

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ



**FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA GEOTECHNIKY**

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Návrh svahu z armované zeminy

Diplomová práce

Vypracoval: Bc. Martin Basl

Vedoucí: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

2017



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Basl Jméno: Martin Osobní číslo: 369367
Zadávací katedra: K135 -- Katedra geotechniky
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh svahu z armované zeminy

Název diplomové práce anglicky: Design of reinforced soil slope

Pokyny pro vypracování:

Zpracování rozdělení opěrných systémů a používaných materiálů, popis metod návrhu armovaných zemín (včetně mezních stavů zemních svahů), popis geologie vybraného zájmového místa, technický popis konstrukce, výpočet zadané konstrukce pomocí programu GEO5 Vyztužené násypy, parametrická studie návrhu svahu z armované zeminy metodou konečných prvků,

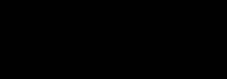
Seznam doporučené literatury:

EN ČSN 1997-1, Vaníček I. Armované zeminy (2001), manuály k použitým programům, odborné články na webu

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Datum zadání diplomové práce: 3.10. 2017 Termín odevzdání diplomové práce: 7. 1. 2018

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 diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.

4.10. 2017

Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že tuto diplomovou práci jsem vypracoval samostatně. Veškeré použité podklady a programy, ze kterých jsem čerpal informace, jsou uvedeny v seznamu použité literatury a použitých programů.

V Praze dne 10.12.2017

.....

Poděkování

Rád bych vyjádřil velké poděkování společnosti Mott MacDonald CZ, za poskytnuté materiály a vstřícný přístup. Velice bych také chtěl poděkovat Ing. Věroslavu Hrubému Ph.D. za odborné rady a věcné připomínky. Také děkuji doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi za odborné vedení práce, dobré rady a vstřícnost při konzultacích při vypracovávání diplomové práce.

Abstrakt

Předmětem práce je návrh svahu z armované zeminy. V úvodu této práce je shrnuto rozdělení opěrných systémů na stabilizace svahů. Také jsou zde uvedeny používané materiály na jednotlivé druhy stabilizačních systémů. Dále je pak řešen reálný návrh zabezpečení svahu pomocí opěrné zdi, která je navržena z armované zeminy a betonových tvarovek. Řešená konstrukce bude umístěna na stávající komunikaci vedle opěry mostu přes Tomkovo náměstí v Brně.

Klíčová slova

Zabezpečení zemního svahu, armovaná zemina, opěrná zeď

Abstract

The topic of the diploma thesis is a proposal design of the reinforced soil slope. The introduction of the thesis presents a summary of used supporting systems applied for slope stabilisation. The introduction also contains the list of materials used for particular kinds of stabilisation systems. Further, the thesis addresses a real proposal of the concrete shape brick wall designed from reinforced soil. The structure will be placed to the existing road near bridge support lead over Tomkovo Square in Brno.

Keywords

The soil slope design, reinforced soil, supporting wall

Obsah

Úvod	11
1. Opěrné konstrukce	12
1.1. Gravitační zdi	12
1.1.1. Gravitační zdi z kamene	12
1.1.2. Betonové gravitační zdi	14
1.2. Vetknuté stěny	16
1.3. Složené opěrné konstrukce	16
1.3.1. Vyztužená zemina	16
2. Popis řešené oblasti	21
2.1. Identifikační údaje	21
2.2. Popis objektu	21
2.3. Důvod realizace projektu	21
3. Geologie zájmového místa	23
3.1. Geomorfologické podmínky	23
3.2. Hydrogeologické poměry	23
3.3. Geologické poměry	24
3.3.1. Proterozoikum	24
3.3.2. Neogén	24
3.3.3. Kvartér	25
3.3.4. Svrchní vrstvy	26
3.4. Vrtná prozkoumanost	27
4. Popis použitých programů	29
4.1. GEO 5 – Vyztužené násypy	29
4.1.1. Způsoby výpočtu	29
4.1.2. Vlastnosti programu	32
4.1.3. Výsledky programu	33
4.2. Plaxis	34
4.2.1. Síť a prvky	34
4.2.2. Zatížení a okrajové podmínky	36
4.2.3. Vlastnosti materiálu	37
4.2.4. Základní materiálová vstupní data zemin (Mohr-Coulomb)	38
4.2.5. Výpočetní modul Plaxisu	38
5. Numerický model „Plaxis“	39

5.1.	Okrajové podmínky numerického výpočtu	39
5.2.	Popis numerického modelu.....	39
5.2.1.	Modelování podloží opěrné stěny.....	39
5.2.2.	Modelování opěrné stěny a náspu	41
5.2.3.	Modelování vnějších přitížení	41
5.3.	Lineární model.....	43
5.3.1.	Fáze výpočtu.....	43
5.3.2.	Vyhodnocení výsledků numerického modelování	46
5.4.	Model Mohr-Coulomb.....	50
5.4.1.	Homogenizace vrstev	51
5.4.2.	Využití jiného modulu pružnosti při odtěžování	54
5.5.	Komplexní model.....	65
5.6.	Výpočet konsolidace.....	69
6.	Analytický model „GEO 5“	70
6.1.	Nastavení výpočtu	70
6.2.	Geometrie modelu a materiálové charakteristiky	71
6.3.	Modelování vnějších přitížení	74
6.3.1.	Zatížení stálé.....	74
6.3.2.	Zatížení proměnné	75
6.3.3.	Seizmické zatížení.....	81
6.4.	Výsledky modelu „GEO5“	81
6.4.1.	Posouzení	81
6.4.2.	Dimenzování.....	83
6.4.3.	Posunutí po výztuze.....	85
6.4.4.	Vnitřní stabilita	87
6.4.5.	Celková stabilita.....	89
7.	Závěr.....	90
8.	Seznam použité literatury	92

Seznam obrázků

Obr. 1 - Tízná zděná opěrná zeď (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)	13
Obr. 2 - <i>Varianty odvodnění opěrné zdi</i> (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)	13
Obr. 3: Síly působící na opěrnou zeď (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)	14
Obr. 4: Zdi z vyztuženého betonu - konzolová a pilířová zeď	15
Obr. 5: Základní metody výstavby opěrných stěn z vyztužené zeminy	17
Obr. 6: Postup výstavby vyztužené opěrné stěny s betonovým lícem	18
Obr. 7: Vyztužení stěny z velkých prefabrikátů	19
Obr. 8: Řez stěnou z malých prefabrikátů s jeho detailem	20
Obr. 9: Geologická mapa širšího okolí zájmového území (Česká geologická služba 2017)	26
Obr. 10: Příklad rovinné deformace (Plane strain) a osově symetrického modelu (Axisymmetric)	34
Obr. 11: Trojúhelníkové elementy v Plaxisu- body s určením napětí (stress point) a s určením posunů (nodes)	35
Obr. 12: Prvek interface- body s určením napětí (stress point) a s určením posunů (nodes)	35
Obr. 13: Prvky „Plates“ jako ostění tunelů a opěrné stěny	35
Obr. 14: Různá uložení geomříží	36
Obr. 15: Mohr-Coulombova podmínka plasticity	38
Obr. 16: Zjednodušený geologický profil pro Plaxis	40
Obr. 17: Náhradní břemeno náspu působící na štěrkový polštář vyztužený geotextiliemi	42
Obr. 18: Počáteční fáze (Initial phase)	43
Obr. 19: Fáze odtížení	44
Obr. 20: Úroveň podzemní vody	44
Obr. 21: Zbudování štěrkového polštáře s geomřížemi Tensor RE560	45
Obr. 22: Fáze budování náspu 1	45
Obr. 23: Fáze budování náspu 2	46
Obr. 24: Fáze odtížení- deformovaná síť u 	47
Obr. 25: Fáze odtížení- Hodnota posunu u_y	47
Obr. 26: První část náspu- Hodnota posunu u_y	48
Obr. 27: Třetí část náspu- deformovaná síť u 	49
Obr. 28: Zatížení dopravou- Hodnota posunu u_y	50
Obr. 29: Mohr-Coulomb-plastické body v podloží	51
Obr. 30: Homogenizace vrstev v podloží	52
Obr. 31: Průběh totálního napětí σ_{yy}	53
Obr. 32: Homogenizace vrstev- plastické body v podloží	53
Obr. 33: Vztah napětí a deformace modelu „Hardening soil“	54
Obr. 34: Tři řady betonových pilot	55
Obr. 35: Čtyři řady štěrkových pilot- deformovaná síť u 	56
Obr. 36: Čtyři řady štěrkových pilot- průběh totálního napětí σ_{yy}	56
Obr. 37: Optimalizovaná rozteč štěrkových pilot	57
Obr. 38: Možnosti uspořádání pilot pod náspem	58
Obr. 39: Node-to-node anchor- posun u_y rovnoměrné sedání	59
Obr. 40: Homogenizace štěrkových pilot se zeminou	60
Obr. 41: Homogenizace parametrů štěrkových pilot s parametry zemin	62

Obr. 42: Průběh normálové síly prvkem „plate“	62
Obr. 43: Plastické body, které znázorňují protlačování pilot skrze štěrkový polštář	64
Obr. 44: Betonové piloty s rozšířenou hlavou	64
Obr. 45: Betonové piloty-deformovaná síť u 	65
Obr. 46: Model celé konstrukce	66
Obr. 47: Fáze výstavby celého náspu	67
Obr. 48: Mohr-Coulombův materiálový model-kolaps při výstavbě třetí části náspu	68
Obr. 49: Lineární materiálový model násypového tělesa - deformovaná síť posunu u 	69
Obr. 50: Model konstrukce včetně zatížení ve 3D.....	70
Obr. 51: Geometrie modelu opěrné stěny	72
Obr. 52: Náhradní břemeno za stálé zatížení	74
Obr. 53: Náhradní břemeno stálého zatížení v modelu konstrukce	75
Obr. 54: Schéma rozdělení zatěžovacích pruhů na konstrukci	76
Obr. 55: Roznos zatížení od jednotlivých nápravových sil	77
Obr. 56: Roznos proměnného spojitého zatížení	78
Obr. 57: Výsledné zatěžovací schéma v hloubce 1,1 m od zatěžovacího modelu LM1	79
Obr. 58: Modelování osamělé síly v programu GEO5	79
Obr. 59: Náhradní břemeno stálého zatížení v modelu konstrukce	80
Obr. 60: Mapa seizmických oblastí České Republiky	81
Obr. 61: Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení)	83
Obr. 62: Spočtené síly působící na konstrukci (dimenzování).....	85
Obr. 63: Spočtené síly působící na konstrukci (posunutí po výztuze).....	87
Obr. 64: Normálové síly jednotlivých geovýtuh.....	88
Obr. 65: Globální stabilita svahu	89

Seznam tabulek

Tabulka 1: Vlastnosti hornin/zemin	40
Tabulka 2: Homogenizace podloží opěrné stěny	52
Tabulka 3: Modul pružnosti při odtížení	54
Tabulka 4: Rozteče pilot v jednotlivých modelech	55
Tabulka 5: Vstupní parametry pro node-to-node anchor	58
Tabulka 6: Normálové síly ve štěrkových pilotách	59
Tabulka 7: Parametry homogenizovaných materiálových vlastností pilot	61
Tabulka 8: Materiálové hodnoty desky pro měření vnitřních sil.....	61
Tabulka 9: Materiálové charakteristiky betonových pilot.....	63
Tabulka 10: Tabulka materiálových parametrů opěrné stěny	65
Tabulka 11: Redukční součinitelé dle DA3	71
Tabulka 12: Podrobnosti vyztužení	74
Tabulka 13: Hodnoty stálých plošných přitížení.....	75
Tabulka 14: Hodnoty stálých bodových přitížení	75
Tabulka 15: Hodnoty nápravových sil a spojitého zatížení LM1	76
Tabulka 16: Hodnoty proměnných plošných přitížení	80
Tabulka 17: Hodnoty proměnných bodových přitížení	80
Tabulka 18: Spočtené síly působící na konstrukci	82
Tabulka 19: Spočtené síly působící na konstrukci nad blokem č. 1.....	84
Tabulka 20: Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýztuhy s největším využitím)	86
Tabulka 21: Spočtené síly a únosnosti geovýztuh	88
Tabulka 22: Porovnání jednotlivých modelů v programu Plaxis	90
Tabulka 23: Výsledné hodnoty programu GEO5-Vyztužené násypy.....	91

Úvod

Opěrné konstrukce slouží ke stabilizaci náspu z nového zemního tělesa, jehož strany jsou příliš strmé nato, aby se svahy samostatně udržely v požadovaném tvaru. Nejčastěji používané jsou gravitační zdi, které k zajištění svahu používají své vlastní hmotnosti. Jejich konstrukce bývá nejčastěji tvořena z vyztuženého či prostého betonu nebo kamene. Dále jsou používány vetknuté opěrné stěny, které jsou konstruovány tenké a působí na ně poměrně velké ohybové momenty. Aby ohybově tenké stěny byly schopny odolávat zemním tlakům jsou podporovány např. zemními výztuhami a rozpěrami. Kombinací výše zmíněných systémů vznikají složené opěrné konstrukce. Jedním ze zástupců těchto konstrukcí je armovaná zemina. Postupným prokládáním vrstev zeminy a geotextilií vzniká blok zeminy, který pak může mít podobné vlastnosti jako velký gravitační celek. Armovaná zemina je technologie, která pomocí syntetických geovýtuh zlepšuje vlastnosti zeminy, což vede ke zvýšení stability svahů a násypů. Tato technologie se v poslední době stává čím dál oblíbenější díky jejímu začlenění do okolního prostředí. Jako lícové prvky se například používají ocelové dráty, betonové bloky a gabiony. Tyto prvky se často kombinují s bio-rohoží, která dává možnost vegetačního pokrytí. Lícové panely se dají provést s odskoky, díky kterým se opěrné stěny dají provádět v různých úhlech.

Stěžejní část diplomové práce tvoří návrh vlastní opěrné konstrukce z armované zeminy. Zájmové místo návrhu konstrukce je na Tomkově náměstí v Brně. Důvodem realizace opěrné konstrukce je mimoúrovňové křížení dvou komunikací. Stávající niveleta velkého městského okruhu v Brně bude v nejkritičtějších místě vyzvednuta o více jak 6 m. Násypové těleso bude mít kolmé stěny, tvořené betonovými tvarovkami a vyztuženo geotextiliemi.

Podloží pod násypovým tělesem je posouzeno v programu Plaxis, kde je řešen problém nerovnoměrného sedání náspu. Vlastní konstrukce opěrné stěny z armované zeminy je posouzena v programu Geo5 „Vyztužené násypy“

1. Opěrné konstrukce

Opěrné konstrukce slouží ke stabilizaci náspu z nového zemního tělesa, jehož strany jsou příliš strmé na to, aby se svahy samostatně udržely v požadovaném tvaru. Jejich jednotlivé typy jsou popsány v následujících podkapitolách.

1.1. Gravitační zdi

„Gravitační, neboli tížné zdi se zhotovují buď z kamene nebo prostého či vyztuženého betonu. Mají základy s patou nebo bez paty a také se zakládají na opěrných pilířích. Samotná tíha zdi, někdy včetně stabilizující masy zeminy, horniny nebo zásypu, hraje důležitou roli v podpírání zadržovaného materiálu. Betonové gravitační zdi mají konstantní nebo proměnnou tloušťku, vyztužené betonové zdi jsou na plošném základu. (ČSN EN 1997-1)

1.1.1. Gravitační zdi z kamene

Gravitační zdi zhotovené z lomového kamene se hojně používaly spíše v minulosti. Její klasický průřez je zobrazený na Obr. 1 a ukazuje na varianty možného porušení. V důsledku zatížení aktivním zemním tlakem může dojít k:

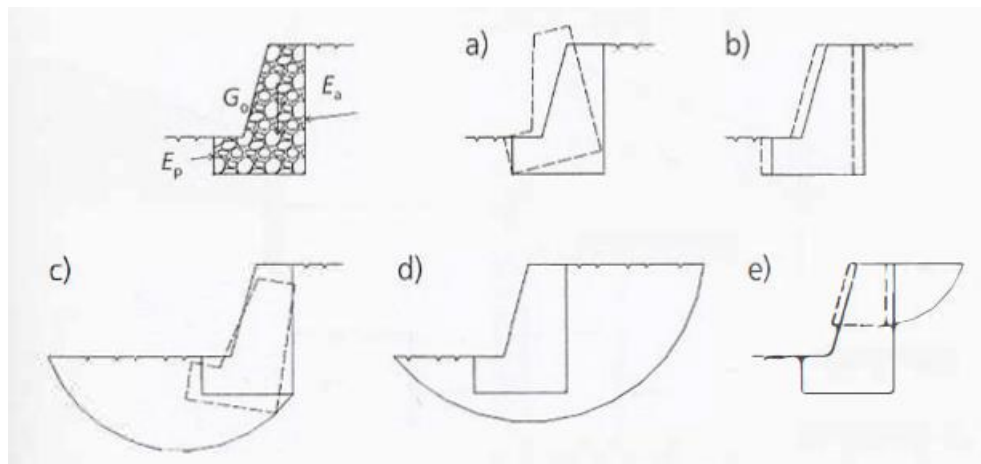
- překlopení zdi okolo hrany rozšířeného základu (a),
- celkovému posunutí stěny ve směru působícího zatížení (b),
- zaboření zdi v důsledku překročení únosnosti zeminy v jejím podloží (c),
- zřícení stěny v důsledku nedostatečné stability na smykové ploše, procházející oblastí za navrženou stěnou (d).

Všechny výše zmíněné případy patří do okruhu takzvané vnější stability. Dále je pak zobrazeno porušení vnitřní stability - e), kde vyšetřujeme, zda po výšce zdi nedochází lokálnímu porušení, nebo překlopení, či usmyknutí, kde pevnost zdi v dané horizontální úrovni je nedostatečná vzhledem k aktivnímu zemnímu tlaku, působícímu k této úrovni. V případě využití nekvalitní malty, byla snaha provádět spáry neprůběžné, aby ve stěně nebyla plocha ve které by vzniklo místo možné poruchy.

Samotná tíha zdi je ve všech případech hlavním faktorem zajišťujícím stabilitu. Pro omezení zatížení aktivním zemním tlakem je důležité důkladné odvodnění líce opěrné zdi, (K. Terzaghi, R. B. Peck, 1948). Líc zdi by měl být zasypán dostatečně propustným materiálem a opatřen důkladně provedenými drenážními kanálky.

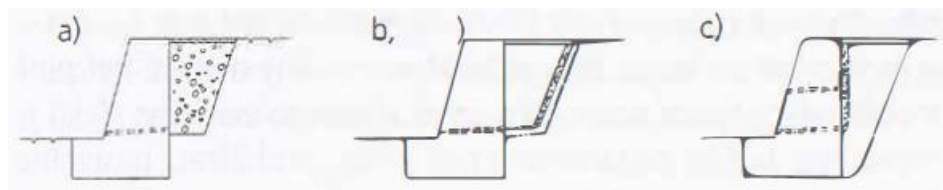
Obr. 2 ukazuje několik variant. Aby bylo docíleno lepší koncentrace výtoku, tak se drenážní kanálky umísťují na nepropustné vrstvy. K zamezení vtoku srážkových vod za líc zdi se horní část zatěsňuje. Pro lepší odvodnění mohou být drenážní kanálky i po výšce zdi. (Prof. Peter Turček, Ph.D. et al. 2005)

V minulosti se používal ke tvorbě gravitačních zdí lomový kámen. Dnes jsou nejčastěji používané gabionové stěny.



Obr. 1 - Tízná zděná opěrná zeď (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

a - d - vnější stabilita, e - vnitřní stabilita



Obr. 2 - Varianty odvodnění opěrné zdi (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

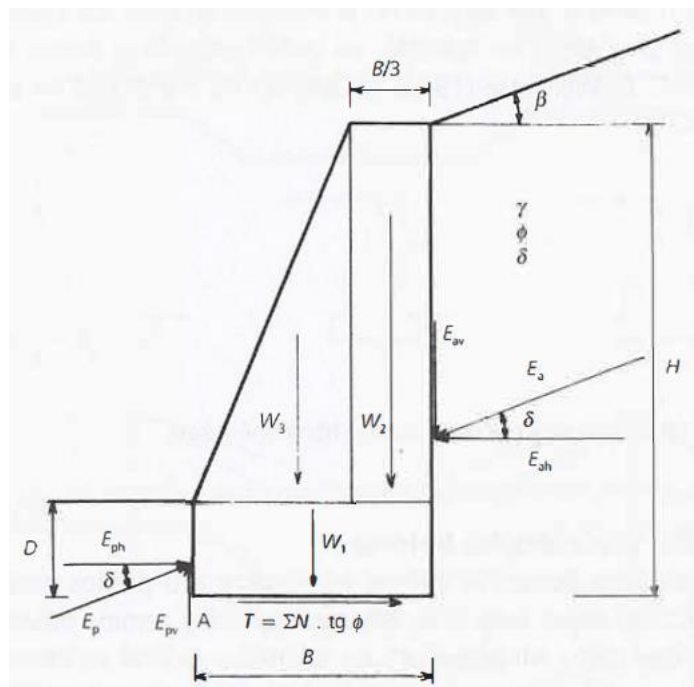
Stěny, které se skládají z gabionů, jsou voděodolné stavby, které propouští vodu. Řešení stabilizace svahu pomocí opěrné gabionové zdi je moderní způsob, ve kterém se kombinuje přírodní kámen a kov. Kovová konstrukce tvořená z ocelových drátů, nepodléhá korozi a zajišťuje fixaci výplně. Výhodou gabionových zdí je jejich nízká pořizovací cena. Gabionové zdi jsou velice estetické a dobře se začleňují do okolního terénu. Časté využití gabionových stěn je pro stabilizaci svahů a půdy proti erozi a sesuvům. (ČSN EN 1997-1)

1.1.2. Betonové gravitační zdi

Gravitační zdi z prostého, nebo vyztuženého betonu. Většinou mají lichoběžníkový tvar. Hojně se používají i úhelníkové opěrné zdi, které jsou stabilizovány tíhou zeminy dosypané za rub zdi. Z důvodu vylehčení se provádí žebrové opěrné zdi. (ČSN EN 1997-1)

1.1.2.1. Gravitační zdi z prostého betonu

Gravitační zdi z prostého betonu využívají svou vlastní hmotnost, která působí proti zemnímu tlaku. Aby opěrná konstrukce dosáhla požadované hmotnosti musí mít značné rozměry. U betonových opěrných konstrukcí je pravděpodobnost porušení vnitřní stability velmi omezená. Proto se vlastní výpočet většinou zabývá pouze vnější stabilitou. Na Obr. 3 jsou znázorněny síly, které působí na opěrnou konstrukci.



Obr. 3: Síly působící na opěrnou zed' (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

Základním zatížením je aktivní zemní tlak E_a , který je v důsledku tření mezi zdí a zemínou odchýlen od kolmice k líci zdi o úhel δ , který se pohybuje nejčastěji v rozsahu $1/3$ až $2/3$ úhlu vnitřního tření zeminy ϕ . Proti působí pasivní zemní tlak E_p , avšak je nutno vzít v úvahu, že v případě rovnováhy nemusí být plně mobilizován, neboť posun pro vznik aktivního zemního tlaku je menší než posun požadovaný pro plnou mobilizaci pasivního zemního tlaku. Vlastní tíha zdi je rozdělena do jednotlivých sil W . Úloha se řeší jako rovinná, síly se uvažují na 1 bm. Potom bezpečnost proti překlopení lze vyjádřit vztahem (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

$$F = \frac{W_1 \frac{B}{2} + W_2 \frac{5}{6} B + E_{pa} \frac{1}{3} D + E_{av} B}{E_{ah} \frac{1}{3} H} \quad (1)$$

Bezpečnost proti posunutí pro nesoudržnou zeminu

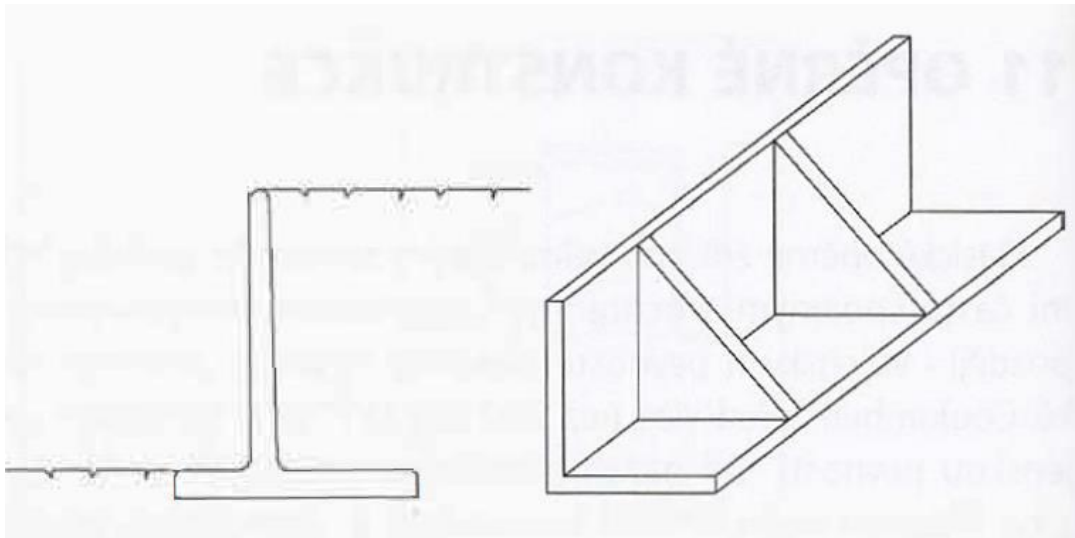
$$F = \frac{E_{ph} + (\sum W + E_{av} - E_{pv}) t g \varphi}{E_{ah}} \quad (2)$$

Bezpečnost proti posunutí pro soudržnou zeminu

$$F = \frac{E_{ph} + (\sum W + E_{av} - E_{pv}) t g \varphi + cB}{E_{ah}} \quad (3)$$

1.1.2.2. Úhlové gravitační zdi z vyztuženého betonu

Opěrné konstrukce, které jsou konstruovány z vyztuženého betonu pro přenos zatížení využívají nejen svojí vlastní tíhu, ale využívají i tíhy zeminy působící na základ stěny. Díky využití hmotnosti zeminy poklesne potřebné množství betonu a stěny se tak stávají mnohem ekonomičtější. Nejběžnější jsou dnes prefabrikované konzolové zdi, či při vyšších výškách a větších zatížení zdi pilířové. Obr. 4. (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)



Obr. 4: Zdi z vyztuženého betonu - konzolová a pilířová zeď

1.2. Vetknuté stěny

„Relativně tenké stěny z oceli, vyztuženého betonu nebo dřeva, podporované kotvami, rozpěrami a/nebo pasivním zemním tlakem; únosnost v ohybu takových stěn hraje důležitou roli při podpoře zadržovaného materiálu, zatímco role tíhy stěny není důležitá; příklady takových stěn zahrnují nerozepřené vetknuté ocelové štětové stěny, kotvené nebo rozepřené ocelové nebo betonové štětové stěny a podzemní stěny“ (ČSN EN 1997-1)

1.3. Složené opěrné konstrukce

„Stěny složené z prvků shora uvedených dvou typů stěn; takových stěn je mnoho druhů a jako příklady je možno uvést dvojité štětové stěny jímek, zemní konstrukce vyztužené táhly, geotextiliemi nebo injektováním a konstrukce s několika řadami zemních kotev nebo zemních hřebíků“ (ČSN EN 1997-1)

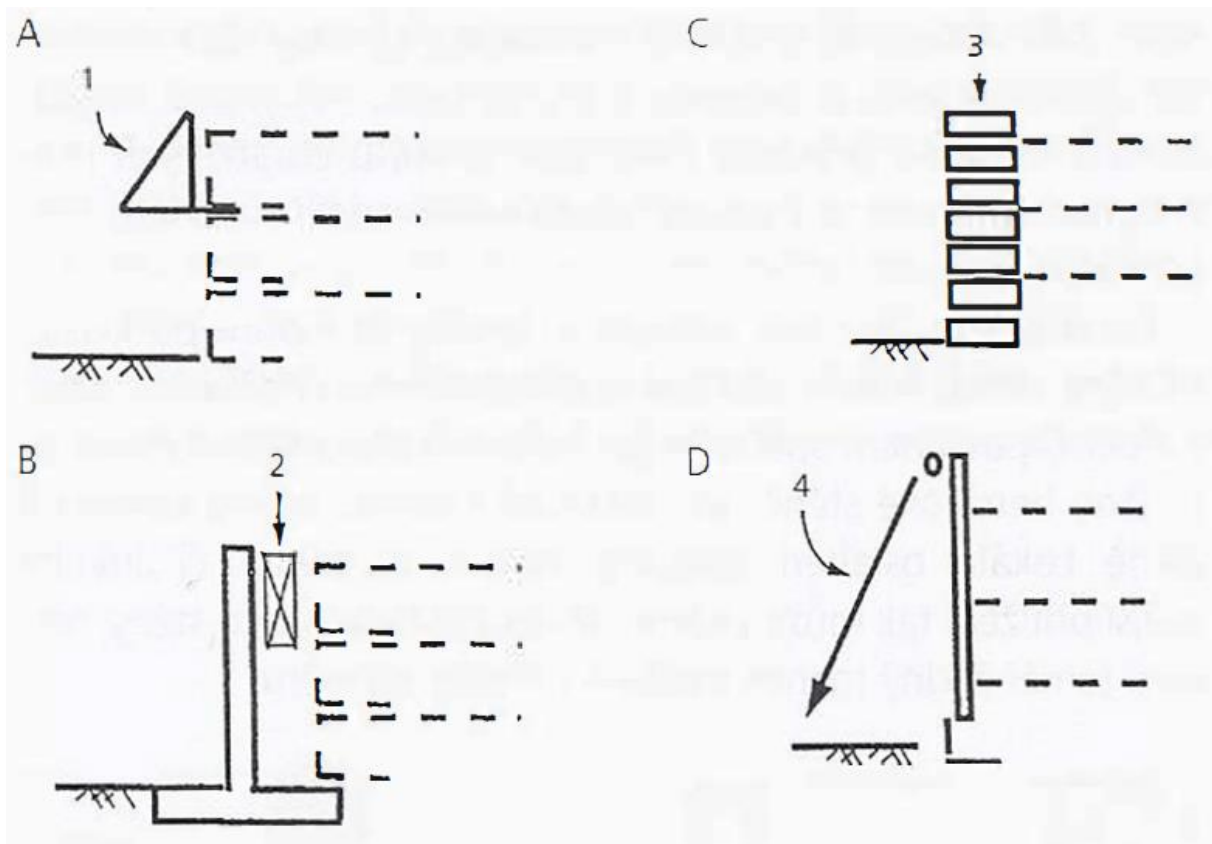
1.3.1. Vyztužená zemina

Výhodou využití vyztužené zeminy jako opěrné stěny je hlavně v její poddajnost oproti stěnám, které jsou zhotoveny ze železobetonu. Tato poddajnost je dána tím, že většinu zemních tlaků přenášejí výztuhy. Díky přenosu zemních tlaků výztuhami na líc připadá jen menší tlak oproti klasické železobetonové stěně, která přenáší celý zemní tlak.

Podstatnou výhodou je také suchá metoda výstavby oproti konstrukcím zhotovených z betonu. Těleso zhotovené z vyztužené zeminy je téměř okamžitě po dokončení výstavby schopné přenášet zatížení což výrazně redukuje náročnost na čas. Rekonstrukce tak proběhnou výrazně rychleji.

Jsou známé čtyři základní způsoby výstavby, které určují vztah mezi vyztuženou zeminou a čelem stěny (J. P. Gourc, 1996) Obr. 5. Základní proces výstavby vyztužené konstrukce je označen písmenem A, kdy geosyntetika, procházející jednotlivými vrstvami zeminy, je přehnuta přes čelo a hovoříme o tzv. baleném líci. Při realizaci se využívá pažící prvek, který je fixovaný do již vyhotovené konstrukce. Tento prvek se používá zejména při realizaci kolmé stěny. Jelikož je líc stěny nechráněný, tak je náchylný k degradaci. Jako opatření proti degradaci je vhodné líc zdi chránit pomocí betonových tvarovek Obr. 6. Za účelem odvodnění líce, aby nedocházelo k vyplavování zrn, se zhruba do 1m používá propustná zemina. Z estetických důvodů lze pro horních cca 20 - 30 cm zásypu, použít úrodné zeminy, aby byl svah pokryt vegetací. Proces B je označován jako „proces s fixovaným pažícím podepřením“, při kterém je boční podpěra pro každou zeminovou vrstvu podporována fixní základnou, ať již prefabrikovanou zdí, nebo starou opěrnou zdí kamennou, avšak po dostavění nemá líc, vyztužený geosyntetiky, přímý kontakt s

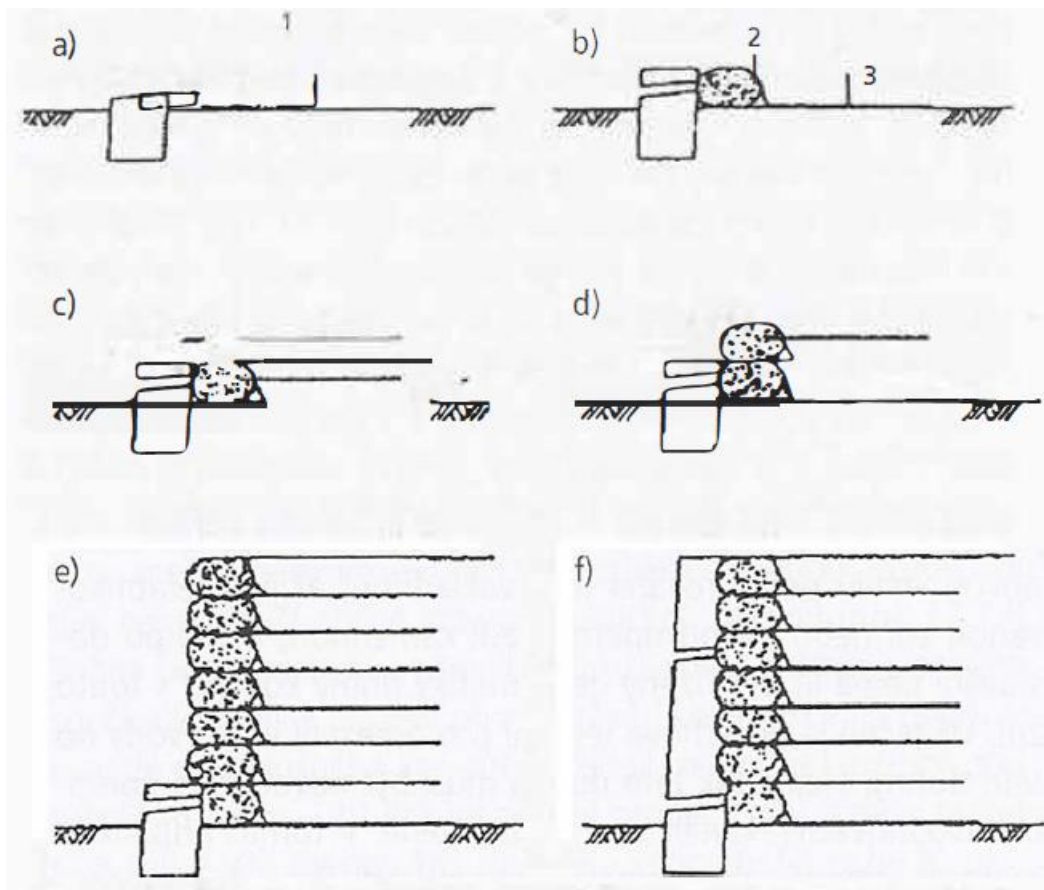
touto zdí. Nad vzniklou dutinou mezi starou stěnou a vyztuženou zeminou je dobré umístit těsnění k omezení vsaku vody do této dutiny. Tento způsob je často využívaný při rekonstrukci tížné zděné opěrné zdi. Proces C je označován jako „segmentová stěna“, kde líc zdi je tvořen z betonových elementů, nebo vaků z geosyntetik vyplněných hrubozrnným materiálem (gabion). Tyto prvky slouží jako pažení v průběhu zhutňování vrstev zeminu. Dále bude tomuto procesu věnována největší pozornost pro největší počet podvariant. Proces D je označován jako proces na „plnou výšku“, kde vyztužený líc je podporován podepřenou stěnou. Stěna podpírající vyztuženou zeminu je zhotovená jako prefabrikát a podepírá konstrukci po celé výšce. Konstrukce je podepřená až do konce výstavby a po odstranění podpory přebírají výztuhy plné zatížení. (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)



Obr. 5: Základní metody výstavby opěrných stěn z vyztužené zeminu

1 - pažení, 2 - pažení, 3 - betonové buňky - gabiony, 4 - dočasný podpěrný systém

Systém zobrazený na Obr. 6 je opěrná stěna, která se buduje prakticky procesem C. Čelo tvoří vaky s pískem a vodorovné výztuhy jsou z geotextilí. Po dokončení výstavby a proběhnutí deformací se ke konstrukci přibetonuje železobetonová stěna. Tím jsou výztuhy chráněny a dojde ke zpevnění celé konstrukce. Tento způsob je nejrozšířenější v Japonsku, především v železničním stavitelství.



Obr. 6: Postup výstavby vyztužené opěrné stěny s betonovým lícem

a) betonový základ, b) pokládka geotextilie a pytlů s pískem, c) vyplnění a hutnění,

d) druhá vrstva, e) pokládka hotova, f) dostavba betonového líce

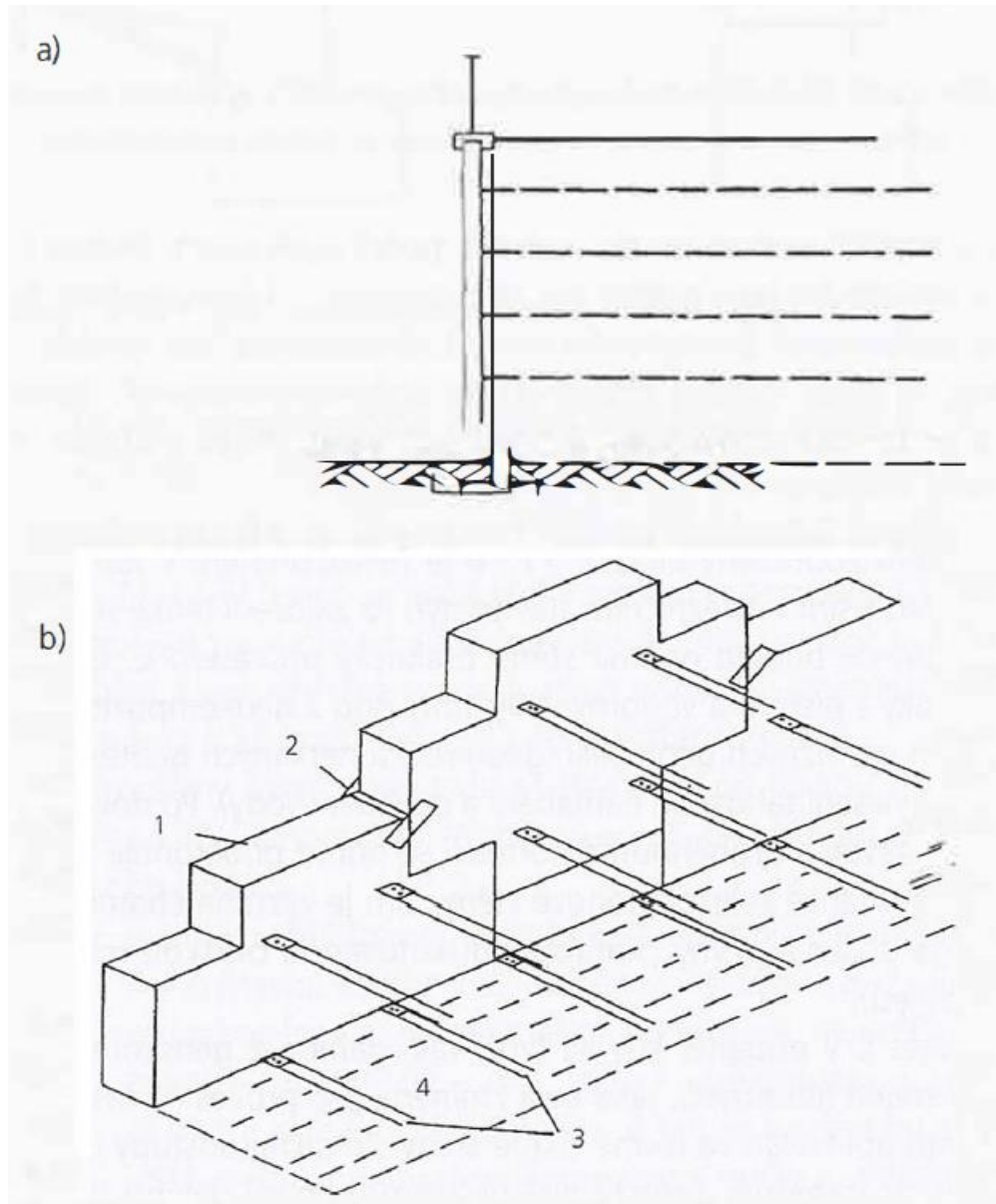
1 - drenáž, 2 - pytl s pískem, 3 – geotextilie

(PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

V případě procesu C u kterého tvoří líc vak, složený z geosyntetik a hrubozrnné zeminy, podléhá líc, stejně, jak bylo zmíněno u procesu A, degradaci lícových prvků. Častěji se proto využívá konstrukce ve formě šikmé stěny, která je tvořena malými odstupy jednotlivých gabionů. Díky odstupům je možné konstrukci přesypat zeminou, díky které dojde k jejímu ozelenění a konstrukce je tak chráněna proti vnějším vlivům. Odstupňování také umožňuje snadnější přístupnost konstrukce. Nyní je hojně využíván líc z gabionů, tvořených drátěnými klecemi, vyplněnými kamenivem. Zdůrazňuje se tak estetický charakter. Dráty klece jsou chráněny proti korozi, je však velké nebezpečí, že dojde k narušení této ochrany vlivem oděru o kameny. (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

V současné době se pro líc vyztužené opěrné stěny upřednostňují betonové prefabrikáty. Rozlišují se na velké a malé. Velké mají rozměr v průměru 1m^2 , malé svojí nízkou hmotností umožňují manipulaci i jedné osobě. Velké prefabrikáty mají pohledový líc obvykle ve tvaru medového plástu. Princip tohoto tvaru spočívá v tom, že stěna nemá průběžnou spáru a díky odsazení jednotlivých řad umožňuje pomocí dočasného spojení uchycení další řady, která může

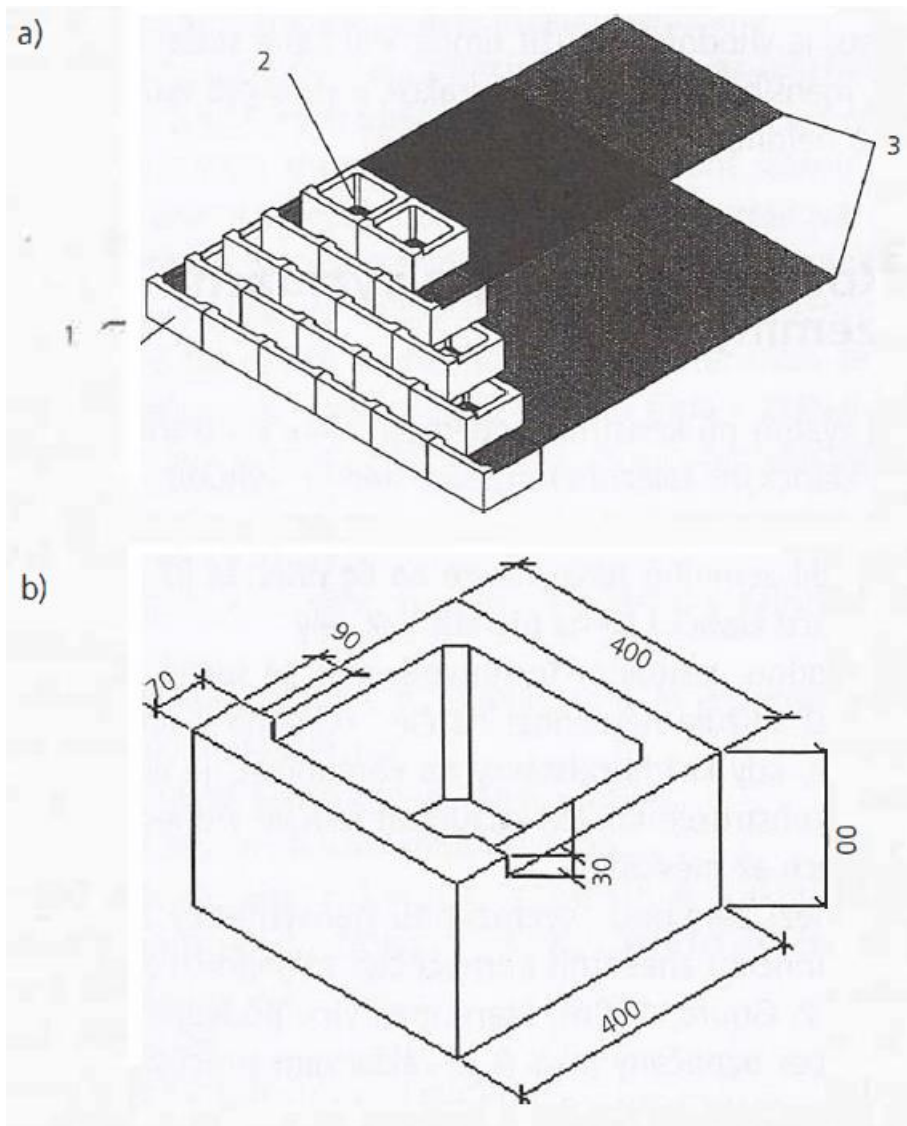
převzít roli pažení při budování další vrstvy. Jednotlivé prefabrikáty jsou spojeny s geosyntetickými výztuhami charakteru tenkého pásku Obr. 7. Malé prefabrikáty jsou většinou duté cihly trochu větších rozměrů, nejčastěji opatřených výstupkem Obr. 8. (PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)



Obr. 7: Vyztužení stěny z velkých prefabrikátů

1 - čelní panel, 2 - dočasné spojení, 3 - výztužné pásky, 4 - zásyp

(PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)



Obr. 8: Řez stěnou z malých prefabrikátů s jeho detailem

1 - betonové tvárnice, 2 - vnitřek tvárnice vyplněn štěrkem, 3 - geomříž ukládána po vrstvách cca 40 až 60 cm

(PROF. PETER TURČEK, PH.D. et al. 2005)

2. Popis řešené oblasti

2.1. Identifikační údaje

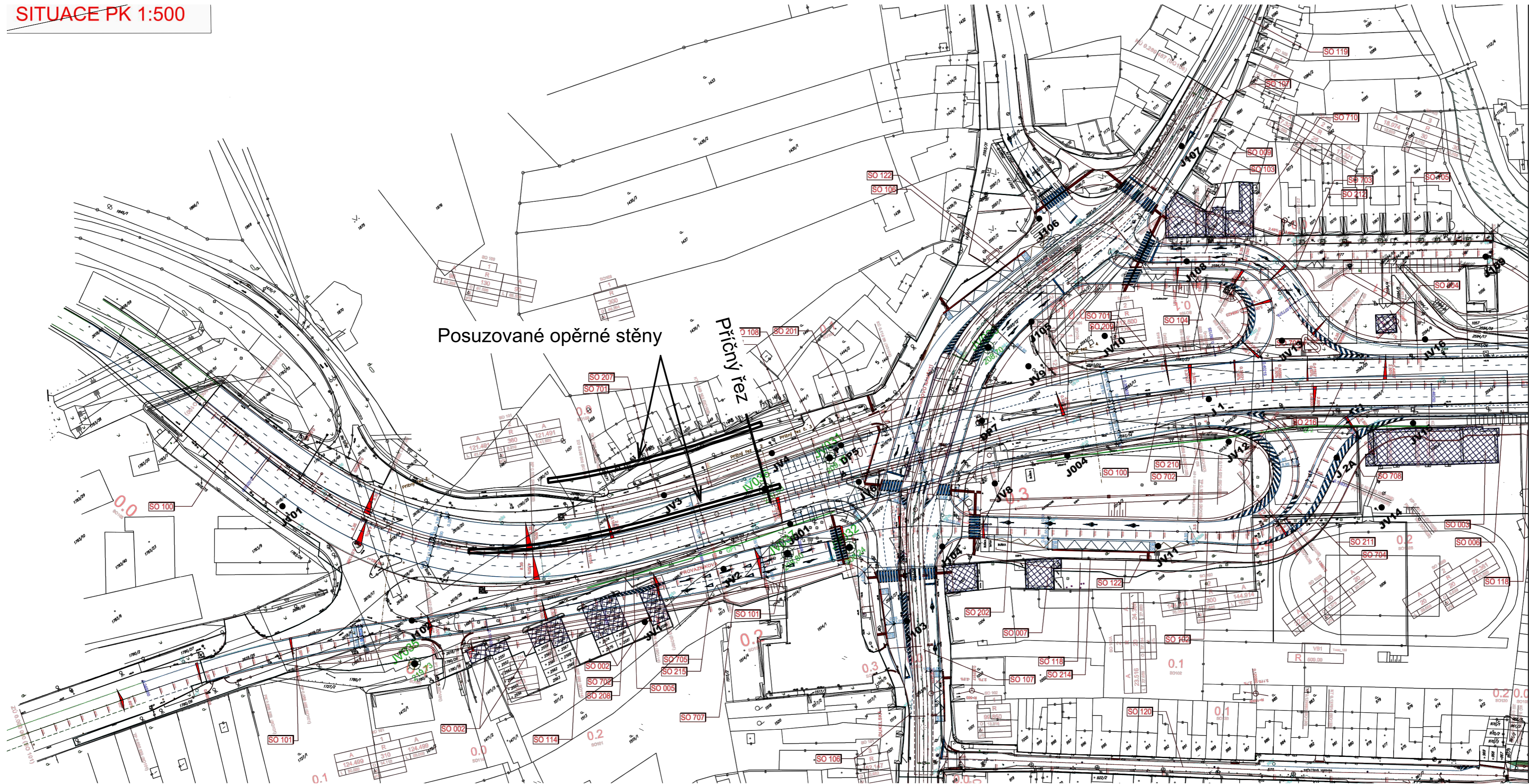
Hlavním bodem zájmu je zřízení mimoúrovňového křížení na Velkém Městském Okruhu (VMO) v Brně. Realizace tohoto křížení bude uskutečněna na Tomkově Náměstí. Název objektu řešeného v této práci je „SO 208 - Opěrná zeď VMO km 0,116 433 – 0,222 550 – vpravo“. Místo realizace leží v katastrálním území Husovice-Brno, Kraj Jihomoravský. Objednatel projektu, který je zároveň i investorem akce je Ředitelství silnic a dálnic České Republiky. Projektant stavby je Mott MacDonald CZ, spol. sr.o.

2.2. Popis objektu

Stavebním objektem je opěrná zeď, která bude zhotovena jako trvalý silniční násyp z armované zeminy. Horní okraj opěrné zdi bude tvořit římsa o šířce 1,5 m na které povede pravý obslužný chodník o šířce 0,75 m. Zatížení zdi bude situováno zatěžovací skupinou 1 dle ČSN EN 1991-2 NA.2.12. Celková délka zdi, která končí u opěry mostu přes Tomkovo náměstí je 110,76 m. Maximální výška zdi od úrovně terénu až po vrchní hranu římsy je 6,2 m. Maximální výška zdi od základové spáry patky až po vrchní hranu římsy je potom 6,8 m. Opěrná stěna nabývá na své výšce směrem od Husovického tunelu směrem na Tomkovo náměstí a její pohledová plocha od základu po vrchní hranu římsy činí 490 m².

2.3. Důvod realizace projektu

V současné době se na Tomkově náměstí nachází pouze úrovnňová křiřovzatka. V místě Tomkova náměstí křiří velký městský okruh tramvajová linka a komunikace která vede dále do ulice Dukelská. Z důvodu velké dopravní vytiřzenosti VMO je nutné na místě zhotovit mimoúrovnňové křiřžení. Niveleta městského okruhu bude vynesena nad úroveň stávajícího terénu. Násypové těleso z důvodu přilehlých komunikací bude nutné vytvořit s kolmými svahy. Z tohoto důvodu bude použita technologie armované zeminy a betonových tvarovek. Opěrná zeď SO 208 vymezuje silniční těleso hlavní trasy VMO v úseku mezi Husovickým tunelem a Tomkovým náměstím.



SEZNAM STAVEBNÍCH OBJEKTŮ

- SO 001 PŘÍPRAVA OZEMÍ I. ETAPA
- SO 002 DEMOLICE GARÁŽÍ UL. PROVAZNIČOVA VPRAVO
- SO 003 DEMOLICE TĚLOCVĚNÝ T3 BOKOL HUSOVICE
- SO 004 DEMOLICE REGULÁČNÍ STANICE PLYNU - KALOUDOVA
- SO 005 DEMOLICE OPĚRNÉ ZDI PROVAZNIČOVA VPRAVO
- SO 006 DEMOLICE OPĚRNÉ ZDI VMO KM 0,4-0,9 VPRAVO
- SO 007 DEMOLICE RODIHO DOMU A ZAHRADNÍHO DOMKU DUKELSKÁ
- SO 008 DEMOLICE ZAHRADNÍHO DOMU P.Č. 8680, K.D. HUSOVICE
- SO 009 DEMOLICE RD KALOUDOVA 1, 3, 5
- SO 010 DEMOLICE GARÁŽÍ UL. VBI
- SO 011 DEMOLICE ZAHRADNÍHO DOMU P.Č. 106, K.D. MALONĚŘICE
- SO 012 DEMOLICE PROTILUKOVÉ ZDI U UL. SVĚTLA
- SO 013 DEMOLICE RD SVĚTLA 4
- SO 100 HLAVNÍ TRASA VMO
- SO 101 PŘELOŽKA PROVAZNIČOVY ULICE
- SO 102 RAMPA DUKELSKÁ - VMO
- SO 103 RAMPA VMO - KALOUDOVA UL.
- SO 104 RAMPA KALOUDOVA UL. - VMO
- SO 105 OPRAVA KALOUDOVY ULICE
- SO 106 REKONSTRUKCE TOMKOVA NÁMĚSTÍ
- SO 107 REKONSTRUKCE TRAMVAJOVÉ TRATI TOMKOVO NÁM.
- SO 108 PŘÍČEK V DODRŽI PROVAZNIČOVA ČL. 97-78
- SO 109 PROFILOVÉ UL. SVĚTLA NĚMČEK - KALOUDOVA
- SO 110 PROFILOVÝ PROFILOVÝ TUNEL - PROVAZNIČOVA
- SO 111 RAMPA VMO - KARLOVA UL.
- SO 112 RAMPA KARLOVA UL. - VMO
- SO 113 OPRAVA KARLOVY ULICE
- SO 114 KOMUNIKACE KE GARÁŽEM PROVAZNIČOVA
- SO 115 DOPRAVNÍ ZNAČENÍ KM 0,200-0,280 TRVALÉ
- SO 116 DOPRAVNÍ ZNAČENÍ KM 0,200-0,280 DOČASNÉ
- SO 117 OPRAVA PLOCH POD SMOTY
- SO 118 CHODNÍK DUKELSKÁ - SVITAVA - VBI
- SO 119 OPRAVA PŘÍJEZDOVÝCH KOMUNIKACÍ
- SO 120 OPRAVA ULICE BRATŘI NĚMČEK
- SO 121 MANIPULAČNÍ CHODNÍK UL. SVĚTLA
- SO 122 VĚŠTĚŠKÝ MHD
- SO 201 MOST PŘES TOMKOVO NÁMĚSTÍ - LEVÝ
- SO 202 MOST PŘES TOMKOVO NÁMĚSTÍ - PRAVÝ
- SO 203 MOST PŘES SVITAVU - LEVÝ
- SO 204 MOST PŘES SVITAVU - PRAVÝ
- SO 205 DEMONTÁŽ LEVÉ POLOVY MOSTU PŘES SVITAVU EV.Č. 42-008
- SO 206 DEMONTÁŽ PRAVÉ POLOVY MOSTU PŘES SVITAVU EV.Č. 42-008
- SO 207 OPĚRNÁ ZĚď VMO KM 0,145-0,222 85 - VLEVO
- SO 208 OPĚRNÁ ZĚď VMO KM 0,118-0,222 85 - VPRAVO
- SO 209 OPĚRNÁ ZĚď VMO KM 0,288-0,400 - VLEVO
- SO 210 OPĚRNÁ ZĚď VMO KM 0,288-0,400 - VPRAVO
- SO 211 OPĚRNÁ ZĚď RAMPA VMO - DUKELSKÁ - VPRAVO
- SO 212 OPĚRNÁ ZĚď RAMPA VMO - KALOUDOVA UL. VPRAVO
- SO 213 OPĚRNÁ ZĚď RAMPA ZASTÁVKA DUKELSKÁ
- SO 214 ZÁHRADNÍ ZĚď - GARÁŽEM PROVAZNIČOVA
- SO 215 OPĚRNÁ ZĚď VMO KM 0,288-0,400 - STŘED
- SO 216 OPĚRNÁ ZĚď RAMPA VMO - KARLOVA - VPRAVO
- SO 217 OPĚRNÁ ZĚď RAMPA VMO - KARLOVA - VLEVO
- SO 218 OPĚRNÁ ZĚď VMO KM 0,288-0,400 - STŘED
- SO 219 LÁVKA PŘES SVITAVU
- SO 220 VODOCHOD PRO PANDROV
- SO 221 VODOCHOD PRO PANDROV
- SO 701 PROTILUKOVÉ STĚNY VMO KM 0,582-0,600 - VLEVO
- SO 702 PROTILUKOVÉ STĚNY VMO KM 0,582-0,600 - VPRAVO
- SO 703 PROTILUKOVÁ STĚNA RAMPA KALOUDOVA - VMO - RAMPA KARLOVA (VLEVO)
- SO 704 PROTILUKOVÁ STĚNA RAMPA DUKELSKÁ - VMO - RAMPA KARLOVA (PRAVO)
- SO 707 OPLOČENÍ - PŘELOŽKA PROVAZNIČOVY ULICE
- SO 708 OPLOČENÍ - RAMPA DUKELSKÁ - VMO
- SO 709 OPLOČENÍ ZOBRAZU BRATŘI NĚMČEK - KALOUDOVA
- SO 710 OPLOČENÍ PŘÍJEZDU KALOUDOVA
- SO 711 OPLOČENÍ ZAHRAZ UL. KARLOVA
- SO 712 OPLOČENÍ ZAHRAZ UL. SVĚTLA
- SO 713 OPRAVA STÍTOVÝCH ZDI GARÁŽÍ PROVAZNIČOVA
- SO 714 OPRAVA STÍTOVÝCH ZDI GARÁŽÍ UL. VBI
- SO 715 OPRAVA STÍTOVÉ ZDI SVĚTLA 4

LEGENDA:

	VOZOVKA ASFALTOVÁ		MANIPULAČNÍ CHODNÍK
	TRAMVAJOVÁ TRAT		SEZED POJÍZDOVÝ CHODNÍK
	CHODNÍK GLAZOVANÝ		PŘEZOBVĚ ASFALTOVÉ VOZOVKY
	NÁMÝP, TERÉNNÍ OPRAVA		MANIPULAČNÍ PRUH
	VÝKOP		ZMĚNA VYUŽITÍ OBJEKTU-NEBYTOVÝ
	VEGETAČNÍ OPRAVA		DEMOLICE
	PROTILUKOVÁ STĚNA		geofyzikální profily
	TRASA CYKLISTICKÉ STEZKY		Doplňující průřez - jízrové so
	HRANICE KN		JV031
	HRANICE KN DLEČI		JV06, 17
	HRANICE KATASTRÁLNÍCH OZEMÍ		JV8
	ULOVĚNÍ VPRUŽ, MĚPULKA		archivní sada
	TRATVOD, REVNÝNÍ BĚHOTA		
	TRATVOD, VROCHOVÁ BĚHOTA		
	VODOVODNÉ DOPRAVNÍ ZBĚSNÉ		
	TRATVÝ ZÁBOR		
	DOČASNÝ ZÁBOR DO 1 ROZU		
	DOČASNÝ ZÁBOR NAD 1 ROZU		

3. Geologie zájmového místa

3.1. Geomorfologické podmínky

„Zájmové území spadá do provincie Západní Karpaty, subprovincie Vněkarpatské sníženiny, oblasti Západní Vněkarpatské sníženiny, celku Dyjsko-svratecký úval, podcelku Dyjsko-svratecká niva a Pracká pahorkatina (ČÚZK 1996).

Východně přechází Dyjsko-svratecká niva do Pracké pahorkatiny. Západně a severozápadně od předmětné lokality spadá již do oblasti Brněnské vrchoviny a náleží celkům Dražanská a Bobravská vrchovina. Dyjsko-svratecká niva je akumuláční rovina podél Svitavy a dalších řek, s mrtvými rameny, ostrůvky vátých písků a je budována kvarténními sedimenty.

Terén v zájmovém území je významně antropogenně ovlivněn městskou výstavbou. Od vyústění Husovického tunelu se mírně svažuje směrem k řece Svitavě. Nadmořská výška v tomto směru klesá z cca 214 m n. m. až k úrovni cca 206 m n. m.“ (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

3.2. Hydrogeologické poměry

Území v zájmové oblasti je směrem na jih až jiho-jihozápad odvodňováno řekou Svitavou, která vede napříč zájmovým územím.

Okolí řeky Svitavy je tvořeno kvarténními pokryvy, které je v území zájmu tvořeno ve většině případů fluviálními a deluviálně-fluviálními sedimenty. Povodňové hlíny tvoří svrchní fluviální horizont, který představuje stropní polo-izolátor až izolátor. Filtrační koeficient tohoto prostředí je 10^{-10} až 10^{-8} ms^{-1} , což je nepatrně propustné prostředí dle klasifikace Jetela. Spodní fluviální horizont, který je tvořen převážně písky a štěrky vytváří kolektor který má průlinovou propustnost pohybující se kolem 10^{-4} až 10^{-3} ms^{-1} , což je dosti silně až silně propustné prostředí. Schopnost tohoto prostředí propouštět podzemní vodu je velmi vysoká. Hladina podzemní vody v těchto kolektorech je většinou mírně napjatá díky nadloží z málo propustných jíílů. Ustálená hladina podzemní vody se pohybuje v rozmezí 2,5-5,0 m v závislosti na morfologii a vzdálenosti od řeky Svitavy, která je ve spojitosti s podzemní vodou a ovlivňuje její hladinu.

Kolektory, které jsou tvořeny ze štěrků a písků jsou vzájemně propojeny a vzájemně tak tvoří jednotnou zvedeň, která stéká do řeky Svitavy. Tato zvedeň pak zase může být zpětně dotována řekou Svitavou při vyšších stavech hladiny.

V místech kde koryto řeky tvoří biotitický granodiorit je v místech tektonických poruch tvořen puklinový kolektor, který má také nízkou schopnost propouštět podzemní vodu. Transmisivita těchto puklin je velmi proměnlivá, protože velmi záleží na množství jílové frakce. Za optimálních podmínek můžou pukliny mít funkci průlinového kolektoru. (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

3.3. Geologické poměry

Z regionálně geologického členění České Republiky se zájmová oblast nachází na rozhraní Českého masivu a Západních Karpat. Česká geologická mapa uvádí, že nejstaršími horninami, nacházejícími se ve zkoumané oblasti je brněnský masiv, skládající se z granodioritů, které mají zvětralinový plášť. Stáří brněnského masivu je proterozoické a tvoří většinu spodních vrstev rozlohy města Brna. V širším okolí vystupují na povrch neogenní sedimenty. V rozmezí třetihor a čtvrtohor se ukládaly různě mocné písčité sedimenty jezerního a říčního původu. Tyto sedimenty vytváří podklad pro pleistocénní štěrkopísčité terasy údolní nivy řeky Svitavy. Na štěrkopísčitých terasách leží především fluviální sedimenty v podobě spraše a sprašových hlín. Dno Svitavy tvoří říční písčité štěrky, které vznikaly v době pleistocénu. Tyto sedimenty jsou překryty povodňovými hlínami holocenního stáří. Na celé ploše zájmového území jsou pak hojně zastoupena místa, která převážně tvoří recentní navážka. Tato navážka vznikla antropogenní činností při výstavbě města. (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

3.3.1. Proterozoikum

Proterozoikum brněnského masivu tvoří převážně granodiority. Petrograficky se jedná o biotické granodiority, které na severní části území vystupují na povrch. Jedná se o granodiority typu Královo pole, které jsou charakteristické svou narůžovělou až červenou barvou. Jsou středně až hrubě zrnité a mají až 1 cm velké hnědé sloupcovité biotity. V jižní části lokality se vyskytují granodiority typu Blansko, které jsou drobně až střednězrnité, místy načervenalé.

„V zájmovém území bylo eluvium granodioritu, popřípadě zvětralý granodiorit v rámci podrobného průzkumu (Relich 2010) zastížen ve vrtech J44 a J45 od hloubek 12,2–13,2 m a ve vrtu J39 od hloubky 1,0 m pod povrchem terénu. V rámci doplňkového geotechnického průzkumu ve vrtu V114 od hloubky 22,1 m, V119 od hloubky 25,5 m a ve vrtu V125 od hloubky 20,1 m.“ (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

3.3.2. Neogén

„V širším okolí zájmové lokality vystupují na povrch reliкты jednak písků a štěrků, představující bazální a okrajovou sedimentaci, dále také vápnité prachovité jíly (tégly) s polohami písků hlubšího mořského původu. Litologicky se nejčastěji vyskytují modravě šedé, světle šedé až šedé místy nazelenalé jíly. Ve výchozech v důsledku zvětrávání dostávají rezavě hnědé zbarvení. Tyto sedimenty nasedají na bazální klastika nebo přímo na předbadenský reliéf. V prostoru sídliště Vinohrady na svazích údolí řeky Svitavy se vyskytují říční štěrky pliocenního stáří v podobě víceméně drobných reliкtů v nadmořské výšce 280-290 m n. m. V nadloží badenských sedimentů se vyskytují mocné písčité sedimenty pravděpodobně fluviálního, limnického nebo deluvio-fluviálního původu. Tyto sedimenty byly zastíženy ve

vrtech J6, J8, JP9, JP31 a J32 v rozmezí hloubek 16,4-24,8 m pod povrchem terénu. Nad těmito sedimenty jsou uloženy pleistocenní štěrkopísky údolní nivy řeky Svitavy. Fluviální plioleptocenní sedimenty jsou tvořeny šedými, místy zelenošedými jílovitými až prachovitými písky jemně až hrubě zrnitými, místy s jílovitými laminami. Mocnost fluviálních sedimentů ve vrtech dosahuje 5,5–20,0 m. Sedimenty deluvi-fluviálního původu jsou tvořeny převážně rezavě hnědými jílovitými až prachovitými písky, popř. písčitémi jíly, obsahujícími slabě opracované drobné úlomky granodioritu a drobné valounky. Geneticky jde o přeplavené eluvium granodioritu promísené s přeplavenými relikty vyšších říčních teras. Ve vrtech jejich mocnost dosahuje až 12,7 m. Do období pliocénu a počátku spodního pleistocénu je řazen vznik fluviálních akumulací písčitéch štěrků, které vznikaly podél toku Svitavy a jejich báze byla 36-48 m nad současným povrchem nivy Svratky a Svitavy. Tato akumulace je v Brně označována jako „Stránská terasa“ a odpovídá tzv. "staršímu štěrkopískovému pokryvu". Na přelomu pliocénu a spodního pleistocénu se také začaly vytvářet deluviální sedimenty. Jejich složení a mocnost přímo závisí na morfologii terénu a orientaci svahů, mocnost je od několika centimetrů po 8-10 m. Dochází tu ke střídání sutí se spraší, v důsledku toho místy nabývají charakter smíšených polygenetických sedimentů. Sprašová sedimentace a svahový pokryv pokračovaly v průběhu celého pleistocénu, pouze v teplých výkyvech byla přerušena tvorbou fosilních půd.“ (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

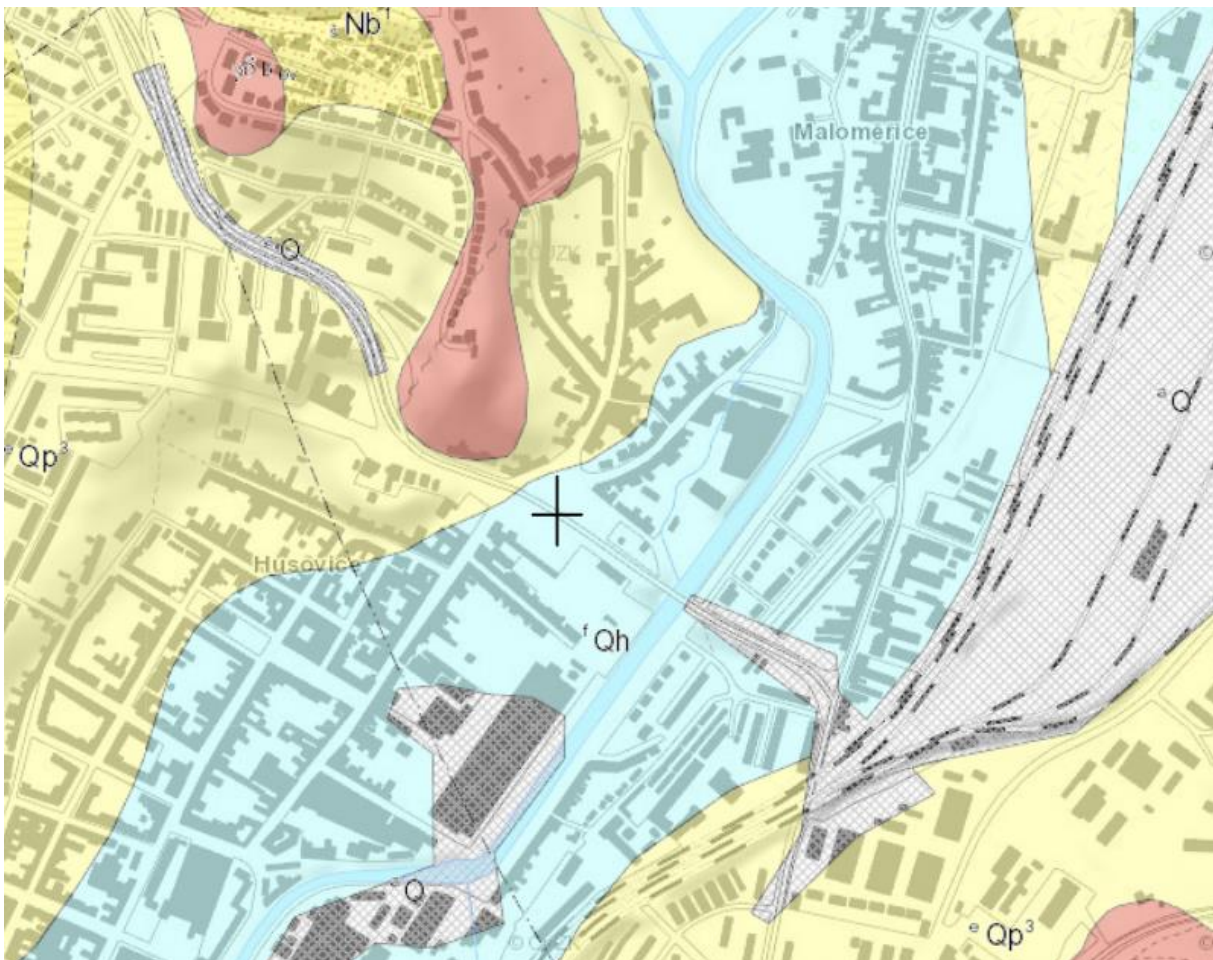
3.3.3. Kvartér

„Kvartérní sedimenty překrývají celé zájmové území, ze spodního pleistocénu se zachovaly fluviální akumulace s relativní výškou báze 17-35 m, v okolí Brna označovaná „tuřanská terasa“ a odpovídá tzv. „mladšímu štěrkopískovému pokryvu“. Nejmladší písčité štěrky tvoří výplň dna údolních niv. Jejich vznik je řazen do svrchního pleistocénu a báze se nachází v relativní výšce -4 až -14 m. Ve vrstevním sledu nad nimi byly zastíženy humózní organické jíly o mocnosti až 40 cm, které pravděpodobně tvoří výplň slepých ramen“ (Havlíček, Vít, Kadlec in Muller, Novák et al. 2000). Z období kvartéru je dále známa sedimentace deluviálních a eolických sedimentů. Mocnost deluviálních sedimentů byla zjištěna v rozmezí 0,5-1,0 m. Celková mocnost eolických sedimentů se pohybovala v rozmezí 0,4-10,1 m.

V holocénu nadále pokračuje tvorba sedimentárního komplexu písčitéch štěrků a povodňových hlín. U těchto štěrkovitých a písčitéch sedimentů údolní terasy (pleistocenní + holocenní stáří) byla celková mocnost zjištěna v rozmezí od 3,7 do 8,3 m. Dále se vyskytují povodňové hlíny které, litologicky tvoří hlíny a jíly s různým obsahem písky a tyto sedimenty se vyskytují v mocnostech od 0,5 do 3,4 m. Povrch údolních niv je místy tvořen slepými rameny, vyplněny hnědočernými organickými sedimenty.“ (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

3.3.4. Svrchní vrstvy

„Vzhledem k tomu, že se zájmová lokalita nachází na území města Brna, je prakticky celá lokalita překryta vrstvou antropogenních navážek, které mají silně nehomogenní složení. Mocnost těchto navážek byla ve vrtech zastižena v rozmezí od 0,2 do 7,6 m. Nejčastěji se jednalo o beton, dlažební kostky, kameny, různé typy štěrku, stavební suť, písky, jíly, hlíny s různým obsahem úlomků nebo valounů a ve svrchní části často konstrukční vrstvu vozovek (asfalt).“ (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)



Obr. 9: Geologická mapa širšího okolí zájmového území (Česká geologická služba 2017)

Vysvětlivky:

⊕ –Zájmové území

■ – středně až hrubě zrnitý biotitický granodiorit – proterozoikum

■ – štěrky a písky –pokryvné útvary českého masivu – neogén

■ – spraše a sprašové hlíny – pokryvné útvary českého masivu – kvartér

■ – fluviální hlinitopísčité sedimenty, místy štěrkovité – kvartér

■ – antropogenní uloženiny nerozlišené – pokryvné útvary českého masivu – recent

3.4. Vrtná prozkoumanost

Návrh založení objektu vychází z IG průzkumu, který zpracovala firma GEODRILL s.r.o. Brno, rok 2008. V blízkosti opěrné zdi byla provedena sonda JV2 hloubky 15,5m, nachází se zde navíc archivní sonda z předběžného geotechnického průzkumu J001 hloubky 15,0m.

V sondě JV2 byla zjištěna pod vrstvou navážek mocnosti 0,8 m vrstva kvartérních aluviálních hlín do hloubky 2,4 m. V hloubce do 4,4 m jsou loženy kvartérní fluviální štěrky s úlomky brněnského masívu, níže přecházející ve zvětralinový plášť brněnského masívu. Od hloubky 6,0m byl zastížen brněnskýmasív, silně až mírně navětralý.

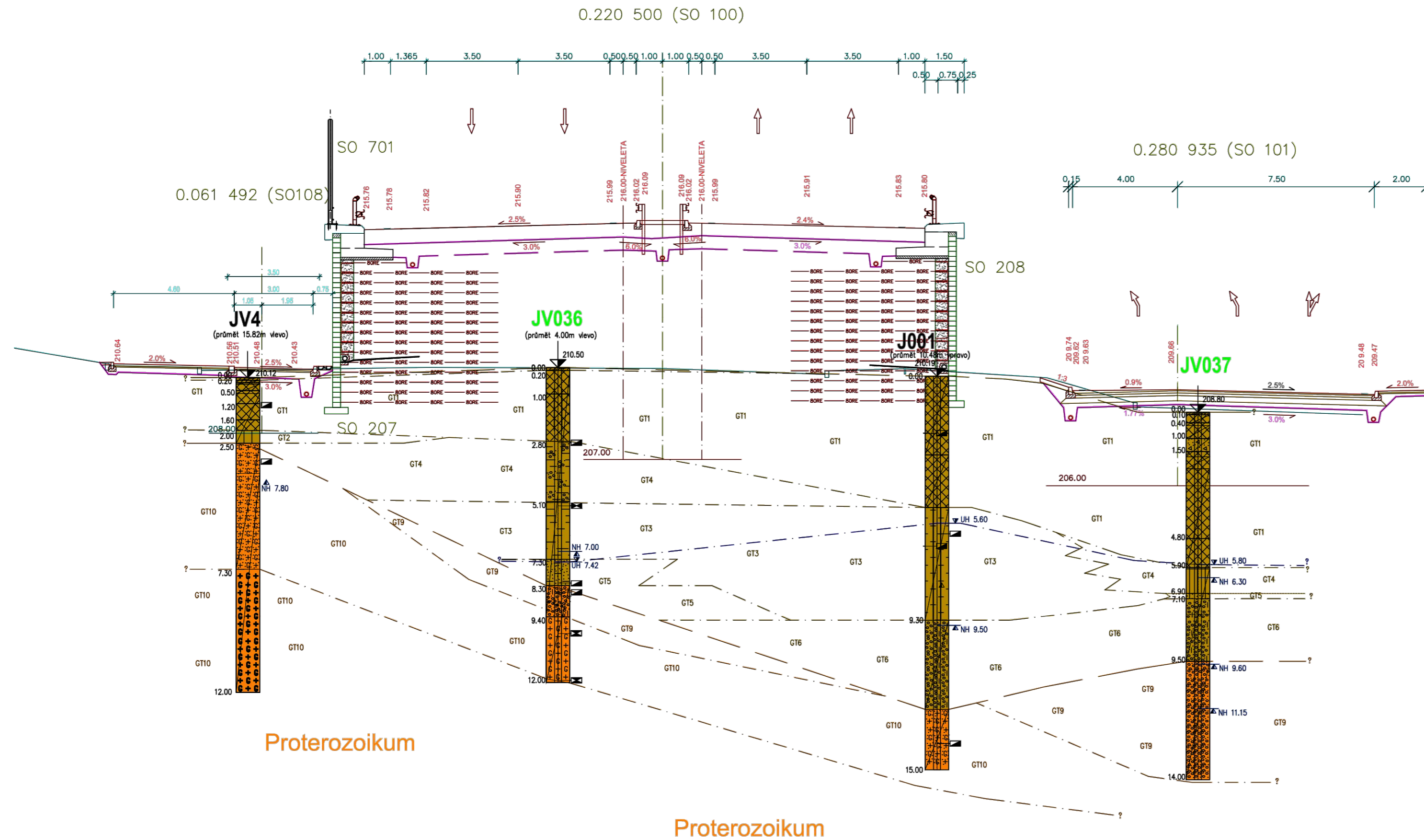
V archivní sondě J001 (prosinec 2004), ležící v oblasti zdi s nejvyšší výškou, byla zjištěna navážka mocnosti 5,0 m, ve spodních vrstvách s četnými úlomky kostí a dřeva. Pod ní se nachází do hloubky 9,3 m vrstva kvartérních aluviálních sprašových hlín, níže do hloubky 12,7 m kvartérní fluviální štěrky. Od této hloubky přechází do zvětralinového pláště brněnského masívu (charakter písčitého jílu s úlomky).

Geologická skladba je v prostoru zdi velmi různorodá, rovněž z dat geofyzikálního průzkumu je patrná silná nerovnoměrnost průběhu nadložních vrstev. Ve spodní části stavbu komplikuje velmi silná vrstva navážek.

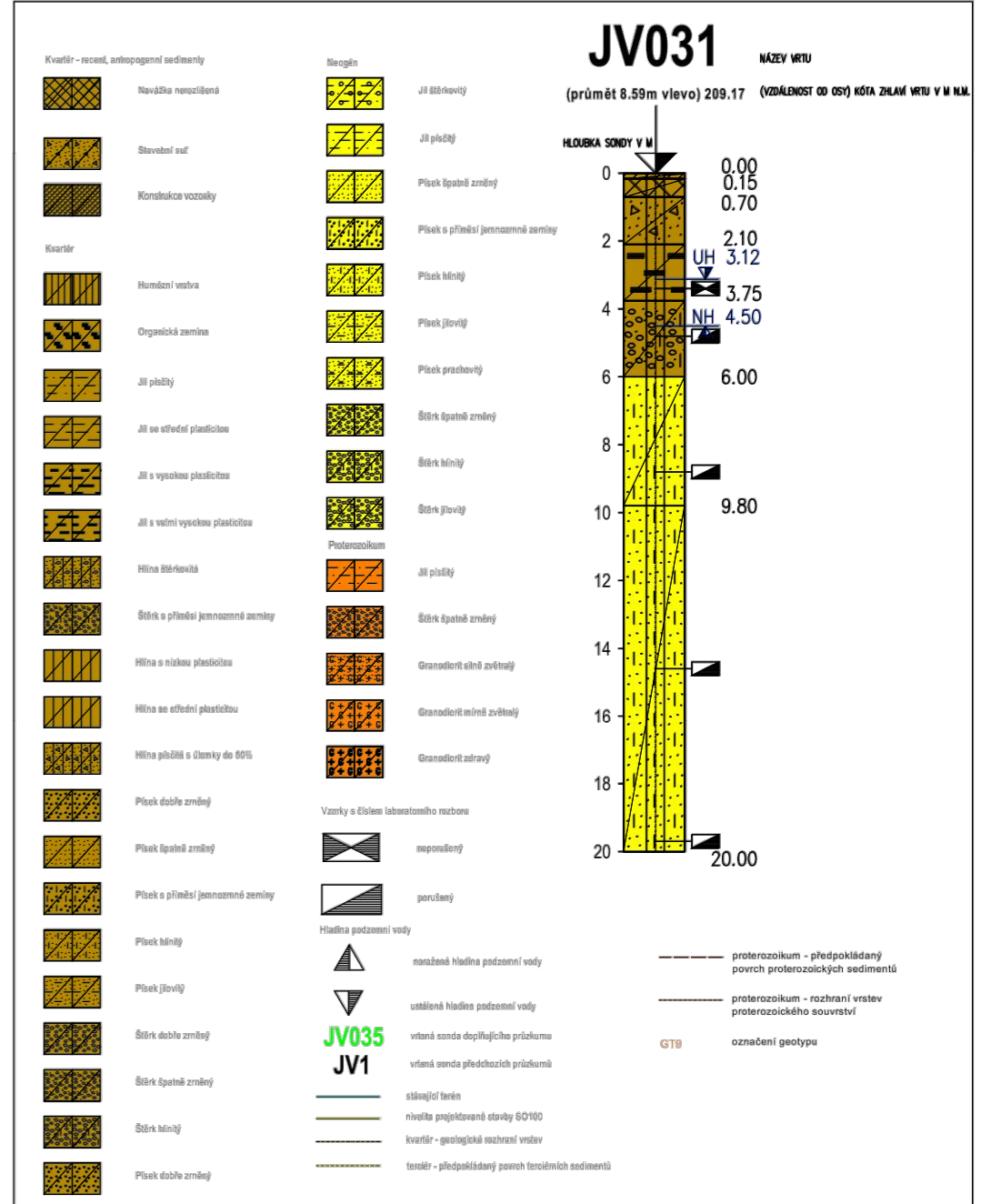
Ustálená hladina podzemní vody je u sondy J001 v hloubce 5,6 m, u sondy JV2 v hloubce 9,2 m.

Základové poměry jsou, vzhledem k neprůběžnosti a nepravidelné mocnosti jednotlivých geotechnických typů a vzhledem k přítomnosti podzemní vody, hodnoceny jako složité. (SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O., 2017)

PŘÍČNÝ ŘEZ SO 100/SO101 1:100



LEGENDA



4. Popis použitých programů

4.1. GEO 5 – Vyztužené násypy

Program slouží pro návrh a posouzení svahů a násypů skládajících se z prefabrikátů a stabilizovaných pomocí geovýtuh.

4.1.1. Způsoby výpočtu

Napětí v zemině: je založeno na počtu, tíze a mocnosti vrstev podle vztahu

$$\sigma_i = \sum h_i * \gamma_i \quad (1)$$

kde: h_i - mocnost i-té vrstvy
 γ_i - objemová tíha zeminy v i-té vrstvě

Zemní tlaky: program GEO5 uvažuje následující skupiny zemních tlaků

Aktivní zemní tlak:

$$\text{Coulombova teorie - } \sigma_a = \sigma_z * K_a - 2 * c_{ef} * K_{ac} \quad (2)$$

kde: σ_z -svislé geostatické napětí
 c_{ef} - soudržnost zeminy (efektivní)
 K_a - součinitel aktivního zemního tlaku
 K_{ac} - součinitel aktivního zemního tlaku vyjadřující vliv soudržnosti

Pasivní zemní tlak:

$$\text{Coulombova teorie - } \sigma_p = \sigma_z * K_p + 2 * c * \sqrt{K_p} \quad (3)$$

kde: σ_z -svislé geostatické napětí
 c - soudržnost zeminy
 K_p - součinitel pasivního zemního tlaku

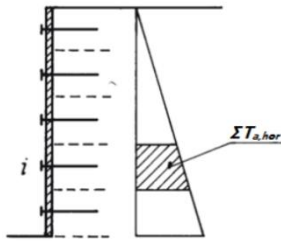
Zemní tlak v klidu:

$$\sigma_r = \sigma_z * K_r \quad (4)$$

kde: σ_z -svislé geostatické napětí
 K_r - součinitel zemního tlaku v klidu

(ON-LINE NÁPOVĚDA GEO5 2017)

Vnitřní stabilita: stanovení sil v jednotlivých geovýtuhách se provádí rozdělením zemního tlaku na jednotlivé zatěžovací plochy geovýtuh. Výsledná síla působící na výztuhu je pak:



$$F_x = \sum T_{a,hor} \quad (5)$$

Únosnost výztuhy na přetržení:

Dlouhodobá návrhová pevnost výztuhy na přetržení R_t se vypočte ze zadaných vlastností geovýtuhy:

$$R_t = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} * RF_D * RF_{ID} * FS_{UNC}} \quad (6)$$

- kde: R_t - dlouhodobá návrhová pevnost výztuhy
 T_{ult} - krátkodobá charakteristická pevnost výztuhy
 RF_{CR} - redukční součinitel dlouhodobého přetváření výztuhy (určen podle požadované životnosti výztuhy)
 RF_D - redukční součinitel trvanlivosti výztuhy (určen podle pH zeminy)
 RF_{ID} - redukční součinitel porušení výztuhy při ukládání do zeminy (určen podle velikosti zrn zeminy)
 FS_{UNC} - celkový součinitel nejistoty modelu

Stupeň bezpečnosti se pak určí ze vztahu:

$$\frac{R_t}{F_x} > SF_{st} \quad (7)$$

kde: SF_{st} - stupeň bezpečnosti na přetržení geovýtuhy

Únosnost výztuhy na vytržení:

Únosnost na vytržení ze zemního masivu se vypočte ze zadaných vlastností geovýtuhy a normálové síly působící kolmo na její plochu:

$$T_p = 2 * L * C_i * \sigma_z * \tan \varphi \quad (8)$$

- kde: T_p - únosnost výztuhy na vytržení
 L - délka výztuhy (od líce zdi ke konci)
 C_i - součinitel interakce zeminy a geovýtuhy
 σ_z - vertikální geostatické napětí
 φ - úhel vnitřního tření zeminy

Stupeň bezpečnosti se pak určí ze vztahu:

$$\frac{T_p}{F_x} > SF_{po} \quad (9)$$

kde: SF_{po} - stupeň bezpečnosti na vytržení geovýtuhy

(ON-LINE NÁPOVĚDA GEO5 2017)

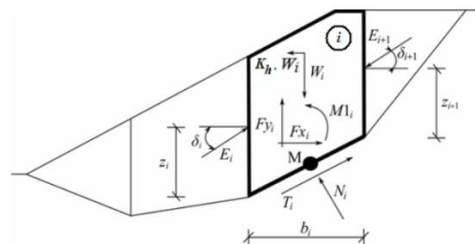
Celková stabilita:

Bishop: zjednodušená metoda předpokládá nulové smykové síly mezi bloky. Metoda je založena na splnění momentové podmínky a svislé silové podmínky rovnováhy. Stupeň stability je vypočten postupným iterováním následujícího vztahu:

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i * \sin\alpha_i} * \sum_i \frac{c_i * b_i + (W_i - u_i * b_i) * \tan\varphi_i}{\cos\alpha_i + \frac{\tan\varphi_i * \sin\alpha_i}{FS}} \quad (10)$$

kde: u_i - pórový tlak na bloku
 c_i, φ_i - efektivní hodnoty parametrů zemin
 W_i - tíha bloku
 α_i - sklon úseku smykové plochy
 b_i - šířka bloku

Spencer: metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil i momentů na jednotlivých blocích. Bloky vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou dělicími rovinami. Statické schéma bloků a sil, které na ně působí, je zachyceno na obrázku:



kde: W_i - tíha bloku, včetně přitížení, které má charakter tíhy (hmotné) a včetně vlivu součinitele vertikálního zemětřesení K_v
 $K_h * W_i$ - vodorovná setrvačná síla, modelující účinky zemětřesení, K_h je faktor vodorovného zrychlení při zemětřesení
 N_i - normálová síla na smykové ploše
 T_i - smyková síla na smykové ploše
 E_i, E_{i+1} - síly, jimiž na sebe působí sousední bloky, jsou odkloněny od vodorovné o úhel δ
 F_{xi}, F_{yi} - ostatní vodorovné a svislé síly působící na blok
 M_{1i} - moment od sil F_{xi}, F_{yi} otáčející kolem bodu M, což je střed i-tého úseku smykové plochy
 U_i - výslednice pórového tlaku na i-tém úseku smykové plochy

(ON-LINE NÁPOVĚDA GEO5 2017)

4.1.2. Vlastnosti programu

V rámu „**Nastavení**“ je možné zadat normy a teorie výpočtu, způsob prokázání bezpečnosti konstrukce i jednotlivé součinitele výpočtu. **Nastavení lze zvolit** pro jednotlivé země, ale také umožňuje zadat vlastní uživatelská nastavení.

V rámu "**Geometrie**" se zvolí základní tvar geometrie vyztuženého náspu nebo zdi, které se poté pomocí aktivních kót může uživatelsky upravit.

V rámu "**Materiál**" se volí charakteristiky použitého materiálu bloků. V tomto rámu se zadává objemová tíha bloků γ , koheze c , tření f a smyková únosnost spoje R , [kN/m]. Pokud se zemina mezi výztuhami liší oproti zemině za vyztuženým blokem, dá se zvolit možnost „jiná zemina mezi geovýztuhami“.

Rám "**Typy výztuh**" a „Vyztužení“ obsahuje širokou databázi geovýztuh včetně jejich charakteristik (dlouhodobá pevnost výztuhy a koeficienty spolupůsobení). Jednotlivé geovýztuhy mohou být umístěny pouze ve spárách mezi bloky. Program umožňuje nastavit automatické parametry vygenerování skupiny výztuh včetně jejich délek a po kolika blocích se geovýztuha opakuje.

Rám "**Profil**" a „**Zeminy**“ obsahuje seznam zadaných zemin a mocnost jednotlivých vrstev, které se dají editovat pomocí aktivních kót. V programu se zadávají charakteristiky zemin jako je objemová tíha, úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy. Nebo je zeminu možno zvolit z „Geoschránky“ kde se nachází databáze se zatříděním zemin a jejich základními charakteristikami. V rámu „**Přiřazení**“ se jednotlivé zeminy přiřazují k rozhraní profilu.

V rámu "**Terén**" se stiskem tlačítka volí tvar terénu. Zvolit se dá buď jednoduchý tvar terénu, nebo členitý. V rámu „**Voda**“ se poté volí úroveň podzemní vody.

Rám "**Přítížení**" je možné navolit vnější přítížení působící na konstrukci. Je možno navolit spojitě zatížení na celé konstrukci, nebo jen pásové spojitě přítížení, kterému se volí šířka a místo jeho působení. Je zde možné také navolit sílu, které se zadá plocha, na kterou síla působí. Jednotlivým přítížením je možno určit, zda se jedná o zatížení stálé, nebo užitné. Mimořádné přítížení, které působí příznivě, není ve výpočtu uvažováno. V rámu "**Odpor na líci**" se volí tvar terénu a parametry odporu na líci zdi. Odpor na líci konstrukce může být zadán jako pasivní tlak, klidový tlak, nebo snížený pasivní tlak.

V rámu "**Zemětřesení**" se zadávají parametry zemětřesení. Pokud neznáme koeficienty k_h a k_v získané měřením, lze je dopočítat postupem podle EN 1998-5.

(ON-LINE NÁPOVĚDA GEO5 2017)

4.1.3. Výsledky programu

V rámu "**Posouzení**" jsou zobrazeny výsledky výpočtu. Pro posouzení vnější stability se vytvoří pevné těleso, které je dále posuzováno na překlopení a posunutí. Těleso je tvořeno lícem konstrukce a křivkou, která ohraničuje koncové body geovýtuh. Těleso je zatíženo aktivním zemním tlakem. Tlačítko "Podrobně" otevírá dialogové okno, které obsahuje výpis výsledků posouzení.

V rámu "**Dimenzování**" je možné posoudit jednotlivé bloky na posunutí či překlopení. Jako místo posouzení program bere spáru nad daným betonovým blokem. Zaškrtnutím volby "Automatické posouzení" se posuzuje nejkritičtější spára mezi bloky. Případně lze i navolit spáru mezi bloky, kterou chceme posoudit. Postup vlastního dimenzování zdi je popsán v teoretické části nápovědy.

V rámu "**Posunutí po výztuze**" lze posoudit posunutí vyztuženého bloku zeminy po geovýztuze, kterou si zvolíme. Nebo je možné zadat možnost "Automatické posouzení" a program zobrazí geovýztuhu s největším využitím. Vyztužený blok, který je posuzován na posunutí po výztuze je ohraničen lícem zdi, úrovní terénu a koncovým bodem posuzované geovýztuhy. Vyztužený blok zeminy je zatížen aktivním zemním tlakem a stabilizujícími silami z geovýtuh zasahujících za hranice vyztuženého bloku.

V rámu "**Vnitřní stabilita**" posuzujeme geovýztuhy na přetržení a vytržení ze zemního masivu. Stejně jako u předchozích rámců můžeme posuzovat buď jednotlivé geovýztuhy, nebo automaticky vyhodnotit nejvíce využitou geovýztuhu. Geovýztuhy jsou zatíženy aktivním zemním tlakem, který působí na líc. Aktivní zemní tlak je posuzován vůči únosnosti výztuhy na přetržení R_t , únosnost výztuhy na vytržení ze zemního masivu T_p . Program také zobrazuje procento využití jednotlivých výztuh.

V rámu "**Globální stabilita**" lze posoudit stabilitu svahu na kruhové smykové ploše. Zadávají se jednotlivé body smykové plochy (střed a poloměr nebo zadání pomocí 3 bodů) a metoda výpočtu (Spencer, Bishop). Program umožňuje optimalizaci smykové plochy, ve které se spočítá stabilita u nejkritičtější smykové plochy

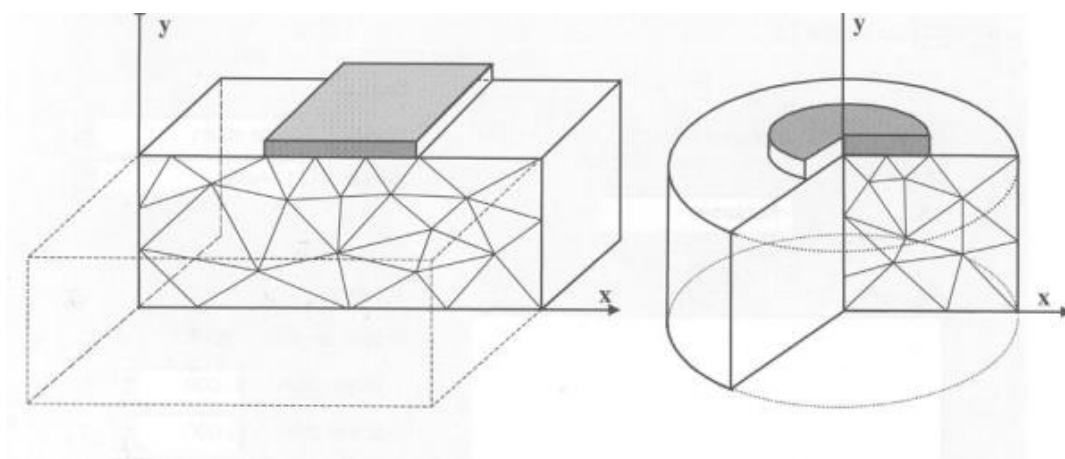
(ON-LINE NÁPOVĚDA GEO5 2017)

4.2. Plaxis

Programem, který je použit na numerické modelování podloží náspu je program Plaxis 2017. Je založen na metodě konečných prvků a je navržen pro stabilitní i deformační analýzu v geotechnice. Umí řešit nelineární chování zeminy. Je možné zde nadefinovat interakce mezi zemínou a stavebními konstrukcemi. Plaxis je schopen uvažovat pórové tlaky, které se zejména vyskytují v málo propustných zeminách.

Plaxis 2D je chopen řešit ve 2D řez danou konstrukcí, který lze zjednodušit na rovinnou deformaci, která vytváří nekonečný pás, nebo model který je osově symetrický Obr. 10

Plaxis 3D může řešit obecnější problémy. V tomto modelu však stejně pracujeme jen s kolmými řezy danou konstrukcí, ve které jen zapínáme či vypínáme elementy zeminy, zatížení nebo posuny.



Obr. 10: Příklad rovinné deformace (Plane strain) a osově symetrického modelu (Axisymmetric)

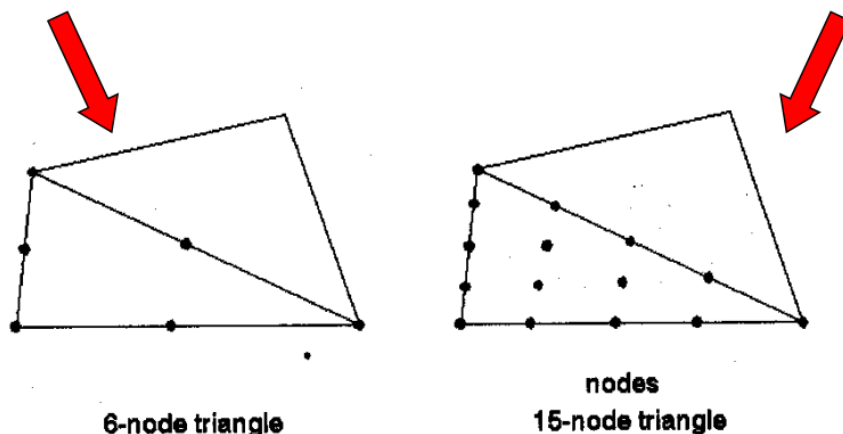
(MANUAL PLAXIS 2015)

4.2.1. Sítě a prvky

Plaxis má funkci automatického generování sítě, která je tvořena trojúhelníkovými prvky s šesti uzly (s polynomem druhého stupně) či s patnácti uzly (s polynomem čtvrtého stupně) Obr. 11. Tato síť lze lokálně zhustit v místech kde očekáváme například nárůst napětí či deformací.

Při výpočtu jsou veškerá nastavení v automatickém režimu, ale i tam je může uživatel navolením parametrů ovlivnit. Např. volit velikost kroku přetížení či způsob iterace.

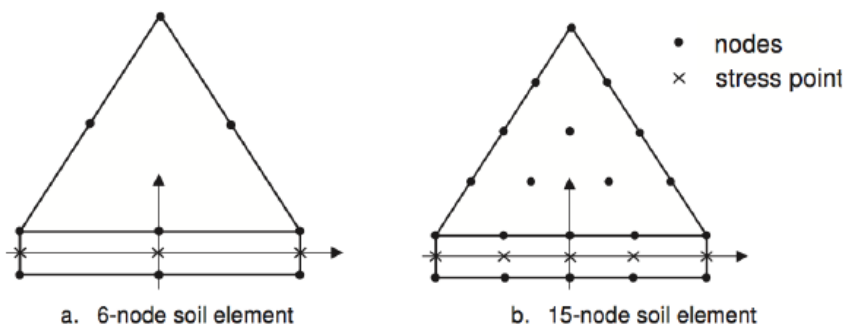
(MANUAL PLAXIS 2015)



Obr. 11: Trojúhelníkové elementy v Plaxisu- body s určením napětí (stress point) a s určením posunů (nodes)

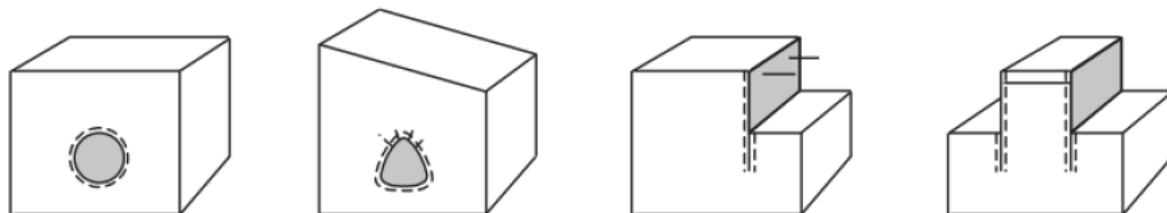
K modelování konstrukcí používaných v geotechnice obsahuje program Plaxis speciální prvky:

Interface – jedná se o stykový prvek v místech, kde dochází ke smykovému kontaktu (např. mezi zemínou a plošným základem, pilotou, opěrnou zdí či geotextilií) a je nutné nasimulovat rozhraní Obr. 12



Obr. 12: Prvek interface- body s určením napětí (stress point) a s určením posunů (nodes)

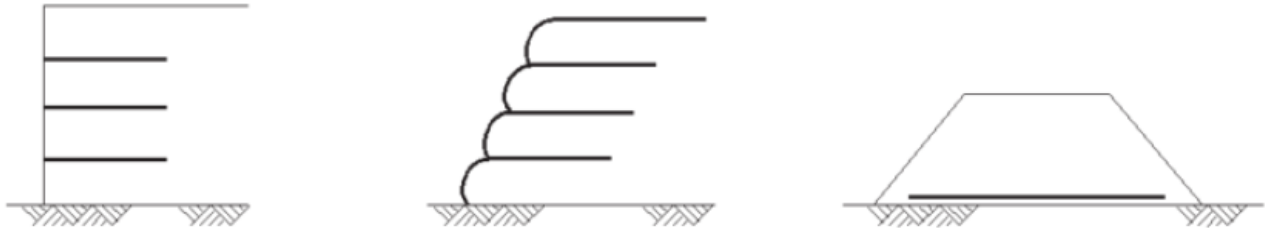
Plates– objekty, které se používají pro modelování tenkých konstrukcí s významnou ohybovou i normálovou tuhostí (stěny, segmenty tunelů apod.), ve 2D analýze jsou tyto strukturální objekty tvořeny nosíkovými prvky Obr. 13



Obr. 13: Prvky „Plates“ jako ostění tunelů a opěrné stěny

Kloub - slouží ke spojování nosíkových prvků jinak než tuhým styčnickem. Lze použít plný kloub, nebo nadefinovat konkrétní tuhost spojení. Pokud nedefinujeme kloub tak program uvažuje vetknutí.

Geotextilie - tenké prvky s normálovou tuhostí, které ale nemají žádnou ohybovou tuhost, mohou přenášet pouze tahové síly, nikoliv síly tlakové Obr. 14



Obr. 14: Různá uložení geomříží

Kotvy – pro tento prvek jsou k dispozici dva různé druhy kterými jsou:

Node-to-node kotva: modeluje spojení mezi dvěma body pomocí dvouuzlové pružiny. Tento strukturní prvek může být zatížen tahovými silami (kotva) nebo tlakovými silami (rozpěra)

Kotva s fixovaným koncovým bodem: pružinový prvek, který má jeden fixovaný bod (rozpěra pažící konstrukce, kotevní prvek s jedním pevně fixovaným bodem apod.). Prvek namáhaný tahem, u kterého lze nadefinovat předeprnutí.

(MANUAL PLAXIS 2015)

4.2.2. Zatížení a okrajové podmínky

V programu Plaxis je možno nadefinovat spojitě plošné zatížení, liniové zatížení, nebo zatížení bodové.

Okrajové podmínky určují lokalizaci nulových posunů. Standardní podmínkou je tuhá vana, která má na vnějších vertikálních hranicích omezeny posuny ve směru horizontálním, na spodní vnější hranici je omezen posun v obou směrech.

4.2.3. Vlastnosti materiálu

zemínový resp. horninový materiál a interface - v závislosti na zvoleném konstitutivním modelu

plates - normálová tuhost, ohybová tuhost, Poissonovo číslo, tíha, pevnostní parametry pro plastické chování

geogrids - normálová tuhost

kotvy - normálová tuhost, rozteč kotevních profilů v podélném směru

(MANUAL PLAXIS 2015)

4.2.3.1. Materiálové modely programu Plaxis

Lineárně pružný – reprezentovaný Hookovým zákonem pro izotropní lineární pružnost, zadávány jsou dva materiálové parametry (Youngův model pružnosti a Poissonovo číslo), většinou používaný pro modelování konstrukčních prvků (beton apod.), nikoliv zemin

Mohr-Coulombův - nutno zadat 5 vstupních parametrů: Youngův model pružnosti, Poissonovo číslo, úhel vnitřního tření, soudržnost a úhel dilatance. Skalní model s trhlinami – anisotropní pružně-plastický model používaný pro zohlednění vrstevnatého nebo trhlinatého skalního masivu

Zemínový model se zpevněním – pokročilý pružně- plastický model s hyperbolickým zpevněním

Model měkkých zemin – pokročilý Cam-Clay model (normálně konsolidovaný jíl, hlína,...)

Creepový model měkkých zemin – simulace časově závislého chování měkkých zemin

Uživatелеm definovaný zemínový model

(DOC. EVA HRUBEŠOVÁ 2009)

4.2.3.2. Definování interakce systému „voda – zemínový skelet“

Drénované chování – nepředpokládá se generování přírůstků pórových tlaků například u suché zeminy, nebo zeminy s vysokou propustností - např. štěrk. Drénové chování se dá uvažovat také v případě pomalé rychlosti zatěžování jako simulace dlouhodobého odvodněného chování zemin.

Nedrénované chování – předpokládá se vývoj přírůstku pórových tlaků, například u zemin s nízkou propustností (např. jíl), v případě vysoké rychlosti zatěžování, simulace krátkodobého chování zemin

Neporézní chování – není zohledněn ani počáteční ani přírůstkový pórový tlak (beton, konstrukční materiály)

(DOC. EVA HRUBEŠOVÁ 2009)

4.2.4. Základní materiálová vstupní data zemin (Mohr-Coulomb)

Saturovaná a nesaturovaná objemová tíha materiálu

– celková objemová tíha zemin včetně kapaliny v pórech

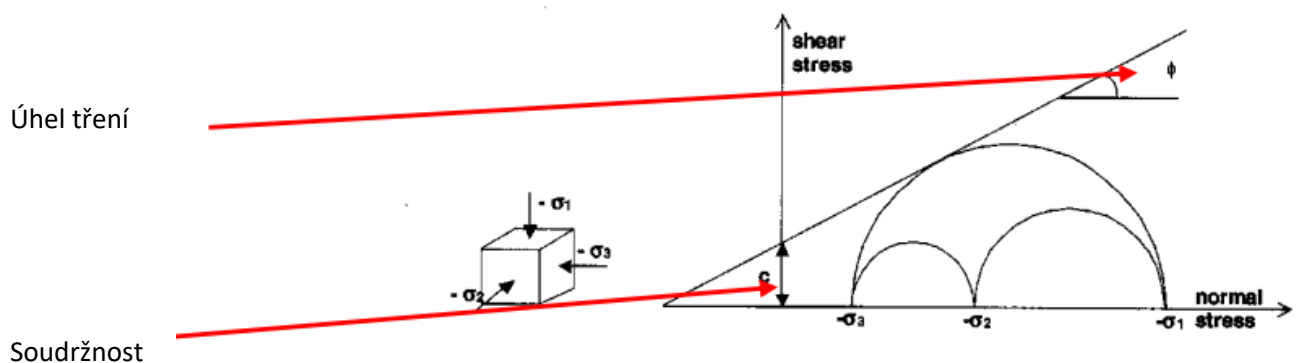
saturovaná – je aplikována pro všechny materiály pod hladinou podzemní vody

nesaturovaná – je aplikována pro všechny materiály nad hladinou podzemní vody

propustnost – je zadávána pro výpočet konsolidace a výpočet proudění. Program Plaxis rozlišuje horizontální a vertikální propustnost

Youngův modul pružnosti – modul pružnosti, program umožňuje zohlednit rostoucí tuhost s hloubkou, alternativně je možno zadávat edometrický modul a smykový modul pružnosti

Poissonovo číslo – závislost mezi vertikální a horizontální deformací



Obr. 15: Mohr-Coulombova podmínka plasticity

4.2.5. Výpočetní modul Plaxisu

Plastický výpočet – pružně-plastická deformační analýza; změna přírůstku pórového tlaku není v tomto typu výpočtu zohledněna

Konsolidační analýza – analýza vývoje a rozptylování přírůstku pórových tlaků

Updates mesh (pokročilé možnosti) - umožňuje zohlednit vliv velkých deformací; dochází k modifikaci sítě po každém výpočetním kroku

Stabilitní analýza – „Phi-c redukce“: pevnostní parametry $\tan \phi$ a soudržnost c materiálu jsou redukovány až na úroveň kdy dojde k porušení (na konstrukční objekty (plate, kotvy) není tato redukce aplikována) (MANUAL PLAXIS 2015)

5. Numerický model „Plaxis“

5.1. Okrajové podmínky numerického výpočtu

Jako typ modelu je zvolena možnost rovinné deformace. Napěťový stav a zatěžovací schéma jsou identické ve směru kolmém k modelovanému příčnému průřezu. Jednotlivé elementy sítě se skládají z patnácti uzlů (15-Noded).

Základní jednotky pro výpočet modelu jsou pro délku metry, sílu kN a čas je udáván ve dnech. Hmotnost je udávána v kN/m^3 a napětí v kN/m^2 . Hodnota pro gravitační zrychlení je 9.81 m/s^2 . Objemová hmotnost vody je brána 10 kN/m^3 . Hranice modelového prostoru jsou nastaveny v horizontálním směru [$X_{\min} = -30 \text{ m}$, $X_{\max} = 30 \text{ m}$] a ve vertikálním směru [$Y_{\min} = -25 \text{ m}$, $Y_{\max} = 5 \text{ m}$].

Pro výpočet konsolidace budou všechny hranice modelu nastaveny jako otevřené pro proudění podzemní vody a rozptýlení pórových tlaků.

5.2. Popis numerického modelu

5.2.1. Modelování podloží opěrné stěny

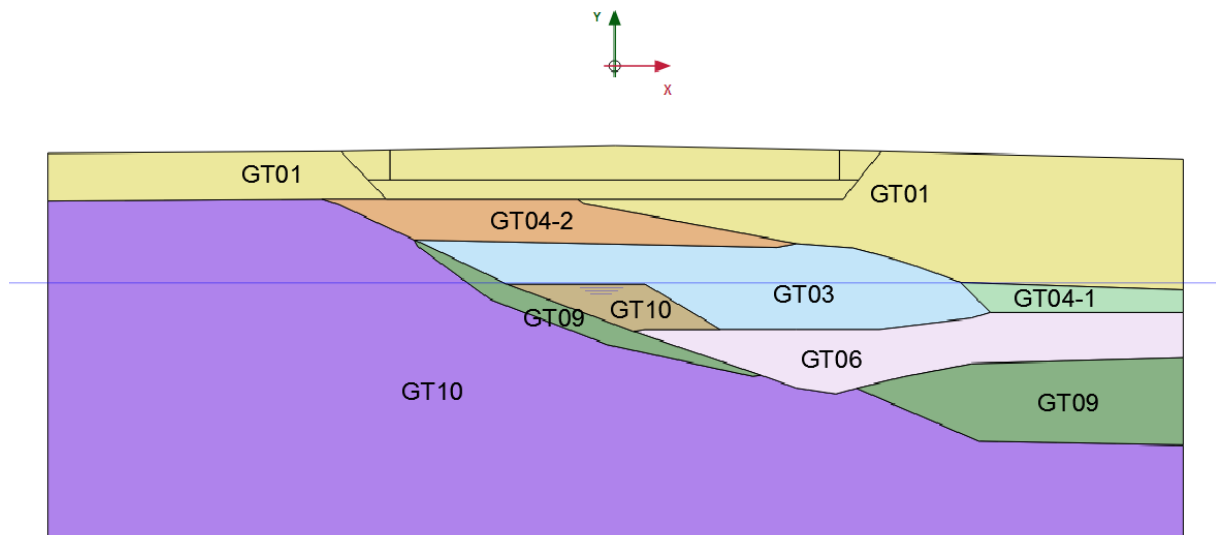
Profil podzemních vrstev byl převzat z příčného geotechnického profilu.

Bylo provedeno zjednodušení příčného profilu pro program Plaxis Obr. 16. Profil byl překreslen v rastru $0,1 \times 0,1 \text{ m}$ se zkosením ostrých úhlů, které by program mohl špatně vyhodnotit. Dále byly spojeny některé zeminové vrstvy, které měly pro výpočet téměř identické parametry.

Hodnoty pro vstupní parametry hornin/zemin do programu Plaxis byly převzaty z doplňujícího geotechnického průzkumu. Vlastnosti jednotlivých geotechnických typů jsou uvedeny v Tabulka 1.

Tabulka 1: Vlastnosti hornin/zemin

Geotechnický typ	Zařazení	γ	γ_{sat}	E	ν	c	φ'
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[°]
GT10	R1 zdravý granodiorit	25,5	26,5	200	0,15	60	40
GT09	G3 G-F štěrk s příměsí jemnozrné zeminy	19,0	20,0	100*10 ³	0,30	1,0	36
GT06	G4 GM štěrk hlinitý	19,0	20,0	75*10 ³	0,30	4,0	32
GT05	S4 SM písek hlinitý	18,0	19,0	12*10 ³	0,30	10,0	30
GT04-2	F2 CG jíl štěrkovitý	20,0	21,0	12*10 ³	0,30	14,0	27
GT04-1	F5 MI hlína se střední plasticitou	20,0	21,0	5*10 ³	0,35	12,0	21
GT03	F8 CH jíl s vysokou plasticitou	20,5	21,5	4*10 ³	0,25	5,0	15
GT01	různorodá nezatříděná antropogenní navážka	20,5	21,5	10*10 ³	0,30	12,0	21
Štěrkový polštář	G3 G-F štěrk s příměsí jemnozrné zeminy	19,0	20,0	90*10 ³	0,25	1,0	35



Obr. 16: Zjednodušený geologický profil pro Plaxis

5.2.2. Modelování opěrné stěny a náspu

Pro zjednodušení modelu bylo násypové těleso převedeno na náhradní břemeno pomocí spojitého zatížení.

Zemina tvořící násypové těleso je výšky 6,6 m a šířky 23,0 m. Její objemová tíha je $19,5 \text{ kN/m}^3$. Betonová vozovka tloušťky 0,22 m a $\gamma = 26,0 \text{ kN/m}^3$. Dále je potřeba započítat i tíhu betonové římsy a betonových tvarovek tvořící líc opěrné stěny. Tíha jednoho metru římsy, včetně svodidla a protihlukové stěny je 51,6 kN a tíha 36-ti betonových tvarovek Gravity Stone je 43,1 kN. Římsa a tvarovky jsou započítány dvakrát, protože se nachází na obou stranách vozovky.

Hodnoty náhradního břemene tedy činí:

Násypové těleso -

$$19,5 * 6,6 * 23 = 2960,0 \text{ kN}$$

Betonová vozovka -

$$26,0 * 0,22 * 23 = 131,0 \text{ kN}$$

Římsa + tvarovky -

$$2 * (51,6 + 43,1) = 189,0 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{\text{Celkem} = 3\,280,0 \text{ kN}}}$$

Spojitě zatížení, které působí na základ náspu šířky 23,1m:

$$\underline{\underline{3\,280,0 / 23,1 = 142,0 \text{ kN/m}}}$$

Bereme také v úvahu část zeminy, která není součástí náspu, ale působí jako přitížení u paty opěrné stěny, jehož hodnota je 30 kN/m viz. Obr. 17

5.2.3. Modelování vnějších přitížení

Jako zatížení působící na násypové těleso je uvažováno pouze zatížení dopravou. Na simulaci tohoto zatížení byl použit model LM1, který je podrobněji znázorněn v kapitole „Numerický model GEO5“ sekce „Zatížení proměnné“. Zatížení je modelováno jako spojitě a rovnoměrné, protože zatěžovací model LM1 ve skutečnosti působí 6,6 m nad úrovní ve které je zatížení modelováno. Také se musí brát v úvahu, že komunikace má dva oddělené jízdní směry, takže model LM1 se na komunikaci bere v obou směrech. Šířka jednotlivých zatěžovacích pruhů je tři metry.

Jako další zatížení by se daly uvažovat síly působící na římsu. Těmi jsou například posuvné síly a momenty od nárazu vozidla do svodidel, nebo zatížení protihlukové stěny větrem. Tato zatížení však v modelu neuvažujeme, protože římsa je navržena takovým způsobem, aby se veškerá tato zatížení nepřenášela do náspu. Její konstrukce je uzpůsobena tak, že je tvořena jako 12 m dlouhý blok, jehož hmotnost je schopna odolat těmto zatížením.

Zatížení dopravou:

Bodové síly od jednotlivých náprav LM1-

$$2 * 150 + 2 * 100 + 2 * 50 = 600 \text{ kN}$$

$$600 * 2 = 1200 \text{ kN}$$

Spojité zatížení LM1-

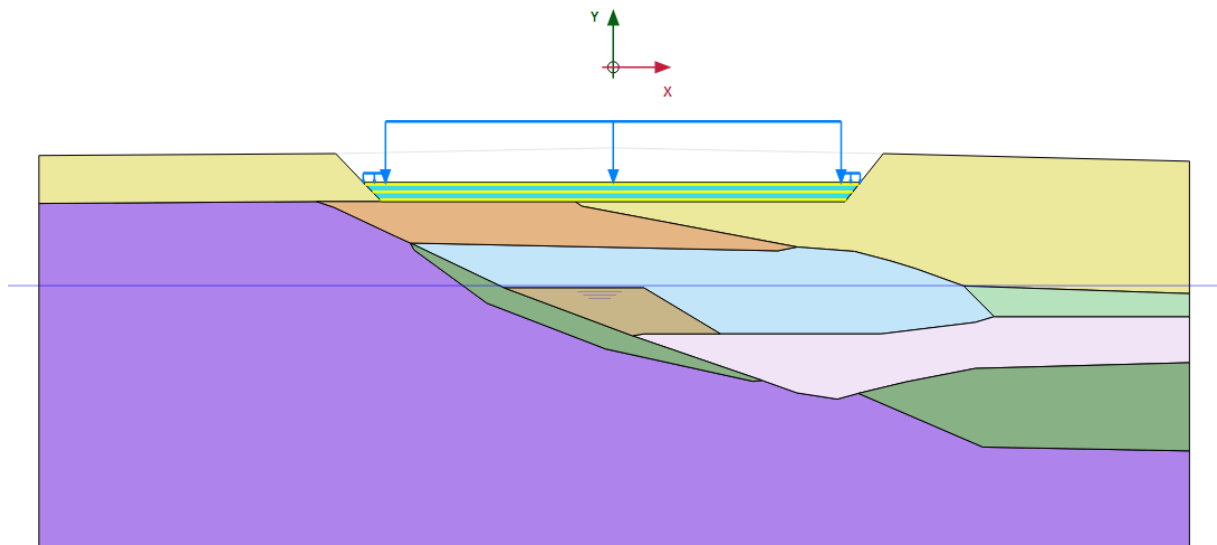
$$3 * 9,0 + 3 * 6,0 + 3 * 3,0 + 1 * 2,5 = 56,6 \text{ kN}$$

$$56,6 * 2 = 113,2 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{\text{Celkem} = 1\,313,2 \text{ kN}}}$$

Spojité zatížení, které působí na základ náspu šířky 23,1m:

$$\underline{\underline{1\,313,2/23,1 = 56,8 \text{ kN/m}}}$$



Obr. 17: Náhradní břemeno náspu působící na štěrkový polštář vyztužený geotextiliemi

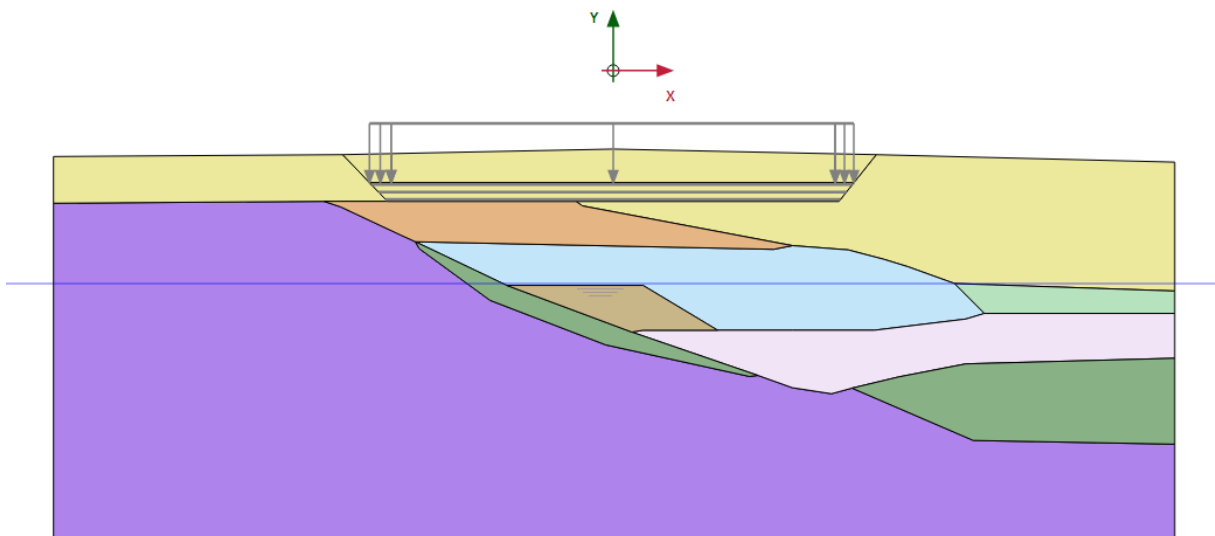
5.3. Lineární model

Model reprezentovaný Hookovým zákonem pro izotropní lineární pružnost. V modelu jsou zadávány dva základní parametry (Youngův modul pružnosti a Poissonovo číslo) a také je potřeba znát tíhu zeminy. Tento model je používán spíše k posuzování konstrukčních prvků, ale v našem případě byl použit z důvodu zjištění základní reakce podloží na vnější přitížení. V nastavení materiálového modelu u jednotlivých zemin byla nastavena možnost „Linear elastic“

Výpočet byl rozdělen do několika jednotlivých fází.

5.3.1. Fáze výpočtu

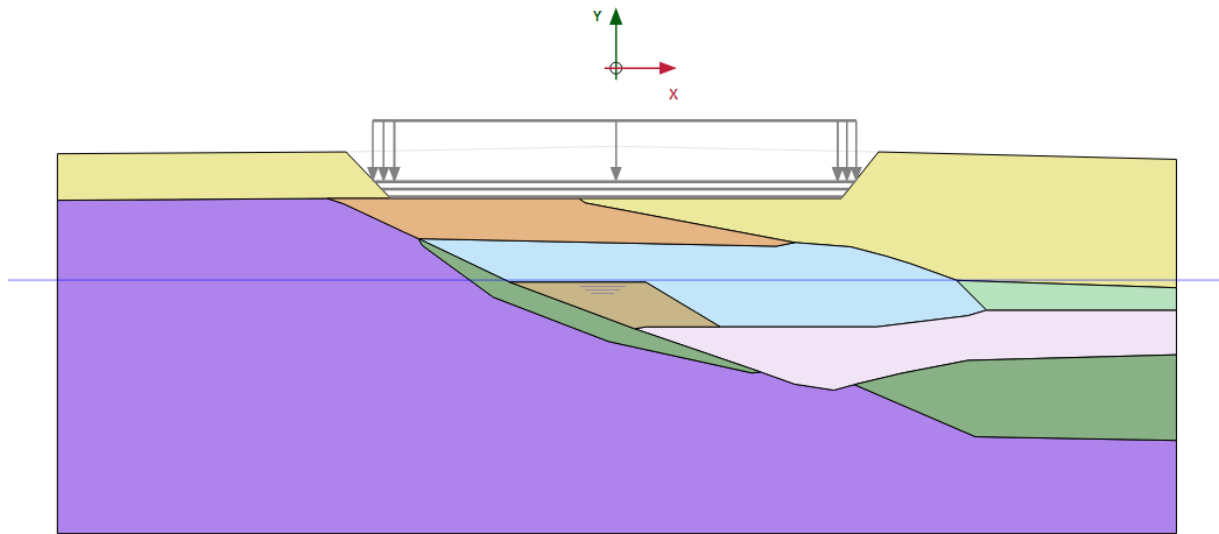
Počáteční fáze: Model zeminového prostředí před zahájením výstavby Obr. 18. Pro výpočetní typ je zvolen „KO procedure“ ve kterém je přímo generováno počáteční napětí, tlaky pórů a stavové parametry. Stabilita konstrukce však není zaručena. Veškeré vnější přitížení je deaktivováno. Hladina podzemní vody je nastavena na sedm metrů pod povrchem. Veškeré zeminy jsou nastaveny jako nasycené podzemní vodou. Pro výpočet zeminích tlaků je nastavena volba „Phreatic“ s hladinou podzemní vody jako s ustálenou. Jako zatěžovací typ je zvolena možnost „Staged construction“, která počítá s jednotlivými fázemi výstavby. Výpočet pórových tlaků a zatěžovací typ zůstává stejný pro všechny fáze výstavby.



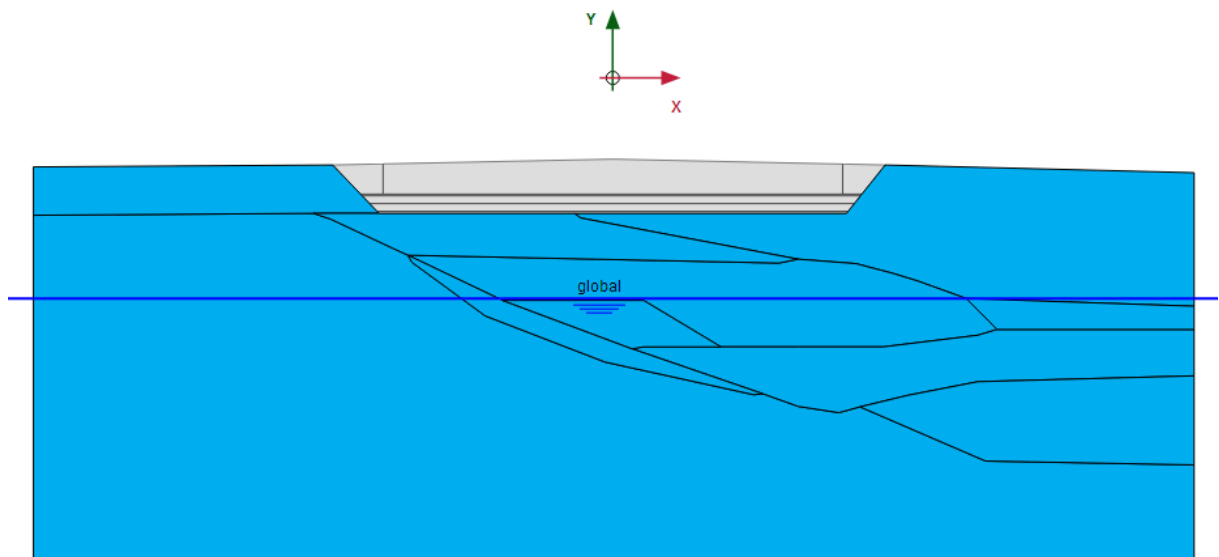
Obr. 18: Počáteční fáze (Initial phase)

Fáze odtížení: Zemina, která se nachází nad základovou spárou štěrkového polštáře je deaktivována viz.Obr. 19. Mocnost této vrstvy je 3 m. Jedná se především o vytěžení vrstvy GT 01. Do modelu se tato fáze uvede deaktivací zeminových vrstev pod úrovní štěrkového polštáře. Pro výpočetní typ je zvolen „Plastic“ který uvažuje elasto-plastickou analýzu za odvodněných či neodvodněných podmínek. Při tomto typu výpočtu není zohledňována konsolidace. V panelu „Flow condition“

nastavíme pro odtěženou zeminu i nově dosypaný štěrk možnost „Set cluster dry“. Po této možnosti program uvažuje toto prostředí jako suché. Obr. 20

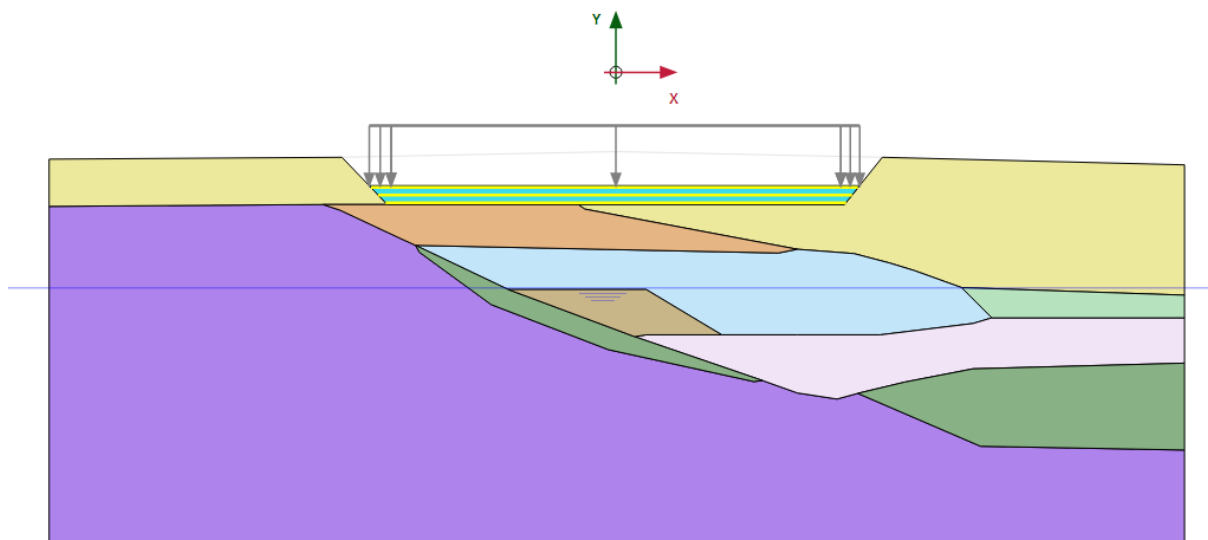


Obr. 19: Fáze odtížení



Obr. 20: Úroveň podzemní vody

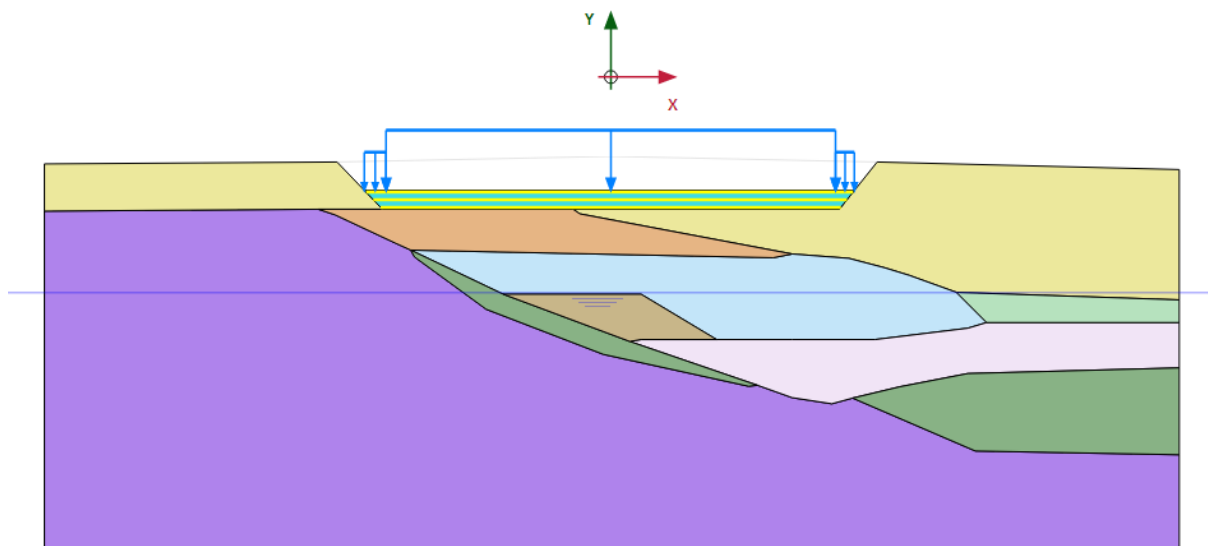
Fáze zbudování štěrkového polštáře: V této fázi začíná přitěžování konstrukce. Na podloží je vybudován štěrkový polštář o mocnosti 1,0 m. Současně s touto fází dochází i k aktivaci dvouosých geomíří Tensar RE560 s krátkodobou tahovou pevností 88,7 kN/m Obr. 21. Stejně jako v předchozí fázi byl pro výpočetní typ zvolen „Plastic“ který uvažuje elasto-plastickou analýzu. Tento výpočetní typ je uvažován i pro následující fáze zatěžování. V panelu „Flow condition“ nastavíme pro nově dosypaný štěrk možnost „Set cluster dry“.



Obr. 21: Zbudování štěrkového polštáře s geomřížemi Tensar RE560

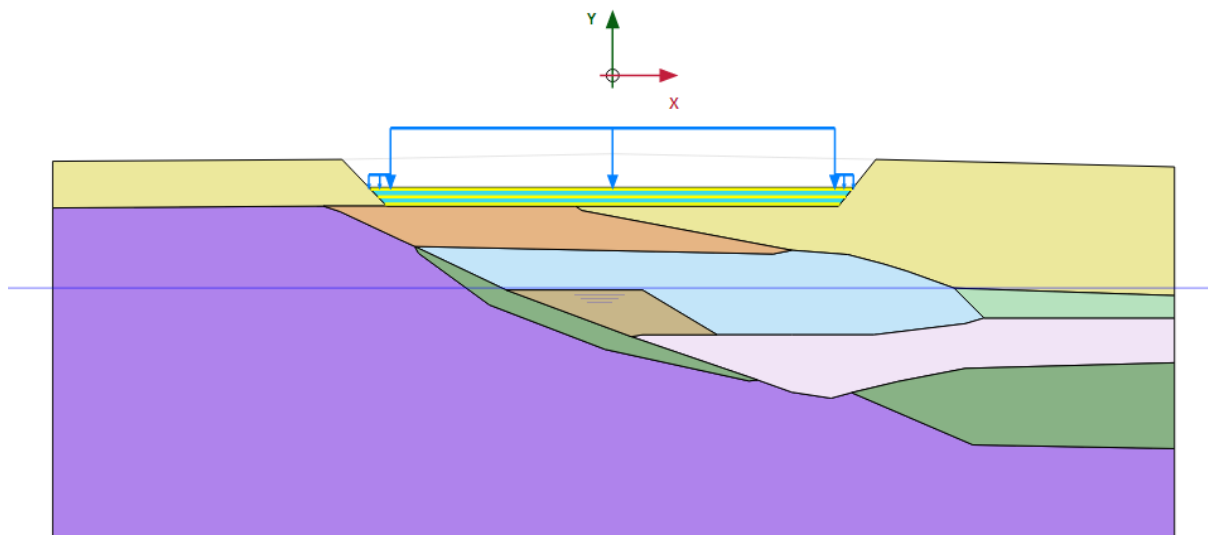
Fáze vybudování první části náspu: V záložce fáze výstavby je aktivováno spojité zatížení, které reprezentuje náhradní břemeno za hmotnost náspu. Hodnota zatížení je nastavena na 47,33 kN/m, která představuje prvních 2,2m náspu. Také aktivujeme zatížení u paty opěrné stěny, jehož hodnota je 30 kN/m. Obr. 22.

Pro lepší představu jsou na Obr. 47 vyobrazeny jednotlivé části náspu.



Obr. 22: Fáze budování náspu 1

Fáze vybudování druhé části náspu/třetí části náspu: Postup pro přitížení druhou a třetí částí náspu se provede stejným způsobem jako tomu bylo při budování první části náspu. Přitěžování probíhá v jednotlivých krocích o hodnotu 47,33 kN/m. Druhá fáze přitížení má tedy hodnotu 94,66 kN/m. Při třetí fázi násyp nabyde konečného zatížení vlastní tíhou na hodnotu 142,0 kN/m Obr. 23.



Obr. 23: Fáze budování náspu 2

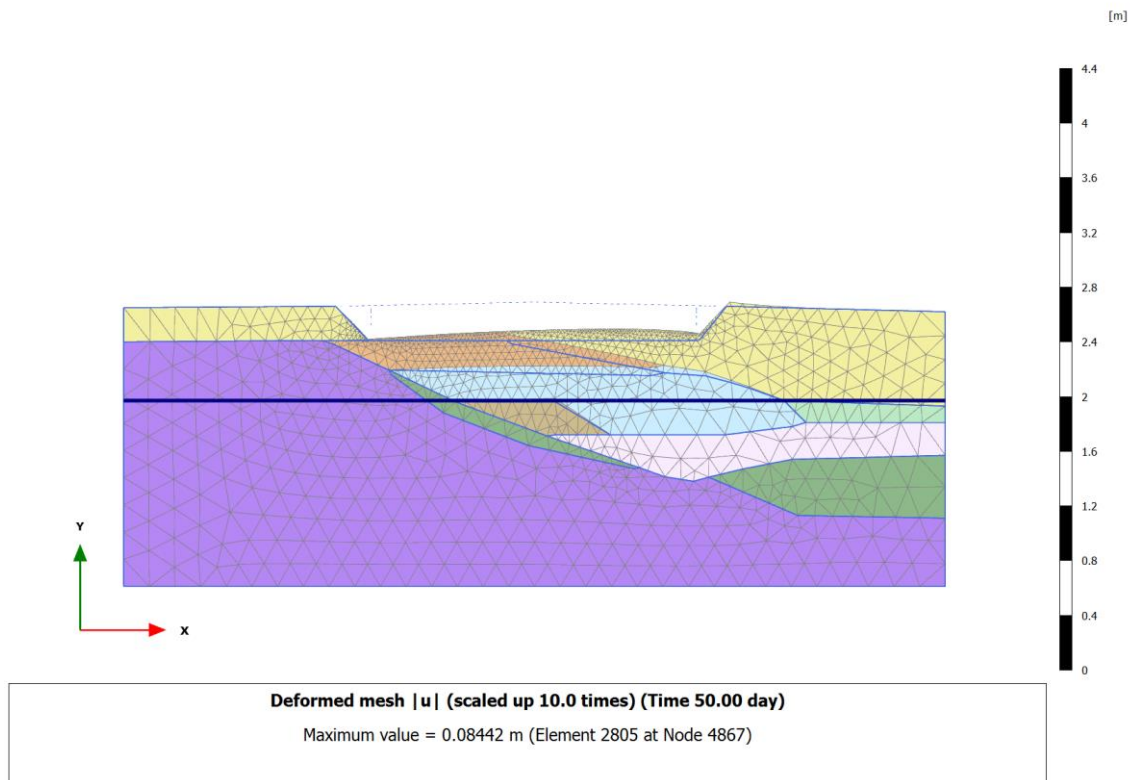
Fáze zatížení dopravou: Poslední fáze přitížení ve které je dosaženo maximálního zatížení, jež se na konstrukci může vyskytnout. V této fázi je spojité zatížení zvětšeno o hodnotu proměnného zatížení z modelu LM1, které je 56,8 kN/m. Konečná hodnota spojitého zatížení na konstrukci je tedy 198,8 kN/m.

5.3.2. Vyhodnocení výsledků numerického modelování

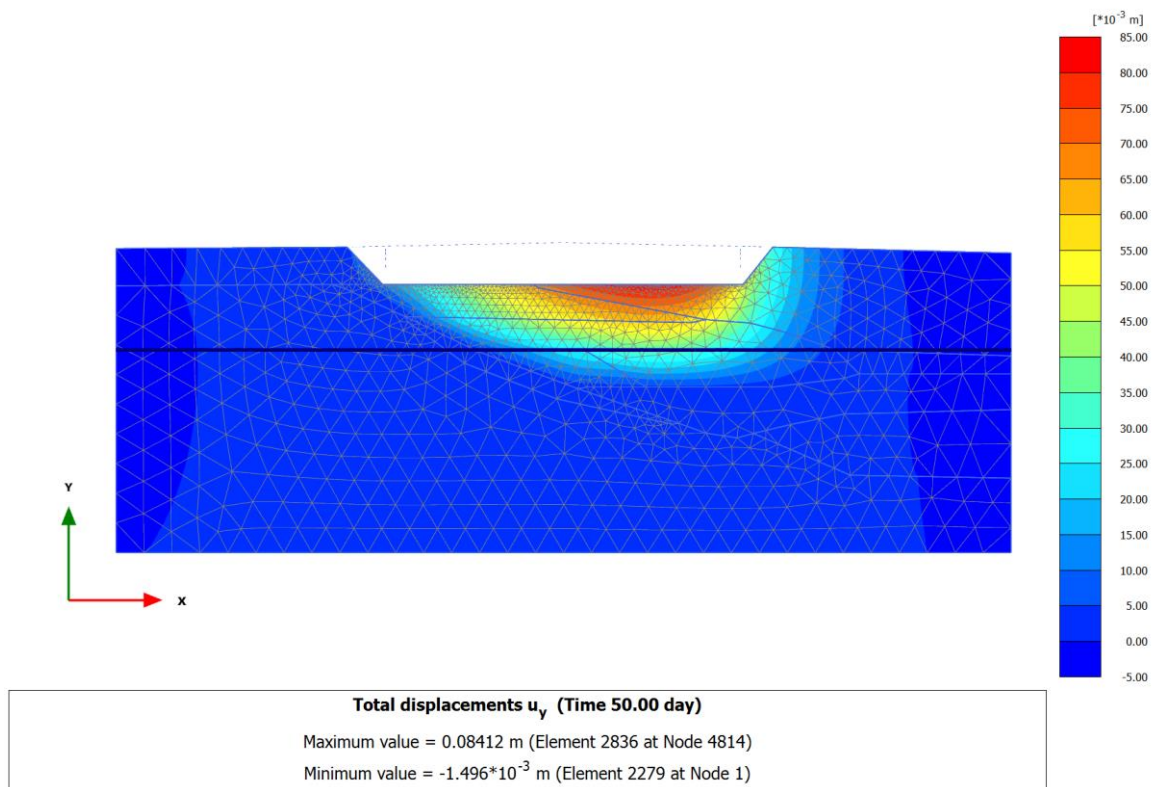
Pro přehlednost výstupů bylo použito jednotné 10x zvětšené měřítko pro zobrazení deformované sítě.

Počáteční fáze: Síť modelového prostoru zůstává nedeformovaná, protože na konstrukci nepůsobí žádné přitížení.

Fáze odtížení: Jak je možné vidět na Obr. 24, tak po odtěžení třímetrové vrstvy zeminy se překonsolidované zeminy uvolnily a nabývají na svém objemu. Hlavní roli v tomto nadzdvihnutí má zemina GT03, která je složena z jílu s vysokou plasticitou. Tato vrstva vytlačí dno výkopu téměř o 7 cm. Na Obr. 25 je zřejmé, že vrstvy pod touto zeminou jsou téměř bez pohybu, ale na rozhraní GT03 deformace začíná prudce nabývat. Největší hodnota posunu je v místě kde je mocnost vrstvy GT03 největší a má hodnotu téměř 8,5 cm.

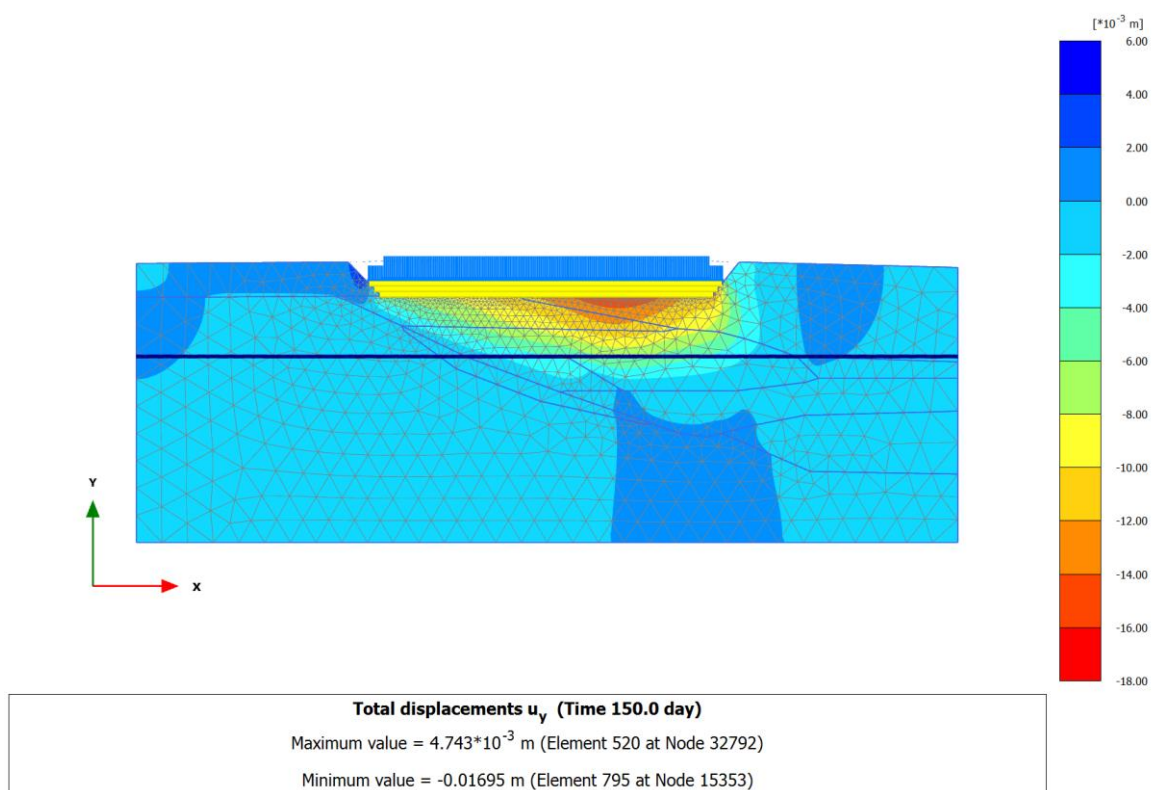


Obr. 24: Fáze odtížení-deformovaná síť|u|



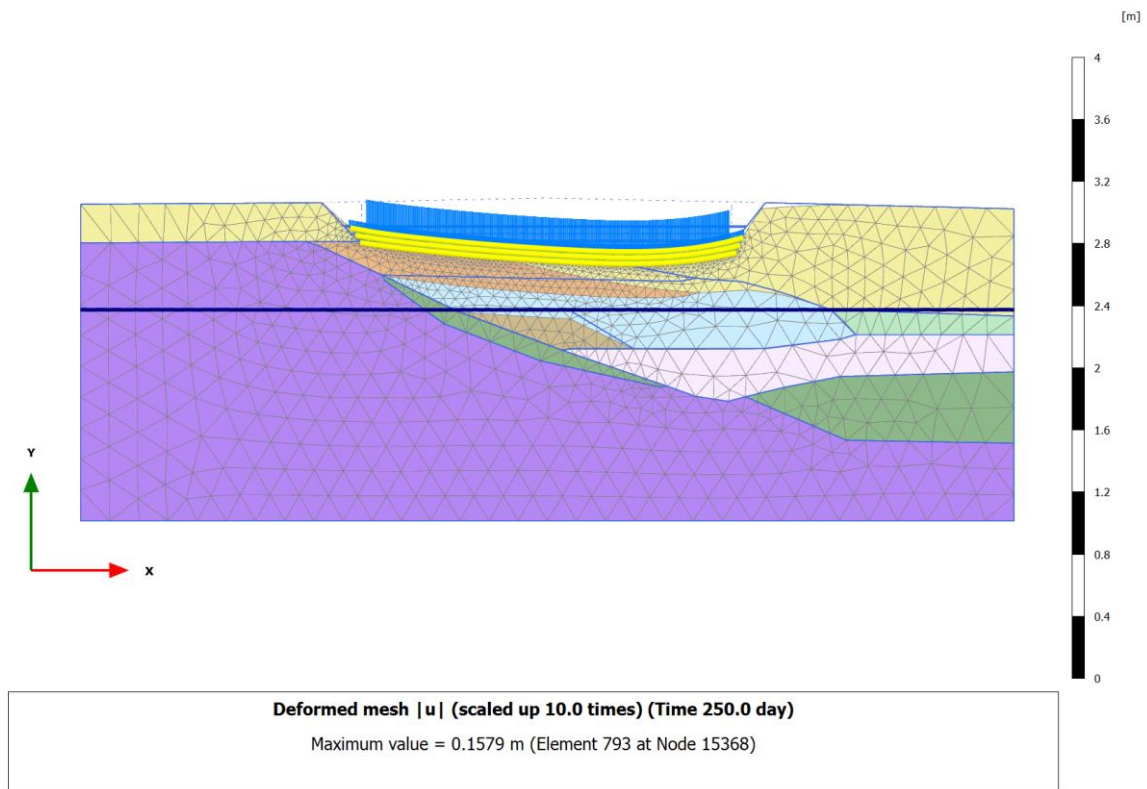
Obr. 25: Fáze odtížení- Hodnota posunu u_y

Fáze vybudování první části náspu: V této fázi je patrné, že část násypového tělesa vyvolává podobné zatížení jako množství zeminy, která byla ve fázi odtížení odebrána. Na Obr. 26 je viditelné, že se vlivem přetížení hodnoty deformace opět přibližují k původním hodnotám.



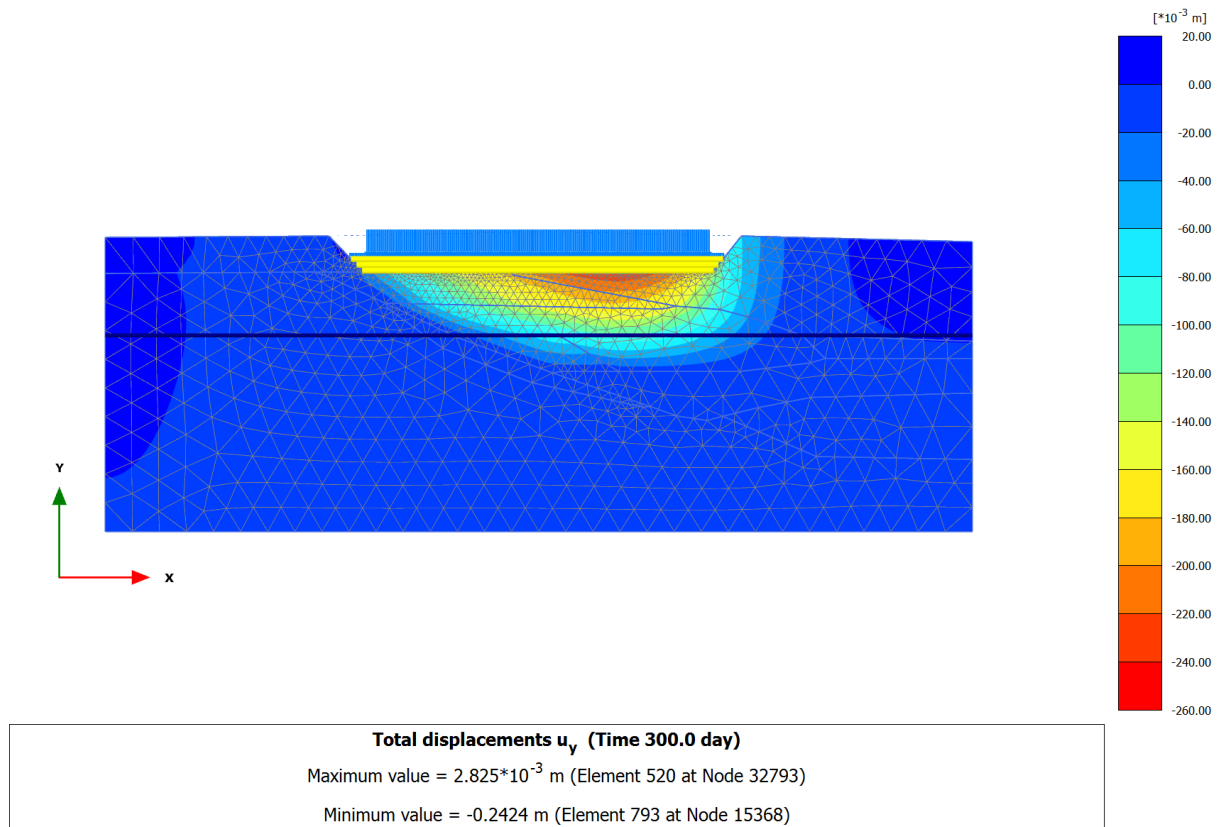
Obr. 26: První část náspu- Hodnota posunu u_y

Fáze vybudování třetí části náspu: Hodnoty z výstupu již v této fázi jasně poukazují na problém nerovnoměrného sedání. Na Obr. 27 je zřejmé jak hodnota sednutí postupně klesá s tím jak se hornina GT10 „zdravý granodiorit“ nachází blíže k povrchu.



Obr. 27: Třetí část náspu-deformovaná síť |u|

Fáze zatížení dopravou: Hodnoty sedání náspu jsou největší při plném zatížení konstrukce dopravou. Maximální hodnota posunu $u_y=24,2$ cm. Přičemž (jak je patrné z Obr. 28) v místě kde, granodiorit vystupuje k povrchu je hodnota sednutí jen 3,0 cm. Nerovnoměrné sedání mezi těmito dvěma body tedy činí 21,2 cm.



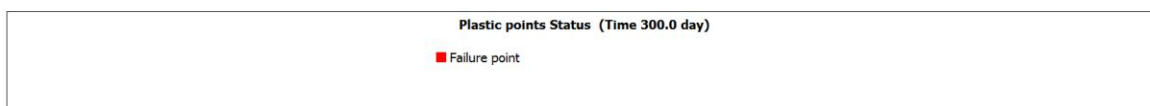
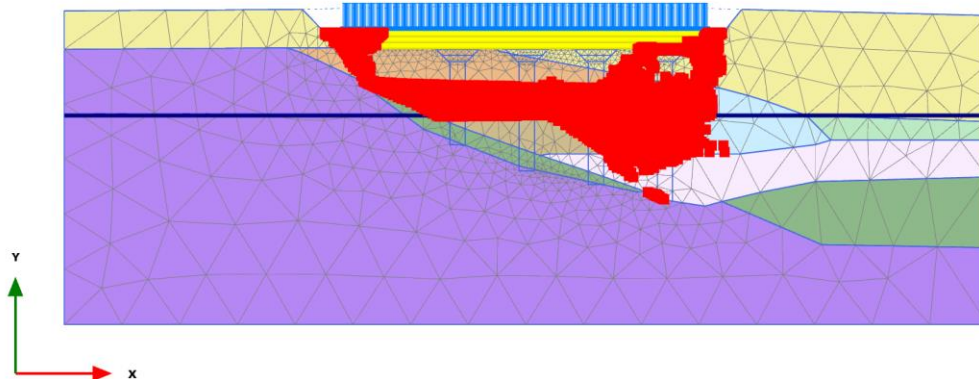
Obr. 28: Zatížení dopravou- Hodnota posunu u_y

5.4. Model Mohr-Coulomb

V dalším kroku byl pro zeminy a pro simulaci bližšího chování konstrukce zvolen složitější materiálový model. Veškeré parametry, potřebné pro tento model, jsou uvedené v kapitole “Modelování podloží opěrné stěny”. Základní parametry pro Mohr-Coulombův model je tíha zeminy, Youngův model pružnosti, Poissonovo číslo, úhel vnitřního tření a soudržnost.

Jednotlivé fáze výstavby náspu a hladina podzemní vody byla ponechána stejná jako v lineárním výpočtu.

Maximální hodnota sedání při výpočtu Mohr-Coulombovým modelem je 19,4 cm. Jak je vidět na Obr. 29, tak téměř celá vrstva GT03 byla splastizována. V následujících výpočtech je tedy třeba brát větší důraz na tuto vrstvu.



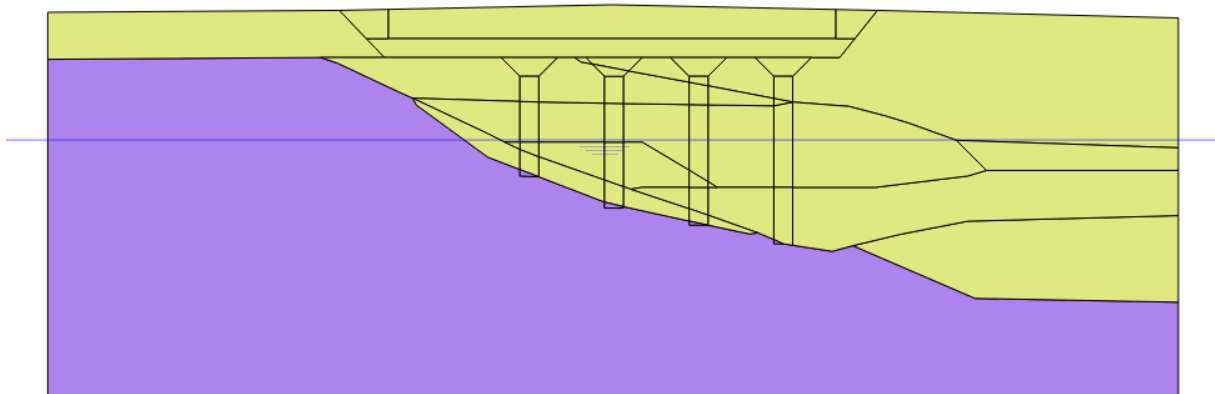
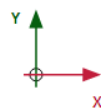
Obr. 29: Mohr-Coulomb-plastické body v podloží

5.4.1. Homogenizace vrstev

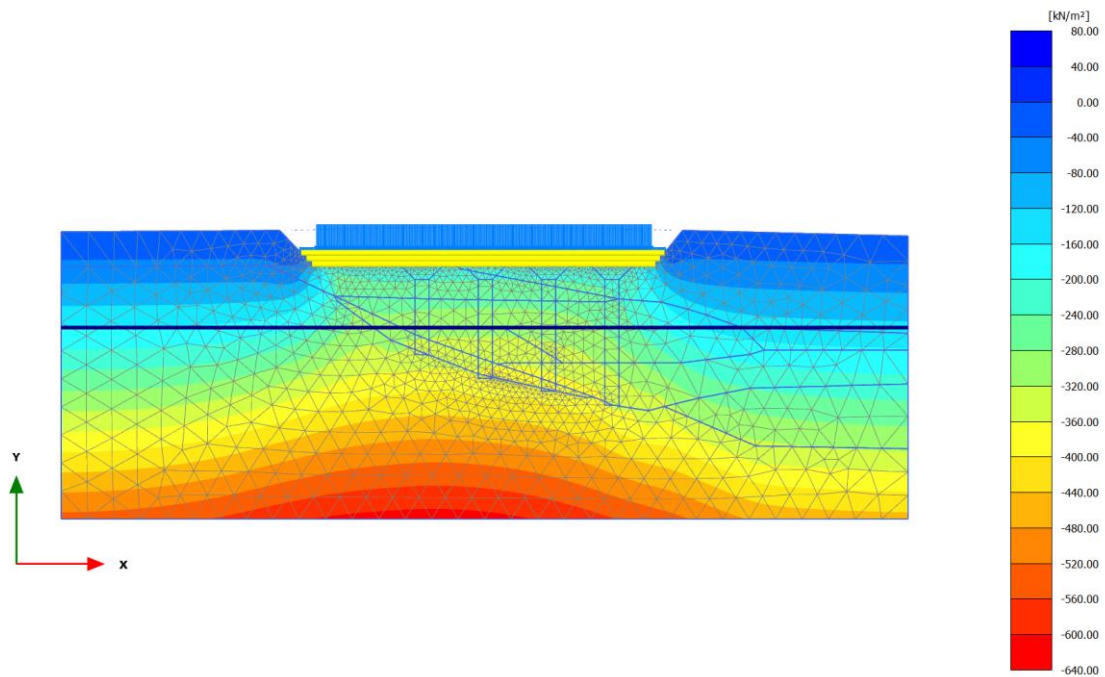
Pro zjednodušení podloží byla v prvním kroku provedena homogenizace vrstev dle Tabulka 2. Skalnímu podloží jsou zanechány vlastní hodnoty, aby se zachovalo posouzení nerovnoměrného sedání (Obr. 30.). Pro ukázkou je na Obr. 31. znázorněn průběh totálního napětí σ_{yy} . Maximální hodnota sedání základu v tomto modelu činí jen 7,3 cm díky absenci jílové vrstvy GT03. Také na Obr. 32 je vidět redukce splastizovaných bodů.

Tabulka 2: Homogenizace podloží opěrné stěny

	A	γ	E_{oed}	E	ν	c	φ
	m^2	kNm^{-3}	MPa	MPa	(-)	kPa	°
GT 1	27	20.5	10	7.43	0.3	12	21
GT 3	70	20.5	4	3.33	0.25	5	15
GT 4-1	2	20	4	3.60	0.2	10	20
GT 4-2	39	20	10	8.33	0.25	14	27
GT 5	15	18	10	7.43	0.3	10	30
GT 6	28	19	70	52.00	0.3	4	32
GT 9	16	19	90	66.86	0.3	1	36
	197						
		$\gamma * A$	$E_{oed} * A$	$E * A$	$\nu * A$	$c * A$	$\varphi * A$
GT 1		553.5	270	200.5714	8.1	324	567
GT 3		1435	280	233.3333	17.5	350	1050
GT 4-1		40	8	7.2	0.4	20	40
GT 4-2		780	390	325	9.75	546	1053
GT 5		270	150	111.4286	4.5	150	450
GT 6		532	1960	1456	8.4	112	896
GT 9		304	1440	1069.714	4.8	16	576
celkem		3914.5	4498	3403.248	53.45	1518	4632
Průměrné hodnoty podloží jako celku							
		γ	E_{oed}	E	ν	c	φ
		kNm^{-3}	MPa	MPa	(-)	kPa	°
celkem/ A_{celk}		19.87056	22.83249	17.27537	0.27132	7.705584	23.51269



Obr. 30: Homogenizace vrstev v podloží

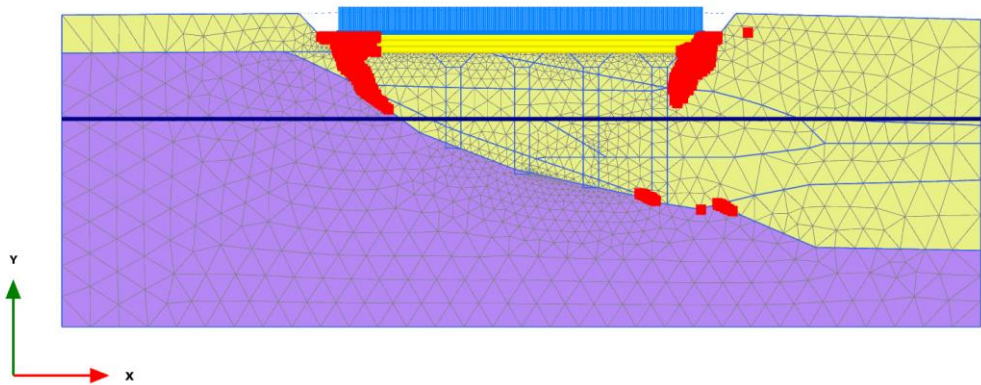


Cartesian total stress σ_{yy}

Maximum value = 46.62 kN/m² (Element 590 at Node 34429)

Minimum value = -617.9 kN/m² (Element 3975 at Node 32751)

Obr. 31: Průběh totálního napětí σ_{yy}



Plastic points Status

■ Failure point

Obr. 32: Homogenizace vrstev-plastické body v podloží

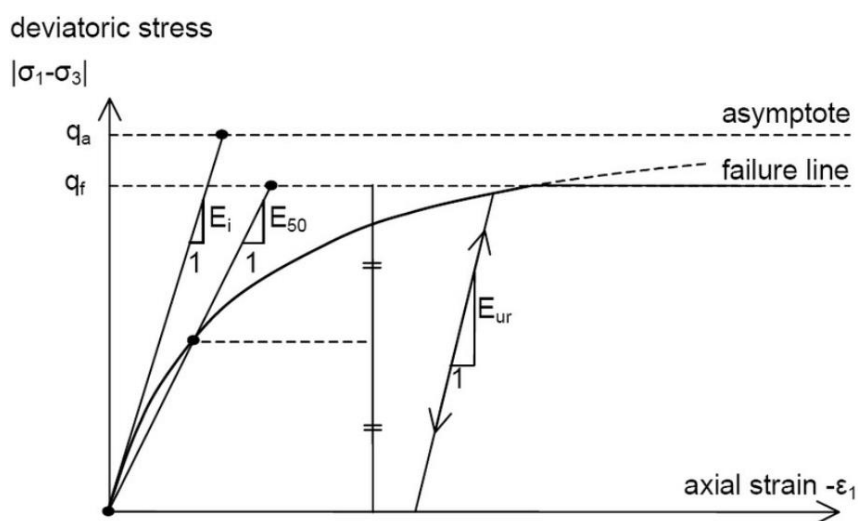
5.4.2. Využití jiného modulu pružnosti při odtěžování

Tento model simuluje skutečné chování zeminy, která při odtěžování vykazuje jiné vlastnosti, než na primární zatěžovací větvi. V jednotlivých vrstvách nacházejících se pod násypovým tělesem byla ve fázi odtížení třikrát navýšena hodnota modulu pružnosti dle Tabulka 3., jelikož v předchozích modelech docházelo k nadměrnému nadzvedávání dna výkopu ve fázi odtížení až o 8,5 cm. Zároveň byla primární hodnota modulu pružnosti vrstvy GT03 upřesněna na $E=8\ 000\ \text{kPa}$.

Tento model chování zeminy lze uvažovat z důvodu, že určité zeminy vykazují vlivem přitížení a následného odtížení lepší pevnostní charakteristiky, než měly před působením zatížení. Na Obr. 33 je zobrazen vztah mezi napětím a deformací u modelu „Hardening soil“ na kterém je znázorněna zatěžovací část větve, kterou určuje modul pružnosti za působení 50% plastického napětí dané zeminy značený E_{50} . Vztah mezi napětím a deformací na odtěžovací větvi potom určuje modul pružnosti cyklu odtěžování a opětovného zatěžování značený E_{ur} , který je přibližně třikrát větší než tomu bylo u E_{50} .

Uvažovaný modul pružnosti při odtížení je tedy určen ze vztahu:

$$E_{50} * 3 = E_{ur} \quad (11)$$



Obr. 33: Vztah napětí a deformace modelu „Hardening soil“

Tabulka 3: Modul pružnosti při odtížení

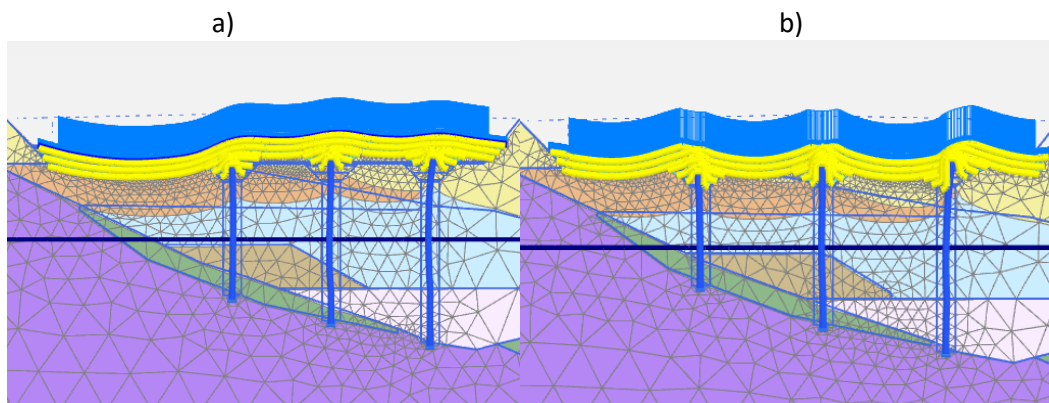
	odtížení E [Mpa]	zatěžování E [Mpa]
GT 1	30	10
GT 3	24	8
GT 4-2	30	10

Pro tento model byla přidána fáze, ve které se aktivují betonové, nebo štěrkové piloty. Rozteče mezi jednotlivými řadami pilot byly postupně vyladěny, aby se co nejvíce eliminovalo nerovnoměrné sedání. Na Obr. 36 je zřetelně vidět, jak svíslé napětí σ_{yy} je přenášeno pilotami do únosného horninového podloží.

Jak u betonových, tak i u štěrkových pilot bylo provedeno bylo provedeno několik variant viz Tabulka 4. Ve variantách o třech řadách pilot vznikaly velké deformace v polích mezi pilotami Obr. 34. Také se jednotlivé piloty měly tendenci protlačovat přes štěrkový polštář.

Tabulka 4: Rozteče pilot v jednotlivých modelech

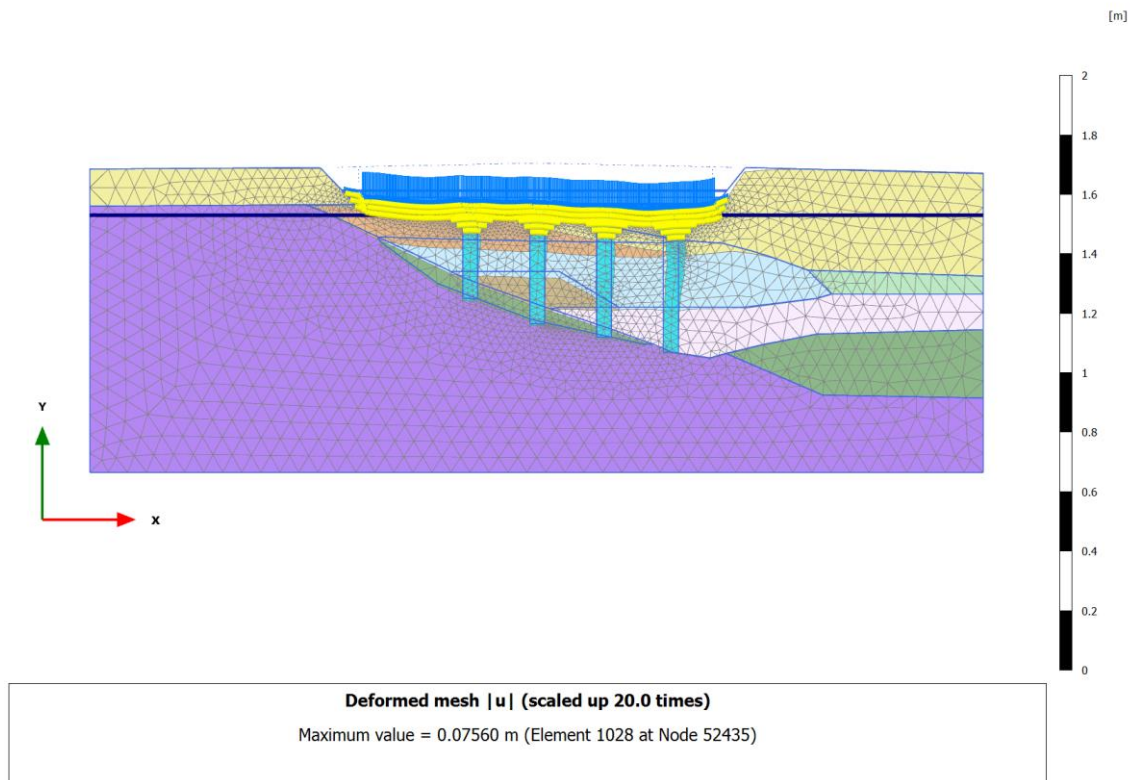
Betonové piloty		
Varianta	Rastr/ odsazení krajní piloty	počet řad pilot
1	5,5m/3m	3
2	6,5m/4m	3
3	4,5m/3m	4
4	4m+5m+6m/3m	4
5	3m+4m+7m/3m	4
6	3m+4m+6m/3,5m	4
Štěrkové piloty		
Varianta	Rastr/ odsazení krajní piloty	počet řad pilot
1	5,5m/3m	3
2	6,5m/4m	3
3	4,5m/3m	4
4	4m+5m+6m/3m	4
5	3m+4m+7m/3m	4
6	3m+4m+6m/3,5m	4



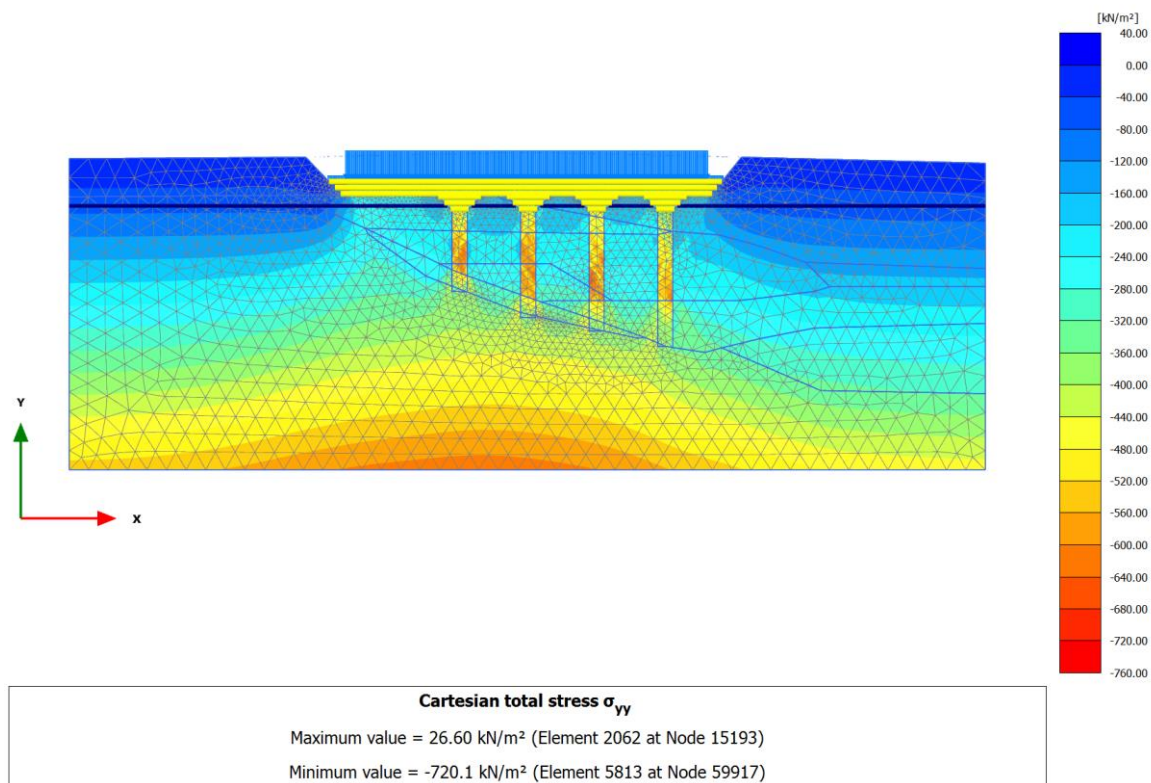
Obr. 34: Tři řady betonových pilot

a) Varianta 1- rastr 5,5m/3m, b) Varianta 2- rastr 6,5m/4,5m

Přistoupilo se tedy k variantě o čtyřech řadách pilot, které budou mít v oblasti svých hlav rozšířené štěrkové polštáře vyztužené geotextiliemi. V porovnání s variantou tří řad jsou při použití čtyř řad štěrkových pilot téměř eliminovány propady v polích mezi jednotlivými řadami pilot Obr. 35



Obr. 35: Čtyři řady štěrkových pilot-deformovaná síť $|u|$

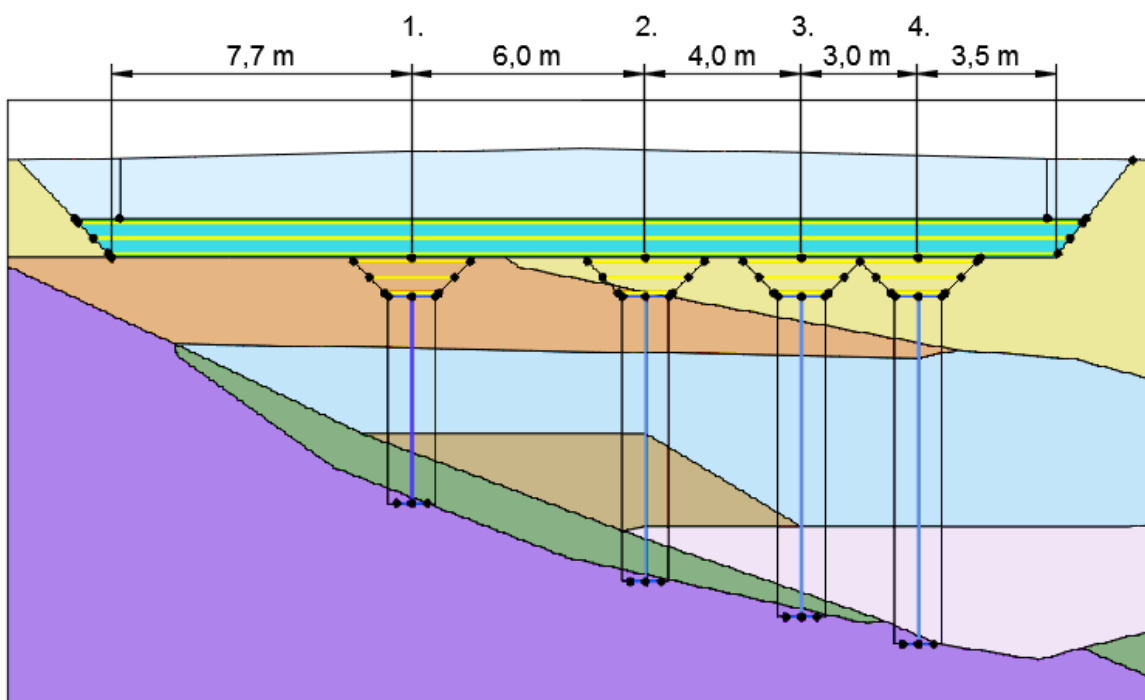


Obr. 36: Čtyři řady štěrkových pilot-průběh totálního napětí $\bar{\sigma}_{yy}$

5.4.2.1. Štěrkové piloty

Výhodou štěrkových pilot je jejich určitá poddajnost, díky které nevznikají velké mezipodorové průhyby. Také nevykazují tendenci se protlačit přes štěrkový polštář jako je tomu u pilot betonových. Štěrkové piloty posuzované v jednotlivých modelech mají průměr 1,2 m.

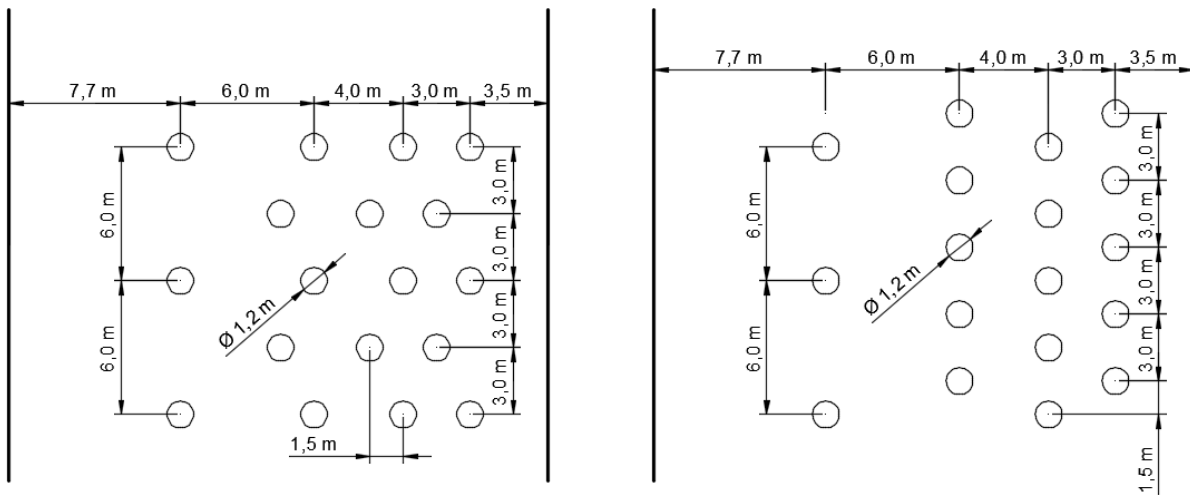
Na Obr. 37 je zobrazena varianta příčných roztečí mezi pilotami, která se ukázala jako nejvíce výhodná, co se týká nerovnoměrného sedání.



Obr. 37: Optimalizovaná rozteč štěrkových pilot

5.4.2.1.1. Prvek „node-to-node anchor“

Jako simulaci pilot v programu Plaxis byl použit prvek „node-to-node anchor“. Tento prvek byl použit z důvodu možnosti navolit po jaké vzdálenosti se prvek v konstrukci vyskytuje. Také se zadává normálová tuhost prvku. Pokud by se v programu navolil pouze polygon ve tvaru piloty s vlastnostmi štěrku, tak program by jí uvažoval jako nekonečnou stěnu. Uspořádání pilot v konstrukci je na Obr. 38. Hodnoty pro simulaci štěrkových pilot formou „node-to-node anchor“ jsou uvedeny v Tabulka 5.

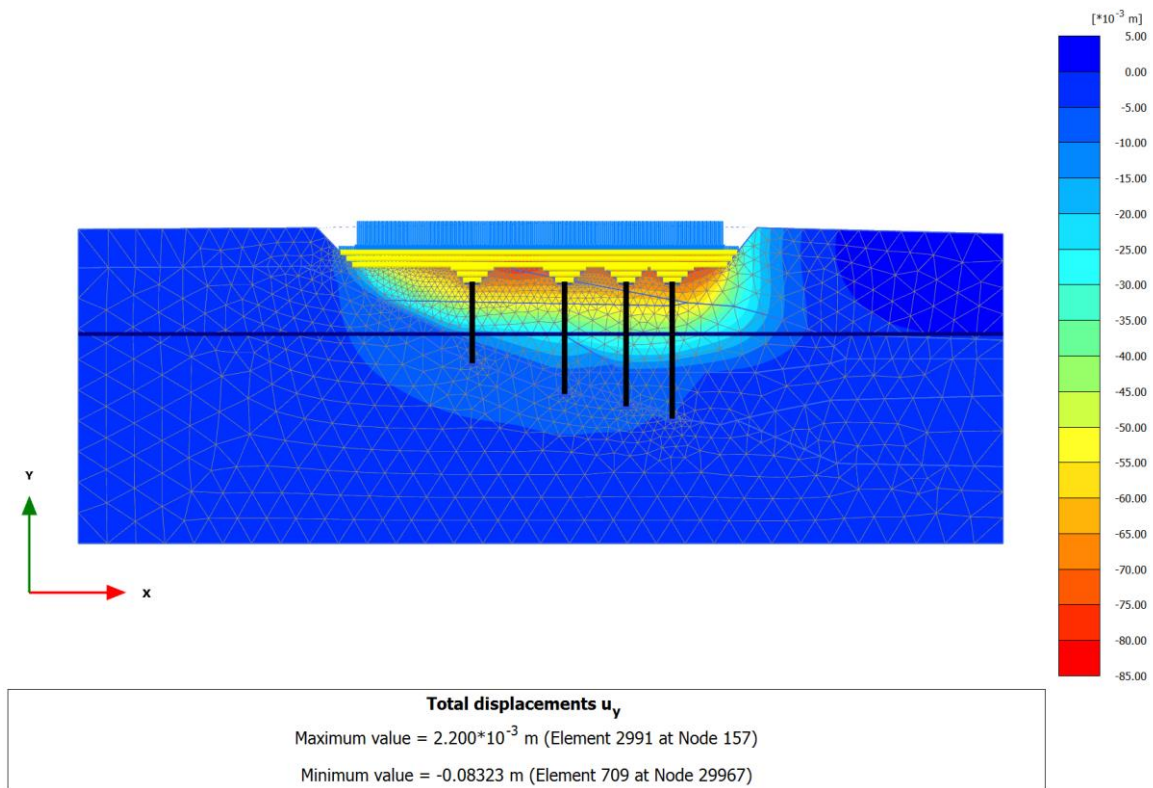


Obr. 38: Možnosti uspořádání pilot pod náspem

Tabulka 5: Vstupní parametry pro node-to-node anchor

Node-to-node anchor		
A=	1.1309734	m ²
E=	90000	kN/m ²
EA=	101787.6	kN

Po vytvoření modelu s prvky „node-to-node anchor“ je na Obr. 39 zřetelně vidět, jak bylo omezeno nerovnoměrné sedání. Rozdíl mezi jednotlivými kraji průřez nyní činí jen 4,0 cm. Maximální hodnota sednutí náspu je 8,3 cm. Hodnota sednutí v profilu bez šterkových pilot byla 19,4 cm. Z toho vyplývá že při využití šterkových pilot se zmenšilo sedání o 11,1 cm.



Obr. 39: Node-to-node anchor-posun u_y rovnoměrné sedání

Tabulka 6: Normálové síly ve štěrkových pilotách

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N_{min} ▲ [kN]	N_{max} ▲ [10^{-3} kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	23575	1	-4.400	-8.000	-1302.860	-1302.860	20.628
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	37357	2	-4.400	-13.300	-1302.860	-1302.860	20.628
NodeToNodeAnchor_2_1	33807	1	1.600	-15.300	-1021.296	-1021.296	533.341
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	12377	2	1.600	-8.000	-1021.296	-1021.296	533.341
NodeToNodeAnchor_3_1	24333	1	5.600	-16.100	-933.294	-933.294	630.564
Element 3-3 (Node-to-node anchor)	10639	2	5.600	-8.000	-933.294	-933.294	630.564
NodeToNodeAnchor_4_1	18307	1	8.600	-16.900	-878.241	-878.241	529.257
Element 4-4 (Node-to-node anchor)	2319	2	8.600	-8.000	-878.241	-878.241	529.257

5.4.2.1.2. Homogenizace štěrkových pilot

Pro ověření správného chování prvku „node-to-node anchor“ byl vytvořen výpočtový model, ve kterém jsou parametry pilot ve směru osy z homogenizovány s parametry zemin, které protínají. Homogenizace bylo docíleno tak, že například v rastru pilot po šesti metrech bylo bráno na jednotku štěrku pět jednotek dané zeminy. A v rastru po třech metrech připadalo na jednu jednotku štěrku dvě jednotky zeminy Obr. 40. Tato úprava byla provedena v jednotlivých vrstvách (tzn. jednotlivých geotechnických typech) zemin, kterými štěrkové piloty procházejí. Obr. 41

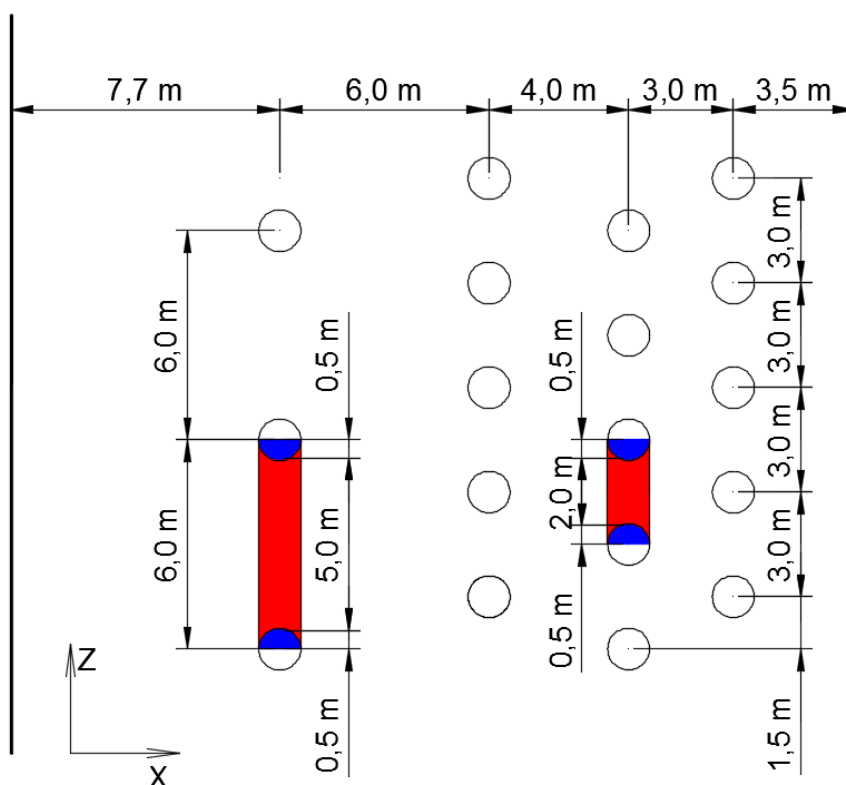
Příklad homogenizace modulu pružnosti parametru vrstvy po 6 m:

$$\frac{E_{pilota} + E_{zemina} * 5}{6} = E_{hom} \quad (12)$$

Příklad homogenizace modulu pružnosti parametru vrstvy po 2 m:

$$\frac{E_{pilota} + E_{zemina} * 2}{3} = E_{hom} \quad (13)$$

Stejným způsobem se provede úprava i ostatních parametrů viz Tabulka 7



Obr. 40: Homogenizace štěrkových pilot se zeminou

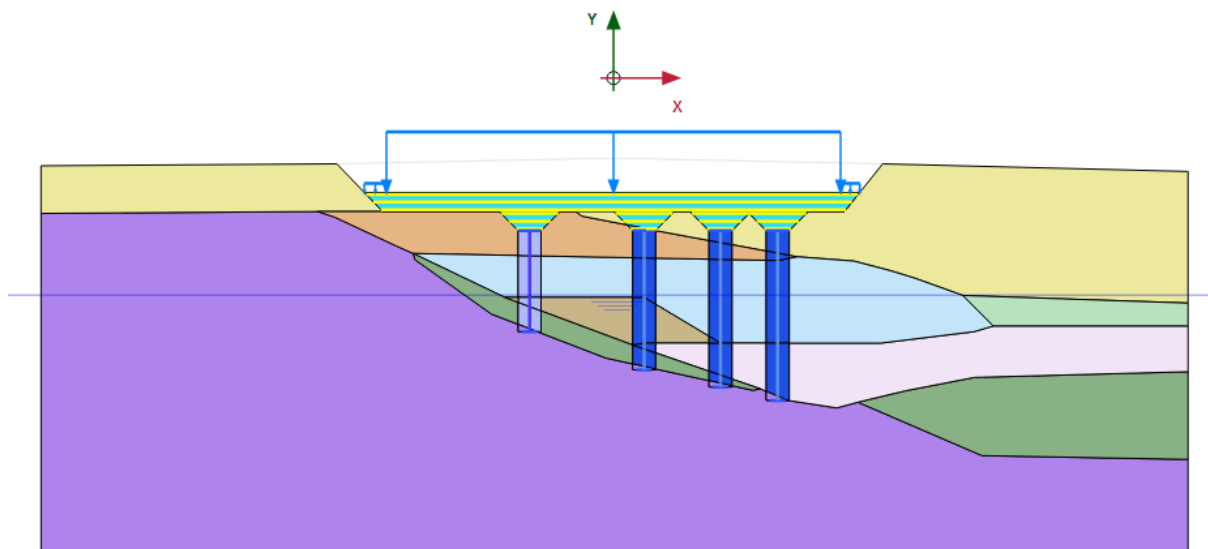
Pro posouzení vnitřních sil byl do pilot vložen prvek „plate“ Obr. 41, který má tisícnásobně zmenšené materiálové charakteristiky, než vykazuje posuzovaná pilota. Tento prvek neovlivní výpočet, ale následně je na něm možno zobrazit průběh vnitřních sil. Když výsledné síly opět tisíckrát vynásobíme, tak můžeme porovnat výsledky s variantou výpočetního modelu s prvkem „node-to-node anchor“

Tabulka 7: Parametry homogenizovaných materiálových vlastností pilot

Parametry pro homogenizovanou pilotu po šesti metrech							
	γ	E_{def}	A	E	ν	c	φ
	kNm^{-3}	MPa	m^2	MPa	(-)	kPa	°
GT9	19.0		1.0	70.714	0.29	1.0	35.8
GT3	20.3		2.0	17.778	0.25	4.3	18.3
GT4 - 2	19.8		2.0	21.944	0.25	11.8	28.3
GT5	18.2		0.5	21.190	0.29	8.5	30.8
	průměr		5.5	29.228			
	parametry štěrku						
	19.0			90.000	0.25	1.0	35.0
Parametry pro homogenizovanou pilotu po třech metrech							
	γ	E_{def}	A	E	ν	c	φ
	kNm^{-3}	MPa	m^2	MPa	(-)	kPa	°
GT6	19.0		5.0	64.667	0.28	3.0	33.0
GT9	19.0		1.0	74.571	0.28	1.0	35.7
GT1	20.0		2.0	34.952	0.28	8.3	25.7
GT3	20.0		11.0	32.222	0.25	3.7	21.7
GT4 - 2	19.7		3.0	35.556	0.25	9.7	29.7
GT5	18.3		2.0	34.952	0.28	7.0	31.7
	průměr		24.0	38.705			

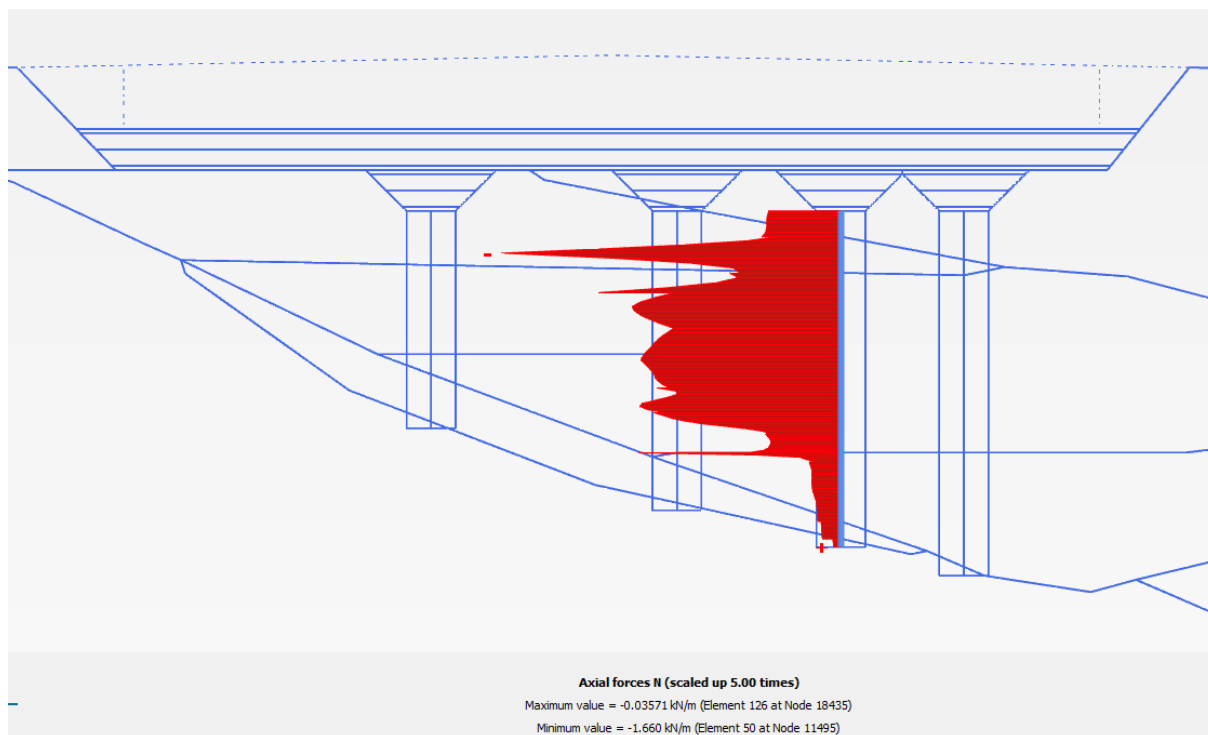
Tabulka 8: Materiálové hodnoty desky pro měření vnitřních sil

pilota po 6m			pilota po 3m		
A=	1.20	m^2	A=	1.20	m^2
E=	29.228	kN/m^2	E=	38.705	kN/m^2
I=	0.144	m^4	I=	0.144	m^4
EA=	35.074	kN	EA=	46.446	kN
EI=	4.209	kNm^2	EI=	5.574	kNm^2



Obr. 41: Homogenizace parametrů štěrkových pilot s parametry zemin

Na Obr. 42 je znázorněn průběh normálové síly prvkem „plate“. Normálová síla v prvku není konstantní z důvodu, jak prvek prochází jednotlivými vrstvami zemin. Pokud ale porovnáme střední hodnotu, kterou vynásobíme tisícem, tak jsou hodnoty normálové síly srovnatelné s hodnotami, které vycházejí ve výpočetním modelu „node-to-node anchor“. Hodnoty sedání mezi posuzovanými výpočetními modely jsou rozdílné zhruba o 1,5 cm. Z toho se dá usuzovat, že se jedná o správné přístupy pro modelování podloží se štěrkovými pilotami.



Obr. 42: Průběh normálové síly prvkem „plate“

5.4.2.2. Betonové piloty

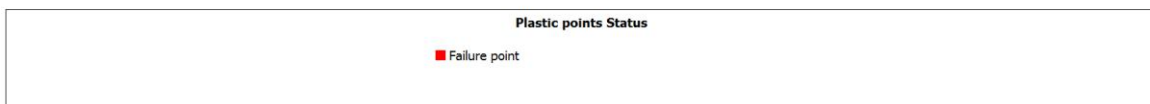
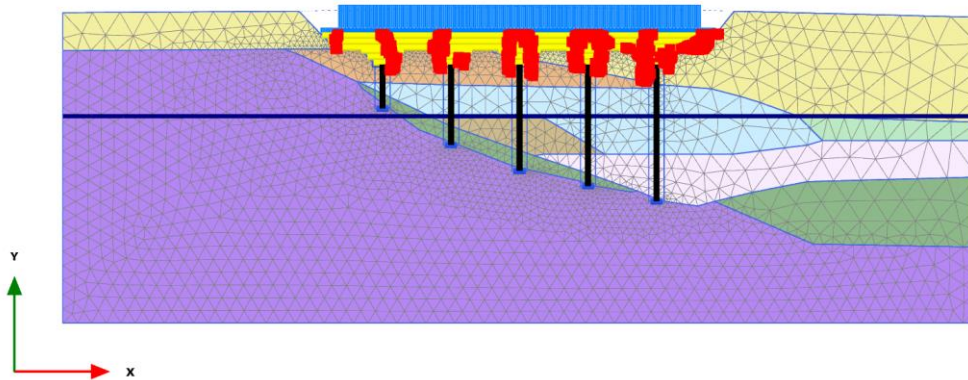
Přístup posuzování byl proveden podobným způsobem jako tomu bylo u šterkových pilot. Původní prvek „plate“, který program Plaxis uvažuje jako nekonečnou stěnu, byl nahrazen prvkem „node-to-node anchor“ s vlastnostmi, které reprezentují betonovou pilotu průměru 0,5 m v rastru 4,5 m. Charakteristiky prvků „plate“ a „node-to-node anchor“ jsou v Tabulka 9

Tabulka 9: Materiálové charakteristiky betonových pilot

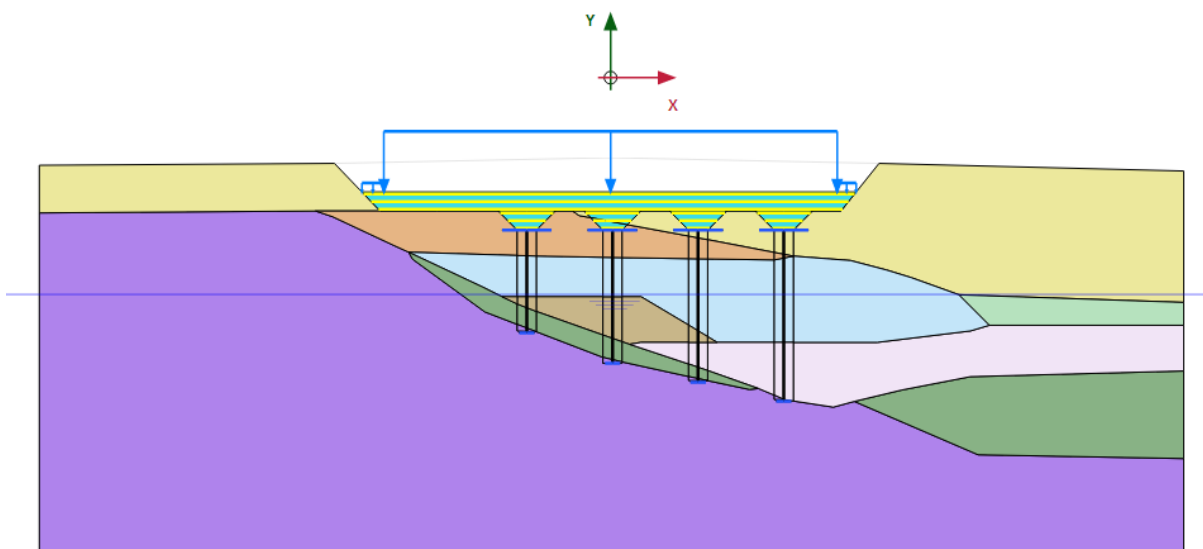
Betonové piloty			
Materiál	B	30/37	
Modul pružnosti	E=	32000000	kPa
Plocha průřezu	A=	0.1963	m ²
Normálová tuhost průřezu	EA=	6281600	kN
Moment setrvačnosti	I=	0.003086	m ⁴
Ohybová tuhost průřezu	EI=	98752	kNm ²

Betonové piloty se ukázaly být vůči okolnímu prostředí jako velmi tuhé a měly tendenci se protlačovat skrze šterkový polštář. Na Obr. 43 je znázorněn kolaps výpočtu ve fázi přitěžování, které způsobilo protlačení pilot. Bylo tedy přistoupeno k rozšíření hlav pilot. To je provedeno prvkem „plate“ o velké ohybové tuhosti. Obr. 44

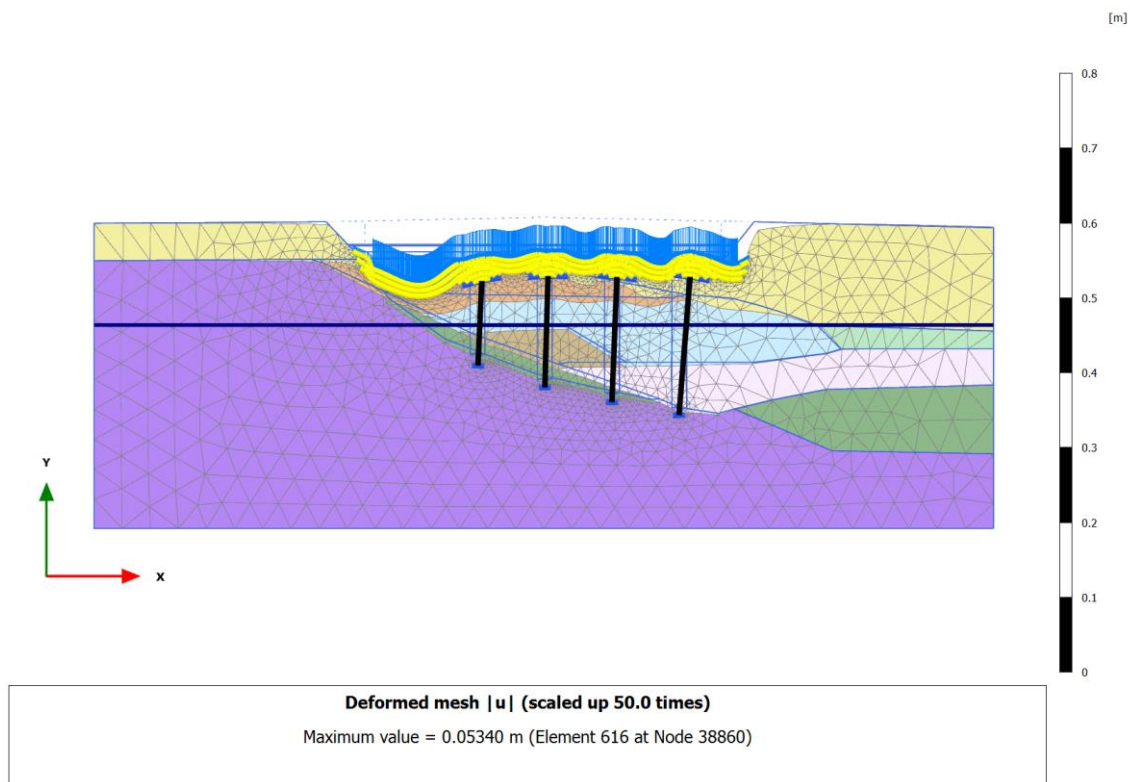
Jelikož betonové piloty vykazují při zatížení jen velmi malou deformaci oproti okolnímu prostředí (viz Obr. 45), bylo by potřeba přidat ještě jednu řadu pilot s rozšířenými hlavami, nebo vybetonovat pod celou šířkou náspu ohybově tuhou betonovou desku. Což by vedlo k neúspornosti řešení. A proto tato varianta s betonovými pilotami nebyla hlouběji rozpracována.



Obr. 43: Plastické body, které znázorňují protlačování pilot skrze štěrkový polštář



Obr. 44: Betonové piloty s rozšířenou hlavou



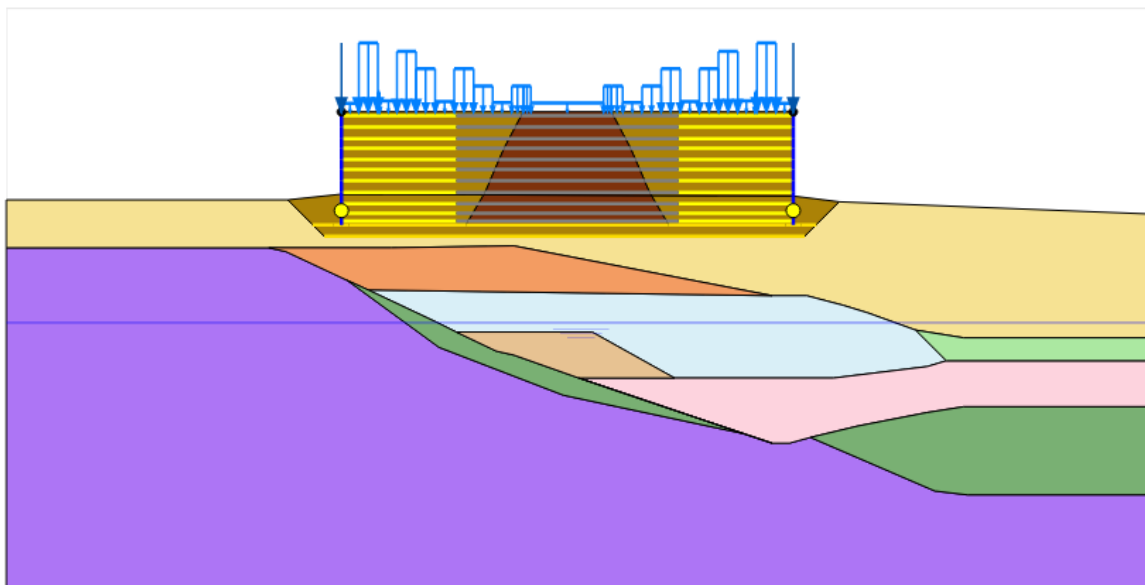
Obr. 45: Betonové piloty-deformovaná síť |u|

5.5. Komplexní model

Jako poslední byl vytvořen model celé konstrukce náspu včetně geovýtuh Tensar RE560 Obr. 46. Pro simulaci betonových tvarovek Gravity stone byla použita betonová deska se základovým pasem s pevnostními parametry dle Tabulka 10. Mezi lícovou stěnou opěrného bloku a základovým pasem bylo vytvořeno kloubové spojení.

Tabulka 10: Tabulka materiálových parametrů opěrné stěny

Stěna		Základ	
d=	0.1 m	d=	0.2 m
A=	0.1 m ²	A=	0.2 m ²
E=	32000000 kN/m ²	E=	32000000 kN/m ²
EA=	3200000 kN	EA=	6400000 kN
I=	8.333E-05 m ⁴	I=	6.667E-04 m ⁴
EI=	2666.667 kNm ²	EI=	21333.333 kNm ²

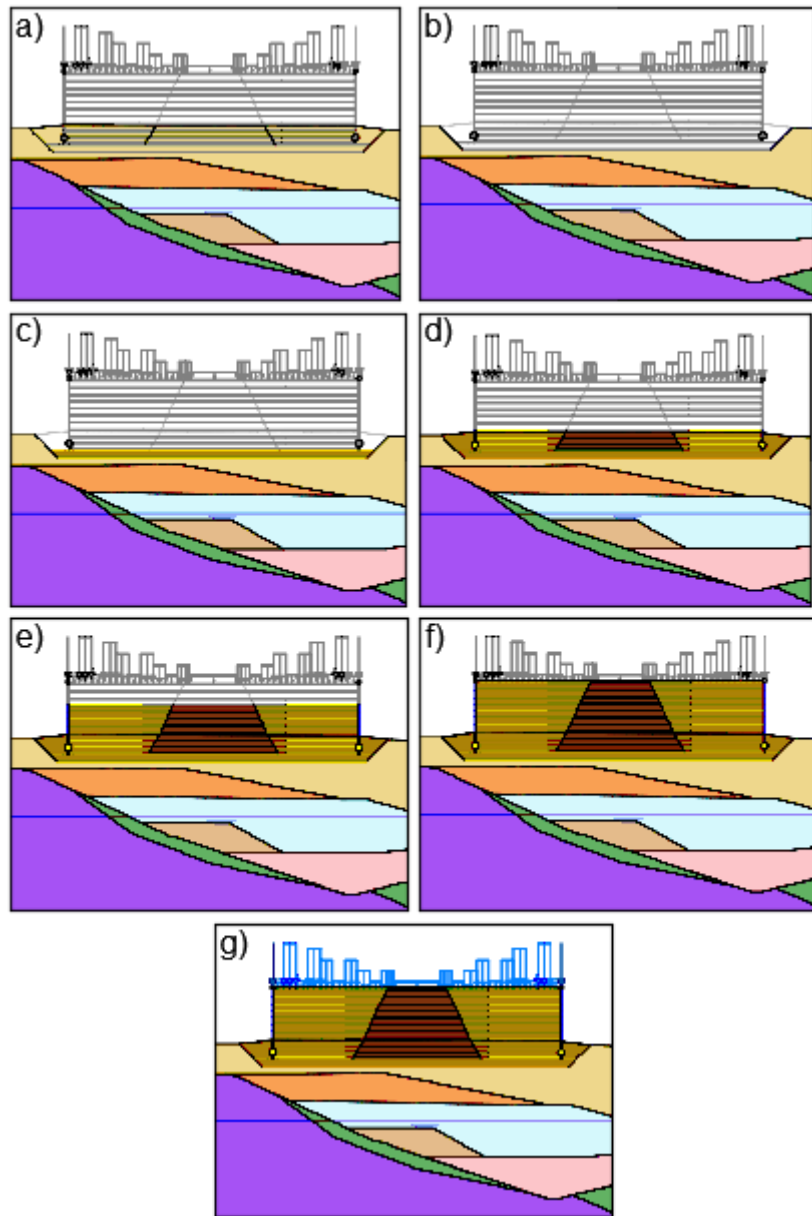


Obr. 46: Model celé konstrukce

Jednotlivé fáze výstavby náspu simulují stejné přetížení základu náspu jako tomu bylo u předchozích výpočetních modelů. (Obr. 47)

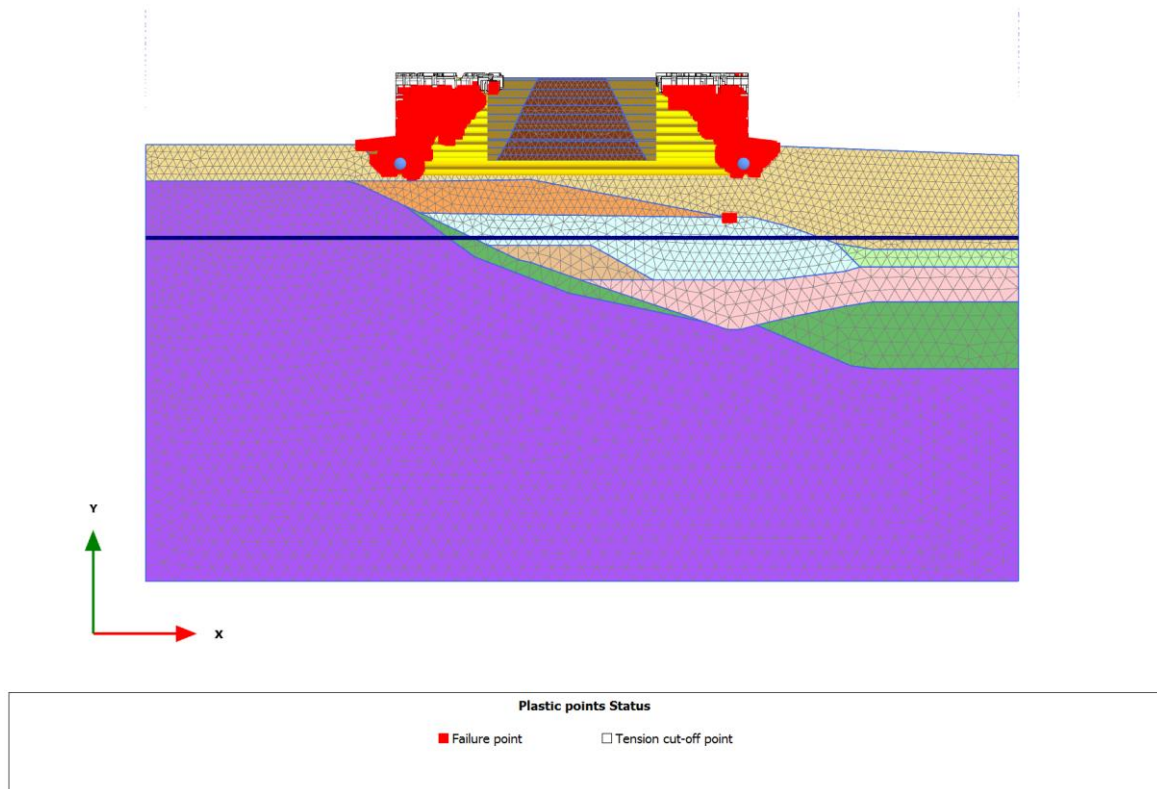
Při využití Mohr-Coulombova materiálového modelu, konstrukce náspu nevydržela ani zatížení vlastní vahou (Obr. 48). Kolaps konstrukce byl způsoben tím, že nedošlo ke správnému spolupůsobení geotextilií s okolní zeminou.

Posouzení celkové a vnitřní stability násypového tělesa je provedeno v kapitole „Numerický model GEO5“.



Obr. 47: Fáze výstavby celého náspu

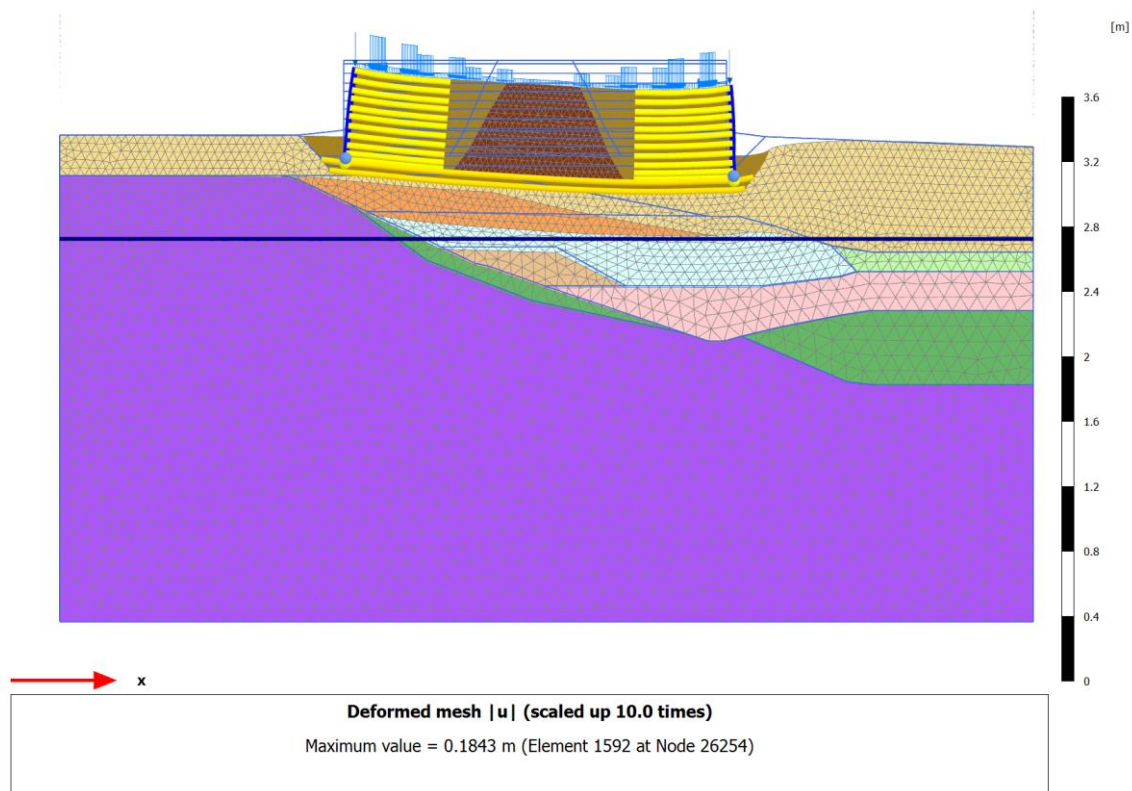
a) počáteční fáze, b) fáze odtížení, c) výstavba štěrkového polštáře,
 d) e) f) první druhá a třetí část náspu, g) zatížení dopravou



Obr. 48: Mohr-Coulombův materiálový model-kolaps při výstavbě třetí části náspu

Z důvodu zamezení kolapsu náspu byl vytvořen výpočetní model s lineárním materiálovým modelem pro náspové těleso. Pro podloží byl ponechán Mohr-Coulombův materiálový model. Důvodem bylo ověření hodnoty zatížení ve výpočetních modelech, kde byl násep modelován pouze formou náhradního spojitého zatížení.

Jak je vidět na Obr. 49 maximální hodnota sedání základu je 18,4 cm, což je srovnatelné s posunem 19,4 cm, který je způsoben náhradním zatížením. Rozdíl mezi hodnotami sedání je způsoben pouze tím, že pro konstrukci náspu byl využit lineárně elastický materiálový model. Dá se tedy říci, že výpočet formou náhradního břemene je vhodný pro výpočet sedání konstrukce.



Obr. 49: Lineární materiálový model násypového tělesa - deformovaná síť posunu $|u|$

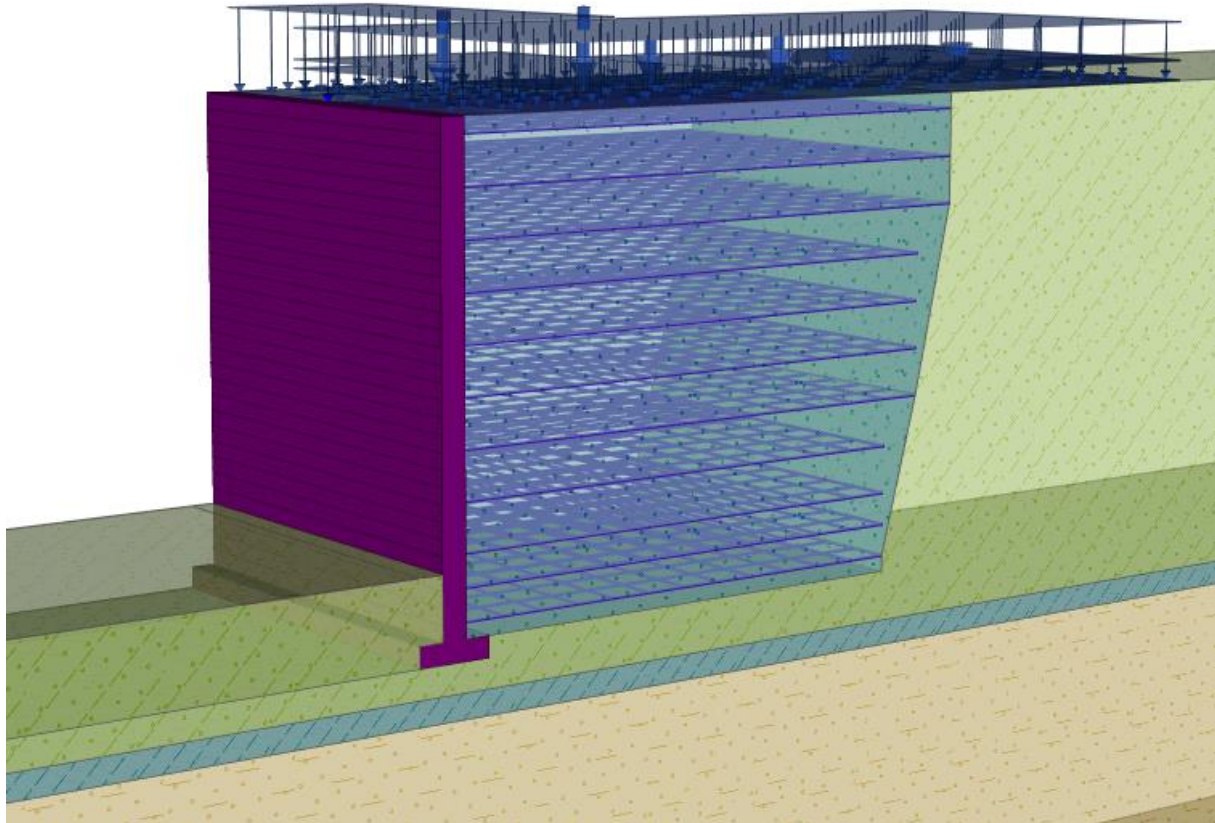
5.6. Výpočet konsolidace

Pro výpočet konsolidace byla využita pro zeminy Mohr-Coulombova podmínka plasticity. V nastavení časových prodlev mezi jednotlivými fázemi výstavby bylo nastaveno na 50 dní. Následně po dokončení fáze výstavby a) byla přidána nová fáze, která měla za úkol simulovat průběh dlouhodobé konsolidace. Časový úsek pro tuto fázi byl nastaven na 1500 dní. Pro výpočet pórových tlaků byla využita ustálená hladina podzemní vody.

Výsledné sedání náspu při výpočetním modelu konsolidace se téměř nelišilo od výpočtu pomocí plastického výpočetního modelu. To je způsobeno tím, že jednotlivé geotechnické typy zemin jsou dostatečně propustné, aby rozptýlení pórových tlaků proběhlo již při fázi výstavby a tudíž se do výsledků dlouhodobá konsolidace téměř neprojeví.

6. Analytický model „GEO 5“

Pro výpočet byl zvolen program Geo5 od společnosti Fine. Konstrukce byla posouzena ve verzi programu „Geo 5 2017- Vyztužené násypy“



Obr. 50: Model konstrukce včetně zatížení ve 3D

6.1. Nastavení výpočtu

Posouzení betonových tvarovek tvořící líc opěrné konstrukce je provedeno dle EN 1992-1-1 (EC2) podle standardních součinitelů. Pro výpočet zemních tlaků je použit model Coulomb (ČSN 730037) na aktivní zemní tlak a Caquot-Kerisel (ČSN 730037) na výpočet pasivního zemního tlaku. Tvar zemního klínu je počítán jako šikmý. Vnitřní stabilita vyztuženého bloku s geotextiliemi se do výpočtu bere s rovnou smykovou plochou. Pro posouzení stěny byl použit standardní třetí návrhový přístup EN 1997-DA3 a standardní druhý návrhový přístup EN 1997-DA2. Pro oba zmíněné návrhové přístupy konstrukce vyhověla.

Dále je větší pozornost věnována výpočtu podle třetího návrhového přístupu, protože vypočtené hodnoty nabývají limitních hodnot, a to obzvláště pro posouzení globální stability svahu dle Bishopa.

Tabulka 11: Redukční součinitelé dle DA3

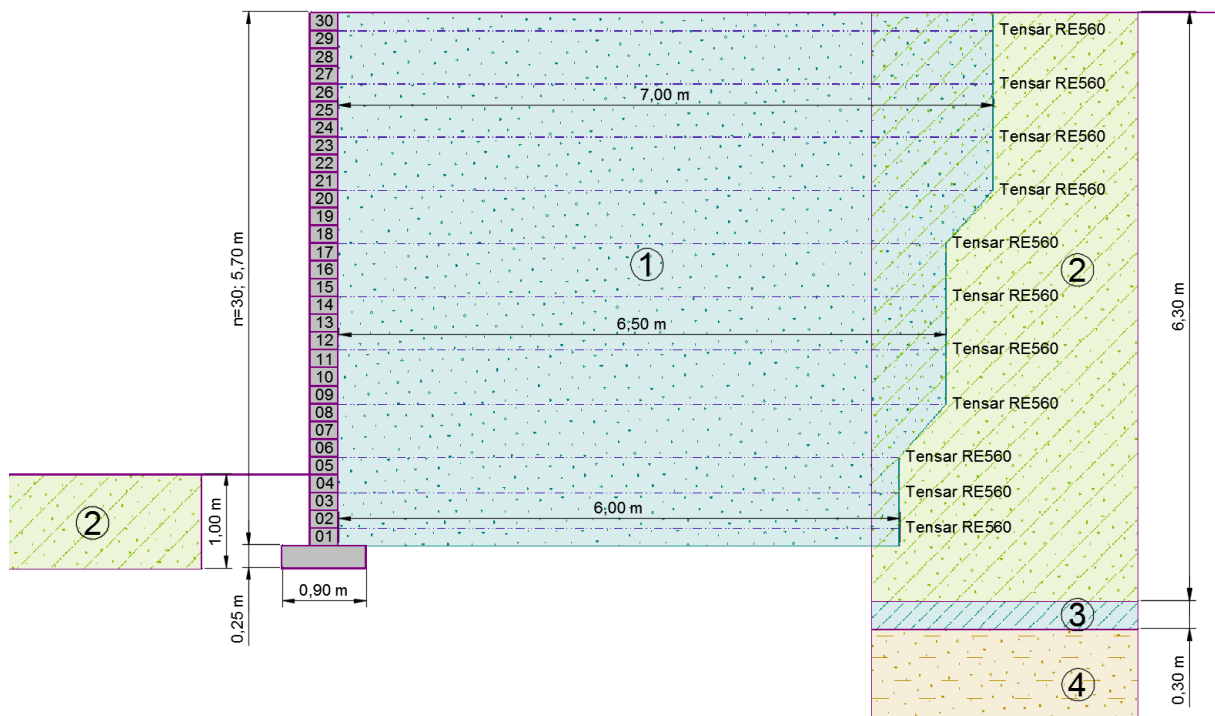
Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1.00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1.40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_\nu =$	1.00 [-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]

6.2. Geometrie modelu a materiálové charakteristiky

Stěna je posuzována v nejkritičtějším místě, kde její výška činí 6,50 m. V modelu není vyobrazeno šest betonových tvarovek, které nejsou drženy žádnou geotextilií. To je odůvodněno tím, že na vrchních šest tvarovek nepůsobí téměř žádné vnější přitížení a veškeré zatížení přenáší římsa, která má základovou spáru pod těmito šesti tvarovkami. Na Obr. 51 je vyobrazena geometrie modelu opěrné stěny.



Obr. 51: Geometrie modelu opěrné stěny

Výška stěny v modelu činí 5,70 m a je tvořena 30 betonovými tvarovkami Gravity Stone o rozměrech 0,30m x 0,19m. Objemová tíha bloků je $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ a koheze mezi jednotlivými bloky je $c = 5 \text{ kPa}$. Tření mezi jednotlivými bloky je dáno součinitelem $f = 0,530$. Smyková únosnost spoje $R_s = 10,00 \text{ kN/m}$.

Parametry zemin

1) Zemina mezi geovýtuhami

G3 - Štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy



Objemová tíha:	$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 34.00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 10.00^\circ$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

2) Zemina za vyztuženým blokem

G5- Štěrk jílovitý



Objemová tíha:	$\gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření:	$\varphi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 2.00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina:	$\delta = 0.00^\circ$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 19.50 \text{ kN/m}^3$

3) Zemina v podloží

Nezatříděná antropogenní navážka GT01



Objemová tíha:	γ	=	20.50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}	=	21.00 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef}	=	12.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina:	δ	=	7.00 °
Obj.tíha sat.zeminy:	γ_{sat}	=	21.50 kN/m ³

4) Zlepšená vrstva zeminy geotextílií



Objemová tíha:	γ	=	20.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}	=	35.00 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef}	=	5.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina:	δ	=	10.00 °
Obj.tíha sat.zeminy:	γ_{sat}	=	20.00 kN/m ³

Pro vyztužení opěrné stěny byla využita geovýtzuha Tensar RE560, která do konstrukce byla umístěna po třech tvarovkách. Materiálové charakteristiky geovýtuh jsou:

Tensar RE560

Krátkodobá char. pevnost	T_{ult}	=	88.70 kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost	R_t	=	32.90 kN/m
Celk. souč. nejistoty modelu	FS_{UNC}	=	1.20
Dopočítané redukční součinitele			
Životnost : 120 let			
Součinitel životnosti	RF_{CR}	=	2.10
Chemismus : pH 4.0-12.5			
Chem/bio vliv prostředí	RF_D	=	1.00
Velikost zrn : <37.5 mm			
Narušení geovýtzuhy zhutňováním	RF_{ID}	=	1.00

Celkově se ve vyztuženém bloku nachází 11 vrstev výztužných geotextilií, které jsou v konstrukci umístěny dle Tabulka 12.

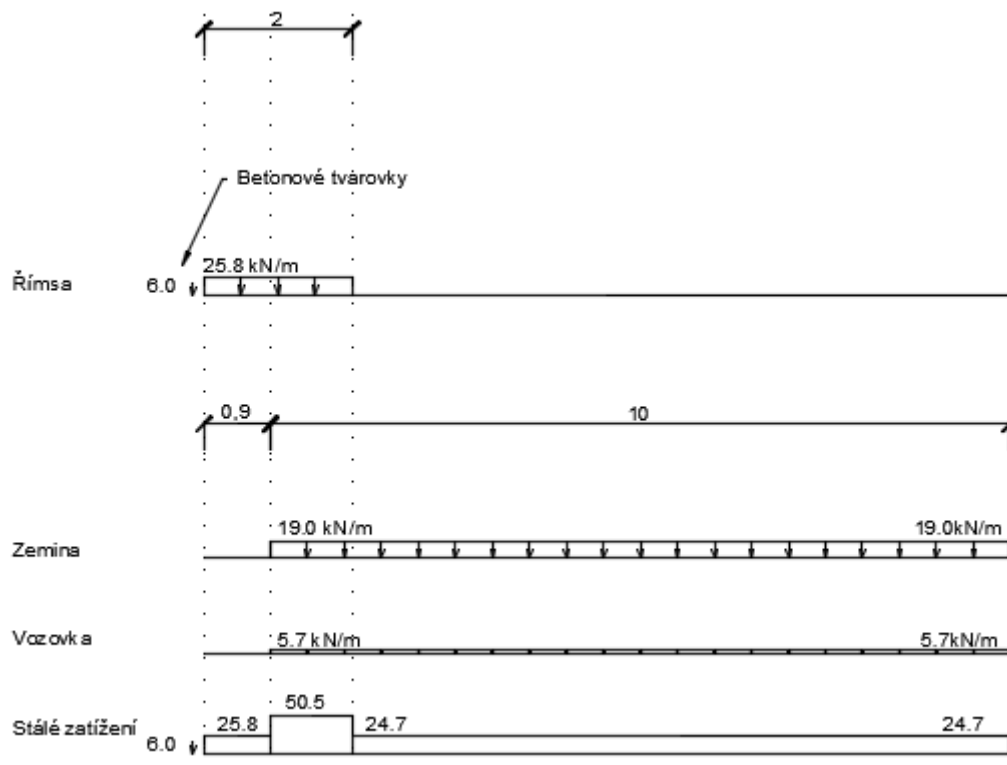
Tabulka 12: Podrobnosti vyztužení

Číslo bloku	Typ vyztuhy	Počátek l_1 [m]	Konec l_2 [m]	Výška od spodu h [m]	Délka l [m]
2	Tensar RE560	0.00	6.00	0.19	6.00
4	Tensar RE560	0.00	6.00	0.57	6.00
6	Tensar RE560	0.00	6.00	0.95	6.00
9	Tensar RE560	0.00	6.50	1.52	6.50
12	Tensar RE560	0.00	6.50	2.09	6.50
15	Tensar RE560	0.00	6.50	2.66	6.50
18	Tensar RE560	0.00	6.50	3.23	6.50
21	Tensar RE560	0.00	7.00	3.80	7.00
24	Tensar RE560	0.00	7.00	4.37	7.00
27	Tensar RE560	0.00	7.00	4.94	7.00
30	Tensar RE560	0.00	7.00	5.51	7.00

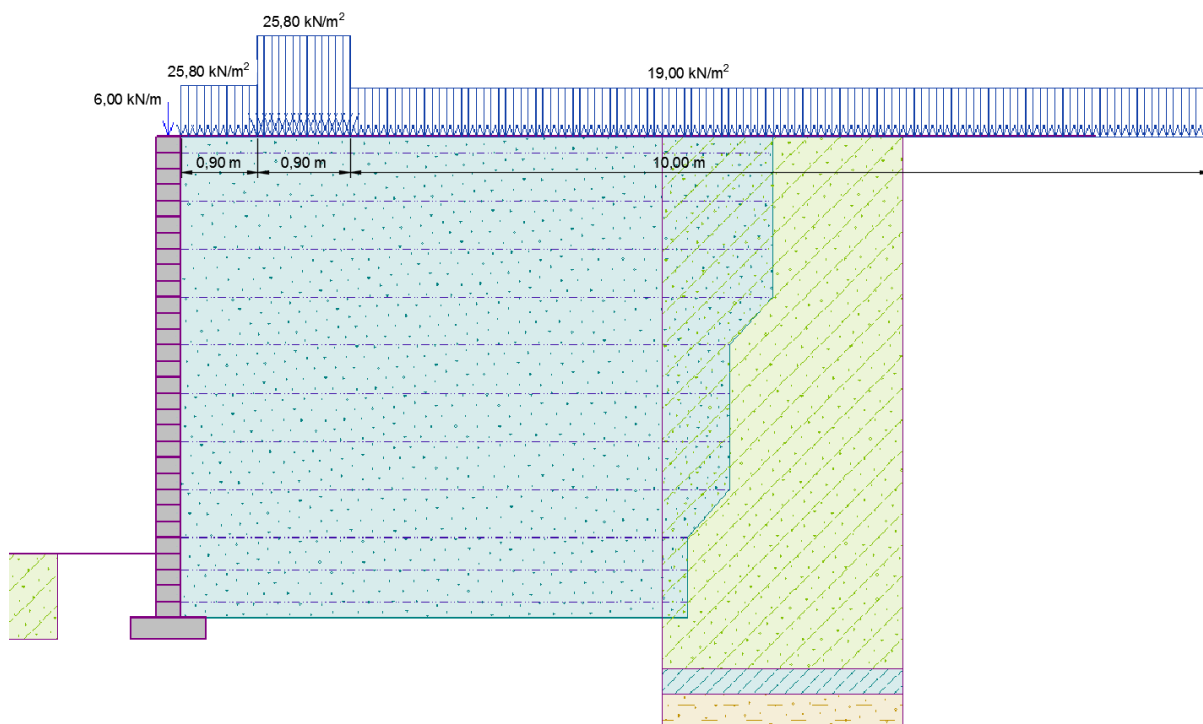
6.3. Modelování vnějších přitížení

6.3.1. Zatížení stálé

Jelikož ve výpočetním programu „GEO 5 - vyztužené násypy“ není možné modelovat římsu ani vozovku je nutné výšku zdi snížit až na úroveň základové spáry římsy. Zeminu, která se nachází nad touto úrovní je nutné započítat formou náhradního břemene. Stejným způsobem se musí započítat i hmotnost římsy, šesti betonových tvarovek a vozovky.



Obr. 52: Náhradní břemeno za stálé zatížení



Obr. 53: Náhradní břemeno stálého zatížení v modelu konstrukce

Tabulka 13: Hodnoty stálých plošných přitížení

Číslo	Název Přítížení	Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Stálé zatížení 1	stálé	25.80	0.00	0.90	na terénu
2	Stálé zatížení 2	stálé	50.50	0.90	1.10	na terénu
3	Stálé zatížení 3	stálé	24.70	2.00	10.20	na terénu

Tabulka 14: Hodnoty stálých bodových přitížení

Číslo	Název Přítížení	Působ.	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Gravity stone	stálé	0.00	6.00	0.00	-0.15	0.00

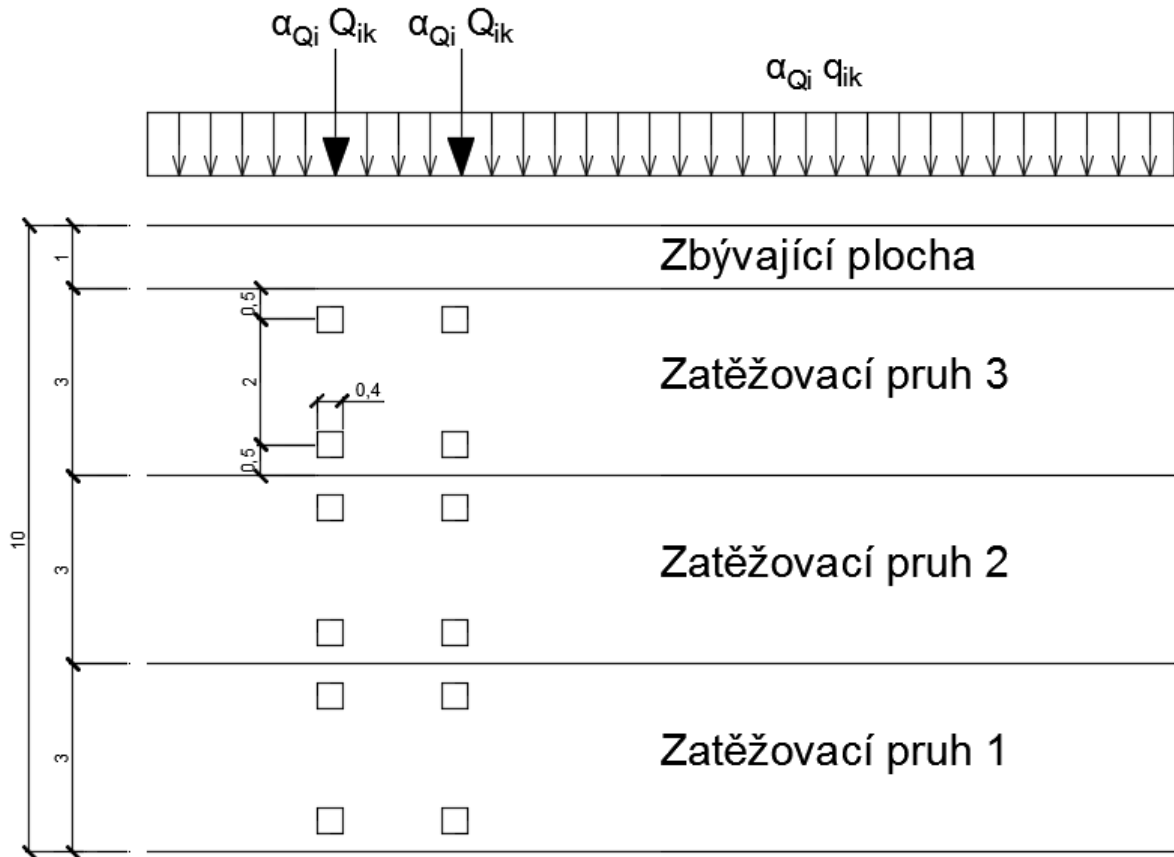
6.3.2. Zatížení proměnné

Pro simulaci zatížení dopravou byl zvolen zatěžovací model LM1, který má simulovat plné dopravní zatížení které by se na konstrukci mohlo vyskytnout.

Nejprve se šířka komunikace na násypovém tělese rozdělí do tří zatěžovacích pruhů. Každý z těchto pruhů má šířku tři metry. Obr. 54

Zatížení je umístěno tak, aby na konstrukci vyvolávalo co nejnepříznivější účinky. Toho je docíleno tak, že zatěžovací pruh s největším zatížením je umístěn na kraji vozovky. Hodnoty zatížení pro jednotlivé pruhy jsou uvedeny v

Tabulka 15.



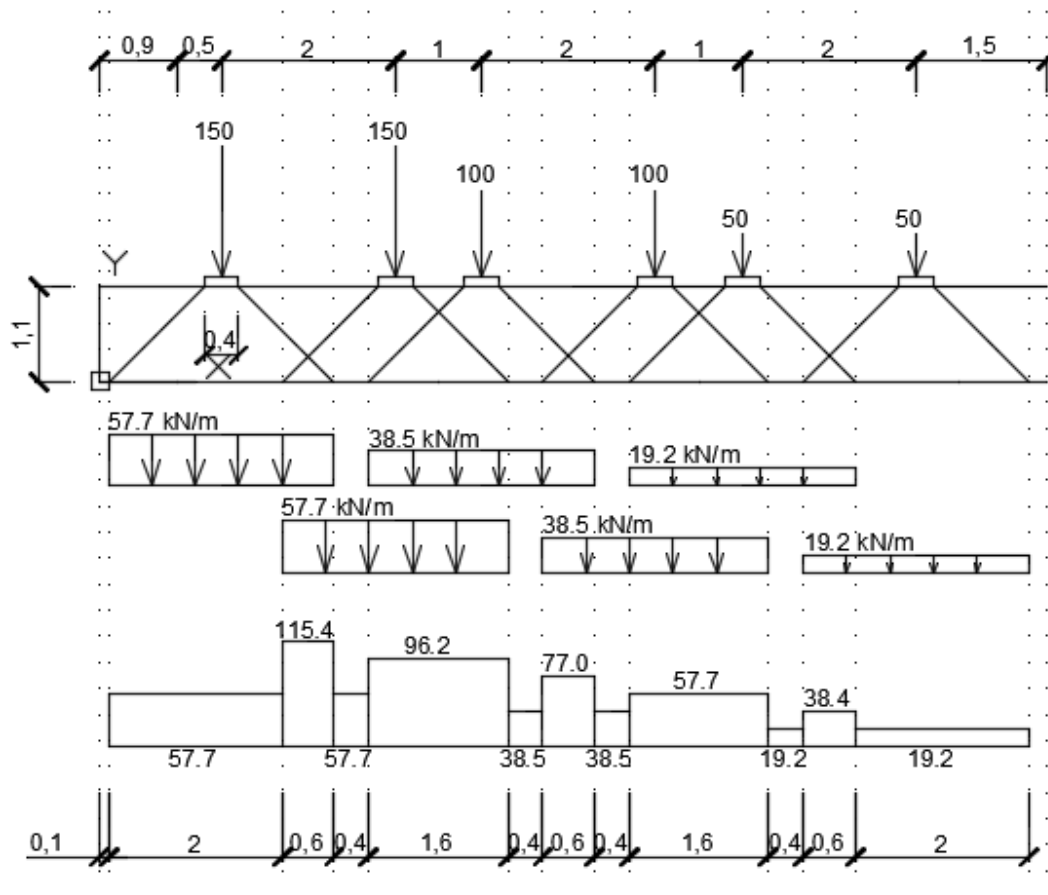
Obr. 54: Schéma rozdělení zatěžovacích pruhů na konstrukci

Tabulka 15: Hodnoty nápravových sil a spojitého zatížení LM1

Umístění	Soustředěné zatížení			Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik} (q_{rk})$ [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	0,8	240	9,0	0,8	7,2
Pruh č. 2	200	0,8	160	6,0	1,0	6,0
Pruh č. 3	100	0,8	80	3,0	1,0	3,0
Zbývající plocha (q_{rk})	0	0	0	2,5	1,0	2,5

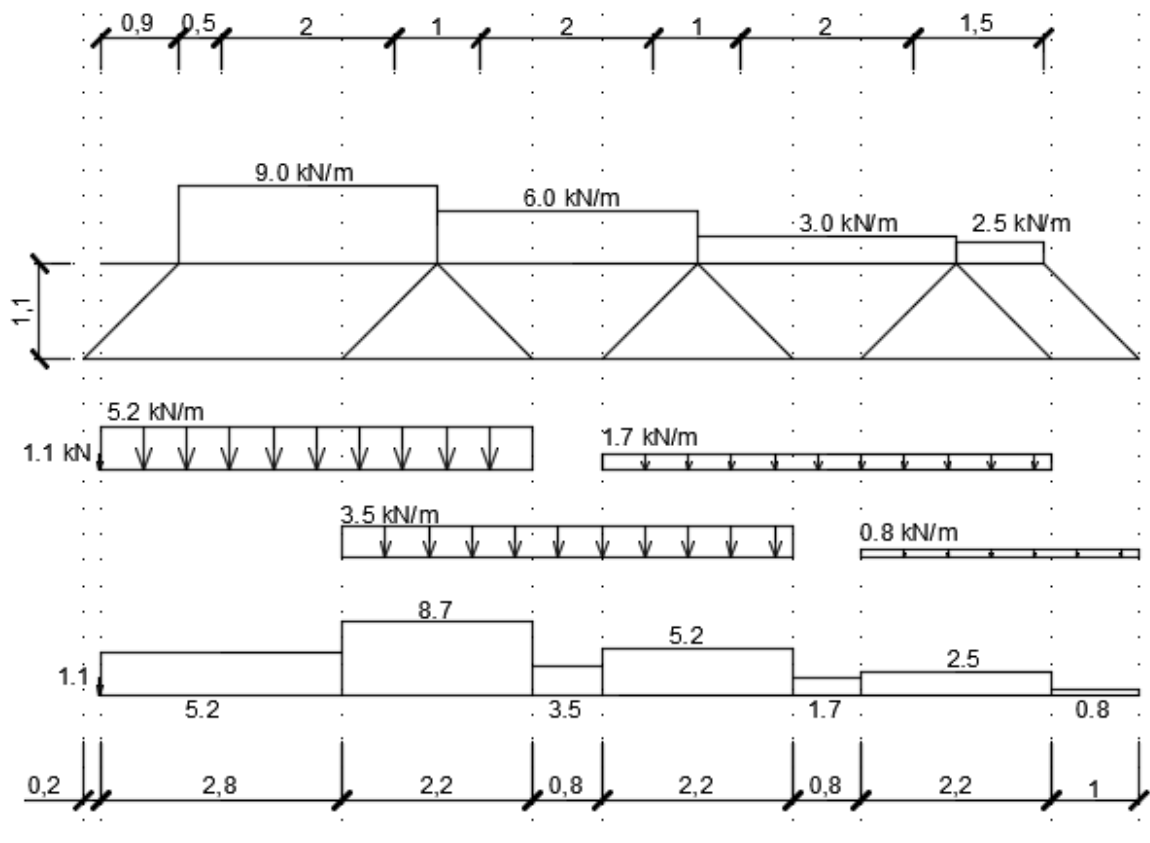
Jak je již zmíněno v předchozí kapitole, model je snížen na základovou spáru římsy. Od původního terénu se výška stěny liší o 1,1 m. Z tohoto důvodu je nutné, kvůli přesnější simulaci zatížení,

jednotlivé nápravové síly roznést na větší plochu pod úhlem 45°. Roznos jednotlivých nápravových sil je zobrazen na Obr. 55.



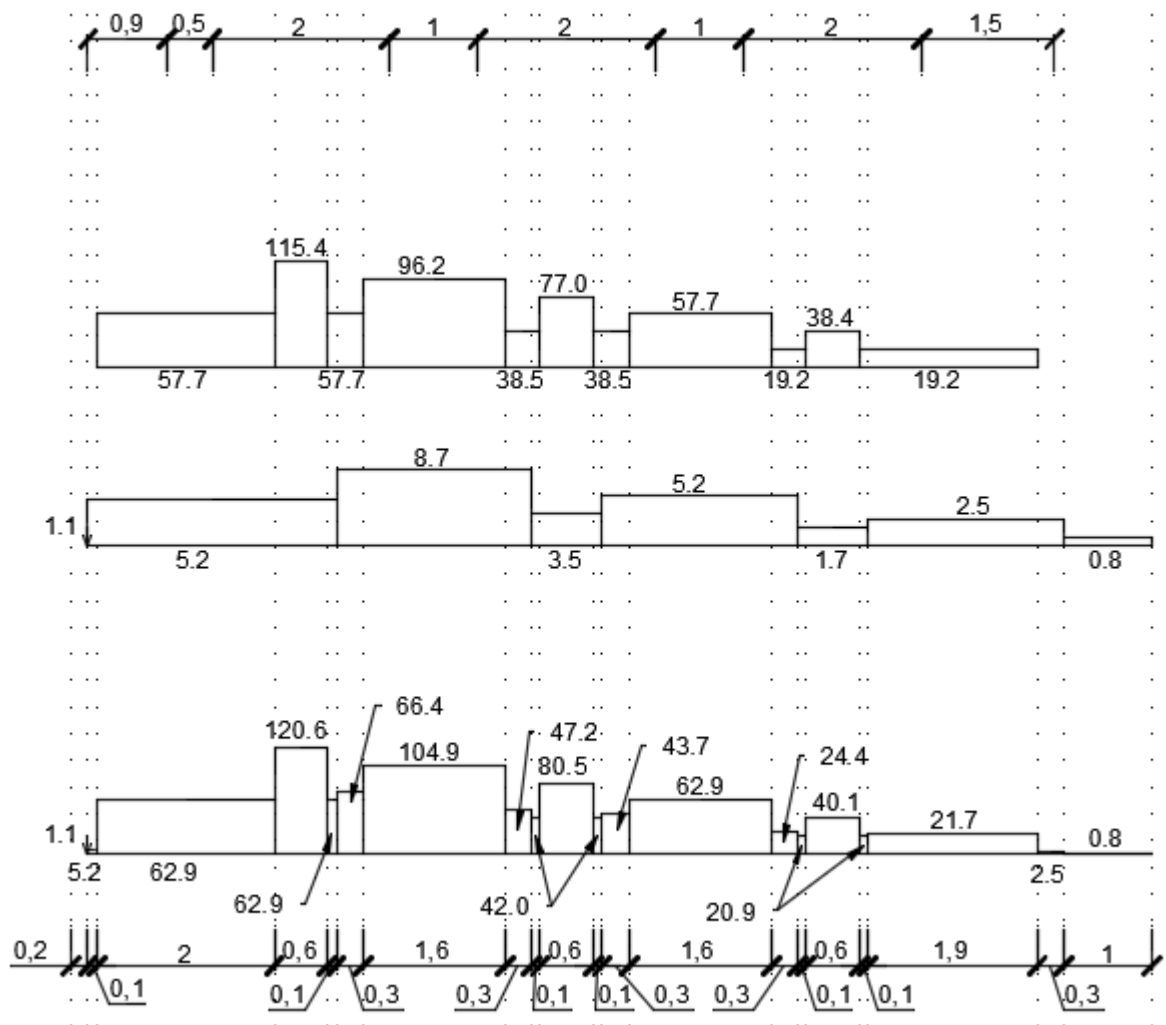
Obr. 55: Roznos zatížení od jednotlivých nápravových sil

Obdobným způsobem jako tomu bylo při roznosu nápravových sil, je nutné upravit i spojitě zatížení pro jednotlivé pruhy Obr. 56.



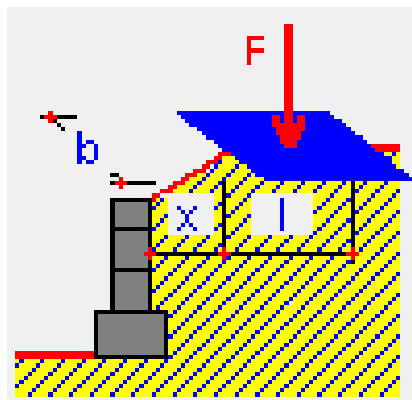
Obr. 56: Roznos proměnného spojitého zatížení

Obě zatěžovací schémata jsou poté sečteny dohromady. Výsledný zatěžovací obrazec nám vystihuje jednotlivé hodnoty zatížení, které působí na zeminu v hloubce 1,1 m pod povrchem skutečného terénu (Obr. 57).

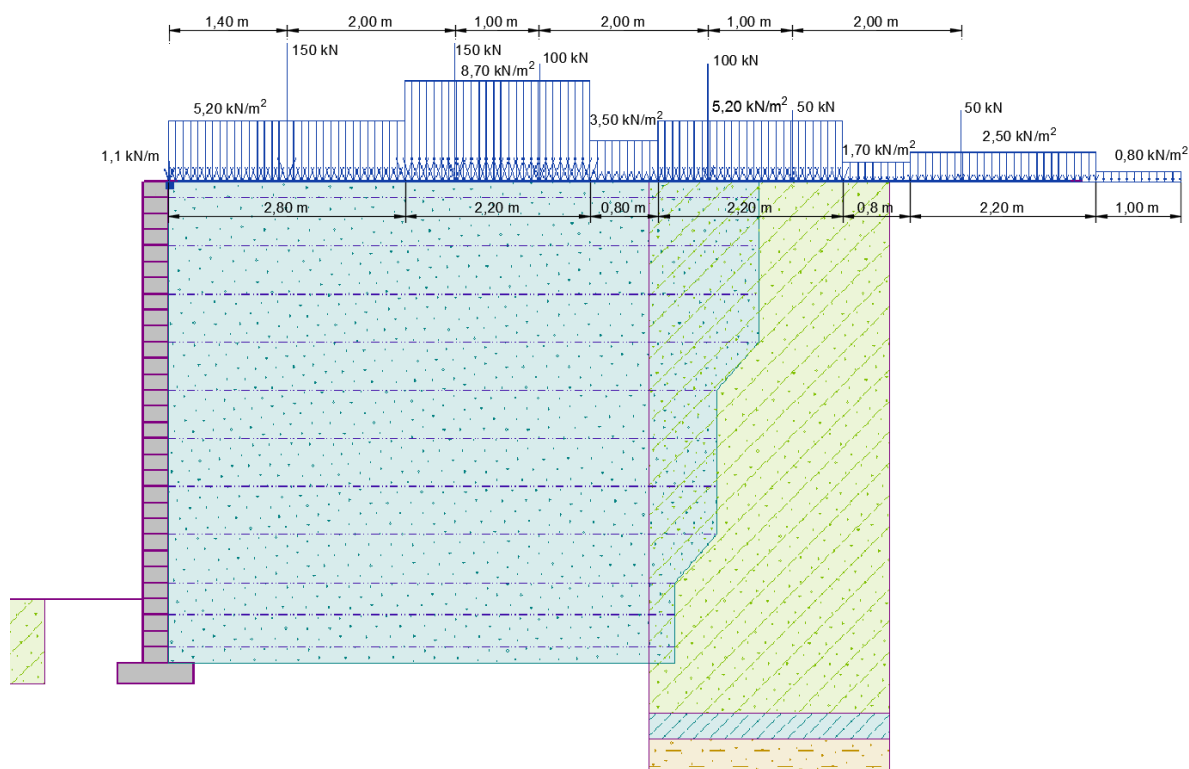


Obr. 57: Výsledné zatěžovací schéma v hloubce 1,1 m od zatěžovacího modelu LM1

Program GEO5 umožňuje zadat pro jednotlivé síly i roznášecí plochu (Obr. 58). Není tedy nutné v modelu definovat složité zatěžovací schéma, ale stačí v modelu nadefinovat spojité zatížení LM1 a nápravné síly zadat s roznášecí plochou $L = 2,6$ m a $B = 2,6$ m (Obr. 58).



Obr. 58: Modelování osamělé síly v programu GEO5



Obr. 59: Náhradní břemeno stálého zatížení v modelu konstrukce

Tabulka 16: Hodnoty proměnných plošných přitížení

Číslo	Přítížení Název	Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Zatížení dopravou q 1	proměnné	5.20	0.00	2.80	na terénu
2	Zatížení dopravou q 2	proměnné	8.70	2.80	2.20	na terénu
3	Zatížení dopravou q 3	proměnné	3.50	5.00	0.80	na terénu
4	Zatížení dopravou q 4	proměnné	5.20	5.80	2.20	na terénu
5	Zatížení dopravou q 5	proměnné	1.70	8.00	0.80	na terénu
6	Zatížení dopravou q 6	proměnné	2.50	8.80	2.20	na terénu
7	Zatížení dopravou q 7	proměnné	0.80	11.00	1.00	na terénu

Tabulka 17: Hodnoty proměnných bodových přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b[m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Zatížení dopravou Q 1.1		proměnné	150.00	0.10	2.60	2.60	na terénu
2	Zatížení dopravou Q 1.2		proměnné	150.00	2.10	2.60	2.60	na terénu
3	Zatížení dopravou Q 2.1		proměnné	100.00	3.10	2.60	2.60	na terénu
4	Zatížení dopravou Q 2.2		proměnné	100.00	5.10	2.60	2.60	na terénu
5	Zatížení dopravou Q 3.1		proměnné	50.00	6.10	2.60	2.60	na terénu
6	Zatížení dopravou Q 3.2		proměnné	50.00	8.10	2.60	2.60	na terénu

6.3.3. Seizmické zatížení

Česká republika je pro účely EN 1998 rozdělena na oblasti dle stupně seizmického ohrožení. Na Obr. 60 je červenou barvou ohraničena oblast, která spadá do kategorie „velmi malé seizmicity“. V této ohraničené oblasti nemusí být dodržována pravidla, která jsou stanovena „Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení“

Jak je z mapy seizmických oblastí patrné, naše zájmová oblast, nacházející se ve městě Brno, leží v oblasti velmi malé seizmicity. Z tohoto důvodu není nutné seizmické zatížení hlouběji posuzovat.



Obr. 60: Mapa seizmických oblastí České Republiky

6.4. Výsledky modelu „GEO5“

6.4.1. Posouzení

Zeminový blok vyztužený geotextiliemi program GEO5 uvažuje jako celistvé tuhé těleso. Toto těleso poté posuzuje na překlopení a posunutí opěrné zdi po základové spáře. Každé složce zatížení program přiřadí sílu, kterou zatížení vyvolává na vyztužené těleso. Hodnoty výsledných sil jsou zobrazeny v Tabulka 18.

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Odpor na líci	-5.93	-0.33	0.00	0.60	1.000	1.000	1.000
Tíh.- vyztužená zemina	0.00	-3.24	745.69	3.94	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	89.98	-1.95	18.98	4.96	1.000	1.000	1.000
Zatížení dopravou Q 2.2	3.32	-5.39	1.48	7.60	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 3.1	2.70	-4.74	1.01	7.59	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 3.2	2.32	-3.56	0.62	7.51	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q4	2.57	-5.21	1.09	7.60	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q5	0.67	-4.67	0.26	7.59	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q6	2.53	-3.37	0.64	7.49	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q7	0.35	-2.68	0.07	6.95	1.300	1.300	1.300
Stálé zatížení 3	54.14	-2.93	13.14	6.67	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zed'	0.00	-3.10	35.91	0.45	1.000	1.000	1.350
Zatížení dopravou Q 1.1	0.00	-5.95	57.69	2.00	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou Q 1.2	0.00	-5.95	57.69	4.00	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou Q 2.1	0.00	-5.95	38.46	5.00	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou Q 2.2	0.00	-5.95	28.11	6.65	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou Q 3.1	0.00	-5.95	6.66	7.15	0.000	0.000	1.300
Okraj Zatížení dopravou q	0.00	-5.95	1.10	0.61	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou q 1	0.00	-5.95	14.56	2.00	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou q2	0.00	-5.95	19.14	4.50	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou q3	0.00	-5.95	2.80	6.00	0.000	0.000	1.300
Zatížení dopravou q4	0.00	-5.95	6.24	7.00	0.000	0.000	1.300
Stálé zatížení1	0.00	-5.95	23.22	1.05	1.000	1.000	1.000
Stálé zatížení 2	0.00	-5.95	55.55	2.05	1.000	1.000	1.000
Stálé zatížení 3	0.00	-5.95	123.50	5.10	1.000	1.000	1.000
Gravity stone	0.00	-5.95	6.00	0.45	1.000	1.000	1.350

Tabulka 18: Spočtené síly působící na konstrukci

Posouzení celé zdi

Místo posouzení : pod základem

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 3956.57$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 416.14$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

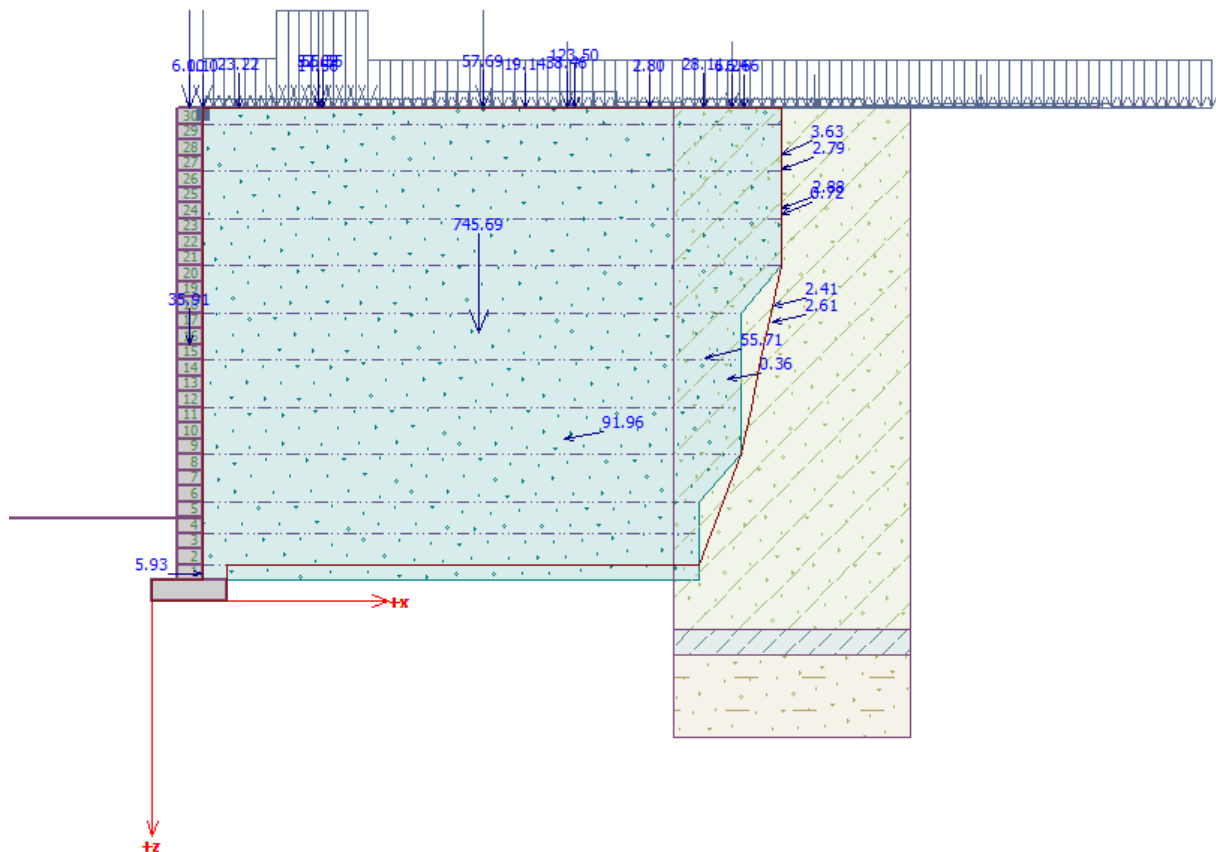
Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 439.01$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 156.98$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE



Obr. 61: Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení)

6.4.2. Dimenzování

V této fázi výpočtu program posuzuje jednotlivé betonové prvky lícové zdi. Překlopení zdi program uvažuje v každé spáře mezi jednotlivými bloky zdi. Posouzení provede momentovou podmínku skládající se ze sil klopících od přitížení a zemních tlaků vůči vzdorujícím silám od geotextilií nebo přitížení od betonových tvarovek. Bod překlopení je brán jako spodní lícová hrana každé z betonových tvarovek.

Do výpočtu na posunutí vstupují pouze vodorovné složky sil. Kde navíc vzdorující sílu vyvolává tření mezi jednotlivými bloky.

Jako nejkritičtější bod lícové zdi byla vyhodnocena spára mezi prvním a druhým blokem, kde překlopení vyhovělo na 63,3 % a posunutí na 59,6 %. Hodnoty spočtené kolem tohoto bodu jsou uvedeny v Tabulka 19

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0.00	-2.76	34.71	0.15	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-1.86	-0.19	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	77.15	-1.62	11.31	0.30	1.000	1.000	1.000
Zatížení dopravou Q 1.1	10.54	-2.83	1.70	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 1.2	5.36	-2.38	0.79	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 2.1	3.53	-1.84	0.52	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 2.2	1.57	-1.17	0.23	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 3.1	0.49	-0.88	0.07	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou Q 3.2	0.14	-0.34	0.02	0.30	1.300	1.300	1.300
Okraj Zatížení dopravou q	0.57	-5.46	0.11	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 1	8.69	-2.91	1.29	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 2	7.86	-2.20	1.15	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 3	0.97	-1.57	0.14	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 4	2.40	-1.31	0.35	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 5	0.18	-0.71	0.03	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 6	0.38	-0.50	0.06	0.30	1.300	1.300	1.300
Zatížení dopravou q 7	0.00	-5.51	0.00	0.30	0.000	0.000	1.300
Stálé zatížení 1	13.94	-4.66	2.04	0.30	1.000	1.000	1.000
Stálé zatížení 2	34.39	-3.67	5.04	0.30	1.000	1.000	1.000
Stálé zatížení 3	37.05	-2.26	5.43	0.30	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-0.38	0.00	0.61	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-0.76	0.00	0.82	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-1.33	0.00	1.13	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-1.90	0.00	1.45	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-2.47	0.00	1.76	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-3.04	0.00	2.07	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-3.61	0.00	2.39	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-4.18	0.00	2.70	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-32.90	-4.75	0.00	3.01	1.000	1.000	1.000
Výztuha	-16.30	-5.32	0.00	3.32	1.000	1.000	1.000
Gravity stone	0.00	-5.51	6.00	0.15	1.000	1.000	1.350

Tabulka 19: Spočtené síly působící na konstrukci nad blokem č. 1

Posouzení pracovní spáry nad nejvíce využitým blokem čís.: 1

Místo posouzení : pod vyztuženým tělesem

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 840.02$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 531.99$ kNm/m

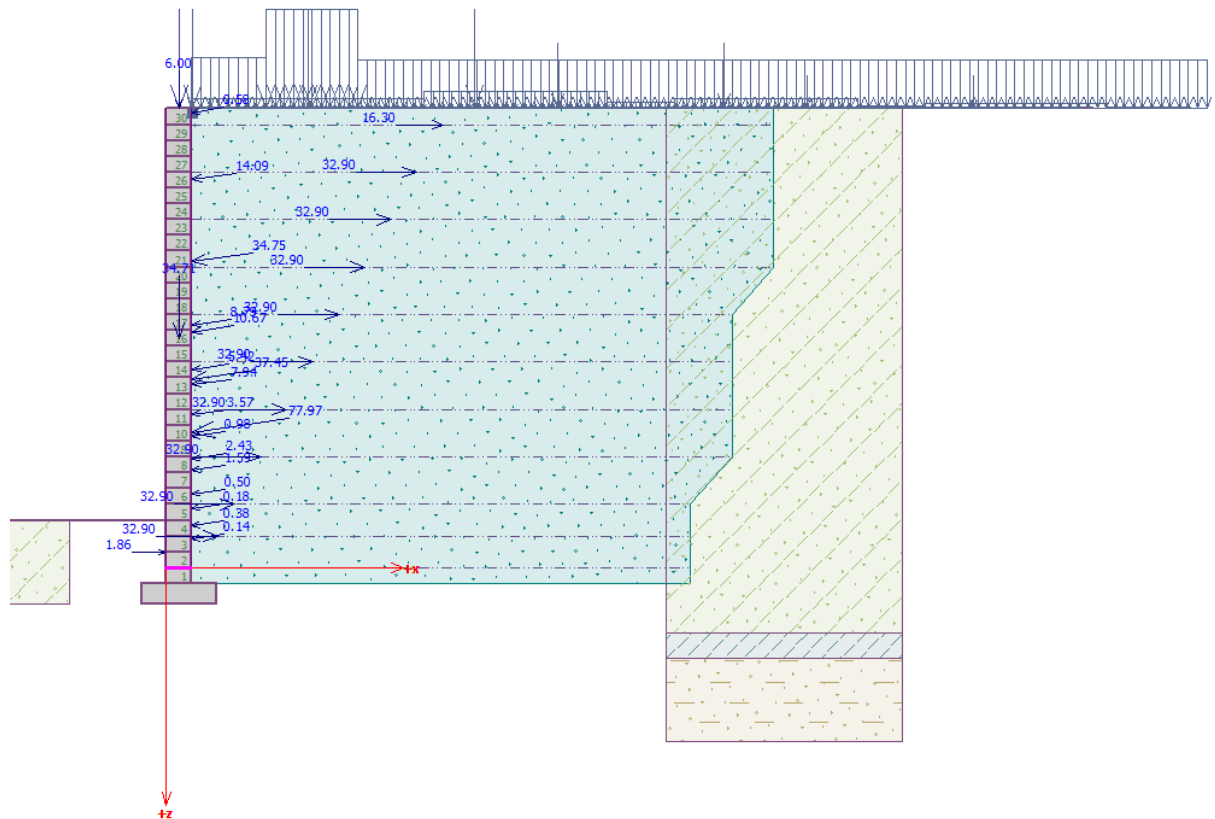
Spára na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 362.51$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 216.14$ kN/m

Spára na posunutí VYHOVUJE



Obr. 62: Spočtené síly působící na konstrukci (dimenzování)

6.4.3. Posunutí po výztuze

V této části výpočtu je posuzováno posunutí části opěrné zdi po geovýztuze. Do výpočtu zasahuje aktivní zemní tlak za vyztuženým blokem jako síla posunující a tření mezi geovýztuhou a zeminou jako síla vzdorující.

Jako prvek s největším využitím byla vyhodnocena geovýztuha mezi prvním a druhým blokem, kde posunutí vycházelo na 26,7 %. Hodnoty spočtené kolem tohoto bodu jsou uvedeny v Tabulka 20.

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-2.76	34.71	-0.15	1.000
Odpor na líci	-1.86	-0.19	0.00	-0.30	1.000
Aktivní tlak	78.92	-1.73	16.84	6.34	1.000
Zatížení dopravou Q 2.2	2.67	-5.08	0.63	6.99	1.300
Zatížení dopravou Q 3.1	2.45	-4.52	0.52	6.88	1.300
Zatížení dopravou Q 3.2	2.29	-3.32	0.49	6.64	1.300
Zatížení dopravou q4	2.15	-4.93	0.46	6.96	1.300
Zatížení dopravou q5	0.61	-4.43	0.13	6.86	1.300
Zatížení dopravou q6	2.48	-3.10	0.53	6.60	1.300
Zatížení dopravou q7	0.35	-2.39	0.08	6.46	1.300
Stálé zatížení 3	51.44	-2.75	10.97	6.53	1.000
Gravity stone	0.00	-5.51	6.00	-0.15	1.000
Tíh.- vyztužená zemina	0.00	-2.83	720.21	3.28	1.000
Zatížení dopravou Q 1.1	0.00	-5.51	57.69	1.40	0.000
Zatížení dopravou Q 1.2	0.00	-5.51	57.69	3.40	0.000
Zatížení dopravou Q 2.1	0.00	-5.51	38.46	4.40	0.000
Zatížení dopravou Q 2.2	0.00	-5.51	29.16	6.09	0.000
Zatížení dopravou Q 3.1	0.00	-5.51	7.18	6.59	0.000
Okraj Zatížení dopravou q	0.00	-5.51	1.10	0.01	0.000
Zatížení dopravou q 1	0.00	-5.51	14.56	1.40	0.000
Zatížení dopravou q2	0.00	-5.51	19.14	3.90	0.000
Zatížení dopravou q3	0.00	-5.51	2.80	5.40	0.000
Zatížení dopravou q4	0.00	-5.51	6.61	6.44	0.000
Stálé zatížení1	0.00	-5.51	23.22	0.45	1.000
Stálé zatížení 2	0.00	-5.51	55.55	1.45	1.000
Stálé zatížení 3	0.00	-5.51	125.25	4.54	1.000

Tabulka 20: Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýtuhy s největším využitím)

Posouzení na posunutí po geovýtuzi s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

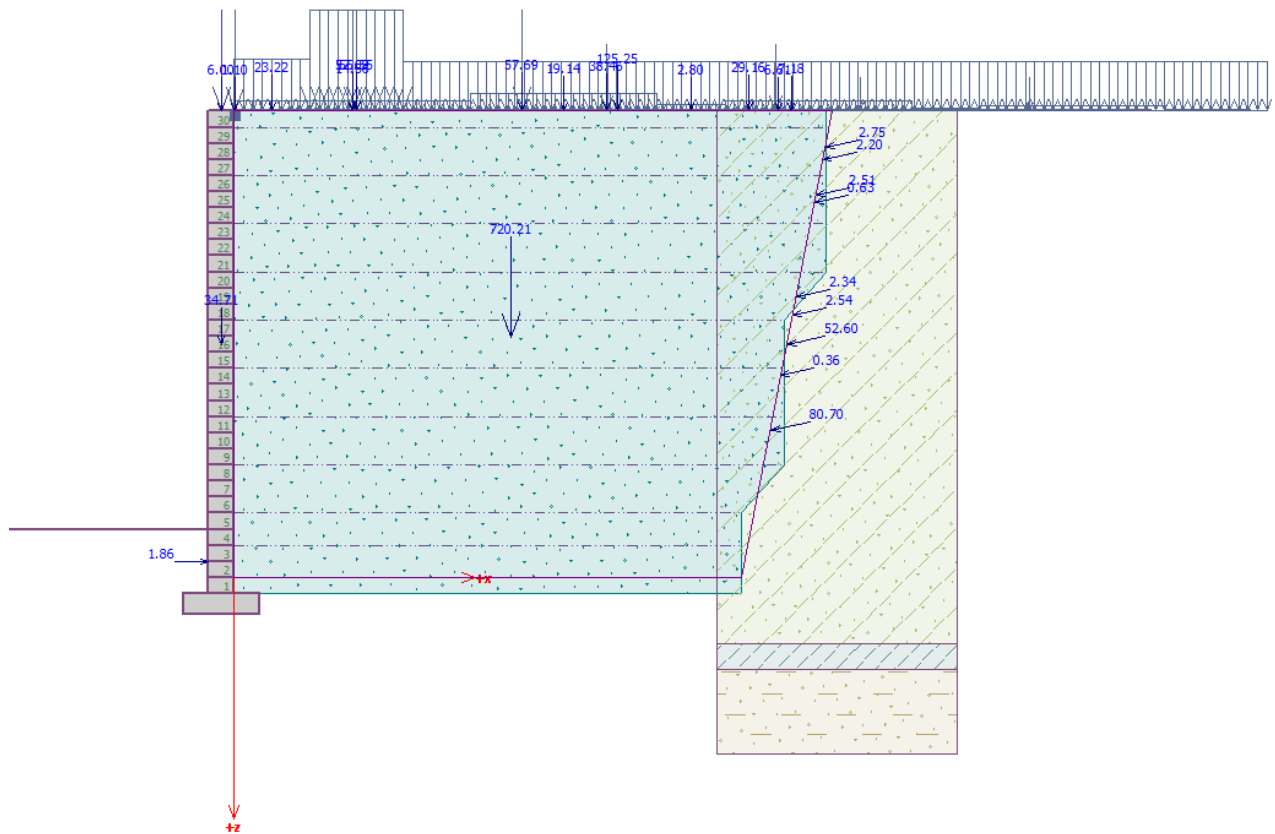
Sklon smykové plochy	= 79.00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	= 961.74 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýtuzi	= 0.80
Odpor na geovýtuzi	= 518.96 kN/m
Odpor zdi	= 29.90 kN/m
Celková únosnost výztuh	= 0.00 kN/m

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 550.72$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 147.29$ kN/m

Posunutí po geovýtuzi VYHOVUJE



Obr. 63: Spočtené síly působící na konstrukci (posunutí po výztuže)

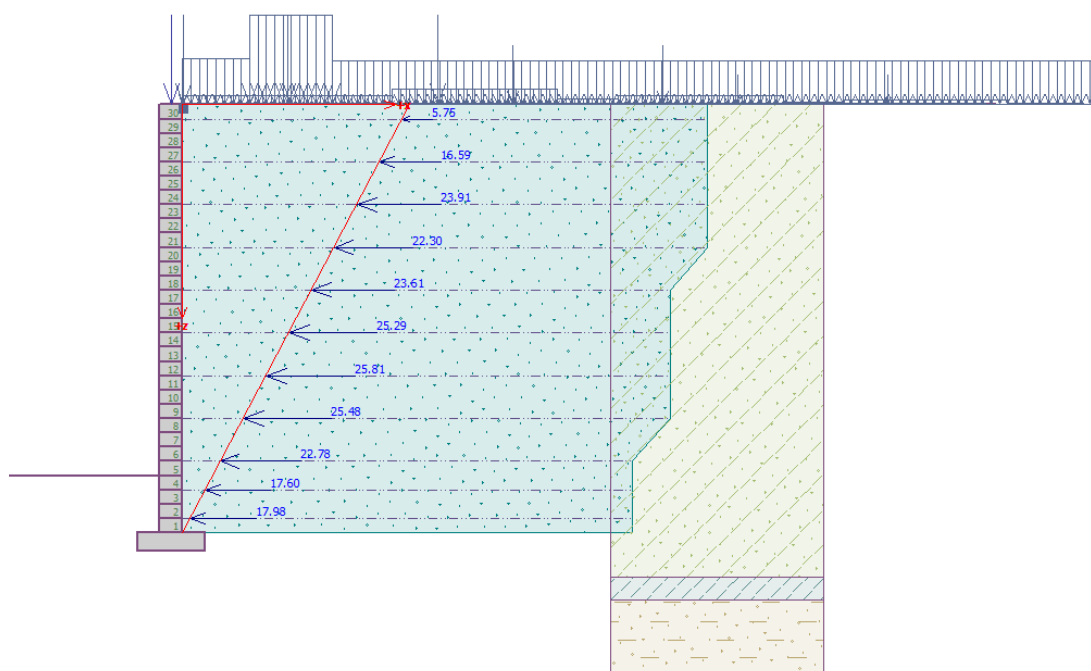
6.4.4. Vnitřní stabilita

V této části program posuzuje geovýtuhu na přetržení a na vytržení ze zemního masivu. Síla v geovýtuzě se posuzuje tak, že se zemní tlak rozdělí na jednotlivé etáže. Každá výztuha přenáší část zemního tlaku. Posouzení na vytržení se vypočte ze zadaných vlastností geovýtuzy a síly působící kolmo na její plochu.

V Tabulka 21 jsou zobrazeny síly od aktivního zemního tlaku, působící na líci zdi v jednotlivých geovýtuhách. Také jsou zde uvedeny hodnoty únosnosti jednotlivých výztuh na přetržení R_t a únosnost výztuzy na vytržení ze zemního masivu T_p a procentuální využití každé výztuzy.

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z[m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Tensar RE560	-17.98	5.51	32.90	54.66	701.56	2.56
2	Tensar RE560	-17.60	5.13	32.90	53.49	630.81	2.79
3	Tensar RE560	-22.78	4.75	32.90	69.25	563.36	4.04
4	Tensar RE560	-25.48	4.18	32.90	77.45	513.53	4.96
5	Tensar RE560	-25.81	3.61	32.90	78.45	419.89	6.15
6	Tensar RE560	-25.29	3.04	32.90	76.89	333.70	7.58
7	Tensar RE560	-23.61	2.47	32.90	71.76	254.97	9.26
8	Tensar RE560	-22.30	1.90	32.90	67.80	204.21	10.92
9	Tensar RE560	-23.91	1.33	32.90	72.67	134.25	17.81
10	Tensar RE560	-16.59	0.76	32.90	50.42	71.74	23.12
11	Tensar RE560	-5.75	0.19	32.90	17.49	16.69	34.47

Tabulka 21: Spočtené síly a únosnosti geovýtuh



Obr. 64: Normálové síly jednotlivých geovýtuh

Posouzení na přetržení (geovýtuh číslo 5)

Únosnost na přetržení $R_t = 32.90$ kN/m

Síla v geovýtuh $F_x = 25.81$ kN/m

Geovýtuh na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýtuh číslo 11)

Únosnost na vytržení $T_p = 16.69$ kN/m

Síla v geovýtuh $F_x = 5.75$ kN/m

Geovýtuh na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtuh VYHOVUJE

6.4.5. Celková stabilita

V této části lze spočítat globální stabilitu svahu, která je posouzena na kruhové smykové ploše. Výpočet byl proveden metodou dle Bishopa i Spencera a byla zvolena možnost, aby program GEO5 automaticky vyhodnotil smykovou plochu u obou metod výpočtu.

Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (0.11; -2.33)$ m

Poloměr $r = 9.83$ m

Úhel $\alpha_1 = -42.22^\circ$

$\alpha_2 = 76.29^\circ$

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 95.29 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 2

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-0.62; -2.31)$ m

Poloměr $r = 10.25$ m

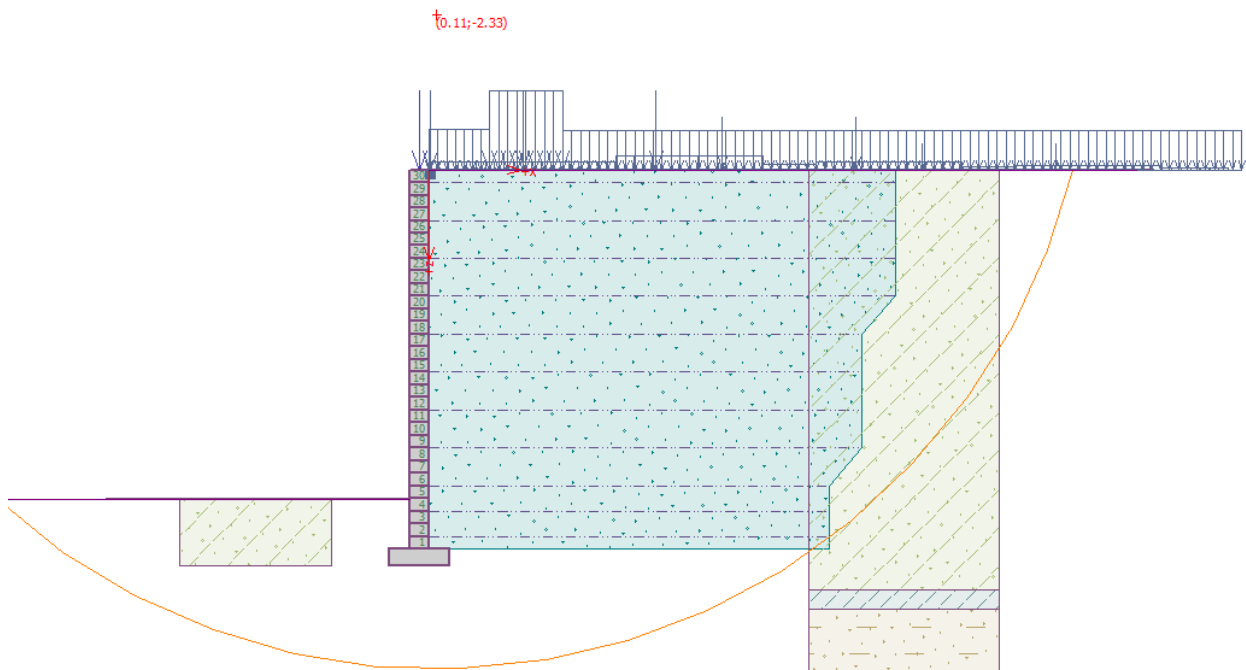
Úhel $\alpha_1 = -44.90^\circ$

$\alpha_2 = 76.98^\circ$

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití = 74.25 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Obr. 65: Globální stabilita svahu

7. Závěr

Hlavním tématem diplomové práce byl návrh opěrné stěny z armované zeminy. Při hledání optimálního řešení bylo použito dvou výpočetních programů GEO5 a Plaxis. Jelikož podloží opěrné stěny se ukázalo jako velice komplikované v oblasti nerovnoměrného sedání musel být výpočetní model programu Plaxis hlouběji rozpracován.

Výpočet celkové konstrukce byl rozdělen na dvě nezávislé úlohy. V důsledku složité geologie bylo v programu Plaxis posuzováno podzákladí konstrukce. Posouzení opěrné stěny z armované zeminy bylo provedeno v programu GEO5. V Tabulka 22 je zobrazeno porovnání nerovnoměrného sedání v jednotlivých numerických modelech a v Tabulka 23 jsou výsledné hodnoty v nejkritičtějších bodech opěrné zdi.

Řešení nerovnoměrného sedání bylo provedeno pomocí štěrkových pilot. Piloty o průměru 1,2m byly rozmístěny v rastru po třech metrech. Toto řešení se ukázalo jako účinné, protože nerovnoměrné sedání o 14,2 cm bylo redukováno na 4,8 cm. Dále byla posouzena konsolidace celého náspu, kde se ukázalo, že k rozptýlení pórových tlaků dochází již během výstavby a tudíž vlivem dlouhodobé konsolidace nedochází k výraznějšímu sedání konstrukce.

Tabulka 22: Porovnání jednotlivých modelů v programu Plaxis

Výpočetní modely v programu Plaxis	$ u _{\text{nadzdvih}}$	$ u _{\text{max}}$	$ u _{\text{min}}$	$u_{y \text{ max}} - u_{y \text{ min}}$
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Lineární mat. model	8,4	24,2	3,5	20,7
Mohr-Coulomb mat. model	5,8	19,4	5,2	14,2
Homogenizace zemin	2,3	7,3	3,2	4,1
Jiný odtěžovací modul pruž.	1,7	14,7	3,7	11,0
Štěrkové piloty plné E	1,7	7,5	3,5	4,0
Betonové piloty plné E	1,7	6,0	2,6	3,4
Štěr. piloty „node to node anchor“	1,7	8,3	3,5	4,8
Bet. piloty „node to node anchor“	1,7	5,3	2,9	2,4
Štěr. pil. homogenizace parametrů	1,7	10,3	3,5	6,8
Výpočet konsolidace	1,7	10,4	3,5	6,9

Následně byl proveden výpočet vlastní opěrné konstrukce v programu GEO5. Lícová stěna byla navržena z betonových tvarovek, kde v každé třetí tvarovce byla uchycena geovýtzuha Tensar RE560. Délky výtuh byly po výšce odstupňovány, aby nedocházelo k trhání vozovky, která bude umístěna na konstrukci náspu. Návrh stěny vyhověl ve všech kritériích.

Tabulka 23: Výsledné hodnoty programu GEO5-Vyztužené náspy

	poloha max. využití	Síly vzdorující	Síly klopící	Procento využití
	[m]	M [kNm]; F [kN]	M [kNm]; F [kN]	[%]
Překlopení celého tělesa	-0,25	3717,71	377,84	10,2
Posunutí celého tělesa	-0,25	451,21	145,78	32,3
Překlopení betonových tvarovek	±0,00	906,14	573,78	63,3
Posunutí betonových tvarovek	0,95	291,49	182,25	62,5
Posunutí části tělesa po výztuze	0,19	550,72	147,29	26,7
Přetržení geovýztuhy	2,09	32,90	25,81	78,4
Vytržení geovýztuhy	5,51	16,69	5,75	34,5
Celková stabilita	celá zeď	-	-	95,36

Optimální konstrukce z hlediska navrhování a finančních úspor je tedy šest metrů vysoký silniční násyp založený na šterkových pilotách. Stěny náspu jsou drženy opěrnou zdí z armované zeminy, kterou tvoří betonové bloky a geovýztuhy Tensar RE560.

8. Seznam použité literatury

ČSN EN 1997-1 73 1000. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí: Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 138 p.

PROF. ING. PETER TURČEK, PH.D., et al. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga, 2005. 302 p. ISBN 80-8076-023-3.

GABBIONE company s.r.o. *Opěrná zeď z gabionu*, 2014. <http://www.gabbione.cz/pouziti/operna-zed-z-gabionu/>

Dvorský, T. *Opěrné konstrukce*, 2016. Concrete.
http://concrete.fsv.cvut.cz/~dvorstom/v_beton/Uloha9_Operne_konstrukce.pdf

Česká geologická služba, 2017. <http://mapy.geology.cz/>

SAMSON PRAHA, SPOL. S R.O. *I/42 Brno, VMO Rokytova – Doplnující geotechnický průzkum*. Praha 1, 2017.

doc. RNDr. Hrubešová, Ph.D., E. *Modelování v geotechnice*, 2009. Geotechnici.
<http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/010-uvod-plaxis.pdf>, Úvod k programovému systému Plaxis

On-line nápověda GEO5. <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/>

Brinkgreve, R. *MANUAL PLAXIS 2015*; Delft University of Technology & Plaxis bv: Netherlands, 2015