

**Univerzita Pardubice**  
**Dopravní fakulta Jana Pernera**

**Řešení opěrné konstrukce – I/33 obchvat Náchod**

**Ondřej Žák**

**Bakalářská práce**  
**2018**

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

(PROJEKTU, UMĚLECKÉHO DÍLA, UMĚLECKÉHO VÝKONU)

Jméno a příjmení: **Ondřej Žák**  
Osobní číslo: **D14286**  
Studijní program: **B3607 Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Dopravní stavitelství**  
Název tématu: **Řešení opěrné zdi I/33 obchvat Náchod**  
Zadávací katedra: **Katedra dopravního stavitelství**

### Z á s a d y p r o v y p r a c o v á n í :

Bakalářská práce bude vypracována v následujících přílohách:

1. Úvod
2. Situace širších vztahů
3. Alternativní způsoby řešení opěrné konstrukce
4. Dispoziční výkres zdi (půdorys, příčný řez, pohled)
5. Statické posouzení vypracovaného řešení
6. Ekonomické zhodnocení navrženého řešení
7. Závěr

Rozsah grafických prací:

Rozsah pracovní zprávy:

Forma zpracování bakalářské práce: **tištěná**

Seznam odborné literatury:

1. ČSN P ENV 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla ČNI. Praha 1996
2. ČSN EN ISO 22476-2: Geotechnický průzkum a zkoušení- Terénní zkoušky- Část 2
3. Vaníček, I.: Mechanika zemin, Skripta FSV ČVUT, 2000
4. HULLA, J. a kol. Zakladanie stavieb ALFA-SNTL. Bratislava-Praha 1987
5. ČSN 73 6101 - Projektování silnic a dálnic
6. Kaun M., Lehovec F., Pozemní komunikace 20, Praha, skripta ČVUT, 2000
7. ČSN 73 0037 Zemní tlaky na stavební konstrukce

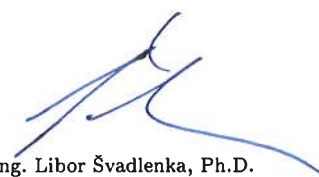
Vedoucí bakalářské práce:

**Ing. Aleš Šmejda, Ph.D.**

Katedra dopravního stavitelství


Datum zadání bakalářské práce: **20. prosince 2017**

Termín odevzdání bakalářské práce: **25. května 2018**



doc. Ing. Libor Švadlenka, Ph.D.  
děkan

L.S.



doc. Ing. Vladimír Doležel, CSc.  
vedoucí katedry

V Pardubicích dne 3. ledna 2018

## **PROHLÁŠENÍ**

Tuto práci jsem vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Byl jsem seznámen s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., autorský zákon, zejména se skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu, je Univerzita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Beru na vědomí, že v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, a směrnicí Univerzity Pardubice č. 9/2012, bude práce zveřejněna v Univerzitní knihovně a prostřednictvím Digitální knihovny Univerzity Pardubice.

V Pardubicích dne 20. 5. 2018

Ondřej Žák



## **PODĚKOVÁNÍ:**

Rád bych poděkoval svému vedoucímu práce Ing. Alešovi Šmejdovi, PhD. za jeho odbornou pomoc, cenné rady, vstřícnost při konzultacích a poskytnuté materiály, které mi pomohly při zpracování této bakalářské práce.

## **ANOTACE**

Stávající komunikace I/33 je důležitou silnicí s mezinárodním významem. Tato komunikace prochází intravilánem města Náchod. Komunikace v současné době nevyhovuje kapacitně a také i z hlediska dopadů na životní prostředí. Z těchto důvodů je navržena přeložka komunikace I/33, která odvede tranzitní dopravu ze středu města. Velké množství objektů v trase budoucí komunikace, do kterých je zahrnuto také zvolené technické řešení opěrné konstrukce, tvoří ucelenou koncepci nově navrženého obchvatu. Bakalářská práce se zabývá řešením opěrné konstrukce na I/33 a bude zpracována v požadovaných přílohách. Statické posouzení bude provedeno v softwaru GEO 5 pro výpočet geotechnických konstrukcí.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

opěrná konstrukce, hlubinné zakládání, skupina pilot, geotechnika, zpevněný násyp, geomříž,

## **TITLE**

Solution of the supporting structure - I / 33 Náchod bypass

## **ANNOTATION**

Existing I / 33 communication is an important road of international importance. This road passes through the intravilan of Náchod. Communication currently does not meet capacity and environmental impacts. For these reasons, the proposed relay I/33, which will take transit traffic from the center of the city, is proposed. A large number of objects in the route of future communication, including the chosen technical design of the supporting structure, form a coherent concept of the newly designed bypass. The bachelor thesis deals with the solution of the supporting structure at I/33 and will be processed in the required annexes. A static assessment will be performed in GEO 5 software for calculating geotechnical structures.

## **KEYWORDS**

support structure, deep foundation, pilot group, geotechnics, reinforced hopper, geogrid,

# OBSAH

ÚVOD.....	1
<b>1. TEORIE NÁVRHU OPĚRNÝCH KONSTRUKCÍ.....</b>	<b>2</b>
<b>1.1. GRAVITAČNÍ ZDI.....</b>	<b>2</b>
1.1.1. Skládané (suché).....	3
1.1.2. Zděné.....	5
1.1.3. Monolitické z prostého betonu.....	5
1.1.4. Monolitické z železobetonu.....	7
1.1.5. Prefabrikované železobetonové.....	9
<b>1.2. VETKnuté stěny.....</b>	<b>9</b>
1.2.1. Záporové pažení.....	11
1.2.2. Štětové stěny.....	12
1.2.3. Podzemní stěny.....	12
1.2.4. Pilotové stěny.....	14
1.2.5. Stěny z mikropilot.....	15
<b>1.3. SLOŽENÉ OPĚRNÉ KONSTRUKCE.....</b>	<b>16</b>
1.3.1. Hřebíkové svahy.....	16
1.3.2. Konstrukce vyztužené geomřížemi.....	16
<b>2. PRAKTICKÁ ČÁST – NÁVRH OPĚRNÉ KONSTRUKCE.....</b>	<b>18</b>
2.1. ÚVOD.....	18
2.2. POPIS ŠIRŠÍCH VZTAHŮ.....	18
2.3. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY.....	19
2.3.1. Geologické poměry.....	19
2.3.2. Hydrogeologické poměry.....	19
2.4. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE, NÁVRHOVÉ PŘÍSTUPY, PARAMETRY ZEMIN A HORNIN.....	20
2.5. NÁVRH ÚHLOVÉ OPĚRNÉ ZDI.....	21
2.5.1. Konstruktivní řešení.....	21
2.5.2. Statické posouzení – využití softwaru Geo 5.....	22
2.6. NÁVRH VYZTUŽENÉHO NÁSYPU.....	22
2.6.1. Konstruktivní řešení.....	22
2.6.2. Statické posouzení – využití softwaru Geo 5.....	23
2.7. ODHAD INVESTIČNÍCH NÁKLADŮ.....	24
2.8. ZHODNOCENÍ VARIANT.....	25
2.8.1. Technologie provádění.....	25
2.8.2. Sedání konstrukce.....	26
2.8.3. Návaznost na konstrukce mostních objektů.....	26
<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>28</b>
<b>POUŽITÁ LITERATURA.....</b>	<b>29</b>
<b>SEZNAM PŘÍLOH.....</b>	<b>- 31 -</b>
PŘÍLOHA „A“ SITUACE ŠIRŠÍCH VZTAHŮ.....	- 31 -
PŘÍLOHA „B“ GEOLOGICKÝ PROFIL VRTU.....	- 31 -
PŘÍLOHA „C“ STATICKÝ VÝPOČET ÚHLOVÉ OPĚRNÉ ZDI A PILOTOVÉHO ZÁKLADU.....	- 31 -
PŘÍLOHA „D“ VZOROVÝ ŘEZ ÚHLOVOU OPĚRNOU ZDÍ.....	- 31 -
PŘÍLOHA „E“ PŮDORYS ÚHLOVÉ OPĚRNÉ ZDI.....	- 31 -
PŘÍLOHA „F“ POHLED NA ÚHLOVOU OPĚRNOU ZEĎ.....	- 31 -
PŘÍLOHA „G“ STATICKÝ VÝPOČET VYZTUŽENÉHO NÁSYPU.....	- 31 -
PŘÍLOHA „H“ VZOROVÝ ŘEZ VYZTUŽENÉHO NÁSYPU.....	- 31 -
PŘÍLOHA „I“ PŮDORYS VYZTUŽENÉHO NÁSYPU.....	- 31 -
PŘÍLOHA „J“ POHLED NA VYZTUŽENÝ NÁSYP.....	- 31 -

## SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Odhad nákladů na provedení úhlové zdi s pilotovým základem.....	24
Tabulka 2: Odhad nákladů na provedení násypu zpevněného geomřížemi .....	25

## SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Pohled na líc skládané (suché) kamenné zdi .....	4
Obrázek 2: Vibrolisované tvarovky se zámkem    Obrázek 3: Svahové tvárnice.....	4
Obrázek 4: Pohled na postup provádění opěrné zdi z gabionů.....	5
Obrázek 5: Vzorový list opěrné stěny monolitické .....	6
Obrázek 6: Působení a vyztužení úhlové zdi.....	7
Obrázek 7: Vzorový řez úhlové stěny železobetonové .....	8
Obrázek 8: Schéma žebrové zdi .....	9
Obrázek 9: Schéma úhlové zdi tvaru „L“    Obrázek 10: Schéma úhlové zdi tvaru „U“ .....	9
Obrázek 11: Hlavní části konstrukce pažené stěny .....	10
Obrázek 12: Schéma záporového pažení.....	11
Obrázek 13: Výkres tvaru štětovnice.....	12
Obrázek 14: Postup provádění monolitické podzemní stěny .....	13
Obrázek 15: Kombinace prefabrikované a těsnicí stěny .....	14
Obrázek 16: Typy rozmístění pilot ve stěně.....	15
Obrázek 17: Postup provádění hřebíkováného svahu.....	16
Obrázek 18: Druhy geomříží z hlediska struktury.....	17
Obrázek 19: Aplikace geomříže v konstrukci opěrné stěny .....	17

## **SEZNAM ZKRATEK**

DÚR	Dokumentace k územnímu rozhodnutí
SV	Statický výpočet
MKP	Metoda konečných prvků
MSÚ	Mezní stav únosnosti
MSP	Mezní stav použitelnosti
HPV	Hladina podzemní vody
ČSN	Česká státní norma
EN	Evropská norma
Sb.	Sbírka zákonů

# ÚVOD

Navrhování a posuzování opěrných konstrukcí je jednou ze základních geotechnických činností. S různými typy opěrných konstrukcí se setkáváme v pozemním, dopravním, vodohospodářském i podzemním stavitelství. Při navrhování těchto konstrukcí je vždy nutné zhodnotit místní geologické a hydrogeologické poměry a dle účelu opěrné konstrukce navrhnout řešení, které bude splňovat požadavky, jak z hlediska spolehlivosti a životnosti, tak i z hlediska hospodárnosti a vzhledu.

V první části této bakalářské práce je uveden ucelený přehled používaných opěrných konstrukcí. Druhá část se zabývá návrhem konstrukce úhlové opěrné zdi založené na pilotovém základu, a alternativním způsobem řešení opěrné konstrukce pomocí vyztužené zeminy.

Cílem práce je navržení a statické posouzení dvou variantních řešení opěrné konstrukce, jejich orientační ekonomické porovnání, a shrnutí výhod i nevýhod konstrukčních řešení.

# 1. TEORIE NÁVRHU OPĚRNÝCH KONSTRUKCÍ

Opěrnou konstrukcí je obecně nazývána konstrukce, která podpírá základovou půdu, nebo obdobný materiál nebo vodu. Materiál je podpírán, je-li držen ve sklonu strmějším, než by mohl mít bez použití konstrukce [2]

Důvodem pro návrh opěrné zdi jsou převážně požadavky na snížení objemu zemních prací nebo požadavky na využití území.

Při návrhu opěrných konstrukcí je vhodné rozlišovat tři hlavní typy:

- Gravitační zdi
- Vetknuté stěny
- Složené opěrné konstrukce

## 1.1. Gravitační zdi

Jedná se o konstrukce, které působí proti zatížení zemním tlakem převážně svojí vlastní tíhou nebo vlastní tíhou v kombinaci s využitím tíhy zeminy. Líc gravitačních opěrných zdí se zpravidla provádí ve sklonu 5:1 až 10:1. Tento sklon příznivě ovlivňuje výsledný účinek vlastní tíhy konstrukce proti působení zemního tlaku. Vlivem požadavku na velkou hmotnost se převážně jedná o konstrukce masivní. Výjimkou jsou konstrukce železobetonových a prefabrikovaných gravitačních zdí, které jsou popsány níže (viz odst. 1.1.4 a 1.1.5). Konstrukce gravitačních stěn by měla umožňovat volný průnik nebo řízený odvod vody z podpíraného náspu. Řízený odvod lze provádět pomocí drenážního systému za rubem opěrné zdi nebo pomocí kruhových nebo čtvercových odvodňovacích prostupů o průměru 100-150 mm systémově prováděných skrz zeď, popřípadě kombinací. V případě gravitačních zdí s řízeným odvodem je rubová strana zdi plošně izolována proti vodě a základ dotěsněn (např. vrstvou jílu) až do úrovně drenážního systému (viz Obrázek 5). Základová spára opěrných zdí se vždy navrhuje v nezámrazné hloubce, která je dána druhem zeminy, v níž je zakládání prováděno.

Opěrné konstrukce se navrhuje na mezní stav únosnosti (MSÚ) a na mezní stav použitelnosti (MSP). Návrh gravitačních opěrných zdí musí zohledňovat a zaručovat bezpečnost proti překlopení, posunutí a porušení materiálu napětím způsobeným vlastní hmotností a zemním tlakem zvětšeným o náhodné účinky vyvolané nahodilým zatížením od dopravy. Stabilitu opěrné zdi je třeba vždy posoudit statickým výpočtem. Pro předběžný návrh lze u většiny gravitačních zdí použít empirické vzorce [5]. Mimo tyto mezní stavy jsou nepřijatelné průsaky zdí nebo pod zdí, změny proudění podzemní vody a také transport zrn zeminy zdí nebo pod zdí.[2]

Dle technologie provádění lze gravitační zdi dělit do následujících skupin:

### **1.1.1. Skládané (suché)**

Základním rysem skládaných zdí je absence pojiva. Materiálově lze na tento typ konstrukcí použít různé druhy lomového kamene nebo dnes často používané prefabrikované vibrolisované betonové výrobky. Samostatnou kapitolou jsou gabionové konstrukce, které jsou dnes využívány prakticky ve všech oborech pozemního stavitelství. Při volbě druhu lomového kamene je nutné, z hlediska zajištění stability a životnosti, posoudit jeho mechanické a fyzikální vlastnosti (pevnost, nasákavost, odolnost proti mrazu). V případě umístění zdi u komunikací i odolnost vůči agresivitě prostředí.

Tento typ zdi lze zakládat na štěrkových hutněných podsypech nebo na betonových základových pasech ukládaných v nezámrazné hloubce. Volba založení je dána požadavkem na statickou funkci, základovými podmínkami a rozměry konstrukce.

Použití tohoto typu konstrukce má řadu výhod, mezi které patří:

- Převážně není nutné navrhovat odvodnění rubové stěny, skladba konstrukce je propustná a nezadržuje vodu,
- v případě použití přírodních materiálů, lze využít místní zdroje a odpadá nákladná doprava,
- jedná se o tzv. „suchou výstavbu“ - nejsou nutné technologické přestávky, výstavbu lze provádět prakticky v kterémkoliv ročním období
- konstrukce jsou tvarově variabilní a estetické,
- případné menší pohyby svahů se neprojeví na vzhledu konstrukce – jsou tvarově stálé

Kamenné skládané zdi (viz obrázek 1) se navrhují na menší konstrukční výšky v závislosti na kvalitě provedení. Používají se spíše pro provedení terénních úprav nebo z architektonických důvodů. Ložné spáry se vyplňují zeminou.





**Obrázek 1:** Pohled na líc skládané (suché) kamenné zdi

*Zdroj:[8]*

Betonové výrobky pro suché zdi (viz obrázek 2 a obrázek 3) se vyrábějí v řadě povrchových i tvarových provedeníh. Spojování tvarovek se provádí pomocí zámků nebo na sraz. Každá řada tvarovek je vůči předešlé odsazena směrem do násypu. Konstrukce se tedy provádí zároveň s průběžně hutněným násypem. Duté typy tvarovek – svahové tvárnice, se vyplňují hutněnou zeminou, která svou vahou zlepšuje stabilitu stěny. Vyplněné tvarovky zeminou se využívají pro osazení vegetace. Řešení tímto způsobem umožňuje plynulý přechod na konstrukce nezpevněných svahů.



**Obrázek 2:** Vibrolisované tvarovky se zámkem **Obrázek 3:** Svahové tvárnice

*Zdroj:[9][10]*

Gabionové zdi (viz obrázek 4) jsou konstrukce tvořené z jednotlivých krychlí nebo kvádrů, které se skládají z konstrukce drátového koše a výplně z lomového nebo recyklovaného kamene. Koš je vyroben ze svařovaných sítí z galvanicky nebo žárově pozinkovaných drátů

zpravidla o průměru 4 mm. Koše jsou modulové o základní rozměrech (š/v/h) 0,5/0,5/0,5 m. Gabiony se ukládají na vazbu. Líc gabionové stěny je prováděn ve sklonu 1:10 nebo je výškově odstupňován.



**Obrázek 4:** Pohled na postup provádění opěrné zdi z gabionů

*Zdroj:[11]*

### **1.1.2. Zděné**

Jsou prováděny z různých druhů lomového kamene, cihel nebo smíšené. Zdění se provádí na hydraulická pojiva (cementové, vápenocementové, vápenné) malty. Základ je tvořen betonovým pasem nebo u historických zdí bývá základ z lomového kamene. U masivních opěrných zdí bývá jádro tvořeno skládaným kamenivem a pohledová je pouze stěna v líci opěry.

Z důvodu zajištění životnosti konstrukce je nutné volit kvalitní materiály, které budou odolávat nepříznivým účinkům prostředí.

Pro předběžný návrh rozměrů lze použít empirické vzorce uvedené v kapitole 1.1.3.

### **1.1.3. Monolitické z prostého betonu**

Opěrné zdi z monolitického betonu (viz obrázek 5) patří mezi často navrhované konstrukce. Základ je tvořen betonovým pasem uloženým v nezámrazné hloubce. Základový pas bývá vyložen na čelní i rubové straně. Vyložení na čelní straně zlepšuje stabilitu konstrukce vůči překlopení a vyložení na rubové straně umožňuje částečné přetížení násypem zeminy. Zároveň horní hrana základu po provedení tvoří vhodný podklad pro založení bednění. Šířka koruny zdi by neměla být menší než 0,6 m. V monolitických opěrných zdech je nutné provádět dilatační

spáry max. po vzdálenosti 10,0 m. Dilatační spáry musí být ošetřeny proti průniku vody z rubové strany opěry. Volba třídy betonu je závislá na agresivitě prostředí.

Základní orientační rozměry lze určit z empiricky odvozených vzorců:

$$B_0 = 0,44 + 0,2H \dots \text{pro } N = 0 \text{ m}$$

$$B_0 = 0,44 + 0,2H + \frac{1}{30}N \left(2 - \frac{N}{2}H\right) \dots \text{pro } N > 1,0 \text{ m} \quad [5]$$

$$h = 0,75 \div 1,5 \text{ m}$$

$$Z = 0,55h$$

$$B = (0,33 \div 0,45)H$$

$B_0$ ...šířka koruny

$H$ ...výška opěrné zdi

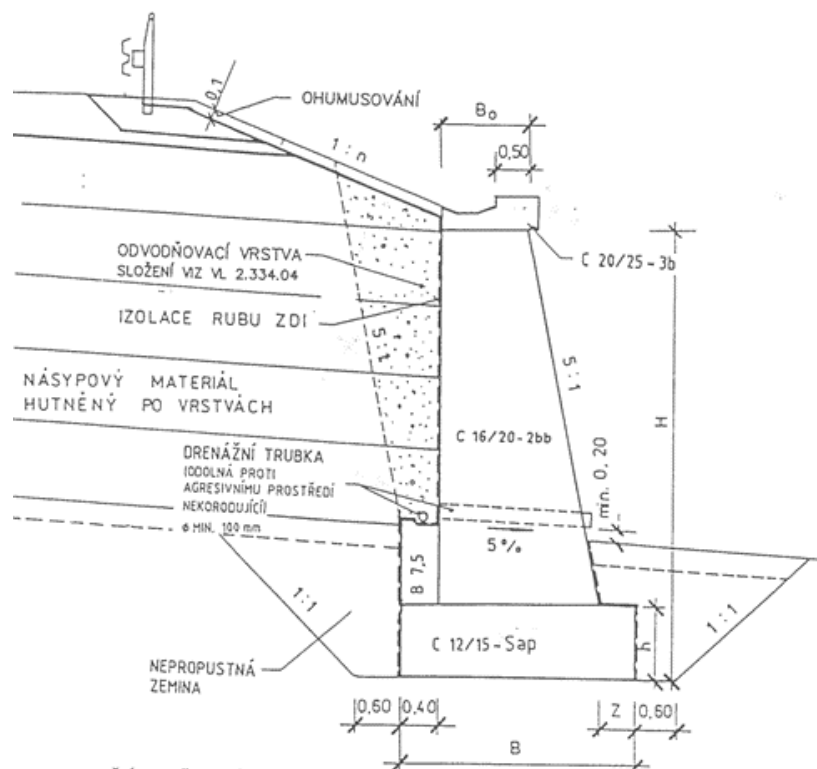
$N$ ...výška násypu nad korunou

$B$ ...šířka základu

$Z$ ...vyložení základu od líce zdi

$h$ ...výška základu

[3]



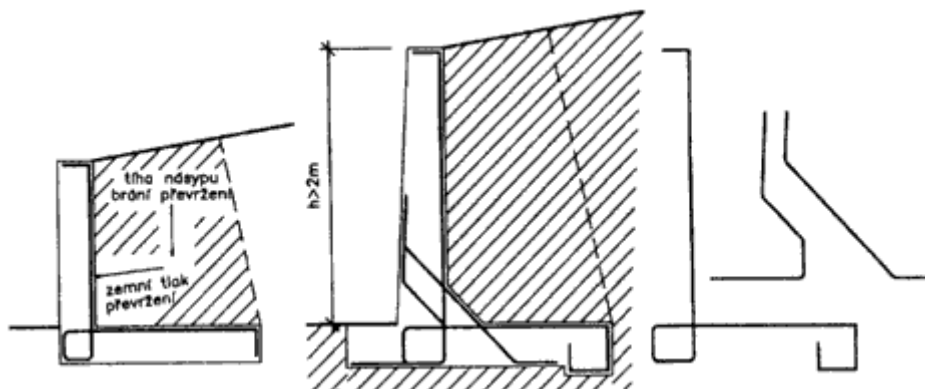
**Obrázek 5:** Vzorový list opěrné stěny monolitické

Zdroj:[3]

#### 1.1.4. Monolitické z železobetonu

Železobetonové opěrné zdi jsou oproti výše uvedeným typům výrazně subtilnější a patří mezi konstrukce, které využívají tíhu násypové zeminy pro zajištění přenosu vodorovných sil. Charakteristickým typem železobetonové opěrné zdi je úhlová zeď. Úhlová zeď je tvořena ŽB základovou deskou ukládanou v nezámrazné hloubce a ŽB stěnou. Základová deska je z důvodu zlepšení stability proti pootočení předsazena před líc stěny. Celková šířka základové desky je volena v závislosti na výšce stěny, výšce násypu a objemové hmotnosti použitého materiálu, který bude zeď přitěžovat. V případech, kdy dle provedeného statického výpočtu může dojít k posunutí celé konstrukce, navrhuje se pod základovou spárou desky vytvořit podélný ozub. Provedením tohoto ozubu se zvětší plocha odporující zeminy a sníží možnost posunutí konstrukce.

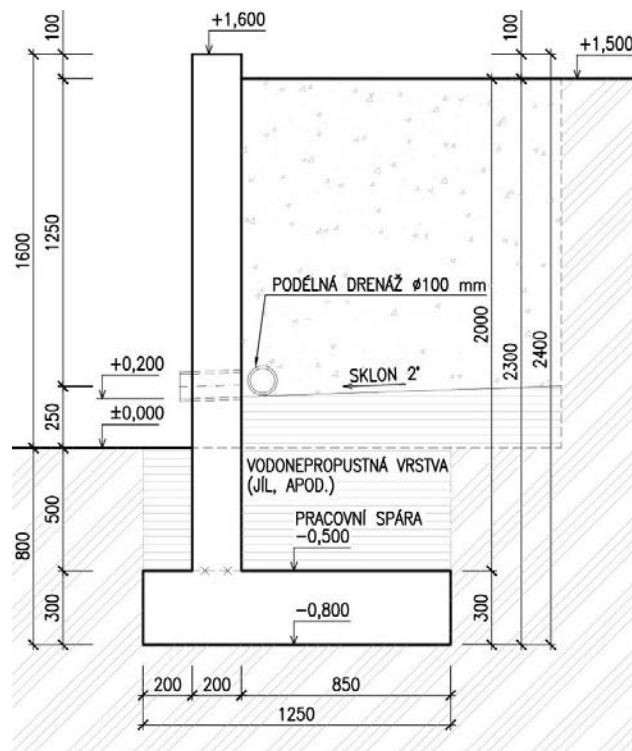
Použitím výztuže se tedy výrazně snižuje množství betonu. Zároveň se ale oproti klasické tížné konstrukci mění způsob namáhání zdi. Konstrukce je nutné navrhovat na ohyb způsobený zemním tlakem. Staticky se jedná o vetknutou konzolu (stěna) do základu (deska). Schéma vyztužení úhlové opěrné stěny a působení zemního tlaku (viz obrázek 6).



**Obrázek 6:** Působení a vyztužení úhlové zdi

*Zdroj:[6]*

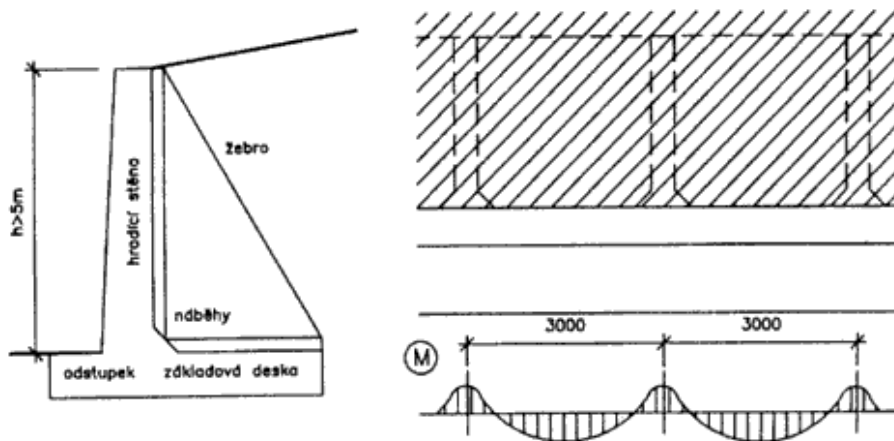
Stejně jako u ostatních typů opěrných zdí je nutné u úhlových stěn řešit odvodnění za rubem opěry (viz obrázek 7), a definovat třídu použitého betonu dle agresivity prostředí.



**Obrázek 7:** Vzorový řez úhlové stěny železobetonové

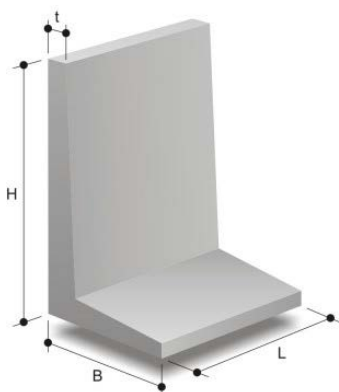
*Zdroj:[4]*

Při navrhování úhlových stěn výšky nad 5,0 m vznikají v místě vetknutí stěny do desky ohybové momenty, na které již většinou nelze navrhnout standardní tvar úhlové opěrné zdi. Pro návrh vyšších stěn lze konstrukci vyztužit provedením ŽB žeber. Žebra se dle potřeby navrhují ve vzdálenostech 2,0 – 5,0 m. Provedením žeber dochází k výraznému ztužení v místě vetknutí stěny do desky. Vlivem změny tuhosti konstrukce v místě žeber zároveň dochází ke změně způsobu vyztužení stěny, kdy se konstrukce stěny chová jako spojitý nosník (viz obrázek 8).

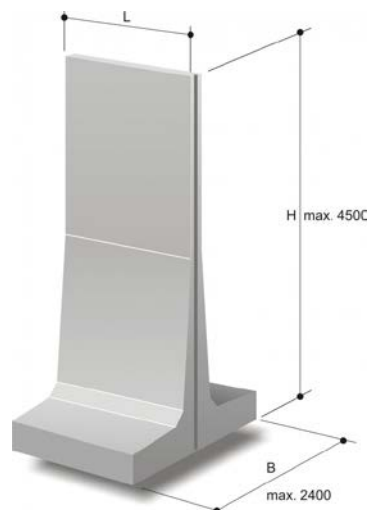


### 1.1.5. Prefabrikované železobetonové

Tento typ opěrné konstrukce vzniká prefabrikací betonových a železobetonových prvků. Hlavní výhodou použití prefabrikovaných výrobků je výrazné snížení nebo úplné zamezení provádění betonáže na místě stavby a tím i výrazné zrychlení výstavby. V současné době je na trhu k dispozici velké množství výrobků různých tvarů. Mezi hlavní zástupce lze řadit prefabrikáty tvaru „L“ a „T“ (viz obrázek 9 a obrázek 10), jejichž způsob použití je stejný jako u úhlových stěn monolitických. Výška stěny může být až 5,5 m v závislosti na velikosti zatížení u koruny opěrné zdi. Délka prvků je různá dle výrobce obvykle do 2,0 m. Obecně jsou délky dílců voleny s ohledem na celkovou hmotnost a schopnost dopravy. Dílce z prefabrikovaného betonu se vyrábí z vibrolitého betonu a vyznačují se vysokou geometrickou přesností, pevností a odolností proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek. Povrch výrobků může být hladký, nebo tvarově upravený vložením matrice do bednicí formy při výrobě. Prefabrikáty se ukládají na vyrovnaný podkladní beton.



**Obrázek 9:** Schéma úhlové zdi tvaru „L“



**Obrázek 10:** Schéma úhlové zdi tvaru „U“

## 1.2. Vetknuté stěny

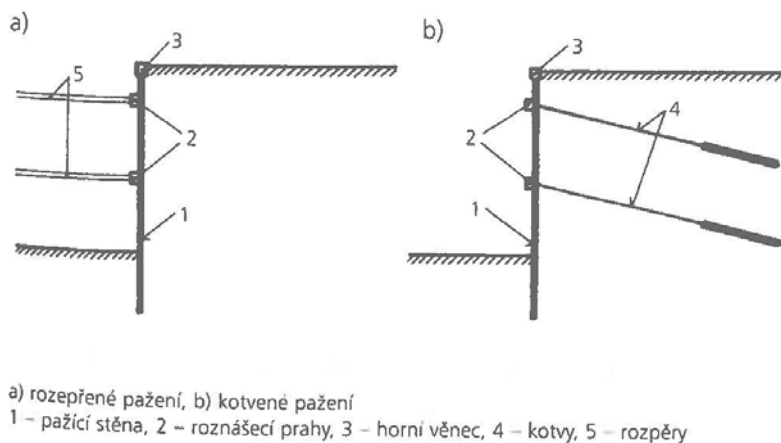
Vetknuté stěny jsou relativně tenké zdi z oceli, železobetonu nebo dřeva podepřené zemními kotvami, rozpěrami nebo zemním tlakem. Významnou rolí u tohoto typu stěn je jejich pevnost v ohybu, zatímco tíha stěny je nevýznamná.[2]

Návrh vetknutých zdí je prováděn na mezní stavy uvedené u gravitačních zdí. Navíc je nutné konstrukci posoudit na mezní stav pootočení nebo posunutí stěny (nebo její části) a dále na mezní stav porušení stěny ztrátou rovnováhy ve svislém směru.

Technologie provádění tohoto druhu stěn je odlišná od gravitačních stěn. Konstrukce vetknutých stěn se navrhuje převážně pro zajištění stavebních jam a jsou realizovány před začátkem výkopových prací.

Vetknuté stěny jsou ve většině případů prováděny jako stěny pažené. Konstrukce pažené stěny se skládá obvykle ze tří základních konstrukčních prvků, z nichž každý má odlišnou funkci v celkové konstrukci (viz obrázek 11). Jedná se o:

- Pažení
- Roznášecí prahy (převázky), v případě potřeby také horní ztužující věnec
- Podpěrné konstrukce (rozpěry nebo kotvy)



**Obrázek 11:** Hlavní části konstrukce pažené stěny

Zdroj:[12]

*Pažení* – je část konstrukce, která přiléhá k hornině a spolu s dalšími prvky zajišťuje bezpečnost stěn jámy proti celkovému sesutí, erozi, vypadávání menších objemů horniny a u nepropustných pažení i proti pronikání vody. Svoji nosnou schopnost uplatňuje ve směru vodorovném i svislém. [12]

*Roznášecí prahy (převázky)* - jsou vodorovné nebo mírně skloněné nosníky, které přiléhají k pažení a umožňují roznesení sil z podpor na větší plochu pažení. Tyto konstrukce se navrhuje z ocelových válcovaných nosníků nebo železobetonu.

*Podpěrné konstrukce* – přenáší reakce z horninových a ostatních tlaků působících na pažení. Podle charakteru sil, které vznikají v podpěrné konstrukci, rozeznáváme konstrukce:

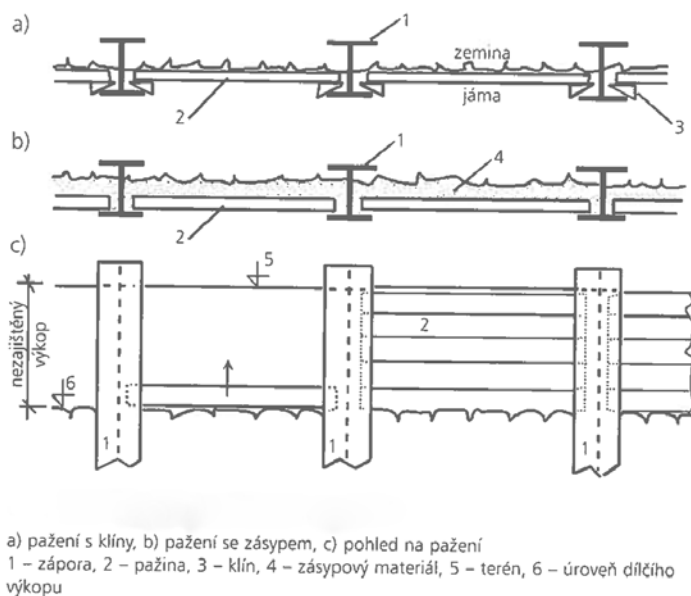
- Rozpěrné, jimiž se tlakové reakční síly přenáší rozpěrami buď do protilehlého pažení, nebo do horninového prostředí dna jámy.
- Kotvené, u nichž jsou reakční síly realizovány tahovými silami v kotvách a přeneseny do horninového prostředí za pažením. [12]

### 1.2.1. Záporové pažení

Hlavními prvky této stěny jsou zápory a pažiny. U hlubších stěn jsou tyto prvky doplněny rozpěrami nebo kotvami s převázkami. Zápory jsou svislé nosníky kotvené do horninového prostředí. Nejčastěji jsou tvořeny ocelovými nosníky typu I, HEB. Pokud je stěna navržena jako trvalá a jsou na ní kladeny estetické požadavky, lze použít i systémové prefabrikované zápory.

Zápory se umísťují v pravidelných vzdálenostech dle výsledku statického posouzení obvykle 1,5-3,0 m. Ocelové zápory lze do požadované hloubky beranit, obvyklejší řešení je osazování zápor do předem provedených vrtů. Zápory jsou v kotevní oblasti fixovány výplní betonem.

Pažiny jsou vodorovné nosné prvky, které se osazují mezi zápory. Materiálově lze použít dřevěné hranoly nebo kulatiny, ocelové pažiny nebo betonové prefabrikáty. Podmínkou funkce pažin je jejich aktivace vůči zemině (viz obrázek 12).



**Obrázek 12:** Schéma záporového pažení

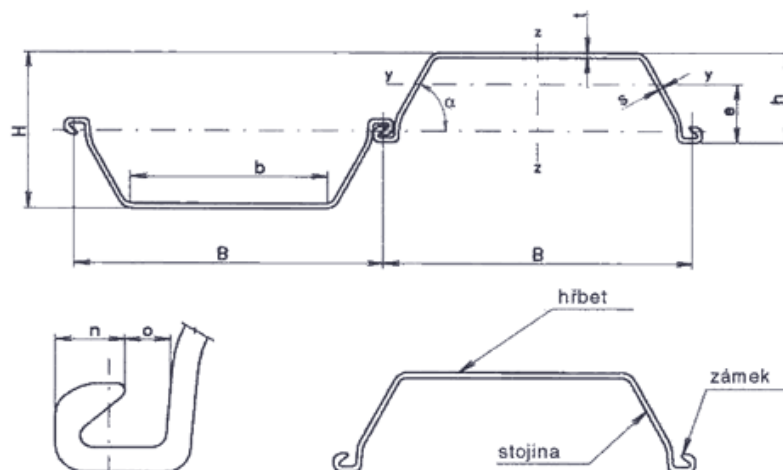
Zdroj:[12]



Zajišťovaná zemina musí mít dostatečnou soudržnost, aby před osazením pažin mezi záporny byla zajištěna stabilita dílčího výkopu. V převážné míře se tento typ stěn provádí jako dočasné pažení.

### 1.2.2. Štětové stěny

Pažící funkci u této konstrukce zastávají ocelové štětovnice. Podobně jako u záporového pažení se při vyšších stěnách provádí víceúrovňové systémy podpor, které jsou tvořeny rozpěrami, nebo kotvy s převázkami. Štětovnice jsou válcované ocelové konstrukce, které jsou opatřeny spojovacími zámky (viz obrázek 13). Nejrozšířenějším typem je u nás typ Larsen, štětovnice ve tvaru „U“. Štětová stěna se sestavuje podélným zasouváním jedné štětovnice do druhé. Osazení štětovnic je prováděno beraněním.



**Obrázek 13:** Výkres tvaru štětovnice

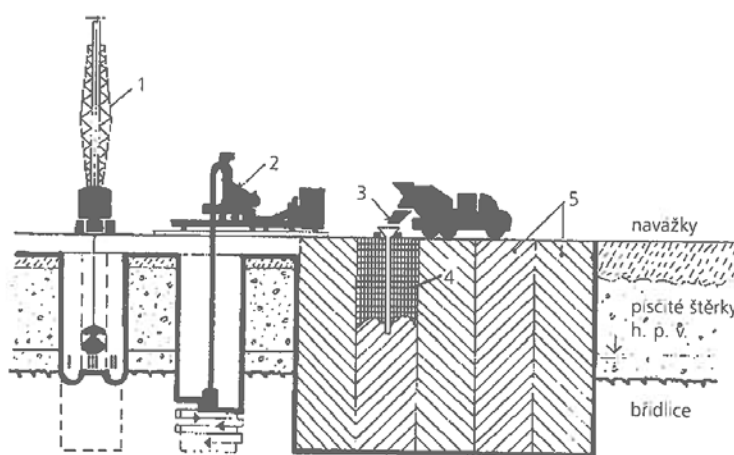
Zdroj:[13]

Díky systému spojování lze tento typ stěn použít hluboko pod hladinou podzemní vody. Spojovací zámky se rychle zanesou vyplavovanou zeminou a stávají se takřka nepropustnými.[12]

### 1.2.3. Podzemní stěny

Podzemní stěny jsou konstrukce prováděné do předem vyhloubených rýh. Šířka rýhy se pohybuje obvykle v rozmezí 0,4-1,0 m. Před začátkem hloubení jsou v úrovni terénu zhotoveny vodící betonové zídky. Tyto konstrukce slouží pro vedení rozpojovacího zařízení při hloubení a zároveň stabilizují horní část rýhy. Konstrukce podzemních stěn se navrhuje z monolitického železobetonu nebo z prefabrikátů.

Při návrhu podzemních stěn z monolitického železobetonu (viz obrázek 14) je stabilita zemního masivu během hloubení zajištěna pomocí tlaku jílovité (bentonitové) suspenze, kterou je rýha naplněna. Hloubení rýhy se provádí šachovitě pod ochranou pažící suspenze po jednotlivých záběrech (lamelách) délky až 7,0 m. Do rýhy je následně osazen armokoš (svařovaný nebo vázaný výztužný prvek z ocelové výztuže). Rýha je následně odspodu postupně vyplňována betonem, který vytlačuje jílovou suspenzi. Líce lamel jsou před betonáží opatřeny ocelovými pažnicemi s těsněním. Výška těchto stěn může dosahovat i několika desítek metrů. Stěny jsou při následném hloubení jámy po výšce kotveny.

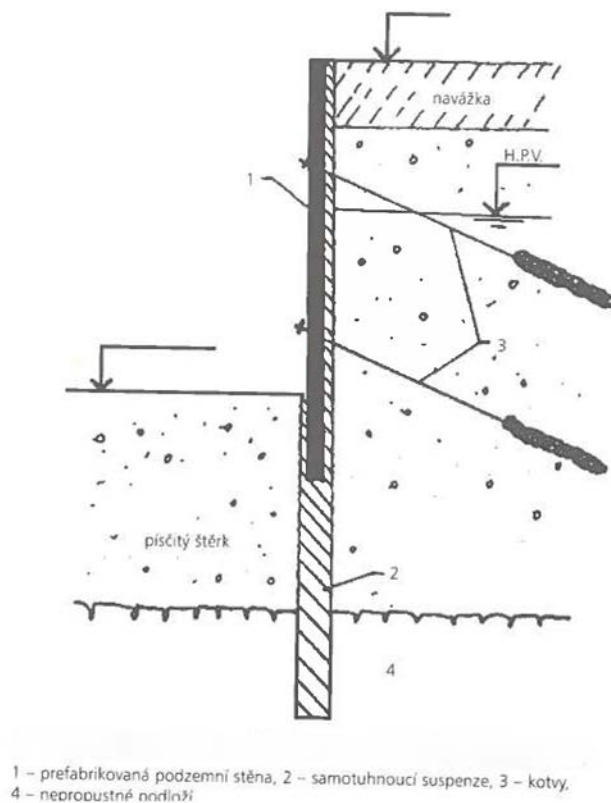


1 – hloubení rýhy drapákem v pokryvných útvarech, 2 – odvrtávání rýhy ve zvětralých horninách, 3 – betonáž do násypky, 4 – výztuž stěny, 5 – hotové lamely

**Obrázek 14:** Postup provádění monolitické podzemní stěny

*Zdroj:[12]*

Prefabrikované podzemní stěny se vyrábí výšky až 15,0 m a šířky 3,0 m. Stěny se osazují postupně jedna za druhou. Spoje mezi prefabrikáty jsou řešeny na pero a drážku nebo oboustrannou drážkou vyplněnou těsněním. Při návrhu prefabrikovaných podzemních stěn se místo výplně rýhy jílovitou suspenzí používá tzv. samotuhnoucí suspenze. Tato suspenze plní nejprve stejnou funkci jako u monolitických stěn (stabilizuje zemní masiv během hloubení rýhy). Po osazení prefabrikovaných dílů stěny a jejím zatuhnutí suspenze na rubu stěny zajišťuje aktivaci stěny se zeminou a na líci plní ochranou funkci pohledových ploch při hloubení. Prefabrikovaný pohledový povrch stěn musí být před osazením ošetřen separační vrstvou. Prefabrikáty obvykle mají z výroby již připravené niky pro umístění hlav kotev.

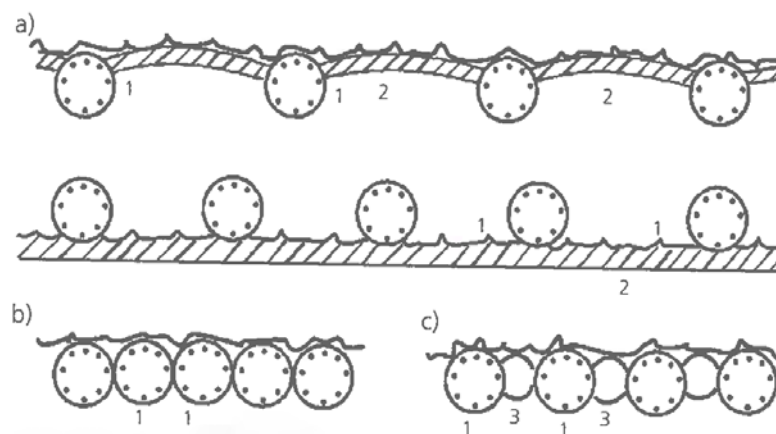


**Obrázek 15:** Kombinace prefabrikované a těsnící stěny

Zdroj:[12]

#### 1.2.4. Pilotové stěny

Pažící stěna je tvořena obvykle řadou pravidelně rozmístěných pilot, které jsou taktéž po výšce víceúrovňově kotveny pomocí převázek a kotev. Převázky jsou u tohoto typu stěn převážně monolitické, železobetonové. Z důvodu zajištění spolupůsobení pilot se u zhlaví často navrhnou ztužující ŽB věnce. Rozmístění pilot (viz obrázek 16) je závislé na horninovém prostředí a statických požadavcích. Rozměry pilot se pohybují obvykle od průměru 600 mm. Stabilita vrtu pro pilotu se zajišťuje pomocí ocelových pažnic nebo pažící suspenze (jíl, voda, a další přísady). Vyztužení pilot se navrhuje podobně jako u podzemních stěn pomocí armokošů.



a) nesouvislá stěna, b) souvislá (tangenciální) stěna, c) převrtávaná stěna  
1 – vyztužené piloty, 2 – stříkaný beton, 3 – piloty z prostého betonu

**Obrázek 16:** Typy rozmístění pilot ve stěně

Zdroj:[12]

Volný prostor mezi pilotami se při hloubení postupně vyplňuje stříkaným betonem s vloženou výztužnou sítí. Prostor na rubu stříkaného betonu je nutné vždy odvodnit pomocí drenáže. Důvodem je eliminace působení hydrostatického tlaku na betonovou výplň, který je způsoben prosakující vodou z horninového prostředí.

Požadavek na vodotěsnost pilotové stěny lze zajistit pomocí převrtávání, kdy se nejprve provedou piloty z prostého betonu a po jejich zatvrdnutí se přes ně vyvrtají vyztužené piloty.

### 1.2.5. Stěny z mikropilot

Mikropilotové stěny jsou tvořeny jednou nebo více řadami pilot, které jsou rozmístěny pravidelně v osových vzdálenostech dvou až čtyř průměru mikropiloty [12]. Průměry mikropilot jsou obvykle do 200 mm. Výška těchto stěn z důvodu malé ohybové tuhosti většinou nepřesahuje 10 m. Vrtly se paží stejným způsobem jako klasické vrtly pilot. Výztuž může být tvořena buď ocelovými trubkami nebo armokošem. Po dokončení vrtů a jeho vyčištění se vrtly plní cementovou zálivkou. Únosnost mikropilot závisí zejména na jejich upnutí do okolní základové půdy v oblasti kořene[12]. Po osazení výztuže do cementovou zálivkou vyplněného vrtu a dané technologické přestávce se provádí injektáž kořene mikropiloty cementem, která má za úkol roztlačení zavadlé zálivky radiálně do základové půdy.

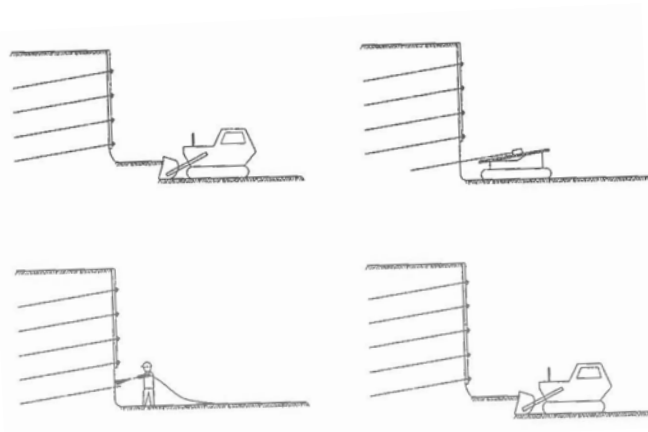
### 1.3.Složené opěrné konstrukce

Zahrnují opěrné konstrukce prováděné kombinací jednotlivých prvků z gravitačních a vetknutých zdí. Složené opěrné konstrukce jsou založeny na možnostech použití výztuh zeminy, která přenáší tahová napětí a jejichž provedením lze výrazně snížit působení zemního tlaku na opěrné konstrukce.

U vyztužování rostlého terénu se jedná o vyztužování pomocí ocelových profilů (hřebíkování) nebo použití více řad zemních kotev. Násypy se vyztužují geosyntetickými materiály (tyče, pásky, geomříže, geobuňky)

#### 1.3.1. Hřebíkované svahy

Je metoda, při které jsou do rostlého terénu při provádění svahů instalovány nejčastěji ocelové hřeby nebo trubky. Osazování může být prováděno do předem vyvrtaných vrtů nebo zarážením. Při osazování do vrtů jsou vrty následně injektovány. Hřeby se umísťují rovnoběžně (vodorovně) nebo s mírným úklonem směrem dolů. Líc svahu je následně ošetřeno vrstvou stříkaného betonu (viz obrázek 17) s vloženou výztužnou sítí nebo lícnicí prefabrikáty.



**Obrázek 17:** Postup provádění hřebíkovaného svahu

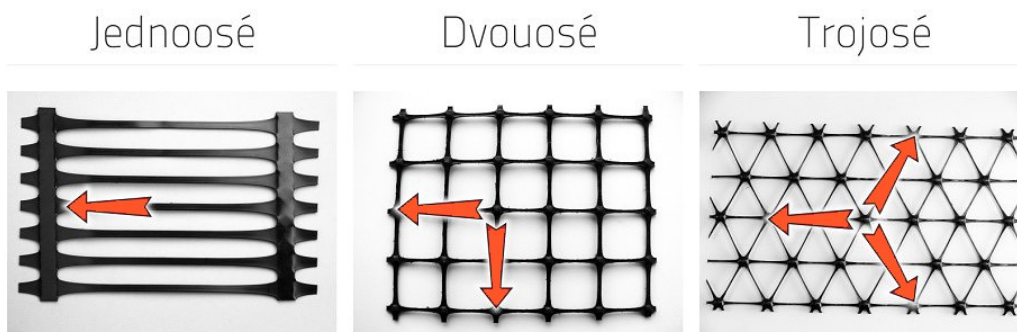
*Zdroj:[12]*

#### 1.3.2. Konstrukce vyztužené geomřížemi

Geomříže jsou tvořeny rovinnou polymerní strukturou, a to systémem vzájemně na sebe většinou kolmých tahových podélných a příčných žebër, které mohou být v průsečíku spojeny kontinuálně, svařením, lepením anebo provázáním, čímž se vytváří obvykle otvory o velikosti 10 – 100 mm, a tím je umožněno proniknutí částicím zeminy/horniny či dalším geotechnickým materiálům skrz oka geomříže[14]. Přenos sil nastává zaklíněním kameniva v otvorech, ale také třením na žebrech nebo páscích.

Z hlediska způsobu výroby je lze dělit na tkané, extrudované, svařované a monolitické (tuhé). Tkané a svařované geomříže jsou tenčí a ohebnější než geomříže monolitické. Účinkem zatížení u nich může dojít k posunutí nebo rozlepení spoje. K zachycení sil dochází při výraznější deformaci než je tomu u geomříží monolitických. Extrudované geomříže mají smíšené vlastnosti popsaných typů.

Z hlediska struktury rozlišujeme geomříže podle jejich schopnosti přenášet zatížení v jejich rovině. Podle tohoto kritéria dělíme geomříže na jednoosé, dvouosé a trojosé.[14]



**Obrázek 18:** Druhy geomříží z hlediska struktury

*Zdroj:[14][12]*

V opěrných konstrukcích se v současné době využívají nejčastěji v kombinaci s lícními betonovými prefabrikáty (viz obrázek 19).



**Obrázek 19:** Aplikace geomříže v konstrukci opěrné stěny

*Zdroj:[14][12]*

## 2. PRAKTICKÁ ČÁST – NÁVRH OPĚRNÉ KONSTRUKCE

### 2.1. Úvod

Obsahem této části je návrh konstrukce úhlové opěrné zdi založené na pilotovém základu a alternativní návrh řešení pomocí násypu zpevněného geomřížemi a lícními prefabrikáty. V obou případech byly na navržené konstrukce provedeno statické posouzení v geotechnickém softwaru Geo 5. Na obě varianty byly zhotoveny jednoduché vzorové výkresy.

### 2.2. Popis širších vztahů

Řešená opěrná zeď je součástí připravované stavby přeložky silnice I/33 – silničního obchvatu města Náchod a stavby silnice I/14 v úseku Vysokov – Vrchoviny. Silnice I/33 je důležitou silnicí s mezinárodním významem a s vysokým podílem mezinárodní nákladní dopravy. [1]

Stávající silnice I/33 prochází intravilánem města Náchod (v částečném souběhu se silnicí I/14) v dvoupruhovém uspořádání, významné křižovatky jsou okružní. Stávající zátěže dosahují intenzit přes 18 500 voz/24h. V důsledku vysokých intenzit se na této komunikaci a na přilehlých místních komunikacích vytváří dopravní kongesce a dochází v dlouhých časových úsecích k celkovému kolapsu dopravy. Dalším negativním faktorem je nehodovost v daném úseku silnice I/33 a v neposlední řadě nadměrné hlukové a exhalační zátěže. Komunikace v daném úseku v současné době nevyhovuje kapacitně a rovněž tak i z hlediska vlivu na životní prostředí. [1]

Z těchto důvodů je navržena přeložka silnice I/33 (obchvat města), která odvede tranzitní dopravu. Výstavba obchvatu povede ke zvýšení bezpečnosti silničního provozu v daném úseku, odvedení dopravy ze zastavěné části města a snížení hlukové a exhalační zátěže obyvatel. [1]

Opěrná zeď je konkrétně součástí nové stykové křižovatky Dolní Radechová. Jedná se o mimoúrovňové křížení přeložky silnice I/33 v km 3,665 se stávající silnicí I/14. Napojení obou silnic I. třídy je navrženo křižovatkovou větví, která je napojena na silnici I/33 stykovou křižovatkou v km 3,410.

Opěrná zeď lemuje odbočovací a připojovací pruh přídatného jízdního pruhu stykové křižovatky a je navržena v těsné blízkosti komunikace. Prostorovým uspořádáním opěrná zeď navazují na sousední mostní objekty. Směrově je stěna v oblouku o délce 30,37 m a poloměru 21,5 m (vztaženo k líci mostní římsy). Výška stěny je až 12 m nad terénem. Na zdi bude umístěn revizní chodník šířky 0,75 m, svodidlo a zábradlí. [1]

## **2.3. Geologické a hydrogeologické poměry**

### **2.3.1. Geologické poměry**

Z regionálně geologického hlediska se stavba nachází ve zpevněných sedimentech mladšího paleozoika – permu. Sedimenty permu, náležející do podkrkonošské permokarbonské pánve, jsou subhorizontálně uložené s úklonem vrstev 5°-10° k S až SZ a porušené zlomovými systémy sudetského a krušnohorského směru. Jedná se o monotónní komplex hornin, reprezentovaný slepenci, brekciemi a pískovci, s lokálními vložkami prachovců a jílovců. Stratigraficky patří k trutnovským vrstvám, resp. svrchní červené jalovině. Slepence jsou drobně až hrubě zrnité lavicovité (30-100 cm), v hrubší fáci až masivní s valouny do 5cm křemene a hornin krystalinika (fylit, porfyr, kvarcit), s vápnitým, jílovitým a železitým tmelem. V místě opěrné zdi se mocnost slepenců zmenšuje a směrem do nadloží je postupně nahrazena středně až jemnozrnnými hluboce zvětralými pískovci. [1]

Pískovce a slepence jsou při povrchu rozloženy na eluvia charakteru jílovitých a hlinitých písků, v mocnostech 1,5-3,0 m.

Výše uvedené horniny skalního podkladu pokrývají v různých mocnostech kvartérní sedimenty charakteru soudržných a nesoudržných zemin. Kvartérní pokryv v zájmové území reprezentují zejména fluviální, sedimenty a antropogenní uloženiny.

Fluviální sedimenty jsou zastoupeny jednak holocenními náplavami, které vyplňují ploché aluviální nivy podél vodotečí a rybníků. Jsou většinou tvořeny jílovitými a písčitojílovitými zeminami, často s organickou příměsí. Mocnost holocenních náplavů dosahuje většinou 1,5-2,0 m, lokálně až 4 m. Zastoupeny jsou v údolí Radechovky i Metuje. K fluviálním sedimentům dále patří výrazné akumulace písků a štěrků náležející údolním terasám obou vodních toků. Převážně písčité údolní terasa Radechovky je 3,5-7,0 m mocná. [1]

Povrch terénu je dotvořen antropogenními uloženinami – navážkami proměnlivé mocnosti. Jejich mocnost se pohybuje nejčastěji v rozmezí 1-3 m.[1]

### **2.3.2. Hydrogeologické poměry**

Z hlediska hydrogeologického náleží řešené území do rajónu 515 Podkrkonošská pánev.

HG rajon 515 je charakterizován řadou dílčích zvodní v horizontálně i vertikálně omezených a vzájemně oddělených kolektorech, daných častým střídáním hamitů a pelitů, s převahou puklinové propustnosti nad průlinovou. Infiltrační oblastí je celá plocha rajonu, k odvodňování dochází v místech erozních bází. Těmi jsou především hluboce zaříznutá údolí, do kterých se



podzemní vody přelévají buď formou sestupných údolních pramenů nebo skryté podpovrchové drenáže puklinovým systémem ve skalních horninách nebo průlinovým systémem ve fluviodeluviálních sedimentech údolních výplní. Na náhorních plošinách tak bývá podzemní voda většinou hluboko zakleslá, v hloubkách 10-30 m i více, v údolních dnech se voda přibližuje k povrchu terénu a v případě druhotné akumulace podzemní vody v kvartérních sedimentech se voda nachází většinou mělce pod terénem, v hloubkách kolem 1-2 m. [1]

Podzemní vody z permských hornin jsou středně mineralizované, někdy se zvýšeným obsahem síranů. Obecně se s rostoucí hloubkou kvalita vody zhoršuje.

V rajonu se lokálně vyskytuje zavěšený kvartérní horizont s volnou hladinou, omezeného rozsahu a vydatnosti (převážně průsaky), vázaný na eluvia a silně až zcela zvětralé přípovrchové partie hornin. Samostatné souvislé zvodnění je vázáno na údolní náplavy Radechovky a Metuje. Štěrkopískový průlinově propustný kolektor, zvodněný horizontem mělkých podzemních vod pořičního charakteru, dosahuje mocnosti převážně 3,0-7,0 m. Podzemní voda se nachází většinu mělce pod povrchem (1-2 m), v místě mocnějších navážek a násypů i hlouběji. Má většinou volnou hladinu, v místě větší mocnosti holocénních náplavů i mírně napjatou.[1]

## **2.4.Zatížení konstrukce, návrhové přístupy, parametry zemin a hornin**

Pro výpočet zatížení opěrné konstrukce silničním tělesem umístěným v koruně byl použit zatěžovací model LM1 dle doporučení uvedeném v kap. 4.9.1. Svislá zatížení, odst. (1), ČSN EN 1991-2. Dvojnápravy byly dle tohoto doporučení nahrazeny ekvivalentním rovnoměrným zatížením rozloženým na obdélníkovou plochu o šířce 3,0 m a délce 2,2 m. Zároveň bylo zavedeno rovnoměrné zatížení od chodníku v hodnotě 1,5 kN/m<sup>2</sup> a přitížení betonovým základem pod mostní římsou.

Všechny statické výpočty byly provedeny dle tří návrhových přístupů uvedených v EN 1997-1\_Navrhování geotechnických konstrukcí. Dle získaných výsledků jsou dokladovány nejnejpříznivější stavy, které u všech posuzovaných konstrukcí odpovídají návrhovému přístupu č.2 – Redukce zatížení a odporu (únosnosti) materiálů.

Podkladem pro statické posouzení a určení parametrů zemin byl poskytnutý geologický profil z provedeného vrtu č. J174 hloubky 18,0 m, kde je provedeno zatřídění jednotlivých zastižených vrstev dle ČSN 73 61 33 a definována hladina podzemní vody (HPV). Podrobné parametry zemin a hornin potřebné k výpočtům jednotlivých konstrukcí byly odvozeny od

tohoto zatřídění. Jedná se tedy o průměrné hodnoty, které nejsou laboratorně podloženy. Geologický profil vrtu J174 je doložen v příloze „B“.

## **2.5.Návrh úhlové opěrné zdi**

Návrh úhlové opěrné zdi vychází z předpokladu zpracovatele DÚR, který uvažoval s hlubinným založením této zdi na pilotách.

### **2.5.1. Konstrukční řešení**

Konstrukce úhlové opěrné zdi se skládá ze základové desky, dříku a tížné lavice (desky vykonzolované z dříku stěny do násypu). Stěna je založena na pilotách, které jsou vetnuty do základové desky. Všechny prvky konstrukce jsou navrženy ze železobetonu. Konstrukce zdi je ve směrovém oblouku o poloměru 22,31 m (měřeno v rubu dříku). Po délce je dilatačně rozdělena na 3 části. Celková nejvyšší konstrukční výška stěny je 13,8 m a délka stěny 30,37 m.

**Pilotový základ** – Piloty o průměru 1,0 m a délce 15,0 m z betonu C25/30 a jsou navrženy ve dvou řadách. Osová vzdálenost mezi pilotami v první řadě je 2,94 m a v druhé řadě 3,16 m. Osová vzdálenost mezi řadami pilot je 3,98 m. Vlivem směrového oblouku je v první řadě celkem 10 pilot a v druhé 11 pilot. Piloty jsou vyztuženy vázanou výztuží z oceli B500 B, krytí výztuže 60 mm.

**Základová deska** – šířky 5,64 m je navržena z betonu C 30/37-XA1 o tloušťce 1,0 m. Deska je uložena na podkladní beton v tl. 150 mm z betonu C 16/20-X0 a je vetknuta do pilot. Horní líc desky je ve spádu 2% pro zajištění odtoku vody z konstrukce. Výztuž vázaná B500 B, krytí výztuže 50 mm.

**Stěna (dřík)** - je navržena z betonu C 30/37-XF4. Výška stěny v posuzovaném řezu je 12,78 m. Tloušťka stěny je proměnná 1,14 m až 0,5 m a je dána úklonem líce stěny, který je navržen v poměru 20:1. Ve stěně jsou navrženy prostupy o průměru 150 mm pro vyústění drenáže po vzdálenosti 5,0 m. Výztuž vázaná B500 B, krytí výztuže 50 mm.

**Konzola** – je založena ve výšce 5,6 m pod korunou zdi. Délka konzoly je 3,0 m a tloušťka 0,6 m. Horní líc je proveden ve sklonu 3%. Konzola je uložena na podkladní beton v tl. 100 mm z betonu C 16/20-X0. Výztuž vázaná B500 B, krytí výztuže 50 mm.

Rub zdi je po celé výšce izolován proti zemní vlhkosti. V koruně zdi je z rubové strany navržen základový pas z betonu C 30/37 XA1 o hloubce 1,0 m. Tento pas společně s konstrukcí zdi slouží pro uložení typové prefabrikované mostní římsy š. 1,56 m.

Výkresy úhlové zdi s pilotovým základem jsou dokladovány v přílohách „D“ až „F“.

### 2.5.2. Statické posouzení – využití softwaru Geo 5

Tvar konstrukce úhlové opěrní zdi byl navržen a následně posouzen ve dvou modulech softwaru Geo5.

**Modul „Úhlová zed“** - V modulu byla konstrukce zdi navržena tak, aby vyhovovala na posouzení posunutí a pootočení konstrukce v případě plošného založení. Z důvodu nedostatečné únosnosti základové půdy je následně navrženo založení na pilotách, respektive skupině pilot. Zvolený tvar konstrukce opěrné zdi vychází ze snahy co nejvíce eliminovat tahové síly v pilotách.

**Modul „Skupina pilot“** – V tomto modulu byla posouzena navržená skupina pilot nejprve v analytické metodě, kde je posouzení možné pouze na svislé zatížení. Zatížení momenty a posouvající silou v této metodě není uvažováno. S ohledem na působící posouvající síly a ohybové momenty byla tedy následně pro výpočet použita tzv. Pružinová metoda. Vlastní výpočet je v tomto případě proveden metodou konečných prvků (MKP). Touto metodou byla ověřen mezní stav únosnosti (MSÚ) skupiny pilot na maximální účinky normálových a posouvajících sil i ohybového momentu. Dále byly vyhodnoceny maximální deformace (MSP), navržena výztuž pilot a posouzena stabilita svahu.

Výsledky statického posouzení jsou dokladovány v příloze „C“.

## 2.6. Návrh vyztuženého násypu

Tento způsob řešení opěrné konstrukce je zvolen jako alternativní (variantní) řešení k návrhu úhlové opěrní zdi.

### 2.6.1. Konstruktivní řešení

Konstrukce vyztuženého násypu se skládá z lícních prefabrikátů založených na základovém pasu a násypu zpevněného geomřížemi. Konstruktivní výška zdi v posuzovaném místě je 13,8 m. Délka i poloměr směrového oblouku je totožný z variantou úhlové zdi

**Základový pas** – o šířce 1,5 m a výšce 0,8 m je navržen z betonu C 30/37-XA1. Základový pas je uložen na podkladní beton C 16/20-X0 v tl. 100 mm, pod kterým je proveden roznášecí štěrkový polštář třídy G1 a výšce 0,5 m. Za základovým pasem je do úrovně horního líce proveden pod celým násypem taktéž štěrkový polštář o výšce 0,9 m.

**Lící prefabrikáty** – jsou betonové vibrolisované dutinové prefabrikáty o rozměrech š/v/h 500/500/250 mm. Celkem je navrženo 51 řad těchto prvků. Každá řada je směrem do násypu odsazena o 50 mm, líc stěny je tedy navržen ve sklonu 5:1. Prefabrikáty jsou vyplněny materiálem třídy G3. Poslední tři řady u koruny budou vyplněny betonem a zmonolitněny se základovým pasem pro možnost osazení prefabrikované mostní římsy šířky 1,56 m. V úrovni terénu bude provedeny prostupy pro odvod drenážních vod průměru 150 mm.

**Výztužné geomříže** – jsou navrženy jednoosé geomříže Tensar 120 RE v délkách 4,0 až 7,0 m. Geomříže jsou kotveny mezi lící prefabrikáty a jsou navrženy po výšce 0,5 m. S ohledem na rozdílné sedání násypu a stěny z lících prefabrikátů bude provedeno jejich nadvýšení o 100 mm.

Výkresy úhlové zdi s pilotovým základem jsou dokladovány v přílohách „H“ až „J“.

### **2.6.2. Statické posouzení – využití softwaru Geo 5**

Tvar konstrukce zpevněného násypu byl navržen a následně posouzen taktéž ve dvou modulech softwaru Geo5.

**Modul „Vyztužené násypy“** – v tomto modulu bylo provedeno posouzení na posunutí a pootočení konstrukce. Dále navržen a posouzen vybraný typ výztužné geomříže, počet vrstev a jejich délka v jednotlivých výškových úrovních. Výztuhy byly posouzeny na přetržení a vytržení z konstrukce násypu. V závěru výpočtu bylo provedeno posouzení na stabilitu svahu.

**Modul „Základová Patka“** – tento modul byl použit pro dva případy. V prvním případě se jednalo o posouzení v místě základové spáry, kdy nebylo uvažováno se základovým pasem pod lícími prefabrikáty. Na základě tohoto výpočtu byla ověřena únosnost základové spáry s šterkovým polštářem a celková deformace podloží. V druhém případě byl pod konstrukci lících prefabrikátů navržen základový pas. V tomto případě byla taktéž ověřena únosnost základové spáry pod pasem a deformace podloží.

Varianta se základovým pasem byla zvolena z důvodu zajištění rovnoměrného sedání líce opěrné stěny, která je navržena s prefabrikovaných betonových bloků.

Výsledky statického posouzení jsou dokladovány v příloze „G“.

## 2.7. Odhad investičních nákladů

V tabulkách jsou pro obě navržené varianty orientačně vyčísleny náklady na provedení opěrné konstrukce na délku stěny 30,0 m. V porovnání nejsou zahrnuty náklady na provedení násypů, zpětných zásypů, drenáží a úpravy koruny opěrné konstrukce, jelikož tyto činnosti budou prováděny v obou variantách a jejich cena není pro porovnání rozhodující. Jednotlivé ceny za provedení jsou shrnuty do souborů a byly vytvořeny z třídníku stavebních prací OTSKP.

**Tabulka 1:** Odhad nákladů na provedení úhlové zdi s pilotovým základem

ÚHLOVÁ ZEĎ				
Soubor	Jednotková cena (Kč)	Výměra	Jednotky	Cena celkem (Kč)
Zemní práce	347	489	m <sup>3</sup>	169 683
Piloty	142 716	21	ks	2 997 028
Podkladní betony	2 550	34	m <sup>3</sup>	87 669
ŽB vodorovné kce.	6 270	246	m <sup>3</sup>	1 542 420
ŽB stěna	8 430	314	m <sup>3</sup>	2 647 863
Izolace	351	746	m <sup>2</sup>	261 776
<b>Celkové náklady</b>				<b>7 706 438</b>

*Obsah souborů:*

*Zemní práce - cena zahrnuje pouze provedení výkopů*

*Piloty - cena zahrnuje provedení vrtů s ocelovou výpažnicí, provedení pilot (průměru 1,0 m, délky 15 m) včetně výztuže a betonu.*

*Podkladní betony - cena zahrnuje provedení včetně výztuže a betonu*

*ŽB vodorovné konstrukce - cena zahrnuje provedení ŽB základové desky a konzoly včetně výztuže, bednění a betonu*

*ŽB stěna - cena zahrnuje provedení ŽB základové desky a konzoly včetně výztuže, bednění a betonu*

*Izolace - cena zahrnuje materiál a provedení izolací proti zemní vlhkosti, včetně navazujícího souvrství ochrany izolace*

**Tabulka 2:** Odhad nákladů na provedení násypu zpevněného geomřížemi

<b>ZPEVNĚNÝ NÁSYP</b>				
Soubor	Jednotková cena (Kč)	Výměra	Jednotky	Cena celkem (Kč)
Zemní práce	347	397	m <sup>3</sup>	137 828
Základový pas	3 560	36	m <sup>3</sup>	128 160
Štěrkový polštář	760	159	m <sup>3</sup>	120 840
Podkladní betony	2 550	5	m <sup>3</sup>	13 005
Lícni prefabrikáty	1 450	398	m <sup>2</sup>	576 375
Geomříže Tensar	212	3960	m <sup>2</sup>	839 520
<b>Celkové náklady</b>				<b>1 815 728</b>

*Obsah souborů:*

*Zemní práce - cena zahrnuje pouze provedení výkopů*

*Základový pas – cena zahrnuje provedení pasu včetně bednění a betonu*

*Podkladní betony - cena zahrnuje provedení včetně výztuže a betonu*

*Štěrkový polštář – cena zahrnuje provedení a materiál*

*Lícni prefabrikáty – cena zahrnuje materiál a provedení typových prefabrikovaných prvků*

*Geomříže Tensar- cena zahrnuje materiál a pokládku*

## **2.8. Zhodnocení variant**

V tomto zhodnocení jsou uvedeny výhody a nevýhody obou variant z hlediska technologie provádění, sedání a návaznosti na konstrukce mostních objektů. Cenová výhodnost variantního provedení zpevněného násypu geomřížemi je patrná z odhadu investičních nákladů.

### **2.8.1. Technologie provádění**

Z hlediska technologie provádění je evidentní značný rozdíl v procesu výstavby, kdy úhlová opěrná zeď je prováděna mokrým procesem, zatímco u vyztuženého násypu je mokrým procesem prováděn pouze základový pas. Mokré procesy kladou značné nároky na dopravu betonové směsi, ale i na dopravu a montáž bednění a také výztuže. V těchto procesech je nutné dodržet dané technologické postupy, konstrukční zásady a technologické přestávky při betonáži. Všechny tyto procesy prodlužují výstavbu a zvyšují nároky nejen na provedení, ale také na kontrolní činnost. U zpevněného násypu se jedná o skládanou konstrukci z prefabrikovaných bloků. Důležité je u této konstrukce kvalitní založení první řady lícových

prefabrikátů, jelikož vzniklé nerovnosti se následně propisují do jednotlivých řad, a dále dodržení technologie při pokládce geomříží. Výhodou pro lícní prefabrikáty je i jednoduché provedení stěny ve směrovém oblouku. U stěny monolitické je provádění směrově zakřivených konstrukcí náročné na bednění.

Zásadním rozdílem je způsob založení obou konstrukcí, kde je zřejmý rozdíl v pracnosti mezi hlubinným založením na ŽB pilotách u úhlové opěrné zdi, a založení na základovém pasu a šterkovém roznášecím polštáři u varianty zpevněného násypu.

Z hlediska technologie provádění je tedy z důvodu pracnosti výhodnější řešit opěrnou konstrukci pomocí násypu zpevněného geomřížemi.

### **2.8.2. Sedání konstrukce**

Řešená opěrná konstrukce z obou stran navazuje na mostní křídla opěr, u kterých je uvažováno s hlubinným založením a provedením ze železobetonu. Sedání úhlové opěrní zdi, která je taktéž založena na pilotovém základu, bude tedy podobné jako sedání konstrukce mostních opěr. V provedeném SV úhlové opěrné zdi je vypočtena hodnota maximálního sednutí 7,6 mm.

U základového pasu pod lícovými prefabrikáty je vypočtena maximální hodnota sedání 44,2 mm. U násypu zpevněného geomřížemi je toto sedání výrazně vyšší a v provedeném SV je uvedena maximální hodnota 160,5 mm. Rozdílné sedání se negativně projeví v podobě deformací říms a vozovky v přechodových oblastech mostů.

Tomuto rozdílu v sedání je možné zamezit tím, že těleso násypu a tedy i vyztužená konstrukce násypu budou prováděny v dostatečném předstihu před dokončením výstavby. Zároveň je nutné vyrovnat rozdíl mezi sedáním základu lícních prefabrikátů a vlastního zpevněného tělesa, což je konstrukčně řešeno nadvýšením geomříží v jednotlivých vrstvách.

Při volbě opěrné konstrukce tvořené zpevněným násypem je nutné na základě výpočtu konsolidace v čase metodou MKP určit vhodný začátek výstavby. Tento způsob řešení může být tedy z hlediska celkového harmonogramu výstavby časově náročnější a z hlediska řešení sedání konstrukce je v tomto případě jednodušším řešením založení na pilotách.

### **2.8.3. Návaznost na konstrukce mostních objektů**

Konstrukce v líci zpevněného násypu nenavazuje na svislá ŽB mostní křídla, což je dáno navrženým sklonem líce 5:1. Pata násypu v úrovni upraveného terénu je oproti líci předsazena o cca 2,0 m. Tento rozdíl je možné řešit ukončením násypu přechodovým klínem, což

komplikuje řešení líce konstrukce, nebo je možné před mostní křídla provést také skládanou konstrukci ve sklonu násypu.

Při provádění násypu je tedy nutné do porovnání započítat i úpravy křídel navazujících mostních konstrukcí, které by v případě provedení úhlové zdi nebylo nutné řešit.



## ZÁVĚR

V této práci byly navrženy a staticky posouzeny dvě varianty typově odlišných opěrných konstrukcí. Jednalo se o konstrukci úhlové opěrné zdi s pilotovým základem a konstrukci násypu zpevněného geomřížemi. Návrh úhlové opěrné zdi s pilotovým základem byl proveden na základě předpokladu zpracovatele DÚR. Alternativní způsob řešení konstrukce provedením zpevněného násypu byl zvolen s cílem porovnat a vzájemně zhodnotit obě varianty z hlediska ekonomického, technologického a konstrukčního.

Z hlediska návrhu konstrukce se jednalo o ne zcela běžný typ. Stěna je půdorysně ve velkém směrovém oblouku, její výška dosahuje až 13 metrů a geologické poměry v dané lokalitě jsou relativně složité. Ekonomicky výhodnějším řešením je prokazatelně řešení násypu zpevněného geomřížemi. Z hlediska technologického je provedení úhlové opěrné zdi a pilotového základu náročnější, ale založením na opřených pilotách je docíleno výrazně menšího sedání. U zpevněného, plošně založeného násypu lze předpokládat, že i při podrobném zhodnocení daných geologických podmínek, statickém posouzení, a kvalitním technologickém provedení, může dojít časem k větším deformacím v koruně, než u úhlové zdi. I přes toto úskalí se v tomto konkrétním případě z technologického hlediska jeví lepším řešením konstrukce vyztuženého násypu.

## POUŽITÁ LITERATURA

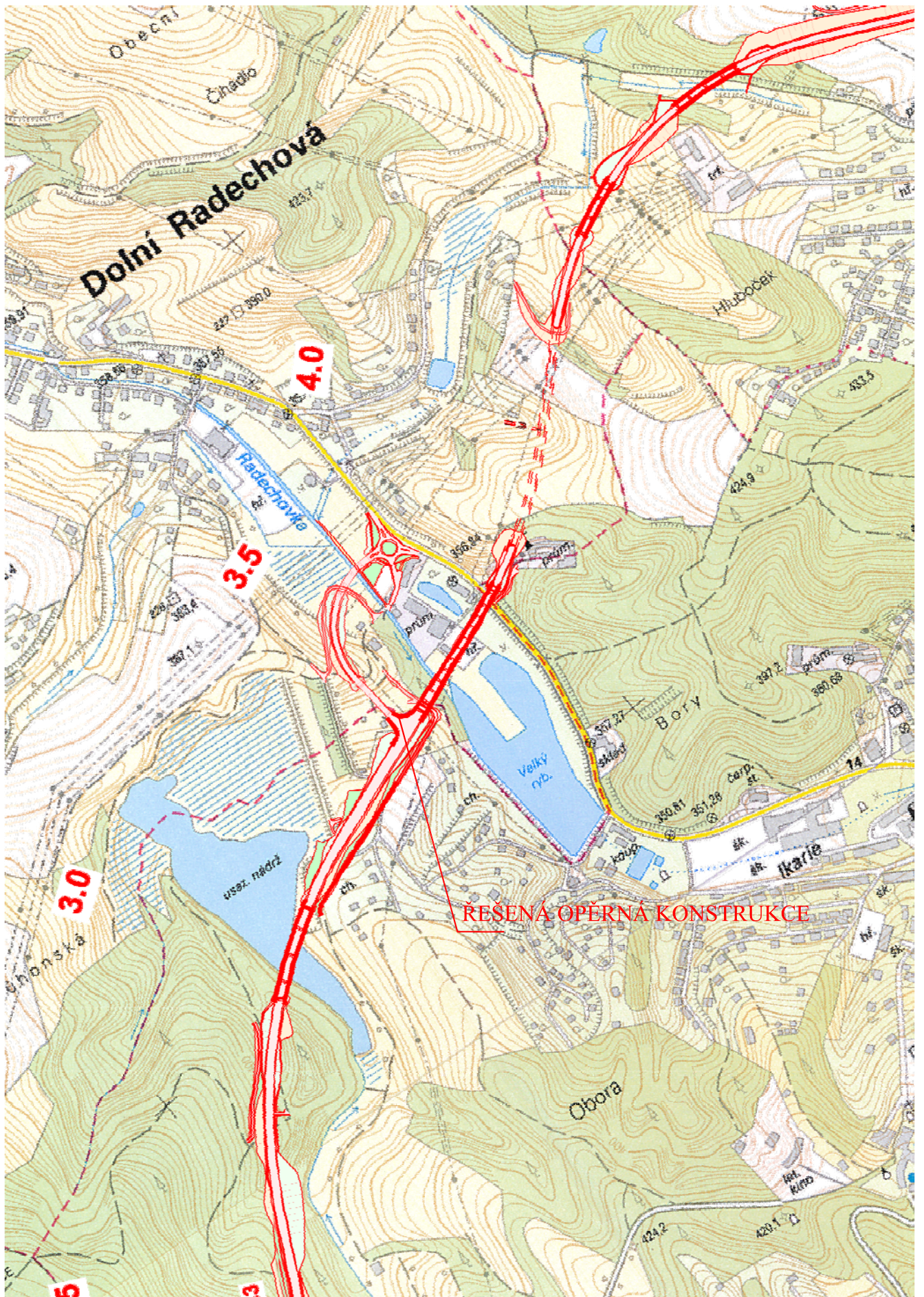
- [1] VALBEK, spol. s r.o., *DÚR stavby Silnice I/33 obchvat Náchod*. Aktualizace 11/2013, poskytnuto projekční kanceláří SATRA spol. s r.o.
- [2] ČSN P ENV 1997-1 *Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla* ČNI. Praha 1996.
- [3] MINISTERSTVO DOPRAVY ČR - ODBOR POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ, *Vzorové listy staveb pozemních komunikací. VL 2 – SILNIČNÍ TĚLESO*. Schváleno MD ČR č.j. 18864/95 – 230 ze dne 14.4.1995 s účinností od 1.května 1995.
- [4] TZB-INFO [cit. 2018-02-13], Dostupné na: <<http://stavba.tzb-info.cz/terasy-a-zpevnene-plochy/16639-nejcastejsi-poruchy-opernych-zdi-z-gabionu>>
- [5] RADIMSKÝ, M., *Projektování pozemních komunikací. MODUL 5 Opěrné a zárubní zdi*. Vydavatelství VUT, 2007, 21 s., © Ing. Michal Radimský, Brno 2007
- [6] STAVEBNÍ KOMUNITA [cit. 2018-02-15], Dostupné na: <<http://stavebnikomunita.cz/profiles/blogs/operne-zdi>>.
- [7] BETONIKA spol. s r.o. [cit. 2018-02-15], Dostupné na: <<http://www.betonika.cz/rubriky/produkty/operne-steny/t-grefa>>.
- [8] KA-STA [cit. 2018-02-15], Dostupné na: <<http://www.ka-sta.cz/portfolio/masivni-operna-zed-lelekovice-u-brna-i>>.
- [9] KB-BLOK [cit. 2018-02-15], Dostupné na: <<http://www.kb-blok.cz/cs/realizace/operne-zdi.shtml>>.
- [10] BYDLENÍ.CZ [cit. 2018-02-15], Dostupné na: <<https://www.bydleni.cz/clanek/Stavebnice-pro-opernou-zed>>.
- [11] PETERA, J., *Odborné geologické služby*, [cit. 2018-02-15], Dostupné na: <<http://peterajiri.cz/2011/lipi-peklo-stabilizace-sesuvneho-svahu>>.
- [12] TURČEK, P. A KOLEKTIV, *Zakládání staveb*. Vydavatel: Java group s r.o. ISBN 80-8076-023-3, Bratislava 2005
- [13] VÍTKOVICE STEEL a.s. [cit. 2018-02-16], Dostupné na: <<http://www.vitkovicesteel.com/stranky/stetovnice-zakladni-parametry-stetovnicovych-sten>>.

[14] GEOMAT [cit. 2018-05-05], Dostupné na: <<http://www.geomat.cz/chci-vyrobky/geomrize>>.

## SEZNAM PŘÍLOH

- Příloha „A“ Situace širších vztahů
- Příloha „B“ Geologický profil vrtu
- Příloha „C“ Statický výpočet úhlové opěrné zdi a pilotového základu
- Příloha „D“ Vzorový řez úhlovou opěrnou zdí
- Příloha „E“ Půdorys úhlové opěrné zdi
- Příloha „F“ Pohled na úhlovou opěrnou zeď
- Příloha „G“ Statický výpočet vyztuženého násypu
- Příloha „H“ Vzorový řez vyztuženého násypu
- Příloha „I“ Půdorys vyztuženého násypu
- Příloha „J“ Pohled na vyztužený násyp





NÁZEV PŘÍLOHY		MĚŘÍTKO
SITUACE ŠIRŠÍCH VZTAHŮ		1:2000
VYPRACOVAL	TÉMA	PŘÍLOHA "A"
Ondřej Žák	Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod	



Projekt <b>I/33 Náchod obchvat, PoGTP</b>				Označení vrtu <b>J174</b>	
Zakázka číslo <b>2017-100</b>	Vrtáno <b>13. 06. 2017</b>	Výška (m n. m.) B.p.v. <b>Z = 357,82</b>	Souřadnice S-JTSK <b>Y = 615 262,77 X = 1020 776,88</b>		
Objednatel <b>Ředitelství silnic a dálnic, ČR</b>		HPV naražená <b>4,50 m (353,32 m n. m.)</b>	HPV ustálená <b>3,60 m (354,22 m n. m.)</b>	Stránka <b>1 z 1</b>	

Stratigrafie	Nadmořská výška (m)	Vrtný profil	Hloubka (Mocnost) (m)	Hladina podzemní vody (m)	Vzorek Lab. číslo	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	Zatřídění ČSN 736133	Geotyp	Těžkost ČSN 73 6133	Vrtelnost TP 76
Ant	354,12		3,70	3,70		Navážka charakteru hlinitého písku až písku s příměsí jemnozrné zeminy, středně ulehčá, s příměsí cihelné drti, zřejmě navezený pem, hnědofialová	S4 SMY	Yb	I	I-II
Q	350,52		3,60			Jíl písčítý, rezavě hnědý, tuhý, silně plastický až vazký, těžko se dostátá z jádrovky, písčítá příměs jemnozrná	F4 CS	Q2a	I	I
	349,82		8,00			Štěrk jílovitý, s písčitou příměsí, středně uhlý, červený, tvořený valouny a částečně opracovanými úlomky křemene velikosti 1-2cm, max. 4cm, mezerní hmota jílovito-písčítá	G5 GC	Q5	I	I
	349,42		8,40			Jíl písčítý, měkký, hnědošedý, písčítá příměs jemnozrná	S5 SC	Q4	I	I
			2,80			Písek s příměsí jemnozrné zeminy, rezavý, zvodnělý, středně uhlý, s ojedinělými valouny křemene velikosti do 7cm	S3 S-F	Q4	I	I
P	346,62		11,20			Jíl písčítý, měkký, písčítá příměs jemnozrná	F4 CS	Q2b	I	I
	346,32		11,50			Eluvium slepence charakteru uhlého hlinitého štěrku, špatně vyříděný, tvořený valouny a částečně opracovanými úlomky křemene velikosti 1-2cm, max. 4cm, mezerní hmota hlinito-písčítá, hnědofialová	R6/G4 GM	P1b	I	I-II
	345,32		12,50			Slepence silně zvětralý, rozpojený na nepravidelné úlomky velikosti do 10cm, které lze lámat rukou, ojediněle snadno roztloukat, červený, tvořený převážně valouny křemene velikosti 1-2cm a písčitou mezerní hmotou	R5	P3	I	II
	344,02		13,80			Slepence navětralý, suchý, rozpojený na nepravidelné úlomky 7-12cm, ojediněle přes průměr vrtu délky 10cm, které lze s obtížemi roztloukat	R3	P5	II	IV
	343,32		14,50			Slepence silně až zcela zvětralý, slabě zpevněný, charakteru uhlého hlinitého štěrku, který v sobě uzavírá nepravidelné úlomky slepence velikosti 5-10cm, ojediněle přes průměr vrtu lze roztloukat s obtížemi	R5/R6	P2	I	II
	342,22		15,60			Slepence mírně zvětralý, v polohách silně zvětralý, místy mírně zvětralý, rozpojený na nepravidelné až deskovité úlomky velikosti 7cm až přes průměr vrtu délky do 5cm. Drobnější úlomky lze lámat v ruce, větší snadno roztloukat a úlomky velikosti přes průměr vrtu lze roztloukat s obtížemi	R4	P4	I-II	III
341,02		16,80			Drobnější úlomky lze lámat v ruce, větší snadno roztloukat a úlomky velikosti přes průměr vrtu lze roztloukat s obtížemi	R3/R2	P5	II	IV	
339,82		18,00			Slepence navětralý až zdravý, rozpojený na úlomky přes průměr vrtu délky do 12cm, které lze s obtížemi roztloukat až pouze otloukat Vrt byl ukončen v hloubce 18,00 m.					

U MAXI 1 FCE 2018-01-38-NACHOD.GRU GINT STD CZECH-GDT 6.2-18

Údaje o vrtání			Legenda		POZNÁMKA
Průběh vrtání Datum	Hloubka	Tech. pažení Hloubka Prům. (mm)	Vrtný průměr Hloubka Prům. (mm)	<p>↓ Naražená hladina podzemní vody</p> <p>↓ Ustálená hladina podzemní vody</p> <p>Vzorky</p> <p>⊗ Porušený vzorek</p>	

NÁZEV PŘÍLOHY <b>GEOLOGICKÝ PROFIL VRTU</b>		MÉRITKO <b>1:2000</b>
VYPRACOVAL <b>Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod</b>	TÉMA <b>Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod</b>	<b>PŘÍLOHA "B"</b>

<small>NÁZEV PŘÍLOHY</small> <b>STATICKÝ VÝPOČET ÚHLOVÉ OPĚRNÉ ZDI A PILOTOVÉHO ZÁKLADU</b>		<small>MĚŘITKO</small> -
<small>VYPRACOVAL</small> Ondřej Žák	<small>TÉMA</small> Řešení opěrné konstrukce - 1/33 obchvat Náchod	<b>PŘÍLOHA "C"</b>

## Výpočet úhlové zdi

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : Bakalářská práce  
 Část : Studijní obor: 3607R002 Dopravní stavitelství  
 Popis : Řešení opěrné zdi – I/33 obchvat Náchod  
 Vypracoval : Ondřej Žák  
 Datum : 20.4.2018

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý  
 Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru  
 Dovolená excentricita : 0,333  
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997  
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	

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 [-]	

#### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

#### Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$   
 Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

#### Ocel podélná : B500

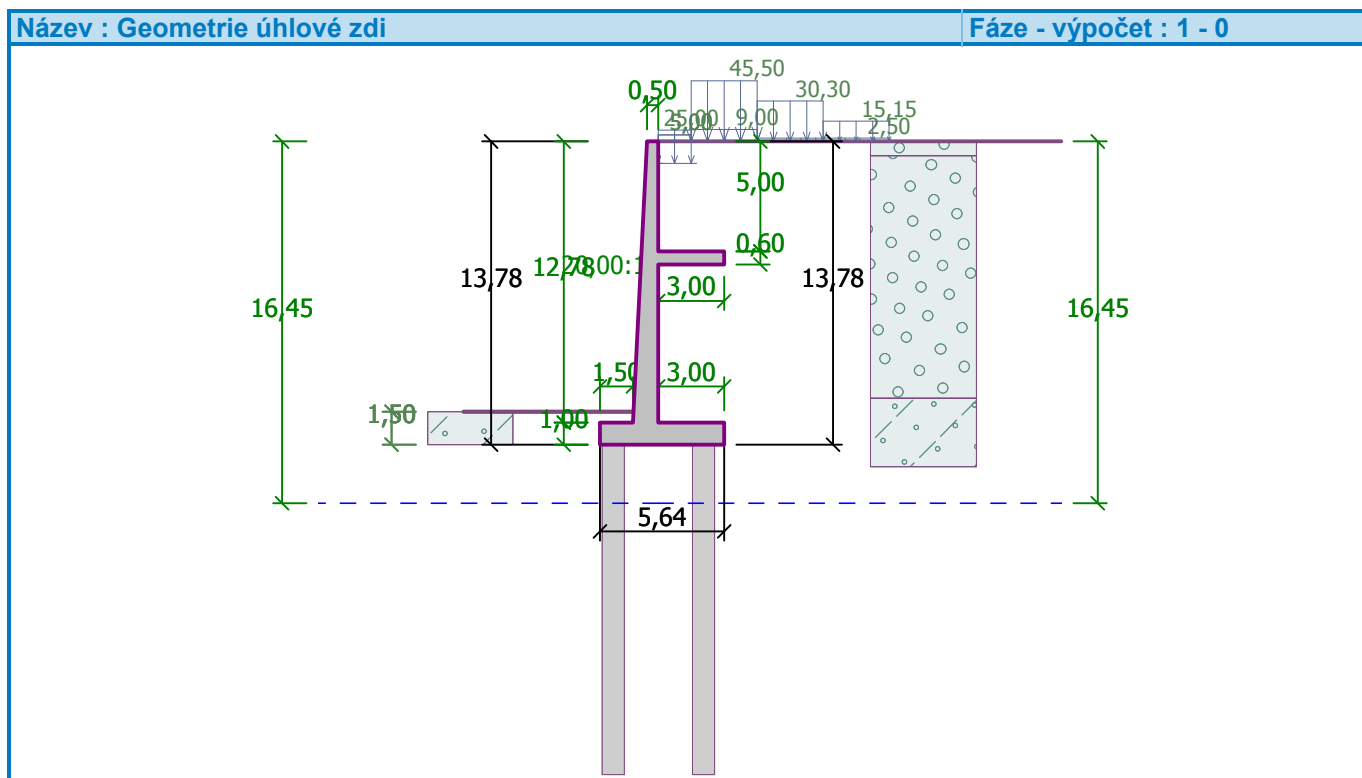
Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$



## Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	5,00
3	3,00	5,00
4	3,00	5,60
5	0,00	5,60
6	0,00	12,78
7	3,00	12,78
8	3,00	13,78
9	-2,64	13,78
10	-2,64	12,78
11	-1,14	12,78
12	-0,50	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.  
Plocha řezu zdi = 17,91 m<sup>2</sup>.



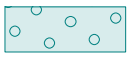



## Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída G1, středně ulehlá		38,50	0,01	21,00	11,50	6,00
2	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,01	19,00	9,50	6,00
3	Třída S4 SMY		29,00	5,00	18,00	10,20	15,00

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
4	Třída F4, konzistence tuhá CS		24,50	14,00	18,50	9,50	12,00
5	Třída G5 GC		30,00	6,00	19,50	10,00	15,00
6	Třída S5 SC		27,00	8,00	18,50	10,00	15,00
7	Třída S3, středně ulehlá S-F		29,50	0,01	17,50	8,60	15,00
8	Třída F4, konzistence měkká CS		24,50	14,00	18,50	10,50	13,00
9	Třída R6/G4		24,50	6,00	19,50	10,00	13,00
10	R5		23,00	70,00	21,00	11,70	13,00
11	R3		30,00	400,00	23,50	13,90	20,00
12	R5/R6		25,00	90,00	21,00	12,00	16,00
13	R4		28,00	100,00	22,50	13,00	19,00
14	R3/R2		50,00	2000,00	25,10	15,50	35,00

## Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Třída G1, středně ulehlá		nesoudržná	38,50	-	-	-
2	Třída G3, středně ulehlá		nesoudržná	32,50	-	-	-
3	Třída S4 SMY		soudržná	-	0,30	-	-
4	Třída F4, konzistence tuhá CS		soudržná	-	0,35	-	-
5	Třída G5 GC		soudržná	-	0,30	-	-
6	Třída S5 SC		soudržná	-	0,35	-	-
7	Třída S3, středně ulehlá S-F		soudržná	-	0,30	-	-
8	Třída F4, konzistence měkká CS		soudržná	-	0,35	-	-
9	Třída R6/G4		soudržná	-	0,35	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
10	R5		soudržná	-	0,25	-	-
11	R3		soudržná	-	0,20	-	-
12	R5/R6		soudržná	-	0,30	-	-
13	R4		soudržná	-	0,25	-	-
14	R3/R2		soudržná	-	0,15	-	-

### Parametry zemín

#### Třída G1, středně ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 38,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0,01 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 6,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

#### Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0,01 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 6,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

#### Třída S4 SMY

Objemová tíha :	$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 15,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20,20 \text{ kN/m}^3$

#### Třída F4, konzistence tuhá CS

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 24,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 12,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

#### Třída G5 GC

Objemová tíha :	$\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 6,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 15,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**Třída S5 SC**

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 27,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 8,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 15,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**Třída S3, středně ulehlá S-F**

Objemová tíha :	$\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 29,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 0,01 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 15,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 18,60 \text{ kN/m}^3$

**Třída F4, konzistence měkká CS**

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 24,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 14,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 13,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

**Třída R6/G4**

Objemová tíha :	$\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 24,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 6,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 13,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**R5**

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 23,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 70,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 13,00^\circ$

Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 21,70 \text{ kN/m}^3$

**R3**

Objemová tíha :  $\gamma = 23,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 400,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 20,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,20$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 23,90 \text{ kN/m}^3$

**R5/R6**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 25,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 90,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 16,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

**R4**

Objemová tíha :  $\gamma = 22,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 28,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 100,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 19,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

**R3/R2**

Objemová tíha :  $\gamma = 25,10 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 50,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 2000,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 35,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,15$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 25,50 \text{ kN/m}^3$

**Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,65	Třída G1, středně ulehlá	
2	11,03	Třída G3, středně ulehlá	
3	3,70	Třída S4 SMY	

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	3,60	Třída F4, konzistence tuhá CS	
5	0,70	Třída G5 GC	
6	0,40	Třída S5 SC	
7	2,80	Třída S3, středně ulehlá S-F	
8	0,30	Třída F4, konzistence měkká CS	
9	1,00	Třída R6/G4	
10	1,30	R5	
11	0,70	R3	
12	1,10	R5/R6	
13	1,20	R4	
14	1,20	R3/R2	
15	-	Třída G1, středně ulehlá	

### Založení

Typ založení : pilotový základ

Objemová tíha  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geometrie

Délka  $l = 15,00 \text{ m}$

Odsazení  $d = 1,00 \text{ m}$

Průměr  $x = 0,10 \text{ m}$

Rozestup  $b = 3,10 \text{ m}$

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 16,45 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 16,45 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	9,00		1,50	3,00	na terénu
2	Ano		stálé	25,00		0,00	1,50	1,00
3	Ano		stálé	5,00		0,00	1,50	na terénu

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
4	Ano		proměnné	5,00		0,00	1,50	na terénu
5	Ano		proměnné	45,50		1,50	3,00	na terénu
6	Ano		proměnné	2,50		4,50	6,00	na terénu
7	Ano		proměnné	30,30		4,50	3,00	na terénu
8	Ano		proměnné	15,15		7,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Zatížení 1.pruh
2	Betonový základ
3	ŽB římsa
4	Zatížení chodníku
5	Náhradní za nápravy 1. pruh
6	Zatížení 2. a 3. pruh
7	Náhradní za nápravy 2. pruh
8	Náhradní za nápravy 3. pruh

### Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Zemina na líci konstrukce - Třída S4 SMY

Třecí úhel kce-zemina

$$\delta = 15,00^\circ$$

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,50 \text{ m}$$

Terén před konstrukcí je rovný.

### Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ano		Síla č. 1	stálé	273,97	0,00	0,00	0,00	13,50

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

### Posouzení čís. 1

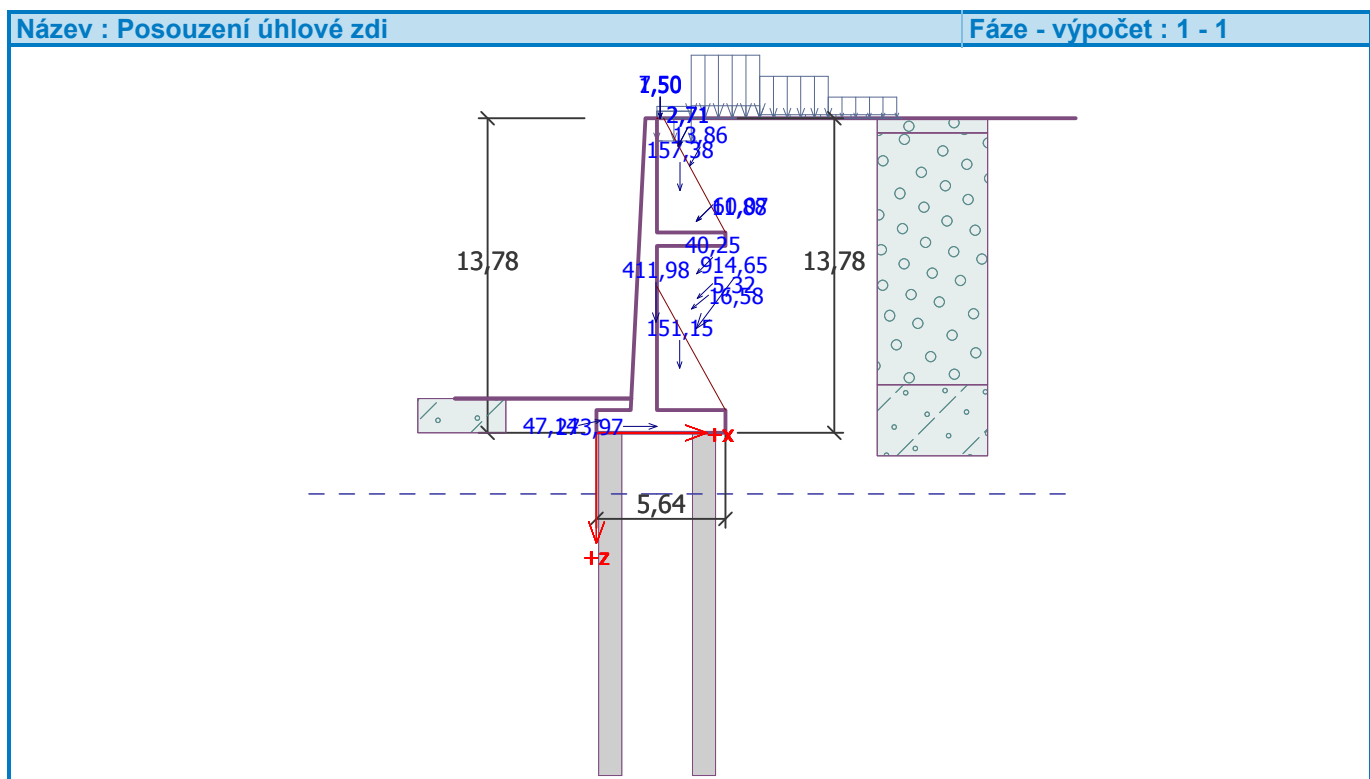
#### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Působíště z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-4,84	411,98	2,59	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-46,00	-0,55	-10,33	0,19	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,83	151,15	3,63	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-10,61	157,38	3,65	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	547,18	-4,57	732,93	4,37	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-13,78	0,00	2,94	1,000	1,000	1,000
Zatížení 1.pruh	8,48	-9,27	8,33	4,36	1,500	1,500	1,500
Betonový základ	6,75	-11,69	12,10	4,07	1,350	1,350	1,000
ŽB římsa	1,26	-12,56	2,40	3,57	1,350	1,350	1,000
Zatížení chodníku	1,26	-12,56	2,40	3,57	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 1. pruh	42,86	-9,27	42,09	4,36	1,500	1,500	1,500
Zatížení 2. a 3. pruh	3,80	-5,89	3,71	4,41	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 2. pruh	28,39	-6,97	28,54	4,38	1,500	1,500	1,500

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Náhradní za nápravy 3. pruh	12,90	-5,43	10,41	4,16	1,500	1,500	1,500
Betonový základ	0,00	-13,78	7,50	2,79	1,000	1,000	1,350
ŽB římsa	0,00	-13,78	1,50	2,79	1,000	1,000	1,350
Zatížení chodníku	0,00	-13,78	1,50	2,79	0,000	0,000	1,500
Síla č. 1	-273,97	-0,28	0,00	2,64	1,000	1,000	1,000

**Posouzení celé zdi****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 657,63 kPa

**Únosnost základové půdy****Síly působící ve středu pilotového základu**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	2170,61	2123,95	573,26
2	2296,52	1871,45	576,06

**Normové síly působící ve středu pilotového základu**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1525,26	1563,60	332,90
2	1525,47	1562,10	332,90

**Vstupy pro výpočet založení**Podélný rozstup pilot  $s = 3,20$  mCelkový počet řad pilot  $n = 10$ Zatěžovací délka  $l = 30,37$  m



## Posouzení skupiny pilot

### Vstupní data

#### Konstrukce

Průměr piloty  $d = 1,00$  m

Přesah desky  $o = 0,27$  m

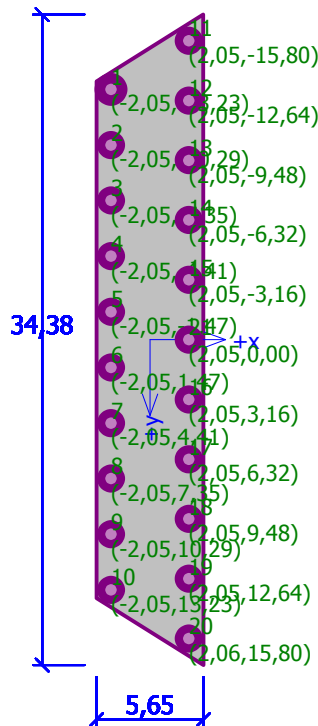
#### Souřadnice pilot

Číslo	x [m]	y [m]	$\alpha$ [°]	Typ zadání
1	-2,05	-13,23	0,00	kolmo ke středu
2	-2,05	-10,29	0,00	kolmo ke středu
3	-2,05	-7,35	0,00	kolmo ke středu
4	-2,05	-4,41	0,00	kolmo ke středu
5	-2,05	-1,47	0,00	kolmo ke středu
6	-2,05	1,47	0,00	kolmo ke středu
7	-2,05	4,41	0,00	kolmo ke středu
8	-2,05	7,35	0,00	kolmo ke středu
9	-2,05	10,29	0,00	kolmo ke středu
10	-2,05	13,23	0,00	kolmo ke středu
11	2,05	-15,80	0,00	kolmo ke středu
12	2,05	-12,64	0,00	kolmo ke středu
13	2,05	-9,48	0,00	kolmo ke středu
14	2,05	-6,32	0,00	kolmo ke středu
15	2,05	-3,16	0,00	kolmo ke středu
16	2,05	3,16	0,00	kolmo ke středu
17	2,05	6,32	0,00	kolmo ke středu
18	2,05	9,48	0,00	kolmo ke středu
19	2,05	12,64	0,00	kolmo ke středu
20	2,06	15,80	0,00	kolmo ke středu
21	2,05	0,00	0,00	kolmo ke středu

Název : Konstrukce

Fáze - výpočet : 1 - 0

Popis : Půdorysné rozmístění pilot



### Stanovení svislých pružin

Typické zatížení (pro výpočet tuhosti svislých pružin) : ZS 1

### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		ZS 1	Návrhové	64504,43	0,00	65921,57	-17409,77	0,00	0,00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	56835,93	0,00	69745,29	-17494,88	0,00	0,00
3	Ano		ZS 3	Užitné	47486,67	0,00	46322,28	-10110,20	0,00	0,00
4	Ano		ZS 4	Užitné	47441,09	0,00	46328,62	-10110,20	0,00	0,00

### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 16,45 m od původního terénu.

### Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : pružinová metoda

Uložení pilot v patě : plovoucí piloty - tuhosti pružin dopočítat z parametrů zemin

Připojení pilot k desce : tuhé

Modul reakce podloží : podle ČSN 73 1004

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Výsledky výpočtu

#### Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla = -6326,04 kN  
 Minimální tlaková síla = -191,91 kN  
 Maximální moment = 3253,33 kNm

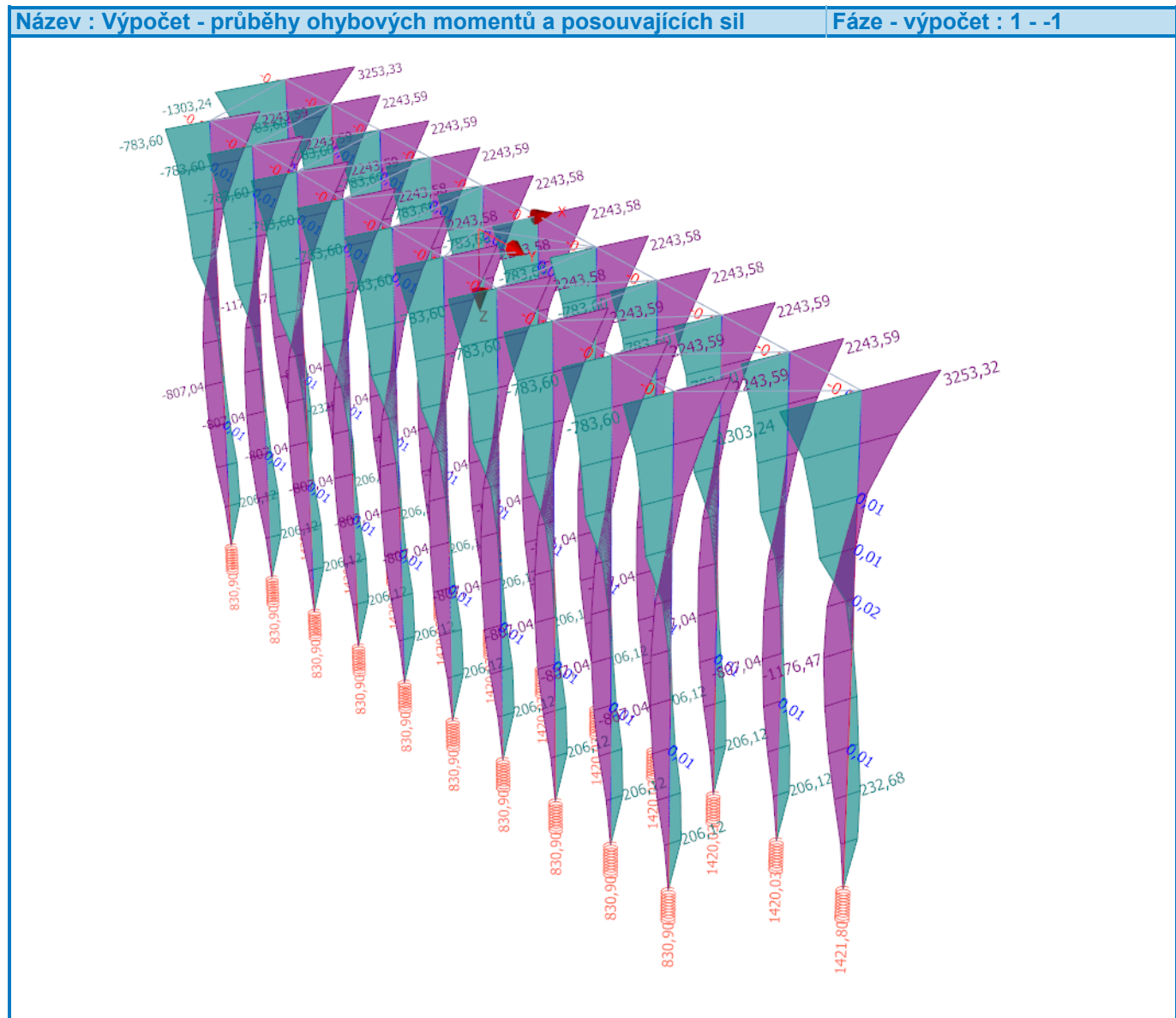
Maximální posouvající síla = 1303,24 kN

### Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 7,6 mm

Maximální vodorovný posun desky = 25,1 mm

Maximální natočení desky = 8,1E-02 °



## Posouzení čís. 1

### Vstupní data pro dimenzaci piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivější kombinace.  
Výztuž navržena pro všechny piloty ve skupině.

### Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 30 ks profil 32,0 mm; krytí 60,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení  $\rho = 3,072 \% > 0,318 \% = \rho_{\min}$

Zatížení :  $N_{Ed} = -191,91$  kN (tlak) ;  $M_{Ed} = 3253,33$  kNm

Únosnost :  $N_{Rd} = -202,19$  kN;  $M_{Rd} = 3427,54$  kNm

**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**

#### Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 18,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti:  $V_{Rd} = 1327,66$  kN >  $1303,24$  kN =  $V_{Ed}$

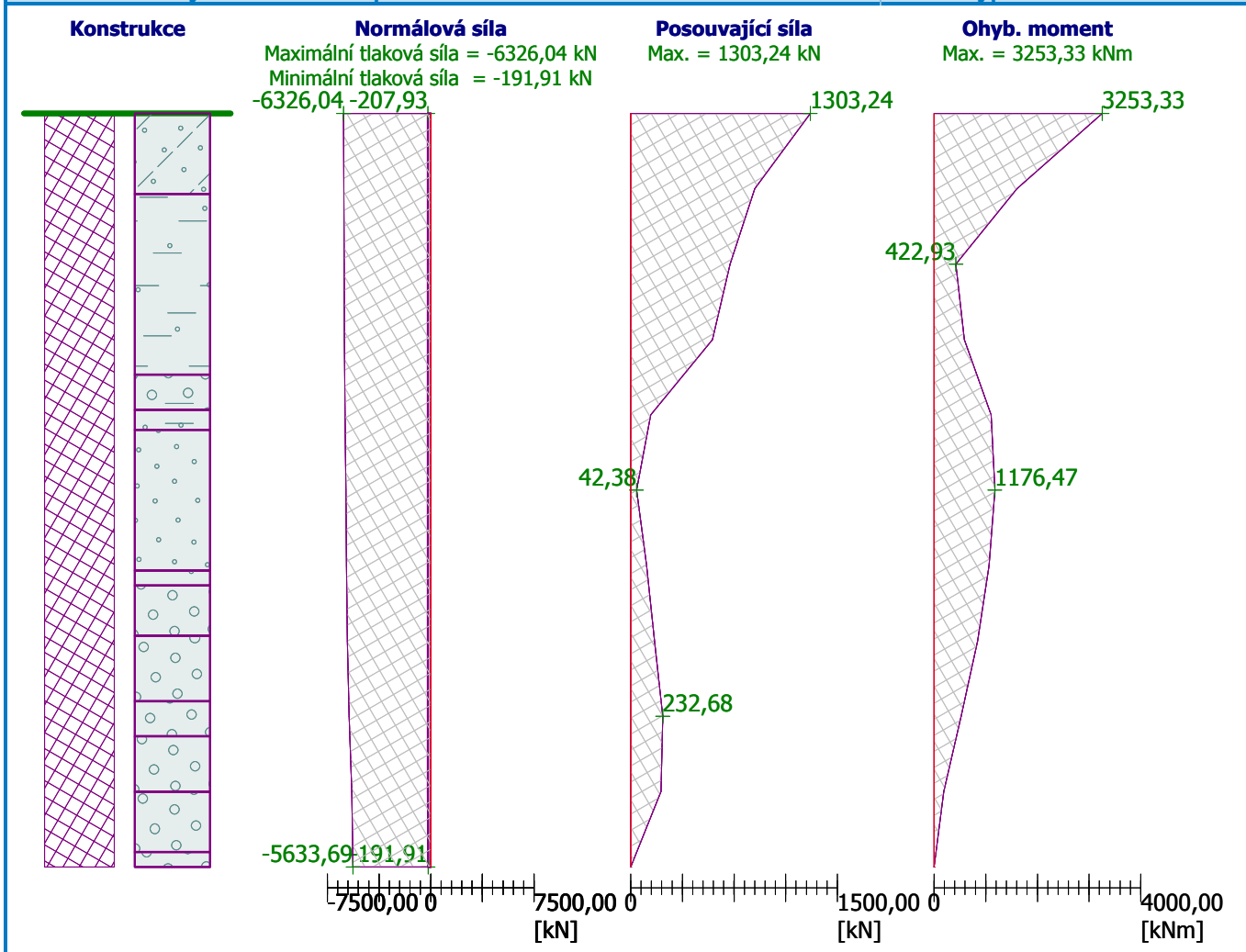
**Průřez VYHOVUJE.**

#### Průběhy vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	Posouvající síla Q [kN]	Ohyb. moment M [kNm]	Normálová síla N [kN] (tah)	Normálová síla N [kN] (tlak)
0.00	1303.24	3253.33	-207.93	-6326.04
1.50	900.26	1607.25	-207.46	-6307.94
3.00	721.42	422.93	-206.75	-6279.83
4.50	594.05	585.39	-206.28	-6261.07
6.00	144.84	1105.07	-205.12	-6214.30
7.50	42.38	1176.47	-203.68	-6155.08
9.00	115.84	1064.66	-202.64	-6111.74
10.50	173.42	840.78	-201.40	-6058.41
12.00	232.68	522.94	-198.47	-5929.51
13.50	219.50	188.90	-194.09	-5732.74
15.00	0.00	0.00	-191.91	-5633.69

## Název : Průběhy vnitřních sil v pilotách

Fáze - výpočet : 1 - 1



## Dimenzace čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-5,84	282,25	0,99	1,350	1,350	1,000
Odpor na líci	-7,18	-0,21	-1,33	0,01	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-10,31	288,90	2,64	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	715,89	-4,32	0,00	4,14	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-12,78	0,00	4,14	1,000	1,000	1,000
Zatížení 1.pruh	5,56	-11,24	0,00	4,14	1,500	0,000	1,500
Betonový základ	0,00	-12,78	0,00	4,14	1,000	1,000	1,000
ŽB římsa	0,00	-12,78	0,00	4,14	1,000	1,000	1,000
Zatížení chodníku	0,00	-12,78	0,00	4,14	0,000	0,000	0,000
Náhradní za nápravy 1. pruh	28,09	-11,24	0,00	4,14	1,500	0,000	1,500
Zatížení 2. a 3. pruh	7,93	-8,26	0,00	4,14	1,500	0,000	1,500
Náhradní za nápravy 2. pruh	54,34	-9,31	0,00	4,14	1,500	0,000	1,500
Náhradní za nápravy 3. pruh	23,64	-7,36	0,00	4,14	1,500	0,000	1,500
Zatížení 1.pruh	0,00	-12,78	13,50	3,39	0,000	1,500	0,000
Betonový základ	0,00	-12,78	37,50	1,89	1,350	1,350	1,000

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
ŽB římsa	0,00	-12,78	7,50	1,89	1,350	1,350	1,000
Zatížení chodníku	0,00	-12,78	7,50	1,89	1,500	1,500	0,000
Náhradní za nápravy 1. pruh	0,00	-12,78	68,25	3,39	0,000	1,500	0,000

### Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 30,0 mm

Počet vložek = 25

Krytí výztuže = 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,14 m

Stupeň vyztužení  $\rho = 1,62 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy  $x = 0,58 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 6634,03 \text{ kNm} > 6118,05 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez musí být vyztužen kolmými třmínky o ploše nejméně 1064,0 mm<sup>2</sup> nebo ekvivalentními ohyby.

**Průřez VYHOVUJE.**

### Výpočet stability svahu

#### Výsledky (Fáze budování 1)

##### Výpočet 1

##### Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	0,77 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-65,56 [°]
	z =	373,29 [m]		$\alpha_2 =$	84,58 [°]
Poloměr :	R =	38,46 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

##### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 5747,57 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil :  $F_p = 28923,04 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající :  $M_a = 221051,66 \text{ kNm/m}$

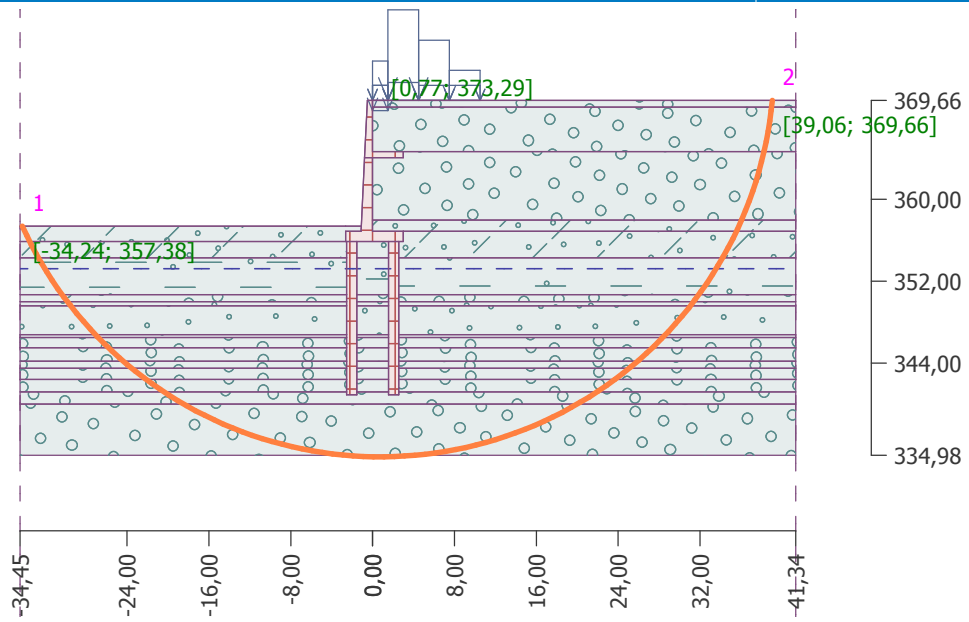
Moment vzdorující :  $M_p = 1011254,58 \text{ kNm/m}$

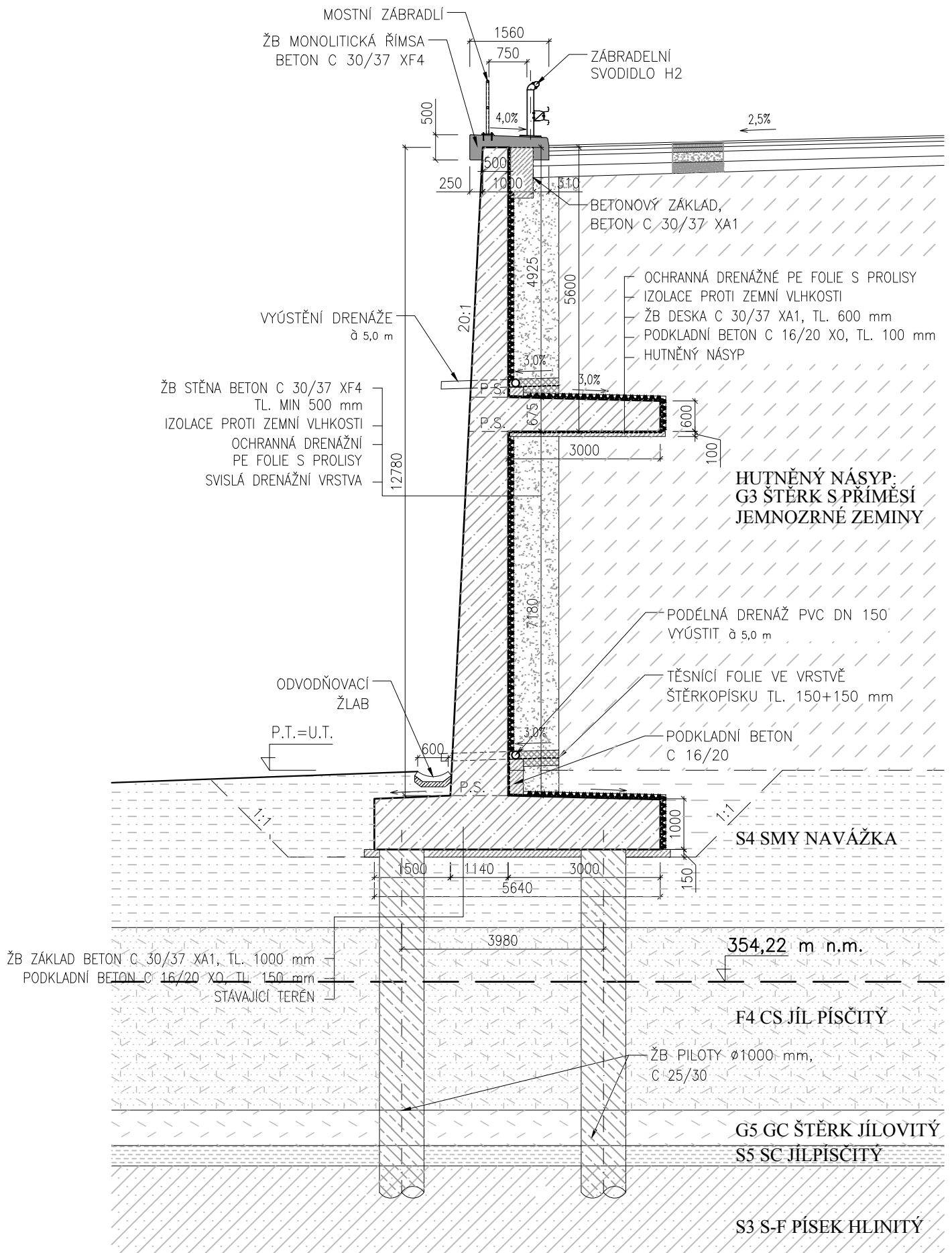
Využití : 21,9 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

Název : Výpočet stability svahu

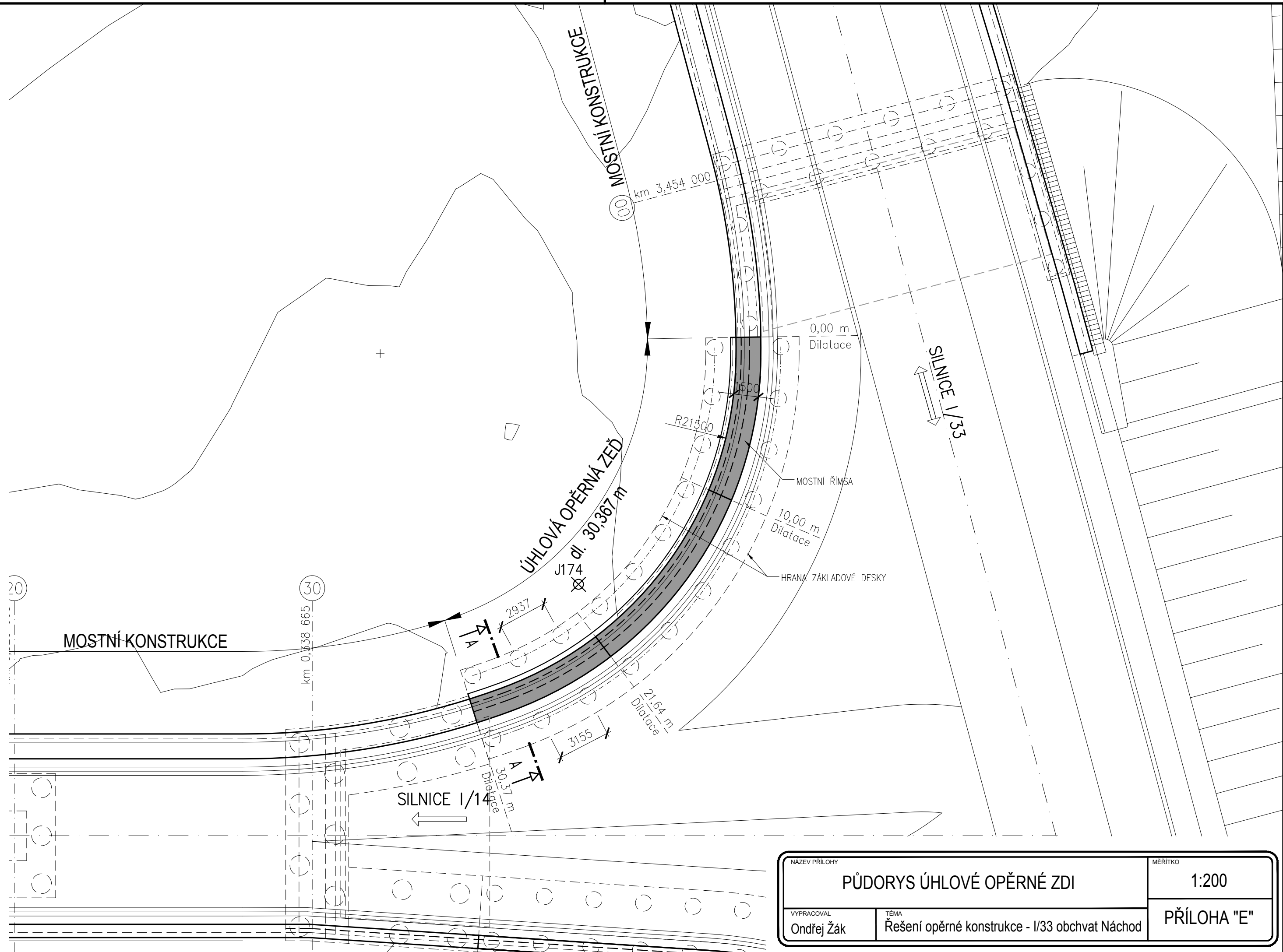
Fáze - výpočet : 1 - 1



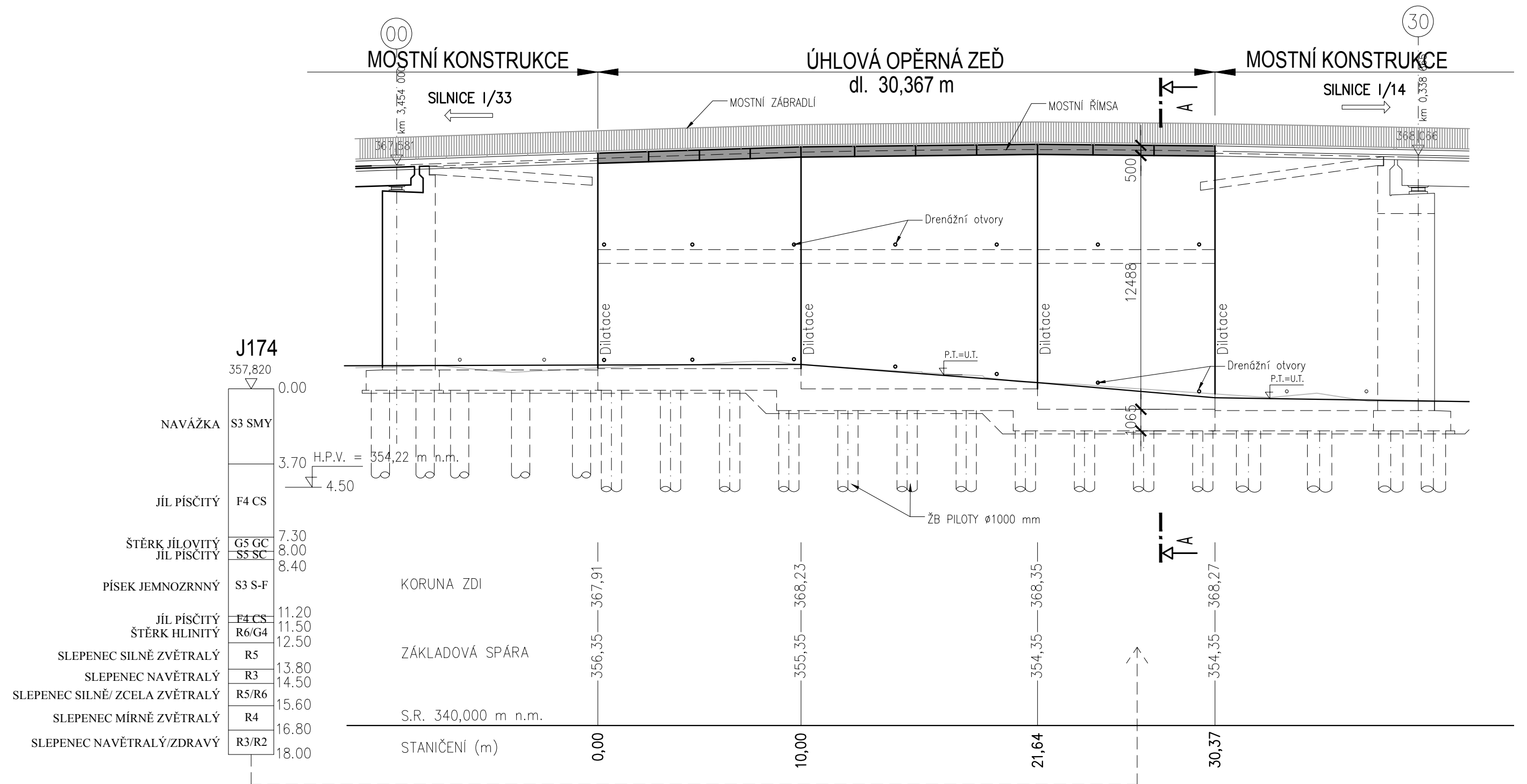


NÁZEV PŘÍLOHY		MĚŘITKO
VZOROVÝ ŘEZ ÚHLOVOU OPĚRNOU ZDÍ		1:100
VYPRACOVAL	TÉMA	PŘÍLOHA "D"
Ondřej Žák	Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod	





NÁZEV PŘÍLOHY		MĚŘITKO
PŮDORYS ÚHLOVÉ OPĚRNÉ ZDI		1:200
VYPRACOVAL	TÉMA	PŘÍLOHA "E"
Ondřej Žák	Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod	



NÁZEV PŘÍLOHY		MĚRÍTKO
POHLED NA ÚHLOVOU OPĚRNOU ZEĎ		1:200
VYPRACOVAL	TÉMA	PŘÍLOHA "F"
Ondřej Žák	Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod	

NÁZEV PŘÍLOHY		MĚŘITKO
STATICKÝ VÝPOČET VYZTUŽENÉHO NÁSYPU		-
VYPRACOVAL	TÉMA	PŘÍLOHA "G"
Ondřej Žák	Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod	

## Výpočet vyztužených svahů

### Vstupní data

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

#### Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

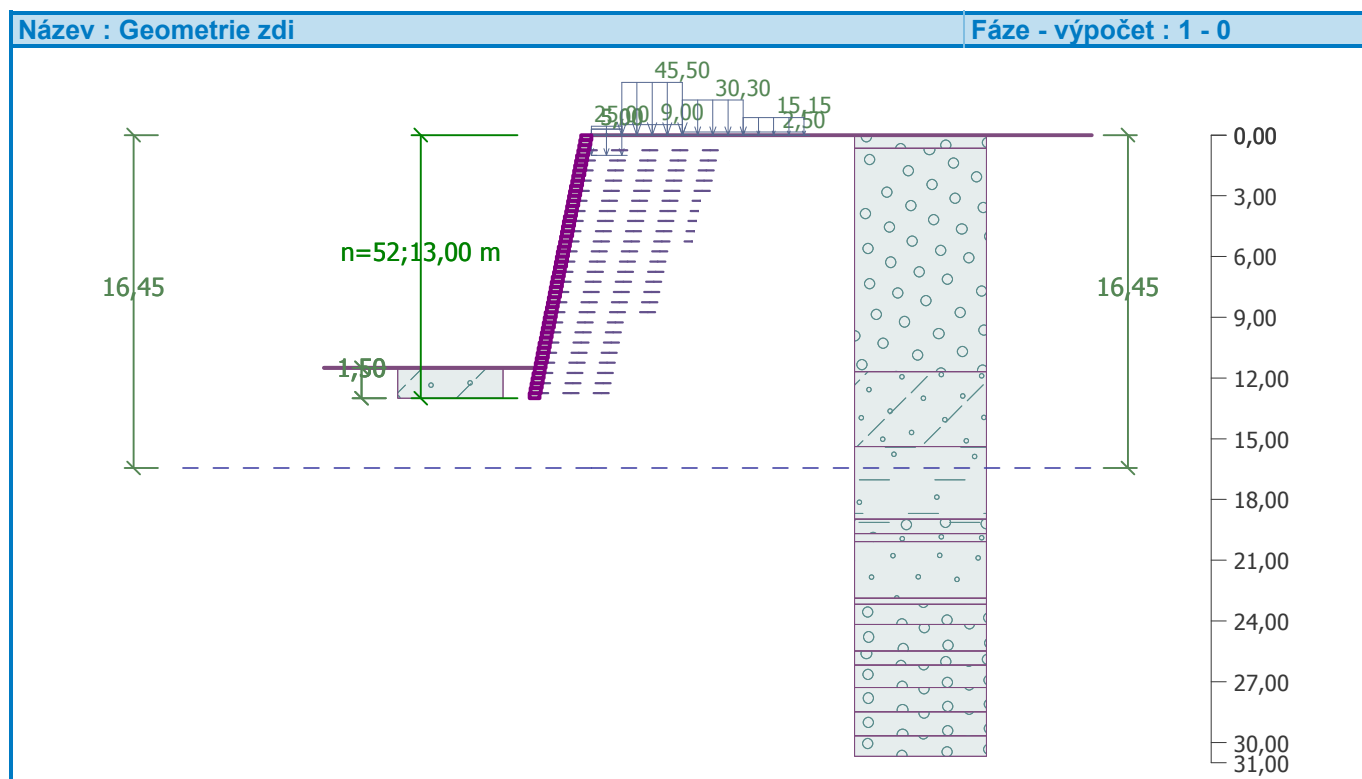
#### Geometrie konstrukce

Počet bloků  $n = 52$

Výška bloku  $h = 0,25$  m

Šířka bloku  $b = 0,50$  m

Odskok bloku  $o_1 = 0,05$  m



#### Materiál

##### Materiál bloku

Objemová tíha bloku  $\gamma = 23,00$  kN/m<sup>3</sup>

Koheze  $c = 0,00$  kPa

Tření  $f = 0,533$   
 Smyková únosnost spoje  $R_s = 0,00$  kN/m

Zemina mezi výztuhami - Třída G3, středně ulehlá

### Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				$T_{ult}$ [kN/m]	$R_t$ [kN/m]	$C_{ds}$ [-]	$C_i$ [-]
1	Tensar 120RE	Tensar 120RE	- - - - -	136,00	37,16	0,90	0,90

### Podrobnosti výztuh

#### 1. Tensar 120RE

Krátkodobá char. pevnost  $T_{ult} = 136,00$  kN/m

Dlouhodobá návrhová pevnost  $R_t = 37,16$  kN/m

Celk. souč. nejistoty modelu  $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let

Creep  $RF_{CR} = 2,44$

Chemismus : pH 4.0-12.5

Chem/bio vliv prostředí  $RF_D = 1,00$

Velikost zrn : < 37.5 mm

Narušení geovýztuhy zhutňováním  $RF_{ID} = 1,00$

### Vyztužení

Celkový počet zadaných výztuh : 25.

### Podrobnosti vyztužení

Číslo bloku	Typ výztuhy	Počátek $l_1$ [m]	Konec $l_2$ [m]	Výška od spodu $h$ [m]	Délka $l$ [m]
2	Tensar 120RE	-2,50	1,50	0,25	4,00
4	Tensar 120RE	-2,40	1,60	0,75	4,00
6	Tensar 120RE	-2,30	1,70	1,25	4,00
8	Tensar 120RE	-2,20	1,80	1,75	4,00
10	Tensar 120RE	-2,10	1,90	2,25	4,00
12	Tensar 120RE	-2,00	2,00	2,75	4,00
14	Tensar 120RE	-1,90	2,10	3,25	4,00
16	Tensar 120RE	-1,80	2,20	3,75	4,00
18	Tensar 120RE	-1,70	3,30	4,25	5,00
20	Tensar 120RE	-1,60	3,40	4,75	5,00
22	Tensar 120RE	-1,50	3,50	5,25	5,00
24	Tensar 120RE	-1,40	3,60	5,75	5,00
26	Tensar 120RE	-1,30	3,70	6,25	5,00
28	Tensar 120RE	-1,20	3,80	6,75	5,00
30	Tensar 120RE	-1,10	3,90	7,25	5,00
32	Tensar 120RE	-1,00	5,00	7,75	6,00
34	Tensar 120RE	-0,90	5,10	8,25	6,00
36	Tensar 120RE	-0,80	5,20	8,75	6,00
38	Tensar 120RE	-0,70	5,30	9,25	6,00
40	Tensar 120RE	-0,60	5,40	9,75	6,00
42	Tensar 120RE	-0,50	6,50	10,25	7,00
44	Tensar 120RE	-0,40	6,60	10,75	7,00
46	Tensar 120RE	-0,30	6,70	11,25	7,00
48	Tensar 120RE	-0,20	6,80	11,75	7,00

Číslo bloku	Typ výztuhy	Počátek $l_1$ [m]	Konec $l_2$ [m]	Výška od spodu $h$ [m]	Délka $l$ [m]
50	Tensar 120RE	-0,10	6,90	12,25	7,00

### Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída S4 SMY

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,50 \text{ m}$$

Terén před konstrukcí je rovný.

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Posouzení čís. 1

#### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště $z$ [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště $x$ [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Odpor na líci	-8,65	-0,50	0,09	0,59	1,000	1,000	1,350
Tíhová síla	0,00	-7,17	1412,27	4,86	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	191,16	-4,30	24,57	6,90	1,350	1,350	1,000
Tlak vody	0,00	-13,00	0,00	9,95	1,000	1,000	1,000
Zatížení 2. a 3. pruh	2,49	-10,76	0,78	9,77	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 2. pruh	5,20	-12,48	3,46	9,95	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 3. pruh	12,82	-10,69	3,70	9,74	1,500	1,500	1,500
Tíh.- zed'	0,00	-6,50	149,50	1,52	1,000	1,000	1,350
Zatížení 1.pruh	0,00	-13,00	27,00	6,05	0,000	0,000	1,500
Betonový základ	0,00	-13,00	37,50	3,80	1,000	1,000	1,350
ŽB římsa	0,00	-13,00	7,50	3,80	1,000	1,000	1,350
Zatížení chodníku	0,00	-13,00	7,50	3,80	0,000	0,000	1,500
Náhradní za nápravy 1. pruh	0,00	-13,00	136,50	6,05	0,000	0,000	1,500
Zatížení 2. a 3. pruh	0,00	-13,00	6,00	8,75	0,000	0,000	1,500
Náhradní za nápravy 2. pruh	0,00	-13,00	72,72	8,75	0,000	0,000	1,500

### Posouzení celé zdi

#### Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{res} = 5434,19 \text{ kNm/m}$

Moment klopící  $M_{ovr} = 1448,53 \text{ kNm/m}$

#### Zed' na překlpení VYHOVUJE

#### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 852,62 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 280,17 \text{ kN/m}$

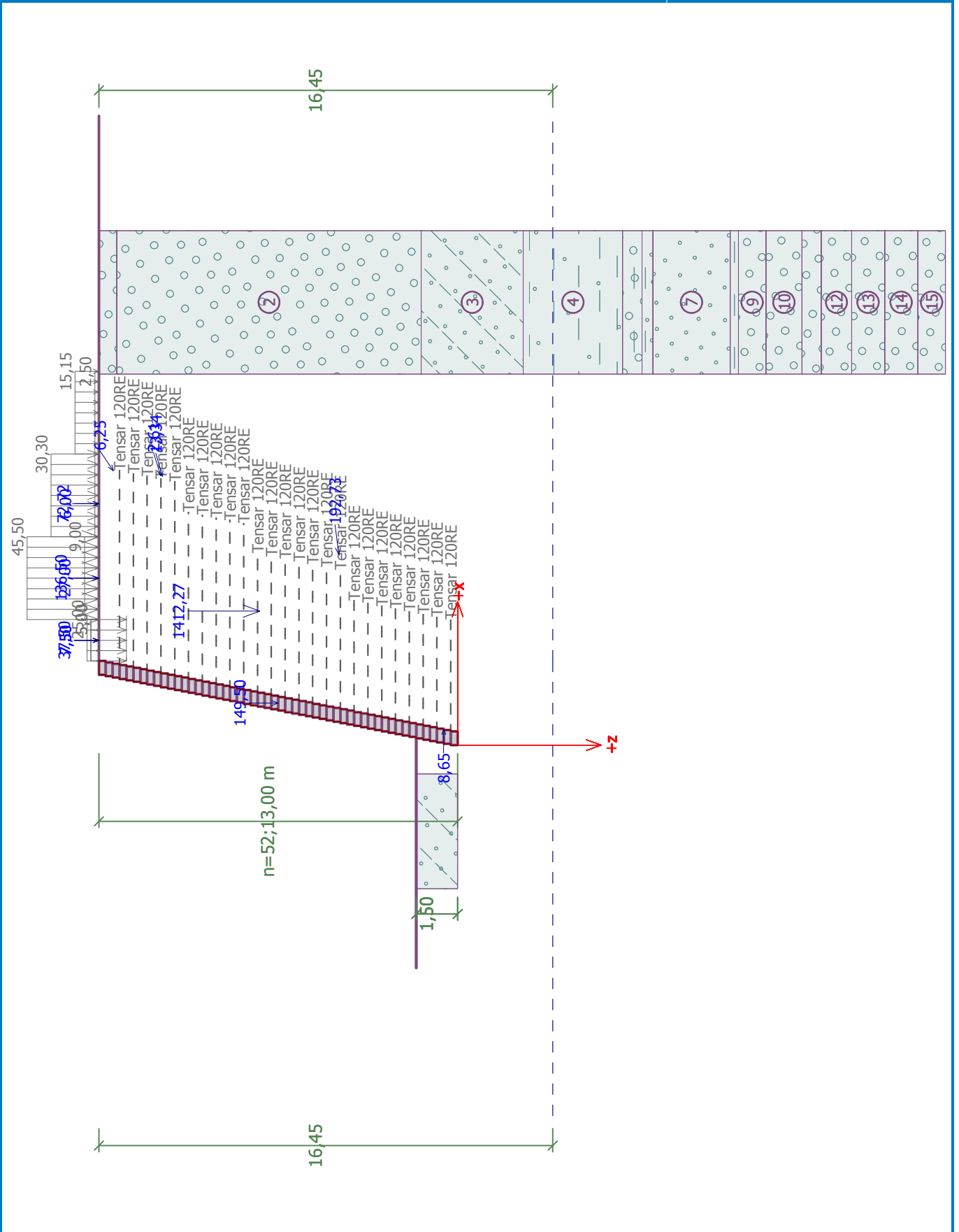
#### Zed' na posunutí VYHOVUJE

#### Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 581,41 kPa

Název : Posouzení -

Fáze - výpočet : 1 - 1



**Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-6,38	146,62	1,50	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-6,01	-0,42	0,06	0,08	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	361,97	-4,25	208,98	1,33	1,350	1,350	1,000
Tlak vody	0,00	-12,75	0,00	3,00	1,000	1,000	1,000
Zatížení 1.pruh	9,47	-9,23	5,47	2,32	1,500	1,500	1,500
Betonový základ	12,71	-10,62	7,34	2,60	1,350	1,350	1,000
ŽB římsa	2,54	-11,62	1,47	2,80	1,350	1,350	1,000
Zatížení chodníku	2,54	-11,62	1,47	2,80	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 1. pruh	47,87	-9,23	27,64	2,32	1,500	1,500	1,500
Zatížení 2. a 3. pruh	4,45	-5,44	2,57	1,56	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 2. pruh	31,87	-6,54	18,40	1,78	1,500	1,500	1,500
Náhradní za nápravy 3. pruh	13,87	-4,57	8,01	1,39	1,500	1,500	1,500
Výztuha	-37,16	-0,50	0,00	0,83	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-1,00	0,00	1,17	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-1,50	0,00	1,50	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-2,00	0,00	1,84	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-2,50	0,00	2,17	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-3,00	0,00	2,51	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-3,50	0,00	2,84	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-4,00	0,00	3,17	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-4,50	0,00	3,51	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-5,00	0,00	3,84	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-5,50	0,00	4,18	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-6,00	0,00	4,51	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-6,50	0,00	4,84	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-7,00	0,00	5,18	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-7,50	0,00	5,51	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-8,00	0,00	5,85	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-8,50	0,00	6,18	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-9,00	0,00	6,52	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-9,50	0,00	6,85	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-10,00	0,00	7,18	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-10,50	0,00	7,52	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-11,00	0,00	7,85	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-37,16	-11,50	0,00	8,19	1,000	1,000	1,000
Výztuha	-22,54	-12,00	0,00	8,52	1,000	1,000	1,000

**Posouzení pracovní spáry nad nejlépe využitým blokem čís.: 1****Posouzení na překlopení**Moment vzdorující  $M_{res} = 4440,50$  kNm/mMoment klopící  $M_{ovr} = 3578,09$  kNm/m**Spára na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 1084,92$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{act} = 668,35$  kN/m



## Spára na posunutí VYHOVUJE

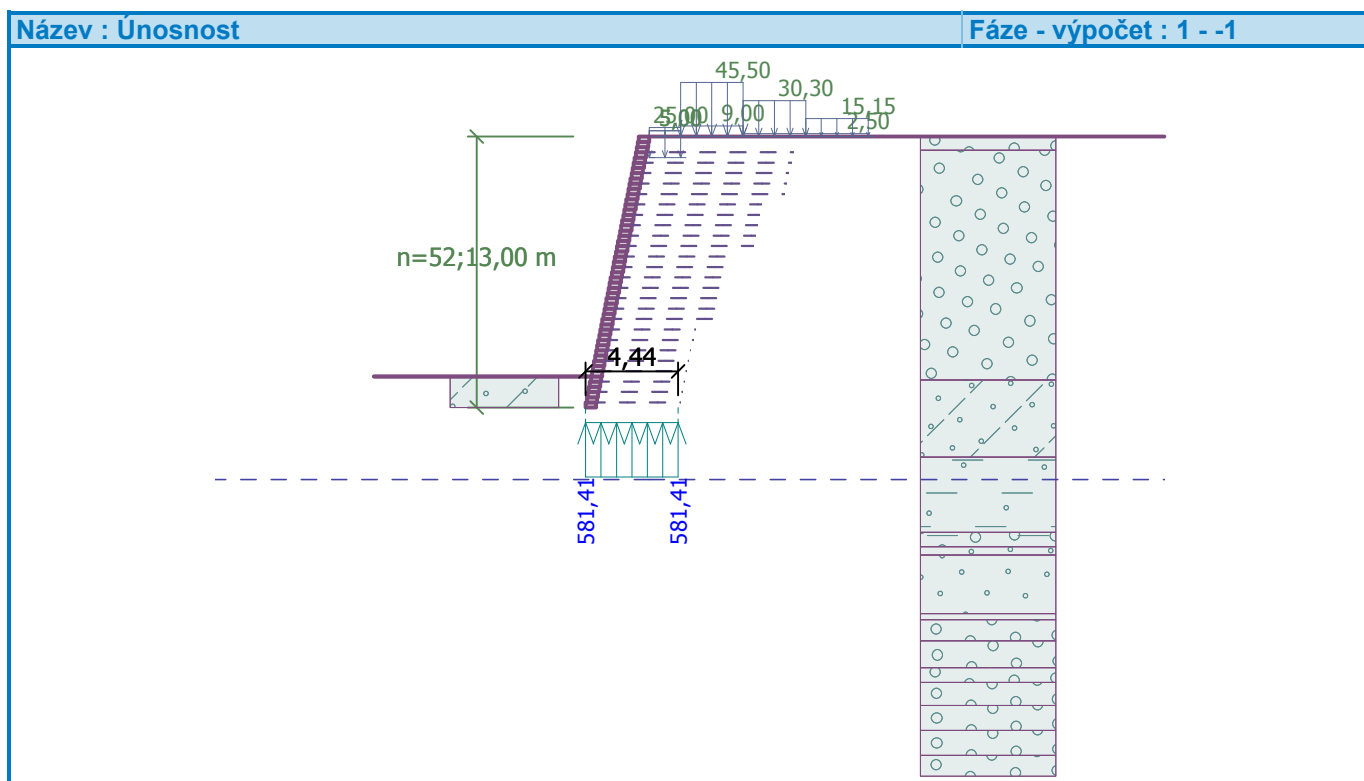
## Únosnost základové půdy

## Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-5764,72	2580,33	210,24	0,000	581,41
2	-2493,60	1651,95	280,17	0,000	372,22

## Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-3977,49	1889,10	203,01
2	-2825,15	1639,38	203,01



## Posouzení posunutí po výtuzce čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýtuzy s největším využitím)

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-6,38	146,62	1,05	1,000
Odpor na líci	-6,01	-0,42	0,06	-0,37	1,000
Aktivní tlak	269,15	-4,21	167,72	4,05	1,350
Zatížení 1.pruh	5,92	-10,41	3,87	4,05	1,500
Náhradní za nápravy 1. pruh	29,94	-10,41	19,59	4,05	1,500
Zatížení 2. a 3. pruh	3,30	-5,84	2,08	4,05	1,500
Náhradní za nápravy 2. pruh	20,54	-7,83	13,08	4,05	1,500
Náhradní za nápravy 3. pruh	10,11	-5,23	6,38	4,05	1,500

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíhová síla	0,00	-5,39	666,19	2,58	1,000
Betonový základ	0,00	-12,75	37,50	3,30	0,000
ŽB římsa	0,00	-12,75	7,50	3,30	1,000
Zatížení chodníku	0,00	-12,75	7,50	3,30	1,000
Výztuha	-26,77	-0,50	0,00	4,05	0,000
Výztuha	-37,16	-1,00	0,00	4,05	0,000
Výztuha	-37,16	-1,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-2,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-2,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-3,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-3,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-4,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-4,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-5,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-5,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-6,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-6,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-7,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-7,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-8,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-8,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-9,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-9,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-10,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-10,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-11,00	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-11,50	0,00	4,05	1,000
Výztuha	-37,16	-12,00	0,00	4,05	1,000

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

Sklon smykové plochy	=	90,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	=	975,12 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýztuze	=	0,90
Odpor zdi	=	78,15 kN/m
Celková únosnost výztuh	=	817,49 kN/m
Odpor na geovýztuze	=	559,10 kN/m

### Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 1460,74$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 468,07$  kN/m

**Posunutí po geovýztuze VYHOVUJE**



## Výpočet vnitřní stability čís. 1

### Spočtené síly a únosnosti geovýtuh

Číslo	Název	$F_x$ [kN/m]	Hloubka z[m]	$R_t$ [kN/m]	Využití [%]	$T_p$ [kN/m]	Využití [%]
1	Tensar 120RE	-34,97	12,75	37,16	94,10	1077,51	3,25
2	Tensar 120RE	-29,75	12,25	37,16	80,06	970,55	3,07
3	Tensar 120RE	-28,69	11,75	37,16	77,20	868,87	3,30
4	Tensar 120RE	-27,62	11,25	37,16	74,34	772,48	3,58
5	Tensar 120RE	-26,56	10,75	37,16	71,48	681,37	3,90
6	Tensar 120RE	-25,50	10,25	37,16	68,62	595,54	4,28
7	Tensar 120RE	-25,04	9,75	37,16	67,38	514,99	4,86
8	Tensar 120RE	-24,94	9,25	37,16	67,11	439,72	5,67
9	Tensar 120RE	-24,16	8,75	37,16	65,02	560,38	4,31
10	Tensar 120RE	-23,38	8,25	37,16	62,92	484,78	4,82
11	Tensar 120RE	-22,60	7,75	37,16	60,82	414,47	5,45
12	Tensar 120RE	-21,82	7,25	37,16	58,73	349,44	6,24
13	Tensar 120RE	-21,04	6,75	37,16	56,63	289,69	7,26
14	Tensar 120RE	-20,26	6,25	37,16	54,53	235,22	8,62
15	Tensar 120RE	-23,26	5,75	37,16	62,60	186,03	12,50
16	Tensar 120RE	-24,84	5,25	37,16	66,84	256,51	9,68
17	Tensar 120RE	-23,40	4,75	37,16	62,98	206,99	11,31
18	Tensar 120RE	-22,13	4,25	37,16	59,56	162,75	13,60
19	Tensar 120RE	-21,81	3,75	37,16	58,70	123,80	17,62
20	Tensar 120RE	-21,49	3,25	37,16	57,84	90,13	23,85
21	Tensar 120RE	-20,54	2,75	37,16	55,28	121,65	16,88
22	Tensar 120RE	-18,94	2,25	37,16	50,98	87,65	21,61
23	Tensar 120RE	-19,93	1,75	37,16	53,63	58,93	33,82
24	Tensar 120RE	-19,33	1,25	37,16	52,01	35,49	54,45
25	Tensar 120RE	-6,79	0,75	37,16	18,27	17,33	39,18

### Posouzení na přetržení (geovýtuh číslo 1)

Únosnost na přetržení  $R_t = 37,16$  kN/m

Síla v geovýtuhze  $F_x = 34,97$  kN/m

**Geovýtuh na přetržení VYHOVUJE**

### Posouzení na vytržení (geovýtuh číslo 24)

Únosnost na vytržení  $T_p = 35,49$  kN/m

Síla v geovýtuhze  $F_x = 19,33$  kN/m

**Geovýtuh na vytržení VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - geovýtuh VYHOVUJE**

## Výpočet globální stability čís. 1

### Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed  $S = (-5,66; -0,54)$  m

Poloměr  $r = 13,96$  m

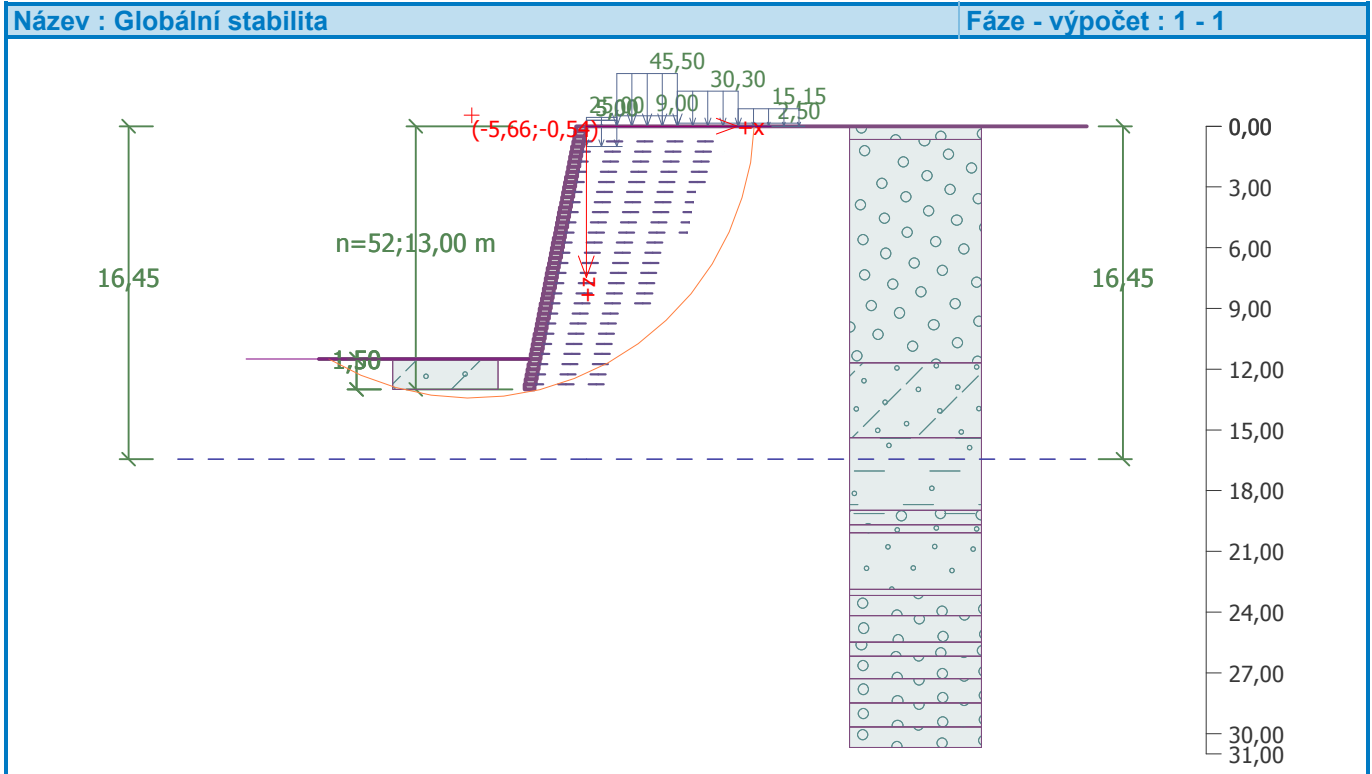
Úhel  $\alpha_1 = -30,41^\circ$

$\alpha_2 = 87,78^\circ$

### Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 91,39 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**



## Posouzení plošného základu

### Vstupní data

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

#### Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

#### Založení

##### Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu  $h_z = 13,00$  m

Hloubka základové spáry  $d = 1,50$  m

Tloušťka základu  $t = 0,10$  m

Sklon upraveného terénu  $s_1 = 0,00$  °

Sklon základové spáry  $s_2 = 0,00$  °

Objemová tíha zeminy nad základem = 19,00 kN/m<sup>3</sup>

#### Geometrie konstrukce

##### Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 30,37 m

Šířka pasu (x) = 4,44 m

Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m

Objem pasu = 0,44 m<sup>3</sup>/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

#### Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ  $d_{sp} = 0,50$  m

Hloubka štěrkopískového polštáře  $h_{sp} = 0,90$  m

## Posouzení čís. 1

### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	582,46	610,32	95,43	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	592,37	612,25	96,75	Ano
ZS 2	Ano	0,00	0,00	373,28	493,55	75,63	Ano
ZS 2	Ne	0,00	0,00	383,18	498,84	76,81	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 13,78$  kN/m

Spočtená tíha nadloží  $Z = 155,78 \text{ kN/m}$

### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník  
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 6,30 \text{ m}$

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 18,08 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 612,25 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 592,37 \text{ kPa}$

### Svislá únosnost VYHOVUJE

### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,000 < 0,333$

### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

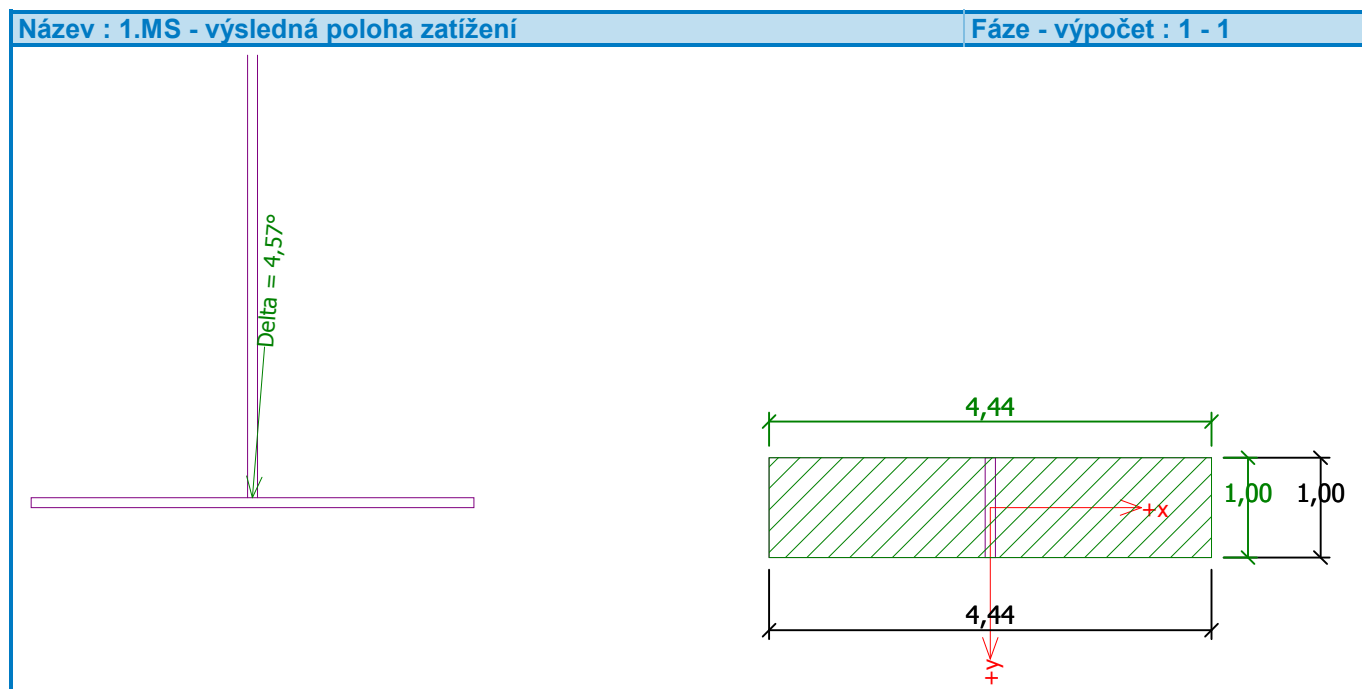
Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 1197,99 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla  $H = 280,17 \text{ kN}$

### Vodorovná únosnost VYHOVUJE

### Únosnost základu VYHOVUJE



## Posouzení čís. 1

### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 10,21$  kN/m

Spočtená tíha nadloží  $Z = 115,39$  kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 79,8 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 120,8 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 120,8 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

### Sednutí a natočení základu - výsledky

#### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 107,03$  MPa

Základ je ve směru délky poddajný ( $k=0,00$ )

Základ je ve směru šířky poddajný ( $k=0,28$ )

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,000 < 0,333$

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 160,5 mm

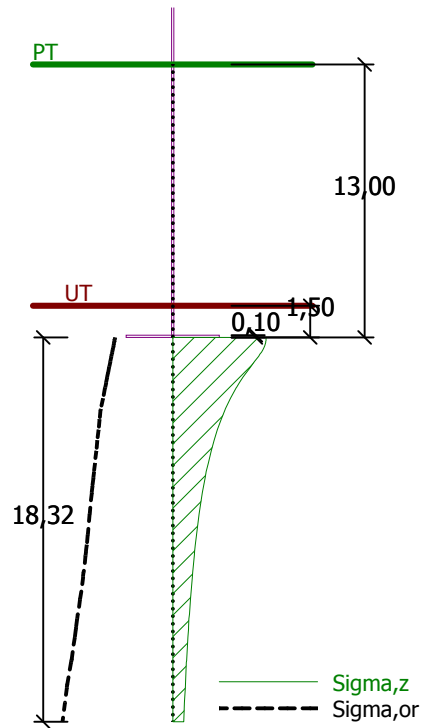
Hloubka deformační zóny = 18,32 m

Natočení ve směru šířky = 0,000 ( $\tan^*1000$ ); ( $1,8E-16$  °)



Název : 2.MS - Hloubka deformační zóny

Fáze - výpočet : 1 - 1



## Posouzení plošného základu

### Vstupní data

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

#### Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

#### Založení

##### Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu  $h_z = 13,80$  m

Hloubka základové spáry  $d = 1,50$  m

Tloušťka základu  $t = 0,80$  m

Sklon upraveného terénu  $s_1 = 0,00$  °

Sklon základové spáry  $s_2 = 0,00$  °

Objemová tíha zeminy nad základem = 19,00 kN/m<sup>3</sup>

#### Geometrie konstrukce

##### Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 30,37 m

Šířka pasu (x) = 1,50 m

Šířka sloupu ve směru x = 0,10 m

Objem pasu = 1,20 m<sup>3</sup>/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

#### Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ  $d_{sp} = 0,50$  m

Hloubka štěrkopískového polštáře  $h_{sp} = 0,50$  m

## Posouzení čís. 1

### Posouzení zatěžovacích stavů

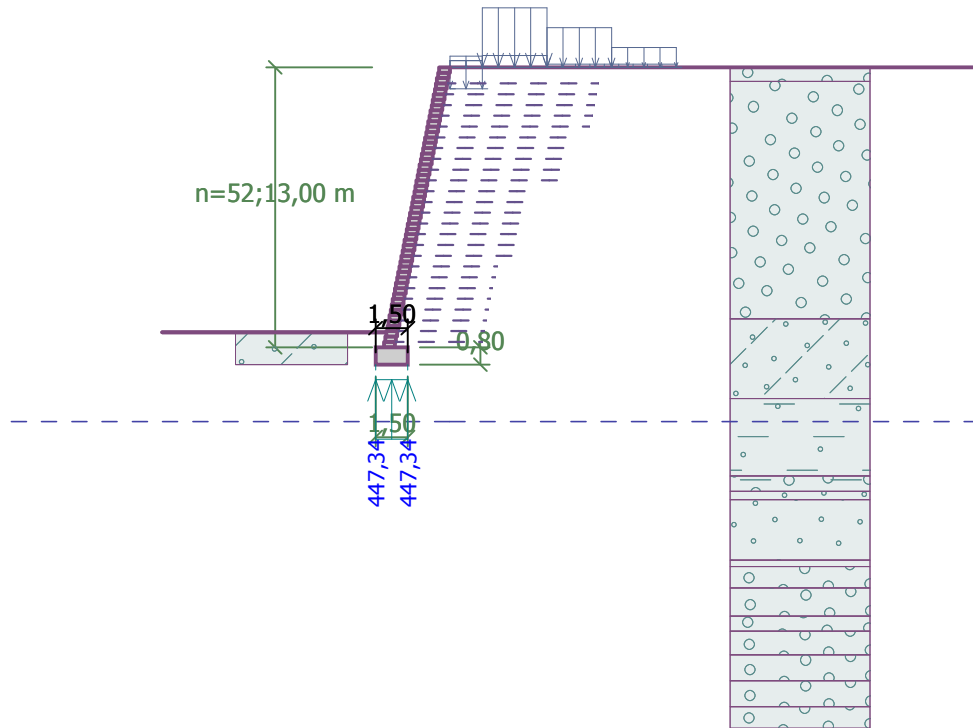
Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	405,46	577,08	70,26	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	416,25	577,08	72,13	Ano
ZS 2	Ano	0,00	0,00	447,53	577,08	77,55	Ano
ZS 2	Ne	0,00	0,00	458,31	577,08	79,42	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 37,26$  kN/m

Název : Únosnost

Fáze : 1



Spočtená tíha nadloží  $Z = 25,14 \text{ kN/m}$

### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník  
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 2,22 \text{ m}$

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 6,48 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 577,08 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 458,31 \text{ kPa}$

### Svislá únosnost VYHOVUJE

### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,000 < 0,333$

### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

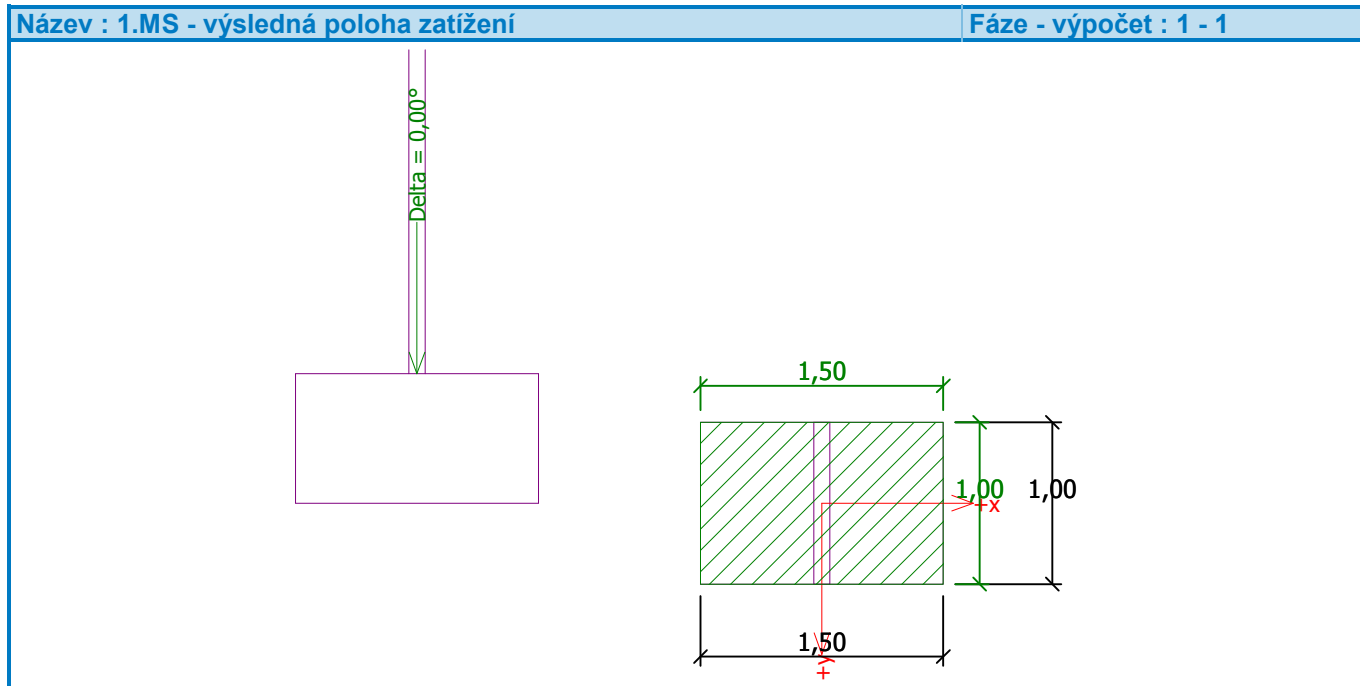
Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 439,82 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla  $H = 0,00 \text{ kN}$

### Vodorovná únosnost VYHOVUJE

### Únosnost základu VYHOVUJE



## Posouzení čís. 1

### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 27,60$  kN/m

Spočtená tíha nadloží  $Z = 18,62$  kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 19,1 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 45,7 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 45,7 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

### Sednutí a natočení základu - výsledky

#### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 75,41$  MPa

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=60,35$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=203,70$ )

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,000 < 0,333$

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Celkové sednutí a natočení základu:

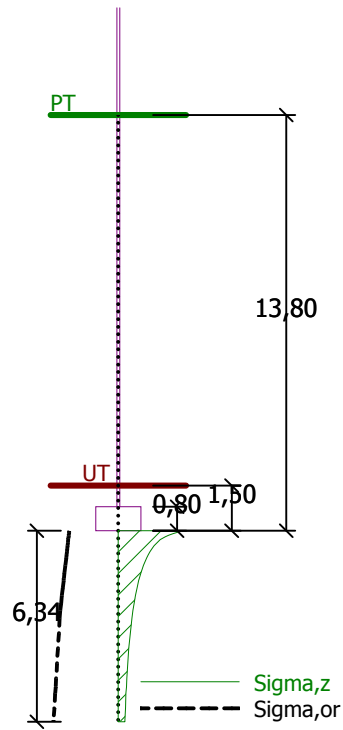
Sednutí základu = 44,2 mm

Hloubka deformační zóny = 6,34 m

Natočení ve směru šířky = 0,000 ( $\tan^*1000$ ); ( $2,7E-16$  °)

Název : 2.MS - Hloubka deformační zóny

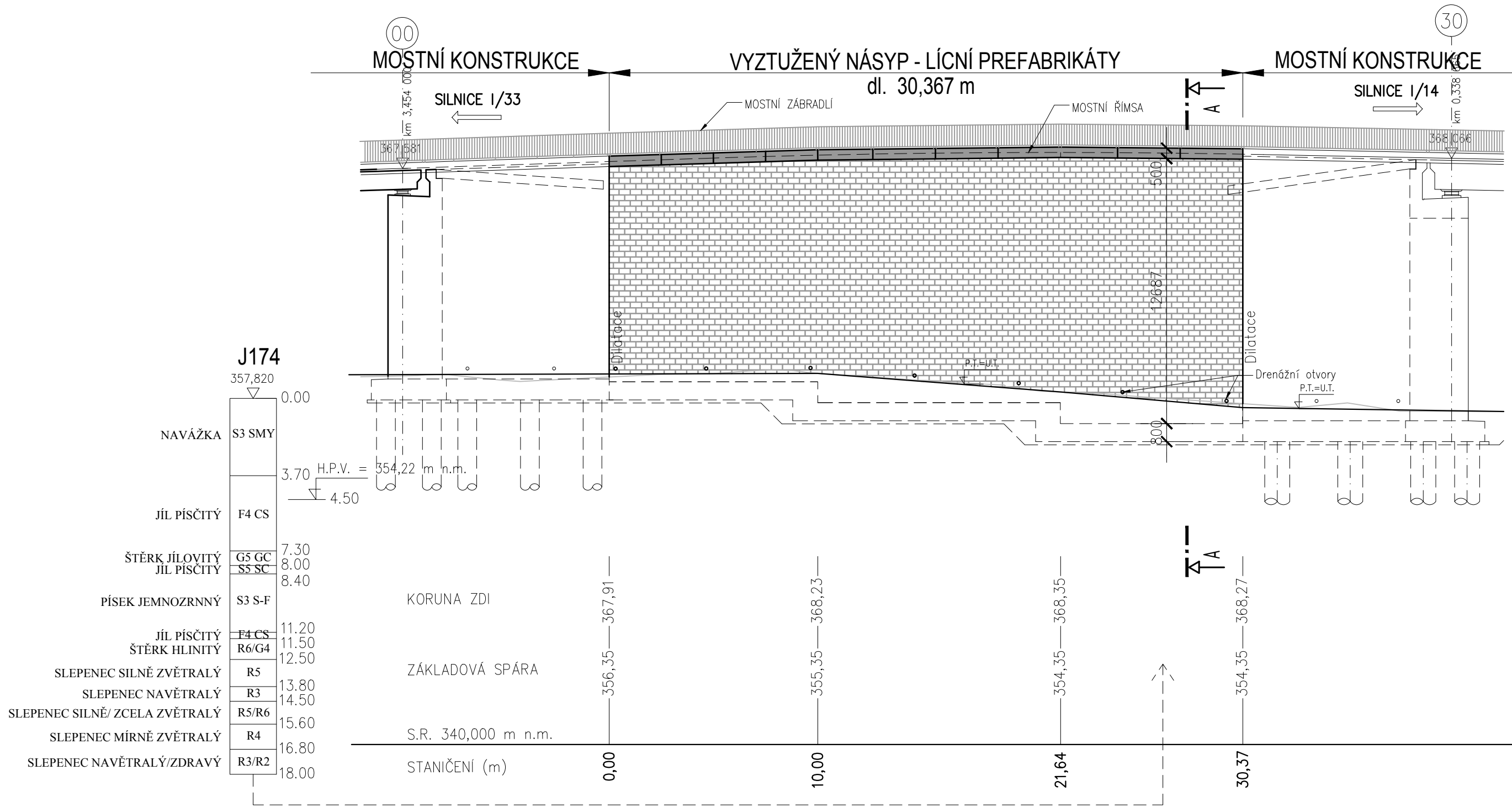
Fáze - výpočet : 1 - 1











**J174**  
357,820

NAVÁŽKA	S3 SMY	0.00
		3.70
JÍL PÍŠČITÝ	F4 CS	4.50
		7.30
ŠTĚRK JÍLOVITÝ	G5 GC	8.00
JÍL PÍŠČITÝ	S5 SC	8.40
PÍSEK JEMNOZRNNÝ	S3 S-F	
		11.20
JÍL PÍŠČITÝ	F4 CS	11.50
ŠTĚRK HLINITÝ	R6/G4	12.50
SLEPENEC SILNĚ ZVĚTRALÝ	R5	13.80
SLEPENEC NAVĚTRALÝ	R3	14.50
SLEPENEC SILNĚ/ ZCELA ZVĚTRALÝ	R5/R6	15.60
SLEPENEC MÍRNĚ ZVĚTRALÝ	R4	16.80
SLEPENEC NAVĚTRALÝ/ZDRAVÝ	R3/R2	18.00

NÁZEV PŘÍLOHY		MÉRITKO
POHLED NA VYZTUŽENÝ NÁSYP		1:200
VYPRACOVAL	TÉMA	PŘÍLOHA "J"
Ondřej Žák	Řešení opěrné konstrukce - I/33 obchvat Náchod	