

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ**



**ČÁST GEOTECHNICKÁ
KONSTRUKČNÍ NÁVRH BÍLÉ VANY
BYTOVÉHO DOMU, VELVARY**

**DIPLOMOVÁ PRÁCE
2023**

Bc. Panajotis Marios Elia

Obsah

1. Popis objektu	2
2. Geologické poměry	2
2.1. Řezy zemním tělesem v místě objektu.....	4
2.2. Vrty	6
3. Založení objektu	7
4. Geotechnická analýza objektu založeného na základové desce	7
4.1. Podklady pro výpočet.....	9
4.2. Výpočet A – Fáze výstavby	9
4.3. Porovnání výpočtů.....	10
4.4. Závěr	12
5. Geotechnická analýza objektu založeného na pilotách.....	13
5.1. Pružné podepření základové desky	15
5.2. Výpočet sedání pilot	18
5.2.1. Roztřídění pilot.....	18
6. Závěr	20

1. Popis objektu

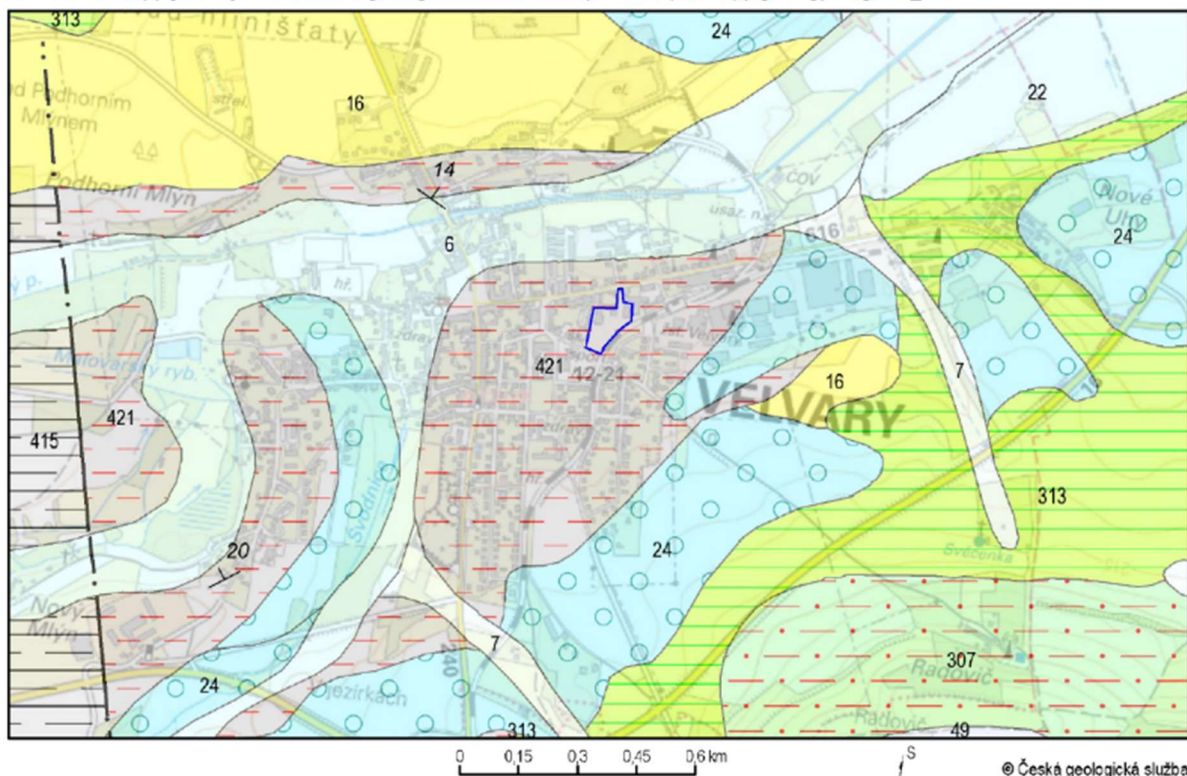
Předmětem projektové dokumentace je bytový komplex 3 shodných bytových domů. Objekty se nachází ve středočeském kraji v obci Velvary na parcelách č. 249/1, 2120 a 1127/1. Objekty mají 5 nadzemních a 1 podzemní podlaží. Podzemní podlaží bude využíváno jako garáže, 1. nadzemní podlaží bude využíváno pro komerční účely a zbylé 4 nadzemní podlaží budou sloužit k obytným účelům.

Půdorysné rozměry podzemní části jsou 52 x 16,7 m a rozměry nadzemní části jsou 52 x 12,6 m. Konstruktivní systém nadzemní části je stěnový, přičemž stěny v 2. NP slouží zároveň jako stěnové nosníky, které umožňují otevřenou dispozici komerčně využívaného 1. NP. V prvním podzemním podlaží je stěnový systém doplněn o sloupy. Suterén bude navržen jako bílá vana.

2. Geologické poměry

Širší zájmové území leží v severovýchodním cípu kladensko-rakovnické pánve v oblasti středočeského permokarbonu. Na prekambrikový podklad se zde uložily sedimenty svrchního karbonu. Tyto sedimenty jsou v širším zájmovém prostoru součástí limnické pánve, jež je reliktem původně podstatně většího sedimentačního prostoru. V oblasti Velvar jsou uloženy především sedimenty slánského souvrství svrchního karbonu, kterým paleozoická sedimentace končí. Slánské souvrství podstupně Stephan B, vystupuje k povrchu v tektonicky omezené kře ve Velvarech, odkud pokračují pod křídovými a kvartérními sedimenty směrem k severovýchodu. Slánské souvrství (svrchní šedé) je zastoupeno především jílovcí, aleuropelity, pískovci, arkózovými pískovci až arkózami, lokálně s uhelnými slojkami (kounovské souslojí) a podřízeně slepenci.

In: Geovědní mapy [online]. Praha: Česká geologická služba. Dostupné z: http://mapy.geology.cz/geocr_50/



Obrázek 1 Geologická mapa GeoČR50

Horniny GeoČR50



Podzemní voda byla zastižena, s výjimkou vrtu V1, v pískovcových vrstvách nebo písčitých vložkách v jílovcích. Ve vrtech byla hladina podzemní vody zastižena v hloubce od 2,3 do 4,5 m, ustálená pak od 1,7 do 3,4 m. Hladina vody je mírně napjatá.

Typ	Klasifikace	Charakteristika	Základová půda
GT1	Y (Mg)	navážky – různorodé, převážně hlinité, s proměnlivým podílem různorodých štěrků a úlomků cihel. Velmi častá je tmavě hnědá až tmavě šedá hlína, lokálně s organickými zbytky. Pro navážky není možné stanovit fyzikální a geomechanické vlastnosti.	Navážky jsou obecně nevhodné pro využití jako základová půda z důvodu značné heterogenity a možných náhlých změn ve složení a fyzikálních vlastnostech. Zde jsou v navážkách obsaženy hlíny s lokální příměsí organických zbytků. Tyto zeminy nelze použít ani do násypů a podloží komunikací
GT2a	S3, S4 (clSa, grSa)	písky a jílovité písky se štěrkem (kvartér) – středně zrnitý písek s proměnlivým podílem prachovité a jílovité frakce. Lokálně s obsahem valounů do velikosti 6 cm. Písky jsou středně ulehlé až ulehlé, často i zvodnělé.	Písky představují dobrou, únosnou a málo stlačitelnou základovou půdu. S výjimkou vrtu V1 jsou v zájmovém prostoru uloženy v příliš malé mocnosti, aby významněji ovlivňovaly základové poměry.
GT2b	F3, F5 (siCl, saCl)	jíl prachovitý až písčitý (kvartér) – jíl prachovitý až jílovitá hlína a jíl písčitý s příměsí drobných štěrků, obvykle tuhý až pevný. Svahové sedimenty (deluvia), resp. přemístěné materiály silně zvětralých předkvartérních hornin.	Jedná se o zeminy s nižší až střední únosností a mírně vyšší stlačitelností. Relativně mělce uložené jílovité zeminy nemají vzhledem k malé mocnosti významnější vliv na základové poměry.
GT3a	R6/F3, F5 (sasiCl)	jílovce silně zvětralé (karbon) – jílovce charakteru pevného prachovitopísčitého jílu. Obvykle béžové až šedo hnědé barvy.	Únosná a málo stlačitelná základová půda s oslabenými polohami v místech zvodnělých puklin nebo tenkých písčitých vložek.
GT3b	R6/R5	jílovce zvětralé (karbon) – jílovce pevné až velmi pevné konzistence – poloskalní hornina s extrémně nízkou až nízkou pevností s pevností v tlaku cca 1 – 3 MPa.	Dobrá, únosná a málo stlačitelná základová půda, citlivá na povětrnostní vlivy. Při kontaktu s vodou dochází k částečnému rozplavení a postupnému oslabení pevnosti.
GT3c	R6/S4, R6/S3, R6/R5	pískovec zvětralý (karbon) – jemně až středně zrnité pískovce v polohách jílovité okrově hnědé a velmi jemně zrnité jílovité pískovce světle šedé. Pískovce jsou zvětralé, zvodnělé, s velmi nízkou pevností. Velmi snadno dochází k jejich rozvrtání. Pískovce tvoří polohy a vložky v karbonském jílovcovém souvrství.	Pískovce představují dobrou, únosnou a málo stlačitelnou základovou půdu. Jsou zvodnělé.

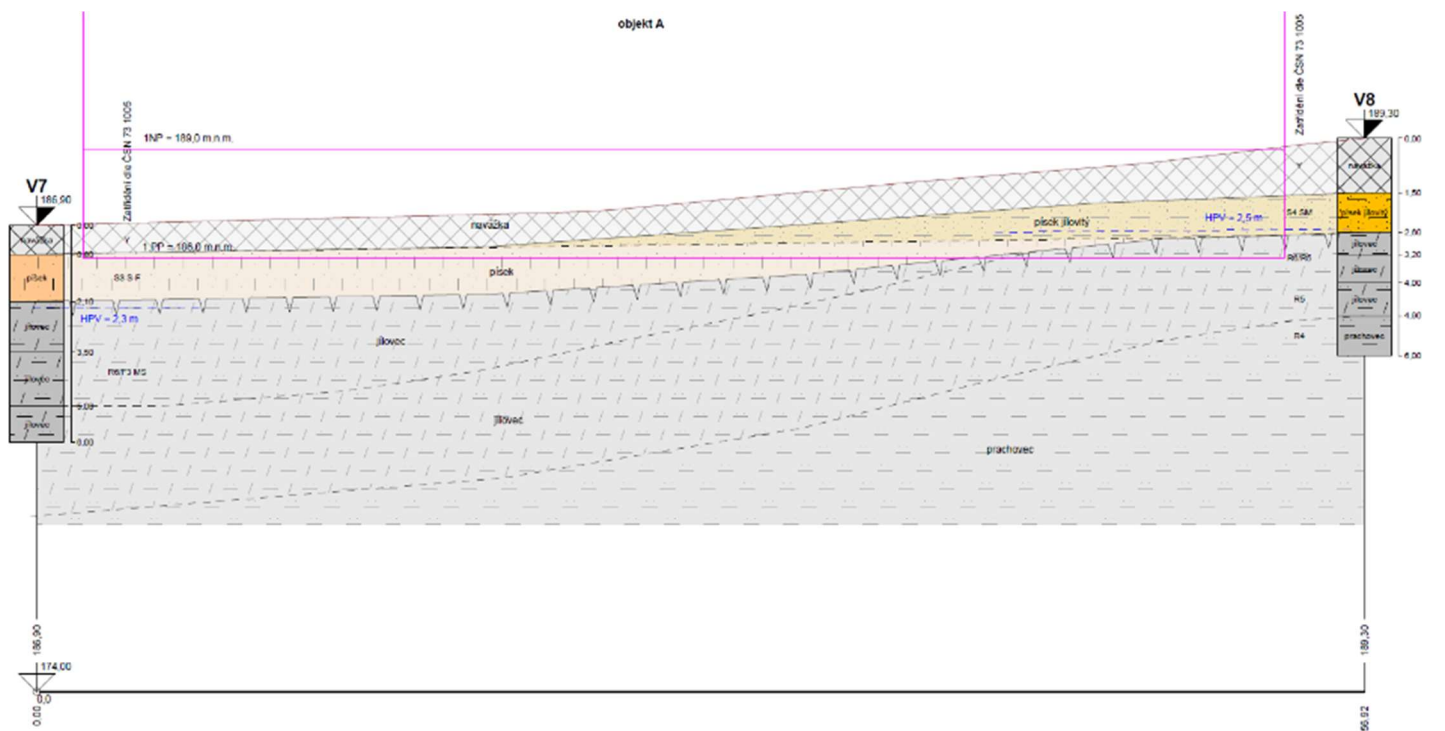
Obrázek 2 Inženýrsko-geologické typy základových půd

Inženýrsko-geologické (geotechnické) typy						
Geotechnické parametry:		GT2a	GT2b	GT3a	GT3b	GT3c
Poissonovo číslo	ν	0,30	0,35	0,35	0,35	0,30
převodní součinitel	β	0,74	0,62	0,62	0,62	0,74
objemová tíha zeminy (kN/m ³)	γ	18,0	20,0	21,5	22,0	21,5
modul přetvárnosti (MPa)	E_{def}	17-18	8-9	25-20	40	50
úhel vnitřního tření - totální (°)	ϕ_u	-	5	10	10	-
totální soudržnost (kPa)	c_u	-	60	95-100	150	-
úhel vnitřního tření - efektivní (°)	ϕ_{ef}	29-30	24	29	30	33
efektivní soudržnost (kPa)	c_{ef}	2	18	30	32	5
pevnost horniny v tlaku (MPa)	σ_c	-	-	0,5-1,0	1,0-2,0	1,0-2,5
<i>Použitelnost pro zemní těleso</i>						
Násyp		vhodný	podmínečně vhodný	podmínečně vhodný	-	-
Aktivní zóna		podmínečně vhodný	podmínečně vhodný	podmínečně vhodný	-	-
Těžitelnost ČSN 73 3050		3.	3.	3.-4.	4.-5.	4.-5.
Těžitelnost ČSN 73 6133		I.	I.	I.	I.	I.
Vrtatelnost TP 76A		I.	I.	II.	II.	II.
Namrzavost		mírně namrzavý	nebezpečně namrzavý	nebezpečně namrzavý	nebezpečně namrzavý	namrzavý
Návrhová tabulková únosnost (kPa)	q_{dt}	250 ¹⁾	250	275-300	400	400-550

Poznámka: ¹⁾ - šířka základu $B=1\text{ m}$

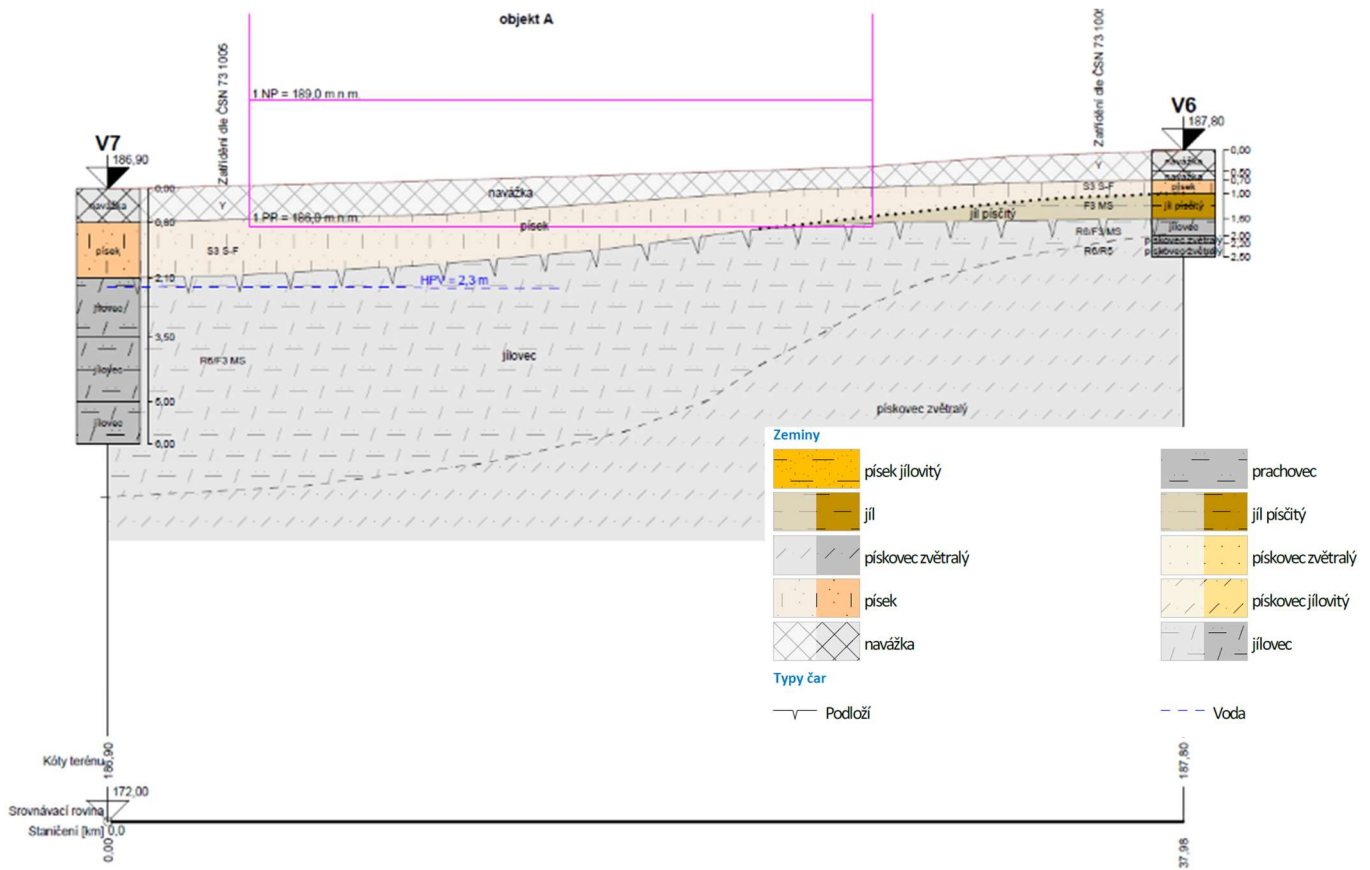
Obrázek 4 Odvozené parametry inženýrsko-geologických typů

2.1. Řezy zemním tělesem v místě objektu



IG ŘEZ C-C' M 1:150/100

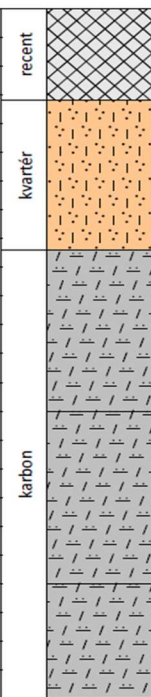
Obrázek 3 Podélný řez

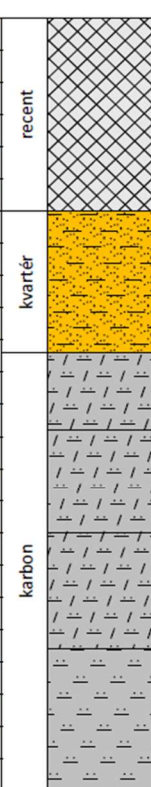


IG ŘEZ E-E' M 1:150/100

Obrázek 5 Příčný řez

2.2. Vrtý

Stratigrafie	V7	Vzorky a HPV	Zařídění podle ČSN 73 1005	Zařídění dle ČSN EN ISO 14688-1	Těžitelnost dle ČSN 73 3050	Od - do	Popis vrstev
0,00 0,25 0,50 0,75 1,00 1,25 1,50 1,75 2,00 2,25 2,50 2,75 3,00 3,25 3,50 3,75 4,00 4,25 4,50 4,75 5,00 5,25 5,50 5,75 6,00	recent kvartér karbon		Y	Mg	2.	0,00 - 0,80	navážka: hlinitá, svrchu slabě humusovitá, tmavě šedá
			S3 S-F	grSa	3.	0,80 - 2,10	písek: středně zrnitý, slabě hlinitý s množstvím drobných až středních valounů do velikosti 4 cm, ojediněle větší, hnědý
			R6/F3 MS	saCl	3.-4.	2,10 - 3,50	jílovec: zvětralý, charakteru písčité hlíny s valouny do velikosti 3 cm, pevný, šedohnědý (RP=380 kPa; cu>100 kPa)
				sasiCl		3,50 - 5,00	jílovec: zvětralý, charakteru písčité hlíny, velmi pevný, tmavě šedý (RP=260 kPa; cu=95 kPa)
				saCl	4.	5,00 - 6,00	jílovec: zvětralý, charakteru písčité hlíny, velmi pevný, tmavě šedý (RP=450 kPa)

Stratigrafie	V8	Vzorky a HPV	Zařídění podle ČSN 73 1005	Zařídění dle ČSN EN ISO 14688-1	Těžitelnost dle ČSN 73 3050	Od - do	Popis vrstev
0,00 0,25 0,50 0,75 1,00 1,25 1,50 1,75 2,00 2,25 2,50 2,75 3,00 3,25 3,50 3,75 4,00 4,25 4,50 4,75 5,00 5,25 5,50 5,75 6,00	recent kvartér karbon		Y	Mg	2.	0,00 - 1,50	navážka: svrchu slabě humusovitá, hlouběji hlína drobtovitá, s úlomky cihel a tenkými škvárovými polohami tmavě šedá
			S4 SM	clSa	3.	1,50 - 2,60	písek jílovitý: jemně zrnitý, slabě soudržný, neplastický, šedohnědý
			R6/R5	sasiCl	4.-5.	2,60 - 3,20	jílovec: velmi pevný (nelze hnis v ruce) šedohnědý, (RP>500 kPa)
						3,20 - 4,00	jílovec: prachovitopísčité, tence destičkovitě odlučný, velmi pevný, šedohnědý,
			R5			4,00 - 4,90	jílovec: laminovitě až tence destičkovitě odlučný, silně rozpukaný, na puklinách zvodnělý, pevný, šedohnědý,
			R4		5.	4,90 - 6,00	prachovec: zvětralý, tence destičkovitě odlučný, s nízkou pevností, středně rozpukaný, šedý

Stratigrafie	V6	Vzorky a HPV	Zařazení podle ČSN 73 1005	Zařazení dle ČSN EN ISO 14688-1	Těžitelnost dle ČSN 73 3050	Od - do	Popis vrstev
	0,00		Y	Mg	2.	0,00 - 0,50	navážka: hlinitopísčítá s kameny, hnědočerná
	0,50		S3 S-F	grSa	3.	0,50 - 0,70	navážka: hlinitopísčitojílovitá navážka, hnědošedá smouhovaná, pevná
	1,00		F3 MS	saCl		0,70 - 1,00	písek: štěrkopísek s valounky 2–6 cm, hnědý
	1,50		R6/F3 MS		3.-4.	1,00 - 1,60	jíl písčitý: až písek jílovitý, pevný, šedohnědý
	2,00		R6/R5			1,60 - 2,00	jílovec: prachovitý, lehce lámatelný v ruce, šedý
	2,50				4.-5.	2,00 - 2,20	pískovec zvětralý: jemně zrnitý, prachovitý, hnědošedý
						2,20 - 2,50	pískovec zvětralý: jemně zrnitý, prachovitý, žlutohnědý, šedě smouhovaný (rozvrtaný)

3. Založení objektu

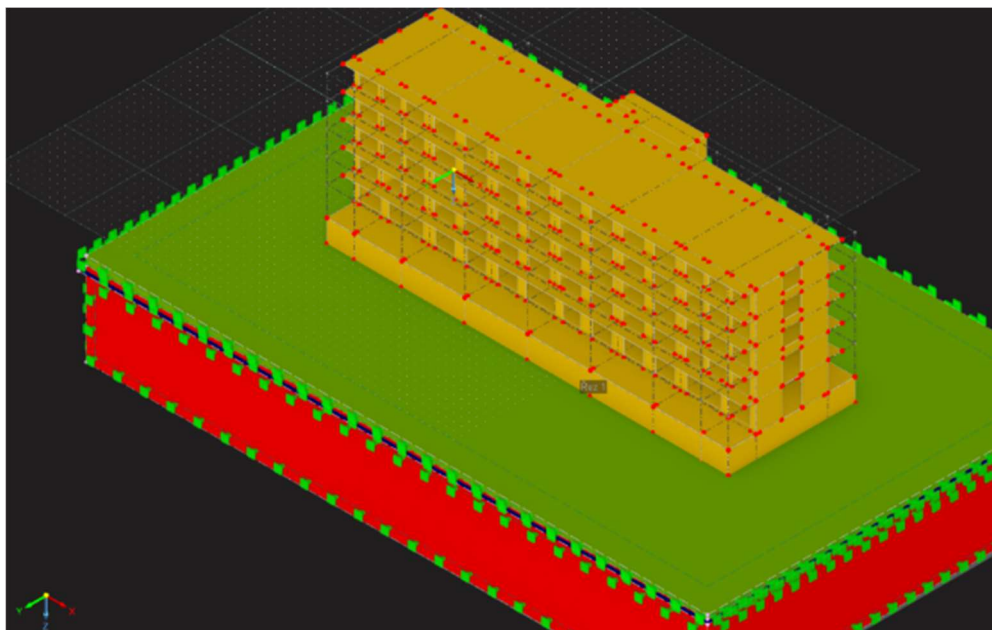
Jak již bylo zmíněno výše, tak suterén, který slouží jako garáže, bude navržen jako bílá vana. Na počátku projektových prací bylo zvaženo založení objektu na základové desce a založení na velkopřůměrových pilotách.

4. Geotechnická analýza objektu založeného na základové desce

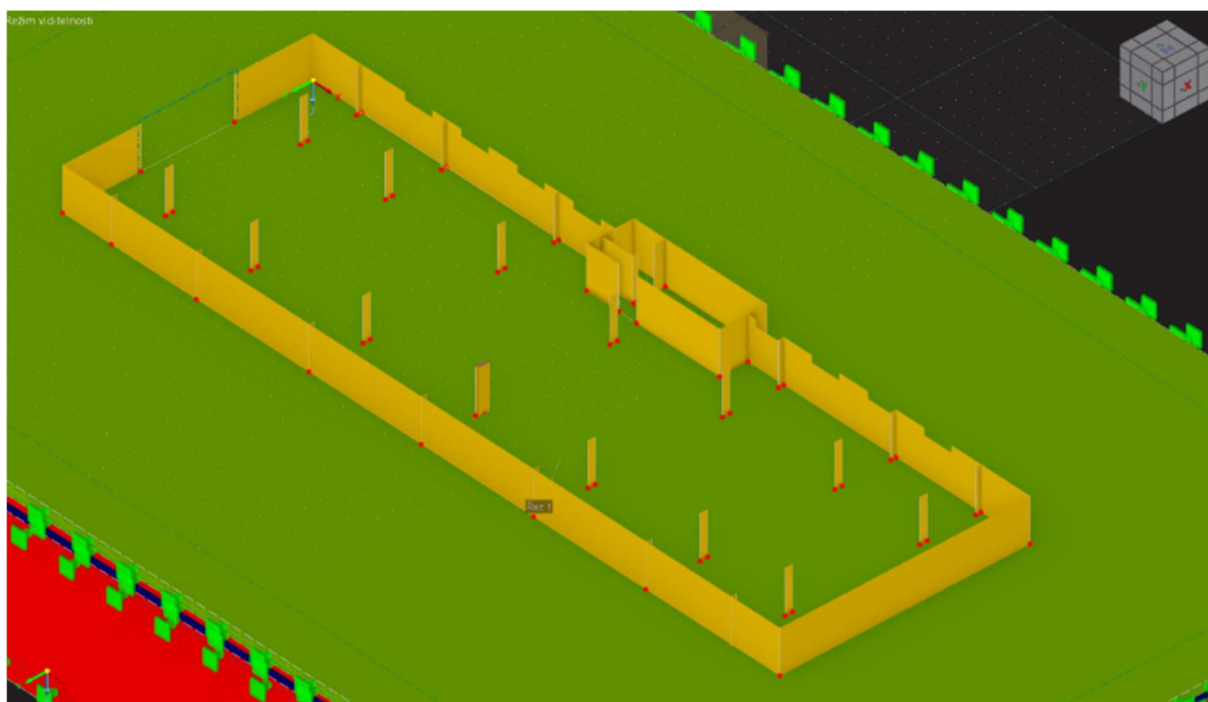
Jako první variantou založení byla základová deska tl. 300 mm, která by splňovala minimální tloušťku z hlediska požadavků na vodonepropustnost.

Geotechnická analýza byla provedena v softwaru Dlubal RFEM za pomoci addonů „Geotechnická analýza“ a „Analýza fází výstavby“. Software umožňuje vytvořit 3D model konstrukce, který interaguje s 3D zemním tělesem, které je definované pomocí zemních vrtů. Dále byl v rámci zefektivnění výpočtů použit tzv. model spolupůsobícího podloží dle [N2] a [N3].

Byly provedeny 2 výpočty. Oba výpočty využívají analýzy fází výstavby, ale liší se v interpretaci výsledků. „Výpočet A“, který je popsán níže interpretuje „relativní“ konečné výsledky sednutí (= o kolik si sedne zemina od přetížení objektem, když už byla původně zatížena svou vl. tíhou). „Výpočet B“ ukazuje celkové výsledky sednutí jak od vl. tíhy zeminy, tak od vl. tíhy objektu (= teoreticky by se mělo jednat o výsledky z výpočtu A zvětšené o sednutí zeminy od vlastní tíhy).



Obrázek 6 Axonometrický pohled na model



Obrázek 7 Axonometrický pohled na svislé konstrukce suterénu (žlutá barva)

4.1. Podklady pro výpočet

Jako první bylo nutné zhotovit klasický 3D model objektu, který byl zároveň použit při statickém návrhu vrchní konstrukce. V druhém kroku bylo nutné pod objektem vymodelovat podloží – dále přebírám terminologii softwaru „Půdní masiv“. Půdní masiv je definován pomocí jednoho nebo více zemních vrtů – dále přebírám terminologii softwaru „Zemní sondy“. Na ploše vyšetřovaného objektu byly zhotoveny 3 vrty, jejichž složení je výše. Na základě parametrů zeminy dle IGP (viz Obrázek 4) byly do programu zavedeny 3 zemní sondy, ve kterých byla mimo jiné i zadefinována zjištěná hladina podzemní vody. Pro zeminy software umožňuje využít 2 typy materiálových modelů. Prvním z nich je modifikovaná Mohr-Coulombův model (zatěžovací a odtěžovací křivky jsou lineární) a druhým je nelineární elastický výpočet. Pro náš výpočet bude použit druhý materiálový model, který je nelineární a jeho nelinearita spočívá v růstu modulu pružnosti v závislosti na relativní deformaci zeminy (Soil hardening model). Software následně sám vygeneruje půdní masiv, namodeluje rozhraní vrstev a určí rovinu vymežující hladinu podzemní vody.

4.2. Výpočet A – Fáze výstavby

Před zahájením výpočtu je nutné zohlednit fakt, že základová spára objektu byla již před jejím odhalením ve stavu napjatosti a působilo zde původní geostatické napětí, což je napětí vzniklé působením vlastní tíhy zeminy nad spárou.

Software disponuje addonem, který dokáže analyzovat fáze výstavby, a zohlednit pomocí nich původní napjatost zeminy. Jednotlivé fáze výstavby jsou voleny s ohledem na postup stavebních prací, kdy v zatěžujeme nejprve vlastní tíhou hrubé stavby a potom dalšími stálými zatíženími a na závěr i užitným zatížením.

Počáteční stav ulehle konsolidované zeminy, před odkrytím základové spáry bude představovat „Fáze 1“. V této fázi software vypočítá napjatost od vlastní tíhy půdního masivu a jeho odpovídající deformaci – sednutí.

„Fáze 2“ je pomocná, jedná se znovu o stav, kdy působí pouze vlastní tíha zeminy. Právě v této fázi se liší výpočet A a výpočet B, který tuto fázi „vynulování“ přetvoření od vl. tíhy zeminy nemá. V této fázi dojde znovu k výpočtu napjatosti půdního masivu, která je shodná s napjatostí vypočtenou ve Fázi 1. Rozdílem u Fáze 2 je to, že využíváme speciální vlastnosti výpočtu „Rovnováha na nedeformované konstrukci“. Zaškrtnutím tohoto pole dojde k výpočtu napjatosti, ale vynulování všech deformací. Při zobrazení výsledků pro Fázi 2 tedy při pohledu na napjatost půdního masivu vidíme ty samé hodnoty jako pro Fázi 1, avšak půdní masiv vykazuje deformaci rovnou 0. To znamená, že každá další navazující fáze, která následuje po Fázi 2 bude v počátečním stavu napjatosti rovném geostatickému napětí a sednutí, které se nám bude ukazovat ve výsledcích bude menší o velikost sednutí od vlastní tíhy zeminy (tedy o velikost sednutí, kterou vidíme ve Fázi 1).

Geometrie půdního masivu je namodelována jako kvádr, jehož horní hrana je v úrovni základové spáry, a tak je ještě potřeba zohlednit hmotnost zeminy nad úrovní základové spáry. To bylo provedeno tak, že byla vynásobena objemová hmotnost zeminy výškou k povrchu, čímž vznikla plošná hmotnost, která se následně aplikovala po ploše půdního masivu. Toto zatížení se vypočte jako

$$f = \gamma * h \quad (1)$$

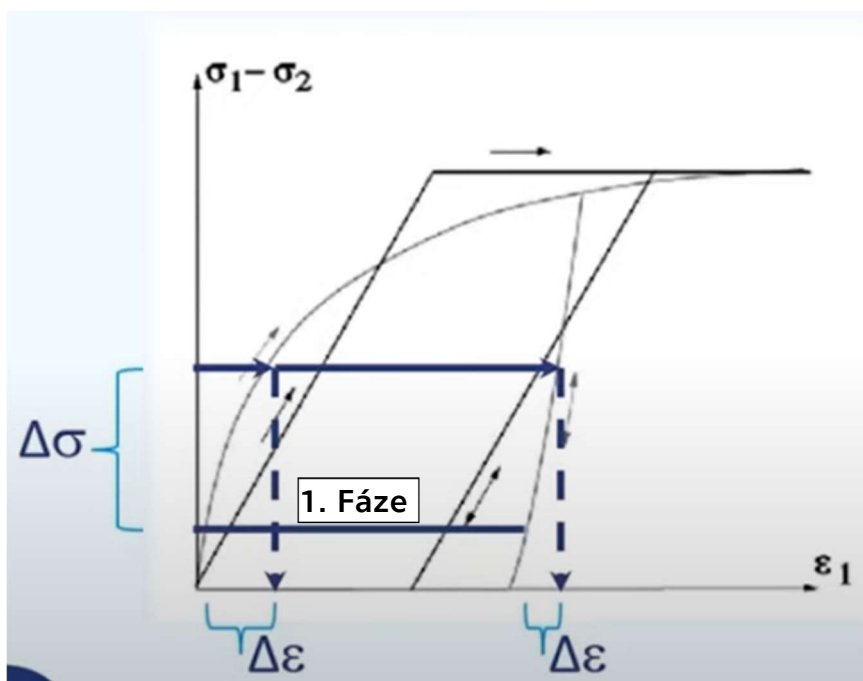
,kde γ je objemová hmotnost zeminy nad základovou spárou v [kN/m³]

h je mocnost zeminy nad úrovní základové spáry

Do výpočtu se uvažuje s navážkami o objemové hmotnosti $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ a mocností zeminy 1 m. (Mocnost zeminy nad z.s. se po délce objektu mění. Uvažujeme tedy mocnost minimální, jelikož tato hodnota příznivě ovlivňuje velikost sednutí. Z tohoto důvodu je to na straně bezpečné.)

„Fáze 3“ popisuje stav dokončené hrubé stavby, kdy na základovou spáru působí pouze vlastní tíha betonové konstrukce.

Při výpočtu sednutí využíváme charakteristickou kombinaci. Abychom v rámci výpočtu kombinace zohlednili původní geostatické napětí, tak v softwaru využíváme možnosti uvažovat počáteční stav, čímž je pro nás Fáze 2. Zároveň pro přesnější výsledky můžeme uvážit fázi výstavby hrubé stavby. Uvážení fází výstavby by mělo zredukovat výsledné sednutí, díky materiálovému modelu zeminy, který je nelineární a závisí na velikosti zatížení. Pokud by úplně všechno zatížení začalo působit v jednu chvíli, pak bychom nedali prostor ve výpočtu pro úpravu tuhosti podloží. Proto i v rámci výpočtu jednotlivých zatěžovacích stavů bylo zatížení aplikováno ve 4 krocích, v kterých vždy dojde k úpravě tuhosti podloží.



Obrázek 8 Materiálové modely

4.3. Porovnání výpočtů

V níže uvedené tabulce jsou shrnuty oba výpočty. Jedná se pouze o výsledky vypočtené na půdním masivu (objekt je odfiltrován). Grafika je uvedena v tiskových protokolech z použitého softwaru – viz přílohy.

Výpočet A	Výpočet B
Zatěžovací stav: vlastní tíha objektu	
$s = 19,5 \text{ mm}$	$s = 19,5 \text{ mm}$
$\sigma_z = 225 \text{ kPa}^1$	$\sigma_z = 225 \text{ kPa}$
Zatěžovací stav: vlastní tíha zeminy	
$s = 52 \text{ mm}$	$s = 52 \text{ mm}$
$\sigma_z = 213 \text{ kPa}^2$	$\sigma_z = 213 \text{ kPa}$
Fáze 1	
$s = 52 \text{ mm}$... shodné se z. s. vlastní tíhy zeminy	$s = 52 \text{ mm}$
$\sigma_z = 213 \text{ kPa}$... shodné se z. s. vlastní tíhy zeminy	$\sigma_z = 213 \text{ kPa}$
Fáze 2	
$s = 0$ komentář viz výše	Není
$\sigma_z = 213 \text{ kPa}$ stejné jako ve Fázi 1	
Fáze 3	
$s = 19,3 \text{ mm}$ v podstatě z. s. vlastní tíhy objektu ³	$s = 69,7 \text{ mm}$ ($s' = 69,7 - 52 = 17,7 \text{ mm}$)
$\sigma_z = 284 \text{ kPa}$	$\sigma_z = 305 \text{ kPa}$
Kvazistálá kombinace	
$s = 23,4 \text{ mm}$	$s = 72,6 \text{ mm}$ ($s' = 72,6 - 52 = 20,6 \text{ mm}$)
$\sigma_z = 324 \text{ kPa}$	$\sigma_z = 318 \text{ kPa}$

Tabulka 1 Výsledková tabulka

Dle očekávání se hodnoty sedání a napětí u zatěžovacích stavů a Fáze 1 pro oba výpočty neliší. Ve Fázi 3 můžeme pozorovat v čem jsou výpočty A a B odlišné. Ve výpočtu A vychází pro Fázi 3 sednutí rovné 19,3 mm, kdežto pro výpočet B je to 69,7 mm. Tento veliký rozdíl je způsoben tím, že Výpočet B započítává i sednutí zeminy od vlastní tíhy. „Očistíme-li“ toto sedání o sednutí z Fáze 1, přibližujeme se hodnotám z Výpočtu

Podrobněji jsou výsledky uvedeny v tiskových protokolech.

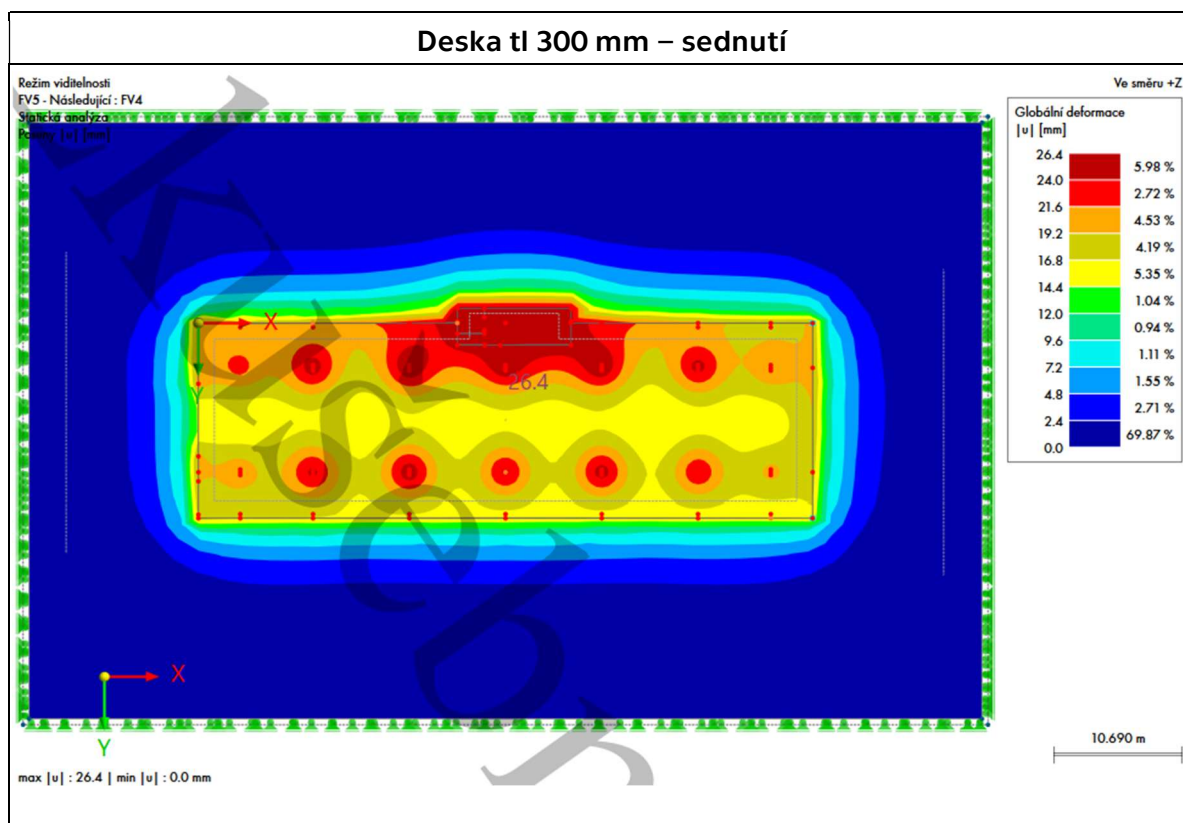
¹ Napětí v základové spáře.

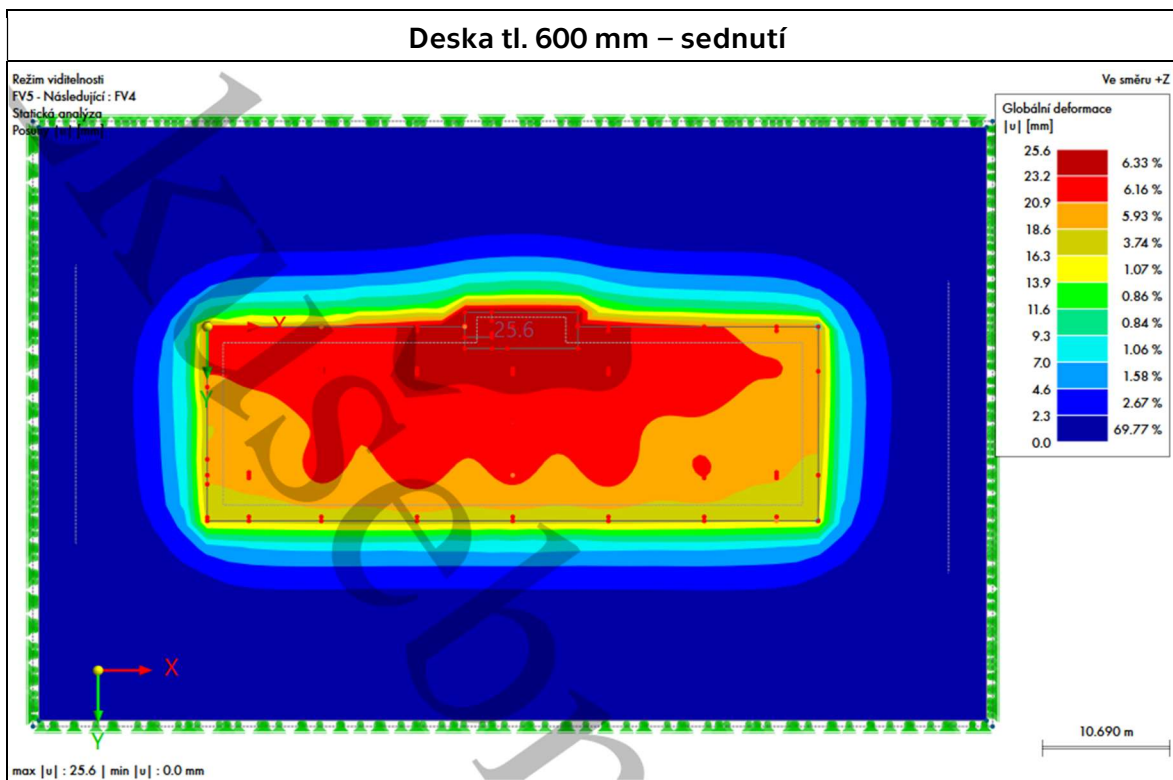
² Napětí ve spodu půdního masivu.

³ Hodnota je velmi podobná, dá se říct, že téměř shodná s hodnotou sednutí při zatěžovacím stavu – vlastní tíha objektu. Jak je možné že jsme se dostali při zatížení od hrubé stavby + zeminy na hodnotu, která odpovídá pouze od zatížení hrubou stavbou (z. s. vl. tíhy objektu) -> Právě protože Fáze 3 vychází z Fáze 2, která už sednutí od vl. tíhy zeminy vynulovala a pouze přičetla sednutí od vl. tíhy objektu. Ten drobný rozdíl v hodnotách by mohl být daný tím, že ve fázi 3 přitěžujeme zeminu při nějaké počáteční napjatosti (Fáze 2), takže má vyšší tuhost.

4.4. Závěr

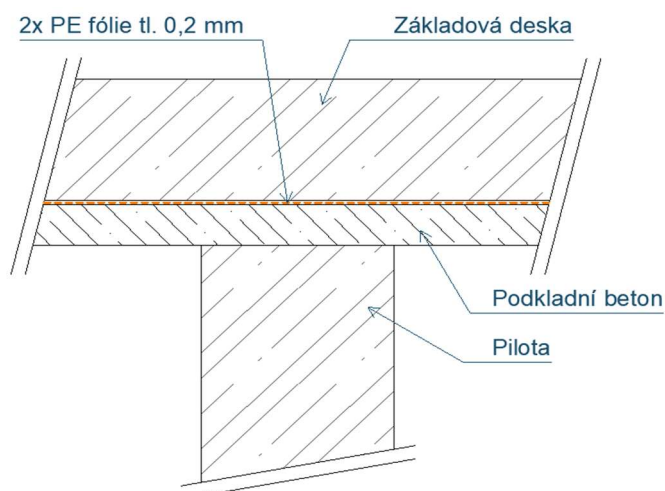
Deska tl. 300 mm se jeví zcela nevyhovující způsob založení, a to z následujících důvodů. Jak je detailně vidět v příložených tiskových protokolech, deska je poměrně poddajná a v místě pilířů pilířů se vytvářejí špičky kontaktního napětí. Nízká tuhost desky také vede na velké ohybové namáhání desky. Porovnáme-li hodnoty vypočteného sednutí desky pod pilířem a v poli, tak je zde rozdíl cca 10 mm – tzn. že v místě sloupu sedne deska 2x více než v poli a je žádoucí kontaktní napětí „vyhladit“ zesílením základové desky. Dalším pádným důvodem, proč je nutné desku zesílit je protlačení pilířů základovou deskou (výpočet protlačení viz Statický výpočet). Při užití betonu pevnostní třídy C 25/30 a uvažování únosnosti zeminy $R_{dt} = 200$ kPa z výpočtu vychází, že deska musí být tlustá minimálně 600 mm, přičemž deska této tloušťky by musela být zároveň smykově vyztužena. Níže je pro porovnání uvedeno, jak se změní sednutí desky, pokud by byl objekt založen na základové desce tl. 600 mm. Na obrázcích je též patrné jakým způsobem vypadá poklesová kotlina okolo objektu.





5. Geotechnická analýza objektu založeného na pilotách

Druhou variantou založení je založení na pilotách. Protože se jedná o bílou vanu, tak budou piloty navrženy jako podepřené. Podepřené piloty jsou vhodné zejména z toho důvodu, že při zvolení správného detailu nebrání základové desce ve smrštění. Koncepce podepřných pilot spočívá v přebetonování hlav pilot podkladní betonovou deskou tl. 100 – 150 mm, na kterou je následně zrealizována kluzná vrstva – nejčastěji ve formě stavebních PE fólií ve 2 vrstvách. Na tuto kluznou vrstvu je následně vybetonována základová deska, která je tedy uložena po celé své ploše na kluzné vrstvě.



Obrázek 9 Schéma uložení základové desky

V případě detailu popsaného výše je však nutné ověřit, zdali nedochází k tahu v patě sloup. Pokud by totiž bylo nutné přikotvit pilíře proti nadzvedávání od bočního tlaku větru spolu se zatížením od hydrostatického tlaku, bylo by nutné provázat výztuž pilot s výztuží pilíře. Pro ověření této skutečnosti byla použita kombinace zatížení $0,9 \cdot v.l.tíha + 1,5 \cdot \text{vítr} + 1,5 \cdot \text{hydrostatický vztlak}$.



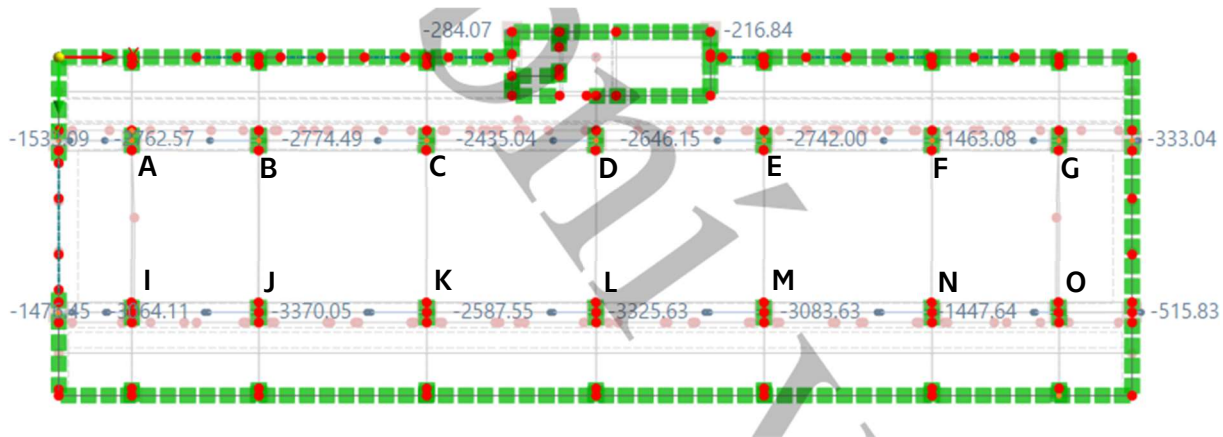
Obrázek 10 Normálové síly v pilířích

V patách pilířů tahové síly nevznikají, a tak je detail výše popsaný přípustný. Tento jev byl ověřen pro návrhovou situaci, a tudíž je zřejmé, že nemůže nastat ani v případě kombinace charakteristické, která tahy v patě sloupů zcela vylučuje.

Aby bylo možné zohlednit veškeré návrhové extrémy, tak byly vytvořeny 2 přístupy, jakými se přistupovalo k modelování podloží. První přístup spočíval v podepření základové desky plošnou podporou o jisté tuhosti – konkrétně se vycházelo z modelu spolupůsobícího podloží (bližší popis v kapitole 5.1). Tento přístup umožnil efektivně zohlednit chování konstrukce na relativně měkkém, respektive tuhém podloží. Byly tedy vytvořeny 2 modely – model s měkkým a tuhým podložím, které sloužili k určení vnitřních sil pro posouzení ohybové únosnosti desky, únosnosti desky na protlačení a výpočtu šířky trhlin. Druhým přístupem byla komplexní geotechnická analýza s uvážením fází výstavby popsaná výše v rámci kapitoly 4. Tento přístup umožnil, na rozdíl od toho prvního, zohlednit původní geostatické napětí v základové spáře a tím se více přiblížit reálnému chování, resp. sedání konstrukce

Byl vytvořen 3D výpočetní model, jehož suterénní svislé konstrukce byly vetknuty. Tento model je zdrojem vnitřních sil, na které se budou piloty dimenzovat. Vnitřní síly jsou stanoveny pro obálku častých návrhových kombinací.

Piloty jsou v rámci předběžného návrhu uvažovány jako bodové podpory s určitou tuhostí ve směru osy Z. Konkrétně jsou v softwaru Rfem 6 modelovány jako bodové podpory s tuhostí zadanou pomocí fiktivního sloupu, jehož rozměry odpovídají rozměrům pilíře a jeho délka je naladěna tak, aby výsledná tuhost odpovídala tabulce níže. Modelováním piloty pomocí fiktivního sloupu o určitých rozměrech lze s výhodou využít při odečítání ohybových momentů, které jsou zredukovány k lici pilíře.



Obrázek 11 Normálové síly v pilotách s vyznačením pozic pilot

Tuhost je vypočtena z normálové síly vycházející z modelu s vetknutými svislými konstrukcemi a požadavku na sednutí do 10 mm.

Piloty	N_{Ed} [kN]	k [kN/m]	Piloty	N_{Ed} [kN]	k [kN/m]
A	1533	153300	I	1476	147600
B	2762	276200	J	3064	306400
C	2774	277400	K	3370	337000
D	2435	243500	L	2587	258700
E	2646	264600	M	3325	332500
F	2742	274200	N	3083	308300
G	1463	146300	O	1447	144700

Tabulka 2 Tuhosti pilot

5.1. Pružné podepření základové desky

V rámci dimenzování základové desky uvažovány 2 rozdílné návrhové situace, které se lišily uvažovanou tuhostí podloží. Jako první bylo počítáno s relativně měkkým podložím. Vycházíme z předpokladu, že deska uložená na měkkém podloží bude zpravidla více namáhaná, než deska uložená na tužším podloží. Tato návrhová situace je tedy rozhodující pro dimenzování výztuže na ohybové namáhání, ale i na omezení šířky trhlin při mezním stavu použitelnosti. Druhou návrhovou situací se pak rozumí uložení základové desky na relativně tuhém podloží. V tomto případě, klesá ohybové namáhání desky a zároveň klesá reakce v pilotě. Pilota totiž, ve srovnání s návrhovou situací, kdy je deska uložena na měkkém podloží, přebírá méně zatížení z horní stavby. Zatížení z horní stavby se totiž rozděluje v poměru tuhostí piloty a desky a ve chvíli, kdy dojde k nárůstu tuhosti podloží, tak se tento poměr automaticky mění, pilota méně sedá a tím pádem nepřebírá tolik zatížení, jako kdyby sedala víc a bylo aktivováno větší plášťové tření. Tato návrhová situace je klíčová pro návrh protlačení pilíře základovou deskou.

Jak již bylo zmíněno, tak při modelování podloží základové desky byl použit první přístup – tzv. model spolupůsobícího podloží dle [N2] a [N3], který umožňuje zohlednit ve výpočtu únosnost ve smyku a zobrazit průběh sedání vně hrany základu. Pro výpočet konstant C1 a C2 byly použity rovnice dle Barvačova:

$$C_{1,z} = \frac{E_{def}}{H(1 - 2\nu^2)} \quad (2)$$

kde H je hloubka pružného podloží ke skalní hornině

ν poissonův součinitel zeminy

$$C_{2,v} = \frac{E_{def}H}{20(1 - 2\nu^2)} \quad (3)$$

V případě vyšetřovaného objektu se nachází „pevný podklad“ ve formě ve formě zvětralých pískovců cirka v hloubce $H = 6,2$ m pod základovou spárou. Poissonův součinitel je pro měkké i tuhé podloží volen roven 0,3 (to odpovídá geologickým typům GT2a a GT3c – viz Obrázek 4). Deformační moduly pro měkké podloží je $E_{def} = 17$ MPa a pro tuhé podloží $E_{def} = 50$ MPa. Výsledné konstanty jsou potom:

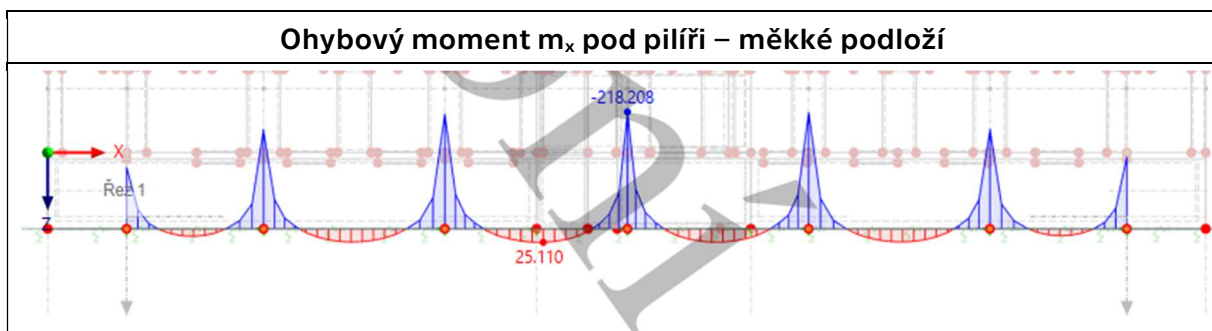
$$C_{1,z,měkké} = \frac{E_{def}}{H(1 - 2\nu^2)} = \frac{17}{6200(1 - 2 * 0,3^2)} = 3\,013 \text{ kN/m} \quad (4)$$

$$C_{1,z,měkké} = \frac{E_{def}}{H(1 - 2\nu^2)} = \frac{50}{6200(1 - 2 * 0,3^2)} = 8\,862 \text{ kN/m} \quad (5)$$

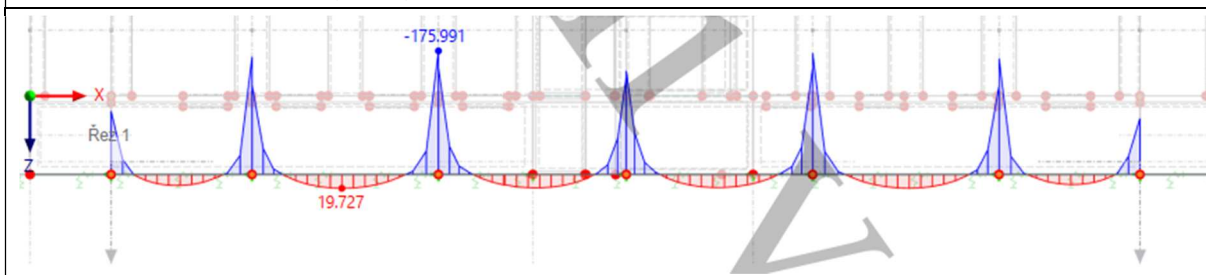
$$C_{2,v,měkké} = \frac{E_{def}H}{20(1 - 2\nu^2)} = \frac{17 * 6200}{20(1 - 2 * 0,3^2)} = 5\,791 \text{ kN/m} \quad (6)$$

$$C_{2,v,měkké} = \frac{E_{def}H}{20(1 - 2\nu^2)} = \frac{50 * 6200}{20(1 - 2 * 0,3^2)} = 17\,032 \text{ kN/m} \quad (7)$$

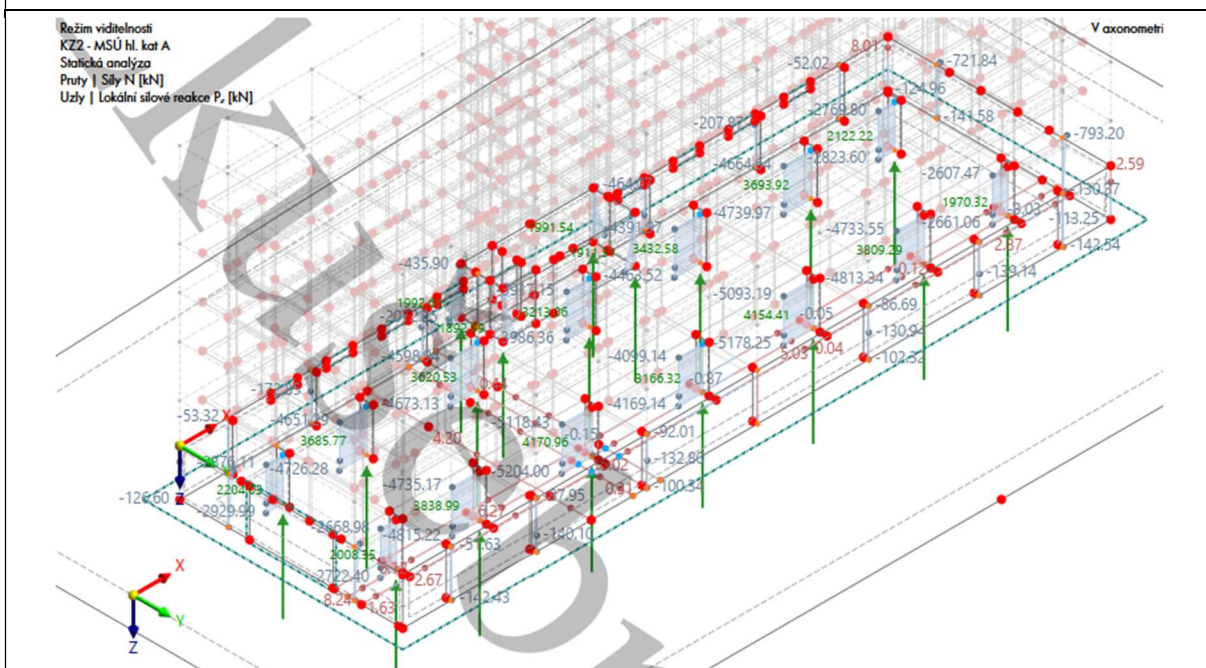
Pro porovnání rozdílů vycházejících ze změny tuhosti podloží je uveden průběh ohybového momentu v sloupovém pruhu ve směru X pod pilíři a reakce v pilotách společně s normálovou silou v pilířích.



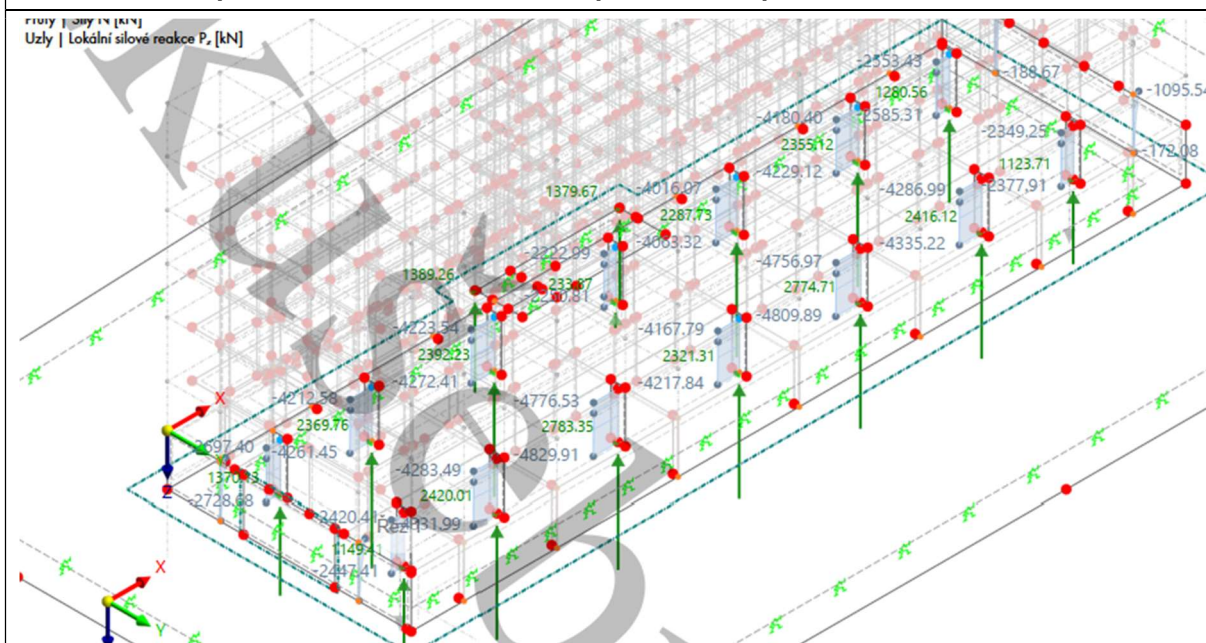
Ohybový moment m_x pod pilíři – tuhé podloží



Reakce v pilotách a normálová síla v pilíři – měkké podloží – deska tl. 400 mm



Reakce v pilotách a normálová síla v pilíři – tuhé podloží – deska tl. 400 mm



Tabulka 3 Porovnání výsledků při rozdílných tuhostech podloží

Srovnají-li se výsledky reakcí v pilotách, tak je patrné, že v případě založení na měkkém podloží pilota přebírá více zatížení než v případě, kdy je deska uložena na tuhém podloží. V případě vyšetřovaného objektu přebírala pilota v případě měkkého podloží cca $\frac{3}{4}$ zatížení z pilíře a v případě tuhého podloží potom jen 1/2 celkového zatížení z pilíře. Jedná se o zásadní rozdíl, který má podstatný vliv na návrh desky na protlačení. Tu bylo nutné z hlediska posudku na protlačení zvětšit na tloušťku desky na 400 mm. Tato deska je sice ohybově tužší a dokáže tak na sebe navázat více zatížení z pilíře, avšak míra, o kterou se zvedne smyková únosnost je větší než o kolik se zvedne smyková síla.

5.2. Výpočet sedání pilot

V rámci návrhu pilot budou stanoveny 3 kategorie pilot dle velikosti působícího zatížení a následně budou také stanoveny 3 kategorie pilot dle základových poměrů. Následně bude proveden výpočet sednutí piloty. Piloty budou dimenzovány tak, aby sednutí všech pilot bylo přibližně 10 mm. Bude se jednat o velkopřůměrové piloty průměru 1 m, které se budou lišit pouze svojí délkou, která se bude odvíjet od toho, jak jsou zatíženy a v jakých základových poměrech se pilota nachází.

5.2.1. Roztřídění pilot

Dle zatížení jsou piloty rozřazeny do 3 skupin, přičemž pilota v dané skupině bude dimenzovaná na sílu, která je v nejméně zatížené pilotě ve skupině.:

Skupiny dle zatížení	Piloty
A -> 1440 – 1600 kN	A, G, I, O
B -> 1600 – 2750 kN	B, C, E, F, L
C -> 2750 – 3400 kN	D, J, K, M, N

Tabulka 4 Rozřazení pilot dle zatížení

Dle podmínek jsou piloty rozřazeny do 3 skupin: Geologický profil 1 (GP1) odpovídá západní části objektu, Geologický profil 2 (GP2) je na středu objektu a na východní části objektu se nachází geologický profil 3 (GP3). Popis geologických profilů, které jsou uvažovány dle tabulky níže:

GP1 = západní část		GP2 = střední část		GP3 = východní část	
0 – 1,3 m	GT2a	0 – 0,9 m	GT2a	0 – 0,8 m	GT3b
1,3 – 4,2 m	GT3a	1,3 – 2,8 m	GT3a	0,8 ->	GT3c
4,2 – 6,2 m	GT3b	2,8 – 4,3 m	GT3b		
6,2 ->	GT3c	4,3 ->	GT3c		

Tabulka 5 Geologické profily se značením geotypů dle IGP [N1]- viz Obrázek 4

Piloty spadající do skupin dle geologického profilu:

Skupiny dle geologického profilu	Piloty
GP1 = západní část	A, B, I, J
GP2 = střední část	C, D, E, K, L, M
GP3 = východní část	F, G, N, O

Tabulka 6 Rozřazení pilot dle geologického profilu

Shrnutí rozřazení se shodnými kombinacemi skupin je v následující tabulce.

Piloty	Skupiny dle zatížení	Skupiny dle geologického profilu	Piloty	Skupiny dle zatížení	Skupiny dle geologického profilu
A	A	GP1	I	A	GP1
B	B	GP1	J	C	GP1
C	B	GP2	K	C	GP2
D	C	GP2	L	B	GP2
E	B	GP2	M	C	GP2
F	B	GP3	N	C	GP3
G	A	GP3	O	A	GP3

Tabulka 7 Shrnutí rozřazení pilot

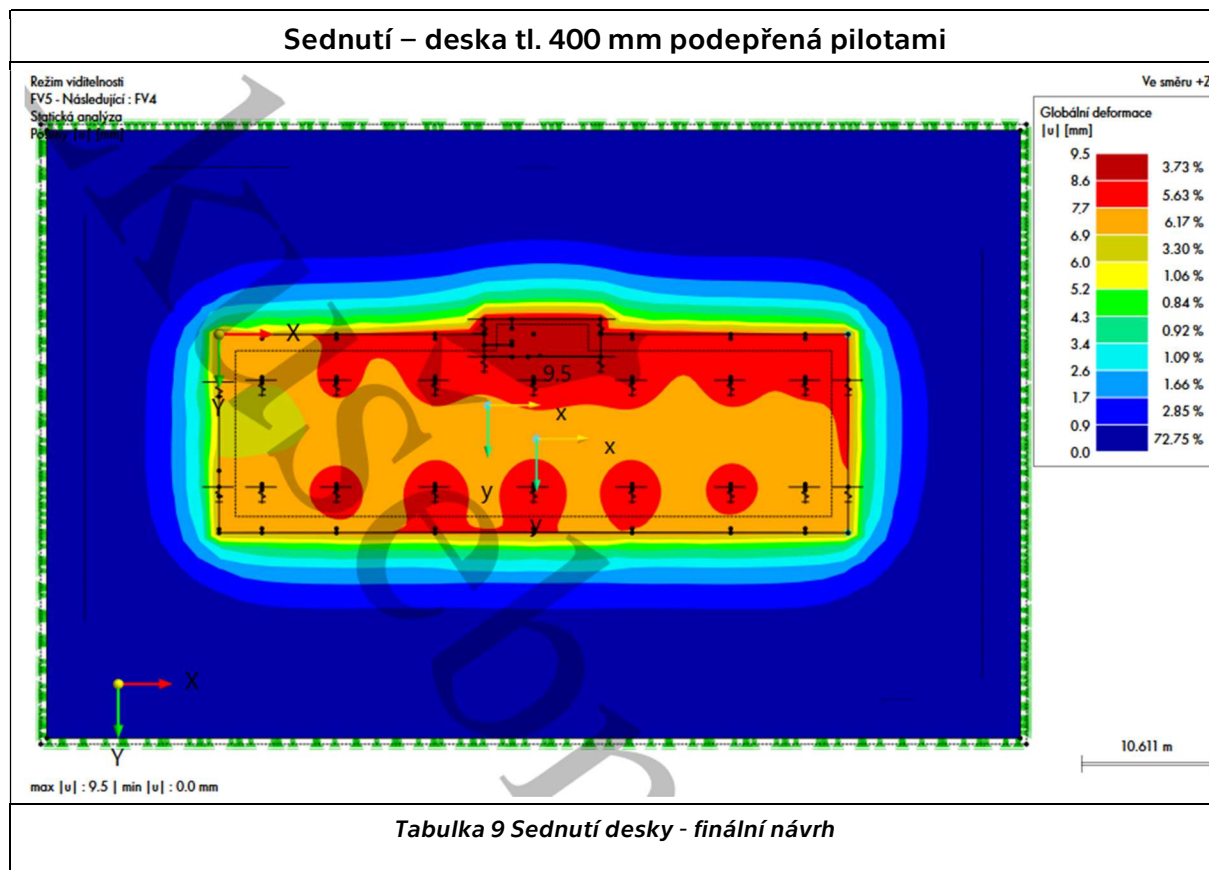
Dále je možné redukovat počet posudků, jelikož některé piloty spadají zároveň do stejné skupiny zatížení i do stejné skupiny dle geologického profilu. Celkem je tedy nutné provést posouzení 8x. Výpočet sednutí pilot byl proveden pomocí softwaru GEO – modulem Pilota. Jedná se o výpočet sedání pilot dle doc. Masopusta, které vychází z řešení regresních rovnic. Detailněji jsou výpočty uvedeny v příložených protokolech ze zmíněného softwaru. Výsledky jsou shrnuty v tabulce níže

Piloty	Navržená délka piloty	Sednutí	Piloty	Navržená délka piloty	Sednutí
A	15 m	8,9 mm	I	15 m	8,9 mm
B	15 m	5,9 mm	J	15 m	9,0 mm
C	14 m	6,3 mm	K	14 m	9,9 mm
D	14 m	9,9 mm	L	14 m	6,3 mm
E	14 m	6,3 mm	M	14 m	9,9 mm
F	13 m	6,0 mm	N	13 m	9,2 mm
G	6 m	10,7 mm	O	6 m	10,7 mm

Tabulka 8 Navržené délky pilot a jejich vypočtené sednutí

6. Závěr

Níže je uvedeno graficky sednutí základové desky finálního návrhu – tj. základová deska tl. 400 mm podepřená velkopřůměrovými pilotami průměru 1 m a délky uvedené v tabulce výše. Tyto výsledky vycházejí z druhého návrhového přístupu, tedy komplexní geotechnické analýzy s uvážením fází výstavby, kdy je podloží modelované pomocí zemního tělesa.



Použitá podklady

- [N1] SÝKORA, Vilém. *Inženýrsko-geologický průzkum: Bytové domy COMAX - Velvary*.
- [N2] Model spolupůsobícího podloží. Online. 5/2017n. I. Dostupné z: Dlubal Software s.r.o., <https://www.dlubal.com/cs/podpora-a-skoleni/podpora/databaze-znalosti/001433>. [cit. 2023-11-29].
- [N3] Porovnání různých modelů podloží v programu RFEM. Online. 2/2017n. I. Dostupné z: Dlubal Software s.r.o., <https://www.dlubal.com/cs/podpora-a-skoleni/podpora/databaze-znalosti/001400>. [cit. 2023-11-29].
- [N4] Instrukční manuál č. 12 GEO 5, Pilotové Základy – Úvod, 01/2020
- [N5] Instrukční manuál č. 14 GEO 5, Výpočet sedání osamělé piloty, 01/2020
- [N6] Instrukční manuál č. 13 GEO 5, Výpočet svislé únosnosti osamělé piloty, 01/2020

Seznam příloh

1. Výkres pilot
2. Tiskový protokol protokol – Výpočet A
3. Tiskový protokol protokol – Výpočet B
4. Protokol – piloty A, I
5. Protokol – piloty B
6. Protokol – piloty C, E, L
7. Protokol – piloty D, K, M
8. Protokol – piloty F
9. Protokol – piloty G, O
10. Protokol – piloty J
11. Protokol – piloty N