

Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky
Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta
Albertov 6, 128 43 Praha 2



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Monitoring sedání násypů dopravních staveb
Monitoring of settlement in road constructions

Bc. Petr Karlín

školitel: Ing. Jan Novotný CSc.
konzultant: doc. RNDr. David Mašín PhD.

Praha, srpen 2013

ABSTRAKT

Diplomová práce pojednává o geotechnickém monitoringu sedání podloží u dopravních staveb, konkrétně silnic a dálnic v České republice. V první části je uveden soupis procesů a postupů při návrhu a výstavbě násypů. Druhá část se zabývá řešením dat z měření sedání a shromáždění podkladů z IG průzkumů pro vybrané lokality (celkem 7). Ve třetí části jsou vytvořeny matematické modely vybraných lokalit v programu Plaxis 2D (celkem 9). V závěru je srovnání reálných dat s namodelovanými a diskuze nad využitelností podobných postupů v praxi.

ABSTRACT

This thesis considers some issues regarding geotechnical monitoring of settlement of subsoils on roads, highways in the Czech Republic. The first part try to explain process of construction embankments with following standards and prescriptions. Second part belongs to geotechnical monitoring of settlement of subsoils, where author had selected 7 measuring profiles for further work on archive exploration. From these exploration were excluded information about exact location. Third part is creation of 9 geotechnical models in 2D - Plaxis software, comparison with real data and short part about using this kind of work for practice use.

PODĚKOVÁNÍ

Chtěl bych poděkovat Ing. Janu Novotnému CSc. za vedení diplomové práce, připomínky z praxe a dostatečné pochopení pro některé dílčí nezdary. Dále bych rád vyjádřil poděkování doc. RNDr. Davidu Mašínovi PhD. za rady ohledně matematického modelování a závěrečné přečtení. Mgr. Richardu Malátovi a Ing. Josefu Rottovi PhD. za věcné debaty, rady a připomínky ohledně matematického modelování i jiných částí práce. Velmi děkuji firmě Arcadis Geotechnika a.s. za zpřístupnění protokolů z měření, bez kterých by tato práce nebyla uskutečnitelná.

Děkuji rovněž své rodině za podporu během mého studia, přítelkyni Ivě za vyjadřovanou podporu, trpělivost a jazykovou korekturu textu.

Děkuji rovněž zaměstnačkyním Geofondu za přístup při vyhledání velkého množství materiálů.

V neposlední řadě děkuji Přírodovědecké fakultě Univerzity Karlovy za poskytnutí zázemí pro tvorbu této práce a rovněž děkuji vyučujícím za snahu předat co nejvíce informací, zkušeností týkající se geologie.

OBSAH

1	ÚVOD.....	1
2	NÁSYPY	2
2.1	Návrh a stavba násypu	2
2.1.1	Zeminy v násypu	2
2.1.2	Návrh konstrukce	3
2.1.3	Prognóza sedání násypu	7
2.1.4	Navrhování konstrukce násypu	9
2.2	Speciální materiály v násypech	10
2.2.1	Lehčené materiály	10
2.2.2	Druhotné materiály	11
2.2.3	Recyklované materiály	15
2.3	Kontrolní činnosti při stavbě násypu	21
2.3.1	Zhutnění	21
2.3.2	Měření deformací	21
3	PREDIKCE KONSOLIDACE	25
3.1	Metody	25
4	SPECIÁLNÍ TYPY PODLOŽÍ NÁCHYLNÉ K SEDÁNÍ.....	28
4.1	Spraše.....	28
4.2	Rašelina	29
4.3	Výsypky.....	29
4.4	Jíly	29
5	ŘEŠENÍ KONSOLIDACE U NÁSYPŮ	31
5.1	Metody přímé	31
5.1.1	Konsolidační násyp	31
5.1.2	Odvodnění	31
5.1.3	Štěrkové pilíře	31
5.1.4	Mikropiloty.....	32
5.2	Metody nepřímé.....	33
5.2.1	Lehčené násypy	33
6	PARAMETRY PRO MODEL.....	34
7	LOKALITY	39
7.1	Bělotín	40
7.1.1	Trasa silnice.....	40
7.1.2	Průzkum	40
7.1.3	Model	41
7.1.4	Předpokládané chování násypu	42
7.1.5	Reálná data z měření	43
7.1.6	Porovnání výsledků	43
7.1.7	Komentář	44
7.2	Hrádek nad Nisou	45
7.2.1	Geologie	45
7.2.2	Trasa silnice.....	46
7.2.3	Průzkum	46
7.2.4	Geometrie modelu	47
7.2.5	Reálná data	49
7.2.6	Porovnání dat.....	49
7.2.7	Komentář	50
7.3	Libice nad Cidlinou	51
7.3.1	Trasa silnice.....	52
7.3.2	Průzkum	52

7.3.3	Model	53
7.3.4	Predikce sedání.....	56
7.3.5	Reálná data z měření	58
7.3.6	Porovnání výsledků	58
7.3.7	Komentář	61
7.4	Oslavička	62
7.4.1	Geologie	62
7.4.2	Trasa silnice.....	62
7.4.3	Průzkum	63
7.4.4	Model	64
7.4.5	Předpokládané chování násypu	65
7.4.6	Skutečné měření sedání.....	66
7.4.7	Srovnání dat.....	67
7.4.8	Komentář.....	68
7.5	Ostrava.....	69
7.5.1	Trasa silnice.....	69
7.5.2	Průzkum	69
7.5.3	Model	71
7.5.4	Předpokládané chování násypu	73
7.5.5	Reálná data z měření	74
7.5.6	Porovnání výsledků	74
7.5.7	Komentář	76
7.6	Strážný	77
7.6.1	Geologie	77
7.6.2	Trasa silnice.....	77
7.6.3	Průzkum	78
7.6.4	Předpokládané chování násypu	79
7.6.5	Porovnání	80
7.6.6	Komentář	81
7.7	Velká Hled'sebe	82
7.7.1	Trasa silnice.....	82
7.7.2	Průzkum	82
7.7.3	Model	83
7.7.4	Předpokládané chování násypu	84
7.7.5	Reálná data z měření	85
7.7.6	Porovnání výsledků	86
7.7.7	Komentář.....	87
8	DISKUZE	88
9	ZÁVĚR	91
10	POUŽITÉ ZKRATKY A FYZIKÁLNÍ VELIČINY	93
11	POUŽITÉ ZDROJE.....	95
12	PŘÍLOHY	100

1 ÚVOD

V České republice je 55 716,5 km silnic (ŘSD, 2013), které musejí překonávat výškové rozdíly vznikající odlišnou niveletou silnice a okolního terénu. Za tímto účelem se navrhuje a stavějí násypová tělesa a mosty, tyto objekty však mohou narážet na potíže v podložních zeminách či horninách. Sedání násypů je velmi dobře dokumentovatelný jev a je potřebné se tomuto jevu věnovat s ohledem na stabilitu a funkčnost celého komplexu. Zejména to platí pro násyp v blízkosti mostních objektů, jelikož při enormním sedání násypu je ohrožen účel stavebního díla.

Během navrhování a výstavby je proto nutný geotechnický monitoring a zejména v poslední dekádě se jedná o velmi rychle se rozvíjející odvětví, které dokáže včas upozornit na možné nebezpečí či riziko. Podobně je tomu i s matematickým modelováním, které vděčí velkému rozmachu především díky rozvoji výpočetní techniky. Modelováním lze získat cenné informace o chování násypu, které je posléze ověřováno reálným měřením.

Velkou výhodou této kooperace je možnost zpřesňovat model na základě reálných měření - úpravou parametrů.

V této práci jsem se zabýval porovnáním reálných dat a namodelovaných. V praxi se podobné práce využívají pro zpřesnění, které má za následek mnohem lepší predikci hodnot konečného sedání a především přesnější určení času pro průběh konsolidace. V práci se rovněž zabývám problémy spojené se získáním potřebných parametrů a přesností matematického modelu. Rovněž se snažím poukázat na možné typy řešení sedání a poukazuji i na nové typy materiálů použitelných do násypových těles.

2 NÁSYPY

2.1 Návrh a stavba násypu

V současné době se v České republice staví velké množství nejrůznějších druhů násypových těles, jenž se liší svým účelem, technologií výstavby a v neposlední řadě i stavbou samotného tělesa násypu (složení). Násyp je zemní těleso, jehož stavba, měření a technologické postupy se řídí stavebními normami, proto se pokusím stručně vymezit pojmy, kritéria a kontrolní mechanismy zabývající se tímto objektem.

2.1.1 Zeminy v násypu

Zeminy se dle vhodnosti do násypů dělí dle normy ČSN 73 6133 na zeminy nepoužitelné, nevhodné, podmíněčně vhodné a vhodné.

Tabulka 1 - použití zemín pro zemní tělesa - dle ČSN 73 6133

	NEPOUŽITELNÉ ^{a)}	NEVHODNÉ	PODMÍNEČNĚ VHODNÉ	VHODNÉ
Podmínky použití	Nelze upravit běžnými technologiemi, použití se zpravidla vylučuje	Musí se vždy upravit ^{c)}	Podle dalších vlastností se rozhodne, zda lze použít přímo bez úpravy nebo zda se musí upravit	Lze použít přímo bez úpravy
Aktivní zóna	Organické zeminy s obsahem organických látek větším než 6% ^{b)} , bahna, rašelina, humus, ornice, CE, ME	ML, MI, CL, CI MH, MV, CH, CV	S-F, MG, CG, MS, CS, SP, SM, SC, GP, GM, GC	SW, GW, G-F
Násyp		MH, MV, CH, CV	MG, CG, MS, CS, SP, SM, SC, GP, GM, GC, ML, MI, CL, CI	SW, GW, G-F, S-F
a) Netýká se podloží násypu a svahů zářezu b) Obsah 6% je hranice pro středně organické zeminy dle ČSN EN ISO 14688-2 c) Neplatí pro poddajnou vrstvu vrstevnatého násypu				

Použití zeminy v násypu se rovněž řídí skutečnými vlastnostmi zeminy jako je mez tekutosti - w_i , číslo konzistence - I_c , maximální objemová hmotnost zeminy Proctor standard - $\rho_{d \max PS}$, zvláštním případem jsou zeminy objemově nestabilní. Další kritéria pro použití v násypu se řídí především dle účelu.

Pokud chceme využít zeminy nesplňující podmínky použití, pak je nezbytné přistoupit k jejich úpravě. Ta se provádí přidáním pojiva nebo smísením s jinou granulometricky odlišnou zeminou za účelem zlepšení zpracovatelnosti, snížení vlhkosti, snížení

namrzavosti a zvýšení pevnosti. (ČSN 73 6133). Dané úpravy se řídí příslušnými normami (např. ČSN EN 14227-10 pro použití cementu)

Násypy se rovněž vytvářejí kamenitou sypaninou (tvrdé horniny úlomky maximální velikosti 2/3 tloušťky vrstvy, měkké horniny úlomky do 1/2 tloušťky vrstvy - dle TKP 4) či sypaninou z druhotných surovin, pro tyto materiály je stanovena řada požadovaných kritérií, která musí být splněna (např. obsah zrn menších než 2 mm do 25 % a současně obsah jemných částic <0,063 mm, smí být maximálně 5 %).

V současné době je snaha o co největší využívání druhotných surovin, příkladem mohou být popílky, hlušina, recyklované materiály, vysokopecní struska. Zvláštním typem materiálu, z něhož se násyp vytváří, jsou lehčené hmoty, například lehké keramické kamenivo či polystyren. Více o těchto materiálech v podkapitole 5.2.

2.1.2 Návrh konstrukce

Geotechnické poměry na staveništi se musí brát v potaz během tvorby návrhu zemního tělesa, proto se v souladu s Eurokódem 7 zavádějí tři geotechnické kategorie.

- a) První geotechnická kategorie obsahuje zemní tělesa do výšky 3 m (dle ČSN 73 6133), těleso nesmí být v kontaktu s povrchově tekoucí vodou a hladina podzemní vody nesmí ovlivňovat založení. V podloží se nesmí vyskytovat velmi stlačitelné zeminy (např. organické náplavy, bahno, rašelina), prosedavé zeminy a území nesmí být poddolováno nebo postiženo sesouváním. Do násypu první geotechnické kategorie se nepoužijí zeminy upravené pojivy, druhotné materiály, lehké materiály. Zemní těleso není vyztuženo nebo není tvořeno vrstevnatým násypem. Sklon původního terénu pod násypy nesmí být větší než 10 %.

Při návrhu zemního tělesa v první geotechnické kategorii lze postupovat podle zkušeností a kvalitativního geotechnického průzkumu (dle Eurokódu 7 svým rozsahem odpovídá etapě předběžného průzkumu).

- b) Druhá geotechnická kategorie obsahuje zemní tělesa o výšce větší než 3 m avšak do druhé geotechnické kategorie patří i tělesa o menší výšce než 3 m, jež nespĺňují jednu z podmínek obsaženou v první geotechnické kategorii, nebo pokud je stavbou tohoto tělesa ohrožena stabilita přiléhajícího území či by mohlo způsobit nepřiměřené deformace staveb v okolí.

Pro návrh zemního tělesa ve druhé geotechnické kategorii se provede geotechnický průzkum, ve kterém se použijí standardní terénní a laboratorní zkoušky. Při odběrech zemin a vody se postupuje dle ČSN EN ISO 22475-1.

c) Třetí geotechnická kategorie zahrnuje konstrukce či části konstrukcí, které nespádají do předcházejících dvou kategorií. Jedná se např. o vysoké, neobvykle členité a složitě zatížené opěrné zemní konstrukce, zemní tělesa stavěná na sesuvných územích nebo ohrožená pádem skalních bloků, speciální zemní tělesa z nestandardních materiálů apod.

Při návrhu zemního tělesa ve třetí geotechnické kategorii se kromě standardních průzkumných metod použijí i experimentální zkoušky a modely. Konstrukce musí být dlouhodobě monitorována.

2.1.2.1 Mezní stavy

U násypů je rovněž důležité uvažovat v souladu s ČSN EN 1997-1 i mezní stavy. Těmi je definována ztráta celkové stability nebo únosnosti; porušení poruchovou erozí nebo vymíláním; hydraulické porušení, tj. porušení vztlakem, nadzdvížení podloží, vnitřní erozí nebo sufozi; deformace, které vedou k omezení použitelnosti zemního tělesa a které mohou způsobit poruchy konstrukcí a inženýrských sítí. V závislosti na určenou geotechnickou kategorii a stupeň zpracovávané stavby se posoudí návrh zemního tělesa – výpočtem; přijetím normativních opatření; zatěžovacími zkouškami a zkouškami na zkušebních modelech; observační metodou; odborným odhadem. Obvyklou praxí je kombinace těchto postupů (např. výpočet a observační metoda)

Z hlediska mé práce jsou nejdůležitější body týkající se deformace zemního tělesa a mezní hodnoty deformace.

2.1.2.2 Deformace zemního tělesa

Již při návrhu zemního tělesa ve druhé a třetí geotechnické kategorii musí být stanoveny deformace násypu a musí být zvaženo, zda navrhované zatížení nezpůsobí poruchy vozovky, poruchy okolních konstrukcí, odvodňovacích systémů nebo inženýrských sítí, umístěných na násypu, jeho svahu či v jeho blízkosti. Deformace násypu se musí uvažovat společně s deformací základové půdy pod násypem. Samotné těleso násypu, pokud je budováno z hrubozrnných zemin nebo příslušně upravenými jemnozrnnými zeminami a je dostatečně zhutněno dle ČSN 72 1006 má stlačení velmi malé. Stlačení základové půdy pod násypem tvoří obvykle největší část celkové deformace.

Hloubka, do které se projeví stlačení zemin pod násypem se stanoví buď v závislosti na strukturální pevnosti hornin v podloží násypu a na velikosti přenášeného napětí nebo se dle ČSN EN 1997-1 uvažuje s hodnotou, ve které efektivní svislé napětí pod násypem dosahuje 20 % efektivního napětí nadloží. Doporučení ke způsobu výpočtu sedání je obvykle obsaženo ve zprávě o geotechnickém průzkumu.

U násypů na podloží z hrubozrnných zemin, popř. z jemnozrnných nenasycených zemin stačí výpočet celkového sedání.

Výpočty sedání násypů na podloží z vodou nasycených jemnozrnných zemin (obvykle třídy F4 až F8) musí zahrnovat celkové sedání a jeho časový průběh.

Zvláštní pozornost se musí věnovat organickým zeminám a citlivým jílům, ve kterých může sedání v důsledku creepu probíhat velmi dlouho. Navíc je potřeba dbát ohled na sekundární konsolidaci, jejíž hodnota je vzhledem k primární konsolidaci v tomto případě nezanedbatelná. U prosedavých zemin je nutné posoudit účinek nasycení vodou, u sypanin z křehkých materiálů (např. struska) se nesmí opomenout možnost drcení zrn při změnách napětí.

2.1.2.3 Mezní hodnoty deformace

Mezní hodnotou deformace zemního tělesa máme na mysli hodnotu, při jejímž překročení se začnou projevovat poruchy na souvisejících konstrukcích (vozovka, drenáže, přechod na mostní objekt aj.). Jedná se o celkové sedání, nerovnoměrné sedání, pootočení, naklonění, relativní průhyb, vodorovný posuv a posuny vyvolané vibrací.

Z hlediska deformací je nejcitlivější oblast přechodu ze stlačitelného zemního tělesa na pevně (často hlubinně) založený mostní objekt a přechod ze skalního zářezu na násyp. Proto je v kapitole 7, ČSN 73 6244 – Přechody mostů pozemních komunikací; uveden způsob návrhu, výpočtu a řešení přechodových oblastí pro různě stlačitelné podloží.

Při navrhování přechodu je třeba uvážit sedání objektu a sedání násypu v místě přechodu (rozdíl těchto hodnot Δs) a jejich časový průběh při respektování předpokládaných časových a technologických podmínek postupu provádění, uvažovaných dokumentací stavby. Při prognóze časového průběhu sedání se postupuje podle zásad mechaniky zemin. Výškový rozdíl Δs se stanovuje pro časový interval tří roků. Jedná se o zbytkové sedání, které nastane po spojení vozovky na objektu s vozovkou přechodu po zvážení všech podmínek a technických opatření (např. opatření k urychlení konsolidace)

Výpočet rozdílu sedání objektu a násypu při jednoduchých základových poměrech přechodové oblasti včetně objektu se nepožaduje, pokud je objekt založen plošně a návrh vlastního tělesa násypu odpovídá požadavkům této normy. Rozdíl sedání mezi objektem a násypem v úrovni vozovky je nutné stanovit u hlubinně zakládaných objektů při zpracování dokumentace pro stavební povolení, popř. dokumentace pro zadání stavby pro dálnice, rychlostní místní komunikace a silnice I. třídy, pokud výška násypu nepřesahuje 6 m.

Při složitých základových poměrech přechodové oblasti včetně objektu může být požadováno stanovení rozdílů sedání i pro nižší násypy a pro silnice a místní komunikace nižších tříd, a to i v případě plošného založení objektu.

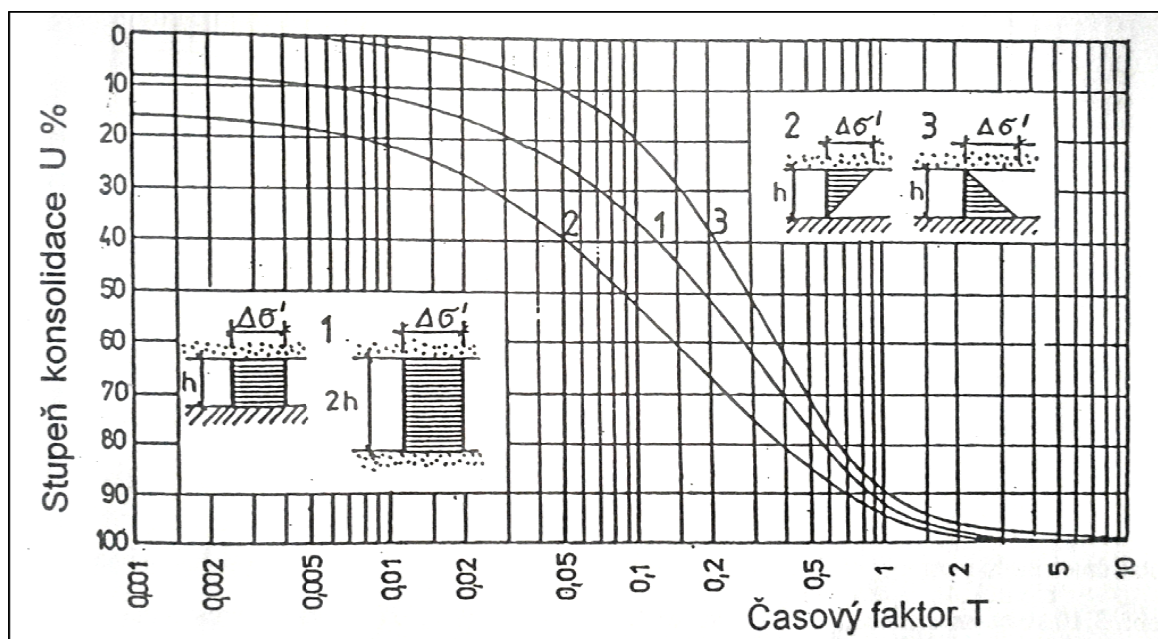
Dle normy ČSN 73 6244 se rovněž počítá se sedáním násypu po výstavbě, uvažuje se sednutí během času $t_0 + 3$ (roky). Avšak pokud je násyp vyhotoven z vhodných, dobře propustných zemin, u nichž je opodstatněný předpoklad, že většina sedání proběhne během stavby, je dovoleno považovat sednutí během této doby ($t_0 + 3$) za nulové. Pokud je násyp tvořen málo vhodnými a pomalu konsolidujícími zeminami, je potřeba vlastní sedání zavést do výpočtu. Velikost časového úseku t_0 se stanovuje (odhaduje) počtem roků s tolerancí 0,25 roku (tzn. se zaokrouhlením na půl roku); t_0 může být jiné pro podzákladí a jiné pro podloží násypu a násyp.

Prognóza časového průběhu sedání se stanovuje dle mechaniky zemin, při početním stanovení Δs je dovoleno stanovit sednutí s_t z hodnoty celkového sednutí s_c vrstvy zeminy vyjádřený počtem roků dle vztahu:

$$s_t = U_{(T)} \times S_c$$

Rovnice 1 - celkové sednutí vrstvy

kde $U_{(T)}$ je bezrozměrný stupeň konsolidace, jenž se určí graficky (odměřením) z obrázku č.1.



Obrázek 1 - křivka závislosti časového faktoru a stupně konsolidace (Lamboj, Štěpánek, 2005)

T – časový faktor, jenž se stanoví z výrazu:

$$T = \frac{c_v * t}{d^2}$$

Rovnice 2 - výpočet časového faktoru

kde c_v je součinitel konsolidace (m^2/s), který se stanoví laboratorními zkouškami stlačitelnosti v oedometru, popř. přibližným způsobem ze vztahu:

$$c_v = \frac{k * E_{oed}}{\gamma_n}$$

Rovnice 3 - výpočet součinitele konsolidace

k – součinitel propustnosti (m/s) E_{oed} – oedometrický modul přetvárnosti (MPa); γ_n – objemová tíha zeminy (kN/m^3);

d – tloušťka konsolidující vrstvy (m) tj. délka dráhy, kterou musí urazit vytlačovaná voda vrstvou zeminy, nežli se dostane do výrazně propustnějšího prostředí.

s_c – celkové sednutí (m)

2.1.3 Prognóza sedání násypu

Jde o sdružený proces, kdy se uvažuje sedání vlastního násypu a deformace podloží násypu.

2.1.3.1 Sedání vlastního násypu

Dle ČSN 73 6244, příloha D, se prognóza (výpočet) sedání násypu vypočte postupem, při kterém se budou předpokládat některá zjednodušení

- modul přetvárnosti E_{def} je konstantní v celém rozsahu napjatosti ve vrstvě násypu
- působení tíhy se uvažuje po dokončení násypu na celou výšku
- neuvažuje se boční deformace zatížené zeminy

Postup výpočtu

Násyp se po výšce rozdělí na vrstvy:

- o stejné tloušťce, jedná-li se o násyp ze stejnorodé sypaniny
- o tloušťce odpovídající skutečnému rozlišení materiálu vrstev

Pro každou vrstvu se pak stanoví napětí v úrovni středu vrstvy ($\sigma_{z,i}$ v MPa) od zatížení výše položenými vrstvami:

$$\sigma_{z,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i * d_i$$

Rovnice 4 - výpočet zatížení

kde γ_i je objemová tíha i -té vrstvy ($kN.m^{-3}$); d_i = tloušťka i -té vrstvy (m).

Sedání vlastního násypu s_v (m) je dáno vzorcem:

$$s_v = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i}}{E_{oed,i}} * d_{v,i}$$

Rovnice 5 - výpočet sedání násypu

kde E_{oed} je oedometrický modul materiálu i -té vrstvy (MPa); $d_{v,i}$ je tloušťka i -té vrstvy (m); n je počet vrstev, $\sigma_{z,i}$ - je přitížení nadloží

2.1.3.2 Deformace podloží násypu

Pro průběh napětí v podloží násypu se uvažuje případ povrchu podloží, přímo zatíženého náhradním rovnoměrným zatížením (pod střední částí násypu) nebo trojúhelníkovým zatížením (pod svahy násypu).

Za šířku základu b se dle staré neplatné normy ČSN 73 1001 uvažuje šířka násypu, za délku základu l se uvažuje délka vyšetřovaného násypu a je rovna nejméně $10b$. Dle platné normy ČSN EN 1997-1 se výpočet provádí pomocí 2. skupiny mezních stavů.

Hloubka přitížení je až po nestlačitelné podloží, anebo do úrovně, kde přitížení podloží je menší než 20 % původního napětí. Vstupní výpočtové charakteristiky přetvárných vlastností základové půdy se určí podle ČSN EN 1997-1.

Postup výpočtu

Celkové sednutí základové půdy s_p v m pod násypem se doporučuje určovat podle výrazu:

$$s_p = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i * \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} * d_i$$

Rovnice 6- celkové sednutí základové půdy

kde $\sigma_{z,i}$ – svislá složka napětí pod uvažovaným bodem od přitížení násypem ve středu i -té vrstvy (MPa); m_i – opravný součinitel přitížení podle tabulky č.2 obsažený v neplatné normě ČSN 73 1001; $\sigma_{or,i}$ – původní geostatické napětí ve středu i -té vrstvy (MPa); E_{oed} – výpočtový oedometrický modul i -té vrstvy (stanovený dle ČSN EN 1997-1, MPa); d_i – mocnost i -té vrstvy (m); n – počet vrstev.

Tabulka 2 - hodnoty opravného součinitele m - dle ČSN 73 1001

Druh základové půdy	m
Silně stlačitelné jemnozrné zeminy třídy F1 – F8 s modulem deformace $E_{def} < 4$ MPa, nepřekonsolidované, konzistence měkké či tuhé (všechny 3 znaky musí být splněny)	0,1
Jemnozrné zeminy třídy F1 – F8, kterým nenáleží součinitel $m=1$ či 0,4 a 0,5 Písky a štěrky třídy S1, S2, G1, G2	0,2
Písky a štěrky prachovité, jílovité či s příměsí jemnozrné zeminy, třídy S3,S4,S5,G3,G4,G5	0,3

2.1.4 Navrhování konstrukce násypu

Konstrukcí násypu se zabývá evropská norma ČSN EN 1997-1 v části 2 – Zásady navrhování geotechnických konstrukcí. Na jejím základě je nutné ověřit, zda nebude překročen žádný z mezních stavů. Při určování návrhových situací a mezních stavů se mají uvažovat následující faktory: podmínky staveniště vzhledem k celkové stabilitě a pohybům základové půdy, druh a velikost konstrukce a jejích prvků včetně speciálních požadavků (například životnost), podmínky vzhledem k okolí (např. sousední konstrukce, doprava, sítě), základové poměry, stav podzemní vody, regionální seismická, vliv okolního prostředí (hydrologie, povrchová voda, poklesy, sezónní změny teploty a vlhkosti). Mezní stavy se mohou vyskytnout buď v základové půdě nebo v konstrukci či také může dojít ke kombinovanému porušení obou částí. Mezní stavy se mají ověřit jedním či kombinací dále uvedených způsobů, mezi tyto postupy patří - použití výpočtů, přijetí normativních opatření, experimentální modely či zatěžovací zkoušky a observační metodou. Podrobněji viz. uvedená norma.

Zkušenost v praxi často ukáže, kterým typem mezního stavu se návrh bude řídit a které mezní stavy mohou být ověřeny kontrolní zkouškou. Pokud existuje srovnatelná zkušenost, mají se s ní porovnat výsledky návrhu.

2.2 Speciální materiály v násypech

V mnohých případech je nutné využít jiných než běžně dostupných přírodních materiálů. Důvody pro toto použití mohou být, jak technické, tak i ekonomické. Zjednodušeně lze napsat, že tyto materiály jsou produktem lidské činnosti, ať už jde o materiály cíleně vyráběné za tímto účelem využití či o materiály, které jsou odpadním produktem.

2.2.1 Lehčené materiály

- a) Lehké keramické kamenivo (LKK)
- Hrubozrnný materiál, vzniká vypálením přírodního upraveného jílu při teplotě cca 1150°C. Obvykle se skládá z frakcí 1-4 mm, 4-8 mm a 8-16 mm. Sypná objemová hmotnost je 300–500 kg/m³.

Tabulka 3 - orientační vlastnosti LKK používaného pro vylehčené násypy - dle TP 198

LKK	Suchá objemová hmotnost (sypná) kg/m ³	Smyková pevnost Φ (°)	c (kPa)	Modul přetvárnosti při $\sigma = 50-120$ kPa (MPa)
1-4 mm	500	45	2	10-40
4-8 mm	400	40	2	10-30
8-16 mm	300	38	1	10-20
1-16 mm	400	40	2	10-30

Z pohledu výstavby se jedná při dodržení správných postupů o bezproblémový materiál, který umožňuje i rychlý postup stavby. U tohoto materiálu je nutné počítat s dobrým projektem konstrukce, aby bylo zamezeno dodatečným výkopům v tomto materiálu, jelikož stabilita výkopu je značně problematická. (Novotný, 2012)

- b) Expandovaný polystyren (EPS)
- Extrémně lehký syntetický materiál, který vzniká zvětšením objemu polystyrenových perel při jejich zahřátí. Objemová hmotnost se pohybuje nejčastěji mezi 15 – 30 kg/m³.
- c) Extrudovaný polystyren (XPS)
- Extrémně lehký materiál, který vzniká stříkáním roztavené základní hmoty do které je přidán kvasící přípravek, má vyšší objemovou hmotnost (35-45 kg/m³)

i pevnost než EPS, ale též cenu. Používá se jen výjimečně na speciální velmi namáhané konstrukce, kde má i funkci ochrany proti promrzání (např. podloží vozovek či pražcového podloží)

Tabulka 4 - vlastnosti bloků polystyrenu používaných do vylehčených násypů - (Kresta, Stehlík, 2011)

Expandovaný polystyren EPS	Francouzský předpis	Vägverket švédské silnice	Banverket švédské železnice
Polystyren	EPS, XPS	EPS, XPS	XPS
Objemová hmotnost (kg/m ³)	15-20-25-30	15-20-30	35-40-45
Pevnost (kPa) při $\varepsilon = 10\%$	70-100-150-200		
Pevnost (kPa) při $\varepsilon = 5\%$		55-100-175	400-450-550
Pevnost (kPa) při $\varepsilon = 2\%$		45-75-140	

2.2.2 Druhotné materiály

V posledních dekáдах bylo vytěženo velké množství stavebního materiálu, bohužel tohoto materiálu není k dispozici neomezené množství a proto se již od poloviny 60. let 20. století na území bývalého Československa (Herle V. in Kresta, 2012) započalo s využíváním druhotných materiálů. Tyto materiály vzniklé jako odpad či nechtěná surovina jsou velmi rozsáhlým zdrojem, jehož využití v posledních letech roste i v důsledku snah o revitalizaci bývalých těžebních prostor. Tyto materiály jsou v porovnání s běžně používaným kamenivem obtížnější pro použití, neboť trpí některými omezeními. Z tohoto pohledu je nutností důkladnější postup při stavbě a řádná kontrola, v ČR se tyto postupy sdružují do tzv. technických postupů (TP). Mezi hlavní patří:

TP 93 - Návrh a provádění staveb pozemních komunikací s využitím popílků a popelů

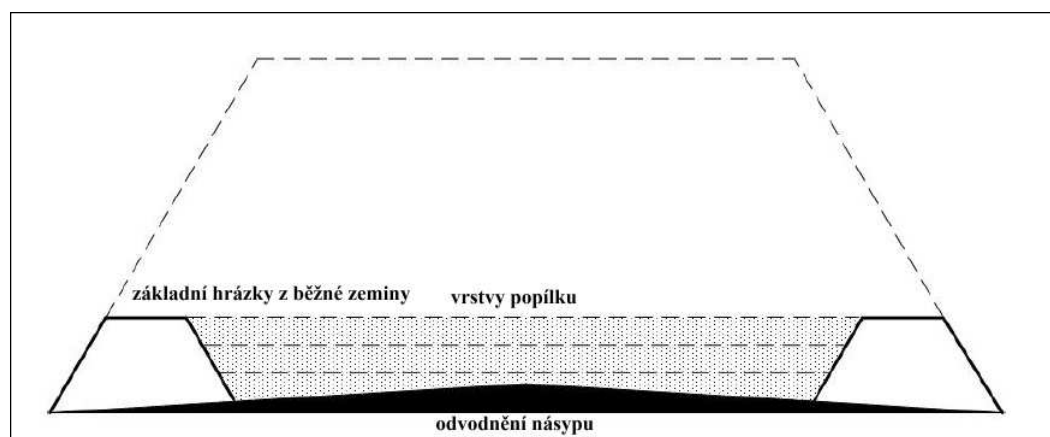
TP 138 - Užití struskového kameniva do pozemních komunikací

TP 176 - Hlušinová sypanina v tělese pozemních komunikací

a) **Popílky a popely**

Popílky a popely se dělí na řadu produktů, jenž se liší svým složením i genezí. Zavádí se pojmy jako popel, popílek, struska/škvára, fluidní popel a popílek, ložový popel, popílkový stabilizát. A minerály jako energosádrovec ($(\text{CaSO}_4) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ s příměsemi, ettringit (vzniká v popílkovém stabilizátu z rozpustných sloučenin Ca, Al a S ve vlhkém prostředí). Tyto materiály musejí splňovat ekologická kritéria použití, zejména hodnoty výluhu látek jako Ag, As, Ba, Be, Pb, Cd, Cr, Co, Cu, Ni, Hg, Se, V, Zn, Sn. Další podmínkou je hodnocení dle REACH (Registration, Evaluation, Authorisation of Chemicals). Posledním kritériem jsou mezní hodnoty hmotnostní aktivity Ra_{226} . (TP 93)

Použití je dle druhu materiálu, např. popílkový stabilizát je vhodný pro použití do přechodových oblastí mostů či jako vyztužující vrstva při použití jiných druhů popílků. Použití se rovněž řídí dalšími příslušnými normami jako ČSN 73 6133, ČSN 73 6644.



Obrázek 2 - schéma výstavby násypu s využitím popílku (přepracováno z TP 93)

Na obrázku č. 2 je nakresleno schéma pro použití popílku jako násypové zeminy. Nejprve je nutné vybudovat hrázky z běžné zeminy, které ochraňují popílek proti mechanickému poškození. Prostor mezi hrázkami musí být vyspádován pro odtok srážkové vody mimo těleso násypu. Hrázky musí být při svrchní části nejméně 0,8 m široké a 1 m vysoké. Jednotlivé vrstvy popílku musejí být hutněny, mocnost vrstvy je 0,3 - 0,35 m. Na takto zbudované hrázky je možné pokládat další etapu, avšak jen po aktivní zónu (0,5 m pod vlastní konstrukcí vozovky). Aktivní zóna musí splňovat $E_0 = 45 \text{ MPa}$ při 100% zhutnění. (TP 93)

Vlastnosti popílků jsou v posledních letech studovány. Na základě zrnitosti byly popílky rozděleny do 4 souborů - velmi jemný, jemný, střední a hrubý. (Bureš, 1997)

Popílký lze přepravovat jako suché směsi ze sil či jako zvodnělé z odkališť. Z tohoto důvodu je obtížné dosahovat jejich optimální vlhkosti (w_{opt}) dle Proctor Standard. Vyšší objemovou hmotnost při w_{opt} mají popílký ze sil. Optimální vlhkost popílků ze sil je rovněž nižší (15-20%) oproti (25-35%) u popílků z odkališť. (UKQAA, 2006)

Suchá objemová hmotnost dosahuje 600-900 kg/m³ a zhutněný popílek při w_{opt} (20-35%) má objemovou hmotnost 1100-1200 kg/m³. (Bureš, 1997)

Zkoušky na zhutněných vzorcích popílků na 95% Proctor Standard (PS) byly zkoušeny taktéž na smykové parametry. Rozsah hodnot je uváděn pro všechny typy popílků, hodnoty činí $\varphi_{ef} = 32,8-40^\circ$ a $c_{ef} = 4,4-12,7$ kPa. Nejnížší hodnoty vykazovaly popílký velmi jemné, nejvyšší pak hrubé popílký. (Bureš, 1997)

Modul deformace dosahuje při zhutnění vzorku na 95% PS 5-12 MPa, modul přetvárnosti naměřený zatěžovací zkouškou pak 6-15 MPa.

Koeficient propustnosti byl naměřen v rozmezí 5×10^{-6} m/s pro velmi jemné a 5×10^{-4} m/s pro hrubé popílký. (Bureš, 1997)

Velkým problémem popílků z fluidního spalování je změna objemu, dle TP 93 je přípustná maximální objemová změna 3%. Tato změna je způsobována tvorbou minerálu etringitu. (Kresta, 2012)

Pro tuto vlastnost je zapotřebí důsledně kontrolovat a zkoušet materiál používaný především do přechodových oblastí mostů, jelikož expanzivní chování je pozorováno u všech druhů popílků či popelů. I mezi těmito materiály jsou velké rozdíly (popílkový stabilizát až 4%, ložový zhutněný popílek až 9%). (Novotný, 2012)

b) Struskové kamenivo

Existuje mnoho druhů strusky, liší se především původem, fyzikálními a chemickými vlastnostmi a proto také podmínkami jejich využití. Jako hlavní druhy strusky bychom mohli označit: vysokopecní strusku, ocelářskou strusku a studený odval. V tabulce č.5 můžeme vidět geotechnické vlastnosti vybraných druhů strusky pro stavbu dálnice D47. Problematickou vlastností struskového kameniva je jeho objemová nestálost některých zdrojových materiálů. Některé materiály jsou postiženy především tvorbou druhotných oxidů, jenž byly původcem objemových změn. Mezi nejvýznamnější oxidy patří řady CaO - Ca(OH)₂ - CaCO₃ a MgO - Mg(OH)₂ - MgCO₃ resp. CaMg(CO₄)₃, kde objemové změny mohou dosahovat až 433%. (Vlček, Martinec, Tomková, 2012)

Tabulka 5 - geotechnické vlastnosti strusky pro stavbu dálnice D47 - (Kresta, Stehlík, 2011)

	Vysokopecní struska	Ocelářská struska	Studený odval
frakce	0-300 mm	0-200 mm	0-300 mm
ČSN 73 6133	G2 GP	G1 GW	G3 GF
Přirozená vlhkost w_n (%)	4	2	6,9–12,9
Maximální objemová hmotnost ρ_{dmax} (kg.m ⁻³)	2330	2681	1930
Úhel vnitřního tření φ (°)	37	35	30
Soudržnost c (kPa)	3	5	5
Koeficient filtrace k_f (m.s ⁻¹)	1×10^{-2}	$4,2 \times 10^{-2}$	1×10^{-8}
Modul přetvárnosti E_{def} (MPa)	100-131	90-130	80-100

c) Hlušina

Jednou z nejstarších aplikací druhotných materiálů u nás bylo využití hlušiny do násypového tělesa na ulici 28. října v Ostravě již v 70. letech 20. století (Kresta, 2011)

Tabulka 6 - charakteristické fyzikálně-mechanické parametry uhelné hlušiny - (Kresta, 2011)

Suchá objemová hmotnost po zhutnění na 100% PS (kg.m ⁻³)	1700–1850
Efektivní úhel vnitřního tření zhutněné hlušiny na 100% PS (°)	30 - jemnozrné 36 - hrubozrné
Efektivní soudržnost zhutněné hlušiny na 100% PS (kPa)	18 – jemnozrné 0-2 - hrubozrné
Modul deformace (MPa)	60-80
Poissonovo číslo	0,35 - jemnozrné 0,25 - hrubozrné

Problematické stanovení modulu přetvárnosti (velikost frakce, drtitelnost, rozpadavost ve vodě a míra zhutnění) je řešeno použitím výsledků modulu přetvárnosti statickou zatěžovací deskou (postup dle ČSN 72 1006) pro pozemní komunikace.

Kresta (2012) uvádí rozsah hodnot modulu přetvárnosti E_{def2} mezi 72,23 - 211,23 MPa pro soubor 54 statických zatěžovacích zkoušek na dálnici D47, přičemž medián tohoto souboru činí $E_{def2}=120,19$ MPa. Dále uvádí, že se hodnoty významně neměnily v závislosti na výšce násypu.

2.2.3 Recyklované materiály

Tyto materiály dělíme na stavební a demoliční odpad (SDO) a recyklovaný stavební materiál - recyklát (RSM). Stavební a demoliční odpad neobsahuje materiál, který by vykazoval nebezpečné vlastnosti a za normálních klimatických podmínek v něm nedochází k žádným významným fyzikálním, chemickým či biologickým změnám. Recyklovaný stavební materiál se dále dělí podle druhu materiálu (beton, zdivo, asfalt atd.). Použití recyklátu se dále řídí ČSN 73 6133:2010 a lze jej využít do zemního tělesa či především do aktivní zóny místo nevhodné zeminy. (TP 210)

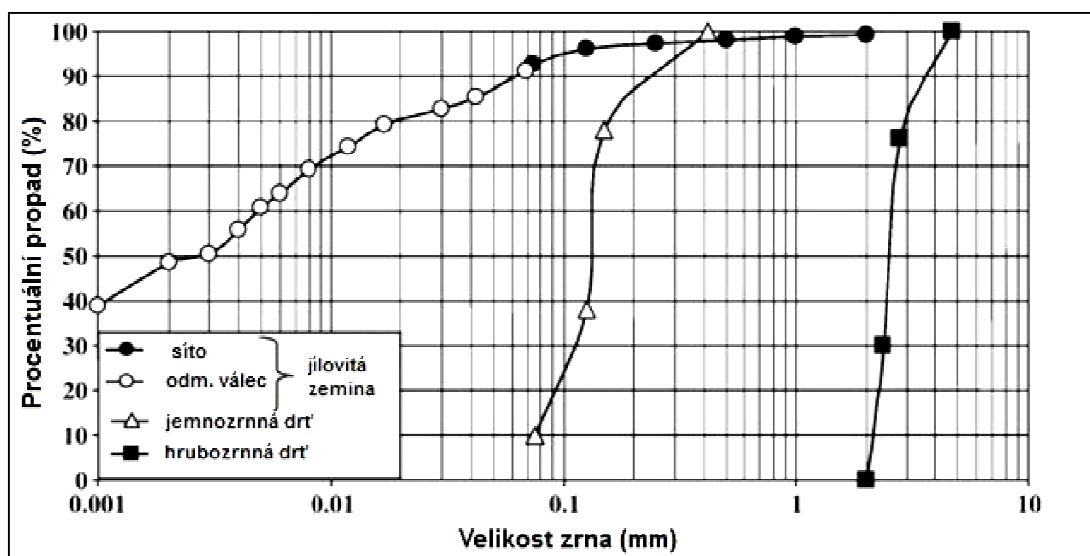
2.2.3.1 Pneumatiky

V zahraniční literatuře je možno najít další typy alternativních materiálů. Z hlediska využitelnosti přebytečného odpadu jde zejména o využití starých pneumatik. Pneumatiky mohou být zpracovány buď svázáním do bloků (Bo, Yarde, 2006) či namletím na drť a smícháním s jiným materiálem, obvykle jde o písek (Yoon et al., 2006) či jílovitou zeminu (Cetin et al., 2006). Výhody využití pneumatik jsou zřejmé: nízká objemová hmotnost, nízká cena a velké zásoby starých pneumatik. Mezi nevýhodami bývá zmiňováno ekologické hledisko, především možnost znečištění podzemních vod výluhem z této směsi. V článku (Yoon et al., 2006) se autoři touto otázkou zabývali a provedli i roční sledování podzemních vod i s příslušnými analýzami chemických změn. Z výsledků vyplývá, že všechny sledované hodnoty s výjimkou manganu jsou v dostatečně nízké v porovnání s hraničními hodnotami pro pitnou vodu (IDEM, 2000). Jelikož jde z hlediska České republiky o nové a relativně snadno použitelné řešení, tak se tímto materiálem budu déle zabývat.

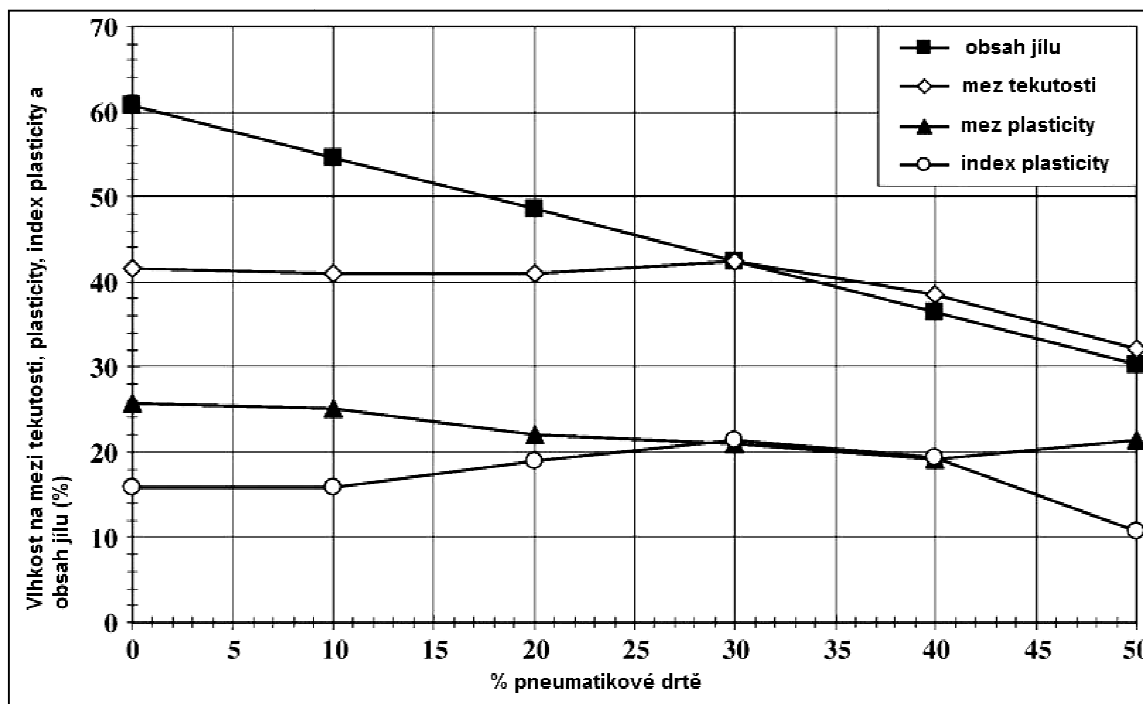
Fyzikální vlastnosti pneumatikové drti a zeminy:

Zrnitost

Při hodnocení recyklovaného materiálu z pneumatik je velmi důležité vzít na vědomí povahu tohoto materiálu, který není homogenní z pohledu zrnitostní frakce. Pokud použijeme klasickou zkoušku pro určení zrnitosti u zemin, tak lze výsledky rozdělit do dvou skupin, které se liší způsobem zpracování tj. rozřezání pneumatik. Jemnozrná drť je klasifikována propadem síta číslo 40 ($<0,425\text{mm}$). Hrubozrnější drť je situována mezi síta číslo 10 (2mm) a číslo 4 (4,75mm). (Cetin et al., 2006)



Obrázek 3 - křivky zrnitosti jílovité zeminy, jemnozrné a hrubozrné drti z pneumatik - upraveno z (Cetin et al., 2006)

Indexové vlastnosti

Obrázek 4 - křivky závislosti obsahu jílu a pneumatikové drtě na meze tekutosti, plasticity a index plasticity - upraveno z (Cetin et al., 2006)

Objemová hmotnost

Jak už bylo výše zmíněno, tak velkou výhodou tohoto materiálu je jeho nízká objemová hmotnost vzhledem k ceně. Srovnání s ostatními druhy lehčených materiálů je možno vidět v tabulce číslo 7.

Tabulka 7 - objemová hmotnost a cena různých lehčených materiálů - upraveno z (Yoon et al., 2006)

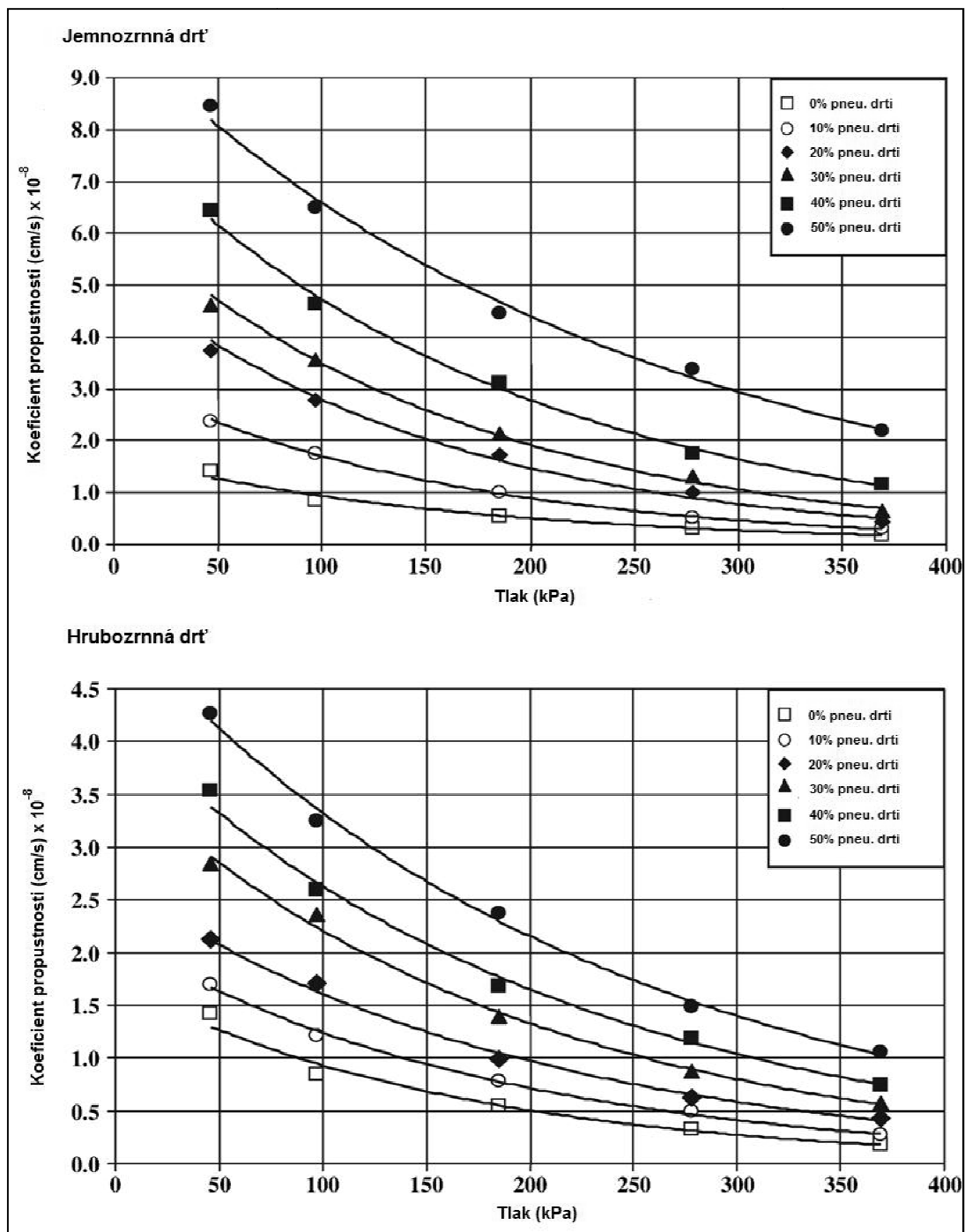
Lehčený materiál	Objemová hmotnost (kN/m ³)	Přibližná cena (\$/m ³)
Drcené pneumatiky	5,5-6,4	20-30
Polystyren (EPS)	0,2-1	35-65
Dřevené hobliny/piliny	8-10	12-20
Keramické kamenivo (jíl)	3-10	40-55
Vzdušný popílek	10-14	15-21

Hydraulická vodivost

Za účelem zjištění hydraulické vodivosti materiálu byly provedeny příslušné zkoušky a jejich hodnoty se liší v závislosti na váhovém podílu pneumatik v rámci testované směsi a na typu materiálu, jenž je přimícháván. Například směs tvořená 16 % pneumatik s dobře vytríděným pískem odpovídá hydraulická vodivost $1,8 \times 10^{-3}$ cm/s, avšak pro 100% podíl pneumatik je hydraulická vodivost rovna 15,4 cm/s. (Yoon et al., 2006)

Koeficient filtrace

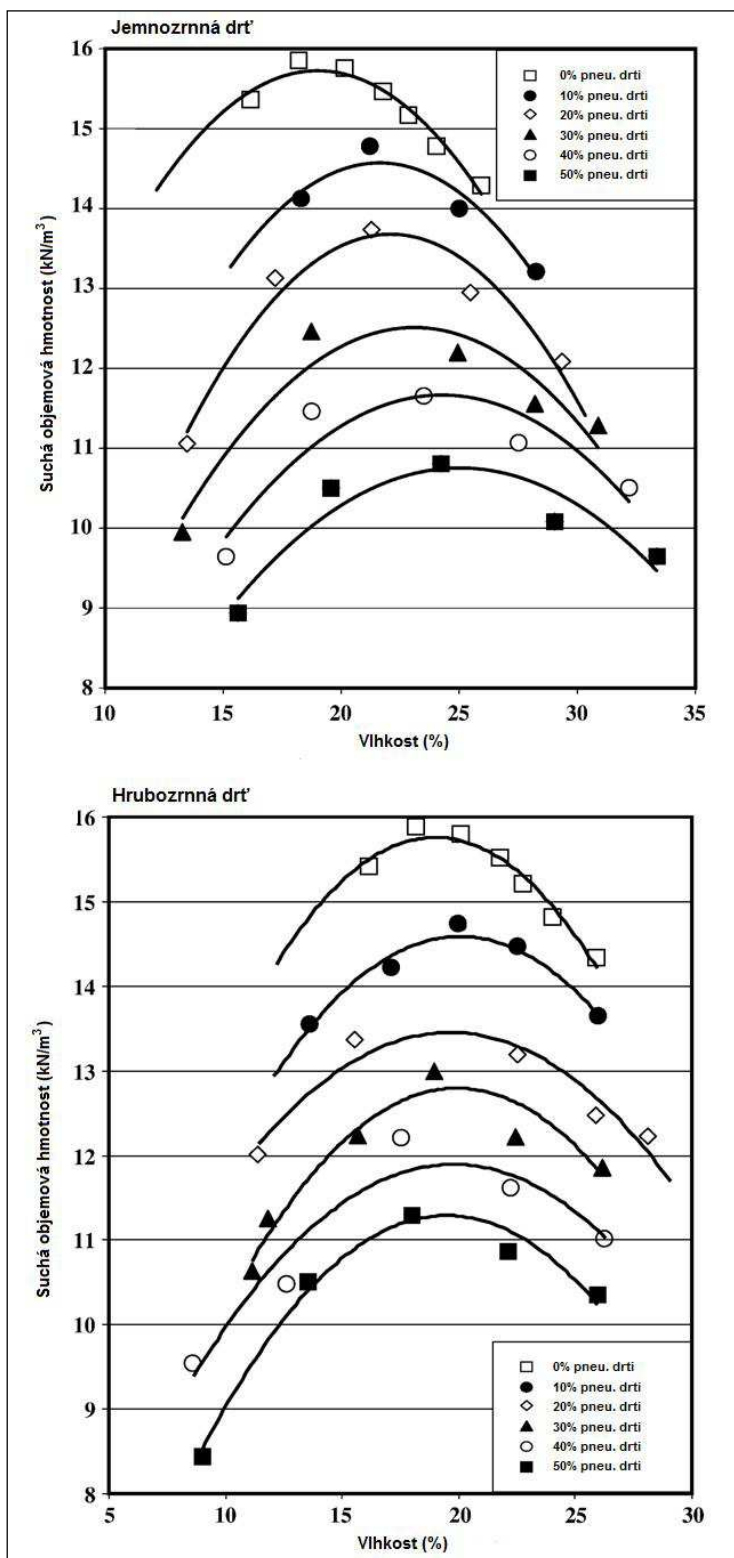
Chování násypových těles je velmi ovlivňováno možností a způsobem tzv. drénování, které je charakteristické pro každý jednotlivý druh materiálu, jenž je při výstavbě násypu použit.



Graf 1 - křivky závislosti koeficientu filtrace a tlaku pro různá množství pneumatikové drtě - upraveno z (Cetin et al., 2006)

Zhutitelnost

Při budování násypu je rovněž nutné znát jeho schopnost zhutnitelnosti, v praxi se nejčastěji můžeme setkat se zkouškou Proctor Standard - PS, jenž je popsána ČSN EN 13286-2. Touto zkouškou zjišťujeme optimální vlhkost - w_{opt} , při které je možno zeminu zhutnit za účelem zajištění nejvyšší objemové hmotnosti. Výsledky je možno vidět na grafu č.2



Graf 2 - křivky pro objemovou hmotnost v závislosti na obsahu pneumatikové drti - upraveno z (Cetin et al.,2006)

Zhodnocení vlastností

Pokud máme hodnotit geotechnické vlastnosti popisovaného materiálu na bázi pneumatik, pak lze obecně říci, že jde o materiál s velkým potenciálem. Jeho největší výhodou je již dříve zmiňovaná nízká objemová hmotnost a lze ho tedy považovat za materiál použitelný pro lehčená násypová tělesa. Pro toto využití hovoří i jeho cena v porovnání s jinými běžně dostupnými materiály jako LKK, EPS či popílky.

Použití by bylo možné i pro mnohem sofistikovanější stavby než jsou násypy, ale rovněž by bylo možné využít směsi pneumatikové drtě spolu s jílovitou zemínou pro jednoduché protipovodňové hráze na místech, kde je v podloží problematická zemina z hlediska sedání. Směs drtě a jílovitě zeminy má relativně nízkou propustnost. Dalším faktorem nahrávající většímu rozšíření je možnost směsi drtě s pískem, která je naopak velmi dobře propustná a hodí se tak spíše pro stavby, kde je vhodné vodu bezpečně odvádět – například u násypů liniových staveb, kdy je účelné nechat násyp zkonsolidovat co nejrychleji.

2.3 Kontrolní činnosti při stavbě násypu

Jak již z předcházejících kapitol vyplynulo, proces stavby násypu je sdružený proces, při kterém je potřebné hodnotit kvalitu jednotlivých částí. Proto se při stavbě násypu měří řada parametrů, kterými jsme schopni posoudit například míru zhutnění jednotlivých vrstev, vývoj pórových tlaků pod i uvnitř násypu, geodetické měření povrchu terénu i osazených bodů na tělese násypu. Dále se provádí kontrola tloušťky navážené vrstvy, kontrola navážené zeminy kupříkladu dle ČSN 73 6133 a TKP 4.

2.3.1 Zhutnění

Míru zhutnění neboli vztah mezi dosaženým a předepsaným zhutněním a její kontrolu popisuje norma ČSN 72 1006. Míru můžeme posuzovat pomocí parametrů D (poměr objemové hmotnosti suché zeminy stanovené dle ČSN 72 1010 – Stanovení objemové hmotnosti zemin. Laboratorní a polní metody; a maximální objemovou hmotností zjištěnou ve smyslu ČSN 72 1015 – Laboratorní stanovení zhutnitelnosti zemin, norma nahrazena ČSN EN 13286-2 – Nestmelené směsi a směsi stmelené hydraulickými pojivy – část 2 : Zkušební metody pro stanovení laboratorní srovnávací objemové hmotnosti a vlhkosti – Proctorova zkouška; platí pro jemnozrnné zeminy), I_D (vztah mezi objemovou hmotností suché zeminy zjištěnou dle ČSN 72 1010 a maximální a minimální objemovou hmotností dle ČSN 72 1018 – Laboratorní stanovení relativní ulehlosti nesoudržných zemin; platí pro hrubozrnné zeminy), E_{def} (modul přetvárnosti), poměrné stlačení zhutňované vrstvy. Míra zhutnění se zjišťuje přímými či nepřímými metodami.

Metody přímé jsou založené na měření objemové hmotnosti a vlhkosti zeminy (vyřezávací kroužek, jamkové metody, stanovení výpočtem z měrné jámy); stanovení parametru míry zhutnění (D , C , I_D). Pro jemnozrnné zeminy je též možno využít Hilfovu metodu stanovení parametru míry zhutnění C , D a vlhkostního rozdílu Δw .

Mezi nepřímé metody patří zatěžovací zkoušky statické, radiometrické měření objemové hmotnosti, rázová zatěžovací zkouška, geodetická kontrolní metoda, dynamická kontrolní metoda měřičem zhutnění (kompaktometrem), penetrační zkoušky (statické, dynamické), měření metodou vlastního kmitání.

2.3.2 Měření deformací

Režim monitoringu násypů je odvislý od zařazení do geotechnické kategorie (kap. 2.1.2.), většinou se měří geodetické měření deformace tělesa násypu (vodorovné i svislé); sedání podloží, jeho velikost a časový průběh během výstavby, případně i po jejím skončení;

měření pórových tlaků (u jílovitého, vodou nasyceného podloží) a jejich změny v čase; určení existence a časového vývoje smykových ploch v násypu a v podloží (inklinometrická měření ve vrtech - při řešení poruch násypu); měření protažení geosyntetické výztuže v násypu vyztuženém geosyntetiky (extenzometrická měření v různých vzdálenostech od líce svahu, lokální měření na výztuži zabudovanými tenzometry apod.). (ČSN 73 6133)

Inklinometrické měření

Toto měření je často využíváno při měření horizontálních posunů, typicky sesuvů. Pro měření sedání je využíváno především kvůli přesnějším hodnotám, avšak oproti hydrostatické nivelaci má i několik nevýhod jako je složitější a časově náročnější měření, neboť je nutné provádět měření s počítačem a ve dvou osově kolmých směrech. Pro jeho použití je nutná instalace speciální trubky pod těleso násypu, tato trubka má uvnitř čtveřici drážek pro vedení měřicí sondy profilem. Nevýhodou je rovněž větší citlivost



Obrázek 5 - vodící pažnice pro inklinometrii [5]

na hodnotu sedání, protože měřicí sonda nedokáže projít profilem, pokud dojde k extrémnímu sedání (více než 15 – 20 cm). Dalším faktorem je i načítání deformace během měření.



Obrázek 6 - měřicí sonda pro inklinometrii [6]

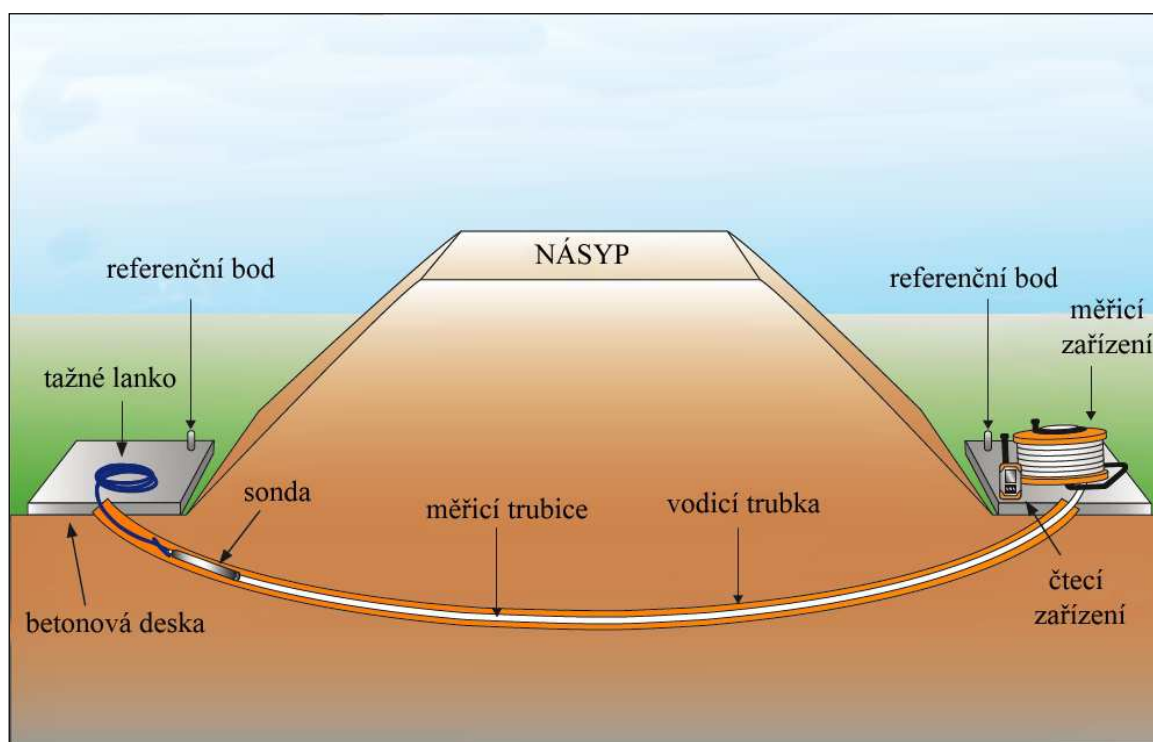
Principem přesné inklinometrie je sonda, jenž dokáže rozpoznat odchylku od vodorovné polohy či svislé polohy (v případě inklinometrů ve vrtech). Tato odchylka je později počítačově zpracována a převedena na deformaci.



Obrázek 7 - měřicí aparatura pro inklinometrii [6]

Hydrostatická nivelace

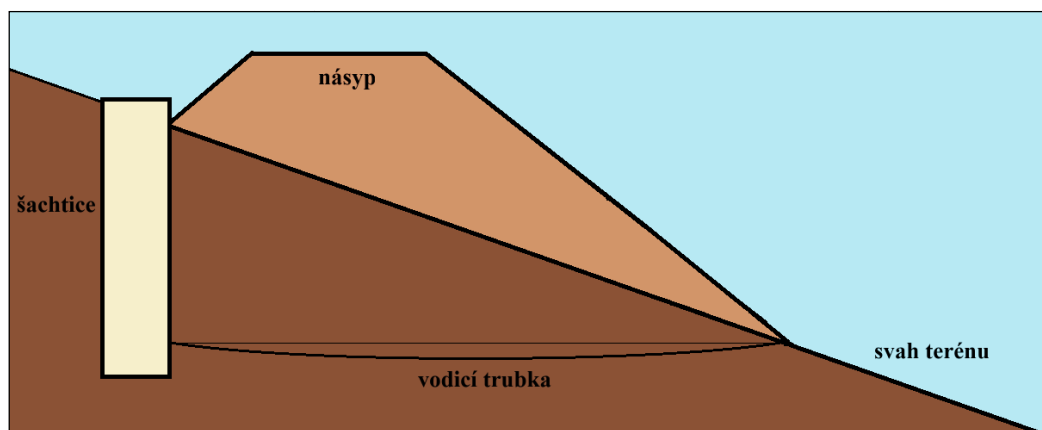
Jedná se o nejčastější měření pro zjištění sedání násypů, zemních těles (též přehrad, valů). Princip měření spočívá ve zjištění odlišnosti tlaku v měřicím zařízení. Do sondy vede hadice s tekutinou, tímto je sonda spojena se základní stanicí, ve které dochází k měření tlaku tekutiny. Změny tlaku se zapisují a později počítačově vyhodnotí a převedou na změny nadmořské výšky (deformace). Pro tento druh měření je zapotřebí položit měřicí trubky pod násyp (nejčastěji při zahájení výstavby) a vytvořit poblíž jednoho záhlaví profilu tzv. nulový bod, který bude moc být geodeticky měřen, neboť k tomuto bodu je celé měření vztahováno.



Obrázek 8 - schéma měření hydrostatickou nivelací - upraveno z [6]

Tohoto měření je hojně využíváno, jelikož vodící trubka pod násypem nemusí mít vnitřní drážky a lze ji proto vybudovat poměrně jednoduše. Další výhodou je větší mechanická odolnost soustavy. Rizikovým místem je zmiňovaný nulový (referenční) bod, který by měl být dobře chráněn před poničením, zejména během výstavby násypu těžkou technikou.

Velmi podstatným faktorem pro případné využití je nutnost mít měřený profil výškově stejně usazen, tzn. při násypech na svazích je případně nutné vybudovat měřicí šachtici, ve které bude ten aspekt splněn - podrobněji viz obrázek č.9.



Obrázek 9 - schéma hydrostatické nivelace ve svahu

Další možnosti měření sedání násypu

Výše jsem podrobněji osvětlil metody měření sedání v České republice, avšak ve světě existují i další metody, jimiž se sedání násypu může měřit. Mezi tyto metody patří měření



Obrázek 11 - měření sedání násypu deskou [6]

deskou zasypanou v tělese násypu, resp. pod tělesem. Při této metodě se měřící deska v průběhu výstavby

instaluje do vlastního tělesa násypu a překryje zeminou. Z této desky je vyveden kabel, pomocí kterého probíhá i vlastní měření sedání, výhodné je to například z důvodu horší dostupnosti místa a lze data sbírat bezdrátově elektronicky na větší vzdálenost. Podobnou metodou je měření buňkou (bodem), který je rovněž zasypan během výstavby do tělesa násypu a od výše uvedené desky se liší plochou měření. I tento způsob umožňuje dálkový sběr dat. Jako nevýhodu obou uvedených zařízení bych uvedl

problematické možnosti výměny při poruše zařízení. Rovněž je u metody s měřením buňkou uvedena jistá

závislost na teplotě, odchylka měření může být 1-5 cm. Pokud bychom použili obě dvě metody společně, dostali bychom komplexní řešení, které je nejlépe využitelné pro velké plochy, které jsou na násypu (např. plochy výrobních areálů). Použití je možné i při velkých projektech, kde je zapotřebí zajistit stabilitu a omezit deformace. Kupříkladu využití piezometrů, hydrostatické nivelace, buněk, desek v rozsáhlém areálu dolu na železnou rudu poblíž Rio de Janiera v Brazílii (Holger, Jonathan, Olenyn da Silva, 2010). V případech, kdy dochází ke zdatelným poruchám lze použít taktéž vertikální extenzometr.



Obrázek 10 - měření sedání pomocí buňky [6]

závislost na teplotě, odchylka měření může být 1-5 cm. Pokud bychom použili obě dvě metody společně, dostali bychom komplexní řešení, které je nejlépe využitelné pro velké plochy, které jsou na násypu (např. plochy výrobních areálů). Použití je možné i při velkých projektech, kde je zapotřebí zajistit stabilitu a omezit deformace. Kupříkladu využití piezometrů, hydrostatické nivelace, buněk, desek v rozsáhlém areálu dolu na železnou rudu poblíž Rio de Janiera v Brazílii (Holger, Jonathan, Olenyn da Silva, 2010). V případech, kdy dochází ke zdatelným poruchám lze použít taktéž vertikální extenzometr.

3 PREDIKCE KONSOLIDACE

Jedním z úkolů mechaniky zemin je určit hodnotu konsolidace a její čas. Pro predikci konsolidace při výstavbě násypů potřebujeme znát napětí pod tělesem, napětí uvnitř tělesa, nadvýšení (zachování funkce po sedání), zhutnění (Proctorova zkouška SPT - standardní či MPT - modifikovaný, Californian bearing ratio - CBR), pevnost zeminy, křivku zrnitosti, vliv proudění vody a hlavně propustnost zeminy (Eichler, Maceková, 1996).

Všechny tyto parametry značně ovlivňují chování násypu a je nutné znát jejich hodnoty již před samotnou výstavbou. V minulosti byly tyto parametry počítány jen pro jednotlivé body, avšak s vývojem výpočetní techniky a metody konečných prvků (MKP) je v současné době možné namodelovat poměrně přesný model chování podloží při zatížení, vývoj pórových tlaků a rovněž stanovit maximální hodnotu sedání.

Z praktického hlediska je však mnohem důležitější znát rozsah možného sedání podloží a jeho časový průběh. I proto se velmi rozšířilo použití monitoringu na stavbách násypů (hydrostatická nivelace ve spojení s snímači pórových tlaků). Porovnání skutečně naměřených hodnot s hodnotami vypočtenými na základě charakteristik zeminy a přetížení nám ukazuje, že matematický model je poměrně přesný "odhad" reálného chování. Matematické modelování je schopno výraznou měrou přispět k urychlení výstavby, neboť dokážeme kalibrovat model podle uskutečněných měření a tak dopřesnit výsledek - odhad, tak aby bylo zabráněno škodám (stabilita svahu, nadměrné sedání). Jednoznačným cílem monitoringu sedání násypů je posouzení času potřebného na celkovou konsolidaci (porovnání s výpočtem). V reálném použití se zpravidla jedná o snížení času potřebného na primární konsolidaci, která by mohla ohrozit stavbu.

3.1 Metody

Pro zjištění teoretické doby konsolidace je využíváno mnoho metod, které se vyvíjely v průběhu druhé poloviny 20. století. Teoretická křivka znázorňující stupeň konsolidace (U_v) s časovým faktorem (T_v) byla získána dle teorie pro jednodimenzionální konsolidaci a bývá obvykle uváděna jako odhad. Jednou z prvních byla křivka odhadující čas potřebný pro 50% a 100% konsolidaci, kde je použito logaritmu z času T_v (Casagrande, Fadum, 1940). O pár let později byl odvozen vztah mezi U_v a $\sqrt{T_v}$, který předpovídá 90% konsolidaci (Taylor, 1948). Tato metoda se dosud hojně využívá, avšak byly rozvíjeny i jiné metody, například metoda inflexního bodu (Cour, 1971). Vývoj tohoto způsobu výpočtu doby konsolidace se v posledních dvou dekadách poměrně rozšířil např. (Robinson, 1997) či (Mesri et al., 1999). O tom, že tato metoda je v praxi velmi

dobře využitelná referuje např. (Sinha et al., 2009), kde je předložen důkaz o zredukování doby na konsolidaci (rozdíl 780 dní 90% primární konsolidace a 320 dní metody inflexního bodu).

Druhým důležitým parametrem, vedle času potřebného pro konsolidaci, je výpočet hodnoty sedání. Sedání samotné lze rozdělit do tří částí, které dohromady tvoří celkovou hodnotu. Deformace (sedání) existuje okamžitá (počáteční), primární (konsolidační; závislá na času – končí po disipaci pórových tlaků) a sekundární (konečná; creep – nulový přírůstek pórového tlaku respektive přitížení).

Výše zmíněné části se liší způsobem výpočtu, proto se obvykle rozdělují.

Okamžité sednutí

V tomto případě je uvažováno neodvodněné sednutí a postupuje se podle teorie pružnosti, do výpočtu se však musí použít neodvodněný modul E. Lze vypočítat například pomocí vzorce:

$$s = q_n \times B \times \frac{(1 - \nu'^2)}{E'} \times \text{součinitele}$$

Rovnice 7 - neodvodněné sednutí

Využití rovnice č.7 lze v případě homogenní zeminy.

Primární sednutí

Sedání lze vypočítat jak pomocí výše uvedené rovnice č.7 tak pomocí rovnice č.8, kde dochází ke sčítání jednotlivých vrstev a jejich jednotlivých příspěvků k celkovému sednutí.

$$s = \sum \frac{1}{E'} \times (\sigma'_z - \nu' \times (\sigma'_x + \sigma'_z)) \times H \times \text{součinitele}$$

Rovnice 8 - výpočet sedání přes sčítání sednutí jednotlivých vrstev

Sedání se dá rovněž počítat skrze edometrický modul

$$s = \sum (\sigma'_z / E'_{oed} \times H \times \text{součinitele})$$

Rovnice 9 - výpočet sedání před edometrický modul

Sekundární sednutí

Určení této hodnoty je komplikované, jelikož sekundární sednutí nezávisí na napětí a jedná se v podstatě o dotvarování částic či struktury zemin za konstantního napětí, kdy dochází k tzv. creepu, kdy zemina zaujímá menší objem. Do sekundárního sednutí patří i změny objemu způsobené změnou stavu zeminy - kupříkladu rašelina zmenšuje svůj objem v důsledku tlení.

Terzaghiho konsolidace

Nejnámější metoda pro výpočet sedání je Terzaghiho teorie jednoosé konsolidace (1924), která sedání počítá z mechanických parametrů oedometrické zkoušky. Tato metoda ovšem

přeceňuje konečné sedání a nedoceňuje stupeň konsolidace. Odlišnosti mohou být v reálném prostředí způsobeny také následujícími faktory - zatížení je proměnné s časem, zemina není plně nasycena vodou ($S_r < 1$), podloží není izotropní a je složeno z více vrstev a v poslední řadě je reálné sedání prostorové či rovinné. (Šimek, Vaníček, 1983)

4 SPECIÁLNÍ TYPY PODLOŽÍ NÁCHYLNÉ K SEDÁNÍ

4.1 Spraše

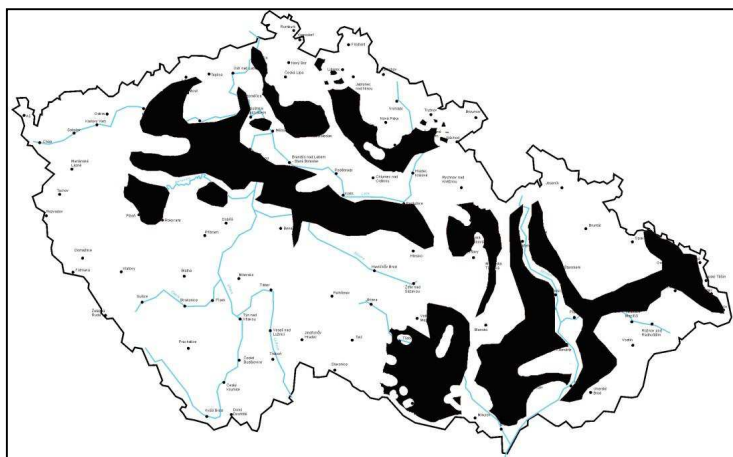
Nebezpečnou vlastností některých zemín (zejména spraše) je prosedavost. Z hlediska neplatné české normy ČSN 73 1001 jsou zeminy, které mohou být postiženy prosedavostí, zařazeny mezi zvláštní zeminy. K prosedání může docházet u jemnozrnných zemín, pokud se vyskytuje některá z následujících podmínek:

- zemina je eolického původu
- obsah prachové složky je vyšší než 60 % hmotnosti suché zeminy
- obsah jílové složky je menší než 15 % hmotnosti suché zeminy
- stupeň nasycení $S_r < 0,7$; mez tekutosti $w < 32$ %

Dále tato norma říká: "Jemnozrnné zeminy jsou náchylné k prosedání, pokud je jejich pórovitost $n > 40$ % a zároveň vlhkost $w < 13$ %. U náchylných zemín se prosedavost zjišťuje zkouškou neporušeného vzorku v edometru. Prosedavé jsou zeminy, u kterých je prosednutí po nasycení větší než 1 % výšky vzorku před nasycením při konsolidačním tlaku, odpovídajícím součtu tíhy nadloží a průměrného zatížení od stavby. Normové charakteristiky prosedavých typů zemín se stanovují podle výsledků zkoušek."

Čím jsou prosedavé zeminy nebezpečné pro dopravní stavby? Jednou z klíčových vlastností těchto zemín je vysoká propustnost, která by za normálních podmínek byla vítaná (rychlá disipace pórových tlaků). Avšak u těchto zemín dochází při nasycení ke kolapsu struktury, tedy k rychlé objemové změně, jenž má za následek sedání. K tomuto procesu dochází jen při prvotním nasycení, v ohrožení jsou tedy především polohy mimo dosah podzemní vody.

Spraše se v ČR vyskytují především v okolí řeky Labe a v oblasti moravských úvalů, avšak můžeme se s nimi setkat i na dalších lokalitách.



Obrázek 12 - výskyt spraší v ČR (Novák, 2010)

4.2 Rašelina

Jedním z velmi problematických materiálů v podloží násypů či prostých silnic je rašelina. Problematická je především její konzistence, jelikož objem je z velké části tvořen vodou. Objemová hmotnost saturované rašeliny je okolo 1 g/cm^3 , avšak objemová hmotnost suché rašeliny je cca $0,13 \text{ g/cm}^3$ (Yang, Dykes, 2006). Z těchto čísel je patrné, že jde o materiál značně pórovitý a tedy velmi nevhodný jako základová půda pro jakékoliv stavby. Dalším problémem spojeným zejména s rašelinami je sekundární konsolidace zastoupená především rozložením organických složek materiálu. U liniových staveb je tento problém více patrný v tom ohledu, že tyto stavby musejí překonávat jistá území bez ohledu na podloží. Jedná se o velmi široce řešený problém, jak mohou doložit četné příspěvky například (Yang, Dykes, 2006), (Nichol, Farmer, 1998). Přírozeným úbytkem rašeliny v důsledku kompakce a tlení dochází ke snižování objemu rašeliny a tím tedy i mocnosti. Bylo dokázáno, že tento úbytek je závislý na hloubce, teplotě a pH, nicméně hodnoty mohou dosahovat až 10 % za 2 roky (Titlyanova et al., 2011). Rašelina není výsadou pouze rašelinišť v horách či podhorských oblastech, ale vyskytuje se i v nivách řek a jako výplň starých říčních koryt, kde může být navíc překryta jiným materiálem. Právě tento fakt ukazuje na důležitost IG průzkumu, protože násyp situovaný na nestejnoroadém podloží může způsobit dodatečné deformace na silnici, v extrémním případě dokonce způsobit nestabilitu svahu násypu.

4.3 Výsyvky

Výsypkový materiál je tvořen zeminou, která je po odtěžení rozrušena na různorodé úlomky nejrůznějších velikostí, u nás se jedná zpravidla o třetihorní jíly z nadloží hnědouhelných pánví. Problematickou vlastností těchto zemin je tzv. dvojitá pórovitost, kdy pórovitost materiálu doplňuje ještě mezerovitost mezi úlomky. Tato vlastnost spolu s měnícími se vlastnostmi v průběhu let činí výsyvky velmi problematickými s ohledem na stanovení parametrů materiálu. (Herbstová et al., 2004)

4.4 Jíly

U jílovitých zemin a jílu může docházet vlivem tepla či vegetace ke smršťování, které může mít hloubkový dosah i několik metrů. Opačným jevem ke smršťování je bobtnání, záleží však na mineralogickém složení jílu, náchylnější jsou jíly obsahující větší množství smektitu, vermikulitu nebo illitu. (Xeidakis et al., 2004). Tento jev však dle mého názoru není v podmínkách České republiky pro dopravní stavby při dodržení platným předpisů a norem velkou hrozbou, jelikož násypové těleso dokáže ve velké míře podloží odizolovat.

Jíly a obecněji jemnozrnné zeminy jsou náchylné k namrzavosti a případné rozbředavosti, ke které dojde vlivem velkého přísunu vody po rozmrznutí. Namrzavost lze určit dle tzv. Schaibleho kritéria namrzavosti, které pracuje s křivkou zrnitosti.

5 ŘEŠENÍ KONSOLIDACE U NÁSYPŮ

Podle různých přístupů se metody řešení konsolidace násypů dělí na přímé a nepřímé.

5.1 Metody přímé

5.1.1 Konsolidační násyp

Nejběžněji používanou metodou u nás při výstavbě násypů na stlačitelném podloží je konsolidační násyp. Jeho princip spočívá v zatížení podloží v dostatečném časovém předstihu tak, aby konsolidace vrstev v podloží proběhla ještě před stavbou samotné komunikace. Zatížení je vyvozeno vysokým zemním tělesem, které může vytvářet i napětí větší než je uvažováno pro budoucí násyp, tímto přetížením je možné dosáhnout rychlejší konsolidace. Tato metoda vyžaduje dostatečný časový prostor pro realizaci a je možno ji použít u vybraných druhů zemin. U zemin s nízkou propustností (jako jsou jíly, silty, slíny) je tato metoda časově neakceptovatelná, jelikož doba konsolidace je v řádu i několika let, což zpravidla není možno při výstavbě liniových staveb dodržet. Výhodou této metody je její malá finanční i technická náročnost.

5.1.2 Odvodnění

Při každé konsolidaci dochází k disipaci pórových tlaků, což je proces spojený s vytlačováním volné vody z pórů zeminy do okolního prostředí. Pokud zkrátíme vodě drenážní vzdálenost potřebnou k disipaci, pak tím i zrychlíme výslednou časovou dobu nutnou k celkové konsolidaci. Odvodnění násypu je možno provádět pestrou škálou opatření, jedním ze světově široce používaným postupem jsou tzv. PVD (prefabrikované vertikální dreny). Tato metoda je nejvíce rozšířena v Asii a její použití se řídí zvláštními úpravami výstavby (rozdělení výstavby do jednotlivých fází; po každé jednotlivé fázi je brán zřetel na dosažení 90% konsolidace podloží před konstrukcí následující fáze) (Sinha et al., 2009)

Další možností odvodnění jsou šterkové rýhy, avšak tato metoda je závislá na hladině podzemní vody a blízkosti vodoteče. Využívá se jako součást většiny popisovaných metod v této kapitole.

5.1.3 Šterkové pilíře

Tato metoda spočívá v přenosu zatížení do únosnějšího podloží. Tento přenos je realizován pomocí systému šterkových pilířů (mnohdy nesprávně označovaných jako šterkové piloty pro svou podobnost s klasickými betonovými pilotami). Pilíře je nutné vyhloubit do požadované úrovně, kdy je již podloží schopné přenášet uvažované napětí, poté dojde

k zasypaní těchto děr štěrkem. Tímto postupem docílíme zlepšení podloží a to jak zvýšením smykových parametrů zeminy, tak i částečným odvodněním skrze štěrkové polohy.

Metoda je široce využívána, jak u nás, tak v zahraničí. Jako vhodný příklad využití štěrkových pilířů může posloužit stavba dálnice Klanec – Srmin ve Slovinsku. Délka násypu byla 600 metrů, výška 8,5 – 11,5 metru. Geotechnické poměry: 5 – 5,5 m vysoce plastický jílu, 4 – 5,5 m světle šedý siltový jílu s organickou příměsí, 2 – 4 m siltový štěrk hlouběji slínovec. Limitním prvkem při zakládání násypu byla celková mocnost stlačitelné vrstvy – jílu, činící 9,5 – 11 metrů, především pak druhá vrstva jílu, která byla velmi málo únosná. (Žvanut et al., 2007)

V zahraničí je rovněž zkoumána možnost překlenutí štěrkových pilířů deskou tvořenou štěrkem s malou příměsí cementu. Tato stabilizace má zamezit rozpínání a vtláčení štěrku do měkké zeminy v bezprostředním okolí pilíře. Testy prokázaly zvýšení pevnostních a deformačních charakteristik zkoumané směsi (štěrk +2,5 % cementu). Použití této směsi ve spojení s geomříží nevykazovalo výrazně lepší pevnostní charakteristiky. Rozdíl je patrný až po vrcholové fázi testu, kdy dochází u vzorku bez geomříže k výraznému poklesu pevnosti oproti nepatrnému snížení u vzorku s geomříží. (Matsumaru et al., 2008)

5.1.4 Mikropiloty

Zajímavou metodou zakládání násypů na stlačitelném podloží je metoda plastových mikropilot. Princip metody spočívá na přenosu zatížení pomocí mikropilotového základu a vysokopevnostních vyztužených geomříží do vhodného (únosného) podloží. Metoda se používá pro násypy o výšce 2-7 metrů. Mezi výhody této metody patří minimální sedání, rychlost výstavby, nehlučný způsob instalace. Lze ji použít převážně v jemnozrnných a vysoce saturovaných zeminách. Jistou nevýhodou, jenž brání i širšímu použití, je její cena. V zahraničí byla tato metoda použita například na trati Rawang – Ipoh v Malajsii, na dálnici A15 v Nizozemí. V ČR se o využití této technologie zatím pouze uvažuje. (Alföldi, Prelovský, 2007)



Obrázek 13 - mikropiloty při instalaci [7]

5.2 Metody nepřímé

Výše uvedené metody mají společnou úpravu podloží násypu a nezabývají se možností změny konstrukce samotného tělesa násypu. Tento krok však může být v mnohých případech výhodný i z hlediska řešení stability svahu, na kterém je násyp budován.

5.2.1 Lehčené násypy

Oproti klasickým násypům jsou tzv. lehčené násypy mnohem složitější stavbou, avšak za dodržení technických postupů dokáží nabídnout nesrovnatelně lepší parametry oproti běžné zemině. Mezi nejvíce využívané typy lehčených hmot patří lehké keramické kamenivo (LKK), expandovaný polystyren (EPS), extrudovaný polystyren (XPS). Mezi další lehké stavební materiály patří i některé druhotné stavební hmoty, například popílky, hlušina, struska. O těchto materiálech více v podkapitole 2.2.

Pro stavbu násypu vyplněného LKK je nutno zavést technologický postup, který se skládá z vybudování podélných hrázek ohraničujících násyp. Do tohoto prostoru je posléze nasypán a rozhrnut materiál LKK (0,6 m). Na tuto vrstvu je pak navezena roznášecí vrstva (0,2 m) zeminy (písky, hlinité písky), která tvoří dělicí vrstvu pro hutnění. Hutnění samotného LKK v rozsahu násypu není těžkou technikou možné. (Herle, 2011)

Násypy tvořené expandovaným polystyrenem (EPS) jsou oproti LKK značně lehčí (30 kg/m^3 oproti 400 kg/m^3) a proto najdou uplatnění v případech, kdy je potřeba významně snížit váhu celého násypového tělesa. V zahraničí byl EPS využit například na stavbě dálnice 69 v Ontariu, Kanada. (Sangiuliano, 2010) V České Republice byl EPS využit při stavbě dálnice D1 v úseku Vyškov – Mořice u mostu přes potok Runza (Zdražil, 2012).

Použití lehkých stavebních hmot je žádoucí rovněž v přechodových oblastech mostů, jejich použití se řídí ČSN 73 6244. V těchto částech je důležité minimalizovat sedání, jelikož rozdíl založení mezi plošným u násypů a často hlubinným u mostů, by mohl při větším sedání násypu vést až k nesjízdnosti komunikace.

6 PARAMETRY PRO MODEL

Jedním z cílů této diplomové práce je výstavba geotechnického modelu násypu i příslušného podloží, pro tyto účely je zapotřebí stanovit parametry zemin, resp. hornin.

V této diplomové práci je matematické modelování prováděno v programu Plaxis 2D, ve kterém bude využit ideálně plastický Mohr-Coulombův konstituční model, jenž je v praxi pro tento účel hojně využíván. Existují však mnohem lepší modely, které jsou schopny lépe vystihnout chování zeminy, nejvhodnějším modelem by byl pravděpodobně hypoplastický. Během práce jsem narazil na problém se stanovením parametrů pro výpočet, byť těchto parametrů není mnoho (z tohoto důvodu je výše uvedený hypoplastický model ještě mnohem hůře sestavitelný - vyžaduje více vstupních parametrů).

Objemová hmotnost γ (kN/m^3)

Tato hodnota je snadno určitelná a pro potřeby této práce nebylo obtížné její hodnotu pro příslušné lokality resp. zeminy, z příslušných podkladů, zpráv získat. Program Plaxis vyžaduje zadání tohoto parametru ve dvou hodnotách. První je objemová hmotnost zeminy v přirozené vlhkosti (nad hladinou podzemní vody) a druhá je objemová hmotnost při stupni nasycení $S_r=1$ (pod hladinou podzemní vody).

Koeficient hydraulické vodivosti k (m/s)

Tento parametr je důležitý především pro generování pórových tlaků, které vznikají při přitížení zeminy. Bohužel je v praxi často ve zprávách opomenut, či je vypočten dle empirických vzorců, jež byly stanoveny podle granulometrické křivky. Těchto vzorců existuje velká řada a liší se svým použitím (vhodnost především pro písčité zeminy), pro příklad uvádím ty nejznámější.

$$k = 2 \times 10^4 \times d^2 \times e^2 \text{ [m/s]}$$

Rovnice 10 - určení koeficientu hydraulické vodivosti dle Terzaghiho (1955)

$$k = N \times d_{10}^2 \text{ [cm/s]}$$

Rovnice 11 - určení koeficientu hydraulické vodivosti dle Hazena (1893)

$$k = \frac{g}{\nu} \times a \times U^b \times d_{10}^2 \text{ [m/s]}$$

Rovnice 12 - určení koeficientu hydraulické vodivosti dle Beyer - Schweiger (1969)

kde d je efektivní průměr zrn; e je číslo pórovitosti; N dle zeminy (50-100); d_{10} je průměr zrna pro 10% propad na křivce zrnitosti; ν je viskozita vody; součinitele a, b závisí na ulehlosti; U je součinitel nestejnnozrnnosti d_{60}/d_{10} .

Koeficient hydraulické vodivosti je hlavním určujícím faktorem jak pro růst pórových tlaků, tak pro zjištění doby konsolidace, neboť primární konsolidace je ukončena, pokud se vyrovnají pórové tlaky v zemině.

Jak jsem již zmínil, tak jsem čelil problému se zjištěním hodnoty koeficientu hydraulické vodivosti pro jednotlivé druhy zemin. V případě, že jsem ve zprávě o průzkumu hodnoty našel, tak jsem je použil. V mnoha případech jsem potřeboval určit hodnotu orientačně, za tímto účelem jsem využil tabulku v příloze D normy ČSN 73 6244 a tabulku 4 v normě ČSN 75 2410. Z těchto tabulek jsem vytvořil tabulku č.8, ve které jsou uvedeny hodnoty průměrného koeficientu hydraulické vodivosti (m/s) a průměrný koeficient hydraulické vodivosti (m/den). Tento nestandardní parametr jsem využil jako vstupní hodnoty materiálu v programu Plaxis.

Tabulka 8 - orientační hodnoty koeficientu hydraulické vodivosti

<i>Typ zeminy symbol</i>	<i>Průměrný koeficient hydraulické vodivosti (m/s) dle ČSN 73 6244</i>	<i>Průměrný koeficient hydraulické vodivosti (m/s) dle ČSN 75 2410</i>	<i>Vybraný průměrný koeficient hydraulické vodivosti (m/den)</i>
GW - štěrk dobře zrněný	$2,7 \times 10^{-4}$	$2,85 \times 10^{-4}$	24,62
GP - štěrk špatně zrněný	$6,4 \times 10^{-4}$	$2,8 \times 10^{-4}$	55,30
G-F - štěrk s jemnozrnnou příměsí	-	$5,25 \times 10^{-7}$	$4,54 \times 10^{-2}$
GM - štěrk hlinitý	$0,3 \times 10^{-8}$	$4,0 \times 10^{-5}$	3,46
GC - štěrk jílovitý	$0,3 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-4}$	8,64
SW - písek dobře zrněný	-	$2,7 \times 10^{-5}$	2,33
SP - písek špatně zrněný	$1,5 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-4}$	8,64
S-F - písek s jemnozrnnou příměsí	-	$5,05 \times 10^{-6}$	0,44
SM - písek hlinitý	$7,4 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-6}$	0,43
SM / SC	$8,0 \times 10^{-9}$	-	$6,90 \times 10^{-4}$
SC - písek jílovitý	$3,0 \times 10^{-9}$	$5,03 \times 10^{-8}$	$4,34 \times 10^{-3}$
ML - hlína s nízkou plasticitou	$5,9 \times 10^{-9}$	$2,5 \times 10^{-7}$	$2,16 \times 10^{-4}$
ML / CL	$1,3 \times 10^{-9}$	-	$1,10 \times 10^{-4}$
CL - jííl s nízkou plasticitou	$1,3 \times 10^{-9}$	$5,0 \times 10^{-8}$	$4,32 \times 10^{-3}$
MH - hlína s vysokou plasticitou	-	$4,05 \times 10^{-9}$	$3,5 \times 10^{-4}$
CH - jííl s vysokou plasticitou	-	$2,0 \times 10^{-7}$	$1,73 \times 10^{-2}$

Při pohledu do tabulky č.8 je patrné, že se uvedené zdroje velmi odlišují. Rozdíl hodnot je velký a proto může být tento fakt zdrojem nepřesností ihned po zadání do modelu či výpočtu. Záměrně jsem do modelu volil nejvyšší koeficient hydraulické vodivosti (pro uvedeno třídu zeminy), jelikož toto tabelární stanovení je jen průměrné a mohlo by tudíž docházet k časovým prodlevám v předpovědi modelu kvůli nízké propustnosti prostředí

Youngův modul E (kN/m^2)

Je jedním z parametrů, který charakterizuje elastické (tj. pružné) chování materiálu. Jeho určení je možné z triaxiální zkoušky. V praxi se více využívá modul edometrický či přetvárný modul E_{def} .

Poissonova konstanta ν (-)

Je popisnou vlastností materiálu a vystihuje jeho plastické chování. A lze ji spočítat při vyhodnocení triaxiální zkoušky. Obvykle nebývá problém s jejím dohledáním ve zprávách o průzkumu.

Edometrický modul E_{oed} (kN/m^2)

Edometrický modul, lze získat buď edometrickou zkoušku či přepočtem z modulu přetvárnosti E_{def} . Z tohoto modulu jej získáme pomocí součinitele β dle vzorce:

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta}$$

Rovnice 13 - přepočet modulu přetvárnosti na edometrický

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \nu^2}{1 - \nu}$$

Rovnice 14 - výpočet konstanty β

kde E_{oed} – edometrický modul, E_{def} – modul přetvárnosti, β – konstanta pro přepočet E_{def} na E_{oed} , ν – Poissonovo číslo

Této možnosti jsem využil velmi často, neboť stanovení edometrického modulu na vzorcích se využívá především pro potencionálně problematické zeminy, z velké části jde o jíly.

Smykový modul G (MPa)

Lze rovněž určit pomocí triaxiální zkoušky. Lze jej taktéž vypočítat z modulu E pomocí rovnice:

$$G = \frac{E}{2 \times (1 - \nu)}$$

Rovnice 15 - výpočet smykového modulu

Soudržnost c (kPa)

Soudržnost je parametrem, který popisuje plastické chování materiálu. Obvykle se určuje vyhodnocením triaxiální či krabicové zkoušky. Pro účely mého modelu jsem využíval efektivní soudržnost - odvozenou soudržnost.

Efektivní úhel vnitřního tření φ' (°)

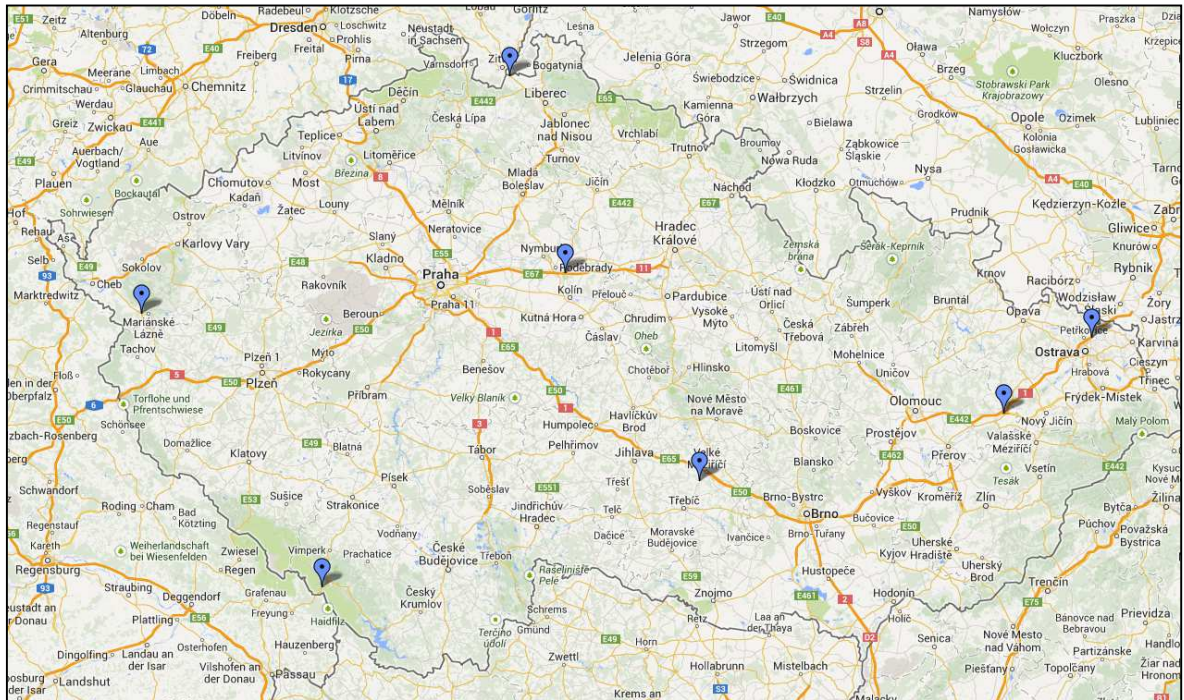
Společně s výše uvedenou soudržností vystihuje plastické chování materiálu, rovněž se povětšinou získává z krabicové smykové zkoušky, avšak lze zjistit i z triaxiální zkoušky.

Dilatance ψ (°)

Úhel dilatance udává velikost plastické objemové expanze (dilatance) a pro M-C model je konstantní. Pokud je $\psi = 0$, pak se předpokládá, že materiál při smyku nemění svůj objem - skoro vždy však objem mění.

7 LOKALITY

Hlavním cílem této diplomové práce je srovnání měřených a vypočtených sedání podloží násypů. Při výběru jsem se řídil rozčleněním lokalit v rámci České republiky s pestrou geologií a odlišnými vlastnostmi jednotlivých zemin, hornin. Posledním kritériem byl výběr lokalit s výrazným sedáním či lokalit, kde byly k dispozici veškeré informace potřebné k výstavbě modelu.



Obrázek 14 - mapa lokalit [3]

Na obrázku č.14 je vidět přehledná mapa s vyznačenými lokalitami. Lokality se liší rovněž umístěním měřeného profilu, ve dvou případech se jedná o dálnice, v jednom o rychlostní silnici a zbylé lokality jsou na silnicích, obchvatech měst a obcí. Jisté odlišnosti mezi lokalitami jsou rovněž v technice měření sedání podloží, v průběhu času se také vyvíjely přístroje a jejich přesnost. Měřené lokality jsou z rozmezí let 1999 - 2011.

Při porovnávání měřených a modelovaných lokalit jsem vycházel z hodnoty největšího sedání. Reálné měření ukazuje, že sedání není rovnoměrné a proto nemusí být největší sedání soustředěno do osy násypu (místo s největším přitížením), jak tomu obvykle predikuje matematický model.

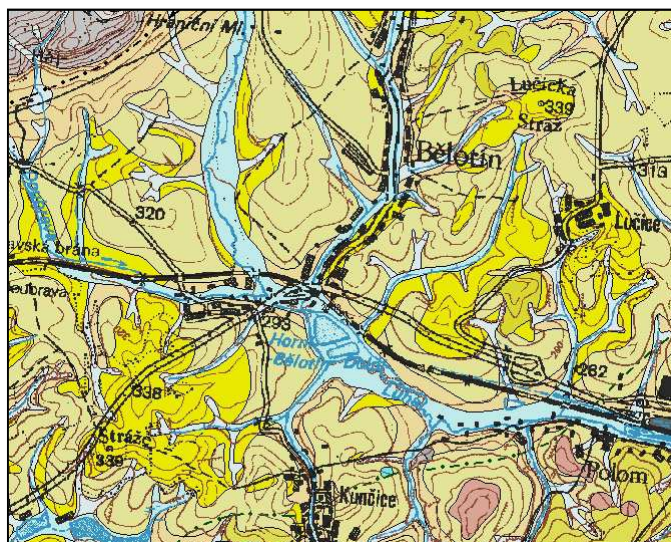
7.1 Bělotín

Vybraná lokalita se nalézá u obce Bělotín, okres Přerov. Z geomorfologického hlediska se jedná o provincii Západní Karpaty, soustavu Vněkarpatské sníženiny, podsoustavu Západní Vněkarpatské sníženiny, celek Moravská brána, podcelku Oderská brána a okrsku Bělotínská pahorkatina (Czudek, 1972). Nadmořská výška se pohybuje v rozmezí



Obrázek 15- umístění lokality [1]

275 - 305 m n.m..



Obrázek 16 - geologická mapa širšího okolí [2]

- okrová barva na mapě. V místech depresí a vodotečí jsou uloženy nivní a deluviofluviální sedimenty (kvartér) - světle modrá.

Geologicky území spadá do předhlubně Západních Karpat, které jsou zde zastoupeny neogenními a kvartérními sedimenty. Neogén je tvořen vápničitým jílem (téglem) - žlutá barva na obrázku č.16 který může obsahovat polohy písku marinního původu. Nejhojněji vyskytující se uloženinou v zájmové

oblasti jsou sprašové hlíny (kvartér)

7.1.1 Trasa silnice

Silnice R48 je vedena na jih od obce Bělotín a vytváří obchvat obce vedoucí od dálnice D47, která obec míjí na západním okraji. Silnice pokračuje dále směrem na Nový Jičín. Silnice překlenuje lokální depresi, ve které se nachází občasná vodoteč, proto byl vyprojektován most v jehož blízkosti je položen i měřicí profil.

7.1.2 Průzkum

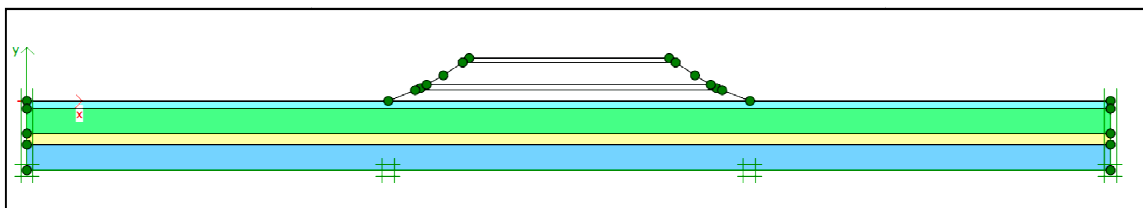
Pro účel výstavby silnice byl v roce 2001 realizován průzkum " Dálnice D47, Lipník nad Bečvou - Bělotín, stavba 4704, MÚK, rampy, přeložky " společností Geotest a.s., Brno.

Průzkum přístupný v archivu Geofondu P102541. Z tohoto průzkumu jsem zpracoval geologicko-geotechnickou rešerši za účelem sestavení geotechnického modelu lokality, jenž bude využit pro matematické modelování v programu Plaxis.

Nejblíže měřenému profilu byl vyhlouben vrt J2115 (příloha č.1), který je však umístěn níže oproti patě násypu, proto bylo nutné počítat s odlišnou výškou pokryvu, hloubkou jednotlivých vrstev i výškou podzemní vody, jenž kopíruje terén ve zhruba stejné hloubce.

7.1.3 Model

V tabulce č.9 jsou uvedeny hodnoty parametrů pro jednotlivé vrstvy (geotechnické kategorie GK), svrchní vrstva je z hlediska zakládání bezvýznamná. Geometrie násypu byla zvolena dle ČSN 73 6133, tzn. do 3 m 1 : 2,5, do 6 m 1 : 1,75 a dále ve sklonu 1 : 1,5. Model násypu i s vrstvami podloží můžeme vidět na obrázku č.17.



Obrázek 17 - geometrie násypu a geotechnických vrstev podloží

Tabulka 9- souhrn geotechnických vlastností - upraveno ze zprávy "Lipník nad Bečvou - Běloutín"

kategorie podloží	Mocnost (m)	Zařídění ČSN 73 1001	γ (kN/m ³)	φ (°)	c_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	k (m/den)
násyp	10		20	27	4	20	0,432
GK1	1,8	F6 CI	20	26	14	4	$4,32 \times 10^{-3}$
GK2	5,8	F8 CH, F7 MV	19	18	23	5	$1,73 \times 10^{-2}$
GK3	2,6	F8 CH	20	18	23	7	$1,73 \times 10^{-2}$
GK4	6,0	F4 CS	21	26	21	8	$4,34 \times 10^{-3}$

- kurzívou jsou označeny hodnoty, které nejsou vybrány z průzkumu a byly zvoleny na základě mého uvažení

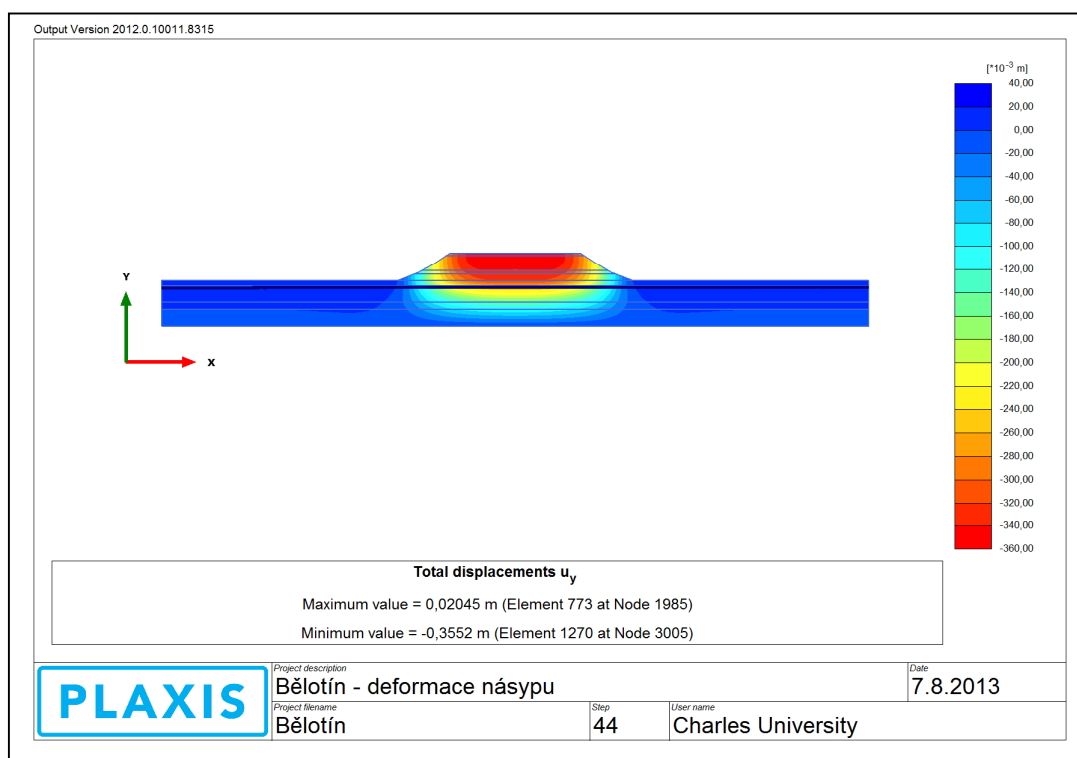
Hodnoty soudržnosti kategorií GK2 - GK4 jsou vyšší, avšak jsou excerpovány z průzkumu. GK1 - deluviální sediment, GK2 - GK4 - neogenní sedimenty. Z výše uvedených vlastností jsem vytvořil geotechnický model podloží, který jsem použil v programu Plaxis pro výpočet chování podloží násypu po přitížení. Etapy přitížení jsem určil z informace uvedené u každého měření sedání násypu, jelikož byla uvedena výška násypu v době měření.

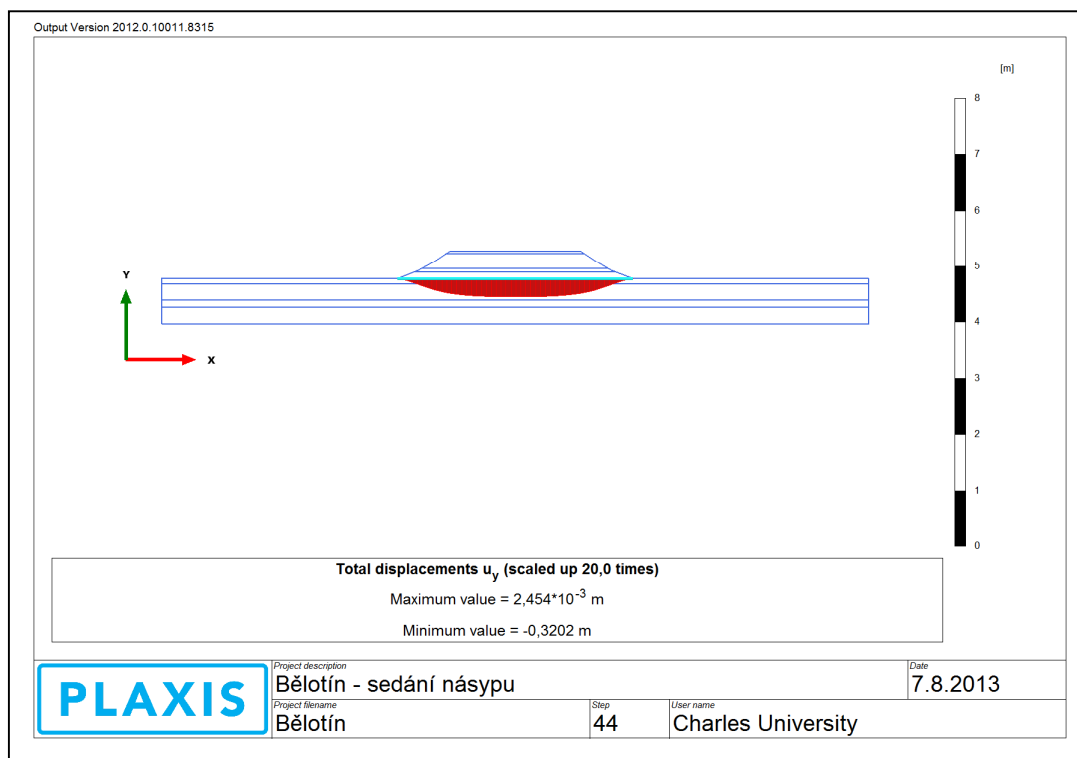
Tabulka 10 - etapy přitížení podloží - upraveno ze zprávy "Lipník nad Bečvou"

čas (dny)	výška násypu (m)
1	0,0
47	2,5
63	3,8
217	9
722	10

7.1.4 Předpokládané chování násypu

Výsledkem matematického modelování násypu je hodnota 32 cm pro $U=95\%$. Doba konsolidace je pro výše zmiňované $U=95\%$ 775 dní, tj. 53 dní po posledním dosypání. Z tohoto hlediska není nutné počítat s opatřeními vedoucím k omezení velikosti sedání.

Obrázek 18 - deformace násypu pro $U=95\%$



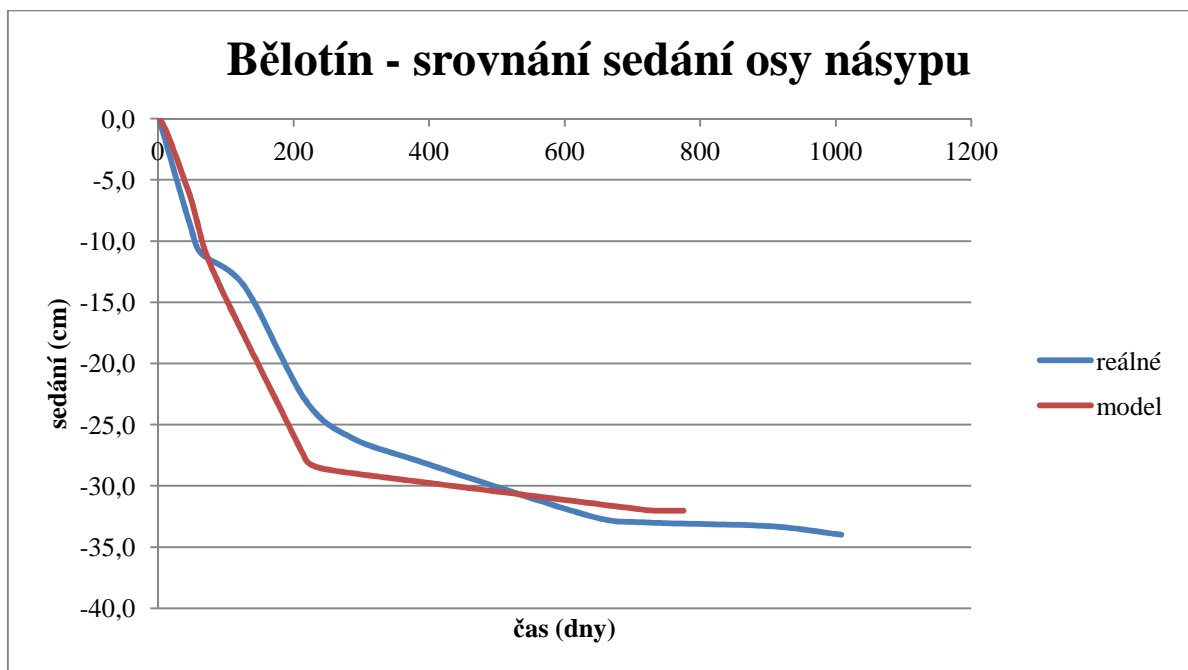
Obrázek 19 - sedání násypu dle modelu (U= 95%)

7.1.5 Reálná data z měření

Vybraný profil byl v průběhu výstavby měřen. Během období 1008 dní se podloží násypu zkonsolidovalo ("sedlo") o 34 cm v bodě největší deformace. Na grafu č.3 můžeme vidět i postupné ustalování deformace (modrá křivka), proto se nedá předpokládat další významné sedání v čase.

7.1.6 Porovnání výsledků

Z výše uvedených dat lze porovnat výsledky matematického modelování průběhu sedání s reálně naměřenými daty. Na grafu č.3 je modře vykreslen průběh sedání násypu naměřené během výstavby a červeně vykresleno sedání namodelované (U= 95 %). Rozdíl v hodnotách sedání je nepatrný (2 cm) a může být způsoben odlišnými hodnotami parametrů zemin v podloží, mocností jednotlivých vrstev, v neposlední řadě však také odlišnými materiálovými vlastnostmi násypu samotného. Časový průběh se podařilo vystihnout poměrně přesně, protože je pravděpodobné, že časová odchylka ke konci je způsobena jinými parametry než koeficientem filtrace.



Graf 3 - srovnání modelu a reálného měření

7.1.7 Komentář

Matematickým modelováním se v tomto případě podařilo vcelku přesně stanovit hodnoty deformace podloží násypu, mírné odlišnosti jsou způsobeny nepřesností geotechnického modelu podloží či jeho parametry. Zpráva o průzkumu byla velmi přesná a přínosná, jelikož obsahovala téměř veškeré parametry potřebné k modelování s výjimkou koeficientu filtrace, který je velmi podstatný pro časový průběh sedání. Tuto hodnotu jsem šak s pomocí tabulkových hodnot pro vyskytující se zeminy našel a dle výsledku se dá říci, že se hodnoty významně neodlišují. Menší odlišnosti mohou být též způsobeny možností násypu drénování směrem k opěře mostu - tuto možnost zvolený model nezohledňuje.

Drobný rozdíl může být způsoben i nesprávně stanoveným výškovým rozdílem, vytvořením modelu z vrtu J2115. Výškový rozdíl byl odvozen na základě rozdílu nadmořské výšky vrtu a měřeného profilu. Bohužel tento rozdíl nemusí být přesný a mocnosti vrstev či střídání vrstev může být lehce odlišné.

7.2 Hrádek nad Nisou



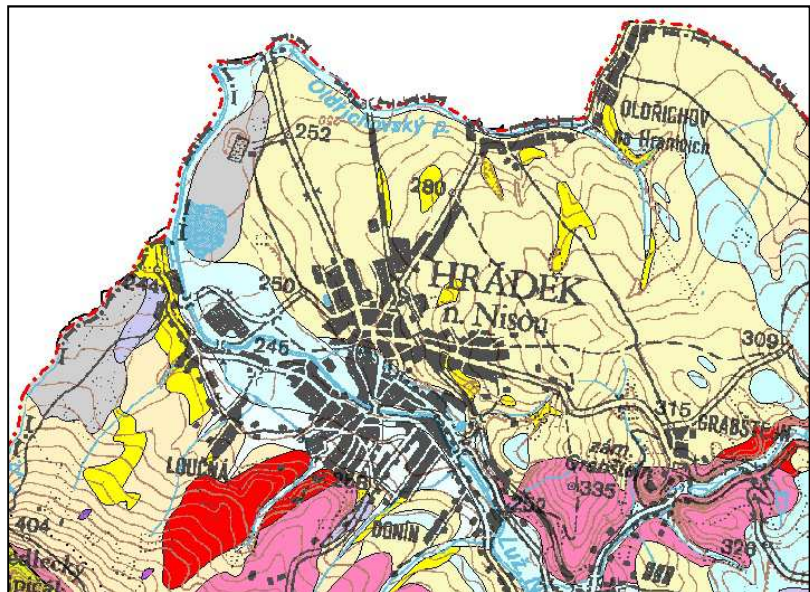
Obrázek 20 - umístění lokality [1]

Lokalita se nachází v okrese Liberec v Libereckém kraji. Morfologicky leží v Žitavské kotlině. Reliéf je zde tvořen širokými hřbety, jenž jsou oddělené mělkými údolními vodotečí, nejvýznamnější z nich je Lužická Nisa.

7.2.1 Geologie

Geologické složení území je podmíněno příslušností k Žitavské pánvi, která je terciárního stáří a je podobná jiným severočeským třetihorním pánvím v České Republice, kupříkladu Chebská, Sokolovská a Mostecká, odlišného složení jsou oproti tomu jihočeské pánve.

Rozdíl je především ve výskytu vulkanického materiálu, který jihočeské neobsahují. Žitavská pánev má na bázi efuzivní a pyroklastické horniny, na povrch vystupují sedimenty - diatomity (oligocén). V okolí Hrádku nad Nisou se



nachází hrádecké **Obrázek 21 - geologická mapa širšího okolí [2]**

souvrství, jenž je faciálně proměnlivé - bazální slepence, které přecházejí do písčitého a jílovitého sledu. V tomto souvrství se rovněž nachází uhelná sloj. (Chlupáč et.al., 2011)

V geologické mapě je možno vidět světle okrovou barvou zakresleny polohy eolitických sedimentů - spraší. Žlutou barvou jsou znázorněny lakustrinní jíly, šedivou pak uhelné jíly s lignitem. Světle modrou jsou vykresleny nívné sedimenty. Skalní podklad je tvořen granity (červená barva) a olivínickými nefelinity (fialová barva) [2].

Hydrogeologické poměry jsou určovány sedimenty, kdy v případě střídání propustných a nepropustných vrstev dochází ke zvodnění, avšak záleží na povaze těchto vrstev například

výskyt čočkovitých poloh, jenž však nejsou z hlediska zásobování vodou významné. (Matula, Pašek, 1986)

7.2.2 Trasa silnice

Silnice I/35 začíná na státní hranici se Spolkovou Republikou Německo a obchází obec Hrádek nad Nisou ze severovýchodní strany. Měřený profil se nalézá v blízkosti mostu přes železniční trať.

7.2.3 Průzkum

Pro danou stavbu byla vypracována závěrečná zpráva o předběžném inženýrsko-geologickém průzkumu pro akci Hrádek - obchvat firmou HCHgeo s.r.o., zpráva přístupná v Geofondu pod číslem P088090. Níže jsou popsány inženýrsko-geologické poměry zjištěné průzkumem.

VRT J9

Tabulka 11- popis vrstev vrtu J9

Popis polohy	ČSN 731001
0,0 - 0,4 m tmavě šedá humózní hlína	O
0,4 - 1,0 m šedá hlína , tuhá	F6 CL
1,0 - 3,8 m šedohnědá sprašová hlína , měkká až tuhá	F6 CL
3,8 - 4,9 m rezavě hnědý v polohách šedohnědý středně zrnitý silně hlinitý písek , ulehlý, s ojedinělými štěrky	S5 SC
4,9 - 7,3 m rezavohnědý píscitý štěrk , valouny většinou do 3 cm, max. 6 cm, množství cca 60 %, výplň hrubozrnný hlinitý písek	G3 G-F
7,3 - 7,6 m šedě a rezavohnědě smouhovaný hrubozrnný slabě jílovitý písek	S3 S-F
7,6 - 8,0 m tmavě šedý jíl , pevný, v polohách s úlomky lignitu	F6 CI

VRT J10

Tabulka 12 - popis vrstev ve vrtu J10

Popis polohy	ČSN 731001
0,0 - 0,5 m hnědá humózní hlína - ornice	O
0,5 - 4,3 m béžově hnědá sprašová hlína , tuhá, v polohách měkká	F6 CL
4,3 - 4,5 m šedý jíl , tuhý	F6 CI
4,5 - 5,5 m rezavý hlinitopíscitý štěrk , valouny velikosti většinou do 3 cm, max. 6 cm, množství cca 50 - 60 %, výplň tvoří hrubozrnný silně hlinitý písek	G5 GC
5,5 - 7,8 m rezavohnědý píscitý štěrk , valouny většinou do 5 cm, max. 8 cm, množství cca 60 - 70 %, výplň tvoří hrubozrnný slabě hlinitý písek	G3 G-F
7,8 - 8,0 m hnědý hrubozrnný jílovitý písek s příměsí štěrků, silně ulehlý až stmelžený	S5 SC

Ve zprávě byla rovněž uvedena tabulka se směrnými normovými charakteristikami pro zakládání dle ČSN 73 1001, tuto tabulku jsem upravil a doplnil o hodnoty potřebné k sestavení geotechnického modelu na lokalitě. Bohužel průzkum neobsahuje informace o genezi jednotlivých vrstev.

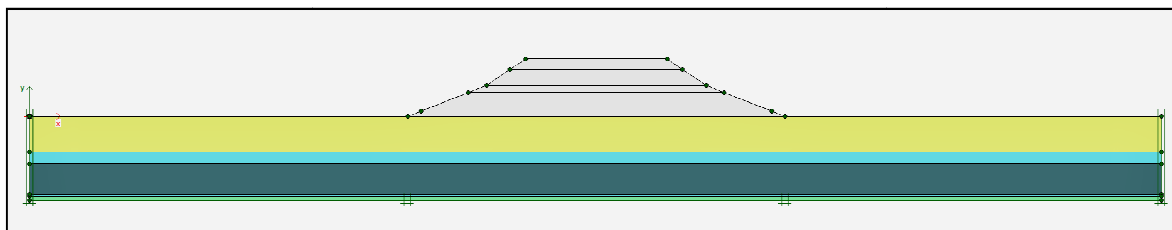
Tabulka 13 - fyzikální parametry pro geotechnický model - upraveno ze zprávy "Hrádek - obchvat"

kategorie modelu	vrstva	mocnost (m)	zařazení ČSN 731001	E_{def} (MPa)	φ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	γ (kN/m ³)	ν	k (m/den)
násyp	násyp	5,5		20	27	4	20	0,3	0,432
GK1	hlína	3,4	F6 CL	3	-	-	21	0,4	$4,32 \times 10^{-3}$
GK2	hlinitý písek	1,1	S5 SC	10	27	8	18,5	0,35	$4,34 \times 10^{-3}$
GK3	hlinitý štěrk	2,4	G5 GC	50	30	5	19,5	0,3	8,64
GK4	písčitý štěrk	2,9	G3 G-F	80	33	0	19	0,25	$4,54 \times 10^{-2}$
GK5	jíl	0,2	F6 CI	8	-	-	21	0,4	$4,32 \times 10^{-3}$

- kurzívou jsou označeny hodnoty, které nejsou vybrány z průzkumu a byly zvoleny na základě mého uvažení

7.2.4 Geometrie modelu

Z protokolu o měření násypu jsem použil výšku násypu při jednotlivých měřeních, tím jsem sestavil průběh sypání (přítěžování) podloží. Výška násypu je 5,5 m, šířka 36 m. Sklony svahu násypu jsou stanoveny dle ČSN 73 6133, tzn. do 3 m ve sklonu 1 : 2,5 a do konečné výšky ve sklonu 1 : 1,5. Vrstvy byly rozděleny do geotechnických kategorií, jejichž fyzikální vlastnosti jsou uvedeny v tabulce č.13. Hladina podzemní vody je určena dle vrtu J9 v hloubce 5,8 m pod úrovní terénu, resp. po odečtení svrchní vrstvy ornice 5,3 m.



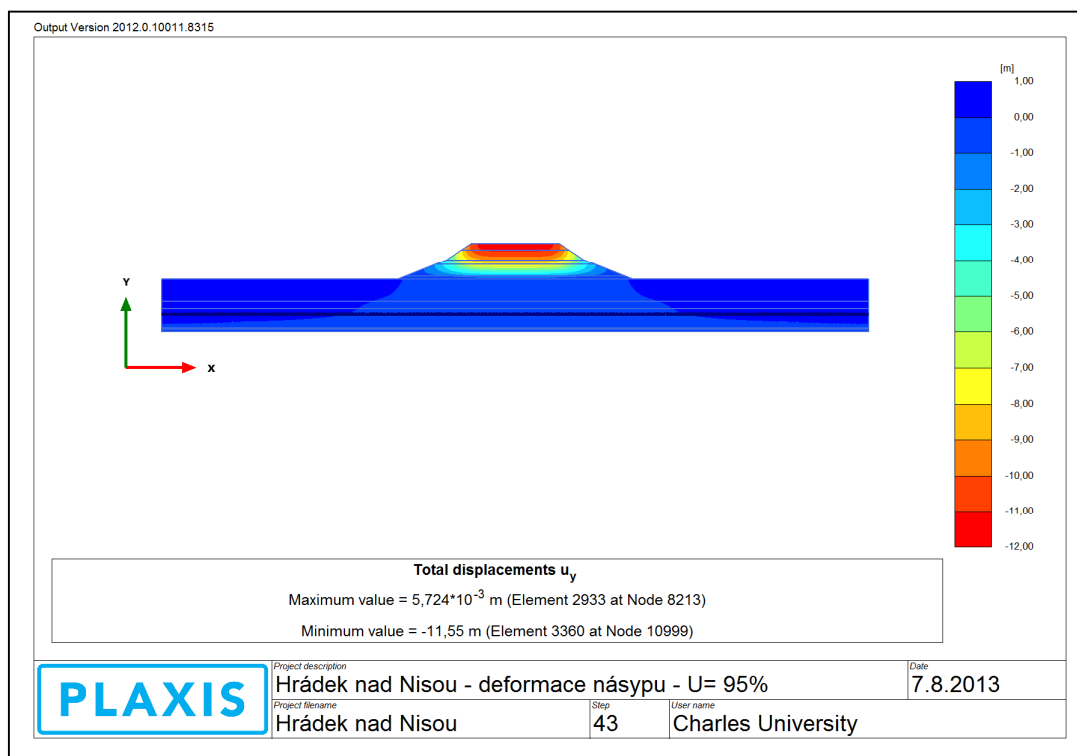
Obrázek 22 - geometrie modelu

Tabulka 14 - etapy přitížení (přísypání) násypu - upraveno z protokolu "Hrádek nad Nisou"

Čas (počet dnů od první etapy)	Výška násypu (m)
1	0,0
1	0,5
76	2,25
113	4,5
126	5,5

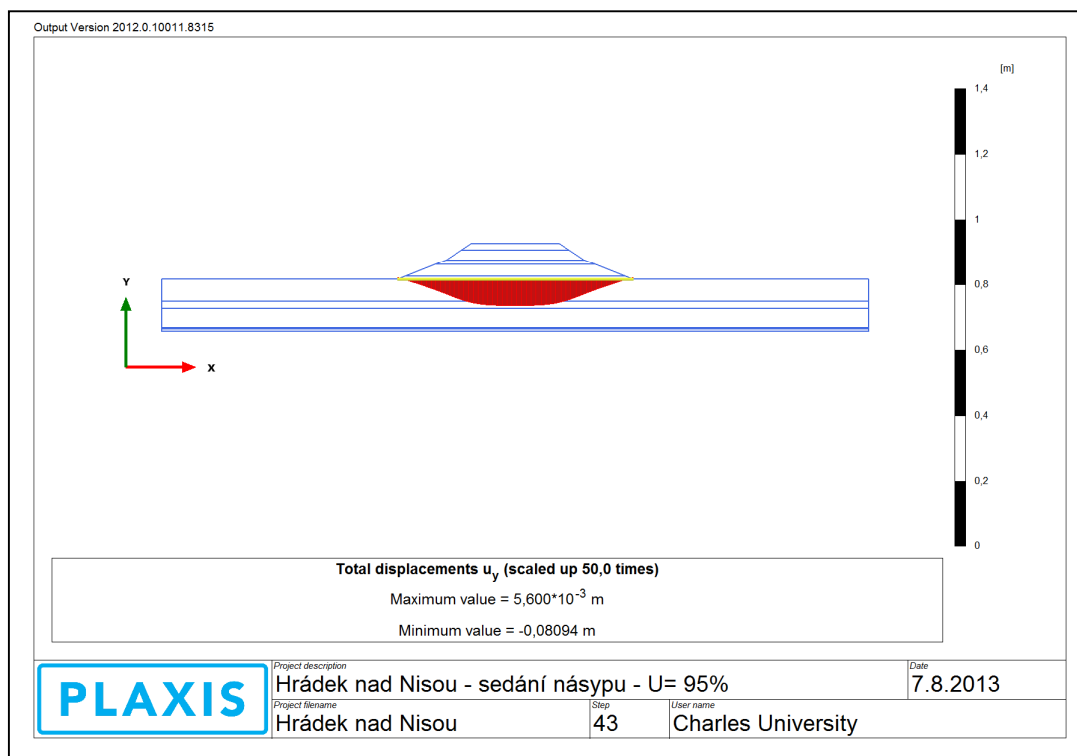
Předpokládané chování násypu

Z výše uvedených informací jsem sestavil model, ke kterému jsem pomocí programu Plaxis vypočetl hypotézu chování násypu (jeho maximální hodnotu sedání, dobu potřebnou na 95 % konsolidaci, vývoj pórových tlaků).



Obrázek 23 - deformace násypu a jejich rozvoj v podloží

Na obrázku č.23 je možné vidět vývoj deformací s hloubkou, resp. vzdáleností od násypu, avšak pro porovnání s reálnými daty je potřebné vykreslit křivku sedání pro rovinu původního terénu (zemní pláň) na kterou bylo těleso násypu vystavěno. Tato křivka pro $U= 95 \%$ je vykreslena na grafu č.4.



Obrázek 24 - sedání násypu v rovině původního terénu (U= 95 %)

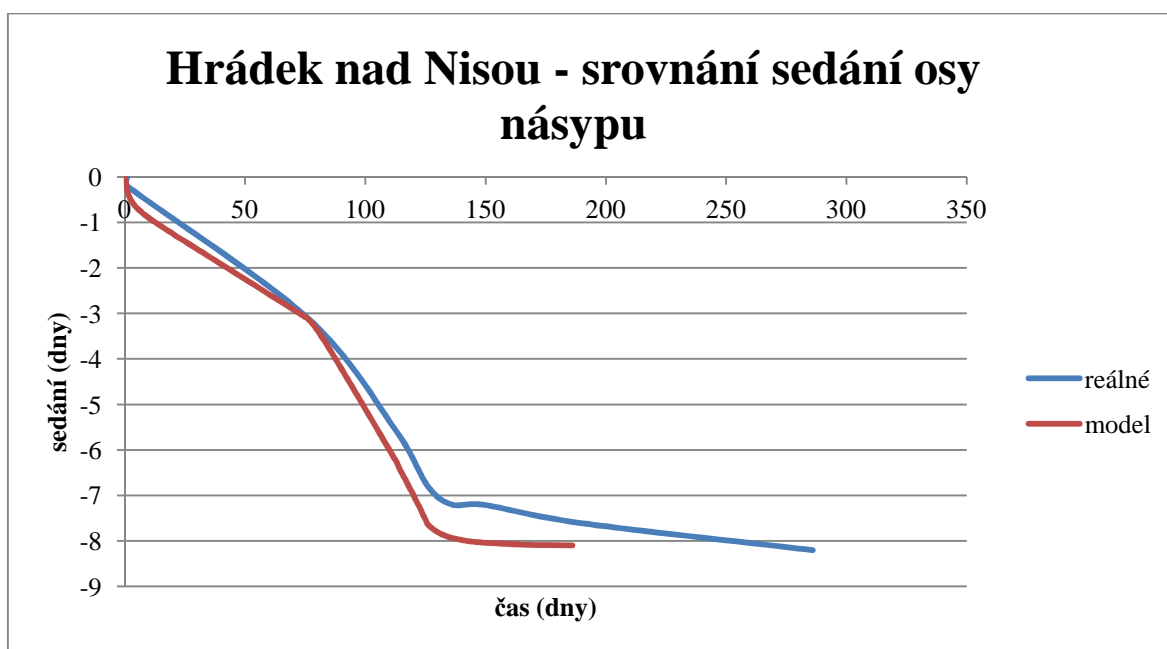
Z tohoto obrázku je možno vyčíst maximální deformaci (sedání) násypu v ose násypu, která činí 8,1 cm. Další důležitou hodnotou dostupnou z výpočtu je doba potřebná pro onu zmíněnou 95 % konsolidaci, která je v našem případě rovna 186 dnům, tj. 60 dní po dosypání násypu.

7.2.5 Reálná data

Měření na lokalitě bylo zjištěno sedání 8,2 cm za časové období 286 dnů. Z grafu č.4 je patrné, že je sedání významně neprobíhalo i po ukončení měření.

7.2.6 Porovnání dat

Pro porovnání dat naměřených na lokalitě a mého výpočtu jsem zvolil vykreslení grafu sedání bodu v ose násypu tzn.18 m od paty svahu násypu. Na grafu č.4 je patrné, že hodnoty sedání se liší jen nepatrně (0,1 cm), avšak odlišuje se časové období potřebné na tuto hodnotu (286 dní reálného měření oproti 865 dnům v modelu).



Graf 4 - porovnání reálných dat a modelu

7.2.7 Komentář

Při porovnání dat, hodnot mezi reálným měřením a matematickým modelem je možno konstatovat, že model dokáže v tomto případě vystihnout (vypočítat) hodnotu sedání, která je z hlediska praktického velmi přesná (0,1 cm). Časové určení průběhu sedání se liší o 100 dní, tato hodnota ukazuje na odlišné materiálové parametry, zejména na jiný koeficient filtrace. V průzkumu jsem našel velké množství cenných informací, nicméně z hlediska laboratorního určení parametrů byla nekompletní, neboť stanovení proběhlo jen na základě dnes již neplatné normy ČSN 73 1001 a její tabulky směrných normových charakteristik. Chybí rovněž stanovení koeficientu filtrace. Průzkum byl vypracován v roce 1996, a proto je potřeba se na jeho formu i hodnoty dívat jinak než z hlediska současných požadavků na průzkum.

7.3 Libice nad Cidlinou

Vybraná lokalita se nalézá nedaleko obce Libice nad Cidlinou, okres Nymburk. Z hlediska geomorfologického členění se jedná o provincii Česká vysočina, subprovincii Česká tabule, Středočeská tabule, Středolabská tabule (Balatka, Kalvoda, 2006). Území leží v nadmořské výšce přibližně 190 metrů.



Obrázek 25 - umístění lokality [1]

Lokalita je v blízkosti Libického luhu, který je národní přírodní rezervací a je tvořen slepými rameny řeky Labe, v sousedství se nachází soutok řeky Cidliny s Labem. Slepá ramena byla postupně zanášena při povodních či prostým splachem z výše položených území. Zájmové území je z velké části tvořeno fluviálními sedimenty, které se mohou nahodile střídat a měnit složení

(granulometrické), stejně to platí i pro

propustnost.

V podloží těchto vrstev můžeme nalézt křídové sedimenty, které jsou na bázi sladkovodního původu (hrubozrnné až středně zrnité pískovce, ojediněle s polohami jílovců), ve vyšších souvrstvích se jedná o mořské komplexy, které se několikrát střídají (pelitická a psamitická složka), souvrství dosahují značných mocností.

Fluviálně-deluviální uložení jsou tvořeny dle matečné horniny, tzn. buď písčité nebo jílovité, mocnost je několik metrů. Fluviální uložení jsou sdruženy do plošně velkých teras, zejména šterkopísčité a písčité. V okolí řeky Labe se



Obrázek 26 - geologická mapa širšího okolí [2]

rovněž nachází pokryv spraší a váté písky (Matula, Pašek, 1986).

7.3.1 Trasa silnice

Vybraná lokalita se nachází na dálnici D11 mezi Prahou a Hradcem Králové, konkrétně jde o úsek mezi kilometrem 42 a 43. Směr trasy je Z-V a v blízkém okolí lokality je takřka rovnoběžný s řekou Cidlinou. Měřený profil se nachází na km 42,800.

7.3.2 Průzkum

Pro potřeby výstavby dálnice byly zpracovány IG průzkumy. První průzkum byl zpracován podnikem Geindustria "Závěrečná zpráva inženýrskogeologického průzkumu průzkumu dálnice D11 - úsek Vrbová Vrata - Libice nad Cidlinou km 35,8 - 43,0" v roce 1978. Novější průzkum firmou Zeman - INGENIO Praha v roce 1998. Z těchto průzkumů přístupných v archivu Geofondu jsem zpracoval rešerši geologicko-geotechnických podmínek na vybrané lokalitě.

Na základě prvotní dokumentace jsem sestavil vrtné profily archivního vrtu J2, D64, D65 a maloprofilových vrtů MV12, MV13, MV14, MV15 a MV17 a graficky zpracoval statickou penetraci P4I6 (viz příloha č.3).

Tabulka 15 - popis vrstev vrtu J2 - převzato ze zprávy "Libice - Chýšť"

Popis polohy	Zatřídění ČSN 73 1001
0,0 - 0,3 m ornice tmavě hnědá, narezivělá, jílovitá	0
0,3 - 1,4 m hlína jílovitá , tmavě hnědá, narezivělá, šedě a rezivě skvrnitá, tuhá	F6 CI
1,4 - 6,0 m písek , šedý, středně zrnitý s 15 % dokonale opracovaných valounů šterku do velikosti 2 cm, zvodnělý	S2 SP

Tabulka 16 - popis vrstev ve vrtu D64 - převzato ze zprávy "Vrbová Vrata - Libice"

Popis polohy
0,0 - 0,3 m hnědá jílovitá hlína písčítá , humózní, drobnivá, pevná
0,3 - 1,2 m hnědá hlína písčítá , svrchu i jílovitá, pevná
1,2 - 8,0 m žlutohnědý až šedohnědý písek , středně zrnitý s ojedinělými valouny do 1 cm, ulehlý

Tabulka 17 - popis vrstev ve vrtu D65 - převzato ze zprávy "Vrbová Vrata - Libice"

Popis vrstvy
0,0 - 0,3 m tmavě hnědá píscitá hlína , velmi humózní, drobnivá, tuhá
0,3 - 1,8 m žlutohnědá jílovitá hlína , jemně písčitá, tuhá
1,8 - 8,0 m šedohnědý až hnědošedý písek , středně zrnitý, s příměsí drobných štěrkovitých zrn do 0,5 cm, ulehlý
8,0 - 10,0 m tmavě šedý slínovec , jemně písčitý, deskovitý, středně rozpukaný, navětralý, od 9,5 m téměř zdravý (jádra 5 cm)

Geneticky budou všechny vrstvy až na slínovce patřit do nivních sedimentů, jelikož je na nich patrné střídající se složení podle přínosu materiálu. Tabulka č.18 byla převzata z průzkumu a doplněna výpočtem o další parametry potřebné k sestavení modelu geotechnického prostředí, které bude využito pro matematické modelování lokality a jejího chování po přitížení násypem.

Tabulka 18 - fyzikální parametry vrstev - upravena ze zprávy " Libice - Chýstě"

vrstva	hloubka (m)	zařídění dle ČSN 73 1001	γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	E_{def} (MPa)	c_u (kPa)	ϕ ($^\circ$)	ν
1.	0,0 - 1,0	F6	20,5	3,5	30	18	0,35
2.	1,0 - 2,3	S1/S2	18,5	20		28,5	0,3
3.	2,3 - 3,1	S1/S2	18,5	18,3		27,5	0,3
4.	3,1 - 4,3	S3	17,5	6,8		23,5	0,3
5.	4,3 - 5,5	S1/S2	18,5	29,6		32	0,3
6.	5,5 - 6,3	S1/S2	19	55,7		37,5	0,3
7.	6,3 - 6,7	S3	17,5	14,3		28,5	0,3
8.	6,7 - 7,7	R6 (F6)	21	11,2	85	18	0,35
9.	7,7 - 8,5	R5	21,5	40		20	0,3
10.	8,5 - 8,8	R4	22	465		20	0,25

7.3.3 Model

V programu Plaxis jsem sestavil geometrický model i materiálový model. Geometrie násypu i podloží byly sestaveny na základě průzkumů a dle obvyklých parametrů (například sklony svahu násypu). V důsledku lehce odlišných geologicko-geotechnických poměrů (pohřbené koryto) obou průzkumů, jsem vypracoval dvě varianty průběhu sedání, které se budu později snažit porovnat s reálným průběhem. První je varianta bez pohřbeného koryta, tedy dle novějšího průzkumu, druhá je podle staršího průzkumu s existencí koryta. Ostatní vrstvy podloží jsou stejné u obou variant.

Výšku násypu jsem použil dle hodnoty uvedené spolu s reálně naměřenými hodnotami sedání, bohužel nebylo možné zjistit výšku jiným způsobem. Sklony svahu byly zvoleny dle ČSN 73 6133, tzn. do 3 m sklon 1 : 2,5; mezi výškou 3 až 6 m sklon 1 : 1,75; nad 6 m ve sklonu 1 : 1,5.

Geotechnické vrstvy byly rozděleny dle příslušných průzkumů, jejich geometrie je zjednodušena, jelikož geologický řez nepoukazoval na zásadní výškové rozdíly vrstev. Vycházel jsem nejvíce z řezu mezi vrty D64 a D65, neboť jejich spojnice obsahuje zmíněný měřený profil. Rozdělení a parametry jsou znázorněny v tabulce č.19.

Tabulka 19 - geotechnické vlastnosti pro model

	vrstva	ČSN 73 1001	E_{def} (MPa)	mocnost (m)	γ (kN.m ⁻³)	Φ_{ef} (°)	C_{ef} (kPa)	ν	k (m/den)
Násyp			20	8,25	20	27	4	0,3	0,432
GK1	jílovitá hlína	F6	3,5	1,0	20,5	18	12	0,3 5	$4,32 \times 10^{-3}$
GK2	písek	S1/S2	20	1,3	18,5	28,5	1	0,3	8,64
GK3	písek	S1/S2	18,3	0,8	18,5	27,5	1	0,3	8,64
GK4	hlinitý písek	S3	6,8	1,2	17,5	23,5	1	0,3	8,64
GK5	písek	S1/S2	29,6	1,2	18,5	32	1	0,3	8,64
GK6	písek	S1/S2	55,7	0,8	19	37,5	1	0,3	8,64
GK7	písek	S3	14,3	0,4	17,5	28,5	1	0,3	0,43
GK8	jílovitý písek	R6 (F6)	11,2	1,0	21	18	1	0,3 5	$4,32 \times 10^{-3}$
GK9	eluvium	R5	40	0,8	21,5	20	1	0,3	$2,6 \times 10^{-4}$
GK10		R4	465	0,3	22	20	1	0,3	$2,6 \times 10^{-4}$
GK11	koryto		2,5	3-4	18	23	1	0,3	$4,54 \times 10^{-2}$

- kurzívou jsou označeny hodnoty, které nejsou vybrány z průzkumu a byly zvoleny na základě mého uvažení

V průzkumech nebyly obsaženy informace o soudržnosti c_{ef} a tak jsem ji přidělil hodnotu 1 kPa, jelikož nulová hodnota by způsobovala potíže programu Plaxis. Vyjimku tvoří GK 1, kde jsem soudržnost stanovil na základě doporučení, s ohledem na stabilitu násypu. (ústní sdělení Richard Malát)

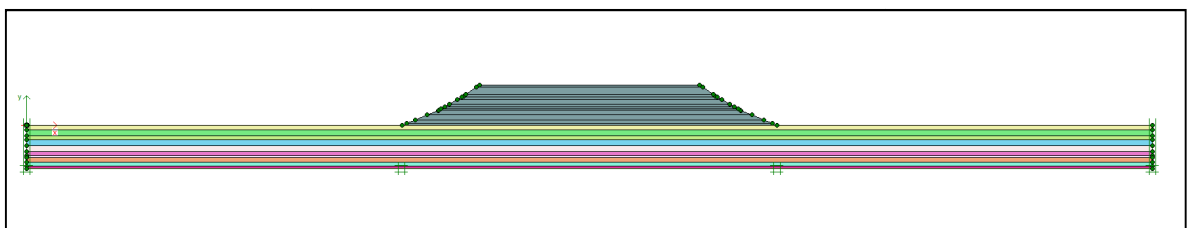
Výstavba násypu byla rozdělena do několika etap. Etapy byly určeny dle hodnot výšek násypů při jednotlivých měřeních, bohužel přesnější určení času a výšek se mi nepodařilo zajistit. Rozdělení do etap viz tabulka č.20.

Tabulka 20 - etapy přitěžování (přisypání) podloží - upraveno z protokolu "Libice"

Čas (počet dnů od první etapy)	Výška násypu (m)
1	0
2	0,4
92	1,1
119	2,1
132	3,1
175	3,25
192	3,75
218	4,25
234	5,25
258	5,75
280	6,25
464	7,75
504	8,25

Varianta A (bez pohřbeného koryta)

Tato varianta je vytvořena převážně z podkladů novější zprávy, která existenci starých koryt ani neuvádí.

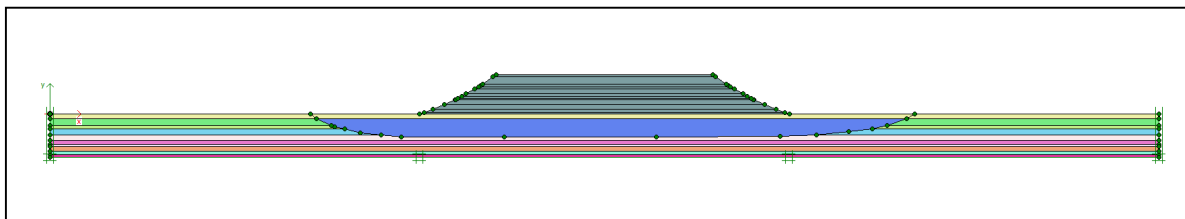


Obrázek 27 - geometrie násypu a vrstev, varianta A

Varianta B (s pohřbeným korytem)

Ze zprávy je možno vyčíst pouze existenci koryta a přibližnou hloubku (mocnost sedimentu), proto byla geometrie koryta navržena tak, aby byla pod celým tělesem a nezpůsobovala tak možnou nestabilitu svahů násypu (posouzení stability není předmětem práce). Z pohledu geologie je možné namítat, že tvar příliš nekorresponduje s obecnými představami o starých korytech, avšak již v úvodu o této lokalitě jsem poukázal na

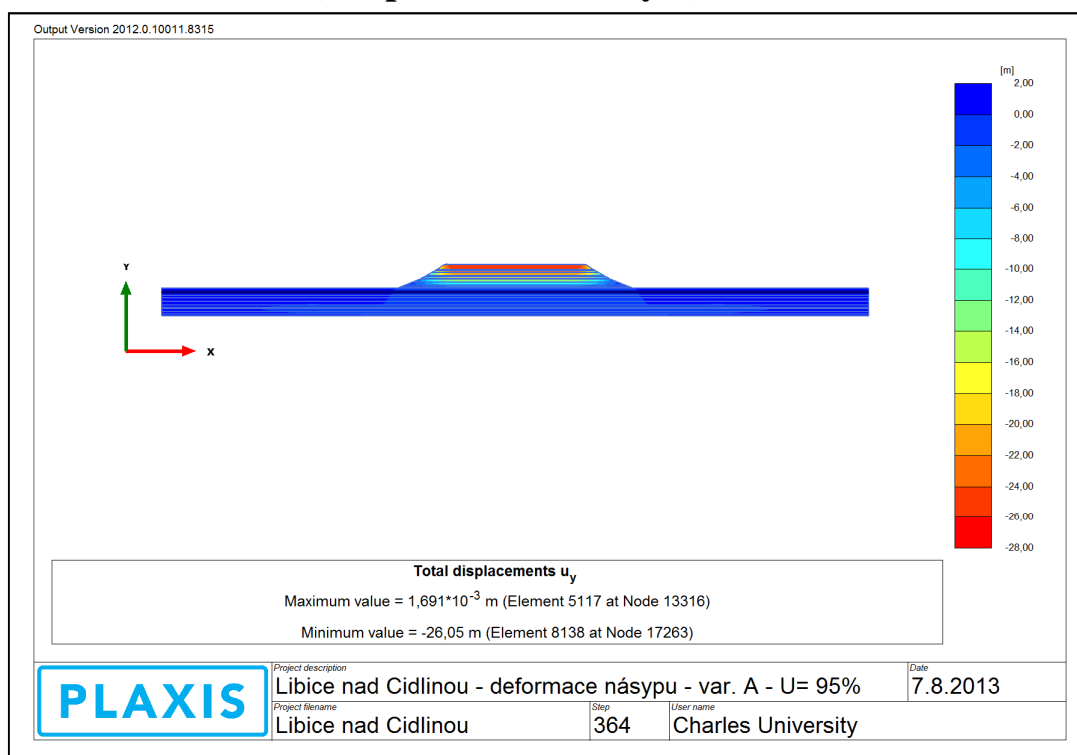
existenci celé řady starých koryt v blízkosti profilu, proto není dle mne možné s určitostí bez podrobného průzkumu vymezit hranice koryt.



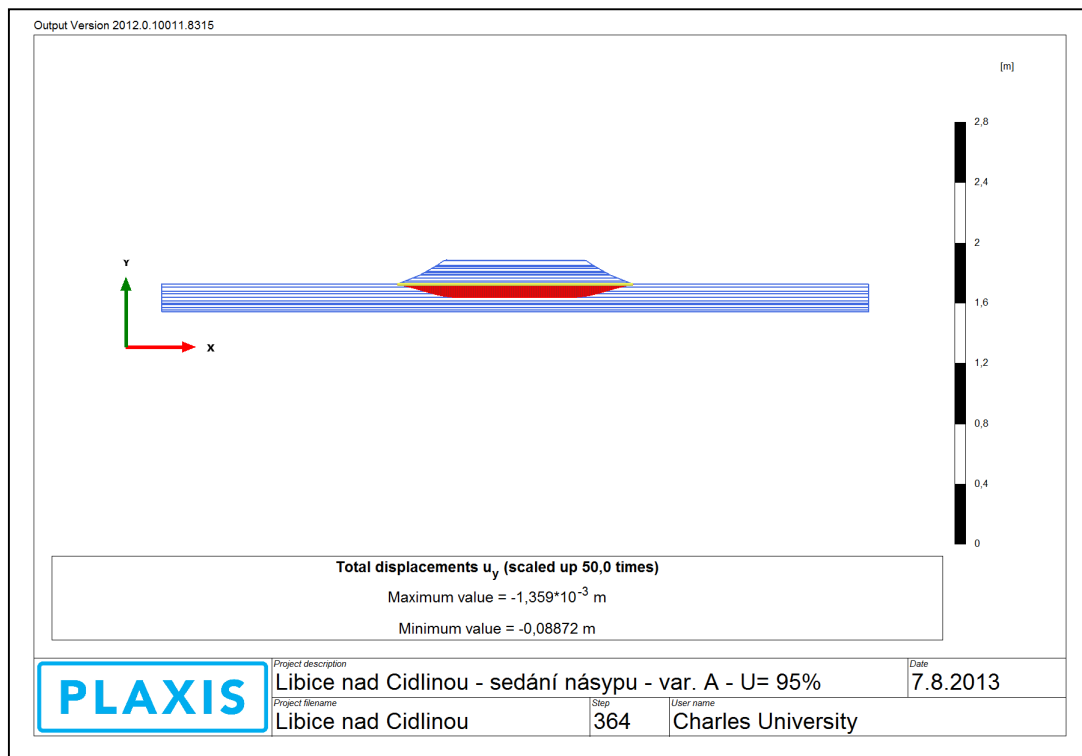
Obrázek 28 - geometrie násypu a podloží, varianta B, model s pohřbeným korytem

7.3.4 Predikce sedání

7.3.4.1 Varianta A (bez pohřbeného koryta)



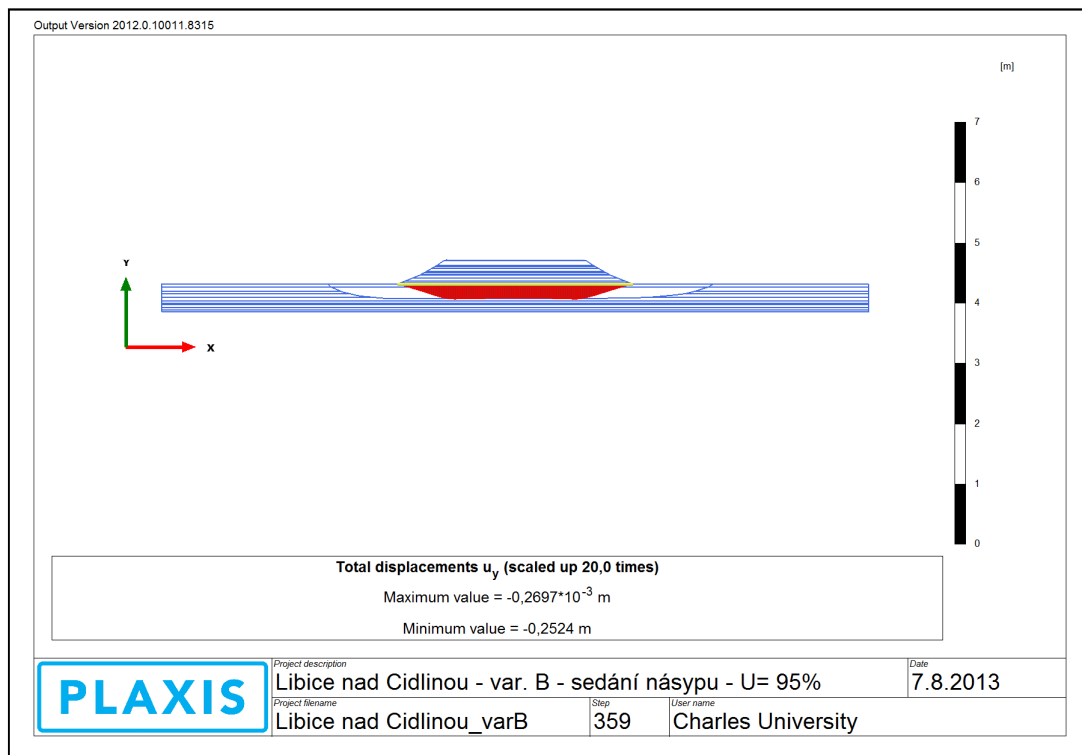
Obrázek 29 - deformace násypu pro U= 95%, varianta bez pohřbeného koryta



Obrázek 30 - sedání násypu pro U= 95%, varianta bez pohřbeného koryta

Na těchto obrázcích je možné vidět, že sedání má rovnoměrný průběh a jeho hodnota dosahuje 8,9 cm. Časový průběh sedání 614 dní (U= 95%), tedy 110 dní po ukončení sypání.

7.3.4.2 Varianta B (s pohřbeným korytem)



Obrázek 31 - sedání násypu (U= 95%), varianta s korytem

V této variantě jsem zvolil hloubku a rozsah koryta dle staršího průzkumu, mocnost sedimentu v těchto depresích je cca 4 m.

Výsledné hodnoty jsou 25,2 cm rovnoměrného sedání za dobu rovněž 614 dní, tj. 110 dní po ukončení výstavby násypu.

7.3.5 Reálná data z měření

Vybraný profil byl v průběhu výstavby měřen. Během období 1143 dní se podloží násypu zkonsolidovalo ("sedlo") o 56 cm v bodě největší deformace. Na grafu můžeme vidět i postupné ustalování deformace, je tedy možno konstatovat, že další sedání již nebude tak významné.

Tabulka 21 - reálně naměřená data sedání - převzato z protokolu "Libice"

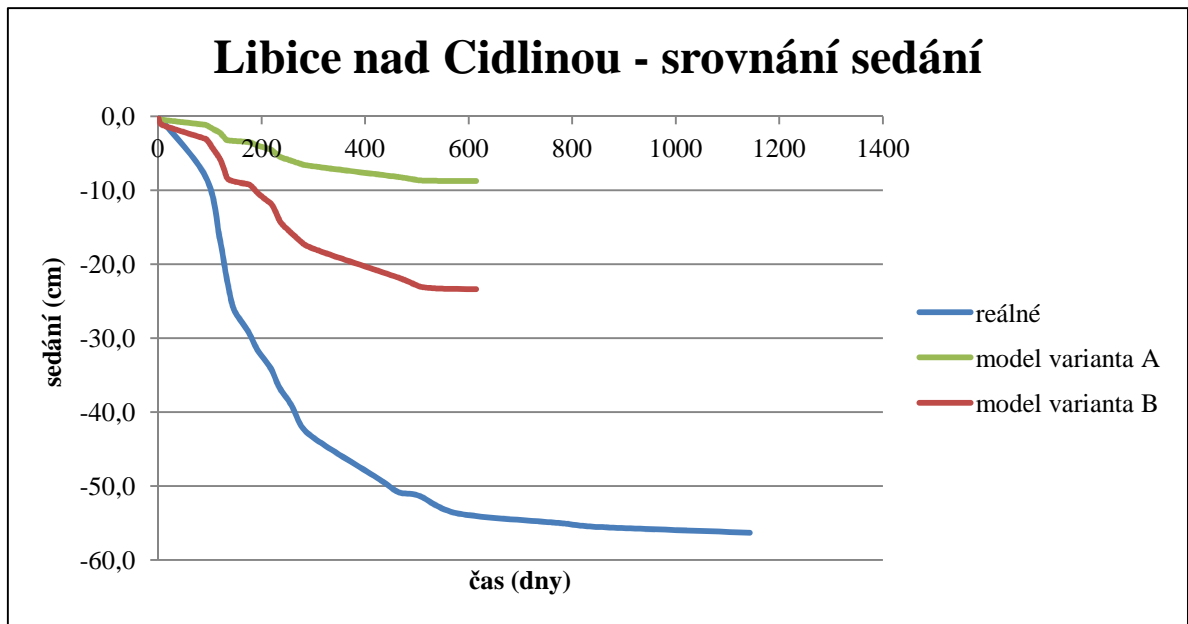
čas (dny)	sedání (cm)
1	0,0
92	-8,2
119	-16,5
132	-21,7
142	-25,1
150	-26,6
175	-29,2
192	-31,6
218	-34,1
234	-36,6
258	-39,1
280	-42,2
318	-44,3
428	-49,1
464	-50,8
504	-51,3
580	-53,7
778	-55,0
846	-55,5
1143	-56,3

7.3.6 Porovnání výsledků

Rozdělením na dvě varianty podloží jsem se chtěl posoudit mimo jiné, který ze dvou průzkumů dokázal lépe vystihnout skutečné podmínky na lokalitě. Na grafu č.5 můžeme porovnat výsledky matematických modelů (varianta A a B) s reálnými hodnotami naměřenými na lokalitě. Již při prvním pohledu je patrné, že se modely zásadně liší od reálných dat.

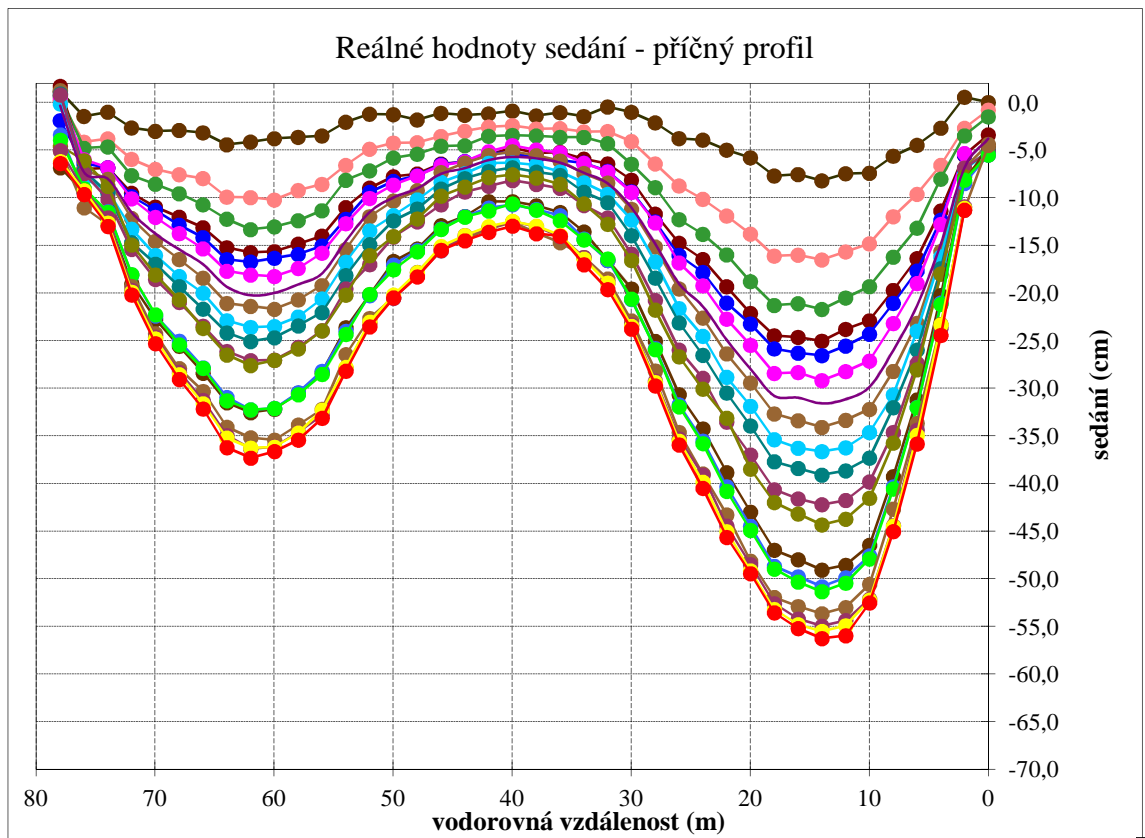
V případě varianty A (tzn. bez koryta) je křivka velmi pozvolná a hodnota činí 8,9 cm. Tato varianta nevystihuje chování, neboť předpovídá pomalý časový průběh a mnohem nižší hodnotu sedání.

Varianta B (s korytem) vypočetla hodnotu sedání na 25,2 cm, což je hodnota i tak značně odlišná od reálné hodnoty, avšak je potřeba vzít v úvahu, že geologická situace je zřejmě mnohem komplikovanější než popisoval výsledek předběžného průzkumu. Odlišná bude jistě i mocnost sedimentů a parametry uloženin v pohřbeném rameni jsou taktéž komplikovaně stanovitelné, neboť půjde o různorodou směs.



Graf 5 - porovnání modelů a reálných dat

Největší naměřená hodnota 56,3 cm je i v rámci měřeného profilu extrémní, viz graf č. 6. Z průběhu sedání je jasně vidět, že lokalita nejpravděpodobněji zastihla dvě deprese, které vytvářejí extrémní hodnoty sedání. Pokud si všimneme hodnoty mezi těmito extremitami, tak jde o hodnotu sedání cca 15 cm, která by pravděpodobně při absenci koryt znamenala maximální hodnotu.



Graf 6 - reálné hodnoty sedání, příčný profil - převzato z protokolu "Libice"

7.3.7 Komentář

V této lokalitě jsem shledal několik problematických částí, jedním z hlavních nedostatků je dle mého soudu nedostatek klasických jádrových vrtů pro zjištění geotechnických poměrů, jakož i malé množství odebraných vzorků pro stanovení příslušných parametrů zemin, resp. hornin. Takřka většina hodnot byla zřejmě odvozena z dnes již neplatné normy ČSN 73 1001 a její směrné normové charakteristiky nemohou v plné míře splnit přesnost pro vstup do matematického modelu. Mnohem přínosnější byla pro můj model starší zpráva, jenž obsahovala velmi názorný řez lokalitou, který poukázal na problematiku starých koryt v trase dálnice, především na staničení měřeného profilu je tento aspekt velmi důležitý, jak ostatně dokazují varianty modelu pro pohřbené rameno a pro normální vrstvy (jak by bylo možné vyhodnotit na základě novějšího průzkumu). Zajímavostí je pak pasáž z novějšího průzkumu, kde byla vypočtena konsolidace o hodnotě 6 cm v ose násypu (výpočet je pro úseky vzdálené od měřeného +120 m resp. - 133 m ve smyslu staničení). Z tohoto vyplývá, že i sebelepší model je bezcenný, pokud jsou do něj vloženy nesprávné hodnoty. Přestože i varianta s korytem zcela jistě neodpovídá reálným hodnotám, tak si dovoluji namítnout, že i tak ukázala, že jedině snaha o podrobný průzkum trasy silnic může vést k přesnějším modelům, výpočtům. Je s podivem, že se novější průzkum neřídil doporučeními uvedenými ve starší zprávě a to ve smyslu lepšího vymezení starých koryt.

7.4 Oslavička



Obrázek 32 - umístění lokality [1]

území granity, granodiority a syenity, které jsou při vodotečích a sníženinách překryty kvartérními uloženinami (holocén, pleistocén) viz. obrázek č.33. Pleistocenní uloženiny jsou deluvioeolické povahy křemene s příměsí a úlomků CaCO_3 . Uloženiny holocénu jsou tvořeny deluviálními (hlinito-kamenité sutě),

deluviofluviálními až fluviálními (nivními) sedimenty. [2]

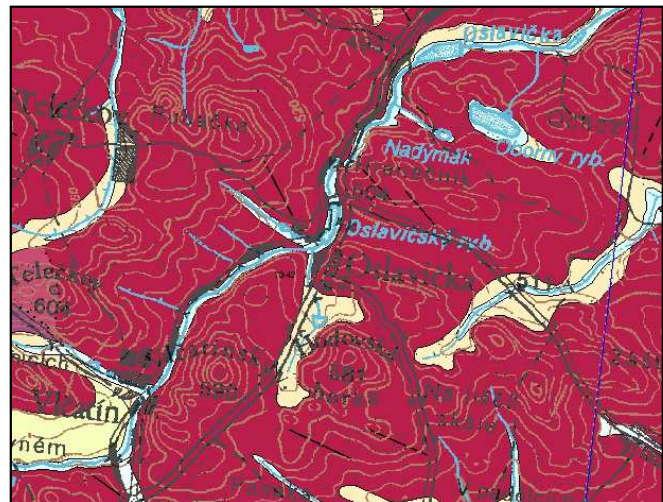
7.4.2 Trasa silnice

Trasa silnice se nachází severovýchodně od obce Oslavička a zasahuje tak vodoteče zastoupené především potokem Oslavičkou. Z výše uvedené obecné charakteristiky území si lze odvodit, že sedimenty kvartéru mohou být v částech přiléhající k vodotečím značně nasyceny a proto je pravděpodobné, že po jejich zatížení může docházet v případě méně propustných zemin k pomalému procesu drénování, které by mělo za následek dodatečné sedání plánované komunikace. Měřený profil se nachází na staničení 2,120 km, kde silnice překonává mostním objektem železniční trať.

Zájmové území se nachází v kraji Vysočina, okrese Žďár nad Sázavou. Z hlediska geomorfologie leží území v provincii Česká vysočina, subprovincii Česko-moravská soustava, oblasti Českomoravská vrchovina, celku Křižanovská vrchovina a okrsku Velkomeziříčská pahorkatina.

7.4.1 Geologie

Geologii tvoří pozdně variské intruzivní vyvřeliny moldanubika, zastoupené na daném



Obrázek 33 - geologická mapa širšího okolí [2]

7.4.3 Průzkum

Pro danou stavbu byla zpracována zpráva Silnice II/360 obchvat Oslavičky, zpracovanou firmou Geotest Brno spol. s.r.o., zpráva je přístupná v Geofondu pod číslem P105488. Po prostudování této zprávy jsem dle staničení našel dva provedené vrty - VRT 23, VRT25 a penetrační zkoušku P24. Z těchto prací vyplývá, že geologická situace z velké části odpovídá výše uvedenému předpokladu. Oba níže detailněji popsané vrty si jsou velmi podobné a liší se jen rozdílnými mocnostmi zemin v řádu decimetrů, které může být způsobeno například odlišnou úrovní zvětrání skalního podkladu či rozdílným vlivem eroze.

VRT 23

Ve vrtu byly zjištěny polohy kvartéru a paleozoika. Kvartér je zde zastoupen až do hloubky 3,4 m, jehož bázi tvoří rozložené horniny paleozoika - syenodiority. Voda byla naražena v hloubce 1 m pod terénem a k jejímu ustálení došlo v hloubce 0,8 m pod úrovní terénu. V tabulce č.22 je možno vidět detailnější popis vrtu.

Tabulka 22 - popis vrtu VRT23 - upraveno ze "Silnice II/360 obchvat Oslavičky"

Popis polohy	ČSN 73 1001
0 - 0,3 m ornice a podorničí	
0,3 - 0,9 m hlína jílovitá , šedohnědě žíhaná, pevná	F7 MH
0,9 - 1,5 m písek štěrkovitý zajílovaný, šedohnědý, zvodnělý	S4 SM
1,5 - 3,4 m eluvium - písek zajílovaný s úlomky do 2cm, šedý	S3 SF
3,4 - 4,8 m syenodiorit zvětralý s žilou aplitu	R4
4,8 - 5,0 m syenodiorit navětralý	R3

VRT 25

Ve vrtu byly zjištěny polohy kvartéru a paleozoika. Kvartér je zde zastoupen až do hloubky 3,5 m, jehož bázi tvoří rozložené horniny paleozoika - syenodiority. Voda byla naražena v hloubce 1,2 m pod terénem a k jejímu ustálení došlo v hloubce 1 m pod úrovní terénu. V tabulce č.23 je možno vidět detailnější popis vrtu.

Tabulka 23 - popis vrtu VRT25 - upraveno ze "Silnice II/360 obchvat Oslavičky"

Popis polohy	ČSN 73 1001
0,0 - 0,3 m ornice a podorničí	
0,3 - 1,2 m hlína jílovitá , šedohnědě žíhaná, tuhá až pevná	F8 CH
1,2 - 1,9 m písek štěrkovitý zajílovaný, šedohnědý, zvodnělý	S5 SC
1,9 - 3,5 m eluvium - písek zajílovaný s úlomky do 2cm, šedý	S4 SM
3,5 - 4,9 m syenodiorit zvětralý	R4
4,9 - 5,0 m syenodiorit navětralý	R3

Geneticky se jedná o deluviální a deluviofluviální uloženiny (svrchní cca. 1 m).

Tabulka 24 - fyzikální vlastnosti zemin pro model - upraveno ze "Silnice II/360 obchvat Oslavičky"

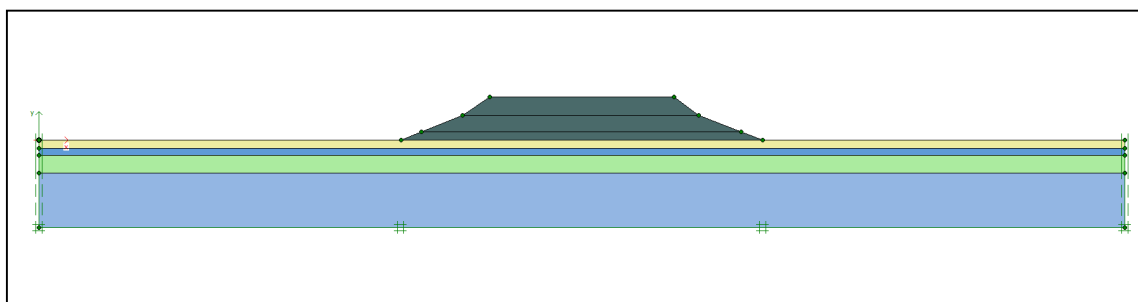
kategorie podloží	vrstva	mocnost (m)	zatřídění ČSN 73 001	E_{def} (MPa)	ϕ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	γ (kN/m ³)	ν	k (m/den)
GK1	hlína jílovitá	0,8	F7 MH	6	17	12	21	0,4	$6,05 \times 10^{-4}$
GK2	písek štěrkovitý	0,7	S4 SM	10	29	5	18	0,4	0,43
GK3	písek jílovitý	1,8	S3 SF	15	30	0	17,5	0,3	0,44
GK4	syenodiorit zvětralý	6,7	R4	675	-	-	22	0,2	$2,3 \times 10^{-7}$

- kurzívou jsou označeny hodnoty, které nejsou vybrány z průzkumu a byly zvoleny na základě mého uvažení

Z vybraných vrtů, laboratorních zkoušek na vzorcích a dle výpočtu jsem vytvořil tabulku č. 24, ve které jsou uvedeny fyzikální vlastnosti zemin pro geotechnický model lokality. Koeficient hydraulické vodivosti byl ve zprávě uveden a byl odvozen dle vzorce Beyer - Sweiger (m/s) a hodnoty byly přepočteny na (m/den), které program Plaxis vyžaduje.

7.4.4 Model

Geometrie násypu je idealizovaná, jelikož se nepodařilo dohledat přesnější informace o jednotlivých fázích výstavby násypu, tak jsem použil informace uvedené v protokolech o měření. Parametry zemin byly vybrány z geologického průzkumu. Výška násypu a sklon svahu byl odečten ze zprávy o geologickém průzkumu (doporučené hodnoty sklonu svahu dle ČSN 73 6133).



Obrázek 34 - geometrie násypu

Výška násypu: 5,3 m, sklon svahu dle ČSN 73 6133 do 3 m 1 : 2,5 dále do požadované výšky je sklon 1 : 1,5; šířka svrchní části násypu je 22,4 m; šířka při patě svahu je 44 m. Geotechnické vrstvy byly rozděleny dle příslušného průzkumu, jejich geometrie je zjednodušena, jelikož geologický řez nepoukazoval na zásadní výškové rozdíly vrstev.

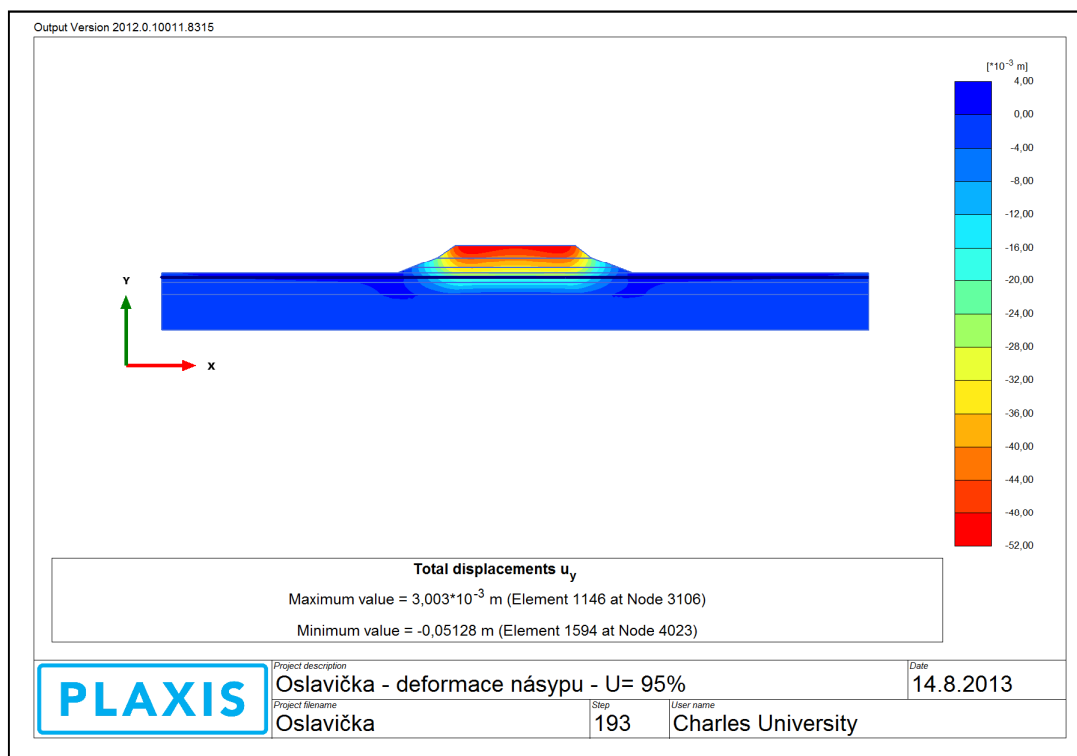
Výstavba násypu byla rozdělena do několika etap tak, aby každá etapa odpovídala křivce sedání (zrychlení konsolidace = přitížení). Tento postup jsem zvolil záměrně, jelikož se mi nepodařilo získat přesnější informace o způsobu a časovém sledu. Rozdělení do etap viz tabulka č.25.

Tabulka 25 - etapy přitěžování podloží (přisypání násypu) - upraveno z protokolu "Oslavička"

Čas (počet dnů od první etapy)	Výška násypu (m)
1	0
8	1,0
56	3,0
140	3,0
265	5,3

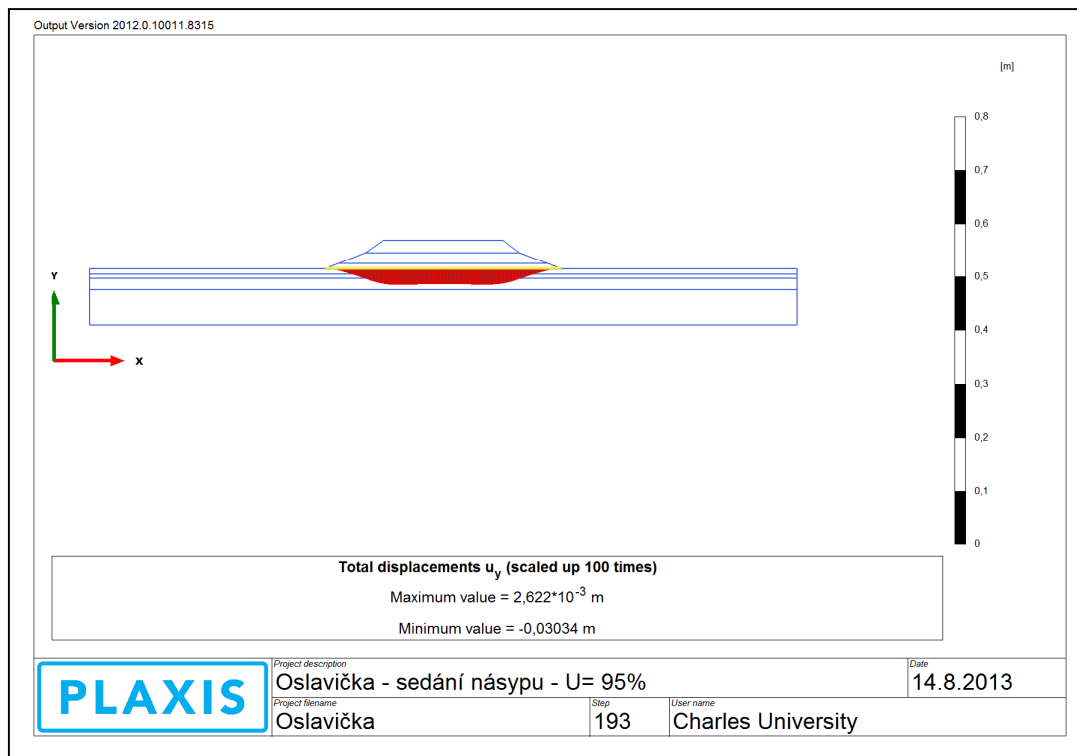
7.4.5 Předpokládané chování násypu

Z výše uvedených materiálů jsem zpracoval předpoklad chování násypu na dané lokalitě. Za pomoci softwaru Plaxis jsem vytvořil matematický model, jenž se snaží modelovat průběh výstavby násypu a posléze i konsolidaci vrstev podloží v čase. Pro porovnání s časovými výsledky skutečného sedání byl zvolen koeficient konsolidace $U = 95\%$.



Obrázek 35 - deformace násypu a podloží pro $U = 95\%$

Hodnotu sedání můžeme vyčíst na obrázku č.35. Nejvyšší hodnotu sedání nalezneme v ose násypu a činí 2,9 cm. Časové určení sedání vypočetl model na 265 dní. Důvodem může být odlišný koeficient filtrace či podmínky drénování na lokalitě.



Obrázek 36 - sedání v rovině původního terénu pro U= 95 %

7.4.6 Skutečné měření sedání

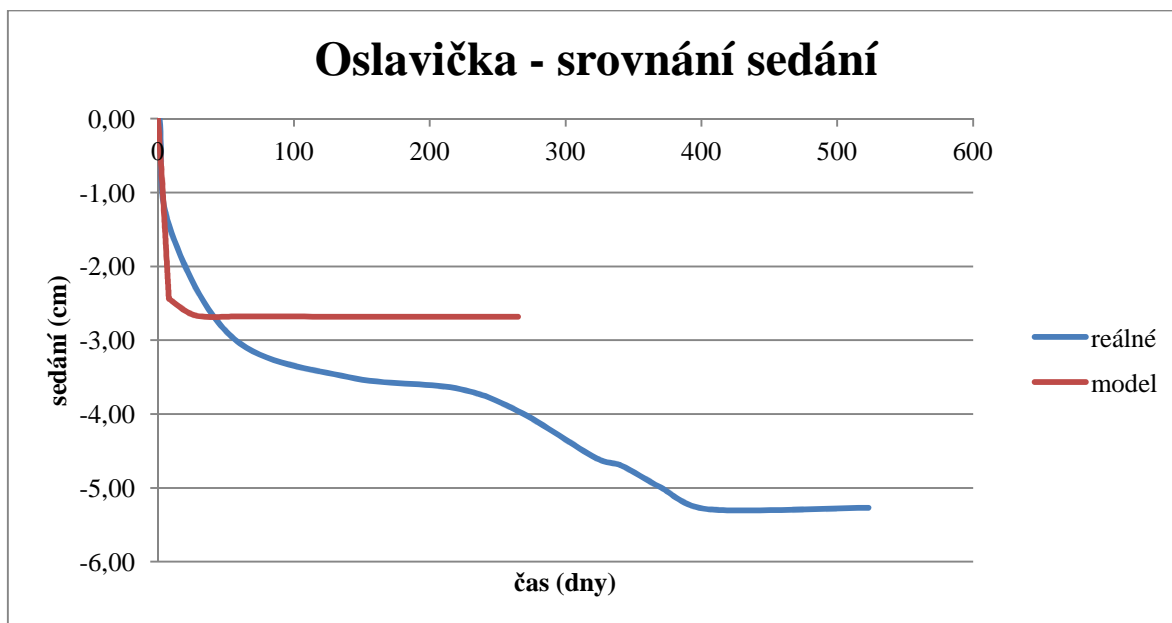
Z protokolu o měření sedání jsem zpracoval křivku ukazující konsolidaci (sedání) v čase. Křivka je vytvořena pro bod, kde je sedání maximální, obvykle se nachází uprostřed násypového tělesa. Bod se nachází 13 m od levé paty svahu násypu a hodnota sedání činí 5,3 cm za časový úsek 523 dní.

Tabulka 26 - skutečné měření sedání - upraveno z protokolu "Oslavička"

čas (dny)	sedání (cm)
1	0,0
8	-1,4
56	-3,0
140	-3,5
219	-3,6
265	-4,0
322	-4,6
341	-4,7
370	-5,0
405	-5,3
523	-5,3

7.4.7 Srovnání dat

Za účelem srovnání naměřených dat a dat vypočtených matematickým modelováním jsem sestrojil graf č.7. V něm je možno spatřit rozdíly v hodnotách sedání i časové odlišnosti sedání. Tyto rozdíly mohou být způsobeny nepřesným modelem podloží násypu (mocnosti vrstev neodpovídají realitě) či hodnoty parametrů zemin resp. hornin nevystihují přesné vlastnosti těchto materiálů na lokalitě. Rozdíl sedání je 2,4 cm. Časové určení konsolidace je velmi rozdílné (o tři řády) a bude nejspíše způsobeno příliš málo propustným prostředím (koeficientem filtrace) než ve skutečnosti.



Graf 7 - porovnání skutečných a vypočtených hodnot

7.4.8 Komentář

Pomocí matematického modelování jsme dostali hodnotu sedání 2,9 cm, které v porovnání s reálně naměřenou hodnotou 5,3 cm působí podhodnoceně, nicméně je potřeba vzít v úvahu rovněž vliv geometrie vrstev, násypu a reprezentativnosti laboratorních výsledků.

Tento rozdíl není nepatrný, avšak při celkovém rozměru sedání je bezvýznamný, byť činí skoro poloviční hodnotu celkového sedání. Rozdíl může být způsoben parametry zemin a v tomto případě též blízkostí nestlačitelné vrstvy, tzn. horninu třídy R4. Tato vrstva je velmi blízko pod povrchem a je pro sedání násypu významná. Pokud je tato vrstva přímo pod měřeným profilem hlouběji uložena, pak by mohlo dojít k větší deformaci nadloží (jak bylo naměřeno).

Velmi kladně musím hodnotit zprávu, ze které jsem čerpal poznatky o lokalitě. Především počet odebraných vzorků z vrtů a jejich laboratorní výsledky mi značně usnadnily proces modelování, neboť jsem díky nim měl k dispozici veškeré potřebné parametry.

7.5 Ostrava

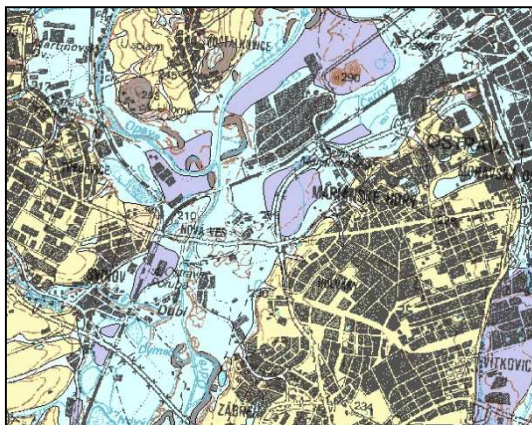
Vybraná lokalita se nachází na předměstí Ostravy. Ostrava geomorfologicky náleží do provincie Západní Karpaty, subprovincie Vněkarpatské sníženiny, Severní Vněkarpatské sníženiny a Ostravská pánev. (Czudek, 1972)

Lokalita se nachází v blízkosti soutoku řeky Odry a Opavy, proto jsou uloženy převážně nivního

původu, kde probíhá střídání písčitých a jílovitých poloh (kvartér). V podloží těchto sedimentů se nacházejí karbonské horniny, ostravské souvrství bohaté na černé uhlí (svrchní karbon) a kulmské horniny (spodní karbon), zastoupené drobami, břidlicemi s polohami slepenců (hradecké vrstvy). (Chlupáč et al., 2011)



Obrázek 37 - umístění lokality [1]



Obrázek 38 - geologická mapa širšího okolí [2]

Na obrázku č.38 je vidět geologická mapa lokality, kde jsou patrné nivní sedimenty (světle modrá), rašelina (tmavě šedá) a navážky, haldy, výsypky (světle šedá) a deluviální sedimenty pestrého složení - střídání hlinito-písčitých poloh (světle žlutá). [2]

7.5.1 Trasa silnice

Vybraná lokalita se nachází na dálnici D47 v Ostravě, která prochází Ostravou z jihozápadního směru na severovýchod dále na Bohumín. Trasa téměř kopíruje nivu řeky Odry. Měřený profil se nachází na km 149,600, v blízkosti MÚK s ulicí Opavská, nedaleko železničního nádraží Ostrava - Svinov.

7.5.2 Průzkum

Pro potřeby výstavby dálnice byl zpracován geotechnický průzkum firmou PASEKA A., inž. geol. a geotechnika, Brno. Z tohoto průzkumu přístupném v archivu Geofondu pod kódem P093777 jsem zpracoval rešerši geologicko-geotechnických podmínek na vybrané lokalitě.

Tabulka 27 - popis vrstev vrtu J16.1 - upraveno ze zprávy "D47 - stavba 4708, I. část"

Popis polohy	Zatřídění ČSN 73 1001
0,0 - 0,3 m hlína , hnědá až šedohnědá, tuhá (ornice)	F5 ML
0,3 - 2,6 m jíl až silt , šedorezavý až rezavošedý, s hojnými zbytky rostlinné drti, měkký až tuhý	F6 CI
2,6 - 8,0 m štěrk , šedý, slabě jílovitý, s převahou křemenných valounů nad kulmským materiálem, s ojedinělými zrny metakvarcitu, ulehlý	G2 G-F
8,0 - 9,0 m slín , šedý, s četnými vrstvičkami tufitu, mocnosti od několika mm po několik cm, tuhý až pevný	F8 CH

Tabulka 28 - popis vrstev ve vrtu J16.9 - upraveno ze zprávy "D47 - stavba 4708, I. část"

Popis polohy	Zatřídění ČSN 73 1001
0,0 - 0,35 m hlína , hnědá, prachově písčité s kořínky, měkká	F5 ML
0,35 - 3,1 m jíl , šedorezavý, místy prachově písčité s rezavými skvrnami čistého limonitu a s četnými černohnědými částicemi organogenní povahy, měkký	F6 CI
3,1 - 8,6 m štěrk , písčité, tmavošedý, polymiktní s převahou valounů kulmského materiálu nad valouny křemene a s ojedinělými růžovými zrny granitoidního charakteru velikosti několika mm, v písčité složce křemenný s pravděpodobnou příměsí tufitu, ulehlý	G2 G-F
8,6 - 10,0 m slín , šedý, masivní bez tufitu, tuhý až pevný	F8 CH

Tabulka 29 - popis vrstev ve vrtu J16.12 - upraveno ze zprávy "D47 - stavba 4708, I. část"

Popis polohy	Zatřídění ČSN 73 1001
0,0 - 0,45 m navážka , hlinitá, šedá až šedohnědá, jílovitá, slabě písčité, s ojedinělými úlomky cihel a valounky o průměru až 2 cm, měkká až tuhá	F5 Y
0,45 - 3,0 m silt , šedorezavý, slabě jílovitý, s organogenními rostlinnými zbytky o velikosti do 3 mm a světlešedými proplásky s vyšším obsahem jílu, měkký až tuhý	F6 CI
3,0 - 3,9 m štěrk , jílovitopísčité, hnědý, slabě narezavělý s valouny křemene velikosti až 4 cm (bazální vrstva nadložního jílu), měkký až tuhý	G2 G-F
3,9 - 7,3 m štěrk , písčité, šedý, polymiktní, s valouny kulmského materiálu o velikosti až 8 cm, subangulárního až oválného tvaru, křemene o velikosti až 6 cm, většinou subangulárního tvaru s ojedinělými úlomky pazourků a červených křemenců, v psamitické složce převažuje křemen nad kulmským materiálem, ulehlý	G2 G-F
7,3 - 10,0 m slín , šedý, potrháný a nepravidelně prostoupený vrstvičkou světle šedého tufitu o mocnosti 2 mm, tuhý	F8 CH

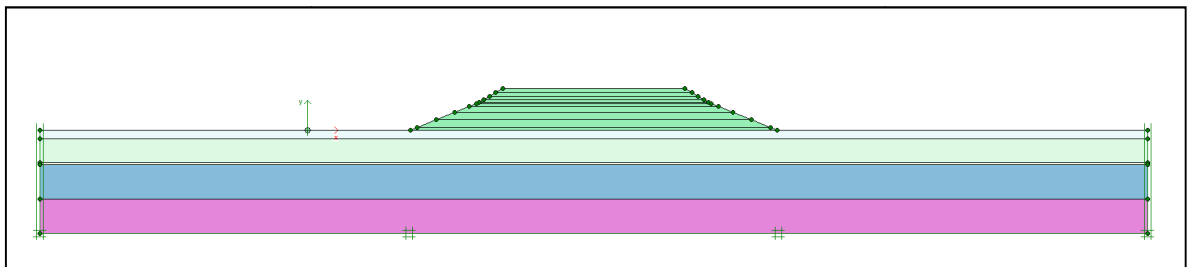
Tabulka 30 - popis vrstev vrtu J16.13 - upraveno ze zprávy "D47 - stavba 4708, I. část"

Popis polohy	Zatřídění ČSN 73 1001
0,0 - 0,45 m navážka , hlinitá, tmavěhnědá, se zbytky stavebního materiálu a vápna, tuhá	F5 Y
0,45 - 2,7 m jíl , šedorezavý až rezavošedý, s písčitéjšími rezavými limonickými polohami a s četnými tmavohnědými až černohnědými organogenními zbytky velikosti až 3 mm, měkký až tuhý	F6 CI
2,7 - 3,15 m silt , šedý, místy narezavělý, jílovitý s ojedinělými valounky křemene od 3,0 m s četnými valouny droby a křemene (bazální vrstva)	F6 CI
3,15 - 7,5 m štěrk , šedý, polymiktní, s převahou valounů křemene nad kulmským materiálem, do 4,0 m je jílová složka šedohnědá, dále je písčitéjší s ojedinělými rezavými skvrnami, ulehlý	G2 G-F
7,5 - 10,0 m slín , šedý, bez tufitu, měkký až tuhý	F8 CH

Geneticky se pravděpodobně jedná o sedimenty antropogenní - navážky, glacifluviální - jíly, silt, štěrk. Bohužel přesnější informace o genezi průzkum neobsahoval.

7.5.3 Model

V programu Plaxis jsem sestavil geometrický model i materiálový model. Geometrie násypu i podloží byly sestaveny na základě průzkumu.



Obrázek 39 - geometrie násypu a vrstev

Geometrie násypu je idealizovaná a rozdělení násypu je rovněž ryze ilustrační, jelikož shromážděné informace jsou rozdílné. Vycházím tak ze zprávy o průzkumu, kde bylo uvedeno schéma násypu pro výpočet sedání. Tato geometrie byla zjednodušena, snížená příjezdová rampa při levém svahu byla modelována jako celistvý násyp o finální výšce. Parametry zemin byly vybrány z geologického průzkumu, pro každou danou vrstvu byly zprůměrovány (při odlišnosti).

Model násypu: výška násypu: 12 m, sklon svahu dle průzkumu do 3 m 1 : 2,5 a do 12 m 1 : 1,5; šířka svrchní části násypu je 35,7 m, šířka při patě svahu je 75 m. Tyto hodnoty jsou rovněž převzaty z průzkumu. Zde jsem narazil na rozdílné informace mezi reálným měřením a archivním průzkumem. Rozdíl byl především v šířce násypu, avšak i ve výšce

násypu. Tyto aspekty by mohly výrazně ovlivnit výsledky, neboť rozdíl šířky činí 31 m (106 m a 75 m) a rozdíl výšky násypu 3,25 m (12 m a 8,75 m). Tento rozdíl mohl být způsoben změnou původního projektu, například kvůli zajištění větší stability svahu násypu. Rovněž nelze jednoznačně říci, zda poslední výška násypu uvedená u reálného měření je konečnou výškou či zda nešlo jen o průběžnou výšku a sypání později pokračovalo dále. Bohužel mi nejsou známy ani okolnosti proč bylo měření přerušeno, resp. ukončeno. Z důvody zajistit lepší porovnání jsem vytvořil dvě varianty, které se liší pouze výškou násypu, šíře násypu byla zvolena dle průzkumu, tzn. 75 m. V průzkumu byly uvedeny laboratorní zkoušky druhotných materiálů jako jsou struska a popílek. Ve zprávě bylo uvedeno, že lze počítat s využitím těchto materiálů při budování násypů. Tento aspekt by velmi ovlivnil můj vytvářený model, neboť parametry těchto materiálů jsou odlišné od běžně využívaných. Odlišnosti jsou rovněž v technologickém postupu výstavby. Z těchto důvodů jsem se rozhodl materiály tohoto typu nevyužít pro svůj model. Navíc nelze s jistotou říci, že ony materiály byly použity.

Geotechnické vrstvy byly rozděleny dle příslušného průzkumu, jejich geometrie je zjednodušena, jelikož geologický řez nepoukazoval na zásadní výškové rozdíly vrstev. Vycházel jsem nejvíce z vrtu J16.12, neboť by měl být nejbližší uvedenému profilu. Rozdělení a parametry jsou znázorněny v tabulce č.31. Byla odstraněna vrstva navážek o mocnosti 0,4 m.

Tabulka 31 - geotechnické vlastnosti pro model - upraveno ze zprávy "D47 - stavba 4708, I. část"

	vrstva	zatřídění ČSN 73 1001	mocnost (m)	γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	E_{def} (MPa)	c_{ef} (kPa)	ϕ (°)	ν	k (m/den)
	násyp		12	17,5	20	4	27	0,3	0,432
GK1	jíl až silt	F6 CI	2,5	19,5	3,3	10	19	0,35	$4,32 \times 10^{-3}$
GK2	štěrk	G2 G-F	6,9	19,5	99,6	1	35	0,3	0,045
GK3	slín	F8 CH	0,6	20	7	1	18	0,4	0,017
GK4 ¹⁾	slín	F8 CH	10	19,7	19,8	20	18	0,4	0,017
GK5 ¹⁾	slín	F8 CH	10	19,7	26	20	18	0,4	0,017

¹⁾ - hodnoty použity z výpočetních tabulek uvedených v průzkumu

- kurzívou jsou označeny hodnoty, jež nejsou ze zprávy, ale jsou stanoveny na základě mého uvážení

Výstavba násypu byla rozdělena do několika etap. Etapy byly určeny dle hodnot výšek násypů při jednotlivých měřeních. Bylo nutné dosypat výšku násypu na uvažovanou hodnotu již po ukončení měření (v hodnotě 8,75 m výšky násypu), proto jsem etapy rozvrhl tak, že navýšení o 1 m proběhne za každých dalších 120 dní, resp. u poslední fáze

vysoké 1,25 m taktěž za 140 dní. Rozdělení do etap viz tabulka č.32. Kurzívou je značeno ono navýšení.

Tabulka 32 - etapy přitěžování (přisypání) podloží - upraveno z protokolu "Ostrava"

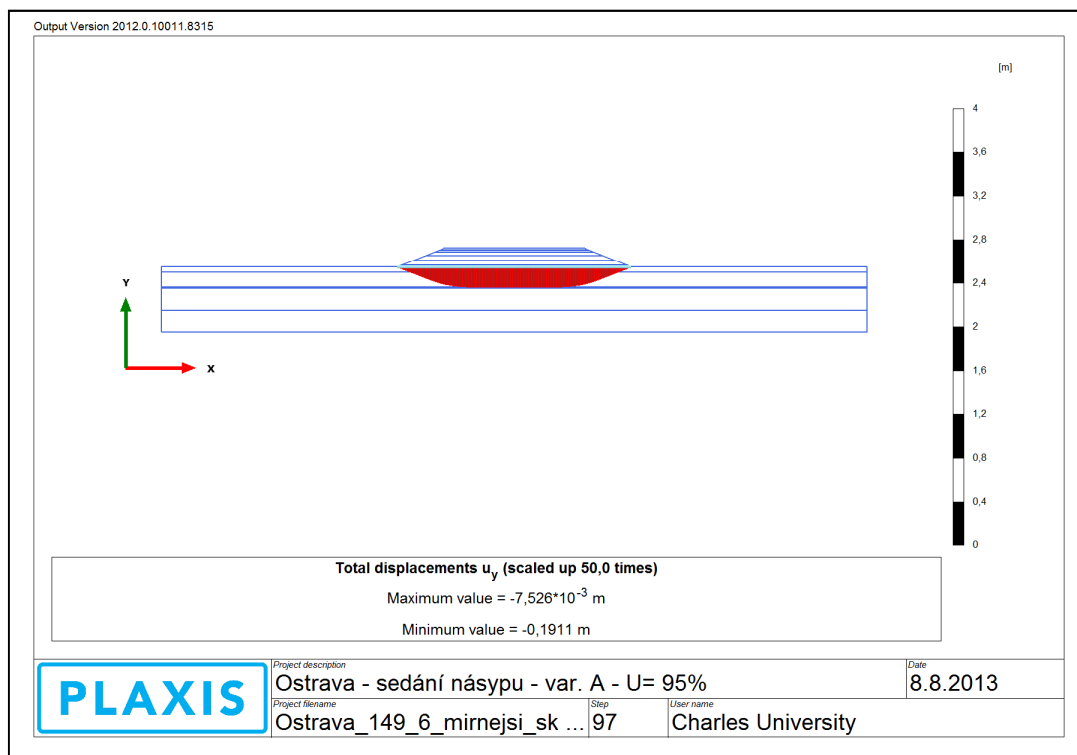
Čas (počet dnů od první etapy)	Výška násypu (m)
1	0,75
36	5,25
70	7,75
231	8,75
431	9,75
631	10,75
831	12,00

Jak jsem již výše napsal, tak jsem vytvořil dvě varianty lišící se výškou násypu. Varianta A odpovídá násypu o výšce 8,75 m. Varianta B má násyp o výšce 12 m.

7.5.4 Předpokládané chování násypu

7.5.4.1 Varianta A

Výsledkem modelování je deformace, sedání násypu o 19,0 cm pro $U=95\%$.

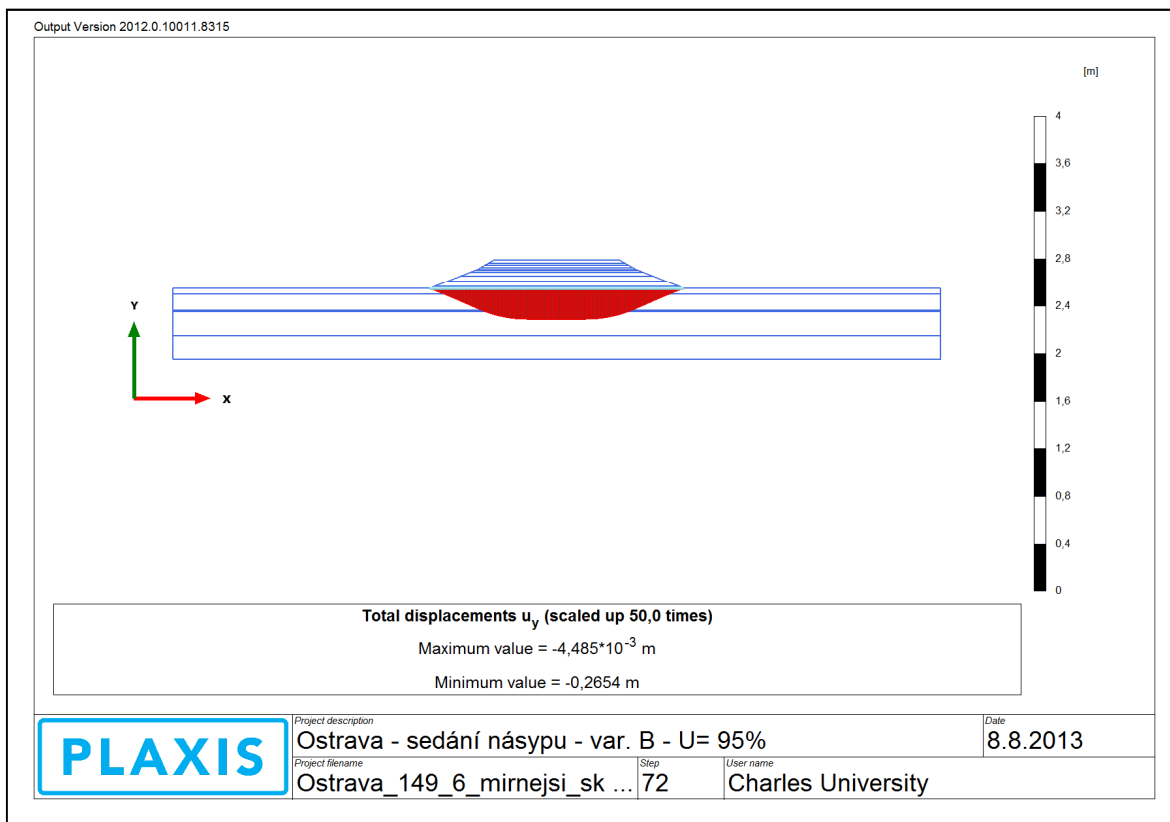


Obrázek 40 - sedání násypu, varianta A, $U=95\%$

Časové určení činí 338 dní, tzn. 107 dnů po skončení fáze přisypávání.

7.5.4.2 Varianta B

Výsledkem mého modelování je sednutí o 26,5 cm pro $U=95\%$, čas pro tuto konsolidaci je 934 dní, tj. 103 dní po ukončení výstavby násypu.



Obrázek 41 - sedání násypu, varianta B, $U=95\%$

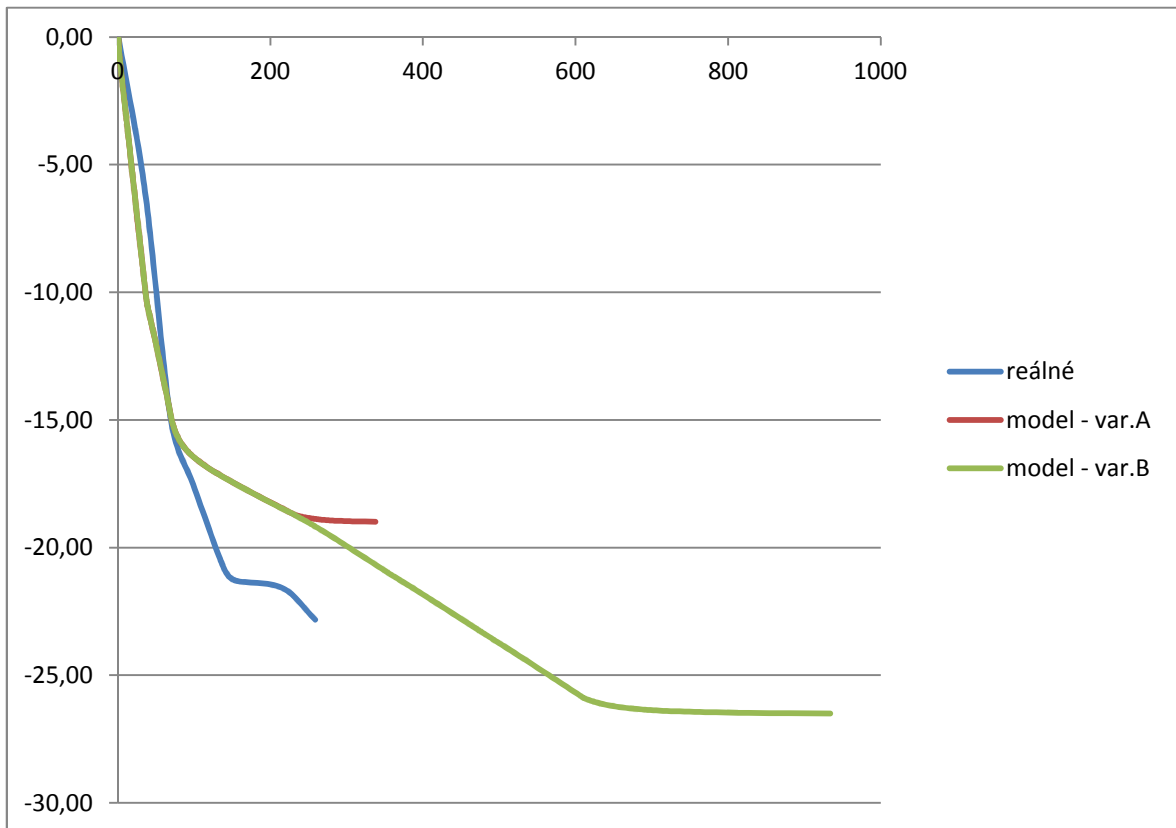
7.5.5 Reálná data z měření

Vybraný profil byl v průběhu výstavby měřen, z těchto dat je vykreslen graf č.8 (modrá křivka). Během období 259 dní se podloží násypu zkonsolidovalo ("sedlo") o 23 cm v bodě největší deformace. Na grafu můžeme vidět i postupné ustalování deformace, avšak je otázkou, zda byl násyp dále dosypáván a tak nemohlo sedání opět pokračovat. Sedání je rovnoměrné a největší hodnotu dosahuje v ose násypu.

7.5.6 Porovnání výsledků

Z výše uvedených dat lze porovnat výsledky matematického modelování průběhu sedání s reálně naměřenými daty. Při porovnání reálného sednutí 23 cm s hodnotou 19,0 cm pro příslušnou výšku (8,75 m - varianta A) je patrný rozdíl, který je poměrně velký (4 cm). Tento rozdíl může být dán velmi odlišnou stavbou tělesa násypu (v průřezu je navrženo využívat sekundární materiály jako struska, popel či hlušina, avšak není známo, zda byly na této lokalitě využity a projevíly by se především menším sedáním (v důsledku nižší objemové hmotnosti) či odlišnými mocnostmi podloží.

Při výpočtu pro projektovanou výšku (12 m - varianta B) činí sedání 26,5 cm. Zůstává nezodpovězeno, zda nebyla v protokolu pouze chybně uvedená výška násypu, neboť hodnoty jsou si velice blízké. Doba konsolidace potřebná pro $U=95\%$ je velmi odlišná od té reálně naměřené (259 dní x 934 dní). Rozdíl při stejné úrovni sedání tj. 23,8 cm je zřejmá 259 dní a 471 dní u modelu, varianta B. Dle srovnávacího grafu lze říci, že velikost sedání bude patrně pokračovat dále a tak bude rozdíl 2,7 cm pravděpodobně snížen.



Graf 8 - srovnání reálného sedání s variantami modelu

Ve vzdálenosti -10 m (ve směru staničení) od měřené profilu byl ve zprávě o průzkumu uveden výpočet sedání násypu. Pro porovnání uvádím výsledek, který činí 26,1 cm v ose násypu, rozdíl 13,5%.

7.5.7 Komentář

Matematické modelování na této lokalitě bylo poněkud obtížné, neboť jsem se musel vypořádat s problémem výšky násypu i s obtížnější lokalizací měřeného profilu v podkladech. Bohužel bylo reálné měření pravděpodobně přerušeno nebo jeho výsledky nebyly obsahem dokumentace, kterou jsem měl k dispozici. Z tohoto důvodu je velmi problematické vyvozovat závěry a hodnotit rozdíly mezi modelem a měřením. Pokud se však toto uděláme, pak lze napsat, že jistá shoda modelů s měření je z grafu č.8 patrná, byť zejména hodnoty určení času jsou odlišné od reálné hodnoty. Toto je z části jistě způsobeno časovým rozsahem dosypávání (z výšky 8,75 m na 12,0 m), které jsem zvolil. Tento rozsah by jistě mohl být menší, avšak cílem této práce není dokalibrovat model dle měření, nýbrž porovnání hodnot modelu bez znalosti reálného sedání. Hodnoty sedání jsou si relativně blízké a přes mnohé nepřesnosti materiálů, geometrií jsou podle mého názoru přesné.

7.6 Strážný

Zájmové území se nachází v Jihočeském kraji, okrese Prachatice. Podle regionálního členění reliéfu ČR (Czudek, 1972) náleží zájmové území do Šumavské subprovincie,



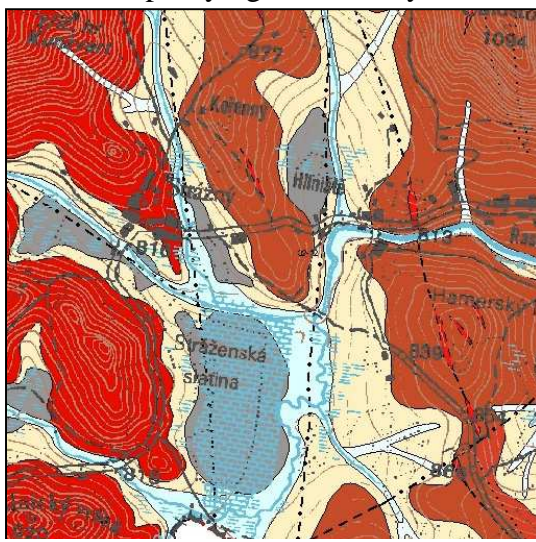
Obrázek 42 - umístění lokality [1]

oblasti Šumavská hornatina, celku Šumava, podcelku Šumavské pláně. Jedná se o hornaté území, povrch území se nachází v nadmořské výšce kolem 802,0 m n. m.

7.6.1 Geologie

Z regionálně geologického hlediska patří převážná část zájmového území

k jihozápadní části jednotvárné série moldanubika, komplexu granitizovaných rul Boubína. Skalní podloží je zde především tvořeno biotické granitizované ruly s hojnými vložkami žulových porfyrů (červená barva), vyskytují se rovněž migmatity (cihlová barva). Kvartérní pokryv granitizovaných rul tvoří zejména deluviální písčité hlíny a hlinité písky



Obrázek 43 - geologická mapa širšího okolí [2]

se štěrkem (béžová barva). Při povrchu terénu se vyskytují rašelinné zeminy (šedá barva). Nivní sedimenty jsou tvořeny kombinací organického materiálu a deluviálních uloženin. [2]

Sledovaný profil se nachází před obcí Strážný na silnici I/4 ve směru na Spolkovou republiku Německo. Již z topografické mapy je možno odvodit, že zmíněná lokalita je velmi zamokřena a hladina podzemní vody mnohdy

vystupuje nad terén. V okolí se hojně vyskytuje rašelina, což dokládají četné slatiny i množství přírodních rezervací chránící přírodní nivy horských vodotečí, ve kterých je četnost organického materiálu rovněž vysoká.

7.6.2 Trasa silnice

Jak již bylo zmíněno, tak trasa silnice prochází nivou několika vodotečí a s ohledem na jejich nevelkou vzdálenost se lze domnívat, že tvoří téměř souvislou plochu (trasa je uvažována v nejbližším okolí lokality). Měřený profil se nalézá v blízkosti potoka Častá.

7.6.3 Průzkum

Pro zmíněnou přeložku silnice I/4 byly zpracovány průzkumy, v roce 1997 podrobný geotechnický průzkum "Silnice I/4 Hliniště - Strážný" firmou Pragoprojekt a.s., Praha a později (2001) "Závěrečná zpráva o geologicko-průzkumných prací, silnice I/4 - Nová Houžná - Hliniště - DSP" firmou Stavební Geologie - Geotechnika a.s. Praha, podklad pro dokumentaci ke stavebnímu povolení. Z těchto prací jsem vybral geologickou dokumentaci pro vytvoření geologického řezu, rovněž jsem pro příslušné geotechnické vrstvy vybral parametry na základě zkoušek provedených na vzorcích.

Nejblíže se profilu nachází vrty J7 a J8. Pro účel geotechnického modelu jsem použil data shromážděná v detailním popisu základových poměrů pro blíže stojící most. Parametry organické zeminy (rašeliny) jsem vybral z doplňkového průzkumu "Silnice I/4 Nová Houžná - Hliniště - GT činnost" pro jiný most (cca 1,7 km vzdálený) umístěný na této trase.

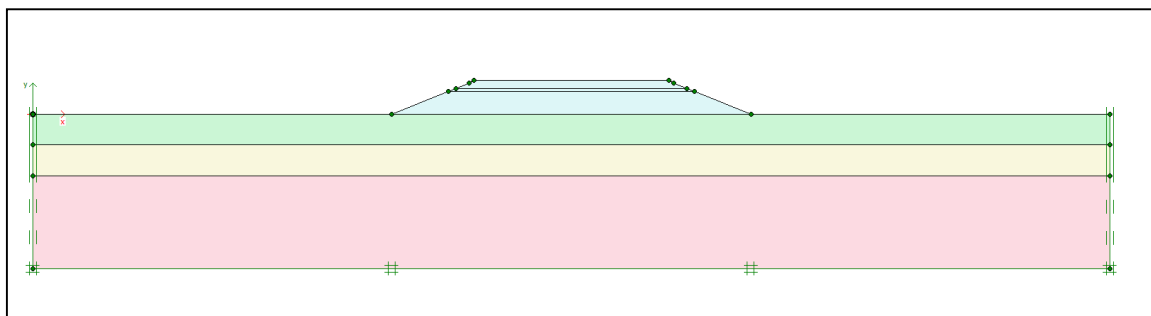
Tabulka 33 - parametry zemín - upraveno ze zprávy "I/4 - Nová Houžná - Hliniště - DSP"

Mocnost (m)	Zatřídění ČSN 73 1001	γ (kN/m ³)	φ (°)	C_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	k (m/den)
3,3	Násyp	21	27	4	20	$6,40 \times 10^{-3}$
3,0	0 - organická zemina	14	20	1	0,2	2,3
3,0	S4 - hlinitý písek	18	29	3	10	$6,40 \times 10^{-3}$
9,0	žula	20	27	5	265	$2,6 \times 10^{-7}$

- kurzívou jsou označeny hodnoty, jež jsem zvolil na základě svého uvážení a nejsou převzaty z průzkumu

Geneticky se jedná deluviofluviální sedimenty - písky, které však v některých částech mohou být eluviem podložních žul. V použitých vrtech nebyla žula zastížena, avšak celá lokalita spočívá na granitu (dle obou průzkumů), proto jsem ji do modelu začlenil.

Model násypu jsem vytvořil na základě informace o výšce násypu, šířce násypu u paty svahu a dle příslušných sklonů svahu násypu uvedených v ČSN 73 6133 (do 3 m v poměru 1 : 2,5, 3-6 m v poměru 1 : 1,5). Etapy přítěžování podloží jsem zvolil v závislosti na jednotlivá reálná měření, u kterých byla uvedena informace o výšce násypu v dané době. Tyto etapy jsou uvedeny v tabulce č.X. Výška násypu: 3,3 m; šířka násypu u paty svahu: 35 m.

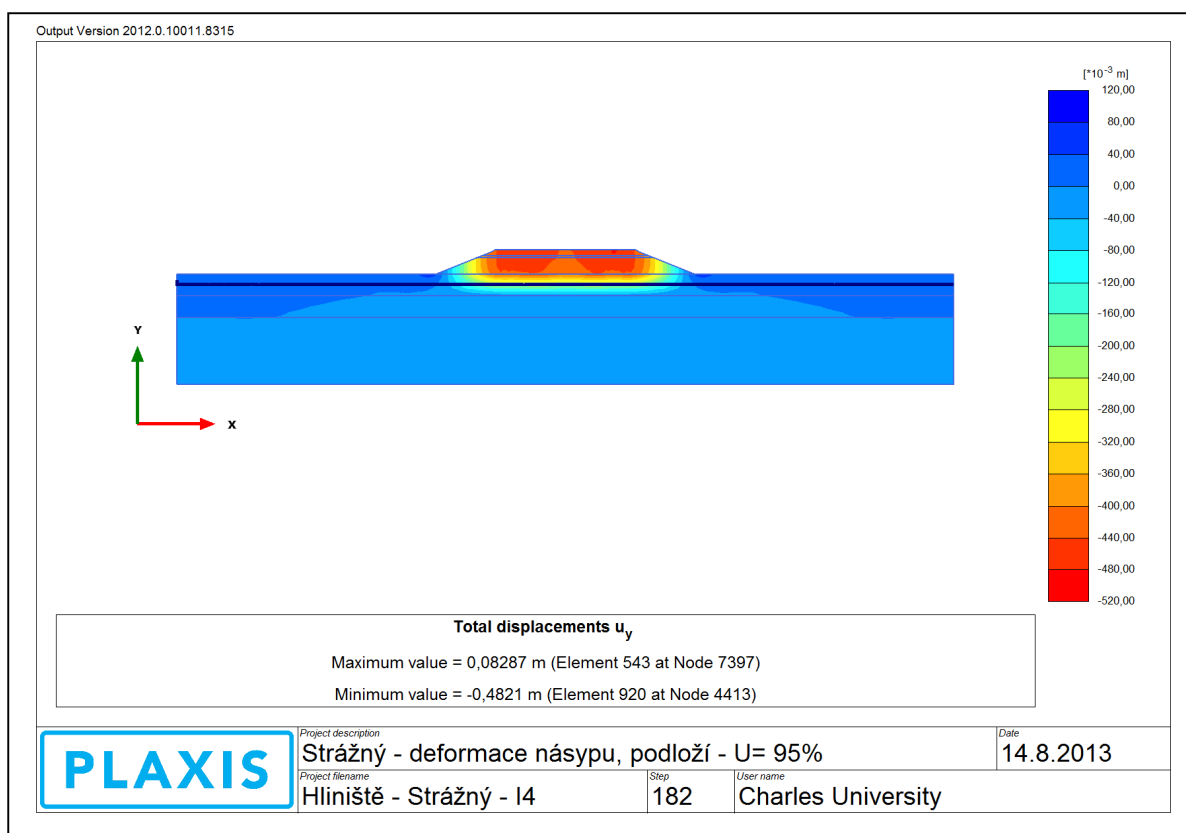


Obrázek 44 - geometrie modelu

Tabulka 34 - etapy přítěžování podloží násypu - upraveno z protokolu "Strážný"

čas (den)	výška násypu (m)
1	0,0
2	2,2
90	2,5
140	3,3

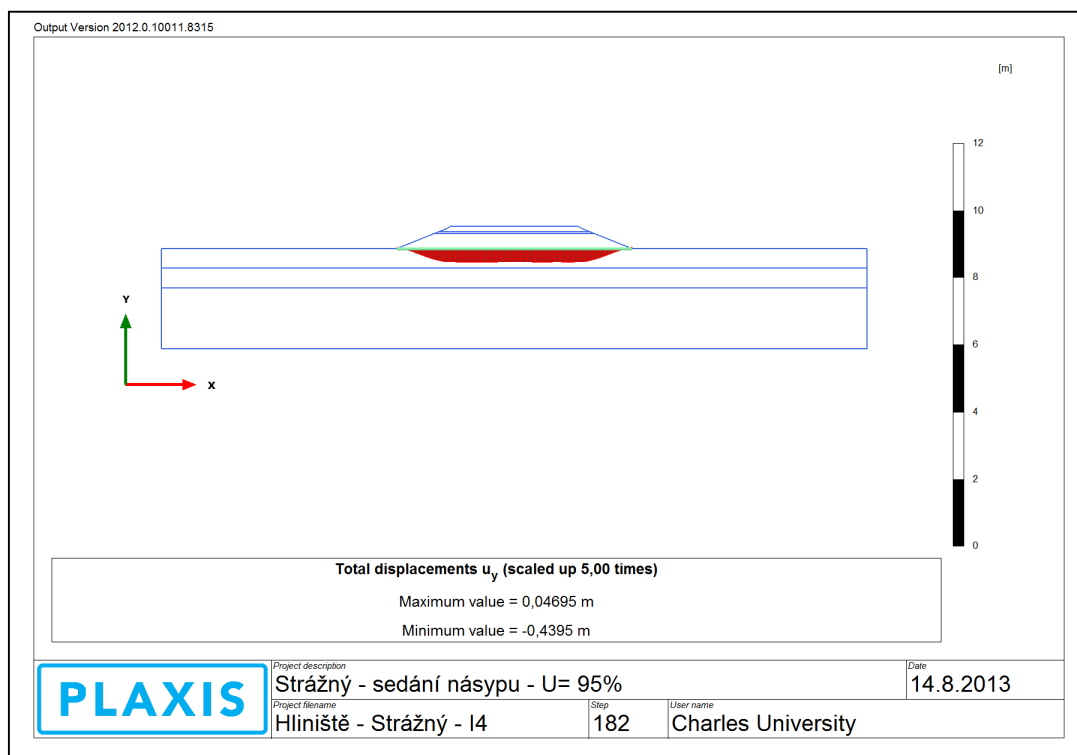
7.6.4 Předpokládané chování násypu



Obrázek 45 - deformace násypu

Na obrázku č.45 je možné vidět vertikální deformace násypu a podloží vytvořené programem Plaxis (U= 95 %). Sedání násypu je v rovině původního terénu vykresleno na

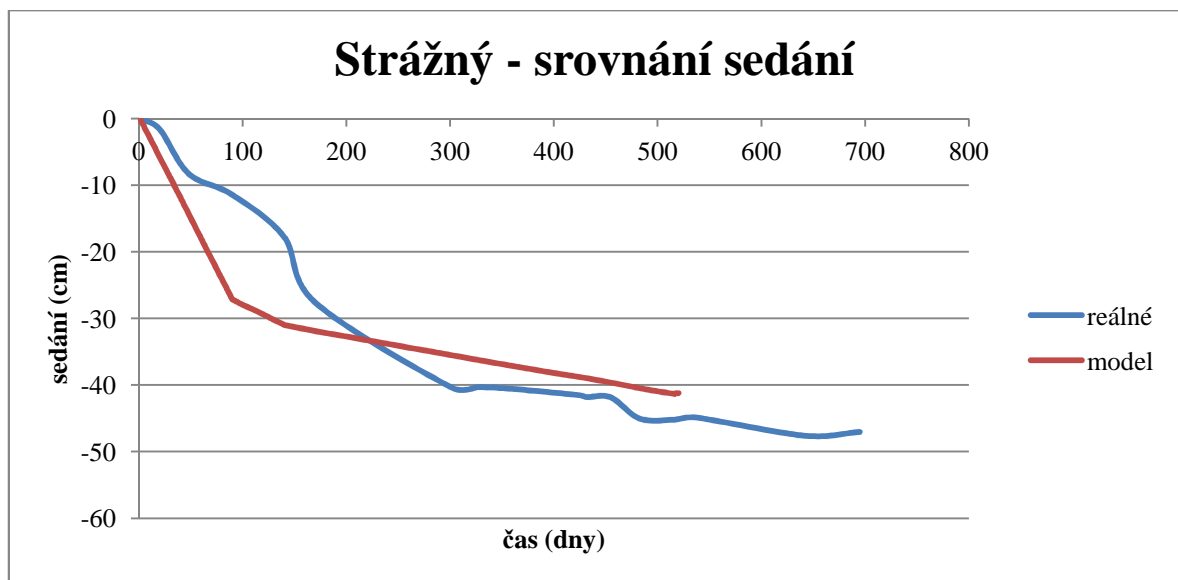
grafu č.9, kde je taktéž uvedena maximální hodnota sedání. Pro stupeň $U=95\%$ je to hodnota 44,0 cm a doba potřebná pro konsolidaci činí 1099 dní, tj. 37 měsíců.



Obrázek 46 - sedání násypu na úrovni původního terénu

7.6.5 Porovnání

Rozdíl mezi hodnotami reálně naměřenými na profilu a těmi namodelovanými činí 3,0 cm (model 44,0 cm; reálné 47,0 cm). Domnívám se, že jde o rozdíl malý, který může být způsoben odlišností parametrů zemin či lehce odlišnou mocností jednotlivých vrstev. Doba potřebná pro $U=95\%$ je 520 dní, doba měření činí 695 dní. Je tedy možné s jistotou říci, že namodelované hodnoty byly překročeny a naopak není jisté, zda naměřené hodnoty jsou již konečné a sedání nebude probíhat dále.



Graf 9 - porovnání modelu a reálného měření na lokalitě

7.6.6 Komentář

Tato lokalita je z IG hlediska velmi komplikovaná a jen dokládá potřebu kvalitního IG průzkumu pro dopravní stavby překonávající vodoteče. Ze zpráv jsem si dokázal udělat obraz podmínek na lokalitě, bohužel žádná jednotlivá ze zpráv problém velké stlačitelnosti komplexně neřeší. Doporučení ve zprávě (1997) je odtěžení stlačitelné vrstvy a založení na písčitém jílu, jak je však ve zprávě doplněno, tak je potřeba řešit i stabilitu stěn při této výměně nebo zapažit místo štětovnicemi. Problém by však činila podzemní voda, která by zaplavovala daný výkop. Problém byl na lokalitě řešen pomocí vyztužení násypu geosyntetiky, která byla použita především pro zajištění stability celého násypu, jelikož byl předpoklad na velké a především nerovnoměrné sedání.

Problematické je určení parametrů zemin, obzvláště hodnoty pro organickou zeminu - rašelinu jsou totiž veskrze orientační, neboť neexistuje žádné spolehlivé stanovení. Jistá část sedání je pravděpodobně tzv. sekundární, kdy dochází ke změnám pevné fáze zeminy. Velkou roli v sedání rašeliny hraje úbytek vlastního materiálu, neboť dle publikovaných článků se může jednat až o 10 % objemu za dobu 2 let (Titlyanova et al., 2011).

Z křivky sedání naměřené na lokalitě lze taktéž předpokládat jistou souvislost mezi sedáním na rašelině a ročním obdobím, jelikož dochází k urychlení či naopak zastavení konsolidace, je však otázkou, zda se dané hodnoty nevychýlily například díky nepřesnosti měření.

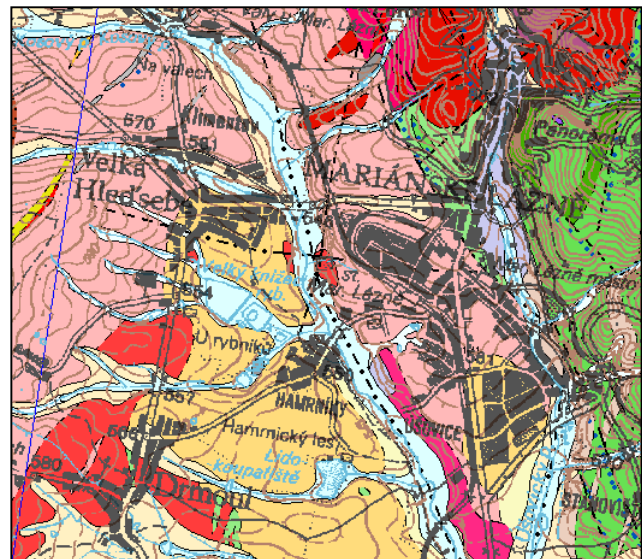
7.7 Velká Hleďsebe

Vybraná lokalita se nachází severně od obce Velká Hleďsebe, nedaleko Mariánských



Obrázek 47 - umístění lokality [1]

Lázní, okres Cheb. Z geomorfologického členění patří do provincie Česká Vysočina, Šumavské subprovincie a Českoleské oblasti. (Czudek, 1972)
Nadmořská výška je v rozmezí 500 – 750 m n.m.
Geologicky je území tvořeno Českým masivem, horninové zastoupení je zde velmi pestré, neboť se zde vyskytují terciérní bazaltoidy (fialová barva), starší svory, porfyry, granity. Je možné nalézt i kvarcity (sytě žlutá barva), ruly (růžová barva), amfibolity (zelená barva) a granodiority (purpurová barva) neznámého stáří. Nacházejí se zde i žilné křemeny (sytě červená barva). Pokryv je tvořen písčitymi štěrky, hlinitopísčitym deluviem (světle žlutá), v blízkosti vodotečí se nacházejí nivní sedimenty pestrého složení [2].



Obrázek 48 - geologická mapa okolí lokality [2]

7.7.1 Trasa silnice

Lokalita se nachází na obchvatu obce na silnici I/21, která spojuje dálnici D5 a město Cheb. Silnice obec obchází kolem západní části obce a na severozápadě se přimyká do trasy staré silnice. V blízkosti tohoto napojení nové a stávající komunikace byla vystavěna mimoúrovňová křižovatka pro silnici II/215 do Mariánských Lázní.

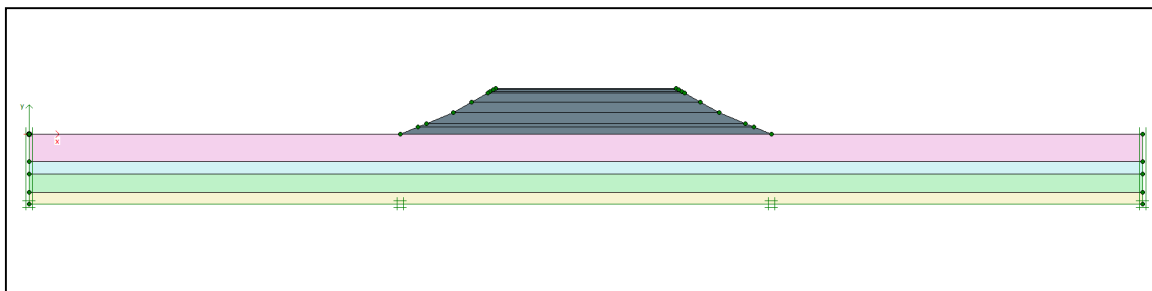
7.7.2 Průzkum

Za účelem výstavby silnice byl v roce 2005 proveden podrobný geotechnický a hydrogeologický průzkum „Silnice I/21 Velká Hleďsebe km 0,0 – 2,250“ firmou AZ CONSULT s.r.o. přístupnou v archivu Geofondu pod kódem P114409. V této práci jsem pomocí staničení uvedeného v protokolech o měření sedání našel příslušný úsek

silnice a dohledal potřebné informace o geologicko-geotechnických podmínkách na lokalitě. Nejbližše měřenému profilu jsou vrty J43, J54 a JP53. Problematickým prvkem lokality je značně mocná vrstva navážek, kterou lze obtížně charakterizovat pomocí parametrů, jelikož jde o materiál značně nehomogenní a co se týče složení velmi pestrý (obsahuje mimo jiné beton, asphalt, úlomky hornin, hlína či jíl). Podrobnější informace o tom, zda byla tato vrstva odtěžena, se mi nepodařilo zjistit a tak matematický model vychází z geotechnických vlastností tak, jak je průzkum našel a zmapoval. Geologický řez spolu s příslušnými popisy vrtů jsou uvedeny v příloze č.7.

7.7.3 Model

V tabulce č.35 jsou uvedeny hodnoty parametrů pro jednotlivé vrstvy (geotechnické kategorie GK). Geometrie násypu je uvažována dle ČSN 73 6133, tzn. do 3 m 1 : 2,5; do 6 m 1 : 1,75 a do výšky 6,5 m 1 : 1,5.



Obrázek 49 - geometrie modelu

Tabulka 35 - souhrn geotechnických vlastností - upraveno ze zprávy "Silnice I/21 Velká Hled'sebe, km 0,0 - 2,250"

kategorie podloží	mocnost (m)	zatřídění ČSN 73 1001	γ (kN/m ³)	φ (°)	C_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	k (m/den)
GK1	4,0	Y	20	22	5	< 10 (8,5)	$5,1 \times 10^{-4}$
GK2	1,7	F5 MI / F6 CL	20,5	20	12	4	$1,1 \times 10^{-4}$
GK3	2,5	S4 SM / S5 SC	18,5	28	6	10	$6,9 \times 10^{-4}$
GK4	1,7	R5	21,5	30	10	30	$5,1 \times 10^{-4}$

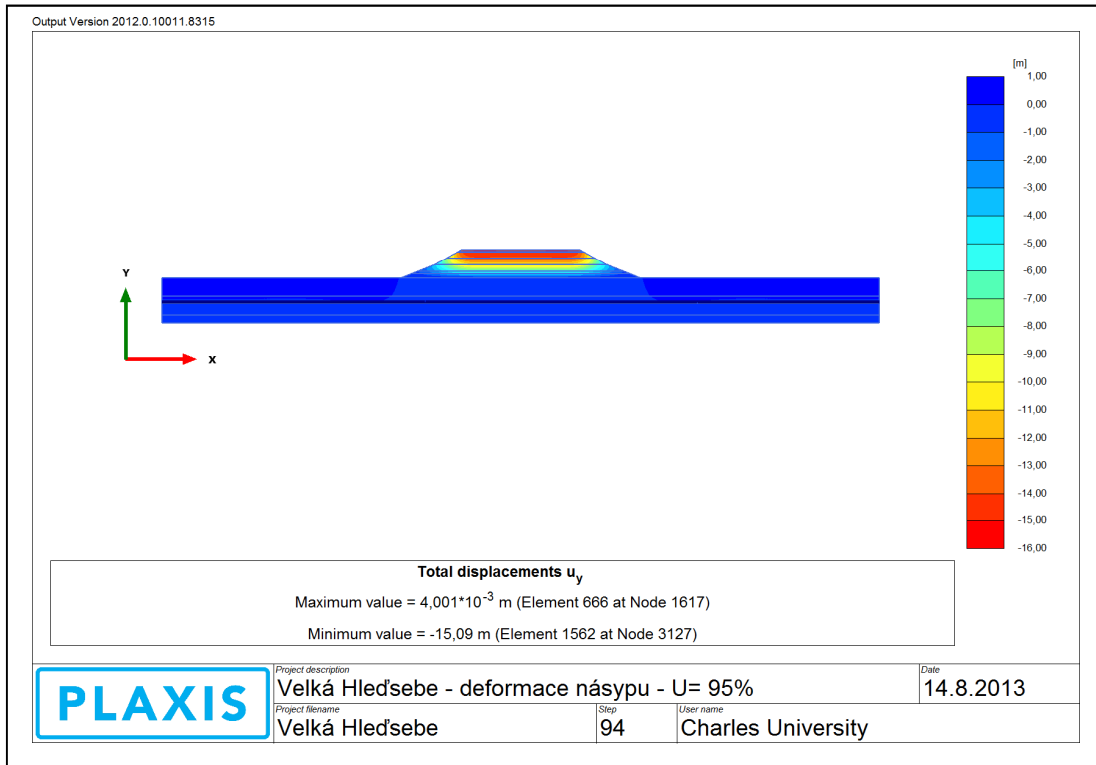
- kurzívou označeny hodnoty jenž nejsou převzaty z průzkumu a jsou zvoleny dle mého uvážení

Geneze vrstev je antropogenní - navážky, deluviofluviální - jíly, písky. Z výše uvedených vlastností jsem vytvořil geotechnický model podloží, který jsem použil v programu Plaxis pro výpočet chování podloží násypu po přitížení. Etapy přitížení jsem určil z informace uvedené u každého měření sedání násypu, pro období mezi měřeními 3 a 4 jsem stanovil

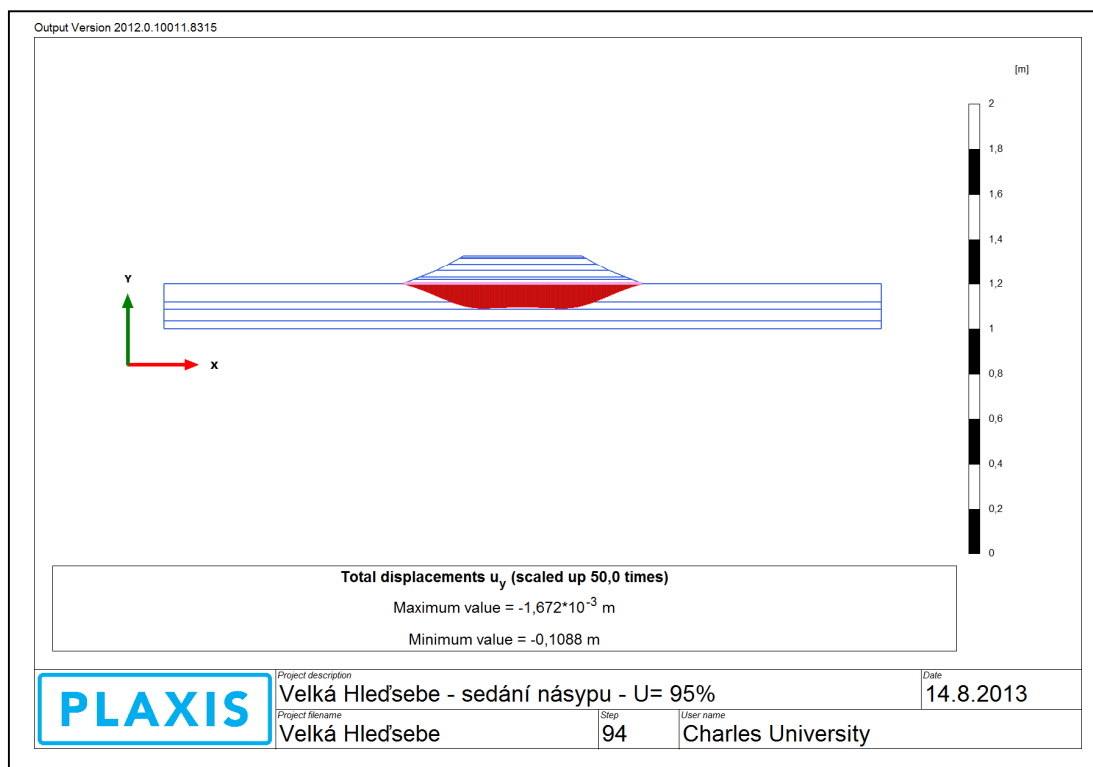
vlastní přitěžovací kroky, neboť krokové zatížení výškou 4,6 m příspy by nebylo možné a není ani reálné.

7.7.4 Předpokládané chování násypu

Výsledkem matematického modelování násypu je hodnota 10,9 cm pro $U=95\%$. Doba konsolidace je pro $U=95\%$ 572 dní, tj. 70 dní po ukončení sypání násypu.



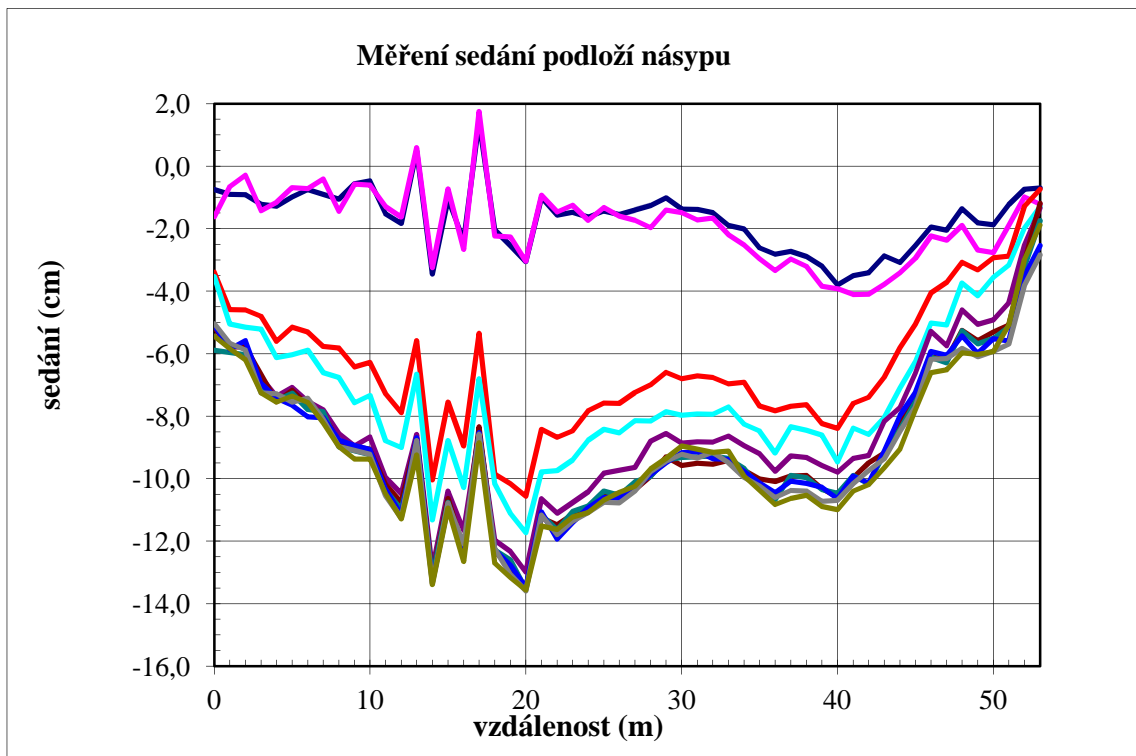
Obrázek 50 - deformace násypu



Obrázek 51 - sedání násypu v rovině původního terénu

7.7.5 Reálná data z měření

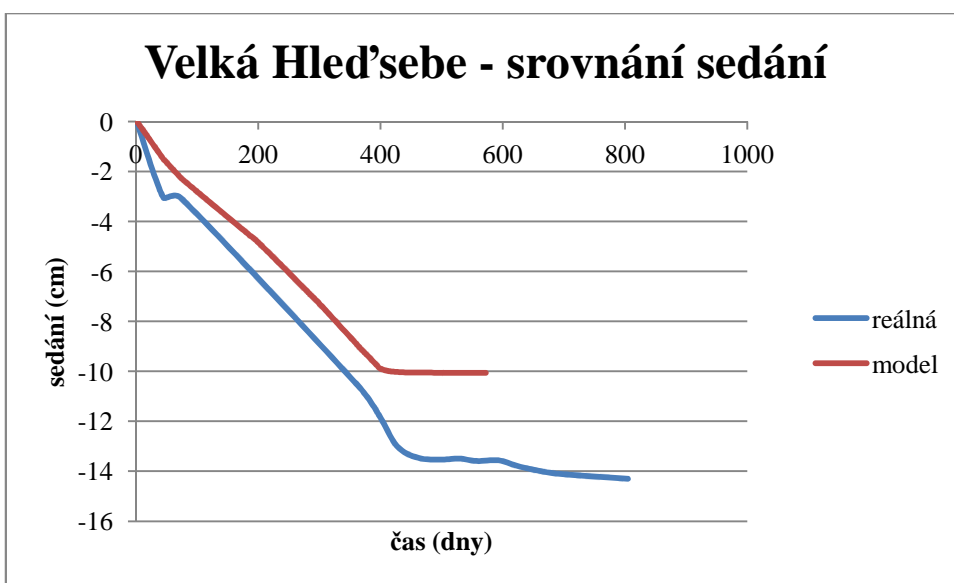
Vybraný profil byl v průběhu výstavby měřen. Během období 805 dní se podloží násypu zkonsolidovalo („sedlo“) o 14,3 cm v bodě největší deformace. Na grafu č.10 můžeme vidět, že konsolidace po přetížení proběhla velmi rychle, byť je tento fakt způsoben především velkým časovým rozmezím mezi jednotlivými kroky (měřeními) . Z reálného měření je vidět, že sedání neprobíhalo rovnoměrně, pravděpodobně proto, že vrstva navážek nemá homogenní vlastnosti i mocnost.



Graf 10 - deformace měřeného profilu - upraveno z protokolu "Velká Hled'sebe"

7.7.6 Porovnání výsledků

Porovnáním výsledků matematického modelování a reálných dat jsem došel k závěru, že se liší především celkovým sedáním, než hodnotami času potřebného pro konsolidaci. Odlišné hodnoty sedání mohou být způsobeny tím, že model nezohledňuje nehomogenitu materiálu (navážky). Graf reálného sedání je také vykreslen pro maximální hodnotu sedání, pokud se podíváme na graf č. 10, kde je vykresleno sedání celého násypu, pak můžeme říci, že jde o hodnotu, která poměrně přesně vystihuje reálné hodnoty.



Graf 11 - porovnání reálného sedání a modelu

7.7.7 Komentář

Podářilo se namodelovat poměrně přesné chování nāsypu a jeho podloží na lokalitě, odlišnosti jsou způsobeny především nehomogenním prostředím navážek, které mají vliv rovněž na časový průběh sedání. Geotechnický průzkum byl velmi dobře použitelný pro potřeby modelování, neboť obsahoval velké množství geologických prací (vrty, sondy), které mi značně pomohly při tvorbě geotechnického modelu lokality.

8 DISKUZE

Za účelem lepšího porovnání všech namodelovaných dat jsem vytvořil tabulku č.36, ve které je možné nalézt hodnoty jednotlivých lokalit, resp. i jednotlivých variant. V tabulce jsou dále uvedeny parametry ovlivňující výsledné sedání, např. výška násypu a mocnost stlačitelné vrstvy.

Tabulka 36 - celkové porovnání hodnot

lokality	výška (m)	mocnost stlačitelné vrstvy (m) ¹⁾	reálné hodnoty sedání (cm)	modelové hodnoty sedání (cm) ²⁾	doba měření (dny)	vypočtená doba (dny)
Bělotín	10	17	34,0	32,0	1008	775
Hrádek nad Nisou	5,5	10	8,2	8,1	286	186
Libice nad Cidlinou - A	8,25	8,8	56,0	8,9	1143	614
Libice nad Cidlinou - B	8,25	8,8	56,0	25,2	1143	614
Oslavička	5,3	3,3	5,3	3,0	523	265
Ostrava - A	8,75	30	23,0	19,0	259	338
Ostrava - B	12	30	23,0	26,5	259	934
Strážný	3,3	6,0	47,0	44,0	695	520
Velká Hleďsebe	6,5	9,0	14,3	10,8	805	572

¹⁾ jde o mocnost stlačitelného materiálu, se kterou počítá model

²⁾ jedná se o hodnotu pro $U=95\%$

Celková průměrná odchylka modelů od reálných hodnot činí 10,8 cm, avšak při vyřazení extrémně komplikované a odlišné lokality Libice nad Cidlinou se jedná o hodnotu 2,7 cm. Tato nepřesnost je dle mého názoru velmi malá a s vědomím četných zjednodušení jde o velmi dobrou hodnotu.

Časové určení je nepřesné a původ bych hledal v určení koeficientu filtrace, který jsem až na výjimky musel čerpat z tabulek v normách ČSN 73 6244 či ČSN 75 2410. Tento postup není dobrý, jak ostatně ukázalo porovnání, nicméně výpočet bez tohoto parametru by byl poloviční a tak jsem potřeboval stanovit alespoň přibližné hodnoty. Pokud bych použil základní možnost stanovení parametru v programu Plaxis ($k=0,6$ m/den), pak by sedání bylo naopak příliš rychlé. Je otázkou, zda i ve zprávách uvedené hodnoty koeficientu jsou relevantní, neboť jsem nezaznamenal nic o zkoušce propustnosti a tak se domnívám, že hodnoty byly vypočteny dle příslušných vzorců, např. Hazenův vzorec.

Významným faktorem ovlivňujícím výsledky je použitý Mohr-Coulombův konstituční model, který je ideálně plastický a proto nedokáže vystihnout veškeré možné stavy zeminy, zejména nelineární pokles a závislost tuhosti na napětí.

Největší hodnoty sedání byly naměřeny na lokalitách Libice nad Cidlinou a Strážný. Stlačitelnou vrstvou byla v obou případech rašelina či jiný rozkládající se materiál. Tento materiál je nebezpečný svou změnou objemu. Rozdíl v lokalitách je kvalita průzkumu, který byl na Strážném proveden zodpovědně a proto i model dokázal poskytnout přesná data. Průzkum v Libici nebyl komplexní a nedokázal vymezit rozsah a případnou existenci překrytého ramena.

Největší procentuální rozdíl reálné a namodelované hodnoty při vynechání Libice je lokalita Oslavička. Tento rozdíl bude nejspíše způsoben malou mocností stlačitelné vrstvy v modelu. I přesto je to odlišnost obou hodnot velmi malá a z hlediska obecných geotechnických měření v rámci nepřesnosti měření.

Velká Hleďsebe je lokalitou, kde velkou roli hrají navážky, u kterých je prakticky nemožné relevantní stanovení parametrů. Nehomogenitu materiálu je nemožné namodelovat, proto model počítá s hodnotami, které vystihují jen určitou část mocnosti vrstvy.

Nejpřesnějších výsledků jsem dosáhl u lokalit Hrádek nad Nisou a Bělotín, -1 % resp. -6 %. Obzvláště u druhé lokality je přesnost pozoruhodná, jelikož se jednalo o profil umístěný na svahu a tak jsem výšky a mocnosti vrstev určoval pomocí rozdílu nadmořských výšek blízkých vrtů a nultého bodu měření profilu.

Každá lokalita skrývá jistá problematická místa, která mohou a zpravidla také ovlivňují podobná modelování, avšak největším problémem je z mého pohledu nedostatečný průzkum. V průběhu prací s archivními daty jsem se seznámil s mnoha průzkumnými zprávami, které byly svým obsahem k daným účelům (dopravní stavitelství) nevhodné. Mezi hlavní nedostatky patřil malý počet jádrových vrtů, nedostatečná hloubka vrtů a bohužel ve velké většině případů i absence jiných než indexových laboratorních zkoušek. Tímto myslím fakt, že po zařazení zeminy do příslušné třídy jsou veškeré parametry zemin dohledány z tabulky charakteristických hodnot dnes již neplatné normy ČSN 73 1001. Jsem si vědom, že tento postup byl možný a i já jsem v této diplomové práci použil tabulková data uvedená v normě (např. koeficient filtrace zemin - ČSN 73 6244, ČSN 75 2410), avšak se domnívám, že tento postup by měl být použit pouze v případě, že neexistuje jiná možnost stanovení příslušných parametrů a nemělo by být uvažováno s tímto řešením již od počátku průzkumu. Ukazuje se totiž, že ne vždy je vhodné tyto hodnoty použít vzhledem k rostoucí odchylce od reálných hodnot. Geologické prostředí je ovlivňováno mnoha vlivy, které mohou významně změnit

vlastnosti zeminy a proto nelze doporučit používat hodnoty pro úhel vnitřního tření, soudržnost jen na základě zatřídění. V průzkumech jsem se v malé míře setkal s edometrickými zkouškami, které ovšem často byly uvedeny jen jako hodnota bez uvedení platného rozsahu napětí. V tomto vidím značný problém, neboť sestavení matematického modelu na základě dat získaných z tabulky, tedy s jistou chybou, je poměrně velké riziko a to hlavně vzhledem k výpočtům týkajících se stability svahu.

Nepřesnosti jsou rovněž na straně parametrů vlastního násypu, zde je problém se získáním dat popisující materiály násypu, jeho etapy a příslušné výšky násypu. Tyto informace obsahuje průběžná stavební dokumentace, která je nedostupná, neboť není povinně shromažďována v Geofondu.

9 ZÁVĚR

Cílem této práce bylo shromáždit data z reálných měření sedání na dopravních stavbách v České republice a tyto data porovnat s namodelovaným průběhem sedání vytvořeným dle inženýrsko-geologického průzkumu pro příslušnou stavbu.

V první části práce jsem se zaměřil procesy spojené s výstavbou násypu, jejich kontrolu a měření. Pokusil jsem se nastínit i možná řešení sedání a využití speciálních materiálů.

Druhá - rešeršní část práce je tvořena nashromážděnými protokoly z měření na lokalitách a dohledáním inženýrsko-geologických průzkumů pro tyto lokality v Geofondu.

Ve třetí části práce jsem vypracoval a vypočetl matematický model a pokusil se jej porovnat s výsledky reálného měření. Výsledkem mého modelování je 9 modelů pro 7 lokalit (2 lokality mají dvě variantní řešení). Porovnáním modelů a reálných dat jsem získal povědomí o přesnosti, relevantnosti predikovaných hodnot sedání a časového průběhu. Celková průměrná odchylka hodnoty sedání od reálné hodnoty činí 10,8 cm. Tato hodnota je velmi ovlivněna lokalitou Libice nad Cidlinou, jenž je z hlediska modelování velmi problematická s ohledem na špatný IG průzkum. Odchylka časového určení je 61,5%. Na této hodnotě se negativně podepsala lokalita Ostrava, varianta B, kde jsem byl nucen dosypávat materiál dle zvoleného postupu a tak se prodloužila doba výstavby násypu o 380 dní oproti hodnotě naměřené.

U měřených lokalit je možné spekulovat, zda měření byla ukončena ve správném okamžiku, protože u několika z nich lze očekávat ještě další přírůstky sedání. Z tohoto hlediska je mnohem lepší porovnávat průběh sedání s modelem než porovnávat čistě hodnoty sedání či hodnoty časového určení času pro konsolidaci. Myslím si, že porovnáním průběhů křivek sedání a křivek vypočtených modelování lze do značné míry říci, že jsou ve velké shodě.

Při shromažďování podkladů pro výstavbu modelu jsem narazil na celou řadu problémů, které mohou negativně ovlivnit přesnost modelu. Jde především o relevantnost parametrů zemin, resp. hornin uvedených v průzkumech. Mnoho z nich je pouze opisem hodnot tabelárních údajů v normách. Toto ulehčení práce geologa posléze může vést k znepresnění výsledků celého modelu. Jsem si však vědom faktu, že zkušenější člověk pohybující se v dané problematice delší dobu má zkušenosti, které mohou tyto nedostatky dostatečně zacetit, protože zejména část, kdy jsem vybíral hodnoty parametrů pro výstavbu modelu by zkušenější praktik vybral lépe či nepochybně rychleji.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem závěrečnou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje a literaturu. Tato práce ani její podstatná část nebyla předložena k získání jiného nebo stejného akademického titulu.

Praha, srpen 2013

Bc. Petr Karlín

10 POUŽITÉ ZKRATKY A FYZIKÁLNÍ VELIČINY

c	soudržnost (kPa)
CBR	Californian bearing ratio
c_v	součinitel konsolidace (m^2/s)
ČSN	česká státní norma
d	průměr zrn
d	tloušťka konsolidující vrstvy (m)
d_i	mocnost i -té vrstvy (m)
$d_{v,i}$	tloušťka i -té vrstvy (m);
E	Youngův modul (MPa)
E_{def}	modul přetvárnosti (MPa)
E_{oed}	edometrický modul (MPa)
E_{oed}	edometrický modul materiálu i -té vrstvy (MPa)
E_{oed}	edometrický modul přetvárnosti (MPa)
E_{oed}	výpočtový edometrický modul i -té vrstvy (MPa)
EPS	expandovaný polystyren
G	smykový modul (MPa)
GK	geotechnické kategorie
I_c	číslo konzistence
k	koeficient hydraulické vodivosti (filtrace) (m/s)
k	součinitel propustnosti (m/s)
k_f	koeficient filtrace ($m \cdot s^{-1}$)
LKK	lehké keramické kamenivo
m_i	opravný součinitel přitížení
MKP	metoda konečných prvků
n	pórovitost (%)
n	počet vrstev
N	koeficient dle typu zeminy - pro písky 50-100
PS	Proctor Standard
PVD	prefabrikované vertikální dreny
RSM	recyklovaný stavební materiál - recyklát
s_c	celkové sednutí (m)
s_c	celkové sednutí (v letech)
SDO	stavební a demoliční odpad
s_p	celkové sednutí základové půdy (m)
S_r	stupeň nasycení (-)
s_t	sednutí (NIC VIC?) (v letech)
s_v	sedání vlastního násypu (m)
T	časový faktor
t_0	počáteční čas (roky)
TKP	technické kvalitativní podmínky
TP	technický postup
T_v	časový faktor
$U_{(T)}$	stupeň konsolidace (bezrozměrný)
U_v	stupeň konsolidace (-)
w	mez tekutosti (%)
w_n	přirozená vlhkost (%)
w_{opt}	optimální vlhkost
XPS	extrudovaný polystyren
β	konstanta pro přepočítání E_{def} na E_{oed}

γ	objemová hmotnost (kN/m^3)
γ_i	objemová tíha i -té vrstvy (MN.m^{-3})
γ_n	objemová tíha zeminy (kN/m^3)
Δs	výškový rozdíl <i>sedání objektu a sedání násypu v místě přechodu</i>
Δw	vlhkostní rozdíl
ε	deformace
ν	Poissonova konstanta (-)
ν	viskozita vody
$\rho_{d \text{ max PS}}$	maximální objemová hmotnost zeminy Proctor standard
$\rho_{d \text{ max}}$	maximální objemová hmotnost (kg.m^{-3})
$\sigma_{or, i}$	původní geostatické napětí ve středu i -té vrstvy (MPa)
$\sigma_{z, i}$	přetížení nadložím
$\sigma_{z, i}$	svislá složka napětí pod uvažovaným bodem od přetížení násypem ve středu i -té vrstvy (MPa)
$\sigma_{z, i}$	napětí v úrovni středu vrstvy (MPa)
Φ	smyková pevnost ($^\circ$)
φ	úhel vnitřního tření ($^\circ$)
φ'	efektivní úhel vnitřního tření ($^\circ$)
ψ	dilatance ($^\circ$)

11 POUŽITÉ ZDROJE

- 1) ALFÖLDI K., PRELOVSKÝ B. (2007): *Zakladanie násypov na neúnosnom podloží pomocou plastového mikropilótového systému AuGeo®*, časopis GEOTECHNIKA, číslo 1/2007, stránky 52-56.
- 2) BALATKA B., KALVODA J. (2006): *Geomorfologické členění reliéfu Čech*, Kartografie Praha, 79 s., ISBN 80-7011-913-6
- 3) BUREŠ V. (1997): *Výzkumný úkol VÚ S304/102/703 Použití druhotných surovin do tělesa pozemních komunikací - DÚ 6. Zpráva č.1. Rešerše archivních materiálů*, Stavební geologie - Geotechnika a.s.
- 4) CASAGRANDE A., FADUM R.E. (1940): *Notes on soil testing for engineering purposes*, Publication 268, Graduate school of engineering, Harvard University, Cambridge
- 5) CETIN H., FENER M., GUNAYDIN O. (2006): *Geotechnical properties of tires-cohesive clayey soil mixtures as a fill material*, Engineering Geology 88 (2006), str. 110-120
- 6) COUR F.R. (1971): *Inflection point method for computing C_v* , Journal of Soil Mechanics and foundation Engineering 5, str.827-831
- 7) CZUDEK T. (1972): *Geomorfologické členění ČSR* (Geomorphological division of the Czech Socialist Republic), Geografický ústav ČSAV, 1972, 137 s.
- 8) EICHLER J., MACEKOVÁ V. (1996): *Mechanika zemin a zakládání staveb*, Akademické nakladatelství CERM s.r.o. Brno, ISBN 80-72-04-014-6
- 9) HERBSTOVÁ V., MAŠÍN D., BOHÁČ J. (2004): *Konstituční modely s dvojitou pórovitostí*, Sborník konference Geotechnika 9, Štrbské Pleso 22.9.2004, str. 23-28
- 10) HERLE V. (2011): *Vysoký vylehčený násyp na R6 Jenišov – Nové Sedlo*, časopis SILNIČNÍ OBZOR, ročník 72, únor 2011, stránky 44-48
- 11) HOLGER J., JONATHAN S., OLENYN DA SILVA M. V. (2010): *Geotechnical monitoring of a stockyard in the Bay of Sepetiba*, Technical Article, dostupné na adrese <http://www.itmsoil.com/pages/Technical+Article+-+Geotechnical+Monitoring+of+a+Stockyard+in+the+Bay+of+Sepetiba> [17.7.2013]
- 12) CHLUPÁČ I., BRZOBOHATÝ R., KOVANDA J., STRÁNÍK Z. (2011): *Geologická minulost České republiky*, Academia - Neživá příroda, vydání 2, ISBN 978-80-200-1961-5
- 13) KRESTA F. (2011): *Aktualizované technické podmínky TP 176 pro využití hlušiny do zemního tělesa pozemních komunikací s příklady*, Stručné obsahy přednášek ze semináře Druhotné a recyklované materiály v zemním tělese pozemních komunikací, 23.2.2011, Kongresové centrum hotelu Olšanka, Praha
- 14) KRESTA F. (2012): *Druhotné suroviny v dopravním stavitelství*, Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, ISBN 978-80-248-2890-9
- 15) KRESTA F., STEHLÍK D. (2011): *Aktualizované TP 138 „Užití struskového kameniva do PK“*, Stručné obsahy přednášek ze semináře Druhotné a recyklované materiály v zemním tělese pozemních komunikací, 23.2.2011, Kongresové centrum hotelu Olšanka, Praha

- 16) LAMBOJ L., ŠTĚPÁNEK Z. (2005): *Mechanika zemin a zakládání staveb*, vydavatelství ČVUT - Praha, ISBN 80-01-03094-6
- 17) MATSUMARU T., WATANABE K., ISONO J., TATEYAMA M., UCHIMURA T. (2008): *Application of cement-mixed gravel reinforced by geogrid for soft ground improvement*, Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shanghai, China, stránky 380-385.
- 18) MATULA M., PAŠEK J. (1986): *Regionálna inžinierska geológia ČSSR*, ALFA Bratislava a SNTL Praha
- 19) MESRI G., FENG T.W., SHAHIEN M. (1999): *Coefficient of consolidation by inflection point method*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125 (8), str. 716-718
- 20) NICHOL D., FARMER I. W. (1998): *Settlement over peat on the A5 at Pant Dedwydd near Cerrigydrudion, North Wales*, Engineering Geology 50 (1998), str. 299-307
- 21) NOVÁK V. (2010): *Prosedavé zeminy v ČR*, Ústav geochemie, mineralogie a nerostných zdrojů, Univerzita Karlova v Praze, bakalářská práce
- 22) NOVOTNÝ J. (2012): *Vylehčování přechodů mostů pozemních komunikací s příklady: lehké keramické kamenivo, popílky*, Stručné obsahy přednášek ze semináře Přechody mostů pozemních komunikací, 29.2.2012, Kongresové centrum hotelu Olšanka, Praha
- 23) ROBINSON R.G. (1997): *Consolidation analysis by an inflections point method*, Geotechnique 47 (1), str.199-200
- 24) ŘSD (2013): *Přehledy z informačního systému o silniční a dálniční síti ČR*, dostupné na adrese - http://www.rsd.cz/sdb_intranet/sdb/download/prehledy_2013_1_cr.pdf [11.8.2013]
- 25) SANGIULIANO T. (2010): *Not just for Coffee Cups! Innovative Embankment Design Using Styrofoam Blocks on Hwy 69*, Road Talk, Ontario's Transportation Technology Transfer Digest — Fall 2010 — Vol. 16, Issue 4 – dostupné na adrese <http://www.mto.gov.on.ca/english/transtek/roadtalk/rt16-4/index.shtml#a7> [14.2.2012]
- 26) SINHA A.K., HAVANAGI V.G., MATHUR S. (2007): *Inflection point methos for predicting settlement of PVD improved soft clay under embankments*, Geotextiles and Geomembranes 25 (2007), str. 336-345
- 27) SINHA A.K., HAVANAGI V.G., MATHUR S. (2009): *An approach to shorten the construction period of high embankment on soft soil improved with PVD*, Geotextiles and Geomembranes 27 (2009), str. 488-492
- 28) TAYLOR D.W. (1948): *Fundamental of Soil Mechanics*, Wiley, New York
- 29) TITLYANOVA A. A., SHIBAREVA S. V., BIENKOWSKI P. (2011): *Peat decomposition in a transitional mire in Central Poland*, Eurasian Soil Science, 2011, vol. 44, no. 2, str. 149-156, ISSN 1064-2293
- 30) VLČEK J., MARTINEC P., TOMKOVÁ V. (2012): *Strusky z výroby železa a oceli a jejich objemová stabilita*, časopis Stavební obzor 5/2012, str. 177-187.
- 31) XEIDAKIS G., PANAGIOTIS K., TSIRAMBIDES A. (2004): *Road construction on swelling soils: the case of Styrmí Soils, Rhodope, Thrace, Northern Greece*, Bulletin of engineering geology and environment, volume 63, str. 93-101, ISSN 1435-9529

- 32) YANG J., DYKES A. P. (2006): *The liquid limit of peat and its application to the understanding of Irish blanket bog failures*, Landslides 3 (2006), str. 205-216
- 33) YOON S., PREZZI M., SIDDIKI N. Z., BUMJOO K. (2006): *Construction of a test embankment using a sand-tire shred mixture as fill material*, Waste Management 26 (2006), str. 1033-1044
- 34) ZDRAŽIL K. (2012): *Vylehčování přechodových oblastí PK s příklady: polystyrén EPS*, Stručné obsahy přednášek ze semináře Přechody mostů pozemních komunikací, 29.2.2012, Kongresové centrum hotelu Olšanka, Praha
- 35) ŽVANUT P. (2008): *Measured settlements of the Pesnica high embankment*, 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis & 4th IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering, LNEC, May 12-15 2008, Lisbon
- 36) ŽVANUT P., RAVNIKAR T. M., LOGAR J. (2007): *Measured settlements of the Srmin high embankment*, Soft Soil Engineering – Chan & Law, Taylor & Francis Group, London, ISBN 13 978-0-415-42280-2, stránky 153-157.

Zprávy

- 1) Dálnice D47, LIPNÍK NAD BEČVOU - BĚLOTÍN, stavba 4704, MÚK, rampy, přeložky, podrobný geotechnický průzkum; Geotest a.s. Brno 2001, P102541
- 2) SILNICE I/21, VELKÁ HLEĎSEBE km 0,0 – 2,5 – podrobný geotechnický a hydrogeologický průzkum, závěrečná zpráva; AZ CONSULT s.r.o. Ústí nad Labem 2005, P114409
- 3) SILNICE I/4 HLINIŠTĚ - STRÁŽNÝ - podrobný geotechnický průzkum; Pragoprojekt a.s.; Praha březen 1997; P89420
- 4) SILNICE I/4 NOVÁ HOUŽNÁ - HLINIŠTĚ - GT ČINNOST - závěrečná zpráva o doplňkovém průzkumu pro stavbu mostního objektu SO 201 na přeložce silnice I/4 v úseku Nová Houžná - Hliniště, okres Prachatice - Stavební Geologie - Geotechnika a.s.; České Budějovice únor 2005, 04 390 - 051
- 5) SILNICE II/360 - OBCHVAT OSLAVIČKY - podrobný inženýrskogeologický průzkum; Geostar spol. s.r.o.; Brno září 2003; P105488
- 6) Závěrečná zpráva inženýrskogeologického průzkumu dálnice D11 - ÚSEK VRBOVÁ VRATA - LIBICE NAD CIDLINOU km 35,8 - 43,0; Geindustria s.p.1978; P026047
- 7) Závěrečná zpráva o geologicko-průzkumných pracích SILNICE I/4 - NOVÁ HOUŽNÁ - HLINIŠTĚ - DSP; Stavební Geologie - Geotechnika a.s.; Praha 2001; P100334
- 8) Závěrečná zpráva o podrobném geotechnickém průzkumu pro dálnice D11 stavbu 1104 - LIBICE - CHÝŠŤ, I. ČÁST, KM 42,000 - 56,000; Zeman INGENEO; Praha 1998; P093872
- 9) Závěrečná zpráva o podrobném geotechnickém průzkumu trasy projektované dálnice D47 - STAVBA 4708, I.část, v km 146,000 - 150,350; Paseka A.,inž. geol. a geotechnika, Brno 1996; P093777
- 10) Závěrečná zpráva o předběžném inženýrskogeologickém průzkumu pro akci: HRÁDEK - OBCHVAT, HCHgeo s.r.o. Praha 1996, P088090

Protokoly

- 1) BĚLOTÍN - protokol o měření sedání profilu km 0,58 - č.z. 040848-095 - Stavební Geologie - Geotechnika Praha a.s.
- 2) HRÁDEK NAD NISOU - protokol o měření sedání profilu - č.z. 990121-021 - Stavební Geologie - Geotechnika Praha a.s.
- 3) LIBICE NAD CIDLINOU - protokol o měření sedání profilu km 42,8 - č.z. 040167-011 - Stavební Geologie - Geotechnika Praha a.s.
- 4) OSLAVIČKA - protokol o měření sedání profilu km 2,120 - č.z. 070073-051 - Arcadis Geotechnika a.s.
- 5) OSTRAVA - protokol o měření sedání profilu km 149,6 - č.z. 040187-095 - Stavební Geologie - Geotechnika Praha a.s.
- 6) STRÁŽNÝ - protokol o měření sedání profilu km 20,385 - č.z. 990211-051 - Stavební Geologie - Geotechnika Praha a.s.
- 7) VELKÁ HLEĎSEBE - protokol o měření sedání profilu km 1,950 - č.z. 090832-051 - Arcadis Geotechnika a.s.

Seznam použitých norem a technických předpisů

- ČSN 72 1006 - Kontrola zhutnění zemin a sypanin, Prosinec 1998
- ČSN 72 1010 – Stanovení objemové hmotnosti zemin. Laboratorní a polní metody, Leden 1991
- ČSN 72 1018 – Laboratorní stanovení relativní ulehlosti nesoudržných zemin, Duben 1971
- ČSN 73 1001 – Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy – neplatná
- ČSN 73 1214 – Betonové konstrukce. Základní ustanovení pro navrhování ochrany proti korozi, Leden 1983 (neplatná)
- ČSN 73 1215 – Betonové konstrukce. Klasifikácia agresívnych prostredí, Leden 1983 (neplatná)
- ČSN 73 6133 – Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací, Únor 2010
- ČSN 73 6244 – Přechody mostů pozemních komunikací, Červen 1999
- ČSN EN 13286-2 (73 6185) – Nestmelené směsi a směsi stmelené hydraulickými pojivy – část 2 : Zkušební metody pro stanovení laboratorní srovnávací objemové hmotnosti a vlhkosti – Proctorova zkouška, Březen 2011
- ČSN EN 14227-10 (73 6156) – Směsi stmelené hydraulickými pojivy – Specifikace – Část 10: Zeminy upravené cementem, Duben 2008
- ČSN EN 1997-1 (73 1000) – Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, Září 2006
- ČSN EN 1997-1 (73 1000) – Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, Září 2006
- ČSN EN ISO 14688-2 (72 1003) – Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařizování zemin – Část 2: Zásady pro zařizování, Březen 2005

ČSN EN ISO 14689-1 (72 1005) – Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařizování hornin – Část 1: Pojmenování a popis, Říjen 2004

ČSN ISO 9690 – Klasifikace podmínek agresivního prostředí působícího na beton a železobetonové konstrukce

ČSN 75 2410 - Malé vodní nádrže, duben 2011

IDEM - Indiana Department of Environmental Management, USA, 2000 – nařízení pro pitnou vodu

TKP 4 - Zemní práce, Ministerstvo dopravy - obor silniční infrastruktury, 1.1.2010 TP 198 – Vylehčené násypy pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy – obor infrastruktury, 1.října 2008

TP 93 - Návrh a provádění staveb pozemních komunikací s využitím popílků a popelů, Ministerstvo dopravy - odbor silniční infrastruktury, 1.2.2011

TP 138 - Užití struskového kameniva do pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy a spojů ČR - odbor silniční infrastruktury, 1.4.2011

TP 198 - Vylehčené násypy pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy - odbor infrastruktury, 1.10.2008

TP 210 - Užití recyklovaných stavebních demoličních materiálů do pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy - obor silniční infrastruktury, 1.1.2011

UKQAA (2006) - Pulverised fuel ash for fill application - anglické nařízení pro popílků

Internetové zdroje

[1] mapová aplikace na serveru www.mapy.cz; mapové podklady NAVTEQ 2011

[2] mapová aplikace GeoINFO na serveru www.geology.cz

[3] mapová aplikace na serveru maps.google.com

[4] webová stránka na adrese www.mgs.co.uk [17.7.2013]

[5] webová stránka na adrese www.gage-technique.com [17.7.2013]

[6] webová stránka na adrese www.itmsoil.com [17.7.2013]

[7] webová stránka na adrese www.cofra.sk [5.8.2013]

12 PŘÍLOHY

Obsahem přílohy jsou geologické dokumentace vrtů použitých v práci, geologické řezy vybranými lokalitami, výpočtové obrázky z programu Plaxis, křivky sedání pro osy násypů a rovinu původního terénu a rovněž křivky vývoje pórových tlaků pro osu násypu a rovinu původního terénu. Přílohy jsou řazeny dle lokalit, tzn. dle textové části. Poslední přílohou je shrnující tabulka hodnot pro porovnání více aspektů.

