

OBSAH

1. Identifikačné údaje	3
2. Technická správa k statickému výpočtu	4
2.1 Účel objektu.....	4
2.2 Technické riešenie	4
2.2.1 Súčasný stav.....	4
2.2.2 Návrh konštrukcie.....	4
2.3 Základné údaje o moste (podľa STN 73 6200)	5
2.4 Výsledky inžiniersko-geologického prieskumu	6
2.5 Výsledky stavebno-technického prieskumu	6
2.5.1 Betón existujúcej nosnej konštrukcie	6
2.5.2 Výstuž nosnej konštrukcie	6
2.6 Prehľad použitých výpočtových programov:	7
3. Použité podklady a normy.....	8
4. Dispozičné riešenie	9
4.1 Pôdorys	9
4.2 Pozdĺžny rez	10
4.3 Pričný rez	11
5. Statický výpočet nosnej konštrukcie mosta	12
5.1 Materiálové charakteristiky	12
5.2 Výpočtový model mosta.....	12
5.3 Výpočet zaťaženie na nosnú konštrukciu	13
5.3.1 Stále zaťaženie	13
5.3.2 Premenné zaťaženie dlhodobé	14
5.3.3 Premenné zaťaženie krátkodobé	14
5.3.4 Zvislé účinky zaťaženia od cestnej dopravy	15
5.3.4.1 Zaťažovací model LM1	15
5.3.4.2 Zaťažovací model LM2	16
5.3.4.3 Zaťažovací model - zvláštne vozidlo 900/150	16
5.3.4.4 Zaťažovací model – zvláštne vozidlo 3000/240	17
5.3.4.5 Zaťažovací model LM4	18
5.3.5 Vodorovné účinky zaťaženia od cestnej dopravy.....	18
5.3.5.1 Brzdové a rozjazdové sily	18
5.3.5.2 Odstredivé a priečne sily	18
5.3.6 Únavový zaťažovací model FLM3	19
5.3.7 Kombinácie zaťaženia	20
5.4 Výpočet vnútorných síl.....	20
5.4.1 Zaťažovacie stavy	21
5.4.2 Vnútorné sily na prvku	22
6. Stanovenie zaťažiteľnosti zosilneného prierezu	25
6.1 Stanovenie zaťažiteľnosti z ohybovej odolnosti prierezu.....	25

6.2	Stanovenie zaťažiteľnosti zo šmykovej odolnosti prierezu	26
6.2.1	Posúdenie šmykových trňov	26
6.3	Prehľad výslednej zaťažiteľnosti nosnej konštrukcie	28
7.	Posúdenie spodnej stavby	29
7.1	Posúdenie uholníkového krídla	29
7.2	Posúdenie opory	36
8.	Posúdenie záporového paženia	43
9.	Záver	54

Statický výpočet

SO 526-002 Rekonštrukcia mosta ev. č 526-002 – mostný objekt

1. Identifikačné údaje

Názov stavby: „Rekonštrukcia ciest a mostov II/526 Devičie – Senohrad a II/527 Dobrá Niva – Senohrad, I. etapa – úseky v rámci okresu Krupina“

Časť B: Cesta II/526 od križovatky s cestou I/66 v ckm 0,000 po ckm 6,291

Kraj: Banskobystrický

Okres : Krupina

Katastrálne územie: Devičie

Stavebník: Banskobystrický samosprávny kraj,
Námestie SNP 23,
974 01 Banská Bystrica

Generálny projektant: REMING CONSULT a.s.,
Trnavská cesta 27,
831 04 Bratislava

Správca SO: Banskobystrická regionálna správa ciest, a.s.
Stredisko Žiar nad Hronom
Priemyselná 6/647
966 24 Ladomerská Vieska

Zdôvodnenie rozdelenia projektovej dokumentácie na tri samostatné časti

Projektová dokumentácia je rozdelená na tri samostatné časti z dôvodu čo najvyššieho možného využitia finančných zdrojov z EÚ, z dôvodu nízkej alokácie na projekty. V prípade rozdelenia úsekov v projektovej dokumentácii a rozdelenia nákladov sa môže BBSK zapojiť do viacerých výziev a šetriť tak verejné zdroje.

Projektová dokumentácia je rozdelená na tri samostatné časti, jednotlivé časti projektovej dokumentácie sú identifikované v rozpiskách a dokumentoch nasledovne:

Časť A: Cesta II/527

Časť B: Cesta II/526 od križovatky s cestou I/66 v ckm 0,000 po ckm 6,291

Časť C: Cesta II/526 od ckm 6,291 po koniec úseku v ckm 16,108

2. Technická správa k statickému výpočtu

2.1 Účel objektu

Most prevádza cestu II/526 v extraviláne obce Devičie, ponad vodný tok v km 1,266 medzi križovatkou cesty II/526 s cestou I/66 a obcou Senohrad. Premosťovanou prekážkou je občasný vodný tok – Mlýnsky potok.

Plánované rekonštrukčné práce na ceste II/526 si vyžadujú aj nutné zvýšenie zaťažiteľnosti mostného objektu. Avšak vzhľadom na zlý stav nosnej konštrukcie konštatovaný vo výsledkoch stavebnotechnického prieskumu mostného objektu ev. č. 526-002 je potrebné pristúpiť k rekonštrukcii mostného objektu zameranej na :

- Zosilnenie nosnej konštrukcie,
- Opravu časti spodnej stavby a časti krídel mosta,
- Opravu driekov opôr a okolia mosta,
- Predĺženie krídel.

Popri rekonštrukcii mosta bolo potrebné rešpektovať aj čiastočne nové smerové a čiastočne aj výškové vedenie cesty.

2.2 Technické riešenie

2.2.1 Súčasný stav

V súčasnosti sa v mieste kríženia komunikácie II/526 s Mlýnskym potokom nachádza most so železobetónovou doskou. Mostný objekt s evidenčným číslom 526-002 je v správe ciest Banskobystrického samosprávneho kraja. Mostný objekt bol vybudovaný v roku 1932. Podľa prieskumu ide o kolmý most na pozemnej komunikácii s jedným otvorom. Rozpätie mosta je 2,3 m, voľná výška pod mostom je cca 1,5m, uhol kríženia s prekážkou je cca 90°. Nosnú konštrukciu tvorí železobetónová doska hr. 320mm. Celková výška nosnej konštrukcie, vrátane nadnásypu a vozovky je 1,72m. Podľa výsledkov stavebno-technického prieskumu je možné betón dosky zaradiť do triedy C20/25. Doska je vystužená hladkou výstužou cca 7 Ø16/m.

Spodnú stavbu tvoria dve gravitačné opory z простého betónu s rovnobežnými krídlami. Opory sú založené plošne. Kvalita betónu opôr podľa stavebno-technického prieskumu je C12/15. Na základe prieskumu bola hrúbka opory stanovená na cca 800mm a hrúbka krídla cca 600 mm. Presné rozmery spodnej stavby neboli z dôvodu absencie pôvodného projektu definované, boli stanovené iba niektoré orientačné hodnoty hrúbok .

Nakoľko je nosná konštrukcia nevyhovujúca z hľadiska zaťažiteľnosti, bude zosilnená. Spodná stavba bude systémovo sanovaná.

2.2.2 Návrh konštrukcie

Vzhľadom na stav mosta a výsledky stavebno-technického prieskumu je navrhnutá rekonštrukcia nosnej konštrukcie. Na zosilnenie nosnej konštrukcie je navrhnutá monolitická nadbetónávka, ktorá je tvorená železobetónovou doskou. Most ako aj príľahlá komunikácia je navrhnutá bez chodníkov. Voľná šírka na moste je premenná vzhľadom na vedenie komunikácie v prechodnici, pred prechodnicou je navrhnutá na 7,5m.

Vzhľadom na navrhnutý spôsob zosilnenia nosnej konštrukcie je navrhnutá aj úprava spodnej stavby, ktorá spočíva v predĺžení resp. dobudovaní samostatných krídel a dobetónovaní rímsovej stienky na pôvodnej konštrukcii. Nové časti krídel a ríms sa prispôbili novému výškovému vedeniu trasy cesty. Svetlosť a šírka mosta sa však nemení.

Z hľadiska postupu výstavby sa uvažuje, že doprava bude vedená po nosnej konštrukcii striedavo, podľa postupu prác. Pôvodná časť mosta, ktorá bude odbúraná bude odvezená na skládku.

2.3 Základné údaje o moste (podľa STN 73 6200)

- a) most pozemnej komunikácie, cestný
- b) –
- c) ponad vodný tok,
- d) s jedným otvorom,
- e) jednopodlažný,
- f) s presypávkou
- g) nepohyblivý,
- h) trvalý,
- i) smerovo v prechodnici,
- j) kolmý,
- k) s normovou zaťažiteľnosťou,
- l) masívny, železobetónový,
- m) –
- n) doskový,
- o) otvorene usporiadaný,
- p) s neobmedzenou voľnou výškou.

- Smerové pomery: komunikácia v prechodnici
- Sklonové pomery: v klesaní
- Prekážka: vodný tok - Mlýnsky potok,
- Šikmosť mosta: kolmý,
- Uhol križovania s prekážkou: 91°
- Počet mostných polí: 1
- Svetlosť mostného otvoru (kolmá): 2,0 m
- Rozpätie mostného poľa: 2,3 m
- Voľná šírka na moste: 7,5 m
- Šírka vozovky medzi obrubníkmi: 7,5 m
- Šírka chodníka: bez chodníka
- Šírka mosta: 12,545 m
- Voľná výška pod mostom: 1,535 m
- Nosná konštrukcia: prostá ŽB doska
- Spodná stavba: pôvodné gravitačné opory zmonolitnené s krídlami,
nové samostatné rovnobežné uholníkové krídla.
Nové krídla sú zo železobetónu, pôvodné opory
a krídla z prostého betónu.
- Založenie: plošné
- Priestorové usporiadanie na moste: cesta II. triedy, C7,5 na moste šírky 7,5m
- Návrhové zaťaženie: cestné zaťaženie podľa STN EN 1991-2:
zaťažovací model LM1, LM2, FLM3

2.4 Výsledky inžiniersko-geologického prieskumu

Úroveň základovej škáry bola overená kontrolným návrtom KN 526-05 v úrovni 246,72 m. n. m. Na danom objekte nebolo požadované inžinierskogeologické prieskumné dielo a preto nevieme presne zadefinovať materiál základovej škáry. V základovej škáre bol však overený kontrolným návrtom štrkový podsyp min. hrúbky 20 cm. Na základe digitálnej geologickej mapy predpokladáme v základovej škáre výskyt deluvialno- eluvialných sedimentov charakteru ílov so strednou plasticitou až ílov piesčitých (F6/CI, F4/CS). Geotechnické parametre neboli overované in-situ, avšak na základe odborného odhadu je možné uvažovať s modulom pretvárnosti $E_{def} = 6 \text{ MPa}$. Hladina podzemnej vody možno uvažovať v úrovni hladiny Mlynského potoka.

2.5 Výsledky stavebno-technického prieskumu

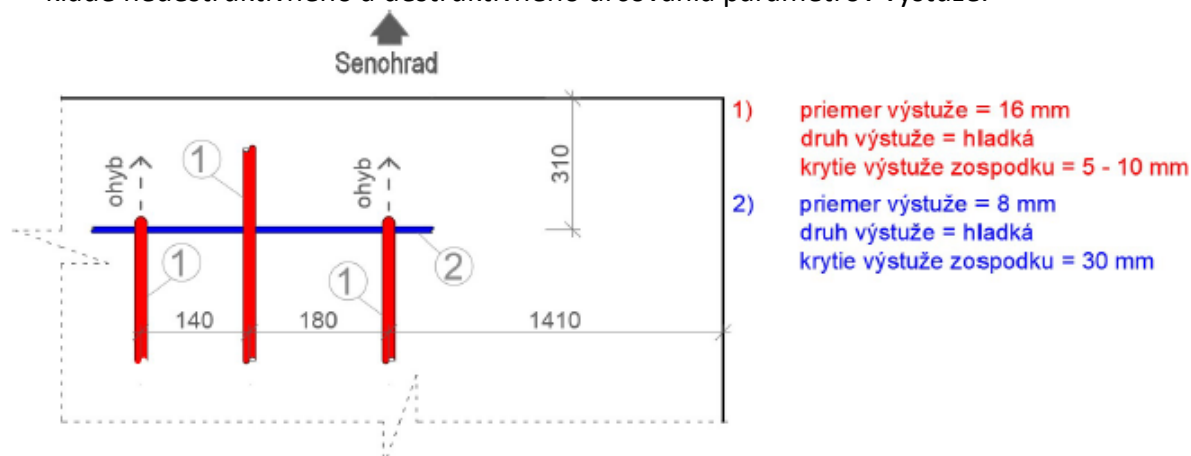
2.5.1 Betón existujúcej nosnej konštrukcie

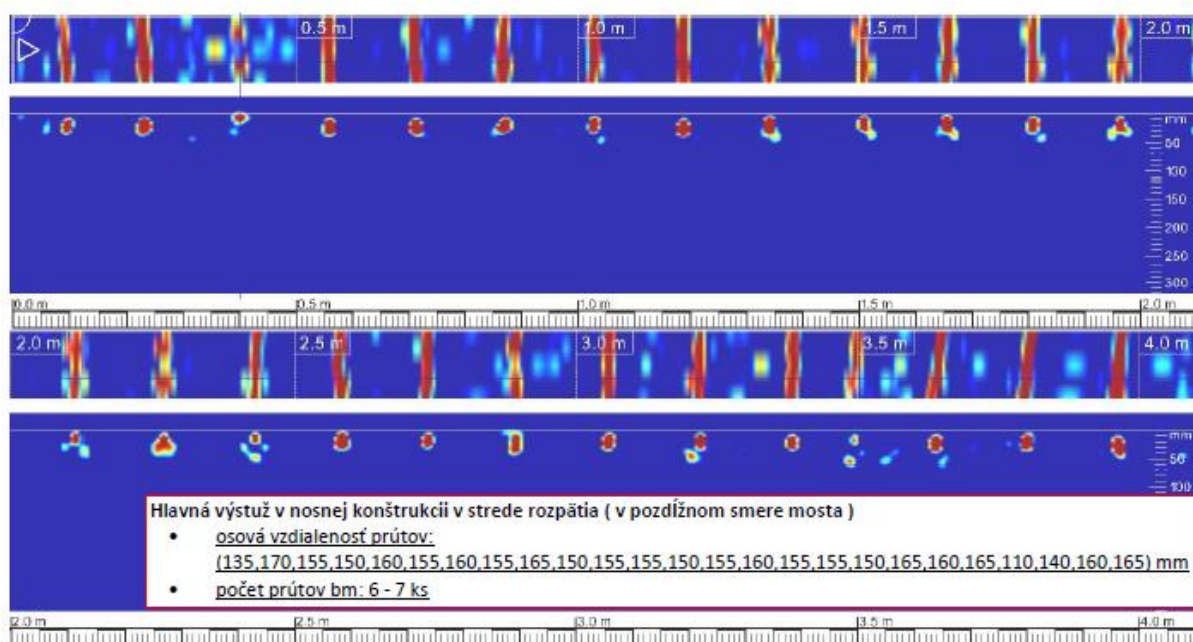
Tabuľka - Vyhodnotenie triedy betónu v existujúcej NK

Priemerná pevnosť betónu v tlaku	$f_{m(n),is}$	32,2	[MPa]
Najmenšia zistená pevnosť betónu	$f_{is,min}$	21,7	[MPa]
Počet platných výsledkov (vzoriek)	n	3	[-]
Súčiniteľ závislí na počtu platných výsledkov	k	7	[-]
Charakteristická pevnosť betónu v tlaku	$f_{ck,is,1}$	25,2	[MPa]
	$f_{ck,is,2}$	25,7	[MPa]
	$f_{ck,is}$	25,2	[MPa]
Vyhodnotenie			
Trieda betónu (STN EN 206+A1:2017)		C 20/25	
Trieda betónu (STN 73 2001:1970, STN 73 6206:1971)		(približne B 330)	
Trieda betónu (STN 73 1201:1986, STN 732400:1986)		B 25	

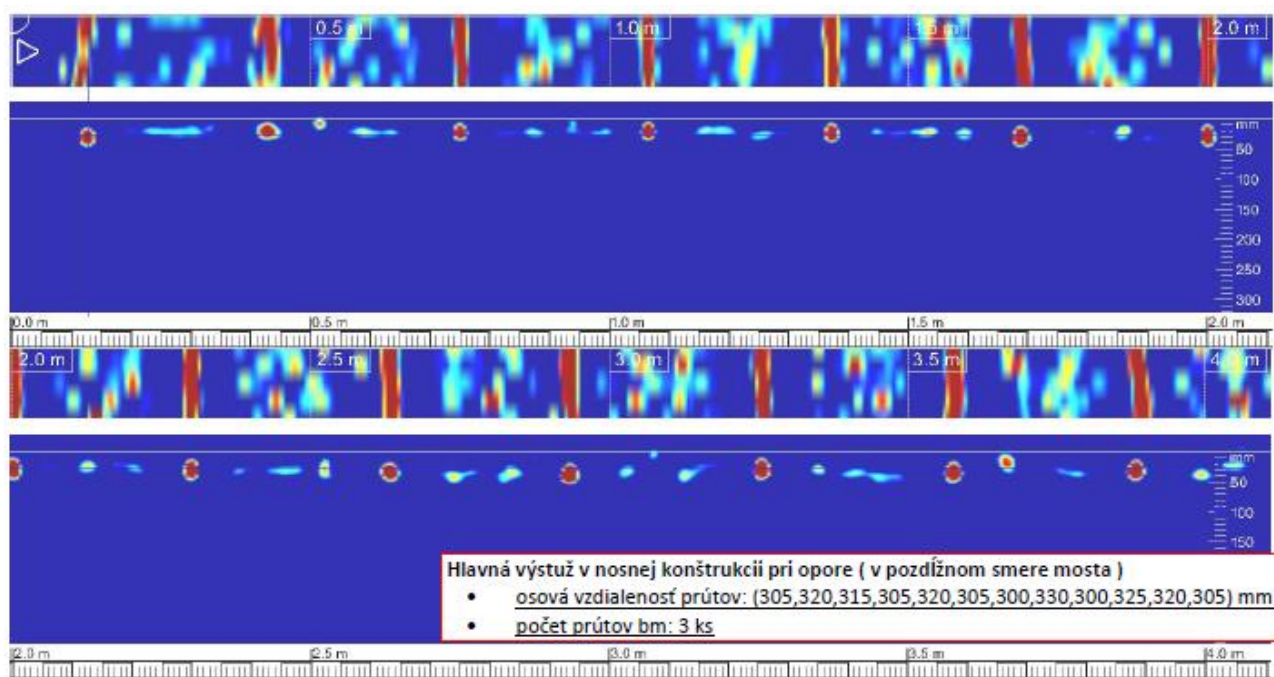
2.5.2 Výstuž nosnej konštrukcie

Poloha a počet výstužných prvkov na spodnej strane NK mostného objektu na základe nedeštruktívneho a deštruktívneho určovania parametrov výstuže.





Obrázok – 1



Obrázok - Hl. výstuž pri opore

2.6 Prehľad použitých výpočtových programov:

- SCIA Engineer 19.0
- GEO5 v19 CS
- Microsoft Office Excel 2013

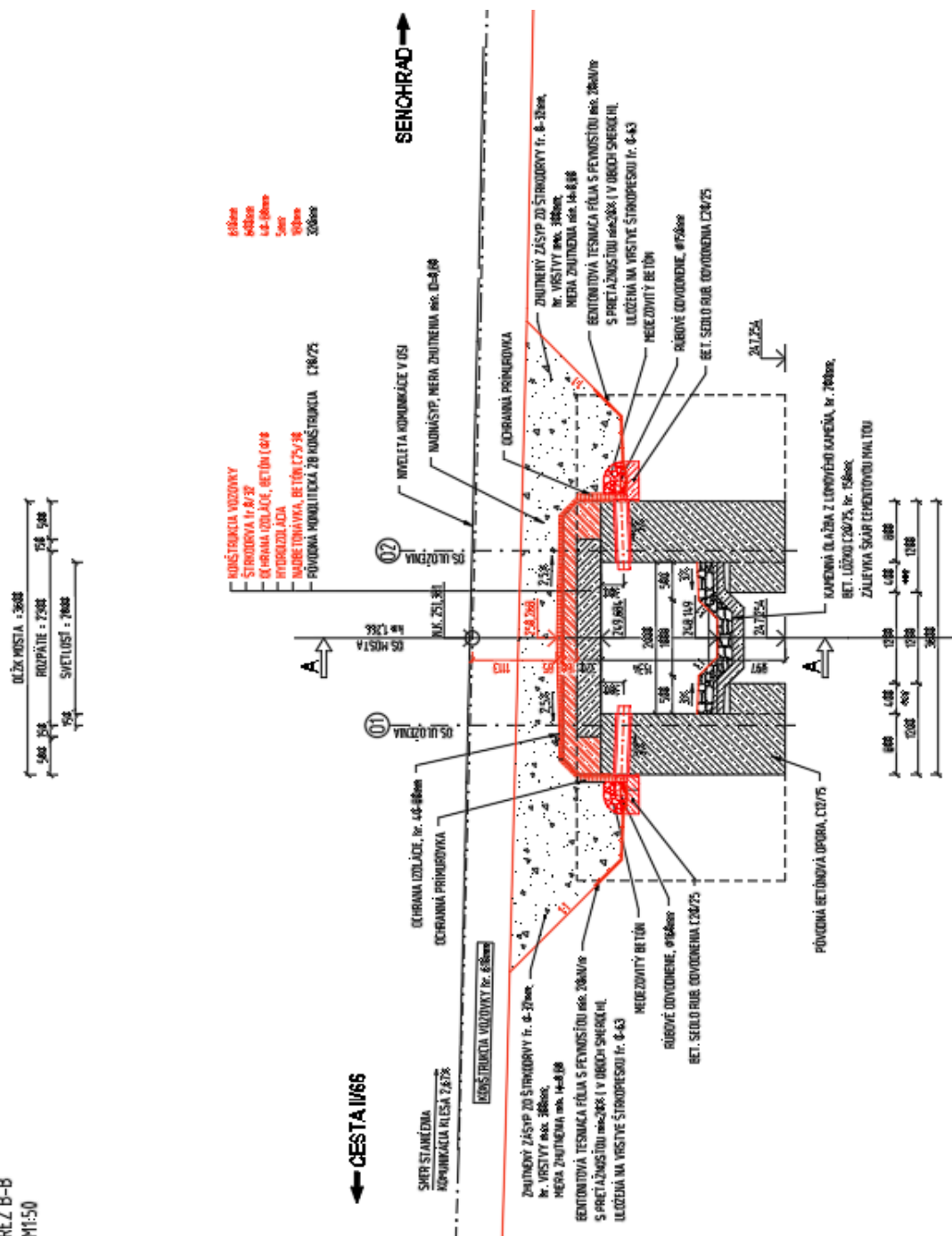
3. Použité podklady a normy

- [1] STN 73 3050: Zemné práce, všeobecné ustanovenia
- [2] STN 73 6133: Stavba ciest. Teleso pozemných komunikácií
- [3] STN 73 6201: Projektovanie mostných objektov. SUTN Bratislava
- [4] STN EN 1990+NP: Zásady navrhovania konštrukcií. SUTN Bratislava
- [5] STN EN 1990/A1+NP: Zásady navrhovania. Zmena A1: Príloha A2: Použitie pre mosty. SUTN Bratislava
- [6] Súbory noriem a národné prílohy k STN EN 1991: Zaťaženie stavebných konštrukcií. (časti 1-1, 1-4 a 2). SUTN Bratislava
- [7] Súbor noriem a národné prílohy k STN EN 1992: Navrhovanie betónových konštrukcií. (časti 1-1 a 2). SUTN Bratislava
- [8] Súbor noriem a národné prílohy k STN EN 1997: Navrhovanie geotechnických konštrukcií. (časti 1 a 2). SUTN Bratislava
- [9] Súbor noriem a národné prílohy k STN EN 1998: Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť. SUTN Bratislava
- [10] STN EN 13670: Zhotovovanie betónových konštrukcií. SUTN Bratislava
- [11] STN EN 206+A1: Betón – Časť 1: Špecifikácia, vlastnosti výroba a zhoda. SUTN Bratislava
- [12] STN 73 0037: Zemný tlak na stavebné konštrukcie, SUTN Bratislava (v znení ČSN 73 0037, ÚNM Praha 1990)
- [13] STN 73 1001: Geotechnické konštrukcie. Zakladanie stavieb
- [14] STN 73 3040: Geotextílie a geotextíliam podobné výrobky na stavebné účely. Základné ustanovenia a technické požiadavky
- [15] Inžiniersko – geologický prieskum, záverečná správa „Rekonštrukcia ciest a mostov II/526 Devičie-Senohrad a II/527 Dobrá Niva-Senohrad – I. etapa – úseky ciest v okrese Krupina“. CADECO, a.s. 05/2020
- [16] obhliadka a fotodokumentácia miesta stavby,
- [17] podklady dodávateľov navrhovaných zariadení,
- [18] Stavebno-technický prieskum nosných konštrukcií vybraných mostných objektov, DYNAMAG GROUP a.s.,03/2020

4.1 Pôdorys



REF B-B
M1:50



11

5. Statický výpočet nosnej konštrukcie mosta

5.1 Materiálové charakteristiky

- nosná konštrukcia mosta - monolitický betón

Nosná konštrukcia: STN EN 206-C30/37-XC4, XD1, XF2 (SK)-CI 0,4- D_{max} 22 - S4

- spodná stavba - monolitický betón

Základové pásy: STN EN 206-C30/37-XC2, XA1 (SK)-CI 0,4- D_{max} 16 - S4

- betonárska výstuž - STN EN 1992-1-1 B 500B;

Materiálové charakteristiky existujúcej NK boli určené na základe výsledkov stavebno-technického prieskumu. Rok výstavby **1932**.

Betón: **C20/25**

$$f_{ck}=20\text{MPa} \rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,33 \text{ MPa}$$

Výstuž: **hl. výstuž 7Ø 16mm/m, á ~ 150mm** (hladká výstuž)

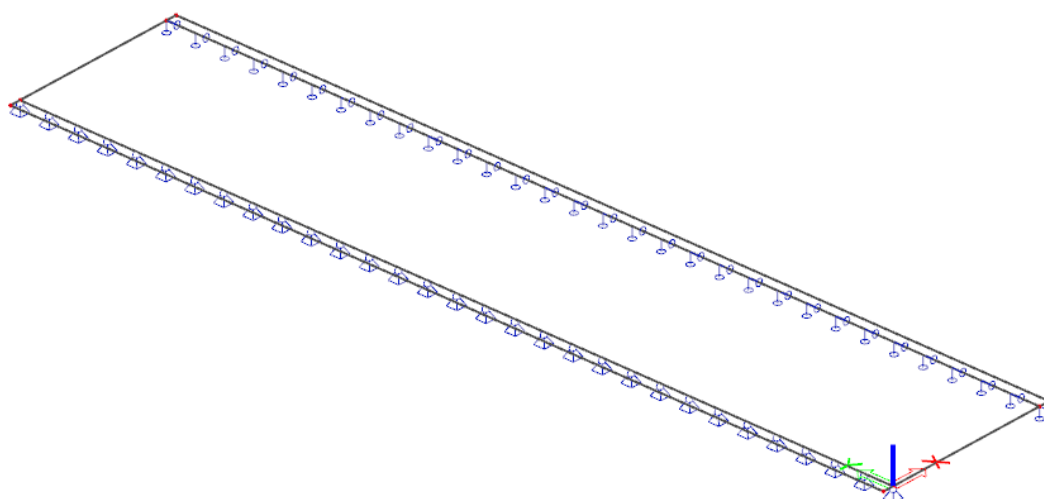
$$f_{yk}=210\text{MPa} \rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 210 / 1,15 = 182,6 \text{ MPa}$$

rozdeľovacia výstuž: 3Ø 8mm/m, á ~ 350mm (hladká výstuž)

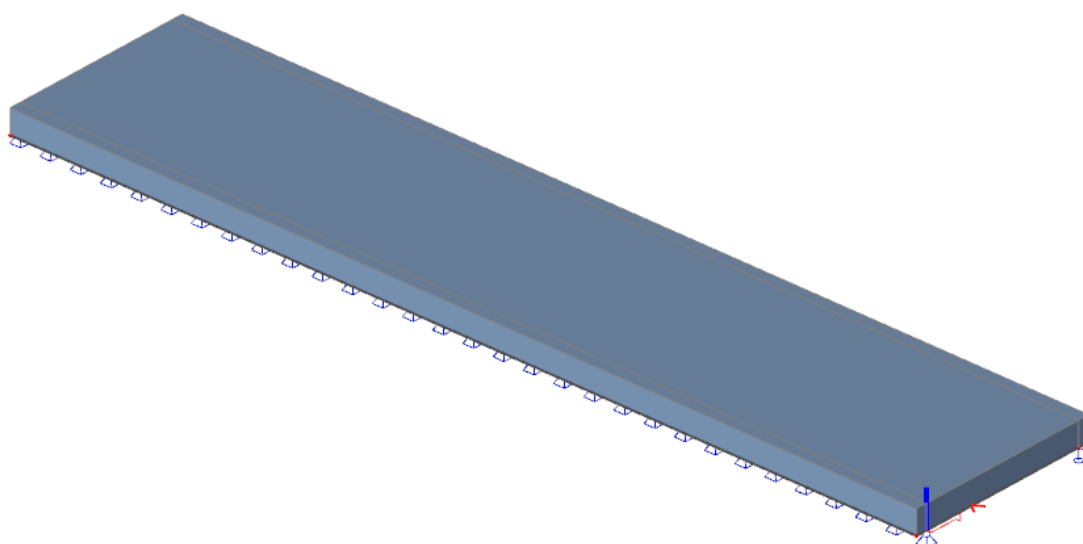
5.2 Výpočtový model mosta

Výpočtový model nosnej konštrukcie zohľadňuje všetky relevantné geometrické a materiálové charakteristiky konštrukcie.

Rekonštrukcia uvažuje s ponechaním pôvodnej nosnej konštrukcie na ktorú sa zhotovia rímasy, zhutnený zásyp a konštrukcia vozovky. Výpočtový model je spracovaný výpočtovým programom Scia Engineer 19.0.2018. Statická schéma nosnej konštrukcie sa uvažuje ako prostá doska s previslými koncami. Podkladom pre navrhovaný trojdimenzionálny model je dispozičné riešenie mosta. Je uvažovaný doskový model. Rozpätie dosky je 2,3m s previslými koncami 0,150m. Šírka dosky je 12,345m. Hrúbka dosky je 320mm. Podopretie dosky sa uvažuje ako prosté na pôvodnej spodnej stavbe. Podopretie v osi uloženia O1 sa uvažuje líniové kĺbové kt. zabraňujúce pohybu v smere osi X, Y a Z, v osi O2 sa uvažuje posuvná líniová podpera umožňujúca pohyb dosky len v smere X.



Obr. Výpočtový model



Obr. 3D rendrovaný výpočtový model

5.3 Výpočet zaťaženie na nosnú konštrukciu

Jednotlivé zaťaženia sú stanovené v súlade s [6]. Vo výpočte uvažujeme nasledovné skupiny zaťaženie:

- g_0 : stále zaťaženie;
- g_1 : premenné zaťaženie dlhodobé, ktoré prenáša celá dosková konštrukcia;
- p : premenné zaťaženie krátkodobé, ktoré prenáša celá dosková konštrukcia.

5.3.1 Stále zaťaženie

Stála zaťaženie g_0

predstavuje vlastnú tiaž nosnej konštrukcie, ktorá je generovaná výpočtovým programom. Tiaž železobetónu je uvažovaná hodnotou 2500 kg/m^3 ($\gamma_b=25\text{kN/m}^3$)

- vlastná tiaž \rightarrow program Scia Engineer, $g=25\text{kN/m}^3$

$g_{k,i} [\text{kN.m}^{-2}]$

γ_g

1,35

Poznámka:

Hrúbka NK sa uvažuje ako hrúbka dosky 320mm spriahnutá s nadbetónávkou 180mm čo predstavuje prierez vysoký 500mm z rovnakého betónu C20/25.

5.3.2 Premenné zaťaženie dlhodobé

Premenné zaťaženie g_1

Predstavuje tiaž jednotlivých použitých materiálov pôsobiach na nosnú konštrukciu mosta.

- Nadbetónávka hr.180mm sa uvažuje

- Spádový betón hr. 60mm, $\gamma_{sb}=23\text{kN/m}^3$ – pôsobí na celej ploche dosky (priemerná hrúbka 40~80mm)

$h_i \cdot \gamma_{sb} = 0,060 \cdot 23 =$	1,380	1,35
--	-------	------

- izolácia hr. 5mm, $\gamma_i=14\text{kN/m}^3$ – pôsobí na celej ploche dosky a ríms

$h_i \cdot \gamma_i = 0,005 \cdot 14 =$	0,070	1,35
$g_{inf} = 0,8 \cdot 0,07 =$	0,056	
$g_{sup} = 1,4 \cdot 0,07 =$	0,098	

- zhutnený zásyp hr. 0,95m, $\gamma_{zz}=20\text{kN/m}^3$ – pôsobí na celej ploche dosky medzi rímsou

$h_i \cdot \gamma_{zz} = 0,95 \cdot 20 =$	19,00	1,35
---	-------	------

- hydraulicky stmelená zmes hr. 230mm, $\gamma_{hz}=20\text{kN/m}^3$ – pôsobí na ploche dosky medzi rímsou

$h_i \cdot \gamma_{hz} = 0,23 \cdot 20 =$	4,600	1,35
---	-------	------

- vozovka hr. 180mm, $\gamma_v=24\text{kN/m}^3$ – pôsobí na ploche medzi rímsami

$h_i \cdot \gamma_v = 0,180 \cdot 24 =$	4,320	1,35
$g_{inf} = 0,8 \cdot 4,32 =$	3,456	
$g_{sup} = 1,4 \cdot 4,32 =$	6,048	

- tiaž rímsy $A_r=0,555\text{m}^2$, $\gamma_b=25\text{kN/m}^3$ – pôsobí na šírke 400mm na oboch okrajoch dosky

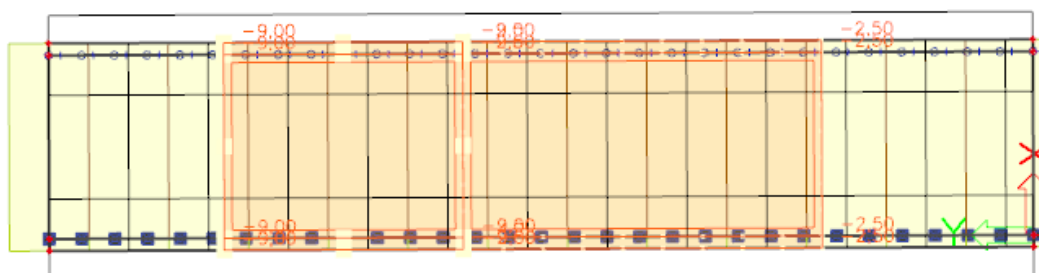
$A_r \cdot \gamma_b = 0,555 \cdot 25 =$	13,875	1,35
---	--------	------

- tiaž zábradia, pôsobí ako líniové zaťaženie vo vzdialenosti 140mm od okraja dosky na oboch okrajoch dosky

	1,00	1,35
--	------	------

5.3.3 Premenné zaťaženie krátkodobé

Uvažuje sa cestné zaťaženie podľa STN EN 1991-2: zaťažovací model LM1, LM2, zvláštne vozidlá 900/150 a 3000/240 a únavový zaťažovací model FLM3. Cestné zaťaženie je už so zahrnutým dynamickým účinkom.

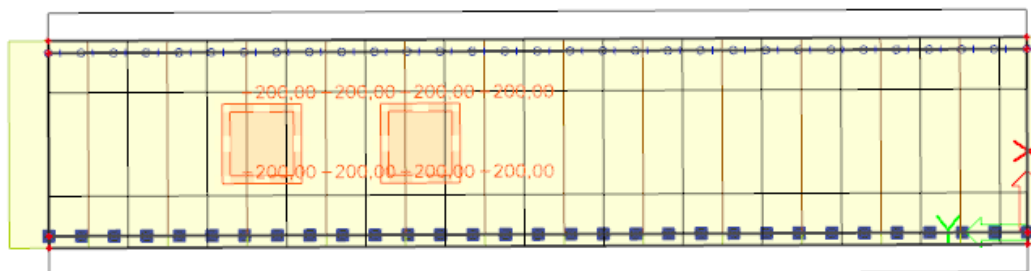


Obrázok 4 poloha zaťažovacej schémy LM1-UDL

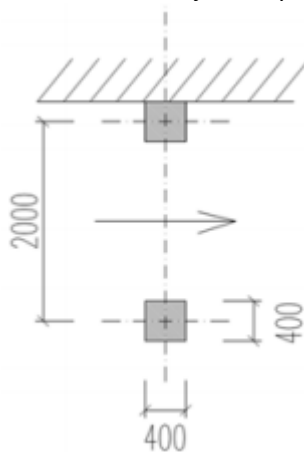
5.3.4.2 Zaťažovací model LM2

Uvažuje sa zaťažovací model LM2 podľa obr. 4.3 v STN EN 1991-2. Kontaktná plocha kolesa je možné uvažovať podľa 4.3.3(4) Poznámky 1. predmetnej normy 0,4x0,4m. Pre najnepriaznivejšie účinky uvažujeme 2 rôzne polohy postavenia nápravy.

Súčiniteľ zaťaženia pre toto zaťaženie je $\gamma_Q = 1,35$; kde $Q_{ak}=400\text{kN}$ $\Psi_{Q1} = 1,0$



Obrázok 5 poloha zaťažovacej schémy LM2 pre Mmax

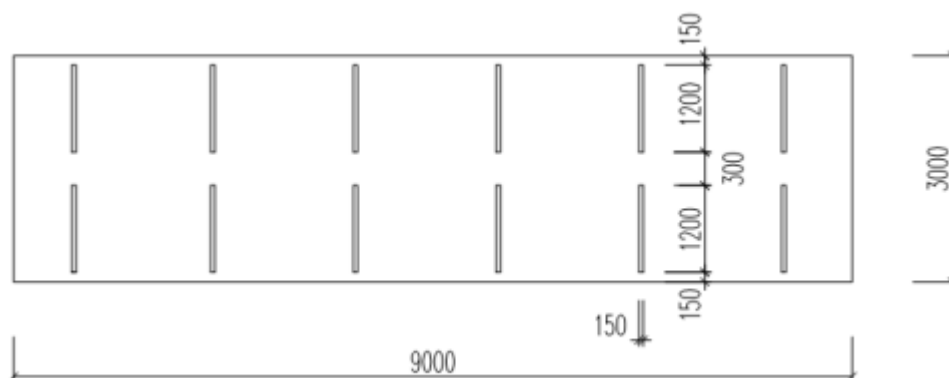


Obrázok 6 schéma zaťaženia LM2

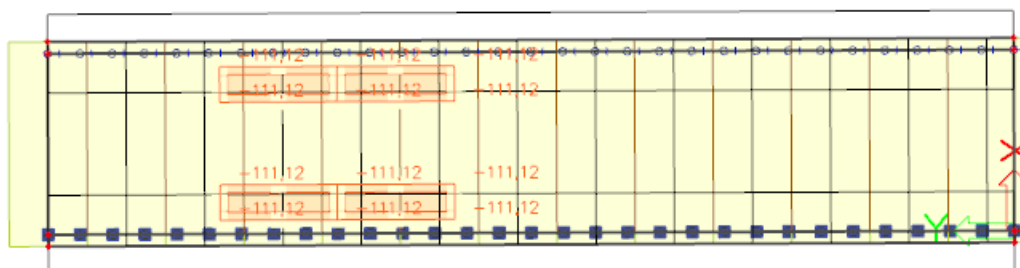
5.3.4.3 Zaťažovací model - zvláštne vozidlo 900/150

Uvažuje sa zaťažovací model zvláštneho vozidla 900/150kN podľa prílohy A.2 v STN EN 1991-2. Kontaktná plocha kolesa je možné uvažovať podľa obr. A.1 predmetnej normy 1,2x0,15m. Vo výpočte sa uvažuje roznos zaťaženia od kontaktnej plochy kolesa pod uhlom 45° cez konštrukciu vozovky a 30° v zhutnenom zásype. Ekvivalentná zaťažovacia plocha predstavuje rozmery 1,5m x 0,450m.

Súčiniteľ zaťaženia pre toto zaťaženie je $\gamma_Q = 1,35$; kde $Q_{ak}=150\text{kN}$ $\Psi_{Q1} = 1,0$



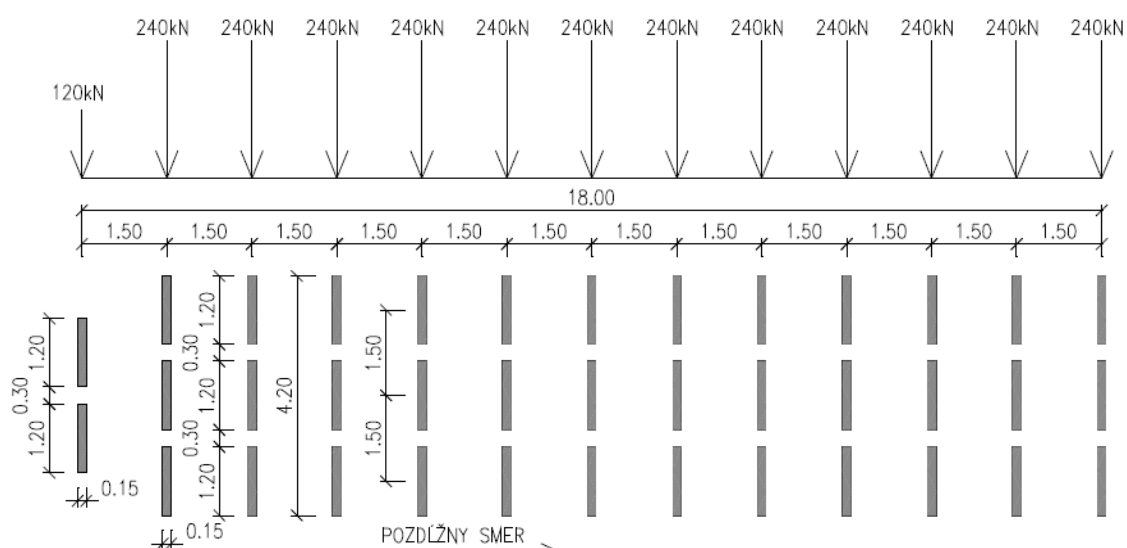
Obrázok 7 schéma zaťaženia 900/150



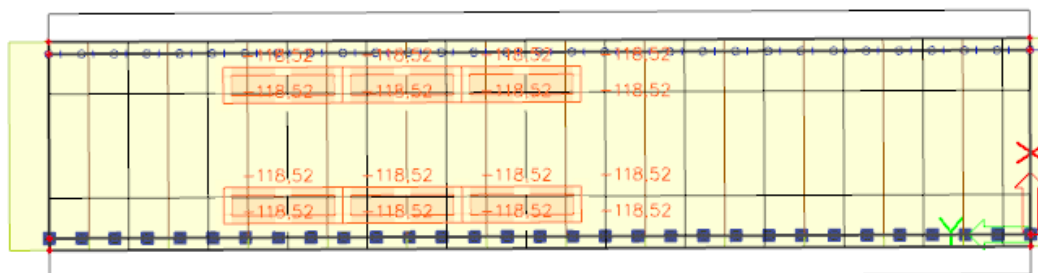
Obrázok 8 poloha zaťažovacieho modelu 900/150 pre M

5.3.4.4 Zaťažovací model – zvláštne vozidlo 3000/240

Uvažujeme zaťažovací model zvláštnych vozidiel 3000/240kN podľa prílohy A.2 v STN EN 1991-2. Kontaktná plocha kolesa je možné uvažovať podľa obr. A.1 predmetnej normy 1,2x0,15m. Vo výpočte sa uvažuje roznos zaťaženia od kontaktnej plochy kolesa pod uhlom 45°. Ekvivalentná zaťažovacia plocha predstavuje rozmery 1,5m x 0,450m. Pre najnepriaznivejšie účinky uvažujú sa 4 rôzne polohy postavenia nápravy. Dynamické účinky špeciálneho vozidla sa nezohľadňujú. Súčiniteľ zaťaženia pre toto zaťaženie je $\gamma_Q = 1,35$; kde $Q_{ak1}=120\text{kN}$ a $Q_{ak2}=240\text{kN}$



Obrázok 9 Schéma zaťaženia zvláštného vozidla 3000/2400



Obrázok 10 poloha zaťažovacieho modelu 3000/240 pre M

5.3.4.5 Zaťažovací model LM4

Uvažujeme zaťažovací model LM4 podľa 4.3.5 v STN EN 1991-2, reprezentujúci zaťaženie davom ľudí. Zadané je ako plošné spojité rovnomerné zaťaženie na vozovke s hodnotou rovnou 5 kN/m^2 .

$$\gamma_Q = 1,35; q_k = 5,0\text{ kN/m}^2$$

5.3.5 Vodorovné účinky zaťaženia od cestnej dopravy

5.3.5.1 Brzdné a rozjazdové sily

Brzdná sila pôsobí na povrchu vozovky v pozdĺžnom smere v osi pruhu č.1 na celej dĺžke mosta s hodnotou q_{lk} . Uvažuje sa s roznesenou silou na šírke pruhu 3m a dĺžke dosky 2,6m.

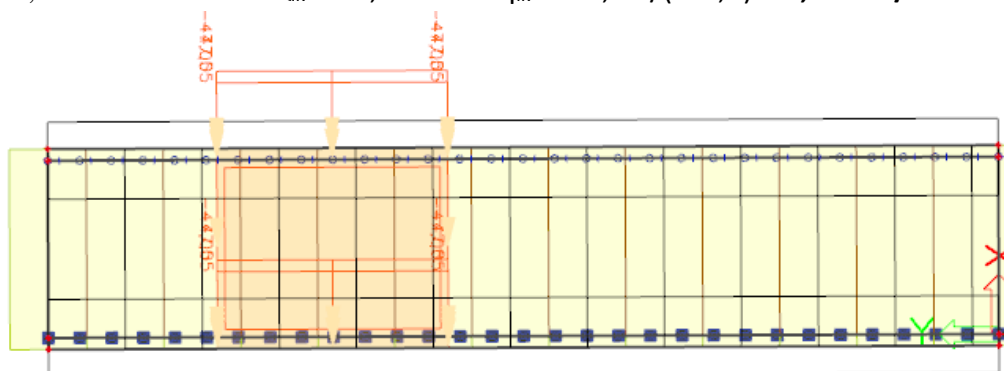
$$\gamma_Q = 1,35$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 2,6 = 360,0 + 7,02 = 367,02\text{ kN}$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900\text{ kN}$$

$$180\text{ kN} \leq 367,02 \leq 900\text{ kN} \dots \blacktriangleright Q_{lk} = 367,02\text{ kN} \blacktriangleright q_{lk} = 367,02 / (3 \times 2,6) = 47,054\text{ kN/m}^2$$



Obrázok 11 poloha brzdných/rozjazdových účinkov

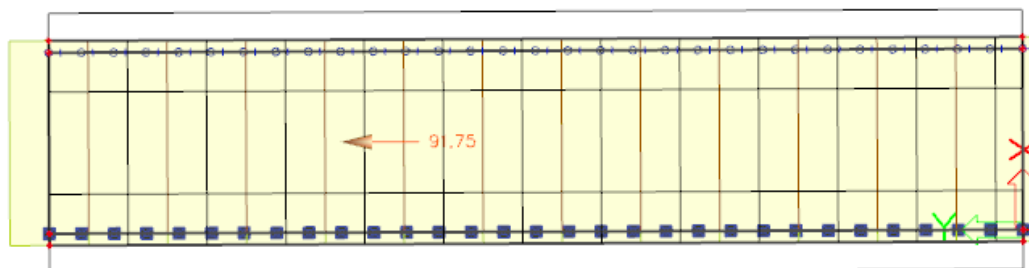
5.3.5.2 Odstredivé a priečne sily

Odstredivé sily pôsobiace na povrchu vozovky sa zanedbávajú vzhľadom na typ konštrukcie a je polohu voči smerovému vedeniu trasy.

Priečna sila sa uvažuje ako osamelá sila pôsobiaca kolmo na os jazdného pásu širokého 3m na povrchu vozovky uprostred rozpätia s excentricitou $e=1,3\text{ m}$ od povrchu mostovky.

$$\gamma_Q = 1,35$$

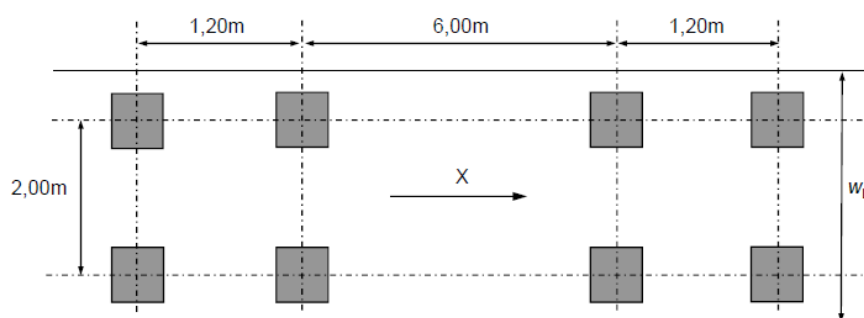
$$Q_{trk} = 25\% \cdot Q_{lk} = 0,25 \cdot 367,02 = 91,755 \text{ kN}$$



Obrázok 12 poloha priečnej sily

5.3.6 Únavový zaťažovací model FLM3

Uvažuje sa únavový zaťažovací model 3 (samostatné vozidlo) podľa obr. 4.8 v STN EN 1991-2. Súčiniteľ zaťaženia pre toto zaťaženie je $\gamma_Q = 1,35$. Tiaž každej nápravy má hodnotu 120kN. Umiestnenie vozidla na moste uvažujeme dve nápravy umiestnené uprostred rozpätia.



5.3.7 Kombinácie zaťaženia

Tab. 1 Zaťažovacie skupiny od premenného krátkodobého zaťaženia - cestnej dopravy

		VOZOVKA						Chodníky pre chodcov a cyklistov
Typ zaťaženia		Zvislé sily				Vodorovné sily		Výlučne zvislé zaťaženie
Číslo článku		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zaťažovací systém		LM1 Hlavný zaťaž. systém	LM2 Jednonápravové vozidlá	LM3 Zvláštne vozidlá	LM4 Zaťaženie davom ľudí	Brzdné a rozjazdové sily	Odstredivé a bočné sily	Rovnomerné spojité zaťaženie
zaťažovacie skupiny	sk1a	Charak. hodnoty				(a)	(a)	Kombinovaná hodnota ^(b)
	sk1b		Charakter. hodnota					
	sk2	Časté hodnoty ^(b)				Charakter. hodnota	Charakter. hodnota	
	sk3 ^(d)							Charakter. hodnota ^(c)
	sk4				Charakter. hodnota			Charakter. hodnota ^(b)
	sk5	Pozri prílohu A		Charakter. hodnota				
Dominantná zložka zaťaženia (označená ako zložka súvisiaca so skupinou)								
^(a) Môžu byť definované v národnej prílohe.								
^(b) Môžu byť definované v národnej prílohe. Odporúčaná hodnota je 3 kN/m ² .								
^(c) Pozri 5.3.2.1-(2) Môže byť zaťažený iba jeden chodník v prípade, že to vyvolá nepriaznivejší účinok, ako keď sú zaťažené oba chodníky.								
^(d) Táto skupina sa neuvažuje, ak sa uvažuje skupina sk4.								

Kombinácie návrhových hodnôt zaťaženia sa vytvorili podľa STN EN 1990 (tab. A2.4(B)):

$$\sum_j \gamma_{Gj, \text{sup}} \cdot G_{kj, \text{sup}} + \sum_j \gamma_{Gj, \text{inf}} \cdot G_{kj, \text{inf}} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Poznámka: Pre medzné stavy použiteľnosti platí $\gamma_Q, \gamma_G = 1,0$.

5.4 Výpočet vnútorných síl

Výpočet vnútorných síl bol realizovaný na výpočtovom modeli doskovej konštrukcie pomocou SCIA Engineer. Vzhľadom na veľké množstvo výsledkov uvádzame len rozhodujúce kombinácie pre posúdenie nosnej konštrukcie.

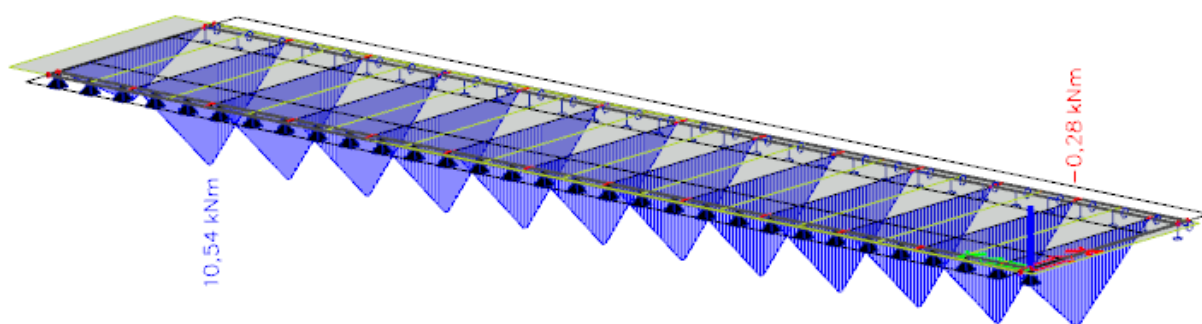
5.4.1 Zatažovacie stavy

Názov	Popis	Typ pôsobenia	Zaťažovacia skupina	Smer	Dĺžka trvania	Vzorový zaťažovací stav
	Spec	Typ zaťaženia				
LC1 vlastná tiaž		Stále	LG1	-Z		
		Vlastná tiaž				
rímša	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
spádový betón	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
spádový betón +	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
spádový betón -	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
izolácia	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
izolácia +	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
izolácia -	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
zásyp štrkodry	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
hydr. stmelená zmes_ vozovka	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
asf. betón_ vozovka	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
asf. betón_ vozovka +	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
asf. betón_ vozovka -	Štandard	Premenné	LG2		Dlhodobé	Žiadny
		Statické				
LM1_TS_Mmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
LM1_TS_Mmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
LM1_TS_Vmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
LM1_TS_Vmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
LM1_UDL	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
LM2_Mmax	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
LM2_Vmax	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
900/150_Mmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
900/150_Mmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
900/150_Vmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
900/150_Vmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
3000/240_Mmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
3000/240_Mmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
3000/240_Vmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
3000/240_Vmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
FLM3_Mmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
FLM3_Mmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
FLM3_Vmax (1)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				

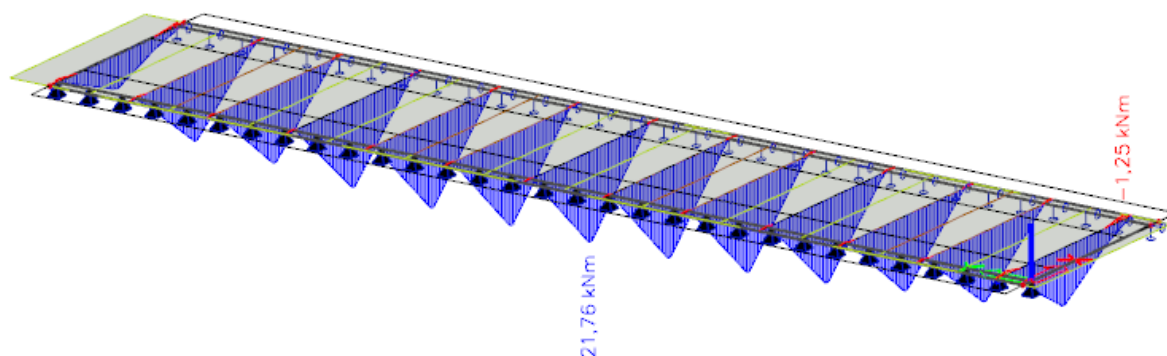
Názov	Popis	Typ pôsobenia	Zaťažovacia skupina	Smer	Dĺžka trvania	Vzorový zaťažovací stav
	Spec	Typ zaťaženia				
FLM3_Vmax (2)	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
Brzdenie	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				
Rozjazd	Štandard	Premenné	LG2		Krátkodobé	Žiadny
		Statické				

5.4.2 Vnútorne sily na prvku

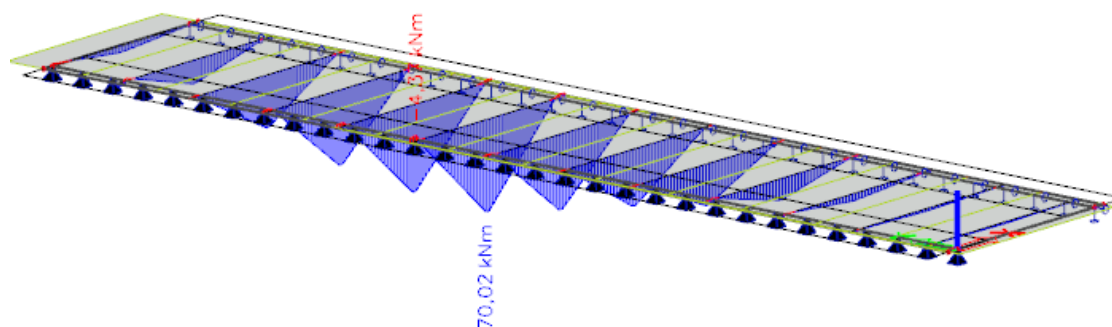
Uvedené sú maximálne vnútorné sily na konštrukcii od rozhodujúcich zaťažovacích stavov. Vnútorne sily na doske sú uvažované ako hodnoty na integračných pásoch.



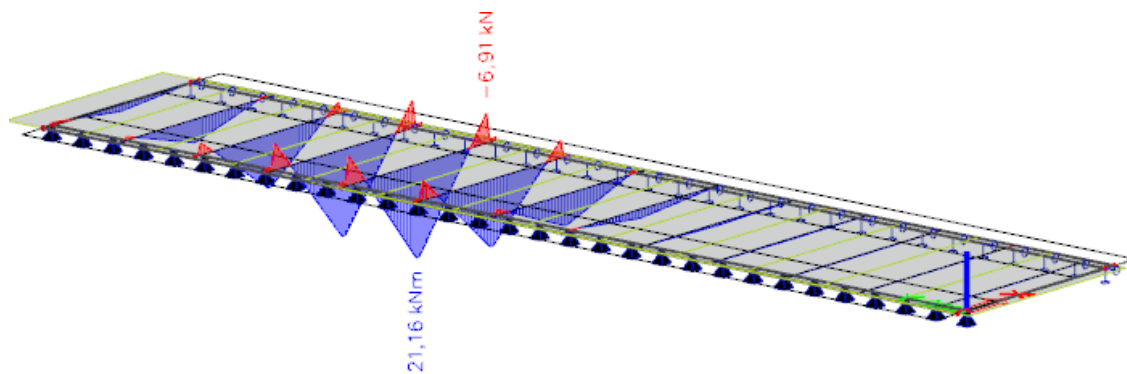
Obrázok - Mmax od vlastnej tiaže



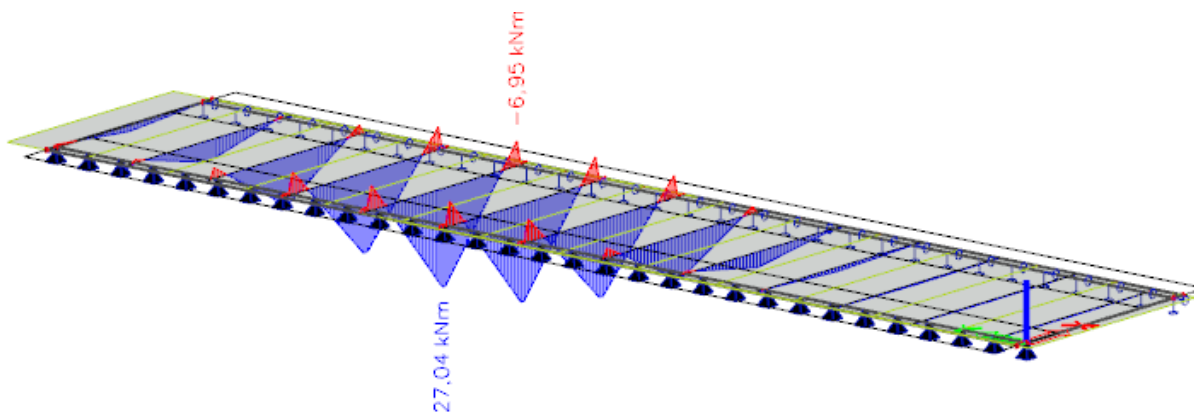
Obrázok - Mmax od stáleho zaťaženia



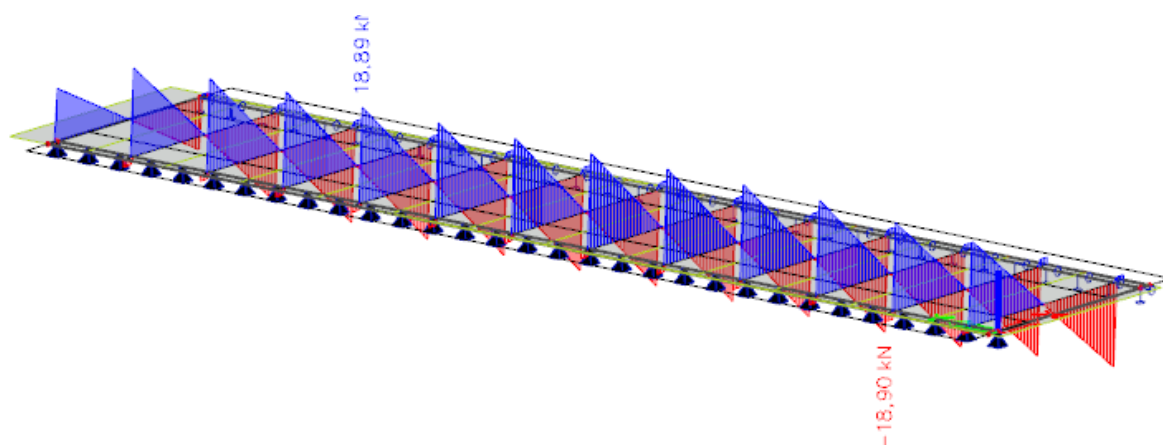
Obrázok - Mmax od LM1



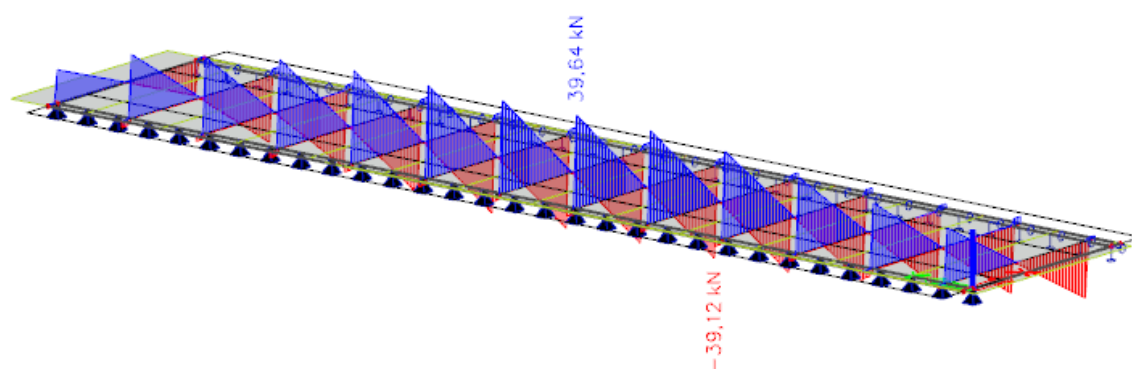
Obrázok - Mmax od 900/150



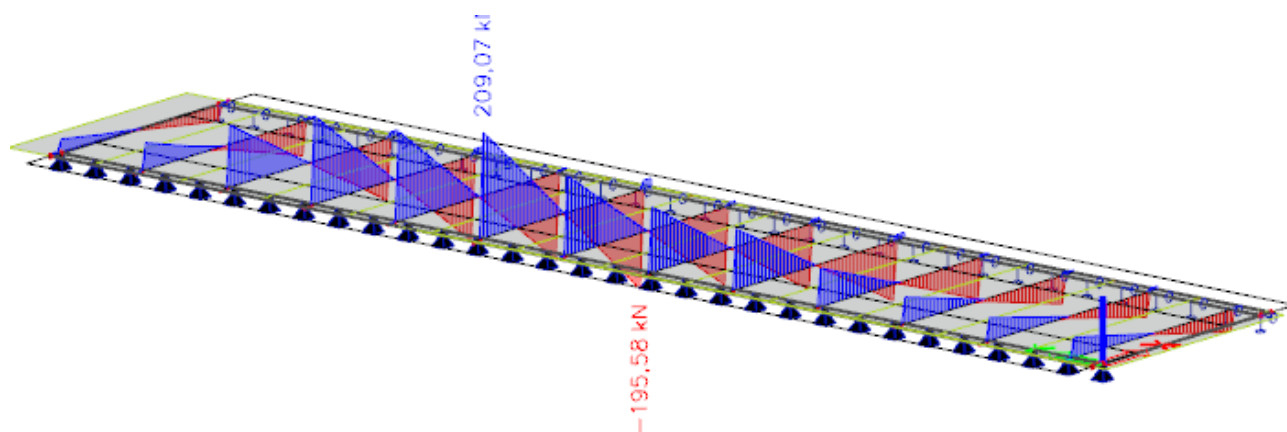
Obrázok - Mmax od 3000/240



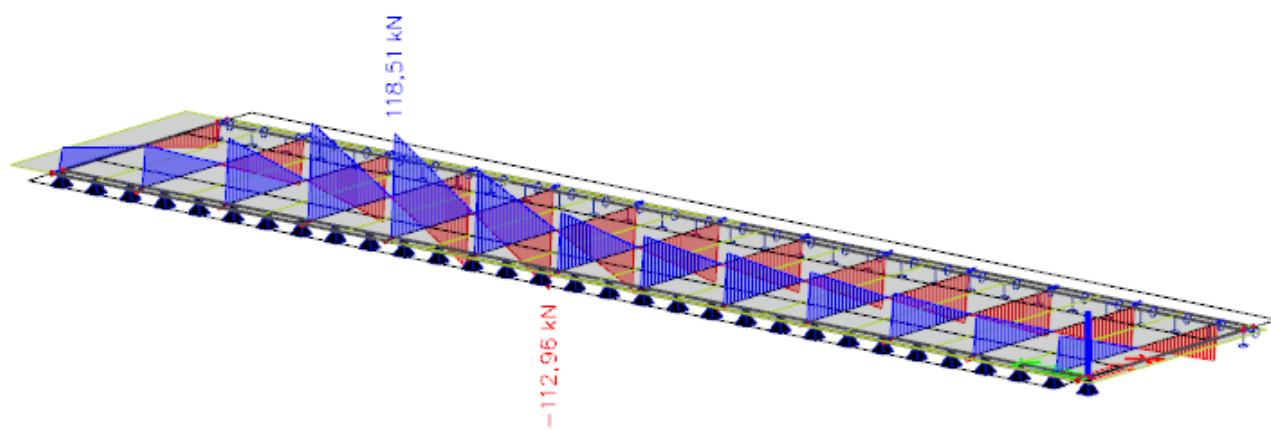
Obrázok - Vmax od vlastnej tiaže



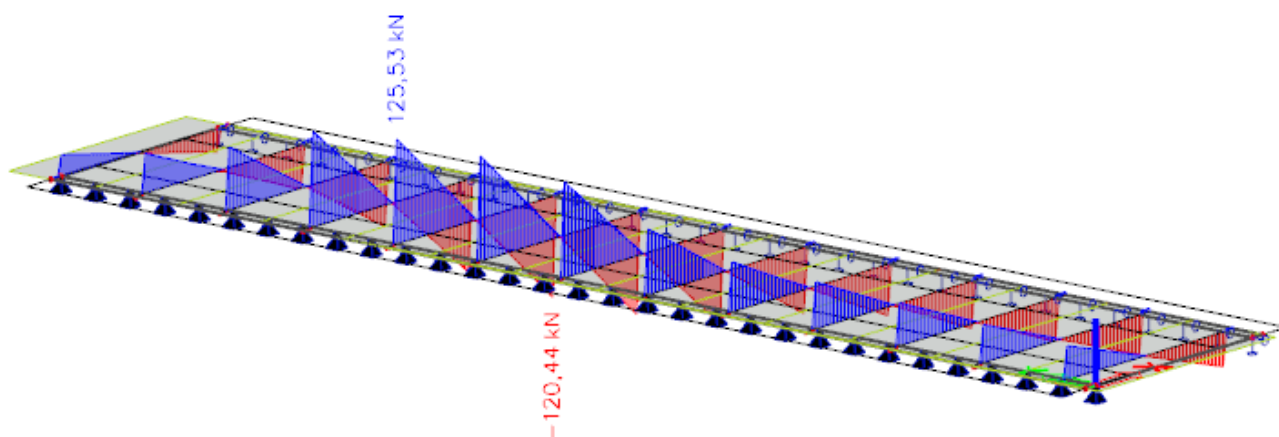
Obrázok - Vmax od stáleho zaťaženia



Obrázok - Vmax od LM1



Obrázok - Vmax od 900/150



Obrázok - Vmax od 3000/240

6. Stanovenie zaťažiteľnosti zosilneného prierezu

Kedže pri posúdení zaťažiteľnosti existujúcej dosky nevyhovela normálna zaťažiteľnosť zo šmykovej odolnosti prierezu a normálna zaťažiteľnosť z ohybovej odolnosti dosahovala min. medzné hodnoty, navrhol sa variant zosilnenia existujúcej žb dosky hr. 320mm nadbetonávkou z podobnej triedy betónu hrúbky 180mm. V posúdení sa tak uvažuje už so zosilneným prierezom s celkovou výškou 500mm a výstužou cca 7Ø16/m.

6.1 Stanovenie zaťažiteľnosti z ohybovej odolnosti prierezu

Zaťažiteľnosť z ohybovej odolnosti:

Dané:

$W_{n,rep} =$	320 kN	$M_{Rd} =$	119,68 kNm
$W_{r,rep} =$	900 kN	$M_{G0k,d} =$	10,54 kNm
$W_{e,rep} =$	3000 kN	$M_{Gk,d} =$	21,76 kNm
$\varphi =$	1,40	$M_{Ed,Wn} =$	70,02 kNm
		$M_{Ed,Wr} =$	21,16 kNm
		$M_{Ed,We} =$	27,04 kNm

Normálna zaťažiteľnosť:

$$\begin{aligned} W_{n,rep} &= 320 \text{ kN} \\ F_z &= (M_{Rd} - (M_{G0k,d} + M_{Gk,d})) / M_{Ed,Wn} = 1,25 \\ W_n &= F_z \cdot W_{n,rep} = 399,33 \text{ kN} \end{aligned} \quad \rightarrow \quad V_n = 40 \text{ t}$$

Výhradná zaťažiteľnosť:

$$\begin{aligned} W_{r,rep} &= 900 \text{ kN} \\ W_{r1} &= W_{r,rep} / \varphi = 644,98 \text{ kN} \\ F_z &= (M_{Rd} - (M_{G0k,d} + M_{Gk,d})) / M_{Ed,W_r} = 4,13 \\ W_r &= F_z \cdot W_{r1} = 2663,39 \text{ kN} \end{aligned} \quad \rightarrow \quad V_r = 266 \text{ t}$$

Výnimočná zaťažiteľnosť:

$$\begin{aligned} W_{r,rep} &= 3000 \text{ kN} \\ W_{e1} &= W_{e,rep} = 3000,00 \text{ kN} \\ F_z &= (M_{Rd} - (M_{G0k,d} + M_{Gk,d})) / M_{Ed,W_e} = 3,23 \\ W_e &= F_z \cdot W_{e1} = 9694,42 \text{ kN} \end{aligned} \quad \rightarrow \quad V_e = 969 \text{ t}$$

6.2 Stanovenie zaťažiteľnosti zo šmykovej odolnosti prierezu

6.2.1 Posúdenie šmykových trňov

Návrh a posúdenie šmykových resp. spriahajúcich trňov.

Dané:	Betón:	C20/25	Oceľ:	10 505 /R/
	$f_{ck}=$	20 MPa	$f_{yk}=$	500 MPa
	$f_{ctm}=$	2,2 MPa	$\mu=$	0,70 m
	$f_{ctk,0,05}=$	1,5 MPa	$c=$	0 m
	$V_{Ed}=$	209,51 kN	$\sigma_n=$	0,000 kN
			$\alpha_{cc}=$	0,85
	$E_s=$	200 GPa	$\gamma_s=$	1,15
	$z=$	0,471 m	$\gamma_c=$	1,5
	$b_i=$	1,00 m	$\theta=$	30 °
	$F_c=$	174,99 kN	$d=$	0,477 m
	$F_{cj}=$	174,99 kN	$v=$	0,552
	$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	11,333 MPa	$\varepsilon_{yd}=f_{yd} / E_s=$	2,174 ‰
	$f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c=$	0,850 MPa	$f_{ywd}=f_{yk} / \gamma_s=$	434,783 MPa
	$\beta=F_{cj} / F_c=$	1,000		
	$V_{Edi}=\beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i)=$	445,14 kN		

Návrh šmykovej výstuže:

$\alpha=$	90 °	$A_{sw}=n_s \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_{st}^2=$	0,0004712 m²
$\phi_{st}=$	10 mm	$s_{min} < \min(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha / V_{Ed},$	
$n_s=$	6 ks	$0,75 \cdot d, 400mm)=$	0,358 m
		$\rho=A_{sw} / (s \cdot b)=$	0,0015708
		$s=$	0,3 m
	$V_{Rdi}=c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)=$	478,07 kN	$V_{Rdi} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$
	$0,5 \cdot v \cdot f_{cd}=$	3128,00 kN	podmienka vyhovuje
	$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$	Návrh vyhovuje-nedôjde k porušeniu šmykovej výstuže	

Šmyková odolnosť prierezu s navrhnutým spriahnutím

$\alpha=$	90 °	$A_{sw}=n_s \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_{st}^2=$	0,0004712 m²
$\phi_{st}=$	10 mm	$s_{min} < \min(A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha / V_{Ed},$	
$n_s=$	6	$0,75 \cdot d, 400mm)=$	0,358 m
		$s=$	0,3 m
	$\rho_{sw}=A_{sw} / (s \cdot b)=$	0,001570796	$\rho_{sw} > \rho_{sw, \text{mir}}$ Podmienka vyhovuje
	$\rho_{sw, \text{min}}=0,08 \cdot f_{ck}^{1/2} / f_{yk}=$	0,000715542	$V_{Ed}=$ 209,51 kN
		$V_{Rd,s}=f_{ywd} \cdot A_{sw} / s \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha=$	689,331 kN
	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Návrh vyhovuje-nedôjde k porušeniu šmykovej výstuže	

Zaťažiteľnosť zo šmykovej odolnosti:

Dané:

$W_{n,rep} =$	320 kN	$V_{Rd} =$	689,33 kN
$W_{r,rep} =$	900 kN	$V_{G0k,d} =$	18,90 kN
$W_{e,rep} =$	3000 kN	$V_{Gk,d} =$	39,64 kN
$\varphi =$	1,40	$V_{Ed,Wh} =$	209,07 kN
		$V_{Ed,Wr} =$	118,51 kN
		$V_{Ed,We} =$	125,53 kN

Normálna zaťažiteľnosť:

$$F_z = (V_{Rd} - (V_{G0k,d} + V_{Gk,d})) / V_{Ed,Wh} = 3,02$$

$$V_n = F_z \cdot V_{n,rep} = 965,48 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_n = 97 \text{ t}$$

Výhradná zaťažiteľnosť:

$$F_z = (V_{Rd} - (V_{G0k,d} + V_{Gk,d})) / V_{Ed,Wr} = 5,32$$

$$V_r = F_z \cdot W_{r1} = 3433,00 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_r = 343 \text{ t}$$

Výnimočná zaťažiteľnosť:

$$F_z = (V_{Rd} - (V_{G0k,d} + V_{Gk,d})) / V_{Ed,We} = 5,03$$

$$V_e = F_z \cdot W_{e1} = 15075,07 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad V_e = 1508 \text{ t}$$

6.3 Prehľad výslednej zaťažiteľnosti nosnej konštrukcie

Zaťažiteľnosť	Označenie	Hodnota
Faktor normálnej zaťažiteľnosti	F_z	1,25
Normálna zaťažiteľnosť	V_n	40 t
Výhradná zaťažiteľnosť	V_r	266 t
Výnimočná zaťažiteľnosť	V_e	969 t

7. Posúdenie spodnej stavby

7.1 Posúdenie uholníkového krídla

Posudzuje sa najnepriaznivejšie zaťažené krídlo – DC1.

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Materiály a normy

Betonové konštrukce : 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 EN 1997

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 :	$\gamma_W =$	1,00 [-]	

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

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\gamma_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\gamma_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\gamma_2 =$	0,30 [-]	

Materiál konštrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

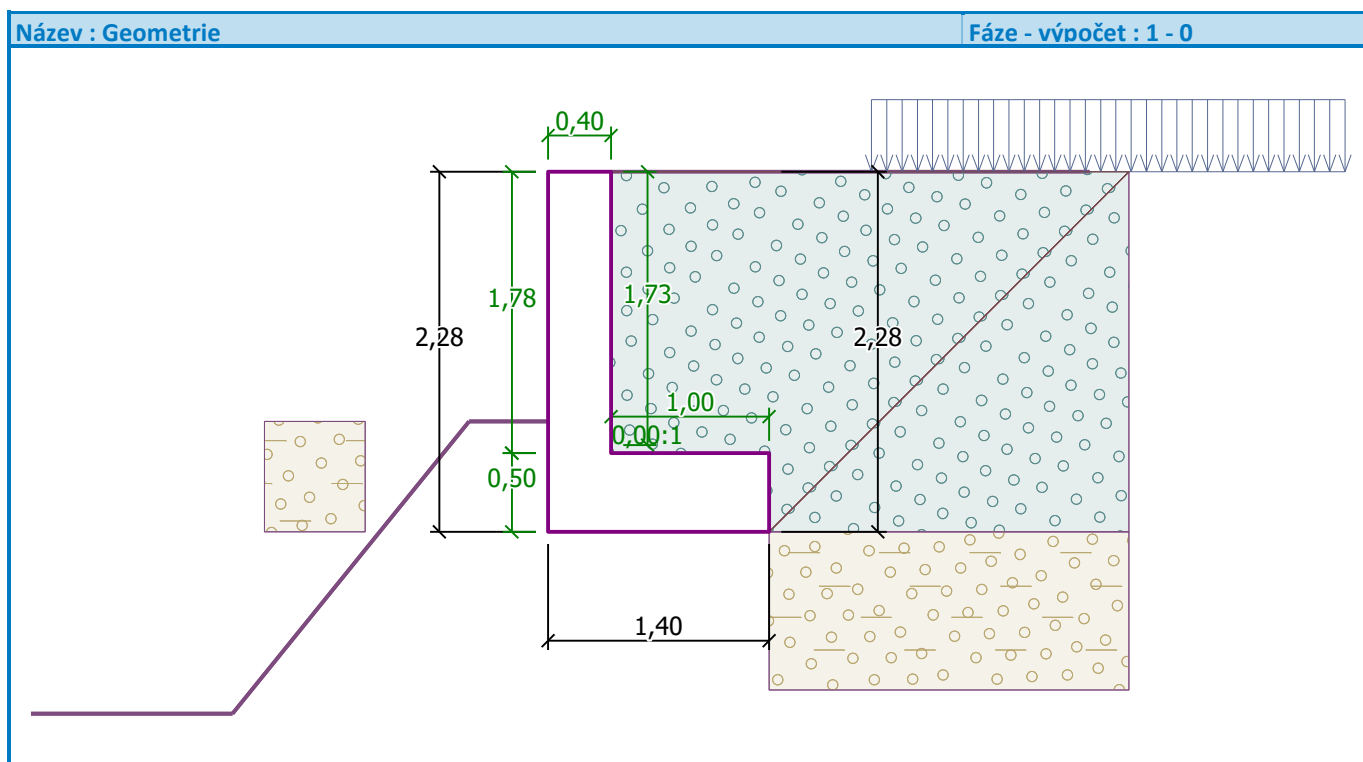
$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,73
3	0,00	1,78
4	1,00	1,78
5	1,00	2,28
6	-0,40	2,28
7	-0,40	1,78
8	-0,40	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 1,41 m².



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	α [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	11,00
2	Třída G5		30,00	6,00	19,50	9,50	10,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :

$$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$$

Napjatost :

efektivní

Úhel vnútorného trení : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
 Soudržnosť zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\varphi = 11,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$



Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnútorného trení : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnosť zeminy : $c_{ef} = 6,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\varphi = 10,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

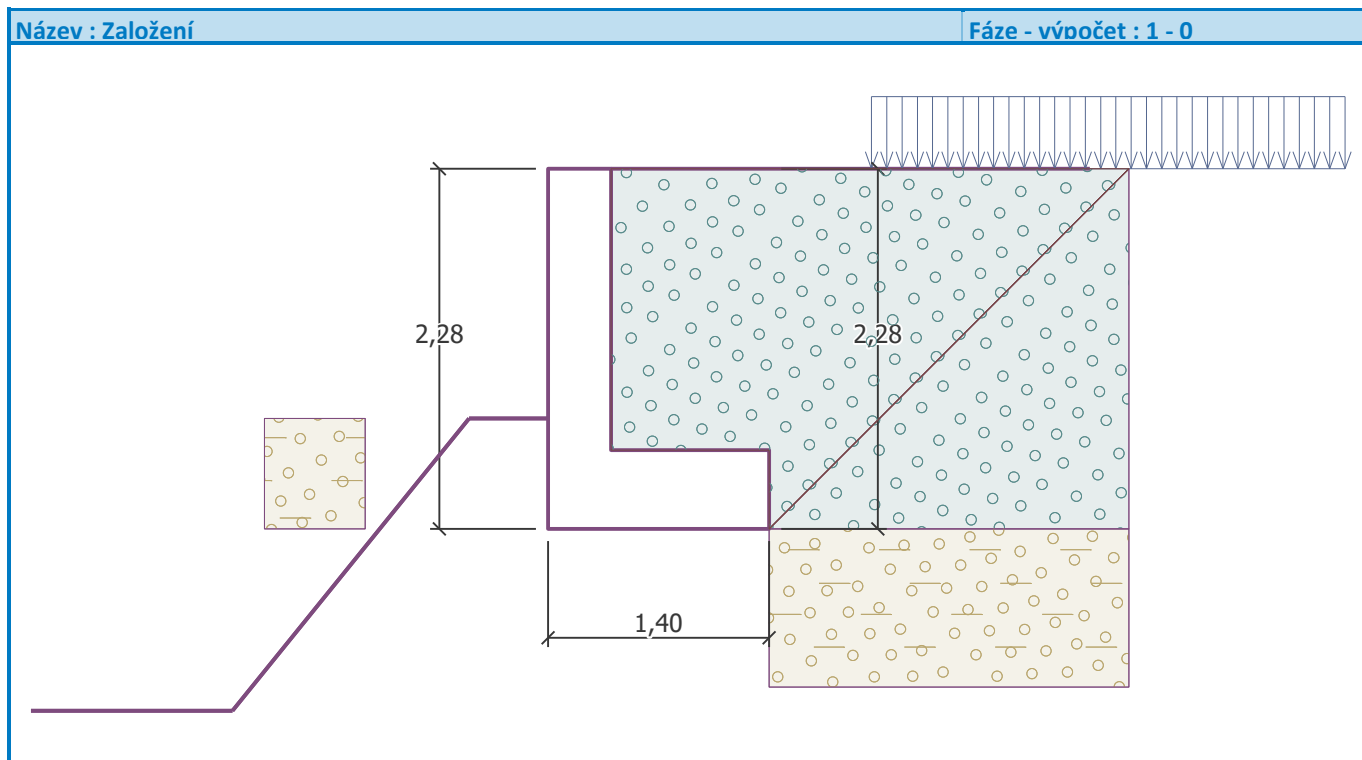
Zemina na líci konstrukce - Třída G3, středně ulehlá

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,28	Třída G3, středně ulehlá	
2	-	Třída G5	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil



Tvar terénu

Terén za konštrukci je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovni konštrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	91,00		1,65	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	doprava

Odpor na líci konštrukce

Odpor na líci konštrukce: klidový

Zemina na líci konštrukce - Třída G5

Výška zeminy před zdí

$$h = 0,70 \text{ m}$$

Tvar terénu na líci konštrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,70
3	-0,50	-0,70
4	-2,00	1,15
5	-3,00	1,15

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konštrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konštrukci

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	-0,82	32,48	0,45	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,08	-0,26	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,11	17,31	0,73	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	14,33	-0,78	17,54	1,09	1,350	1,350	1,350
doprava	19,91	-0,51	17,51	1,22	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující M_{res} = 60,85 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 29,90 kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

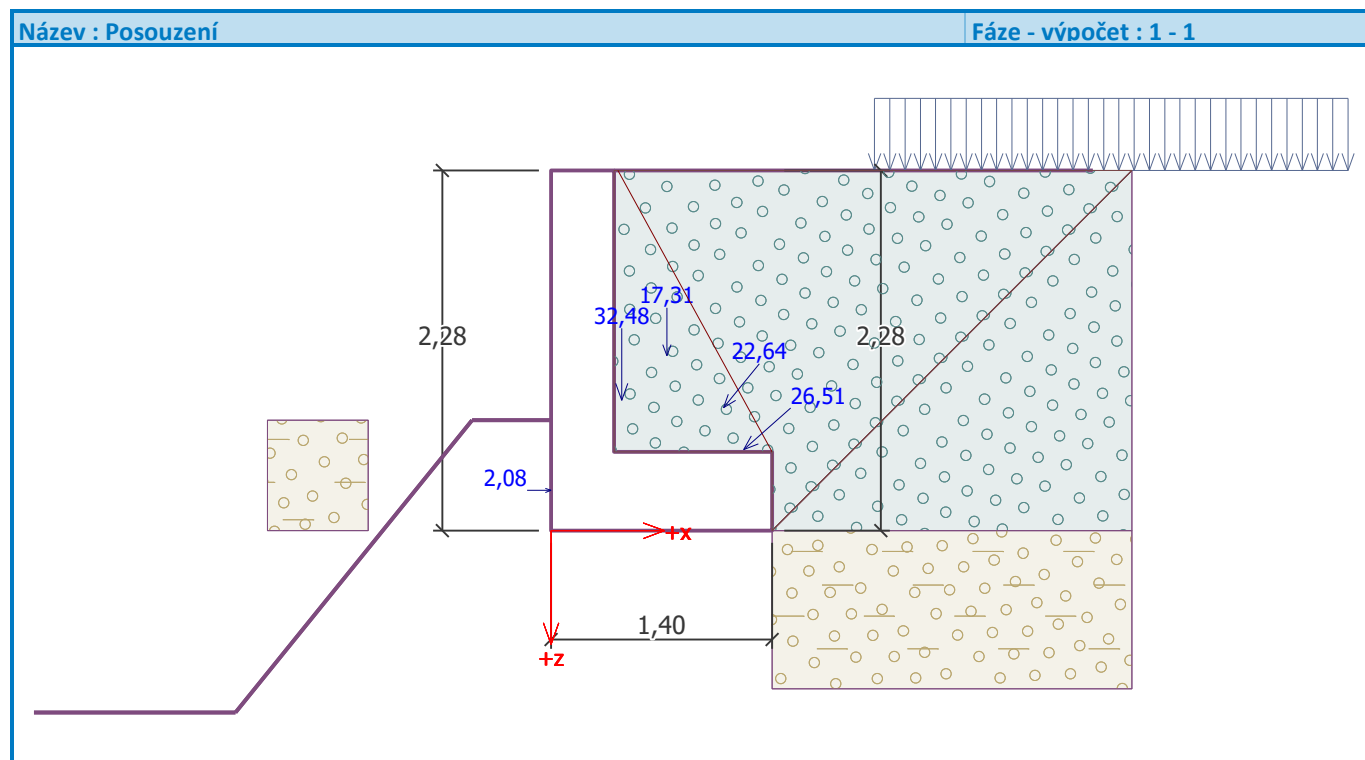
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 57,75 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 47,12 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 105,55 kPa



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	17,00	117,15	46,40	0,104	105,55
2	14,52	99,72	47,12	0,104	89,93

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	12,46	84,83	32,16

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,104$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

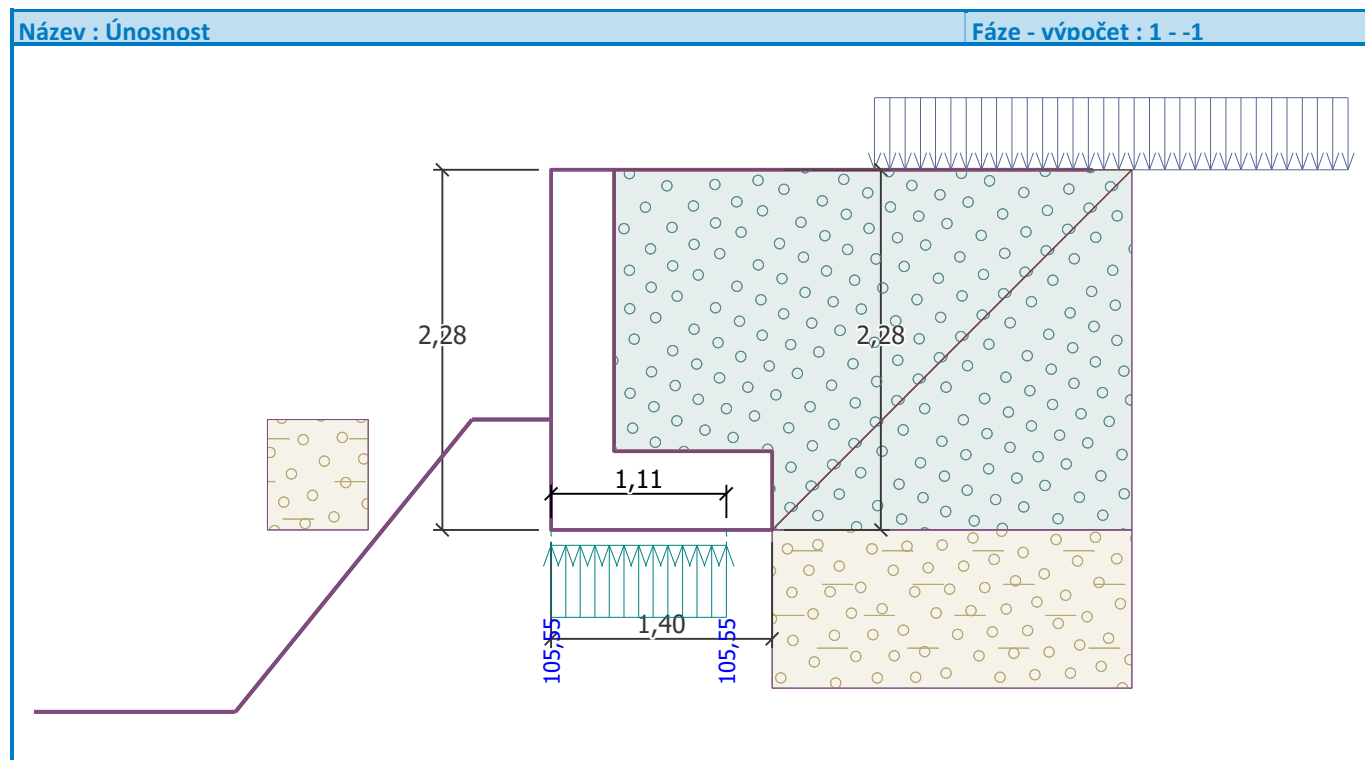
Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnosť základovej pôdy $R = 200,00 \text{ kPa}$
 Součinitel redukcie odporu základovej pôdy $\gamma_{Rv} = 1,40$
 Max. napätí v základovej spáre $\sigma = 105,55 \text{ kPa}$
 Návrhová únosnosť základovej pôdy $R_d = 142,86 \text{ kPa}$

Únosnosť základovej pôdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Dimenzace čís. 1

Posouzení dířku - přední výřtuř

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působířtě z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působířtě x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-0,89	16,36	0,20	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,19	-0,07	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	13,91	-0,59	0,00	0,40	1,350	1,000	1,350
doprava	47,14	-0,69	0,00	0,40	1,500	0,000	1,500

Posouzení dířku - přední výřtuř

Přední výřtuř není nutná.

Posouzení dířku - zadní výřtuř

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působířtě z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působířtě x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-0,89	16,36	0,20	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,19	-0,07	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíšte z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíšte x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tlak v klidu	13,91	-0,59	0,00	0,40	1,350	1,000	1,350
doprava	47,14	-0,69	0,00	0,40	1,500	0,000	1,500

Posouzení dřívku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 1,78 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,40 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,29 %	>	0,15 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,04 m	<	0,21 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	153,70 kN	>	89,29 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	150,03 kNm	>	59,96 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíšte z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíšte x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,25	11,50	0,90	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,11	17,31	0,73	1,350
Aktivní tlak	14,33	-0,78	17,54	1,09	1,350
doprava	19,91	-0,51	17,51	1,22	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-68,81	0,81	1,000

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

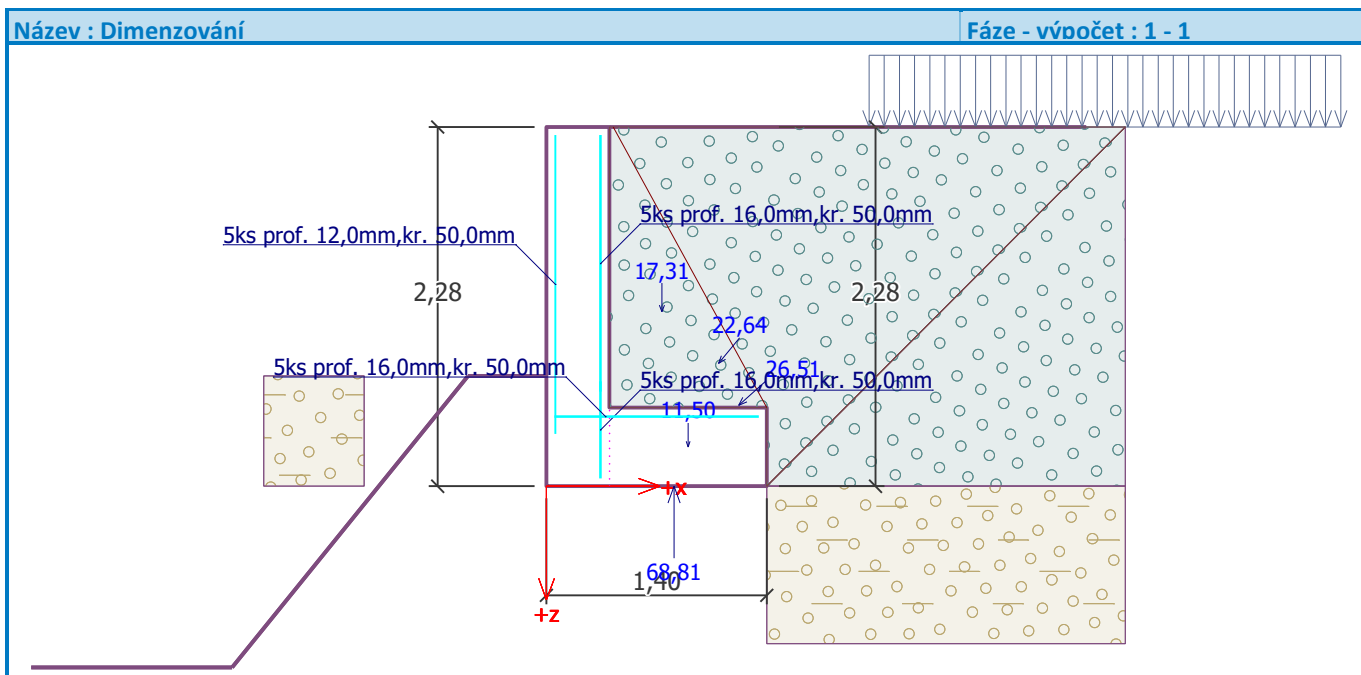
5 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,23 %	>	0,15 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,03 m	<	0,27 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	183,30 kN	>	20,02 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	188,42 kNm	>	25,31 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.



7.2 Posúdenie opory

Výpočet mostní opěry

Vstupní data

Slovensko - EN 1997

Materiály a normy

Mostní opěry : 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

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

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 :	$\gamma_w =$	1,00 [-]	

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	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	[-]

Geometrie konstrukce

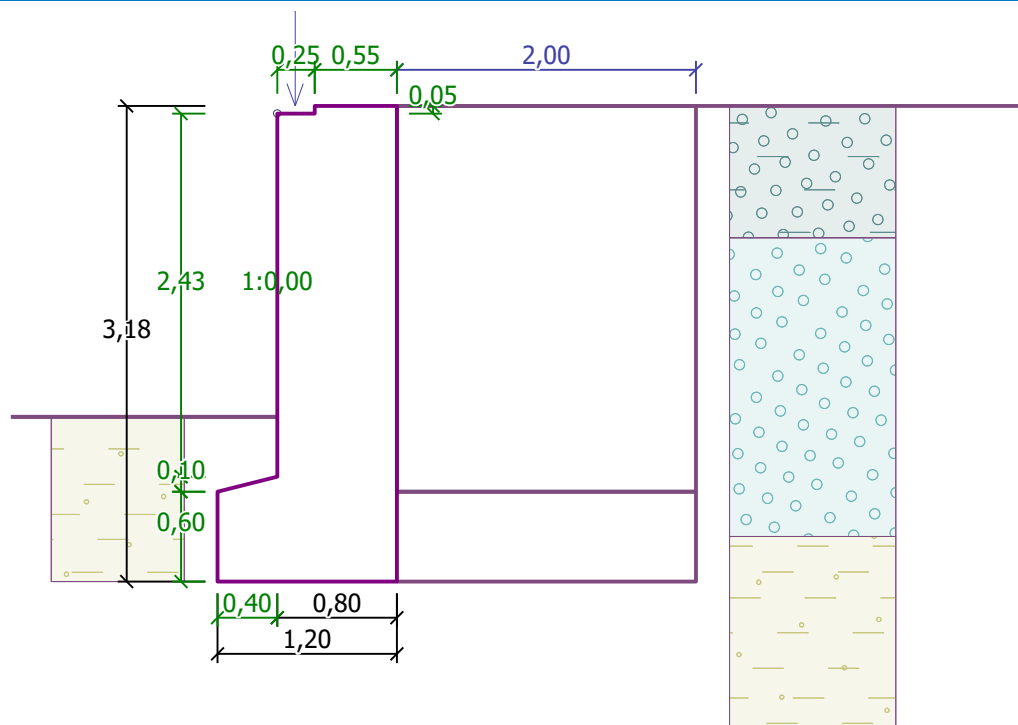
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,05
3	0,00	2,48
4	0,00	2,58
5	0,00	3,18
6	-1,20	3,18
7	-1,20	2,58
8	-0,80	2,48
9	-0,80	0,05
10	-0,55	0,05
11	-0,55	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 2,79 m².

Délka mostní opěry = 12,35 m
Délka základu opěry = 12,35 m

Název : Geom. řez

Fáze - výpočet : 1 - 0



Křídla opěry - prodloužená symetrická

Tloušťka křídla = 0,60 m
Délka křídla za závěr. zídou = 2,00 m
Délka základu křídla = 2,00 m
Šířka základu křídla = 0,80 m

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 16/20

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 16,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 1,90 \text{ MPa}$

Parametry zemín

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 : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 18,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 7,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Třída G5

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

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.




Síly od mostu

Svislá síla	$F_s = 0,00 \text{ kN}$
Vodorovná síla	$F_v = 0,00 \text{ kN}$
Umístění	$a_1 = 0,00 \text{ m}$
Výška	$v = 0,00 \text{ m}$

Síly od přechodové desky

Svislá síla	$F_s = 0,00 \text{ kN}$
Vodorovná síla	$F_v = 0,00 \text{ kN}$
Umístění	$a_2 = 0,00 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,88	Třída G5	
2	2,00	Třída G3, středně ulehlá	
3	-	Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
 Zemina na líci konstrukce - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$
 Výška zeminy před zdí $h = 1,10 \text{ m}$
 Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ano		Síla č. 2	stálé	0,00	253,67	0,00	-0,68	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 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	-1,47	64,20	0,75	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-5,77	-0,35	0,81	0,19	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	18,65	-1,12	1,96	1,20	1,350	1,350	1,350
Křídla opěry	0,00	-1,89	11,53	2,20	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	0,00	-3,13	0,00	0,40	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-3,18	0,00	1,20	-	-	-
Síla č. 2	0,00	-3,18	253,67	0,52	1,000	1,000	1,350

Posouzení mostní opěry

Šířka fiktivního základu opěry = 1,46 m

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 148,93$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 26,24$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

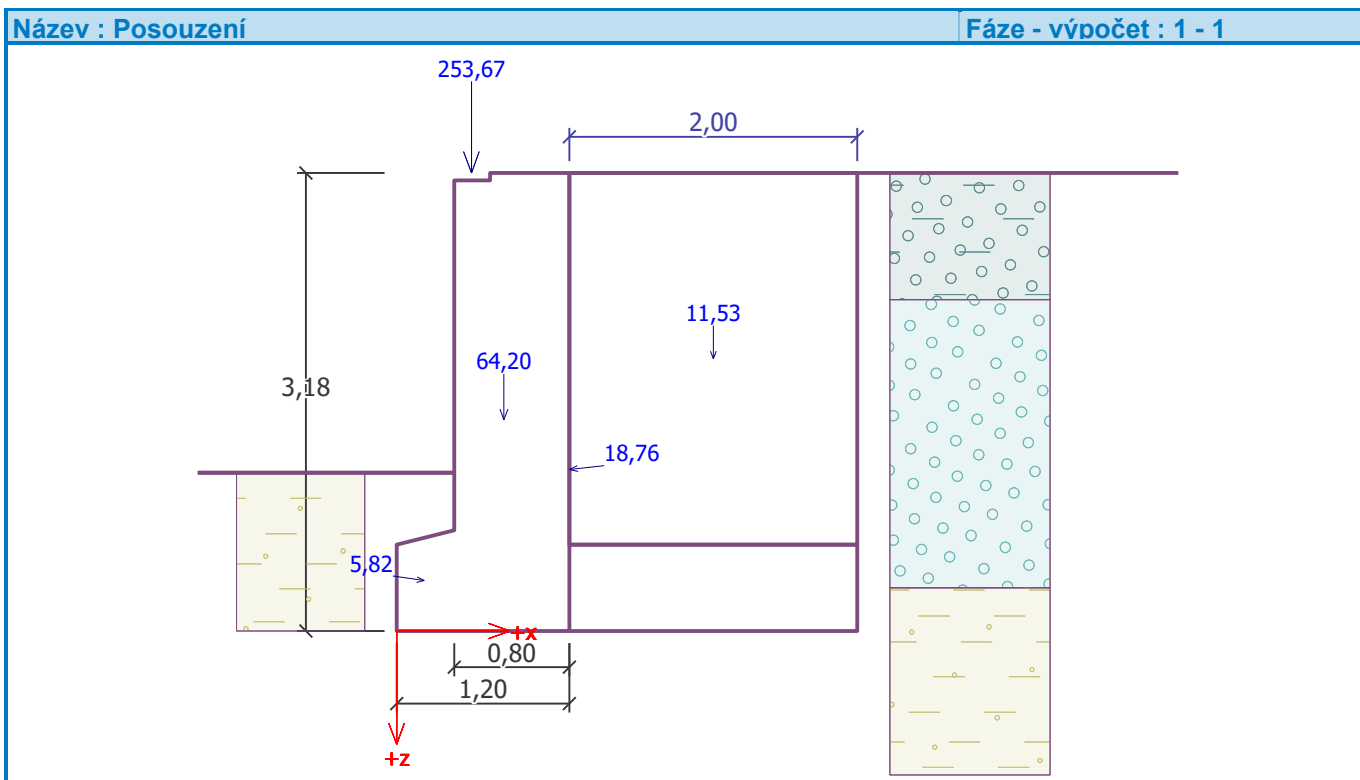
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 172,10$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 19,42$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 394,58 kPa



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	72,33	448,44	17,40	0,111	394,58
2	60,58	332,86	19,42	0,125	303,96

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	53,58	332,18	12,89

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,125$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy $R = 570,00 \text{ kPa}$

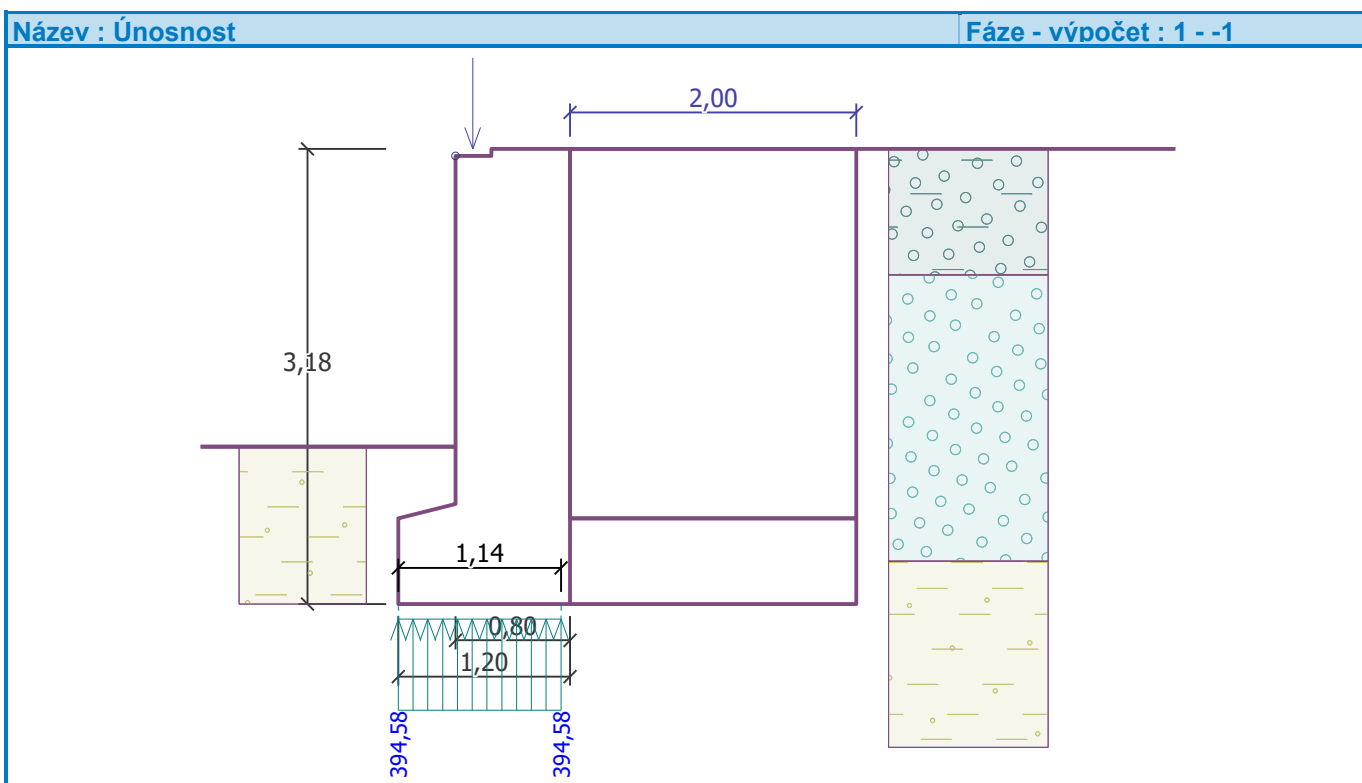
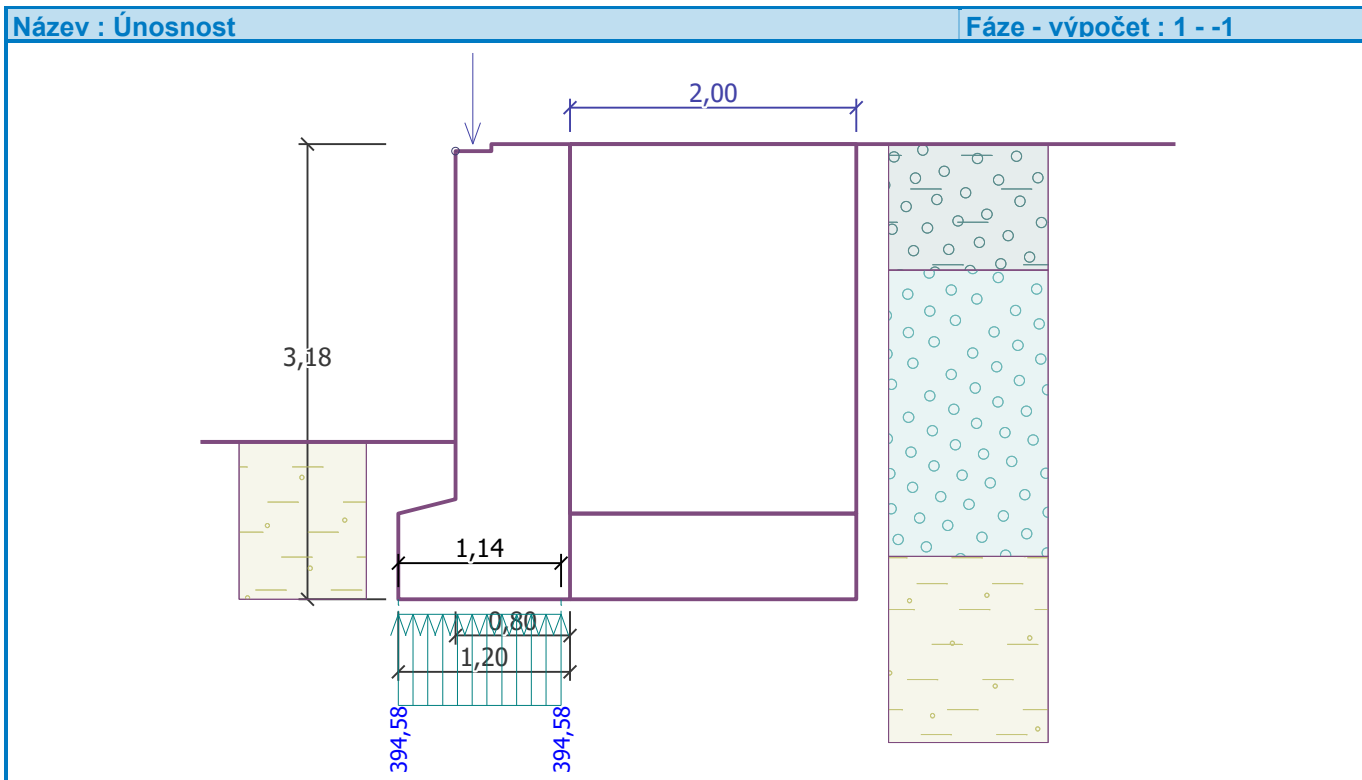
Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 394,58 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 407,14 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Dimenzace čís.

Spočtené síly pôsobící 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	-1,23	45,34	0,40	1,000	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
Odpor na líci	-0,81	-0,13	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	13,32	-0,67	1,40	0,80	1,350	1,350	1,350
Křídla opěry	0,00	-1,19	11,53	1,80	1,000	1,350	1,000
Reakce mostu	0,00	-2,43	0,00	0,00	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-2,48	0,00	0,80	-	-	-
Síla č. 2	0,00	-2,48	253,67	0,12	1,350	1,350	1,000

Dimenzace dřiku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = 90,93$ kNm/m; $N = -401,22$ kN/m; $V = 17,17$ kN/m

Výška průřezu $h = 0,80$ m

Dimenzace dřiku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 413,07$ kN/m $> 17,17$ kN/m $= V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 2958,69$ kN/m $> 401,22$ kN/m $= N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 151,06$ kNm/m $> 90,93$ kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

8. Posúdenie záporového paženía

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Nastavení

Slovensko - EN 1997

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)

Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$

Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$

Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Metoda výpočtu : závislé tlaky

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Modul reakce podloží : standardní

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Sednutí terénu : parabolická metoda

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

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 :	$\gamma_w =$	1,00 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

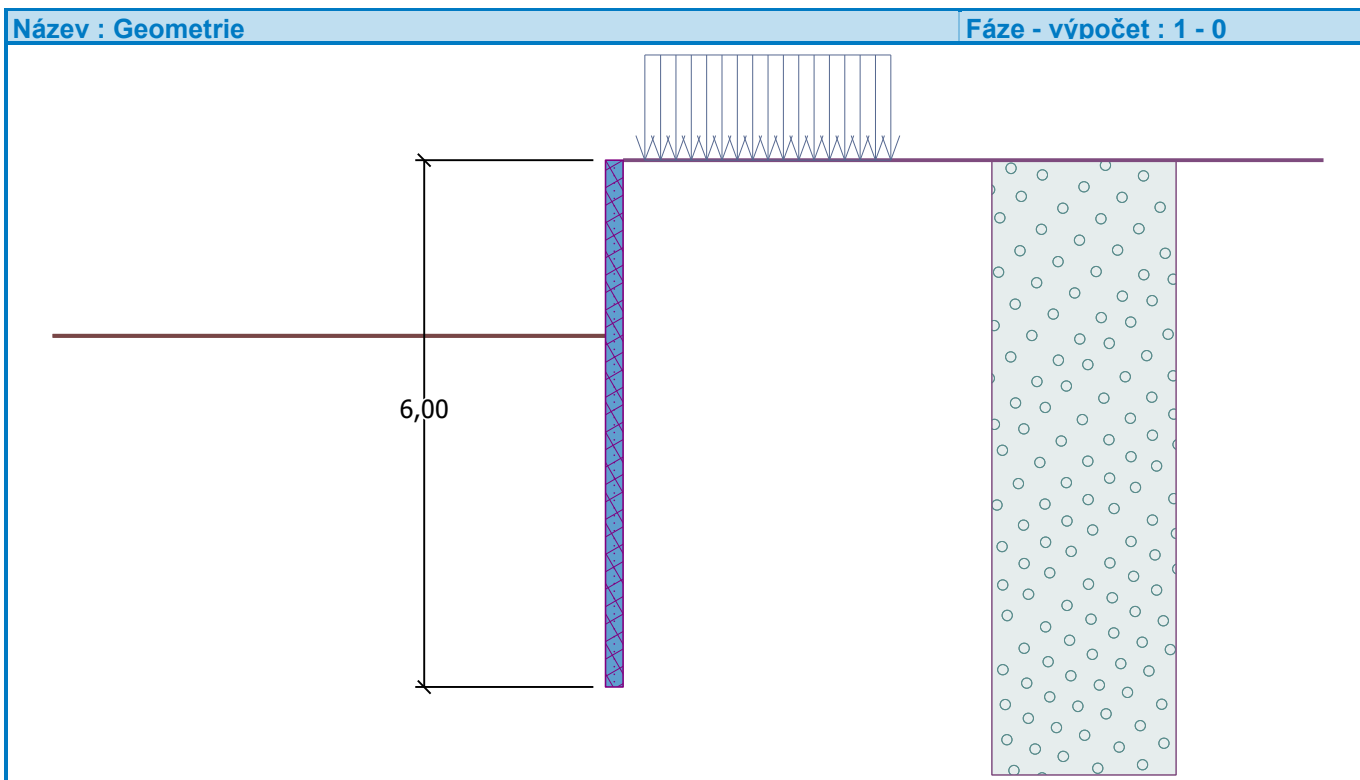
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 200 B; a = 1,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,80

Plocha průřezu	A =	7,81E-03 m ² /m
Moment setrvačnosti	I =	5,70E-05 m ⁴ /m
Modul pružnosti	E =	210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G =	81000,00 MPa
Průřezový modul	W =	5,696E-04 m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} =	6,425E-04 m ³ /m



Materiál konštrukcie

Ocel konštrukčná: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	11,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída G3, středně ulehlá		0,25	102,00	-

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : φ_{ef}


Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 11,00^\circ$

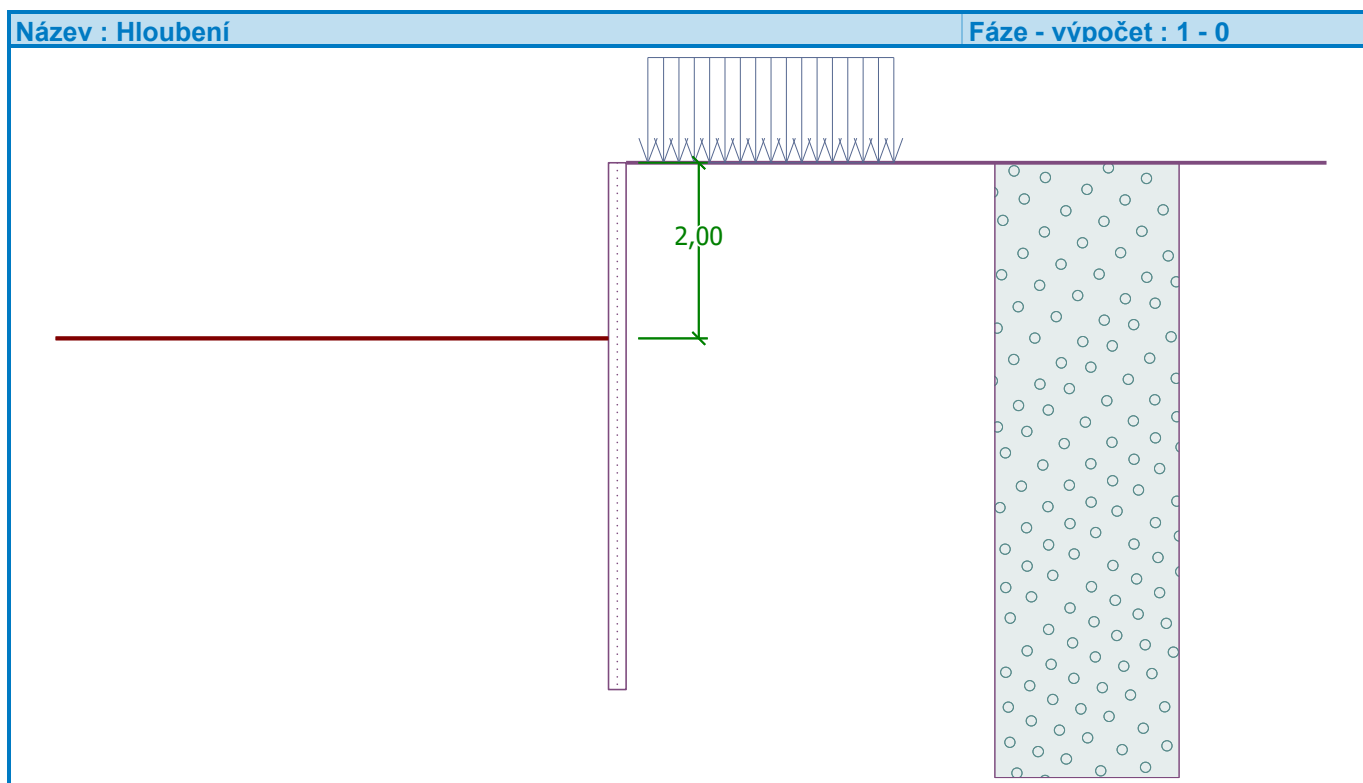
Zemina : nesoudržná
 Edometrický modul : $E_{oed} = 102,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a priřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G3, středně ulehlá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

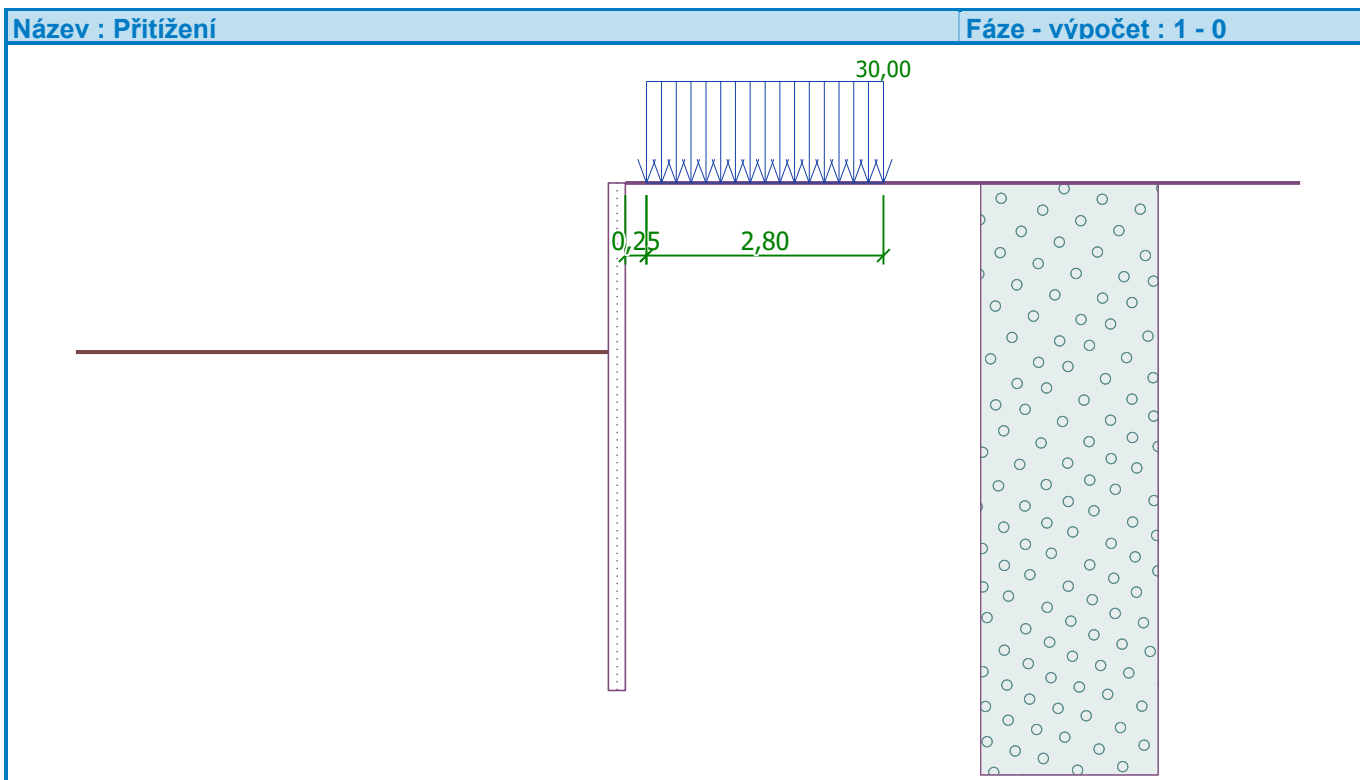
Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	30,00		0,25	2,80	na terénu

Číslo	Název
1	stav. doprava



Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
0.16	0.00	0.00	0.00	1.12	11.35	11.35
0.16	0.00	0.00	0.00	12.46	12.46	12.46
0.22	0.00	0.00	0.00	12.88	15.83	15.83
0.44	0.00	0.00	0.00	14.35	17.79	29.89
0.67	0.00	0.00	0.00	15.83	19.74	44.84
0.89	0.00	0.00	0.00	17.31	21.70	59.79
1.11	0.00	0.00	0.00	18.79	23.65	74.74
1.33	0.00	0.00	0.00	20.27	25.60	89.68
1.56	0.00	0.00	0.00	21.75	26.89	104.63
1.78	0.00	0.00	0.00	23.23	27.21	119.58
2.00	0.00	0.00	0.00	24.71	27.72	134.53
2.00	-0.00	-0.00	-0.01	19.77	22.17	107.63
2.22	-1.25	-1.56	-11.96	20.95	22.72	119.58

Hĺbka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
2.44	-2.49	-3.13	-23.92	22.14	23.40	131.54
2.67	-3.74	-4.69	-35.87	23.32	24.20	143.49
2.89	-4.98	-6.25	-47.83	24.50	25.10	155.45
3.11	-6.23	-7.81	-59.79	25.69	26.09	167.41
3.33	-7.47	-9.38	-71.75	26.87	27.15	179.37
3.56	-8.72	-10.94	-83.70	28.06	28.29	191.33
3.78	-9.96	-12.50	-95.66	29.24	29.48	203.28
4.00	-11.21	-14.07	-107.62	30.42	30.72	215.24
4.22	-12.45	-15.63	-119.58	31.61	32.00	227.20
4.44	-13.70	-17.19	-131.54	32.79	33.32	239.16
4.67	-14.94	-18.75	-143.49	33.97	34.67	251.11
4.89	-16.19	-20.32	-155.45	35.16	36.04	263.07
5.11	-17.42	-21.86	-167.27	36.33	37.43	274.89
5.11	-17.44	-21.88	-167.41	28.64	37.44	275.03
5.33	-18.68	-23.44	-179.37	29.89	38.86	286.99
5.56	-19.93	-25.01	-191.33	31.14	40.30	298.95
5.78	-21.17	-26.57	-203.28	32.38	41.75	310.90
6.00	-22.42	-28.13	-215.24	33.63	43.21	322.86

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

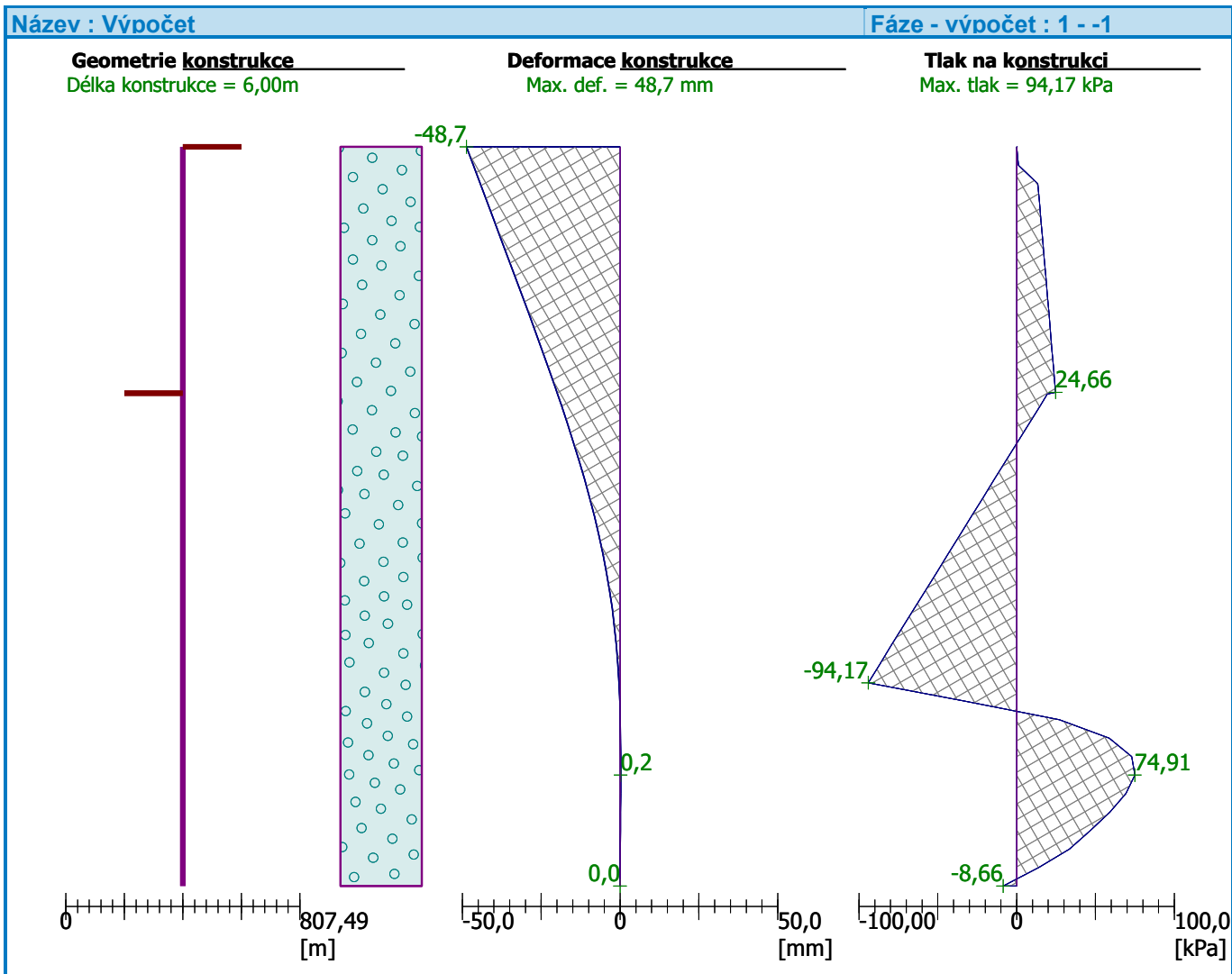
Hĺbka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-48.71	0.00	0.00	0.00
0.15	0.00	0.00	-46.51	1.05	-0.08	0.00
0.30	0.00	0.00	-44.31	13.39	-1.16	0.07
0.45	0.00	0.00	-42.11	14.39	-3.25	0.40
0.60	0.00	0.00	-39.92	15.39	-5.48	1.06
0.75	0.00	0.00	-37.72	16.39	-7.86	2.05
0.90	0.00	0.00	-35.53	17.39	-10.40	3.42
1.05	0.00	0.00	-33.34	18.39	-13.08	5.18
1.20	0.00	0.00	-31.16	19.39	-15.91	7.35
1.35	0.00	0.00	-29.00	20.38	-18.90	9.96
1.50	0.00	0.00	-26.86	21.38	-22.03	13.03
1.65	0.00	0.00	-24.74	22.38	-25.31	16.58
1.80	0.00	0.00	-22.65	23.38	-28.74	20.63
1.95	0.00	0.00	-20.60	24.38	-32.32	25.21
1.99	0.00	0.00	-20.04	24.66	-33.35	26.59
2.01	0.00	0.00	-19.82	19.38	-33.71	27.12
2.10	0.00	0.00	-18.60	14.92	-35.28	30.30
2.25	0.00	0.00	-16.66	7.65	-36.98	35.73
2.40	0.00	0.00	-14.78	0.38	-37.58	41.34
2.55	0.00	0.00	-12.98	-6.90	-37.09	46.95
2.70	0.00	0.00	-11.27	-14.17	-35.51	52.41
2.85	0.00	0.00	-9.66	-21.44	-32.84	57.55
3.00	0.00	0.00	-8.15	-28.71	-29.08	62.21
3.15	0.00	0.00	-6.77	-35.99	-24.23	66.22
3.30	0.00	0.00	-5.50	-43.26	-18.28	69.42

Hĺbka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
3.45	0.00	0.00	-4.37	-50.53	-11.25	71.65
3.60	0.00	0.00	-3.37	-57.80	-3.12	72.74
3.75	0.00	0.00	-2.51	-65.08	6.09	72.53
3.90	0.00	0.00	-1.79	-72.35	16.40	70.86
4.05	0.00	0.00	-1.19	-79.62	27.80	67.56
4.20	0.00	0.00	-0.73	-86.89	40.29	62.47
4.35	0.00	0.00	-0.38	-94.17	53.87	55.42
4.50	350.09	0.00	-0.14	-32.35	66.35	46.01
4.65	0.00	350.09	0.02	27.11	66.41	35.94
4.80	0.00	350.09	0.11	58.73	59.71	26.42
4.95	0.00	350.09	0.15	72.86	49.66	18.19
5.10	0.00	350.09	0.16	74.91	38.46	11.58
5.25	0.00	350.09	0.14	69.23	27.57	6.64
5.40	0.00	350.09	0.11	59.07	17.91	3.25
5.55	0.00	350.09	0.08	46.68	9.96	1.18
5.70	0.00	350.09	0.04	33.44	3.95	0.16
5.85	350.09	350.09	-0.00	13.92	-0.11	-0.07
6.00	350.09	0.00	-0.04	-8.66	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 66,41 kN/m
 Maximální moment = 72,74 kNm/m
 Maximální deformace = 48,7 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	24,4
2	0,33	34,4
3	0,66	41,7
4	0,99	46,3
5	1,32	48,0
6	1,65	46,9
7	1,98	43,1
8	2,30	36,5
9	2,63	27,1
10	2,96	14,9
11	3,29	0,0
12	3,29	0,0

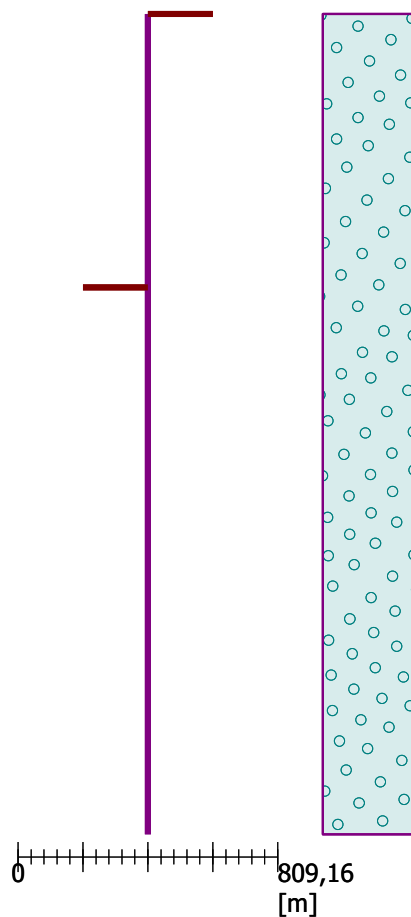


Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - -1

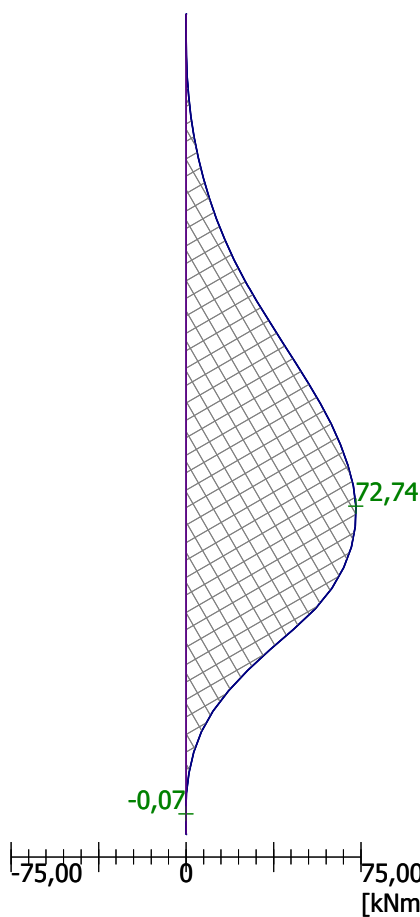
Geometrie konštrukcie

Délka konštrukcie = 6,00m



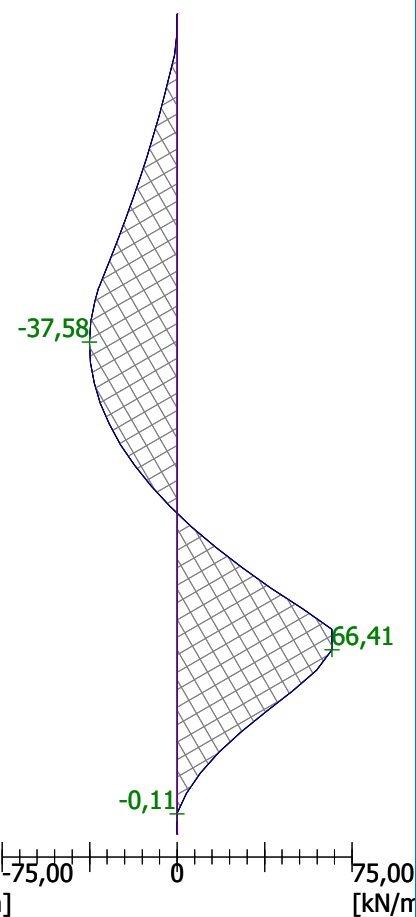
Ohybový moment

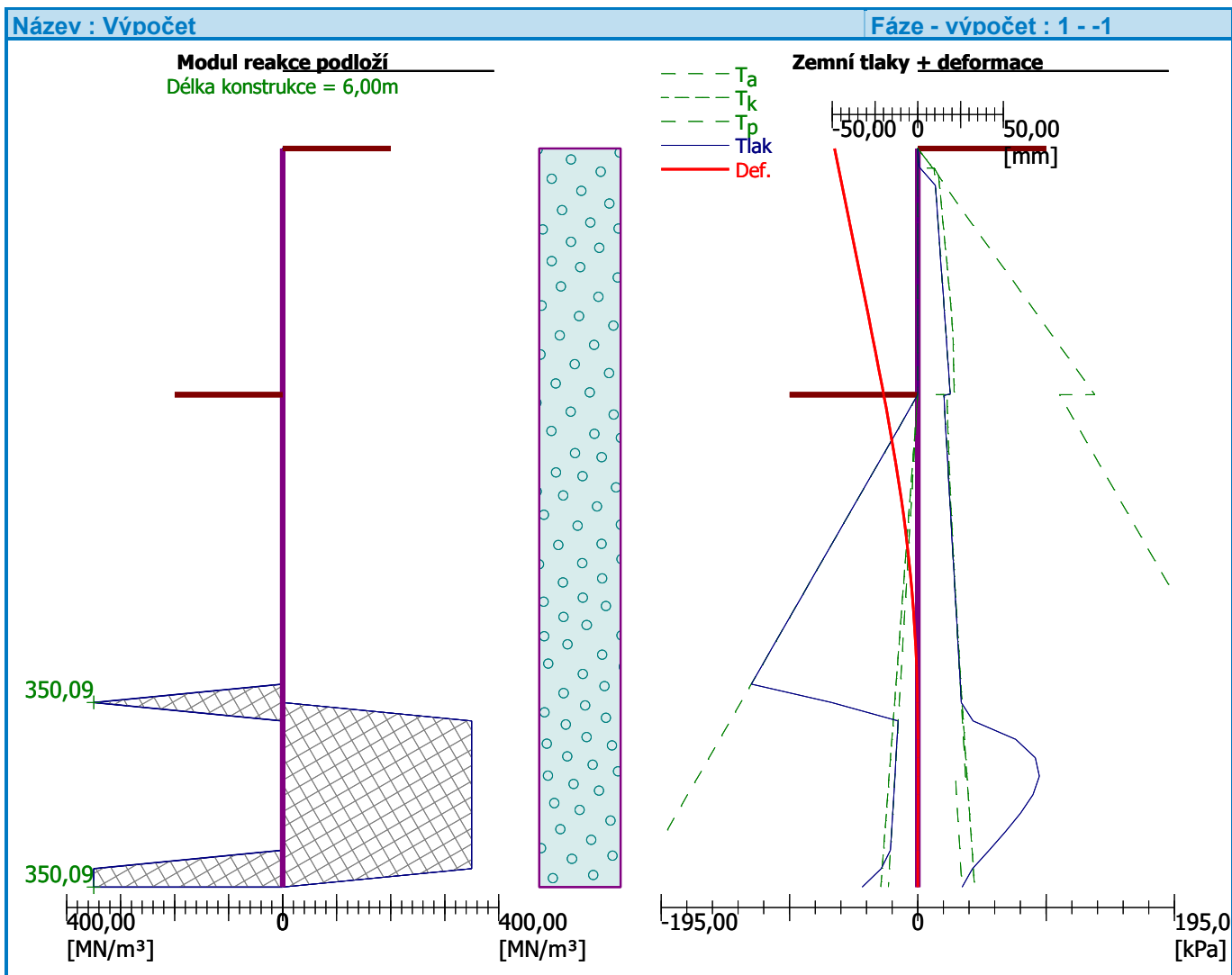
Max. M = 72,74 kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 66,41 kN/m





Dimenzace č. 1

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-48.71	-48.71	0.00	0.00	0.00	0.00
0.15	-46.51	-46.51	-0.08	-0.08	0.00	0.00
0.30	-44.31	-44.31	-1.16	-1.16	0.07	0.07
0.45	-42.11	-42.11	-3.25	-3.25	0.40	0.40
0.60	-39.92	-39.92	-5.48	-5.48	1.06	1.06
0.75	-37.72	-37.72	-7.86	-7.86	2.05	2.05
0.90	-35.53	-35.53	-10.40	-10.40	3.42	3.42
1.05	-33.34	-33.34	-13.08	-13.08	5.18	5.18
1.20	-31.16	-31.16	-15.91	-15.91	7.35	7.35
1.35	-29.00	-29.00	-18.90	-18.90	9.96	9.96
1.50	-26.86	-26.86	-22.03	-22.03	13.03	13.03
1.65	-24.74	-24.74	-25.31	-25.31	16.58	16.58
1.80	-22.65	-22.65	-28.74	-28.74	20.63	20.63
1.95	-20.60	-20.60	-32.32	-32.32	25.21	25.21
1.99	-20.04	-20.04	-33.35	-33.35	26.59	26.59
2.01	-19.82	-19.82	-33.71	-33.71	27.12	27.12

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
2.10	-18.60	-18.60	-35.28	-35.28	30.30	30.30
2.25	-16.66	-16.66	-36.98	-36.98	35.73	35.73
2.40	-14.78	-14.78	-37.58	-37.58	41.34	41.34
2.55	-12.98	-12.98	-37.09	-37.09	46.95	46.95
2.70	-11.27	-11.27	-35.51	-35.51	52.41	52.41
2.85	-9.66	-9.66	-32.84	-32.84	57.55	57.55
3.00	-8.15	-8.15	-29.08	-29.08	62.21	62.21
3.15	-6.77	-6.77	-24.23	-24.23	66.22	66.22
3.30	-5.50	-5.50	-18.28	-18.28	69.42	69.42
3.45	-4.37	-4.37	-11.25	-11.25	71.65	71.65
3.60	-3.37	-3.37	-3.12	-3.12	72.74	72.74
3.75	-2.51	-2.51	6.09	6.09	72.53	72.53
3.90	-1.79	-1.79	16.40	16.40	70.86	70.86
4.05	-1.19	-1.19	27.80	27.80	67.56	67.56
4.20	-0.73	-0.73	40.29	40.29	62.47	62.47
4.35	-0.38	-0.38	53.87	53.87	55.42	55.42
4.50	-0.14	-0.14	66.35	66.35	46.01	46.01
4.65	0.02	0.02	66.41	66.41	35.94	35.94
4.80	0.11	0.11	59.71	59.71	26.42	26.42
4.95	0.15	0.15	49.66	49.66	18.19	18.19
5.10	0.16	0.16	38.46	38.46	11.58	11.58
5.25	0.14	0.14	27.57	27.57	6.64	6.64
5.40	0.11	0.11	17.91	17.91	3.25	3.25
5.55	0.08	0.08	9.96	9.96	1.18	1.18
5.70	0.04	0.04	3.95	3.95	0.16	0.16
5.85	-0.00	-0.00	-0.11	-0.11	-0.07	-0.07
6.00	-0.04	-0.04	-0.00	-0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -48,7 mm
 Minimální deformace = 0,2 mm
 Maximální ohybový moment = 72,74 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -0,07 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 66,41 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 72,74 \text{ kNm}; \quad Q = 3,12 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 66,41 \text{ kN}; \quad M = 35,94 \text{ kNm}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,543 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,014 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 108,55 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,69 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,214 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,268 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,307 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 53,63$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 35,95$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,122 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

9. Závěr

Statický výpočet a posúdenie navrhovanej nosnej konštrukcie mosta a konštrukcií paženia stavebnej jamy je vypracované v zmysle platných noriem, typových podkladov a predpisov. Posúdenie bolo vypracované na základe výsledkov výpočtu maximálnych účinkov zaťaženia a podľa predpokladaného geologického profilu určeného na základe geologického prieskumu.

Na základe vyhodnotenia výsledkov možno konštatovať, že navrhovaná nosná konštrukcia mosta bude za predpokladaných podmienok spoľahlivo plniť svoju požadovanú funkciu.

V Žiline
September 2020

Vypracoval
Ing. Ondrej Oravec