


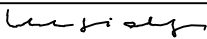





Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

ZHOTOVITEL:				
ATELIÉR PROJEKTOVÁNÍ INŽENÝRSKÝCH STAVEB s.r.o.				
AKCE:			OHRADNÍ 24B 140 00 PRAHA 4 IČ: 61853287	
III/33721 MOČOVICE				
PROJEKTANT ČÁSTI:			tel: 241 481 215 e-mail: viktor.nejedly@apis-sro.eu www: www.apis-sro.eu	
			Ing. VÍT HAVLÍČEK SLATINA 151 , 410 02 LOVOŠICE 2	
INVESTOR:	HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:	ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:		
 Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje Zborovská 81/11 150 21 Praha 5	Ing. Viktor NEJEDLÝ 	Ing. Vít Havlíček 		
	VYPRACOVAL:	KONTROLOVAL:		
	Ing. Michal Drahoš, PhD. 	Ing. Vít Havlíček 		
KRAJ: STŘEDOČESKÝ	OKRES: KUTNÁ HORA	K.Ú.: MOČOVICE	ZAK. ČÍSLO:	3238/08
ČÍSLO OBJEKTU:	NÁZEV PŘÍLOHY:	FORMÁTŮ A4: 29A4		
201	STATICKÝ VÝPOČET	DATUM: ČERVEN 2021		
		STUP.PROJ.: PDPS	MĚŘÍTKO: -	PŘÍLOHA: D.1.2 14

TZ – TECHNICKÁ ZPRÁVA

Nosná konstrukce

OBJEKT : Most ev. č. 33721-1
Most přes Klejnárku v Močovicích

ZADAVATEL : KSÚS Středočeského kraje

1. ÚVOD

Předmětem tohoto statického výpočtu je posouzení návrhu opravy a stanovení zatížitelnosti mostu ev. č. 33721-1 přes Klejnárku v Močovicích.

2. POPIS KONSTRUKCE

Most převádí silnici III/33721 přes koryto Klejnéřky v Močovicích. Na most před opěrami navazují násypy silničního tělesa a přilehlé místní komunikace. V těsném sousedství vlevo do mostu je lávka pro pěší, která není předmětem projektu.

Most o dvou polích je tvořen dvěma kamennými klenbami. Dle závěrného klenáku v poli 1 vpravo most pochází z roku 1880. Tvarově se jedná o dvoupolovou kruhovou segmentovou klenbu z kleneb přibližně totožného tvaru a světlosti 2x8,30 m. Vzepětí klenby ve středu rozpětí je přibližně 1,20 m. Klenba, čelní zídky, spodní stavba i křídla jsou provedeny ze zcela převládajícího hrubého řádkového až nepravidelného zdiva z lomového kamene (dolerit, tj. amfibolické gabro). Hrany klenby a exponované části spodní a stavby jsou provedeny z dioritových kvádrů.

Most je podepřen zděnými masivními krajními opěrami a středním pilířem. Založení mostu je plošné, opěry a střední pilíř jsou založeny v prostředí zvětralého skalního podloží, resp. do šterkovito-písčitých fluvialních sedimentů, a základové poměry mostu je aktuálně možno považovat za stabilizované. Tvarově jsou obě opěry takřka totožné. Jedná se o kamenné opěry s rovnoběžnými kamennými zděnými křídly. Opěry jsou na bocích zpevněny čtvrtkruhovými pilířky se zaoblenými kamenným vrchlíky. Na bocích pilíře je provedeno půlkruhové zpevnění boků se zaoblenými kamenným vrchlíky, na návodní straně takto zaoblený bok pilíře přechází v břit kamenného ledolamu (s odpovídajícím kamenným vrchlíkem).

Vozovka na mostě je živičná. V koruně čelních zídek jsou zachovány původní kamenné římsy. Na původních římsách byly vybetonovány nové římsy a bylo osazeno ocelové trubkové zábradlí. Na předpolích jsou podél komunikace na násypu osazena silniční svodidla.

Bude provedena celková oprava mostu zahrnující očištění a sanaci celé nosné konstrukce, včetně odstranění a znovuzřízení násypu na klenbách. Bude provedena nová vanová izolace, opraveny poprsní zdi a na horní hraně násypu bude provedena nová železobetonová roznášecí deska. Na desce bude proveden nový mostní svršek a vybavení. Stávající konstrukce klenby bude plošně očištěna a hloubkově přespárována jak z líce, tak i z rubu. Případné poškozené klenáky budou opraveny.

Geometrie navržené nosné konstrukce je uvedena v části A tohoto statického výpočtu.

3. METODIKA STATICKÉHO VÝPOČTU

Model konstrukce

Konstrukce je modelována jako klenbový pás jednotkové šířky (viz část A), která odpovídá maximální šířce roznášení kolových zatížení (viz část B) při výpočtu jednotlivých druhů zatížitelnosti. Pro výpočet je použit materiálově nelineární kombinovaný deskostěnový a prutový model s uvažovaným spolupůsobením materiálu zásypu a roznášecí deskou modelovanou na horní hraně zásypu. Charakteristiky jednotlivých materiálů jsou uvedeny v části A tohoto statického výpočtu.

V průřezích zdiva klenby a pilíře je vyloučeno tahové namáhání zdiva a v průběhu výpočtu je modifikována tuhost průřezů podle polohy výslednice tlakových napětí v průřezu.

Zatížení konstrukce

Zatížení konstrukce je uvažováno podle příslušných částí ČSN EN 1991 a podle ČSN 73 6222. Stálá zatížení jsou uvažována podle skutečné geometrie mostu, proměnná zatížení pro stanovení zatížitelnosti jsou uvažována podle ČSN 73 6222. Roznášení proměnných zatížení je na klenbové konstrukci uvažováno jak v příčném, tak i v podélném směru, a to v závislosti na materiálových charakteristikách konstrukce (viz část B).

Proměnné zatížení je na klenbové části konstrukce umístěno do nejnepríznivější polohy, která je stanovena na základě lineární analýzy konstrukce. V příčném směru je zatížení umístěno v nejnepríznivější poloze z hlediska klenby, tj. k líci římsy na mostě.

Pro stanovení zatížitelnosti se uvažují schémata dvou, tří a šestinápravového vozidla podle ČSN 73 6222. Výjimečná zatížitelnost je s ohledem na uspořádání mostu stanovena zjednodušeně z hodnot výhradní zatížitelnosti (viz část C tohoto statického výpočtu).

Dynamický součinitel je uvažován hodnotou odpovídající náhradnímu rozpětí konstrukce podle ČSN 73 6222. Hodnoty zatížení, geometrie a rozhodující umístění dopravních zatížení a roznos zatížení jsou uvedeny v části B tohoto statického výpočtu.

Stanovení zatížitelnosti

Zatížitelnost klenbové části konstrukce byla stanovena materiálově nelineárním výpočtem pro zatížení definovaná na zvoleném modelu konstrukce. Maximální zatížení bylo stanoveno jako n -násobek definovaného zatížení (příslušného zatěžovacího schématu) při dosažení kritérií pro jednotlivé mezní stavy v ČSN P 73 6213 (viz část C).

Zatížitelnost konstrukce je stanovena z následujícího vztahu :

$$V_i = V_{Norm.} \cdot n ,$$

kde $V_{Norm.}$ je hmotnost normového vozidla příslušné zatížitelnosti

n je součinitel příslušného zatížení (odpovídajícího příslušné zatížitelnosti) z nelineárního výpočtu odpovídající dosažení kritérií pro stanovení zatížitelnosti podle ČSN P 73 6213 (viz výše)

Stanovená zatížitelnost mostu zahrnuje skutečný stav mostu stanovený diagnostickým průzkumem a není proto dále redukována (např. součinitelem stavebního stavu podle ČSN 73 6221).

4. ZÁVĚR

Návrh opravy nosné konstrukce a její zatížitelnost byly stanoveny podrobným statickým výpočtem.

Výpočtem byly stanoveny následující hodnoty zatížitelnosti. Hodnoty zatížitelností (viz část C) jsou shrnuty v následující tabulce:

Druh zatížitelnosti	Hodnota
Normální zatížitelnost - V_n	26 t
Výhradní zatížitelnost - V_r	62 t
Výjimečná zatížitelnost - V_e	221 t
Zatížitelnost na jednu nápravu - V_1	12 t

5. POUŽITÉ PROGRAMY

- [1] MS-EXCEL 2003 - Tabulkový procesor – Microsoft, 2003
- [2] MS-WORD 2003 - Textový editor – Microsoft, 2003

6. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 – Eurokód : Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991 – Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí (soubor norem)
- [3] ČSN P 73 6213 : Navrhování zděných mostních konstrukcí
- [4] ČSN 73 6222 : Zatížitelnost mostů PK
- [5] ČSN ISO 13822 : Hodnocení existujících konstrukcí
- [6] ČSN 73 0038: Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplnující ustanovení

V Praze 31. 03. 2020

Ing. Michal DRAHORÁD, Ph.D.

A - GEOMETRIE KONSTRUKCE

A1. GEOMETRIE KONSTRUKCE

A1.1. Popis stávajícího mostu

Most převádí silnici III/33721 přes koryto Klejnárky v Močovicích. Na most před opěrami navazují násypy silničního tělesa a přilehlé místní komunikace. V těsném sousedství vlevo do mostu je lávka pro pěší, která není předmětem projektu.

Most o dvou polích je tvořen dvěma kamennými klenbami. Dle závěrného klenáku v poli 1 vpravo most pochází z roku 1880. Tvarově se jedná o dvupolovou kruhovou segmentovou klenbu z kleneb přibližně totožného tvaru a světlosti 2x8,30 m. Vzepětí klenby ve středu rozpětí je přibližně 1,20 m. Klenba, čelní zídky, spodní stavba i křídla jsou provedeny ze zcela převládajícího hrubého řádkového až nepravidelného zdiva z lomového kamene (dolerit, tj. amfibolické gabro). Hrany klenby a exponované části spodní a stavby jsou provedeny z dioritových kvádrů.

Most je podepřen zděnými masivními krajními opěrami a středním pilířem. Založení mostu je plošné, opěry a střední pilíř jsou založeny v prostředí zvětřalého skalního podloží, resp. do šterkovito-písčitých fluvialních sedimentů, a základové poměry mostu je aktuálně možno považovat za stabilizované. Tvarově jsou obě opěry takřka totožné. Jedná se o kamenné opěry s rovnoběžnými kamennými zděnými křídly. Opěry jsou na bocích zpevněny čtvrtkruhovými pilířky se zaoblenými kamenným vrchlíky. Na bocích pilíře je provedeno půlkruhové zpevnění boků se zaoblenými kamenným vrchlíky, na návodní straně takto zaoblený bok pilíře přechází v břít kamenného ledolamu (s odpovídajícím kamenným vrchlíkem).

Vozovka na mostě je živičná. V koruně čelních zídek jsou zachovány původní kamenné římsy. Na původních římsách byly vybetonovány nové římsy a bylo osazeno ocelové trubkové zábradlí. Na předpolích jsou podél komunikace na násypu osazena silniční svodidla.

Do konstrukce zatéká, izolační systém je nefunkční, na podhledu klenby jsou výluhy, rozpadá se spárování. Na podhledu jsou zbytky v minulosti provedeného torkretu nebo omítky.

Spárování obou opěr a především křídel a čelních zídek je rovněž porušené. Lokálně se jejich zdivo rozpadá a je rozvolněné. Na opěrách a vrchlících pilíře je uchycena vegetace a dochází k rozvolnění zdiva.

Vozovka na mostě je porušená, trhlinami ve vozovce zatéká do nosné konstrukce. Původní římsy jsou místy zabetonované do říms nových.

Stávající uspořádání a stav konstrukce jsou patrné z přehledných fotografií na Obr. A 1 a Obr. A 2.



Obr. A 1 – Pohled na most z boku



Obr. A 2 – Typický stav podhledu klenby v polích (vlevo) a stav opěry (vpravo)

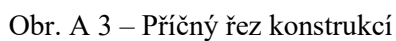
A1.2. Základní údaje o konstrukci

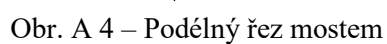
Úhel křížení	90°
Délka přemostění	18.5 m
Délka mostu	28.5 m
Délka nosné konstrukce	21.1 m
Šířka NK – ŽB deska	6.6 m
Šířka NK – kamenná klenba	6.1 m
Rozpětí jednotlivých polí	8.3+8.3 m
Šířka mezi obrubníky	5.5 m
Šířka mostu (mezi zábradlím)	6.5 m
Volná výška nad terénem	2.4 m u podpor v patách klenby
Stavební výška	1.274 m (v koruně klenby)
Plocha nosné konstrukce	21.1 x 6.6 = 139.3 m ²
Zatížení mostu	Bude stanovena zatížitelnost dle ČSN 73 6222.

A1.3. Popis opravy mostu

Bude provedena celková oprava mostu zahrnující očištění a sanaci celé nosné konstrukce, včetně odstranění a znovuzřízení násypu na klenbách. Bude provedena nová vanová izolace, opraveny poprsní zdi a na horní hraně násypu bude provedena nová železobetonová roznášecí deska. Na desce bude proveden nový mostní svršek a vybavení.

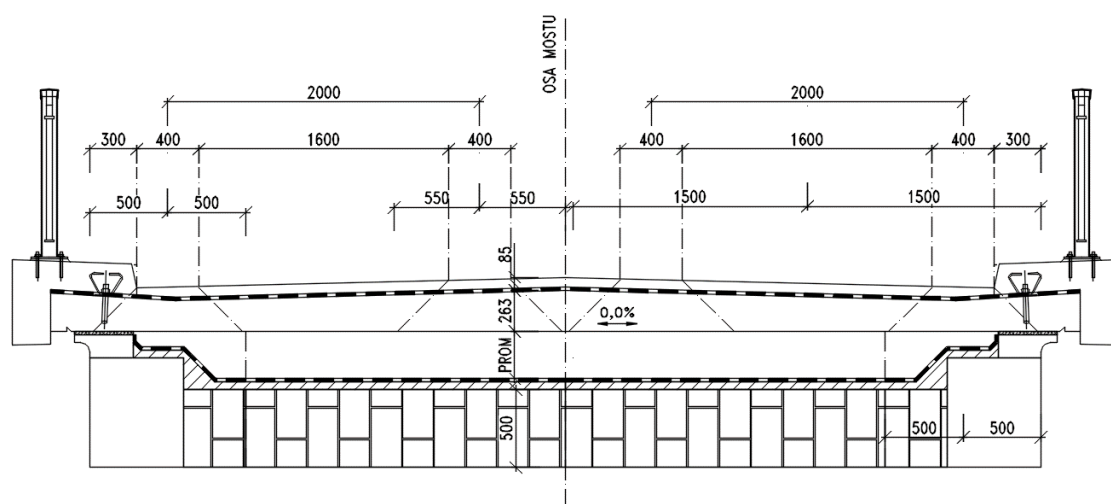
Stávající konstrukce klenby bude plošně očištěna a hloubkově přespárována jak z líce, tak i z rubu. Případné poškozené klenáky budou opraveny. Schémata konstrukce po opravě jsou uvedena na Obr. A 3 a Obr. A 4.





A2.1. Obecně

Charakteristiky jednotlivých materiálů jsou uvedeny v následující kapitole této části.

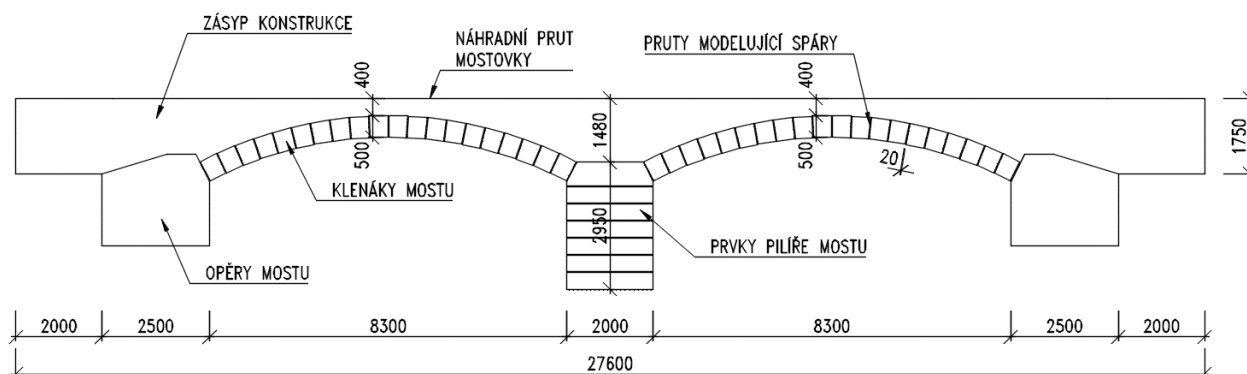


Obr. A 5 – Schéma stanovení šířky prutového modelu konstrukce
(vlevo vozidlo Vn – 3NV, vpravo vozidlo Vr – 3NV)

A2.2. Model nosné konstrukce

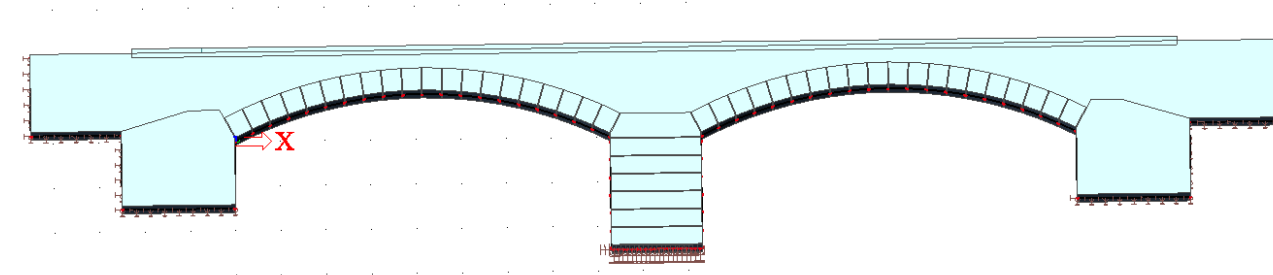
A2.2.1. Geometrie modelu NK

Geometrie konstrukce odpovídá geometrii nosné konstrukce po opravě. Geometrie modelu nosné konstrukce pro výpočet je uvedena na Obr.A 6.



Obr.A 6 – Schéma modelu konstrukce pro statickou analýzu

Podpěření modelu je modelováno vetknutím v patkách klenby s tím, že rozsah podepření konstrukce se mění s průběhem nelineárního výpočtu. V důsledku toho se také mění "tuhost" vetknutí konstrukce do základu.



Obr.A 7 – Model konstrukce v programu pro statickou analýzu

A2.2.2. Materiály nosné konstrukce

Základním materiálem nosné konstrukce je zdivo z lomového kamene zděné na vápennou maltu s charakteristikami uvedenými v následující tabulce. Pro výpočet je tento materiál uvažován jako homogenní s obecně nelineárními vlastnostmi (vyloučení tažené části průřezu modelované pruty při zatížení).

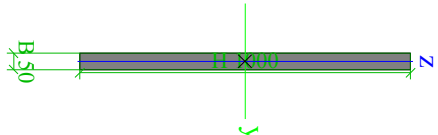
Pevnost zdiva je stanovena podle ČSN 73 0038. Základní vlastnosti materiálu jsou uvažovány podle výsledků diagnostického průzkumu (tlaková pevnost malty – 1,91 MPa, tlaková pevnost zdicích prvků – 50 MPa).

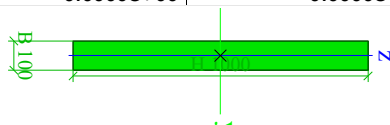
Materiál	Charakteristiky
Kamenné zdivo	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$ $f_k = 7,5 \text{ MPa}$ $f_{v,0k} = 0,05 \text{ MPa}$ $\gamma_m = 2,0 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = \mathbf{1,98}$
Zásyp klenby	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 40^\circ$ $c = 0 \text{ kPa}$ $E_{\text{def}} = 120 \text{ MPa}$

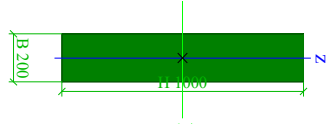
Vliv roznášení v podélném směru a vodorovných účinků zatížení je modelován chováním prvků zasypu. S ohledem na malou tuhost zasypu vzhledem k tuhosti konstrukce je vliv pružného modelu zasypu na rozdělení zatížení na klenbu zatížen malou chybou a lze jej proto použít.

A2.2.3. Průřezy prutových prvků

Pro analýzu konstrukce jsou použity i prutové prvky nahrazující materiál malty.

M_Klenba		
Detailní	1000; 50	
Materiál	Zdivo	
A [m ²]	5.0000e-02	
A _y [m ²], A _z [m ²]	4.1667e-02	4.1667e-02
A _L [m ² /m], A _O [m ² /m]	2.1000e+00	2.1000e+00
C _{y,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	25	500
α [deg]	0.00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	4.1667e-03	1.0417e-05
i _y [mm], i _z [mm]	289	14
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	8.3333e-03	4.1667e-04
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	0.0000e+00	0.0000e+00
Obrázek		

M_Pilír		
Detailní	1000; 100	
Materiál	Zdivo	
A [m ²]	1.0000e-01	
A _y [m ²], A _z [m ²]	8.3333e-02	8.3333e-02
A _L [m ² /m], A _O [m ² /m]	2.2000e+00	2.2000e+00
C _{y,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	50	500
α [deg]	0.00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	8.3333e-03	8.3333e-05
i _y [mm], i _z [mm]	289	29
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	1.6667e-02	1.6667e-03
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	0.0000e+00	0.0000e+00
Obrázek		

Deska		
Detailní	1000; 200	
Výroba	beton	
A [m ²]	2.0000e-01	
A _y [m ²], A _z [m ²]	1.6667e-01	1.6667e-01
A _L [m ² /m], A _O [m ² /m]	2.4000e+00	2.4000e+00
C _{y,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]	100	500
α [deg]	0.00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	1.6667e-02	6.6667e-04
i _y [mm], i _z [mm]	289	58
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	3.3333e-02	6.6667e-03
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	0.0000e+00	0.0000e+00
Obrázek		

B – ZATÍŽENÍ

B1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ

Klenbová nosná konstrukce mostu je modelována jako klenbový pás šířky 1,0 m nebo 1,5 m, zatížený vlastní tíhou klenby a silovými účinky materiálu zásypu klenby (svislý a vodorovný tlak na NK). Materiálové charakteristiky viz Část A tohoto statického výpočtu. Zatížení poprsní zídou není při výpočtu zatížitelnosti uvažováno, protože vzhledem ke svému charakteru (spojité zatížení po celé délce konstrukce) působí na konstrukci příznivě a navíc poprsní zídka stabilizuje konstrukci klenby v okrajové části. Zatížení je proto uvažováno shodné jako na zasypané části klenby.

Zatížení novou deskou mostovky a mostním svrškem, včetně

Vlastní tíhy použitých materiálů (viz část A) :

Materiál	Hmotnost
Kámen (lomové zdivo)	$\gamma = 26,0 \text{ kN/m}^3$
Zásyp klenby	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$
Beton desky	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

B1.1. Zemní tlak

Vodorovné zatížení od materiálu zásypu a jeho účinky z hlediska roznášení proměnného zatížení jsou modelovány pomocí deskových prvků. Vlastnosti materiálu z hlediska deformačního chování jsou uvedeny v části A tohoto statického výpočtu.

B1.2. Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení je modelováno rovnoměrným zatížením odpovídající velikosti na horní hraně modelu konstrukce, resp. na prutu modelujícím desku mostovky.

Celková velikost zatížení je stanovena jako průměrná tíha všech částí mostního svršku na mostě, tedy na celou šířku mostu:

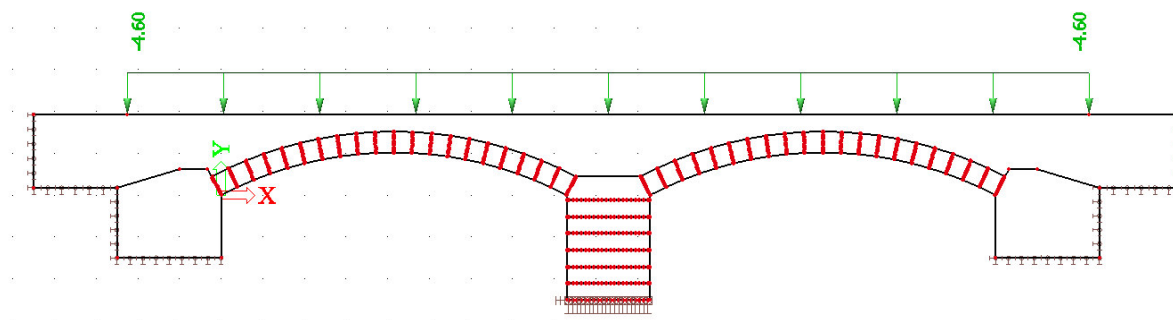
Vozovka: $0,10 \cdot 23 \cdot 5,50 = 12,65 \text{ kN/m}$

Římsy na mostě: $0,26 \cdot 26 \cdot 2 = 13,52 \text{ kN/m}$

Zábradlí: 2 kN/m

Celkem: $28,17 \text{ kN/m}$

Na jednotku šířky potom připadá zatížení $28,17 / 6,1 \text{ m} = 4,6 \text{ kN/m}$.



Obr. B. 1 – Zatížení konstrukce ostatním stálým zatížením (šířka 1,0 m)

Pro stanovení zatížitelnosti výhradní je použito hodnoty 1,5-krát větší tak, aby odpovídala efektivní šířce konstrukce 1,5 m.

B2. DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ

B2.1. Obecně

Zatížení dopravou se uvažuje podle příslušných ustanovení ČSN 73 6222. Při výpočtu zatížitelnosti je stanovena pouze zatížitelnost normální a výhradní. Výjimečná zatížitelnost není stanovena, protože vozidlo výjimečné zatížitelnosti se na most nevejde a ani se k němu nemůže (vzhledem ke svým rozměrům a parametrům přístupové komunikace) dostat.

Zatížení konstrukce je uvažováno v extrémních polohách v podélném i v příčném směru konstrukce. Tyto polohy byly stanoveny na základě extrémních hodnot tahových namáhání v klenbě mostu při použití lineárního výpočtu. Obecně lze konstatovat, že tyto polohy jsou pro zatížení v $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$ rozpětí konstrukce.

S ohledem na průběžné výsledky výpočtu bylo pro stanovení normální a výhradní zatížitelnosti použito pouze dvounápravového a třinápravového vozidla.

B2.2. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy

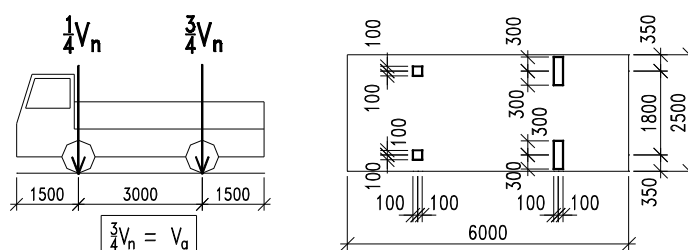
Šířka vozovky na mostě je 5,5 m. Na vozovku lze umístit dva zatěžovací pruhy normálního zatížení. Pro výpočet zatížitelnosti je z hlediska příčného umístění uvažována extrémní poloha zatížení, kdy je vozidlo umístěno v úrovni hrany obrubníku na mostě. Pro výhradní zatížitelnost je uvažována shodná poloha zatížení.

B2.3. Roznášení zatížení zásypem

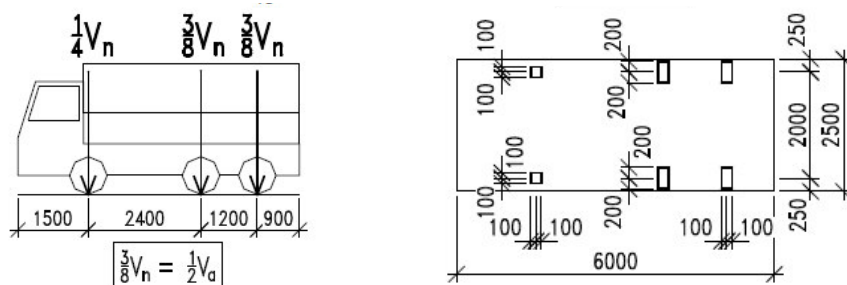
Roznášení zatížení zásypem je v podélném směru uvažováno přímo jako vlastnost modelu konstrukce, kdy je zásyp modelován jako plošná konstrukce s odpovídajícími vlastnostmi (viz část A tohoto statického výpočtu). Současně je zahrnut i vliv desky mostovky, a to uvažováním jejího působení na horní hraně zásypu konstrukce. Roznášení v příčném směru je uvažováno zjednodušeně – viz část A tohoto statického výpočtu.

B2.4. Schéma zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti

Obecné schéma zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti podle ČSN 73 6222 je uvedeno na Obr. B. 4. Rozměry vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti jsou uvedeny na Obr. B. 2 a Obr. B. 3. S ohledem na uspořádání konstrukce v příčném směru se předpokládá, že vozidla se pohybují až těsně u obrubníku. V podélném směru je zatížení umístěno do nejnepříznivější poloha, která je stanovena na základě pojezdu zatížení po konstrukci.



Obr. B. 2 – Podrobné schéma vozidla pro stanovení normální zatížitelnosti

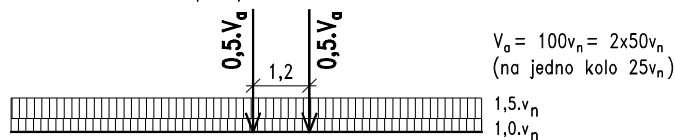


Obr. B. 3 – Podrobná schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti

TYP ZATÍŽENÍ

DVOUNÁPRAVA : Zat.pruchy č.1 a č.2

"1" – TĚŽKÉ



JEDNODUCHÁ NÁPRAVA : Zat.pruchy č.3 a č.4

"2" – STŘEDNÍ

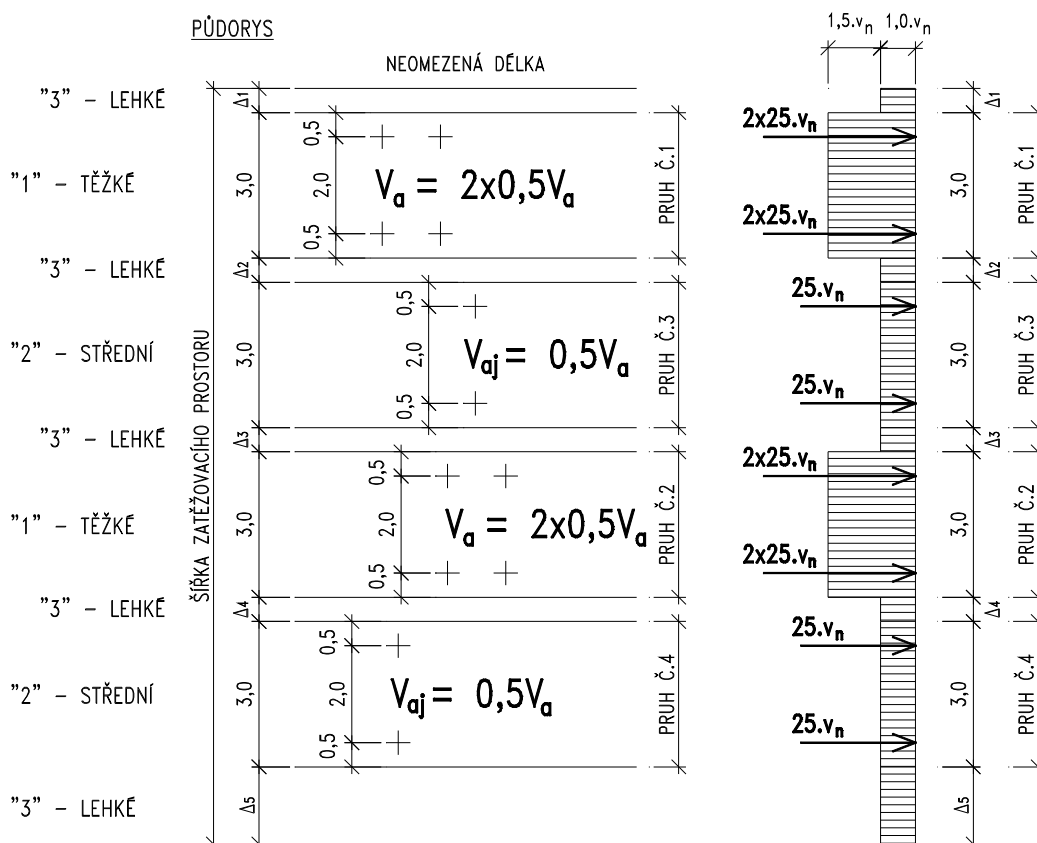


ZBÝVAJÍCÍ PLOCHA ZAT.PROSTORU

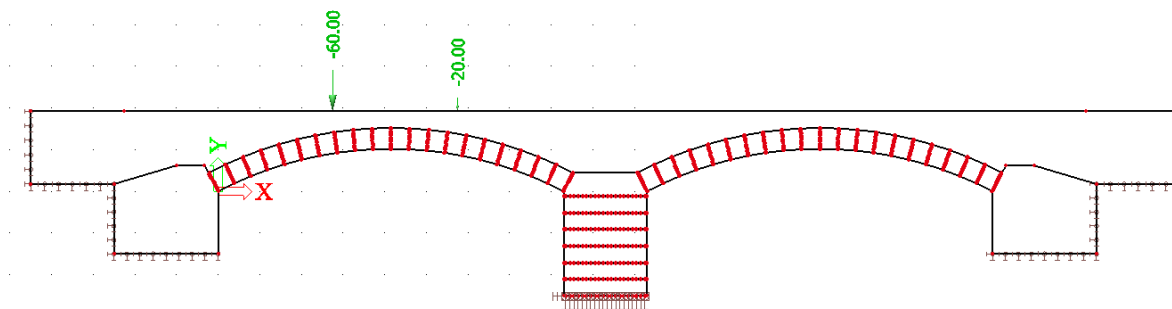
"3" – LEHKÉ



PŮDORYS



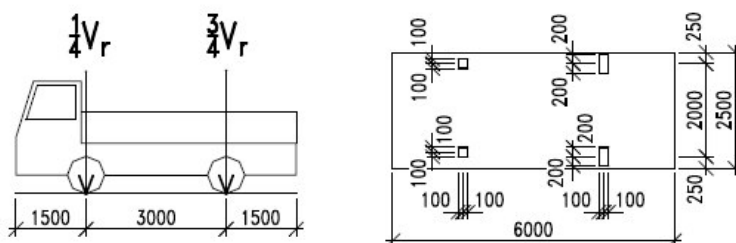
Obr. B. 4 – Schéma stanovení uspořádání zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti (rozměry v m)



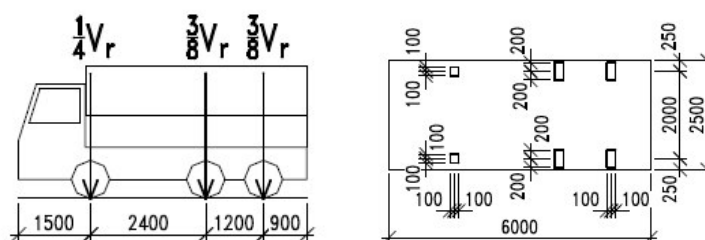
Obr. B. 5 – Příklad polohy 2-nápravového vozidla pro stanovení normální zatížitelnosti na modelu nosné konstrukce

B2.5. Schéma pro stanovení výhradní zatížitelnosti

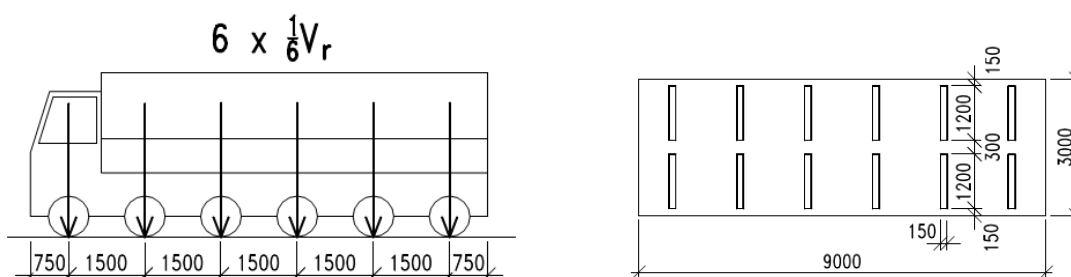
Základní schéma zatížení pro stanovení výhradní zatížitelnosti je uvedeno na Obr. B. 6 až Obr. B. 8. Tíha vozidla výhradní zatížitelnosti, resp. jeho zadní nápravy, je předmětem výpočtu. Vodorovné účinky zatížení jsou pro stanovení výhradní zatížitelnosti zanedbány.



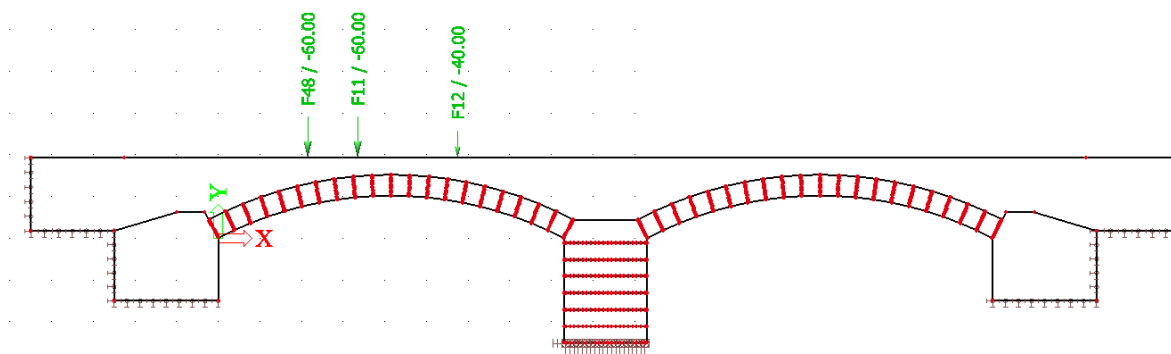
Obr. B. 6 – Schéma zatížení 2- nápravovým vozidlem pro stanovení výhradní zatížitelnosti



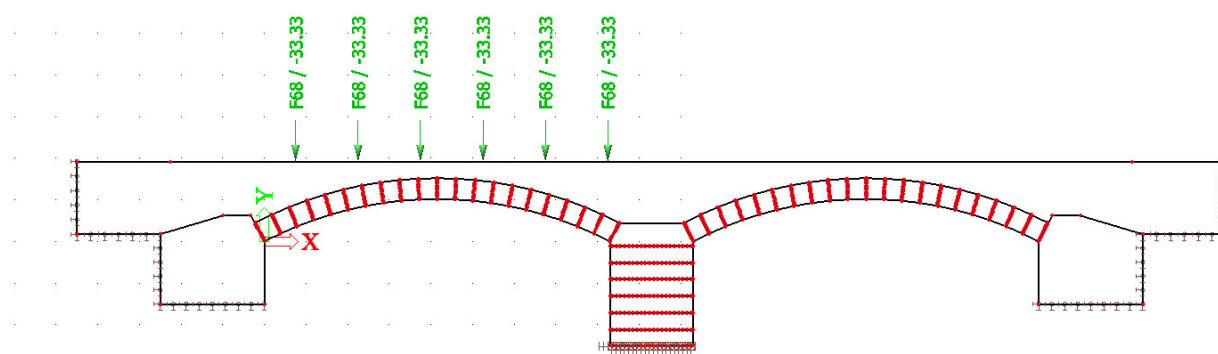
Obr. B. 7 – Schéma zatížení 3-nápravovým vozidlem pro stanovení výhradní zatížitelnosti



Obr. B. 8 – Schéma zatížení 6-nápravovým vozidlem pro stanovení výhradní zatížitelnosti



Obr. B. 9 – Příklad polohy 3-nápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti na modelu nosné konstrukce



Obr. B. 10 – Příklad polohy 6-nápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti na modelu nosné konstrukce

B2.6. Výjimečná zatížitelnost

Výjimečná zatížitelnost je s ohledem na uspořádání a rozměry mostu stanovena ze zatížitelnosti výhradní, a to úpravou poměrem hmotnosti základního vozidla, poměrem dynamických součinitelů a uvážením roznášecí šířky odpovídající poloze vozidla v ose mostu (5 m místo 3,0m použitým pro stanovení výhradní zatížitelnosti).

B2.7. Dynamické účinky pro stanovení zatížitelnosti

Dynamické účinky zatížení se uvažují podle ustanovení ČSN 73 6222. Přitom se předpokládá, že vozidla normální a výhradní zatížitelnosti se po mostě pohybují normální rychlostí.

Pro náhradní délku nosné konstrukce $L_d = 8,3 / 2 = 4,15$ m se uvažují dynamické součinitele podle následující tabulky:

Zatížitelnost	Dynamický součinitel
Normální	1,25
Výhradní	1,25
Výjimečná	1,05

B3. OSTATNÍ PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

S ohledem na rozměry konstrukce, statické schéma, tuhost klenbové konstrukce a dominantní vliv zatížení dopravou nejsou žádná další proměnná zatížení uvažována.

B4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení pro stanovení návrhových účinků zatížení se uvažují zjednodušeně v souladu s ČSN EN 1990, tj. jako účinek kombinace zatížení podle vztahu (6.10). Součinitele zatížení γ_G a γ_Q se přitom uvažují podle zásad ČSN EN 1990. Součinitel kombinace ψ pro zatížení dopravou se stanoví podle ČSN 73 6222 hodnotou 0,75.

C – ZATÍŽITELNOST MOSTU A NÁVRH DESKY

C1. PRINCIP STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI

Základní zatížitelnost konstrukce byla získána materiálově nelineárním výpočtem (vyloučení tahového působení materiálu konstrukce) na prutovém modelu konstrukce. Jako kritéria maximální hmotnosti vozidel byly použity podmínky definované pro jednotlivé mezní stavy v ČSN P 73 6213 :

- 1) MSP : Minimální výška tlačené oblasti je **0,5h** – výšky průřezu → **0,250 m**.
Maximální tlaková napětí jsou menší než 0,45-násobek tlakové pevnosti zdiva → $0,45 \cdot 7,5 = 3,38 \text{ MPa}$
 $F_{\text{max, klenba, 1.0m}} = 169 \text{ kN}$
 $F_{\text{max, klenba, 1.5m}} = 254 \text{ kN}$
- 2) MSÚ : Minimální výška tlačené oblasti je **0,2h** – výšky průřezu → **0,100 m**.
Maximální tlaková napětí jsou menší než návrhová hodnota tlakové pevnosti zdiva → $7,5 / 1,98 = 3,84 \text{ MPa}$
 $F_{\text{max, klenba, 1.0m}} = 189 \text{ kN}$
 $F_{\text{max, klenba, 1.5m}} = 284 \text{ kN}$

Maximální smyková napětí jsou menší než návrhová hodnota smykové pevnosti zdiva stanovené podle ČSN EN 1996 z hodnot reziduální smykové pevnosti a tlakového namáhání v posuzovaném průřezu.

Výpočet je proveden pro klenbový pás šířky 1,0 m, resp. 1,5 m – viz část A tohoto statického výpočtu. Zatížení od vozidel se uvažuje podle kapitoly B na pásu klenby při zanedbání jejího působení v příčném směru.

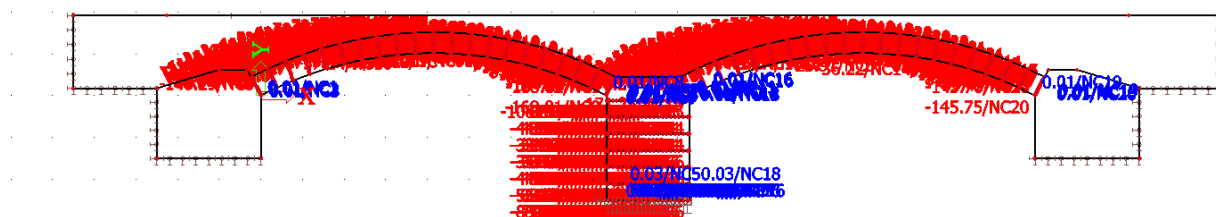
C2. STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI - MSP

C2.1.1. Obecně

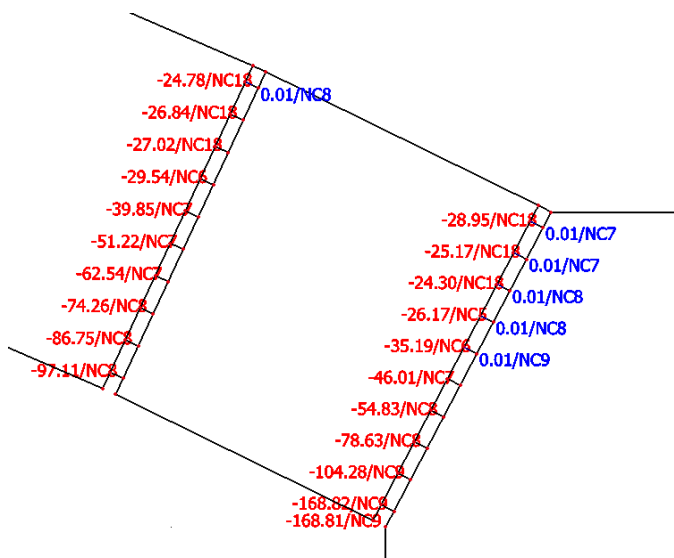
Jednotlivé zatížitelnosti byly stanoveny nelineárním výpočtem v obou mezních stavech, a to vyšetřením řady poloh zatížení a vyhodnocením rozhodující polohy z hlediska výše uvedených kritérií. Rozhodující výsledky jsou uvedeny v následujících odstavcích. Dynamický součinitel a součinitele zatížení byly aplikovány při výpočtu zatížitelnosti konstrukce již na hodnoty zatížení.

C2.1.2. Normální zatížitelnost

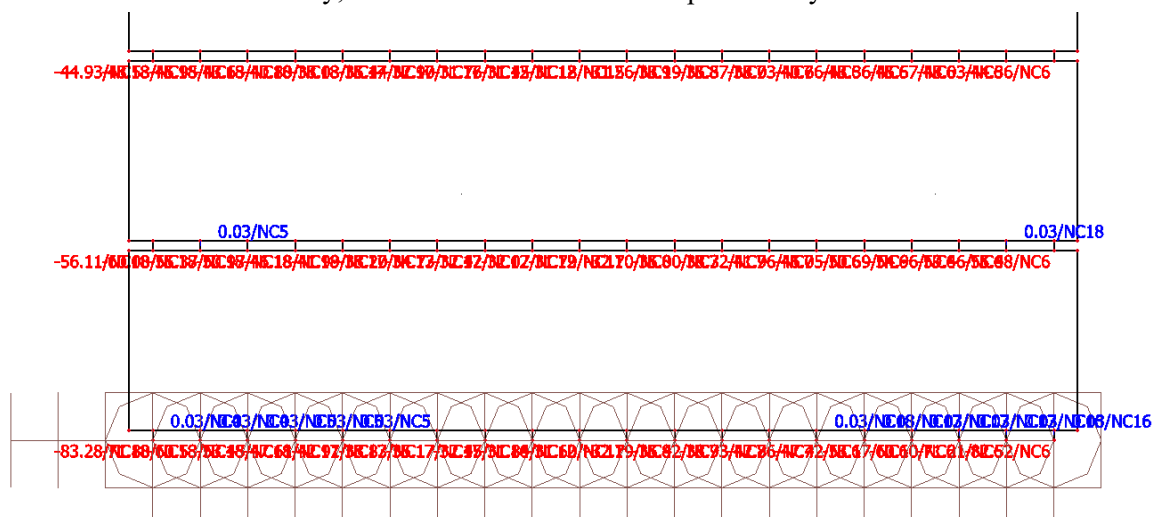
Rozhodujícím průřezem pro stanovení normální zatížitelnosti je pata klenby, a to z hlediska dosažení maximální povolené excentricity normálové síly. Iterativním výpočtem bylo zjištěno, že rozhodujících hodnot je dosaženo pro celkovou tíhu vozidla **290 kN**.



Obr. C. 1 – Globální výsledky výpočtu maximálních sil na konstrukci



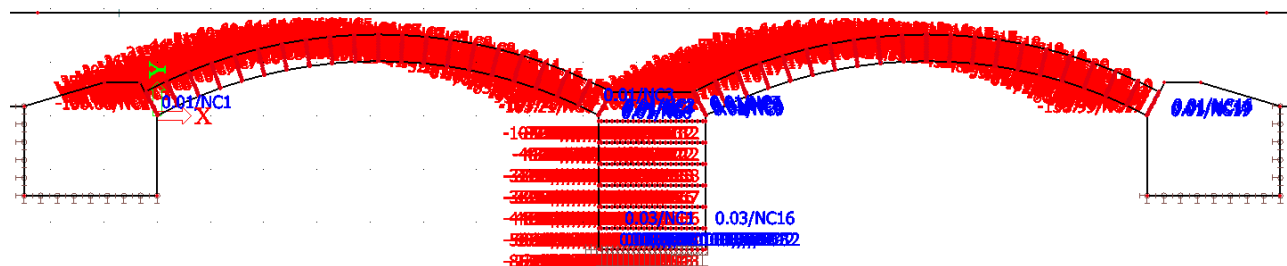
Obr. C. 2 – Rozhodující spára klenby (pata klenby u středového pilíře) – tlačená polovina klenby, maximální síla v náhradním prutu malty 169 kN



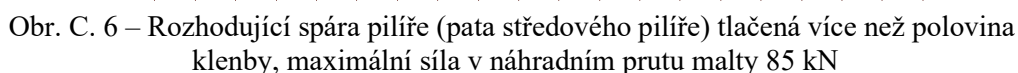
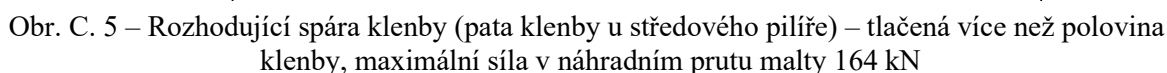
Obr. C. 3 – Rozhodující spára pilíře (pata středového pilíře) tlačena více než polovina klenby, maximální síla v náhradním prutu malty 83 kN

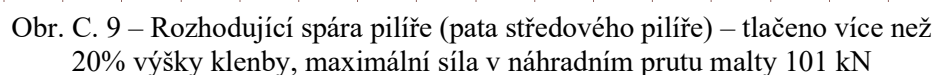
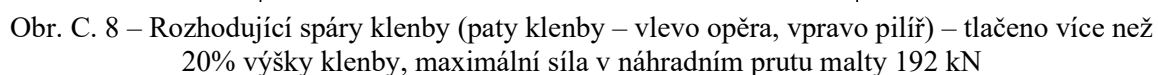
C2.1.3. Výhradní zatížitelnost

Rozhodujícím průřezem pro stanovení výhradní zatížitelnosti je pata klenby, a to z hlediska dosažení maximální povolené excentricity normálové síly. Iterativním výpočtem bylo zjištěno, že rozhodujících hodnot je dosaženo pro celkovou tíhu vozidla **660 kN**.



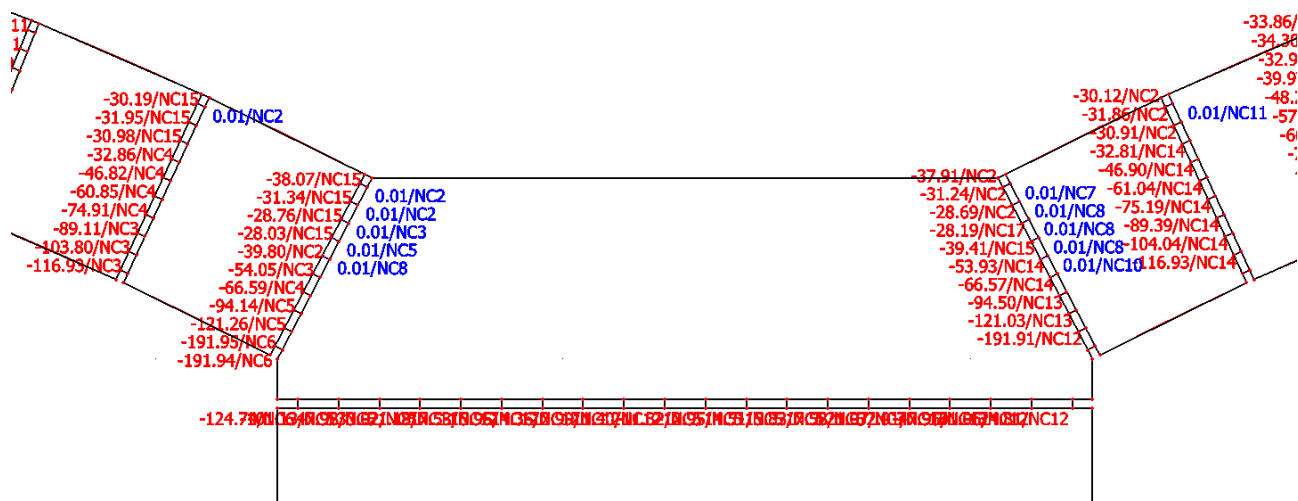
Obr. C. 4 – Globální výsledky výpočtu maximálních sil na konstrukci



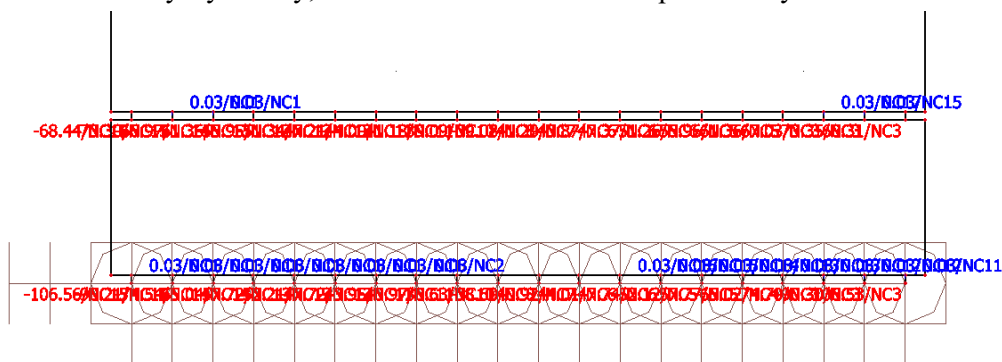


Rozhodujícím průřezem pro stanovení výhradní zatížitelnosti je pata klenby, a to z hlediska dosažení maximální tlakové únosnosti zdiva. Iterativním výpočtem bylo zjištěno, že rozhodujících hodnot je dosaženo pro celkovou tíhu vozidla **620 kN**.





Obr. C. 11 – Rozhodující spáry klenby (paty klenby – vlevo opěra, vpravo pilíř) – tlačeno více než 20% výšky klenby, maximální síla v náhradním prutu malty 192 kN



Obr. C. 12 – Rozhodující spára pilíře (pata středového pilíře) – tlačeno více než 20% výšky klenby, maximální síla v náhradním prutu malty 107 kN

C4. STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY

S ohledem na stavební stav a typ spodní stavby, resp. opěr mostu, se předpokládá, že jejich zatížitelnost neomezuje zatížitelnost mostu stanovenou na základě výpočtu zatížitelnosti prefabrikované konstrukce (viz výše). Zatížitelnost pilíře byla ověřena předcházejícím výpočtem.

C5. STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI MOSTU

Zatížitelnost konstrukce se stanoví z vypočtených hodnot zatížitelnosti jednotlivých částí konstrukce v jednotlivých vyšetřovaných stavech stanovených podle ČSN 73 6222. Při stanovení zatížitelnosti je uvažován skutečný stav mostu.

a) Normální zatížitelnost

$$V_n = \underline{26,0 \text{ t}}$$

b) Výhradní zatížitelnost

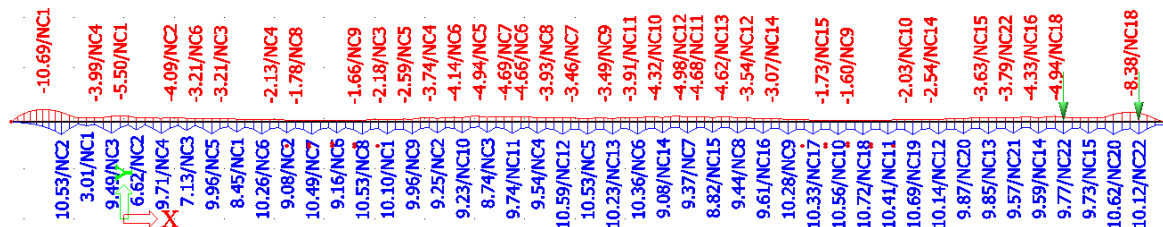
$$V_r = \underline{62,0 \text{ t}}$$

c) Výjimečná zatížitelnost

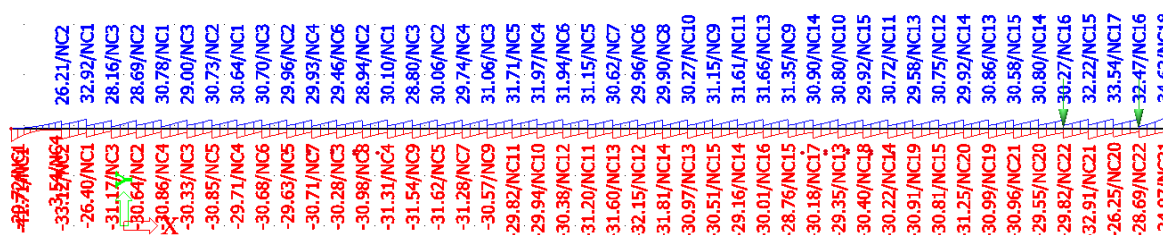
$$V_r = 62 * 1,25 / 1,05 * 1,5 * 2,0 = \underline{221 \text{ t}}$$

C6. ÚČINKY ZATÍŽENÍ NA ROZNÁŠECÍ DESKU

Na desce mostovky jsou výpočtem stanoveny účinky zatížení v podélném směru a je navržena výztuž pro zajištění dostatečné odolnosti. V příčném směru se předpokládá konstrukční výztužení.



Obr. C. 13 – Obálka ohybových momentů od návrhového zatížení v MSÚ na pruhu šířky 1,0 m



Obr. C. 14 – Obálka posouvajících sil od návrhového zatížení v MSÚ na pruhu šířky 1,0 m

Návrh výztuže je proveden podle ČSN EN 1992-1-1 metodou mezních přetvoření. Návrh výztuže je uveden v následujících tabulkách.

Smyková únosnost průřezu podle ČSN EN 1992-1-1			
Rozměry průřezu :		Smyková výztuž - materiál :	
Výška	$h = 0.200$ m	Mez kluzu	$f_{yk} = 500$ MPa
Min. šířka	$b_w = 1.000$ m	Souč. materiálu	$\gamma_s = 1.15$ -
		Návrh. mez kluzu	$f_{ywd} = 434.8$ MPa
Ohybová výztuž :		Třímeny :	
Krytí výztuže	$c = 0.050$ m	Profil	$\phi = 12$ mm
Profil výztuže	$\phi = 14$ mm	Střížnost	$s = 2$ -
Množství výztuže	$n = 7$ ks	Vzdálenost	$s = 0.250$ m
Statická výška	$d = 0.143$ m	Ohyby :	
Rameno vn. sil	$z = 0.129$ m	Profil	$\phi = 20$ mm
Beton :		Vzdálenost	$s = 1.000$ m
Char. pevnost	$f_{ck} = 20.0$ MPa	Ohybů v trhlíně	$n = 6.0$ ks
Souč. materiálu	$\gamma_c = 1.50$ -	Sklon	$\alpha = 45.000$ °
Redukční souč. v tlaku	$\alpha_{cc} = 0.90$ -	Sklon tlačných diagonál :	
Návrh. pevnost	$f_{cd} = 12.0$ MPa	$\cotg \theta = 2.0$ -	
Součinitel smyk. pevnosti	$\nu_1 = 0.55$ -		
Únosnost ve smyku bez smykové výztuže :			
Součinitel tl. prvku	$k = 2.00$ -	$V_{Rd,c,1} = 83.4$ kN	
St. vyztužení ohyb. vyzt.	$\rho_1 = 0.00718$ -	$V_{Rd,c,min} = 63.3$ kN	
Prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	$V_{Rd,c} = 83.4$ kN	
Únosnost tlačných diagonál :			
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa		
Součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} = 1.00$ -		
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$			
$V_{Rd,max} = 341.0$ kN			

Obr. C. 15 – Návrhová odolnost průřezu ve smyku

MOMENT ÚNOSNOSTI ŽB PRŮŘEZU - METODA MEZNÍCH PŘETVŮŘENÍ

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETON - OBDÉLNÍK

Výška průřezu : 0.200 m
Šířka průřezu : 1.000 m

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

	z [m]	n [ks]	profil [mm]	Plocha [mm ²]
(1)	0.057	6.6	14	1016.0
(2)	0.234	6.6	0	0.0
(3)	0.066	6.6	0	0.0

NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY MATERIÁLU

BETON

$f_{ck} = 30.0$ MPa
 $\gamma_c = 1.5$ [-]
 $\alpha_{cc} = 0.9$ [-]
 $f_{cd} = 18.0$ MPa
 $\epsilon_{c3} = -1.75$ [$\cdot 10^{-3}$]
 $\epsilon_{cu3} = -3.50$ [$\cdot 10^{-3}$]

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

$f_{yk} = 500.0$ MPa
 $\gamma_s = 1.15$ [-]
 $f_{yd} = 434.8$ MPa
 $E_s = 200.0$ GPa
 $\epsilon_{uk} = 50.00$ [$\cdot 10^{-3}$]
 $\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk} = 0.90$ [-]
 $k = f_t/f_y = 1.08$ [-]

STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÍ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál : Beton
Poloha rozhodujících vláken : 0.200 [m]
Přetvoření v rozhodujících vláknech : -3.5 [$\cdot 10^{-3}$]
Excentricita rozhodujících vláken : 0.033 [m]

Vzdálenost N.O. od spodních vláken 0.167 m

Úprava polohy N.O.

+ 0,1 mm

- 0,1 mm

+ 1,0 mm

- 1,0 mm

Materiál	Síla [MN]	ϵ_{max} [$\cdot 10^{-3}$]	e [m]	M [MNm]	Posouzení
Beton	-0.448	-3.5	0.020	-0.009	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.449	11.6	-0.110	-0.049	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	-7.1	0.067	0.000	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	10.6	-0.101	0.000	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Silová podmínka rovnováhy

Celkem 0.000 MN

Moment únosnosti průřezu na mezi únosností

$M_{Rd} = 0.058$ MNm

Rameno vnitřních sil :

z = 0.130 m

Obr. C. 16 – Návrhová odolnost průřezu v ohybu

D – Spodní stavba

OBJEKT : Most ev. č. 33721-1
Most přes Klejnárku v Močovicích

ZADAVATEL : KSÚS Středočeského kraje

1. ÚVOD

Předmětem této části statického výpočtu je posouzení a návrh nových křídel u opravy mostu ev. č. 33721-1 přes Klejnárku v Močovicích.

2. POPIS KONSTRUKCE

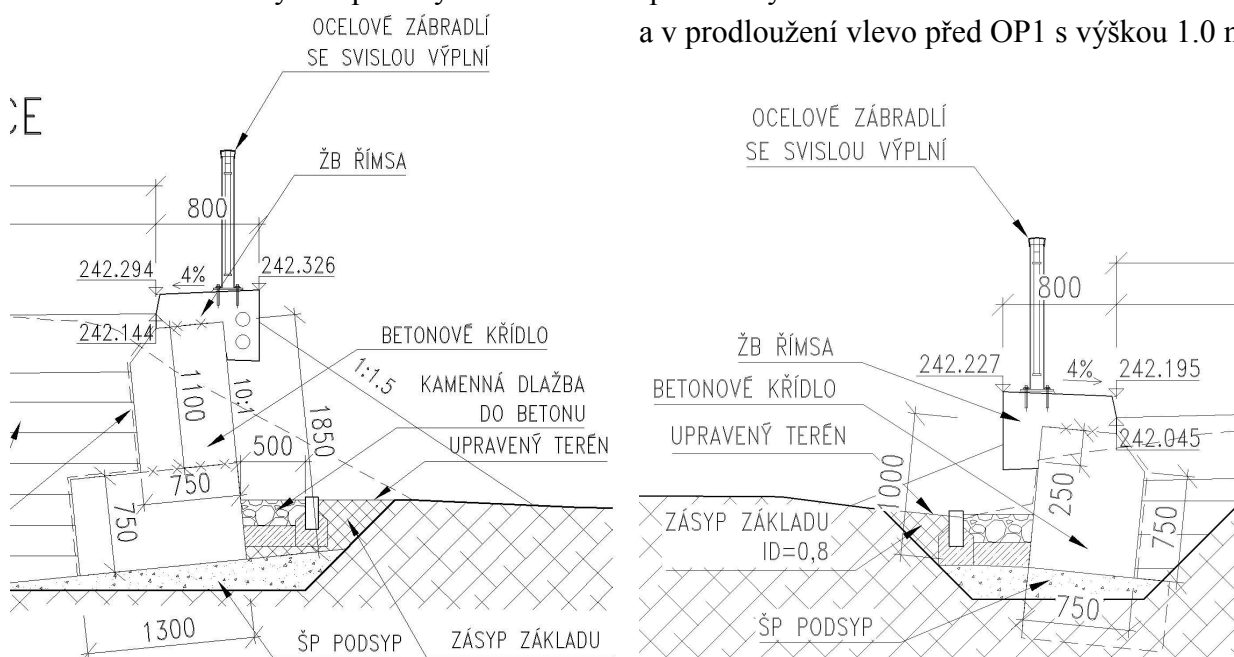
Na most před opěrami navazují násypy silničního tělesa a přilehlé místní komunikace. Na předpolích jsou navržena nová tížná rovnoběžná betonová monolitická křídla.

3. METODIKA STATICKÉHO VÝPOČTU

Výpočet je proveden klasickými metodami pro výpočet mechaniky tuhých těles.

Jsou uvažovány dva průřezy zdi - těsně za opěrou s výškou 1.85 m

a v prodloužení vlevo před OP1 s výškou 1.0 m.



Základová spára je uvažována ve vrstvách středně ulehlých písčitých štěrků (dle IGP geotyp FL) s $R_{dt} = 250 \text{ kPa}$, $\varphi_{ef} = 30^\circ$, $c_{ef} = 5 \text{ kPa}$.

Pro kontrolu byla sledována i možnost založení v hlinitých až jílovitých písčitých navážkách (dle IGP geotyp AN) s $R_{dt} = 100\text{-}200 \text{ kPa}$, $\varphi_{ef} = 32\text{-}20^\circ$, $c_{ef} = 5\text{-}20 \text{ kPa}$.

Zatížení konstrukce

Zatížení konstrukce je uvažováno podle výsledku zatížitelnosti NK zemním tlakem s náhradou proměnného svislého zatížení za rubem náhradním nadnásypem.

4. VÝPOČET A POSOUZENÍ

Výpočet tížné zdi 3.310 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 26.00 \text{ kN/m}^3$, 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

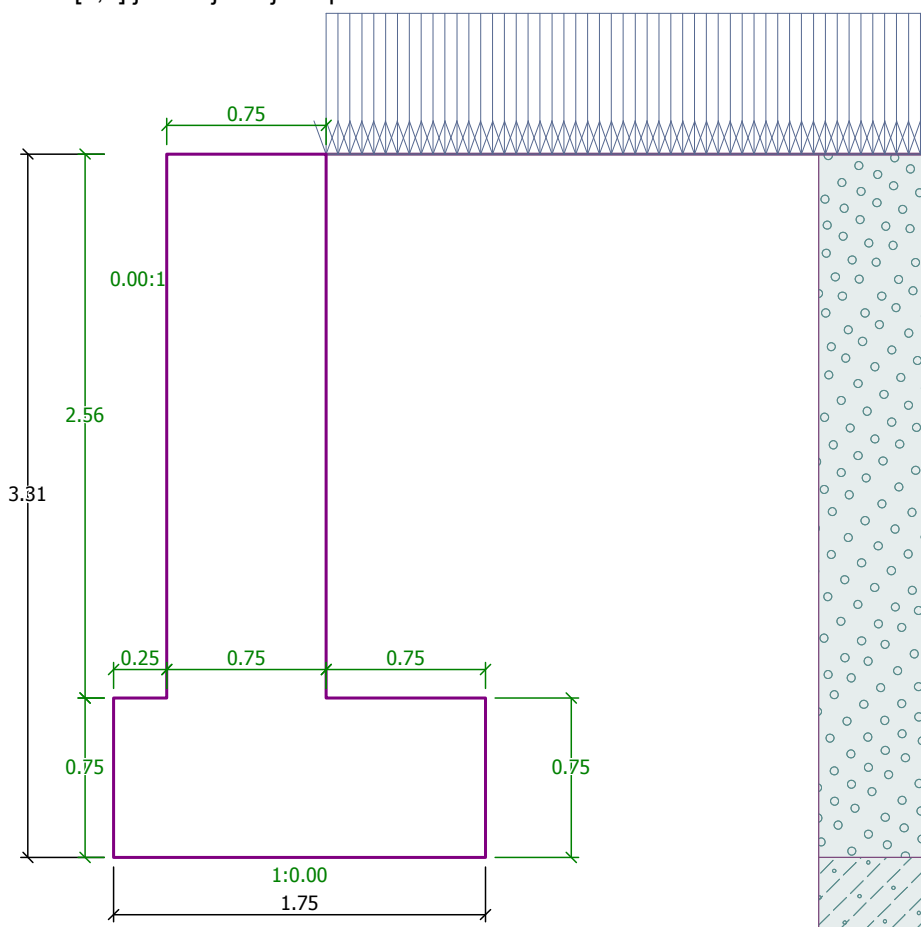
$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce



Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.56
3	0.75	2.56
4	0.75	3.31
5	-1.00	3.31
6	-1.00	2.56
7	-0.75	2.56
8	-0.75	0.00

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

Plocha řezu zdi = 3.23 m².



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	zasyp		32.00	0.00	20.00	22.00	10.00
2	pod		30.00	5.00	19.00	9.00	10.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	zasyp		nesoudržná	32.00	-	-	-
2	pod		soudržná	-	0.35	-	-

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]
1	nové	změna	proměnné	23.00				na terénu

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 124.22$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 103.12$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 94.00$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 76.67$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 203.83 kPa

Únosnost základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.256$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 297.00$ kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 203.83$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 212.14$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Výpočet tížné zdi 2,850 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 26.00 \text{ kN/m}^3$, 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

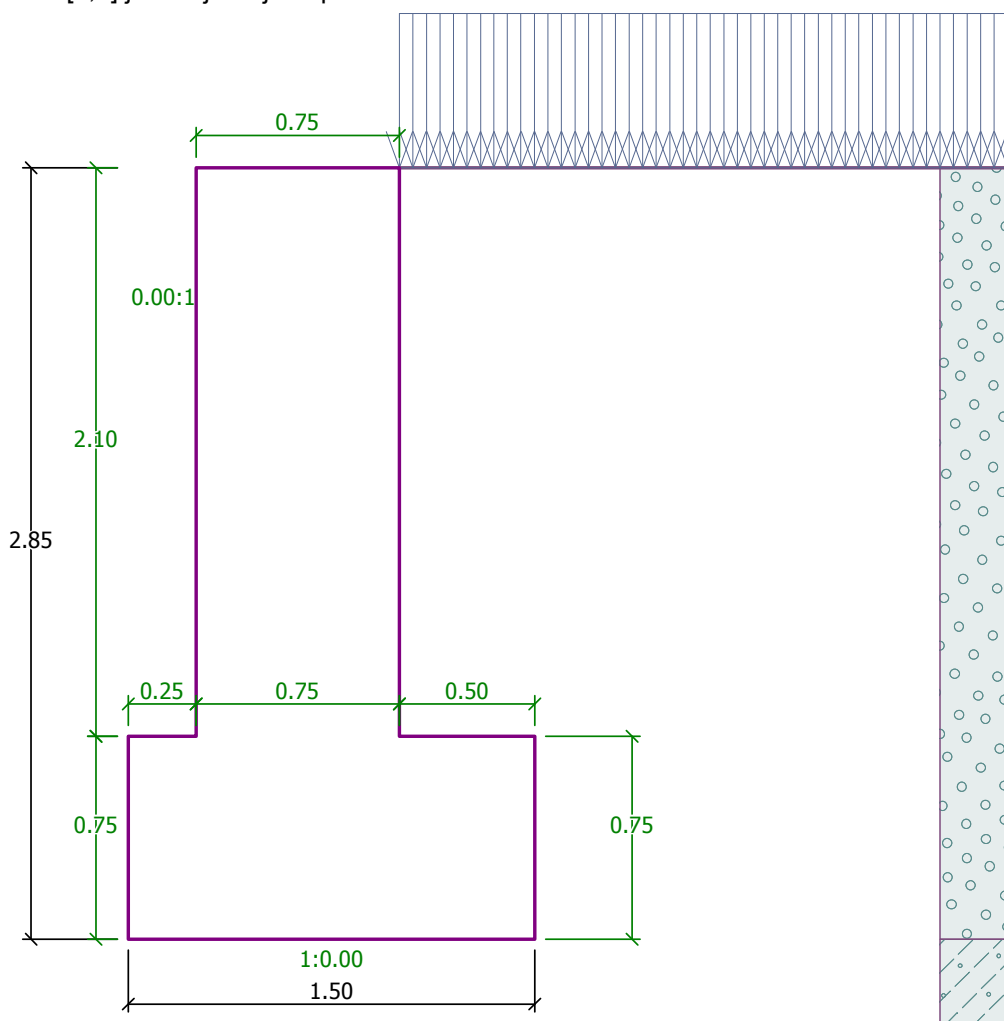
$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce



Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.10
3	0.50	2.10
4	0.50	2.85
5	-1.00	2.85
6	-1.00	2.10
7	-0.75	2.10
8	-0.75	0.00

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

Plocha řezu zdi = 2.70 m².



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	zasyp		32.00	0.00	20.00	22.00	10.00
2	pod		32.00	5.00	19.00	9.00	10.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	zasyp		nesoudržná	32.00	-	-	-
2	pod		soudržná	-	0.35	-	-

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]
1	nové	změna	proměnné	23.00				na terénu

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 79.53 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{ovr} = 70.83 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 68.73 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{act} = 60.30 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 183.52 kPa

Únosnost základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.277$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 297.00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 183.52 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 212.14 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Výpočet tížné zdi 2.320 m**Materiál konstrukce**Objemová tíha $\gamma = 26.00 \text{ kN/m}^3$, 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

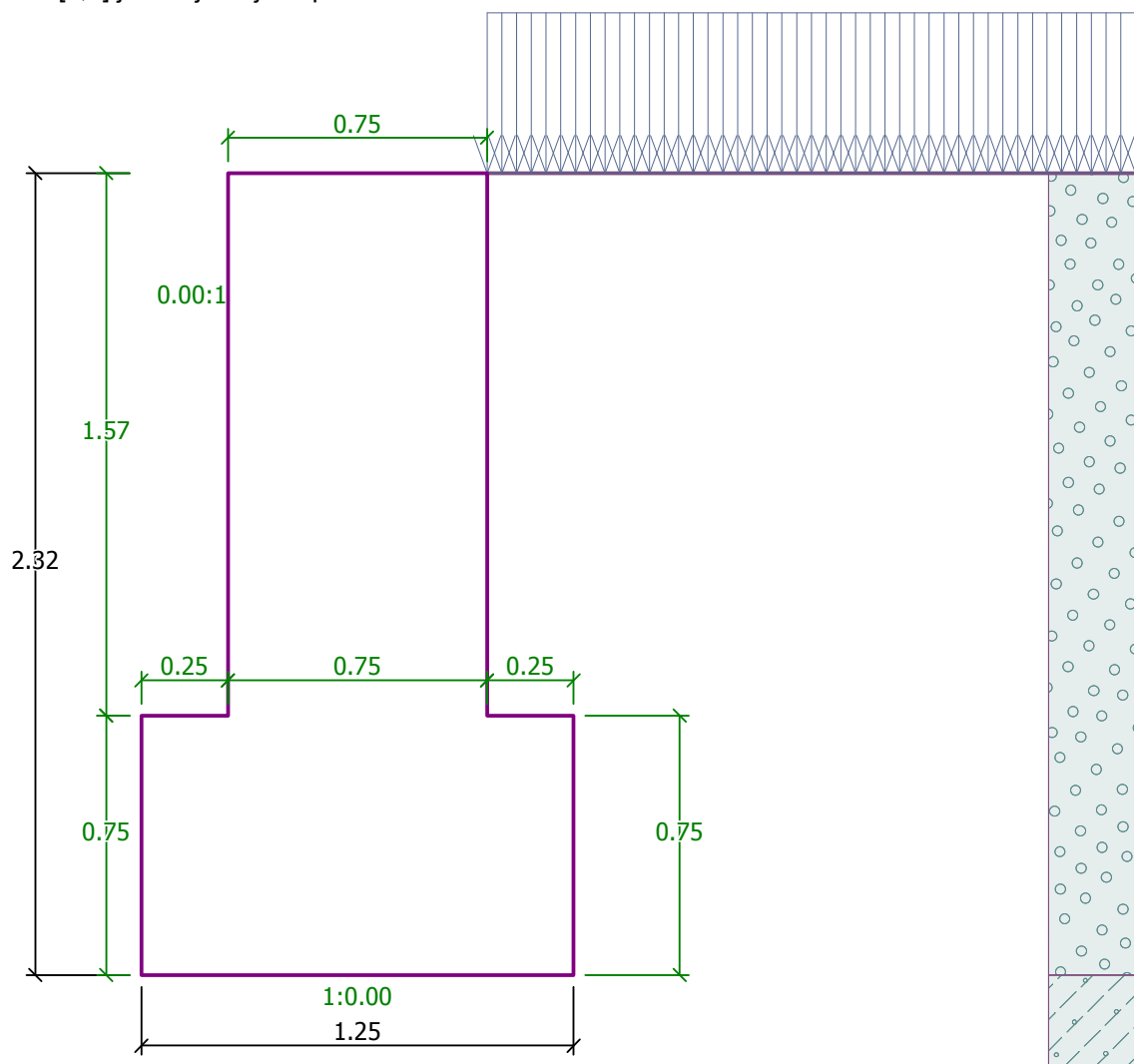
Mez kluzu

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$



Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.57
3	0.25	1.57
4	0.25	2.32
5	-1.00	2.32
6	-1.00	1.57
7	-0.75	1.57
8	-0.75	0.00

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

Plocha řezu zdi = 2.12 m².

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	zasyp		32.00	0.00	20.00	22.00	10.00
2	pod		32.00	5.00	19.00	9.00	10.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	zasyp		nesoudržná	32.00	-	-	-
2	pod		soudržná	-	0.35	-	-

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]
1	nové	změna	proměnné	23.00				na terénu

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 44.54$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 42.68$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 45.33$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 43.74$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 161.83 kPa

Únosnost základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.303$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 297.00$ kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 161.83$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 212.14$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Výpočet tížné zdi 1.600 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 26.00 \text{ kN/m}^3$, 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

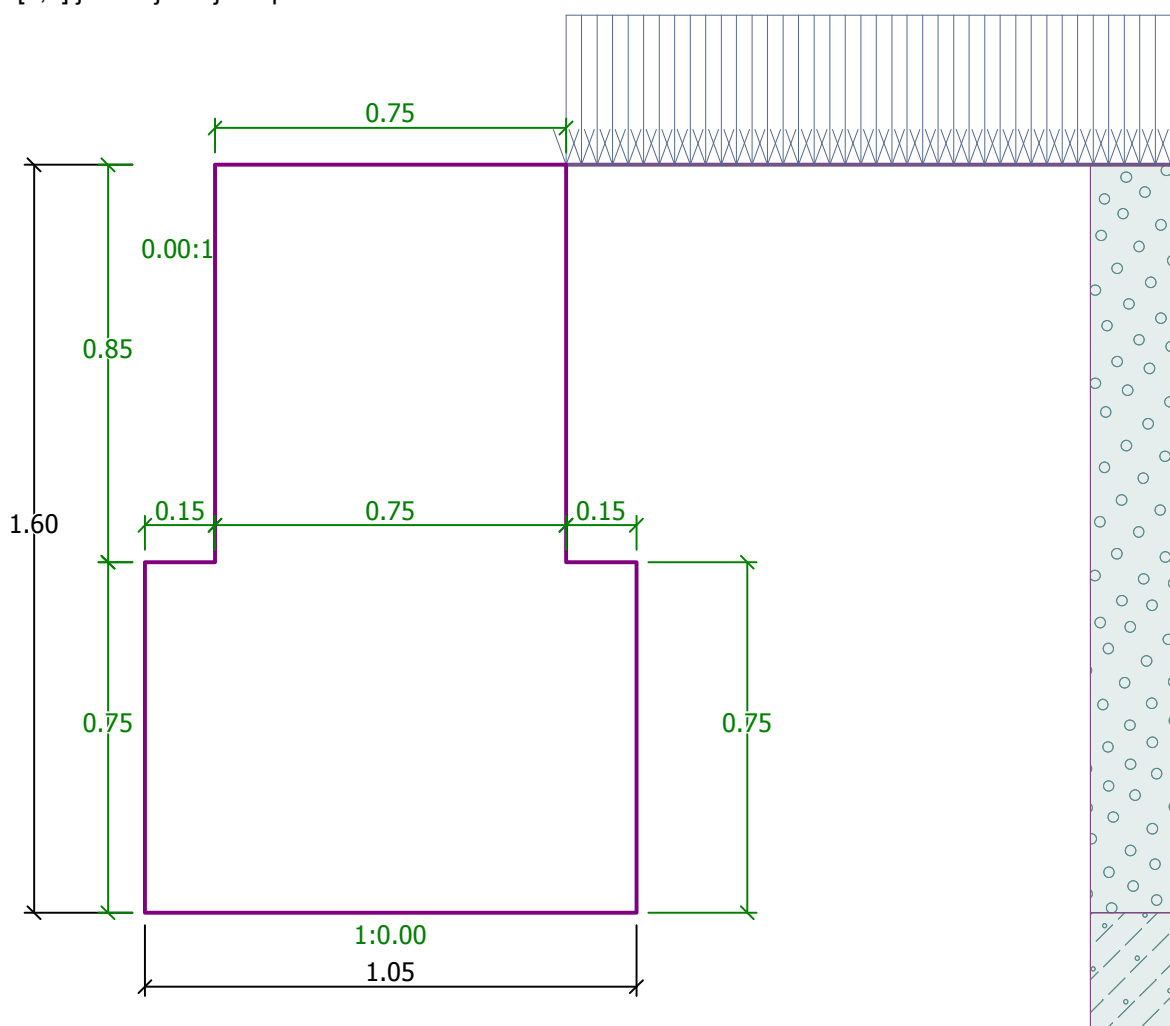
$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce



Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.85
3	0.15	0.85
4	0.15	1.60
5	-0.90	1.60
6	-0.90	0.85
7	-0.75	0.85
8	-0.75	0.00

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

Plocha řezu zdi = 1.43 m².



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	zasyp		32.00	0.00	20.00	22.00	10.00
2	pod		20.00	20.00	19.00	9.00	6.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	zasyp		nesoudržná	32.00	-	-	-
2	pod		soudržná	-	0.35	-	-

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]
1	nové	změna	proměnné	23.00				na terénu

Posouzení čís. 1**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 22.46$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 17.92$ kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 27.98$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 25.60$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 90.48 kPa

Únosnost základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.238$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 297.00$ kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 90.48$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 212.14$ kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****5. POUŽITÉ PROGRAMY**

- [1] MS-EXCEL 2003 - Tabulkový procesor – Microsoft, 2003
- [2] MS-WORD 2003 - Textový editor – Microsoft, 2003
- [3] GEO5 2017 - posudek zdí

6. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 – Eurokód : Zásady navrhování konstrukcí

- [2] ČSN EN 1991 – Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí (soubor norem)
- [3] ČSN P 73 6213 : Navrhování zděných mostních konstrukcí
- [4] ČSN 73 6222 : Zatížitelnost mostů PK
- [5] ČSN ISO 13822 : Hodnocení existujících konstrukcí
- [6] ČSN 73 0038: Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplnující ustanovení

V Praze 31. 05. 2021

Ing. Vít Havlíček