

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

**KATEDRA GEOTECHNIKY**



**NÁVRH SPODNÍ STAVBY POLYFUNKČNÍHO  
DOMU V ŘÍČANECH**

**DESIGN OF FOUNDATIONS OF THE  
POLYFUNCTIONAL BUILDING IN ŘÍČANY**

**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

Vypracoval: Ondřej Tušl  
Vedoucí práce: Ing. Jan Salák, CSc.  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

**Praha, 2021**

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Tuší Jméno: Ondřej Osobní číslo: 477010

Zadávací katedra: K135 - Katedra geotechniky

Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství

Studijní obor: (3647R013) Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh spodní stavby polyfunkčního domu v Říčanech

Název bakalářské práce anglicky: Design of foundations of the polyfunctional building in Říčany

Pokyny pro vypracování:

Na základě IG průzkumu navrhnout zajištění stavební jámy objektu

Vypočítat zatížení na spodní stavbu objektu

Navrhnout založení objektu na desce nebo na tenké desce s pilotami

Zpracovat závěrečnou práci s popisem použitých metod výpočtu a řešením spodní stavby

Zpracovat jako přílohu závěrečné práce zjednodušenou projektovou dokumentaci spodní stavby

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Jan Salák, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 15.2.2021

Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

15.02.2021

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 16.05.2021

.....

Ondřej Tušíl

## PODĚKOVÁNÍ

Rád bych poděkoval vedoucímu své bakalářské práce Ing. Janu Salákovi, CSc. za odborné vedení, cenné rady, a především ochotu a trpělivost při zpracování bakalářské práce.

## ABSTRAKT

Tato bakalářská práce se věnuje návrhu spodní stavby polyfunkčního domu v Říčanech v České republice. Návrh byl zpracován na základě výkresové dokumentace objektu ve stupni pro stavební povolení.

V práci je popsán způsob řešení základových desek a svislé únosnosti pilot. Na základě inženýrskogeologického průzkumu a výpočtu svislého zatížení na spodní stavbu je proveden komentovaný návrh založení objektu ve dvou variantách – plošně na základové desce a hlubině na tenké desce s vrtanými pilotami. Dále je popsáno několik možností zajištění stavební jámy a jako praktický příklad navrženo dočasné zajištění stavební jámy pažící konstrukcí. Součástí bakalářské práce je zjednodušená dokumentace navržených konstrukcí.

**Klíčová slova:** základová deska, piloty, protlačení, stavební jáma, pažení

## ABSTRACT

This bachelor's thesis is focused on the design of foundations of the polyfunctional building in Říčany in Czech Republic. The design was based on the drawing documentation of the object's building permit project.

In this thesis is described a way of concrete foundation slabs analysis and vertical bearing capacity analysis of piles. Based on an engineering geologic report and vertical load calculation is showed commented design of foundations in two versions – shallowly on concrete slab and deeply on thin concrete slab with bored piles. Further are described several options of construction pit ensuring and as an example is designed temporary sheeting construction. Part of the bachelor's thesis is also a simplified documentation of designed constructions.

**Key words:** slab foundation, piles, punching, construction pit, sheeting

# OBSAH

ÚVOD.....	10
1 POPIS OBJEKTU.....	11
1.1 Základní údaje .....	11
1.2 Poloha.....	12
2 ZATÍŽENÍ NA SPODNÍ STAVBU .....	13
2.1 Materiály .....	14
2.2 Plošné zatížení .....	14
2.2.1 Stálé zatížení .....	14
2.2.2 Proměnné zatížení .....	15
2.3 Postup výpočtu .....	16
2.3.1 Liniové zatížení .....	16
2.3.2 Bodové zatížení .....	17
2.4 Výsledky .....	18
2.4.1 5. NP .....	18
2.4.2 4. NP .....	19
2.4.3 Běžné podlaží .....	19
2.4.4 1. PP .....	20
2.4.5 2. PP .....	21
2.4.6 Základová deska .....	22
3 GEOLOGICKÉ POMĚRY .....	24
3.1 Charakteristika zájmového území.....	24
3.2 Průzkumné práce.....	24
3.2.1 Vrt V1 .....	25
3.2.2 Vrt V2 .....	26
3.3 Zastižená geologie.....	26
3.4 Hydrogeologické poměry .....	27
3.5 Návrhové parametry zemin a hornin.....	28
4 ZALOŽENÍ OBJEKTU .....	29
4.1 Základové desky .....	29
4.1.1 Metoda výpočtu základové desky.....	29
4.1.2 Protlačení základové desky.....	30
4.2 Piloty .....	33

4.2.1	Interakce piloty a základové půdy .....	34
4.2.2	Osová únosnost osamělé piloty .....	35
4.2.2.1	Mezní stav porušení .....	35
4.2.2.2	Mezní stav použitelnosti .....	39
4.3	Návrh založení objektu .....	46
4.3.1	Materiály .....	46
4.3.1.1	Beton .....	46
4.3.1.2	Ocel .....	48
4.3.2	Návrhový geologický profil .....	48
4.3.3	Varianta 1 .....	49
4.3.3.1	Výsledný návrh .....	53
4.3.4	Varianta 2 .....	53
4.3.4.1	Výsledný návrh .....	56
5	DOČASNÉ ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY .....	57
5.1	Pažené stavební jámy .....	57
5.1.1	Druhy pažených stavebních jam .....	58
5.1.1.1	Záporové pažení .....	59
5.1.1.2	Podzemní stěny .....	60
5.1.1.3	Pilotové stěny .....	60
5.1.1.4	Mikrozáporové pažení .....	61
5.1.1.5	Trysková injektáž .....	61
5.1.1.6	Štětové stěny .....	61
5.1.1.7	Hřebíkové svahy .....	62
5.2	Posouzení pažících konstrukcí .....	62
5.3	Zatížení pažících konstrukcí .....	63
5.3.1	Zemní tlak .....	63
5.3.1.1	Zemní tlak v klidu .....	64
5.3.1.2	Aktivní zemní tlak .....	65
5.3.1.3	Pasivní zemní tlak .....	66
5.3.2	Přírůstek zemního tlaku od přitížení .....	66
5.3.3	Účinky podzemní vody .....	67
5.4	Statické schéma pažících konstrukcí .....	68
5.4.1	Nosník na tuhých podporách .....	68
5.4.2	Nosník na pružném podkladě .....	69



5.5	Návrh dočasného zajištění stavební jámy.....	70
5.5.1	Posouzení pažení v řezu A-A.....	71
5.5.1.1	Geologické prostředí .....	71
5.5.1.2	Geometrie konstrukce .....	72
5.5.1.3	První fáze budování .....	72
5.5.1.4	Druhá fáze budování .....	73
5.5.1.5	Třetí fáze budování .....	75
5.5.1.6	Posouzení zápor .....	76
5.5.1.7	Únosnost kotev.....	78
5.5.1.8	Vnitřní stabilita .....	79
5.5.1.9	Vnější stabilita .....	80
5.5.1.10	Posouzení pažin.....	81
5.5.1.11	Posouzení převázek.....	82
	ZÁVĚR .....	83
	SEZNAM LITERATURY .....	85
	SEZNAM OBRÁZKŮ .....	88
	SEZNAM TABULEK .....	90
	PŘÍLOHY .....	91
	VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE .....	91

## ÚVOD

Spodní stavba je nedílnou součástí každého stavebního objektu. V současné době, vzhledem k rozvoji a ekonomické situaci na trhu se stavebními pozemky, jsou ze strany investorů kladeny stále větší požadavky na využití stavební plochy. Důsledkem těchto požadavků je nárůst počtu nadzemních i podzemních podlaží. V obou případech je nezbytné řešit návrh spodní stavby.

Součástí řešení spodní stavby je návrh založení, kdy je nutné zvolit vhodnou metodu na základě geologických poměrů a charakteru stavby. Základy se budují plošné, hlubinné či kombinované. Správný návrh založení splňuje podmínky na únosnost i použitelnost.

Pro výstavbu podzemních částí je nutné realizovat stavební jámu požadované hloubky. Z důvodu bezpečnosti a často omezeného prostoru pro stavbu se zajišťují svahy stavebních jam pažícími konstrukcemi. Existuje několik možných řešení takových konstrukcí, jejichž volba závisí na konkrétních podmínkách stavby.

V práci jsou shrnuté základní poznatky o plošném zakládání na deskách, plošném zakládání v kombinaci s hlubinným a o možnostech řešení a návrhu konstrukcí zajištění stavebních jam.

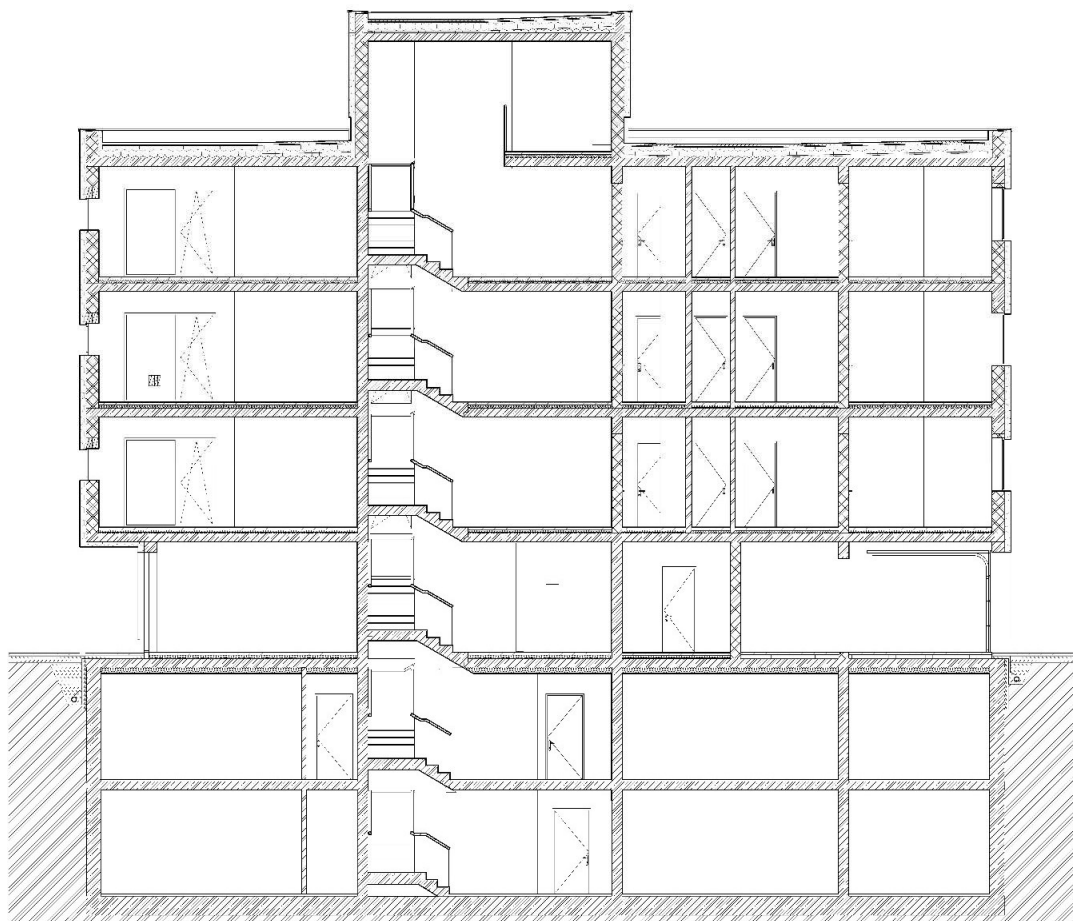
V rámci aplikace poznatků je řešen návrh spodní stavby polyfunkčního domu v Říčanech v České republice.

# 1 POPIS OBJEKTU

## 1.1 Základní údaje

V současné době se na místě navrhovaného polyfunkčního domu nachází jednopodlažní nepodsklepená stavba, která bude před započítím výstavby nového objektu odstraněna.

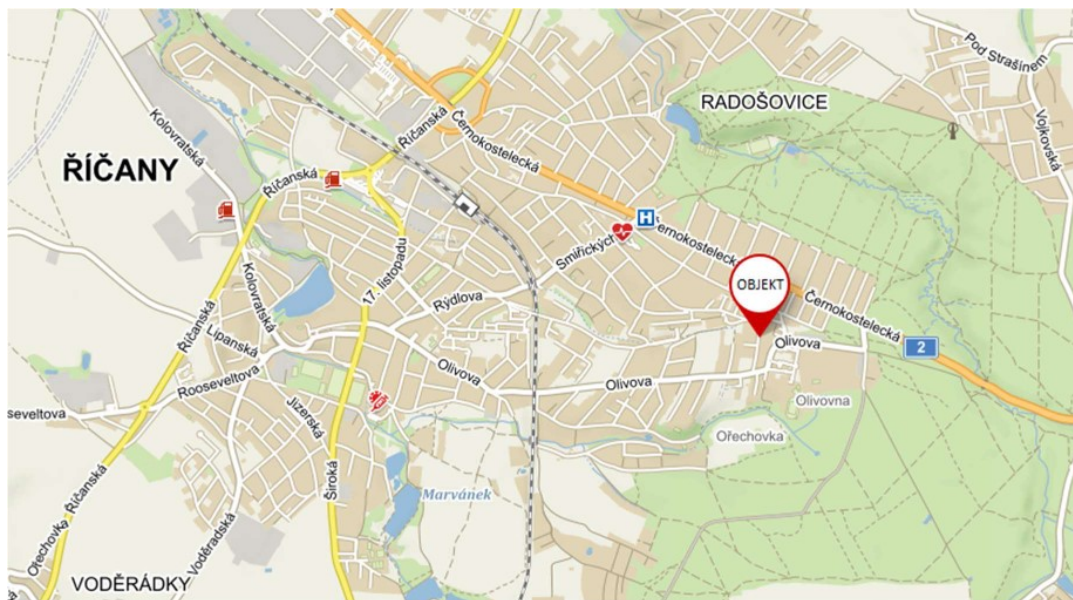
Nový objekt svým tvarem půdorysně kopíruje objekt stávající. Je navržena stavba obdélníkového půdorysu s vykousnutými rohy o rozměrech 23,59 x 24,57 metrů. Objekt má pět nadzemních a dvě podzemní podlaží.



*Obr. 1 Typický řez objektem*

## 1.2 Poloha

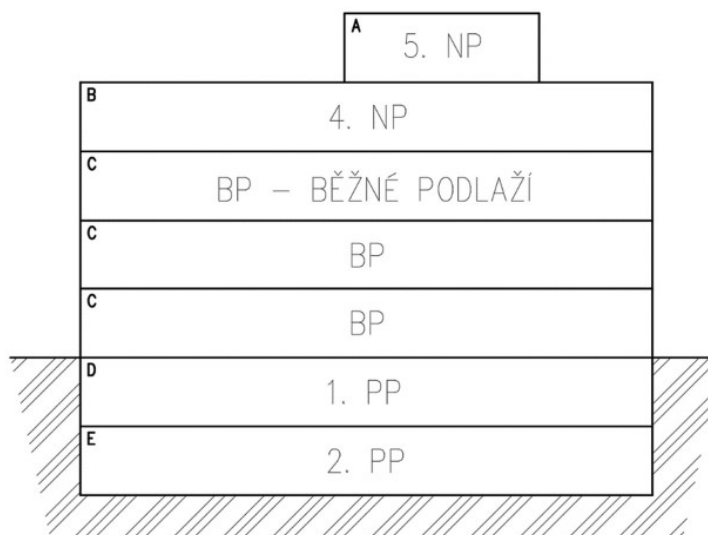
Řešený objekt se nachází v ulici Verdunská v Říčanech v okrese Praha-východ ve Středočeském kraji.



Obr. 2 Poloha řešeného objektu v rámci obce [1]

## 2 ZATÍŽENÍ NA SPODNÍ STAVBU

Výpočet svislého zatížení na spodní stavbu probíhal postupně od nejvyššího podlaží až po druhé podzemní podlaží. Rozdělení jednotlivých sekcí výpočtu je znázorněno na Obr. 3. Výstupem výpočtu je zatížení základové desky.



Obr. 3 Znázornění sekcí výpočtu svislého zatížení

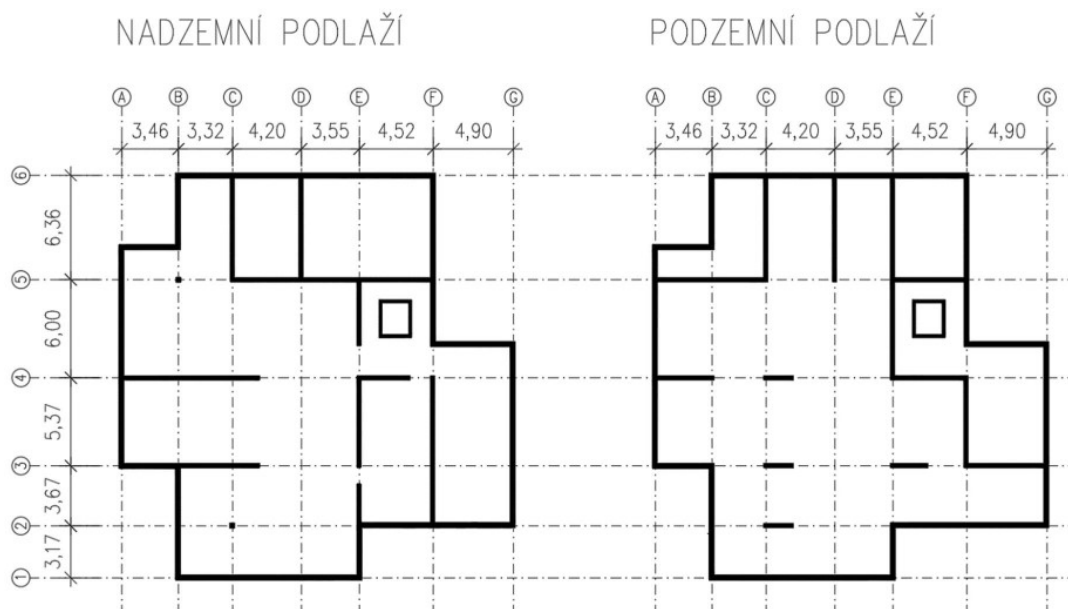
Jako podklad byly dostupné výkresy půdorysu 5. NP, běžného podlaží, obou podzemních podlaží a bylo známo uspořádání nosných konstrukcí, které je v nadzemní a podzemní části objektu odlišné. Ve výpočtu zatížení není na 4. NP nahlíženo jako na běžné podlaží z důvodu rozdílného plošného zatížení. Výpočet zatížení v podzemních podlažích je veden odděleně z důvodu rozdílné konstrukční výšky stěn výtahových šachet v nejnižším podlaží.

Stropní desky jsou navrženy monolitické železobetonové a roznos plošného zatížení na nosné prvky je realizován do všech stran. Mezi všemi nosnými prvky a stropní deskou je uvažován stejný způsob uložení, tudíž roznášecí úhel zatížení mezi jednotlivými prvky je 45°. [2]

Základová deska je navržena monolitická železobetonová a přenáší svislé zatížení plošně do základové půdy.

Nosné konstrukce jsou tvořeny v nadzemní části objektu obvodovou stěnou z keramických tvárníc a ve vnitřní části železobetonovými průvlaky pnutými mezi železobetonové stěny či sloupy. V podzemní části objektu jsou všechny nosné prvky

železobetonové a průvlaky jsou prnuté mezi vnitřní stěny a obvodovou suterénní stěnu. Konstrukční výška jednotlivých podlaží je 2,95 metru. Osobní výtah je navržen s rozdílem mezi podlahou prvního nástupiště a dnem šachty 1,10 metru, autovýtah s rozdílem 1,40 metru.



Obr. 4 Uspořádání svislých nosných konstrukcí (kótováno v metrech)

## 2.1 Materiály

Při výpočtu zatížení vlastní tíhou je základním parametrem objemová tíha, která je u železobetonových konstrukcí uvažována hodnotou  $25,00 \text{ kN/m}^3$  a u obvodového zdiva  $10,00 \text{ kN/m}^3$ . Vlastní tíha obvodového zdiva je uvažována včetně tepelně izolačního materiálu a fasády. Objemová tíha skladby podlahy je uvažována hodnotou  $13,00 \text{ kN/m}^3$  a skladby střechy  $6,00 \text{ kN/m}^3$ .

## 2.2 Plošné zatížení

Z hlediska normy ČSN EN 1990 rozlišujeme tři třídy zatížení podle jeho proměnnosti v čase na stálé, proměnné a mimořádné. Při výpočtu zatížení je pracováno pouze se zatížením stálým a proměnným. [3]

### 2.2.1 Stálé zatížení

Ve všech podlažích je plošné zatížení tvořeno vlastní tíhou stropní železobetonové desky tloušťky 200 mm. Ve vnitřním prostoru budovy je dále

tvořeno vlastní tíhou skladby podlahy o mocnosti 150 mm. V podlažích, která jsou shora vystavena vnějšímu prostředí je skladba podlahy nahrazena skladbou střechy o tloušťce 270 mm.

### 2.2.2 Proměnné zatížení

Převažující část proměnných zatížení stropních a střešních konstrukcí tvoří zatížení užitná, která se dělí do kategorií A až K dle ČSN EN 1991-1-1 v závislosti na účelu používání těchto konstrukcí. [4]

Navrhovaný polyfunkční dům sdílí funkci obytnou s administrativní a spadá tedy do kategorií A (obytné plochy a plochy pro domácí činnosti) i B (kancelářské plochy). S přihlédnutím ke sdílenému účelu používání je plošné užitné zatížení stropních konstrukcí v nadzemních podlažích stanoveno na 2,50 kN/m<sup>2</sup>. [4]

Dále je uvažováno zatížení stropních konstrukcí v nadzemních podlažích přemístitelnými příčkami hodnotou 0,80 kN/m<sup>2</sup>.

Podzemní podlaží domu budou užívána pro parkování osobních automobilů, proto užitné zatížení stropní konstrukce mezi 1. PP a 2. PP a základové desky spadá do kategorie F (dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla), pro kterou je doporučené plošné zatížení 2,50 kN/m<sup>2</sup>. [4]

Navrhovaná plochá střecha spadá do kategorie H (střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav), hodnota užitného zatížení je uvažována 0,40 kN/m<sup>2</sup>. [4]

Na střešní konstrukce působí proměnné zatížení sněhem, jehož hodnota se stanoví dle normy ČSN EN 1991-1-3. Dle interaktivní mapy zatížení sněhem na zemi, vytvořené za spolupráce Českého hydrometeorologického ústavu a Vysoké školy báňské – Technická univerzita Ostrava, je charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi pro zájmovou lokalitu 0,93 kN/m<sup>2</sup>. [5] [6] [7]

Obr. 5 Výstup z aplikace Mapa zatížení sněhem na zemi [7]

Součinitel expozice byl stanoven na 1,00 pro normální krajinu, tepelný součinitel na 1,00 pro střechy bez zvýšené tepelné propustnosti a tvarový součinitel zatížení sněhem na 0,80 pro střechy se sklonem nižším než 30°. Pro trvalé návrhové situace bylo určeno výsledné plošné zatížení sněhem dle rovnice (1). [5]

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,93 = 0,74 \text{ kN/m}^2 \quad (1)$$

kde  $\mu_1$  ... tvarový součinitel zatížení sněhem,

$C_e$  ... součinitel expozice,

$C_t$  ... tepelný součinitel,

$s_k$  ... charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi.

## 2.3 Postup výpočtu

### 2.3.1 Liniové zatížení

Zatížení je do spodní stavby přenášeno svislými nosnými konstrukcemi, na které je vztaženo plošné zatížení z jednotlivých pater. Nosný systém objektu byl rozdělen na jednotlivé liniové segmenty, které mají určenou svou zatěžovací plochu. Plošné zatížení na jeden segment bylo tedy vynásobeno příslušnou zatěžovací plochou a následně vyděleno délkou segmentu pro získání liniového zatížení. Tímto způsobem dochází ke zjednodušení průběhu liniového zatížení po délce prvku z lichoběžníkového či trojúhelníkového na obdélníkové.



Každému segmentu byl dále přiřazen typ na základě nosného prvku, kterým je tvořen. V závislosti na typu segmentu byla přičtena liniová zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce, jejichž výpočet je uveden v *Tab. 1*.

*Tab. 1 Výpočet liniového zatížení nosných prvků od vlastní tíhy*

Klasifikace zatížení	Původ zatížení	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Tloušťka [m]	Výška [m]	Liniové zatížení [kN/m]
ČSN EN 1991-1-1					charakteristické
Stálé	Vlastní tíha obvodové stěny	10,00	0,30	2,95	<b>8,85</b>
	Vlastní tíha ŽB stěny	25,00	0,25	2,95	<b>18,44</b>
	Vlastní tíha ŽB průvlaku	25,00	0,25	0,40	<b>2,50</b>
	Vlastní tíha ŽB stěny výtahové šachty	25,00	0,18	2,95	<b>13,28</b>
	Vlastní tíha ŽB stěny výtahové šachty s dojezdem	25,00	0,18	4,05	<b>18,23</b>
	Vlastní tíha ŽB suterénní stěny	25,00	0,30	2,95	<b>22,13</b>
	Vlastní tíha ŽB suterénní stěny autovýtahu	25,00	0,30	4,35	<b>32,63</b>
	Vlastní tíha ŽB stěny autovýtahu	25,00	0,25	4,35	<b>27,19</b>

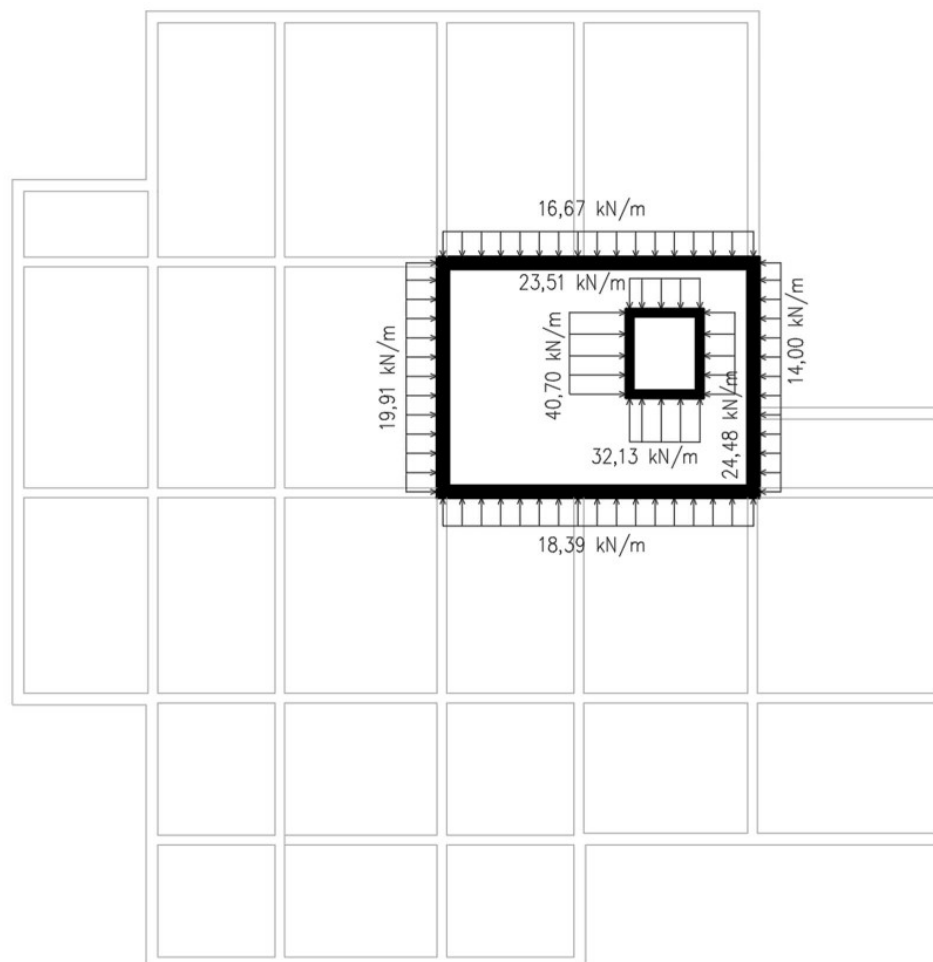
### 2.3.2 Bodové zatížení

V místech uložení průvlaků na svislé nosné konstrukce vznikají osamělé síly. Liniové zatížení jednotlivých průvlaků je rozděleno na oba konce jeho uložení.

Výsledkem součtu bodových sil a liniových zatížení z celé horní stavby jsou údaje pro dimenzování prvků založení.

## 2.4 Výsledky

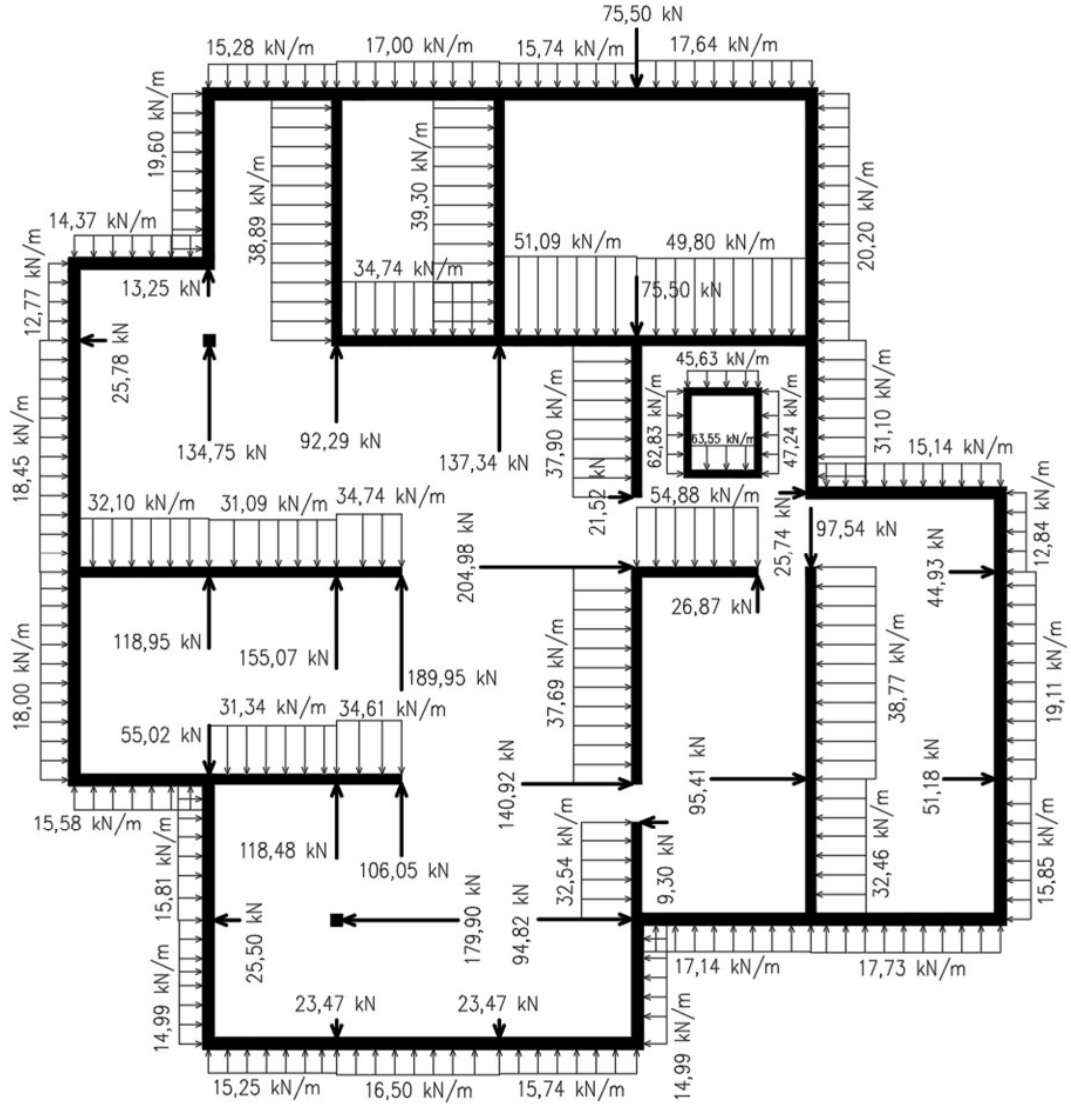
### 2.4.1 5. NP



Obr. 6 Grafické znázornění zatížení od 5. NP (charakteristické hodnoty)

## 2.4.2 4. NP

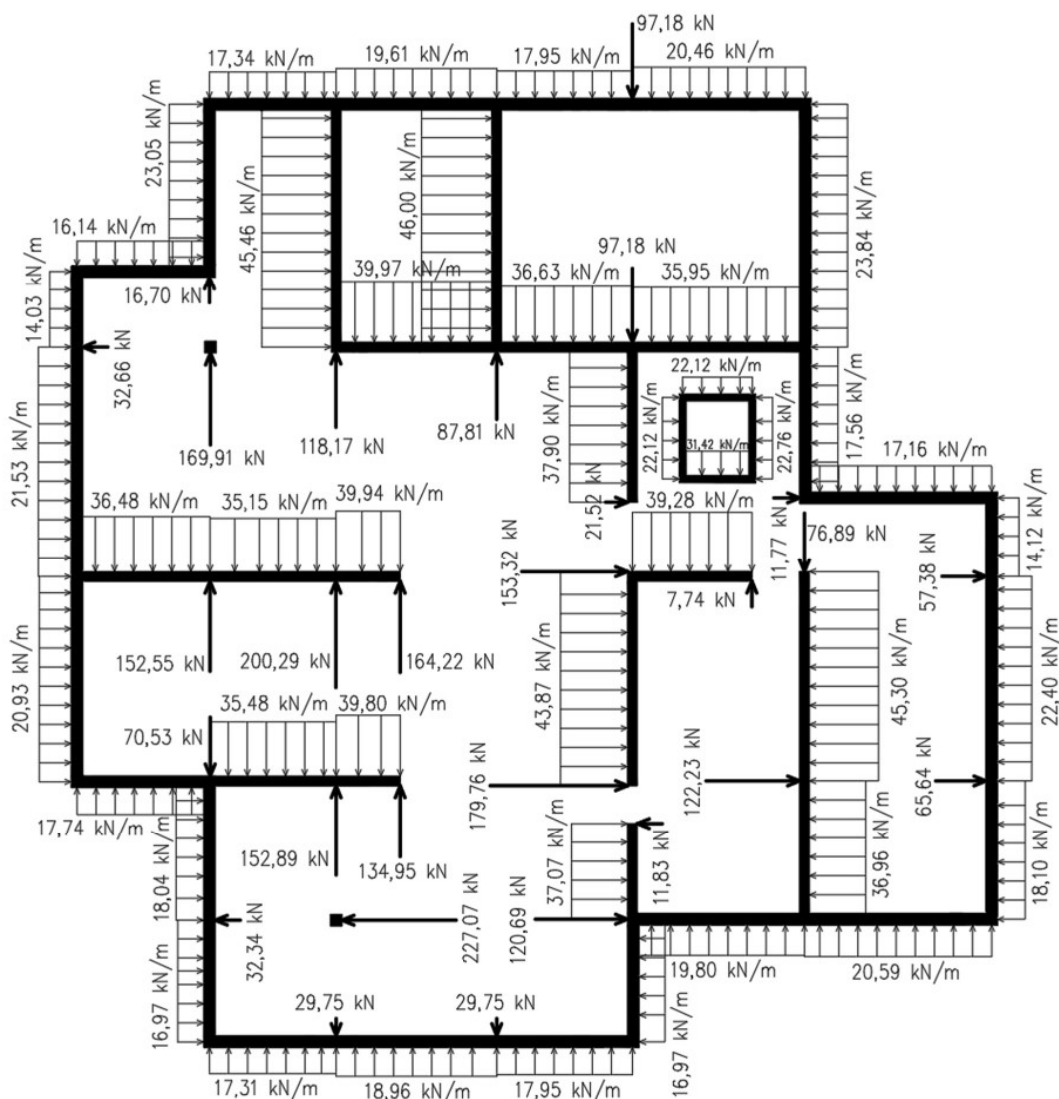
V rámci výpočtu bylo k zatížení od 4. NP přičteno i zatížení od 5. NP.



Obr. 7 Grafické znázornění zatížení od 4. NP a 5. NP (charakteristické hodnoty)

## 2.4.3 Běžné podlaží

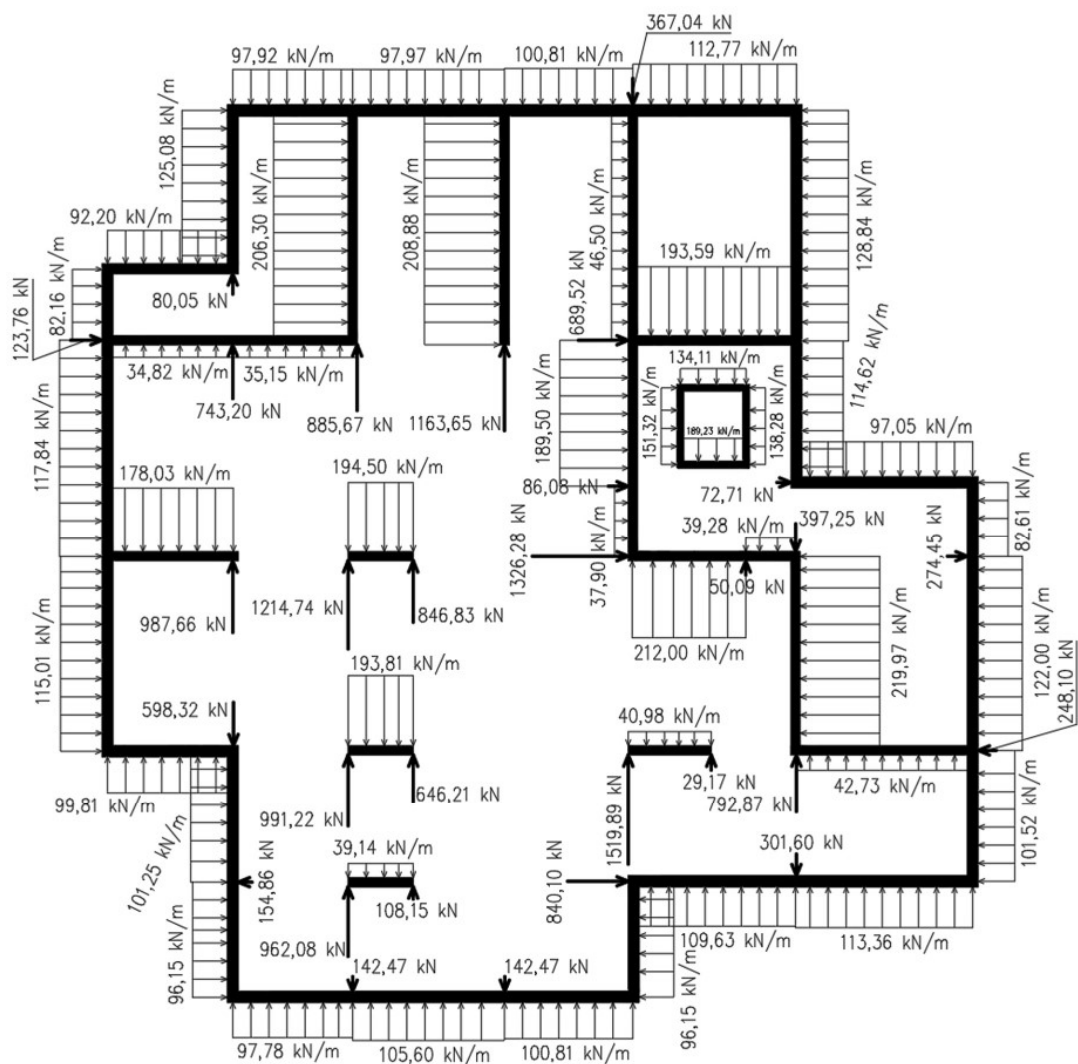
První tři nadzemní podlaží jsou konstrukčně shodná a je možné na ně nahlížet jako na běžné podlaží. Jsou zatíženy stejnými hodnotami stálého i proměnného zatížení.



Obr. 8 Grafické znázornění zatížení od běžného podlaží (charakteristické hodnoty)

## 2.4.4 1. PP

V prvním nadzemním podlaží dochází ke změně polohy svislých nosných konstrukcí. Aby bylo možné určit síly vyvolané touto změnou, došlo k součtu všech líniových a bodových zatížení. Například v místech, kde je v 1. PP průvlak a ve vyšších patrech nosná stěna je nutné líniové zatížení od těchto nosných stěn rozdělit do míst uložení průvlaku v 1. PP. Na Obr. 9 je tedy grafické znázornění od 1. PP a všech vyšších pater.

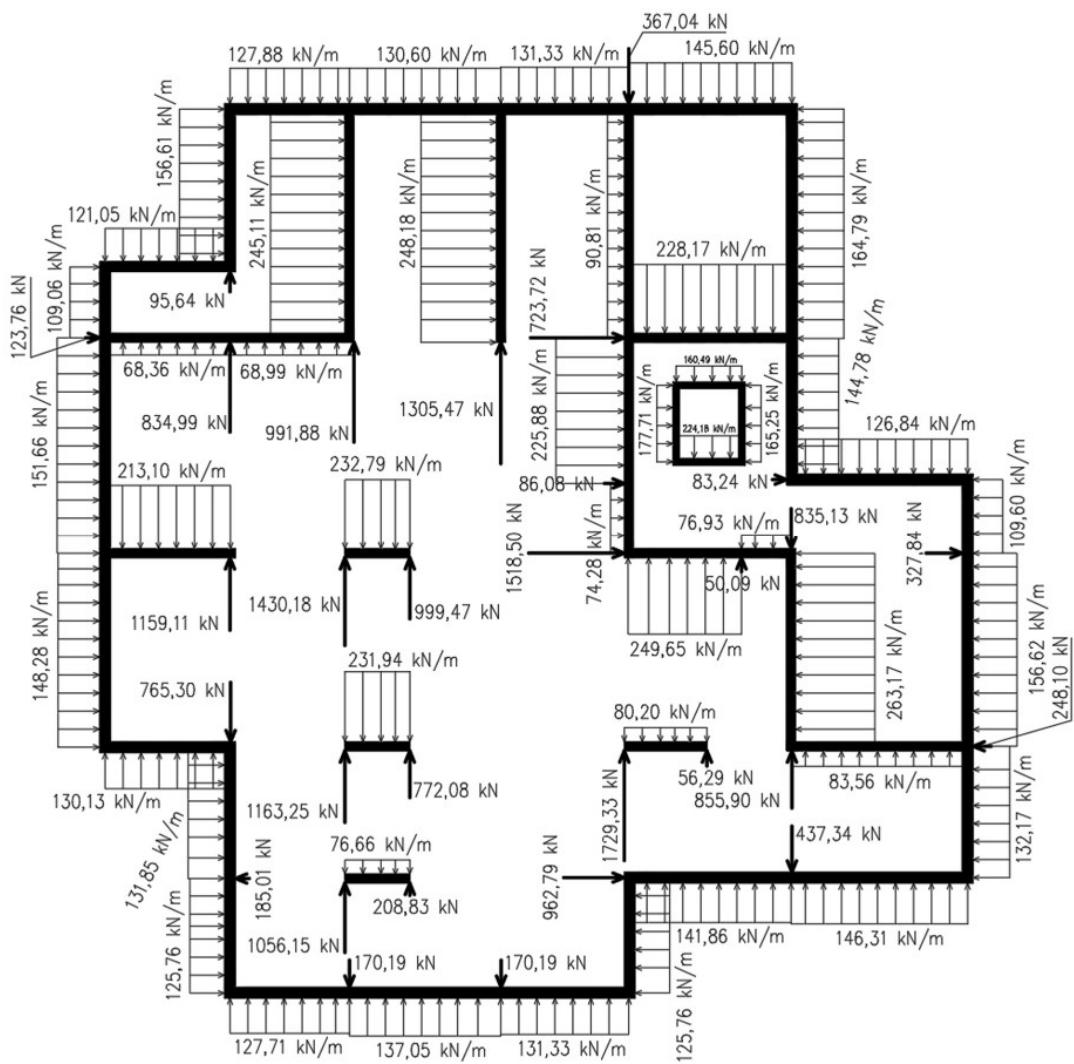


Obr. 9 Grafické znázornění zatížení od 1. PP a vyšších podlaží (charakteristické hodnoty)

## 2.4.5 2. PP

Druhé podzemní podlaží je konstrukčně stejně uspořádáno jako první podzemní podlaží, s rozdílem v místě šachet osobního výtahu a autovýtahu, kde je kvůli jejich spodním dojezdům větší konstrukční výška.





Obr. 11 Grafické znázornění zatížení základové desky (charakteristické hodnoty)

Výpočet zatížení je proveden pro charakteristické hodnoty s dílčím součinitelem zatížení stanoveným na 1,40, s jehož pomocí je možné určit návrhové hodnoty zatížení.

Podrobný výpočet zatížení na spodní stavbu je uveden v příloze č. 1.

## 3 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Jako podklad pro numerické vyjádření geologických poměrů v místě stavby byla dostupná závěrečná zpráva inženýrskogeologického průzkumu pro stavbu polyfunkčního domu v Říčanech zpracovaná společností Inges s.r.o. včetně jejích příloh – situace vrtů, dokumentace vrtů. [8]

### 3.1 Charakteristika zájmového území

Zájmové území se řadí do geomorfologického celku Pražská plošina spadající pod geomorfologickou Brdskou oblast v Poberounské subprovincii. Po stránce geologické oblast spadá do pražské pánve Barrandienu, konkrétně oblast náleží k východní části Barrandovské synklinály. [8] [9]

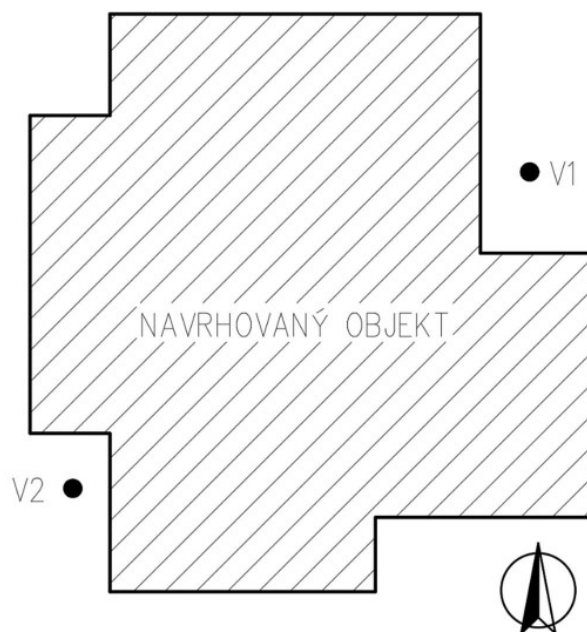
Skalní podklad je tvořen proterozoickými horninami kralupsko-zbraslavské skupiny zastoupenými břidlicemi a prachovci, které se v zájmovém území nacházejí v relativně malé hloubce pod terénem. [8]

Zájmové území spadá do hydrogeologického rajónu č. 625 – proterozoikum a paleozoikum v povodí přítoků Vltavy. [8]

### 3.2 Průzkumné práce

V místě stavby byly v rámci podrobného inženýrskogeologického průzkumu provedeny dva průzkumné jádrové vrty o průměru 225 mm v místech dostupných pro vrtnou soupravu. Umístění obou vrtů označených jako V1 a V2 bylo určeno projektantem průzkumu. [8]





Obr. 12 Orientační situace vrtů inženýrskogeologického průzkumu, dle [8]

### 3.2.1 Vrt V1

Vrt V1 byl proveden z terénu o nadmořské výšce 396,70 metrů na východní straně navrhovaného objektu, zároveň mimo objekt stávající. Jádrové vrtání prováděné za sucha bylo ukončeno v hloubce 11 metrů, jádro bylo popsáno na čerstvě odebraném vzorku. [8]



Obr. 13 Pohled na vrt V1 [8]

### 3.2.2 Vrt V2

Vrt V2 byl proveden z terénu o nadmořské výšce 396,70 metrů na západní straně navrhovaného objektu, zároveň mimo objekt stávající. Jádrové vrtání za sucha bylo z důvodu neprostupnosti zastižených betonových vrstev ukončeno v hloubce 1,00 metru. [8]



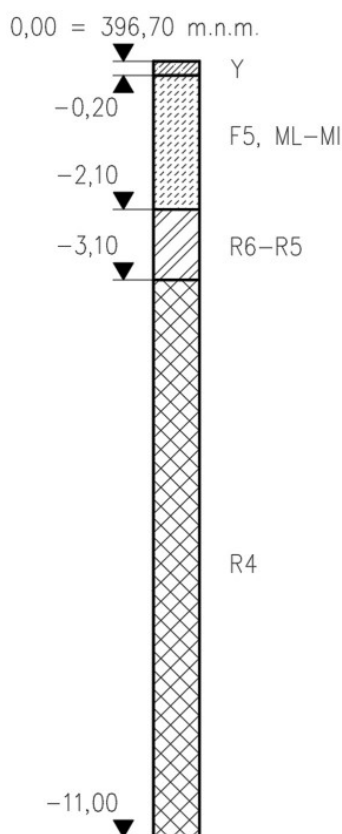
Obr. 14 Pohled na vrt V2 [8]

### 3.3 Zastižená geologie

Popis zastižené geologie je z důvodu nedostatečné hloubky vrtu V2 a obav z přerušení inženýrských sítí při případných dalších vrtných pracích proveden pouze na základě odebraných vzorků z vrtu V1. [8]

Do hloubky 0,20 metru od terénu se nachází betonová vrstva se štěrkovým podsypem. Dále následuje vrstva o mocnosti 1,90 metrů tvořená slabě písčitou hlínou s nízkou plasticitou pevné konzistence s hojnými úlomky břidlice a prachovce. Od hloubky 2,10 metrů se v podloží nachází zvětralý až navětralý skalní podklad tvořený úlomky břidlice a prachovce o velikosti až 5 cm. Od hloubky 3,10 metrů následuje navětralý skalní podklad stejného složení s rozdílem ve velikosti úlomků, které mohou dosahovat velikosti 10 – 15 cm. Poslední zastiženou vrstvu tvoří od hloubky 7,50 metrů úlomky břidlice a prachovce o velikosti 3 – 8 cm. [8]

Na Obr. 15 je graficky znázorněn geologický profil zastižený ve vrtu V1, který je následně použit pro návrh založení objektu i dočasného zajištění stavební jámy. Jednotlivé vrstvy byly zatříděny dle ČSN 73 1001. [10]



Obr. 15 Návrhový geologický profil

### 3.4 Hydrogeologické poměry

Dle informací vyplývajících z dokumentace vrtu V1 byla podzemní voda naražena v hloubce 7,50 metrů pod terénem, po čtyřech hodinách se hladina podzemní vody ustálila v hloubce 4,80 metrů pod terénem na kótě 391,90 m.n.m. [8]

Z jádra vrtu V1 byl odebrán vzorek k laboratornímu stanovení agresivity podzemní vody na betonové konstrukce. Jediná ze sledovaných hodnot chemických charakteristik podzemní vody, která překročila spodní hranici agresivity, je obsah agresivního oxidu uhličitého ( $\text{CO}_2$ ). Na základě zjištěného množství 30,80 mg/litr agresivního  $\text{CO}_2$  byl určen stupeň chemického působení podzemní vody dle ČSN EN 206+A1 jako XA1 – slabě agresivní chemické prostředí. [8] [11]

### 3.5 Návrhové parametry zemin a hornin

Na základě inženýrskogeologického průzkumu byly určeny parametry zemin a hornin pro návrh spodní stavby objektu, které jsou uvedeny v *Tab. 2*. Vrstvy jednotlivých zemin či hornin jsou očíslovány od 1 do 4 dle geologického profilu na *Obr. 15*, kde číslem 1 je označena vrstva nejbližší k terénu, číslem 4 pak vrstva nejdále od terénu.

*Tab. 2 Návrhové parametry zemin a hornin*

Číslo vrstvy [-]	Zatřídění dle ČSN 73 1001	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_{ef}$ [kPa]	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]
1	Y	-	-	-	-	-
2	F5, ML-MI	7,00	20,00	15,00	20,00	0,40
3	R6-R5	80,00	22,00	25,00	30,00	0,25
4	R4	250,00	22,50	80,00	32,00	0,20

## 4 ZALOŽENÍ OBJEKTU

Předpokladem projektu je návrh založení objektu na základové desce, která je v kritických místech zesílena či podporována pilotami. Za kritická místa se považují místa s velkými relativními průhyby či koncentrovaným zatížením.

U základové desky je důležité sledovat svislé deformace, aby nedošlo k velkému rozmezí jejich hodnot a následně nestejnomyšlnému sedání celého objektu, jehož důsledkem může být porušení konstrukcí horní stavby, zejména má takové sedání negativní vliv na kompletační konstrukce.

Dalším aspektem ovlivňující návrh základové desky je soustředěné zatížení. Koncentrované zatížení může v místech uložení sloupů či koncových částí stěn na základovou desku způsobit smykové porušení základové desky protlačením. V případě, že navržená deska není dostatečně únosná na protlačení, je možné přijmout opatření, mezi která se řadí lokální zvýšení mocnosti základové desky, využití smykové výztuže nebo umístění piloty pod základovou desku, která převezme část zatížení způsobující protlačení základové desky. Převzatá část zatížení je nadále přenášena do základové půdy pláštěm a patou piloty. [12]

### 4.1 Základové desky

Základové desky jsou plošné základy, jež tvoří souvislý základ pod celou stavbou a zároveň umožňují vodorovné ztužení objektu v úrovni základové spáry. [13]

Základové desky se navrhují zpravidla pro založení v méně únosných zeminách, ale také v únosnějších zeminách, kde například mohou tvořit celoplošnou izolaci proti podzemní vodě. Často se základové desky navrhují v kombinaci s hlubinným založením na pilotách kvůli omezení průhybů, snížení rizika protlačení a úspoře materiálu. [12]

#### 4.1.1 Metoda výpočtu základové desky

Základová deska je v práci modelována a posuzována v programu GEO5 2021 – Deska. Tento software využívá pro výpočet jednotlivých veličin metodu konečných prvků. Primární neznámé veličiny, které se určují, jsou svislá deformace

a pootočení kolem souřadných os. Po zjištění primárních neznámých je možné dopočítat hodnoty vnitřních sil a reakce v podporách. [14]

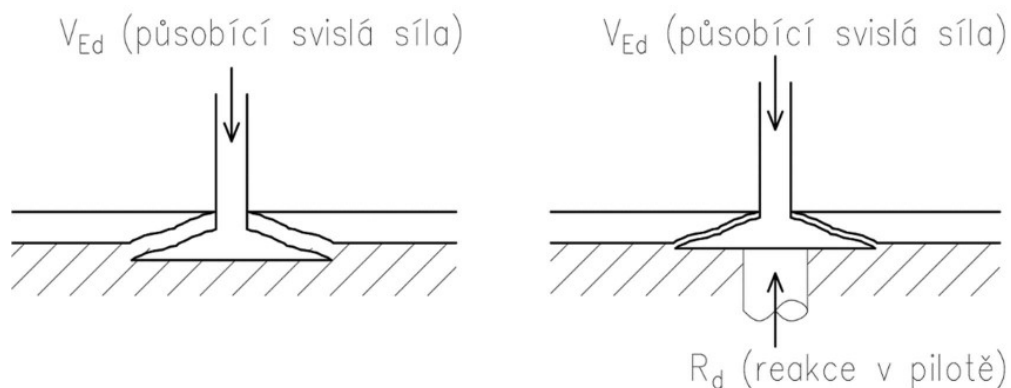
Program řeší základovou desku jako dvourozměrnou úlohu, kde formulace prvků sítě konečných prvků je založena na diskrétní Kirchhoffově teorii ohybu tenkých desek vycházející z těchto předpokladů:

- stlačení desky ve svislém směru je zanedbatelné vzhledem k celkovému průhybu,
- normály ke střednicové rovině desky zůstávají i po deformaci přímé, nejsou však již kolmé ke střednicové rovině desky,
- normálové napětí ve svislém směru je malé ve srovnání s napětími ve zbývajících směrech. [14]

Program modeluje podloží desky jako pružnou plošnou podporu dle Winkler-Pasternakovy teorie, která definuje vlastnosti podloží konstantami  $C_1$ , představující tuhost vrstvy při stlačení, a  $C_2$  představující tuhost vrstvy ve smyku. [14] [15]

#### 4.1.2 Protlačení základové desky

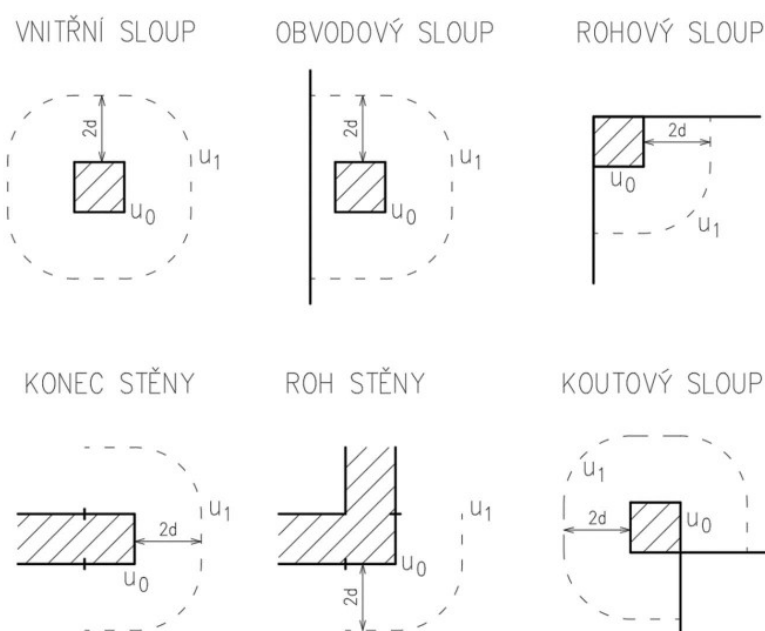
Porušení základové desky smykem při protlačení je výsledkem koncentrovaného zatížení působícího na poměrně malou plochu. Jedním ze způsobů, jak zmenšit koncentrované zatížení, je umístit pod desku pilotu, která je svou tuhostí schopna přenést určitou část svislého zatížení. Schéma porušení protlačení včetně vyznačení působících sil je na *Obr. 16*. Dalším způsobem, jak eliminovat riziko protlačení je lokální zesílení základové desky či navržení smykové výztuže na protlačení. [16]



*Obr. 16 Znáznornění porušení základové desky vlivem protlačení*

Možnost porušení protlačením vzniká v lokálních prvcích s koncentrovaným zatížením, kde nelze uvažovat roznos soustředěné síly po ploše či linii. Za lokální prvek se považuje takový, který nezasahuje v žádném směru dále než do 1/6 příslušného rozpětí deskového pole. Mezi taková místa se řadí zejména sloupy, ale i konce a rohy stěn. [16] [17]

Únosnost na protlačení je nutné kontrolovat minimálně v líci svislého nosného prvku a v základním kontrolovaném obvodu vzdáleném  $2d$  od líce prvku, kde  $d$  je staticky účinná výška základové desky. V případě základových desek je doporučeno kontrolovat i obvody blíže než  $2d$  od líce prvku. [16]



Obr. 17 Typické základní kontrolované obvody, dle [16]

Stanoveným požadavkem při návrhu založení polyfunkčního domu v Říčanech je návrh základové desky nutnosti použití smykové výztuže. Pro splnění takového požadavku musí být při protlačení splněna podmínka únosnosti ve smyku při protlačení desky bez smykové výztuže na protlačení v uvažovaném kontrolovaném obvodu. Zároveň nemá být překročena maximální únosnost ve smyku při protlačení ověřující únosnost tlačené diagonály, která se určí dle rovnice (2). [16]

$$v_{Rd,max} = 0,24 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \quad (2)$$

kde  $f_{ck}$  ... charakteristická pevnost betonu v tlaku v MPa,

$f_{cd}$  ... návrhová pevnost betonu v tlaku v MPa.

Podmínka dle rovnice (2) se kontroluje pouze v obvodu na líci prvku. [12]

Maximální napětí, které je deska bez smykové výztuže na protlačení schopna přenést, aby nedošlo k protlačení je dané vztahem:

$$v_{Rd,c} = \max\{0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}; 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}\} \quad (3)$$

kde  $k \dots = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$   $d$  je v mm,

$\rho_l \dots$  náhradní stupeň vyztužení.

Podmínky vycházející z rovnic (2) a (3) se porovnávají s maximálním smykovým napětím. U základových desek je možné maximální smykové napětí redukovat o reakci zemního tlaku. Redukované maximální smykové napětí se pak porovnává s maximální únosností bez potřeby smykové výztuže na protlačení dané rovnicí (4).

$$v_{Rd} = v_{Rd,c} \cdot 2 \cdot d/a \quad (4)$$

kde  $a \dots$  vzdálenost uvažovaného kontrolovaného obvodu od obvodu sloupu či stěny.

Maximální redukované smykové napětí způsobující protlačení se spočte jako:

$$v_{Ed} = \beta \cdot (V_{Ed} - A \cdot \sigma) / (u_i \cdot d) \quad (5)$$

kde  $\beta \dots$  součinitel, který lze zjednodušeně stanovit dle Obr. 18,

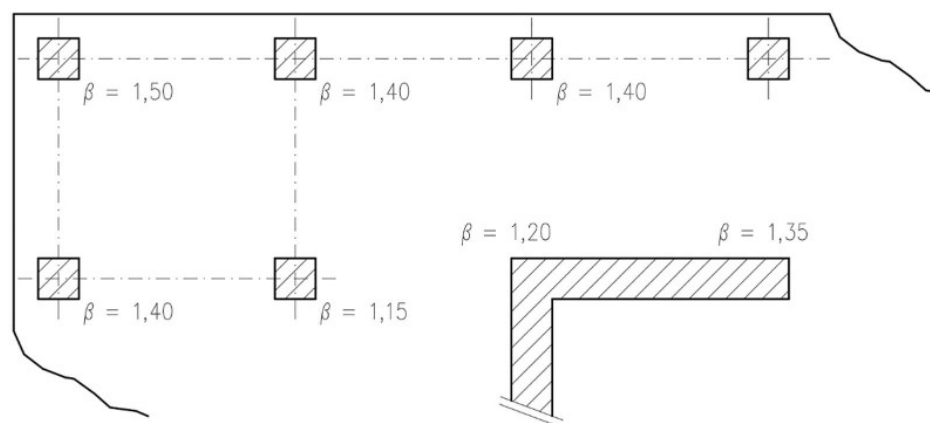
$V_{Ed} \dots$  návrhová hodnota svislé síly způsobující protlačení,

$A \dots$  plocha ohraničená kontrolovaným obvodem,

$\sigma \dots$  napětí v základové spáře použité pro výpočet reakce podloží,

$u_i \dots$  délka kontrolovaného obvodu.





Obr. 18 Doporučené hodnoty součinitele  $\beta$  pro různé umístění lokálních prvků, dle [16]

V případě, že je základová deska v místě působení lokálního prvku podepřená pilotou, je možné snížit návrhovou posouvající sílu pro výpočet smykového napětí o reakci v pilotě. Platí pak vzorec:

$$v_{Ed} = \beta \cdot (V_{Ed} - A \cdot \sigma - R_d) / (u_i \cdot d) \quad (6)$$

kde  $R_d$  ... návrhová hodnota reakce v pilotě.

## 4.2 Piloty

Piloty jsou nejčastěji realizované prvky hlubinného zakládání staveb, jež se využívá tam, kde není vhodné navrhnout plošné založení z důvodu nedostatečné únosnosti či nevhodnosti s ohledem na spotřebu materiálu a objem zemních prací. Hlubinné základy jsou rovněž vhodné v případech, kdy se základová spára nachází pod hladinou podzemní vody. [13]

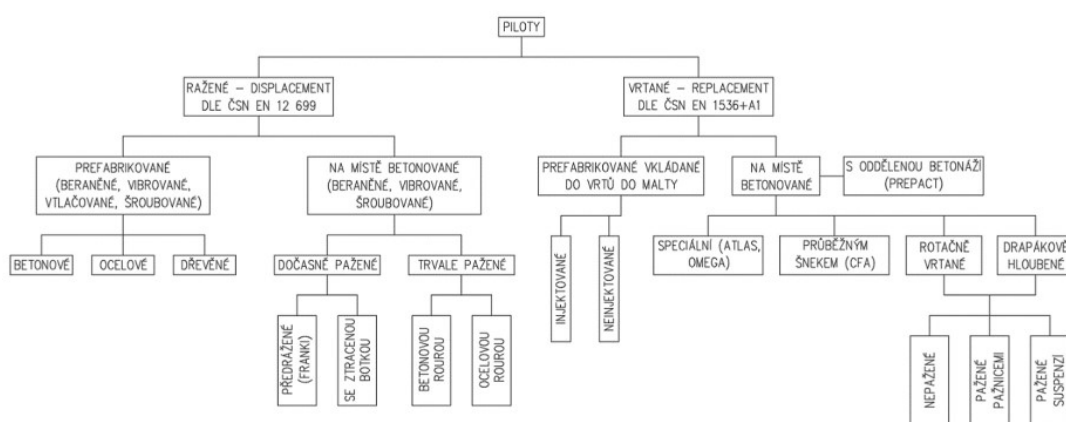
Dalším požadavkem na základy je zajistit rovnoměrné sedání objektu a omezit jeho hodnoty. Zde se uplatní další výhoda hlubinných základů, kterou je přenos zatížení do základové půdy nejen opřením paty o únosnější vrstvy ve vhodných geologických podmínkách, ale zejména jejich pláštěm, což vede k výraznému omezení svislých deformací.

Tvar průřezu pilot může být kruhový, hranatý či jinak členitý a po délce konstantní či proměnný – s rozšířenou patou nebo hlavou. S ohledem na technologie provádění se v České republice nejvíce setkáme s kruhovým průřezem pilot o průměru 600 – 1500 mm. [13]

Dle evropské klasifikace pilot z hlediska jejich provádění můžeme piloty rozdělit do dvou základních skupin na piloty typu:

- displacement, kdy zemina z prostoru piloty není vytěžena, ale roztláčena do stran a pod patu piloty (ražené piloty),
- replacement (non displacement), kdy zemina z prostoru piloty je vytěžena (vrtané piloty). [13]

Každá ze dvou skupin dále zahrnuje další typy pilot, jejichž hierarchie je patrná z Obr. 19.



Obr. 19 Evropská klasifikace pilot, dle [13]

Dle [13] je v České republice provádění pilot ovlivněné geotechnickými podmínkami, které umožňují efektivní použití vrtaných pilot a tvoří tak zhruba 95 % všech realizovaných pilot, zbytek tvoří zejména předrážené piloty typu Franki.

Pro založení polyfunkčního domu v Říčanech budou navrženy na místě betonované vrtané piloty kruhového průřezu.

#### 4.2.1 Interakce piloty a základové půdy

Přenos svislého tlakového zatížení z horní stavby do základové půdy probíhá pomocí paty piloty, ale také jejího pláště, kdy na plášti piloty vzniká smykové napětí, tzv. plášťové tření. Dle tvrzení v literatuře opřené o výsledky provedených zkoušek přenáší pilota zatížení nejdříve plášťovým třením, jehož velikost roste se sedáním a maximu se blíží při velikosti sedání 5 – 30 mm v závislosti na geologických podmínkách a technologickém postupu provádění. Takový stav se nazývá plná mobilizace plášťového tření. Toto tvrzení ovšem platí za předpokladu, že plášťové

tření není uměle redukováno či zcela eliminováno například povlakem na plášti piloty či ponechanou výpažnicí. Při další svislé deformaci piloty se velikost plášťového tření nemění. [18]

Pata piloty zpočátku přenáší velmi malé zatížení, neboť její plocha je značně menší než plocha pláště a velikost napětí v patě roste s deformací. V případě, kdy je pilota opřena či vetknuta do nestlačitelného skalního podloží dochází ke změně poměru přenášeného zatížení mezi patou a pláštěm vedoucí k nemožnosti dosáhnout plné mobilizace plášťového tření, neboť nedostatečné sedání piloty je v podstatě rovné stlačení betonového dřívku. V tomto případě je pak zatížení přenášeno zejména patou piloty. [18] [19]

## 4.2.2 Osová únosnost osamělé piloty

S ohledem na zastiženou geologii a charakter skalního podloží, zejména na stupeň zvětrání, jsou piloty v případě založení polyfunkčního domu v Říčanech modelovány jako plovoucí. To znamená, že nejsou opřené ani vetknuté do nestlačitelného skalního podloží.

### 4.2.2.1 Mezní stav porušení

Výpočet únosnosti na základě mezního stavu porušení je proveden v souladu s normou ČSN 73 1004. Ve výpočtu se využívá metod popsanych v normě ČSN EN 1997-1, která definuje tři návrhové přístupy, pomocí kterých je určen způsob uplatnění vztahů pro stanovení návrhové únosnosti, kdy pro pilotové základy je doporučen návrhový přístup 2 (NP2) se schématem „A1“ + „M1“ + „R2“. Klíč ke kombinaci dílčích součinitelů a jejich hodnoty jsou uvedené v *Tab. 3*. [13] [20]

Tab.3 Dílčí součinitelé pro výpočet únosnosti osamělé piloty, dle [20]

<b>A1</b>			
Zatížení			
Klasifikace	Působení	Značka	Dílčí součinitel
Stálé	Nepříznivé	$\gamma_G$	1,35
	Příznivé		1,00
Proměnné	Nepříznivé	$\gamma_Q$	1,50
	Příznivé		0,00
<b>M1</b>			
Parametry vrstev základové půdy			
Parametr	Značka	Dílčí součinitel	
Úhel vnitřního tření	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,00	
Neodvodněná smyková pevnost	$\gamma_{cu}$	1,00	
Pevnost v prostém tlaku	$\gamma_{qu}$	1,00	
Objemová tíha	$\gamma_V$	1,00	
<b>R2</b>			
Únosnost pilotových základů – vrtané piloty			
Dílčí únosnost	Značka	Dílčí součinitel	
Únosnost paty	$\gamma_b$	1,10	
Únosnost pláště tlačných pilot	$\gamma_s$	1,10	
Celková únosnost tlačných pilot	$\gamma_t$	1,10	
Únosnost pláště tažených pilot	$\gamma_{s;t}$	1,15	

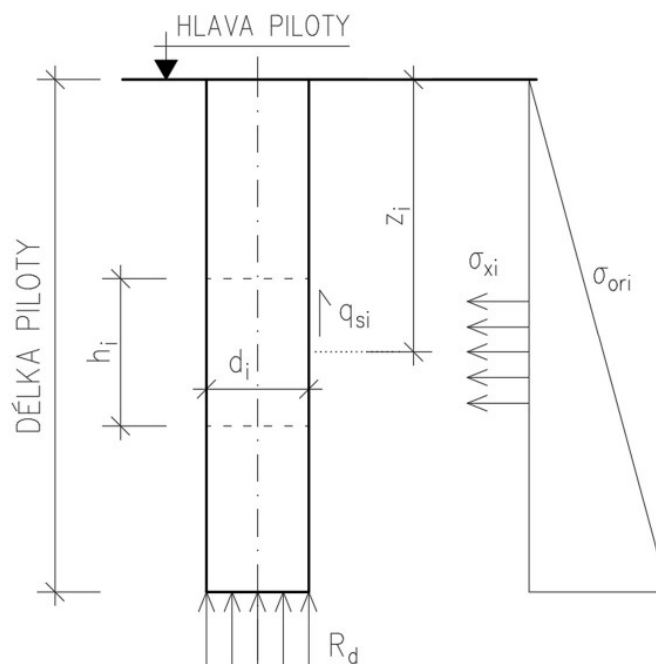
Návrhová únosnost osamělé piloty je dána součtem únosností paty a na plášti piloty, matematický zápis je uveden ve vztahu (7). Statické schéma vrtané piloty je na Obr. 20. [21]

$$R_{vd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (7)$$

kde  $R_{vd}$  ... svislá návrhová únosnost piloty,

$R_{bd}$  ... návrhová únosnost paty piloty,

$R_{sd}$  ... návrhová únosnost na plášti piloty.



Obr. 20 Statické schéma vrtné piloty pro stanovení návrhové únosnosti podle mezního stavu porušení, dle [21]

Do výpočtu návrhové únosnosti paty piloty v zeminách a horninách třídy R3-R6 vstupuje plocha paty piloty, napětí na patě piloty ovlivněné parametry základové půdy v úrovni paty a součinitel zohledňující celkovou délku piloty. [21]

$$R_{bd} = k_1 \cdot A_s \cdot q_{dp} \quad (8)$$

kde  $A_s$  ... plocha paty piloty,

$k_1$  ... součinitel vyjadřující zvětšení únosnosti vlivem délky piloty  $L$ ,  
jehož hodnoty jsou uvedeny v Tab. 4,

$q_{dp}$  ... návrhové napětí na patě piloty stanovené v zeminách za odvodněného stavu podle vztahu (9).

$$q_{dp} = 1,2 \cdot c_d \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_d) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_q + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot 0,5d \cdot N_\gamma \quad (9)$$

když  $N_c = 2 + \pi$  pro  $\varphi_{u,d} = 0$ ,

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_d \text{ pro } \varphi_d > 0, \quad (10)$$

$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi_d) \cdot \tan^2(45^\circ + 0,5\varphi_d),$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi_d.$$

Tab. 4 Hodnoty součinitele  $k_1$ , dle [21]

Kritérium délky piloty	Součinitel $k_1$ [-]
$L \leq 2,0$ m	1,00
$2,0$ m < $L \leq 4,0$ m	1,05
$4,0$ m < $L \leq 6,0$ m	1,10
$L > 6,0$ m	1,15

Návrhová únosnost na plášti piloty je součtem únosností v jednotlivých vrstvách základové půdy. Vzorec pro jejich výpočet bere v úvahu mocnost vrstvy, průměr piloty, její kruhový tvar a tření na plášti v dané vrstvě zeminy. Návrhová únosnost na plášti piloty za odvozených podmínek se určí podle následujícího vztahu:

$$R_{sd} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot q_{si,d} \quad (11)$$

kde  $R_{sd}$  ... návrhová únosnost na plášti,

$d_i$  ... průměr piloty v dané vrstvě základové půdy,

$h_i$  ... mocnost vrstvy základové půdy,

$q_{si,d}$  ... tření na plášti, které se spočte dle rovnice (12).

$$q_{si,d} = \sigma_{xi} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_d/\gamma_{r1}) + c_d/\gamma_{r2} \quad (12)$$

kde  $\sigma_{xi}$  ... kontaktní napětí v dané vrstvě základové půdy dle rovnice (13),

$\gamma_{r1}$  ... součinitel podmínek působení vyjadřující vliv technologie provádění, jehož hodnoty jsou uvedeny v Tab. 5,

$\gamma_{r2}$  ... součinitel podmínek působení základové půdy dle Tab. 6,

$\varphi_d$  ... návrhová hodnota úhlu vnitřního tření.

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ori} \quad (13)$$

kde  $\sigma_{ori}$  ... geostatické napětí v hloubce na úrovni středu vrstvy základové půdy,

$k_2$  ... součinitel bočního zemního tlaku na plášť piloty roven 1,00.

Tab. 5 Hodnoty součinitele  $\gamma_{r1}$ , dle [21]

Technologie provádění piloty	Součinitel $\gamma_{r1}$ [-]
Betonáž piloty do suchého nezapaženého vrtu v jemnozrnných zeminách	1,00
Betonáž piloty do suchého nezapaženého vrtu v hrubozrnných zeminách a v poloskalních horninách	1,10
Betonáž piloty do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodu	1,20
Betonáž piloty do vrtu zapaženého pažící suspenzí	1,25
Betonáž piloty sekundárně chráněné fólií umělé hmoty tl 0,25 mm	1,50
Betonáž piloty sekundárně chráněné fólií umělé hmoty při průměru $d > 2,0$ m	1,60

Tab. 6 Hodnoty součinitele  $\gamma_{r2}$ , dle [21]

Kritérium hloubky středu vrstvy	Součinitel $\gamma_{r2}$ [-]
$z \leq 1,0$ m	1,30
$1,0$ m $< z \leq 2,0$ m	1,20
$2,0$ m $< z \leq 3,0$ m	1,10
$z > 3,0$ m	1,00

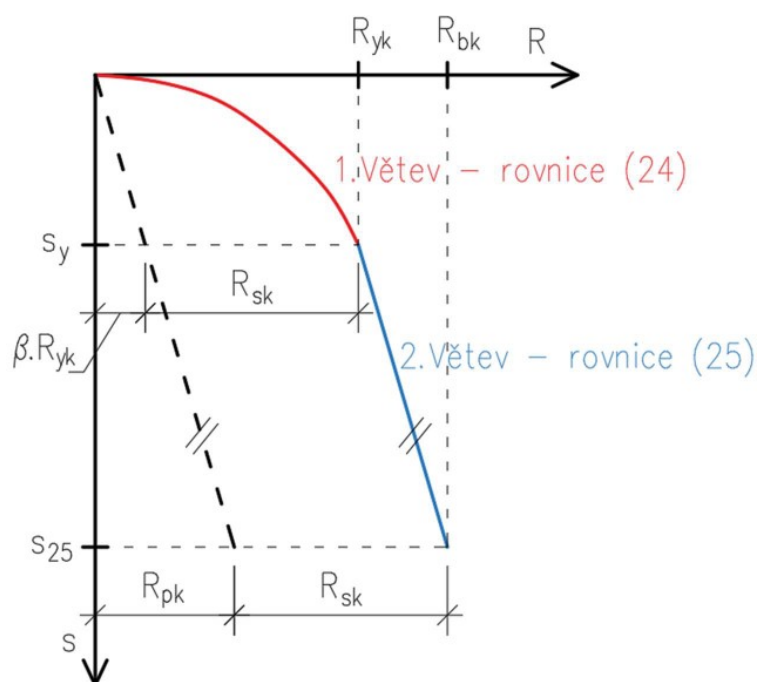
Dle předešlých vzorců byly ověřeny návrhové únosnosti pilot použitých pilot při návrhu založení na tenké desce s pilotami. Podrobný statický výpočet je uveden v příloze č. 3.

#### 4.2.2.2 Mezní stav použitelnosti

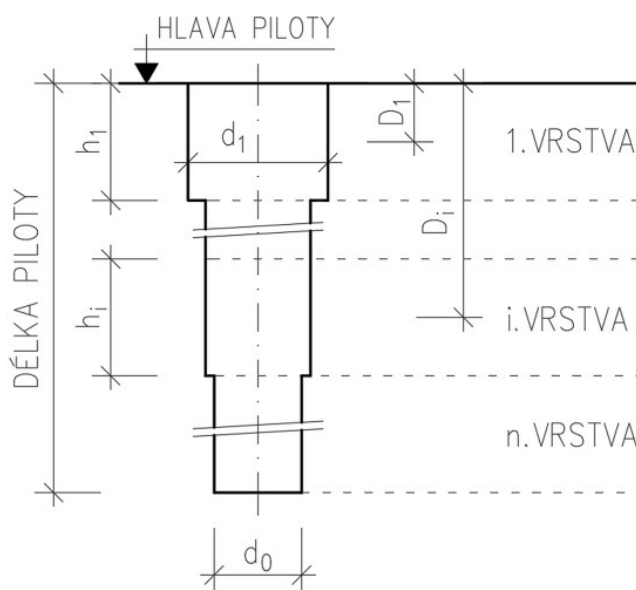
Při stanovení únosnosti pilot podle mezního stavu použitelnosti je postupováno v souladu s normou ČSN 73 1004. Pro zjištění charakteristické únosnosti vrtané piloty uložené v zeminách a horninách třídy R3 až R6 je nutné řešit tvar mezní zatěžovací křivky podle Obr. 21. Pilota je uložena ve vrstevnaté zemině podle Obr. 22. [19] [21]

Při stanovení charakteristické únosnosti na plášti piloty se vychází z rovnic regresních křivek, které byly zjištěny na základě statistické analýzy 236 statických

zatěžovacích zkoušek pilot. Pomocí rovnic těchto křivek byly stanoveny regresní parametry únosnosti pro jednotlivé typy zemin a hornin, které slouží pro výpočet mezního plášťového tření a napětí na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření. Regresní parametry únosnosti jsou uvedeny v Tab. 8. [18] [21]



Obr. 21 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, dle [21]



Obr. 22 Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině, dle [21]



Charakteristická únosnost na plášti je dána:

$$R_{sk} = 0,7 \cdot m_p \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \quad (14)$$

kde  $m_p$  ... dílčí součinitel vyjadřující vliv povrchu dřívku piloty, jehož hodnoty jsou uvedeny v *Tab. 7*,

$d_i$  ... průměr piloty v dané vrstvě základové půdy,

$h_i$  ... mocnost vrstvy základové půdy,

$q_{si}$  ... mezní plášťové tření v dané vrstvě základové půdy dle rovnice (15).

*Tab. 7 Hodnoty součinitele  $m_p$ , dle [21]*

Úprava povrchu dřívku piloty	Součinitel $m_p$ [-]
Betonáž do suchého vrtu a pod vodu	1,00
Betonáž pod pažící suspenzi	0,90
Ochrana dřívku pomocí fólie PVC, PE, tl. přes 0,7 mm	0,70
Ochrana dřívku pomocí fólie a pletiva B-systému	0,50
Ochrana ponechanou ocelovou pažnicí	0,15

$$q_{si} = a - b/(D_i/d_i) \quad (15)$$

kde  $a, b$  ... regresní parametry únosnosti,

$D_i$  ... vzdálenost od hlavy piloty do poloviny dané vrstvy základové půdy.

Pilota ale současně přenáší zatížení i patou, kde se napětí spočte dle vztahu:

$$q_b = e - f/(L/d_0) \quad (16)$$

kde  $e, f$  ... regresní parametry únosnosti,

$L$  ... délka piloty,

$d_0$  ... průměr piloty v patě.

Tab. 8 Velikosti regresních parametrů únosnosti vrтанých pilot pro jednotlivé typy zemin a hornin, dle [21]

Zemina Hornina		Regresní parametry únosnosti [kPa]			
		a	b	e	f
Poloskalní	R3	246,02	225,95	2 841,31	1 298,96
	R4	169,98	139,45	1 616,22	1 155,34
	R5	131,92	94,96	957,61	703,89
Hrubozrnné	$l_b = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$l_b = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$l_b = 0,9$	154,03	115,88	1 596,70	1 399,88
Jemnozrnné	$l_c = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$l_c = 0,75$	71,85	64,70	592,67	617,24
	$l_c \geq 1,0$	97,31	108,59	987,60	1 084,26

Aby bylo možné stanovit součinitel přenosu zatížení do paty piloty je nutné stanovit průměrnou velikost plášťového tření podél dřívku piloty, jež je vážený průměr velikostí mezního plášťového tření po délce piloty. Stanoví se dle následujícího vztahu:

$$q_{s;mean} = (\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}) / (\sum d_i \cdot h_i) \quad (17)$$

Součinitel přenosu zatížení je potom:

$$\beta = q_b / (q_b + 4 \cdot q_{s;mean} \cdot L / d_0) \quad (18)$$

Pomocí předešlých vztahů je možné určit zatížení v hlavě piloty, při kterém dochází k plné mobilizaci plášťového tření a následně dochází k nárůstu únosnosti piloty jen vlivem přenosu zatížení patou. Takové zatížení se určí dle rovnice (19) a jemu odpovídající velikost sedání dle rovnice (20).

$$R_{yk} = R_{sk} / (1 - \beta) \quad (19)$$

$$s_y = I \cdot R_{yk} / (\bar{d} \cdot E_{s;mean}) \quad (20)$$

kde  $I$  ... příčinkový koeficient sedání piloty,

$\bar{d}$  ... vážený průměr profilů piloty,

$E_{s;mean}$  ... průměrná velikost Youngova sečnového modulu zemin podél dřívku piloty.

Příčinkový koeficient sedání piloty se určí ze vztahu:

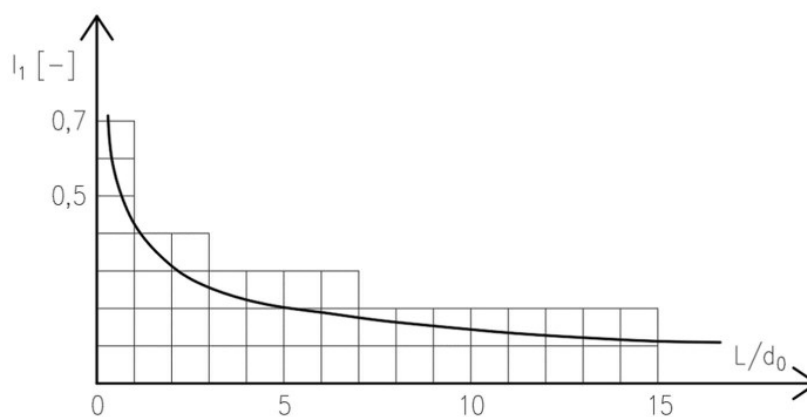
$$I = I_1 \cdot R_k \quad (21)$$

kde  $I_1$  ... základní příčinkový součinitel sedání závislý na poměru  $L/d_0$ ,  
jenž se odečítá z grafu na Obr. 23,

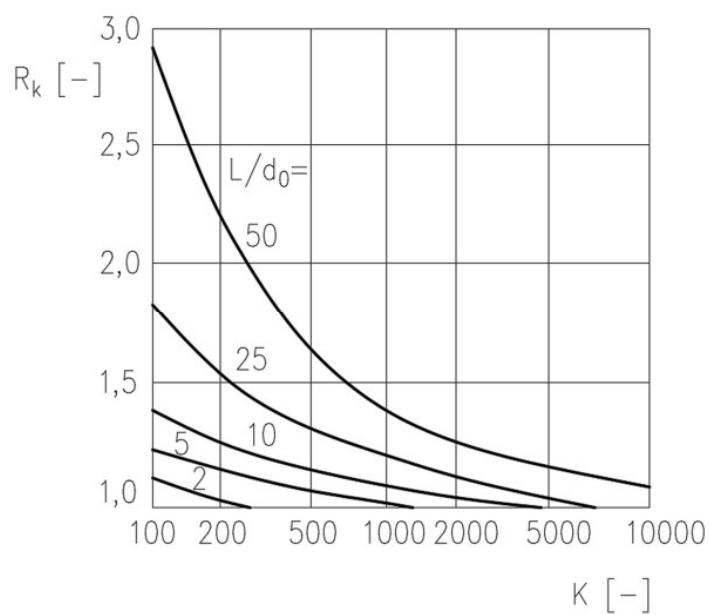
$R_k$  ... korekční součinitel vyjadřující štíhlostní poměr  $L/d_0$  a vliv tuhosti piloty  $K$   
dle rovnice (22), který se odečte z grafu na Obr. 24.

$$K = E_b / E_{s,mean} \quad (22)$$

kde  $E_b$  ... Youngův modul betonu piloty.



Obr. 23 Základní příčinkový součinitel sedání  $I_1$ , dle [21]



Obr. 24 Korekční součinitel  $R_k$ , dle [21]

Průměrná velikost Youngova sečnového modulu zemin podél dřívku piloty se vypočítá jako vážený průměr dle rovnice (23), do které vstupují Youngovy sečnové moduly jednotlivých druhů základové půdy dle mocností jejich vrstev a profilu piloty uvedené v *Tab. 9*, *Tab. 10* a *Tab. 11*. Tyto sečnové moduly byly na základě statických zkoušek stanoveny zpětně z rovnice (20) a jedná se tedy o fiktivní hodnoty, které nelze metodami mechaniky zemin naměřit. Typy základové půdy se tedy pro stanovení sečnového modulu dělí na horniny poloskalní, zeminy soudržné dále rozdělené dle indexu konzistence a zeminy nesoudržné, jejichž třídícím znakem je relativní ulehlost. [18]

*Tab. 9 Youngovy sečnové moduly  $E_s$  [MPa] pro horniny poloskalní, dle [21]*

$h_i$ [m]	$d_i$ [m]								
	0,6			1,0			1,5		
	R3	R4	R5	R3	R4	R5	R3	R4	R5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35,0	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41,0	138,3	58,8	41,2
5	-	58,2	41,3	-	75,3	54,8	-	87,9	63,7
10	-	87,5	61,6	-	114,5	83,2	-	133,0	97,0

*Tab. 10 Youngovy sečnové moduly  $E_s$  [MPa] pro zeminy jemnozrné, dle [21]*

$h_i$ [m]	$d_i$ [m]								
	0,6			1,0			1,5		
	$I_c = 0,5$	$I_c = 0,75$	$I_c \geq 1,0$	$I_c = 0,5$	$I_c = 0,75$	$I_c \geq 1,0$	$I_c = 0,5$	$I_c = 0,75$	$I_c \geq 1,0$
1,5	6,9	10,0	13,2	7,9	10,7	13,4	8,6	10,5	12,3
3	10,0	15,5	22,0	12,5	18,6	23,9	13,7	18,4	23,0
5	12,5	21,9	31,2	15,9	25,7	35,4	18,4	27,6	36,7
10	15,5	29,9	44,3	21,3	36,3	51,3	24,6	41,0	57,4

*Tab. 11 Youngovy sečnové moduly  $E_s$  [MPa] pro zeminy hrubozrné, dle [21]*

$h_i$ [m]	$d_i$ [m]								
	0,6			1,0			1,5		
	$I_D = 0,5$	$I_D = 0,7$	$I_D = 0,9$	$I_D = 0,5$	$I_D = 0,7$	$I_D = 0,9$	$I_D = 0,5$	$I_D = 0,7$	$I_D = 0,9$
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

$$E_{s,mean} = (\sum E_{si} \cdot h_i) / (\sum h_i) \quad (23)$$

Byla vypracována také metoda, pomocí které je možné určit velikost sedání na mezi mobilizace plášťového tření za pomoci laboratorně či in situ měřeného modulu deformace zeminy. Metoda je založena na poznatku, že napětí pod patou piloty se šíří do značné hloubky, ale základová půda se deformuje na hloubku menší, jež se označuje jako hloubka aktivní. [18]

Ze znalosti zatížení při plné mobilizaci plášťového tření a jemu odpovídajícímu sedání je možné popsat první větev mezní zatěžovací křivky, jež má tvar paraboly druhého stupně s předpisem (24). [21]

$$s = s_y \cdot (R/R_{yk})^2 \quad (24)$$

Druhá větev mezní zatěžovací křivky má tvar úsečky, která představuje chování přenosu zatížení do základové půdy po plné mobilizaci plášťového tření. To znamená, že dále je nárůst charakteristické únosnosti lineární až do koncového bodu daného sednutím 25 mm a jemu odpovídajícímu zatížení. Předpis druhé větve mezní zatěžovací křivky je:

$$s = s_y + (s_{25} - s_y) \cdot (R - R_{yk}) / (R_{bk} - R_{yk}) \quad (25)$$

kde  $s_{25}$  ... sednutí rovné 25 mm,

$R_{bk}$  ... celková únosnost při sednutí 25 mm dle rovnice (26).

$$R_{bk} = R_{sk} + R_{pk} \quad (26)$$

kde  $R_{pk}$  ... charakteristická únosnost na patě piloty, jež se určí ze vztahu:

$$R_{pk} = \beta \cdot R_{yk} \cdot s_{25} / s_y \quad (27)$$

Pro návrh založení je obecně výhodné znát průběh mezní zatěžovací křivky piloty udávající velikost zatížení pro požadovanou hodnotu sedání.

V rámci návrhu založení na tenké desce s pilotami byly stanoveny pro použité piloty mezní zatěžovací křivky, díky kterým bylo při návrhu možné zachytit vztahy mezi svislou deformací a silovým zatížením. Výpočet mezních zatěžovacích křivek dle mezního stavu použitelnosti pro jednotlivé piloty je v příloze č. 3.

## 4.3 Návrh založení objektu

Předmětem návrhu založení objektu je určení dimenzí jeho prvků, tak aby byly splněny požadavky na únosnost i deformace.

Základová deska je navržena s ohledem na minimalizaci relativních průhybů. Piloty jsou navrženy na přenos svislého tlakového zatížení z horní stavby, předpokládá se, že momentové a vodorovné silové účinky přenesou železobetonová základová deska.

Jednotlivé piloty musí splnit podmínky únosnosti mezního stavu porušení i mezního stavu použitelnosti.

### 4.3.1 Materiály

Základové desky i vrtané piloty jsou navrženy jako betonové, vyztužené betonářskou ocelí.

#### 4.3.1.1 Beton

Beton musí splňovat pevnostní předpoklady návrhu, být odolný vůči vnějšímu prostředí a musí mít správné složení s ohledem na technologii betonáže, tak aby nedošlo k rozmísení betonu v průběhu betonáže a beton byl schopen protékat kolem výztuže. [22]

Základové konstrukce přicházejí do styku se základovým podložím, jehož prostředí je možné charakterizovat jako mokré, občas suché. Takový popis prostředí odpovídá dle ČSN EN 206+A1 stupni nebezpečí koroze vlivem karbonatce XC2. Základové desky mohou být vystaveny působení mrazu a rozmrazování, nikoliv však chemickým rozmrazovacím látkám, a je proto možné uvažovat stupeň vlivu prostředí XF1 nebo XF3. V řešeném projektu se základová deska nachází v nezámrazné hloubce a je tak eliminován vliv mrazu a rozmrazování. [11]

Dle národní přílohy k normě ČSN EN 1992-1-1 je minimální indikativní pevnostní třída betonu pro stupeň vlivu prostředí XC2 C 20/25, v praxi se však do základových konstrukcí často používá minimálně pevnostní třída C 25/30, jež představuje charakteristickou pevnost betonu v tlaku ve 28 dnech stáří 25,00 MPa. [11] [16]

Kamenivo použité do betonu musí být v souladu s normou ČSN EN 206+A1 a pro betonáž základových konstrukcí se velikost největšího zrna kameniva omezuje na 22 mm. V případě působení mrazu a rozmrazování je nutné použít kamenivo s dostatečnou mrazuvzdorností. [11] [23]

S ohledem na technologii betonáže je nutné použít beton s takovou recepturou, aby byla zaručena jeho dobrá zpracovatelnost, jež se ověřuje zkouškou sednutí kužele. Pro beton do pilot se požaduje stupeň konzistence S4, kdy výsledek zkoušky ukazuje sednutí kužele 160 – 210 mm. Do základových desek je možné ukládat i beton se stupněm konzistence S3, kdy výsledek zkoušky sednutí kužele ukazuje sednutí kužele 100 – 150 mm. Vodní součinitel, tj. poměr hmotnosti účinného obsahu vody k hmotnosti cementu v čerstvém betonu, by neměl překročit hodnotu 0,50. [23] [24]

Z inženýrskogeologického průzkumu vyplývá, že použitý beton musí být schopný odolat slabě agresivnímu chemickému prostředí XA1. Na základě předešlých informací byla sestavena následující specifikace betonu pro piloty:

**Beton ČSN EN 206+A1 a ČSN P 73 2404 :**  
**C 25/30 - XC2,XA1 - Dmax 22 mm - S4,**

a betonu pro základovou desku:

**Beton ČSN EN 206+A1 a ČSN P 73 2404 :**  
**C 30/37 - XC2,XA1 - Dmax 22 mm - S4.**

Aby byla výztuž základových konstrukcí ochráněna před korozi a následném oslabením, je nutné zajistit dostatečnou krycí vrstvu betonu dle ČSN EN 1992-1-1. Do projektů se předepisuje nominální krycí vrstva, jež je součtem minimální krycí vrstvy a přídatku na návrhovou odchylku. Minimální hodnota krycí vrstvy se stanoví z rovnice (28). [16]

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (28)$$

kde  $c_{min,b}$  ... minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, v tomto případě rovna průměru prutu,

$c_{min,dur}$  ... minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí, v tomto případě 20 mm (třída konstrukce S3, stupeň vlivu prostředí XC2),

$\Delta c_{dur,\gamma}$  ... přídavná bezpečnostní složka, v tomto případě rovna 0 mm,

$\Delta c_{dur,st}$  ... redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli, v tomto případě 0 mm,

$\Delta c_{dur,add}$  ... redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany, v tomto případě 0 mm.

Za předpokladu použití betonářské výztuže maximálního průměru 20 mm vychází po dosazení hodnot do rovnice (28) minimální krycí vrstva 20 mm.

Při provádění základových desek dochází k betonáži na podkladní beton, a proto je uvažován přídavek na návrhovou odchylku 10 mm. Celková nominální krycí vrstva základové desky je tedy předepsána na 30 mm. [16]

Dle ČSN EN 1536+A1 je minimální krycí výztuže pro piloty s průměrem více než 600 mm stanoveno na 60 mm. Předepsaná hodnota krycí vrstvy pro piloty po přičtení stejného přídavku na návrhovou odchylku je 70 mm. [22]

#### 4.3.1.2 Ocel

Betonářská ocel používaná k vyztužování betonových konstrukcí musí odpovídat normě ČSN EN 10080. Nejčastěji se využívá ocel s označením B500 třídy tažnosti B.

Důležitou vlastností výztuže ukládané do základových konstrukcí je svařitelnost, neboť do pilot se osazuje výztuž ve formě svařovaných armokošů, do základových desek zpravidla ve formě svařovaných sítí.

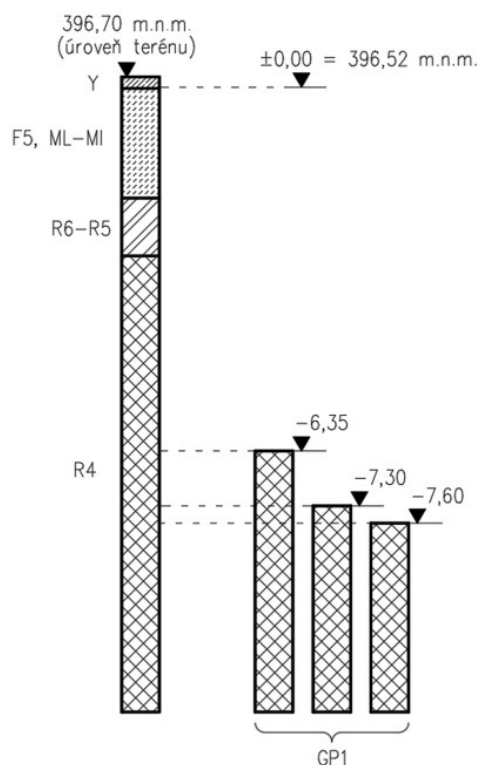
#### 4.3.2 Návrhový geologický profil

V závislosti na úrovni základové spáry jsou hlavy pilot navrženy ve třech úrovních. Stavební nula odpovídá úrovni horní hrany nášlapné vrstvy podlahy



v 1. NP, jejíž nadmořská výška je 396,52 m dle výškového baltského systému po vyrovnání.

Pro správný návrh je nutné srovnat geologický profil s úrovní hlavy piloty, tak aby rozložení jednotlivých vrstev základové půdy bylo v souladu se skutečným výškovým umístěním piloty.



Obr. 25 Geologický profil pro návrh pilot

Po výškovém srovnání na Obr. 25 je zřejmé, že piloty je možné navrhnout pouze v jednom geologickém profilu, který je tvořen vrstvou hornin třídy R4.

Průzkumný vrt, ze kterého návrh vychází, byl proveden pouze do hloubky 11,00 metrů, avšak i hlouběji se předpokládá výskyt hornin třídy R4, jejichž kvalita s hloubkou narůstá.

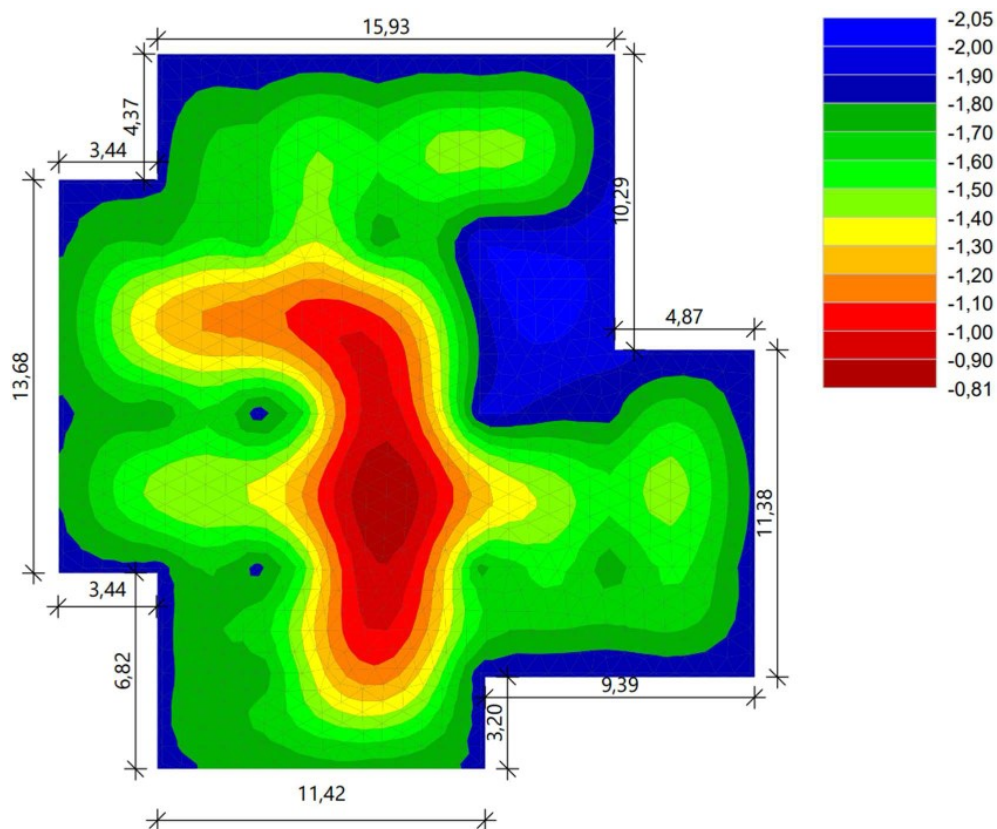
#### 4.3.3 Varianta 1

První varianta návrhu založení objektu počítá se základovou deskou bez pilot. Dle empirických vzorců lze tloušťku základové desky stanovit jako stonásobek počtu

podlaží v milimetrech. Na základě této empirie bude navržena základová deska o mocnosti 600 mm.

Nejdříve byla namodelována základová deska tloušťky 600 mm v programu GEO5 2021 – Deska a zatížena liniovým a osamělým zatížením od horní stavby. Dále pak byla základová deska zatížena rovnoměrným plošným zatížením od skladby podlahy v nejnižším podlaží a užitným zatížením kategorie F. Deska je uložena na základovém podloží tvořeném horninami třídy R4 s modulem deformace 250 MPa.

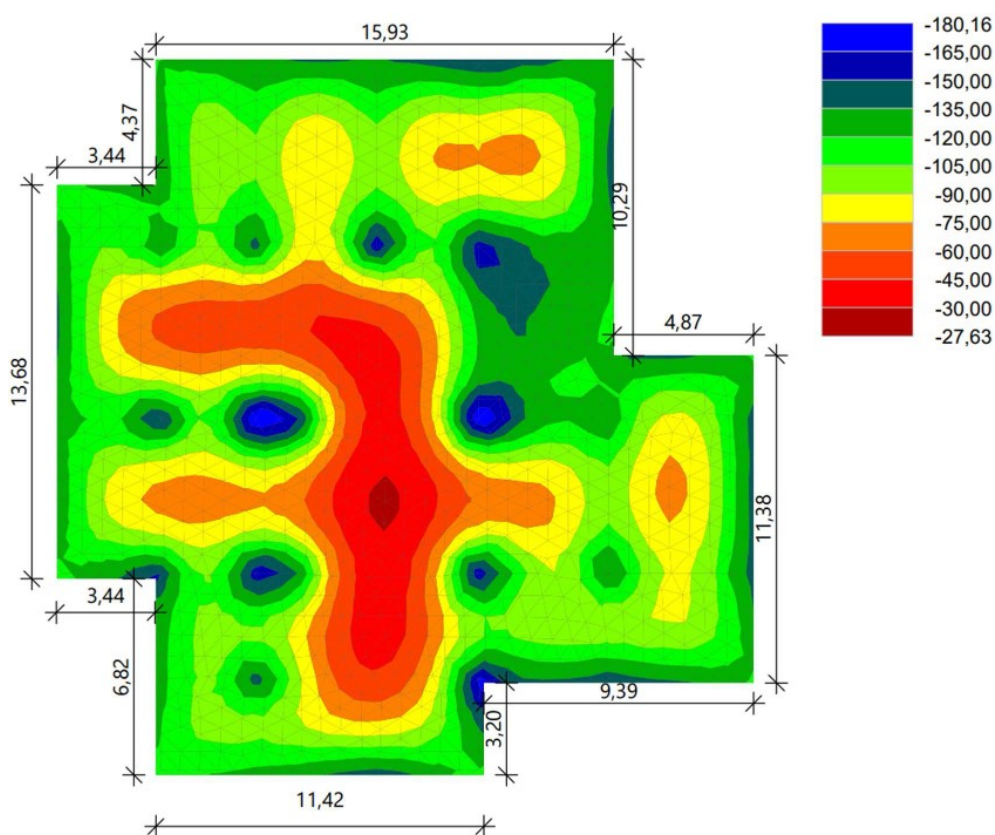
Pro zjištění průhybů základové desky byla vytvořena kombinace zahrnující všechna zatížení stejnou vahou. Hladiny průhybů a jejich rozsah je zobrazen na Obr. 26.



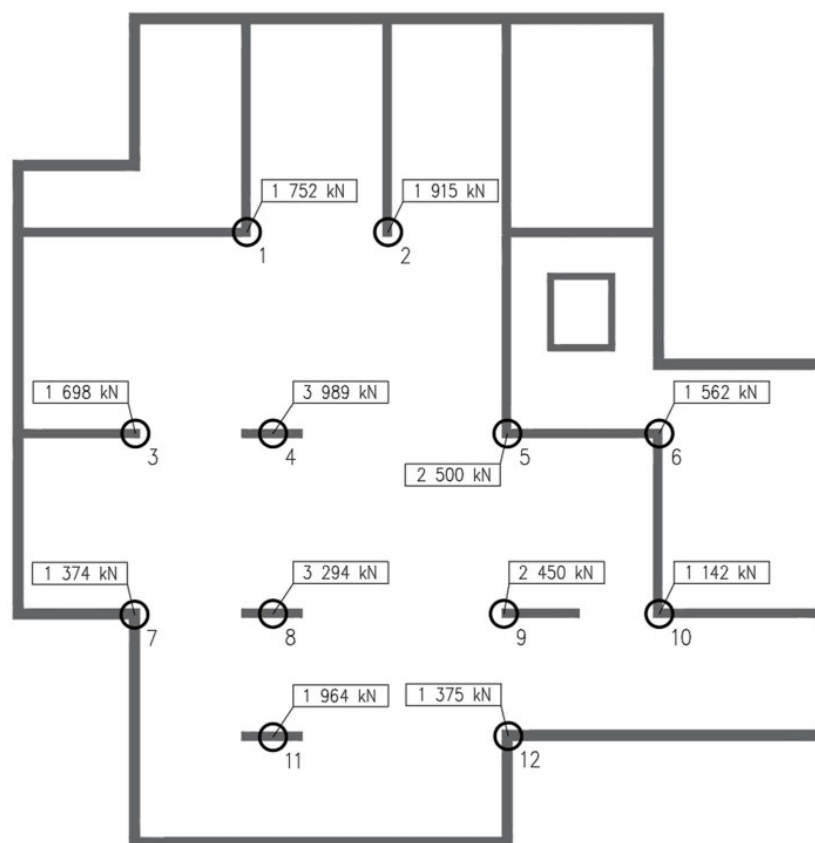
Obr. 26 Grafické zobrazení průhybu základové desky tl. 600 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v mm)

Z výsledků průhybu můžeme vidět, že se pohybují v rozmezí od 0,81 do 2,05 mm, tudíž lze konstatovat, že nedochází k velkým relativním průhybům a není nutné navrhovat lokální zesílení základové desky za účelem jejich omezení.

Dále bylo na stejném modelu sledováno napětí v základové spáře a určena místa s vyšší koncentrací napětí v místech lokálních prvků. V těchto místech hrozí porušení základové desky smykem při protlačení svislé nosné konstrukce. Jedná se o místa, kde působí bodové svislé zatížení na konci či rohu nosné stěny, nebo vnitřním sloupem. Označení styčníků ve výpočtu je patrné z Obr. 28, kde jsou zároveň uvedeny návrhové hodnoty sil způsobujících protlačení základové desky.



Obr. 27 Grafické zobrazení napětí v základové spáře desky tl. 600 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v kPa)



Obr. 28 Označení styčniců v místech s rizikem protlačení včetně působících sil (návrhové hodnoty)

V těchto místech byla ověřena smyková únosnost při protlačení, v případě nevyhovujícího posudku byla základová deska lokálně zesílena. Při posudku na protlačení bylo uvažováno vyztužení základové desky při horním i dolním povrchu v obou směrech výztuží profilů 16 mm ve vzdálenostech po 100 mm. Takový stupeň vyztužení je v souladu s požadavky na potřebnou plochu výztuže v jednotlivých směrech spočtenou programem GEO5 2021 – Deska. Podrobný návrh vyztužení základové desky není v práci řešen.

Posouzení v jednotlivých styčnicích je shrnuté v Tab.12. Statický výpočet je v příloze č. 2.

Tab. 12. Výsledek posudků na protlačení v jednotlivých styčnicích v závislosti na zatížení a geometrii základové desky

Styčnick č.	$V_{Ed}$ [kN]	Tloušťka desky [mm]	Výška hlavice [mm]	Výsledek
1	1 752	600	300	VYHOVUJE
2	1 915	600	300	VYHOVUJE
3	1 698	600	200	VYHOVUJE
4	3 989	600	200	VYHOVUJE
5	2 500	600	500	VYHOVUJE
6	1 562	600	500	VYHOVUJE
7	1 374	600	0	VYHOVUJE
8	3 294	600	0	VYHOVUJE
9	1 750	600	300	VYHOVUJE
10	1 142	600	0	VYHOVUJE
11	1 964	600	0	VYHOVUJE
12	1 375	600	0	VYHOVUJE

V sedmi místech je nutné provést lokální zesílení základové desky pomocí hlavice s náběhy.

#### 4.3.3.1 Výsledný návrh

V první variantě založení polyfunkčního domu v Říčanech je navržena základová deska tloušťky 600 mm, která je lokálně zesílena hlavicemi s náběhem pod deskou o výškách 200 – 500 mm.

Návrh počítá s provedením celoplošné povlakové hydroizolace pro ochranu před účinky podzemní vody.

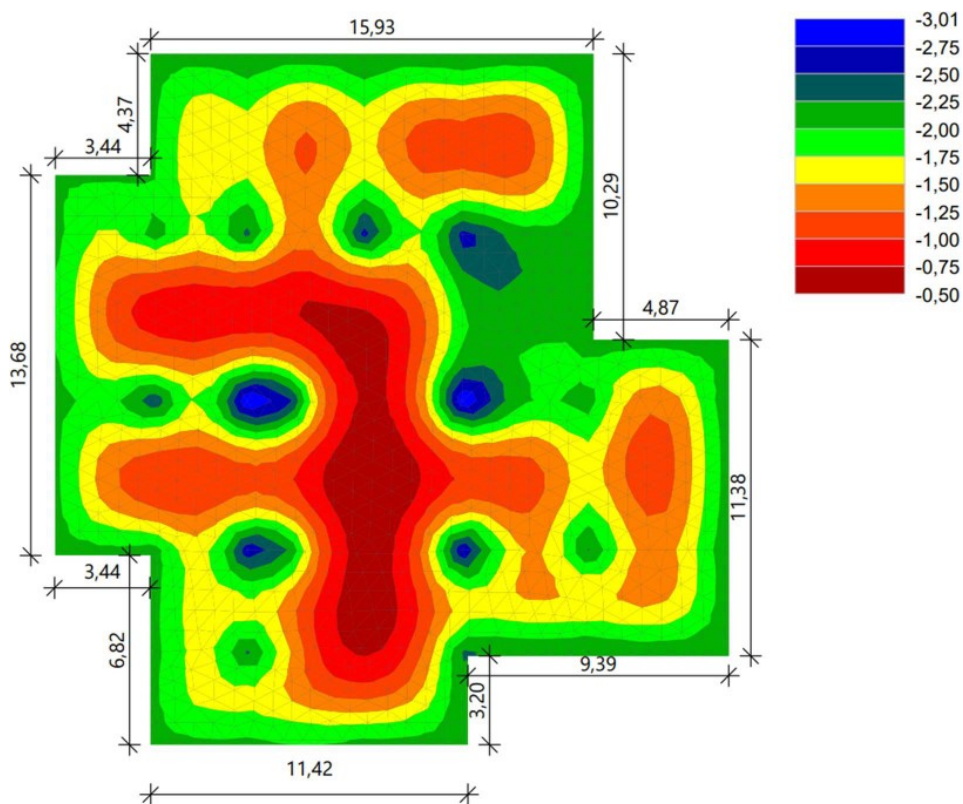
Tvar základové desky je patrný z výkresu č. 1.

#### 4.3.4 Varianta 2

Druhá varianta návrhu založení polyfunkčního domu v Říčanech se zaměřuje na snížení tloušťky základové desky, zachování její konstantní tloušťky a podepření kritických míst vrtnými pilotami.

Obdobně jako v první variantě byla nejdříve namodelována základová deska tloušťky 300 mm v programu GEO5 2021 – Deska a aplikováno identické zatížení na stejném podloží.

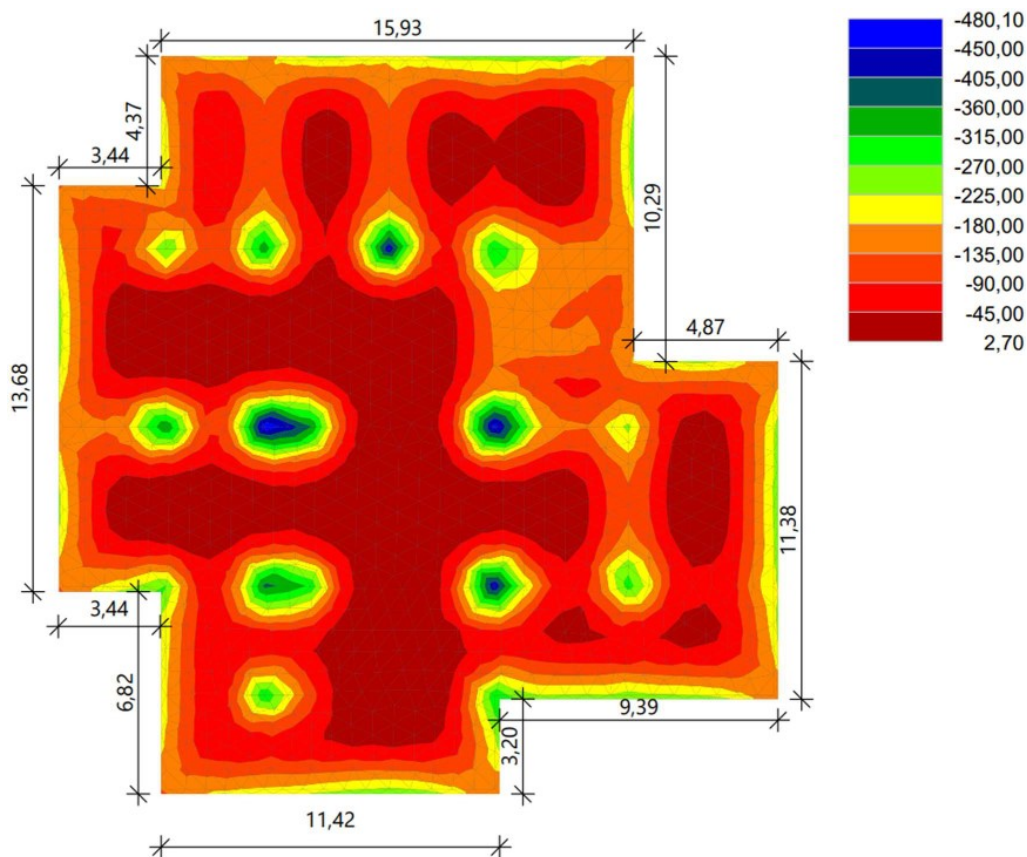
Na Obr. 29 je zobrazen průběh svislých deformací základové desky bez podpor.



Obr. 29 Grafické zobrazení průhybu základové desky tl. 300 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v kPa)

Průhyby základové desky se pohybují od 0,50 do 3,01 mm a maximální relativní průhyb 2,51 mm není důvodem pro přijetí opatření vedoucích k jejich snížení.

Na stejném modelu bylo sledováno také napětí v základové spáře a určena kritická místa, kde by mohlo dojít k selhání konstrukce vlivem protlačení. Označení těchto míst je opět patrné z Obr. 28.

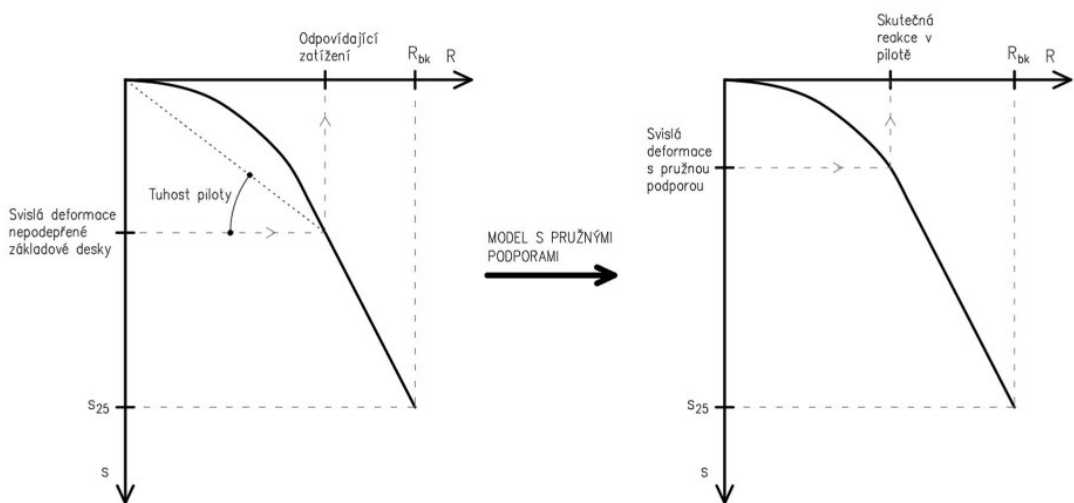


Obr. 30 Grafické zobrazení napětí v základové spáře desky tl. 300 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v kPa)

V místech se zvýšenou koncentrací napětí a rizikem protlačení budou umístěny piloty, tak aby mohly převzít určitou část zatížení a eliminovat riziko protlačení základové desky.

Piloty se modelují jako pružné podpory definované svou tuhostí, která je nepřímo úměrná deformaci. Platí, že čím nižší je sednutí piloty, tím větší má tuhost a je schopna převzít větší část zatížení základové desky a snížit tak riziko protlačení.

Pro získání skutečné reakce v pilotě, která snižuje sílu na protlačení, byla základová deska namodelována s pružnými podporami v kritických místech, jejichž tuhost byla získána jako poměr síly příslušné svislé deformaci desky bez podpor dle mezní zatěžovací křivky piloty a svislé deformaci desky bez podpor v daném styčnicku. V místech s pružnou podporou se následně zmenší svislá deformace, pomocí které byla z mezní zatěžovací křivky piloty získána skutečná reakce v pilotě.



Obr. 31 Stanovení reakce v pilotě

V průběhu dimenzování pilot byly průběžně ověřovány podmínky na protlačení základové desky a v případě nevyhovujícího posudku upraveny dimenze piloty tak, aby byla schopna pojmout větší procento zatížení a posudek vyhověl. Stupeň vyztužení základové desky byl uvažován stejný jako v první variantě.

Z důvodu polohy základové spáry ve velmi únosném skalním podkladu třídy R4 a zvýšené únosnosti na patě byl pro posudek pilot dle mezního stavu použitelnosti uvažován sečnový modul v koncových částech pilot stejnou hodnotou jako deformační modul. S narůstající hloubkou lze očekávat jeho další nárůst.

#### 4.3.4.1 Výsledný návrh

V druhé variantě založení polyfunkčního domu v Říčanech je navržena základová deska konstantní tloušťky 300 mm, která je lokálně podporována celkem dvanácti pilotami průměru 750 mm v délkách 4,00 – 14,00 metrů. Mezi hlavami pilot a spodní hranou základové desky vzniknou pracovní spáry, výztuž obou konstrukcí nebude provázaná.

Ochranu základové desky před účinky podzemní vody lze řešit stejným způsobem jako u první varianty.

Statický výpočet je uveden v příloze č. 3, výkresová dokumentace ve výkresech č. 2 a č. 3.



## 5 DOČASNÉ ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY

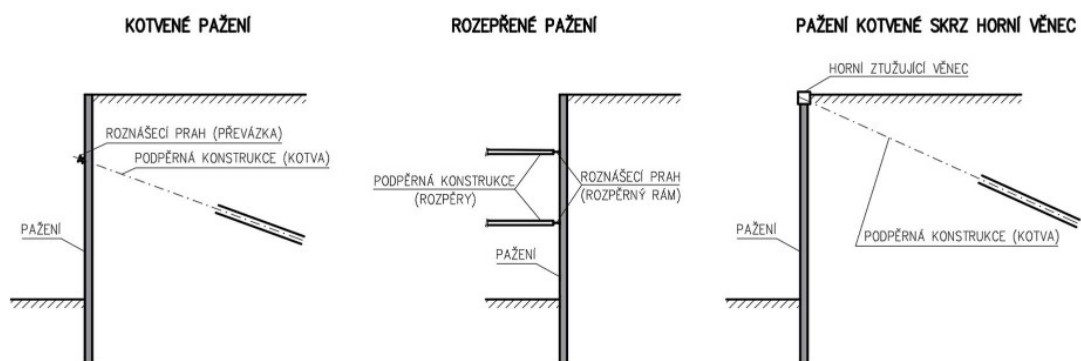
V současné době je při realizaci zejména občanských staveb standardem výstavba i několika podzemních podlaží, jejichž účelem je ve stísněných podmínkách velkoměsta především zaručení parkovacích míst pro rezidenty. Takové stavby často vznikají i v okrajových částech měst s ohledem na územní plán a předpoklad budoucí zástavby v bezprostředním okolí. Aby byla z hlediska technického a bezpečnostního výstavba podzemních podlaží možná, je nutné zajistit na potřebnou hloubku stavební jámu proti sesuvu okolní zeminy. Z důvodu omezených záborů je takřka nemožné navrhnout jednoduchou a ekonomicky výhodnější svahovanou stavební jámu, a proto se přistupuje k řešení se svislými stěnami, tedy ke stavebním jámám paženým. [18]

Pažené stavební jámy se nevyužívají jen v souvislosti s pozemními stavbami, ale také se stavbami inženýrskými a vodohospodářskými, jako jsou mosty, hloubené tunely, hloubené stanice podzemních drah, nábrežní zdi, jezy či přehrady. [13]

Z důvodu okolní stávající zástavby a umístění v blízkosti pozemní komunikace je pro stavbu polyfunkčního objektu v Říčanech zvolena stavební jáma pažená. Teoretické části popisu návrhu dočasného zajištění stavební jámy se tedy v této práci zaměřují na stavební jámy pažené.

### 5.1 Pažené stavební jámy

Konstrukce pažené stavební jámy je zpravidla tvořena třemi typy konstrukčních prvků s odlišnou funkcí v celkové konstrukci, pro správnou funkci však musí působit všechny části konstrukce společně. Konstrukce pažení typicky sestává z pažení, roznášecích prahů či v případě potřeby také horního ztužujícího věnce, a podpěrné konstrukce. V některých případech se konstrukce pažení omezuje jen na pažení bez podpěrných konstrukcí a roznášecích prahů. [13]



Obr. 32 Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy, dle [25]

Pažení je část konstrukce v těsném kontaktu se zadržovanou zeminou a společně s ostatními částmi zajišťuje bezpečnost konstrukce proti sesuvu a erozi. V určitých případech daných nepříznivými hydrogeologickými poměry zajišťuje také vodotěsnost konstrukce. [25]

Podpěrné konstrukce slouží k vytvoření podpor pro pažící konstrukci, jež pozitivně ovlivňují její únosnost zmenšením rozpětí polí namáhaných zemním tlakem. Realizují se ve formě kotev, které přenáší podporové reakce tahovými silami do zeminy za rubem konstrukce, nebo ve formě rozpěr, které přenáší podporové reakce tlakovými silami do prostředí dna jámy, vnitřní bárky, protilehlého pažení či svislých konstrukcí přilehlých objektů. [25]

Roznášecí prahy jsou ocelové či železobetonové nosníky sloužící k rozdělení koncentrovaných sil z podpěrných konstrukcí na větší plochu pažení. V případě kotveného pažení se hovoří o převázkách, v případě rozepřeného pažení o rozpěrných rámech. Roznášecí prahy zároveň přispívají k zajištění celkové stability systému a k vyrovnání deformací dílčích částí konstrukce. [25]

### 5.1.1 Druhy pažených stavebních jam

Existuje několik metod, jak provést pažení stavebních jam, jejichž volba závisí na různých faktorech a okrajových podmínkách.

Volba metody pažení je ovlivněna především požadovanou trvanlivostí konstrukce, kdy se rozhoduje mezi pažením dočasným, jež slouží zejména pro účely výstavby podzemních konstrukcí objektů, které následně přebírají jeho funkci, a pažením trvalým, které plní funkci zajištění nejen při stavbě, ale i za provozu.

Za dočasné pažení se považuje konstrukce s životností dva roky, kdy z právního hlediska po uplynutí doby životnosti přebírá zodpovědnost za stavební stav konstrukce investor namísto projektanta a zhotovitele. [13]

Dalším ovlivňujícím faktorem volby metody pažení je rychlost výstavby i s ohledem na realizaci následných podzemních konstrukcí, kdy některé metody umožňují využít konstrukci pažení zároveň jako konstrukční prvky budoucí stavby. Typickým příkladem je využití podzemních stěn při realizaci hloubených tunelů. V neposlední řadě je nutné uvážit hydrogeologické podmínky v místě navrhované konstrukce, kdy se volí mezi pažením propustným a těsnícím. Dále samozřejmě musí být konstrukce realizovatelná v daném místě, kdy je nezbytné zajistit dostatek prostoru pro mechanizaci potřebnou ke zhotovení vybrané metody pažení. [13]

V závislosti na kombinaci výše uvedených faktorů, a také dalších nejmenovaných, byly v několika posledních desítkách let vyvinuty různé metody pažení stavebních jam, které jsou blíže popsány v následujících podkapitolách.

#### 5.1.1.1 Záporové pažení

Hlavním konstrukčním prvkem záporového pažení jsou záporové prvky tvořené ocelovými profily vkládaných do vrtů či ve vhodných geologických podmínkách do země beraněné. Mezi záporové prvky se vkládají dřevěné pažiny pro zajištění zeminy mezi záporovými prvky. Záporové pažení se zhotovuje kotvené, rozepřené, v krajních případech i volně stojící. [25]



Obr. 33 Půdorysné uspořádání záporového pažení

Typicky se využívá jako dočasná konstrukce pažení, kdy při provedení ve variantě s pracovním prostorem mezi lícem pažení a navrhovanou konstrukcí je možné pažení po skončení jeho funkce zlikvidovat a případně některé jeho části opakovaně využít. V případě přisazeného záporového pažení bez pracovního

prostoru se konstrukce pažení využije jako ztracené bednění stěn podzemních podlaží. [13]

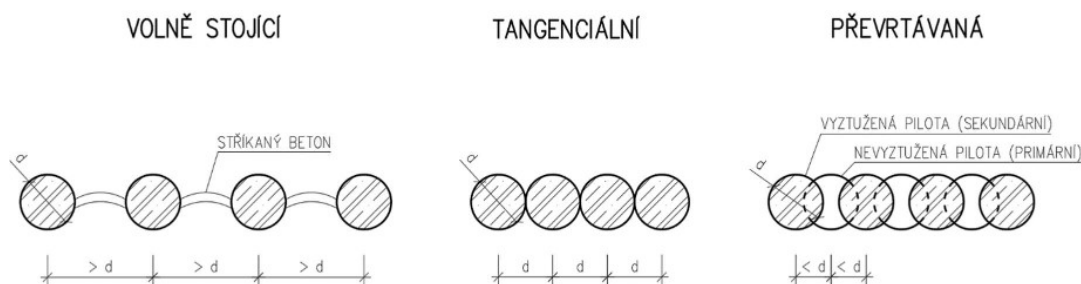
Podmínky, pro které je vhodné využití záporového pažení, jsou splněny i v případě navrhovaného polyfunkčního objektu v Říčanech, a proto je navrženo dočasné zajištění stavební jámy pomocí záporového pažení bez pracovního prostoru.

### 5.1.1.2 Podzemní stěny

Podzemní stěny jsou železobetonové pažící konstrukce zhotovené monoliticky či osazované vcelku jako prefabrikáty. Navrhují se zpravidla jako konstrukce trvalé, podporované kotevním systémem. S výhodou se využívá jejich vodotěsnosti, avšak jejich nevýhodou je technologie provádění, kdy stěny lamely hloubené hydraulickým drapákem či hydrofrézou je nutné zajistit pažící suspenzí, jejíž používání má negativní dopady na životní prostředí. [13]

### 5.1.1.3 Pilotové stěny

Pilotové stěny sestávají z řady pilot a zpravidla se realizují jako konstrukce trvalé. V závislosti na osové vzdálenosti jednotlivých pilot se rozlišují pilotové stěny volně stojící, tangenciální a převrtávané. [25]



Obr. 34 Půdorysné uspořádání jednotlivých typů pilotových stěn

Pilotové stěny volně stojící jsou tvořeny pilotami v osových vzdálenostech větších, než je průměr použitých pilot, kdy mezi pilotami vzniká prostor, který se vyplní nejčastěji vyztuženým stříkaným betonem.

Pro pilotové stěny tangenciální je typická rozteč jednotlivých pilot rovná právě průměru použitých pilot. Z hlediska provádění je obtížné dodržet geometrickou přesnost a mezi pilotami vznikají nežádoucí mezery.

Pilotové stěny převrtávané jsou tvořeny pilotami s osovou vzdáleností menší než jejich průměr. Nejprve se realizují nevyztužené primární piloty, které se následně zčásti převrtají sekundárními vyztuženými pilotami. Takový princip zajišťuje hotové pilotové stěně těsnost a je tak vhodnou alternativou k podzemním stěnám bez nutnosti použití pažící suspenze v průběhu provádění. [25]

#### 5.1.1.4 Mikrozáporové pažení

Mikrozáporové pažení je alternativním řešením k záporovému pažení ve stísněných podmínkách, kde není dostatek šířky pro jinou metodu pažení nebo je místo nedostupné pro potřebné stavební mechanismy. Skládá se z mikrozápor (válcovaných ocelových profilů omezené velikosti), pažin, kotevního systému a stříkaného betonu. S ohledem na dimenze použitých prvků jde o velmi měkkou a snadno deformovatelnou konstrukci, která bývá zpravidla kotvena i v několika úrovních. [13]

#### 5.1.1.5 Trysková injektáž

Trysková injektáž ve formě pilířů z geokompozitu se využívá zejména pro podchytávání mělčeji založených stávajících konstrukcí v bezprostřední blízkosti stavební jámy kvůli omezení jejich deformací, ale také pro konstrukci vodotěsných stavebních jam menšího rozsahu. Často dochází ke kombinaci trykové injektáže s ostatními metodami pažení v rozsahu, kde je potřeba zajistit vodotěsnost. [25]

#### 5.1.1.6 Štětové stěny

Štětové stěny slouží jako těsnící konstrukce v pažení. Používají se zejména pro realizaci jímek, které se využijí při zakládání pod volnou hladinou vody. V současné době jsou štětové stěny nejčastěji tvořeny ocelovými štětovnicemi, jejichž společná svislá spára je zajištěna pomocí zámku připraveného již při výrobě. Výhodou těchto konstrukcí je možnost vytažení štětovnic po skončení jejich funkce a případné opětovné použití, ať už za stejným účelem nebo jiným, například jako převázka kotev v záporovém či mikrozáporovém pažení. [25]

### 5.1.1.7 Hřebíkové svahy

Ačkoliv hřebíkové svahy nemusí být konstrukce svislé, řadí se také mezi konstrukce pažených stavebních jam. Konceptí hřebíkových svahů je zlepšení smykové pevnosti základové půdy za využití vyztužení ocelovými hřebíky ukotvenými pomocí cementové zálivky, v kombinaci se zakrytím povrchu svahu stříkaným betonem. Při realizaci je stěžejní dodržet správný technologický postup, kdy se nejprve odtěží hornina či zemina na předepsanou výšku, následně se osadí hřebíky a v poslední řadě se aplikuje stříkaný beton. Tento postup je analogický i pro realizaci dalších úrovní hřebíkování. [25]

## 5.2 Posouzení pažících konstrukcí

Pažící konstrukce, jejichž návrh musí být bezpečný a zároveň hospodárný, se posuzují pomocí statického výpočtu. Zásady posuzování pažících konstrukcí jsou ukotveny v normě ČSN EN 1997-1-1 a vycházejí z teorie mezních stavů, kdy zpravidla je rozhodující mezní stav použitelnosti z hlediska omezení deformací samotné konstrukce i okolních objektů. [20] [25]

V praxi se vesměs používá postup posouzení, kdy jsou spočteny velikosti vnitřních sil na konstrukci od působícího zatížení udaném v charakteristických hodnotách a kontrolovány zejména vodorovné deformace. Spolehlivost jednotlivých prvků navržených dimenzí je pak dle mezního stavu porušení posuzována na zatížení uvedené v návrhových hodnotách, které se získají přepočtem z hodnot charakteristických pomocí globálního součinitele. [25]

Ve statickém výpočtu je nutné uvážit následující faktory:

- vliv jednotlivých fází nastalých při budování konstrukce,
- vliv působení podzemní vody,
- vliv přetížení stavební jámy na povrchu i hlouběji,
- vliv přetížení základové půdy z hlediska předpětí v kotvách,
- vliv dodatečných výkopů ve stavební jámě či za rubem konstrukce. [25]

Obecně je nutné posoudit v případě pažících konstrukcí následující mezní stavy:

- ztrátu celkové stability,
- porušení konstrukčního prvku a spojení mezi nimi,
- kombinace porušení v základové půdě a v konstrukčním prvku,
- porušení nadzdvížením a vnější erozí,
- nadměrné deformace pažící konstrukce,
- nepřijatelný průsak vody pažící konstrukcí,
- nepřijatelnou sufozi,
- nepřijatelnou změnu v režimu proudění podzemních vod. [13]

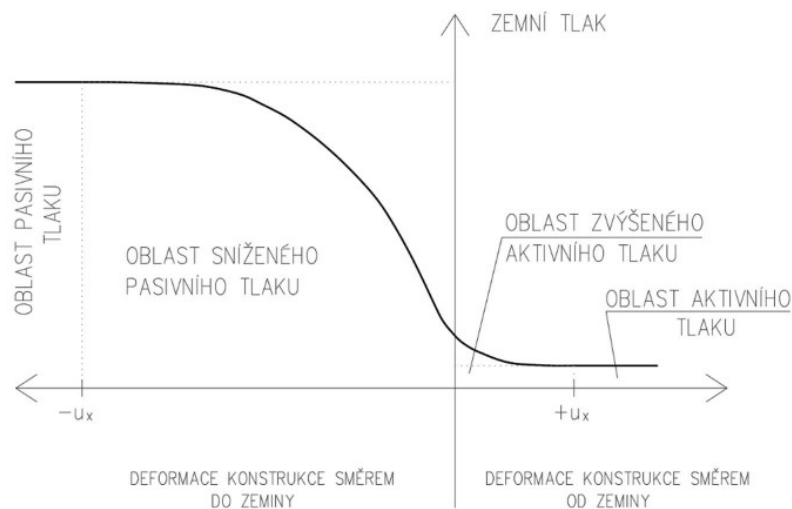
Poslední tři body mohou být rozhodující zejména u pažících konstrukcí s požadavkem na vodotěsnost. [13]

### 5.3 Zatížení pažících konstrukcí

Na pažící konstrukce vždy působí zemní tlaky vyvolané tíhou zeminy, se kterou jsou v kontaktu. K dalšímu nárůstu zemních tlaků může docházet vlivem působení zatížení za rubem pažící konstrukce v úrovni terénu i níže. Nachází-li se alespoň část konstrukce pod úrovní hladiny podzemní vody, je nutné mezi zatížení zahrnout hydrostatický tlak, případně proudění vody. [13]

#### 5.3.1 Zemní tlak

Zemní tlak je definován jako síly, kterými na sebe navzájem působí základová půda a pažící konstrukce. Velikost zemního tlaku je ovlivněna stabilitními parametry základové půdy a druhem použité konstrukce, zejména její tuhostí s ohledem na deformace. Právě na základě velikosti a směru posunu či pootočení pažící konstrukce rozlišujeme zemní tlak aktivní, pasivní a v klidu. [13]



Obr. 35 Schéma průběhu velikosti zemního tlaku v závislosti na deformaci konstrukce, dle [18]

### 5.3.1.1 Zemní tlak v klidu

Zemní tlak v klidu působí na konstrukci za předpokladu, že je dostatečně tuhá a nedochází k prakticky žádné její deformaci. Určení jeho velikosti vychází ze stanovení geostatického napětí, které je sníženo součinitelem zemního tlaku v klidu. Pro stanovení velikosti tohoto součinitele je základová půda uvažována jako pružný poloprostor a je tak možné aplikovat rozšířený Hookův zákon, kdy se za předpokladu nulové vodorovné deformace a stejných hodnot napětí ve vodorovných směrech koeficient zemního tlaku v klidu určí dle rovnice (29). [13] [25]

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (29)$$

kde  $\nu$  ... Poissonovo číslo základové půdy.

Výslednice zemního tlaku v klidu působící kolmo na pažící konstrukci v těžišti zatěžovacího obrazce se pak určí jako:

$$S_r = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_0 \quad (30)$$

kde  $\gamma$  ... objemová tíha základové půdy,

$h$  ... výška, na kterou je konstrukce zatížena v homogenní zemině.



### 5.3.1.2 Aktivní zemní tlak

Aktivní zemní tlak vzniká za předpokladu takové deformace pažící konstrukce směrem od zeminy, že dochází ke vzniku smykové plochy v zemině a následně k aktivaci její smykové pevnosti. Tím, že část napětí přenáší zemina díky své smykové pevnosti, dochází k poklesu původního působícího zemního tlaku. [18]

Velikost vlivu smykové pevnosti zeminy představuje součinitel aktivního zemního tlaku, který je definován rozdílným způsobem pro zeminy hrubozrnné a jemnozrnné.

Směr působení výslednice aktivního zemního tlaku nemusí být kolmý, vezmeme-li v úvahu tření mezi rubem pažící konstrukce a zeminou. Konstrukce je tak zatížena pouze vodorovnou složkou aktivního zemního tlaku. V případě, že vzájemné tření pažící konstrukce a hrubozrnné zeminy zanedbáme, je možné součinitel aktivního zemního tlaku u konstrukcí s vodorovným terénem za rubem stanovit dle rovnice (31).

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (31)$$

kde  $\varphi$  ... efektivní úhel vnitřního tření zeminy.

Výslednice aktivního zemního tlaku je pak:

$$S_a = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \quad (32)$$

U jemnozrnných zemin je nutné při stanovení součinitele aktivního zemního tlaku rozlišit tři charakteristické typy:

- nekonsolidované zeminy plně nasycené vodou, u nichž proces konsolidace nastane v době, kdy zatěžují konstrukci a jsou charakterizovány nulovou hodnotou totálního úhlu vnitřního tření a nenulovou hodnotou totální soudržnosti,
- normálně konsolidované zeminy, jejichž smyková pevnost závisí na nenulových hodnotách efektivního úhlu vnitřního tření a efektivní soudržnosti,
- překonsolidované zeminy, jež při poklesu napjatosti ztrácejí svojí smykovou pevnost. [13] [18]

U jednotlivých typů jemnozrnných zemin se stanoví součinitel aktivního zemního tlaku odlišným způsobem, který není v práci popsán.

### 5.3.1.3 Pasivní zemní tlak

Pasivní zemní tlak vzniká za předpokladu deformace pažící konstrukce směrem do zeminy. Pro aktivaci plné hodnoty pasivního zemního tlaku je nutná větší deformace, než je tomu u zemního tlaku aktivního. [18]

Hodnota pasivního zemního tlaku při jeho plné aktivaci může být až několikanásobně větší než hodnota původně působícího tlaku. Nárůst tlaku vlivem zatlačování konstrukce do zeminy je možné kvantifikovat pomocí součinitele pasivního zemního tlaku, který je odlišný pro zeminy hrubozrnné a jemnozrnné.

V případě zanedbání tření mezi pažící konstrukcí, s vodorovným terénem za jejím rubem, a hrubozrnnou zeminou lze hodnotu součinitele pasivního zemního tlaku stanovit z rovnice (33).

$$K_p = tg^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (33)$$

Výslednice pasivního zemního tlaku je pak:

$$S_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \quad (34)$$

Při stanovení pasivního zemního tlaku v jemnozrnných zeminách se bere v úvahu jejich soudržnost, která pasivní odpor zvětšuje.

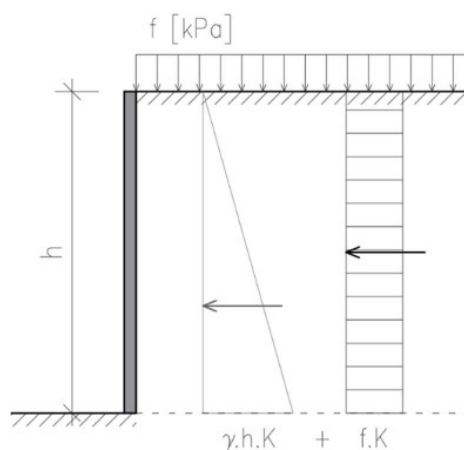
Pasivní zemní tlak působí na pažící konstrukci zpravidla v místě jejího vetknutí do základové půdy pod úrovní dna stavební jámy. Pasivní zemní tlak, který je počítán na jeden metr šířky konstrukce, působí pouze na část vetknutou, kterou tvoří pilota či zápora nebo mikrozápora se zálivkou na šíři vrtu. Je proto nutné při stanovení výslednice pasivního zemního tlaku uvažovat tuto zmenšenou šířku. [13]

### 5.3.2 Přírůstek zemního tlaku od přetížení

Velikost zemních tlaků může vzrůst vlivem stálého či proměnného zatížení za rubem pažící konstrukce, které je typicky tvořeno stavebním provozem. V takovém případě se doporučuje uvážit celoplošné neohrazené zatížení povrchu hodnotou

10 kPa za předpokladu, že vzdálenost mechanizace od pažící konstrukce je větší než tři metry a její hmotnost nepřesahuje 24 tun. [13]

Na *Obr. 36* je uveden způsob nárůstu zemního tlaku od neohraničeného celoplošného zatížení, kde písmeno  $K$  značí součinitel zemního tlaku, který je rozdílný pro různé typy zemního tlaku.



*Obr. 36* Výpočtové schéma přírůstu zemního tlaku od neohraničeného celoplošného zatížení, dle [13]

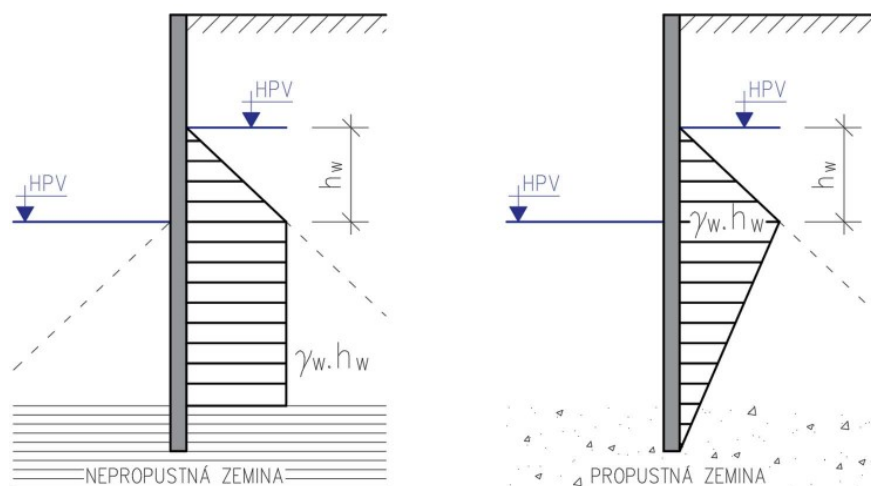
Pažící konstrukce mohou být přitíženy také od sousedních objektů, u nichž je potřeba vzít v úvahu skutečnou hodnotu napětí v základové spáře. Mezi další časté původce přitížení patří železniční či silniční doprava. [13]

### 5.3.3 Účinky podzemní vody

Účinky podzemní vody ovlivňují pažící konstrukce ve třech hlavních aspektech. V první řadě dochází k ovlivnění geotechnických vlastností základové půdy, například objemové tíhy. Vlivem vlastní tíhy vody dochází ke vzniku hydrostatického tlaku působícího na konstrukci, jehož velikost závisí na výšce vodního sloupce, ale také na charakteru základové půdy z hlediska filtračních schopností. [18]

Pokud je pažící konstrukce vetknuta do nepropustné základové půdy dochází k působení konstantního hydrostatického tlaku v části konstrukce, kde je hladina podzemní voda ve stejné úrovni před i za konstrukcí, a je nutné počítat s plným hydrostatickým tlakem. V případě vetknutí pažící konstrukce do propustné zeminy dochází k proudění podzemní vody a vzniku hydrodynamického tlaku, který namáhá částice základové půdy. Velikost hydrodynamického tlaku je závislá na objemové

tíže vody a hydraulickém spádu definovaném jako poměr rozdílu hladin k délce průsaku vody. V takovém stavu hrozí hydraulické prolomení dna stavební jámy, ke kterému teoreticky dojde v případě snížení objemové tíhy zeminy na nulovou hodnotu vlivem proudění podzemní vody směrem vzhůru na lící straně pažící konstrukce. Rozložení hydrostatického tlaku na pažící konstrukce pro oba případy je patrný z Obr. 37. [13] [18]



Obr. 37 Tlak podzemní vody na pažení, dle [13]

## 5.4 Statické schéma pažících konstrukcí

Existují dva základní typy přístupů k výpočtu pažících konstrukcí v závislosti na chování samotné konstrukce a chování základové půdy.

### 5.4.1 Nosník na tuhých podporách

Modelování pažící konstrukce jako prutové modely na tuhých podporách umožňuje počítat se zjednodušeným lineárním rozdělením zemních tlaků. Z tohoto důvodu není tento pohled vhodný pro určování deformací konstrukce, je vhodný zejména pro výpočet vnitřních sil a dimenzování jednotlivých prvků pažení. [13]

Řešení takto modelovaných pažících konstrukcí závisí na hledání podmínek rovnováhy na celku konstrukce. Tímto způsobem je možné řešit také pažící konstrukce kotvené či rozepřené, kdy do podmínek rovnováhy vstupují síly vzniklé v místech podepření.

## 5.4.2 Nosník na pružném podkladě

Modelování pažící konstrukce jako nosník na pružném podkladě se přibližuje skutečnému chování, kdy průběh zemního tlaku není lineární, protože jeho velikost a rozdělení závisí především na deformaci konstrukce a základové půdy. Je tedy zřejmé, že v každém bodě konstrukce bude odlišná velikost napětí při příslušném zemním tlaku v závislosti na deformaci konstrukce. [13]

Při výpočtu je možné vycházet ze stavu nulové deformace konstrukce, při které působí zemní tlak v klidu, a následně iteračním způsobem stanovit konečné rozdělení zemního tlaku odpovídající měnící se deformaci pažící konstrukce v průběhu budování. Tato úvaha je základem metody závislých tlaků. [13] [25]

Návrh dočasného zajištění stavební jámy je posouzen v programu GEO5 2021 – Pažení posudek, který využívá metody závislých tlaků s Winklerovským modelem podloží a řeší ohybovou čáru nosníku konečné délky na pružném podkladě. Dále je tedy popisován právě tento způsob. [26]

Program uvažuje s tím, že se podloží chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota. V pružné oblasti je přetvoření charakterizováno modulem reakce podloží, který lze určit například ze vztahu (35) dle Schmittovy teorie. [26]

$$k_h = 2,1 \cdot [E_{oed}^{4/3} / (EI)^{1/3}] \quad (35)$$

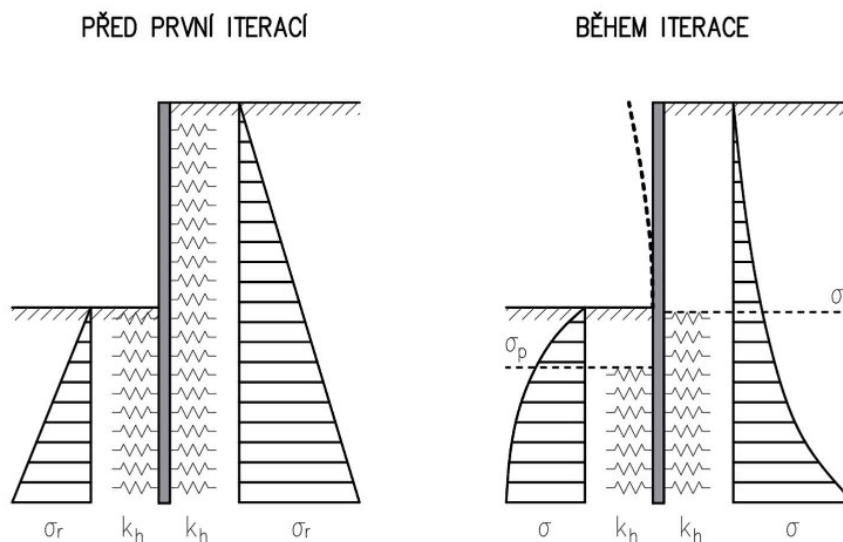
kde  $E_{oed}$  ... edometrický modul zeminy, který je možné určit laboratorně  
nebo poččetně ze znalosti deformačního modulu a Poissonova čísla,  
 $EI$  ... ohybová tuhost konstrukce.

Plastická oblast hmoty je charakterizována limitní deformací, po jejíž překročení se zemina chová ideálně plasticky.

Výpočet probíhá v iteračních cyklech, kdy kontakt mezi konstrukcí a zeminou je modelován jako soustava pružných podpor s tuhostí rovné modulu reakce podloží. V prvním cyklu je konstrukce zatížena zemním tlakem v klidu a určí se deformace konstrukce. Pokud je v některém místě překročena limitní deformace pro plastické chování, je v daném místě pružná podpora nahrazena přímo silou odpovídající plné velikosti napětí při aktivním, respektive pasivním zemním tlaku. V ostatních místech jsou síly určeny jako reakce v pružných podporách. [13]

Kotvy či rozpěry jsou ve výpočtu prezentovány přidanou vodorovnou silou vzniklou jejich aktivací.

Výpočet se opakuje v takovém počtu cyklů, dokud nejsou splněny podmínky o velikosti tlaků na stěnu a rovnice rovnováhy. [13] [26]



Obr. 38 Rozdělení zatížení po délce konstrukce, dle [13]

## 5.5 Návrh dočasného zajištění stavební jámy

Pro zajištění stavební jámy polyfunkčního domu v Říčanech bude navrženo dočasné záporové pažení podporované v jedné úrovni horninovými kotvami. Konstrukce pažení bude zároveň sloužit jako ztracené bednění pro betonáž suterénních stěn a je tak navrženo bez pracovního prostoru.

Návrh předpokládá úroveň zhlaví zápor na kótě 396,02 metrů, zhruba půl metru pod současným terénem tvořeným betonovou svrchní vrstvou. Stavební jáma bude pažená po celém obvodu navrhovaného objektu. V místě autovýtahu bude pažení navrženo na výšku 7,20 metrů, ve zbylých částech na výšku 5,95 metrů. Pažená výška koresponduje s úrovní 100 mm pod spodní hranou navržené základové desky tloušťky 300 mm (varianta 2). Přídavná výška 100 mm je zvolena z důvodu realizace podkladního betonu pod základovou desku.

Z důvodu návrhu pažení bez pracovního prostoru budou převázky zapuštěné mezi pásnice ocelových profilů zápor. Zápor tedy musí být tvořeny takovými profily, aby bylo vyhovující převázku možné umístit mezi její pásnice. Zároveň nesmí za líc

pažení zasahovat hlava dočasných kotev. Po dokončení konstrukce pažení bude na jeho líc aplikován odvodněný stříkaný beton vyztužený sítěmi z betonářské oceli.

Zápory v rozích budou natočeny o 45°, aby bylo možné mezi příruby opřít dřevěné pažiny. Z důvodu obtížně proveditelného konstrukčního řešení napojení skrytých převážek na pootočené rohové zápory budou v rozích navrženy zápory z dvojic profilů, mezi kterými je možné vést vrty pro kotvy a schovat hlavy kotev.

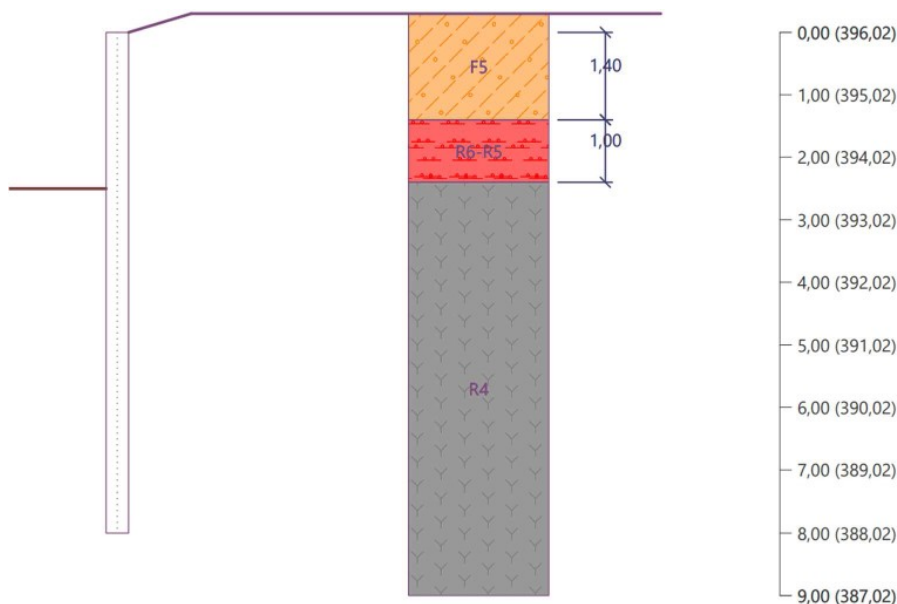
V závislosti na rozdílných výškách a použitých konstrukčních prvcích bude záporové pažení navrženo a posouzeno ve třech typických řezech (A-A, B-B, C-C). V práci bude popsáno posouzení řezu A-A, posouzení konstrukce v dalších řezech je uvedené v příloze č. 4. Výkresová dokumentace je ve výkresech č. 4 – 8.

### 5.5.1 Posouzení pažení v řezu A-A

Konstrukce pažení byla posouzena za použití programu GEO5 2021 – Pažení posudek.

#### 5.5.1.1 Geologické prostředí

Geologické prostředí bylo uvažováno dle *Obr. 15*, kdy jednotlivým vrstvám zeminy byly přiřazeny parametry dle *Tab. 2*.



*Obr. 39 Geologický profil pro posouzení pažení, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek*

### 5.5.1.2 Geometrie konstrukce

Byly zvoleny záporů tvořené válcovanými profily IPE 360 z oceli třídy S235, jež vyjadřuje napětí na mezi kluzu materiálu 235 MPa. Osová vzdálenost záporů byla zvolena 2,20 metrů, délka záporů 8,00 metrů.

Typ stěny : Ocelový I-průřez

Název průřezu : I-průřez : IPE 360; a = 2,20 m  Vlastní

Délka úseku : l = 8,00 [m]

Koef. redukce tlaků pod dnem jámy : počítat

Geometrie

Osová vzdálenost profilů : a = 2,20 [m]

Průřez

Katalog Svařovaný

Název : IPE 360

Informace

A = 3,31E-03 [m <sup>2</sup> /m]	I = 7,40E-05 [m <sup>4</sup> /m]
W <sub>y1</sub> = 4,107E-04 [m <sup>3</sup> /m]	W <sub>ply</sub> = 4,632E-04 [m <sup>3</sup> /m]

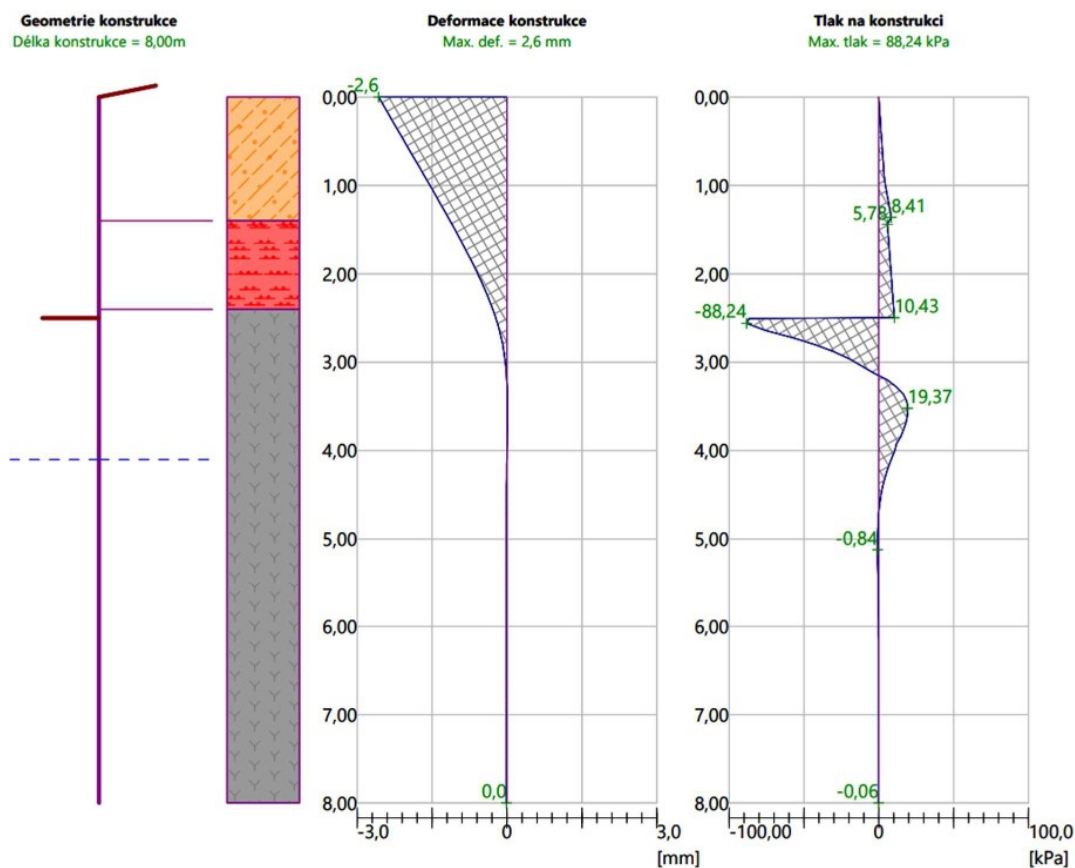
Obr. 40 Rozměry a průřezové charakteristiky záporů IPE 360, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

### 5.5.1.3 První fáze budování

V první fázi budování bude odebrána zemina před konstrukcí na výšku 2,50 metrů. Za rubem pažící konstrukce je uvažováno celoplošné zatížení hodnotou 15,00 kPa. Úroveň hladiny podzemní vody je na obou stranách konstrukce na kótě 391,92 m.

Výsledky první fáze budování jsou na Obr. 41.





Obr. 41 Průběhy deformace a tlaku na konstrukci v první fázi budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

#### 5.5.1.4 Druhá fáze budování

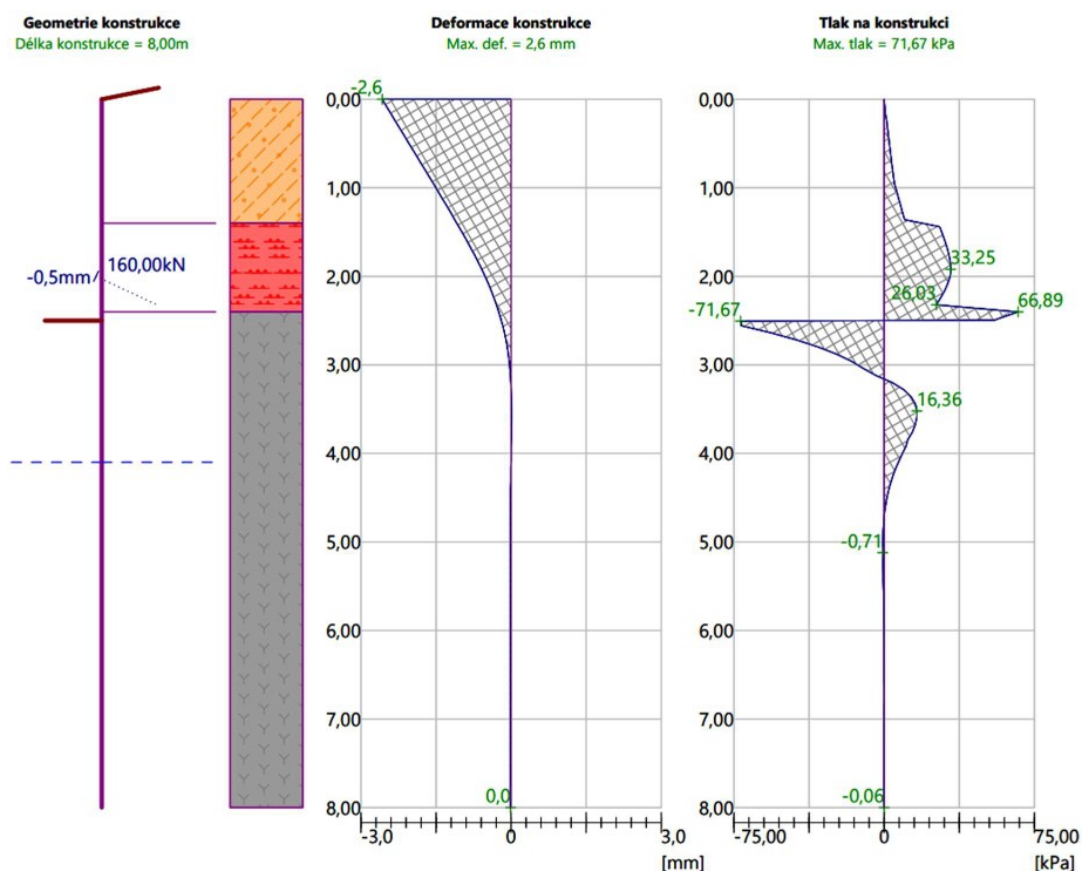
V druhé fázi budování jsou realizovány kotvy ve výšce 0,50 metru nad terénem první kotevní úrovně. Kotvení je navrženo tak, aby jedna kotva podporovala dvě záporny. Osová vodorovná vzdálenost kotev je tedy 4,40 metrů. Parametry použitých kotev jsou na Obr. 42.

Typ kotvy :	pramencová	
Výrobní řada :	uživatelská	
Název :	Kotva A-A	
— Parametry kotvy		
Hloubka :	$z =$	2,00 [m]
Volná délka :	$l =$	6,00 [m]
Délka kořene :	$l_k =$	5,00 [m]
Sklon :	$\alpha =$	25,00 [°]
Vzd. mezi :	$b =$	4,40 [m]
— Tuhost		
Typ zadání :	zadat průměr	
Průměr pramence :	$d_1 =$	15,7 [mm]
Počet pramenců :	$n =$	2
Modul pružnosti :	$E =$	195000,00 [MPa]
Předpínací síla :	$F =$	160,00 [kN]
— Únosnost na přetržení		
	dopočítat	
Výpočtová pevnost materiálu :	$f_{td} =$	1770,00 [MPa]
— Únosnost na vytržení ze zeminy		
	počítat z efektivní napjatosti	
Průměr kořene :	$d =$	250,0 [mm]
— Únosnost na vytržení ze zálivky		
	počítat z parametrů betonu	
Norma betonu :	EN 1992-1-1 (EC2)	
Pevnost betonu v tlaku :	$f_{ck} =$	20,00 [MPa]
Součinitel soudržnosti :	$\eta_1 =$	0,70 [-]

Obr. 42 Parametry horninových kotev, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

Sklon kotev od vodorovné roviny je navržen 25° z důvodu umožnění řádného vyplnění vrtu cementovou zálivkou při provádění. Po zainjektování kořene a uplynutí technologické pauzy budou kotvy předepnuty silou 160 kN.

Výsledky druhé fáze budování jsou na Obr. 43.

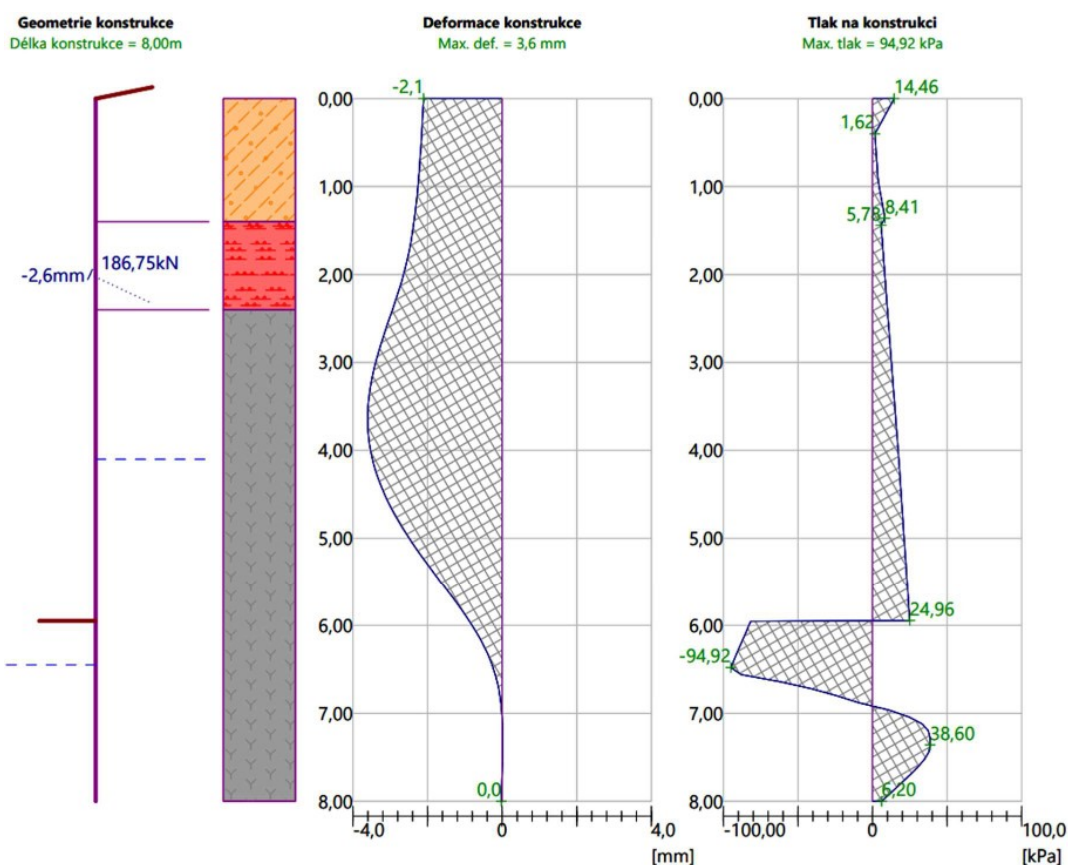


Obr. 43 Průběhy deformace a tlaku na konstrukci v druhé fázi budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

Deformace v hlavě konstrukce zůstává po předepnutí horninové kotvy stejná jako v první fázi. Vlivem předepnutí narostl tlak na rubu konstrukce v místě kotvy, na lici naopak mírně klesnul.

### 5.5.1.5 Třetí fáze budování

Po předepnutí horninové kotvy může být ve třetí fázi budování odtěžena zemina na definitivní úroveň výkopu. Hladina podzemní vody před konstrukcí se předpokládá 0,50 metru pod dnem stavební jámy. Na Obr. 44 jsou zobrazené výsledky třetí fáze.

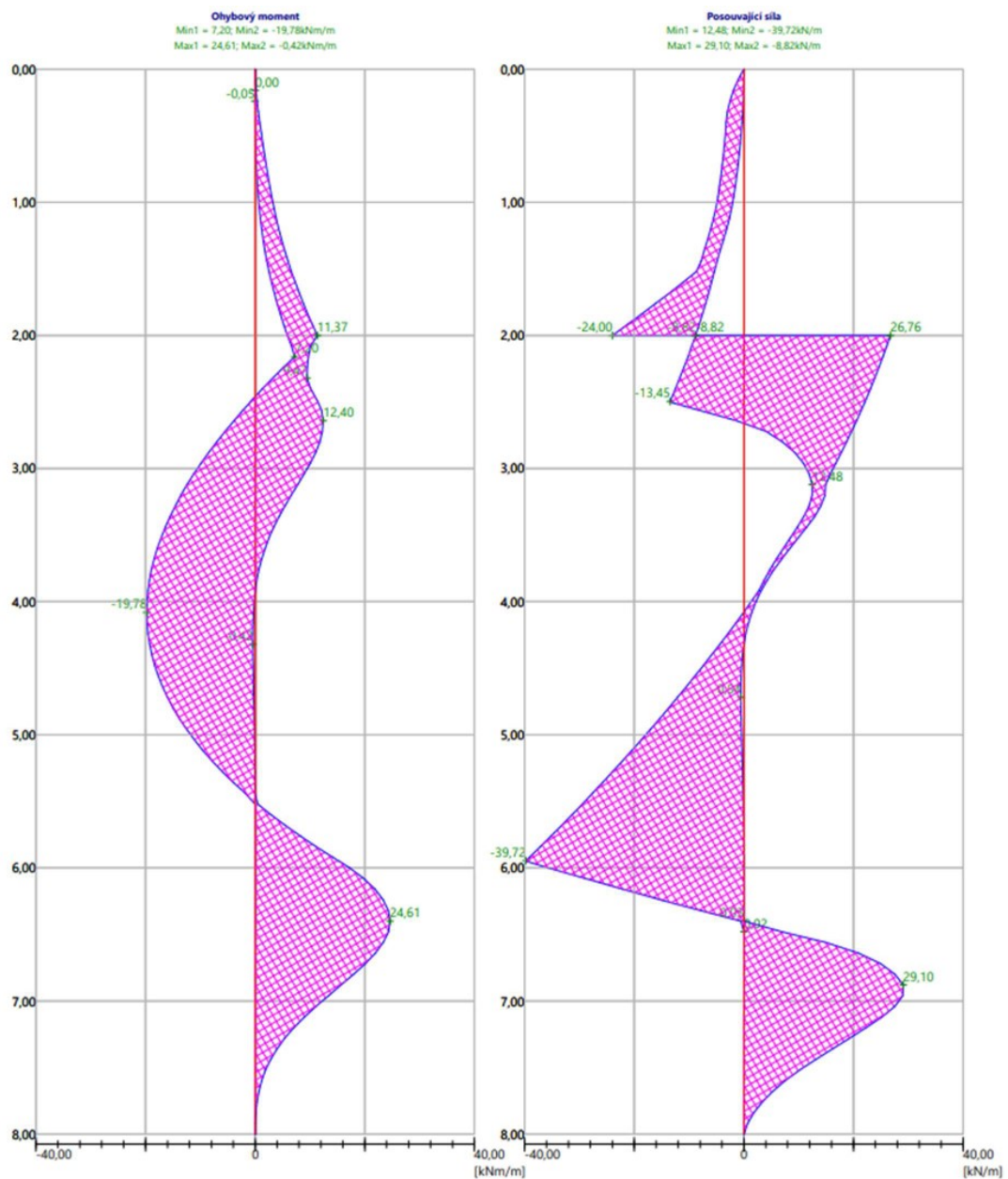


Obr. 44 Průběhy deformace a tlaku na konstrukci ve třetí fázi budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

Třetí fáze budování představuje finální podobu pažící konstrukce. Maximální deformace 3,6 mm nepředstavuje riziko bezpečnostní ani provozní. Vlivem deformace konstrukce došlo k nárůstu kotevní síly o 26,75 kN (16,72 %) oproti síle vnesené.

### 5.5.1.6 Posouzení zápor

Zápory jsou tvořené ocelovými profily, jejichž únosnost se posuzuje dle zásad normy ČSN EN 1993-1-1. Pro určení maximálního namáhání průřezu byly vytvořeny obálky průběhů ohybových momentů a posouvajících sil ze všech fází budování. [28]



Obr. 45 Obálky vnitřních sil ze všech fází budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek (hodnoty na metr běžný)

Ocelový průřez je posouzen pro dva případy:

- maximální ohybový moment a jemu odpovídající posouvající síla,
- maximální posouvající síla a jí odpovídající moment.

V obou případech je průřez namáhán také svislou normálovou silou, která je tvořena svislou složkou síly v horninové kotvě.

Při posudku je na průřez aplikováno zatížení v návrhových hodnotách, které se stanoví za pomoci součinitele namáhání průřezu vyjadřujícího míru nejistoty stanovení teoretických hodnot vnitřních sil. V našem případě je představován hodnotou 1,35. [26]

**Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1**  
 Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

**Dimenzační síly na 1 I-profil**  
 $M_{max} = 73,10 \text{ kNm}; \quad Q = 1,59 \text{ kN}; \quad N = 53,27 \text{ kN}$   
 $Q_{max} = 117,98 \text{ kN}; \quad M = 45,08 \text{ kNm}; \quad N = 53,27 \text{ kN}$

**Posouzení max. momentu  $M_{max} + Q + N$ :**  
**Posouzení ohybu a tlaku:**  
 $M_{max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,375 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$   
**Posouzení smyku:**  
 $Q/V_{c,Rd} = 0,005 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$   
**Posouzení rovinné napjatosti:**  
 Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 82,49 \text{ MPa}$   
 Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,46 \text{ MPa}$   
 Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,123 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

**Posouzení max. posouvající síly  $Q_{max} + M + N$ :**  
**Posouzení ohybu a tlaku:**  
 $M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,243 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$   
**Posouzení smyku:**  
 $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,340 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$   
**Posouzení rovinné napjatosti:**  
 Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 53,68 \text{ MPa}$   
 Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 33,98 \text{ MPa}$   
 Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,115 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

**Průřez VYHOVUJE**

Obr. 46 Posouzení ocelového průřezu zápor, výstup z programu GEO5 2021 –  
 Pažení posudek

Průřez IPE 360 vyhovuje při působení každé z kombinací vnitřních sil.

### 5.5.1.7 Únosnost kotev

Kotvy jsou posuzovány na následující stavy:

- přetržení kotvy,
- vytržení ze zeminy,
- vytržení ze zálivky.

K přetržení kotvy dochází po dosažení napětí na mezi pevnosti materiálu pramenců. Maximální síla, kterou je kotva schopna přenést se spočte dle vztahu (36).

$$R_t = f_u \cdot A \quad (36)$$

kde  $f_u$  ... napětí na mezi pevnosti materiálu pramenců,

$A$  ... celková plocha pramenců.

Vytržení ze zeminy bylo posouzeno výpočtem z efektivní napjatosti. Maximální síla, kterou je kotva schopna přenést, aniž by došlo k vytržení prvku ze zeminy se stanoví následovně:

$$R_e = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \sigma_z \cdot \tan \varphi \quad (37)$$

kde  $d$  ... průměr kořene kotvy,

$l_k$  ... délka kořene kotvy,

$\sigma_z$  ... geostatické napětí v hloubce středu kořene,

$\varphi$  ... úhel vnitřního tření zeminy.

Vytržení ze zálivky bylo posouzeno výpočtem z parametrů zálivky. Maximální síla, kterou je kotva schopna přenést, aniž by došlo k vytržení prvku ze zálivky, se při stanovení smykové pevnosti na kontaktu pramenců a zálivky dle ČSN EN 1992-1-1 spočte dle rovnice (38). [16]

$$R_c = 1,2 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_k \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \quad (38)$$

kde  $d_1$  ... průměr jednoho pramence,

$\eta_1$  ... součinitel technologie,

$f_{ctd}$  ... návrhová pevnost betonu v tahu.

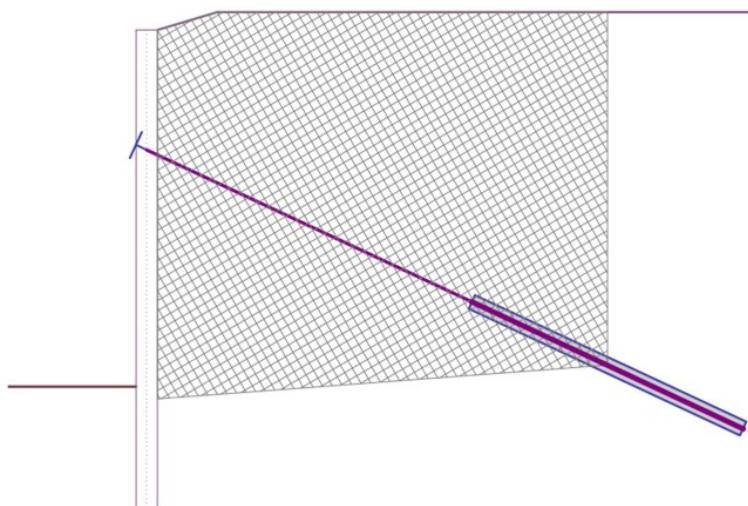
Tab. 13 Posudek únosnosti kotev, dle výsledků z programu GEO5 2021 – Pažení  
posudek

Číslo	Název	Maximální síla	Přetržení	Vytržení ze zeminy	Vytržení ze zálivky	Využití	Posudek
		F [kN]	$R_t$ [kN]	$R_e$ [kN]	$[R_c]$ [kN]		
1	Kotva A-A	186,75	507,64	206,02	223,85	90,65 %	Vyhoví

### 5.5.1.8 Vnitřní stabilita

Posouzení vnitřní stability znamená určit takovou sílu v kotvě, která uvede do rovnováhy soustavu sil působících sil na blok zeminy vytknutý dle Obr. 47. V případě, že síla v kotvě překročí maximální hodnotu pro splnění podmínek

rovnováhy, hrozí nebezpečí usmyknutí bloku zeminy společně s kotvou a překlopení pažící konstrukce. [26]



Obr. 47 Zemní klín pro posudek vnitřní stability, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

**Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky**

$E_A = 87,40 \text{ kN/m}$   $\delta = 5,97^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,21 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	77,77	9,61	914,35	617,93	4,18		527,26	962,83	4236,44

**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	186,75	3851,31	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 3851,31 \text{ kN} > 186,75 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability **VYHOVUJE**

Obr. 48 Posouzení vnitřní stability, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

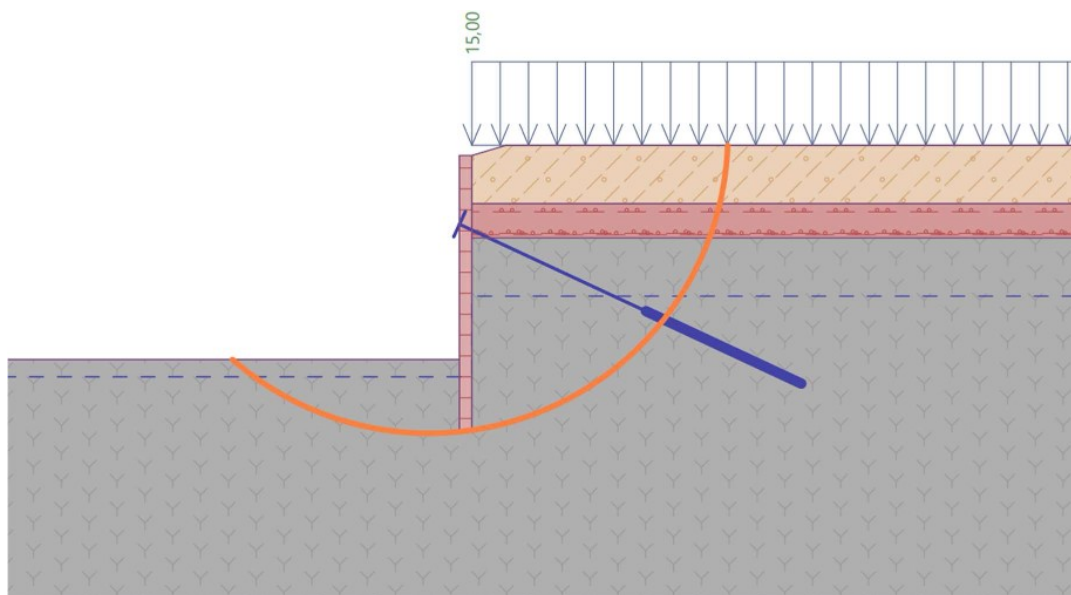
### 5.5.1.9 Vnější stabilita

Při posuzování vnější stability se řeší stabilita svahu podél vnější smykové plochy jako momentová podmínka rovnováhy. Ve výpočtu se hledá taková smyková plocha, kdy je poměr sesouvajícího a vzdorujícího momentu nejmenší.

Pro posouzení vnější stability byla zvolena optimalizace kruhové smykové plochy dle zjednodušené Bishopovy metody. Tato metoda je založena na splnění momentové podmínky a svislé silové podmínky rovnováhy. [27]



Při výpočtu bylo ověřeno celkem více než 700 různých poloh smykových ploch. Tvar smykové plochy s nejmenším stupněm stability je na Obr. 49.



Obr. 49 Kruhová smyková plocha pro posouzení vnější stability, výstup z programu GEO5 2021 – Stabilita svahu

— Kruhová smyková plocha		Posouzení stability svahu (Bishop)	
Střed:	x = <input type="text" value="-1,25"/> [m] z = <input type="text" value="396,63"/> [m]	Sumace aktivních sil:	$F_a = 681,28$ kN/m
Poloměr:	R = <input type="text" value="8,71"/> [m]	Sumace pasivních sil:	$F_p = 2286,09$ kN/m
Úhly:	$\alpha_1 =$ <input type="text" value="-41,14"/> [°] $\alpha_2 =$ <input type="text" value="87,96"/> [°]	Moment sesouvající:	$M_a = 5933,97$ kNm/m
		Moment vzdorující:	$M_p = 18101,64$ kNm/m
		Využití:	32,8 %
			<b>Stabilita svahu VYHOVUJE</b>

Obr. 50 Posouzení vnější stability, výstup z programu GEO5 2021 – Stabilita svahu

### 5.5.1.10 Posouzení pažin

Pažiny se posuzují jako dřevěný průřez dle ČSN EN 1995-1-1. Modelují se jako prostý nosník se vzdáleností podpor rovné osově vzdálenosti zápor, mezi které budou usazeny. Průřez se posuzuje na namáhání kombinací ohybového momentu a normálové síly, dále pak na namáhání maximální posouvající silou. Zatížení pažin je tvořeno zemním tlakem. Posouzení a schéma pažin je na Obr. 51. [29]

#### Vstupní data

Dřevo : S10 (C24) - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník

$b \times h = 140,0 \times 200,0 \text{ mm}$

#### Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

#### Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$ ;  $M = 3,64 \text{ kNm}$

Normálové napětí v tlaku  $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$

Normálové napětí v ohybu  $\sigma_{m,d} = 5,57 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,604 \leq 1$  **Vyhovuje**

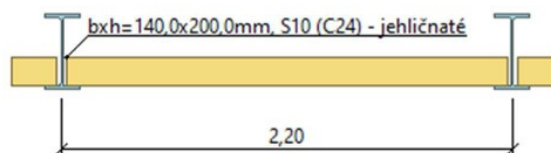
#### Posouzení smyku

$Q_{\max} = 9,93 \text{ kN}$

Smykové napětí  $\tau_d = 0,53 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{ct}/f_{v,d} = 0,516 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**



Obr. 51 Posouzení pažin, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

### 5.5.1.11 Posouzení převážek

Převážky slouží k roznosu bodových sil z horninových kotev. Jsou zpravidla tvořené dvojicí válcovaných ocelových profilů, mezi kterými je vedena kotva. Staticky se modelují jako prostý nosník se vzdáleností podpor rovné rozteči zápor.

Jsou navrženy převážky tvořené dvojicí profilů U 240 z oceli konstrukční třídy S355. Posouzení probíhá v souladu s normou ČSN EN 1993-1-1. [28]

#### Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Průřez : 2 x U(UPN) 240

Natočení  $\alpha$  : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : bodové

Vzdálenost podpor : 2,20 m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,35

#### Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{\max} = 138,66 \text{ kNm}$ ;  $Q = 126,06 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 126,06 \text{ kN}$ ;  $M = 138,66 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,983 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,243 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 206,07 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 23,11 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,798 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,983 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,243 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 206,07 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 23,11 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,798 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,983 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,243 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 206,07 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 23,11 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,798 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

Obr. 52 Posouzení převážek, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek

## ZÁVĚR

V bakalářské práci byly popsány vybrané metody návrhu zakládání a zajištění stavební jámy. Aplikace metod byla demonstrována na příkladě návrhu spodní stavby polyfunkčního domu v Říčanech.

Tak jako každá jiná úloha stavebního inženýrství i návrh spodní stavby požaduje znalosti z několika jeho oborů. Při návrhu založení a zajištění stavební jámy se využije poznatků geotechniky a betonových, ocelových i dřevěných konstrukcí.

Návrh spodní stavby je ovlivněn především geologickými podmínkami, které mnohdy není úplně jednoduché interpretovat a zakomponovat do výpočtu, ale díky praktickým zkušenostem, rozvinutým teoriím a technologickému pokroku existuje v dnešní době několik metod, jak kvantifikovat vliv geologických podmínek a umožnit výpočet s výsledky blízcími se skutečnému chování.

První část bakalářské práce se věnuje navrhování zakládání staveb na deskách. Návrh základových desek musí být vyhovující jak z hlediska únosnosti, aby nedošlo k selhání konstrukce, tak z hlediska použitelnosti, aby nedošlo k nadměrnému a nerovnoměrnému sedání zakládaného objektu. Dalším faktorem návrhu je porušení smykem při protlačení základových desek vlivem koncentrovaného zatížení působícího na malou plochu. Aby se předešlo takovému riziku, je možné s ohledem na hospodárnost návrhu přijmout různá opatření, mezi která se řadí lokální zesílení desky pomocí hlavice, realizace výztuže na protlačení, či využití kombinace plošného a hlubinného založení.

Mezi nejčastěji používané prvky hlubinného zakládání patří piloty. Jedná se o betonové sloupové prvky uložené v zemině realizované za pomoci technologie vrtání či beranění. V České republice se nejčastěji používají vrtané piloty kruhového průměru, jejichž metody návrhu jsou ukotveny v českých technických normách.

Při posuzování základových desek na porušení smykem při protlačení je možné modelovat piloty jako pružné, tuhostí definované podpory, jež přenáší část zatížení do základové půdy svým pláštěm a patou, a snižují tak riziko protlačení. Pro zachycení vztahu mezi sednutím piloty a zatížením se spočte mezní zatěžovací křivka. Tuhost piloty se pak určí jako poměr přenášené síly a sednutí.

Obecně platí, že čím větší dimenze pilota má, tím má větší tuhost a je schopna přenést větší část zatížení.

V rámci aplikace popsaných poznatků byly navrženy dvě varianty založení polyfunkčního objektu – plošně na základové desce s hlavicemi a v druhé variantě plošně v kombinaci s prvky hlubinného zakládání. Konečná volba varianty založení by vycházela z ekonomického posouzení obou variant.

Druhá část práce se věnuje způsobům zajištění stavebních jam. Stavební jámy je zpravidla nejehospodárnější navrhovat jako svahované, avšak v dnešní době vzrůstají požadavky na jejich realizaci ve stísněném městském prostředí, kde pro svahování není dostatek prostoru. V takovém případě se navrhuje konstrukce, které zajišťují stavební jámy ve vysokém sklonu či svisle.

Existuje několik typů konstrukcí pažení, jejichž volba závisí na geologických, hydrogeologických a jiných okrajových podmínkách v místě realizace. Konstrukce zajištění stavebních jam se navrhuje jako dočasné, s životností do dvou let s ohledem na legislativu, nebo jako trvalé s životností delší. Při návrhu pažících konstrukcí se využije teorie zemních tlaků, jež tvoří dominantní složku zatížení. V závislosti na deformaci konstrukce se velikost zemních tlaků mění a může být odlišná v každém bodě konstrukce. Mezi jednu z moderních výpočetních metod umožňující pracovat se změnou zemních tlaků se řadí metoda závislých tlaků.

Právě za pomoci této metody byla navržena konstrukce dočasného zajištění stavební jámy pro stavbu polyfunkčního domu v Říčanech. Byla zvolena technologie záporového pažení podporovaného horninovými kotvami využívající kombinaci ocelových válcovaných profilů jako hlavní konstrukční prvek a dřevěných pažin.

## SEZNAM LITERATURY

- [1] Mapa okolí objektu. In: *Mapy.cz* [online]. Seznam.cz, 2021. [cit. 2021-05-03]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=14.6796233&y=49.9895637&z=14>
- [2] KABELE, Petr. *Příklady působení a výpočtu zatížení vlastní tíhou* [online]. [cit. 2021-05-03]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~pkabele/SM1/SM1\\_pr06b.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~pkabele/SM1/SM1_pr06b.pdf)
- [3] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 2. vyd. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [4] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [5] ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. 2. vyd. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [6] Mapa zatížení sněhem na zemi – Základní informace k digitální mapě. In: *clima-maps.info* [online]. [cit. 2021-05-04]. Dostupné z: <https://clima-maps.info/snehovamapa/pdf/snehovamapa.pdf>
- [7] Mapa zatížení sněhem na zemi. In: *clima-maps.cz* [online]. [cit. 2021-05-04]. Dostupné z: <https://clima-maps.info/snehovamapa/>
- [8] HOŘČIČKOVÁ, M. a A. HRDINA. *Závěrečná zpráva – Inženýrskogeologický, hydrogeologický a radonový průzkum*. Praha: Inges s.r.o., 2020.
- [9] *Prohlížeč služba Esri Arc GIS Server – Geomorfologické jednotky ČR – 1998* [online]. ČÚZK. [cit. 2021-05-04]. Dostupné z: <https://ags.cuzk.cz/geoprohlizec/?p=84>
- [10] ČSN 73 1001. *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Vydavatelství ÚNM, 1987.
- [11] ČSN EN 206+A1. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2018.

- [12] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. 2. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2018. ISBN 978-80-01-06508-2.
- [13] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí*. 2. vyd. Praha: pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2018. ISBN 978-80-88265-12-2.
- [14] Online nápověda GEO5 / Deska: Postup výpočtu. *Fine.cz* [online]. [cit. 2021-05-04]. Dostupné z:  
<https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/postup-vypoctu-01/>
- [15] KONVALINKA, Petr. *Prut na pružném podloží* [online]. [cit. 2021-05-04]. Dostupné z: <http://ksm.fsv.cvut.cz/~conwa/ANKC9P.ppt>
- [16] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2. vyd. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019.
- [17] BAŽANT, Zdeněk. *Betonové konstrukce I. Modul CS4 – Betonové konstrukce plošné – Část 2* [online]. Brno: VUT, 2005. [cit. 2021-05-04]. Dostupné z: <http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL05-Betonove%20konstrukce%20I/CS4-Betonove%20konstrukce%20plosne%20I.pdf>
- [18] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994.
- [19] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05837-4.
- [20] ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [21] ČSN 73 1004. *Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2020.
- [22] ČSN EN 1536+A1. *Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.

- [23] HORKÝ, Bohumil, Alois KOUBA a Michal ŠTEVULA. Beton monolitických podzemních stěn a vrtaných pilot. *Beton – Technologie, konstrukce, sanace* [online]. 2001, 5, str. 30-33. [cit. 2021-05-05]. ISSN 1213-3116. Dostupné z: <https://www.betontks.cz/sites/default/files/2001-5-30.pdf>
- [24] Vodní součinitel. *Ebeton.cz* [online]. [cit. 2021-05-05]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/pojmy/vodni-soucinitel>
- [25] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 2*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2016. ISBN 978-80-01-05938-8.
- [26] Online nápověda GEO5: Pažení posudek. *Fine.cz* [online]. [cit. 2021-05-05]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pazeni-posudek-01/>
- [27] Online nápověda GEO5: Stabilita svahu. *Fine.cz* [online]. [cit. 2021-05-07]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/stabilita-svahu-01/>
- [28] ČSN EN 1993-1-1. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [29] ČSN EN 1995-1-1. *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

## SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: Typický řez objektem.....	11
Obr. 2: Poloha řešeného objektu v rámci obce [1].....	12
Obr. 3: Znázornění sekcí výpočtu svislého zatížení .....	13
Obr. 4: Uspořádání svislých nosných konstrukcí (kótováno v metrech) .....	14
Obr. 5: Výstup z aplikace Mapa zatížení sněhem na zemi [7].....	16
Obr. 6: Grafické znázornění zatížení od 5. NP (charakteristické hodnoty).....	18
Obr. 7: Grafické znázornění zatížení od 4. NP a 5. NP (charakteristické hodnoty) .....	19
Obr. 8: Grafické znázornění zatížení od běžného podlaží (charakteristické hodnoty) .....	20
Obr. 9: Grafické znázornění zatížení od 1. PP a vyšších podlaží (charakteristické hodnoty) .....	21
Obr. 10: Grafické znázornění zatížení od 2. PP (charakteristické hodnoty) .....	22
Obr. 11: Grafické znázornění zatížení základové desky (charakteristické hodnoty) .....	23
Obr. 12: Orientační situace vrtů inženýrskogeologického průzkumu, dle [8] .....	25
Obr. 13: Pohled na vrt V1 [8].....	25
Obr. 14: Pohled na vrt V2 [8].....	26
Obr. 15: Návrhový geologický profil.....	27
Obr. 16: Znázornění porušení základové desky vlivem protlačení .....	30
Obr. 17: Typické základní kontrolované obvody, dle [16].....	31
Obr. 18: Doporučené hodnoty součinitele $\beta$ pro různé umístění lokálních prvků, dle [16] .....	33
Obr. 19: Evropská klasifikace pilot, dle [13].....	34
Obr. 20: Statické schéma vrtané piloty pro stanovení návrhové únosnosti podle mezního stavu porušení, dle [21] .....	37
Obr. 21: Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, dle [21] .....	40
Obr. 22: Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině, dle [21] .....	40
Obr. 23: Základní příčinkový součinitel sedání $I_1$ , dle [21] .....	43
Obr. 24: Korekční součinitel $R_k$ , dle [21].....	43
Obr. 25: Geologický profil pro návrh pilot .....	49



Obr. 26: Grafické zobrazení průhybu základové desky tl. 600 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v mm).....	50
Obr. 27: Grafické zobrazení napětí v základové spáře desky tl. 600 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v kPa) .....	51
Obr. 28: Označení styčníků v místech s rizikem protlačení včetně působících sil (návrhové hodnoty) .....	52
Obr. 29: Grafické zobrazení průhybu základové desky tl. 300 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v kPa).....	54
Obr. 30: Grafické zobrazení napětí v základové spáře desky tl. 300 mm modelované bez podpor, výstup z programu GEO5 2021 – Deska (hodnoty v kPa) .....	55
Obr. 31: Stanovení reakce v pilotě .....	56
Obr. 32: Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy, dle [25] .....	58
Obr. 33: Půdorysné uspořádání záporového pažení .....	59
Obr. 34: Půdorysné uspořádání jednotlivých typů pilotových stěn .....	60
Obr. 35: Schéma průběhu velikosti zemního tlaku v závislosti na deformaci konstrukce, dle [18] .....	64
Obr. 36: Výpočtové schéma přírůstku zemního tlaku od neohrazeného celoplošného zatížení, dle [13].....	67
Obr. 37: Tlak podzemní vody na pažení, dle [13].....	68
Obr. 38: Rozdělení zatížení po délce konstrukce, dle [13] .....	70
Obr. 39: Geologický profil pro posouzení pažení, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	71
Obr. 40: Rozměry a průřezové charakteristiky zápor IPE 360, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	72
Obr. 41: Průběhy deformace a tlaku na konstrukci v první fázi budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	73
Obr. 42: Parametry horninových kotev, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	74
Obr. 43: Průběhy deformace a tlaku na konstrukci v druhé fázi budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	75
Obr. 44: Průběhy deformace a tlaku na konstrukci ve třetí fázi budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	76

Obr. 45: Obálky vnitřních sil ze všech fází budování, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek (hodnoty na metr běžný).....	77
Obr. 46: Posouzení ocelového průřezu zápor, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	78
Obr. 47: Zemní klín pro posudek vnitřní stability, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	80
Obr. 48: Posouzení vnitřní stability, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	80
Obr. 49: Kruhová smyková plocha pro posouzení vnější stability, výstup z programu GEO5 2021 – Stabilita svahu .....	81
Obr. 50: Posouzení vnější stability, výstup z programu GEO5 2021 – Stabilita svahu.....	81
Obr. 51: Posouzení pažin, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek .....	82
Obr. 52: Posouzení převázek, výstup z programu GEO5 2021 – Pažení posudek .....	82

## SEZNAM TABULEK

Tab. 1: Výpočet liniového zatížení nosných prvků od vlastní tíhy.....	17
Tab. 2: Návrhové parametry zemin a hornin .....	28
Tab. 3: Dílčí součinitelé pro výpočet únosnosti osamělé piloty, dle [20].....	36
Tab. 4: Hodnoty součinitele $k_1$ , dle [21] .....	38
Tab. 5: Hodnoty součinitele $\gamma_{r1}$ , dle [21] .....	39
Tab. 6: Hodnoty součinitele $\gamma_{r2}$ , dle [21] .....	39
Tab. 7: Hodnoty součinitele $m_p$ , dle [21].....	41
Tab. 8: Velikosti regresních parametrů únosnosti vrtaných pilot pro jednotlivé typy zemin a hornin, dle [21] .....	42
Tab. 9: Youngovy sečnové moduly $E_s$ [MPa] pro horniny poloskalní, dle [21].....	44
Tab. 10: Youngovy sečnové moduly $E_s$ [MPa] pro zeminy jemnozrné, dle [21]...44	
Tab. 11: Youngovy sečnové moduly $E_s$ [MPa] pro zeminy hrubozrné, dle [21] ...44	
Tab. 12: Výsledek posudků na protlačení v jednotlivých styčnicích v závislosti na zatížení a geometrii základové desky.....	53
Tab. 13: Posudek únosnosti kotev, dle výsledků z programu GEO5 2021 – Pažení posudek.....	79

## PŘÍLOHY

Příloha č. 1:	Výpočet zatížení na spodní stavbu	37xA4
Příloha č. 2:	Posouzení základové desky bez pilot (Varianta 1)	10xA4
Příloha č. 3:	Posouzení základové desky s pilotami (Varianta 2)	30xA4
Příloha č. 4:	Posouzení dočasného zajištění stavební jámy	43xA4

## VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

Výkres č. 1:	Výkres tvaru základové desky (Varianta 1)	A2
Výkres č. 2:	Výkres tvaru základové desky (Varianta 2)	A2
Výkres č. 3:	Pilotový plán	A3
Výkres č. 4:	Schématická situace dočasného zajištění stavení jámy	A3
Výkres č. 5:	Půdorys dočasného zajištění stavení jámy	A1
Výkres č. 6:	Typický řez A-A	A3
Výkres č. 7:	Typický řez B-B	A3
Výkres č. 8:	Typický řez C-C	A3