



INVESTOR

**KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 04 Sokolov



SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 213 23-1

STAVBA

**MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 213 23-1
KRAPICE**



S.A.W. CONSULTING s.r.o.

Pražná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Masarykova 633/318, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

ING. IGOR BÁLIK

ING. EVA DRAGOUNOVÁ

ING. IGOR BÁLIK

INVESTOR

KSÚS KK

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2017-056

DATUM

01/2018

STUPEŇ

DSP/PDPS

MĚŘÍTKO

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

Č. PŘÍLOHY

9

PARÉ



Obsah

1	Identifikační údaje	3
2	Základní údaje o objektu	3
3	Podklady	4
3.1	Změny oproti předchozí dokumentaci	4
4	Všeobecný popis	4
4.1	Stavba a její zvláštnosti	4
4.1.1	Popis	4
4.1.2	Zhotovení stavby	5
4.1.3	Přejímka	5
4.2	Vztahy k území	5
4.3	Nosná konstrukce	6
4.4	Spodní stavba	6
4.4.1	Opěry (stojiny rámu)	6
5	Předpoklady výpočtu	8
5.1	Obecné předpoklady výpočtu	8
5.2	Geotechnické podmínky	8
6	Materiálové charakteristiky	8
6.1	Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce	8
7	Geometrie	10
7.1	Tvar konstrukce	10
7.2	Model nosné konstrukce	14
7.3	Údaje o konstrukci	15
7.3.1	Výpis zadaných materiálů:	15
7.3.2	Výpis zadaných tloušťek:	15
7.3.3	Výpis plošných dílců - parametry ploch:	15
8	Zatížení konstrukce	16
8.1	Stálé zatížení	16
8.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	16
8.1.2	Ostatní stálá zatížení	16
8.1.3	Ostatní stálá zatížení – sedání základů	16
8.2	Nahodilá zatížení	16
8.2.1	Nahodilé zatížení sněhem	16
8.2.2	Nahodilé zatížení větrem	16
8.2.3	Nahodilé zatížení teplotou	17
8.2.4	Nahodilé zatížení dopravou	18
8.2.4.1	Roznášení soustředěných zatížení	18
8.2.4.2	Model zatížení 1 (LM1)	19
8.2.4.3	Model zatížení 2 (LM2)	19
8.2.4.4	Model zatížení 3 (LM3)	20
8.2.4.5	Model zatížení 3 (LM3a)	20
8.2.4.6	Model zatížení 3 (LM3b)	21
8.2.4.7	Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí)	21
8.2.4.8	Brzdné a rozjezdové síly LM1	21
8.2.4.9	Brzdné a rozjezdové síly LM3	22
8.2.4.10	Odstředivé a jiné příčné síly	22
8.2.4.11	Nahodilá zatížení na únavu	22



8.2.4.12 Model zatížením na únavu 1 (LM1 U)	22
8.2.4.13 Model zatížením na únavu 2 (soubor častých vozidel)	23
8.2.4.14 Model zatížením na únavu 3 (model jednotlivého vozidla)	23
8.2.4.15 Model zatížením na únavu 4 (soubor normalizovaných nákladních vozidel)	24
9 Sestavené zatěžovací stavy	25
9.1 Výpis zatěžovacích stavů	25
10 Výpočet vnitřních sil	25
10.1 Kombinace zatížení	25
10.1.1 Výpis obalových křivek :	25
11 Superpozice zatěžovacích stavů	28
12 Posouzení nosné konstrukce	34
12.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSU	34
12.1.1 Posouzení na ohyb	34
12.1.2 Posouzení na smyk	37
12.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSP	38
12.2.1 Omezení trhlin a napětí	38
12.2.2 Posouzení průhybů	39
12.2.3 Posouzení na únavu	40
13 Spodní stavby	41
13.1 Posouzení základu opěr	41
13.2 Posouzení opěry	42
13.3 Posouzení uhlové zídky	52
13.4 Posouzení pažení	62
14 Závěr	69



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostu ev. č. 213 23-1 Krapice
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev. č. 213 23-1
Kraj	CZ041 Karlovarský
Obec	554529 Františkovy Lázně (okres Cheb)
Katastrální území	634662 Krapice (okres Cheb)
Investor	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 04 Sokolov
Uvažovaný správce objektu	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 04 Sokolov
Projektant objektu	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Ing. Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191 III/213 23
Pozemní komunikace	III/213 23
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby – DSP/PDPS

2 Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

odstavec a)	most na pozemní komunikaci
odstavec b)	–
odstavec c)	přes vodoteč
odstavec d)	o 1 poli
odstavec e)	jednopodlažní
odstavec f)	s horní mostovkou
odstavec g)	nepohyblivý
odstavec h)	trvalý
odstavec i)	v přímé
odstavec j)	kolmý
odstavec k)	s normovanou zatížitelností
odstavec l)	masivní
odstavec m)	plnostěnný
odstavec n)	rámový
odstavec o)	otevřeně uspořádaný
odstavec p)	s neomezenou volnou výškou

<i>Charakteristika objektu</i>	Most na silnici III/213 23, jednopólový, s horní mostovkou, kolmý, trvalý, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	7 m
<i>Délka mostu</i>	19,2 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	8,4 m
<i>Rozpětí</i>	7,7 m
<i>Šikmost mostu</i>	-
<i>Volná šířka mostu</i>	5 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka mostu</i>	6,6 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	1,145 m v ose mostu
<i>Stavební výška</i>	0,765 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	6 m x 8,40 m = 50,4 m ²
<i>Důležitá upozornění</i>	-

Popis objektu:

- založení – plošné na základových pasech
- nosná konstrukce – polorám
- opěry – plošně založené železobetonové stojiny
- křídla – zavěšená
- úprava povrchů – betony dle předepsaného typu bednění a úpravy

Vybavení mostu:

- římsy – železobetonové monolitické
- izolace – izolační souvrství schválené MDS ČR
- zábradelní svodidlo – s vodorovnou výplní
- stálé zařízení – most není vybaven stálým zařízením
-

3 Podklady

3.1 Změny oproti předchozí dokumentaci

Na tuto stavbu nebyl zpracován předchozí stupeň dokumentace DÚR. Projekt řeší dokumentaci DSP/PDPS.

4 Všeobecný popis

4.1 Stavba a její zvláštnosti

4.1.1 Popis

Stávající stavba je situována v intravilánu vesnice Krapice, obce Františkovy Lázně. Jedná se o modernizaci stávajícího mostu na komunikaci III. třídy č. 213 23 v km 2,237.

Jedná se o jednopólový kolmý most světlosti 6,8 m, spodní stavba je betonová včetně krátkých kolmých křídel. Založení spodní stavby je pravděpodobně plošné. Nosnou konstrukci tvoří železobetonová prostá deska ztužená čtveřicí trámů s nefunkční hydroizolací a asfaltovými vozovkovými vrstvami. V železobetonových trámech jsou patrné trhliny, místy odpadlý beton vlivem koroze výztuže. Na nosné konstrukci z boční strany je patná silná degradace betonu. Římsy jsou železobetonové s osazeným svodidlovým zábradlím. Betonové plochy říms i spodní stavby jsou hloubkově degradované a lokálně je odpadlý beton. Stavební stav mostu IV – uspokojivý.

V blízkosti mostu se nachází Nadzemní vedení ve správě ČEZ Distribuce. Dno vodoteče pod mostem je přírodní s mírnými nánosy sedimentu.

Vzhledem k výše uvedeným závadám bylo rozhodnuto o kompletním odstranění stávající mostní



konstrukce a návrh nové mostní konstrukce s normovou zatížitelností včetně nového založení mostní konstrukce.

V rámci modernizace mostu je v nezbytném rozsahu upravena komunikace na mostě a v přilehlém úseku z důvodu plynulé návaznosti na stávající vozovku. Niveleta na mostě je v rámci modernizace navržena jednotného podélného a příčného sklonu. V každém předpolí mostu je podélný sklon jiný.

Nová mostní konstrukce je navržena jako nová trvalá jednoplová kolmá rámová železobetonová mostní konstrukce se zabetonovanými ocelovými nosníky rozpětí 7,7 m založená plošně na základových pasech. Kolmá světlost mostu je navržena 7 m.

Do nově navržených opěr jsou ze třech stran vetknuta rovnoběžná zavěšená železobetonová křídla. Před mostem vlevo je křídlo mostu rovnoběžné, vetknuté, nezavěšené, na základovém pase. Na toto křídlo navazuje plošně založená úhlová zeď délky 5 m jako prodloužení tohoto mostního křídla.

Nosná konstrukce je navržena jako polorámová železobetonová se zabetonovanými nosníky min. tloušťky příčle 600 mm příčně ve střešovitém sklonu 2 % (líc konstrukce je vodorovný) a v podélném směru ve spádu 1,3 % k opěře O2.

Na návodní i povodní straně mostu jsou navrženy římsy o šířce 800 mm s dodatečně kotveným zábradelním svodidlem.

Vody z povrchu vozovky na mostě jsou odváděny podélným spádem 1,3 % k opěře O2 a příčným střešovitým spádem 2 % k římsám. Na železobetonové římsy navazuje odláždění svahu lomovým kamenem s doplněné dlážděnými skluzy za opěrou O2 (směr Krapice). Koryto vodoteče je přírodní a v rámci projektové dokumentace není navržena žádná úprava koryta vodoteče.

V rámci modernizace je potřeba provést kácení dvou vzrostlých stromů a mýcení vegetace kolem mostu. V blízkosti mostu se nachází pouze vrchní vedení NN ve správě ČEZ Distribuce.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení a vytyčeny veškeré podzemní sítě v rozsahu staveniště. Vzhledem k blízkosti vrchního vedení souběžně s mostem je nutné při rekonstrukci mostu postupovat se zvýšenou opatrností, aby nedošlo k poškození.

Pro projektovou dokumentaci bylo provedeno zaměření úseku místní komunikace v nezbytně nutném rozsahu potřebném pro návrh jak dopravního řešení rozšíření komunikace, tak mostu a jeho přilehlého okolí.

Provoz na komunikaci III. třídy č. 213 23 bude po dobu modernizace mostního objektu vyloučen s navrženou objízdou trasou dle SO 151

4.1.2 Zhotovení stavby

Rekonstrukce mostního objektu je projektována a bude realizována a převzata podle norem a stavebních předpisů platných v České republice, zejména dle příslušných technických norem a Technických a kvalitativních podmínek staveb pozemních komunikací (TKP).

4.1.3 Přejímka

Po dokončení stavebních prací bude za přítomnosti zhotovitelů, provedena přejímka objektu zástupci investora a dotčených státních orgánů dle platných právních předpisů, používaných pro veřejné stavební zakázky.

4.2 Vztahy k území

Stávající stavba je situována v intravilánu obce Krapice. Jedná se o modernizaci stávajícího mostu na komunikaci III. třídy č. 213 23 v km 2,237. Šířkové uspořádání komunikace na mostě je vzhledem ke stísněným prostorům navrženo 5 m. V rámci modernizace mostu je v nezbytném rozsahu upravena komunikace na mostě a v přilehlém úseku z důvodu plynulé návaznosti na stávající vozovku. Most převádí komunikaci přes Slatinný potok. Na mostě bylo navrženo výškové vyrovnání nivelety a navržen jednotný podélný sklon komunikace na mostě 1,3 %. Příčně je komunikace na mostě navržena ve střešovitém příčném sklonu 2 % k římsám mostu.

Stávající most je z důvodu svého technického stavu již nevyhovující. Vzhledem k popsáním poruchám v kapitole 4.1.1 je nezbytné tento most odstranit a vybudovat nový.

Je tedy navržen nový železobetonový polorámový přímo pojižděný a plošně založený mostní objekt. V rámci rekonstrukce mostu bude nutné nejprve provést vytyčení stávajících sítí. V rámci této stavby je navrženo kácení dvou vzrostlých stromů a mýcení drobné vegetace. Pro založení mostu je nutné provést jímku ze štetovnic, které budou po dokončení spodní stavby vytaženy.

Po dobu stavby je nutné respektovat ochranné pásmo inženýrské sítě a požadavky na ochranu vodních toků. Před zahájením stavebních prací je nutné nechat vytyčit veškeré stávající inženýrské sítě v rozsahu stavby objektu. Po dobu stavby je nutná úplná uzavírka silnice III. třídy č. 213 23, doprava bude vedena po

objízdne trase dle SO 151.

4.3 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří přímo pojížděná monolitická železobetonová polorámová konstrukce se zabetonovanými ocelovými užitými nosníky I 500 o kolmém rozpětí 7,7 m z betonu **C30/37–XF2, XD1, XC4**. Šířka nosné konstrukce je 6 m a délka 8,4 m. Tloušťka nosné konstrukce je 650 mm v ose mostu. Horní povrch nosné konstrukce je podélně spádován ve sklonu 1,3 % k rubu opěry O2 k zajištění odtoku vody k drenážnímu systému. Příčně je horní povrch desky ve střešovitém spádu 2 %. Ve vzdálenosti 250 mm od obrubníku římsy je navrženo úžlabí mostu. Sklon horního povrchu nosné konstrukce pod římsami k úžlabí je navržen ve sklonu 6 %. V místě styku horní příčle a stěny v rubu je navrženo zkosení 100 x 100 mm pro přechod a natavení izolace. Nosná konstrukce je vyztužena betonářskou ocelí třídy **B500B**.

Uložení nosné konstrukce na spodní stavbu je navrženo pomocí liniových vrubových kloubů na nově navržený železobetonový úložný práh. Trny vrubového kloubu jsou navrženy ϕ 25 mm a 500 mm délky 600 mm.

Požadavkem investora bylo zakomponovat užitě ocelové I nosníky do mostní konstrukce. Vzhledem k faktu, že se jedná o užitě nosníky vyzískané z demolice ocelového mostu, navrhl projektant variantu se zabetonovanými nosníky. Jedná se o ocelové I 500 nosníky svařené ve dvojicích k sobě v osové vzdálenosti cca 750 mm pomocí U profilů, čímž bude zajištěna jejich stabilita při osazování. Podbednění mostovky je navrženo pomocí cementovláknitých desk tl. 30 – 40 mm s dodatečným podepřením. Nosníky budou otryskány na předepsaný stupeň čistoty a předvrtány pro protažení příčné výztuže při spodním líci. Spodní příruba ocelových nosníků budou opatřeny předepsaným protikorozním nátěrem. Nosníky jsou uloženy na středisku KSUSKK v Chebu.

Všechny viditelné pracovní spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20.

Izolace

Hydroizolace na nosné konstrukci je navržena jako celoplošná izolace z asfaltových modifikovaných pásů **NAIP** tl. 5 mm. Tímto typem hydroizolace je chráněna horní hrana nosné konstrukce a stěny dřívku opěr až do úrovně drenáže, kde je zatažena pod potrubí na šířku 300 mm. Betonový podklad musí před prováděním pečetiví vrstvy splňovat požadavky ČSN 73 6242, tab. 5. Konkrétní typ izolace vybrany zhotovitelem mostu musí být před prováděním odsouhlasen investorem a musí svými vlastnostmi odpovídat požadavkům ČSN 73 6242, tab. 2.

Ochrana izolace rubových stěn dřívku je navržena ze tkané geotextilie a ochranným obsypem tl. 600 mm. Izolace pod římsami je chráněna asfaltovými pásy s hliníkovou vložkou.

Skladby izolace jsou vypsány detailně v kapitole 11.7 – Izolační systém.

Pro provádění izolace a vlastnosti povrchu mostovky platí TKP kap. 21 a související normy, zejména ČSN 73 6242 a TP zhotovitele izolace.

4.4 Spodní stavba

4.4.1 Opěry (stojiny rámu)

Dřívky opěr jsou navrženy železobetonové tloušťky 750 mm z betonu **C30/37–XF2, XD1, XC4** vyztužené betonářskou ocelí třídy **B500B**. Délka dřívku opěr je navržena jednotná 6 m. Výška dřívku opěry O1 v ose mostu je 1,295 m a O2 1,205 m. V polovině délky opěr je osazeno plné potrubí PVC DN 180 s přesahem 150 mm přes líc zdiva opěr. Výústní potrubí PVC DN 180 bude uloženo v předepsaném sklonu 5%.

Všechny viditelné pracovní spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20.

Křídla

Dřívky zavěšených křídel u opěry O2 a u opěry O1 na povodní straně jsou navrženy jako železobetonové tloušťky 500 mm z betonu **C30/37–XF2, XD1, XC4** vyztužené betonářskou ocelí třídy **B500B**. Délka zavěšených křídel je navržena jednotná 2,9 m.

Křídlo mostu vlevo u opěry O1 (návodní strana) je navrženo jako plošně založené, vetknuté do dřívku opěry, železobetonové tloušťky 500 mm z betonu **C30/37–XF2, XD1, XC4** vyztužené betonářskou ocelí třídy **B500B**. Délka tohoto křídla je navržena 2,9 m.

Všechny viditelné pracovní spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20.

**Opěrná zeď**

Dřík opěrné zdi, který navazuje na křídlo vlevo u opěry O1 (návodní straně) je navržen jako železobetonový tloušťky 500 mm z betonu **C30/37-XF2, XD1, XC4** vyztužený betonářskou ocelí třídy **B500B**. Délka opěrné úhlové zdi je 5 m.

Křídlo mostu vlevo u opěry O1 (návodní strana) je navrženo jako plošně založené, vetknuté do dříku opěry, železobetonové tloušťky 500 mm z betonu **C30/37-XF2, XD1, XC4** vyztužené betonářskou ocelí třídy **B500B**. Délka tohoto křídla je navržena 2,9 m.

Izolace a ochrana povrchu

Rubová strana opěr mostu do úrovně drenáže je opatřena hydroizolací typu 3. Hydroizolace bude dále chráněna obsypem z propustného nenamrzavého materiálu tl. min. 600 mm - ochranný obsyp ze ŠDA fr. 0-32 mm tl. 300 mm. Zbytek výšky je opatřen hydroizolací typu 1 bez geotextilie v místě podkladního betonu.

Rubová strana křídel mostu je opatřena hydroizolací typu 2. Hydroizolace bude dále chráněna geotextilií.

Úpravy pod mostem

V profilu vodoteče není navržena žádná úprava a pouze v rozsahu půdorysného průmětu těsněné jímky, bude před dříkem opěr proveden těžký kamenný zához s urovnaným lícem s hlavními kameny min. hmotnosti 200 kg s vyklínováním.

5 Předpoklady výpočtu

5.1 Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž nosné konstrukce na skruži jako celek bez vytváření pracovních spár. Vliv proměnné tloušťky desky na přerozdělení namáhání je zanedbatelný.

5.2 Geotechnické podmínky

Inženýrsko geologický průzkum nebyl proveden. Základové poměry na lokalitě jsou složité, podzemní a povrchová voda budou komplikovat zakládání.

Opěry nového mostu, křídlo a úhlová zeď jsou založené plošně. Pod podkladním betonem těsněné jímky pod základovými pasy plošně založených konstrukcí je navržen hutněný polštář ze štěrkodrti fr. 0/63 tl. 500 mm s dvouosou geomříží. Hutnění bude provedeno na $I_d = 0,90$, $D = 100\%$. Povrch výkopu pod hutněným polštářem bude opatřen geotextilií s plošnou hmotností 600 g/m² se stejnými parametry jako geotextilie pro ochranu izolace.

V případě odlišných základových poměrů než jsou předpokládány, bude na stavbu přivolán geolog stavby a projektant a bude rozhodnuto, jakým způsobem budou zlepšeny základové poměry.

6 Materiálové charakteristiky

6.1 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

Beton: C 30/37-XD1, XF2 (CZ) – CI 0.40 – D_{max}22 – S5

Návrhová pevnost betonu v tlaku EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ck} = 30$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{cc} = 0.85$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	17.0	Mpa		
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.25	Mpa		

Návrhová pevnost betonu v tahu EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{ctd} = a_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ctk0.05} = 2.0$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{ct} = 1.0$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1.3	Mpa		
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1.7	Mpa		

Beton: C 25/30-XA2 (CZ) – CI 0.40 – D_{max}22 – S5**Návrhová pevnost betonu v tlaku** EN 1992-2 ods. 3.1.6

$$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad \text{EN 1992-2, 3.1.6}$$

$f_{ck} = 25$	Mpa	EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{cc} = 0,85$		EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1,5$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1,2$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace

$$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad \mathbf{14,2 \text{ Mpa}}$$

$$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad \mathbf{17,71 \text{ Mpa}}$$

Návrhová pevnost betonu v tahu EN 1992-2 ods. 3.1.6

$$f_{ctd} = a_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c \quad \text{EN 1992-2, 3.1.6}$$

$f_{ctk0.05} = 1,8$	Mpa	EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{ct} = 1,0$		EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1,5$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1,2$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace

$$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad \mathbf{1,2 \text{ Mpa}}$$

$$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = \quad \mathbf{1,5 \text{ Mpa}}$$

Ocel: B 500B**Návrhová pevnost oceli** EN 1992-1-1 ods. 3.2.7, obr 3.8

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$			EN 1992-1-1, obr 3.8	
$f_{yk}=500$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost oceli mez kluzu oceli v ČSN 42 0139 $R_e=f_{yk}$
$\gamma_s=1.15$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s=1.0$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=434.8$	Mpa			
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500$	Mpa			

Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.

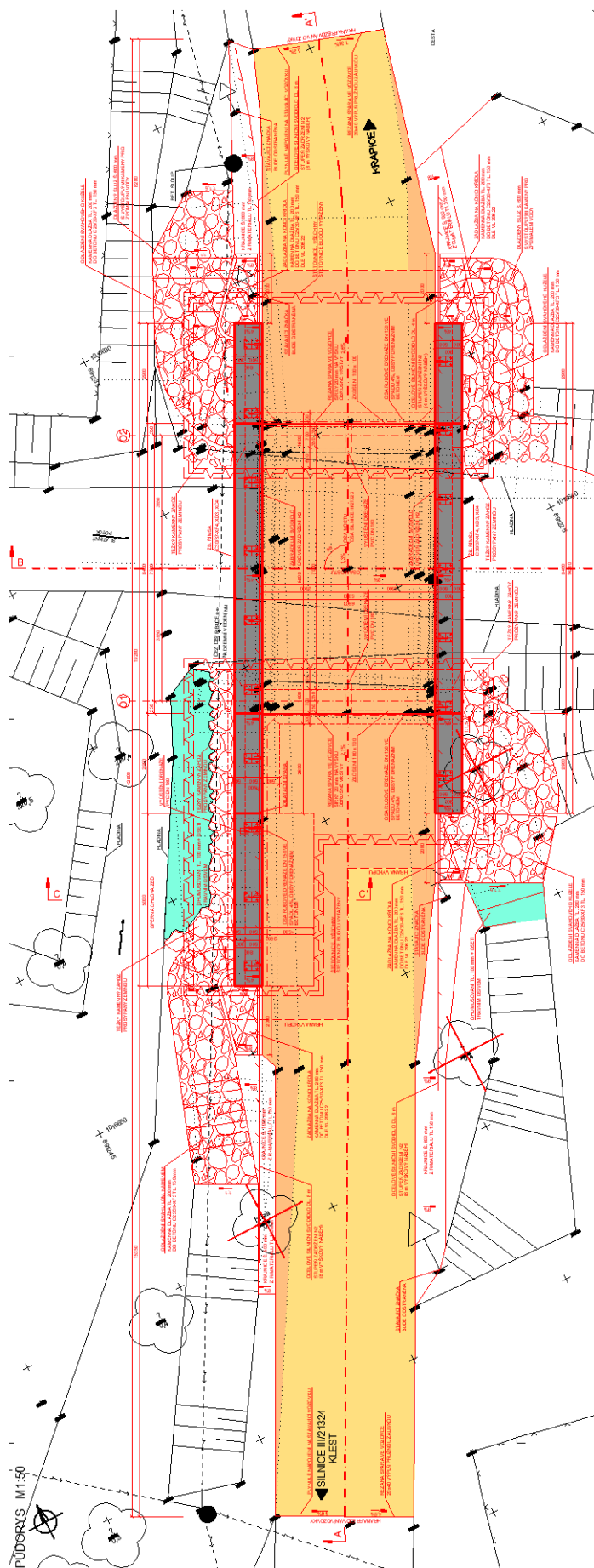
S 4			pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
S 5				výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}=40$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.4N	minimální krycí vrstva z hlediska vlivu prostředí pro uvažovaný vliv prostředí XD1
$c_{min,b}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.2N	minimální krycí vrstev z hlediska soudržnosti, $D_{max}<32mm \rightarrow \phi_p$ ak $D_{max}>32mm \rightarrow \phi_p+5mm$
$\Delta c_{dur,\gamma}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta c_{dur,st}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro korozivzdornou ocel
$\Delta c_{dur,add}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro beton s ochrannými vrstvami
$\Delta c_{dev}=10$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.3. pozn.	přídavek pro návrhovou odchylku
$c_{min}=\max\{c_{min,b}; c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}; 10mm\}$				
$c_{min}=40$	mm			
$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}=50$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

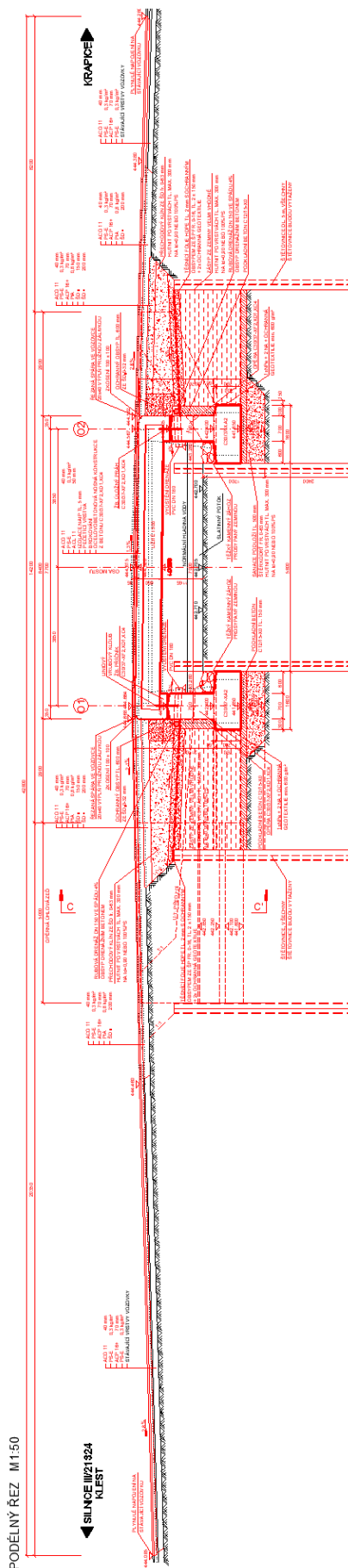
7 Geometrie

Tvar a základní rozměry mostu jsou patrné z přiložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy jsou archivovány u projektanta. Model nosné konstrukce je zvolen jako šikmá deska prostě uložená s tloušťkou odpovídající navrhovanému tvaru.

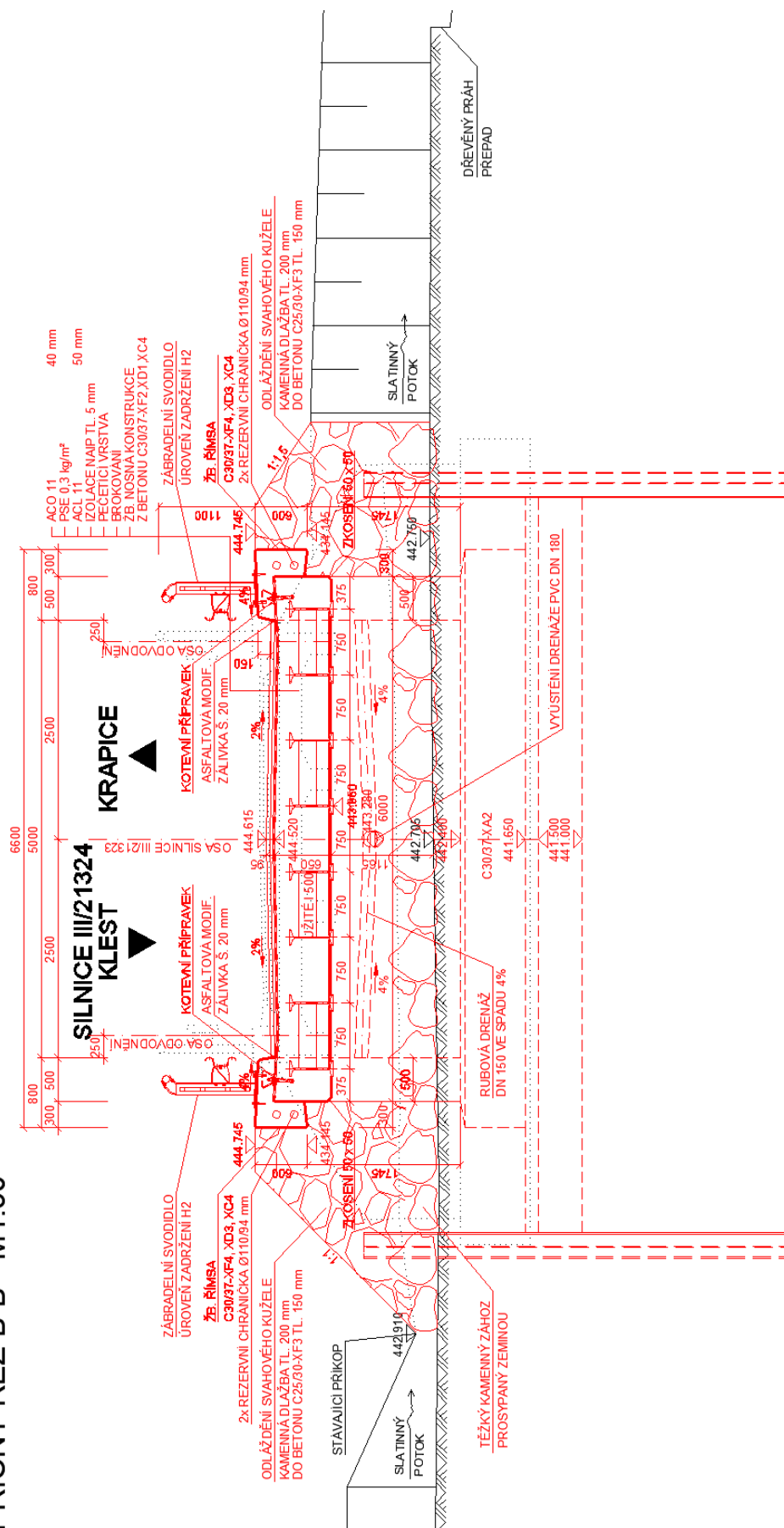
7.1 Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z dokumentace DSP/PDPS.



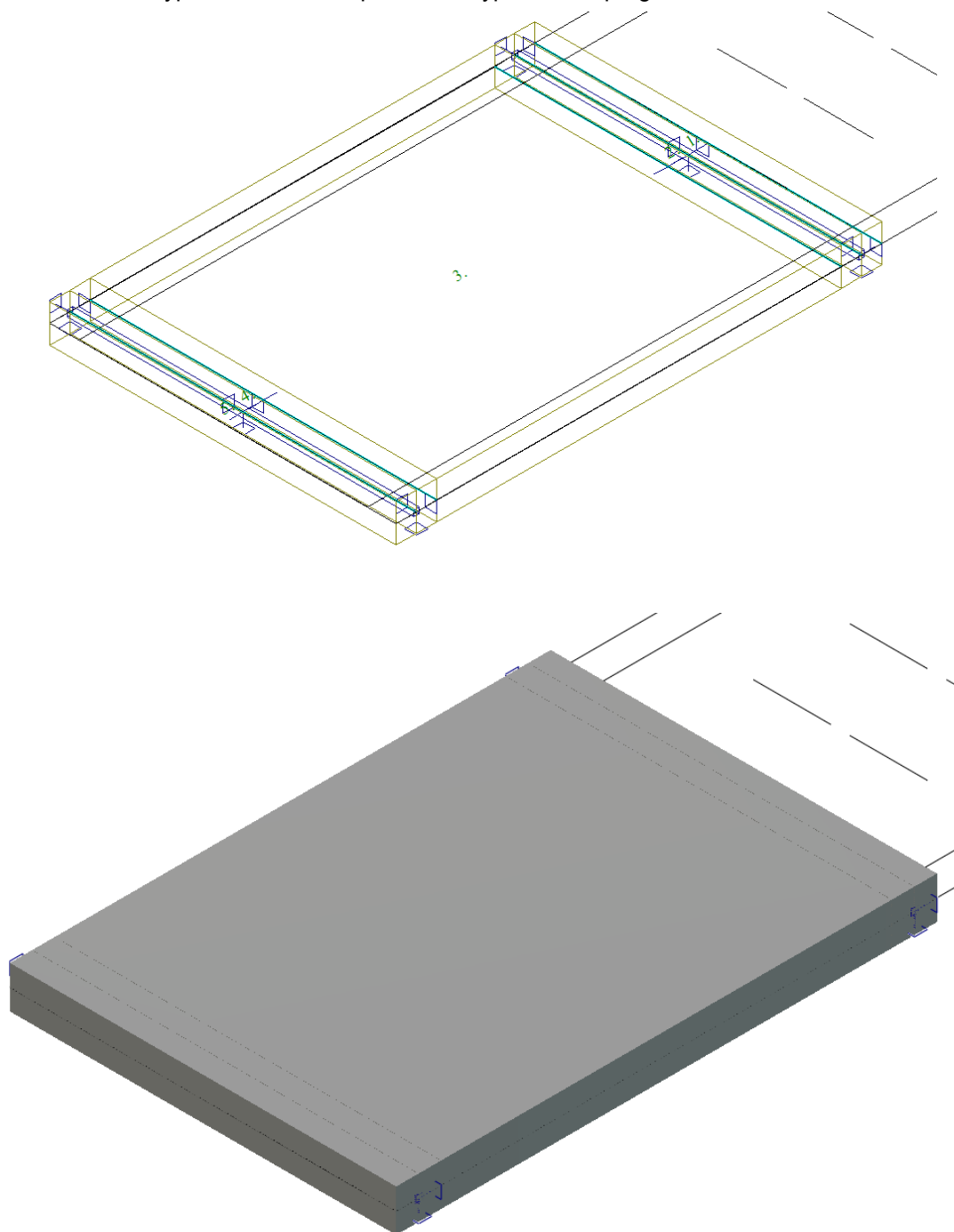


PŘÍČNÝ ŘEZ B-B' M1:50



7.2 Model nosné konstrukce

Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.





7.3 Údaje o konstrukci

Prutů	0
Ploch	6
Zatížení	879
Podpor	2
Bodů	0
Linii	33
Ploch	0
Kontaktů	5
Materiálů	1
Průřezů	0
Tloušťek	1
Podloží	0
Skupin	7
Zat. stavů	88

Údaje o konstrukci

Geometrie - délky	m
Geometrie - úhly	deg
Průřezy - délky	m
Zatížení, výsledky - síly	kN
Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Zatížení, výsledky - délky	m
Deformace - posuny	m
Deformace - natočení	deg
Čas	sec
Teplota	°C
Hmota	t

7.3.1 Výpis zadaných materiálů:

E1, E2	[kPa]	moduly pružnosti (E2 pouze pro ortotropní materiál)
ni		Poissonův součinitel
gama	[t/m3]	objemová hmotnost
K1, K2	[kN/m3]	koefficienty tepelné roztažnosti
útlum		dekrement útlumu

Materiál	Typ	E 1 [kPa]	ni	gama [t/m3]	K 1 [kN/m3]	E 2 [kPa]	K 2 [kN/m3]	útlum
C30/37	BETON	3.300e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100

7.3.2 Výpis zadaných tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka [m]
deska	-C30/37	0.650

7.3.3 Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka [m]	Objem [m3]	Skupina
1	Rovinná deska	Tenká deska	0.650	1.365	0
2	Rovinná deska	Tenká deska	0.650	1.365	0
3	Rovinná deska	Tenká deska	0.650	27.300	0
4	Rovinná deska	Tenká deska	0.650	1.365	0
5	Rovinná deska	Tenká deska	0.650	1.365	0

8 Zatížení konstrukce

8.1 Stálé zatížení

8.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných průřezových a materiálových charakteristik z databanky programu zadáním gravitačního zrychlení.

$$q_{nk} = 0,65 \cdot 25 = 16,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

8.1.2 Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

Stála zatížení

$$q_{řimsa} = 0,215 \cdot 25 = 5,375 \text{ kNm} / \text{m}^2 \quad q_{řimsa} = 0,30 \cdot 0,60 \cdot 25 = 4,50 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$q_{řimsa_kř} = (0,215 \cdot 0,50 + 0,3 \cdot 0,45) \cdot 25 = 6,063 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$q_{vozovka} = 0,095 \cdot 22 = 2,09 \text{ kNm} / \text{m}^2$$

$$q_{svodidlo} = 1,5 \text{ kN} / \text{m}$$

8.1.3 Ostatní stálá zatížení – sedání základů

S nerovnoměrným sedáním podpěr se ve statickém výpočtu, neuvažuje. Předpokládá se, provedení řádného přehutnění základové spáry tak, aby byly zajištěny rovnoměrné parametry zeminy pod celou základovým pasem.

8.2 Nahodilá zatížení

8.2.1 Nahodilé zatížení sněhem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

8.2.2 Nahodilé zatížení větrem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

8.2.3 Nahodilé zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty.

	3	typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
$T_{\min} =$	-32.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA2 str 39	minimální teplota vzduchu ve stínu
$T_{\max} =$	38.1	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA1 str 39	maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,\min} =$	-24.0	°C	EN 1991-1-5 NA.2.4 str 36	
$T_{e,\max} =$	39.6	°C	EN 1991-1-5 NA.2.4 str 36	
$T_0 =$	10.0	°C	EN 1991-1-5, NA 2.21	výchozí teplota, teplota nosné konstrukce v době zabudování
$\Delta T_{N,noc} = T_{e,\min} - T_0 =$	-34.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,exp} = T_{e,\max} - T_0 =$	29.6	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodložení
Zatížení pro ložiska a dilatační spáry				
$\Delta T_{N,noc-20} =$	-54.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp+20} =$	49.6	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,noc-10} =$	-44.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp+10} =$	39.6	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota

Rozdílové složky teploty se na tento typ konstrukce neuplatní.

	3	typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
$T_{M,heat} =$	15.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.1 str 19	horní povrch teplejší než dolní
$T_{M,cool} =$	8.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.1 str 19	dolní povrch teplejší než horní
$k_{sur} =$	0.6		EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.2 str 19	horní povrch
$k_{sur} =$	1.0		EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.2 str 19	dolní povrch
$\Delta T_{M,heat} = T_{M,heat} \cdot k_{sur} =$	9.0	°C		
$\Delta T_{M,cool} = T_{M,cool} \cdot k_{sur} =$	8.0	°C		

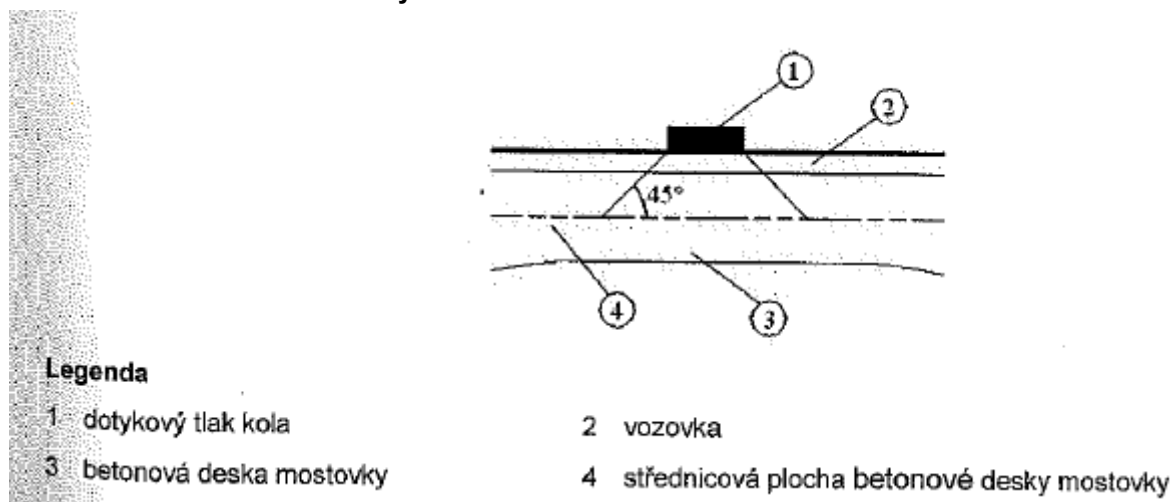
Rozdílové složky teploty se na tento typ konstrukce neuplatní.

8.2.4 Nahodilé zatížení dopravou

Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

$w =$	5 m		skutečná šířka vozovky na mostě
$w =$	3,0 m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
$n =$	1	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	navržený počet zatěžovacích pruhů
	2 m		šířka zbývajících ploch

8.2.4.1 Roznášení soustředěných zatížení

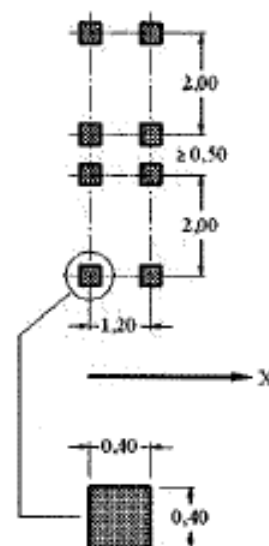
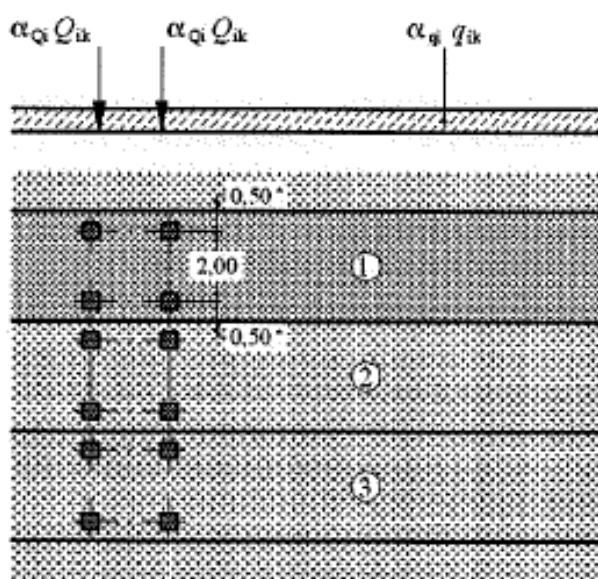


Roznos kola [m]	Vozovka [m]	Deska nk [m]	Roznášecí délka [m]
0,4	0,095	0,325	0,915
0,35	0,095	0,325	0,865
0,6	0,095	0,325	1,115

8.2.4.2 Model zatížení 1 (LM1)

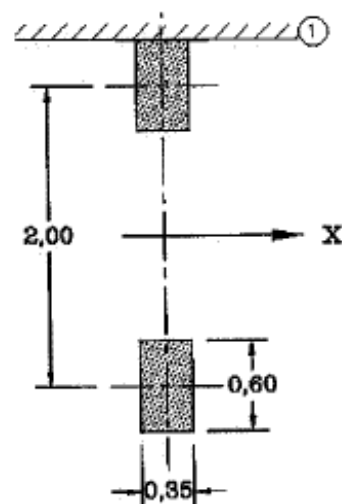
Zatížení LM1 sestává z nápravových tlaků ideální dvounápravy TS a rovnoměrného zatížení UDL.

umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / r_d \cdot r_d$ [kN/m ²]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m ²]
Pruh č.1	300	1	300	332.41	9	1	9
Pruh č.2	200	1	200	221.61	2.5	2.4	6
Pruh č.3	100	1	100	110.80	2.5	1.2	3
Ostatní					2.5	1.2	3

**8.2.4.3 Model zatížení 2 (LM2)**

Zatížení ideální nápravou.

umístění	Soustředěné zatížení			$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / r_d \cdot r_d$ [kN/m ²]
	Q_{ak} [kN]	$\beta_Q = \alpha_{Q1}$	$\beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]	
	400	0.8	320	309



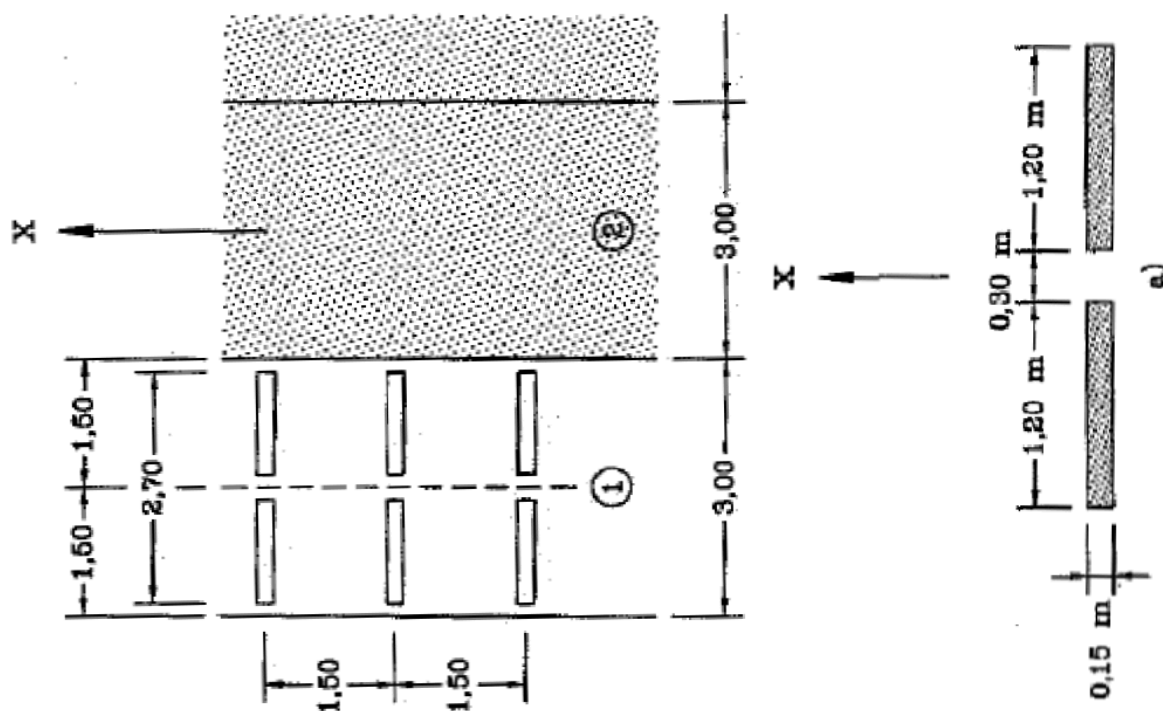
8.2.4.4 Model zatížení 3 (LM3)

Zvláštní vozidlo 600/150(4náprav 150kN po 1.5m). není uvažováno

Zvláštní vozidlo 900/150(6náprav 150kN po 1.5m). **je uvažováno**

8.2.4.5 Model zatížení 3 (LM3a)

Zvláštní vozidlo 1800/200(9náprav 200kN po 1.5m) s rovnoměrným zatížením LM1. Zatížení není uvažováno



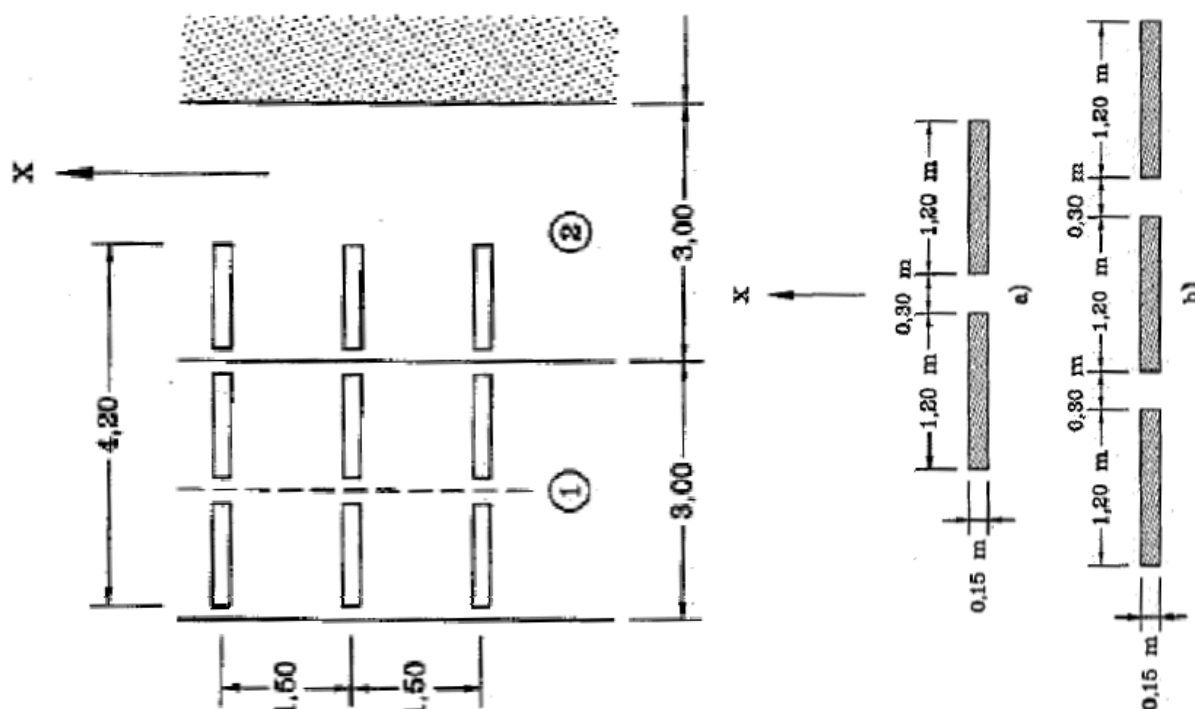
Předpokládám pojezd normální rychlostí, 70km/hod, aplikuji dynamický součinitel.

$L = 7,7$ m EN 1991-2, str 106, A.3 je příčinková délka

$\varphi = 1.4 \cdot L / 500 = 1,38$ EN 1991-2, str 106, A.3 šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m

8.2.4.6 Model zatížení 3 (LM3b)

Zvláštní vozidlo 3000/240(1náprava 120kN + 12náprav 240kN po 1.5m). Zatížení není uvažováno



Předpokládám pojezd normální rychlostí, 70km/hod, aplikuji dynamický součinitel.

$L = 7,7$ m EN 1991-2, str 106, A.3 je příčinková délka

$\varphi = 1.4 \cdot L / 500 = 1,38$ EN 1991-2, str 106, A.3 šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m

8.2.4.7 Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí)

Uvažuji zatížení chodníků společně s LM1 v plné výši, bez součinitele kombinace.

$q_{fk} = 5$ kN/m² EN 1991-2, str 3, str 52 charakteristické zatížení na chodníku

$L = 7,7$ m EN 1991-2, str 52 zatěžovací délka

$q_{fk} = 20 + 120 / (L + 30) = 5,2$ kN/m² EN 1991-2, str 52 $2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5.0 \text{ kN/m}^2$

8.2.4.8 Brzdné a rozjezdové síly LM1

Uvažuji brzdné síly pro návrh spodní stavby

$Q_{1k} = 300$ kN EN 1991-2, str 32

$q_{1k} = 9$ kN/m² EN 1991-2, str 32

$\alpha_{Q1} = 0,8$ EN 1991-2, str 143, NA 2.12

$\alpha_{q1} = 0,8$ EN 1991-2, str 143, NA 2.12

$w_1 = 3$ m EN 1991-2, str 29, tab 4.1

$L = 7,7$ m EN 1991-2, str 36

charakteristické hodnoty model
zatížení 1

charakteristické hodnoty model
zatížení 1

šířka jednoho zatěžovacího pruhu
max. 3.0m

délka nosné konstrukce nebo
uvažované části

$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0$
 $\cdot 1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 304,6$ kN

EN 1991-2, str 36

uvažuje se v úrovni povrchu
vozovky $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$

8.2.4.9 Brzdné a rozjezdové síly LM3

Uvažují brzdné síly pro návrh spodní stavby

$Q_{1k} = 600$	kN	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$q_{1k} = 0$	kN/m ²	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$\alpha_{Q1} = 0,8$		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$\alpha_{q1} = 0,8$		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$w_1 = 3$	m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
$L = 4,68$	m	EN 1991-2, str 36	délka nosné konstrukce nebo uvažované části

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 576,0 \text{ kN}$$

EN 1991-2, str 36

uvažuje se v úrovni povrchu vozovky $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 600 \text{ kN}$

8.2.4.10 Odstředivé a jiné příčné síly

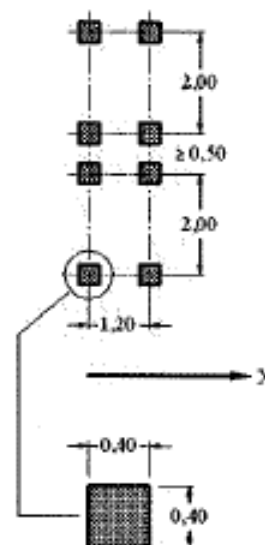
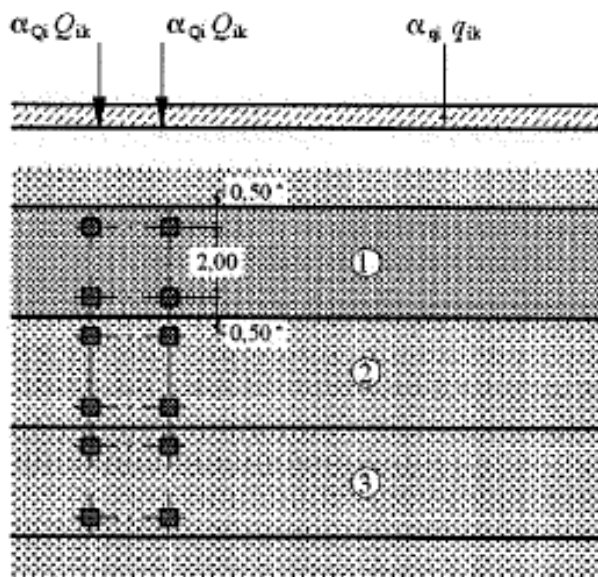
Není rozhodující, neuvažují.

8.2.4.11 Nahodilá zatížení na únavu

8.2.4.12 Model zatížením na únavu 1 (LM1 U)





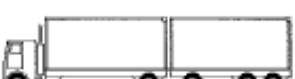
Zatížení LM1 sestává z nápravových tlaků ideální dvounápravy TS a rovnoměrného zatížení UDL.

umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / rd \cdot rd$ [kN/m ²]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m ²]
Pruh č.1	300	0.7	210	232.69	9	0.3	2.7
Pruh č.2	200	0.7	140	155.12	2.5	0.3	0.75
Pruh č.3	100	0.7	70	77.56	2.5	0.3	0.75
Ostatní					2.5	0.3	0.75

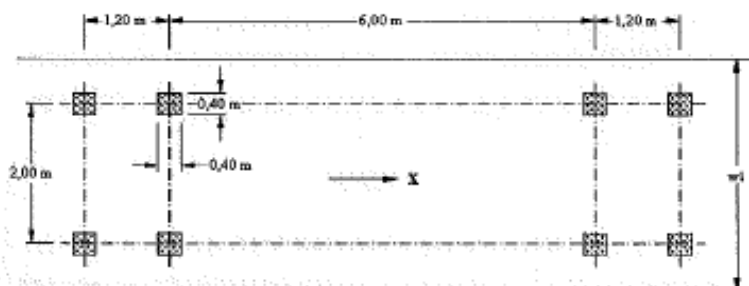


8.2.4.13 Model zatížením na únavu 2 (soubor častých vozidel)

Tabulka 4.6 – Soubor „častých“ nákladních vozidel

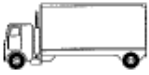




1	2	3	4
OBRYS VOZIDLA	vzdálenost náprav (m)	častá hodnota nápravové síly (kN)	typ kola (viz tabulka 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

8.2.4.14 Model zatížením na únavu 3 (model jednotlivého vozidla)

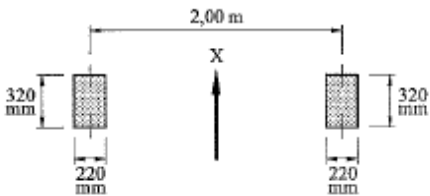
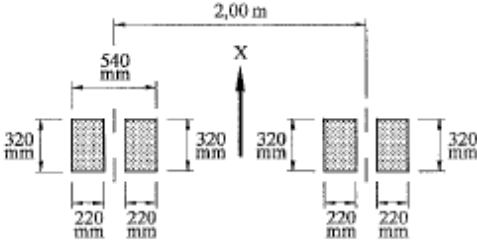
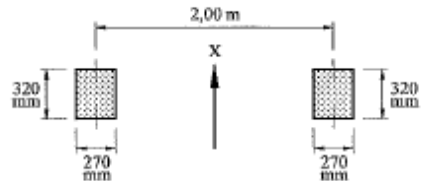


8.2.4.15 Model zatížením na únavu 4 (soubor normalizovaných nákladních vozidel)

Tabulka 4.7 – Soubor ekvivalentních nákladních vozidel

TYP VOZIDLA			TYP DOPRAVY			
1	2	3	4	5	6	7
			dálková	střední vzdálenosti	místní doprava	
NÁKLADNÍ VOZIDLA	vzdálenost náprav (m)	ekvivalentní nápravová síla (kN)	procento nákladních vozidel	procento nákladních vozidel	procento nákladních vozidel	typ kol
	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Tabulka 4.8 – Definice kol a náprav

TYP KOLA / NÁPRAVY	DEFINICE GEOMETRIE NÁPRAVY
A	
B	
C	

9 Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou výpisu z použitého programu. Dále jsou přiložena schémata vybraných zatěžovacích stavů, jedná se o stálá zatížení a počátky simulace pojezdu nahodilých zatížení.

9.1 Výpis zatěžovacích stavů

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.000	vlastní tíha	Perm - stálé	0	Perm	Ne
G1	1.000	mostní svršek	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM1_1 až	1.000		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM1_33	1.000		Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM2_1 až	1.000		Short - krátkodobé	2	Short !	Ano
LM2_25	1.000		Short - krátkodobé	2	Short !	Ano
LM3_1 až	1.000		Short - krátkodobé	3	Short !	Ano
LM3_25	1.000		Short - krátkodobé	3	Short !	Ano
LM4	1.000	dav lidí	Short - krátkodobé	4	Short !	Ano
Br+	1.000	brzdná síla	Short - krátkodobé	5	Short !	Ano
Br-	1.000	brzdná síla	Short - krátkodobé	5	Short !	Ano

10 Výpočet vnitřních sil

Výpočet je proveden pomocí programu FEAT2000 pro řešení konstrukcí metodou konečných prvků. Kompletní výstupní data jsou archivována u projektanta, s ohledem na množství výstupních údajů jsou přiloženy pouze vybrané údaje, grafy a schémata.

10.1 Kombinace zatížení

Rekapitulace je provedena pouze pro vybrané vnitřní síly tak, aby bylo možné ověřit správnost superpozice. Ostatní vnitřní síly jsou zohledněny ve strojové superpozici.

10.1.1 Výpis obalových křivek :

Jméno	ZS	Komentář
G	min/max	G0001
	G0001	$1.35 \cdot G0 + 1.35 \cdot G1$

MSP_LM1	min/max	LM110001, LM110002, LM110003, LM110004, LM110005, LM110006, LM110007, LM110008, LM110009, LM110010, LM110011, LM110012, LM110013, LM110014, LM110015, LM110016, LM110017, LM110018, LM110019, LM110020, LM110021, LM110022, LM110023, LM110024, LM110025, LM110026, LM110027, LM110028, LM110029, LM110030, LM110031, LM110032, LM110033, LM110034
		LM110001 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1$
		LM110002 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot Br-$
		LM110003 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot Br+$
		LM110004 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_17$
		LM110005 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_18$
		LM110006 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_33$
		LM110007 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_16$
		LM110008 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_15$
		LM110009 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_20$
		LM110010 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_9$
		LM110011 $1.00 \cdot G0 + 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot LM1_1$



LM110012 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_4
 LM110013 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_13
 LM110014 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_14
 LM110015 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_5
 LM110016 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_11
 LM110017 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_23
 LM110018 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_12
 LM110019 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_3
 LM110020 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_17+1.00*Br+
 LM110021 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_9+1.00*Br+
 LM110022 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_20+1.00*Br+
 LM110023 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_15+1.00*Br-
 LM110024 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_11+1.00*Br-
 LM110025 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_4+1.00*Br+
 LM110026 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_1+1.00*Br+
 LM110027 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_33+1.00*Br-
 LM110028 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_15+1.00*Br+
 LM110029 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_20+1.00*Br-
 LM110030 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_17+1.00*Br-
 LM110031 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_9+1.00*Br-
 LM110032 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_1+1.00*Br-
 LM110033 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_4+1.00*Br-
 LM110034 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM1_33+1.00*Br+

MSP_LM2 min/max LM220001, LM220002, LM220003, LM220004, LM220005, LM220006, LM220007, LM220008, LM220009, LM220010, LM220011, LM220012, LM220013, LM220014, LM220015

LM220001 1.00*G0+1.00*G1
 LM220002 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_13
 LM220003 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_14
 LM220004 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_25
 LM220005 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_11
 LM220006 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_16
 LM220007 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_6
 LM220008 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_1
 LM220009 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_3
 LM220010 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_9
 LM220011 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_10
 LM220012 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_4
 LM220013 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_20
 LM220014 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_8
 LM220015 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM2_2

MSP_LM3 min/max LM330001, LM330002, LM330003, LM330004, LM330005, LM330006, LM330007, LM330008, LM330009, LM330010, LM330011, LM330012, LM330013, LM330014, LM330015, LM330016, LM330017, LM330018, LM330019

LM330001 1.00*G0+1.00*G1
 LM330002 1.00*G0+1.00*G1+1.00*Br-
 LM330003 1.00*G0+1.00*G1+1.00*Br+
 LM330004 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_21
 LM330005 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_22
 LM330006 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_17
 LM330007 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_2
 LM330008 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_18
 LM330009 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_23
 LM330010 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_20
 LM330011 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_21+1.00*Br+
 LM330012 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_17+1.00*Br+
 LM330013 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_21+1.00*Br-
 LM330014 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_14+1.00*Br-
 LM330015 1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM3_1+1.00*Br+



LM330016 $1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot LM3_22 + 1.00 \cdot Br+$
 LM330017 $1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot LM3_22 + 1.00 \cdot Br-$
 LM330018 $1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot LM3_17 + 1.00 \cdot Br-$
 LM330019 $1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot LM3_2 + 1.00 \cdot Br-$

MSP_LM4 min/max LM440001, LM440002
 LM440001 $1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1$
 LM440002 $1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot LM4$

MSU_LM1 min/max LM10001, LM10002, LM10003, LM10004, LM10005, LM10006, LM10007, LM10008, LM10009, LM10010, LM10011, LM10012, LM10013, LM10014, LM10015, LM10016, LM10017, LM10018, LM10019, LM10020, LM10021, LM10022, LM10023, LM10024, LM10025, LM10026, LM10027, LM10028, LM10029, LM10030, LM10031, LM10032, LM10033, LM10034

LM10001 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1$
 LM10002 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10003 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10004 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_17$
 LM10005 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_18$
 LM10006 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_33$
 LM10007 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_16$
 LM10008 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_15$
 LM10009 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_20$
 LM10010 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_9$
 LM10011 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_1$
 LM10012 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_4$
 LM10013 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_13$
 LM10014 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_14$
 LM10015 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_5$
 LM10016 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_11$
 LM10017 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_23$
 LM10018 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_12$
 LM10019 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_3$
 LM10020 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_17 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10021 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_9 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10022 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_20 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10023 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_15 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10024 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_11 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10025 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_4 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10026 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_1 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10027 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_33 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10028 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_15 + 1.00 \cdot Br+$
 LM10029 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_20 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10030 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_17 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10031 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_9 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10032 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_1 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10033 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_4 + 1.00 \cdot Br-$
 LM10034 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM1_33 + 1.00 \cdot Br+$

MSU_LM2 min/max LM20001, LM20002, LM20003, LM20004, LM20005, LM20006, LM20007, LM20008, LM20009, LM20010, LM20011, LM20012, LM20013, LM20014, LM20015

LM20001 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1$
 LM20002 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_13$
 LM20003 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_14$
 LM20004 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_25$
 LM20005 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_11$
 LM20006 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_16$
 LM20007 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_6$
 LM20008 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_1$
 LM20009 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_3$
 LM20010 $1.35 \cdot G_0 + 1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot LM2_9$



LM20011	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM2_10
LM20012	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM2_4
LM20013	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM2_20
LM20014	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM2_8
LM20015	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM2_2

MSU_LM3 min/max	LM30001, LM30002, LM30003, LM30004, LM30005, LM30006, LM30007, LM30008, LM30009, LM30010, LM30011, LM30012, LM30013, LM30014, LM30015, LM30016, LM30017, LM30018, LM30019
LM30001	1.35*G0+1.35*G1
LM30002	1.35*G0+1.35*G1+1.00*Br-
LM30003	1.35*G0+1.35*G1+1.00*Br+
LM30004	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_21
LM30005	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_22
LM30006	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_17
LM30007	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_2
LM30008	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_18
LM30009	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_23
LM30010	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_20
LM30011	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_21+1.00*Br+
LM30012	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_17+1.00*Br+
LM30013	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_21+1.00*Br-
LM30014	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_14+1.00*Br-
LM30015	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_1+1.00*Br+
LM30016	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_22+1.00*Br+
LM30017	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_22+1.00*Br-
LM30018	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_17+1.00*Br-
LM30019	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM3_2+1.00*Br-

MSU_LM4 min/max	LM40001, LM40002
LM40001	1.35*G0+1.35*G1
LM40002	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4

11 Superpozice zatěžovacích stavů

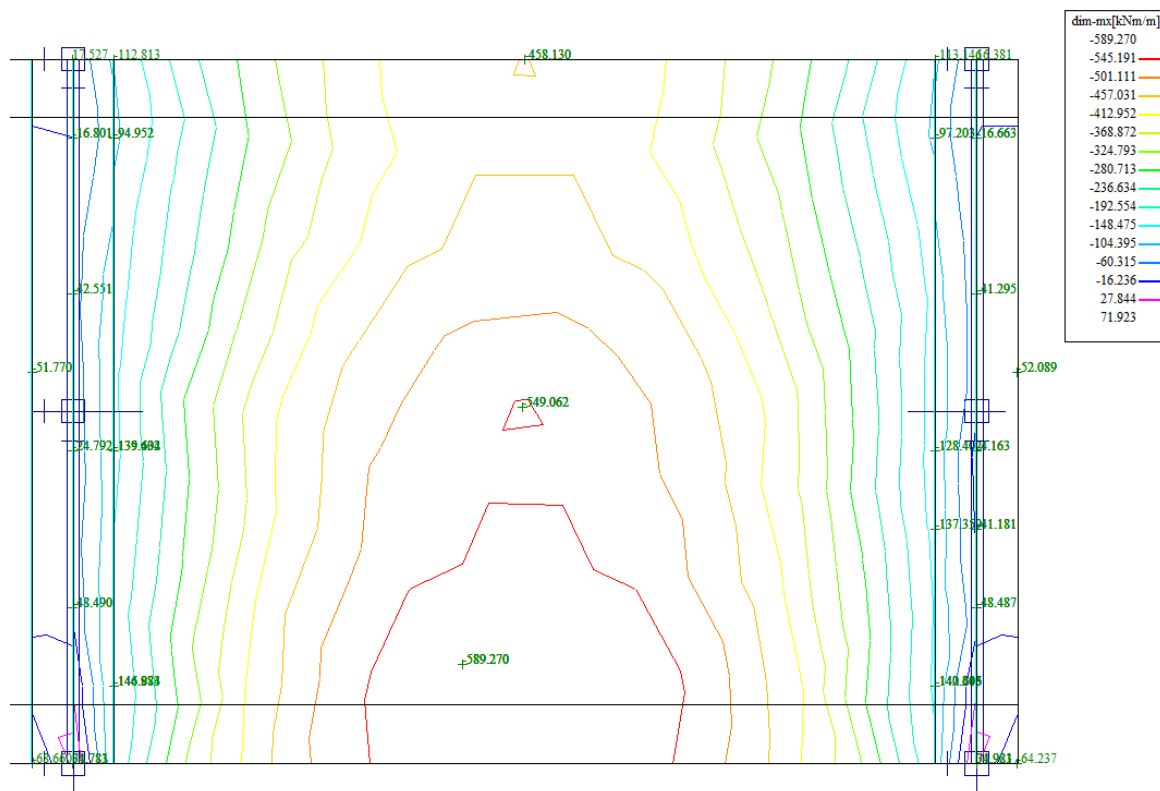
Superpozice je provedena strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci se započtením vlastní tíhy nosné konstrukce, ostatního stálého zatížení a nahodilého zatížení včetně dynamického součinitele podle následujícího schématu. Pro potřeby kombinace byly jednotlivé zatěžovací stavy LM1, LM2, LM4.

$$M_{\min}^{\max} = M_{vl.tíha} + M_{ost.stálé} + \delta \cdot M_{\min}^{\max} M_{nahodilé}$$

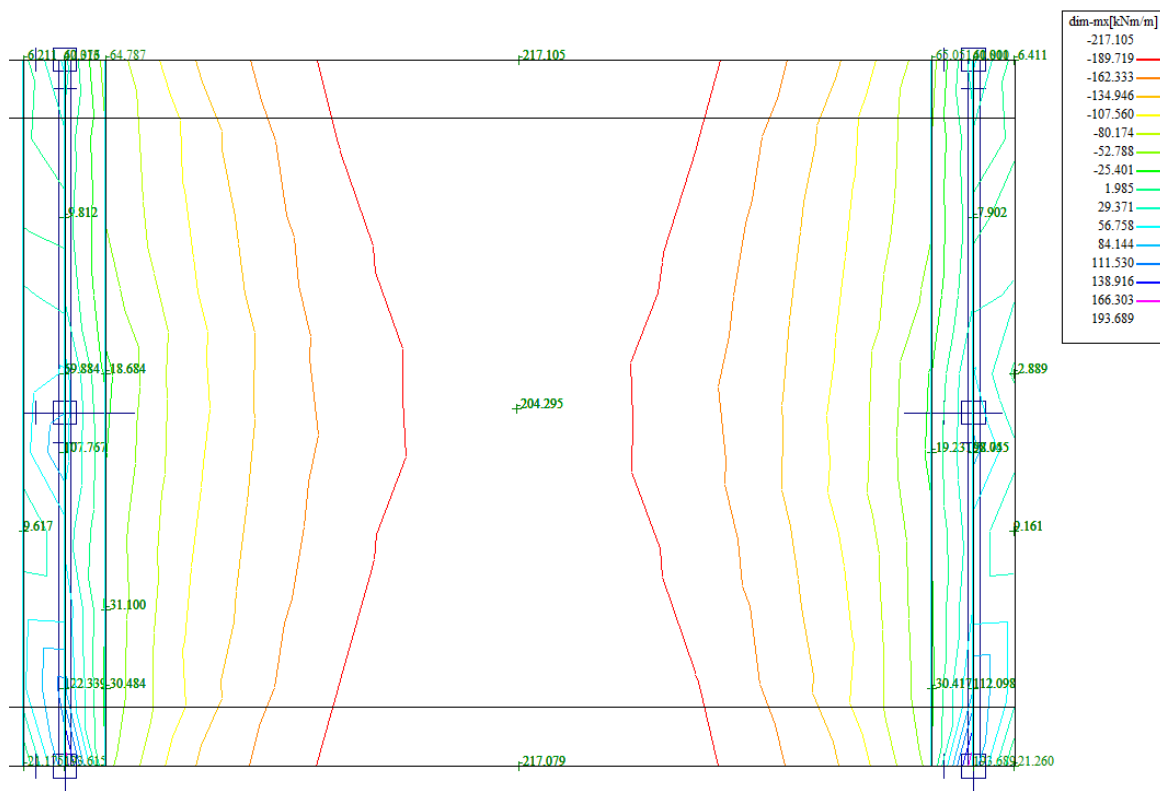


MSU_LM1 min/max LM10001, LM10002, LM10003, LM10004, LM10005, LM10006, LM10007, LM10008, LM10009, LM10010, LM10011, LM10012, LM10013, LM10014, LM10015, LM10016, LM10017, LM10018, LM10019, LM10020, LM10021, LM10022, LM10023, LM10024, LM10025, LM10026, LM10027, LM10028, LM10029, LM10030, LM10031, LM10032, LM10033, LM10034

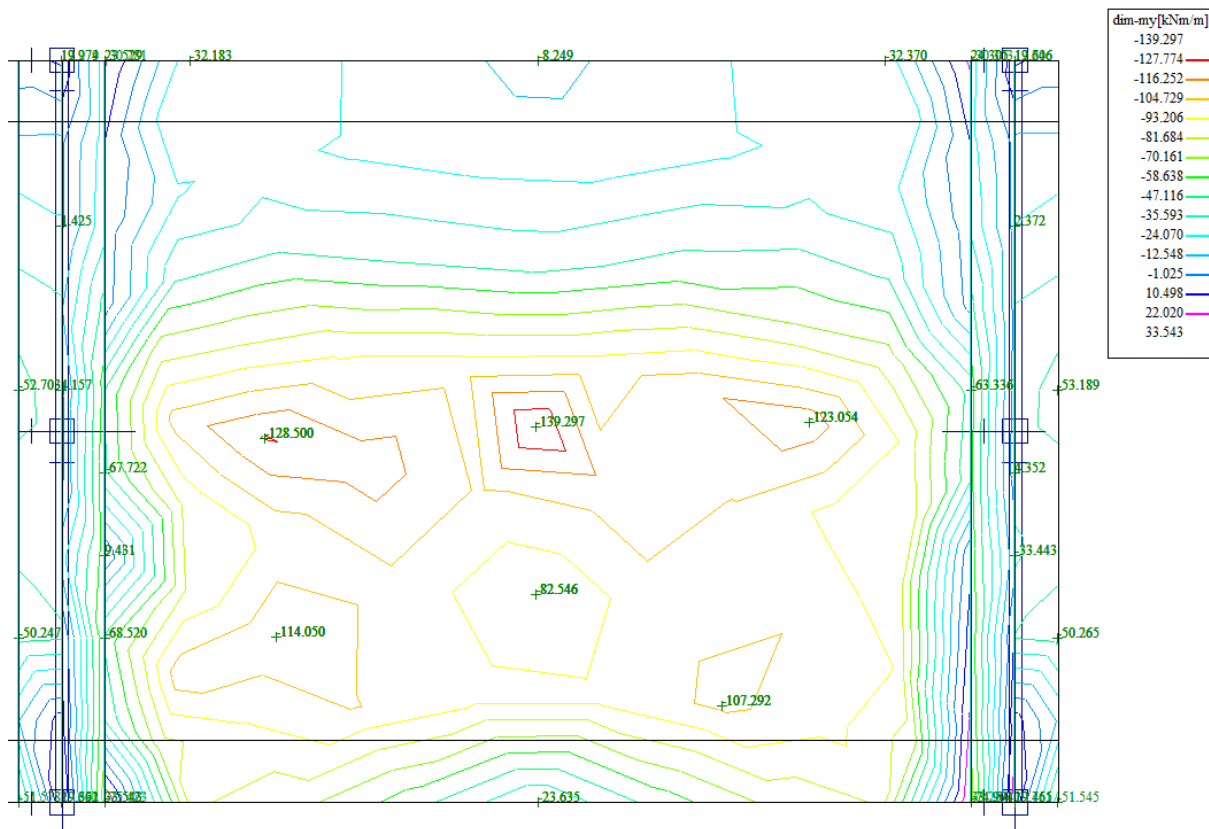
Mx min



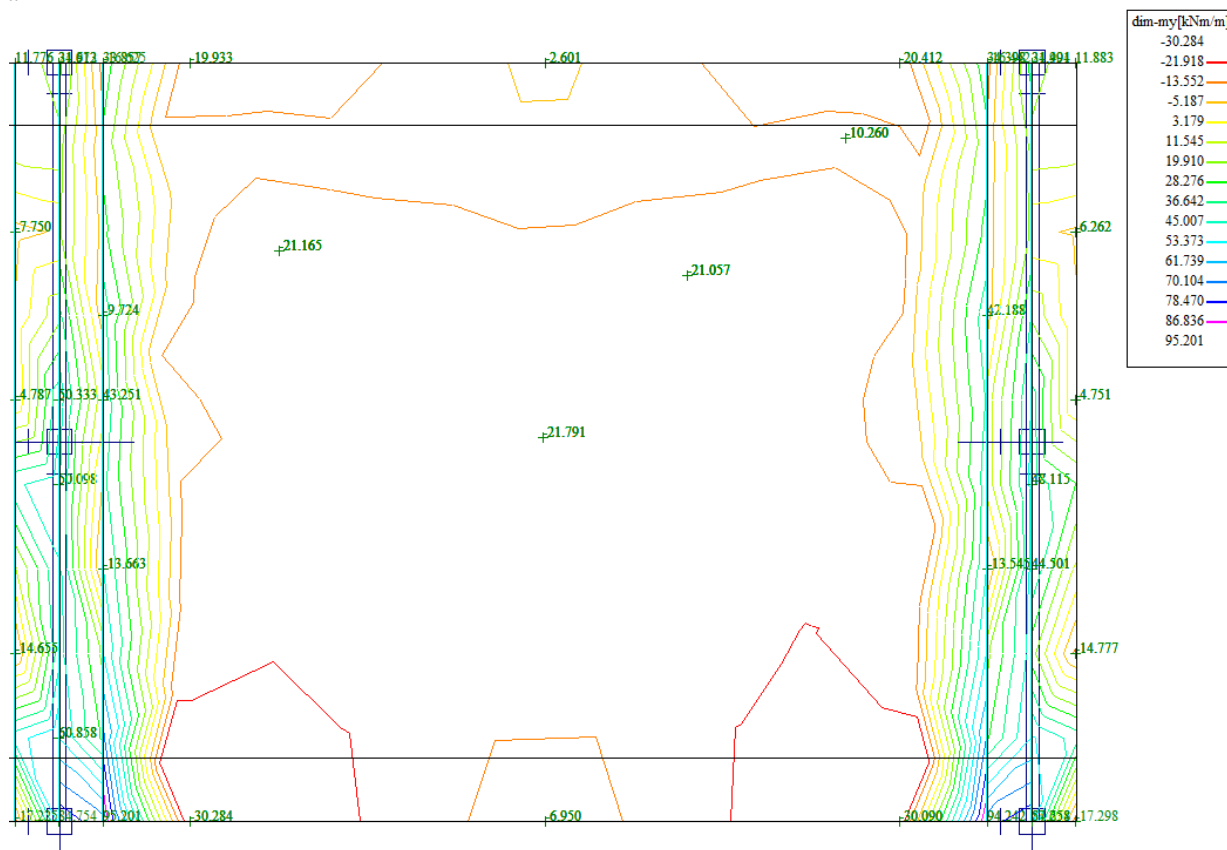
Mx max



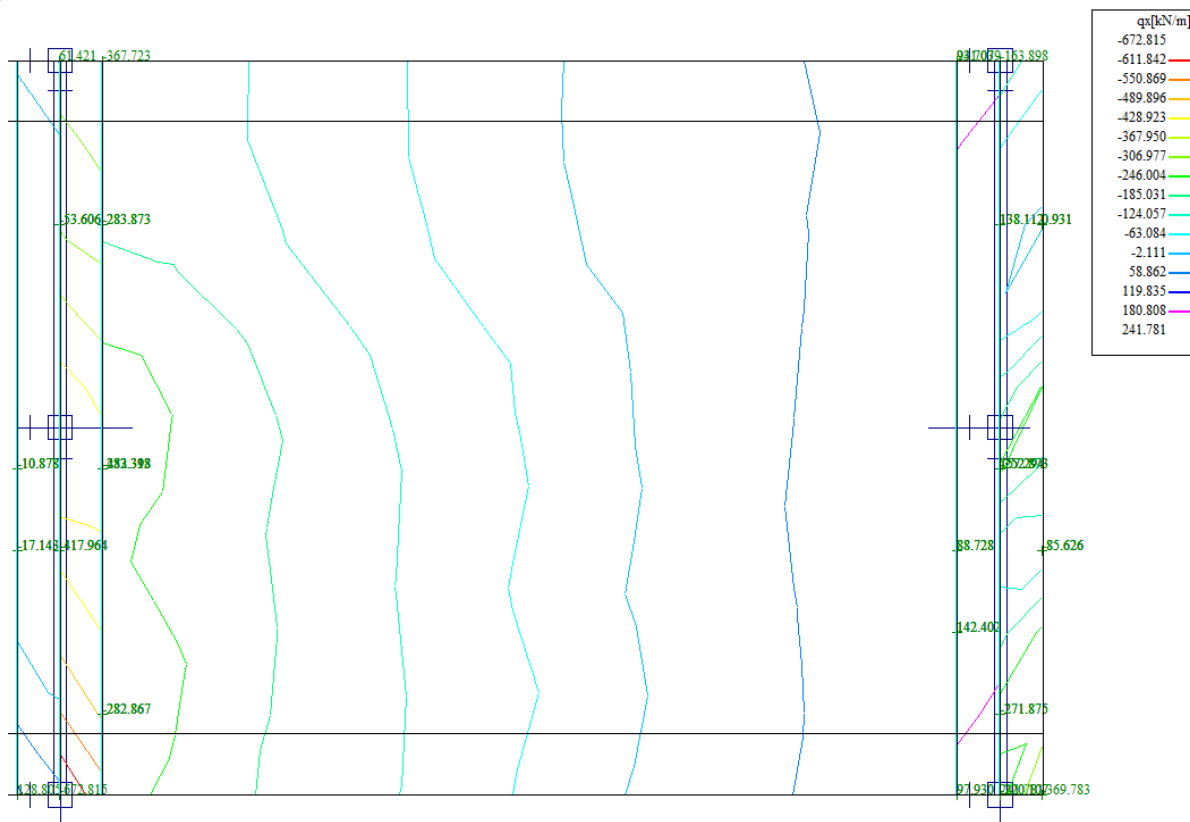
My min



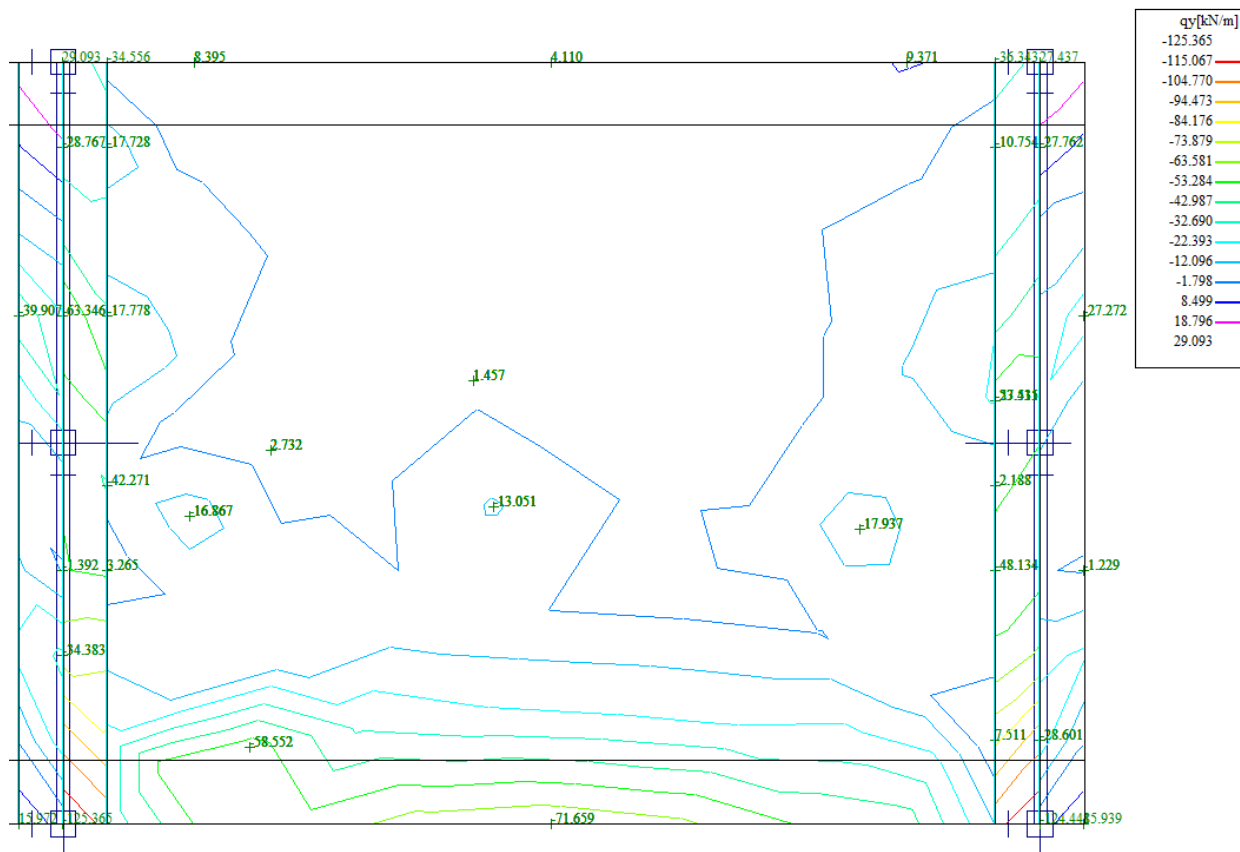
My max



qx max

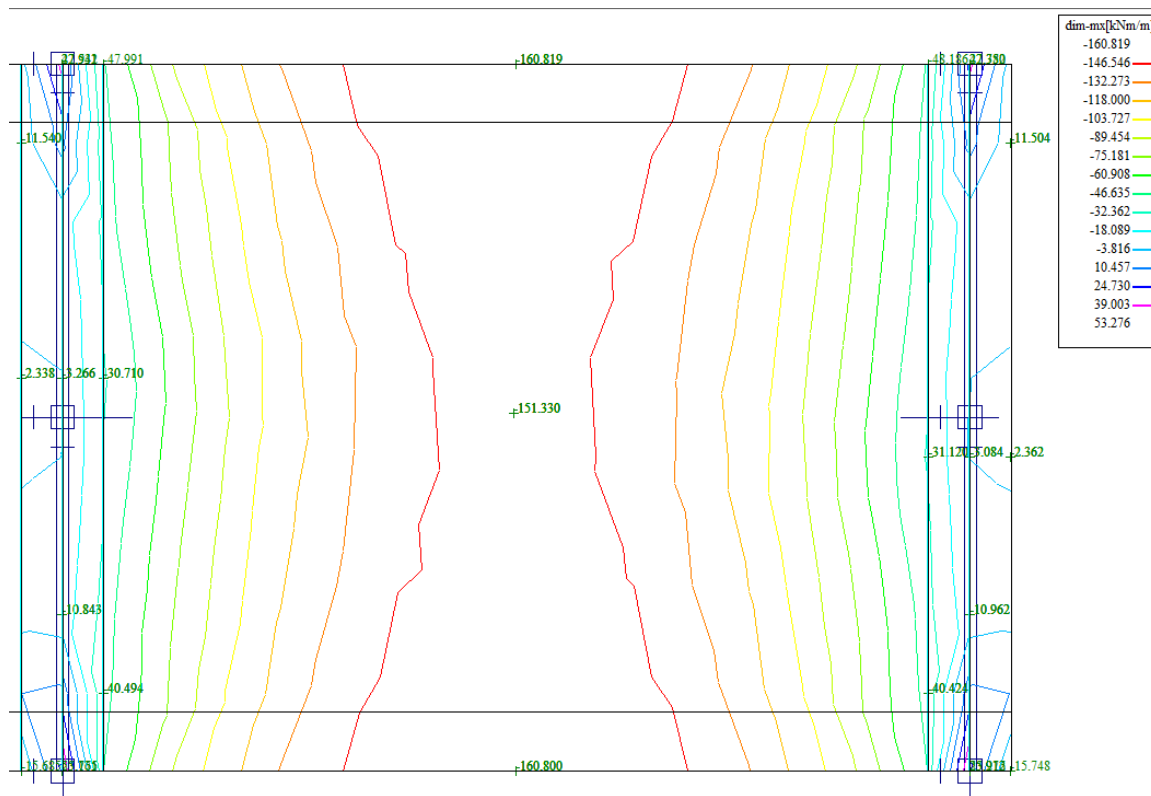


qy max

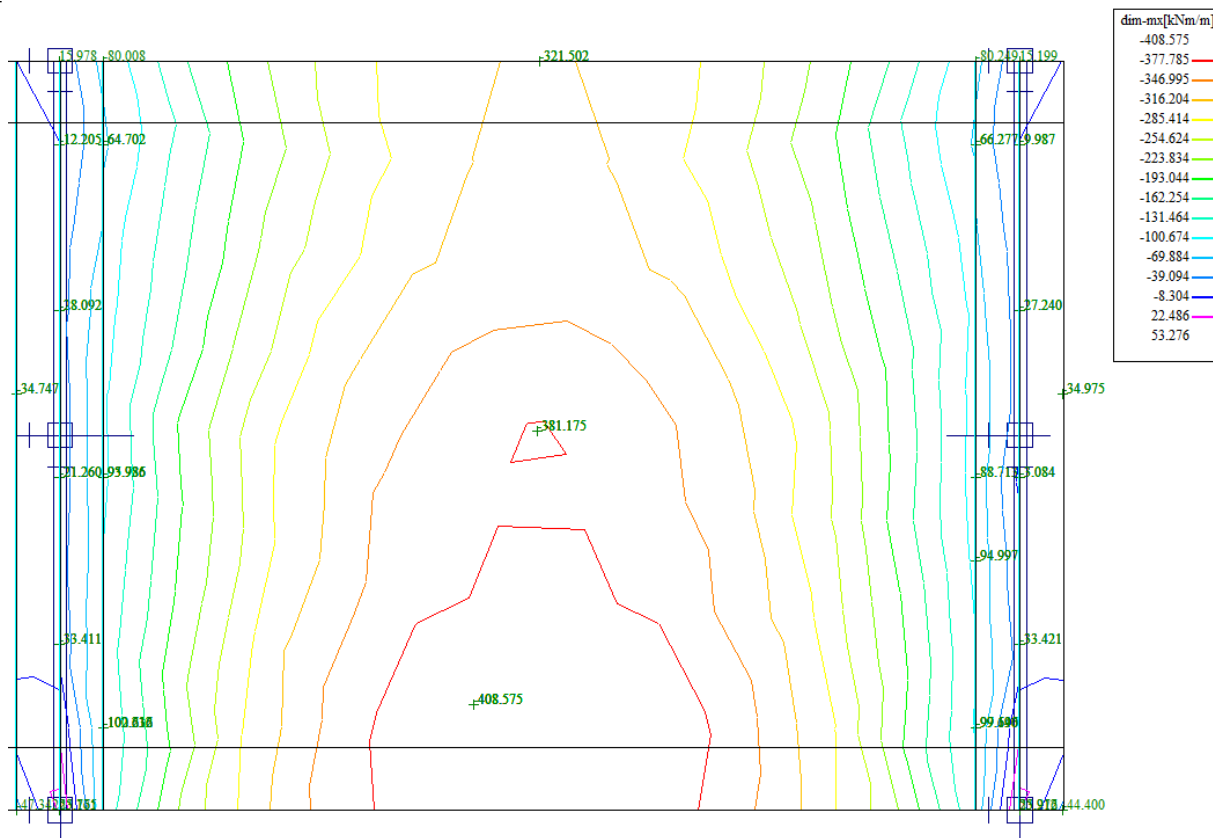


MSP_LM1 min/max - LM110001

1.00*G0+1.00*G1

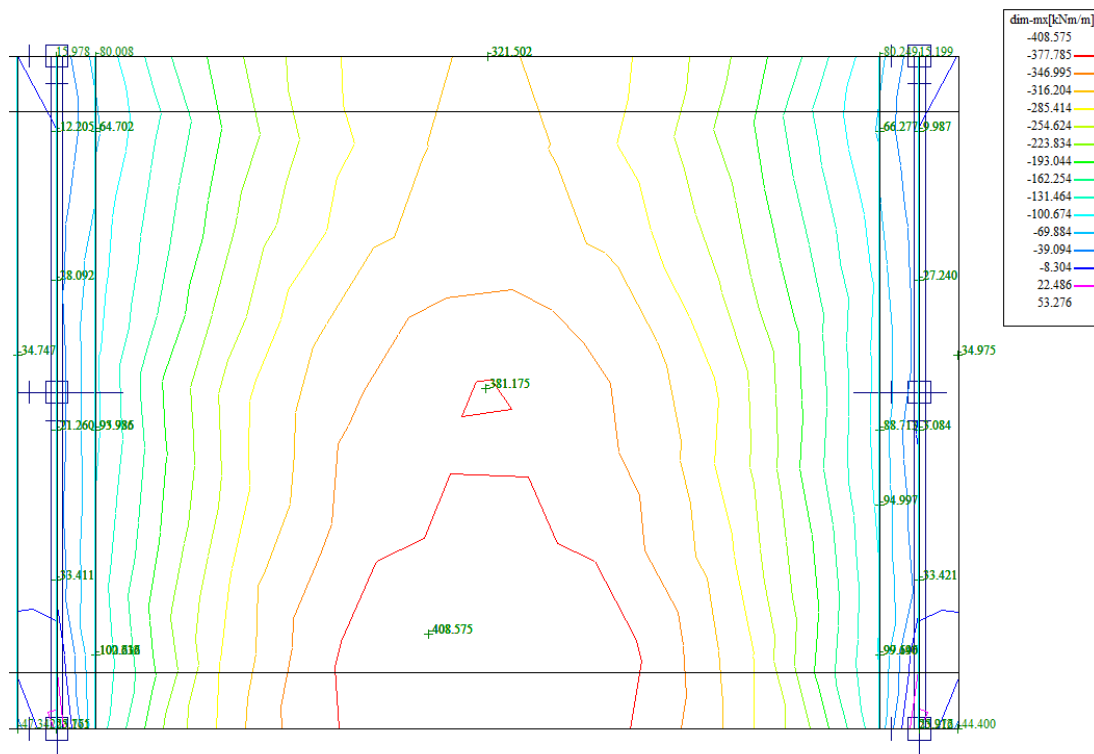


MSP_LM1 min/max

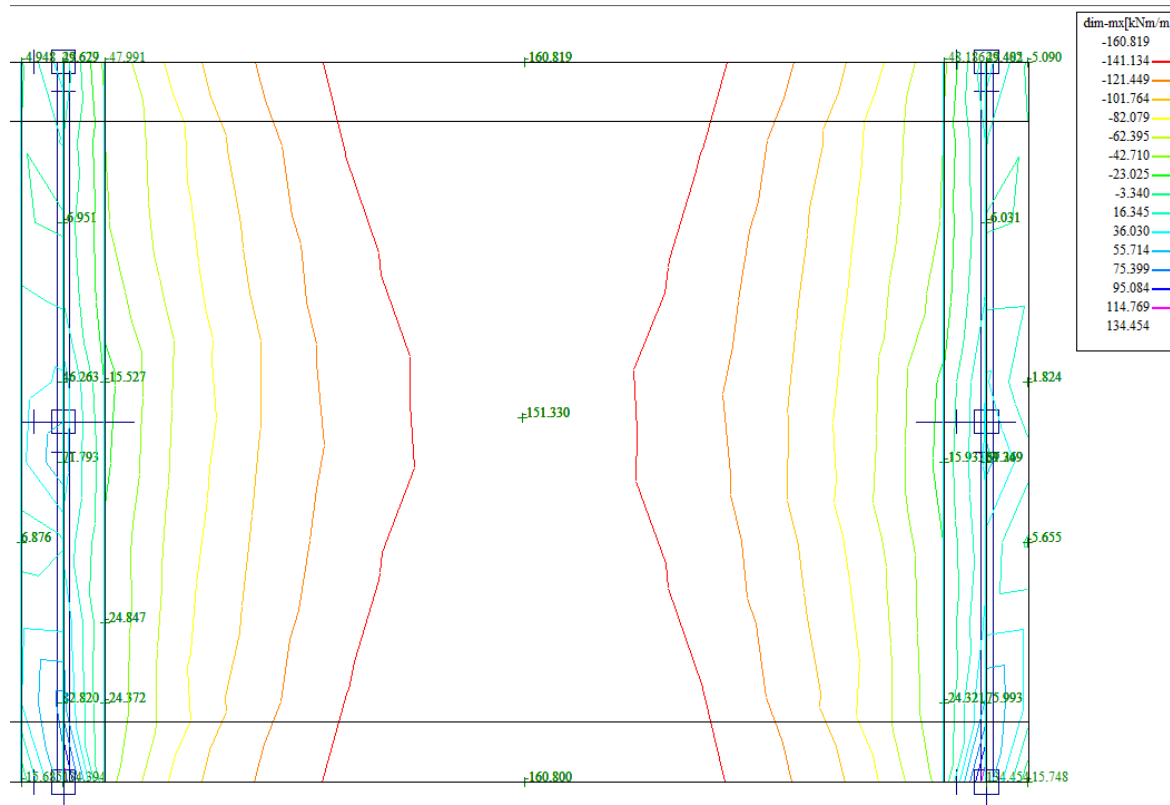


MSP_LM1 min/max LM110001, LM110002, LM110003, LM110004, LM110005, LM110006, LM110007, LM110008, LM110009, LM110010, LM110011, LM110012, LM110013, LM110014, LM110015, LM110016, LM110017, LM110018, LM110019, LM110020, LM110021, LM110022, LM110023, LM110024, LM110025, LM110026, LM110027, LM110028, LM110029, LM110030, LM110031, LM110032, LM110033, LM110034

Mx min



Mx max



12 Posouzení nosné konstrukce

12.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSU

12.1.1 Posouzení na ohyb

Posouzení je provedeno na dimenzační momenty, které jsou převzaté ze strojové superpozice a zahrnují vliv kroucení podle vztahu:

$$M_{x, \dim} = \text{sign}(m_{xx}) \cdot [abs(m_{xx}) + abs(m_{xy})]$$

$$M_{y, \dim} = \text{sign}(m_{yy}) \cdot [abs(m_{yy}) + abs(m_{xy})]$$

Výpočet napětí v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

Návrh plochy výztuže : $\lambda = 0.8$ $\eta = 1.0$

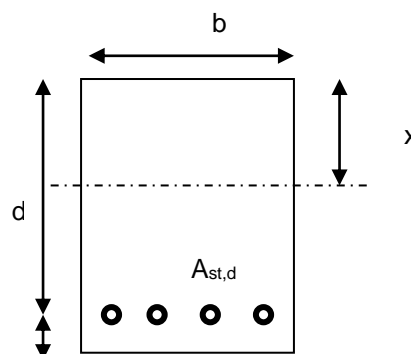
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

$$A_{st, req} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot r} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{x, min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \quad A_{x, min} = 0.0013 \cdot b \cdot d$$

Posouzení únosnosti :

$$x = \frac{A_{st, d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad M_{Rd} = A_{st, d} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x)$$



NK dolní podélná výztuž desky uprostřed rozpětí – tl. 0.65m

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0,589	$A_{st,d}$	9	ϕ	20		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] =$	1,000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2,9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$\varepsilon_{cu} =$	0,0035
$h[\text{m}] =$	0,650	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30,0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\lambda =$	0,800
$c[\text{m}] =$	0,060	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17,0	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000	$\eta =$	1,000
$d[\text{m}] =$	0,590						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] =$	0,000890		$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] =$	0,000767		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[\text{m}] =$	0,363946	>	$x[\text{m}] =$	0,077474		omezení výšky tlačené oblasti	
$A_{st, req}[\text{m}^2] =$	0,002423	<	$A_{st, d}[\text{m}^2] =$	0,002827		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{min}[\%] =$	0,15	<	$\mu[\%] =$	0,48	<	$\mu_{max}[\%] =$	1,60
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] =$	0,090391		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0,681	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0,589

NK horní podélná výztuž desky nad podpěrou - tl. 0.65m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$ 0,193			$A_{st,d}$	9	ϕ	12	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$ 1,000		$f_{ctm}[MPa]=$ 2,9		$f_{yk}[MPa]=$ 500		$\varepsilon_{cu}=$ 0,0035	
$h[m]=$ 0,650		$f_{ck}[MPa]=$ 30,0		$f_{yd}[MPa]=$ 435		$\lambda=$ 0,800	
$c[m]=$ 0,060		$f_{cd}[MPa]=$ 17,0		$E_s[MPa]=$ 200000		$\eta=$ 1,000	
$d[m]=$ 0,590							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$ 0,000890			$A_{xmin-\mu}[m^2]=$ 0,000767		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$ 0,363946	>		$x[m]=$ 0,024458		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$ 0,000765	<		$A_{st,d}[m^2]=$ 0,001018		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$ 0,15	<		$\mu[\%]=$ 0,17	<	$\mu_{max}[\%]=$ 1,60		
Moment únosnosti							
$x[m]=$ 0,032541			$M_{Rd}[MNm]=$ 0,255	>	$M_{ed}[MNm]=$ 0,193		

NK dolní příčná výztuž desky uprostřed rozpětí – tl. 0.65m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$ 0,139			$A_{st,d}$	8	ϕ	14	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$ 1,000		$f_{ctm}[MPa]=$ 2,9		$f_{yk}[MPa]=$ 500		$\varepsilon_{cu}=$ 0,0035	
$h[m]=$ 0,650		$f_{ck}[MPa]=$ 30,0		$f_{yd}[MPa]=$ 435		$\lambda=$ 0,800	
$c[m]=$ 0,080		$f_{cd}[MPa]=$ 17,0		$E_s[MPa]=$ 200000		$\eta=$ 1,000	
$d[m]=$ 0,570							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$ 0,000860			$A_{xmin-\mu}[m^2]=$ 0,000741		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$ 0,351609	>		$x[m]=$ 0,018162		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$ 0,000568	<		$A_{st,d}[m^2]=$ 0,001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$ 0,15	<		$\mu[\%]=$ 0,22	<	$\mu_{max}[\%]=$ 1,60		
Moment únosnosti							
$x[m]=$ 0,039370			$M_{Rd}[MNm]=$ 0,297	>	$M_{ed}[MNm]=$ 0,139		



NK horní příčná výztuž desky v rohu - tl. 0.65m

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0,095	$A_{st,d}$	8	ϕ	12		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$	1,000	$f_{ctm}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0,0035
$h[m]=$	0,650	$f_{ck}[MPa]=$	30,0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0,800
$c[m]=$	0,080	$f_{cd}[MPa]=$	17,0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1,000
$d[m]=$	0,570						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-fl}[m^2]=$	0,000860		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0,000741	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0,351609	>	$x[m]=$	0,012362	omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0,000387	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0,000905	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0,15	<	$\mu[\%]=$	0,16	<	$\mu_{max}[\%]=$	1,60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0,028925		$M_{Rd}[MNm]=$	0,220	>	$M_{ed}[MNm]=$	0,095

12.1.2 Posouzení na smyk

Návrh smykové výztuže je proveden na průměrnou výslednou smykovou sílu ze strojové superpozice stanovenou podle vztahu:

$$Q = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{672,815^2 + 29,093^2} = 673 \text{ kN/m}$$

Návrh smykové výztuže je proveden dle ČSN EN 1992-1-1 kap.6.2.str.77 podle teorie mezních stavů:

beton

$$V_{Rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c \min} = (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{0.2/d} \leq 2.0 \quad \rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{vliv predpeti}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \quad \nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad k_1 = 0.15$$

svislá výztuž

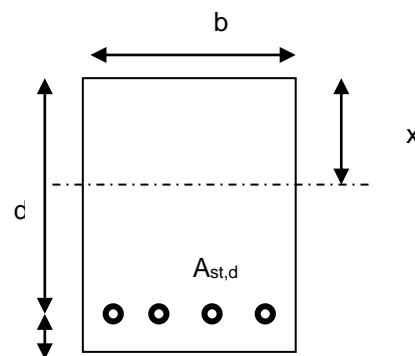
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad \nu_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

šikmá výztuž

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$



Smyková výztuž desky nad podpěrou - tl. 0.65m

Namáhání		Ohybová výztuž							
V _{ed} [MN]=	0,672	9	φ	20		A _{st.d} [m²]=	0,002827		
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli									
b[m]=	1,000	f _{ctm} [MPa]=	2,9	f _{yk} [MPa]=	500	ε _{cu} =	0,0035	θ[°]=	45,0
h[m]=	0,650	f _{ck} [MPa]=	30,0	f _{yd} [MPa]=	435	λ=	0,800	α[°]=	45,0
c[m]=	0,072	f _{cd} [MPa]=	17,0	E _s [Mpa]=	200000	η=	1,000	k=	1,59
d[m]=	0,578	x[m]=	0,090	σ _{cp} [Mpa]=	0	α _{cw} =	1,000		
Beton									
V _{Rd,cl} [MN]=	0,270	>	V _{Rd,min} [MN]=	0,176	V _{Rd} [MN]=	0,270	nutná smyková výztuž		
Třmínky		3	φ	8	s[m]=	0,125	A _{sw} [m²]=	0,000151	
V _{Rd,sl} [MN]=	0,284	<	V _{Rd,max} [MN]=	2,432	V _{Rd} [MN]=	0,554	nutné ohyby		
Ohyby		0	φ	0	s[m]=	0,50	A _{sw} [m²]=	0,000000	
V _{Rd,sl} [MN]=	0,000	<	V _{Rd,max} [MN]=	1,216	V _{Rd} [MN]=	6,670	vyhovuje		

12.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSP

12.2.1 Omezení trhlin a napětí

Výpočet trhlin je proveden podle ČSN EN 1992-1-1 kap.7.3.4. str.112. Výpočet omezení napětí je proveden dle ČSN EN 1992-2 EC2 část 2

$$\sigma_{c, char} = \frac{M_{char}}{A_c \cdot z} \leq k_c \cdot f_{ck} \quad \sigma_{s, char} = \frac{M_{char}}{A_{s1} \cdot z} \leq k_y \cdot f_{yk} \quad z = d - 0.4 \cdot x$$

$$w_k = s_{r, max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \rho_{p, eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c, eff}}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct, eff}}{\rho_{p, eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p, eff})}{E_s} \quad s_{r, max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p, eff}}$$

NK dolní podélná výztuž desky uprostřed rozpětí – tl. 0.65m

$M_{char}[MNm]=$	0,408	9	8	ϕ	20	$A_s[m^2]=$	0,002513	$\sigma_s[Mpa]=$	291
$b[m]=$	1,000	$f_{ct, eff}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0,080348	$k_t=$	0,600
$h[m]=$	0,650	$f_{ck}[MPa]=$	30,0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0,800	$k_1=$	0,800
$c[m]=$	0,060	$f_{cd}[MPa]=$	17,0	$\varepsilon_{cu}=$	0,0035	$\eta=$	1,000	$k_2=$	0,500
$d[m]=$	0,590	$E_{cm}[MPa]=$	36000	$E_s[MPa]=$	200000	$\alpha_e=$	5,556	$k_3=$	3,400
$h_{c, eff}[m]=$	0,150	$A_p[m^2]=$	0	ϕ	15,5	$A_p[m^2]=$	0,000000	$k_4=$	0,425
$A_{c, eff}[m^2]=$	0,150	$\xi=$	0,500	$\xi_1=$	0,803	$\rho_{p, eff}=$	0,016755	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}=$	0,001
$s_{r, max}[mm]=$	203	$w_k[mm]=$	0,18	<	$w_{lim}[mm]=$	0,3			
$k_c=$	0,600	$k_y=$	0,800						
$\sigma_{st}[Mpa]=$	291	<	400		$\sigma_c[Mpa]=$	11,378	<	18	

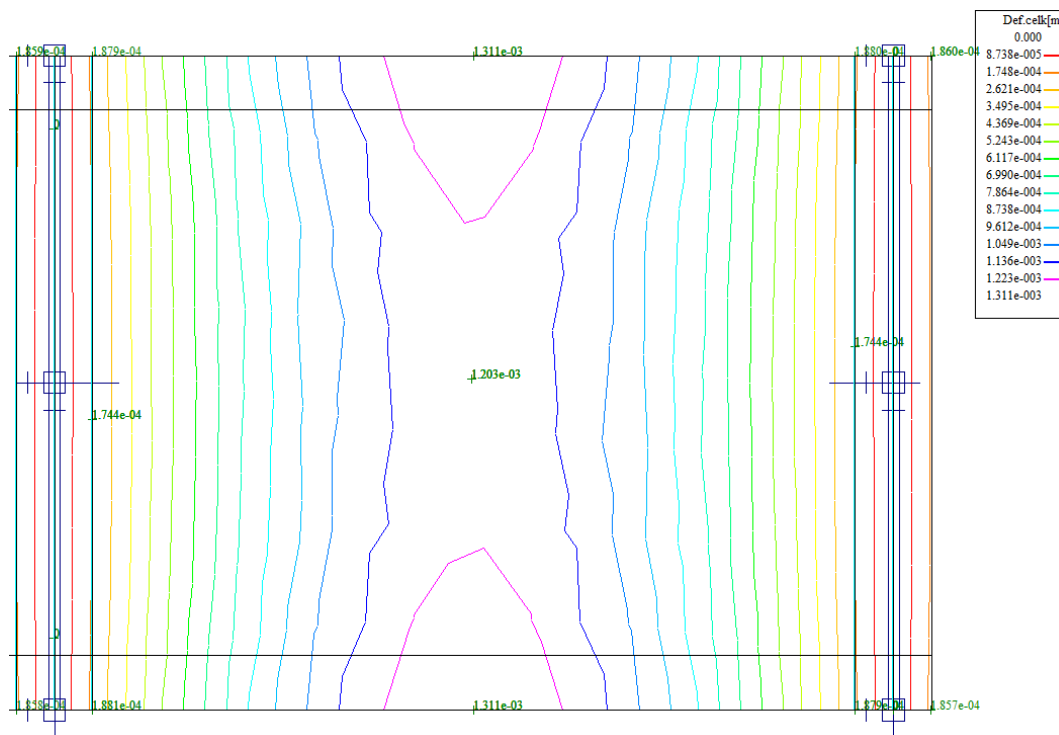
NK horní podélná výztuž desky nad podpěrou - tl. 0.65m

$M_{char}[MNm]=$	0,134	$A_s[m^2]=$	8	ϕ	14	$A_s[m^2]=$	0,001232	$\sigma_s[Mpa]=$	196
$b[m]=$	1,000	$f_{ct, eff}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0,039370	$k_t=$	0,600
$h[m]=$	0,650	$f_{ck}[MPa]=$	30,0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0,800	$k_1=$	0,800
$c[m]=$	0,080	$f_{cd}[MPa]=$	17,0	$\varepsilon_{cu}=$	0,0035	$\eta=$	1,000	$k_2=$	0,500
$d[m]=$	0,570	$E_{cm}[MPa]=$	36000	$E_s[MPa]=$	200000	$\alpha_e=$	5,556	$k_3=$	3,400
$h_{c, eff}[m]=$	0,200	$A_p[m^2]=$	0	ϕ	15,5	$A_p[m^2]=$	0,000000	$k_4=$	0,425
$A_{c, eff}[m^2]=$	0,200	$\xi=$	0,500	$\xi_1=$	0,672	$\rho_{p, eff}=$	0,006158	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}=$	0,000
$s_{r, max}[mm]=$	387	$w_k[mm]=$	-0,19	<	$w_{lim}[mm]=$	0,3			
$k_c=$	0,600	$k_y=$	0,800						
$\sigma_{st}[Mpa]=$	196	<	400		$\sigma_c[Mpa]=$	7,6761	<	18	

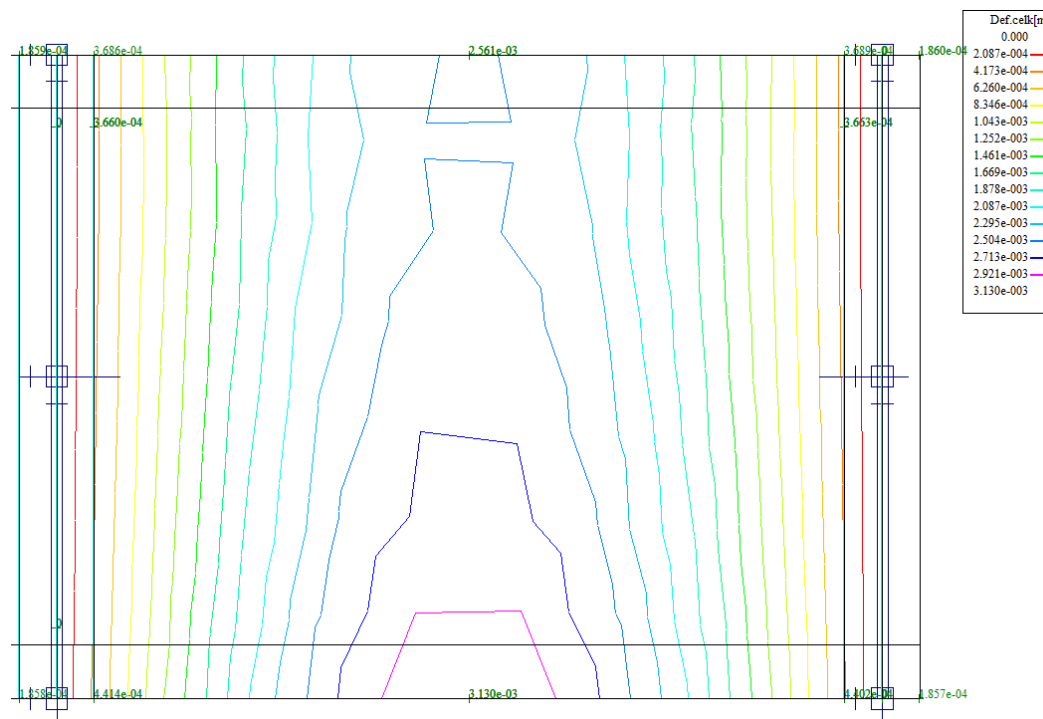


12.2.2 Posouzení průhybů

MSP_LM1 min/max - LM110001 1.00*G0+1.00*G1



MSP_LM1 min/max



$$v_{\max} = v_g + v_p = 3,130\text{mm}$$

$$v_{\lim} = \frac{L}{300} = \frac{7,70}{300} = 25\text{mm} > v_{\max} = 3,130\text{mm}$$

12.2.3 Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení. To je v daném případě určeno pouze pro podélné momenty z extrémů strojové superpozice následovně:

$$M_{equ-min} = 160,819 \text{ kNm/m} \quad M_{equ-max} = 0,7 \cdot (408,575 - 160,816) + 160,819 = 334,38 \text{ kNm/m}$$

Únava betonu:

$$x = \frac{A_{st,d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \sigma_c = \frac{M}{b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0.4x)} \quad \beta_{cc} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$$

$$t = \text{čas poč. cyklického zatížení} \quad k_1 = 0.85 (\text{pro } N = 10^6 \text{ cyklů})$$

$$S_{cement_tř.R} = 0.2 \quad S_{cement_tř.N} = 0.25 \quad S_{cement_tř.N} = 0.38$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc} \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$\text{metoda 1: } \sigma_{cd,max} + 0.43 \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min}}{\sigma_{cd,max}}} \leq 1$$

$$\text{metoda 2: } \frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9 \text{ pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} (\leq 0.8 \text{ pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa})$$

Únava betonářské oceli

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta \sigma_{s,eq} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{RSK} (N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad \sigma_{s,eq} = \frac{M_{equ}}{A_s \cdot (d - 0.4 \cdot x)}$$

$$\gamma_{F,fat} = 1.0 \quad \gamma_{s,fat} = 1.0 \quad \Delta \sigma_{RSK} (N^*) = 162.5 \text{ MPa}$$

NK dolní podélná výztuž příčně uprostřed rozpětí – tl. 0.35m

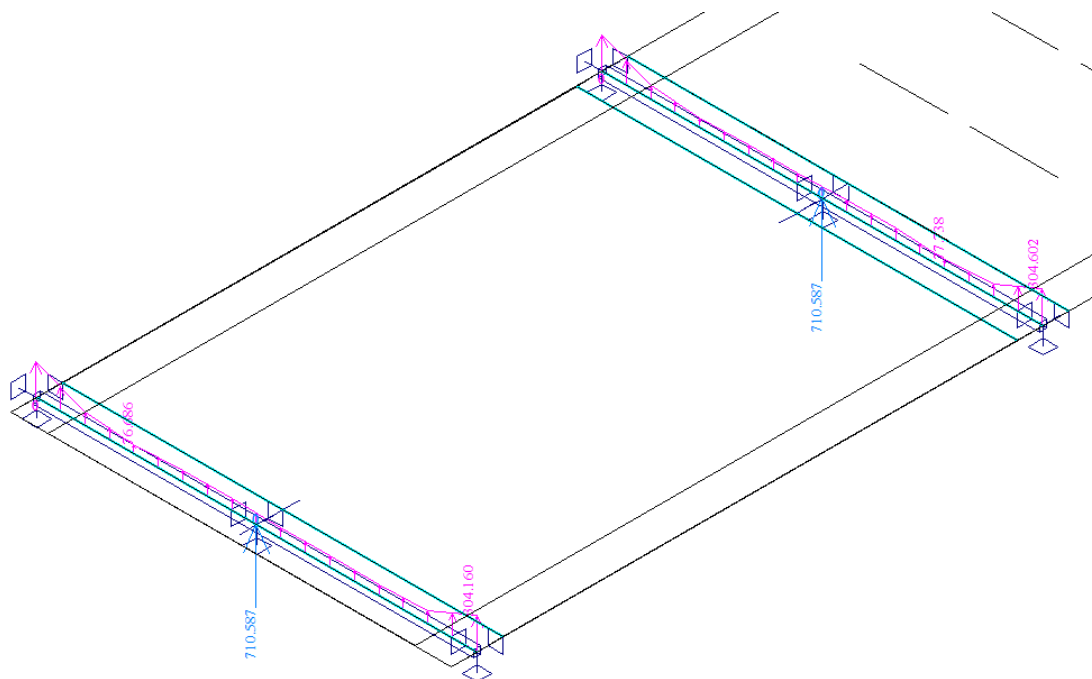
$M_{equ,max}[\text{MNm}] = 0,334$	$M_{equ,min}[\text{MNm}] = 0,161$		9	ϕ	20
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli				$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0,002827
$b[\text{m}] = 1,000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2,9$	$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\lambda =$	0,800
$h[\text{m}] = 0,650$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30,0$	$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\eta =$	1,000
$c[\text{m}] = 0,060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17,0$				
$d[\text{m}] = 0,590$				$x[\text{m}] =$	0,090
Beton:	$\sigma_{cd,max}[\text{MPa}] = 8,3$	$\sigma_{cd,min}[\text{MPa}] = 4,0$		$\beta_{cc} =$	1,099
$s = 0,20$	$t[\text{dni}] = 100$	$k_1 = 0,85$		$f_{cd,fat}[\text{MPa}] =$	14,0
podmínka 1	0,91	< 1,00			vyhovuje
podmínka 2	0,60	< 0,63		< 0,8	vyhovuje
Ocel:	$\sigma_{s,max}[\text{MPa}] = 213$	$\sigma_{s,min}[\text{MPa}] = 103$			
$\gamma_{F,fat} = 1,00$	$\gamma_{s,fat} = 1,00$	$\Delta \sigma_{RSK}[\text{MPa}] = 162,5$			
podmínka:	110	< 163			vyhovuje

13 Spodní stavby

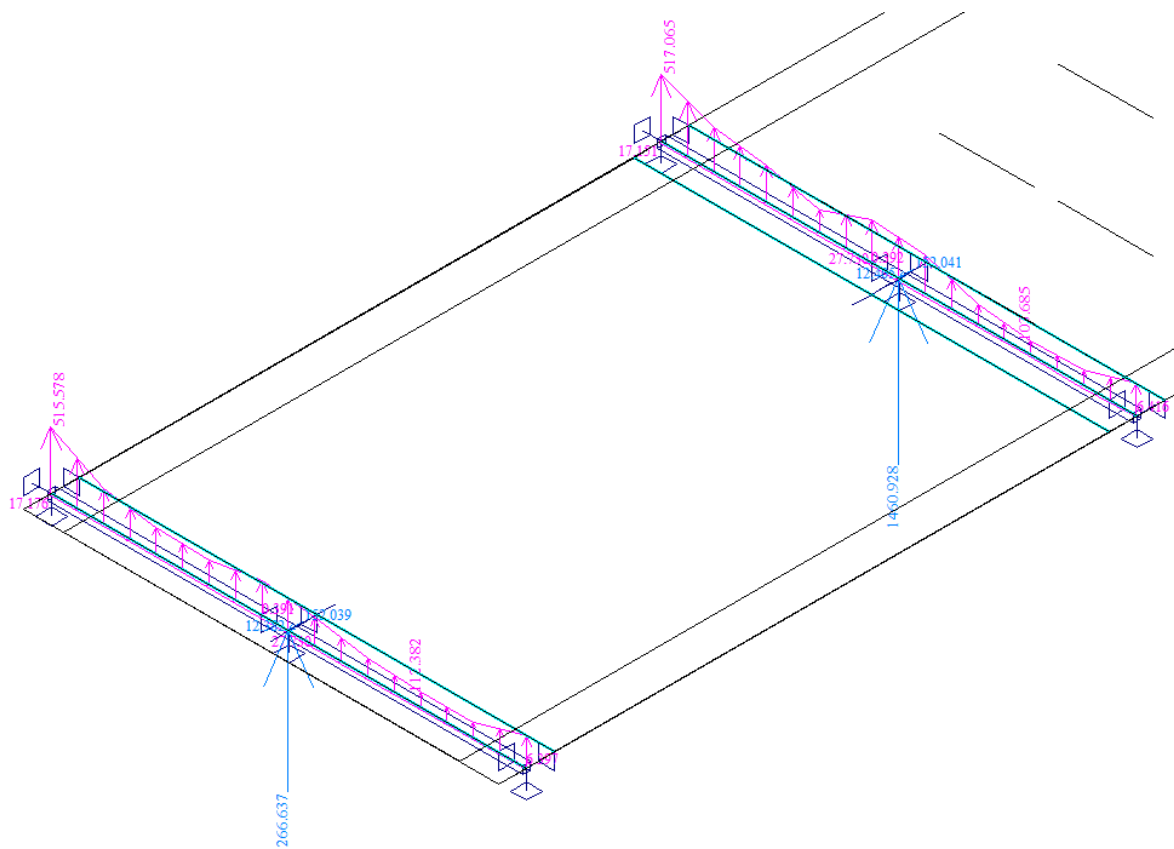
13.1 Posouzení základu opěr

Zatížení bylo převzato z normy ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostu dopravou (Změna 3).

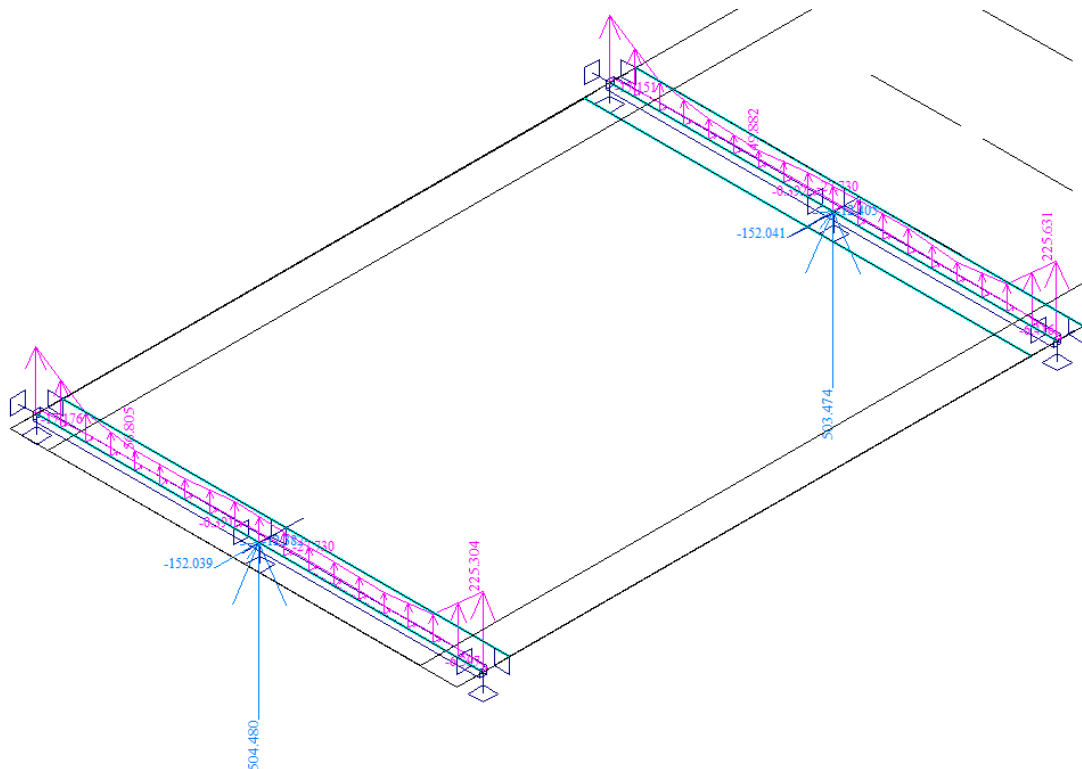
Reakce MSP G



Reakce MSP max



Reakce MSP min



13.2 Posouzení opěry

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)

Trvalá návrhová situace

		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)

Trvalá návrhová situace

Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení

Trvalá návrhová situace

Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

 $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

 $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

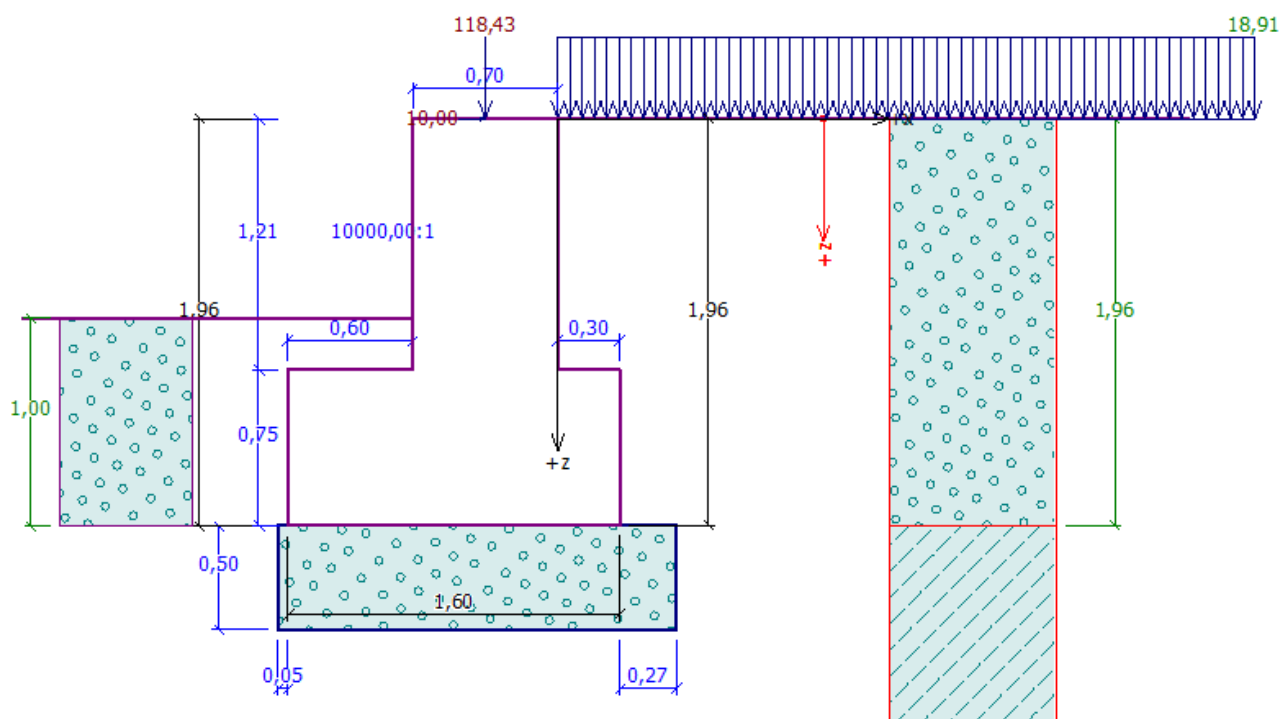
Mez kluzu

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



Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,21
3	0,30	1,21
4	0,30	1,96
5	-1,30	1,96
6	-1,30	1,21
7	-0,70	1,21
8	-0,70	0,00




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

Plocha řezu zdi = 2,05 m².

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	9,00	0,00
2	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	10,00	5,00
3	Třída G1, ulehlá		41,50	0,00	21,00	11,00	0,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída G3, ulehlá		nesoudržná	35,50	-	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
3	Třída G1, ulehlá		nesoudržná	41,50	-	-	-

Parametry zemin

Třída G3, ulehlá

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



Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 5,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 41,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,96	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas

Zemina tvořící základ - Třída G1, ulehlá

Geometrie

Tloušťka základu $h = 0,50$ mVysazení vlevo $b_l = 0,05$ mVysazení vpravo $b_p = 0,27$ m

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		stálé	18,91				na terénu

Číslo	Název
1	zasyp po úroveň NK $h=0,995$

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehlá

Výška zeminy před zdí

 $h = 1,00$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	ANO		vlastní tíha nk+svršek	stálé	0,00	118,43	0,00	-0,35	0,00
2	ANO		vrubový kloub	stálé	10,00	0,00	0,00	-0,35	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	-0,78	47,08	0,86	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,98	-0,33	0,01	0,30	1,000	1,000	1,350



Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,94	1,66	1,40	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	9,68	-0,65	5,24	1,47	1,350	1,350	1,350
zasyp po úroveň NK h=0,995	9,83	-0,98	5,67	1,45	1,350	1,350	1,000
vlastní tíha nk+svršek	0,00	-1,96	118,43	0,95	1,000	1,000	1,350
vrubovou kloub	-10,00	-1,96	0,00	0,95	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 140,37$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 20,22$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 146,31$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 12,36$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 149,01 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-40,89	238,44	7,53	0,000	149,01
2	-30,75	181,91	12,36	0,000	113,68

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-33,83	178,09	5,53

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

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

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 450,00$ kPa

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

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 149,01$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 321,43$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Dimenzace 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. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-0,60	19,46	0,35	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,25	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	5,82	-0,40	0,00	0,70	1,350	1,000	1,350
zasyp po úroveň NK h=0,995	9,58	-0,60	0,00	0,70	1,350	1,000	1,350
vlastní tíha nk+svršek	0,00	-1,21	118,43	0,35	1,000	1,350	1,000
vrubovou kloub	-10,00	-1,21	0,00	0,35	1,000	1,000	1,000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 6,65

Krytí výztuže = 30,0 mm



Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,70 m

Tažená vlákna jsou na přední straně průřezu, průřez nelze tímto programem posoudit.

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,96	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas

Zemina tvořící základ - Třída G1, ulehlá

Geometrie

Tloušťka základu $h = 0,50$ m

Vysazení vlevo $b_l = 0,05$ m

Vysazení vpravo $b_p = 0,27$ 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	NE	NE	stálé	18,91				na terénu
Číslo	Název							
1	zasyp po úroveň NK h=0,995							

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehá

Výška zeminy před zdí

$h = 1,00 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x	F_z	M	x	z
	nová	změna			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]
1	NE	NE	vlastní tíha nk+svršek	stálé	0,00	118,43	0,00	-0,35	0,00
2	NE	NE	vrubový kloub	stálé	10,00	0,00	0,00	-0,35	0,00
3	ANO		LM1	proměnné	-25,33	125,06	-27,77	-0,35	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

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	-0,78	47,08	0,86	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,98	-0,33	0,01	0,30	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,94	1,66	1,40	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	9,68	-0,65	5,24	1,47	1,350	1,350	1,350
zasyp po úroveň NK $h=0,995$	9,83	-0,98	5,67	1,45	1,350	1,350	1,000
vlastní tíha nk+svršek	0,00	-1,96	118,43	0,95	1,000	1,000	1,350
vrubový kloub	-10,00	-1,96	0,00	0,95	1,000	1,000	1,000
LM1	25,33	-1,96	125,06	0,95	1,500	0,000	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 267,68 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 136,34 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 146,31 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 12,36 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 308,92 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	47,08	426,03	45,52	0,069	308,92
2	57,22	369,50	12,36	0,097	286,34

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	24,82	303,15	30,86
2	24,82	303,15	5,53

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0,097$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 450,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 308,92 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 321,43 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-0,60	19,46	0,35	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,25	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	5,82	-0,40	0,00	0,70	1,350	1,000	1,350
zasyp po úroveň NK h=0,995	9,58	-0,60	0,00	0,70	1,350	1,000	1,350
vlastní tíha nk+svršek	0,00	-1,21	118,43	0,35	1,000	1,350	1,000
vrubový kloub	-10,00	-1,21	0,00	0,35	1,000	1,000	1,000
LM1	25,33	-1,21	125,06	0,35	1,500	1,500	1,500

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 6,65

Krytí výztuže = 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,70 m

Stupeň vyztužení

 $\rho = 0,20 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy


 $x = 0,04 \text{ m} < 0,41 \text{ m} = x_{max}$


Posouvající síla na mezi únosnosti

 $V_{Rd} = 223,51 \text{ kN} > 48,54 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti

 $M_{Rd} = 374,77 \text{ kNm} > 86,44 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,96	Třída G3, ulehlá	

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas

Zemina tvořící základ - Třída G1, ulehá

GeometrieTloušťka základu $h = 0,50$ mVysazení vlevo $b_l = 0,05$ mVysazení vpravo $b_p = 0,27$ 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	NE	NE	stálé	18,91				na terénu
2	ANO		proměnné	40,00		0,00	5,00	na terénu

Číslo	Název
1	zasyp po úroveň NK $h=0,995$
2	LM1 za opěrou

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehá

Výška zeminy před zdí $h = 1,00$ 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	NE	NE	vlastní tíha nk+svršek	stálé	0,00	118,43	0,00	-0,35	0,00
2	NE	NE	vrubový kloub	stálé	10,00	0,00	0,00	-0,35	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)**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	-0,78	47,08	0,86	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,98	-0,33	0,01	0,30	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,94	1,66	1,40	1,000	1,000	1,350



Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Aktivní tlak	9,68	-0,65	5,24	1,47	1,350	1,350	1,350
zasyp po úroveň NK h=0,995	9,83	-0,98	5,67	1,45	1,350	1,350	1,000
LM1 za opěrou	16,81	-0,95	4,94	1,45	1,500	1,500	1,500
vlastní tíha nk+svršek	0,00	-1,96	118,43	0,95	1,000	1,000	1,350
vrubový kloub	-10,00	-1,96	0,00	0,95	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 148,05$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 44,06$ kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 152,27$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 37,57$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 153,65 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-21,87	245,85	32,73	0,000	153,65
2	-11,73	189,33	37,57	0,000	118,32

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-21,15	183,04	22,34

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 450,00$ kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 153,65$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 321,43$ kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-0,60	19,46	0,35	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	-0,25	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	5,82	-0,40	0,00	0,70	1,350	1,000	1,350
zasyp po úroveň NK h=0,995	9,58	-0,60	0,00	0,70	1,350	1,000	1,350
LM1 za opěrou	19,92	-0,59	0,00	0,70	1,500	0,000	1,500
vlastní tíha nk+svršek	0,00	-1,21	118,43	0,35	1,000	1,350	1,000
vrubová kloub	-10,00	-1,21	0,00	0,35	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 6,65

Krytí výztuže = 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,70 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,20 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,41 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 223,51 \text{ kN} > 40,44 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 374,77 \text{ kNm} > 16,62 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

13.3 Posouzení uhlové zídky

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

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

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70	[-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50	[-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30	[-]

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

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

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Mimořádná návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,00	[-]

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

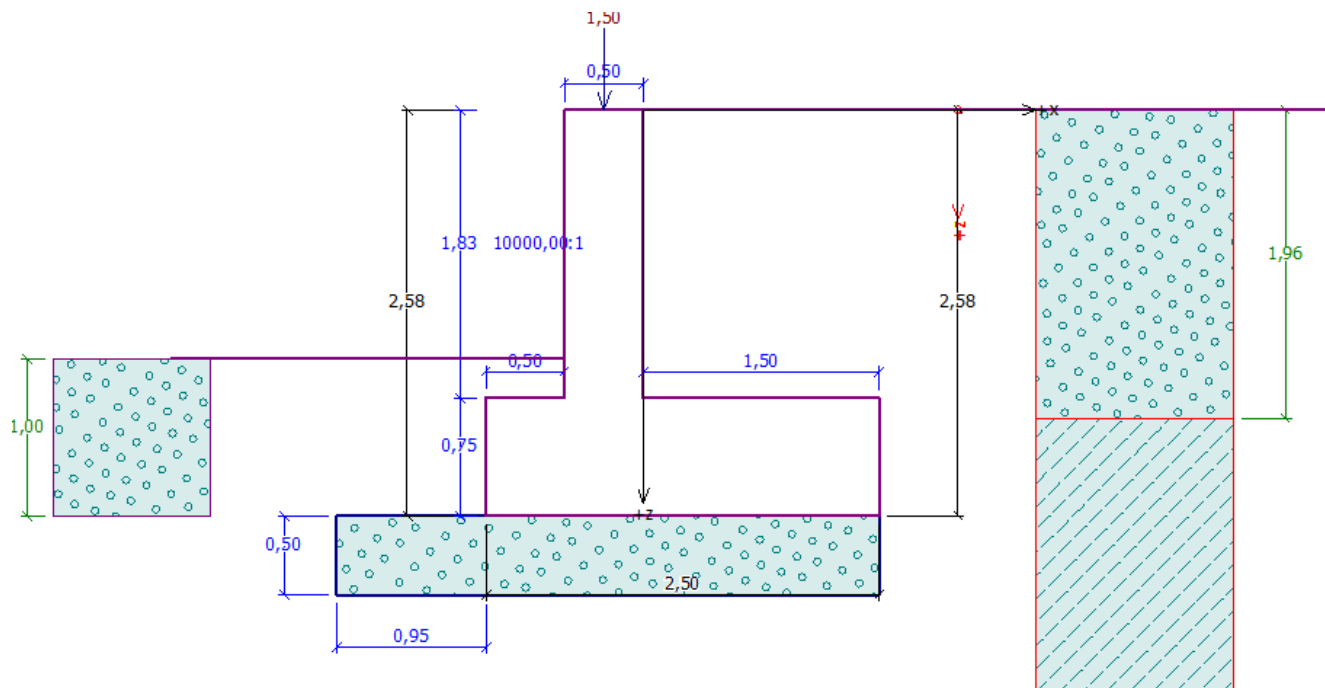
Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,83
3	1,50	1,83
4	1,50	2,58
5	-1,00	2,58
6	-1,00	1,83

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
7	-0,50	1,83
8	-0,50	0,00

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




Plocha řezu zdi = 2,79 m².



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	9,00	0,00
2	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	10,00	5,00
3	Třída G1, ulehlá		41,50	0,00	21,00	11,00	0,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída G3, ulehlá		nesoudržná	35,50	-	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
3	Třída G1, ulehlá		nesoudržná	41,50	-	-	-

Parametry zemin

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :

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

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$$\varphi_{ef} = 35,50^\circ$$

Statický výpočet

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



Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 5,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 41,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,96	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas
 Zemina tvořící základ - Třída G1, ulehlá

Geometrie

Tloušťka základu $h = 0,50 \text{ m}$
 Vysazení vlevo $b_l = 0,95 \text{ m}$
 Vysazení vpravo $b_p = 0,00 \text{ m}$

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 G3, ulehlá
 Výška zeminy před zdí $h = 1,00 \text{ m}$
 Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	ANO	svodidlo	stálé	0,00	1,50	0,00	-0,25	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	-0,80	64,18	1,09	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,98	-0,33	0,01	0,25	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,53	35,77	1,55	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	12,08	-1,07	16,59	2,19	1,000	1,000	1,350
svodidlo	0,00	-2,58	1,50	0,75	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 116,17$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 11,57$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 94,95$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 8,10$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 63,74 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-4,72	159,36	10,94	0,000	63,74
2	-3,50	118,05	8,10	0,000	47,22

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-3,50	118,05	8,10

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 450,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$
 Max. napětí v základové spáře $\sigma = 63,74 \text{ kPa}$
 Únosnost základové půdy $R_d = 321,43 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace 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. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-0,91	21,03	0,25	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,25	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	13,32	-0,61	0,00	0,50	1,350	1,000	1,350
svodidlo	0,00	-1,83	1,50	0,25	1,000	1,350	1,000

Posouzení dířku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 6,65

Krytí výztuže = 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$



Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 177,81 \text{ kN} > 17,74 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 258,54 \text{ kNm} > 10,94 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,96	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas

Zemina tvořící základ - Třída G1, ulehlá

Geometrie

Tloušťka základu $h = 0,50 \text{ m}$

Vysazení vlevo $b_l = 0,95 \text{ m}$

Vysazení vpravo $b_p = 0,00 \text{ m}$

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		proměnné	49,00		0,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	LM1 za zdí

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, ulehá

Výška zeminy před zdí $h = 1,00$ 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	NE	NE	svodidlo	stálé	0,00	1,50	0,00	-0,25	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

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	-0,80	64,18	1,09	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,98	-0,33	0,01	0,25	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,53	35,77	1,55	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	12,08	-1,07	16,59	2,19	1,000	1,000	1,350
LM1 za zdí	24,64	-0,86	19,78	2,06	1,500	1,500	1,500
LM1 za zdí	0,00	-2,58	27,32	1,28	0,000	0,000	1,500
svodidlo	0,00	-2,58	1,50	0,75	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 159,93$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 43,24$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 118,81$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 45,06$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 92,52 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1,60	230,02	47,89	0,003	92,52
2	4,01	147,72	45,06	0,011	60,40

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	0,72	165,15	32,74
2	1,51	137,83	32,74

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0,011$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 450,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 92,52 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 321,43 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-0,91	21,03	0,25	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,25	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	13,32	-0,61	0,00	0,50	1,350	1,000	1,350
LM1 za zdí	36,65	-0,90	0,00	0,50	1,500	0,000	1,500
svodidlo	0,00	-1,83	1,50	0,25	1,000	1,350	1,000

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 6,65

Krytí vyztuže = 30,0 mm



Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$ Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 177,81 \text{ kN} > 72,72 \text{ kN} = V_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 258,54 \text{ kNm} > 60,69 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.**

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,96	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas

Zemina tvořící základ - Třída G1, ulehlá

Geometrie

Tloušťka základu $h = 0,50$ m

Vysazení vlevo $b_l = 0,95$ m

Vysazení vpravo $b_p = 0,00$ m

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 G3, ulehlá

Výška zeminy před zdí $h = 1,00$ 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	NE	NE	svodidlo	stálé	0,00	1,50	0,00	-0,25	0,00
2	ANO		kolo1	mimořádné	0,00	90,00	0,00	0,30	0,00
3	ANO		kolo2	mimořádné	0,00	120,00	0,00	2,30	0,00
4	ANO		náraz	mimořádné	-26,00	0,00	0,00	0,00	-0,75

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : mimořádná

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

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	-0,80	64,18	1,09	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-3,98	-0,33	0,01	0,25	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,53	35,77	1,55	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	12,08	-1,07	16,59	2,19	1,000	1,000	1,000
svodidlo	0,00	-2,58	1,50	0,75	1,000	1,000	1,000
kolo1	0,00	-2,58	90,00	1,30	0,000	0,000	1,000
kolo2	0,00	-2,58	120,00	3,30	0,000	0,000	1,000



Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
náraz	26,00	-3,33	0,00	1,00	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{res} = 162,64$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 98,15$ kNm/m**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 104,44$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 34,10$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 131,21 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-167,44	328,05	34,10	0,000	131,21
2	83,08	118,05	34,10	0,282	108,05

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-167,44	328,05	34,10
2	83,08	118,05	34,10

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0,282$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Max. napětí v základové spáře $\sigma = 131,21$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 450,00$ kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-0,91	21,03	0,25	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-0,25	-0,08	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	13,32	-0,61	0,00	0,50	1,000	1,000	1,000
svodidlo	0,00	-1,83	1,50	0,25	1,000	1,000	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
kolo1	0,00	-1,83	90,00	0,80	0,000	1,000	0,000
kolo2	0,00	-1,83	120,00	2,80	0,000	1,000	0,000
náraz	26,00	-2,58	0,00	0,50	1,000	0,000	1,000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 6,65

Krytí výztuže = 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,29 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,29 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 177,81 \text{ kN} > 39,08 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 258,54 \text{ kNm} > 75,15 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

13.4 Posouzení pažení

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

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 : $\gamma_{M0} = 1,00$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

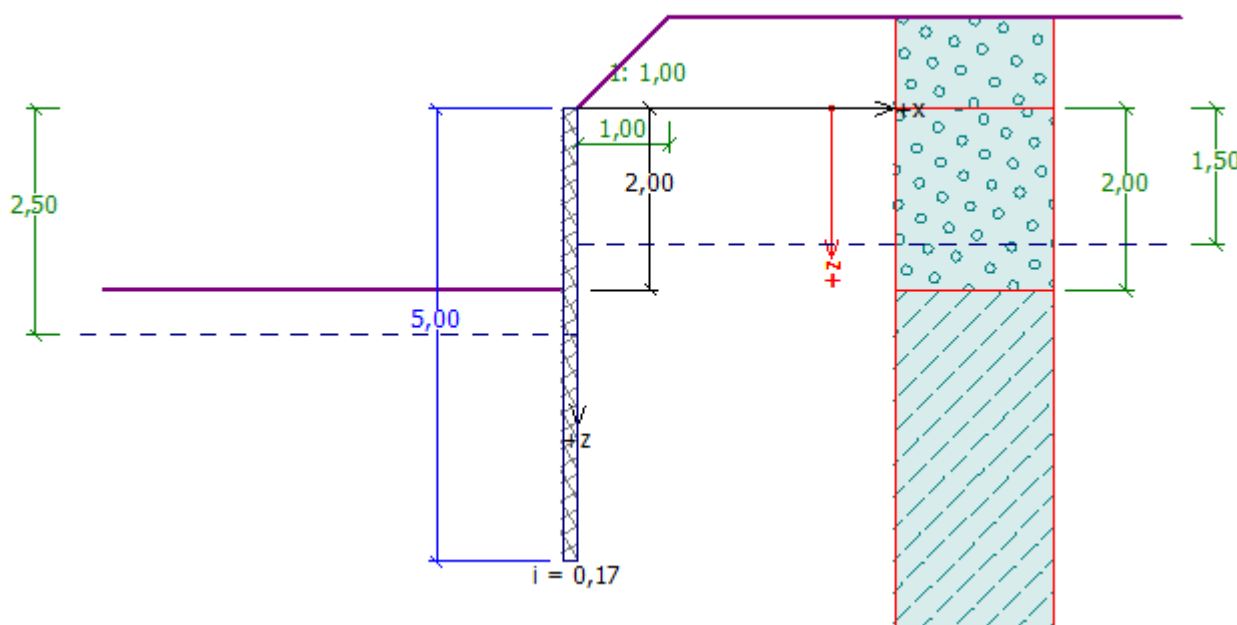
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

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

Součinitele redukce zatížení (F)				
Dočasná návrhová situace				
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35	[-]	
Součinitele redukce odporu (R)				
Dočasná návrhová situace				
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10	[-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 5,00 m



Název průřezu : Štětovnice : I an

Plocha průřezu

Moment setrvačnosti

Modul pružnosti

Modul pružnosti ve smyku

Průřezový modul

Plastický průřezový modul

$$A = 1,14E-02 \text{ m}^2/\text{m}$$
$$I = 6,64E-05 \text{ m}^4/\text{m}$$

E = 210000,00 MPa

G = 81000,00 MPa

$$W = 6.000\text{E-}04 \text{ m}^3/\text{m}$$
$$W_{pl} = 7,200E-04 \text{ m}^3/\text{m}$$

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu

$$f_v = 235,00 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti



E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku

G = 81000,00 MPa

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	9,00	0,00
2	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	10,00	5,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída G3, ulehlá		nesoudržná	35,50	-	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída G3, ulehlá		0,25	114,00	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		0,40	8,50	-

Parametry zemin



Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ =	19,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	35,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Zemina :	nesoudržná	
Edometrický modul :	E_{oed} =	114,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	19,00 kN/m ³

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ =	20,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	21,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	12,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	5,00 °
Zemina :	soudržná	
Poissonovo číslo :	ν =	0,40
Edometrický modul :	E_{oed} =	8,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	20,00 kN/m ³

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Hloubení

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

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,00 (úhel sklonu je 45,00 °).
Výška náspu je 1,00 m, délka náspu je 1,00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,50 m

Podloží u paty konstrukce je propustné.

Hydraulický gradient = 0,17

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

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

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**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
0.40	0.00	0.00	0.00	7.07	8.73	97.66
0.43	0.00	0.00	0.00	7.21	9.35	104.62
0.58	0.00	0.00	0.00	7.97	12.59	115.55
1.50	-0.00	-0.00	-0.00	12.60	19.92	182.75
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	19.01	27.15	208.27
2.00	-0.00	-0.00	-37.41	13.07	40.22	163.83
2.50	-0.00	-6.67	-61.78	20.68	49.11	188.61
2.66	0.00	-7.58	-65.11	20.88	49.73	194.43
5.00	-0.00	-20.56	-112.57	23.70	58.56	251.54

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [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	-11.32	0.00	0.00	-0.00
0.13	0.00	0.00	-10.87	2.20	-0.14	0.01
0.25	0.00	0.00	-10.42	4.39	-0.55	0.05
0.38	0.00	0.00	-9.97	6.59	-1.23	0.15
0.50	0.00	0.00	-9.52	7.56	-2.12	0.36
0.63	0.00	0.00	-9.07	8.19	-3.10	0.69
0.75	0.00	0.00	-8.62	8.82	-4.17	1.14
0.88	0.00	0.00	-8.18	9.45	-5.31	1.73
1.00	0.00	0.00	-7.73	10.08	-6.53	2.47
1.13	0.00	0.00	-7.29	10.71	-7.83	3.37
1.25	0.00	0.00	-6.85	11.34	-9.21	4.43
1.38	0.00	0.00	-6.42	11.97	-10.66	5.67
1.50	0.00	0.00	-5.99	12.60	-12.20	7.10
1.63	0.00	0.00	-5.57	14.20	-13.87	8.73
1.75	0.00	0.00	-5.16	15.81	-15.75	10.58
1.88	0.00	0.00	-4.76	17.41	-17.83	12.67
1.99	0.00	0.00	-4.40	18.91	-19.95	14.88
2.01	0.00	0.00	-4.36	-24.60	-20.08	15.20
2.13	0.00	0.00	-4.01	-28.52	-16.97	17.38

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.25	0.00	0.00	-3.67	-32.72	-13.14	19.26
2.38	15.13	0.00	-3.34	-36.78	-8.65	20.53
2.50	15.13	0.00	-3.04	-31.96	-4.36	21.34
2.63	15.13	0.00	-2.76	-28.29	-0.60	21.64
2.75	15.13	0.00	-2.50	-24.98	2.73	21.51
2.88	15.13	0.00	-2.27	-22.04	5.66	20.98
3.00	15.13	0.00	-2.07	-19.45	8.25	20.11
3.13	15.13	15.13	-1.88	-15.66	10.53	18.87
3.25	15.13	15.13	-1.72	-10.94	12.19	17.44
3.38	15.13	15.13	-1.58	-6.82	13.29	15.84
3.50	15.13	15.13	-1.45	-3.23	13.91	14.14
3.63	15.13	15.13	-1.34	-0.13	14.12	12.38
3.75	15.13	15.13	-1.24	2.55	13.96	10.63
3.88	15.13	15.13	-1.16	4.87	13.50	8.91
4.00	15.13	15.13	-1.09	6.89	12.76	7.26
4.13	15.13	15.13	-1.02	8.65	11.79	5.73
4.25	15.13	15.13	-0.96	10.22	10.60	4.32
4.38	15.13	15.13	-0.91	11.65	9.24	3.08
4.50	15.13	15.13	-0.86	12.96	7.70	2.02
4.63	15.13	15.13	-0.81	14.21	6.00	1.17
4.75	15.13	15.13	-0.76	15.41	4.15	0.53
4.88	15.13	15.13	-0.71	16.59	2.15	0.14
5.00	15.13	15.13	-0.67	17.77	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 20,10 kN/m

Maximální moment = 21,64 kNm/m

Maximální deformace = 11,3 mm

Posouzení hydraulického zdvihu

Stabilizující tíha zeminy σ_{stb} = 54,00 kPa

Destabilizující tlak vody u_{dst} = 13,50 kPa

Posouzení hydraulického zdvihu VYHOVUJE

Posouzení vyplavování zeminy



Kritický hydraulický gradient i_c = 0,60

Hydraulický gradient i = 0,17

Posouzení vyplavování zeminy VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Hloubení

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

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,00 (úhel sklonu je 45,00 °).

Výška náspu je 1,00 m, délka náspu je 1,00 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,50 m

Podloží u paty konstrukce je propustné.

Hydraulický gradient = 0,17

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	18,00		1,50	5,00	na terénu

Číslo	Název
1	auto 320kN 6,0x3,0m

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**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	8.56	8.56
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.56	8.56
0.07	0.00	0.00	0.00	1.23	10.29	16.97
0.07	0.00	0.00	0.00	6.17	10.29	16.97
0.21	0.00	0.00	0.00	8.58	13.72	50.54
0.40	0.00	0.00	0.00	11.95	18.25	97.66
0.43	0.00	0.00	0.00	12.09	18.91	104.62
0.58	0.00	0.00	0.00	12.82	22.25	115.55
0.58	0.00	0.00	0.00	12.82	20.14	115.55
0.63	0.00	0.00	0.00	13.04	20.49	118.79
0.83	0.00	0.00	0.00	14.06	22.15	134.02
1.04	0.00	0.00	0.00	15.07	23.81	149.25
1.25	0.00	0.00	0.00	16.09	25.47	164.47
1.46	0.00	0.00	0.00	17.11	27.13	179.70
1.50	-0.00	-0.00	-0.00	17.31	27.46	182.75
1.67	0.00	0.00	0.00	19.42	29.88	191.26
1.88	0.00	0.00	0.00	22.06	32.89	201.89
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	23.64	34.70	208.27
2.00	-0.00	-0.00	-37.41	20.86	48.18	163.83
2.08	0.00	-1.11	-41.47	22.09	49.51	167.96
2.29	0.00	-3.89	-51.62	25.18	52.84	178.28
2.50	-0.00	-6.67	-61.78	28.28	56.18	188.61
2.50	0.00	-6.67	-61.78	28.28	56.18	188.61
2.66	0.00	-7.58	-65.11	28.42	56.51	194.43
2.71	0.00	-7.82	-66.01	28.46	56.60	195.52
2.92	0.00	-8.98	-70.25	28.63	57.04	200.61



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.13	0.00	-10.14	-74.48	28.81	57.49	205.71
3.33	0.00	-11.30	-78.71	28.98	57.96	210.80
3.54	0.00	-12.45	-82.94	29.16	58.43	215.89
3.75	0.00	-13.61	-87.18	29.33	58.93	220.98
3.96	0.00	-14.77	-91.41	29.50	59.44	226.07
4.17	0.00	-15.93	-95.64	29.68	59.96	231.17
4.38	0.00	-17.08	-99.87	29.85	60.50	236.26
4.58	0.00	-18.24	-104.11	30.03	61.05	241.35
4.79	0.00	-19.40	-108.34	30.20	61.61	246.44
5.00	-0.00	-20.56	-112.57	30.38	62.19	251.54

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [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	-27.24	0.00	0.00	0.00
0.13	0.00	0.00	-26.20	7.13	-0.45	0.02
0.25	0.00	0.00	-25.16	9.30	-1.47	0.14
0.38	0.00	0.00	-24.13	11.48	-2.77	0.40
0.50	0.00	0.00	-23.09	12.43	-4.26	0.84
0.63	0.00	0.00	-22.06	13.04	-5.86	1.47
0.75	0.00	0.00	-21.02	13.65	-7.52	2.30
0.88	0.00	0.00	-19.99	14.26	-9.27	3.35
1.00	0.00	0.00	-18.97	14.87	-11.09	4.62
1.13	0.00	0.00	-17.95	15.48	-12.99	6.13
1.25	0.00	0.00	-16.93	16.09	-14.96	7.87
1.38	0.00	0.00	-15.93	16.70	-17.01	9.87
1.50	0.00	0.00	-14.93	17.31	-19.13	12.13
1.63	0.00	0.00	-13.95	18.89	-21.40	14.66
1.75	0.00	0.00	-12.99	20.48	-23.86	17.49
1.88	0.00	0.00	-12.04	22.06	-26.52	20.63
1.99	0.00	0.00	-11.18	23.54	-29.18	23.89
2.01	0.00	0.00	-11.06	-16.82	-29.40	24.36
2.13	0.00	0.00	-10.22	-20.79	-27.20	27.67
2.25	0.00	0.00	-9.36	-25.03	-24.34	30.90
2.38	0.00	0.00	-8.53	-29.27	-20.94	33.74
2.50	0.00	0.00	-7.74	-33.50	-17.02	36.12
2.63	0.00	0.00	-6.99	-35.93	-12.68	37.97
2.75	0.00	0.00	-6.28	-38.37	-8.04	39.27
2.88	0.00	0.00	-5.62	-40.80	-3.09	39.97
3.00	0.00	0.00	-5.00	-43.24	2.16	40.03
3.13	0.00	0.00	-4.42	-45.67	7.72	39.42
3.25	15.13	0.00	-3.89	-40.83	13.37	37.97
3.38	15.13	0.00	-3.40	-34.03	18.05	36.00
3.50	15.13	0.00	-2.96	-27.84	21.91	33.49
3.63	15.13	0.00	-2.55	-22.21	25.03	30.55
3.75	15.13	0.00	-2.17	-17.11	27.48	27.26
3.88	15.13	15.13	-1.82	-10.26	29.35	23.65
4.00	15.13	15.13	-1.50	-0.99	30.04	19.92

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.13	15.13	15.13	-1.21	7.61	29.62	16.18
4.25	15.13	15.13	-0.93	15.67	28.16	12.56
4.38	15.13	15.13	-0.66	23.30	25.72	9.18
4.50	15.13	15.13	-0.41	30.63	22.35	6.17
4.63	15.13	15.13	-0.16	37.74	18.07	3.63
4.75	15.13	15.13	0.08	44.74	12.92	1.69
4.88	15.13	15.13	0.32	51.68	6.89	0.44
5.00	15.13	15.13	0.56	58.60	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 30,04 kN/m

Maximální moment = 40,03 kNm/m

Maximální deformace = 27,2 mm

Posouzení hydraulického zdvihu

Stabilizující tíha zeminy σ_{stb} = 54,00 kPa

Destabilizující tlak vody u_{dst} = 13,50 kPa

Posouzení hydraulického zdvihu VYHOVUJE

Posouzení vyplavování zeminy

Kritický hydraulický gradient i_c = 0,60

Hydraulický gradient i = 0,17

Posouzení vyplavování zeminy VYHOVUJE

14 Závěr

Nosná konstrukce vyhovuje z betonu třídy **C30/37-XF2** vyztuženého výztuží **B500B (10505(R))** dle kapitoly „Posouzení nosné konstrukce“. Dolní podélnou výztuž desky navrhují s ohledem na únavu z 9φR20 po 100 mm. Horní podélnou výztuž nad podpěrou navrhují s ohledem na únavu z 9φR12/m po 100 mm, příčná výztuž při dolním povrchu vyhovuje min. z 8φR14/m po 125 mm, horní příčná výztuž navrhují z 8φR12/m po 125 mm.

Smyková výztuž bude realizována sponami v počtu 9φR8/m².

Základy vyhovují z betonu třídy **C25/30-XF2** vyztuženého výztuží **B500B (10505(R))**. Dolní podélnou výztuž základu navrhují z 6,67φR16 po 150mm Svislá výztuž dřívku bude realizovaná z 6,67φR16 po 150mm.

Pažení bude provedeno z štetovnice typu I an.

Při provádění výkopových prací je nutné ověřit předpokládané parametry základové zeminy v případě, že budou jiné zeminy než předpokládá statický návrh je nutné konstrukci znovu posoudit na prověřené skutečnosti a parametry zemin v podzákladí minimální únosnost základové zeminy v základové spáře je $R_d=350\text{kPa}$, návrhová únosnost základové půdy je $R=450\text{kPa}$

V Liberci 04/2018

Ing. Igor Bálik