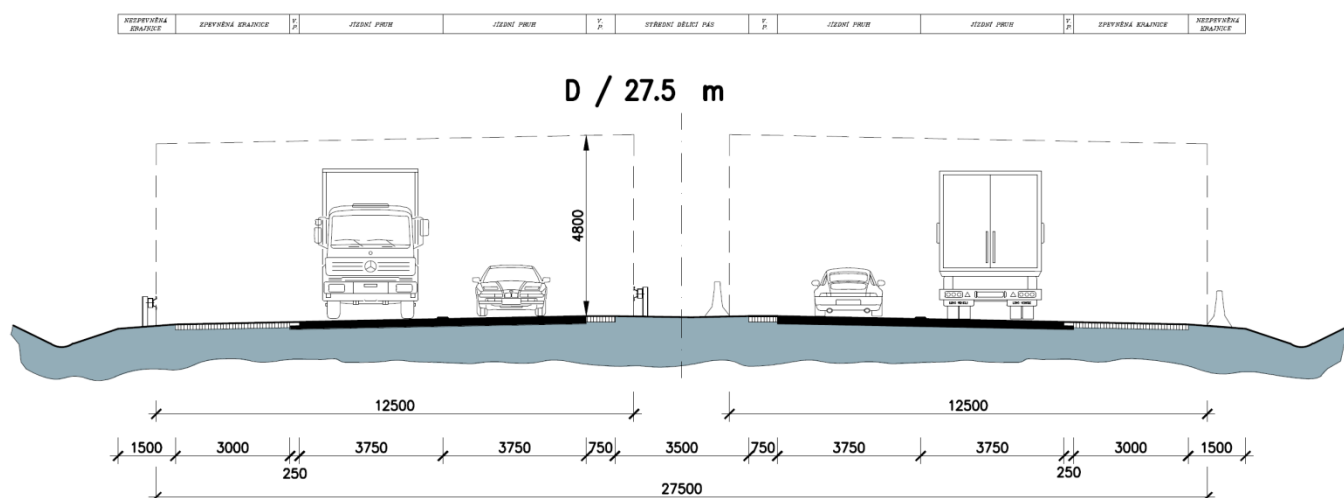
Obr. E.9 Prefabrikovaná klenba uzavřeného profilu.

Přesypaný rám



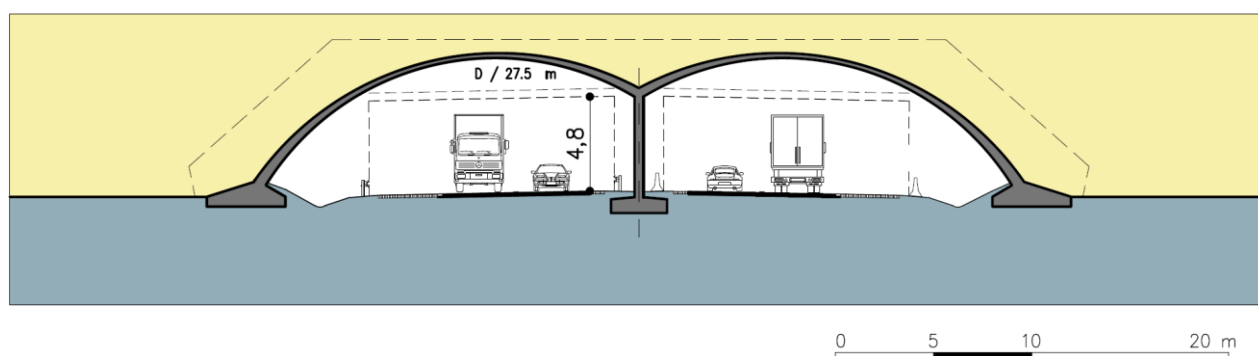
Obr. E.10 Plošně založený přesýpaný polorámový profil.

Uspořádání přemostění směrově rozdělených komunikací

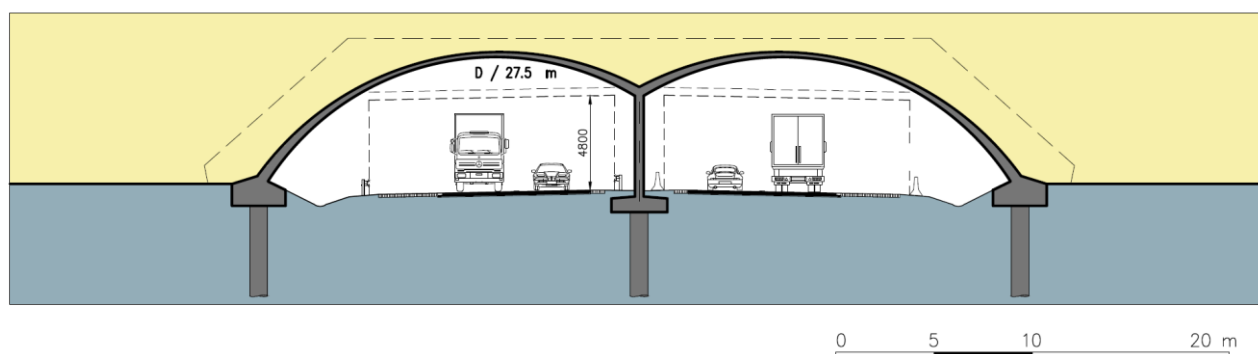


Obr. E.11 Příčný řez dálnicí D / 27.5.

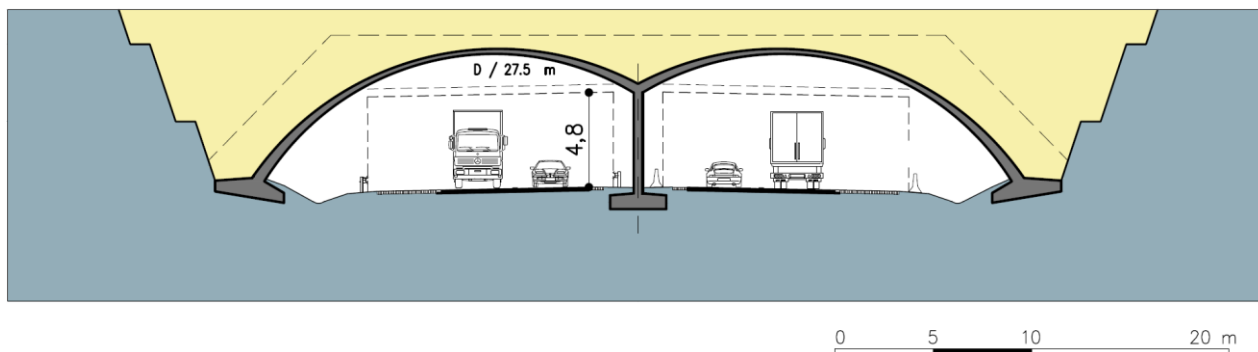
Přesypaná klenba



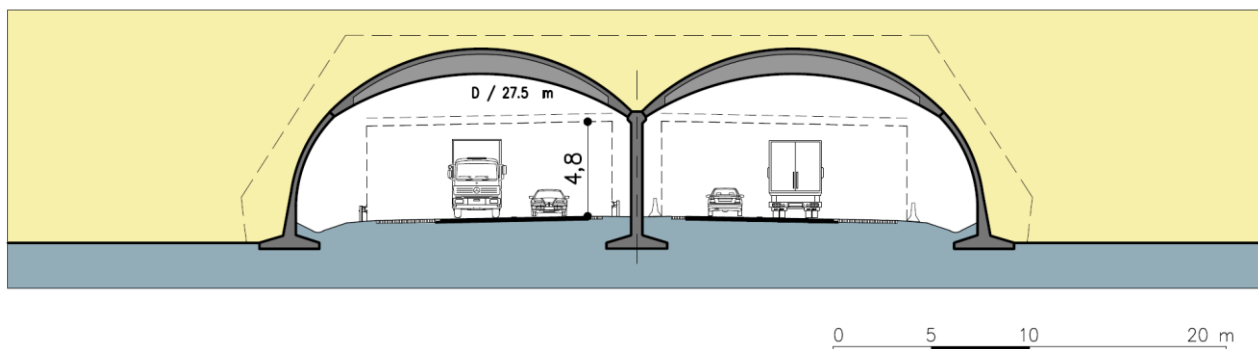
Obr. E.12 Plošně založená přesypaná klenba s vnitřní stojkou budovaná v násypu.



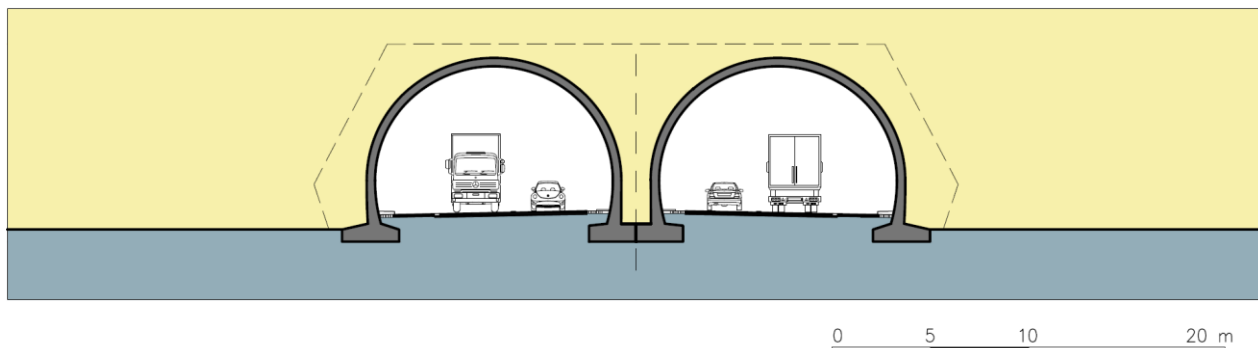
Obr. E.13 Přesypaná klenba s vnitřní stojkou budovaná v násypu, založená na pilotách.



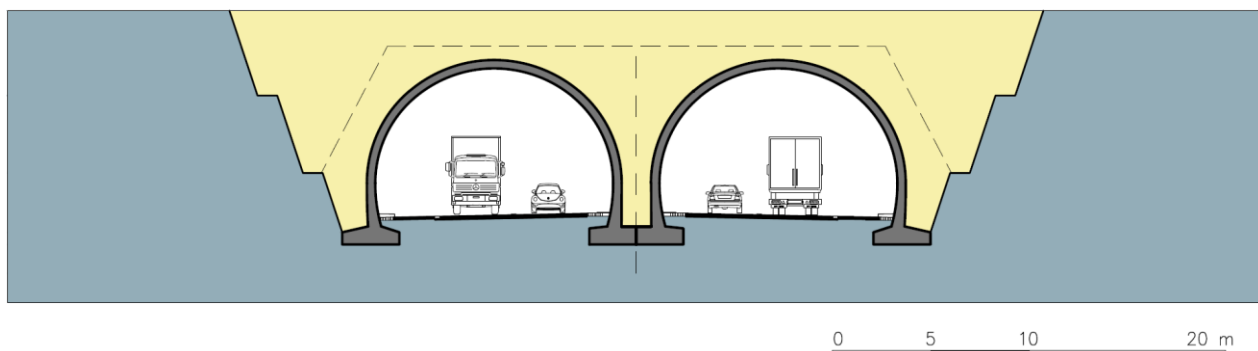
Obr. E.14 Plošně založená přesýpaná klenba s vnitřní stojkou budovaná v zářezu.



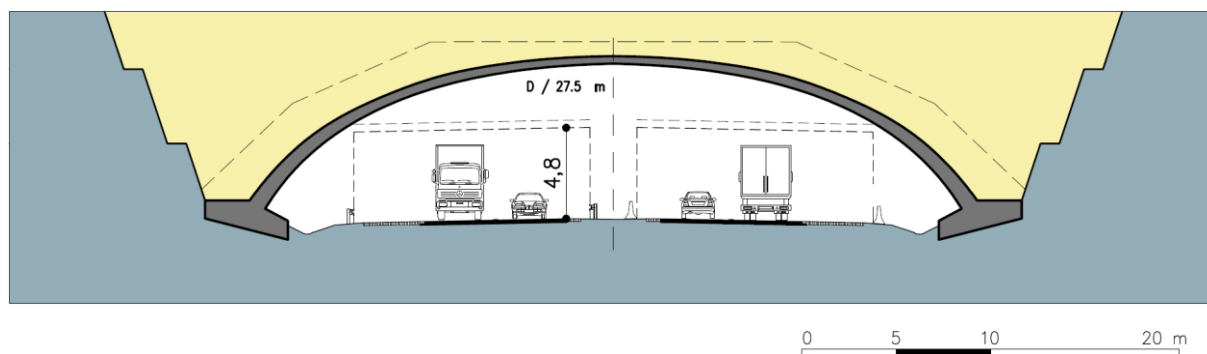
Obr. E.15 Prefabrikovaná přesýpaná klenba s vnitřní stojkou budovaná v násypu.



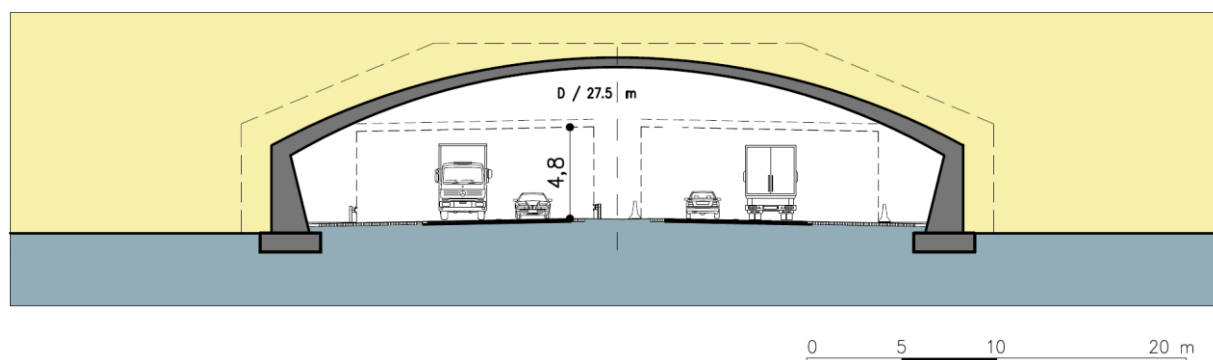
Obr. E.16 Plošně založená přesýpaná klenba v násypu ze dvou samostatných tubusů.



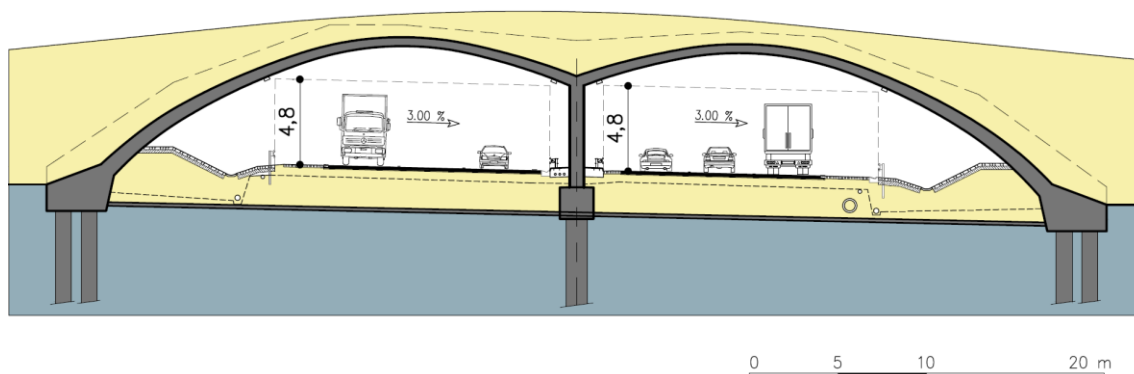
Obr. E.17 Plošně založená přesýpaná klenba v zářezu ze dvou samostatných tubusů.



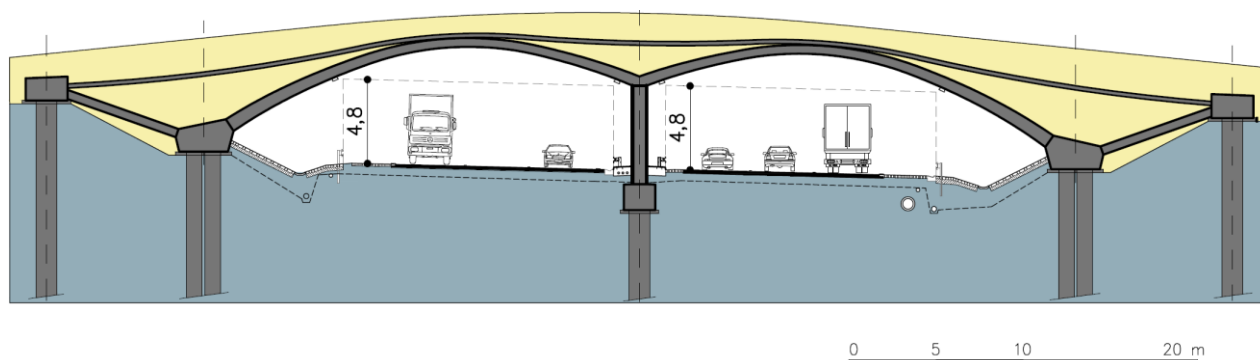
Obr. E.18 Přesypaná klenba většího rozpětí bez vnitřní stojky budovaná na skalním podloží v zářezu.



Obr. E.19 Přesypaná klenba většího rozpětí kombinovaná s rámovými stěnami budovaná v násypu.

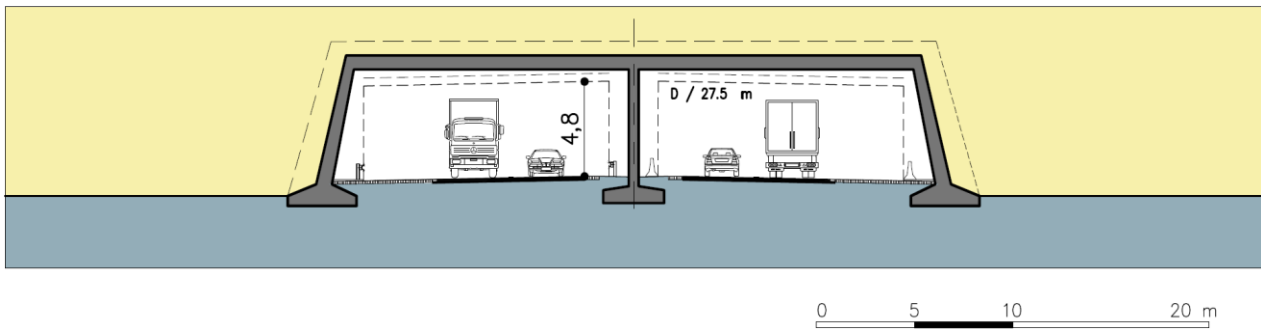


Obr. E.20 Přesypaný obloukový most založený na pilotách na neúnosném podloží s táhlem zachycujícím obloukovou sílu (šestipruhová D 33.5).

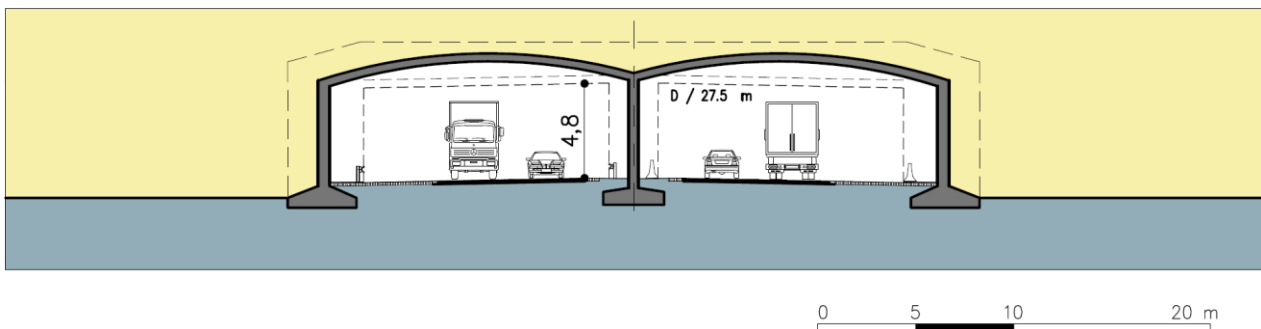


Obr. E.21 Přesypaný obloukový most založený na pilotách na neúnosném podloží s táhlem z předpjatých pásů situovaných nad klenbou (šestipruhová D 33.5).

Přesýpaný rám



Obr. E.22 Plošně založený dvoupolový přesýpaný polorám budovaný v násypu.



Obr. E.23 Plošně založený dvoupolový přesýpaný polorám s klenbovou příčlým budovaný v násypu.