

**INVESTOR****KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC  
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 04 Sokolov, pošta Dolní Rychnov

**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 221 27 - 11****STAVBA****MODERNIZACE MOSTU  
EV.Č. 221 27 - 11 VELICHOV**

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

Prašná 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****INVESTOR****KSUSKK p.o.**

ING. IGOR BÁLIK

ING. EVA DRAGOUNOVÁ

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

**ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO****2016-078****DATUM****03/2017****STUPEŇ****DSP/PDPS****PŘÍLOHA****STATICKÝ VÝPOČET****Č. PŘÍLOHY****8****PARÉ**

## Obsah

<b>1 Identifikační údaje .....</b>	<b>3</b>
<b>2 Základní údaje o objektu.....</b>	<b>3</b>
<b>3 Podklady.....</b>	<b>4</b>
3.1 Změny oproti předchozí dokumentaci .....	4
<b>4 Všeobecný popis .....</b>	<b>4</b>
4.1 Stavba a její zvláštnosti .....	4
4.1.1 Popis.....	4
4.1.2 Územní podmínky.....	6
4.2 Nosná konstrukce .....	6
4.3 Spodní stavba .....	7
4.3.1 Opěry .....	7
4.3.2 Křídla .....	7
4.3.3 Gabionová zeď .....	7
4.4 Pažení.....	8
<b>5 Předpoklady výpočtu .....</b>	<b>9</b>
5.1 Obecné předpoklady výpočtu .....	9
5.2 Geotechnické podmínky .....	9
<b>6 Materiálové charakteristiky .....</b>	<b>9</b>
6.1 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce .....	9
<b>7 Geometrie .....</b>	<b>11</b>
7.1 Tvar konstrukce .....	11
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
<b>8 Zatížení konstrukce .....</b>	<b>16</b>
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
8.1.4 Ostatní stálá zatížení – tlak zeminy.....	16
8.2 Nahodilá zatížení .....	17
8.2.1 Nahodilé zatížení sněhem .....	17
8.2.2 Nahodilé zatížení větrem.....	17
8.2.3 Nahodilé zatížení teplotou .....	17
8.2.4 Nahodilé zatížení dopravou.....	19
8.2.4.1 Roznášení soustředěných zatížení .....	19
8.2.4.2 Model zatížení 1 (LM1).....	20
8.2.4.3 Model zatížení 2 (LM2).....	21
8.2.4.4 Model zatížení 3 (LM3).....	21
8.2.4.5 Model zatížení 3 (LM3a).....	21
8.2.4.6 Model zatížení 3 (LM3b).....	22
8.2.4.7 Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí).....	22
8.2.4.8 Brzdné a rozjezdové síly .....	22
8.2.4.9 Odstředivé a jiné příčné síly .....	23
8.2.4.10 Nahodilá zatížení na únavu .....	23

8.2.4.11 Model zatížením na únavu 1 (LM1 U) .....	23
8.2.4.12 Model zatížením na únavu 2 (soubor častých vozidel) .....	24
8.2.4.13 Model zatížením na únavu 3 (model jednotlivého vozidla) .....	24
8.2.4.14 Model zatížením na únavu 4 (soubor normalizovaných nákladních vozidel) .....	25
<b>9 Sestavené zatěžovací stavy .....</b>	<b>26</b>
9.1 Výpis zatěžovacích stavů .....	26
<b>10 Výpočet vnitřních sil.....</b>	<b>26</b>
10.1 Kombinace zatížení .....	26
<b>11 Superpozice zatěžovacích stavů .....</b>	<b>27</b>
<b>12 Posouzení nosné konstrukce - klenba .....</b>	<b>35</b>
12.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSU .....	35
12.1.1 Posouzení na ohyb.....	35
12.1.2 Posouzení na smyk .....	38
12.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSP.....	39
12.2.1 Omezení trhlin a napětí .....	39
<b>13 Posouzení nosné konstrukce – čelní zídky .....</b>	<b>41</b>
13.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSU .....	41
13.1.1 Posouzení na ohyb.....	41
13.1.2 Posouzení na smyk .....	43
13.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSP .....	44
13.2.1 Omezení trhlin a napětí .....	44
13.2.2 Posouzení průhybů.....	45
<b>14 Posouzení pažení pro podchycení stožáru .....</b>	<b>46</b>
14.1 Posouzení pažící konstrukce.....	46
14.2 Výpočet stability svahu .....	52
<b>15 Posouzení gabionové zídky .....</b>	<b>56</b>
<b>16 Závěr .....</b>	<b>60</b>



## 1 Identifikační údaje

<b>Stavba</b>	<b>Modernizace mostu ev.č. 221 27 - 11 Velichov</b>
<b>Objekt číslo</b>	<b>SO 201</b>
<b>Název objektu</b>	<b>Modernizace mostu ev.č. 221 27 - 11 Velichov</b>
<b>Kraj</b>	CZ041 Karlovarský
<b>Obec</b>	555703 Velichov (okres Karlovy Vary)
<b>Katastrální území</b>	777943 Velichov (okres Karlovy Vary)
<b>Investor</b>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 04 Sokolov
<b>Uvažovaný správce objektu</b>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 04 Sokolov
<b>Projektant objektu</b>	<b>S.A.W. Consulting s r. o.</b> středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Ing. Eva Dragounová tel. 723 179 027 Silnice III/22127
<b>Pozemní komunikace</b>	Silnice III/22127
<b>Staničení na komunikaci</b>	-
<b>Zatížení</b>	Zatížení dle ČSN EN 1991
<b>Účel dokumentace</b>	<b>Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby - DSP/PDPS</b>

## 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 (inundační území)
odstavec d)	o 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)	klenbový
odstavec o)	uzavřeně uspořádaný
odstavec p)	s neomezenou volnou výškou

<i>Charakteristika objektu</i>	Most na účelové silnici III. třídy, jednoplošný, s horní mostovkou, kolmý, trvalý, klenbový, přesýpaný s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	7,92 m
<i>Délka mostu</i>	24,06 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	11,10 m
<i>Rozpětí</i>	9,50 m
<i>Šikmost mostu</i>	90°
<i>Volná šířka mostu</i>	8,25 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka mostu</i>	8,85 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	3,15 m v ose mostu
<i>Stavební výška</i>	1,42 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	13,75 m x 7,5 m = 103,125 m <sup>2</sup>
<i>Důležitá upozornění</i>	V rámci rekonstrukce mostu bude nutné staticky zajistit stávající základ betonového sloupu ve správě ČEZ Distribuce a.s., který je za mostem u opěry O2 vlevo. Při výkopových pracích bude nutné zvýšené opatrnosti při provádění výkopových prací u mostu na levé straně mostu, kde leží podzemní jednotná kanalizace DN 300 ve správě VAK a.s. a podzemní vedení metalického kabelu ve správě CETIN a.s. V prostoru mezi horní hranou klenby a povrchem komunikace na pravé straně mostu je uloženo vodovodní potrubí IPE 110 ve správě VAK a.s.

**Popis objektu:**

- založení opěr mostu – stávající pravděpodobně plošné na základových pasech
- založení křídel mostu – nové na železobetonové desce
- nosná konstrukce – stávající železobetonová klenba zesílená novou spřaženou železobetonovou deskou pomocí spřahujících trnů
- opěry – stávající masivní betonové pravděpodobně z prostého betonu
- křídla – plošně založená železobetonová úhlová
- úprava povrchů – sanace podhledu nosné konstrukce, nové betonové plochy dle předepsaného typu bednění a úpravy

**Vybavení mostu:**

- římsy – železobetonové monolitické
- izolace – izolační souvrství schválené MDS ČR
- zábradlí – se svislou výplní
- stálé zařízení – most není vybaven stálým zařízením

**3 Podklady****3.1 Změny oproti předchozí dokumentaci**

Na tuto stavbu byl zpracován jednostupňový projekt DSP/PDPS.

**4 Všeobecný popis****4.1 Stavba a její zvláštnosti****4.1.1 Popis**

Stávající stavba je situována v intravilánu obce Velichov. Jedná se o rekonstrukci stávajícího mostu na komunikaci III. třídy přes inundační území řeky Ohře.

Stávající most je jednoplošný trvalý s betonovou spodní stavbou tvořící dvě opěry a betonová samostatně stojící křídla mostu. Betonové povrchy opěr jsou v dobrém stavu, a proto je navržena jejich sanace. Stávající křídla mostu jsou vykloněná a historicky stažená v horní části dříku křídel ocelovými táhly přes podložku a matici. Nosná konstrukce je tvořena železobetonovou klenbou tl. 250 mm. Lokálně je na podhledu

nosné konstrukce patrná obnažená výztuž s degradovanou betonovou krycí vrstvou. Výztuž je mírně zasažena korozi s minimálním úbytkem profilu. Poprsní zídky mostu jsou s četnými vodorovnými trhlinami a lokálně je v okolí těchto trhlin hloubkově degradovaný beton. Římsy na mostě tvoří parapetní železobetonové zídky na obou dvou stranách. Tyto zídky jsou na křídlech znatelně vykloněné od svislé osy. Je zřejmé, že hydroizolace na mostě je lokálně ve špatné stavu a místy zcela nefunkční, jelikož jsou patrné průsaky s výluhy skrz klenbu mostu. Vozovka na mostě je asfaltová s četnými trhlinami a prasklinami a v přechodových oblastech mostu pokleslá s řadou trhlin. Pod mostem je pouze zemina a jsou patrné stopy po dopravě. Pravděpodobně historicky tento most sloužil jako inundační, ale nyní je zde užíván jako spojovací cesta mezi pozemky. V blízkosti mostu je celá řada stávajících sítí jak nadzemních.

Celkově je most dle provedené HPM dne 25.03.2014 klasifikován takto:

#### Spodní stavba

Stavební stav: Koeficient stavebního stavu:

N (Způsob stanovení zatížitelnosti neznámý)

IV – Uspokojivý  $a = 0,8$

$V_n = 12 \text{ t}$

#### Nosná konstrukce

$V_r = 34 \text{ t}$

Stavební stav: Koeficient stavebního stavu:

$V_e = 152 \text{ t}$

V – Špatný  $a = 0,6$

Vzhledem k výše uvedeným závadám bylo rozhodnuto o celkovém odstranění křídel mostu, stávajících poprsních zídek až do úrovně horní hrany stávající klenby, zesílení stávající železobetonové klenby novou spřaženou železobetonovou klenbou s novými poprsními zdmi a kompletně novými železobetonovými křídly plošně založenými. Most je navržen na normovou zatížitelnost.

V rámci rekonstrukce mostu je upravena komunikace na mostě a v nezbytném rozsahu v přilehlém úseku. Niveleta na mostě je navržena příčně střechovitěho sklonu a v podélném sklonu spádována k opěře O1.

Stávající železobetonová klenba bude zesílena novou železobetonovou spřaženou klenbou tl. 300 mm. Nově navržené železobetonové poprsní zdi tl. 600 mm budou vystupovat z nově navržené klenby a na levé straně mostu je tato poprsní zeď rozšířena konzolou pro uložení pochozí římsy. Křídla jsou navržena s dříkem tl. 600 mm vlevo rozšířené o konzolu stejného tvaru jako na mostě. Dříky křídel byly navrženy na jednotném základovém pase (desce) na podkladním betonu. V případě potřeby bude provedeno zlepšení základové spáry pod křídly. Líc opěr bude sanován stejně tak jako podhled klenby. Na nové klenbě a křídlech je navržena nová hydroizolace včetně odvodnění rubu opěr. Římsy jsou navrženy jako železobetonové kotvené do nosné konstrukce pomocí kotev do vývrtu. Na římsách je navrženo nové zábradlí se svislou výplní.

Vody z povrchu vozovky na mostě jsou odváděny příčným spádem k římsám na mostě a podélným spádem k opěře O1. Za římsami je navrženo odláždění lomovým kamenem do betonu lemovaným betonovými obrubníky. Součástí odláždění před mostem u opěry O1 je nálevka pro svedení povrchových vod skluzem do paty svahového kužele odkud voda příkopem odtéká do prostoru pod most. Odláždění pod mostem se nenavrhuje. Nové přeložky sítí a nově umístění inženýrské sítě se nenavrhují. Stávající sítě v prostoru staveniště budou pouze dostatečně a vhodně ochráněny a v popřípadě provizorně podepřeny (vodovod nad klenbou VAK a.s.). Vodovodní potrubí IPE 110 bude po dobu rekonstrukce mostu podepřeno samonosnou konstrukcí a ochráněno proti poškození.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení a vytýčeny veškeré podzemní sítě v rozsahu staveniště. Vzhledem k blízkosti a četnosti inženýrských sítí je nutné při rekonstrukci mostu postupovat se zvýšenou opatrností, aby nedošlo k poškození jednotlivých inž. sítí.

Je navrženo kácení stávajících tří stromů - jasan 4 x 0,1 m + jasan 3 x 0,3 m + 1 x 0,4 včetně odstranění pařezu.

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 místní komunikaci bude po dobu rekonstrukce mostního objektu vyloučen s navrženou objízdnou trasou dle SO 151. Přechod pro pěší bude zajištěn po provizorní třípolové lávce celkové délky 36 m na panelové rovinanině výšky 1,0 m za hranou výkopu min. 1,5 m.

#### 4.1.2 Územní podmínky

Staveniště se nachází v Karlovarském kraji, okresu Karlovy Vary v intravilánu obce Velichov na komunikaci III. třídy v katastrálním území Velichov. Stavba je situována na komunikaci III. třídy přes inundační území (rameno) řeky Ohře na p.p.č. 1103 (Obec Velichov), p.p.č. 1123 (Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, p.o.) a p.p.č. 1124 (Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, p.o.) . Veškeré příjezdové a přístupové cesty na staveniště objektu jsou řešeny v rámci plánu organizace výstavby (POV).

V rámci stavebních prací bude nutné v okolí mostu provést mycení náletů a křovin a kácení tří stromů. Stavba se nenachází v žádné chráněné krajinné oblasti ani VKP.

#### 4.2 Nosná konstrukce

Po obnažení rubu stávající železobetonové klenby a odbourání poprsních zídek klenby bude provedeno mechanické očištění povrchů ručním nářadím a ručním pneumatickým nářadím (odstranění odloučený nesoudržných částí betonu). Dále bude provedeno otryskání všech povrchů tlakovou vodou do 1500 Bar.

Na stávající klenbě ze železobetonu je navržena nová zesilující spřažená železobetonová klenba z betonu **C30/37–XF2, XD1, XC4** tloušťky 300 mm. Nosná konstrukce je spřažena trny ve tvaru L z betonářské výztuže  $\phi 16$  v rastru 300 x 300 mm celkové délky trnu 450 mm. Vrty pro trny jsou navrženy  $\phi 22$  mm hl. 150 mm. Trny budou vlepeny do vyčištěných vrtů pomocí směsi pro vysokopevnostní kotvení na bázi cementu nebo epoxidu. Trny jsou navrženy také v lici stávající klenby, jelikož je navrženo také přebetonování líce stávající klenby o 300 mm. Po betonáži klenby bude nutné vybetonovat současně s křídly mostu díky poprsních zdí. Tvary poprsních zdí, které přechází plynule v křídla mostu jsou stejné jako jsou křídla mostu. Poprsní zdi a klenba je navržena z betonu **C30/37–XF2, XD1, XC4** vyztužena betonářskou ocelí třídy **B500B**. Z pohledu na most je tedy pohledový líc mostu kompaktní bez dilatačních spár.

Hydroizolace na klenbě a poprsních zdech je navržena typu 2 s ochranným obsypem tl. 600 mm ze šterkopísku fr. 8-32 mm.

**Všechny viditelné pracovní spáry budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20 !!!**

Po provedené hydroizolaci rubu klenby je možné provést sanaci podhledu líce klenby.

Degradovaný beton bude odstraněn na zdravý materiál a bude reprofilován sanačními maltami s hydrofobními a protikarbonatními účinky. Povrchové trhliny se opraví dle ČSN EN 1504, zásada oprav 1 "ochrana proti průsaku", metoda oprav 1.4 "povrchová bandáž trhlín". Degradovaný beton se opatří reprofilační maltou do 20 mm resp. do 40 mm dle ČSN EN 1504, zásady oprav 4 a 7, metoda oprav 4.4, 7.1, 7.2. Pokud použitý materiál nemá dostatečnou přídržnost k podkladu, je třeba vytvořit adhezní můstek nejlépe s polymercementové suspenze. Přídržnost k podkladu 1,5 N/mm<sup>2</sup> po 28 dnech.

#### Návrh sanace nosníků (spodní hrana nosníků a boční strany nosníků)

Předpříprava povrchu (celoplošně 100% povrchu)

- Mechanické očištění povrchu ručním nářadím a ručním pneumatickým nářadím - odstranění odloučený nesoudržných částí betonu.
- Otryskání povrchu betonové konstrukce vodním paprskem o tlaku do 1500 Bar.

Povrchová bandáž trhlín 1%

Adhezní můstek 10%

- Vodou ředitelný spojovací můstek pro aplikaci správkové malty s inhibitorem koroze.

Reprofilace (lokálně 10% povrchu) - jednovrstvá jemná reprofilační stěrka do 40 mm.

- Nanesení správkové malty na bázi cementu ( PCE ) mokřím způsobem při tloušťce jedné vrstvy max. 20mm, (celková tloušťka dle hloubky otryskání) – malta s hrubším zrnem.

Konečná povrchová úprava (100% povrchu)

- sjednocující stěrka jemnou maltou tl. cca 2 mm
- nátěr pro pasivaci výztuže

impregnační hydrofobní sjednocující nátěr – šedá barva

## 4.3 Spodní stavba

### 4.3.1 Opěry

#### Opěry

Stávající opěry mostu jsou betonové na krajích s cementovými výluhy vlivem zatékání. Povrch opěr je vhodný k sanaci. Je tedy navrženo mechanické očištění lokálních míst s nesoudržným betonem a celoplošné očištění povrchů tlakovou vodou do 1500 Bar. Následně je navržena reprofilace povrchu opěr (cca 5% plochy). Skrz opěru přibližně v polovině délky je navržen vrt Ø 200 mm pro vložení vyústění potrubí DN 180.

#### Sanace opěr (líc dříku):

Degradovaný beton bude odstraněn na zdravý materiál a bude reprofilován sanačními maltami s hydrofobními a protikarbonatačními účinky. Povrchové trhliny se opraví dle ČSN EN 1504, zásada oprav 1 "ochrana proti průsaku", metoda oprav 1.4 "povrchová bandáž trhlín". Degradovaný beton se opatří reprofilační maltou do 10 mm resp. do 20 mm dle ČSN EN 1504, zásady oprav 4 a 7, metoda oprav 4.4, 7.1, 7.2. Pokud použitý materiál nemá dostatečnou přídržnost k podkladu, je třeba vytvořit adhezní můstek nejlépe s polymercementové suspenze. Přídržnost k podkladu 1,5 N/mm<sup>2</sup> po 28 dnech.

#### Návrh sanace (líc dříku opěr)

Předpříprava povrchu (celoplošně 100% povrchu)

- Mechanické očištění povrchu ručním nářadím a ručním pneumatickým nářadím - odstranění odloučený nesoudržných částí betonu.
- Otryskání povrchu betonové konstrukce vodním paprskem o tlaku do 1500 Bar.

Povrchová bandáž trhlín 2%

Adhezní můstek 5%

- Vodou ředitelný spojovací můstek pro aplikaci správkové malty.

Reprofilace (lokálně 5% povrchu) - jednovrstvá jemná reprofilační stěrka do 20 mm.

- Nanese správkové malty na bázi cementu (PCE) mokřím způsobem při tloušťce jedné vrstvy max. 20mm, (celková tloušťka dle hloubky otryskání) – malta s hrubším zrnem.

Konečná povrchová úprava (100% povrchu)

- sjednocující stěrka jemnou maltou tl. cca 2 mm

impregnační hydrofobní nátěr

### 4.3.2 Křídla

Sávající křídla opěr mostu jsou vykloněná a historicky stažená ocelovými táhly přes dříky křídel pro zabránění dalšímu vyklonění. V rámci rekonstrukce mostu je navrženo odstranění těchto křídel mostu a navržení nových, plošně založených na společném základovém pase se zavěšenými konci křídel v délce 3 m. Dříky křídel jsou navrženy jako železobetonové tloušťky 800 mm z betonu **C30/37-XF2, XD1, XC4** a vyztužena betonářskou ocelí třídy **B500B**. Dřík levého dříku je rozšířen v horní části o konzolu délky 1350 mm, která podpírá mostní římsu. Minimální tloušťka konzoly je 250 mm a spodní hrana je navržena ve spádu 10 %. Horní hrana konzoly je navržena ve spádu 2,5 %. Z tloušťky dříku 800 mm je dřík zkosením 1:1 pod konzolou zúžen na 600 mm. Tvary křídel jsou v příloze č. 5 Výkres tvaru nosné konstrukce a křídel.

Izolace rubu dříku křídel je navržena typu 2 s ochranou geotextilií ve dvou vrstvách (2 x 200 g/m<sup>2</sup>) a ochranným obsypem ze ŠP fr. 8-32 mm tl. 600 mm. Na horní hraně křídel (pod římsou) jsou navrženy nátěry 1 x NPe a 1 x Na.

**Všechny viditelné (pohledové) pracovní spáry budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20**

**!!!**

### 4.3.3 Gabionová zeď

Gabionová zeď byla navržena z důvodu zachycení svahu tělesa komunikace v celkové délce 26 m. Díky této opěrné zdi nedochází k dočasnému ani trvalému záboru pozemku soukromého vlastníka pozemku p.p.č. 73/1.

Vzhledem k zatížení zdi bylo navrženo plošné založení na hutněném polštáři ze štěrkodrti a matraci délky 2,5 m tl. 0,3 m a spodním páse gabionu o šířce 2 m. Minimální hloubka založení je 0,80 m pod úroveň terénu před zdí.

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.

Ve výkopu za rubem opěrné zdi je uložen stávající vodovod. Tento vodovod bude ve výkopové jámě provizorně podepřen, zajištěn jak polohově tak výškově, vhodně a dostatečně ochráněn, aby nedošlo k jeho poškození.

Gabionové koše jsou navrženy na hutněném polštáři ze šterkodrti fr. 0-63 min. tl. 300 mm uloženém na separační tkané geotextili 200 g/m<sup>2</sup>. Hutnění je navrženo na  $I_d=0,9$ .

Základová spára zdi je navržena vodorovná v nulovém podélném sklonu a příčně ve sklonu 5 ° k rubu zdi. Začátek zdi je zavázán do svahu komunikace a na konci zdi navazuje u mostu na železobetonové křídlo mostu. Spodní gabionové matrace tl. 300 mm (půdorysného rozměru 2,5 x 1 m) jsou uloženy na hutněnou podkladní vrstvu ze šterkodrti tl. 300 mm příčně ve sklonu 5 ° k rubu zdi. Hutnění vrstvy ze šterkodrti je navrženo na  $I_d=0,9$ . Únosnost základové spáry je uvažována min. 250 KPa. Líc zdi je navržen ve sklonu 5 ° od svislé osy. Koše budou vázány a ručně vyskládány na místě podle vyprojektované polohy zdi. Konstrukce zdi má proměnou výšku od 1,3 m do 2,8 m. Výstavba opěrné zdi bude koordinována s modernizací mostu.

#### **Gabionové koše**

Gabionové koše jsou navrženy ve skladebných rozměrech 2 ks gabionů o rozměrech 2 x 1 x 1 a 1,5 x 1 x 1 m ve většině délky zdi a u křídla mostu (v nejvyšším místě zdi) je tato konstrukce zvýšena o gabionový koš 0,5 x 0,5 x 0,5 m.

Pro výstavbu zdi bude použit gabionový koš ze svařované sítě, průměr drátu minimálně 4,0 mm s předepsanou pevností svaru ve smyku min. 4 kN. Tahová pevnost drátů před spletením musí být vyšší než 400 MPa. Minimální pokovení drátu bude 260 g/m<sup>2</sup>. Požadovaná pevnost sítě 40 kN/m, únosnost spoje 40 kN/m. Velikost oka v rozmezí 100 – 120 mm.

Výška gabionových košů bude 1,0 m a 0,5 m. Horní viditelná hrana gabionových košů bude zasypána šterkodrtí fr. 0-16 mm v tloušťce 0,05 m. Zbylá část horní hrany je přesypána zeminou svahu komunikace, který je navržen normově 1:1,5 s ohumusováním a osetím travním osivem.

Pro výplň gabionů bude použito kamenivo, které nepodléhá povětrnostním vlivům, je nenasákavé a nenamrzavé a neobsahuje rozpustné soli. Druh kamene bude odsouhlasen stavebním dozorem investora. Plnění gabionů se požaduje ručním rovnáním a to v celém průřezu zdi ve všech vrstvách. Líc konstrukce zdi bude vyložen kamenivem o velikosti 1,5 - 2 násobku oka.

Konstrukční zásady, provádění a průkazní zkoušky kameniva musí být v souladu s technickými a kvalitativními podmínkami (TKP) – „Kapitola 30. – Speciální zemní konstrukce“.

#### **4.4 Pažení**

Z důvodu zajištění stávajícího betonového sloupu ve správě ČEZ Distribuce a.s. je nutné navrhnout záporové pažení.

Pažení je navrženo z ocelových zápor HE300B v osové vzdálenosti 1,5 m. Délka zápor je navržena 11 m. Zápor HE300B jsou osazeny do vývrtu D 500 mm s betonovým kořenem záporu výšky 4,5 m. Zápor jsou opatřeny ocelovou převázkou ze štetovnice III n po obvodě ve výšce přibližně 2,3 m pod úrovní horní hrany záporu. Pažení je kotvené ze strany mostu skrz převázkou zemní kotvou délky 9 m s injektovaným kořenem délky 5 m. Ze strany komunikace a svahového kužele je provedeno stažení přes ocelové převázky pomocí předpínacích vysokopevnostních tyčí  $\phi 32$  mm.

Zalití kořenu po úroveň dna výkopu je navrženo betonem **C16/20-X0**. Při postupném odtěžování zeminy jsou záporami postupně spouštěny dřevěné pažiny z trámů 150 x 150 mm. Po zásypových pracích přechodové oblasti mostu budou ocelové profily zápor uřezány min. 1,0 m pod novým terénem.

## 5 Předpoklady výpočtu

### 5.1 Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž nové části nosné konstrukce na stávající konstrukci jako celek bez vytváření pracovních spár.

Předpokládá se ze dojde k spřažení stávající a nové části nosné konstrukce.

### 5.2 Geotechnické podmínky

Inženýrsko geologický průzkum nebyl proveden. Vzhledem ke stavu spodní stavby mostu je předpokládáno vhodné podloží pro plošné založení mostu. Na stávající spodní stavbě nejsou patrné žádné poruchy založení mostu.

Po odkrytí základové spáry a provedení statické zatěžovací zkoušky za každou opěrou bude na stavbu přivolán geolog stavby a projektant pro rozhodnutí, zda bude nutné zlepšovat základové poměry.

Před provedením hutněného polštáře ze štěrkodrti bude provedena statická zatěžovací zkouška základové spáry. Pokud bude mít základová spára únosnost alespoň 200 kPa není nutné provádět zlepšení základové spáry pod železobetonovou deskou křídel pomocí hutněného polštáře ze štěrkodrti.

Založení nově navržených křídel mostu je v projektové dokumentaci navrženo plošné na hutněném polštáři ze štěrkodrti fr. 0-63 mm tl. 1000 mm. V polovině tloušťky hutněného polštáře ze štěrkodrti je navržena dvouosá geomříž. Tento polštář bude zhutněn na  $ld=0,9$ .

## 6 Materiálové charakteristiky

### 6.1 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

**Beton: C 30/37-XD1, XF2 (CZ) – CI 0.40 – D<sub>max</sub>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 doporučená 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
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>17.0 Mpa</b>			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>21.25 Mpa</b>			

**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
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=$	<b>1.3 Mpa</b>			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=$	<b>1.7 Mpa</b>			

**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
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=$	<b>434.8 Mpa</b>			
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=$	<b>500 Mpa</b>			

**Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.**

<b>S 4</b>			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
<b>S 5</b>				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			
$c_{nom}=c_{min} + \Delta c_{dev}=$	<b>50 mm</b>		EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

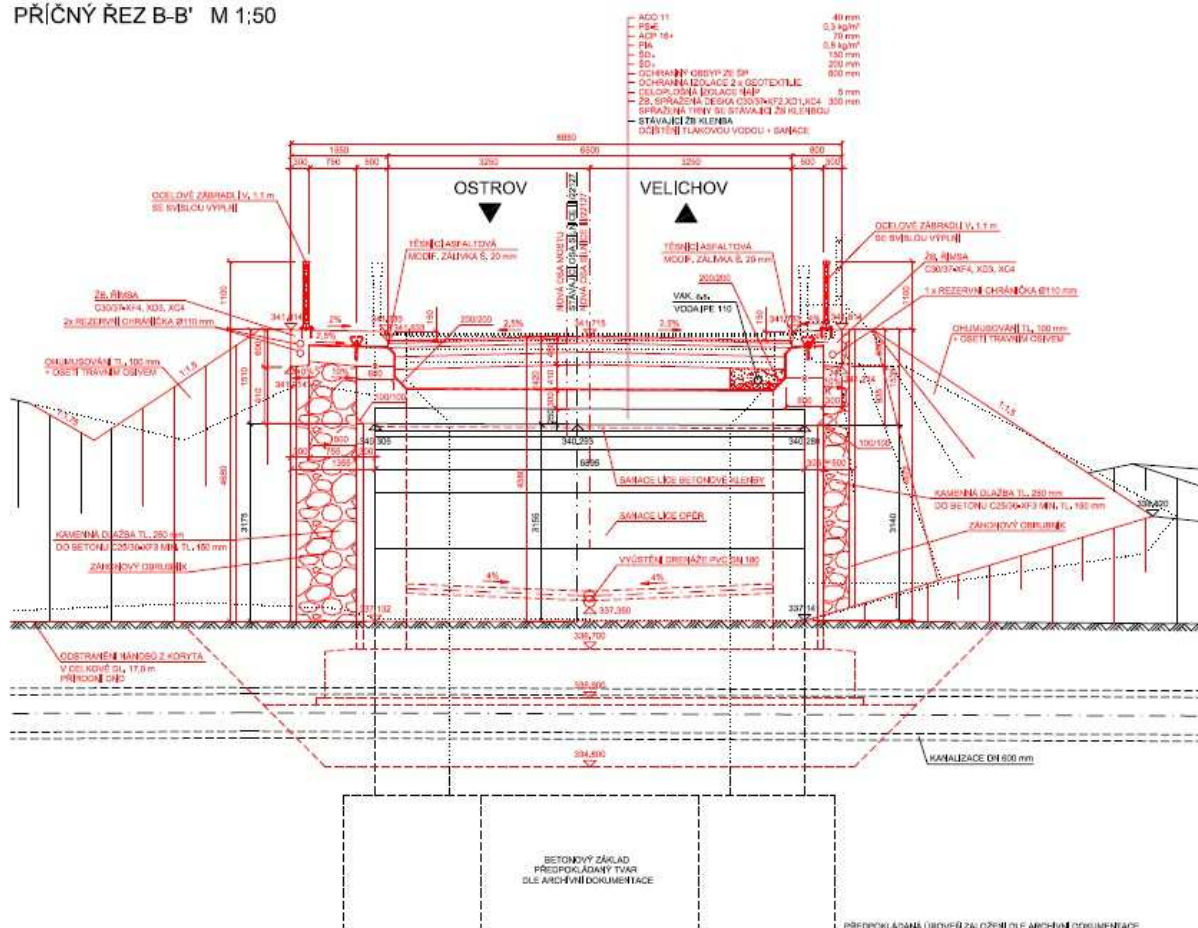
## 7 Geometrie

Tvar a základní rozměry mostu jsou patrné z příložených 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.

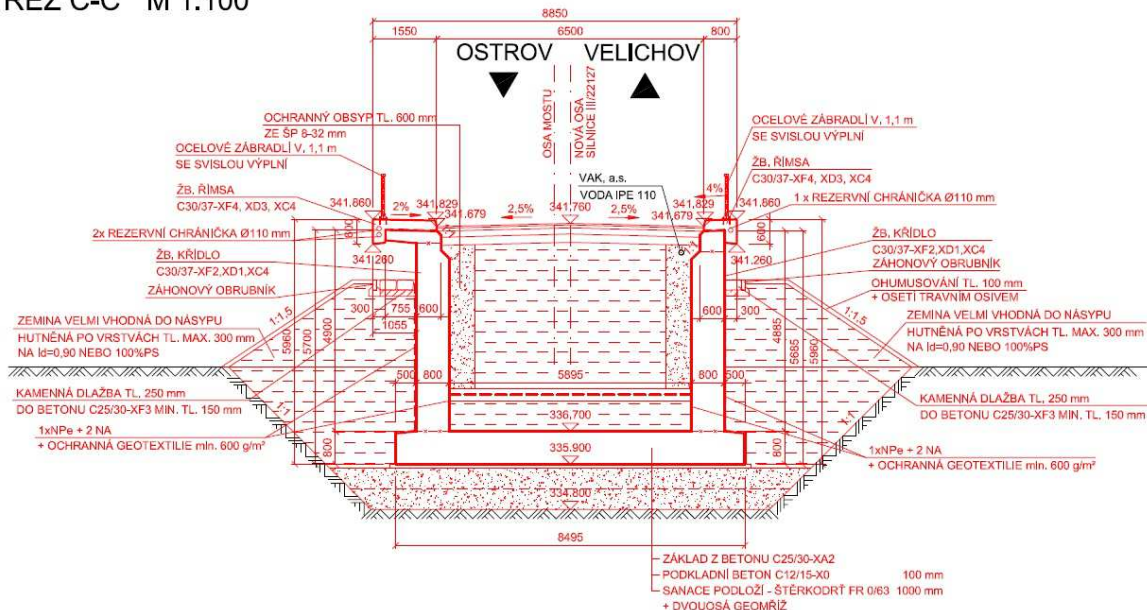
## 7.1 Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z dokumentace DSP-PDPS.

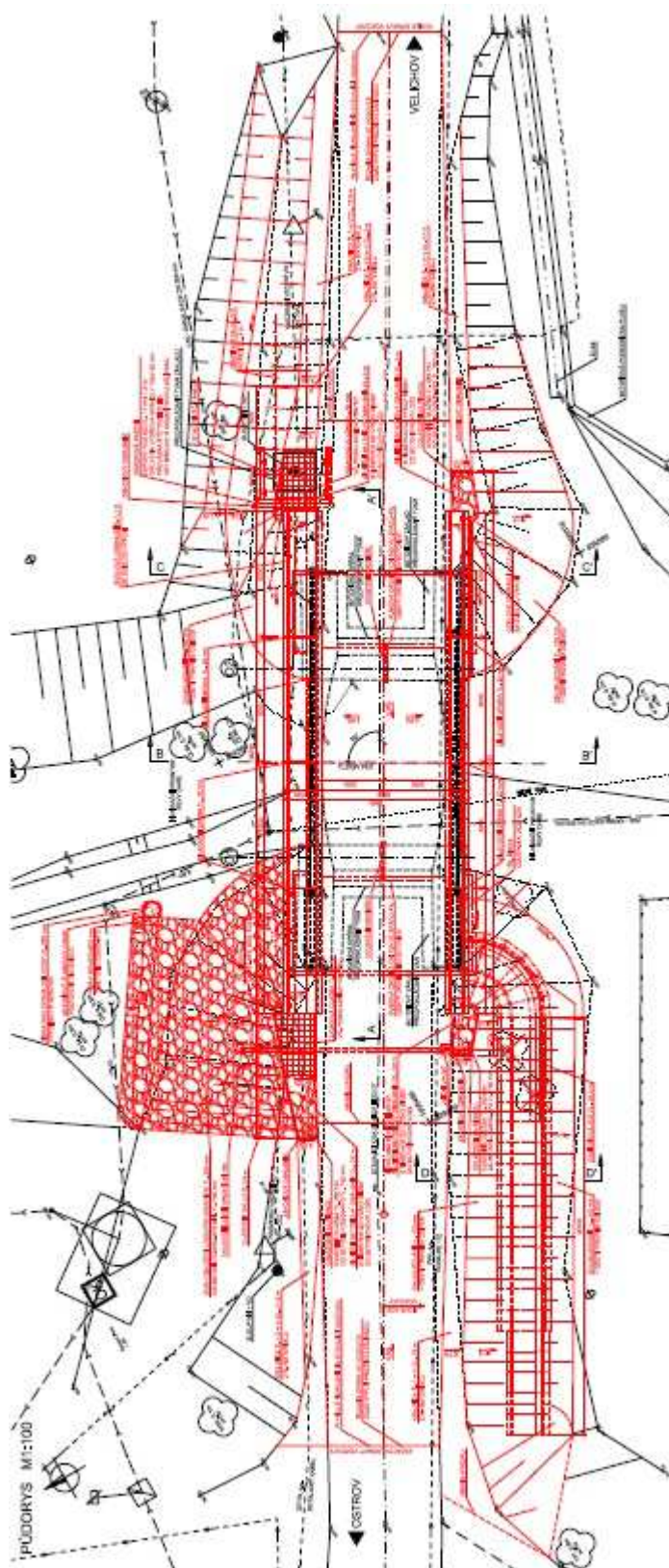
PŘÍČNÝ ŘEZ B-B' M 1:50

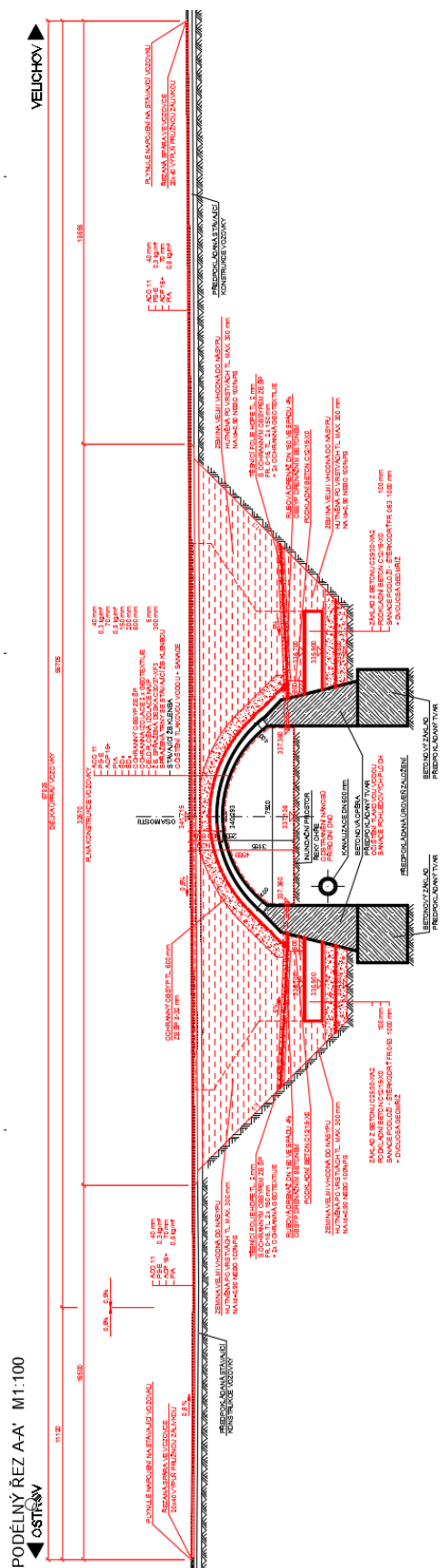


ŘEZ C-C' M 1:100





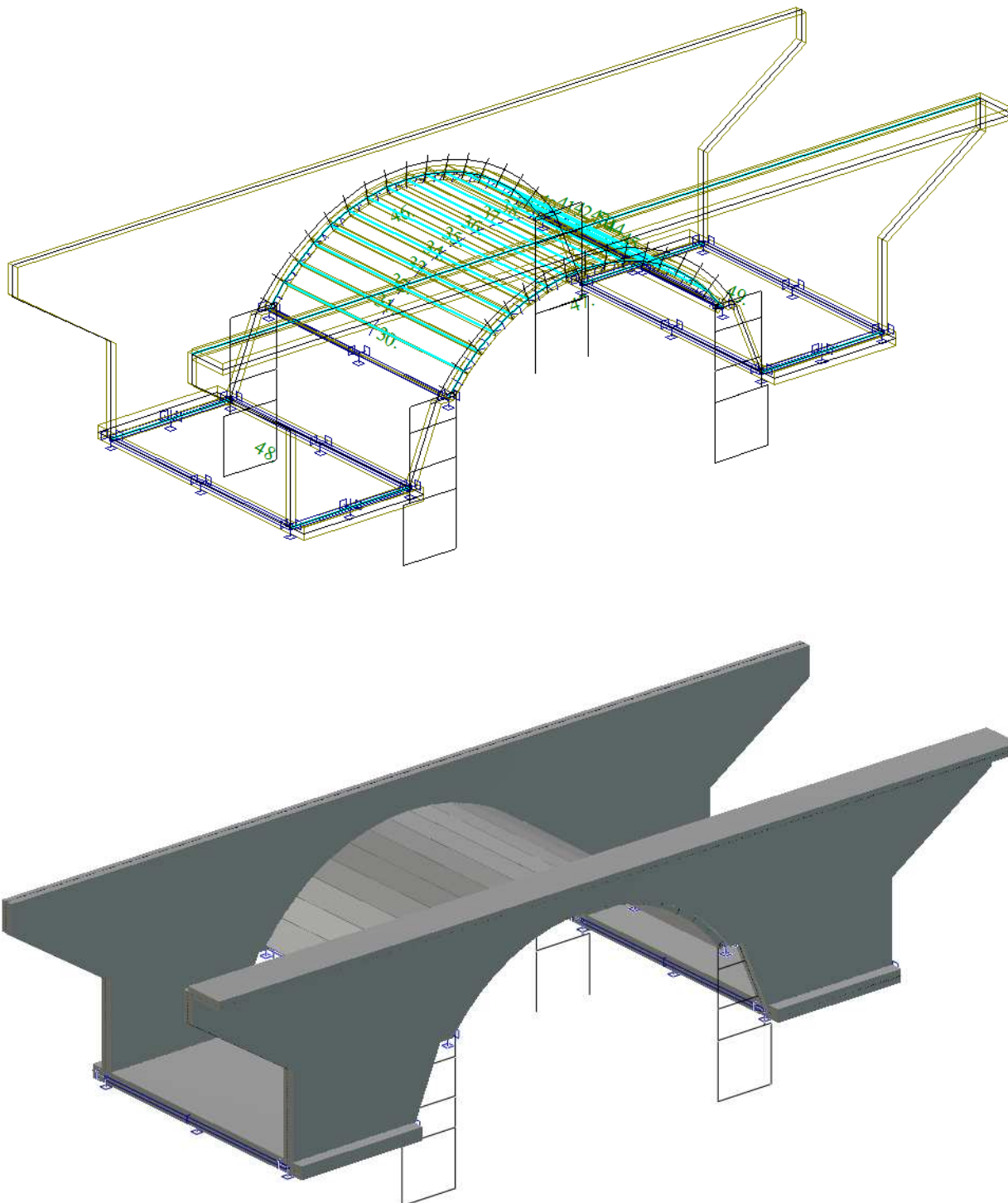




## 7.2 Model nosné konstrukce

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

□



### 7.3 Údaje o konstrukci

Jméno projektu	SAW_Velechov	Podloží	0
<b>Autor projektu</b>		Skupin	16
<b>Popis projektu</b>		Zat. stavů	133

<b>Rozměr projektu</b>	<b>Prostor</b>
<b>Datum</b>	<b>2.4.2017</b>
<b>Čas</b>	<b>9:53</b>

Prutů	0
Ploch	50
Zatížení	114
Podpor	10
Bodů	0
Linií	642
Ploch	0
Kontaktů	99
Materiálů	1
Průřezů	0
Tloušťek	4

### 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]	koeficienty tepelné roztažnosti
útlum		dekrement útlumu

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

#### 7.3.2 Výpis zadaných tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka
		[m]
KLE_S	-C30/37 S	0.350
KŘI_1	-C30/37 S	0.800
ZAK	-C30/37 S	0.800
KON	-C30/37 S	0.280

#### 7.3.3 Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka	Objem	Skupina
			[m]	[m3]	
30	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.711	_klenba
31	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
32	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
33	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
34	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
35	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
36	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
37	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
38	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
39	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
40	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
41	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba



42	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
43	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
44	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.395	_klenba
45	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	1.711	_klenba
46	Rovinná deska	Tenká deska	0.800	58.422	_klenba
47	Rovinná deska	Tenká deska	0.800	58.422	_klenba
48	Rovinná deska	Tenká deska	0.800	22.438	_klenba
49	Rovinná deska	Tenká deska	0.800	22.742	_klenba
50	Rovinná deska	Tenká deska	0.280	7.781	_klenba

## 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.

$$q_{nk\_stav} = 0,35 \cdot 25 = 8,75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{nk\_nov} = 0,35 \cdot 25 = 8,75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{křídíl} = 0,80 \cdot 25 = 20,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{křídíl} = 0,28 \cdot 25 = 7,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{základ} = 0,80 \cdot 25 = 20,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

#### 8.1.2 Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

Stála zatížení

$$q_{římka\_kř} = (0,26 \cdot 0,50 + 0,3 \cdot 0,6) \cdot 25 = 7,75 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$q_{římka} = 0,255 \cdot 25 = 6,375 \text{ kNm} / \text{m}^2 \quad (0,3 \cdot 0,6) \cdot 25 = 4,50 \text{ kNm} / \text{m}$$

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

$$q_{zábradlí} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}$$

#### 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. Dále se předpokládá, že opěry jsou založeny na konsolidovaném podloží.

#### 8.1.4 Ostatní stálá zatížení – tlak zeminy

Pro zatížení zemním tlakem je uvažován zemní tlak v klidu dle ČSN 73 0037. Pro zeminu zasypu nosné konstrukce je uvažovaná objemová tíha  $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$  a efektivní úhel vnitřního tření zeminy  $\phi_{ef} = 30^\circ$ . Zatížení je modelováno jako náhradní lichoběžníkové plošné.

$$\gamma_{zem} = 20,0 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$q_{zem\_0,5+0,87} = 1,37 \cdot 20 = 27,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{zem\_0,5+2,975} = 3,475 \cdot 20 = 69,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{zem\_0,5+5,05} = 5,55 \cdot 20 = 111 \text{ kN} / \text{m}^2$$

*suč.zem.tlaku*

$$K_r = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

$$q_{zem\_0,5} = 0,5 \cdot 20 \cdot 0,5 = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{zem\_0,5+5,05} = 5,55 \cdot 20 \cdot 0,5 = 55,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

## 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
$\Delta T_{N,\text{noc}} = T_{e,\min} - T_0 =$	-34.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 =$	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			
$\Delta T_{N,\text{noc}} - 20 =$	-54.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,\text{exp}} + 20 =$	49.6 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,\text{noc}} - 10 =$	-44.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota
$\Delta T_{N,\text{exp}} + 10 =$	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
$\Delta T_{M,heat}=T_{M,heat}*k_{sur}=$	9.0	°C		
$\Delta T_{M,cool}=T_{M,cool}*k_{sur}=$	8.0	°C		

Rozdílové složky teploty se na tento typ konstrukce neuplatní.

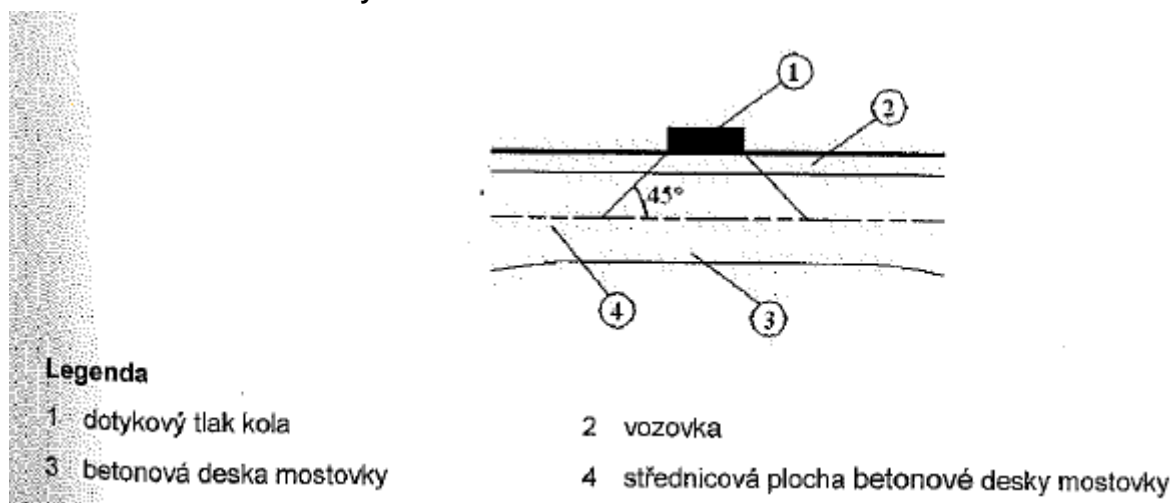
### 8.2.4 Nahodilé zatížení dopravou

Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Rozdělení je důležité pro správnou volbu zatěžovacích schémat.

w=	6,5 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=	2	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	navržený počet zatěžovacích pruhů
	0,5 m		šířka zbývajících ploch

#### 8.2.4.1 Roznášení soustředěných zatížení

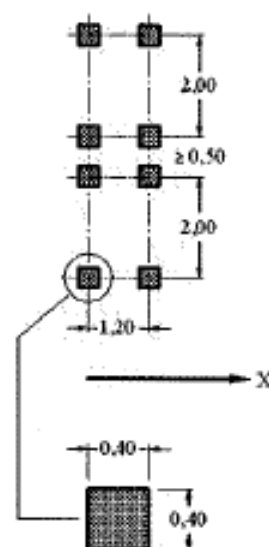
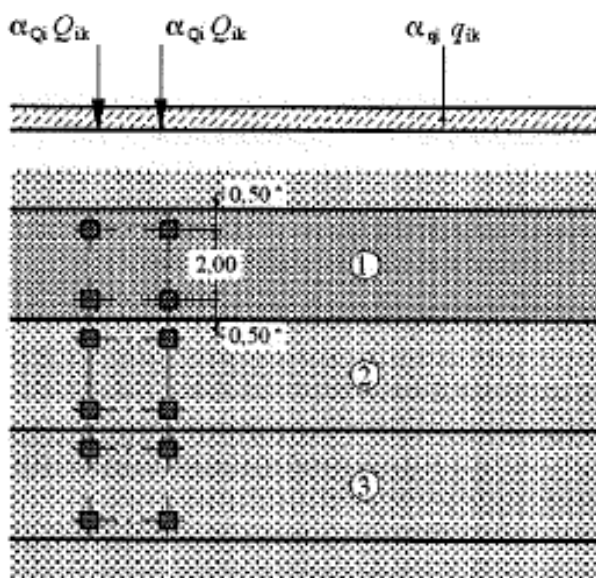


Roznos kola [m]	Vozovka [m]	Deska nk [m]	Roznášecí délka [m]
0,4	1,35	0,35	3,45
0,35	1,35	0,35	3,4
0,6	1,35	0,35	3,65

### 8.2.4.2 Model zatížení 1 (LM1)

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

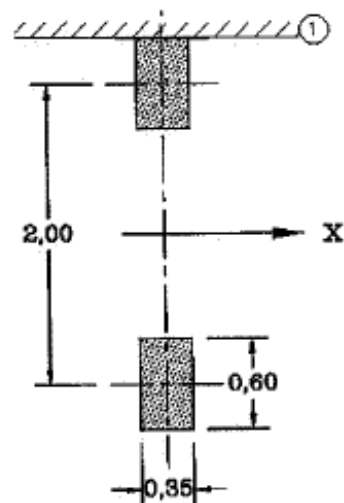
umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / r_d \cdot r_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č.1	300	1	300	332.41	9	1	9
Pruh č.2	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	Soustředené zatížení			$\alpha_{Q1} \cdot Q / r_d \cdot r_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	$Q_{ak}$ [kN]	$\beta_Q = \alpha_{Q1}$	$\beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]	
	400	0.8	320	309

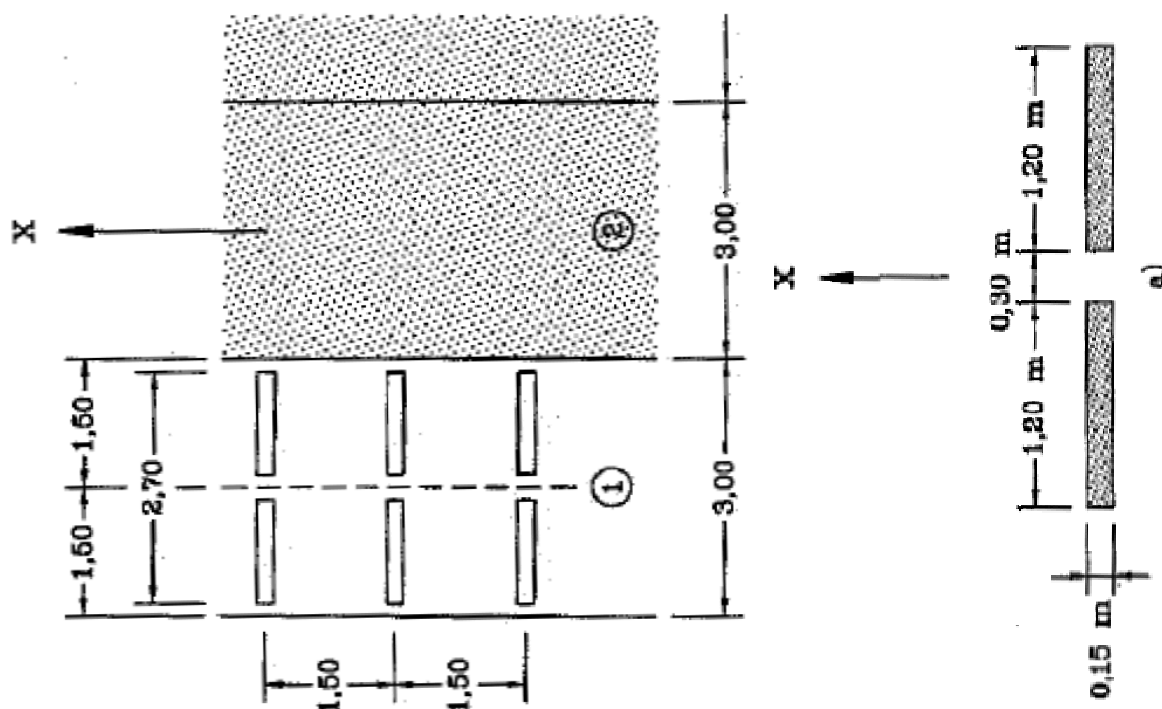
**8.2.4.4 Model zatížení 3 (LM3)**

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

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

**8.2.4.5 Model zatížení 3 (LM3a)**

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

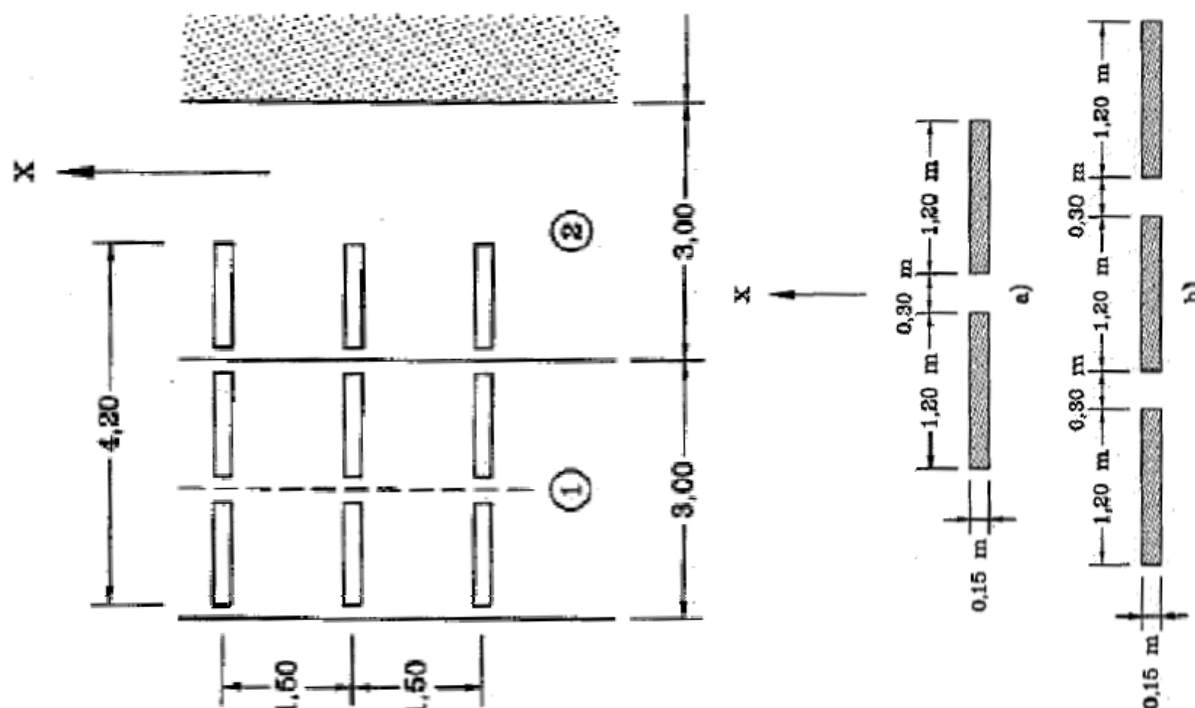


Předpokládám pojezd normální rychlostí, 70km/hod, aplikuji dynamický součinitel.

 $L = 2,4 \text{ m}$  EN 1991-2, str 106, A.3 je příčinková délka $\varphi = 1.4 - L/500 = 1,40$  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).



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

$L = 2,4 \text{ m}$  EN 1991-2, str 106, A.3 je příčinková délka

$\varphi = 1.4 - L/500 = 1,40$  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.

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

$L = 2,8 \text{ m}$  EN 1991-2, str 52 zatěžovací délka

$q_{fk} = 20 + 120/(L+30) = 5,7 \text{ kN/m}^2$  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

Uvažuji brzdné síly pro návrh spodní stavby

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

$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$  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

$w_1 = 3 \text{ m}$  EN 1991-2, str 29, tab 4.1

$L = 2,8 \text{ m}$  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

$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0$   
 $\cdot 1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 294,0 \text{ kN}$  EN 1991-2, str 36

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

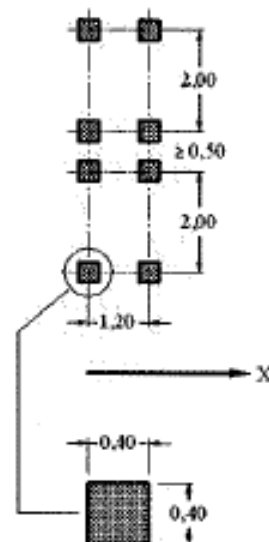
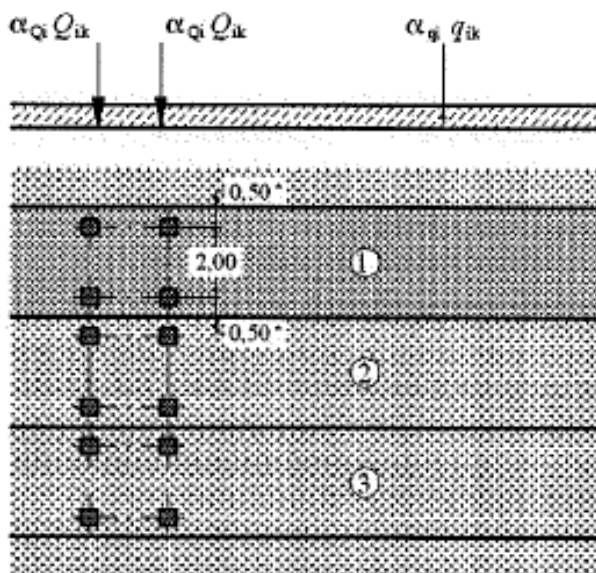
**8.2.4.9 Odstředivé a jiné příčné síly**

Není rozhodující, neuvažují.

**8.2.4.10 Nahodilá zatížení na únavu****8.2.4.11 Model zatížením na únavu 1 (LM1 U)**

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

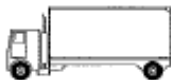



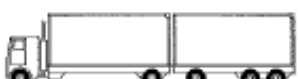
umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / r_d \cdot r_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č.1	300	0.7	210	232.69	9	0.3	2.7
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



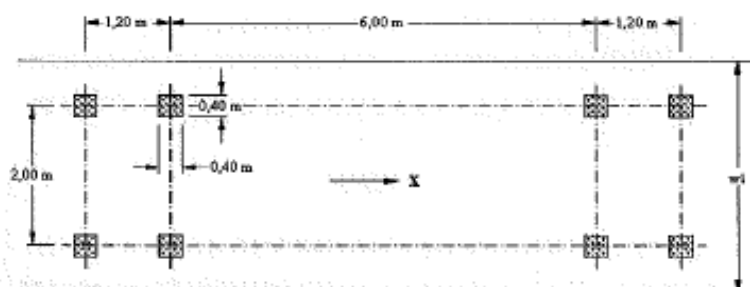


## 8.2.4.12 Model zatížením na únavu 2 (soubor častých vozidel)

Tabulka 4.6 – Soubor „častých“ nákladních vozidel

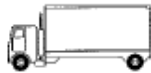




1	2	3	4
OBRYS VOZIDLA	vzdálenost náprav (m)	častá hodnota nápravové síly (kN)	typ kola (viz tabulka 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

## 8.2.4.13 Model zatížením na únavu 3 (model jednotlivého vozidla)

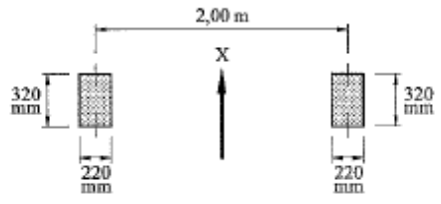
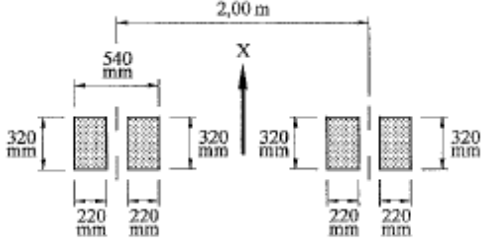
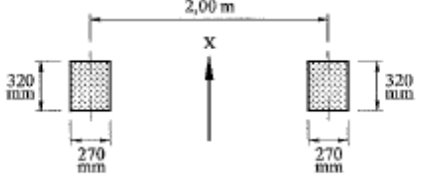


## 8.2.4.14 Model zatížením na únavu 4 (soubor normalizovaných nákladních vozidel)

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	20,0	40,0	80,0	A
		130				B
	4,20	70	5,0	10,0	5,0	A
	1,30	120				B
		120				B
	3,20	70	50,0	30,0	5,0	A
	5,20	150				B
	1,30	90				C
	1,30	90				C
	3,40	70	15,0	15,0	5,0	A
	6,00	140				B
	1,80	90				B
		90				B
	4,80	70	10,0	5,0	5,0	A
	3,60	130				B
	4,40	90				C
	1,30	80				C
		80				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	svršek	Perm - stálé	0	Perm	Ne
G2	1.000	zemní tlak křídla	Perm - stálé	0	Perm	Ne
G3	1.000	zemní tlak klenba	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM1_1	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_2	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_1	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_2	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_3	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_4	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_5	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_6	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_7	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_8	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_9	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_10	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_11	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_12	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_13	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_14	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_15	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_16	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_17	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_18	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_19	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_20	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_21	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_22	1.000		Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_23	1.000		Short - krátkodobé	0	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.

G	min/max	G0001
	G0001	$1.35 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3$
MSP	min/max	MSP0001, MSP0002, MSP0003, MSP0004, MSP0005, MSP0006, MSP0007, MSP0008, MSP0009, MSP0010, MSP0011, MSP0012, MSP0013, MSP0014, MSP0015, MSP0016
	MSP0001	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3$
	MSP0002	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_23$
	MSP0003	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_3$
	MSP0004	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_21$
	MSP0005	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_1$
	MSP0006	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM1\_2$
	MSP0007	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_14$
	MSP0008	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_9$
	MSP0009	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM1\_1$
	MSP0010	$1.00 \cdot G_0 + 1.00 \cdot G_1 + 1.00 \cdot G_2 + 1.00 \cdot G_3 + 1.00 \cdot LM2\_13$

MSP0011	1.00*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.00*LM2_17
MSP0012	1.00*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.00*LM2_15
MSP0013	1.00*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.00*LM2_16
MSP0014	1.00*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.00*LM2_22
MSP0015	1.00*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.00*LM2_10
MSP0016	1.00*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.00*LM2_11
MSU min/max	MSU0001, MSU0002, MSU0003, MSU0004, MSU0005, MSU0006, MSU0007, MSU0008, MSU0009, MSU0010, MSU0011, MSU0012, MSU0013, MSU0014, MSU0015, MSU0016
MSU0001	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3
MSU0002	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_23
MSU0003	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_3
MSU0004	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_21
MSU0005	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_1
MSU0006	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM1_2
MSU0007	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_14
MSU0008	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM1_1
MSU0009	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_17
MSU0010	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_13
MSU0011	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_9
MSU0012	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_15
MSU0013	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_16
MSU0014	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_22
MSU0015	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_10
MSU0016	1.35*G0+1.00*G1+1.00*G2+1.00*G3+1.50*LM2_11

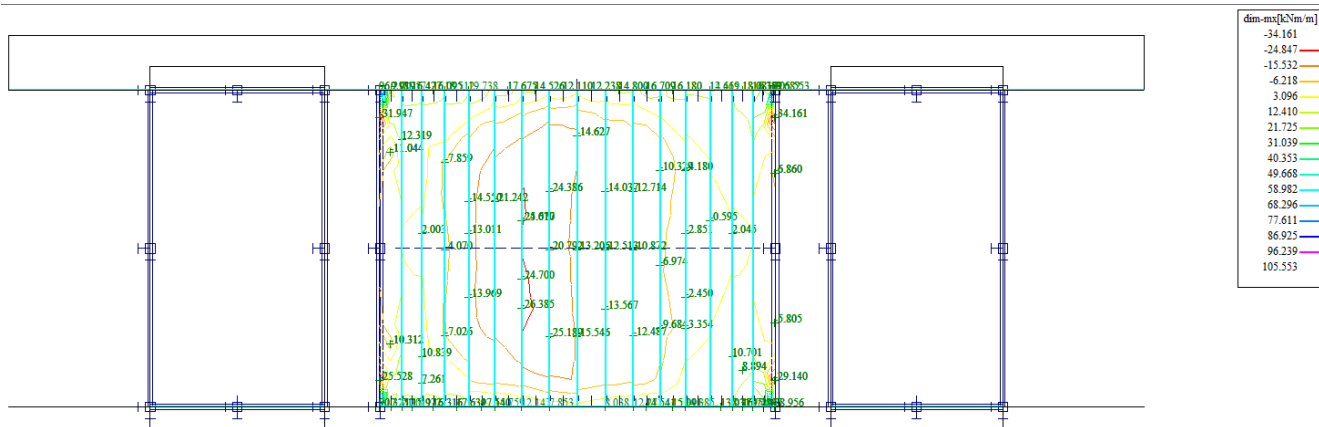
## 11 Superpozice zatěžovacích stavů

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.

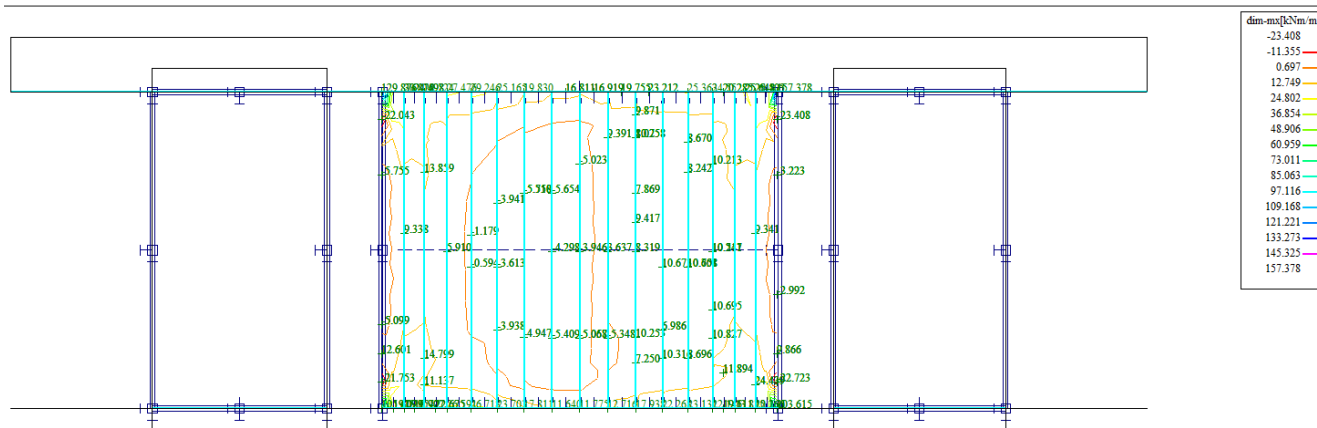
$$M_{\min}^{\max} = M_{\text{vl.tíha}} + M_{\text{ost.stálé}} + \delta_{\min}^{\max} M_{\text{nahodilé}}$$

MSU min/max MSU0001, MSU0002, MSU0003, MSU0004, MSU0005, MSU0006, MSU0007, MSU0008, MSU0009, MSU0010, MSU0011, MSU0012, MSU0013, MSU0014, MSU0015, MSU0016

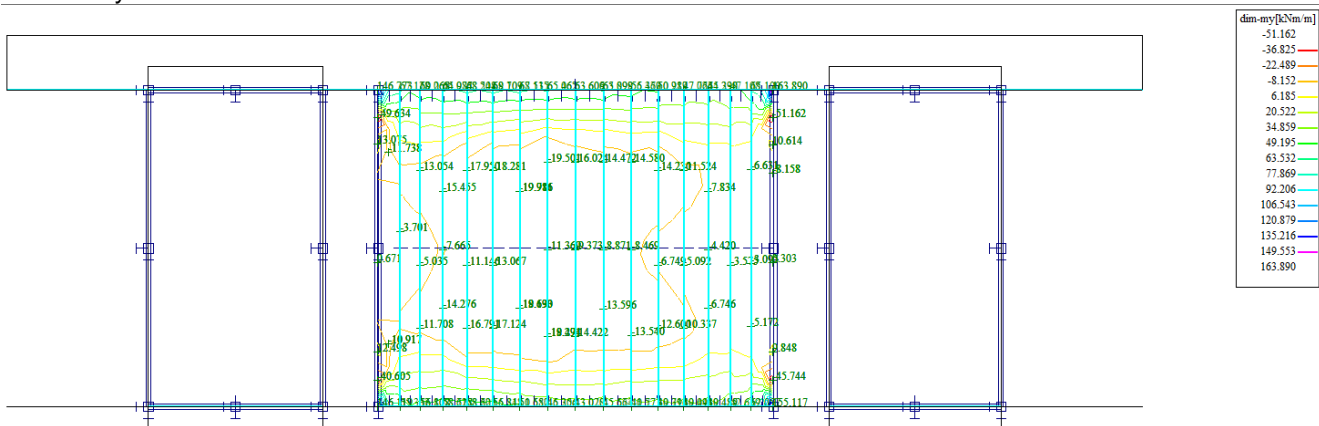
Klenba mx -min



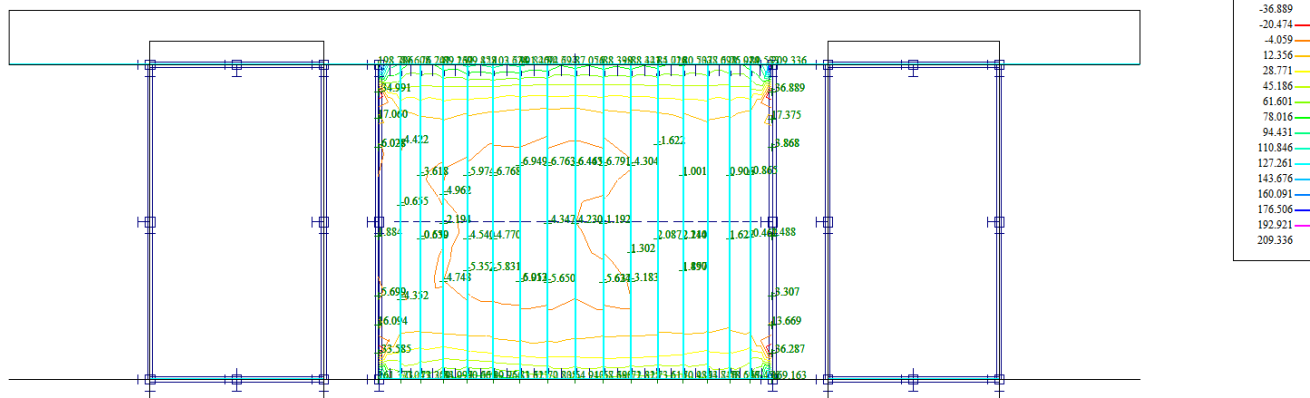
Klenba mx -max



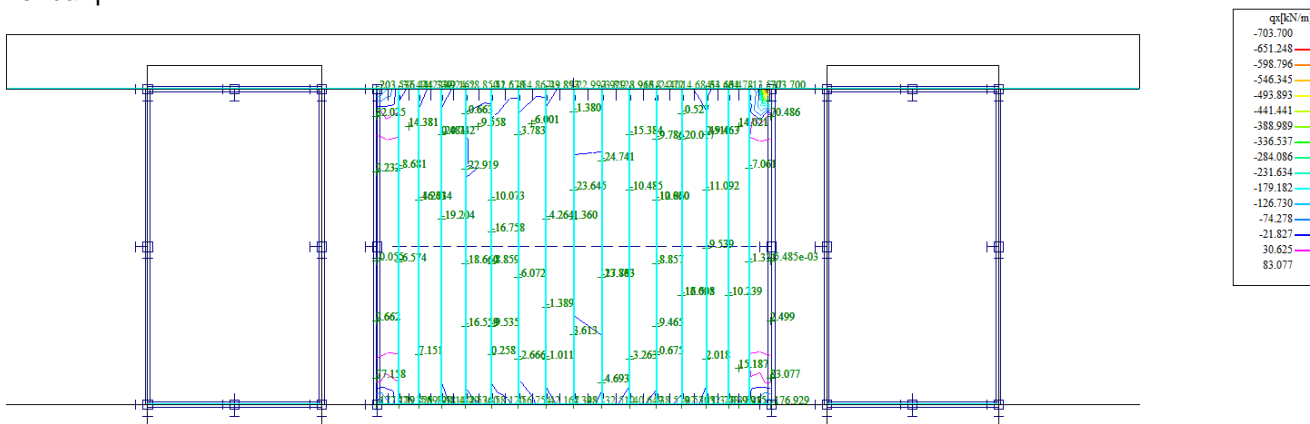
Klenba my -min



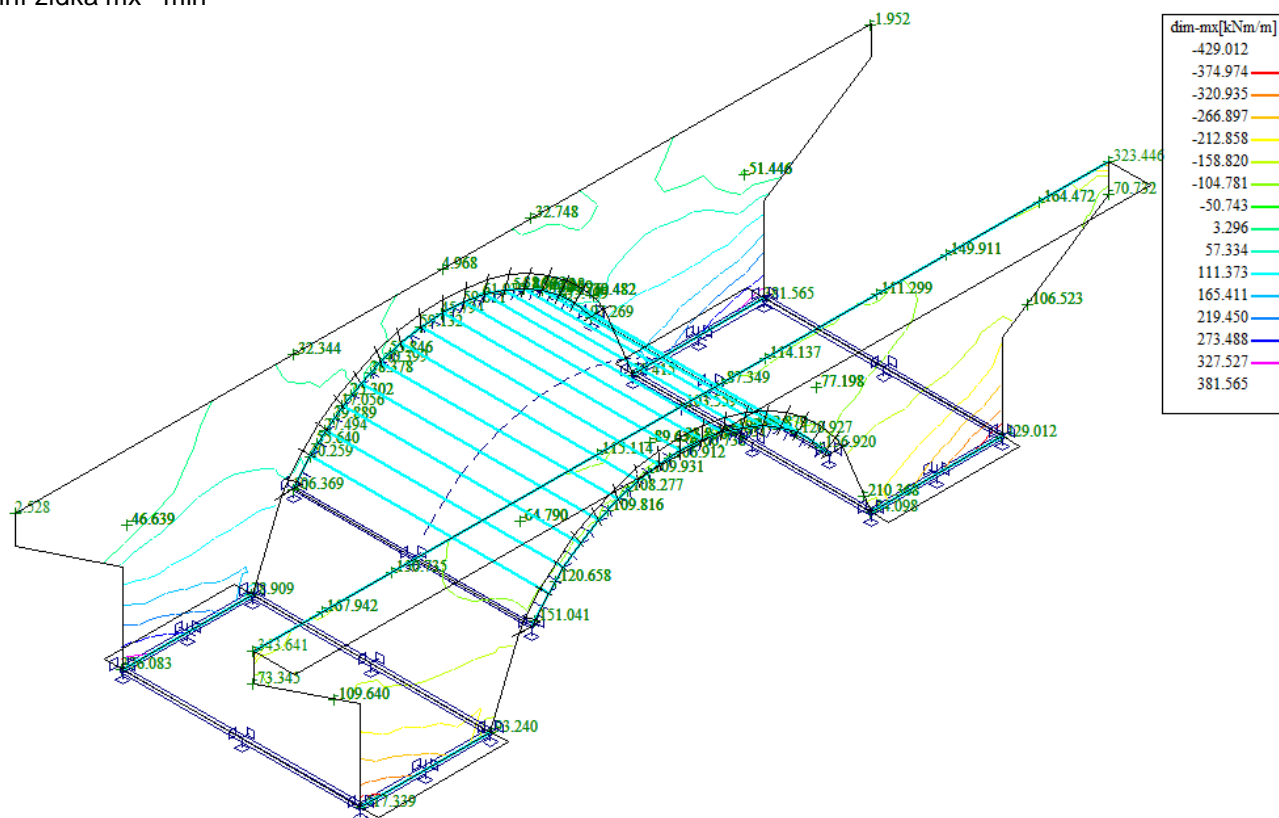
## Klenba my –max



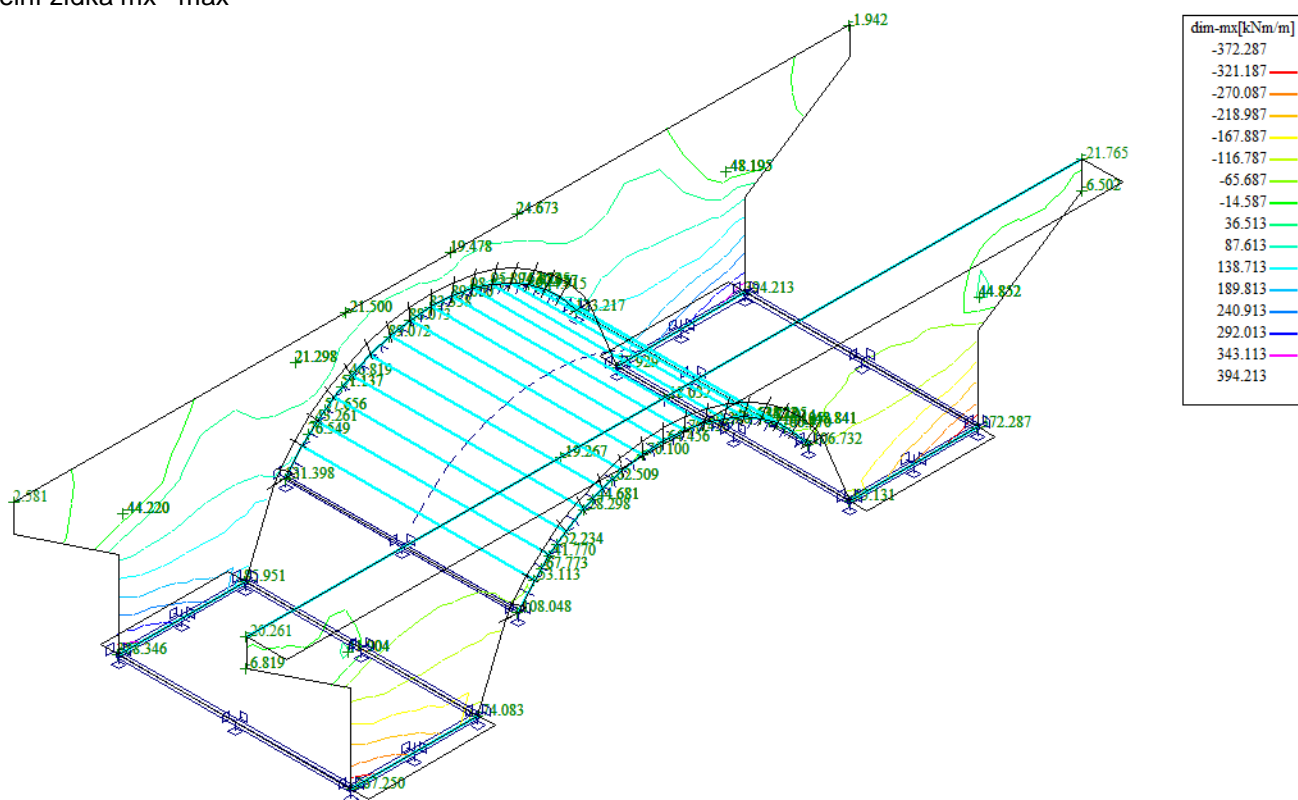
## Klenba qx –min



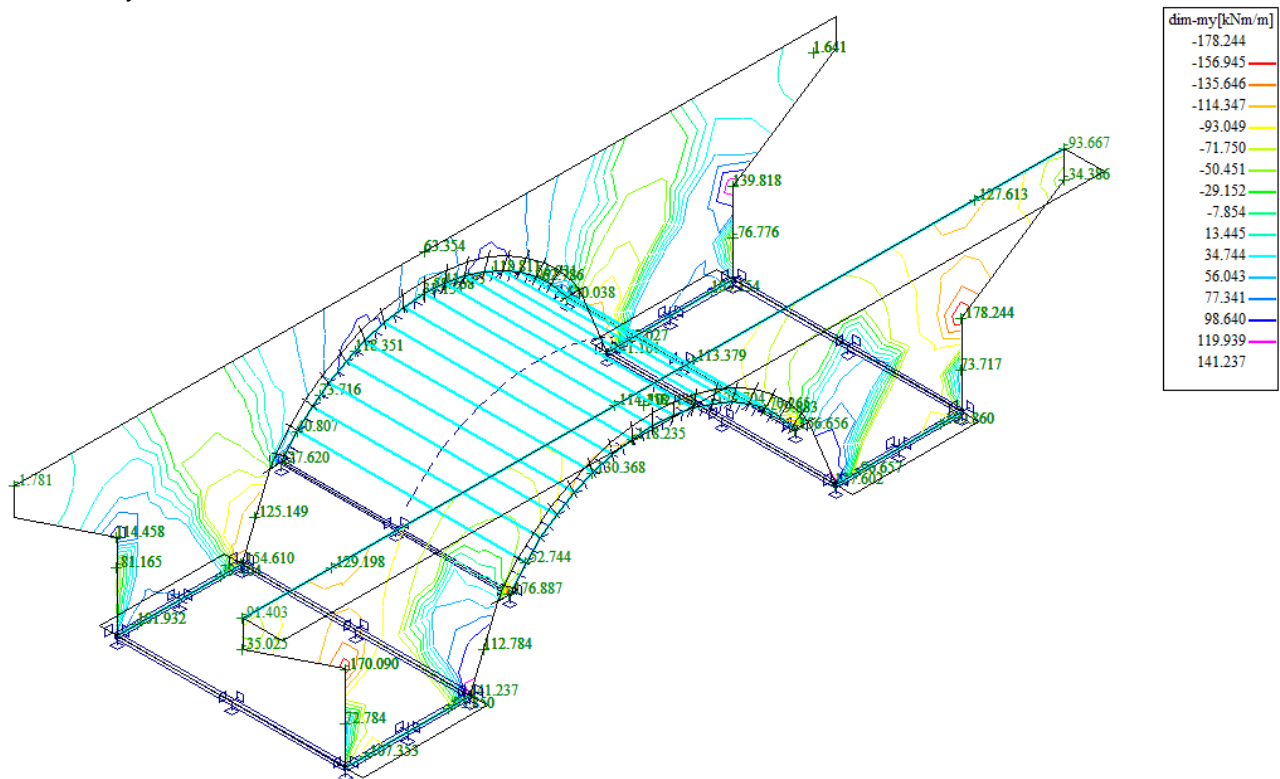
## Čelní zídka mx –min



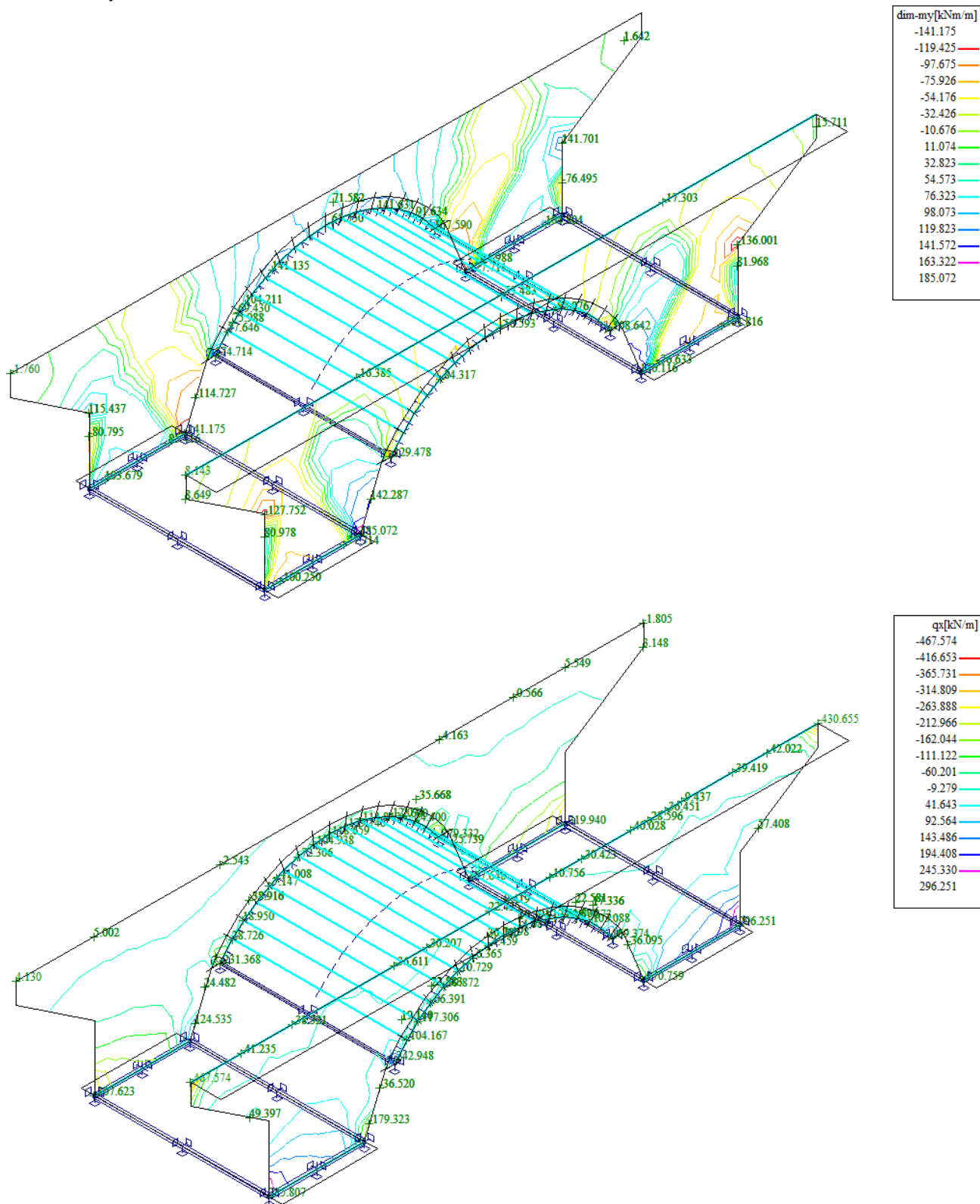
Čelní zídka mx –max



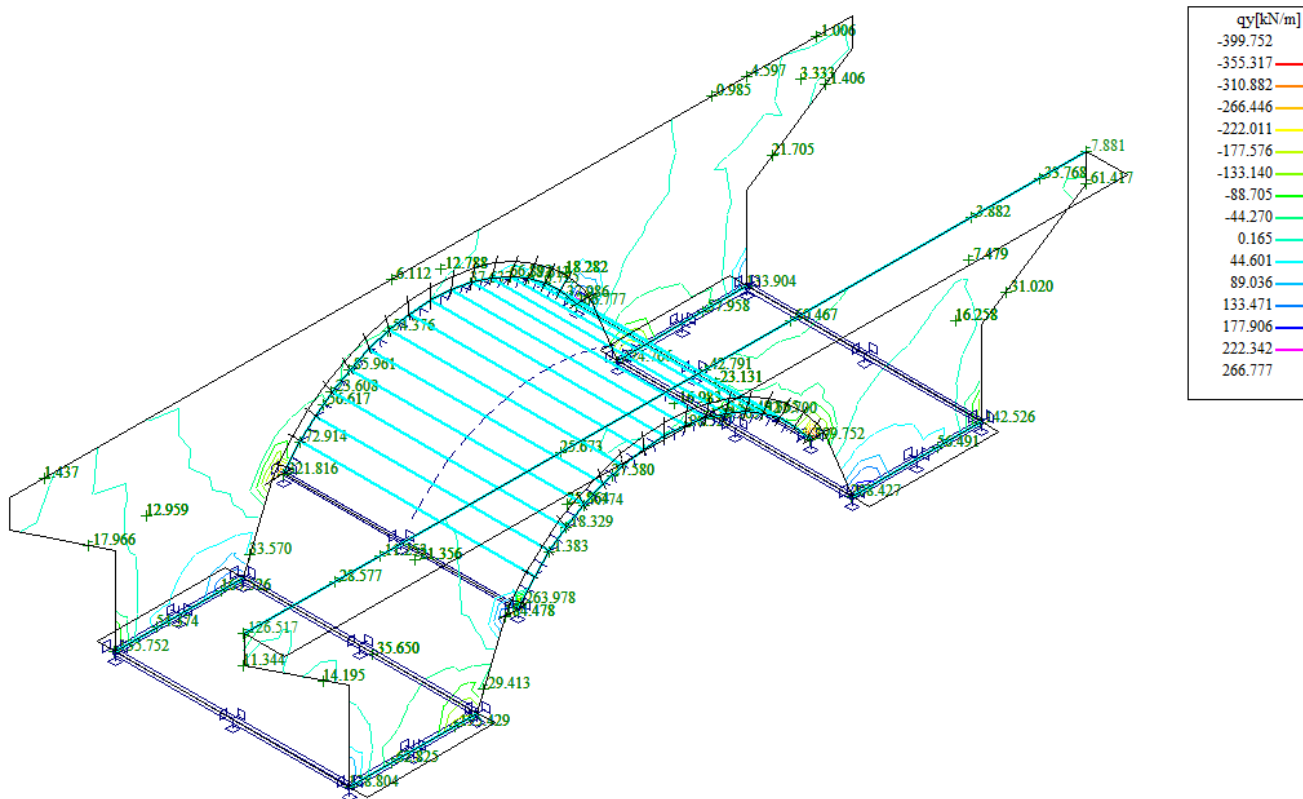
Čelní zídka my –min



## Čelní zídka my –max

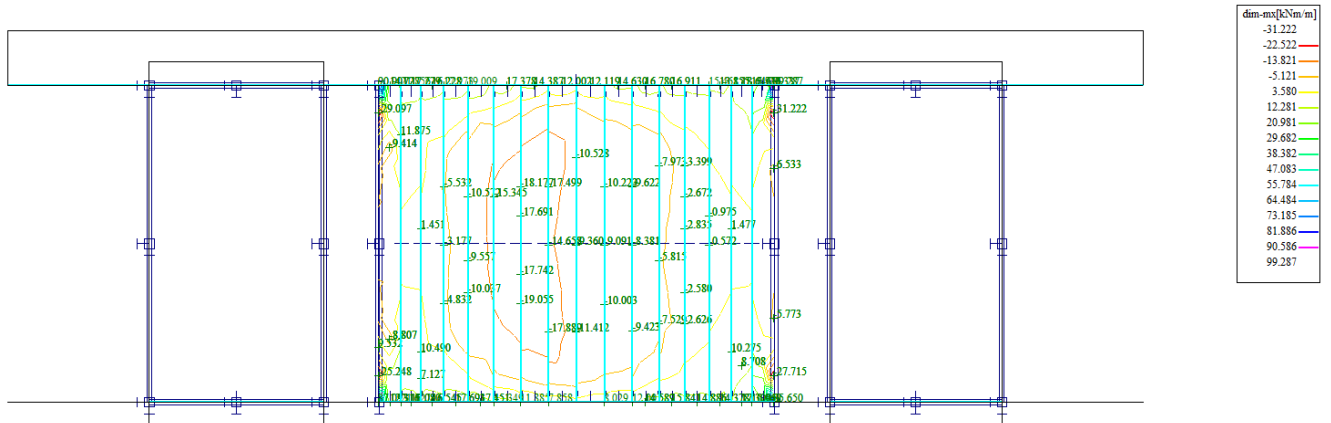




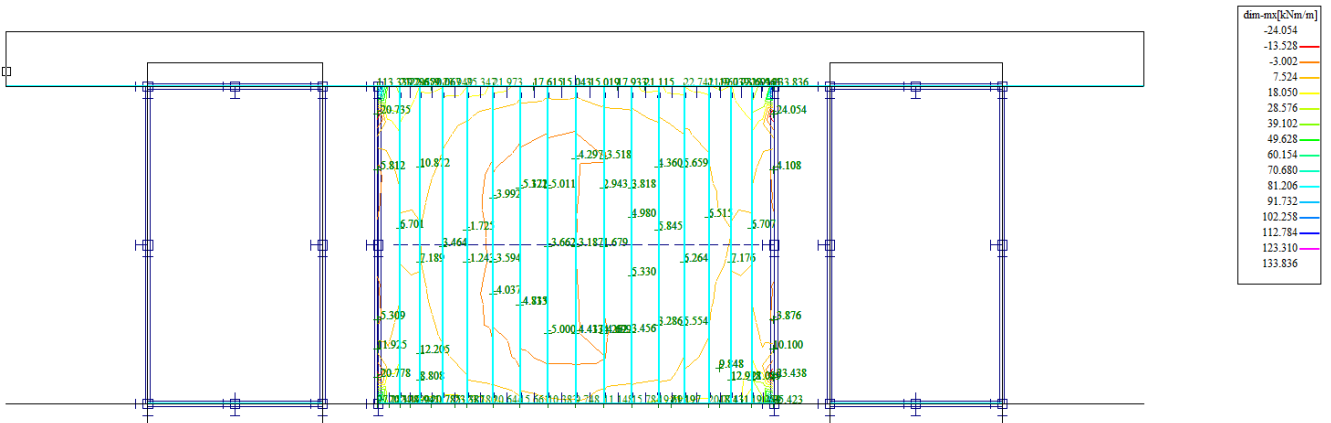


MSP min/max MSP0001, MSP0002, MSP0003, MSP0004, MSP0005, MSP0006, MSP0007, MSP0008, MSP0009, MSP0010, MSP0011, MSP0012, MSP0013, MSP0014, MSP0015, MSP0016

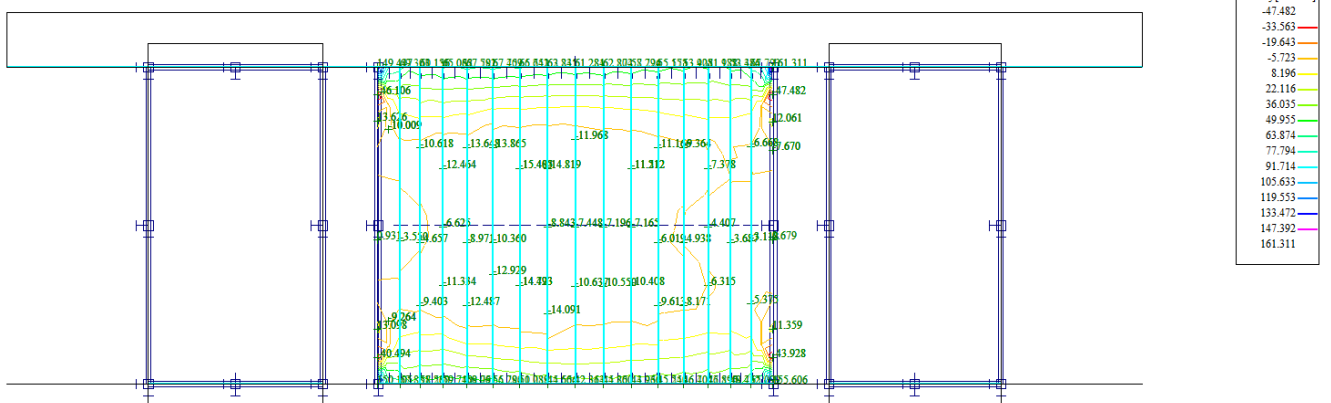
Klenba mx -min



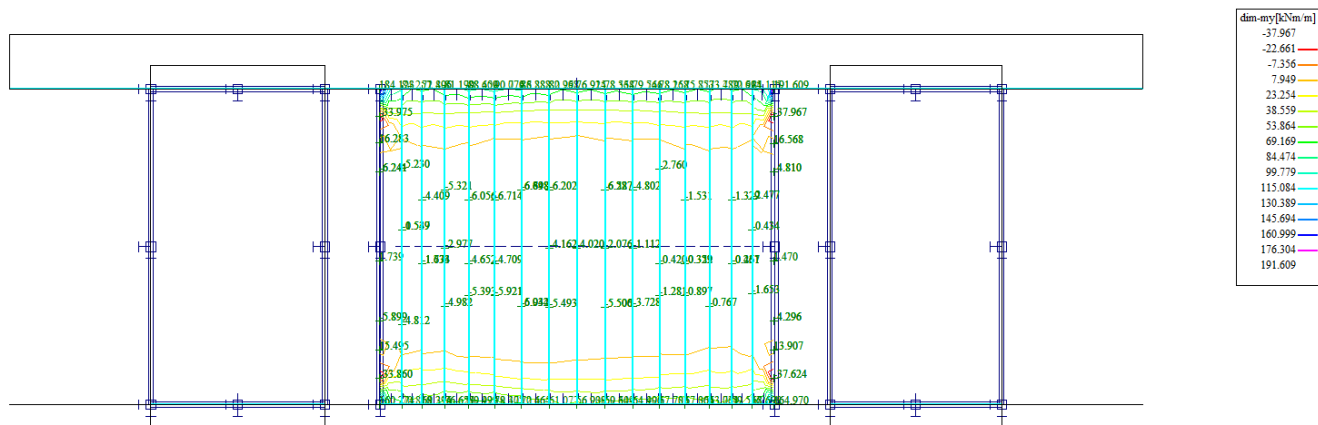
Klenba mx -max



Klenba my -min



Klenba my -max



## 12 Posouzení nosné konstrukce - klenba

### 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:

$$M_x = \text{sign}(m_{xx}) \cdot [abs(m_{xx}) + abs(m_{xy})]$$

$$M_y = \text{sign}(m_{yy}) \cdot [abs(m_{yy}) + abs(m_{xy})]$$

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

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

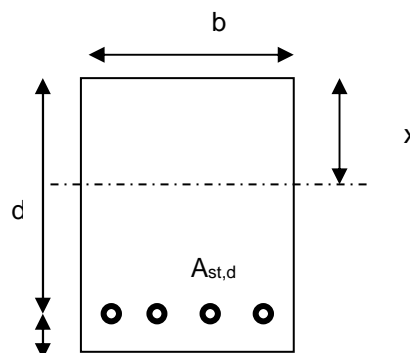
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left( -1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

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

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

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 uprostřed rozpětí – tl. 0.30m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,034$			$A_{st,d}$	6,667	$\phi$	14	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] = 1,000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2,9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\varepsilon_{cu} = 0,0035$		
$h[\text{m}] = 0,300$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30,0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\lambda = 0,800$		
$c[\text{m}] = 0,060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17,0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$		$\eta = 1,000$		
$d[\text{m}] = 0,240$							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f_l}[\text{m}^2] = 0,000362$			$A_{xmin-f_{l,l}}[\text{m}^2] = 0,000312$		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] = 0,148046$	>		$x[\text{m}] = 0,010604$		omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st,req}[\text{m}^2] = 0,000332$	<		$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0,001026$		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%] = 0,15$	<		$\mu[\%] = 0,43$	<	$\mu_{max}[\%] = 1,60$		
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] = 0,032810$			$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0,101$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,034$		

## NK horní podélná výztuž v rohu - tl. 0.30m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$	0,157		$A_{st,d}$	6,667	$\phi$	20	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$	1,000	$f_{ctm}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0,0035
$h[m]=$	0,300	$f_{ck}[MPa]=$	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
$d[m]=$	0,240						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0,000362		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0,000312	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0,148046	>	$x[m]=$	0,052736	omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0,001650	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0,002094	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0,15	<	$\mu[\%]=$	0,87	<	$\mu_{max}[\%]=$	1,60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0,066960		$M_{Rd}[MNm]=$	0,194	>	$M_{ed}[MNm]=$	0,157

## NK dolní příčná výztuž uprostřed rozpětí – tl. 0.30m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$	0,051		$A_{st,d}$	6,667	$\phi$	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
$h[m]=$	0,300	$f_{ck}[MPa]=$	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
$d[m]=$	0,220						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0,000332		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0,000286	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0,135709	>	$x[m]=$	0,017609	omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0,000551	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0,001026	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0,15	<	$\mu[\%]=$	0,47	<	$\mu_{max}[\%]=$	1,60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0,032810		$M_{Rd}[MNm]=$	0,092	>	$M_{ed}[MNm]=$	0,051



## NK horní příčná výztuž pod čelní zídskou rozpětí – tl. 0.30m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$ 0,209			$A_{st,d}$	6,667	$\phi$	22	
Beton-průřez	Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$ 1,000	$f_{ctm}[MPa]=$ 2,9		$f_{yk}[MPa]=$ 500		$\varepsilon_{cu}=$ 0,0035		
$h[m]=$ 0,300	$f_{ck}[MPa]=$ 30,0		$f_{yd}[MPa]=$ 435		$\lambda=$ 0,800		
$c[m]=$ 0,000	$f_{cd}[MPa]=$ 17,0		$E_s[MPa]=$ 200000		$\eta=$ 1,000		
$d[m]=$ 0,300							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$ 0,000452			$A_{xmin-\mu}[m^2]=$ 0,000390		mimimální plocha výztuže		
$x_{ball}[m]=$ 0,185057	>		$x[m]=$ 0,055303		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st.req}[m^2]=$ 0,001730	<		$A_{st,d}[m^2]=$ 0,002534		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$ 0,15	<		$\mu[\%]=$ 0,84	<	$\mu_{max}[\%]=$ 1,60		
Moment únosnosti							
$x[m]=$ 0,081021			$M_{Rd}[MNm]=$ 0,295	>	$M_{ed}[MNm]=$ 0,209		

### 12.1.2 Posouzení na smyk

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

$$Q = 788 \text{ kN} / m$$

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

beton

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

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

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

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

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

svislá výztuž

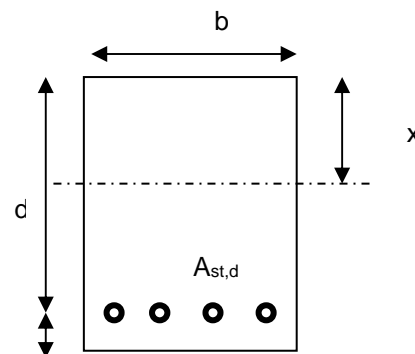
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

šikmá výztuž

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

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$



### Smyková výztuž v rozích desky

Namáhání		Ohybová výztuž						
V <sub>ed</sub> [MN]=	0,703	6,66	φ	14		A <sub>st.d</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0,001025	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
b[m]=	1,000	f <sub>ctm</sub> [MPa]=	2,9	f <sub>yk</sub> [MPa]=	500	ε <sub>cu</sub> =	0,0035	θ[°]= 45,0
h[m]=	0,300	f <sub>ck</sub> [MPa]=	30,0	f <sub>yd</sub> [MPa]=	435	λ=	0,800	α[°]= 45,0
c[m]=	0,072	f <sub>cd</sub> [MPa]=	17,0	E <sub>s</sub> [Mpa]=	200000	η=	1,000	k= 1,94
d[m]=	0,228	x[m]=	0,033	σ <sub>cp</sub> [Mpa]=	0	α <sub>cw</sub> =	1,000	
Beton								
V <sub>Rd,c</sub> [MN]=	0,126	>	V <sub>Rd,c,min</sub> [MN]=	0,085	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,126	nutná smyková výztuž	
Třmínky		9	φ	10	s[m]=	0,15	A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0,000707
V <sub>Rd,s</sub> [MN]=	0,440	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	0,964	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,566	nutné ohyby	
Ohyby		2	φ	20	s[m]=	0,30	A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0,000628
V <sub>Rd,s</sub> [MN]=	0,333	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	0,482	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,899	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 uprostřed rozpětí – tl. 0.30m

$M_{char}[MNm]=$ 0,031	$A_s[m^2]=$ 6,667	$\phi$	14	$A_s[m^2]=$ 0,001026	$\sigma_s[Mpa]=$ 133
$b[m]=$ 1,000	$f_{ct, eff}[MPa]=$ 2,9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$x[m]=$ 0,032810	$k_t=$ 0,600	
$h[m]=$ 0,300	$f_{ck}[MPa]=$ 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	
$d[m]=$ 0,240	$E_{cm}[Mpa]=$ 36000	$E_s[Mpa]=$ 200000	$\alpha_e=$ 5,556	$k_3=$ 3,400	
$h_{c, eff}[m]=$ 0,089	$A_p[m^2]=$ 0	$\phi$	15,5	$A_p[m^2]=$ 0,000000	$k_4=$ 0,425
$A_{c, eff}[m^2]=$ 0,089	$\xi=$ 0,500	$\xi_1=$ 0,672	$\rho_{p, eff}=$ 0,011523	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$ 0,000	
$s_{r, max}[mm]=$ 207	$w_k[mm]=$ -0,03	$<$	$w_{lim}[mm]=$ 0,3		
$k_c=$ 0,600	$k_y=$ 0,800				
$\sigma_s[Mpa]=$ 133	$<$	400	$\sigma_c[Mpa]=$ 5,2056	$<$	18

#### NK horní podélná výztuž přičle v rohu - tl. 0.30m

$M_{char}[MNm]=$ 0,133	$A_s[m^2]=$ 6,667	$\phi$	20	$A_s[m^2]=$ 0,002094	$\sigma_s[Mpa]=$ 298
$b[m]=$ 1,000	$f_{ct, eff}[MPa]=$ 2,9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$x[m]=$ 0,066960	$k_t=$ 0,600	
$h[m]=$ 0,300	$f_{ck}[MPa]=$ 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	
$d[m]=$ 0,240	$E_{cm}[Mpa]=$ 36000	$E_s[Mpa]=$ 200000	$\alpha_e=$ 5,556	$k_3=$ 3,400	
$h_{c, eff}[m]=$ 0,078	$A_p[m^2]=$ 0	$\phi$	15,5	$A_p[m^2]=$ 0,000000	$k_4=$ 0,425
$A_{c, eff}[m^2]=$ 0,078	$\xi=$ 0,500	$\xi_1=$ 0,803	$\rho_{p, eff}=$ 0,026963	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$ 0,001	
$s_{r, max}[mm]=$ 126	$w_k[mm]=$ 0,14	$<$	$w_{lim}[mm]=$ 0,3		
$k_c=$ 0,600	$k_y=$ 0,800				
$\sigma_s[Mpa]=$ 298	$<$	400	$\sigma_c[Mpa]=$ 11,645	$<$	18



## NK dolní příčná výztuž uprostřed rozpětí – tl. 0.30m

$M_{char}[MNm]=$	0,047	$A_s[m^2]=$	6,667	$\phi$	14	$A_s[m^2]=$	0,001026	$\sigma_s[Mpa]=$	202
$b[m]=$	1,000	$f_{ct,eff}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0,032810	$k_t=$	0,600
$h[m]=$	0,300	$f_{ck}[MPa]=$	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
$d[m]=$	0,240	$E_{cm}[Mpa]=$	36000	$E_s[Mpa]=$	200000	$\alpha_e=$	5,556	$k_3=$	3,400
$h_{c,eff}[m]=$	0,089	$A_p[m^2]=$	0	$\phi$	15,5	$A_p[m^2]=$	0,000000	$k_4=$	0,425
$A_{c,eff}[m^2]=$	0,089	$\xi=$	0,500	$\xi_1=$	0,672	$\rho_{p,eff}=$	0,011523	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$	0,000
$s_{r,max}[mm]=$	207	$w_k[mm]=$	0,04	$<$	$w_{lim}[mm]=$	0,3			
$k_c=$	0,600	$k_y=$	0,800						
$\sigma_s[Mpa]=$	202	$<$	400		$\sigma_c[Mpa]=$	7,8924	$<$	18	

## NK horní příčná výztuž pod čelní zídskou rozpětí – tl. 0.30m

$M_{char}[MNm]=$	0,191	$A_s[m^2]=$	6,667	$\phi$	22	$A_s[m^2]=$	0,002534	$\sigma_s[Mpa]=$	363
$b[m]=$	1,000	$f_{ct,eff}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0,081021	$k_t=$	0,600
$h[m]=$	0,300	$f_{ck}[MPa]=$	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
$d[m]=$	0,240	$E_{cm}[Mpa]=$	36000	$E_s[Mpa]=$	200000	$\alpha_e=$	5,556	$k_3=$	3,400
$h_{c,eff}[m]=$	0,073	$A_p[m^2]=$	0	$\phi$	15,5	$A_p[m^2]=$	0,000000	$k_4=$	0,425
$A_{c,eff}[m^2]=$	0,073	$\xi=$	0,500	$\xi_1=$	0,842	$\rho_{p,eff}=$	0,034720	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$	0,002
$s_{r,max}[mm]=$	108	$w_k[mm]=$	0,16	$<$	$w_{lim}[mm]=$	0,3			
$k_c=$	0,600	$k_y=$	0,800						
$\sigma_s[Mpa]=$	363	$<$	400		$\sigma_c[Mpa]=$	14,195	$<$	18	

## 13 Posouzení nosné konstrukce – čelní zídky

### 13.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSU

#### 13.1.1 Posouzení na ohyb

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

$$M_x = \text{sign}(m_{xx}) \cdot [abs(m_{xx}) + abs(m_{xy})]$$

$$M_y = \text{sign}(m_{yy}) \cdot [abs(m_{yy}) + abs(m_{xy})]$$

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

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

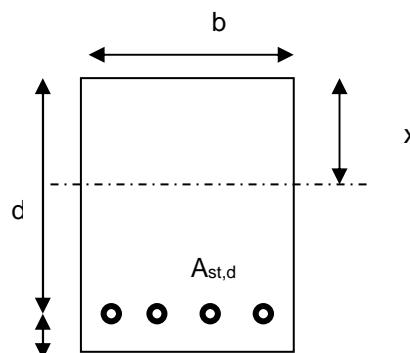
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left( -1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

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

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

Posouzení únosnosti :

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



#### ČELNÍ ZÍDKA podélná výztuž vnitřní povrch – tl. 0.80m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,429$			$A_{st,d}$	6,667	$\phi$	20	
Beton-průřez	Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[\text{m}] = 1,000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2,9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\varepsilon_{cu} = 0,0035$		
$h[\text{m}] = 0,800$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30,0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\lambda = 0,800$		
$c[\text{m}] = 0,060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17,0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$		$\eta = 1,000$		
$d[\text{m}] = 0,740$							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f_l}[\text{m}^2] = 0,001116$			$A_{xmin-f_{l,l}}[\text{m}^2] = 0,000962$		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] = 0,456475$	>		$x[\text{m}] = 0,043657$		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[\text{m}^2] = 0,001366$	<		$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0,002094$		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%] = 0,15$	<		$\mu[\%] = 0,28$	<	$\mu_{max}[\%] = 1,60$		
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] = 0,066960$			$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0,649$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,429$		

## ČELNÍ ZÍDKA svislá výztuž vnitřní povrch – tl. 0.80m

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,178$			$A_{st.d}$	6,667	$\phi$	20		
Beton-průřez	Materiálové charakteristiky betonu a oceli							
$b[\text{m}] = 1,000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2,9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\varepsilon_{cu} = 0,0035$			
$h[\text{m}] = 0,800$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30,0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\lambda = 0,800$			
$c[\text{m}] = 0,060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17,0$		$E_s[\text{MPa}] = 200000$		$\eta = 1,000$			
$d[\text{m}] = 0,740$								
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] = 0,001116$			$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] = 0,000962$		mimimální plocha výztuže			
$x_{ball}[\text{m}] = 0,456475$	>		$x[\text{m}] = 0,017859$		omezení výšky tlačené oblasti			
$A_{st.req}[\text{m}^2] = 0,000559$	<		$A_{st.d}[\text{m}^2] = 0,002094$		ověření návrhové plochy výztuže			
$\mu_{minx}[\%] = 0,15$	<		$\mu[\%] = 0,28$	<	$\mu_{max}[\%] = 1,60$			
Moment únosnosti								
$x[\text{m}] = 0,066960$			$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0,649$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,178$			

### 13.1.2 Posouzení na smyk

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

$$Q = 326 \text{ kN/m}$$

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

*beton*

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

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

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

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

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

*svislá výztuž*

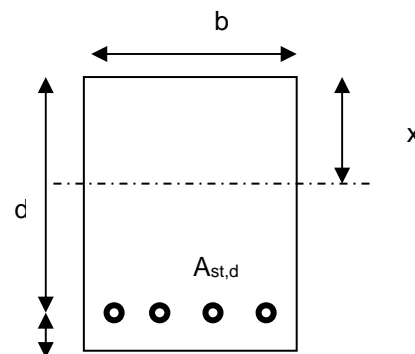
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot g \theta + \tan \theta) \quad v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

*šikmá výztuž*

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

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$



### Smyková výztuž v rozích desky

Namáhání		Ohybová výztuž						
V <sub>ed</sub> [MN]=	0,399	6,66	φ	20		A <sub>st,d</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0,002092	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
b[m]=	1,000	f <sub>ctm</sub> [MPa]=	2,9	f <sub>yk</sub> [MPa]=	500	ε <sub>cu</sub> =	0,0035	θ[°]= 45,0
h[m]=	0,800	f <sub>ck</sub> [MPa]=	30,0	f <sub>yd</sub> [MPa]=	435	λ=	0,800	α[°]= 45,0
c[m]=	0,072	f <sub>cd</sub> [MPa]=	17,0	E <sub>s</sub> [Mpa]=	200000	η=	1,000	k= 1,52
d[m]=	0,728	x[m]=	0,067	σ <sub>cp</sub> [Mpa]=	0	α <sub>cw</sub> =	1,000	
Beton								
V <sub>Rd,c</sub> [MN]=	0,273	>	V <sub>Rd,c,min</sub> [MN]=	0,213	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,273	nutná smyková výztuž	
Třmínky		3	φ	10	s[m]=	0,15	A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0,000236
V <sub>Rd,s</sub> [MN]=	0,479	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	3,147	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,752	vyhovuje bez ohybů	
Ohyby		0	φ	0	s[m]=	0,30	A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]=	0,000000
V <sub>Rd,s</sub> [MN]=	0,000	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	1,574	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,752	vyhovuje	

### 13.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSP

#### 13.2.1 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

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

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

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

#### ČELNÍ ZÍDKA podélná výztuž vnitřní povrch – tl. 0.80m

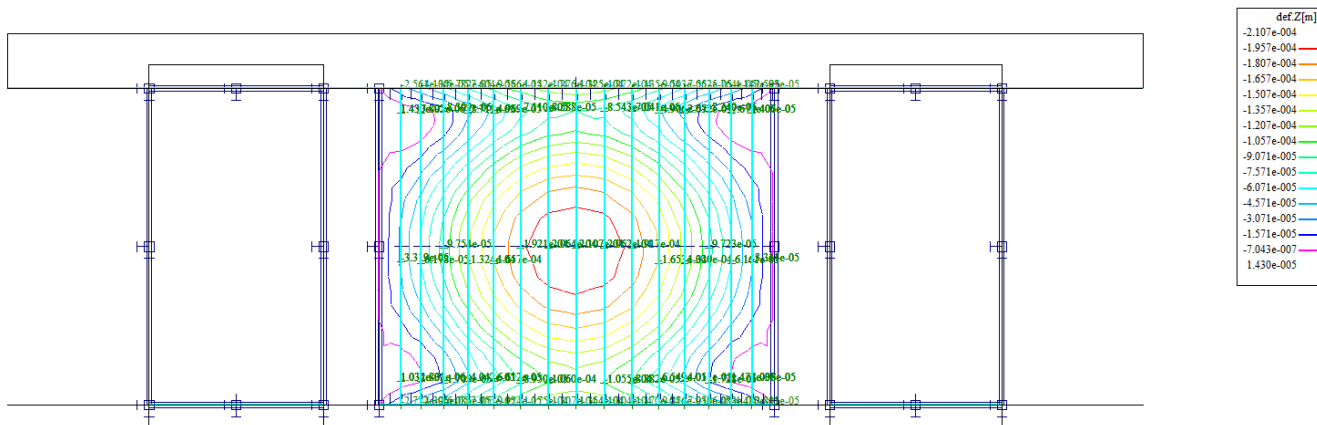
$M_{char}$ [MNm]=	0,414	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]=	6,667	$\phi$	20	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]=	0,002094	$\sigma_{sl}$ [Mpa]=	277
$b$ [m]=	1,000	$f_{ct, eff}$ [MPa]=	2,9	$f_{yk}$ [MPa]=	500	$x$ [m]=	0,066960	$k_t$ =	0,600
$h$ [m]=	0,800	$f_{ck}$ [MPa]=	30,0	$f_{yd}$ [MPa]=	435	$\lambda$ =	0,800	$k_1$ =	0,800
$c$ [m]=	0,060	$f_{cd}$ [MPa]=	17,0	$\varepsilon_{cu}$ =	0,0035	$\eta$ =	1,000	$k_2$ =	0,500
$d$ [m]=	0,740	$E_{cm}$ [Mpa]=	36000	$E_s$ [Mpa]=	200000	$\alpha_e$ =	5,556	$k_3$ =	3,400
$h_{c, eff}$ [m]=	0,150	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]=	0	$\phi$	15,5	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]=	0,000000	$k_4$ =	0,425
$A_{c, eff}$ [m <sup>2</sup> ]=	0,150	$\xi$ =	0,500	$\xi_1$ =	0,803	$\rho_{p, eff}$ =	0,013963	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ =	0,001
$s_{r, max}$ [mm]=	244	$w_k$ [mm]=	0,17	<	$w_{lim}$ [mm]=	0,3			
$k_c$ =	0,600	$k_y$ =	0,800						
$\sigma_{sl}$ [Mpa]=	277	<	400		$\sigma_c$ [Mpa]=	10,836	<	18	

#### ČELNÍ ZÍDKA svislá výztuž vnitřní povrch – tl. 0.80m

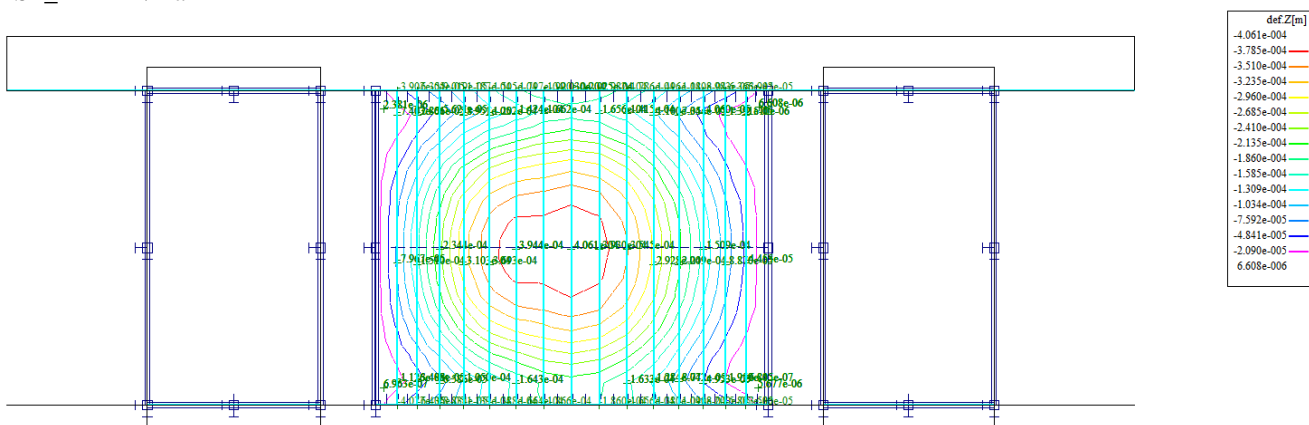
$M_{char}$ [MNm]=	0,162	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]=	6,667	$\phi$	20	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]=	0,002094	$\sigma_{sl}$ [Mpa]=	108
$b$ [m]=	1,000	$f_{ct, eff}$ [MPa]=	2,9	$f_{yk}$ [MPa]=	500	$x$ [m]=	0,066960	$k_t$ =	0,600
$h$ [m]=	0,800	$f_{ck}$ [MPa]=	30,0	$f_{yd}$ [MPa]=	435	$\lambda$ =	0,800	$k_1$ =	0,800
$c$ [m]=	0,060	$f_{cd}$ [MPa]=	17,0	$\varepsilon_{cu}$ =	0,0035	$\eta$ =	1,000	$k_2$ =	0,500
$d$ [m]=	0,740	$E_{cm}$ [Mpa]=	36000	$E_s$ [Mpa]=	200000	$\alpha_e$ =	5,556	$k_3$ =	3,400
$h_{c, eff}$ [m]=	0,150	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]=	0	$\phi$	15,5	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]=	0,000000	$k_4$ =	0,425
$A_{c, eff}$ [m <sup>2</sup> ]=	0,150	$\xi$ =	0,500	$\xi_1$ =	0,803	$\rho_{p, eff}$ =	0,013963	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ =	0,000
$s_{r, max}$ [mm]=	244	$w_k$ [mm]=	-0,03	<	$w_{lim}$ [mm]=	0,3			
$k_c$ =	0,600	$k_y$ =	0,800						
$\sigma_{sl}$ [Mpa]=	108	<	400		$\sigma_c$ [Mpa]=	4,2402	<	18	

## 13.2.2 Posouzení průhybů

G min/max G0001  
G0001 1.00\*G0+1.00\*G1+1.00\*G2+1.00\*G3



MSP\_1 min/max



$$v_{\max} = v_g + v_p = 0,406 \text{ mm}$$

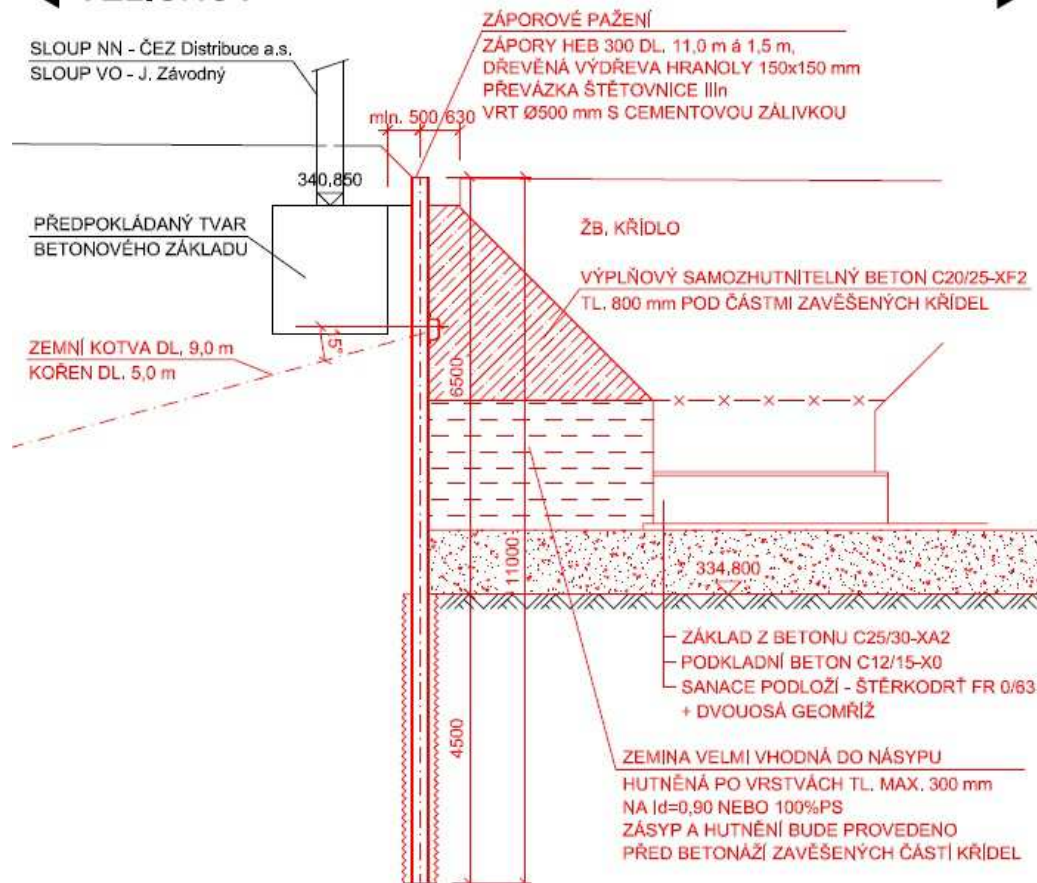
$$v_{\lim} = \frac{L}{300} = \frac{8,2}{300} = 27 \text{ mm} > v_{\max} = 0,406 \text{ mm}$$

## 14 Posouzení pažení pro podchycení stožáru

## PROVIZORNÍ ZAJIŠTĚNÍ STOŽÁRU NN M 1:100

◀ VELICHOV

OSTROV ▶



## 14.1 Posouzení pažicí konstrukce

## 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 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
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	[-]

**Geometrie konstrukce**

Délka konstrukce = 11,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 300 B; a = 1,50 m

Koeff.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu	A	=	9,94E-03	m <sup>2</sup> /m
Moment setrvačnosti	I	=	1,68E-04	m <sup>4</sup> /m
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa
Průřezový modul	W	=	1,118E-03	m <sup>3</sup> /m
Plastický průřezový modul	W <sub>pl</sub>	=	1,246E-03	m <sup>3</sup> /m

**Materiál konstrukce****Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360**Mez kluzu  $f_y = 235,00$  MPaModul pružnosti  $E = 210000,00$  MPaModul pružnosti ve smyku  $G = 81000,00$  MPa

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

**Základní parametry zemín**

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	11,00	5,00

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

**Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)**


Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Třída F5, konzistence tuhá		0,40	8,50	-

**Parametry zemín****Třída F5, konzistence tuhá**

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Napjatost :	efektivní			
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	21,00	°
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	12,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta$	=	5,00	°
Zemina :	nesoudržná			
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	8,50	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>



## Geologický profil a přiřazení zemin

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

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,50 m.

## Tvar terénu

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

Výška náspu je 0,48 m, délka náspu je 0,48 m.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 4,00 m

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		stálé	65,00		0,50	1,80	2,93

Číslo	Název
1	stožár

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l <sub>k</sub> [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	2,90	3,00	15,00	15,00	1,50

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		150,000	210000,00		250,00

## 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

## Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T <sub>a,p</sub> [kPa]	T <sub>k,p</sub> [kPa]	T <sub>p,p</sub> [kPa]	T <sub>a,z</sub> [kPa]	T <sub>k,z</sub> [kPa]	T <sub>p,z</sub> [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	44.11
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.12
0.17	0.00	0.00	0.00	0.69	8.37	55.78
0.22	0.00	0.00	0.00	0.87	8.97	58.94
0.42	0.00	0.00	0.00	1.70	11.60	72.86
0.44	0.00	0.00	0.00	1.76	11.81	73.95
0.88	0.00	0.00	0.00	3.50	17.40	103.53
0.88	0.00	0.00	0.00	3.52	17.45	103.71
1.32	0.00	0.00	0.00	5.28	23.10	125.17



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
1.76	0.00	0.00	0.00	7.02	28.70	146.44
1.76	0.00	0.00	0.00	7.05	28.75	146.62
2.20	0.00	0.00	0.00	10.02	34.39	168.08
2.64	0.00	0.00	0.00	12.98	40.04	189.53
2.93	0.00	0.00	0.00	14.93	55.67	203.67
3.08	0.00	0.00	0.00	16.27	63.75	210.98
3.12	0.00	0.00	0.00	16.65	66.00	213.03
3.12	0.00	0.00	0.00	46.04	66.00	213.03
3.52	0.00	0.00	0.00	48.21	87.30	232.44
3.96	0.00	0.00	0.00	50.62	86.67	253.89
4.00	-0.00	-0.00	-0.00	50.84	86.43	255.84
4.00	0.00	0.00	0.00	50.84	86.43	255.84
4.40	0.00	0.00	0.00	55.41	86.05	270.57
4.84	0.00	0.00	0.00	60.43	87.35	286.77
5.28	0.00	0.00	0.00	65.46	90.44	302.97
5.72	0.00	0.00	0.00	70.48	94.90	319.17
6.13	0.00	0.00	0.00	75.22	99.98	334.44
6.13	0.00	0.00	0.00	56.33	99.98	334.44
6.16	0.00	0.00	0.00	56.70	100.29	335.37
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	61.77	104.90	347.89
6.50	-0.00	-0.00	-37.41	61.77	100.14	347.89
6.60	0.00	-1.28	-42.28	63.26	106.32	351.57
7.04	0.00	-6.93	-63.73	69.82	112.78	367.77
7.48	0.00	-12.58	-85.19	76.38	119.52	383.97
7.92	0.00	-18.22	-106.64	82.94	126.47	400.17
8.24	-0.00	-22.30	-122.13	87.68	131.59	411.86
8.36	-1.09	-23.87	-128.09	89.51	133.56	416.37
8.80	-5.02	-29.52	-149.55	96.07	140.75	432.57
9.24	-8.95	-35.16	-171.00	102.63	148.01	448.77
9.68	-12.88	-40.81	-192.46	109.19	155.32	464.97
10.12	-16.81	-46.45	-213.91	115.75	162.68	481.16
10.56	-20.74	-52.10	-235.36	122.31	170.06	497.36
11.00	-24.67	-57.75	-256.82	128.87	177.47	513.56

## Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.56	2.92	1.62	0.00	0.00
0.28	0.00	11.11	1.14	22.30	-4.59	0.60
0.55	0.00	11.11	-0.65	5.95	-8.47	2.49
0.82	0.00	0.00	-2.45	3.30	-8.37	4.97
1.10	0.00	0.00	-4.26	4.40	-9.43	7.41
1.38	0.00	0.00	-6.08	5.50	-10.79	10.18
1.65	0.00	0.00	-7.92	6.60	-12.46	13.37
1.93	0.00	0.00	-9.79	8.16	-14.49	17.07
2.20	0.00	0.00	-11.70	10.02	-16.99	21.38
2.48	0.00	0.00	-13.66	11.87	-20.00	26.46
2.75	0.00	0.00	-15.67	13.72	-23.51	32.43

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.90	0.00	0.00	-16.80	14.85	-25.66	36.11
2.90	0.00	0.00	-16.80	14.85	135.33	36.11
3.02	0.00	0.00	-17.75	15.78	133.42	19.31
3.30	0.00	0.00	-19.87	47.01	124.78	-16.39
3.58	0.00	0.00	-21.96	48.51	111.65	-48.90
3.85	0.00	0.00	-23.94	50.02	98.10	-77.75
4.13	0.00	0.00	-25.75	52.27	84.04	-102.81
4.40	0.00	0.00	-27.35	55.41	69.23	-123.90
4.67	0.00	0.00	-28.68	58.55	53.56	-140.81
4.95	0.00	0.00	-29.70	61.69	37.03	-153.28
5.22	0.00	0.00	-30.40	64.83	19.63	-161.09
5.50	0.00	0.00	-30.76	67.97	1.37	-164.00
5.78	0.00	0.00	-30.76	71.11	-17.75	-161.77
6.05	0.00	0.00	-30.42	74.25	-37.74	-154.16
6.33	0.00	0.00	-29.75	59.16	-56.09	-141.16
6.49	0.00	0.00	-29.19	61.65	-66.17	-130.96
6.51	0.00	0.00	-29.13	24.10	-66.86	-129.89
6.60	0.00	0.00	-28.77	20.98	-68.93	-123.64
6.88	0.00	0.00	-27.54	11.67	-73.42	-104.01
7.15	0.00	0.00	-26.07	2.37	-75.35	-83.50
7.42	0.00	0.00	-24.43	-6.94	-74.72	-62.80
7.70	0.00	0.00	-22.66	-16.25	-71.54	-42.63
7.97	0.00	0.00	-20.79	-25.56	-65.79	-23.69
8.25	0.00	0.00	-18.87	-34.87	-57.48	-6.68
8.53	0.00	0.00	-16.93	-44.17	-46.61	7.69
8.80	0.00	0.00	-15.02	-53.48	-33.18	18.72
9.07	0.00	0.00	-13.14	-62.79	-17.20	25.70
9.35	11.11	0.00	-11.31	-58.01	0.80	26.66
9.63	11.11	0.00	-9.55	-37.80	13.96	24.50
9.90	11.11	0.00	-7.83	-18.18	21.64	19.48
10.18	11.11	0.00	-6.16	0.97	24.00	13.08
10.45	11.11	0.00	-4.52	19.80	21.14	6.76
10.72	11.11	0.00	-2.89	38.45	13.13	1.92
11.00	11.11	0.00	-1.27	57.04	-0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 135,33 kN/m

Maximální moment = 164,00 kNm/m

Maximální deformace = 30,8 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,90	-16,8	250,00

#### Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 405,69 \text{ kN/m}$        $\delta = 4,94^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 4,50 \text{ m}$



Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	90,95	17,70	2124,56	137,78	27,95		1010,02	202,13	303,19

#### Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	250,00	275,63	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 275,63 \text{ kN} > 250,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Dimenzace č. 1

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	2.92	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00
0.28	1.14	1.14	-4.59	-4.59	0.60	0.60
0.55	-0.65	-0.65	-8.47	-8.47	2.49	2.49
0.82	-2.45	-2.45	-8.37	-8.37	4.97	4.97
1.10	-4.26	-4.26	-9.43	-9.43	7.41	7.41
1.38	-6.08	-6.08	-10.79	-10.79	10.18	10.18
1.65	-7.92	-7.92	-12.46	-12.46	13.37	13.37
1.93	-9.79	-9.79	-14.49	-14.49	17.07	17.07
2.20	-11.70	-11.70	-16.99	-16.99	21.38	21.38
2.48	-13.66	-13.66	-20.00	-20.00	26.46	26.46
2.75	-15.67	-15.67	-23.51	-23.51	32.43	32.43
2.90	-16.80	-16.80	-25.66	-25.66	36.11	36.11
2.90	-16.80	-16.80	135.33	135.33	36.11	36.11
3.02	-17.75	-17.75	133.42	133.42	19.31	19.31
3.30	-19.87	-19.87	124.78	124.78	-16.39	-16.39
3.58	-21.96	-21.96	111.65	111.65	-48.90	-48.90
3.85	-23.94	-23.94	98.10	98.10	-77.75	-77.75
4.13	-25.75	-25.75	84.04	84.04	-102.81	-102.81
4.40	-27.35	-27.35	69.23	69.23	-123.90	-123.90
4.67	-28.68	-28.68	53.56	53.56	-140.81	-140.81
4.95	-29.70	-29.70	37.03	37.03	-153.28	-153.28
5.22	-30.40	-30.40	19.63	19.63	-161.09	-161.09
5.50	-30.76	-30.76	1.37	1.37	-164.00	-164.00
5.78	-30.76	-30.76	-17.75	-17.75	-161.77	-161.77
6.05	-30.42	-30.42	-37.74	-37.74	-154.16	-154.16
6.33	-29.75	-29.75	-56.09	-56.09	-141.16	-141.16
6.49	-29.19	-29.19	-66.17	-66.17	-130.96	-130.96
6.51	-29.13	-29.13	-66.86	-66.86	-129.89	-129.89
6.60	-28.77	-28.77	-68.93	-68.93	-123.64	-123.64
6.88	-27.54	-27.54	-73.42	-73.42	-104.01	-104.01
7.15	-26.07	-26.07	-75.35	-75.35	-83.50	-83.50
7.42	-24.43	-24.43	-74.72	-74.72	-62.80	-62.80
7.70	-22.66	-22.66	-71.54	-71.54	-42.63	-42.63
7.97	-20.79	-20.79	-65.79	-65.79	-23.69	-23.69



	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
8.25	-18.87	-18.87	-57.48	-57.48	-6.68	-6.68
8.53	-16.93	-16.93	-46.61	-46.61	7.69	7.69
8.80	-15.02	-15.02	-33.18	-33.18	18.72	18.72
9.07	-13.14	-13.14	-17.20	-17.20	25.70	25.70
9.35	-11.31	-11.31	0.80	0.80	26.66	26.66
9.63	-9.55	-9.55	13.96	13.96	24.50	24.50
9.90	-7.83	-7.83	21.64	21.64	19.48	19.48
10.18	-6.16	-6.16	24.00	24.00	13.08	13.08
10.45	-4.52	-4.52	21.14	21.14	6.76	6.76
10.72	-2.89	-2.89	13.13	13.13	1.92	1.92
11.00	-1.27	-1.27	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -30,8 mm  
 Minimální deformace = 2,9 mm  
 Maximální ohybový moment = 36,11 kNm/m  
 Minimální ohybový moment = -164,00 kNm/m  
 Maximální posouvající síla = 135,33 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

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

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 246,00 \text{ kNm}; \quad Q = 2,06 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 203,00 \text{ kN}; \quad M = 54,17 \text{ kNm}$

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

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,624 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,005 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 128,03 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,59 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,297 \leq 1$  **Vyhovuje**

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

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,137 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,505 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 28,19 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 58,72 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,202 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Průřez VYHOVUJE

### 14.2 Výpočet stability svahu

#### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

#### Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

#### Statický výpočet

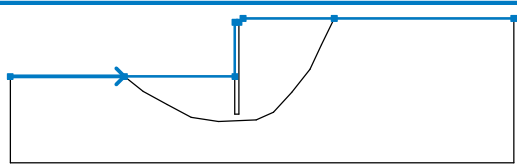
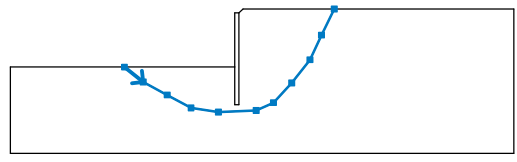
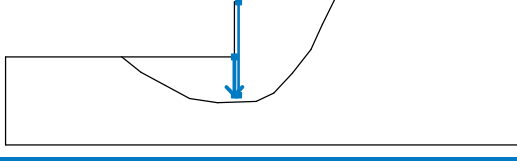
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]

## Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-27,50	-6,50	-13,76	-6,50	-0,50	-6,50
		-0,50	0,00	0,00	0,00	0,48	0,48
		11,44	0,48	33,00	0,48		
2		-13,76	-6,50	-11,51	-8,30	-8,62	-9,85
		-5,76	-11,40	-2,48	-11,90	2,06	-11,72
		4,14	-10,77	6,33	-8,41	8,51	-5,62
		9,89	-2,66	11,44	0,48		
3		-0,50	-6,50	-0,50	-11,00	0,00	-11,00
		0,00	0,00				

## Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00

## Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	n [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		21,00		

## Parametry zemin

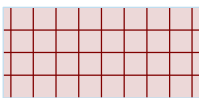
## Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$ 

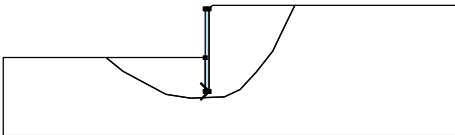
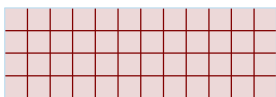
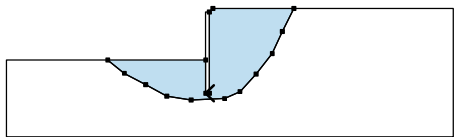

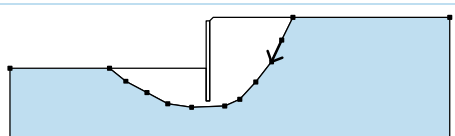

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$ Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

## Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	Materiál zdi		23,00

## Přirazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přirazená zemina
		x	z	x	z	
1		-0,50	-11,00	0,00	-11,00	Materiál zdi 
		0,00	0,00	-0,50	0,00	
		-0,50	-6,50			
2		0,00	-11,00	-0,50	-11,00	Třída F5, konzistence tuhá 
		-0,50	-6,50	-13,76	-6,50	
		-11,51	-8,30	-8,62	-9,85	
		-5,76	-11,40	-2,48	-11,90	
		2,06	-11,72	4,14	-10,77	
		6,33	-8,41	8,51	-5,62	
		9,89	-2,66	11,44	0,48	
3		0,48	0,48	0,00	0,00	Třída F5, konzistence tuhá 
		9,89	-2,66	8,51	-5,62	
		6,33	-8,41	4,14	-10,77	
		2,06	-11,72	-2,48	-11,90	
		-5,76	-11,40	-8,62	-9,85	
		-11,51	-8,30	-13,76	-6,50	
		-27,50	-6,50	-27,50	-16,90	
		33,00	-16,90	33,00	0,48	
		11,44	0,48			

## Kotvy

Číslo	Počátek		Délka a sklon / souřadnice		Vzd. kotev b [m]	Průměr / plocha d [mm] / A [mm <sup>2</sup> ]	Modul pružnosti E [MPa]	Síla na m.přetrž. F <sub>c</sub> [kN]	Působí v tlaku	Síla F [kN]
	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	$\alpha$ [°] / z [m]						
1	-0,50	-2,90	l = 3,00	$\alpha$ = 15,00	1,50	d =			Ne	250,00

## Přetížení

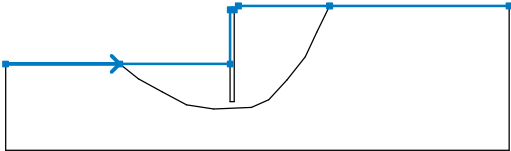
Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon $\alpha$ [°]	Velikost q, q <sub>1</sub> , f, F	Velikost q <sub>2</sub>	jednotka
1	pásové	stálé	z = -2,93	x = 0,50	l = 1,80		0,00	65,00		kN/m <sup>2</sup>

## Názvy přetížení

Číslo	Název
1	stožár

## Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-27,50	-11,00	0,00	-11,00	0,05	-4,00
		33,00	-4,00				

**Tahová trhlina**

Tahová trhlina není zadána.

**Zemětřesení**

Se zemětřesením se nepočítá.

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Výsledky (Fáze budování 1)****Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-1,73 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-53,08 [°]	
	z =	0,48 [m]		$\alpha_2 =$	90,00 [°]	
Poloměr :	R =	11,62 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

**Posouzení stability svahu (Bishop)**

Sumace aktivních sil :  $F_a = 1057,67$  kN/m

Sumace pasivních sil :  $F_p = 1385,42$  kN/m

Moment sesouvající :  $M_a = 12290,12$  kNm/m

Moment vzdorující :  $M_p = 14635,07$  kNm/m

Využití : 84,0 %

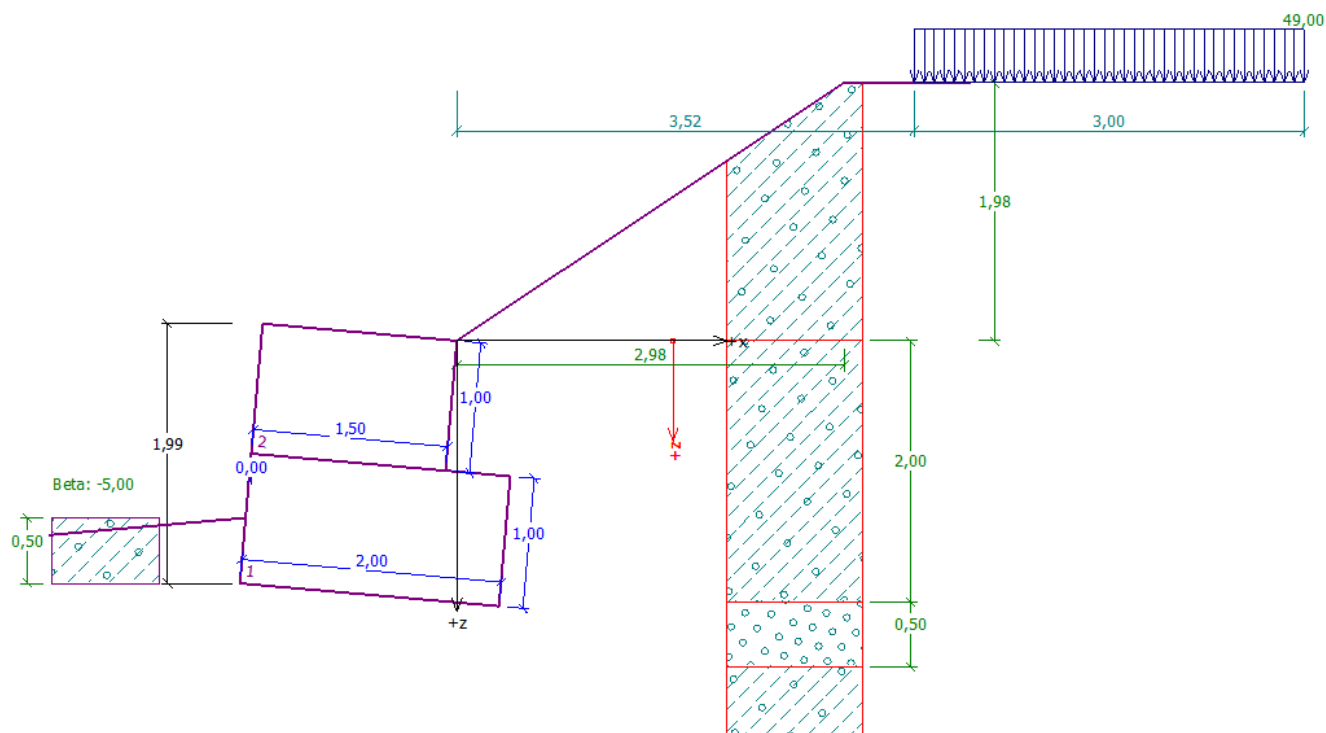
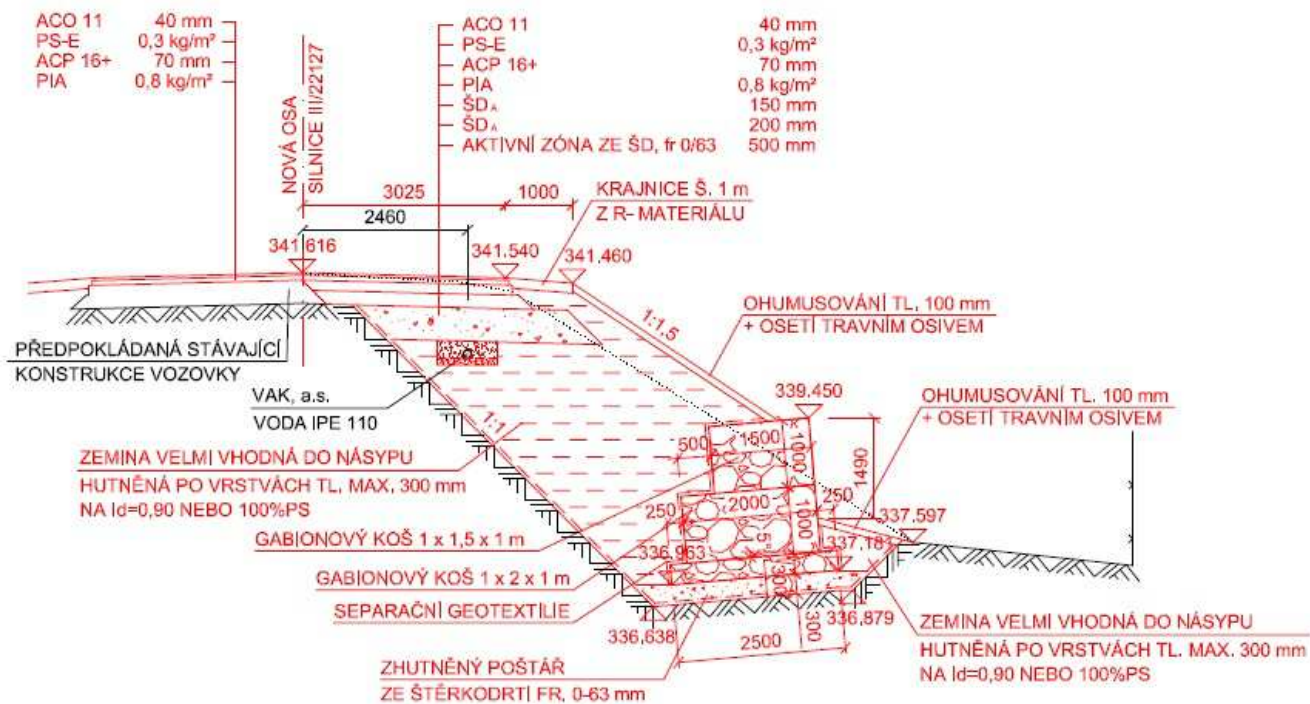
**Stabilita svahu VYHOVUJE**



## 15 Posouzení gabionové zídky

ŘEZ D-D' M 1:100

VELICHOV



**Materiály bloků - výplň**

Číslo	Název	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]
1	Materiál č. 1	20,00	30,00	0,00

**Materiály bloků - pletivo**

Číslo	Název	Pevnost sítě $R_t$ [kN/m]	Vzdálenost svislých sítí b [m]	Únosnost čelního spoje $R_s$ [kN/m]
1	Materiál č. 1	40,00	1,00	40,00

**Geometrie konstrukce**

Číslo	Šířka b [m]	Výška h [m]	Odskok a [m]	Materiál
2	1,50	1,00	0,00	Materiál č. 1
1	2,00	1,00	-	Materiál č. 1

Sklon gabionu = 5,00 °

Celková výška = 1,99 m

Celk. objem zdi = 3,50 m<sup>3</sup>/m**Parametry zemín****Třída F1, konzistence tuhá**Objemová tíha :  $\gamma$  = 19,00 kN/m<sup>3</sup>

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\phi_{ef}$  = 29,00 °Soudržnost zeminy :  $c_{ef}$  = 8,00 kPaTřecí úhel kce-zemina :  $\delta$  = 5,00 °

Zemina : nesoudržná




Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat}$  = 19,00 kN/m<sup>3</sup>**Třída G3, ulehlá**Objemová tíha :  $\gamma$  = 19,00 kN/m<sup>3</sup>

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\phi_{ef}$  = 35,50 °Soudržnost zeminy :  $c_{ef}$  = 0,00 kPaTřecí úhel kce-zemina :  $\delta$  = 5,00 °

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat}$  = 19,00 kN/m<sup>3</sup>**Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	Třída F1, konzistence tuhá	
2	0,50	Třída G3, ulehlá	
3	-	Třída F1, konzistence tuhá	

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,51 (úhel sklonu je 33,60 °).

Výška náspu je 1,98 m, délka náspu je 2,98 m.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	49,00		3,52	3,00	na terénu

## Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída F1, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí  $h = 0,50$  mSklon zeminy před zdí  $\beta = -5,00^\circ$ 

## Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

## Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	$\gamma_G$	1,35	1,00
Proměnné zatížení	$\gamma_Q$	1,50	0,00
Zatížení vodou	$\gamma_w$	1,30	
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
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
Součinitel redukce namáhání sítě		$\gamma_{Rn1}$	1,10
Součinitel redukce spoje sítě		$\gamma_{Rn2}$	1,10
Kombinační součinitelé pro proměnná zatížení		Souč.	[-]
Součinitel kombinační hodnoty		$\psi_0$	0,70
Součinitel časté hodnoty		$\psi_1$	0,50
Součinitel kvazistálé hodnoty		$\psi_2$	0,30

## Posouzení čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{vod}$ [kN/m]	Působíště Z [m]	$F_{svis}$ [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,85	70,00	0,97	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,16	-0,17	0,20	0,01	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,40	9,88	1,86	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	17,16	-0,53	2,76	2,08	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - pásové	21,99	-0,80	5,80	2,08	1,500	1,500	1,500

## Posouzení celé zdi

## Posouzení na překlopení

Moment vzdorující  $M_{vzd} = 80,12$  kNm/mMoment klopící  $M_{kl} = 38,53$  kNm/m

## Statický výpočet

**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{vzd} = 62,86$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{pos} = 46,73$  kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 74,97kPa

**Únosnost základové půdy****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	16,15	124,82	43,51	0,24	63,81
2	18,51	96,94	46,34	0,17	74,97

**Posouzení únosnosti základové půdy****Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly  $e = 240,4$  mmMaximální dovolená excentricita  $e_{dov} = 660,0$  mm**Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy  $R = 250,00$  kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 74,97$  kPaÚnosnost základové půdy  $R_d = 178,57$  kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{vod}$ [kN/m]	Působíště Z [m]	$F_{svis}$ [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,43	30,00	0,79	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,51	0,05	0,00	1,58	1,000	1,350	1,350
Přít.1 - pásové	9,31	-0,26	0,00	1,58	1,500	1,500	1,500

**Posouzení pracovní spáry nad blokem čís.: 1****Posouzení na překlopení**Moment vzdorující  $M_{vzd} = 16,94$  kNm/mMoment klopící  $M_{kl} = 3,63$  kNm/m**Spára na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{vzd} = 16,36$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{pos} = 11,97$  kN/m**Spára na posunutí VYHOVUJE**

Maximální napětí na spodní blok = 30,50 kPa

Souč.redukce odskokem hor.bloku = 1,00  
Průměrná hodnota tlaku na čelo = 16,86 kPa  
Smyková síla přenášená třením = 15,86 kN/m

**Únosnost na boční tlak:**

Únosnost spoje = 40,00 kN/m

Spočtené namáhání = 8,40 kN/m

**Posouzení na boční tlak VYHOVUJE**

**Posouzení spáry mezi bloky:**

Únosnost materiálu sítě = 40,00 kN/m

Spočtené namáhání = 8,40 kN/m

**Spára mezi bloky VYHOVUJE**

**16 Závěr**

Nosná konstrukce vyhovuje z betonu třídy C30/37-XF2 vyztuženého výztuží B500B dle kapitoly „Posouzení“. Dolní podélnou výztuž klenby navrhují s ohledem na únavu z 6,67φR14 po 150mm. Horní podélnou výztuž v rámovém rohu navrhují s ohledem na únavu z 6,67φR22 po 150mm, příčná výztuž dolní povrch z 6,67φR14 po 150mm, příčná výztuž horní povrch z 6,67φR22 po 150mm.

Smyková výztuž bude realizována sponami v počtu 9φR8/m<sup>2</sup> doplněná konstruktivně ohyby v počtu 2φR20/m.

Výztuž čelní zídky při rubové straně v obou směrech navrhují 6,67φR22 po 150mm. Na lící straně bude zeď vyztužená konstrukčně v obou směrech navrhují 6,67φR12 po 150mm.

Základy čelních zídek vyhovují z betonu třídy C30/37-XF2 vyztuženého výztuží B500B (10505(R)). Dolní podélnou výztuž základu navrhují v obou směrech navrhují 6,67φR16 po 150mm.

V Liberci 2.4.2017

Ing. Igor Bálik