



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

VÝPOČET SEDÁNÍ VÝŠKOVÉ BUDOVY S VYUŽITÍM METODY KONEČNÝCH PRVKŮ

PREDICTION OF FOUNDATION SETTLEMENT OF HIGH-RISE BUILDING USING THE FINITE
ELEMENT METHOD

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jan Červenka

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JURAJ CHALMOVSKÝ, Ph.D.

BRNO 2020



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

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

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Jan Červenka
Název	Výpočet sedání výškové budovy s využitím metody konečných prvků
Vedoucí práce	Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2019
Datum odevzdání	10. 1. 2020

V Brně dne 31. 3. 2019

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

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

PODKLADY A LITERATURA

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory. Thomas Telford, 1999.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: application. Thomas Telford, 2001.

POTTS, D. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. Thomas Telford, 2002.

IGP předmětné lokality.

Návrh založení stavby, průběh výstavby a zatížení od horní stavby.

Dosavadní výsledky geotechnického monitoringu.

Další podklady budou předány v průběhu řešení práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem diplomové práce je predikce sedání výškové budovy v průběhu její výstavby a provozu s využitím metody konečných prvků. V první etapě práce bude provedena kalibrace hodnot vstupních parametrů vybraného materiálového modelu na základě dostupných laboratorních zkoušek stlačitelnosti a smykové pevnosti. V druhé etapě bude připraven matematický model stavby a sestaveny výpočetní fáze včetně doby jejich trvání. Ve třetí etapě bude provedeno srovnání predikce z výpočetního modelu a měření z dostupného geotechnického monitoringu v průběhu výstavby. Součástí této etapy bude také kritická analýza a rozbor možných faktorů vedoucích k rozdílům měření - predikce. V navazující etapě pak budou tyto rozdíly korigovány formou sblížovacích výpočtů.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Práce se zabývá zpětnou analýzou sedání výškové budovy. To je modelováno pomocí metody konečných prvků v programu Plaxis 3D.

V první části práce je provedena kalibrace vstupních parametrů příslušného materiálového modelu – Hardening soil. Ta je vypracována z dat z edometrických zkoušek, které byly provedeny v rámci inženýrsko-geologického průzkumu. Je zde popsán vliv překonsolidace zemin ovlivňující kalibraci a výběr materiálového modelu. Výsledné hodnoty referenčních parametrů tuhosti jsou použity ve vytvořeném matematickém modelu zájmového území.

Ten je vytvořen pro polovinu půdorysu výškové budovy, včetně vestibulu. Výšková budova je založena ve stavební jámě. Její základy tvoří kombinace základové desky a pilířů tryskové injektáže. V modelu jsou zahrnuty změny pórových tlaků při odkopu na dno stavební jámy.

Fungující model je použit pro parametrickou analýzu. Kde jsou zkoumány jisté případy založení objektu a případný vliv symetrie stavební jámy na sedání. Všechny vypočtené průběhy sedání jsou následně srovnány s daty z geotechnického monitoringu stavby.

KLÍČOVÁ SLOVA

Zpětná analýza stavby, sedání, výšková budova, geotechnický monitoring, Plaxis 3D, Hardening soil model, kalibrace, překonsolidované zeminy, ustálené proudění.

ABSTRACT

The focus of this thesis is to deal with reverse engineering of high-rise building settlements. This is modeled via the finite element method performed in the Plaxis 3D program.

In the first part of this thesis, a calibration of input parameters of an appropriate material model – Hardening soil – is conducted. This calibration is a result of oedometric test data which were obtained within a geotechnical survey. An influence of soils over consolidation affecting calibration and the material model choice is described. Final values of reference stiffness parameters are used in a mathematical model of the focused area.

This model is created for one half of the high-rise building plan, including vestibule. The high-rise building is founded in a foundation pit. The foundations of this building consist of raft foundation and piles of jet grouting. In the model, there are also changes in pore pressure during an excavation of foundation pit included.

The functional model is used for parametric analyses, namely examining cases of object's foundations and the possible influence of foundation pit's symmetry on the object's settlement. All the calculated processes in the object's settlements are then compared to data obtained from geotechnical monitoring of the structure.

KEYWORDS

Reverse engineering, settlement, high-rise building, geotechnical monitoring, Plaxis 3D, Hardening soil model, calibration, overconsolidated soils, steady-state groundwater flow

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Jan Červenka *Výpočet sedání výškové budovy s využitím metody konečných prvků*. Brno, 2019. 65 s., 36 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Juraj Chalmovský, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Výpočet sedání výškové budovy s využitím metody konečných prvků* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 10. 1. 2019

Bc. Jan Červenka
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Výpočet sedání výškové budovy s využitím metody konečných prvků* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 10. 1. 2019

Bc. Jan Červenka
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat svému vedoucímu práce Ing. Jurajovi Chalmovskému, Ph.D., za pomoc a velmi vlídný a přátelský přístup na početných společných konzultacích. Také bych chtěl poděkovat své rodině, kteří mě podporovali při mé cestě celým studiem.

OBSAH

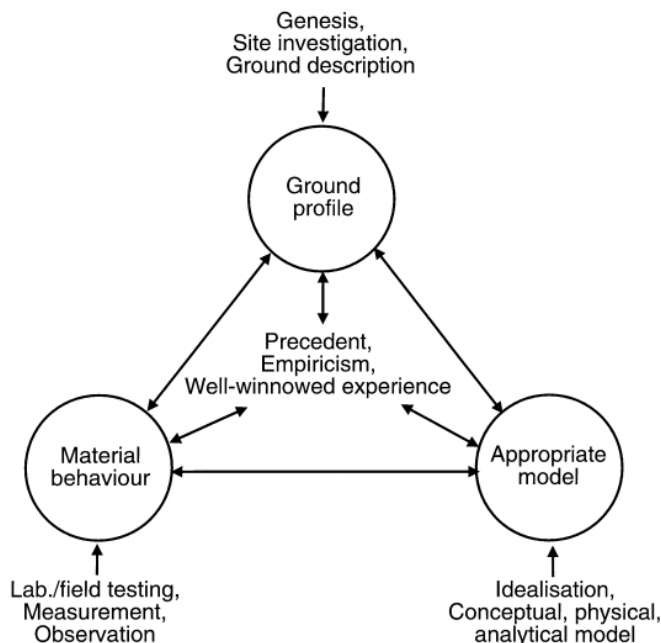
1	Úvod.....	10
1.1	Cíl práce.....	10
1.2	Popis práce	10
2	Popis stavby	12
2.1	Umístění stavby.....	12
2.2	Členění stavby	13
2.3	Konstrukční řešení spodní stavby.....	14
2.3.1	Pažící konstrukce	14
2.3.2	Založení objektu.....	15
2.3.3	Pile raft foundation.....	15
2.4	Kontrolní měření stavebního objektu.....	18
3	Inženýrsko-geologické poměry.....	20
3.1	Geomorfologie území	20
3.2	Zhodnocení Inženýrsko geologických poměrů	20
3.2.1	Kvartérní sedimenty	21
3.2.2	Neogenní sedimenty.....	22
3.3	Hydrogeologické podmínky.....	23
4	Kalibrace hodnot vstupních parametrů použitého materiálového modelu.....	25
4.1	Zhodnocení edometrických zkoušek	25
4.2	Materiálový model	25
4.2.1	Hardening soil model	25
4.3	Postup kalibrace.....	27
4.3.1	Krok č. 1	27
4.3.2	Krok č. 2	28
4.3.3	Krok č. 3	29
4.3.4	Krok č. 4	29
4.4	Zhodnocení hodnot získaných z kalibrace	34
4.5	Srovnání def. parametrů získaných z kalibrace se stanovenými v rámci IGP	34
5	Popis sestaveného matematického modelu, výpočetní fáze, výpočetní varianty.....	36
5.1	Geologie a materiálový model	36
5.2	Geometrie modelu	38
5.2.1	Okrajové podmínky modelu	38
5.2.2	Pažící konstrukce	39
5.2.3	Založení výškové budovy.....	39
5.3	Sít konečných prvků	41
5.4	Hydraulické podmínky	42
5.5	Fáze výpočtu	43
5.5.1	Harmonogram kontrolních měření	44

5.5.2	Zatížení budovy	44
5.6	Výpočetní varianty	46
6	Výsledky výpočtů a jejich zhodnocení	47
6.1	Model A	47
6.1.1	Zhodnocení výpočtu ustáleného proudění	48
6.1.2	Zhodnocení výsledků sedání s daty naměřenými nivelací	49
6.1.3	Zhodnocení výsledků sedání s daty naměřenými deformetry	53
6.2	Modely B	56
6.2.1	Model B1 – všechny pilíře TI mají délku $L = 18$ m	56
6.2.2	Model B2 – založení pouze na ZD	57
6.2.3	Model B3 – symetrická stavební jáma	59
6.2.4	Model B4 – členění neogenních vrstev pod ZS	60
7	Závěr	62

1 ÚVOD

1.1 CÍL PRÁCE

Cílem práce bylo dosažení dostatečné přesnosti predikce sedání výškové budovy Nivy Tower pomocí matematického modelu v softwaru Plaxis 3D (Brinkgreve, 2011). Aby se toho docílilo, bylo nutné se držet běžně používaných inženýrských postupů. Ty jsou v geotechnice založeny na tzv. Burlandovu trojúhelníku – Obr. 1-1. Ten se skládá ze 3 základních pilířů, které jsou vzájemně propojeny. Jejich nezbytnou součástí jsou pak empirické zásady a zkušenosti konkrétní osoby.

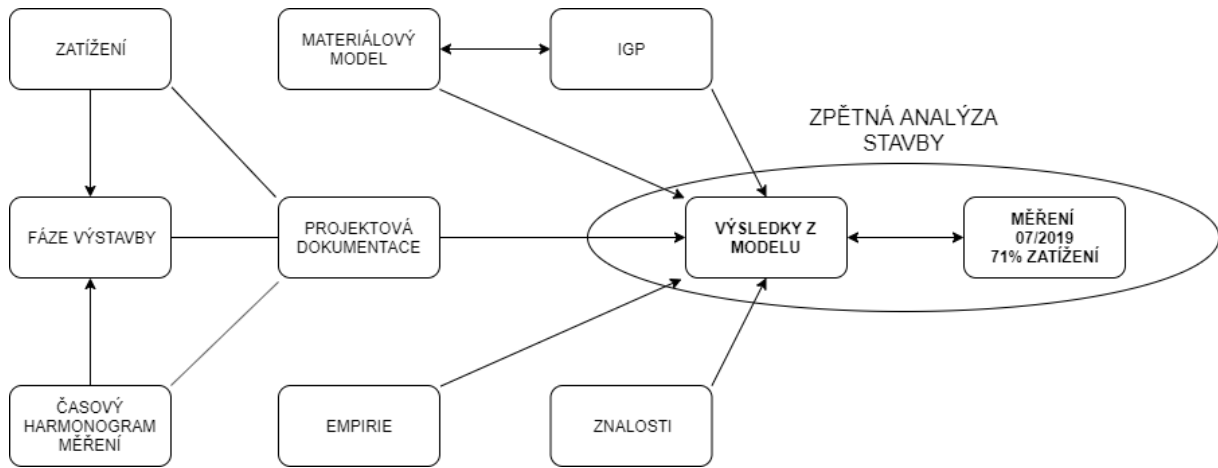


Obr. 1-1: Rozšířený Burlandův trojúhelník (Steenfelt, 2000)

1.2 POPIS PRÁCE

Při zpracování daného cíle bylo nejprve nutné prostudovat data z inženýrsko-geologických průzkumů, dále jen IGP. Pro zájmovou budovu byl stěžejní doplňkový IGP 07/2014, kde bylo k dispozici potřebné množství dat z edometrických zkoušek pro výběr pokročilého materiálového modelu. Dle příslušných vztahů byly následně nakalibrovány vstupní parametry zemního prostředí – kapitola 4. Na základě projektové dokumentace stavby, dále PD stavby, zákonů mechaniky zemin, empirie a zkušeností jiných autorů byl vytvořen model stavby. Ten byl rozdělen na fáze výstavby, kterým bylo přiřazeno konkrétní zatížení dle časového harmonogramu. Ten odpovídal obdobím jednotlivých kontrolních měření sedání stavby, které probíhalo pomocí deformetrů a nivelace – kapitola 5. Poslední známé výsledky měření v průběhu modelování z 07/2019, které odpovídaly cca 71% celkového zatížení stavby, sloužily pro ověření správného postupu modelování – kapitola 6. Jednalo se tedy o tzv. zpětnou analýzu stavby typu B-B1 dle klasifikace predikce definovanou Lambem (1973). To znamená predikci počítanou během stavby při určité znalosti reálných výsledků.

V poslední části práce se využilo fungujícího modelu. Jeho modifikacemi byla snaha vysvětlit nerovnoměrné sedání výškové budovy změřené geotechnickým monitoringem.



Obr. 1-2: Vývojový diagram zpracování DP

2 POPIS STAVBY

2.1 UMÍSTĚNÍ STAVBY

Oblast stavby, zobrazená na Obr. 2-1 a 2-2, se nachází východně od centra Bratislavy, mezi ulicemi Horníkova, Páričkova, Svätoplukova a Mlýnské Nivy. Poslední zmiňovaná ulice dostala svůj název díky bezprostřední blízkosti Malého Novozámockého ramena, lemovaného mlýny (Hrnčiarová, 2016). To bylo po regulaci Dunaje zasypáno a stalo se perspektivním místem pro nové továrny. Tato v nedávné době průmyslová oblast se novodobým stavebním ruchem postupně mění na administrativní centrum. V okolí se tak nachází mnohá kancelářská centra včetně výškových budov – Twin City Tower, VÚB Banka, City Business Center I., ale také rezidenčních budov Sky Parku.

Stavba je také vzdálena cca 700 m směrem na jih od hlavního koryta řeky Dunaje, který svým tokem v minulosti ovlivnil okolní morfologii a s tím spojené geologické poměry.



Obr. 2-1: Mapa Bratislavy (www.mapy.cz)



Obr. 2-2: Mapa zmíněné lokality Bratislavy (www.mapy.cz)

2.2 ČLENĚNÍ STAVBY

Výšková budova je součástí komplexu víceúčelových budov Nové Nivy, Obr. 2-3, který zaujímá půdorysnou plochu přes 6,5 ha. Dle PD stavby se komplex dělí na stavební objekt 01 – Autobusová stanice a 02 – Administrativní budova, dále SO01, SO02 – schéma na Obr. 2-4. Oba stavební objekty budou mít 2 až 3 podzemní podlaží, dále PP, zde se budou mimo autobusovou stanici nacházet i parkovací prostory. Nadzemní patra, dále NP, SO01 budou sloužit pro obchodní účely, prostor zastřešení posledního, 5. NP, bude uzpůsobený k volnočasovým aktivitám všeho druhu. SO02 je tvořena výškovou budovou, která bude mít se svými 32. NP 125 m. Její součástí je i vestibul, který má 4. NP. Práce se bude zabývat stavebním objektem SO02 – Administrativní budova.



Obr. 2-3: Vizualizace komplexu budov Nové Nivy (www.hbreavis.com).



Obr. 2-4: Půdorysné schéma komplexu budov Nové Nivy.

2.3 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ SPODNÍ STAVBY

Pozn.: Pro lepší orientaci ve výškách budou všechny hodnoty přepočítávány vzhledem k $\pm 0,00$ budovy, což se rovná 137,5 m n m. Nadmožská výška původního terénu, dále PT, v místě SO02 je přibližně 136,8 m n. m., čili 0,7 m pod úroveň podlahy.

Výšky uložení vrstev zemin a hladiny podzemní vody, které jsou vypsány v následujících kapitolách, jsou dány z IGP. Ten byl proveden na ploše staveniště obou stavebních objektů.

2.3.1 PAŽÍCÍ KONSTRUKCE

Jelikož má budova v celé ploše 2 - 3 PP, bylo nutné zakládat objekt ve stavební jámě hluboké až 14,2 m pod $\pm 0,00$. K zajištění takto hlubokých výkopů v bezprostřední blízkosti městských komunikací bylo nutné vystavět pažící konstrukci, dále PK, zobrazenou v Příloze 1, po celé délce obvodu budovy – viz Obr. 2-4. Ta byla provedena jako kombinace přes 3 m vysoké hřebíkové stěny se dvěma řadami hřebíků a podzemní stěny zhotovené metodou hloubkového zlepšování vlastností zemin – Deep Soil Mixing. Tato metoda byla zvolena z důvodů vhodného podloží pro její použití a také pro nutnost těsnicí funkce stěny. Hladina podzemní vody, dále HPV, byla ve výpočtech uvažována v 6 m pod $\pm 0,00$, tj, 131,5 m n m. Nachází se tedy ve vrstvě kvartérního štěrku typu GP, který je uložen od 2,8 až 6,2 m do maximální hloubky 16,8 m pod $\pm 0,00$. Ten střídá vrstvy ulehlé, středně ulehlé i kypré.

Podzemní stěna je vyztužená válcovanými profily po osové vzdálenosti 1,5 až 1,8 m, má tloušťku 550 mm a její stabilitu podporují 2 řady dočasných kotev. Její pata je ukončená v relativně nepropustném podloží, které se v rámci délky PK nachází v rozdílných hloubkách. Jeho ověření bylo provedeno odběrem vzorků z hloubené rýhy. Ty byly dále podrobeny granulometrickému rozboru, ze kterého byl zjištěn jejich filtrační součinitel.

Podzemní stěna není součástí nosného systému objektu sloužícího pro přenos sil. Její pohledová plocha byla odfrézována a dále sloužila pro realizaci vnitřních stěn suterénu jako ztracené bednění.

2.3.2 ZALOŽENÍ OBJEKTU

Zatížení jednotlivých pater výškové budovy se přenáší do základů pomocí sloupů a ztužujícího jádra umístěného uprostřed. Těsně pod základovou spárou, dále ZS, která je v hloubce 123,6 m n. m. = -13,9 m, se nachází tenká vrstva kvartérního štěrku. Rozhodující pro sedání budovy jsou však neogenní, poměrně stlačitelné zeminy ležící pod štěrkem. Ty se objevují minimálně do hloubky 100,4 m n. m. = -37,1 m, což je dosah nejhlubšího vrtu JV-3, zobrazen v Příloze 3. Proto bylo vhodné pro založení použít kombinaci plošného založení železobetonovou základovou deskou, dále ZD, tloušťky 2,3 m, s hloubkovým vyztužením pilíři tryskové injektáže, dále TI, o průměru 2 m, které dosahují délky 9, a pod jádrem, 18 m, tj. do 22,9 resp. do 31,9 m od ±0,00. Osový rastr TI je ve směru delší strany budovy 3,5 m a ve směru kratší strany 2,6 m. Tento koncept založení byl pro výškovou budovu technicky a ekonomicky nejvhodnější (Turček et al, 2019).

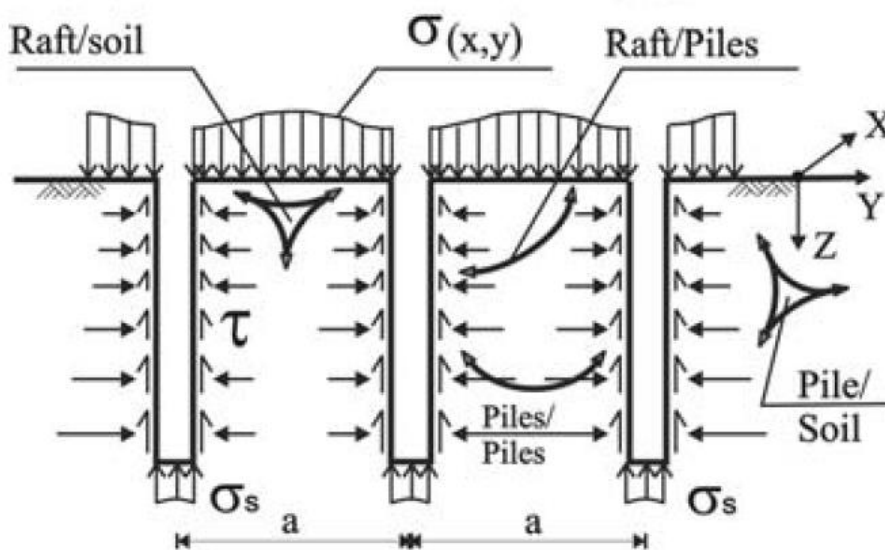
Založení vestibulu výškové budovy bylo provedeno na ZD tl. 0,6 m s tahovými pilotami. Ty pomáhají relativně lehkému objektu zvýšit stabilitu proti působení vzlaku vody. ZS této ZD je na kótě 125,3 m n. m. = - 12,2 m pod ± 0,00 m. Způsob založení je zobrazen v Příloze 5.

Velikost přenášeného napětí do zemního prostoru neboli velikost kontaktního napětí je ve kvazistálé kombinaci, určené pro výpočet sedání, rovno 562,42 kPa. Maximální hodnota kontaktního napětí při mezním stavu únosnosti je 860,54 kPa.

Spojení skupiny pilot se ZD, které se v zahraniční literatuře nazývá „pile raft foundation“, dále PRF, je velmi oblíbeno právě u základů výškových budov.

2.3.3 PILE RAFT FOUNDATION

Při plošném zakládání je u velmi zatížených budov problém se sedáním. To lze do jisté míry eliminovat použitím pilot, a tak se přešlo na zakládání čistě hlubinné. Později se však zjistilo, že je ekonomicky výhodné oba prvky spojit, a to právě z důvodu přenosu zatížení, které částečně přenáší piloty a částečně ZD. Jedná se tedy o způsob zakládání skládající se z pilot, ZD a zeminy. Mezi těmito komponenty existují interakce, zobrazené na Obr. 2-5, které ovlivňují konečnou únosnost systému.

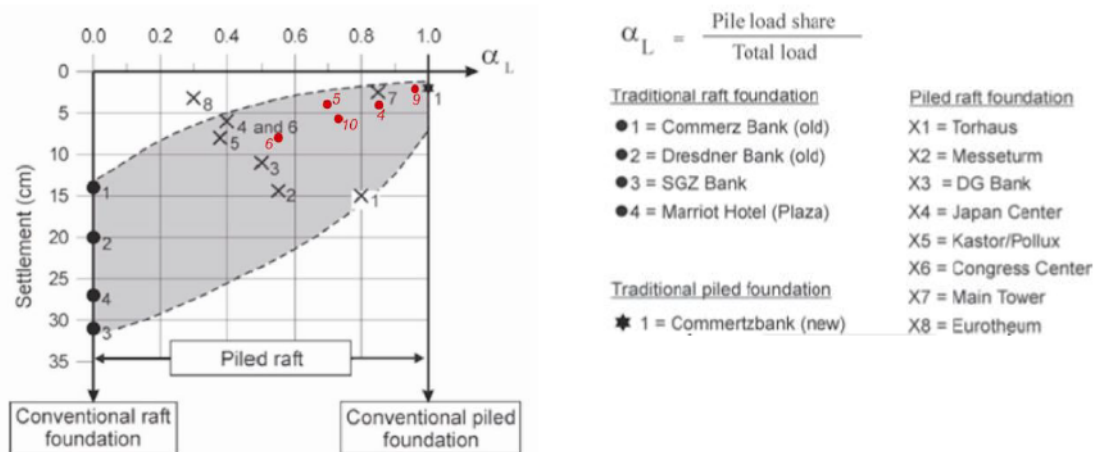


Obr. 2-5: Interakce částí konstrukce PRF (El- Mossallamy, 2006)

Na výsledcích systematického měření takto založených budov ve světě, Obr.2-6, je patrná závislost sedání na poměru přenosu zatížení jednotlivých částí. Poměr přenosu α_L jdoucí k jedné, což představuje větší zatížení přenášené pilotami, znamená menší sedání budovy. To lze tedy ovlivnit hlavně dimenzí skupiny pilot, konkrétně dispozicí, geometrií a vzdálenostmi mezi dílčími prvky (Phung, 2010). Dále bylo zjištěno, že kontaktní napětí, vyvolané zatížením na styku desky se zeminou, zvyšuje únosnost jednotlivých pilot v systému (El-Mossalamy, 2006).

No	Tower	Structure (height/storeys)	Load share (%)		Instrumentations	Settlement s_{max} (mm)
			Piles	Raft		
1	Messe-Torhaus, Frankfurt	130m, 30-storey	75	25	Yes	N.A.
2	Messeturm, Frankfurt	256m, 60-storey	57	43	Yes	144
3	Westend 1, Frankfurt	208m	49	51	Yes	120
4	Petronas, Kuala Lumpur ^{PF)}	450m, 88-storey	85	15	Yes	40
5	QV1, Perth, West Australia	42-storey	70	30	N.A.	40
6	Treptower, Berlin	121m	55	45	Yes	73
7	Sony Center, Berlin	103	N.A.	N.A.	Yes	30
8	ICC, Hong Kong ^{PF)}	490m, 118-storey	70 ^{D)}	30 ^{D)}	N.A.	N.A.
9	Commerzbank, Frankfurt ^{PF)}	300m	96	4	Yes	19
10	Skyper, Frankfurt	153m	63	27	Yes	55

Note: ^{PF)} pile foundations; ^{D)} load share predicted by calculation design; N.A.= not available info



Obr. 2-6: Závislost sedání na poměru přenosu zatížení

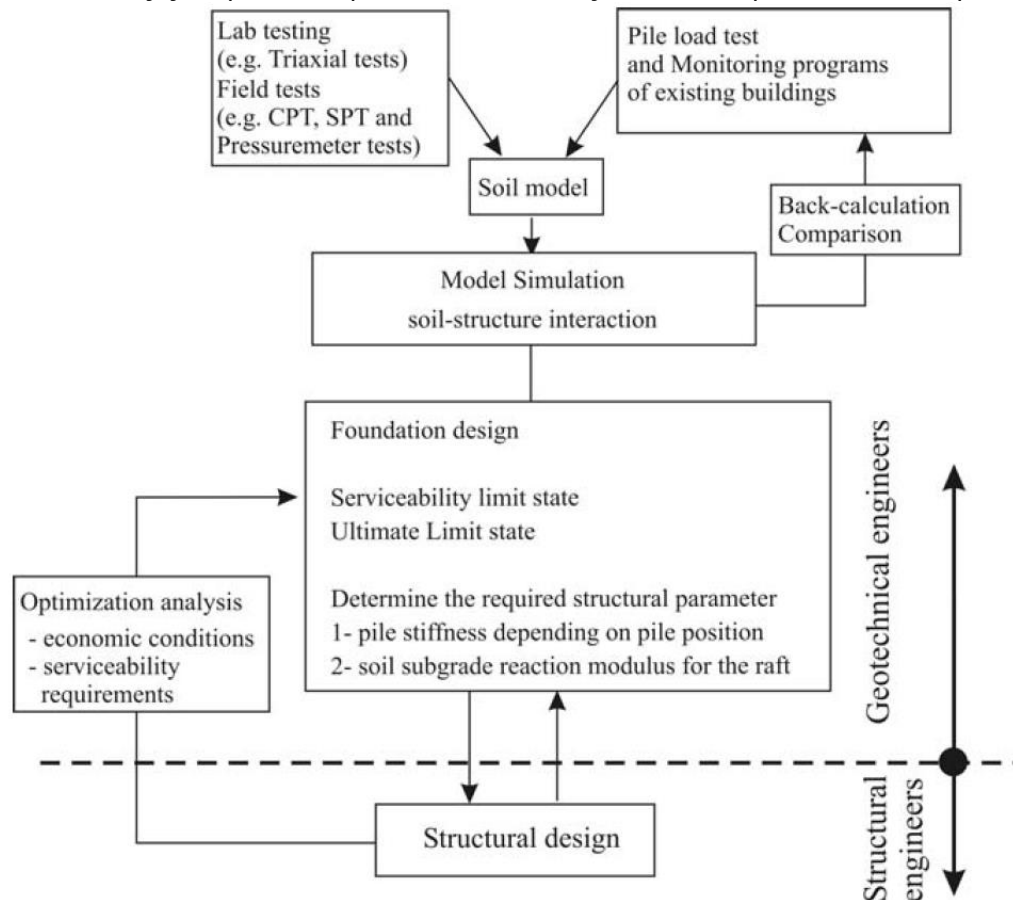
(El- Mossallamy, 2006, doplněno o nové budovy v tabulce (4, 5, 6, 9, 10) Phung, 2010)

Samotný návrh PRF se dle Poulos (2001) dělí na 3 etapy. Nejprve se provede předběžný návrh proveditelnosti včetně počtu pilot potřebných k bezpečnému návrhu. Dále se vypočítá uspořádání a dimenze pilot. A nakonec se provede detailní analýza v softwaru, kde se zjistí přesné informace, včetně vnitřních sil a rozložení sedání konstrukce. Tyto výpočty jsou provedeny s důrazem na splnění mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Obecně lze filozofii návrhu dle Randolpha, prezentovanou v publikaci od Poulos (2001), rozdělit dle 3 kritérií.

Konvenční přístup, ve kterém se navrhuje skupina pilot přebírající hlavní část zatížení, přičemž je nutné počítat i s příspěvkem ZD. „Creep piling“, kdy je skupina pilot dimenzována na $\alpha_L=0,7 - 0,8$, což je 70 – 80 % celkového zatížení, včetně redukce od kontaktního napětí působící na ZD. A kontrola přírůstků sedání, kdy je dle strategického rozmístění pilot možné sedání snížit.

V článku od autora El-Mossallamyho (2006) je prezentována filozofie návrhu PRF, zobrazená přehledně na vývojovém diagramu, viz Obr. 2-7. Při projektování je nutná úzká spolupráce geotechnického inženýra spolu se statikem. Pomyslné rozhraní je

znázorněno čárkovanou čarou. Na základě mezních stavů únosnosti a použitelnosti je nutné návrhem založení stanovit požadované konstrukční parametry. To zejména tuhost pilot v závislosti na jejich poloze a poté reakci zeminy na ZD, resp. kontaktní napětí.



Obr. 2-7: Vývojový diagram návrhu PRF (El-Mossallamy, 2006)

Nejdůležitější etapa návrhu probíhá v programu pomocí numerické analýzy. Zde je pak nutné modelovat co možná nejreálnější základovou konstrukci. To znamená s využitím pokročilých materiálových modelů. Velkou roli také hraje použití trojrozměrného prostoru, 3D, ve kterém bude zohledněno 3D chování jednotlivých prvků.

Pokud se zaměříme na konkrétní části PRF, tak ZD se modeluje pomocí deskostěnových prvků „plate“. Pro piloty, dle Tschuchnigg (2013), který modeluje v softwaru Plaxis 3D, je možné si vybrat ze dvou možností umožňující počítat s interakcemi. Prvním způsobem jsou objemové prvky – „volume elements“. Těm je nutné vkládat interakce ručně přes redukční silový faktor R_{inter} , který snižuje soudržnost, tangens úhlu vnitřního tření a úhel dilatance okolních zemín. Druhým způsobem je „embedded beam element“, který lze vložit v libovolném směru do zemního prostředí. Při výpočtu jsou uvnitř konečných prvků automaticky generovány přídatné uzly, „pile nodes“, podle jejichž deformace s uzly okolní zeminy je definována příslušná interakce.

Nespornou výhodou je nezávislost na generované síti konečných prvků, takže lze bez její aktualizace měnit geometrii prvku. Další podstatnou věcí je, že na rozdíl od objemových prvků je při použití „embedded beam elements“ zapotřebí mnohem menší množství uzlů a prvků při tvorbě sítě. Je tak možné rychleji počítat následné dílčí úpravy modelu při hledání určitých problémů.

Při srovnání výsledků sedání budovy zkoumané Tschuchniggem (2013), vyšel konečný průběh sedání v obou případech modelování pilot téměř totožný. Při tvorbě modelu v této práci, viz kapitola 5, je tedy možné použít výhodnějšího modelování pilot pomocí prvků „embedded beam“.

2.4 KONTROLNÍ MĚŘENÍ STAVEBNÍHO OBJEKTU

Pro sledování chování při výstavbě byl proveden geotechnický monitoring. Ten kontroloval sedání v celé ploše SO02, kontaktní napětí v místě výškové budovy a síly v ZD vestibulu. Jednotlivé hodnoty byly zaznamenávány po etapách stavby. Ty souvisely s dostavbou hrubé stavby určitého počtu pater. Pro kontrolu predikce sedání modelu bylo využito dat z geodetického měření a z posuvných deformetrů.

Pro první způsob měření svislé deformace byla použita geometrická nivelace ze středu metodou přesné nivelace. Pozorovací body byly umístěny cca 20 cm nad podlahou 2. PP, což odpovídá výšce kolem 126,2 m n m. A to na nosných sloupech a příčkách SO02. Osazeno bylo celkem 14 čepových značek.

Dále bylo provedeno měření posuvným deformetrem, dále jen deformetrem, zobrazeno na Obr. 2-10. Ten se obecně vkládá do vrtů, které jsou osazeny měřící rourou. To je umělohmotná pažnice navzájem spojena po jednometrových intervalech speciálními teleskopickými spojkami. Prostor mezi pažnicí a stěnou vrtu se zainjektovává bentonitovo-cementovou suspenzí, její receptura je závislá na deformačních vlastnostech příslušného geologického prostředí. Je tak umožněno spolupůsobení pažnice se zeminou.

Samotné měření probíhá po metrových vzdálenostech, postupně od paty vrtu nahoru. Koncové části měřidla, zobrazené na Obr. 2-8, jsou svým tvarem uzpůsobeny tak, aby se při pootočení sondy o 45° pevně zafixovaly v místech sousedních teleskopických spojek, toto je zobrazeno na Obr. 2-9. V této poloze se pomocí elektrického čidla změří relativní svislý posun mezi sousedními spojkami. Sonda se pak pootočí zpět o 45° a posune se o další metr nahoru.

Vyhodnocení tohoto způsobu měření se provádí buď diferenciálním průběhem, ten zveřejňuje hodnoty přetvoření v příslušné hloubce, anebo integračním průběhem. Ten hodnoty měření nasčítá od nejhlubšího místa vrtu. Dno vrtu by se tak mělo nacházet v takové hloubce, kde již nedochází k žádným deformacím geologického prostředí.

Pozn.: Předcházející odstavce ohledně teorie měření deformetry byly vypracovány dle následující literatury: Rozsypal (2001), www.soilexperts.com.

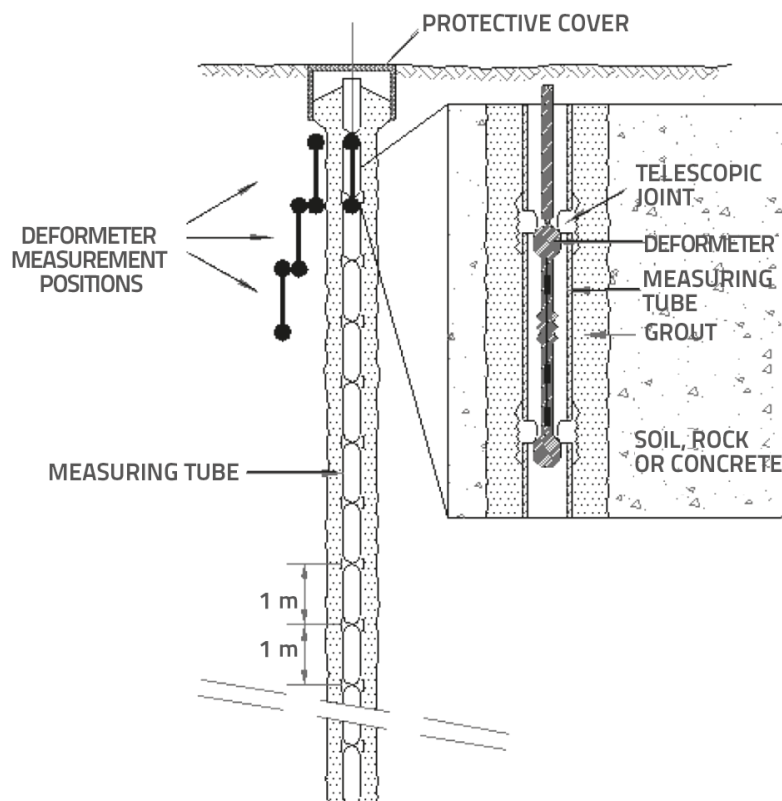


Obr. 2-8: Koncové části posuvného deformetru, vlevo – horní konec, vpravo – dolní konec (www.soilexperts.com)



Obr. 2-9: Zafixování hlavy měřidla v teleskopické spojce (www.soilexperts.com)

Na ploše SO02 sloužilo k měření sedání deformetry 5 míst. Vrtý byly vedeny skrz ZD. První měřené místo se tak objevuje okolo 2 m pod horní hranou ZD u VB. U vestibulu jsou to hloubky 0,3 m pod horní hrany ZD.



Obr. 2-10: Schéma měření posuvným deformetrem (Mihalinec et al., 2013)

3 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

3.1 GEOMORFOLOGIE ÚZEMÍ

Stavba komplexu budov se nachází na rovinném území s kótou terénu okolo 137 m n m., na levém břehu řeky Dunaje. Z hlediska geomorfologického členění patří do Alpsko-himálajského systému, přesněji leží na západním okraji podsystemu Panónské pánve, v oblasti Podunajské nížiny a celku Podunajská rovina. Toto území patří do regionu neogenních tektonických zlomů a rajónu údolních říčních náplav. Je tedy pokryto kvartérními, štěrkovými či písčitymi sedimenty, pod nimiž se nachází sedimenty neogenního stáří převážně jílovitého a hlinitého, méně často písčitého typu.

Geostatické napětí těchto vrstev aluviálních sedimentů bylo v minulosti mnohem vyšší. Dle experimentální analýzy se výška odstraněné vrstvy vlivem eroze, dle Casagrandeho metody, odhaduje v intervalu 81 – 187 m (dle metody Baldwin-Butler od 194 do 272 m) (Galliková, 2018). Pro další zpracování byla použita konzervativní hodnota 100 m. Přičemž se předpokládalo, že bude celá pod HPV. Původní geostatické napětí tedy činí, při objemové tíze vody $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$, 1000 kPa.

3.2 ZHODNOCENÍ INŽENÝRSKO GEOLOGICKÝCH POMĚRŮ

V rámci doplňkového IGP 07/2014, který navazuje na podrobný IGP 06/2007 (27 vrtů), byly v celé stavební ploše vykonány další 3 průzkumné sondy, zobrazené v Příloze 3, do max. hl. 36,4 m, resp. do úrovně 37,1 m od $\pm 0,00$ budovy. Poloha všech průzkumných sond v rámci celého IGP je zobrazena v Příloze 2. Zde jsou, v rámci IGP, zobrazeny vytvořené geotechnické řezy A-A' až C-C', posledně jmenovaný je zobrazen v Příloze 4. Před vrtáním doplňkových sond zde byly provedeny dynamické penetrace do max hl. 20 m. Z kvartérní i neogenní vrstvy bylo odebráno 48 ks poloporušených vzorků, ze kterých byly vykonány zrnitostní analýzy, Atterbergovy meze a zjištěna přirozená vlhkost.

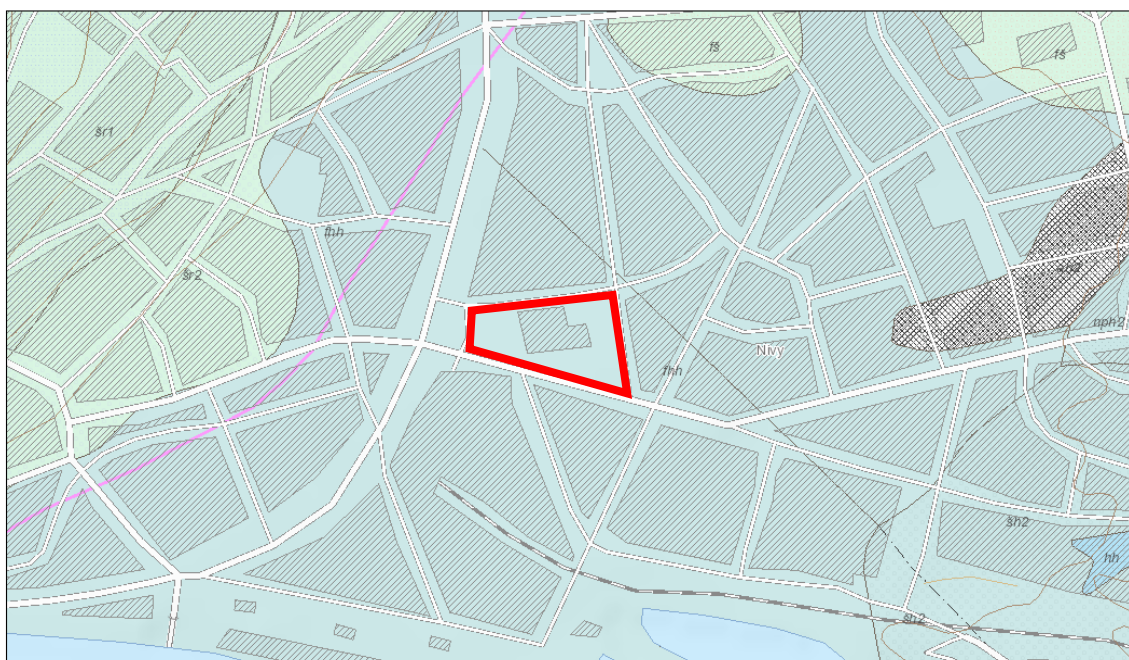
Z důvodu že se převážná část deformační zóny výškové budovy nachází v neogenních sedimentech, viz kapitola 2.3.2., odebralo se z této vrstvy z různých hloubek odebráno 24 ks neporušených vzorků, z nichž bylo provedeno 19 ks edometrických a 15 ks krabicových zkoušek typu CD. Dále byla na 4 ks vzorků zkoumána propustnost v triaxiální komoře.

Všechny výsledky ze zmíněných zkoušek byly v rámci IGP 07/2014, statisticky zpracovány dle různých kritérií. Nejprve proběhlo zhodnocení pomocí základní popisné statistiky, která sloužila pro vytvoření jedné neogenní vrstvy – Tab. 3-2. Dále byla zohledněna skutečná nehomogenita této vrstvy a byla rozdělena po hloubce do tří intervalů. Pro ty byly zjištěny charakteristické hodnoty deformačních parametrů jako dolní odhady 50% kvantilu dle Studenta a Schneidera - Tab. 3-4. A stejným způsobem byly nakonec hodnoty upraveny pro smykové parametry dle jednotlivého zastoupení zemin – Tab. 3-3.

Geologické prostředí je pod řešenou stavbou značně heterogenní s proměnnými mocnostmi jednotlivých rozhraní. Ze zpracování IGP 07/2014 je patrná hranice vrstev kvartérních a neogenních sedimentů, která se nachází v hloubce cca od 11,5 do 16,8 m od $\pm 0,00$.

3.2.1 KVARTÉRNÍ SEDIMENTY

Na Obr. 3-1 je vidět obecné zastoupení zemin kvartérního stáří v zájmovém území. Podrobnější zkoumání v rámci IGP následně zjistilo, že pod PT se postupně nachází svrchní vrstva o mocnosti max. do 2,2 m, která je tvořena navážkami. Pod nimi se nachází kvartérní aluviální soudržné vrstvy s písčítými oblastmi. Tyto vrstvy jsou značně proměnné, přičemž v některých sondách nebyly vůbec zastížené, kvůli výskytu navážek zasahujících až do štěrkového souvrství. Od hloubky 2,0 až 6,4 m pod p. t., resp. 2,8 až 6,3 m pod ±0,00 budovy, byla sondami zjištěna poslední kvartérní vrstva, a to špatně zrněné štěrky GP sahající do hloubky 16,8 m pod ±0,00. Z IGP je patrné, že jejich křivka zrnitosti byla v minulosti ovlivněna prouděním podzemní vody, která vyplavovala písčité a jemnozrné částice, což vytvořilo kypré a středně ulehle polohy. Nacházejí se zde však i ulehle vrstvy.



- Holocén vcelku**
- fhh; fluviálne sedimenty: litofaciálne nečlenené nivné hliny, alebo piesčité až štrkovité hliny dolinných nív a nív horských potokov
- Mladší (vrchný) holocén**
- nph2; fluviálne sedimenty: resedimentované nivné jemnozrné piesky
- Holocén vcelku**
- hh; fluviálno-organické sedimenty: jemnopiesčité, ílovité až hnilokalové humózne hliny mŕtvych ramien a močiarov
- Mladší (vrchný) holocén**
- šh2; fluviálne sedimenty: resedimentované nivné piesčité štrky prikorytovej zóny
- Stredný pleistocén (mladšia časť)**
- šr1; fluviálne sedimenty: piesčité štrky a štrky vyšších stredných terás
- Mladší (vrchný) holocén**
- ah2; antropogénne sedimenty: navážky, haldy a skládky
- Stredný pleistocén (mladšia časť)**
- šr2; fluviálne sedimenty: piesčité štrky a štrky nižších stredných terás
- Mladší pleistocén - holocén**
- fš; fluviálne sedimenty: piesčité štrky a piesky najmladšieho horizontu dnovej akumulácie v nadnivných terasách

Obr. 3-1: Geologická mapa kvartérnych sedimentů (www.geology.sk)

Pozn.: Pokud není uvedeno jinak, jsou parametry smykové pevnosti a tuhosti v této práci uvažovány jako efektivní.

3.2.2 NEOGENNÍ SEDIMENTY

Neogenní vrstvy byly zjištěny všemi realizovanými zkouškami, a to v značně proměnné hloubce od 11,5 až 16,8 m od ±0,00 budovy. Tvořené jsou nepravidelně střídajícími polohami soudržných jílovitých a hlinitých zemin a nesoudržných písčitých zemin. Značné vrstvy písčitých sedimentů ve vrchní části neogenního souvrství byly zjištěny jen ve východní polovině zájmového území. Výrazný nárůst jejich hloubky je směrem k jihovýchodnímu rohu, kde je situován SO02. Zde byly ověřené hloubky až 23,6 m od ±0,00. Zrnitostní rozbor prokázal výskyt zeminy typu S-F a SC.

Soudržné zeminy hlinitého až jílovitého charakteru jsou zde přítomny ve složení MS, ML, MI, MH, CS, CL, CI, CH a CV. Některými sondami byly zjištěny i polohy zpevněných jílovců typu W4-R4 nebo vrstvy organického lignitu – O.

Pro informaci o stavu jednotlivých zjištěných zemin slouží Tab. 3-1, která udává pouze surová data bez statistického vyhodnocení.

Tab. 3-1: Charakteristiky neogenních zemin

název zeminy	označení	charakteristika vypovídající o stavu	
písek s jemnozrnnou příměsí	S-F	$I_D = 0,41 - 0,50$	středně ulehlý *
		$E_{def} = 23 - 29 \text{ MPa}$	-
písek jílovitý	SC	$I_D = 0,41 - 0,7$	středně ulehlý *
		$E_{def} = 6 - 11 \text{ MPa}$	- **
		-	výplň tuhé až pevné konzistence
hlína písčitá	MS	$I_c = 0,98 - 1,18$	tuhá až pevná konzistence
hlína s nízkou plasticitou	ML	$I_c = 0,99 - 1,28$	tuhá až pevná konzistence
hlína se střední plasticitou	MI		
hlína s vysokou plasticitou	MH	$I_c = 0,96 - 1,21$	tuhá až pevná konzistence
jíl písčitý	CS	$I_c = 1,04 - 1,24$	tuhá až pevná konzistence
jíl s nízkou plasticitou	CL	$I_c = 0,96 - 1,21$	tuhá až pevná konzistence
jíl se střední plasticitou	CI		
jíl s vysokou plasticitou	CH	$I_c = 0,97 - 1,24$	pevná konzistence
jíl s velmi vysokou plasticitou	CV		

* jedná se o svrchní vrstvy, kde byla vykonána dynamická penetrační zkouška

** vzhledem ke svému zrnitostnímu složení lze dynamickou penetrační zkouškou pouze orientačně stanovit ulehlost a deformační modul

V rámci IGP byly všechny zjištěné výsledky statisticky zpracovány. V Tab. 3-2 jsou zobrazeny průměrné hodnoty parametrů pro homogenní vrstvu, zastupující všechny neogenní sedimenty.

Tab. 3-2: Průměrné hodnoty homogenní vrstvu zastupující všechny neogenní sedimenty

	I_c	φ'	c'	E_{oed}
	-	-°	kPa	MPa
neogenní sedimenty	1,16	27	19,0	37,0

V Tab. 3-3 jsou zobrazeny charakteristické hodnoty parametrů smykové pevnosti a objemové tíhy pro jednotlivé zkoušené zeminy v rámci neogenních sedimentů.

Tab. 3-3: Charakteristické hodnoty parametrů smykové pevnosti neogenních zemín

			φ'	c'	γ
			-°	kPa	kN/m ³
jíl s vysokou plasticitou	F8	CH	19,8	21	20,3
jíl se střední plasticitou	F6	CI	24,7	16	20,7
hlína s nízkou až střední plasticitou	F5	ML - MI	28,6	16	20,2
jíl písčítý	F4	CS	29,9	10	20,2

V Tab. 3-4 jsou zobrazeny charakteristické hodnoty edometrických modulů stlačitelnosti zemín z Tab. 3-3, rozdělených podle hloubkových pásem.

Tab. 3-4: Charakteristické parametry edometrických modulů neogenních zemín dle hloubkových pásem

	PT	13,5 - 18,0 m	18,0 - 26,0 m	26,0 - 35,0 m
	±0,00	14,0 - 18,5 m	18,5 - 26,5 m	26,5 - 35,5 m
E_{oed}^*	MPa	63,5	125,5	142,4
E_{oed}^I	MPa	53,5	79,8	100,2
E_{oed}^{II}	MPa	21,1	33,2	40,1

- E_{oed}^* modul při odlehčení stavební jámy z původního geostatického napětí σ_{or}
- E_{oed}^I modul při zpětném přitížení, od zatížení stavby, na hodnotu σ_{or}
- E_{oed}^{II} modul při dalším přitížení, od zbytku zatížení stavby, větším než σ_{or}

3.3 HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Realizovaným IGP byla zjištěna podzemní voda s volnou hladinou ve štěrkovém kvartérním souvrství, a to v závislosti od času realizace jednotlivých sond v hloubce 6,6 až 6,7 m od ±0,00 budovy, tj. 130,9 – 130,8 m n m. HPV je v přímé hydraulické spojitosti s řekou Dunaj. Maximální hladina, na základě nejbližšího trvalého pozorovacího objektu nacházejícího se v bezprostřední blízkosti budovaného komplexu budov, byla naměřena v úrovni 2,6 m pod PT., resp. 3,7 m od ±0,00. Vzhledem k vzdálenosti od řeky, může HPV do této výšky vystoupat pouze v případě, že vysoká hladina Dunaje bude trvat více jak 15 dní. Při numerických výpočtech byla uvažována výška HPV 131,5 m n m., což je 6,0 m od ±0,00. Představuje výsledek statických výpočtů, které byly provedeny v rámci PD. Střední filtrační koeficient pro vrstvu štěrku GP je zobrazen v Tab. 3-5.

Pro potřeby výstavby stavební jámy bylo nutné v rámci IGP zhodnotit filtrační koeficienty. Ty byly pro kvartérní sedimenty určeny na základě křivek zrnitosti podle empirických vztahů.

Tab. 3-5: Řádová hodnota středního filtračního koeficientu štěrkové kvartérní vrstvy.

			kf
			m/s
štěrk špatně zrněný	G2	GP	$x,xx \cdot 10^{-3} - 10^{-4}$

Z vrchních písčitých vrstev neogenních zemin byly odebrány 4 ks neporušených vzorků pro vykonání zkoušky propustnosti v triaxiální komoře, kde byly simulovány podmínky obtékání pažících stěn a byly získány filtrační koeficienty ve vertikálním směru – viz Tab. 3-6.

Tab. 3-6: Filtrační koeficienty neogenních vrstev ve vertikálním směru

			kf
			m/s
písek s jemnozrnnou příměsí	S3	S-F	$3,75 \cdot 10^{-6}$
písek jílovitý	S5	SC	$1,61 - 3,57 \cdot 10^{-7}$
jíl písčitý	F4	CS	$1,31 \cdot 10^{-8}$

4 KALIBRACE HODNOT VSTUPNÍCH PARAMETRŮ POUŽITÉHO MATERIÁLOVÉHO MODELU

V této části bude detailně popsána kalibrace hodnot materiálových parametrů z doplňkového IGP 07/2014 pro použití v příslušném konstitučním modelu. Nejprve je nutné se zaměřit na vyhodnocení edometrických zkoušek, zhotovených v rámci IGP.

4.1 ZHODNOCENÍ EDOMETRICKÝCH ZKOUŠEK

V rámci IGP 07/2014 bylo zkoušeno 19 ks neporušených vzorků, odebraných z různých míst a hloubek, upravených do zkušebních těles o průměru $d = 100$ mm a počáteční výšky $h_0 = 30$ mm. Postup změn napětí při zkoušení probíhal dle následujících kroků:

- rekonsolidace původním geostatickým napětím $\sigma_{or} = \gamma_n \cdot h$, hloubka h je hloubka odběru vzorku, objemová tíha $\gamma_n = 20$ kN/m³, jedná se tedy o interval napětí $\sigma_{or} = 270 - 700$ kPa
- odlehčení vzorku, odpovídající předpokládanému odkopu stavební jámy, $h = 7,5$ m od PT (při realizaci byl odkop skoro dvojnásobný – cca 14 m od PT), interval napětí $\sigma_{or} = 150$ kPa
- přítěžování vzorku částečným zatížením odpovídajícím horní stavbě, a to do hodnoty původního geostatického napětí $\sigma_{or} = 270 - 700$ kPa
- přítěžování vzorku zbytkovým zatížením od horní stavby, celkové zatížení od horní stavby odpovídá napětí $\sigma_s = 350$ kPa (navržená stavba měla ve skutečnosti $\sigma_s = 562,42$ kPa), maximální hodnota napětí po ukončení zatěžovacího cyklu je tedy $\sigma_i = \sigma_{or} + \sigma_s = 620 - 1050$ kPa
- po ukončení zatěžování následuje odlehčení na hodnotu původního geostatického napětí $\sigma_{or} = 270 - 700$ kPa

Zatěžování probíhalo po mezikrocích, interval napětí určitého cyklu byl rozdělen na 2 stupně o stejné velikosti. Průběh zatěžování nebyl zaznamenáván kontinuálně, nýbrž krokově. Měřené body byly následně propojeny křivkou prvního stupně. Vyhodnocení vybrané edometrické zkoušky v rámci IGP 07/2014 je k dispozici v Příloze 6. V grafu, který je součástí přílohy, je viditelná závislost napětí na poměrné deformaci. Dále je patrné, že z intervalů, b – e výše, byly vyhodnoceny vždy dva edometrické moduly E_{oed} , což odpovídá rozdělení cyklu na 2 stupně. Ty byly dále zprůměrovány na 1 hodnotu pro příslušný cyklus. Výsledné moduly E_{oed}^* , E_{oed}^I , E_{oed}^{II} a E_{oed}^* jsou, dle způsobu vyhodnocení, sečné. (Pozn.: Posledně zmiňovaný modul pro interval odtížení e. je v této práci pojmenovaný jako E_{oed}^{**} .) První 3 moduly byly zpracovány do Tab. 3-4. v závislosti na hloubce odběru vzorku.

4.2 MATERIÁLOVÝ MODEL

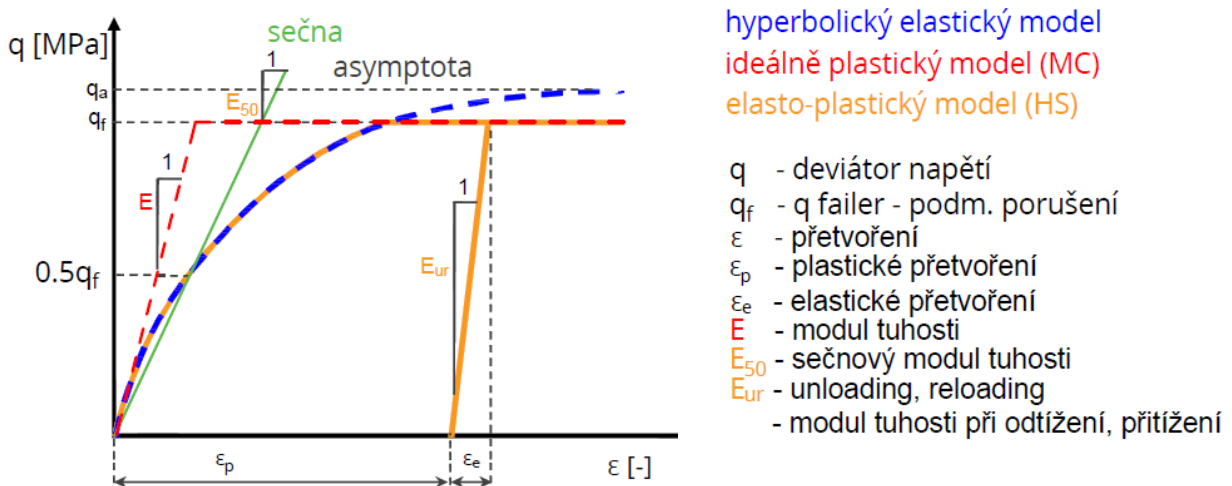
Pro modelování objektu SO02 byl využit software Plaxis 3D. Jako materiálový model, charakterizující chování zeminy při zatěžování byl vybrán Hardening soil model (Schanz et. al, 1999), dále HS model.

4.2.1 HARDENING SOIL MODEL

HS model je charakteristický hyperbolickým pracovním diagramem s Mohr-Coulombovou, dále MC, podmínkou porušení definující maximální hodnotu deviátoru napětí q_f . Toto napětí je závislé na pevnostních parametrech zeminy. Asymptota hyperboly se blíží k hodnotě q_a . Sečna protíná hyperbolickou část v bodě $0,5q_f$ a její úhel odklonu od horizontály je dán tangentou s hodnotou sečnového modulu tuhosti E_{50} ,

získanou z triaxiálních zkoušek. Součástí zatěžovací křivky je i větev odlehčení a opětovného přitížení, která je elastická, charakterizuje jí modul pružnosti E_{ur} , také z triaxiálních zkoušek, který bývá, dle Brinkgreve (2011), 3x větší než E_{50} , a to z důvodu již vyvolaného zatížení působícího na zeminu, která se pod tímto tlakem zhutní a má tak větší tuhost. Zatěžovací křivka pracovního diagramu je elasto-plastická. Už při malém zatížení nastávají plastické deformace. Plocha plasticity, u HS modelu, která matematicky popisuje přetvárné deformace, se dělí na smykovou a objemovou. Obě plochy jsou posuvné, postihnou tedy důležitý faktor chování zemin, zpevňování materiálu („hardening“) při zvyšování napětí. HS model zahrnuje závislost tuhosti zemin na hloubce a na působícím napětí.

Na rozdíl od MC modelu, s ideálně plastickým průběhem zatěžovací křivky, znázorněný červenou křivkou na Obr. 4-2, kterému stačí pouze 5 vstupních parametrů, u HS modelu se vyskytuje 11 nutných vstupních parametrů, oranžová křivka na Obr. 4-2, viz Tab. 4-1.



Obr. 4-2: Pracovní diagram HS modelu

Tab. 4-1: Vstupní parametry HS modelu

pevnostní (3)	
úhel vnitřního tření	φ'
koheze	c'
úhel dilatance	ψ
deformační (4)	
sečnový referenční modul z triaxiální zkoušky	E_{50}^{ref}
tečnový referenční modul z edometrické zkoušky	E_{oed}^{ref}
odtěžovací/přitěžovací modul pružnosti	E_{ur}^{ref}
Poissonovo číslo pro odtížení/přitížení	ν_{ur}^{ref}
ostatní (4)	
exponent řídící závislost deformačních charakteristik na napětí	m
referenční napětí	p_{ref}
součinitel zemního tlaku pro normální konsolidaci	K_0^{NC}
historie zatěžování	OCR/POP

	MC	HS
pracovní diagram	ideálně elastický	elasto-plastický
minimální počet vstupních parametrů	5	11
MC podmínka porušení	ANO	ANO
plastické deformace pod podm. porušení	NE	ANO
Hardening rules (zpevňování materiálu)	NE	ANO
tuhost zeminy závislá na hloubce	NE	ANO
rozdíl tuhosti zeminy při prvotním zatížení a odtížení a při opětovném přitížení	NE	ANO

Tab. 4-2: Srovnání zde prezentovaných matematických modelů

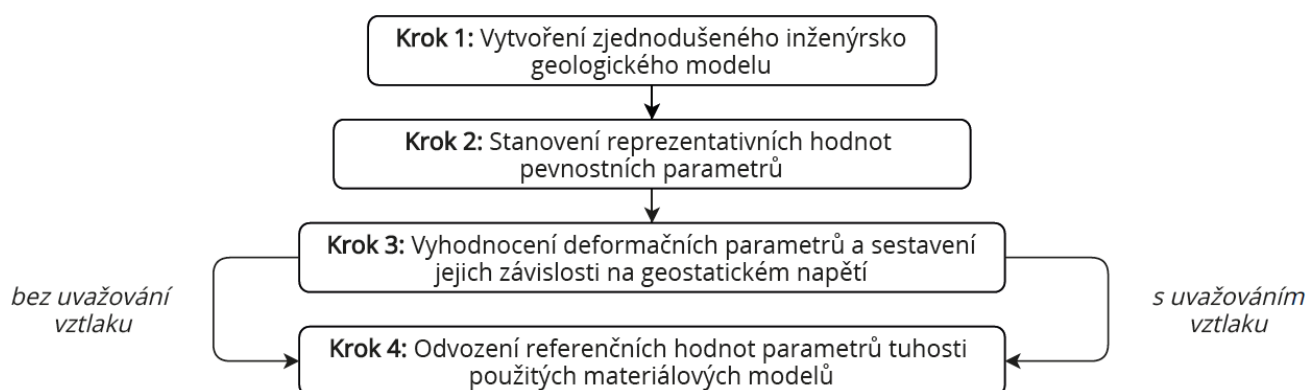
4.3 POSTUP KALIBRACE

Předmětem kalibrace je stanovení hodnot parametrů tuhosti popsanych v Tab. 4-1. Jejich závislost mezi hloubkou a napětím řídí exponent m . Dále si můžeme všimnout, že všechny parametry tuhosti mají index ref . Toto značí hodnotu referenční neboli vztahnou k určitému napětí, které definuje parametr p_{ref} . Tento parametr se standardně volí ve velikosti 100 kPa. Pozn.: V nepřehledných pasážích textu jsou pro rozlišení mezi parametry dosaženými z měření a výslednými, označeny tímto barevným ohraničením.

Pro určení parametrů tuhosti E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} bude sloužit vyhodnocení edometrických zkoušek. Pro kalibraci byla použita tato data:

- Pro E_{ur}^{ref} byla použita data E_{oed}^* a data E_{oed}^{**} , která byla získána při odtížení v intervalech, označených v kapitole 4.1 jako b – odkop na dno stavební jámy, e – odtížení na geostatické napětí, po zatížení celkovým zatížením stavby.
- Pro E_{oed}^{ref} , E_{50}^{ref} byla použita data s názvem E_{oed}^{II} , která se získala při zatížení v intervalu d, v kterém se zatěžovalo zbytkovým napětím od stavby.

Postup kalibrace je zpracovaný ve vývojovém diagramu na Obr. 4-4.



Obr. 4-4: Vývojový diagram postupu kalibrace vstupních parametrů

4.3.1 KROK č. 1

Popsané geologické prostředí v kapitole 3 bylo vytvořené ze všech sond, které byly pro přípravu komplexu budov Nové Nivy vytvořeny. Pro zkoumání cílů této práce je

nutné detailně se zabývat pouze deformačními vlastnosti neogenních vrstev, proto je dále možné zavést jistá zjednodušení.

- Terén byl stanoven na jednotnou výšku, a to na -0,7 m pod ±0,00 budovy, jeho nadmořská výška je tedy 136,8 m n m. Tato stanovená výška koresponduje se skutečným povrchem v místě budovy, viz geotechnický řez C-C' procházející SO02, Příloha 2 a 4, který se před stavbou pohyboval v rozmezí 136,75 – 136,79 m n m. Koresponduje také s terénem v celé ploše komplexu budov, který byl od 136,75 – 136,96 m n m.
- Základová spára SO02 leží na rozhraní kvartérních a neogenních sedimentů. Hloubka ZS zůstala stejná (123,6 m n m. = -13,9 m pod ±0,00 budovy), byla tedy zanedbána tenká vrstva pod ZS tvořená kvartérními sedimenty, šterkového typu, viditelná v Příloze 4.
- Zanedbání vrstevnatosti kvartérních uloženin. V průběhu precizování modelu bylo následně nutné tyto kvartérní vrstvy rozčlenit a definovat jim jiné filtrační koeficienty, přesněji v kapitole 5.1.
- Inženýrsko-geologický model je vytvořen na základě vrtů JV-1 až JV-3, které jsou nejhlubší (JV-1: 35,2 m; JV-2: 35,5 m; JV-3: 36,4 m pod PT – Příloha 3) a nejvíce zasahují do neogenních vrstev. Zároveň z nich byly odebrány neporušené vzorky pro edometrické zkoušky.
- Vrstevnatost neogenních sedimentů je zanedbána, jedná se tedy o homogenní vrstvu. A to zejména z důvodu, že jsou tyto sedimenty tvořeny převážně polohami soudržných, jílovitých a hlinitých zemin, ze kterých byly odebrány vzorky pro edometr. Objevují se zde v malé míře i polohy nesoudržných písčitých zemin, a to zejména při povrchu ZS v sondě JV-3 – Příloha 4. Z těch však nebyly zhotoveny edometrické zkoušky. Z vyhodnocení modulů ze soudržných zemin není znát výsledkový rozdíl daný odlišností těchto vrstev, liší se pouze v závislosti s hloubkou. V průběhu precizování modelu bylo následně nutné tyto písčité vrstvy vytvořit a definovat jim jiné filtrační koeficienty než jílovitým a hlinitým vrstvám, přesněji v kapitole 5.1

4.3.2 KROK č. 2

Se zjednodušeními provedenými v kroku č. 1 bylo nutné upravit fyzikálně indexové a pevnostní parametry pro kvartérní a zejména pro neogenní vrstvy. Všechny hledané parametry byly převzaty z vykonaných zrnitostních analýz, Atterbergových mezí, ze zjištění přirozené vlhkosti a z vyhodnocení krabicových zkoušek typu CD (ty byly provedeny pouze pro neogenní vrstvu). Poté byly upraveny váženým průměrem na základě mocnosti vrstev, Rov. 4-3, kde x_i je libovolný parametr vrstvy a h_i hloubka zkoumané vrstvy.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i * h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (4-3)$$

Parametr nasycené objemové tíhy γ_{sat} neogenní vrstvy se vypočetl dle Rov. 4-4, kde objemová tíha vody $\rho_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

$$\gamma_{sat} = \rho_d + \rho_w * \frac{e}{1 + e} \quad (4-4)$$

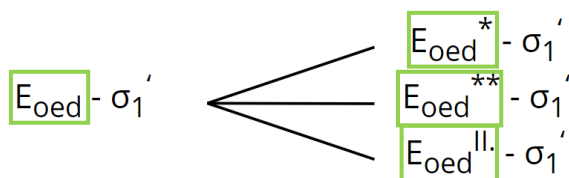
Tab. 4-4: Finální hodnoty fyzikálně indexových a pevnostních parametrů pro zjednodušený inženýrsko-geologický model vytvořený v kroku č. 1

	γ'	ρ_d	e	γ_{sat}	c'	φ'
	kN/m ³	kg/m ³	-	kN/m ³	kPa	°
kvartérní vrstva	19,96	-	-	20,50*	-	30,31
neogenní vrstva	20,54	1765,49	0,56	20,84	12,71	26,74

* inženýrský odhad

4.3.3 KROK č. 3

Dále bylo potřebné sestavit závislost deformačních parametrů E_{oed} na svislém geostatickém napětí σ_1' , všechny závislosti jsou zobrazené na Obr. 4-5. Nebylo však použito napětí z edometrických zkoušek, ale bylo počítáno nové, zohledňující následující vlivy.



Obr. 4-5: Závislosti deformačních parametrů na geostatickém napětí, zpracované v kroku č. 3

Nejprve byla upravena hloubka. Ta odpovídala odběru vzorku zeminy, avšak upravená o dílčí rozdíly tvořené mezi PT v místě vrtu a novou jednotnou úrovní terénu modelu – 136,8 m n m.

Hlavním zkoumaným vlivem bylo však zohlednění vztlakových sil od HPV. Ta byla stanovená ve výšce 131,5 m n m., což je v novém modelu geologického podloží 5,3 m od nového jednotného terénu, dále UT

V případě edometrických modulů E_{oed}^{**} , získaných v intervalu odlehčení označeným písmenem e, se k upravenému geostatickému napětí přičetlo napětí od předpokládaného zatížení stavby, uvažovaného při zatěžování během edometrických zkoušek, $\sigma_s = 350$ kPa.

Zpracované závislosti jsou představené v Příloze 7.

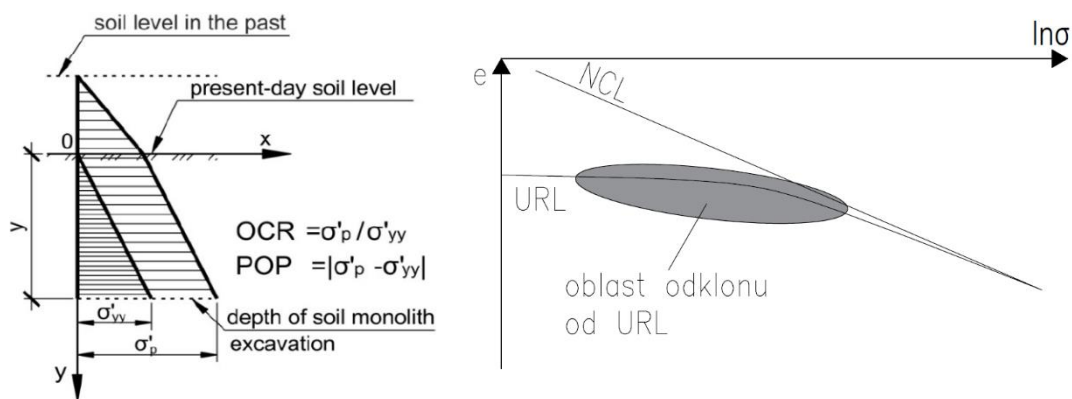
4.3.4 KROK Č. 4

Zjištěné závislosti z předešlého kroku je nutné proložit konkrétní křivkou, jejichž vztah definuje námi vybraný materiálový model Hardening soil (Schanz et. al, 1999). Obecně se této křivce říká „power law“. Její tvar se řídí dle exponentu m – „power“. Abychom mohli tuto křivku definovat, je nutné znát min. 2, lépe 3 body. Podle statistického hlediska se jedná o regresní analýzu, při které se jedná o proložení křivkou pomocí metody nejmenších čtverců. Což je aproximační metoda, při které se hledá minimum sumy čtverců odchylek všech prokládaných bodů. Fixní veličina je hloubka vzorků h , proměnná je tedy hodnota edometrických modulů ze zkoušek E_{oed}^* , E_{oed}^{II} a E_{oed}^{**} .

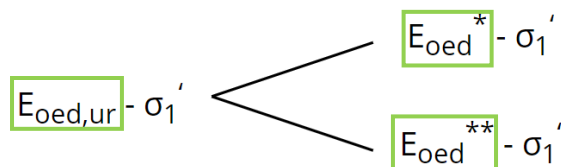
4a – VLIV PŘEKONSOLIDACE

V oblasti Bratislavy se nachází překonsolidované zeminy. Velikost původního geostatické napětí je pro tuto oblast uvažována jako 1000 kPa. Předpoklad maximálního zatížení vyvolaného stavbou je v rámci edometrických zkoušek $\sigma_s = 350$ kPa. Skutečné zatížení zeminy od stavby dosahuje v kvazistálé kombinaci pro určení sedání, hodnotu 562,42 kPa. Z obou hodnot je tedy zřejmé, že by se celý průběh edometrických zkoušek, i kdyby bylo zatěžováno skutečným napětím, odehrával na čáře URL („unloading-reloading line“), zatěžovacího diagramu překonsolidované zeminy, Obr. 4-6 - vpravo. Neboli že se všechny postupné změny napětí (intervaly a – e, z kapitoly 4.1) při edometrickém zkoušení odehrávají v režimu odtížení. To znamená, že by pro konkrétní vzorek zeminy měly být všechny výsledné hodnoty E_{oed}^* , E_{oed}^{II} a E_{oed}^{**} přibližně stejné. V Příloze 7 jsou však z těchto dat patrné rozdíly.

To je možné vysvětlit tím, že při zatěžovacím intervalu d, ze kterého jsou zjištěna data E_{oed}^{II} , dochází k postupnému odklonu od větve URL a pozvolnému přiblížení k NCL („normal consolidated line“), viz Obr. 4-6 - vpravo. Tato data tak nemají hodnotu skutečného modulu při odtížení. Z tohoto důvodu byl, v modelu upřednostněn modul E_{ur}^{ref} , který byl dosažen regresní analýzou pomocí hodnot z odtěžovacích větvi edometrických zkoušek - E_{oed}^* , E_{oed}^{**} . Z těchto regresních analýz bude stanovena hodnota exponentu m , řídicího závislost deformačních charakteristik na napětí. Z vytvořených závislostí v kroku č. 3, zobrazených na Obr. 4-5, bylo pro tento postup tak použito snížené množství, viz Obr. 4-7. Hodnoty z odtěžovacích intervalů jsou souhrnně pojmenovány jako $E_{oed,ur}$.



Obr. 4-6: Vlevo - grafické zobrazení překonsolidace (Melnikov et al., 2016), vpravo - závislost $e-\ln \sigma$ pro překonsolidované zeminy (upraveno dle Nakaj, 2013)

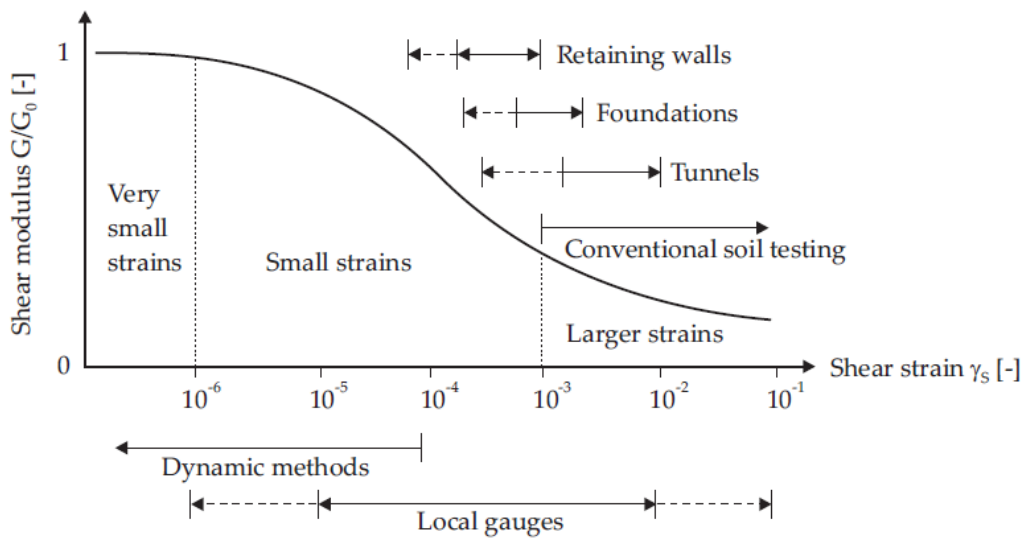


Obr. 4-7: Závislosti deformačních parametrů na geostatickém napětí pro další stanovení

Touto závislostí, $e-\ln \sigma$ pro překonsolidované zeminy, Obr. 4-6 - vpravo, se blíže zabýval Nakai (2013). Zde bylo řečeno, že i v oblastech překonsolidovaných zemín (větve URL) dochází k elastoplastickým deformacím. Číslo pórovitosti zemín se tak, v závislosti na zvyšujícím se napětí, postupně přibližuje k NCL.

Vybraný materiálový model není tak podrobný, aby zahrnul tento postupný přechod, při kterém vzniká degradace tuhosti. Je proto bezpečnější použít základní HS model, který je definován v oboru velkého přetvoření ($> 10^{-3}$), což znamená nižší tuhosti. Tyto dva nedostatky se navzájem eliminují.

Pokud by byla však použita nadstavba HS modelu - small strain stiffness (Benz, 2007), dále pouze HSS, konečný výsledek by byl na stranu nebezpečnou. HSS totiž zvyšuje tuhosti pro obory malých a velmi malých přetvoření ($< 10^{-3}$). Znamenalo by to tedy dvojitě zvýšení tuhosti oproti reálnému chování v zemním prostředí.



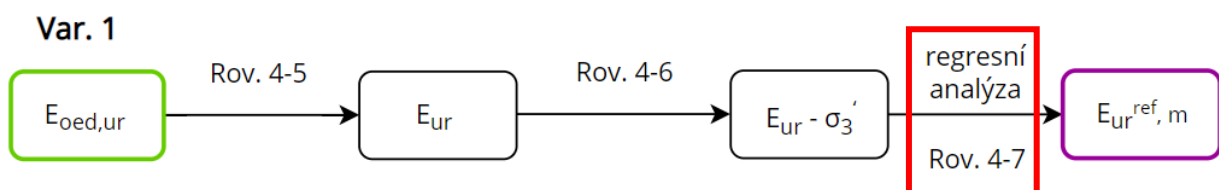
Obr. 4-8: Závislost smykové tuhosti na poměrné smykové deformaci (Benz, 2007)

4b – STANOVENÍ ŘÍDÍCÍHO EXPONENTU m

Pro stanovení exponentu m je tedy potřebné vykonat patřičné regresní analýzy pro zjištění E_{ur}^{ref} . (Pozn.: Hodnoty E_{ur}^{ref} , stanovené v této kapitole, jsou pouze dílčí. Proto zde nebudou zveřejněny. Hodnota použitá v modelování bude zjištěna v další kapitole.)

Pro vykonání regresní analýzy na datech $E_{oed,ur}$, lze použít dva postupy. Ty jsou znázorněny na Obr. 4-9 a 4-10. Od sebe se liší dobou, kdy se přepočítávají edometrické moduly na deformační parametry při odtížení a opětovném přitížení. K tomuto přepočtu je použita Rov. 4-5. Ta využívá vztahu elasticity a je možné ji použít jelikož, hodnota E_{ur} je, ve vybraném materiálovém modelu, definována pružně, viz Obr. 4-2. Hodnota Poissonova číslo pro odtížení/přítížení ν'_{ur} je 0,2.

$$E_{oed,ur} = \frac{E_{ur} (1 - \nu'_{ur})}{(1 + \nu'_{ur})(1 - 2 \nu'_{ur})} \quad (4-5)$$

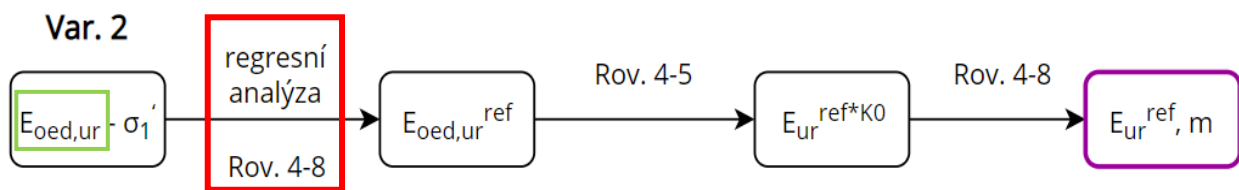


Obr. 4-9: Vývojový diagram varianty 1

U varianty 1 je přepočítání dané rov. 4-5 použito hned v první výpočtu, tedy před samotnou regresní analýzou. Jsou tak přepočítána data z edometrických zkoušek na hodnoty E_{ur} . Těm se následně upraví závislosti na vodorovném geostatickém napětí σ_3' , pomocí rov. 4-6. Na takto připravených bodech proběhne regresní analýza, která najde jejich nejpřesnější proložení křivkou „power law“, rov. 4-7 a hodnoty jí definující - E_{ur}^{ref} , m .

$$\sigma_3' = K_0 * \sigma_1' \quad (4-6)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4-7)$$

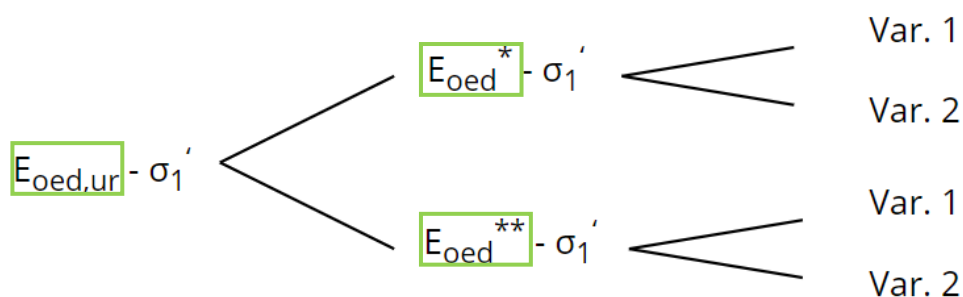


Obr. 4-10: Vývojový diagram varianty 2

Ve variantě 2 se ze závislosti vytvořené v kroku č. 3, obsažené v Příloze 7, spočítá regresní analýza, s využitím rov. 4-8. Z této nejpřesnější aproximace jsou dány hodnoty parametrů $E_{oed,ur}^{ref}$ a m . Deformační parametr se následně přepočítá, pomocí rov. 4-5, na parametr $E_{ur}^{ref, K0}$, tedy po regresi. Toto označení znamená, že se jedná o referenční hodnotu, která je ponížena o velikost součinitele zemního tlaku K_0 . Pomocí již známého průběhu křivky z rov. 4-8 je možné z hodnoty $E_{ur}^{ref, K0}$ dopočítat E_{ur}^{ref} při hodnotě $p^{ref} = 100$ kPa.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_1' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4-8)$$

Se zavedením těchto variant je nutné rozvést obr. 4-7 definující použité závislosti na obr. 4-11.



Obr. 4-11: Závislosti deformačních parametrů na geostatickém napětí upravené o variantní řešení regresní analýzy

Pro, všechny 4 řešení z Obr. 4-11, byly vykonány nejpřesnější aproximace příslušné křivky „power law“. Z těch byly stanoveny jednotlivé exponenty m , zobrazené v Tab. 4-5. Veličina \min představuje minimum sumy čtverců odchylek všech prokládaných bodů neboli čím menší hodnota, tím je přesnější proložení bodů.

Tab. 4-5: Jednotlivé hodnoty exponentu m pro všechna řešení z Obr. 4-10

			m	\min
			-	-
$E_{\text{oed,ur}} - \sigma_1'$	$E_{\text{oed}}^* - \sigma_1'$	Var. 1	0,77	2184
		Var. 2	0,74	2696
	$E_{\text{oed}}^{**} - \sigma_1'$	Var. 1	1,65	14570
		Var. 2	1,61	17979

Z těchto výsledků je patrné, že velikost exponentu m pro závislost $E_{\text{oed}}^{**} - \sigma_1'$, neodpovídá doporučenému intervalu od 0,5 do 1,0. Zároveň je viditelná velká odchylka křivky od prokládaných bodů. U výsledků parametru m , pro závislost $E_{\text{oed}}^* - \sigma_1'$ pro obě varianty výpočtu, je viditelné, že se obě hodnoty nacházejí ve zmíněném doporučeném intervalu. Z těch byla vybrána hodnota $m = 0,77$, a to z důvodu přesnějšího proložení dané křivky.

Pozn.: Pro všechny řešení regresních analýz nejsou použity první 3 hodnoty edometrických modulů (v blízkosti základové spáry) z každého souboru dat E_{oed}^* , $E_{\text{oed}}^{\text{II}}$ a E_{oed}^{**} . Je to z důvodu velkých rozdílů od ostatních bodů, v rámci sestavených závislostí v kroku č. 3. Ty negativně ovlivňovaly proložení křivky, ze které následně vycházela snížená referenční hodnota.

4c – STANOVENÍ REFERENČNÍCH HODNOT PARAMETRŮ TUHOSTI

Nejprve byla zjištěna referenční hodnota parametru $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$. Pro její zjištění byly provedeny opět regresní analýzy pro 4 řešení z Obr. 4-11, avšak již s fixní hodnotou exponentu $m = 0,77$. Jednotlivé hodnoty jsou v Tab. 4-6. Z nich je vybrána minimální, na stranu bezpečnou, která bude dále použita při modelování - $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 68,66 \text{ MPa}$. Grafické vyhodnocení pro všechny 4 řešení je zobrazeno v Příloze 8.

Tab. 4-6: Jednotlivé hodnoty parametru $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ pro všechna řešení z Obr. 4-11

			$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	m
			MPa	-
$E_{\text{oed,ur}} - \sigma_1'$	$E_{\text{oed}}^* - \sigma_1'$	Var. 1	88,48	0,77
		Var. 2	82,82	0,77
	$E_{\text{oed}}^{**} - \sigma_1'$	Var. 1	75,48	0,77
		Var. 2	68,66	0,77

Pro doplnění referenčních hodnot HS modelu byly také stanoveny velikosti parametrů, které nebudou v modelu rozhodovat o konečném sedání budovy - $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ a E_{50}^{ref} . Nejprve se provedla regresní analýza pro zjištění $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, a to pro závislosti $E_{\text{oed}}^{\text{II}}$ -

σ_1' s pomocí Rov. 4-8, s fixní hodnotou $m = 0,77$. Jejím řešením byla zjištěna hodnota $E_{oed}^{ref} = 17,31$ MPa. Z tohoto výsledku byla zjištěna hodnota referenčního parametru $E_{50}^{ref} = 21,64$ MPa, a to pomocí empirické závislosti z Rov. 4-9.

$$E_{50}^{ref} = 1,25 * E_{oed}^{ref} \quad (4-9)$$

Grafické řešení regresní analýzy pro zjištění E_{oed}^{ref} se nachází v Příloze 8 na str. 5.

Tab. 4-7: Všechny výsledné hodnoty z kroku č. 4

E_{ur}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{50}^{ref}	m
MPa	MPa	MPa	-
68,66	17,31	21,64	0,77

4.4 ZHODNOCENÍ HODNOT ZÍSKANÝCH Z KALIBRACE

Výsledky z Tab. 4-7 pro homogenní neogenní vrstvu, jílovitého a hlinitého typu s písčitymi polohami, odpovídají rozsahu z doporučených, empirických intervalů pro překonsolidované jílovité a hlinité zeminy – Rov. (4-10 až 4-12). Hodnota E_{oed}^{ref} také koresponduje s hodnotou pro překonsolidovaný brněnský neogenní jíl, která byla v Miča et. al (2011), stanovena na 11,86 MPa.

$$E_{ur} = (3 - 5) * E_{50} \quad (4-9)$$

$$E_{oed}^{ref} = 10 - 25 \text{ MPa} \quad (4-10)$$

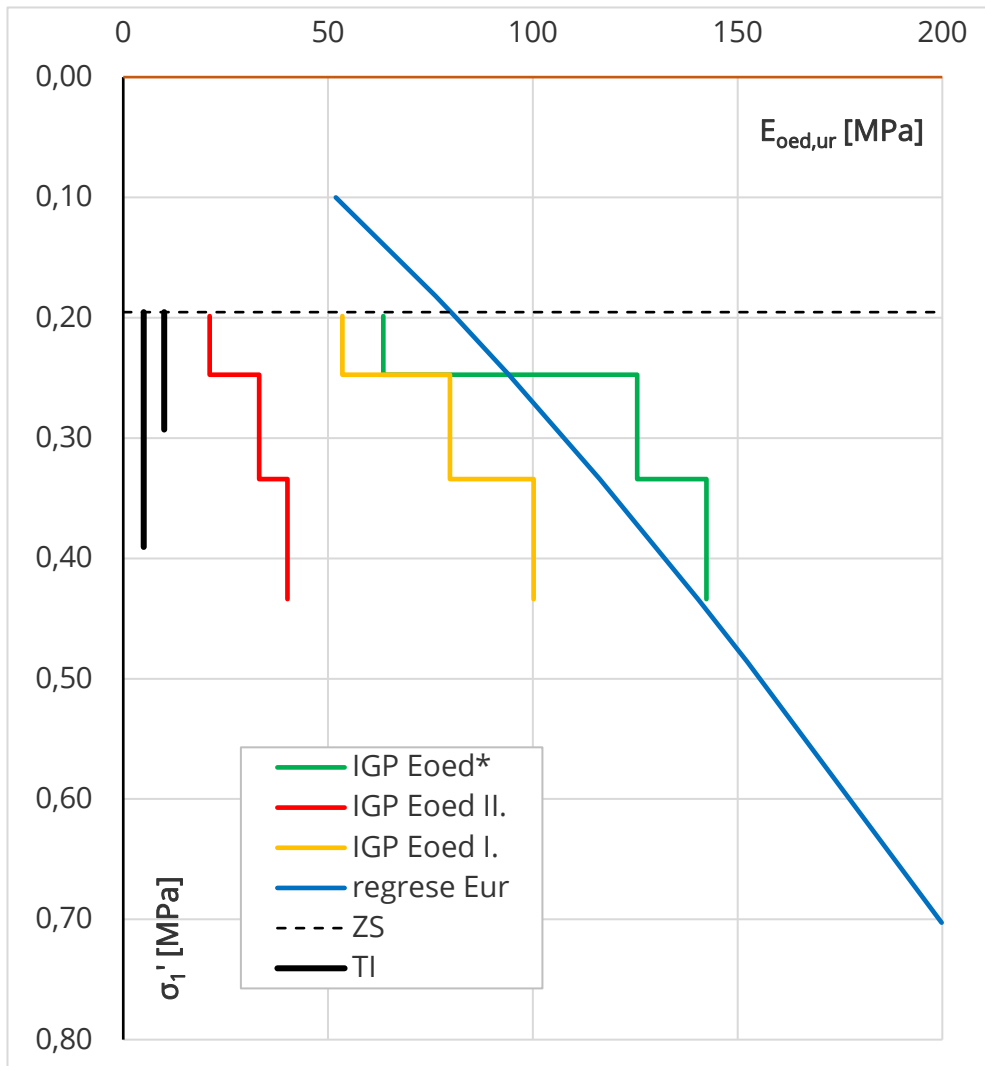
$$m = 0,6 - 1,0 \quad (4-11)$$

4.5 SROVNÁNÍ DEF. PARAMETRŮ ZÍSKANÝCH Z KALIBRACE SE STANOVENÝMI V RÁMCI IGP

Počáteční data byla pro obě strany stejná, a to výsledky z edometrických zkoušek, ty však byly zpracovány dvěma různými přístupy. Přístup pomocí kalibrace hodnot příslušnou křivkou „power law“ byl již zveřejněn výše. Pro srovnání byla použita regresní křivka pro výsledný modul $E_{ur}^{ref} = 68,66$ MPa, se kterým bylo počítáno sedání v modelu ve všech fázích výstavby. V případě IGP byla počáteční data přepočítána na charakteristické hodnoty odpovídající příslušnému rozdělení dle hloubkových pásem, viz Tab. 3-4. Pro jednotlivé stavy stavby byly použity jiné deformační hodnoty. Tyto hodnoty jsou bez vlivu vztlaku.

- E_{oed}^* modul při odlehčení stavební jámy z původního geostat. napětí σ_{or}
- E_{oed}^I modul při zpětném přitížení, od zatížení stavby, na hodnotu σ_{or}
- E_{oed}^{II} modul při dalším přitížení, od zbytku zatížení stavby, větším než σ_{or}

Pro toto srovnání musela být data z obou přístupů upravena. Data z Tab. 3-4 byla přepočítána ze závislosti na hloubce na závislost na napětí a dále na napětí s vlivem vztlaku. Regresní křivka zmíněná výše, byla přepočítána na závislost na svislé geostatické napětí σ_1' , pomocí Rov. 4-5. Porovnání těchto přístupů je zobrazeno na Obr. 4-13.



Obr. 4-13: Srovnání průběhů deformačních parametrů – kalibrace vs. IGP

Z tohoto srovnání jsou patrné rozdíly závislostí deformačních parametrů pro oba přístupy.

5 POPIS SESTAVENÉHO MATEMATICKÉHO MODELU, VÝPOČETNÍ FÁZE, VÝPOČETNÍ VARIANTY

Matematický model byl sestaven v programu Plaxis 3D. K výběru 3D prostředí vedla jednak rozmanitost okolních staveb - z jižní strany výšková budova, dále VB, přiléhá na PK, na západě a severu od VB se nachází nízkopodlažní SO01 a z východu je součástí VB vstupní hala, viz Obr. 2-4. Ale hlavně modelování základové konstrukce typu pile raft foundation. Modelování ve 3D umožňuje zobrazit plošné namáhání jednotlivých prvků. Ty mohou být, na rozdíl od 2D prostředí, modelovány dle skutečných rozměrů a tuhostí (Tschuchnigg, 2013).

K precizování modelu sloužila data z geotechnického monitoringu na stavbě. V následujících kapitolách bude popisováno sestavení finálního modelu.

5.1 GEOLOGIE A MATERIÁLOVÝ MODEL

Při sestavování modelu je nejprve nutné definovat všechny parametry geologického prostředí. To je tvořeno dvěma vrstvami kvartérních a neogenních sedimentů. Sestavení idealizovaného geologického modelu je popsáno v kapitole 4.3.1. Tyto vrstvy byly dále rozčleněny dle jejich hydrologických vlastností, konkrétně dle velikosti filtračních koeficientů. Ostatní hodnoty parametrů pro nově vzniklé vrstvy zůstaly stejné.

Vztahy mezi deformací a napětím pro zjednodušené inženýrskogeologické prostředí definuje HS model. Konkrétní hodnoty parametrů pro obě vrstvy jsou uvedeny v Tab. 5-1. Ty byly modelovány způsobem Undrained (A). Ten říká, že má materiál neodvodněné chování. Typ A využívá efektivní parametry tuhosti a pevnosti.

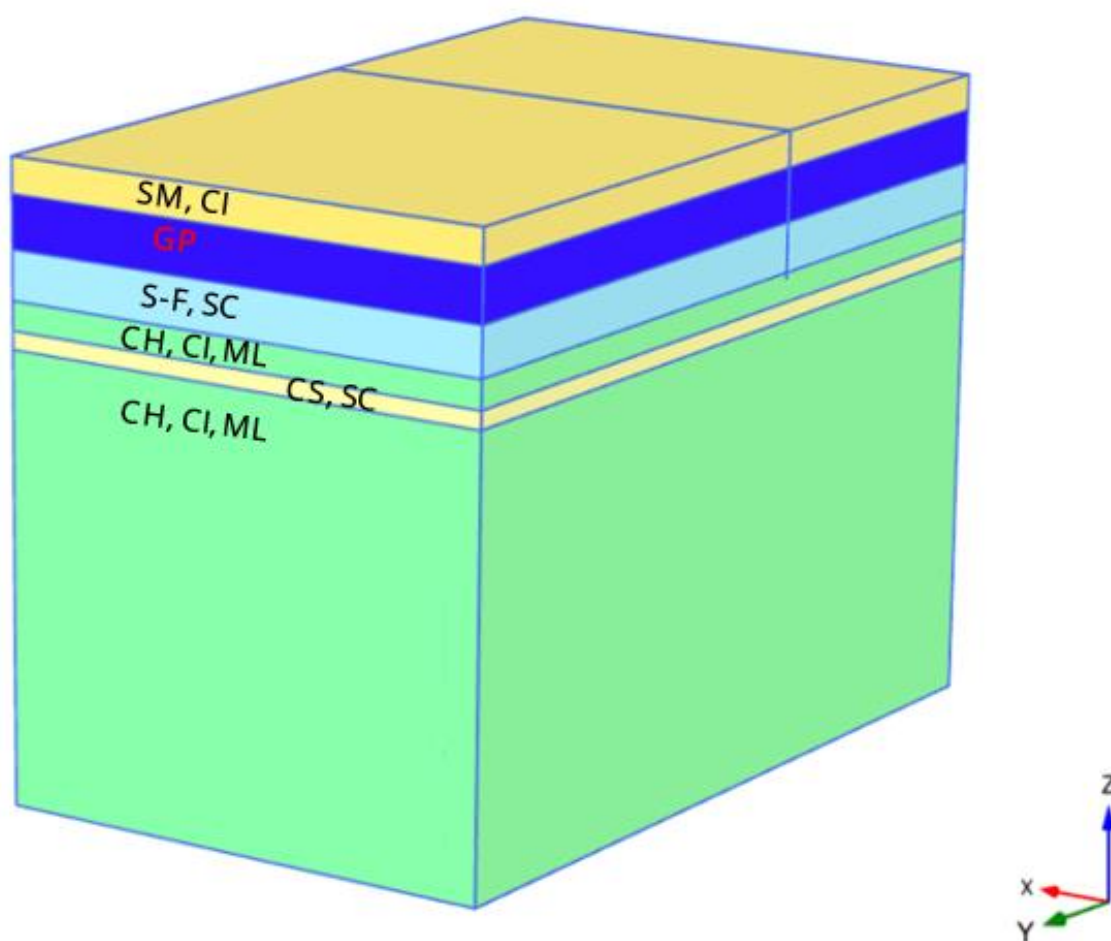
Tab. 5-1: Hodnoty parametrů pro jednotlivé zeminy

zeminy	γ_{unsat}	γ_{sat}	E_{50}^{ref}	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	m	c'_{ref}	φ'
	kN/m ³	kN/m ³	kPa	kPa	kPa	-	kPa	-°
kvartérní	19,96	20,5	20*10 ³	20*10 ³	60*10 ³	0,9	5	35
neogenní	20,54	20,84	21,64*10 ³	17,31*10 ³	68,66*10 ³	0,77	12,71	26,74
	ψ	$\gamma_{0,7}$	p_{ref}	K_0^{nc}	R_{inter}	POP		
	-°	-	kPa	-	-	kPa		
	5	-	100	0,426	0,9	1000		
	0	10 ⁻⁴	100	0,550	0,9	1000		

Rozčlenění zemin z důvodu zachování hydrogeologických podmínek proběhlo dle vrtu JV-3, který se nachází v místě stavby VB (Příloha 2; 3). Zde se nachází značné písčité vrstvy, a to zejména pod ZS. Hodnoty filtračních parametrů pro jednotlivé zeminy byly převzaty ze zrnitostních rozborů a ze zkoušek propustnosti v triaxiální komoře (Tab. 3-6), vykonaných v IGP. Vytvořené vrstvy jsou složeny z více druhů zemin stejného typu, proto jejich finální hodnota koeficientů propustnosti (Tab. 5-2) byla spočítána váženým průměrem zohledňující jednotlivé mocnosti zemin.

Tab. 5-2: Hodnoty filtračních parametrů pro modelování

zeminy		k_f	
		m/s	m/den
kvartérní			
písek hlinitý, jíl se střední plasticitou	SM, CI	$1,16 \cdot 10^{-7}$	0,01
šterk špatně zrněný	GP	$1,02 \cdot 10^{-4}$	8,8
neogenní			
písek s jemnozrnnou příměsí, písek jílovitý	S-F, SC	$2,78 \cdot 10^{-6}$	0,241
jíl písčitý, písek jílovitý	CS, SC	$2,06 \cdot 10^{-7}$	0,0178
jíl s vysokou plasticitou, jíl se střední plasticitou, hlína s nízkou plasticitou	CH, CI, ML	$3,22 \cdot 10^{-8}$	0,00278



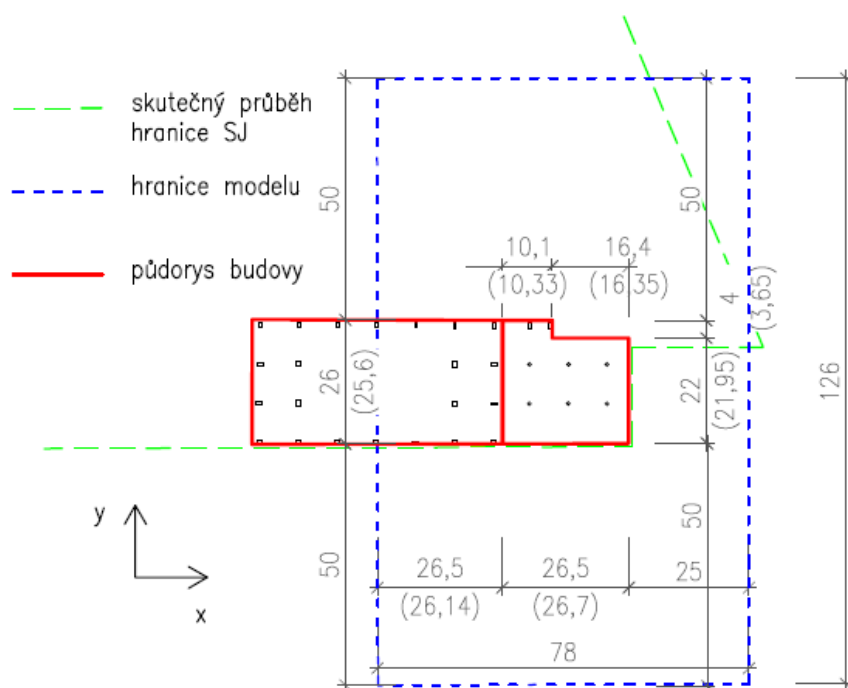
Obr. 5-1: Členění geologie modelu

5.2 GEOMETRIE MODELU

5.2.1 OKRAJOVÉ PODMÍNKY MODELU

Pro modelování sedání výškové budovy byla vytvořena 3D oblast, která je zobrazena na Obr. 5-1. Její rozměry jsou vzhledem k rozměrům skutečného staveniště porovnány na Obr. 5-2 – hodnoty v závorce jsou skutečné rozměry ZD. Součástí výškové budovy je i prostor vestibulu (na Obr. 5-2 – více vpravo), oba objekty jsou zvýrazněny červeným obrysem. Zobrazení vzhledem k celé stavební jámě je možné vidět na Obr. 2-4.

Hranice modelu byly vytvořeny na základě okrajových podmínek, jejichž velikost je nutné stanovit, tak aby se předešlo jejich výraznému ovlivnění na výsledcích modelu. K tomu sloužily podmínky prezentované v publikaci od Chalmovský (2014). U půdorysu VB (na Obr. 5-2 – více vlevo) bylo využito její osové symetrie ve směru x a byla modelována pouze její polovina. Půdorysné rozměry modelu jsou 78x126 m.

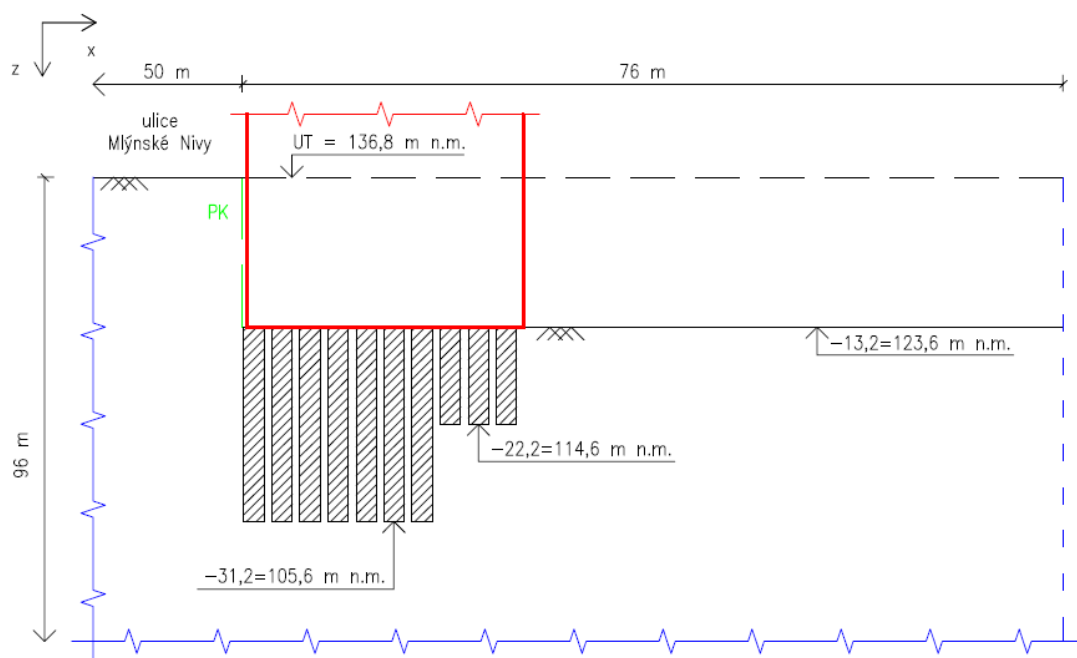


Obr. 5-2: Půdorysné rozměry modelu vzhledem ke skutečnému staveništi

Vertikální hranice modelu byla ovlivněna hloubkou pilířů TI pod úroveň modelovaného terénu (-0,7 m pod $\pm 0,00$ budovy, 136,8 m n. m. = UT), která sahala do 31,2 m pod UT. Celková výška modelu, je tak cca 3x větší - 94 m. To je zobrazeno na Obr. 5-3.

Z hranic modelu je patrné, že nebude zcela respektován průběh hranice stavební jámy. PK bude prodloužena ve směru osy X až po vzdálenější hranici modelu. Bude se tedy jednat o výsek pažící konstrukce. Nebudou zohledněny klenbové efekty v rozích PK. SJ pak bude v celé ploše modelu od hrany PK směrem ke vzdálenější ose Y.

Zmíněná zjednodušení byla aplikována z důvodů redukce počtu konečných prvků a následného snížení výpočetního času. A budou mít na výsledky sedání zanedbatelný vliv.



Obr. 5-3: Svislé rozměry modelu

5.2.2 PAŽÍCÍ KONSTRUKCE

PK, zobrazená v Příloze 1, není předmětem výpočtů této práce. Její vliv na stabilitu SJ je ale nutný v modelu zohlednit. Po celé délce a výšce (včetně hřebíkové stěny) PK v modelu byl vložen deskostěnový prvek plate s konstantní tuhostí. Ve třech úrovních, místo hřebíků a kotev, byly instalovány liniové prvky s předepsanou vodorovnou deformací (podporou), ve směru Y, o velikosti 0. Ty byly v úrovních 2,3; 6,3 a 10,3 m od UT. Hodnoty parametrů použitých v modelu jsou vypsány v Tab. 5-3. PK je modelována včetně kontaktních prvků, „interfaces“, definujících interakci mezi PK a zemínou.

Hloubka PK byla po celé délce proměnná, avšak závislá na mocnosti soudržných zemín, viz kapitola 2.3.1. Pro určení hloubky PK v modelu sloužil geotechnický řez C-C' zobrazený v Příloze 4, respektive sonda JV-3. Vetknutí paty PK bylo 1 m v těchto relativně nepropustných zemínách.

Tab. 5-3: Hodnoty parametrů pro modelování pažící konstrukce

plate	h	d	γ	E_1	ν_{12}	G_{12}
elastic	m	m	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
PK	21,5	0,55	22,76	$6,46 \cdot 10^6$	0,2	$2,692 \cdot 10^6$

5.2.3 ZALOŽENÍ VÝŠKOVÉ BUDOVY

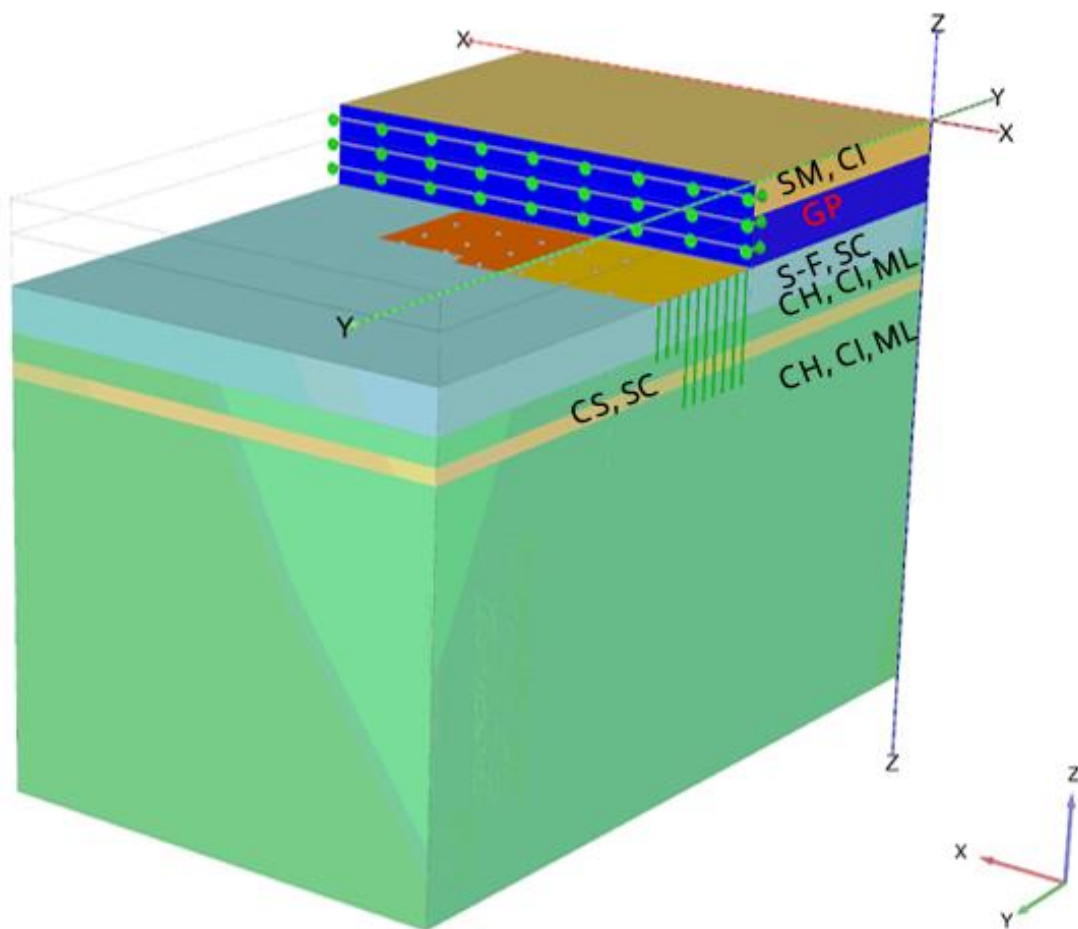
To je popsáno v kapitole 2.3.2 a zobrazené v Příloze 5. Pilíře TI byly modelovány pomocí prvků „embedded beam“, a to z důvodu snížení počtu prvků modelu oproti modelování objemovými prvky. Další výhody jsou popsány v kapitole 2.3.3 odkazované na publikaci od Tschuchnigg (2013). Hodnoty parametrů pro jejich modelování jsou v Tab. 5-4. Mezní plášťové tření bylo spočítané na základě aktuálně působícího radiálního napětí na plášť TI a parametrů smykové pevnosti okolní zeminy. Tento výpočet se v softwaru nazývá „Layer dependent“. Tahové mikropiloty pod ZD vestibulu nebyly modelovány.

Tab. 5-4: Hodnoty parametrů pro modelování pilířů T1

embedded beam	h_1	h_2	d	y	E
elastic	m	m	m	kN/m ³	kN/m ²
pilíře T1	9,0	18,0	2,0	21,54	2,0*10 ⁶
beam type	predefined				
predefined beam type	massive circular beam				
axial skin resistance	layer dependent				

Základová deska pod VB (ZD1) a vestibulem (ZD2) je tvořena deskostěnovými prvky „plate“, které jsou definované hodnotami uvedenými v Tab. 5-5. Obě ZD jsou vloženy ve stejné úrovni, a to v ZS o hloubce 13,2 m pod UT. Je tak zanedbán reálný výškový rozdíl mezi ZS ZD1 (13,2 m pod UT) a ZD2 (11,5 m pod UT) a umožňuje to zjednodušení při modelování. Toto řešení je navíc na stranu bezpečnou, z pohledu velikosti napětí od zatížení pod ZD2, které tak celou svojí velikostí ovlivňuje i ZS pod ZD1.

Obě ZD byly od sebe odděleny mezerou tloušťky 0,5 m. Tato mezera je i na styku s PK. Je to z důvodu eliminace propojení, tudíž přenosu vnitřních sil, mezi jednotlivými jmenovanými prvky, které se ve skutečnosti i v modelu chovají samostatně. Vložené mezery tvoří dlouhé štíhlé prostory, kde při menších tloušťkách než 0,5 m by kvalita vytvořené sítě byla poměrně nízká.



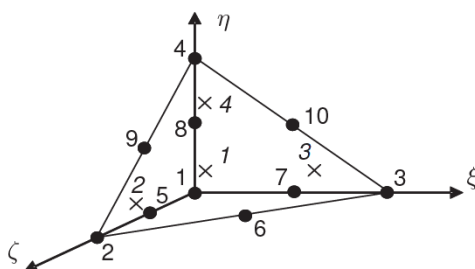
Obr. 5-4: Geometrie modelu

Tab. 5-5: Hodnoty parametrů pro modelování ZD

plate	d	γ	E_1	ν_{12}	G_{12}
elastic	m	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
ZD1	2,4	25	32,0*10 ⁶	0,2	13,33*10 ⁶
ZD2	0,7	25	32,0*10 ⁶	0,2	13,33*10 ⁶

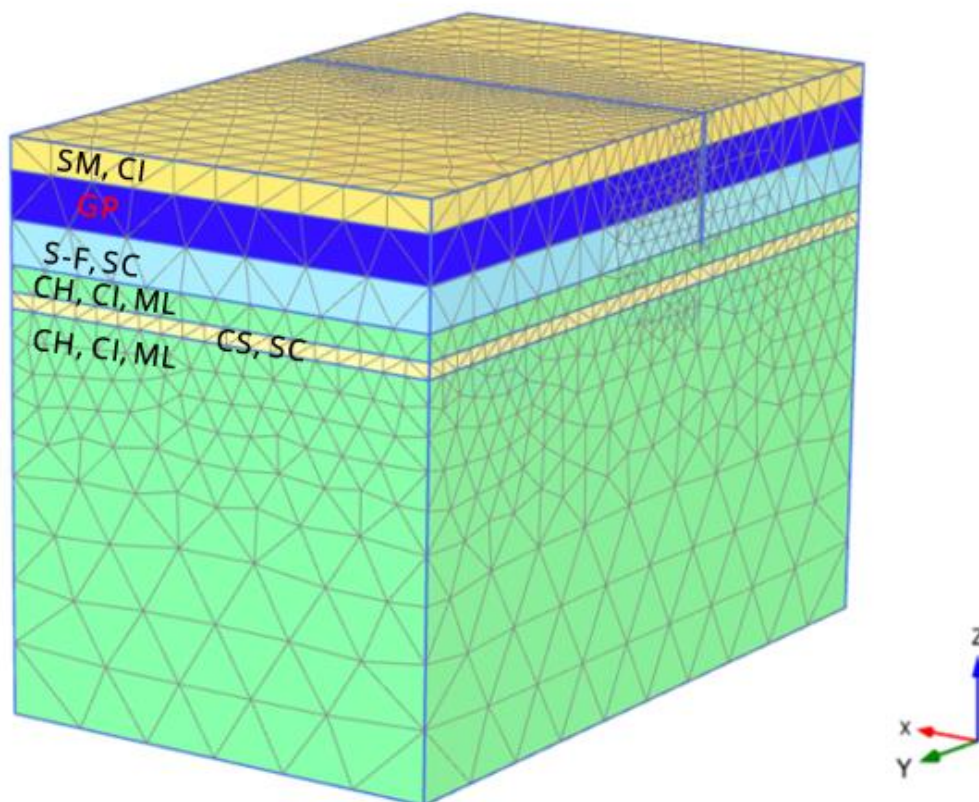
5.3 SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ

Pro diskretizaci kontinua byly použity 10 uzlové prostorové prvky – čtyřstěny zobrazené na Obr. 5-5. Ty mají ve vrcholech a hranách mezi nimi rozmístěno 10 uzlů, ve kterých jsou neznámé posuny ve 3 směrech. Uvnitř čtyřstěnu se nachází 4 integrační body, které slouží pro numerickou integraci, např. matice tuhosti prvků.



Obr. 5-5: Základní typ konečného prvku - 10 uzlový čtyřstěn (www.plaxis.com)

Rozdělení prvků sítě bylo definováno jako hrubé („coarse“) se zhuštěním v místech deskostěnových prvků plate, prvků „embedded beam“ a v zeminách okolo pilířů TI. Generovaná síť konečných prvků obsahovala 44288 prvků a 64311 uzlů.



Obr. 5-6: Generovaná síť konečných prvků

5.4 HYDRAULICKÉ PODMÍNKY

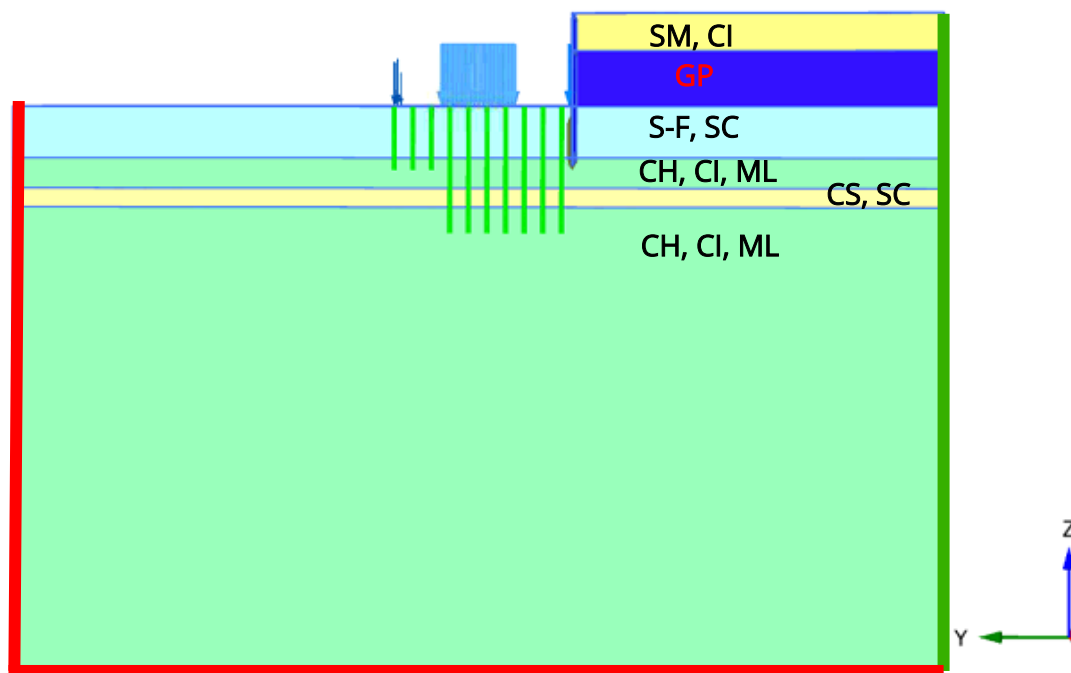
Dále bylo nutné zohlednit hydraulické podmínky stavby, které byly ovlivněny vysokou HPV sahající do úrovně 5,3 m pod UT. Při odkopu na dno SJ, do hloubky 13,2 m pod UT, a po něm, bylo při stavbě nutné zčerpávat přítoky, dnem SJ a částečně i skrz PK, na úroveň 0,5 m pod dno SJ, tedy do 13,7 m pod UT. Tato skutečnost značně ovlivňovala velikosti pórových tlaků. Proto byl v modelu ve fázi odkopu na ZS nastaven jejich výpočet na typ „steady state ground water flow“, dále „steady state GW flow“, tedy ustálené proudění.

Průtoky skrz PK byly v modelu zanedbány vložением kontaktních prvků, které byly uvažovány jako nepropustné. Rozdílné hladiny HPV, za a před PK, byly definovány pomocí vrtů, „boreholes“. Ty byly vloženy v bezprostřední blízkosti PK. Průběh snížení hladiny v mezilehlých bodech byl výsledkem hydraulického výpočtu. Dále bylo nutné definovat okrajové hydraulické podmínky, „GW flow boundaries“. Ty měly dovolovat proudění vody z prostoru za PK do prostoru SJ, tedy ve směru osy Y. Jelikož se jednalo o 3D model, muselo být zabráněno odtoku vody do stran, resp. do osy X, a také průtoky z modelu dolů, osa Z.

Každá následující fáze byla nastavena tak, aby si na začátku vlastního výpočtu převzala pórové tlaky z fáze předcházející. V těchto fázích byl pórový tlak ovlivněn zatížením od stavby. Díky nastavení zeminy jako Undrained (A) tak nastávalo jeho snížení, respektive proudění vody z místa většího tlaku do míst s menším tlakem - disipace. Tento jev se obecně nazývá konsolidace.

Z důvodu modelování pouze poloviny VB bylo v dalších fázích výpočtu nutné nastavit jiné hydraulické podmínky tak, aby zohledňovaly proudění pod celou VB. To bylo definováno uzavřenou hydraulickou podmínkou v Xmin, kdežto podmínka Xmax byla otevřená.

Nastavení modelu pro výpočet pórových tlaků a nastavení hydraulických podmínek pro obě výše popsané skutečnosti je zobrazeno v Tab. 5-6. Řešení hydraulických podmínek ve fázi odkopu na ZS je zobrazeno na Obr. 5-7.



Obr. 5-7: Odkop na ZS – hydraulické podmínky, zelená – „open“, červená – „closed“

Pozn. : Zobrazené zatížení není aplikováno při odkopu na ZS, má zde funkci zvýrazňující polohu VB.

Tab.5-6: Nastavení modelu pro zohlednění výše popsaných hydraulických jevů

fáze	odkop na ZS (2.)	následující fáze (3. -12.)
typ výpočtu pórových tlaků	„Steady state GW flow“	„Use pressures from previous phase“
„boundary“		
Xmin	„closed“	„closed“
Xmax	„closed“	„open“
Ymin	„open“	„open“
Ymax	„closed“	„open“
Zmin	„closed“	„closed“
Zmax	„open“	„open“

5.5 FÁZE VÝPOČTU

Všechny fáze výpočtu jsou zobrazené v Tab. 5-7. Pro výpočet počáteční fáze byl vybrán typ výpočtu K0 procedure, a to z důvodu horizontálního uložení jednotlivých vrstev zeminy v modelu. Tato fáze slouží k vygenerování počátečních napjatostí v zemině.

Výpočty u fází týkajících se založení objektu byly typu „plastic“. U fáze č. 2 není uvažováno s postupným odkopem, který byl ve skutečnosti proveden. Byl simulován celý odkop v jeden čas na jednotnou úroveň -13,2 m pod UT po celé ploše SJ. Dále nebylo uvažováno s technologickým postupem prací u výstavby PK a základů tvořených ZD a pilíři TI.

Fáze výstavby pater výškové budovy (5 - 12) byly uvažovány jako typ „consolidation“, který umožňuje průběžnou disipaci pórových tlaků. Proto je zde nutné zohlednit časový interval výstavby. Pro verifikaci vytvořeného materiálového modelu byly jeho výsledky srovnávány s hodnotami z geotechnického monitoringu. Bylo tedy nutné fáze výstavby 5 - 12 rozdělit dle harmonogramu kontrolních měření sedání, obsaženého v PD.

Tab. 5-7: Fáze výpočtu + aplikované zatížení

i	název fáze	typ výpočtu	počet dní	zatížení budovy
1	Počáteční (initial) fáze	K0 procedure	-	-
2	Odkop na ZS	Plastic	-	-
3	TI	Plastic	-	-
4	ŽB desky	Plastic	-	0 %
5	2 patra - 1.deformetr	Consolidation	77	6 %
6	5 pater (+3 p) - 1.nivelace	Consolidation	56	15 %
7	7 pater (+2 p) - dokončen vestibul	Consolidation	38	21 %
8	8 pater (+2 p)	Consolidation	20	24 %
9	14 pater (+6 p)	Consolidation	63	41 %
10	20 pater (+6 p)	Consolidation	90	51 %
11	26 pater (+6 p)	Consolidation	49	61 %
12	34 pater (+8 p)	Consolidation	130	71 %

5.5.1 HARMONOGRAM KONTROLNÍCH MĚŘENÍ

Pro verifikaci modelu bylo sloužilo kontrolní měření sedání pomocí deformetrů a nivelace. Konkrétně probíhala jednotlivá měření vždy po dokončení hrubé stavby určité úrovně VB, v časových intervalech po 2 – 3 měsících. Tyto měření však neprobíhaly pro oba způsoby kontroly (deformetr, nivelace) ve stejné dny. V jednom případě (fáze č. 10) se liší o 9 dnů, jinak se jedná o rozdíly maximálně do 2 dnů. Pro vložení časových termínů do softwaru bylo nutné oba datумы sjednotit. Jelikož nivelačních bodů bylo na stavbě použito více než míst kontrolovaných deformetry, byly použity právě datумы zaměřeni nivelace. Srovnání fází výpočtu s hodnotami získanými z nivelace a deformetrů v čase je zobrazeno v Tab. 5-8.

Další rozdíl byl v časovém úseku nultého, tzv. kalibračního měření, při kterém byla určena absolutní 0. U měření deformetry proběhlo nulté měření po vybudování 2. PP (dohromady 1 patro), kdežto body k pozorování nivelačním přístrojem byly osazeny až po vybudování 1. PP (3 patra). (Pozn.: VB má 3 podzemní patra, prostřední z nich je však vedené v PD jako mezipatro s označením 1. PP – MP.) y První měření deformetry proběhlo ve fázi č. 5, u nivelace tomu bylo ve fázi č. 6. V závislosti na výběru dat k precizování modelu (deformetry, nivelace) je, podobně jako u měřidel, nutné na začátku těchto fází (5; 6) v modelu vynulovat veškeré deformace. Nebylo tak nutné vkládat fázi nultého měření do modelu. Ty byly vytvořeny až při grafickém srovnávání výsledků, např. Obr. 5-7. Vypočtené hodnoty na konci fází, při kterých se poprvé měřilo (5, 6), pak sloužily pro porovnání s reálnými daty z měření v témže čase.

K verifikaci vytvořeného matematického modelu sloužila v první řadě data z nivelace.

Tab. 5-8: Srovnání fází výpočtu s počty pater, s měřením nivelací a deformetry v čase

číslo fáze	4	-	5	-	6	7	8	9
dokončená stavba	ZD	2. PP	1. PP-MP	1. PP	2. NP	4. NP	5. NP	11. NP
celkový počet pater	0	1	2	3	5	7	8	14
č. měření nivelace	-	-	-	0	1	-	2	3
č. měření deformetr	-	0	1	-	2	-	3	4
čas ukončení	3. 2.	27. 3.	25. 4.	16. 5.	20. 6.	28. 7.	17. 8.	19. 10.
	2018							
	10	11	12					
	17. NP	23. NP	32. NP					
	20	26	34					
	4	5	6					
	5	6	7					
	17. 1.	7. 3.	15. 7.					
	2019							

5.5.2 ZATÍŽENÍ BUDOVY

Výstavba pater byla modelována pomocí zatížení. Jejich počet vzhledem k jednotlivým fázím modelování v závislosti na čase je zveřejněn v Tab. 5-8. Zatížení bylo nanášeno na sloupy (bodově), případně na jádro (plošně), či na stěnu (liniově). A bylo

použito z celkové kvazistálé kombinace určené pro výpočet sedání budovy, kde se kombinovala tato zatížení:

- vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + 0,3*nehodilé + technologie + obvodový plášť.

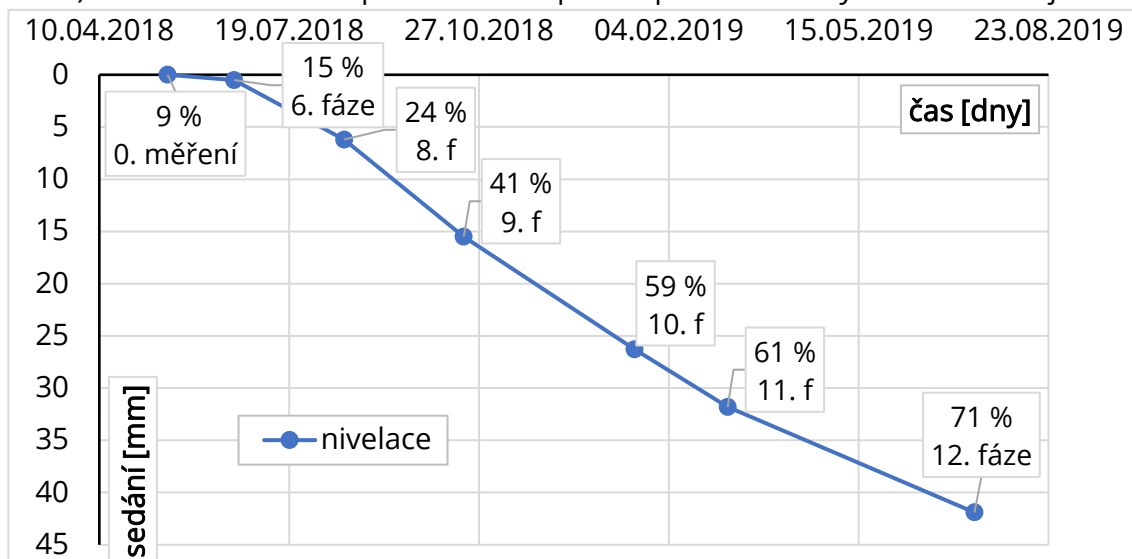
Takto upravené celkové zatížení je znázorněné v Tab. 5-9. Ta představuje osové schéma budovy vytvořené dle Přílohy 5. Hodnoty jsou převzaty z PD a upraveny pro modelování poloviny VB. To se týká plošného a liniového zatížení. U VB (vlevo) je zde zatížení všech 34 pater, u vestibulu (vpravo) všech 7 pater. Bodové zatížení má jednotku kN.

Tab. 5-9: Celkové zatížení z kvazistálé kombinace rozložené dle nanášení v modelu

D'	11504	11463	12500	8966	1242	541		
C'	1110 kN/m ² bodově: 139565 kN		16116	15383	2358		668	529
B'			15745	14358	2195		2339	1688
A'	1957 kN/m; bodově: 51866 kN							
osy	30'	31'	32'	33'	34	35	36	

Z Tab. 5-9 je viditelné rozložení zatížení. Nejvíce je zatíženo nosné jádro uprostřed VB a nosná stěna v ose A'. Nejmenší zatížení VB přenáší sloup v průřezu os D' - 33'. V prostoru vestibulu je nejvíce zatížen sloup v průřezu os C' - 34. Nejméně pak sloup umístěný v rohu v ose D'.

Při kontrolním měření nivelací ze dne 15. 07. 2019, což odpovídá 12. fázi, bylo statikem stavby zjištěno, že zatížení stavby odpovídá zhruba 71 % celkové velikosti kvazistálé kombinace. Nanášené zatížení mezi fázemi č. 5 až 9 včetně, souhlasilo s procentuálním rozdílem mezi aktuálně postavenými a celkovými patry. (Např.: pro fázi 6, bylo postaveno 5 pater, to odpovídá cca 15 % celkového zatížení pro VB - 34 pater, z Tab. 5-9). Mezi fázemi 9 a 12 proběhla interpolace pomocí známých dat na okraji.



Obr. 5-8: Průběh sedání z nivelace, pro bod č. 1, v závislosti na zatížení

Z Obr. 5-8 je patrný vývoj sedání měřeného nivelací v čase, v bodě č. 1, včetně velikosti nanášeného zatížení. Při fázi č. 7 neproběhlo měření, viz Tab. 5-8. To bylo vytvořeno v modelu, z důvodu nanesení plného zatížení pro část vestibulu.

5.6 VÝPOČETNÍ VARIANTY

Model vytvořený předešlým postupem, se dá označit jako základní - A. Slouží pro prvotní cíl této práce, tj. predikce sedání VB. Jeho správnost je ověřena pomocí dat z kontrolního měření. Pro následné parametrické studie bude tento základní model upravován dle zkoumaného jevu. Pro zpřehlednění budou všechny použité modely odlišeny následujícími indexy:

Model A:

- model je upraven pro zpětnou analýzu pomocí dat z geotechnického monitoringu

Modely B:

- parametrické studie

B1:

- zde se modelovaly pilíře TI o stejné délce 18 m

B2:

- zde bylo založení VB modelován bez pilířů TI

B3:

- zde se modelovala stavební jáma, která se nacházela pouze v ploše výškové budovy, na severu byla hned v sousedství VB také vložena pažící konstrukce

(B4):

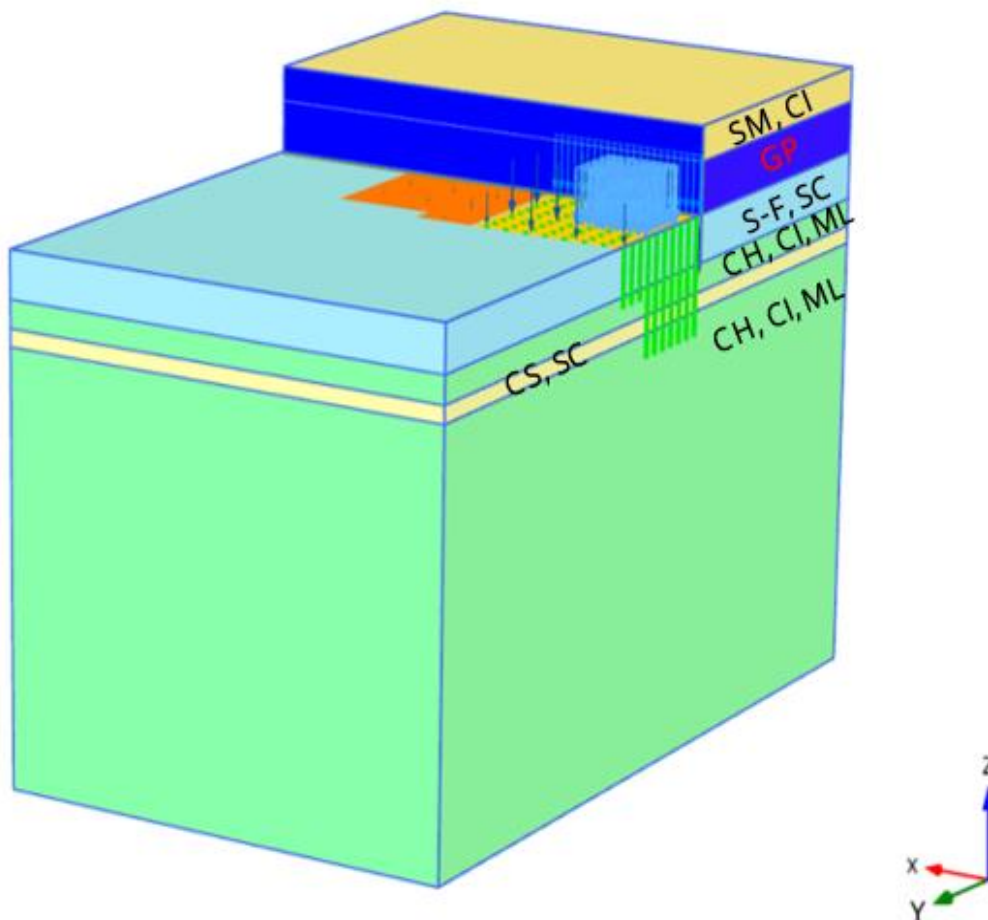
- zde bylo polemizováno s nehomogenitou geologického prostředí, model nakonec nebyl realizován

6 VÝSLEDKY VÝPOČTŮ A JEJICH ZHODNOCENÍ

V této kapitole budou uvedeny výsledky z jednotlivých výpočetních variant, které budou dále srovnány s příslušnými daty z měření a zhodnoceny.

6.1 MODELA

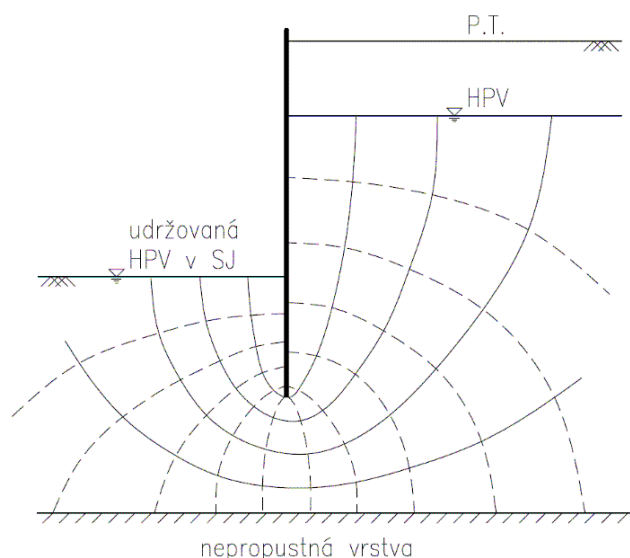
Základní model byl vyhotovený dle kapitoly 5. Finální podoba v poslední výpočetní fázi je zobrazena na Obr. 6-1.



Obr. 6-1: Výsledná podoba modelu A v poslední fázi

6.1.1 ZHODNOCENÍ VÝPOČTU USTÁLENÉHO PROUDĚNÍ

Dílčím výsledkem z modelu je výpočet pórového tlaku „steady state GW flow“ – ustálené proudění, ve fázi č. 2 – odkop na ZS. Z literatury je známý teoretický průběh proudové sítě. Síť se skládá z navzájem kolmých křivek - proudnic a ekvipotenciál. Proudnic ukazují směr proudu, ekvipotenciály spojují místa se stejným hydraulickým potenciálem, neboli pórovým tlakem.



Obr. 6-2: Proudová síť- proudnice – plné čáry, ekvipotenciály – čárkovaná čára

Na Obr. 6-3 je v softwaru vypočítaný směr proudu podzemní vody kolem pažící konstrukce. Jeho průběh je velmi podobný idealizovanému, Obr. 6-2, ten je ale zobrazen pro jednu hodnotu filtračního koeficientu patřičné zeminy.

Velikost a četnost modrých čar (šipek) značí rychlost proudění skrz jednotlivé zeminy. Ve vrstvě, relativně nepropustných zemín CH, CL, ML, kde se nachází pata PK je vidět postupné snížení rychlosti proudění oproti předcházející vrstvě, o 2 řády propustnějších materiálů S-F, SC. V následující písčité vrstvě CS, SC je opět viditelné rychlejší proudění. V poslední nepropustné vrstvě je již proudění velmi pomalé a zanedbatelné.

SM, CI – $k=1,16 \times 10^{-7}$ m/s

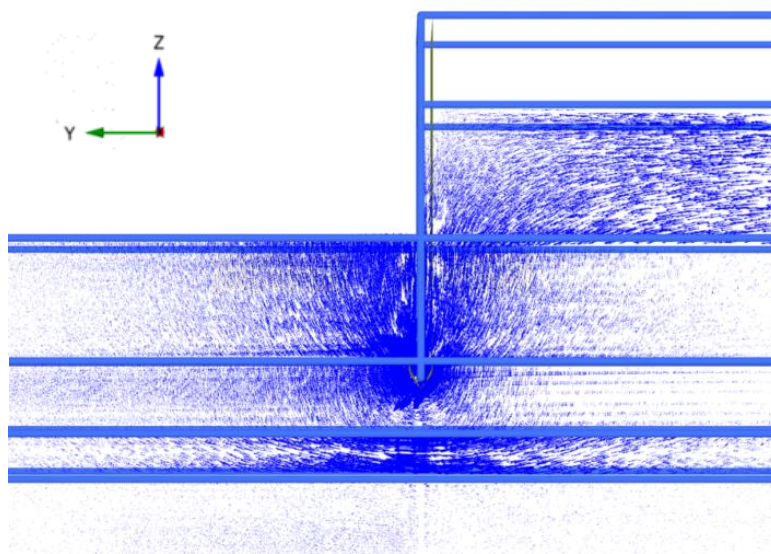
GP – $k=1,02 \times 10^{-3}$ m/s

S-F, SC – $k=2,78 \times 10^{-6}$ m/s

CH, CI, ML – $k=3,22 \times 10^{-8}$

CS, SC – $k=2,06 \times 10^{-7}$ m/s

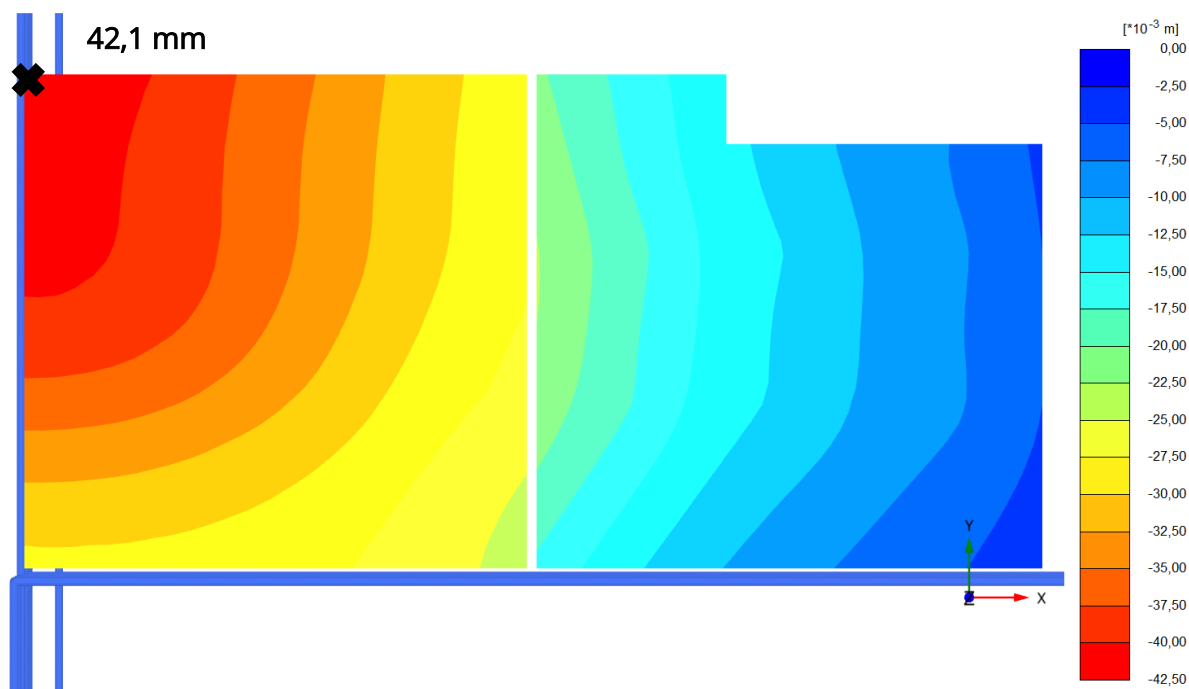
CH, CI, ML – $k=3,22 \times 10^{-8}$



Obr. 6-3: Vypočítaný GW flow ve výpočetní fázi

6.1.2 ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ SEDÁNÍ S DATY NAMĚŘENÝMI NIVELACÍ

Výsledky sedání jsou pro základové desky VB včetně vestibulu zobrazeny plošně, viz Obr. 6-5, při hodnotě maximálního vkládané zatížení (71 % hodnot z Tab. 5-9). Je zde vyznačeno místo maximálního sednutí výškové budovy, které svojí polohou odpovídá poloze největšího naměřeného sedání pomocí nivelace. V softwaru je parametr sedání označen jako deformace u_z ve směru osy z .



Obr. 6-5: Celková deformace u_z základových desek pro 12. fázi modelu A, při kontrole s daty z nivelací

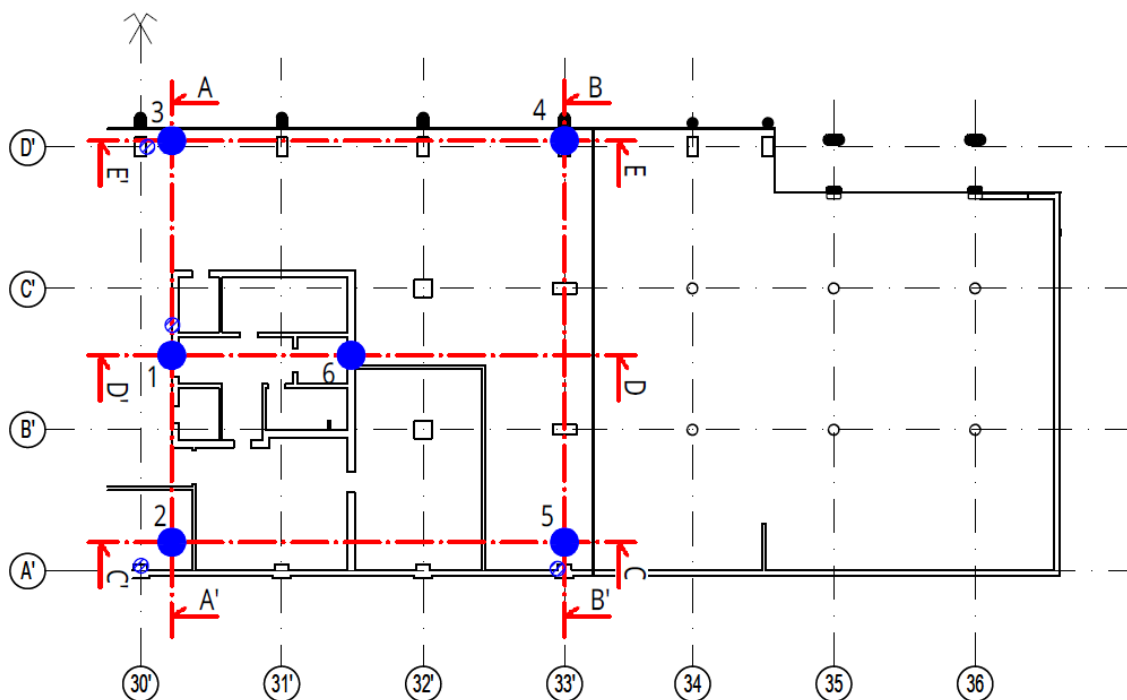
Vytvoření míst pro kontrolu výsledků

Pro bodové vyhodnocení bylo vybráno 6 míst na ploše ZD VB. K určení polohy pomohlo umístění čepových značek sloužících pro měření sedání nivelací. Těchto bodů bylo v rámci SO02 celkem 14 (3 byly umístěné v nemodelované polovině VB, 5 ve vstupní budově). Vybrané body tak byly nově očíslovány, dle Tab. 6-1.

Přesné umístění bodů v modelu podlehlo úpravě (velké modré body na Obr. 6-6) se snahou vytvoření minimálních rozdílů od polohy skutečné (malé modré body na Obr. 6-6). Takové provedení odpovídá spíše důvodu potřeby vložení přesných souřadnic bodů do geometrie modelu. Ty byly vloženy pomocí bodů („points“) tak, aby se nacházely v dostatečné vzdálenosti od ostatních prvků, případně hranic modelu a zároveň se je snažit umístit tak, aby se protínaly v jedné přímce, což našlo své využití při tvorbě řezů. Některé původní polohy bodů (č. 4 a 6) jsou totožné s polohou upravenou.

Tab. 6-1: Klíč k novému číslování zkoumaných bodů

soubory dat	čísla bodů					
všechny geodetické značky	5	6	4	6	8	7
vybrané geodetické značky	1	2	3	4	5	6



Obr. 6-6: Schéma umístění bodů nivelace (1 až 6) a příslušných řezů (A-A' až E-E')

Schéma je umístěné do osového zobrazení dle Přílohy 5 a je zde zobrazena pouze modelovaná část budovy. Vytvořená místa zkoumání ze schématu slouží pro verifikaci vytvořeného matematického modelu.

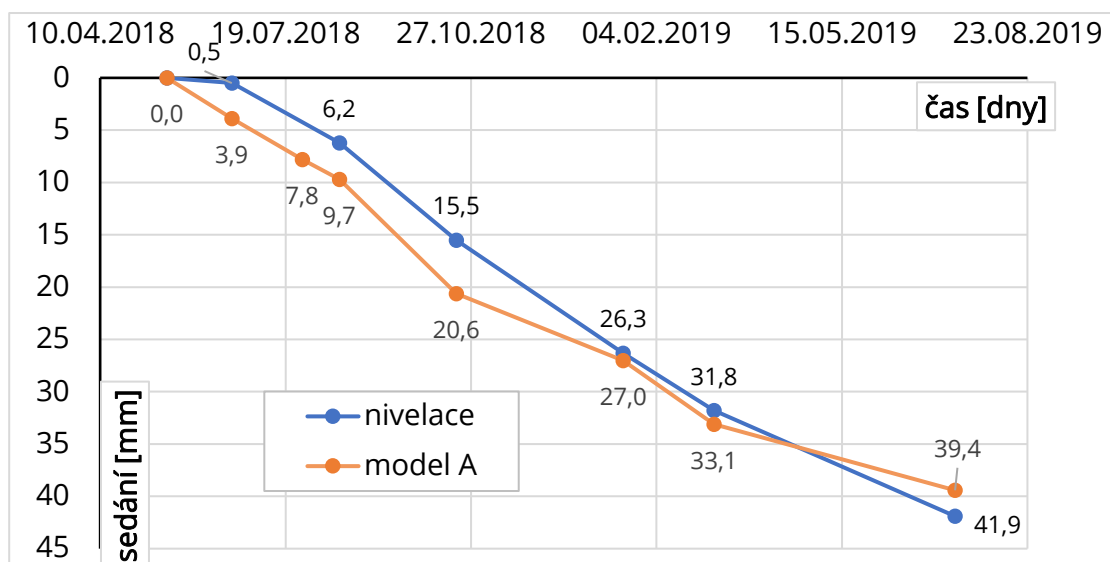
Kontrola výsledků – body

Ta proběhne nejprve v závislosti na čase, resp. na zatížení, pro všechny fáze výstavby, ve kterých proběhlo kontrolní měření. V případě nivelace pro fáze 6 – 12 je toto vyhodnocení zobrazeno na vybraném bodě č. 1 na Obr. 6-7, ostatní vyhodnocení se nachází v Příloze 9. Tento bod se nachází ve středu budovy. Jednotlivé časy, resp. zatížení, průběhu sedání odpovídají fázím výstavby dle Tab. 5-7. První závislost s deformací 0 mm (nulté měření) je aplikována v začátku fáze č. 6. Všechny hodnoty použité k tomuto srovnání jsou zveřejněny v Tab. 6-2

Tab. 6-2: Srovnání sedání v bodě 1, výsledky z modelu X data z měření nivelace

bod č. 1		0. měření	6. fáze	7. fáze	8. fáze	9. fáze	10. fáze	11. fáze	12. fáze
zatížení v %		9 %	15 %	21 %	24 %	41 %	59 %	61 %	71 %
datum	dny	16. 5.	20. 6.	28. 7.	17. 8.	19. 10.	17. 1.	7. 3.	15. 7.
	roky	2018					2019		
sedání mm	nivelace	0,0	0,5	-	6,2	15,5	26,3	31,8	41,9
	model A	0,0	3,9	7,8	9,7	20,6	27,0	33,1	39,4
								rozdíl	-5,9 %

Pozn.: Procentuální rozdíl mezi hodnotami z modelu a nivelace, zveřejněný v Tab. 6-2, má určené zbarvení pozadí. Pokud je hodnota predikce menší než hodnota z nivelace, je buňka zbarvena zeleně. Pokud je tomu přesně naopak, barevné pozadí je červené.

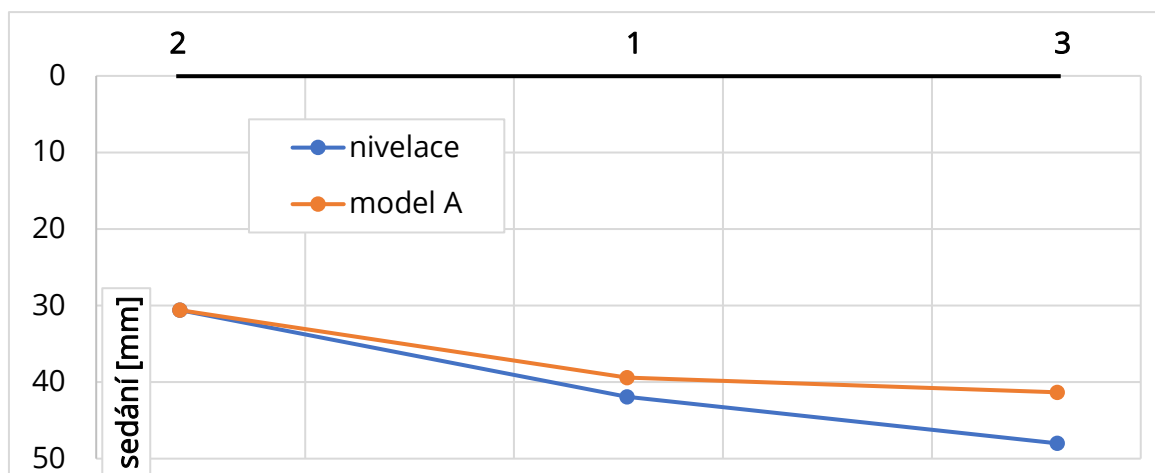


Obr. 6-7: Srovnání sedání v bodě 1, výsledky z modelu, data z měření nivelace

Kontrola výsledků – řezy

Pro další srovnání byly použity řezy ze schématu na Obr. 6-6. Ty srovnají průběh sedání ve více bodech. Lépe vypovídají o rozdílných velikostech vertikálních deformací a lze zde zřetelněji posoudit případný vznik nerovnoměrného sedání. Pro toto porovnání byly použity pouze poslední hodnoty sedání, odpovídající fázi č. 12.

Průběhy sedání dle polohy řezu A-A' jsou zobrazeny na Obr. 6-8. Jejich hodnoty jsou v Tab. 6-3. Zbylé zpracované řezy (B-B' až E-E') jsou v Příloze 10.



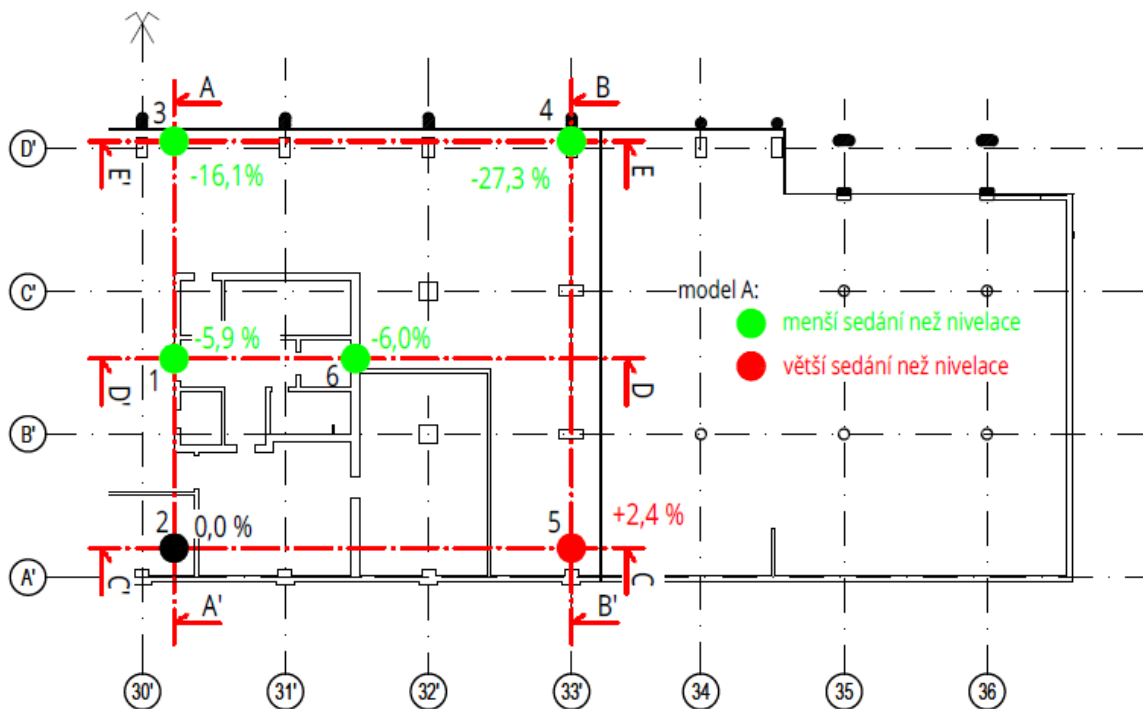
Obr. 6-8: Srovnání sedání v řezu A-A', výsledky z modelu A, data z měření nivelace

Tab. 6-3: Hodnoty sedání, výsledky z modelu A, data z měření nivelace

body		1	2	3	4	5	6
model A	mm	39,4	30,6	41,3	29,1	25,0	35,4
nivelace	mm	41,9	30,6	48,0	37,0	24,4	37,5
rozdíl	mm	-2,5	0,0	-6,7	-7,9	0,6	-2,1
procentuální rozdíl		-5,9 %	0,0 %	-16,1 %	-27,3 %	2,4 %	-6,0 %

Kontrola výsledků – schéma

Pro komplexní kontrolu výsledků slouží schéma na Obr. 6-9. Zde jsou viditelné procentuální rozdíly sedání ze všech šesti blíže zkoumaných bodů, a to v poslední 12. fázi výstavby.



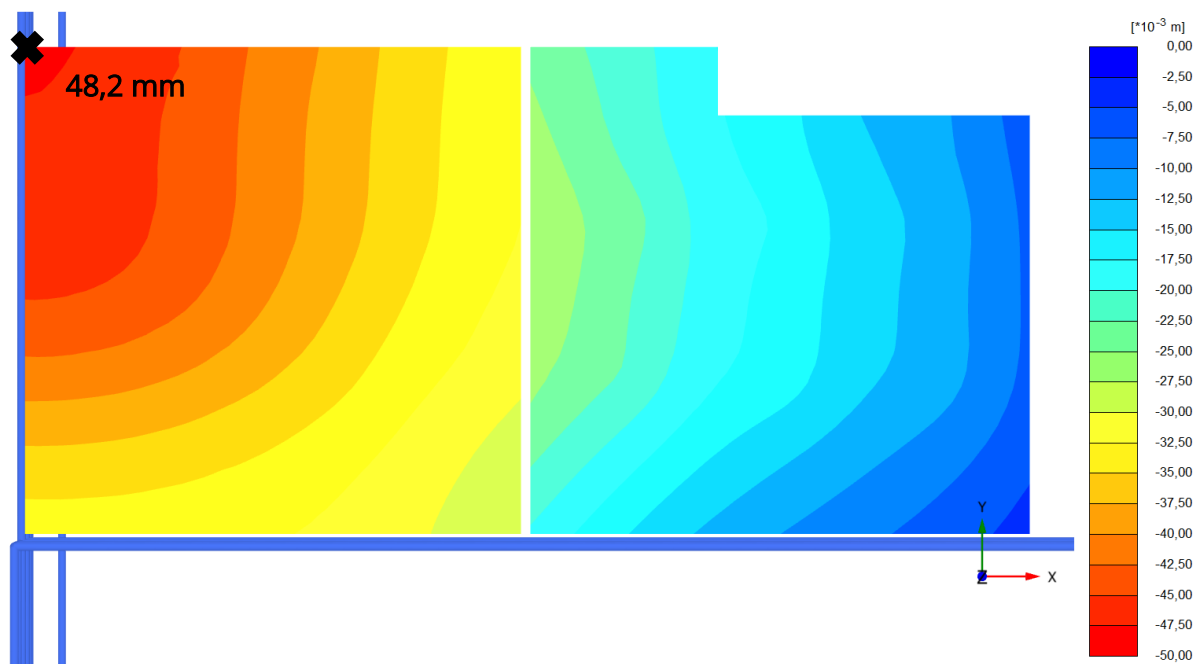
Obr. 6-9: Finální srovnání sedání v podobě procentuálních rozdílů v poslední fázi č. 12

Zhodnocení výsledků

Z Obr. 6-9 jsou patrné nejmenší rozdíly sedání v bodech 2 a 5 u PK a v bodech 1 a 6 uprostřed stavby. Z konkrétních hodnot příslušných bodů lze posoudit tyto odlišnosti za zanedbatelné. Body 3 a 4 již vycházely s větším rozdílem 16,1 % až 27,3 %. To lze však považovat za přijatelné. Srovnatelné průběhy vycházejí i ze všech řezů. Pouze v řezu B-B' je patrná větší odchylka způsobená rozdílem o 27,3 % v bodě č. 4. Srovnání v řezech jsou poměrně podobná. V řezu A-A' je vidět, že predikce místa s největším sedáním proběhla úspěšně. Řez C-C' vykazuje téměř totožné průběhy. Největší rozdíly jsou viditelné v Řezu B-B', které jsou dány obsazením bodu č. 4 s nejmenším sedáním z modelu.

6.1.3 ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ SEDÁNÍ S DATY NAMĚŘENÝMI DEFORMETRY

Výsledky sedání jsou pro základové desky VB včetně vestibulu zobrazeny plošně, viz Obr. 6-10, při hodnotě maximálního vkládané zatížení (71 % hodnot z Tab. 5-9). Je zde vyznačeno místo maximálního sednutí výškové budovy, které opět odpovídá místu největšího naměřeného sedání budovy pomocí nivelace. To má o 6,1 mm větší hodnotu než na Obr. 6-5 v předchozí kapitole. Důvodem je delší časový interval, spojený s větším aplikovaným zatížením, které zaznamenávají deformetry oproti datům z nivelace. Zmíněný delší časový interval je upraven posunutím nastavení pro nulté měření z 6. fáze (nivelace) na 5. Rozdíl zatížení jsou 2 patra, což odpovídá 6 % z celkového zatížení.



Obr. 6-10: Celková deformace u_z základových desek pro 12. fázi modelu A při kontrole s daty z deformetrů

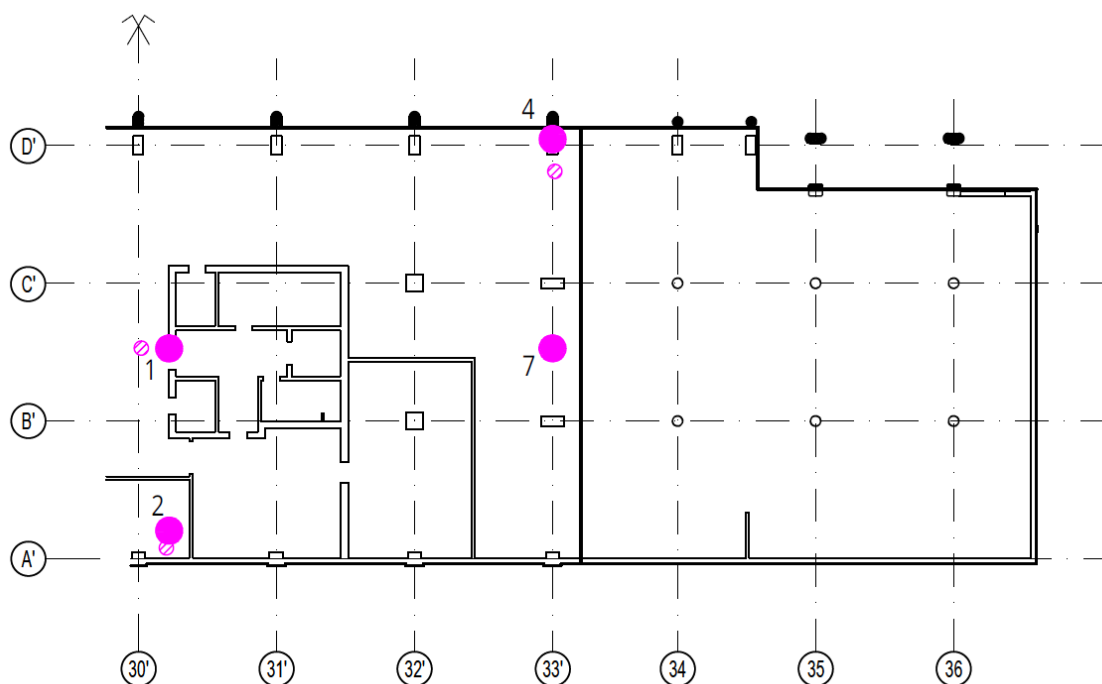
Vytvoření míst pro kontrolu výsledků

Pro bodové vyhodnocení byla vybrána 4 místa na ploše ZD VB. Počet vrtů pro měření deformetry tvoří soubor v rámci SO02 celkem 5 (1 byl umístěn pod vestibulem). Jelikož se některá místa v půdorysu shodovala s místy pro měření nivelací, výsledkem je nové očíslování (Tab. 6-4), které korespondovalo s číslováním bodů z Tab. 6-1.

Ze stejného důvodu prošlo úpravou přesné umístění bodů v modelu. Nová poloha odpovídá velkým fialovým bodům a poloha původní menším fialovým bodům na Obr. 6-11. Původní poloha bodu č. 7 je totožná s polohou upravenou.

Tab. 6-4: Klíč k novému číslování zkoumaných bodů

soubory dat	čísla bodů						
všechny vrty pro def.	2	3	-	4	-	-	5
vybrané vrty pro def.	1	2	-	4	-	-	7
vybrané geodetické značky	1	2	3	4	5	6	-



Obr. 6-11: Schéma umístění vrtů (č. 1; 2; 4 a 7)

Kontrola výsledků – body

Ta proběhne v závislosti s hloubkou, a to s daty z poslední fáze výstavby č. 12. Konkrétně bylo použito nasčítaného (integračního) průběhu sedání. V případě dat z měření se tento průběh nasčítá od nejhlubšího místa vrtu. Zde je tedy nutné, aby již nedocházelo k žádným deformacím geologického prostředí.

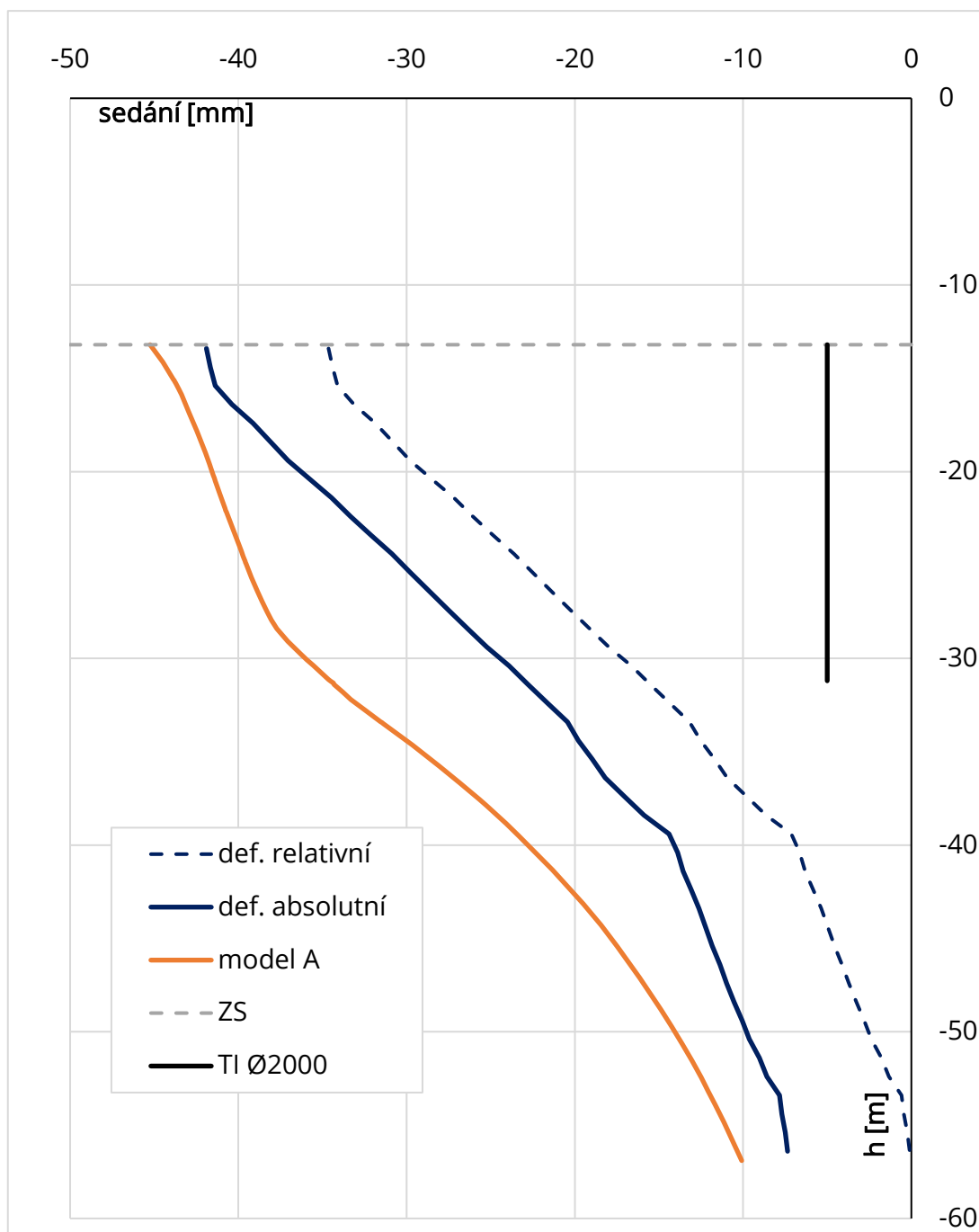
Ze známého empirického vztahu (Rov. 6-1) pro výpočet orientační hloubky dosahu deformační zóny budovy, závislé na šířce ZD, bylo zjištěno, že deformace VB se můžou v zemině projevit ještě v mocnosti od 53 m do 79,5 m pod ZS (70,6 – 44,1 m n. m.), kde se šířka b ZD rovná 26,5 m. V Tab. 6-5 jsou k porovnání viditelné hloubky pod ZS, do kterých sahaly zkoumané vrty.

$$D_z = 2b - 3b \quad (6-1)$$

Tab. 6-5: Hloubkový dosah zkoumaných deformetrů

vybrané vrty pro def		1	2	4	7
hloubka	m	44	34	20	20

Z tohoto důvodu považujeme vyhodnocené integrační průběhy sedání z deformetrů jako relativní – fialová čárkovaná křivka. Pro získání jejich absolutního průběhu byla v místech 1, 2 a 4 hodnota v ZS posunuta do hodnoty změřené nivelací – fialová plná křivka. V bodě č. 7 toto nelze provést, proto zde neproběhla kontrola sedání. Průběh sedání s hloubkou v bodě číslo 1 je zobrazen na Obr. 6-12, kde je průběh sedání z modelu označen oranžovou plnou křivkou. Srovnání pro zbylé body je obsaženo v Příloze 11.



Obr. 6-12: Srovnání výsledků z modelu A s měřením z deformetru pro bod č. 1

Zhodnocení výsledků

Toto vyhodnocení je zkráceno zmiňovaným posunem do hodnoty nivelace v ZS. Data z ní totiž obsahují menší zatížení, a tím i menší výsledky sedání. Z výsledků měření z deformetrů kolem 0. měření nivelací (znázorněno v Tab. 5-8, 5. a 6. fáze, mezi nimi se nachází 0. měření nivelace) lze odvodit přibližné posuny, které nejsou v nivelaci (ani ve srovnání v Obr. 6-12 a v Příloze 11) zahrnuty:

- bod č. 1 – posun cca o 4,5 mm
- bod č. 2 – posun cca o 3,7 mm
- bod č. 4 – posun cca o 7,9 mm

Na základě všech provedených srovnání pro model A bylo konstatováno, že model s určitými akceptovatelnými rozdíly dosahuje hodnot sedání naměřených

z geotechnického monitoringu. Největší odchylka byla v bodě č. 4, což může do jisté míry způsobovat blízkost objektu SO01, která nebyla v modelu A zohledněna.

Tento model dosáhl svého využití pro následnou parametrickou studii stavby.

6.2 MODELY B

Modely upravené dle určitého řešení problému parametrických studií jsou označeny písmenem B. Jejich výsledky sedání byly porovnány s hodnotami ze základního modelu v poslední 12. fázi. K vyhodnocení slouží řezy a schéma v ploše.

6.2.1 MODEL B1 – VŠECHNY PILÍŘE TI MAJÍ DÉLKU L = 18 m

Zde byla upravena délka pilířů TI na stejnou úroveň, na délku 18 m. To znamená, že podlely prodloužení pilíře TI na vnějším okraji půdorysu výškové budovy, kde byla jejich délka 9 m. Ostatní nastavení ze základního modelu A zůstalo zachováno.

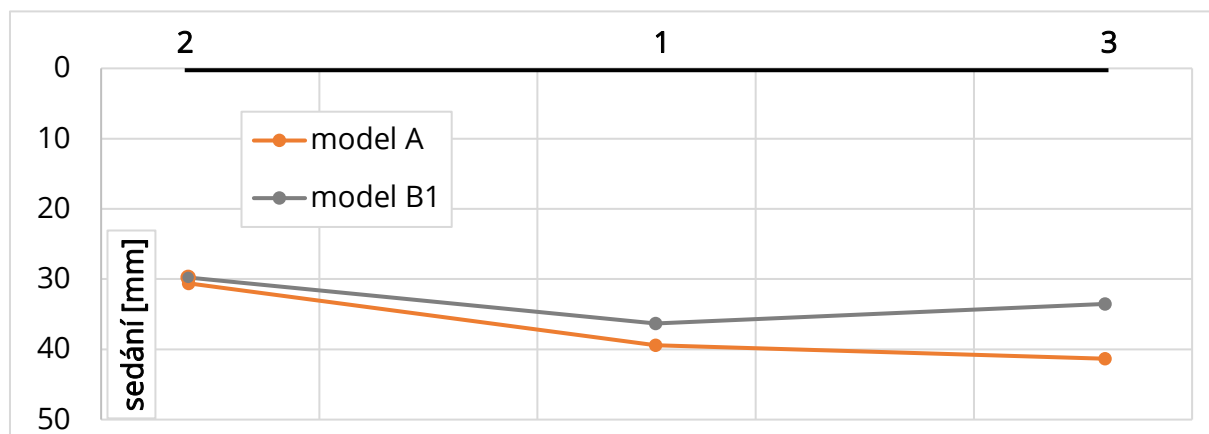
Kontrola výsledků – řezy

V Tab. 6-6 lze najít všechny výsledky sedání potřebné pro porovnání vypočítaných hodnot z modelu B1.

Tab. 6-6: Hodnoty sedání z vypočítané z modelu B1 a A

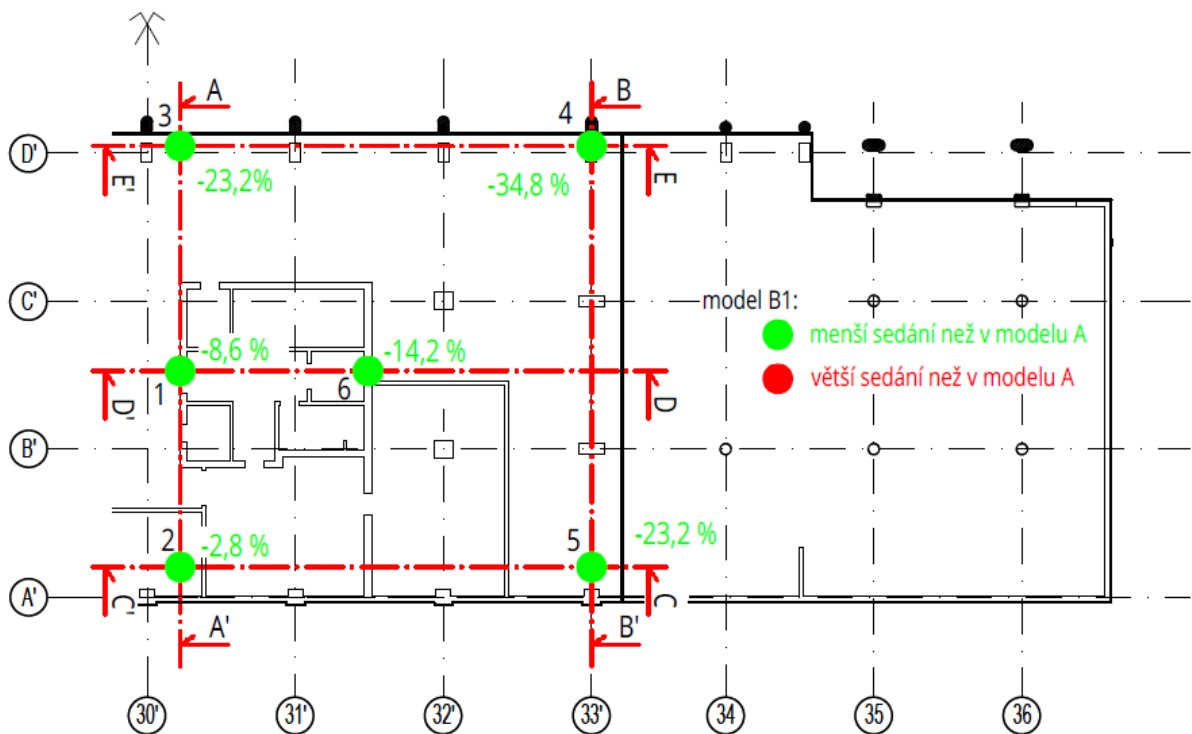
body		1	2	3	4	5	6
model B1	mm	36,3	29,8	33,6	21,6	20,3	31,0
model A	mm	39,4	30,6	41,3	29,1	25,0	35,4
rozdíl	mm	-3,1	-0,8	-7,8	-7,5	-4,7	-4,4
procentuální rozdíl		-8,6 %	-2,8 %	-23,2 %	-34,8 %	-23,2 %	-14,2 %

Na Obr. 6-13 je zveřejněn průběh sedání v řezu A-A', ostatní průběhy jsou obsaženy v Příloze 12.



Obr. 6-13: Srovnání sedání v řezu A-A', model B1 vs. model A

Kontrola výsledků – schéma



Obr. 6-14: Finální srovnání sedání v podobě procentuálních rozdílů v poslední fázi č. 12, model B1 vs. model A

Zhodnocení výsledků

Z výsledků je patrné, že klesne sedání ve všech bodech. Nejvíce se tak děje na okrajích, kde došlo k samotnému dorovnání. Maximální rozdíl sednutí je v bodu č. 4, a to -34,8 %, je zde opět predikováno nejmenší sedání. Průběhy sedání modelu B1 v jednotlivých řezech jsou v případě řezů B-B', D-D' a E-E' pouze posunuty od průběhu sedání modelu A. Ve zbývajících A-A' a C-C' díky většímu sedání na okraji průběh poněkud více roste.

6.2.2 MODEL B2 – ZALOŽENÍ POUZE NA ZD

Dále bylo zkoumáno chování modelu při odebrání všech pilířů T1. Ostatní nastavení ze základního modelu A bylo zachováno.

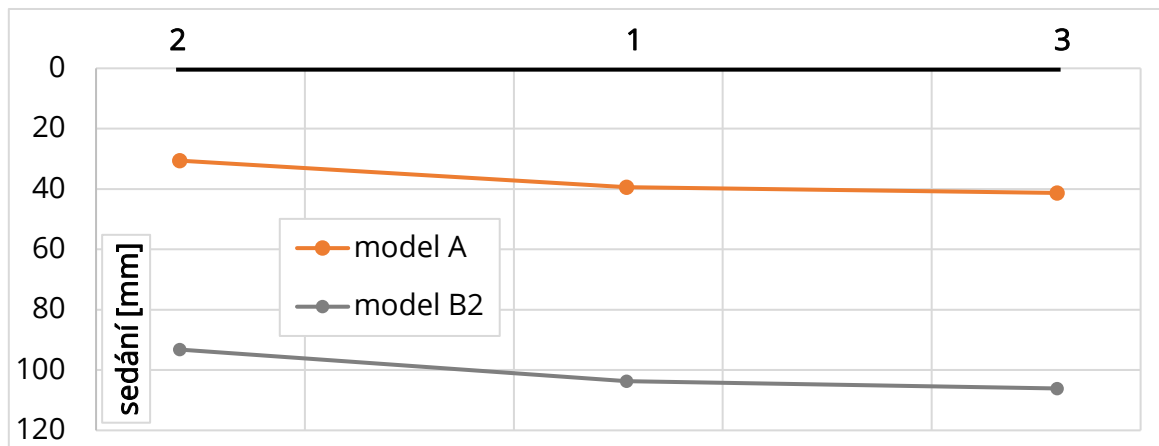
Kontrola výsledků – řezy

V Tab. 6-7 jsou zveřejněny všechny výsledky sedání potřebné pro porovnání vypočítaných hodnot z modelu B2.

Tab. 6-7: Hodnoty sedání z vypočítané z modelu B2 a A

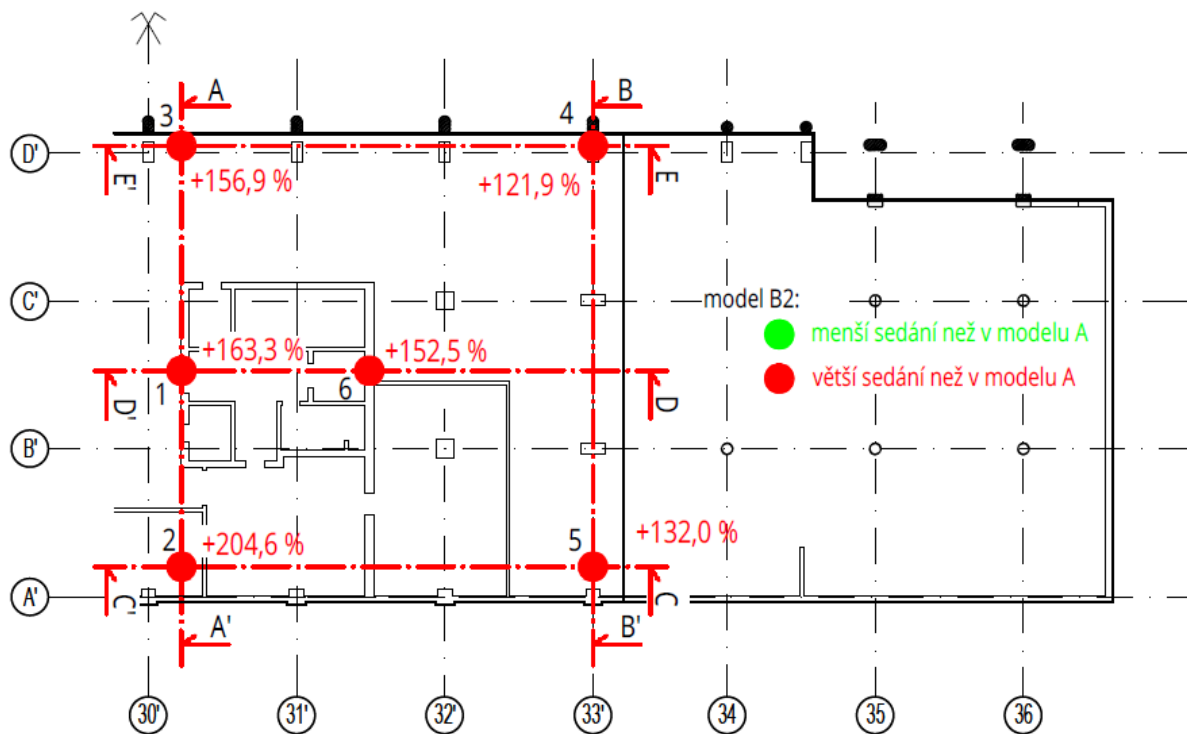
body		1	2	3	4	5	6
model B2	mm	103,7	93,2	106,1	64,6	58,0	89,4
model A	mm	39,4	30,6	41,3	29,1	25,0	35,4
rozdíl	mm	64,3	62,6	64,8	35,5	33,0	54,0
procentuální rozdíl		163,3 %	204,6 %	156,9 %	121,9 %	132,0 %	152,5 %

Na Obr. 6-15 je zveřejněn průběh sedání v řezu A-A', ostatní průběhy jsou obsaženy v Příloze 13.



Obr. 6-15: Srovnání sedání v řezu A-A', model B2 vs. model A

Kontrola výsledků - schéma



Obr. 6-16: Finální srovnání sedání v podobě procentuálních rozdílů v poslední fázi č. 12, model B2 vs. model A

Zhodnocení výsledků

Odstraněním pilířů T1 z modelu narostlo vypočítané sedání ve všech bodech minimálně o 121,9 % v bodě č. 4 a maximálně o 204,6 % v bodě č. 2. Jednotlivá sedání v Obr. 6-16 odpovídají rozložení zatížení působícího na ZD, viz Tab. 5-9. Je zde také zřejmá hospodárnost spojení plošných a hloubkových základů, viz kapitola 2.3.3 – „pile raft foundation“. Průběh sedání modelu B2 v jednotlivých řezích opět vykazuje posun

pouze od průběhu sedání modelu A. Značí tak podobný, téměř rovnoběžný průběh. Z rozdílů sedání na schématu, Obr. 6-16, lze vidět rozložení zatížení od výškové budovy působící na ZD dle Tab. 5-9. Nejpřesnější predikce sedání v řezech je viditelné na Obr. 6-15, kde jsou obě křivky téměř rovnoběžné, Řez A-A'. Na ostatních řezech obsažených v Příloze 13 jsou už patrné větší rozdíly.

6.2.3 MODEL B3 – SYMETRICKÁ STAVEBNÍ JÁMA

V základním modelu A je uvažováno, že stavební jáma probíhá v celé modelované ploše od pažící konstrukce na jižní straně výškové budovy až do maximální velikosti souřadnice Y, viz Obr. 5-2. V modelu B3 byla vložena druhá PK, a to do těsného sousedství se severní stranou VB. Tato úprava tak vytvořila osově souměrnou SJ.

Při jejím modelování byly použity stejné prvky a jejich vlastnosti, jako při modelování jižní PK. Dále bylo nutné upravit fázi č. 2, při které se provádí výpočet pórových tlaků pomocí ustáleného proudění. Konkrétně se jednalo o nastavení okrajové hydraulické podmínky Y_{max} do polohy „open“. Ostatní nastavení popsané v kapitole 5.4 zůstalo stejné.

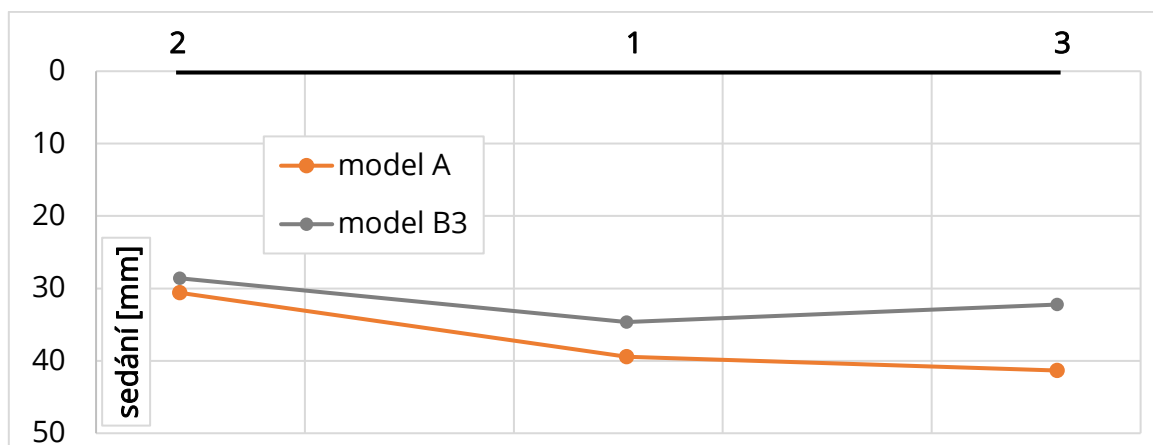
Kontrola výsledků – řezy

Výsledky sedání takto upraveného modelu nalezneme v Tab. 6-8.

Tab. 6-8: Hodnoty sedání z vypočítané z modelu B3 a A

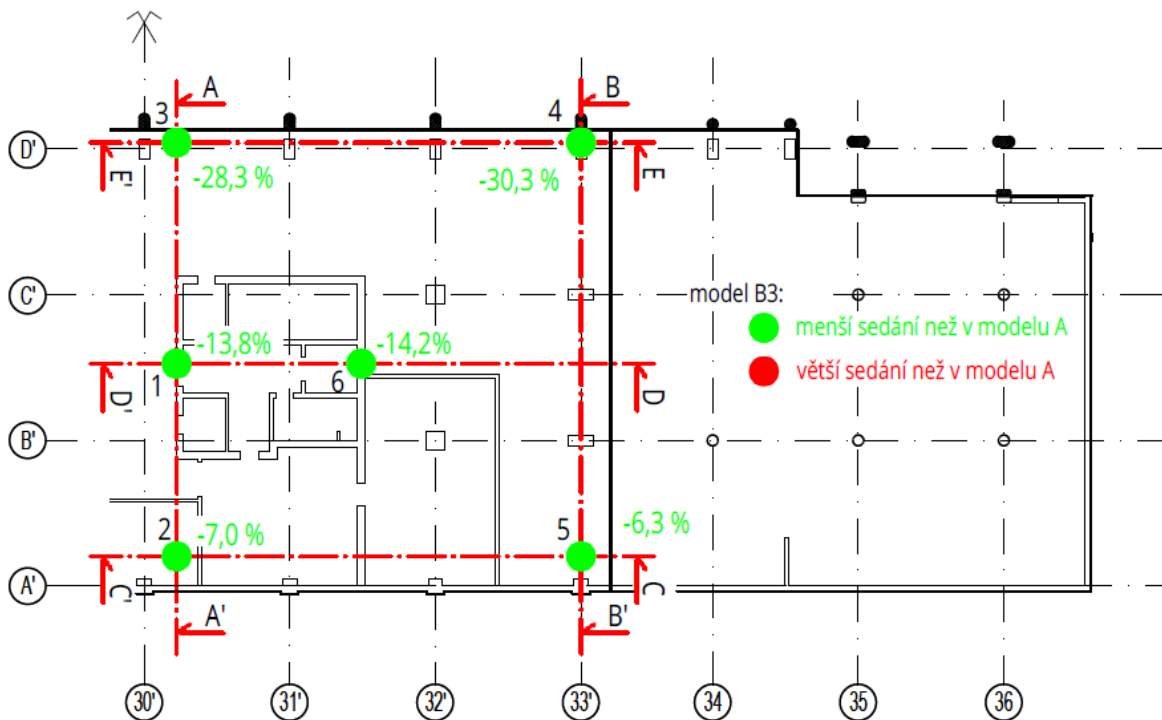
body		1	2	3	4	5	6
model B3	mm	34,6	28,6	32,2	22,3	23,5	31,0
model A	mm	39,4	30,6	41,3	29,1	25,0	35,4
rozdíl	mm	-4,8	-2,0	-9,1	-6,8	-1,5	-4,4
procentuální rozdíl		-13,8 %	-7,0 %	-28,3 %	-30,3 %	-6,3 %	-14,2 %

Vytvořené řezy jsou na Obr. 6-17 a v Příloze 14.



Obr. 6-17: Srovnání sedání v řezu A-A', model B3 vs. model A

Kontrola výsledků – schéma



Obr. 6-20: Finální srovnání sedání v podobě procentuálních rozdílů v poslední fázi č. 12, model B3 vs. model A

Zhodnocení výsledků

Jak bylo předpokládáno, modelování druhé, severní PK snížilo sedání u všech bodů (1 – 6), nejvíce však u bodů v její blízkosti – body č. 3 a 4 a nejméně naopak u stávající PK na jižní straně.

Z průběhu v řezu A-A', Obr. 6-17, je patrná největší odchylka od sedání modelu A. Ta je způsobena velkým snížením sedání v bodě č. 3. Tento průběh však vykazuje téměř symetrické sedání. V ostatních řezech se průběhy opět jen posunuly, a to o snížené sedání nahoru a jsou téměř rovnoběžné

6.2.4 MODEL B4 – ČLENĚNÍ NEOGENNÍCH VRSTEV POD ZS

V kapitole 3.2.2, kde se hovoří o vrstvách neogenních sedimentů, je řečeno, že únosnější písčité polohy se nachází ve východní části stavební jámy, nejvíce však v jihovýchodním rohu, kde se nachází výšková budova. Mocnosti těchto vrstev se v prostoru SJ mění. To je viditelné i na jednotlivých vrstvách zemin nejhlubších vrtů JV1 – JV3, které jsou zobrazeny v Příloze 3.

V této kapitole tedy byla zkoumána možnost úpravy geologického prostředí v modelu A, tvořeného jednou souvislou vrstvou pro všechny neogenní sedimenty. Úprava podloží spočívala ve zjištění přesného průběhu rozhraní písčitých a jílovitých, příp. hlinitých zemin. Ten byl v IGP znám pouze v určitých sondách. Bylo nutné vytvořit geotechnický řez D-D', zobrazený v Příloze 15. Řez spojuje sondu JV-3, která se nachází přímo v místě VB, blíže k pažící konstrukci, se sondou JV-2, vzdálenou 121,1 m, jejich poloha je zobrazena v Příloze 2. Rozložení jednotlivých vrstev mezi nimi bylo zjištěno pomocí průmětů nejbližších sond – VS-9 (6,4 m od řezu) a VS-13 (9,0 m od řezu). V geotechnickém řezu D-D' byla vyznačena poloha VB. Z této oblasti se ve vzdálenější

hraně VB od PK a sondy JV-3 určily přesné polohy rozhraní z vytvořeného řezu. Zde vznikaly nepatrné rozdíly, vykazující menší mocnosti písčitých vrstev, konkrétně od 0,14 do 0,92 m, červené kóty, oproti výšce rozhraní v sondě JV-3, ze které byly vytvořeny písčité vrstvy v modelu A, pro zpřesnění hydrogeologických podmínek.

Problém však spočíval v získání konkrétních hodnot parametrů definujících použitý HS model, viz kapitola 4.2.1, Tab. 4.1, nově vzniklých vrstev. Zkoušky k zjištění hodnot edometrických modulů podlely provedení pouze v soudržných vrstvách neogenních sedimentů. Z písčitých poloh byly odebrány pouze poloporušené vzorky k zjištění hodnot základních fyzikálně-indexových vlastností.

Z těchto důvodů se nadále nepokračováno v práci na této studii. Je zde však zřejmé, že sedání, které by vzniklo snížením mocnosti písčitého materiálu na severní straně VB, je nepatrné v porovnání s rozdílným sedáním ze základního modelu A ve srovnání s měřením z nivelace v těchto místech, viz Obr. 6-9.

7 ZÁVĚR

Výpočet sedání výškové budovy byl proveden jako zpětná analýza na základě vytvořeného matematického modelu v softwaru Plaxis 3D. Pro kalibraci vstupních parametrů vybraného materiálového modelu, Hardening soil model (HS model), se využilo dat z edometrických zkoušek provedených v rámci IGP. Výsledné referenční hodnoty deformačních parametrů korespondovaly s doporučenými a empirickými hodnotami, kapitola 4.4.

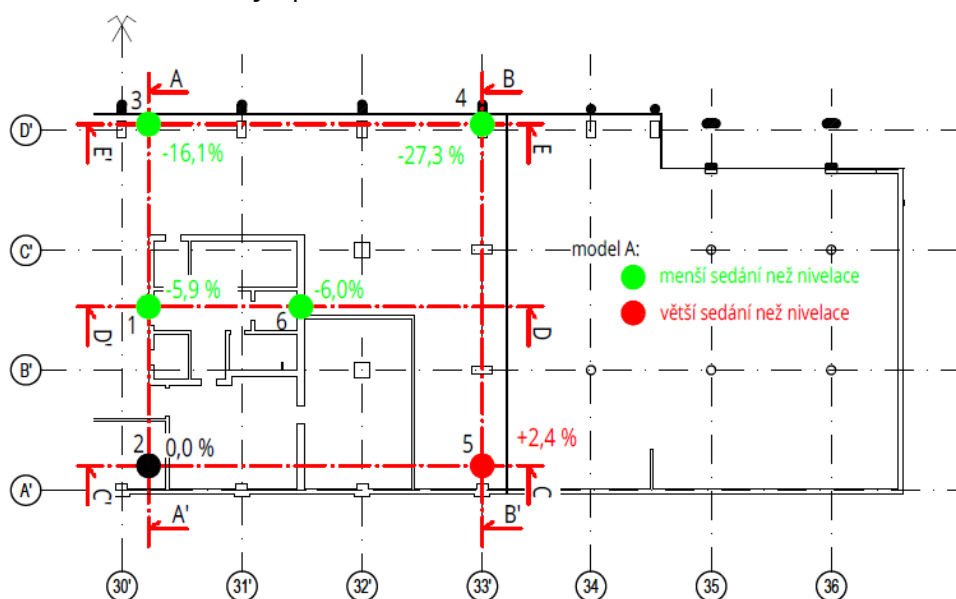
Tab. 7-1: Výsledné hodnoty parametrů použitých v modelu

E_{ur}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{50}^{ref}	m
MPa	MPa	MPa	-
68,66	17,31	21,64	0,77

Pro výpočet sedání v modelu byl nejvíce rozhodující parametr E_{ur}^{ref} - odtěžovací/přítěžovací modul pružnosti, což bylo způsobeno vysokou hodnotou parametru POP = 1000 kPa, určeného z Gállikova (2018) a nedostatečnou velikostí působícího zatížení od stavby na straně druhé. Ze vstupních dat z edometru byl však patrný nesoulad mezi moduly pro odtížení a zatížení, což predikovalo, že se zmíněná data nachází v odklonu od přímky URL k přímce normální konsolidace NCL v závislosti e - $\ln \sigma$ pro překonsolidované zeminy na Obr. 4-6.

Z tohoto důvodu byl pro kalibraci vstupních parametrů použit základní HS model, před jeho nadstavbou (HSS modelem). Oba totiž neumí popsat odklon od přímky, a tak výsledky tuhosti nadhodnocují. To by se se zvýšením tuhosti v oboru malých a velmi malých přetvoření mohlo stát nebezpečné.

Konečné predikování sedání (modelu A), ve srovnání s měřením z nivelace, bylo poměrně úspěšné. Když se v bodě č. 2 tyto hodnoty, pro maximální aplikované zatížení, dokonce shodovaly. Největší rozdíly vyšly na vzdálenější straně výškové budovy směrem do stavební jámy – body č. 3 a zejména 4. Kde byla predikována menší hodnota sedání. Přesná příčina nebyl v práci stanovena a může to vést do budoucna k podrobnějšímu zkoumání ve více rozsáhlejší parametrické studii.



Obr. 7-1: Finální srovnání sedání v podobě procentuálních rozdílů v poslední fázi č. 12

LITERATURA

- Benz, T. (2007): Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences: Ph.D. thesis. Geotechnical Institute – Stuttgart University
- Brinkgreve, R.B. J. et al., (2011): Plaxis Manual. Plaxis bv., The Netherlands.
- El-Mossallamy, Y., Lutz, B., Richter, T. (2006): Innovative application of piled raft foundation to optimize the design of high-rise buildings and bridge foundations. Proc. 10 th Int. Conference on Piling and Deep Foundations, 31 May-2 June, Amsterdam
- Galliková, Z. (2018): Experimental Analysis of Over-Consolidation in Subsoil in Bratislava, Slovakia: Volume 1 [online]. [cit. 2020-01-10]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/326796908_Experimental_Analysis_of_Over-Consolidation_in_Subsoil_in_Bratislava_Slovakia_Volume_1
- Hrnčiarova, Tatiana, (2016): Historický obraz Bratislavy a jej okolia na konci 18. storočia s dôrazom na využitie krajiny. Geografický časopis [online]. 2016(čís. 68), s. 8, 9 [cit. 2020-01-10]. Dostupné z: <https://www.sav.sk/journals/uploads/05031219Hrnčiarova.pdf>
- Chalmovský, Juraj (2014): Základy matematického modelovania v geotechnike s využitím programu Plaxis . Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební
- Lambe, T. W., (1973): 13th Rankine Lecturer. Predictions in Soil engineering, Geotechnique 23 No 2, pp. 149-202.
- Miča, L. et al., (2011): Numerická analýza pažení stavebných jam. Akademické nakladateľství CERM, vyd. 1. edition. ISBN 978-80-7204-773-4.
- Mihalinec Z, Bačić M, Kovačević MS. (2013): Risk identification in landslide monitoring, Građevinar 2013,65: 523-536.
- Nakai, Teruo. (2013): Constitutive modeling of geomaterials: principles and applications. Boca Raton: Taylor & Francis, c2013. ISBN 978-0-415-55726-9.
- Phung D. L., (2010): Piled raft - A cost-effective foundation method for high-rises. Geotech. Eng. J. SEAGS & AGSSEA, Vol. 41, No.3, September
- Poulos H.G., (2001): Piled raft foundations: Design and applications, Geotechnique, 51(2), 95-113
- Roman Melnikov et al. (2016): OCR and POP parameters in Plaxis-based numerical analysis of loaded over consolidated soils Procedia Engineering 845 – 852
- Rozsypal, Alexandr (2001): Kontrolní sledování a rizika v geotechnice. Bratislava: Jaga group,. ISBN 80-88905-44-3.
- Schanz, T., P. A. Vermeer, and P. G. Bonnier. (1999): "The hardening soil model: formulation and verification." Beyond 2000 in computational geotechnics: 281-296
- Steenfelt, J., (2000): Teaching for the Millennium – or for the Students? Keynote Lecture, GeoEng 2000, Vol. 1, Melbourne, pp. 826-840.
- Tschuchnigg, F., & Schweiger, H. (2013). Comparison of Deep Foundation Systems using 3D Finite Element Analysis Employing Different Modeling Techniques. Geotechnical Engineering, 44(3), 40-46..
- Turček, P., et al.. (2019): Prognóza sadanie Nivy Tower. Konstrukce., 18.(5), 84-87.

OSTATNÍ

VLASKO, Ivan. Závěrečná zpráva inženýrskogeologického průzkumu: TWIN CITY, část SAD, Bratislava. 2007.

VLASKO, Ivan. Závěrečná zpráva inženýrskogeologického průzkumu: Bratislava, TWIN CITY sever. 2014.

Projektová dokumentace stavby (PD)

www.mapy.cz

www.soilexperts.com

www.geology.sk

www.plaxis.com

www.hbreavis.com

SEZNAM PŘÍLOH

- 1) Schéma pažící konstrukce v místě výškové budovy, převzato z PD
- 2) Situace sond, převzato z PD
- 3) Sondy JV-1; JV-2; JV-3, převzato z PD
- 4) Geologický řez C-C', převzato z PD
- 5) Schéma základové konstrukce, převzato z PD
- 6) Vybraný protokol z edometrické zkoušky, převzato z IGP 07/2014
- 7) Zpracované závislosti popsané v kapitole 4.3.3
- 8) Zpracované výsledky regrese popsané v kapitole 4.3.4
- 9) Srovnání průběhů sedání z modelu A a z měření nivelace
- 10) Srovnání průběhů sedání z modelu A v jednotlivých řezech
- 11) Srovnání průběhu sedání z modelu A a z měření deformetry
- 12) Srovnání průběhů sedání z modelu B1 v jednotlivých řezech
- 13) Srovnání průběhů sedání z modelu B2 v jednotlivých řezech
- 14) Srovnání průběhů sedání z modelu B3 v jednotlivých řezech
- 15) Geotechnický řez D-D'