
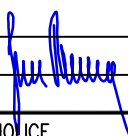


SO-01 PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:	ING. JAN BURSA		 FÖRSTEROVA Č.P. 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:	ING. JAN BURSA			
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. ONDŘEJ JETMAR			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
KRAJ: PARDUBICKÝ	OKRES: PARDUBICE	OBEC: HOLICE	STUPEŇ:	PDPS
INVESTOR: MĚSTO HOLICE, HOLUBOVA 1, 534 14 HOLICE			ZAK.ČÍSLO:	1625-17-4
AKCE: LÁVKA "NA MUŠCE" PŘES ŘEDICKÝ POTOK, HOLICE			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	1625
			DATUM:	11/2017
			FORMÁT:	A4
OBJEKT: C.1 SO-01 – LÁVKA VČETNĚ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ			MĚŘÍTKO:	–
OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY: C.1.13.

Stavba: **Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice**

Objekt: SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň: Dokumentace pro provádění stavby (PDPS)

OBSAH:

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
1.1.	Označení stavby	3
1.2.	Stavebník, objednatel stavby	3
1.3.	Zhotovitel projektové dokumentace	3
1.4.	Uvažovaný správce mostu	4
1.5.	Pozemní komunikace	4
1.6.	Křížení mostu s překážkami	4
2.	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU	4
2.1.	Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200	4
2.2.	Základní dimenze mostu	5
2.3.	Zatížení a zatížitelnost mostu	5
3.	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	5
3.1.	Základní technický popis	5
3.2.	Založení mostu	6
3.3.	Spodní stavba	7
3.4.	Nosná konstrukce	8
3.5.	Mostní svršek	10
3.6.	Vybavení mostu	10
4.	výkresy nosné konstrukce	12
4.1.	Schema nosné konstrukce	12
4.2.	Popis výpočetního modelu	14
5.	ZATÍŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	Chyba! Záložka není definována.
5.1.	Stálá zatížení	Chyba! Záložka není definována.
5.2.	Proměnné zatížení	Chyba! Záložka není definována.
5.3.	Kombinace zatížení	Chyba! Záložka není definována.
6.	POSOUZENÍ	Chyba! Záložka není definována.
6.1.	Piloty	Chyba! Záložka není definována.
6.2.	Spřažený ocelobetonový nosník	Chyba! Záložka není definována.
6.3.	Železobetonová spřahující deska	Chyba! Záložka není definována.
6.4.	Příčníky	Chyba! Záložka není definována.
7.	Deformace	Chyba! Záložka není definována.
7.1.	Postup výstavby a životnost	Chyba! Záložka není definována.
7.2.	Proměnné zatížení	Chyba! Záložka není definována.
8.	ÚČINKY NA LOŽISKA	Chyba! Záložka není definována.
9.	POUŽITÉ NORMY A PODKLADY	Chyba! Záložka není definována.
10.	POUŽITÝ SOFTWARE	Chyba! Záložka není definována.
11.	ZÁVĚR	51
11.1.	Poznámka ke statickému výpočtu	51
11.2.	Souhrn	51

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1. Označení stavby

Název stavby	Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice
Kraj	Pardubický
Obec	Holice
Katastrální území	Holice v Čechách [641146]
Druh stavby	Novostavba
Stupeň PD	PDPS

1.2. Stavebník, objednatel stavby

1.2.1. Zadavatel

Město Holice
Holubova 1
534 14 Holice
IČ: 00273571

1.2.2. Nadřízený orgán

Objednatel:

Město Holice
Holubova 1
534 14 Holice
IČ: 00273571

1.3. Zhotovitel projektové dokumentace

1.3.1. Generální projektant

MDS projekt s.r.o.
Försterova 175
566 01 Vysoké Mýto

1.3.2. Hlavní inženýr projektu

Ing. Jan Bursa
tel.: 608 439 363
email: bursa@mdsprojekt.cz
osoba s autorizací – č.a. 0601653 – obor IM00 - Mosty a inženýrské konstrukce

1.3.3. Projektant objektu SO-01

MDS projekt s.r.o.
Försterova 175
566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938
DIČ: CZ 274 87 938
tel.: 465 322 451
email: mds@mdsprojekt.cz

Ing. Jan Bursa

tel.: 608 439 363

email: bursa@mdsprojekt.cz

osoba s autorizací – č.a. 0601653 – obor IM00 - Mosty a inženýrské konstrukce

1.4. Uvažovaný správce mostu

Město Holice

Holubova 1

534 14 Holice

IČ: 00273571

1.5. Pozemní komunikace

Návrhová kategorie

chodník pro pěší v šířce 2,0m

Typ příčného uspořádání

Evidenční číslo

1.6. Křížení mostu s překážkami**1.6.1. Křížení s dráhou**

Bod křížení v JTSK

 $y = 632044,821 \quad x = 1058514,966$ **Staničení na převáděné komunikaci**

Staničení komunikace (liniové) provozní

neuvedeno

Staničení na úseku

neuvedeno

Staničení dle staničení dokumentace

km 0,035 950

Staničení překážky

Vodní tok

Ředický potok

Správce

Povodí Labe s.p.

Číslo úseku

...

Staničení (říční km)

ř.km 12,485

kota Q 50 – 244,915 m n.m.

Úhel křížení

90,0°

Volná výška

min. 1,493 m

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU**2.1. Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200**

Podle druhu převedené komunikace:

most pozemní komunikace – most

Podle překračované překážky:

místní komunikace

Podle počtu mostních polí:

most přes vodní tok

Podle počtu mostovkových podlaží:

most o 1 poli

Podle výškové polohy mostovky:

most s mostovkou v jedné úrovni

Podle přesypávky:

most s horní mostovkou

Podle měnitelnosti základní polohy:

most bez přesypávky

Podle plánované doby trvání:

nepohyblivý most

Podle průběhu trasy na mostě:

trvalý most

most směrově v přímé

Podle úhlu křížení:	most ve výškovém oblouku
Podle materiálu:	kolmý most
Podle tuhosti nosné konstrukce (pouze mosty s přesypávkou):	spřažený ocelobetonový most
	most bez přesypávky
Podle statické funkce hlavní nosné konstrukce:	
	prostý nosník
Podle volné výšky na mostě:	s neomezenou volnou výškou
Podle uspořádání příčného řezu (pouze mosty s dolní mostovkou):	
	most s horní mostovkou

2.2. Základní dimenze mostu

Délka přemostění:	7,000m
Délka mostu:	11,000m
Délka nosné konstrukce:	8,260m
Rozpětí jednotlivých polí, resp. světlost u přesýpaných konstrukcí:	7,800m
Šikmost mostu:	90° (kolmý most)
Volná šířka mostu:	2,000m
Šířka průchozího prostoru veřejného nebo nouzového chodníku:	2,000m
Šířka vozovky mezi obrubníky:	2,000m
Šířka nosné konstrukce:	1,960m
Šířka mezi zábradlími:	2,00m
Šířka mostu:	2,00m
Výška mostu nad terénem:	1,947m
Výška nosné konstrukce:	0,454m
Stavební výška mostu uprostřed rozpětí:	0,454m
Plocha mostu (součin délky přemostění a šířky mezi zábradlími):	7,000 x 2,000 = 14,000 m ²
Plocha nosné konstrukce mostu (součin délky a šířky nosné konstrukce):	8,260 x 1,960 = 16,1896 m ²

2.3. Zatížení a zatížitelnost mostu

Most je navržen na zatížení dopravou definované v ČSN EN 1991-2 včetně změny Z3.

Zatížitelnost je dle uvedené ČSN 73 6222 uvažována 5,0 kN/m² a lehké vozidlo do 12,0 t (neuvažuje se).

3. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

3.1. Základní technický popis

Mostní objekt převádí komunikaci stezky pro pěší přes vodní tok. Převáděná volná šířka vozovky je 2,0m.

Navrhovaná výška nosné konstrukce a niveleta na mostě je definována požadavkem správce vodního toku Povodí Labe s.p. na osazení 0,5m nad hladinu Q50 ČSN 73 6201 (viz vyjádření správce toku ze dne 8.12.2016 (PVZ/16/38411/Vz/0)).

Niveleta na mostě je navržena ve vodorovné s nadvýšením nosné konstrukce do oblouku definovaném v RDS dokumentaci zhotovitele. Příčný sklon povrchu chodníku na objektu SO-01 je střešovitý se sklonem 2,0% na oba okraje n.k.

Nosná konstrukce je navržena jako dvoutrámová ocelobetonová spřažená konstrukce. Podélné trámy jsou navrženy z ocelových profilů příčného řezu I s příčníky spojenými do roštové soustavy. Podélné nosníky jsou spřaženy se železobetonovou monolitickou spřahující deskou. Rozpětí pole n.k. je 7,80m s délkou nosné konstrukce 8,260m a celkovou šířkou 1,960m. Výška ocelových nosníků je 330mm s tloušťkou spřahující esky 100-124mm. Tloušťka nosné konstrukce a příčný řez je po celé délce n.k. konstantní. Příčníky ocelové části n.k. jsou navrženy v ose uložené n.k. a pak ve vzdálenosti v rastru 1,900 a 2,00m.

Nad krajními opěrami je nosná konstrukce uložena přes ocelová ložiska na konstrukci spodní stavby. Nad opěrou 02 jsou ložiska navržena jako pevná a nad opěrou 01 pak jako příčně pevná a podélně posuvná.

Krajní opěry lávky jsou masivní betonové a tížné. Na opěry navazují souběžná křídla s osou převáděné komunikace.

Na koncích n.k. jsou navrženy dilatační krycí plechy přes dilatační spáru mezi n.k. a závěrnou zídou opěr.

Opěry jsou založeny na železobetonových velkopřůměrových vrtaných pilotách. Pod konstrukcí opěry je vždy dvojice pilot daného průměru.

Zábradlí na opěrách a na nosné konstrukci je navrženo na vnějších okrajích n.k. a křídel mostu. Zábradlí splňuje požadavky ČSN 73 6201 a TP 186 a 258. Výška zábradlí je 1,10m s volným prostorem mezi svislicemi a prvky zábradlí max. 120mm. Zábradlí na n.k. je připevněno šroubovým spojem k nosné konstrukci. Zábradlí na křídlech je pak kotveno do fasádních ploch křídel ocelovými kotvami do předvrtaných otvorů.

Objekt je vybaven celoplošnou přímopojížděnou izolací na celé ploše povrchu mostovky.

Okraje a pohled n.k. v daném přesahu je opatřen ochranným nátěrem dle TKP 31. Shodně tak povrch závěrné zídky, křídel a okraje křídel v daném přesahu. Pochozí plochy budou v daném nátěru zdrsněny posypem.

Odvodnění mostu je řešeno gravitačně do obou okrajů mostovky a úkapem do prostoru pod mostem.

Přechodové oblasti jsou navrženy dle ČSN 73 6244 se samostatným přechodovým klínem z mezerovitého betonu. Násyp a obsyp křídel mostu je navržen z vhodné zeminy pro budování násypu dle ČSN 73 6133. Povrch násypů a prostor pod mostem je opatřen ohumusováním v tl. 200mm. Svahové kužele a násypy jsou pak opatřeny zatravněním.

Prostor pod mostem a dotčené plochy stavbou jsou navrženy s uvedením do původního stavu ohumusováním v tl. 200mm s osetím travním semenem.

3.2. Založení mostu

Založení mostu je navrženo jako hlubinné na vrtaných velkopřůměrových pilotách. Realizace pilot se předpokládá z úrovně stávajícího terénu po odstranění ohumusování.

3.2.1. Podkladní beton

Podkladní beton je pod opěrami s křídly a podporami tloušťky 200 mm a je z betonu **C8/10-X0** o daných půdorysných rozměrech s přesahem min. 0,25m přes půdorys spodní stavby opěr a křídel.

3.2.2. Vrtané piloty

Vrtané piloty byly navrženy na základě statického výpočtu v tomto stupni projektové dokumentace a geotechnického průzkumu. Pro provádění pilot je závazná ČSN EN 1536 - Vrtané piloty a TKP 16. Pro výrobu, zpracování, ošetřování a zkoušení betonu platí odpovídající kapitoly ČSN EN 206.

Zhotovitel předloží před zahájením prací objednateli/správci stavby k odsouhlasení technologický předpis pro zhotovení pilot dle TKP 16.

Jsou navrženy vrtané velkopřůměrové piloty Ø600 mm. Přesný profil piloty bude upraven v RDS dle přesných profilů výpažnic a vrtáků. Piloty budou provedeny z betonu **C30/37-XA1** a jako výztuž bude použita ocel **B500B**. Výztuž bude vytažena z povrchu pilot a bude vetknuta do konstrukce opěr.

Délka všech pilot se uvažuje 6,0m. Pata piloty musí být ukončena minimálně ve vrstvě navětralého podloží třídy R4 nebo R3 na délku (1,5m u R4, případně 0,3m u R3). Během vrtných prací musí být průběžně sledována geologická skladba základové půdy. V případě zastižení základových poměrů odlišných od předpokladů statického výpočtu musí být upravena délka pilot.

Předpokládá se, že piloty budou prováděny z úrovně pilotážní roviny, která se nachází asi 0,5m nad úrovní dna výkopu stavební jámy. Odtěžení zeminy na úroveň základové spáry bude provedeno až po provedení pilot.

Kótu čistého podkladního betonu pilot je nutné přebetonovat min. o 450 mm. Znehodnocený beton bude po odtěžení zeminy na základovou spáru základu odbourán. Výkop na základovou spáru základu a následné odbourávání betonu je nutné provádět velmi opatrně, aby nedošlo k poškození kotevní výztuže pilot.

Předpokládá se, že piloty budou prováděny pod ochranou ocelové výpažnice v délce po úroveň skladního podloží. Piloty budou prováděny pod úrovní hladiny podzemní vody. Při vrtání ve zvodnělých vrstvách musí mít výpažnice vždy dostatečný předstih před vrtným náradím, aby nedocházelo k provalení dna vrtu. Dno vrtu je třeba řádně začistit. Vrty musí být vyhloubeny a zabetonovány v jedné pracovní směně.

Technologie realizace pilot bude v souladu s TKP a zpracována do technologického předpisu zhotovitele založení a ten bude předložen ke schválení investorovi akce před zahájením.

Při vrtání první piloty každé skupiny je nutná přítomnost geotechnického dozoru investora, který zdokumentuje zastižený geologický profil a provede srovnání s předpoklady návrhu pilot.

V rámci RDS budou zpracovány požadavky na konstrukční opatření pro piloty dle kapitoly 5.4.7 dle TP 124 s ohledem na navržený stupeň ochranných opatření č.4. před účinky bludných proudů.

Zkoušky integrity budou provedeny metodou PIT u všech pilot mostního objektu. Dále nebude provedena zkouška pilot metodou CHA. Pokud výsledky zkoušek nebudou přesvědčivé nebo při realizaci pilot dojde k technologickým nedostatkům či neočekávaným událostem, bude v pilotě proveden zkušební jádrový vrt, který bude následně zainjektován.

3.3. Spodní stavba

3.3.1. Opěry a křídla

Krajní opěry jsou navrženy z monolitického betonu. Založení opěr je navrženo hlubinné dle kapitoly 4.3.2. Beton opěr a je navrženo **C30/37-XC2, XF2, XD1** vyztužený betonářskou výztuží **B500B**. Křídla jsou souběžní s osou komunikace stezky. Křídla opěr jsou monolitická z betonu **C30/37-XC2, XF2, XD1** vyztužená betonářskou výztuží **B500B**. Pod základy opěr je navržen podkladní beton tl. 200mm z betonu **C8/10-XO**.

V křídle opěry 01 je navržen vtisk s letopočtem výstavby do pohledové plochy. Vtisk bude proveden dle inventáře zhotovitele a dle ČSN 73 6201.

Povrch úložného prahu je odvozen vtiskem v jeho styku se závěrnou zídou.

V povrchu závěrné zídky je navržena drážka pro dilatační plech dilatace nosné konstrukce. Na konci drážek při okrajích opěr, jsou navrženy okapnicové plechy dle souboru detailů. Tyto konstrukce jsou kompletně navrženy z nerezového plechu s kotvením korozivzdornými kotvami.

V drážce bude provedeno podlití dilatačního plechu tl. 10mm. Plastbeton bude proveden dle TP 124 a TKP 18.

V povrchu úložného prahu budou provedeny otvory průměru 80 mm na hloubku 250mm pro kotvení ocelových ložisek do konstrukce opěr.

3.3.2. Pilíře

Nejsou navrženy.

3.3.3. Opěrné zdi

Nejsou navrženy.

3.3.4. Přechodové desky

Nejsou navrženy.

3.4. Nosná konstrukce

3.4.1. Základní technický popis nosné konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako dvoutrámová ocelobetonová spřažená konstrukce. Podélné trámy jsou navrženy z ocelových profilů příčného řezu I s příčníky spojenými do roštové soustavy. Podélné nosníky jsou spřaženy se železobetonovou monolitickou spřahující deskou. Tloušťka spřahující desky je 100-124mm. Rozpětí pole n.k. je 7,80m s délkou nosné konstrukce 8,260m a celkovou šířkou 1,960m. Výška ocelových nosníků je 330mm s tloušťkou spřahující desky 100-124mm. Tloušťka nosné konstrukce a příčný řez je po celé délce n.k. konstantní. Příčníky ocelové části n.k. jsou navrženy v ose uložené n.k. a pak ve vzdálenosti v rastru 1,900 a 2,00m.

3.4.2. Ocelová část nosné konstrukce

Ocelová konstrukce mostu musí být dle zákona č. 22/1997 Sb. ve znění Nařízení vlády č. 312/2005 Sb., § 22 zhotovena výrobcem a montována montážní organizací s příslušným oprávněním. Konkrétní podmínky pro výrobu konstrukce a způsobilost zhotovitele jsou stanoveny v TKP SPK, kap. 19A, ČSN EN 1090-1 a ČSN EN 1090-2.

Nosná konstrukce musí být vyrobena v třídě provedení **EXC3 dle ČSN EN 1090-2+A1**.

Ocelová část nosné konstrukce je navržena jako trámová s příčníky o 1 poli. Nosníky jsou navrženy souběžně a vzájemně spojeny příčníky spřaženými s mostovkou z monolitického železobetonu.

Podélné nosníky jsou konstantní výšky 330mm z válcovaného profilu IPE 330 s rozpětím polí 7,80m a celkovou délkou ocelové části n.k. 8,060m. Osová vzdálenost podélných nosníků je 1,300m. Podélné nosníky jsou navrženy jako válcované nosníky IPE 330 nadělené a sestavené do 3 částí v podélném směru. Nadělení je navrženo s ohledem na nadvýšení OK.

Příčníky jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů IPE 200. Příčníky jsou navrženy v prostoru mezi podélnými nosníky ale i jako vyložené příčníky pro osazení ocelového zábradlí na n.k. Tyto konzolové příčníky jsou na koncích opatřeny styčnickovými čelními plechy. Osové vzdálenosti příčníků v podélném směru jsou 1900, 2000, 2000, 1900 mm.

Ocelová n.k. bude opatřena v ose podélných nosníků opatřena spřahujícími lištami v podobě ploché tyčové ocele s otvory pro protažení betonářské výztuže.

V RDS dokumentaci bude dle požadavku zhotovitele n.k. doplněna styčnickovými plechy s montážními otvory pro montáž n.k.

V ose uložení podélných nosníků na obou koncích, jsou navrženy ocelové profily uložení n.k.

Ocelová část nosné konstrukce nebude ukolejněna.

Nosná konstrukce nebude opatřena jiskřištěm.

Požadavky na ocelové konstrukce

Pro hlavní nosníky je navržena nelegovaná ocel podle ČSN EN 10025-2 v souladu s TKP 19.A a podle statického výpočtu:

Ocelové nosníky komplet	S355 J2+N, S235 J2+N	dle ČSN EN 10025-2
Válcované profily	S335 J2	dle ČSN EN 10025-2
Spřahující profily	S355 J2+N,	dle ČSN EN 10025-2
Šrouby	8.8	dle ČSN EN ISO 4017
Matice	10	dle ČSN EN ISO 4032
Podložky	300HV	dle ČSN EN ISO 7089

Postup výstavby nosné konstrukce je v tomto stupni projektové dokumentace navržen tak, že spřažení ocelové části nosné konstrukce s betonovou mostovkou, bude provedeno na podepřené ocelové nosné konstrukci. Toto je možné realizovat přímo na stavbě s uloženou n.k. na opěrách a podepřenou n.k. Zde bude podepření n.k. zaručeno tak, aby nedošlo při betonáži a tuhnutí, tvrdnutí betonu k jeho poklesu. Nebo je možné betonáž provést mimo mostní otvor a definitivní polohu n.k. s tím, že nosná konstrukce bude osazena a případně i dopravena na stavbu zhotovitelem. Zde bude podepření provedeno zhotovitelem v místě realizace betonáže.

Podepření se v tomto stupni PD uvažuje v osách uložení a pak v osách příčníků v rastru 1,90+2,00+2,00+1,90m. Podepření bude respektovat navržený tvar ocelové nosné konstrukce s nadvýšením a s nulovou napjatostí v podélných profilech.

3.4.3. Betonová část nosné konstrukce

Betonová část nosné konstrukce mostu byla navržena na základě statického výpočtu v tomto stupni projektové dokumentace. Pro provádění betonových konstrukcí je závazná ČSN EN 13670 – Provádění betonových konstrukcí a TKP 18. Pro výrobu, zpracování, ošetřování a zkoušení betonu platí odpovídající kapitoly ČSN EN 206.

Pro betonáž se požaduje předložit ve smyslu Přílohy P7 TKP 18 k odsouhlasení Technický předpis (dále TePř).

Betonová část nosné konstrukce je navržena v jedné části a etapě.

Spřažená horní pojížděná mostovka n.k..

Tato část je navržena jako spřažená s ocelovou částí dané tloušťky 100-124mm v šířce 1,9600 m. Celková délka desky je 8,2600m. Tato deska je spřažena s ocelovými částmi nosníků a je provedena z betonu **C30/37-~~XC4~~,XF4,XF3** vyztužená betonářskou výztuží **B500B (10505 (R))**. Výztuž v této části n.k. je navržena v kontextu s ocelovou částí nosné konstrukce.

Na vnějších okrajích pod podhledem n.k. jsou navrženy okapnicové vtisky 15/15mm se zkosením hran 20/20mm.

Betonáž této části se provede do bednění osazeného do ocelové části nosné konstrukce s nutností podepření n.k. Podepření nosné konstrukce ocelové i bednění je navrženo dle popsaného rozsahu dle popisu v přechodí kapitole.

Krytí betonářské výztuže z podhledu desek se uvažuje dle TKP 18. A dle ČSN EN 1992-2.

3.4.4. Ložiska

Ocelová ložiska budou součástí nosné konstrukce.

Vodorovná nosná konstrukce je uložena na opěrách prostřednictvím ocelových tangenciálních ložisek.

Ocelová ložiska nad opěrou 01. a 02. jsou navržena jako pevná u opěry 02. a jako příčně pevná a podélně pohyblivá u opěry 01. Konstrukce ložisek je navržena pro přenos tlakových i tahových reakcí v ložisku. Ložiska v podélném i příčném směru jsou staticky navržena na odpovídající zatížení dle ČSN EN 1991-2.

Konstrukce ocelových ložisek je osazena na povrch úložného prahu s podlitím z plastmalty (dle TKP – kapitola 18.) tl. min. 10 mm. Tloušťka plastmalty v ose ložiska je navržena 35mm.

Ocelová ložiska jsou navržena z ocele S 235 J2+N a S355 J2+N shodně jako u n.k. Jejich konstrukce se skládá z ocelových desek (spodních podkladních plechů a deviátorových vodiček) na nichž jsou navaženy kotevní trny osazené do předvrtaných otvorů do konstrukce úložného prahu. Předvrtané otvory do konstrukce úložných prahů jsou navrženy DN 80mm na hloubku min. 250 mm. Rozteč předvrtaných otvorů bude dle výkresové dokumentace. Tyto trny budou spolu s ložiskem zality plastmaltou. Na konstrukci spodních desek konstrukce ložisek jsou přivaženy kameny z plechu sloužící k deviaci pohybu nosné konstrukce.

Protikorozní ochrana ložisek je navržena dle TKP 19B shodně jako u nosné konstrukce IA+I SPECIÁL.

3.5. Mostní svršek

3.5.1. Izolace a ochrana povrchu nosné konstrukce

Samotná izolace se na nosné konstrukci mostu skládá z:

- Izolace přímopojížděné dle kapitoly 5.3.5. a zvláštních předpisů TP 211.

3.5.2. Římsy a chodníky

Nejsou navrženy.

3.5.3. Odvodnění izolace nosné konstrukce

Odvodnění povrchu mostovky je navrženo gravitačně.

Jiný odvodňovací systém není navržen.

3.5.4. Vozovka na mostě

Izolace tvoří zároveň pochozí vrstvu mostovky.

3.6. Vybavení mostu

3.6.1. Zábradlí

Zábradlí na mostě je navrženo v souladu s TKP 11 a ČSN 73 6101. Zábradlí je navrženo jako mostní zábradlí kusové výroby se svislou výplní dle TP 186, 258 a kotvení zábradlí dle výkresové dokumentace.

Přesná konstrukce zábradlí bude navržena na zatížení podle ČSN EN 1991-1-1 a posouzena podle ČSN EN 1993-2 v RDS dle požadavků zhotovitele. Konstrukci zábradlí na nosné konstrukci tvoří dílec na pravé a levé straně n.k. Toto zábradlí je přikotveno ke styčnickovým plechům příčníků nosné konstrukce a je navrženo v rozměrech dle požadavku ČSN 73 6201 a TP 186 a 258. Výška zábradlí je 1,100m nad přílehlou plochou povrchu mostovky. Šroubové spojení je navrženo pomocí šroubů M16 8.8 a tomu odpovídajících podložek a matic.

3.6.2. Svodidla, zábradelní svodidla

Není navrženo.

3.6.3. Protidotykové zábrany

Není navrženo.

3.6.4. Mostní odvodňovače

Nejsou navrženy.

3.6.5. Svodná potrubí včetně zaústění a skluzů

Svodné potrubí není navrženo

Skluzy nejsou navrženy.

3.6.6. Osvětlení

Není navrženo.

3.6.7. Revizní zařízení

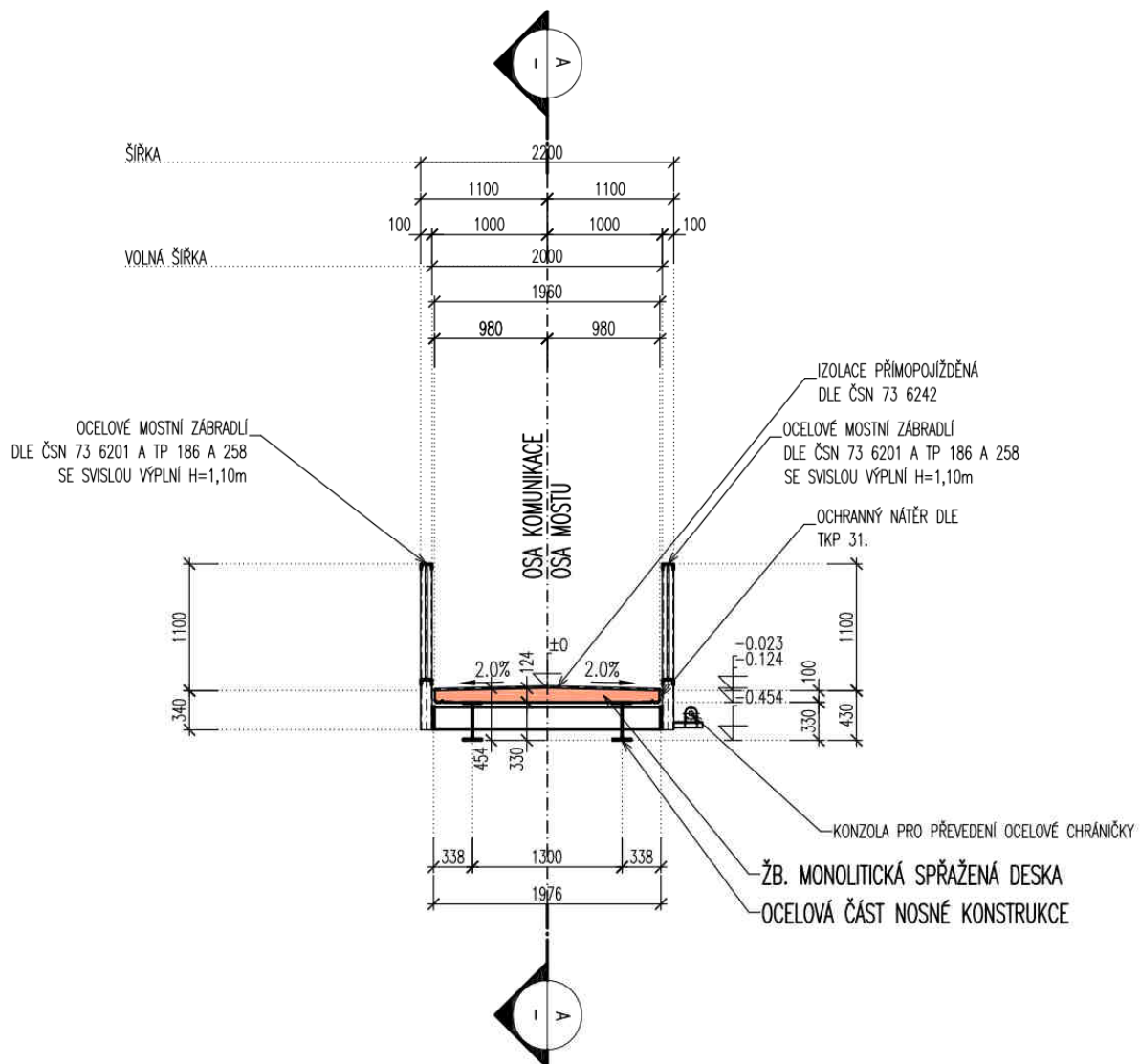
Není navrženo.

3.6.8. Jiná a cizí zařízení

Cizí zařízení na konstrukci mostu nejsou navržena.

4. VÝKRESY NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1. Schema nosné konstrukce



Statický výpočet

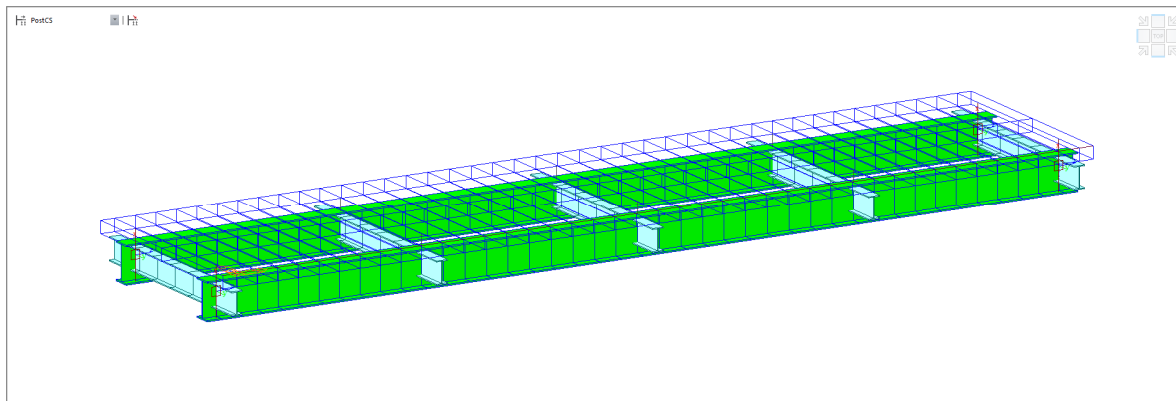
PDPS



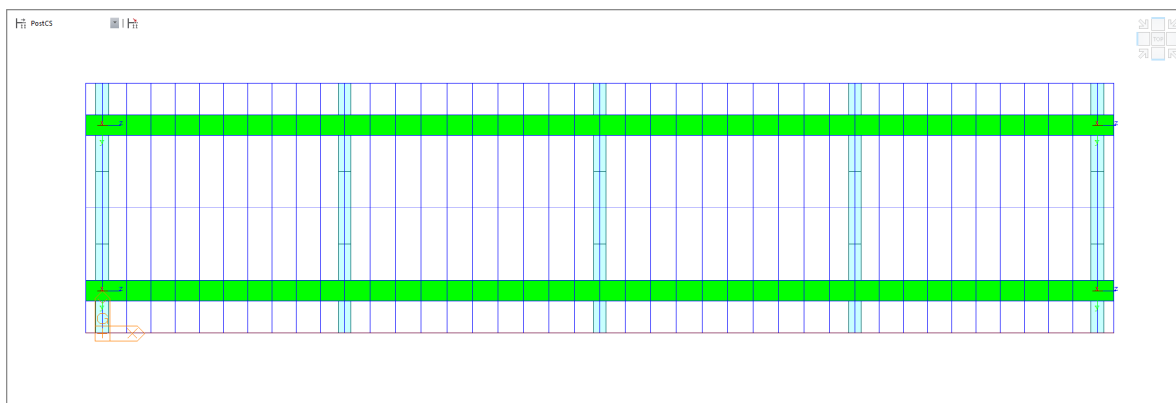
4.2. Popis výpočetního modelu

Jedná se prostorový roštový model tvořený prutovými prvky. Ve výpočtovém modelu je zohledněn postup výstavby, dotvarování a smršťování betonových částí konstrukce. Model respektuje zhotovení nosníků ve výrobně a jejich následné osazení.

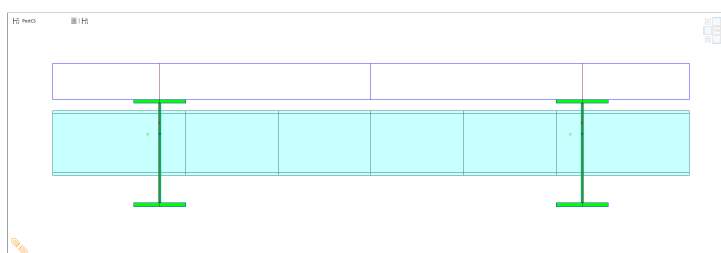
4.2.1. Geometrie



Axonometrie



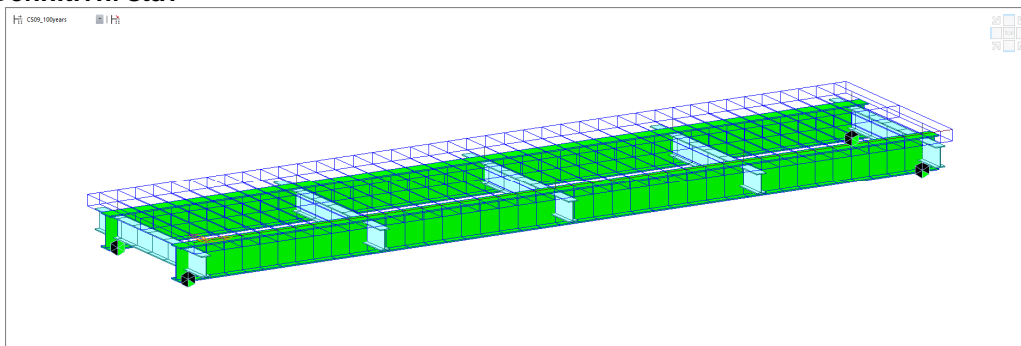
Půdorys



Příčný řez

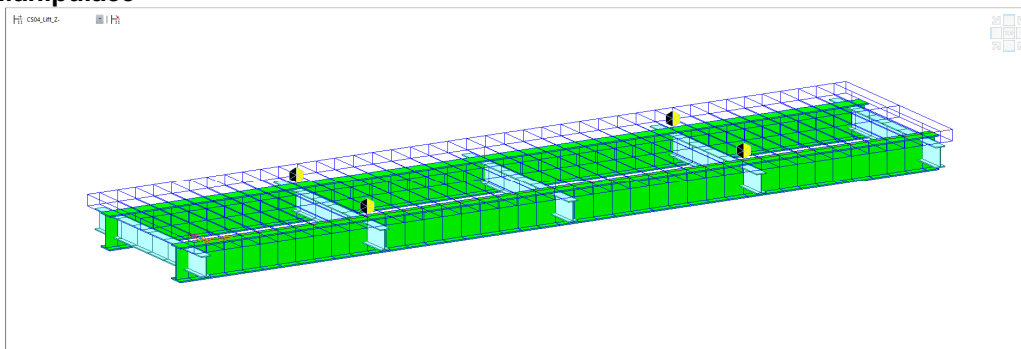
4.2.2. Okrajové podmínky

Definitivní stav



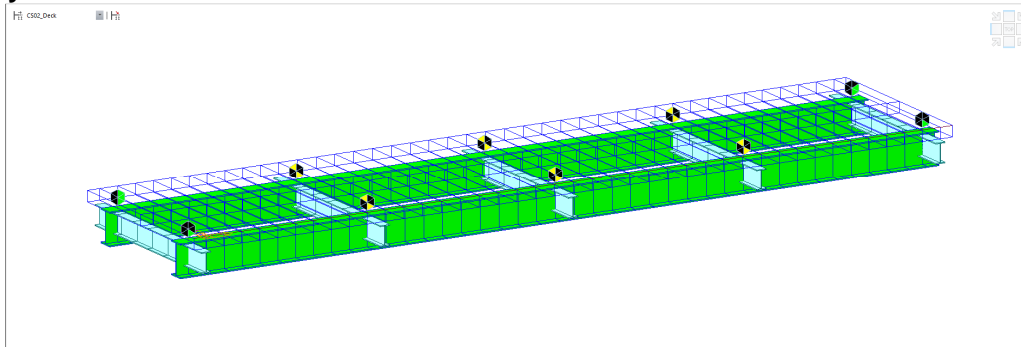
Axonometrie

Manipulace



Axonometrie

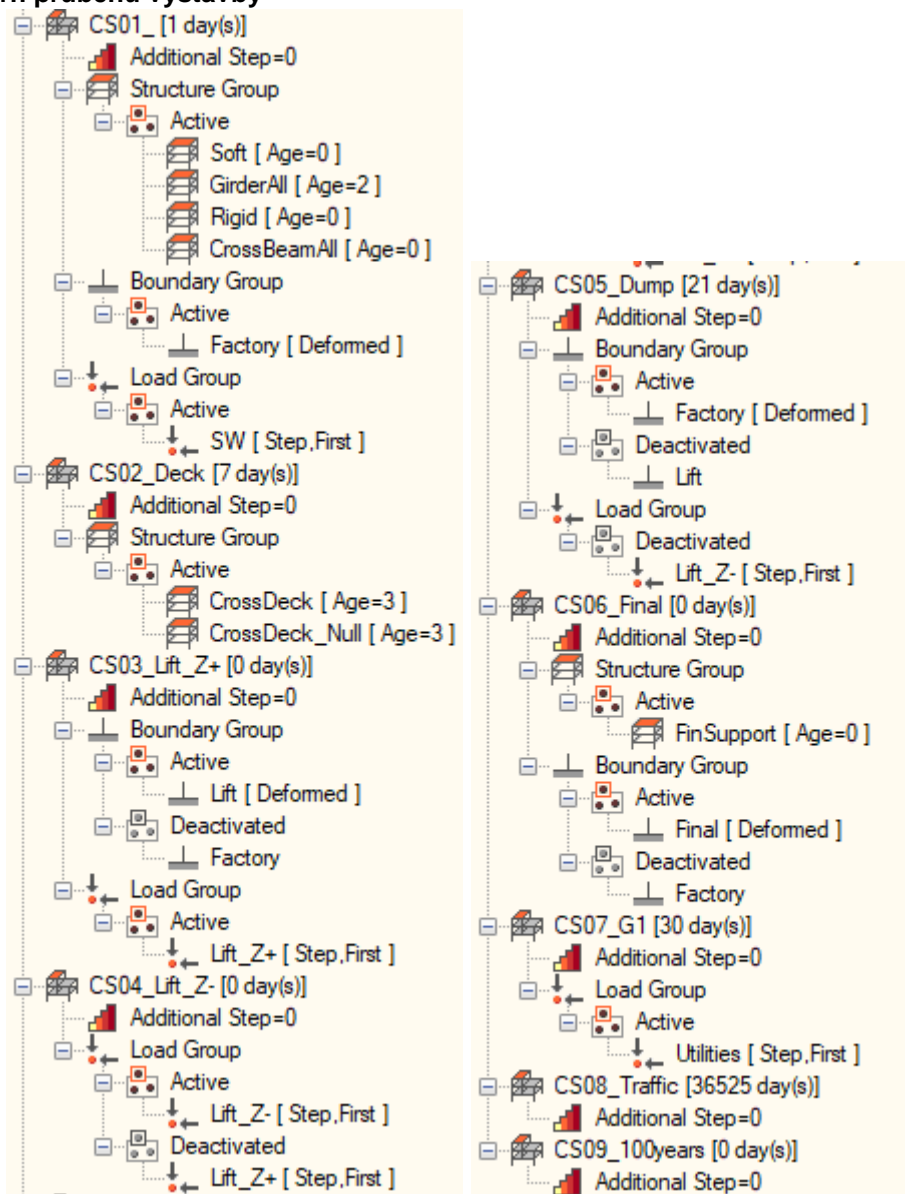
Výrobní



Axonometrie

4.2.3. Fáze výstavby

Souhrn průběhu výstavby



Tabulka postupu výstavby

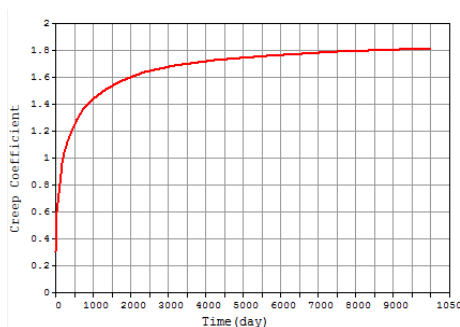
4.2.4. Materiály

ID	Name	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)
	C30/37_Deck	3.2836e+006	0.2	1.0000e-005	2.5000e+001
	S355	210.0e+006	0.2	1.0000e-005	2.5000e+001

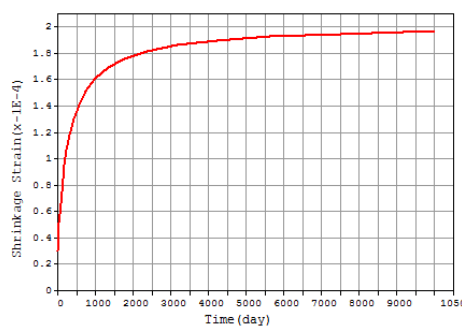
Dotvarování a smršťování materiálu

Válcová pevnost ve 28 dnech
 Relativní vlhkost
 Náhradní šířka
 Druh cementu
 Metoda výpočtu
 Věk betonu při počátku smršťování

C30/37
 30 MPa
 85%
 $h = 2 A_c / u$
 N
 EN 1992-2
 3 dny



Graf dotvarování betonu C30/37



Graf smršťování betonu C30/37

Vývoj pevnosti betonu v čase

Střední válcová pevnost ve 28 dnech
 Druh cementu

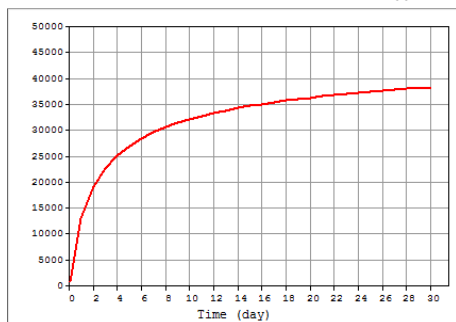
C30/37
 38 MPa
 N

Pevnost betonu v tlaku ve stáří t podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 3.1.2 (6):

$$f(t) = (f_{ck} + \Delta f) \cdot \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t_{eq}\right)^{0.5}\right]\right)$$

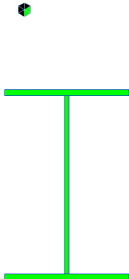
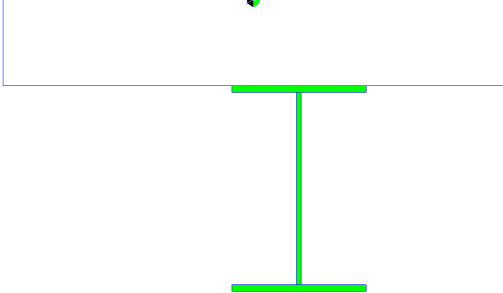
$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t\right)^{0.5}\right]\right) \quad (3.2)$$

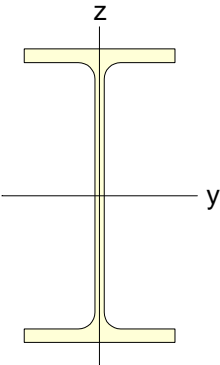


Graf pevnosti betonu C30/37

4.2.5. Průřezy Girder I330

Before Composite					After Composite				
									
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)	A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
5982.500	3109.640	2334.118	165.000	165.000	22838.312	18196.569	2343.344	2.629	327.371
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)	Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
207015.729	111451453.542	7861459.635	80.000	80.000	37032283.742	342152271.311	1469922121.712	-38.088	198.088
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	6.395	5.903	3.079	0.300	0.200

Tabulka 1 2 : IPE200

				
A(mm ²)	Asy(mm ²)	Asz(mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
2850.000	1416.666	1120.000	100.000	100.000
Ixx(mm ⁴)	Iyy(mm ⁴)	Izz(mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
52151.820	19430000.000	1420000.000	50.000	50.000

5. ZATÍŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

5.1. Stálé zatížení

5.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha je automaticky generována programem Civil Midas 2016.

5.1.2. Ostatní stálé zatížení

Zatížení na zábradlí podle ČSN EN 1991-1-2: Kap. 4.8

(1) Při návrhu konstrukce mají být síly přenášené zábradlím do nosné konstrukce mostu uvažovány jako proměnné zatížení a stanoveny v závislosti na zvolené zatěžovací třídě zábradlí.

^{POZNÁMKA 1} Zatěžovací třídy zábradlí jsou uvedeny v EN 1317-6. Pro mosty se doporučuje jako minimální třída C.

^{POZNÁMKA 2} Síly přenášené zábradlím do nosné konstrukce mostu lze definovat pro konkrétní projekt nebo v národní příloze podle jejich klasifikace v EN 1317-6. Doporučená minimální hodnota proměnného zatížení na zábradlí pro chodníky i lávky pro chodce ve směru svislém nebo vodorovném je 1,0 kN/m. Toto zatížení působí jako přímkové na horní hraně zábradlí. Pro nouzový chodník je doporučená minimální hodnota 0,8 kN/m. Výjimečné a mimořádné případy nejsou v těchto hodnotách zahrnuty.NP37)

(2) Pokud je zábradlí dostatečně chráněno proti nárazu vozidla, má se pro návrh podpěrné konstrukce uvažovat vodorovné zatížení působící současně se svislým rovnoměrným zatížením definovaným v

5.3.2.1.

^{POZNÁMKA} Mostní zábradlí se může považovat za dostatečně chráněné pouze v případě, jestliže ochrana splňuje požadavky stanovené pro konkrétní projekt.

(3) Pokud nelze považovat zábradlí za dostatečně chráněné proti nárazu vozidla, má být podpěrná konstrukce navržena tak, aby odolala účinku mimořádného zatížení rovnému 1,25násobku charakteristické odolnosti zábradlí. Žádné proměnné zatížení se současně neuvažuje.

^{POZNÁMKA} Tento účinek návrhového zatížení lze stanovit v národní příloze. Doporučuje se použít hodnotu uvedenou v tomto odstavci (1,25).NP38)

Liniové zatížení

Část konstrukce	A_n [m ²]	L_n [m]	V_n [m ³]	γ [kN/m ³]	g_n [kN/m]	g_n [kN]	n [ks]	g_n [kN]
Zábradlí		8.3			1.0	8.3	2.0	17
Celkem								17

5.2. Proměnné zatížení

5.2.1. Zatížení výstavbou

Dynamické zatížení – pohyb Z+

Část konstrukce	A_n [m ²]	L_n [m]	V_n [m ³]	γ [kN/m ³]	g_n [kN/m]	g_n [kN]	n [ks]	g_n [kN]
Nosníky	0.006260	8.26	0.1	78.5	0.5	4.1	2.0	8
Příčnice	0.002850	1.96	0.0	78.5	0.2	0.4	5.0	2
Deska	0.219000	8.26	1.8	25.0	5.5	45.2	1.0	45
Pohyb Z+		8.26			1.69	14.0	2.0	28
Vlastní tíha								56
Celkem								83
Poměr - Sum/G0								1.50

Souhrnná tabulka účinků

Dynamické zatížení – pohyb Z-

Část konstrukce	A_n [m ²]	L_n [m]	V_n [m ³]	γ [kN/m ³]	g_n [kN/m]	g_n [kN]	n [ks]	g_n [kN]
Nosníky	0.006260	8.3	0.1	78.5	0.5	4.1	2.0	8
Příčnice	0.002850	2.0	0.0	78.5	0.2	0.4	5.0	2
Deska - krajní	0.219000	8.3	1.8	25.0	5.5	45.2	1.0	45
Pohyb Z-		8.3			-8.40	-69.4	2.0	-139
Vlastní tíha								56
Celkem								-83
Poměr - G0/Sum								-1.50

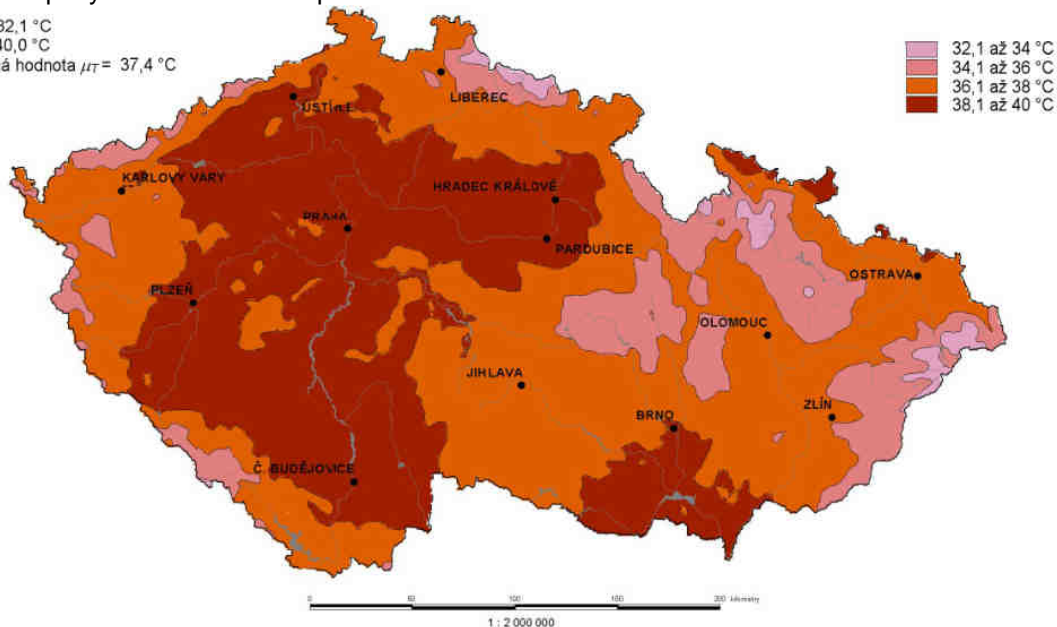
Souhrnná tabulka účinků

5.2.2. Zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty

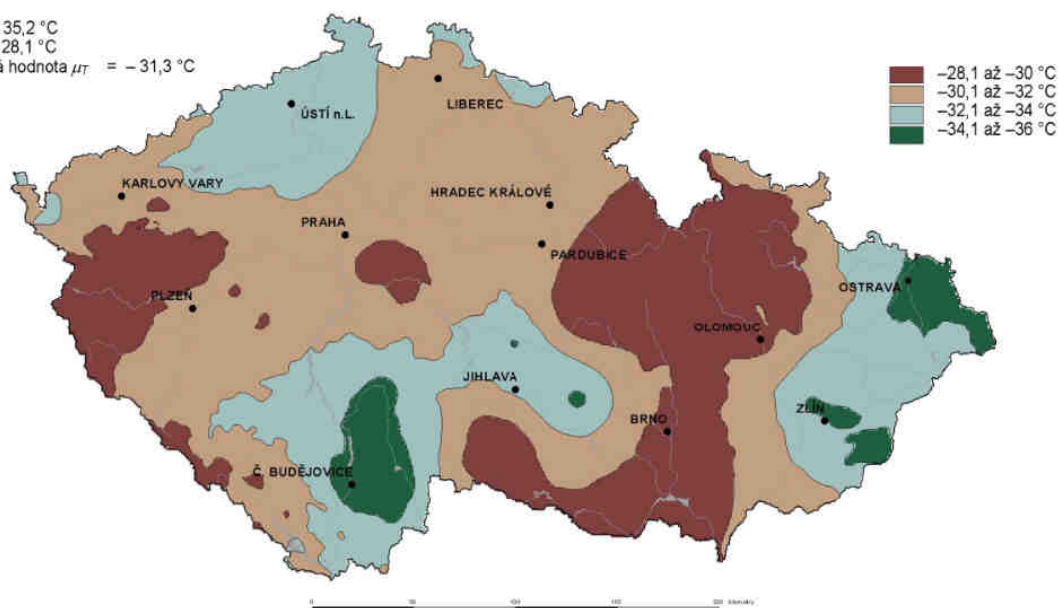
Základní teploty vzduchu ve stínu podle ČSN EN 1991-1-5 NA ed. A

$T_{min} = 32,1\text{ }^{\circ}\text{C}$
 $T_{max} = 40,0\text{ }^{\circ}\text{C}$
průměrná hodnota $\mu_T = 37,4\text{ }^{\circ}\text{C}$



Obrázek NA.1 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu

$T_{min} = -35,2\text{ }^{\circ}\text{C}$
 $T_{max} = -28,1\text{ }^{\circ}\text{C}$
průměrná hodnota $\mu_T = -31,3\text{ }^{\circ}\text{C}$



Obrázek NA.2 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu

Hodnoty teplotního rozsahu podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.3:

Typ nosné konstrukce	2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce ▼		
Minimální teplota vzduchu ve stínu	-28,1 až -30 °C ▼	$T_{\min} =$	-30.0 °C
Maximální teplota vzduchu ve stínu	36,1 až 38 °C ▼	$T_{\max} =$	38.0 °C
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,\min} = T_{\min} + 4 =$		
	-26.0 °C		
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,\max} = T_{\max} + 4 =$		
	42.0 °C		
Počáteční teplota mostu	$T_0 =$		
	10.0 °C		

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

Charakteristická hodnota minimálního rozsahu	$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min}) =$	-36.0 °C
Charakteristická hodnota maximálního rozsahu	$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 =$	32.0 °C
Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu	$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} =$	68.0 °C

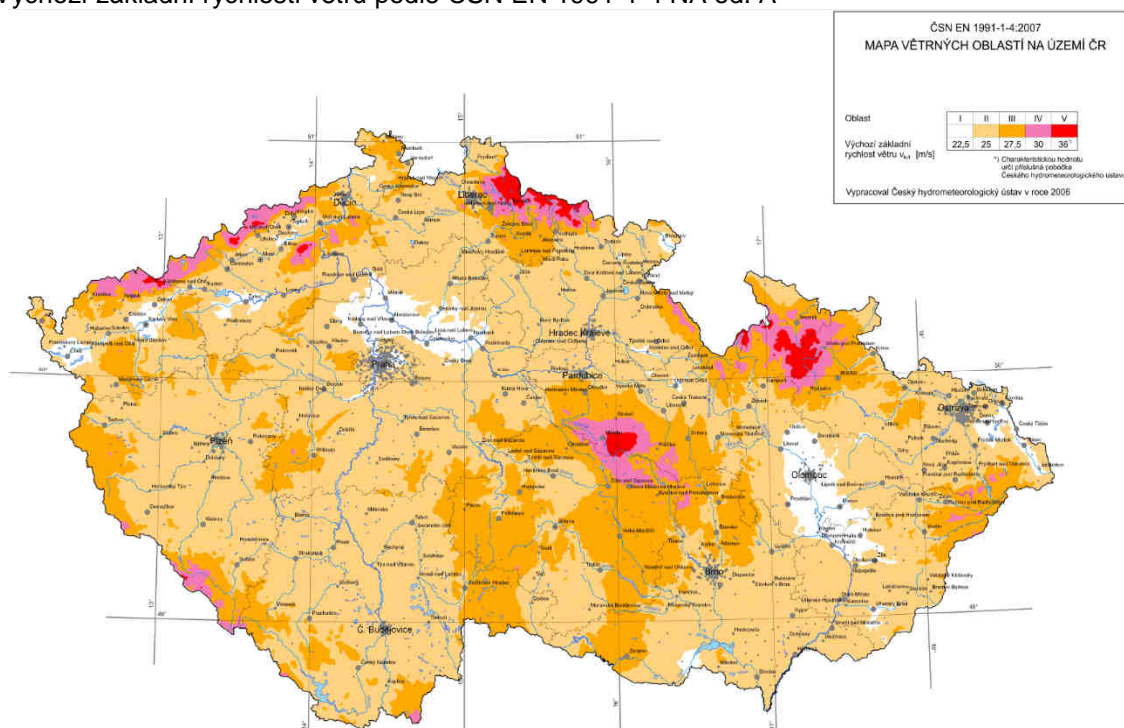
Rozdílné složky teploty

Podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.4:

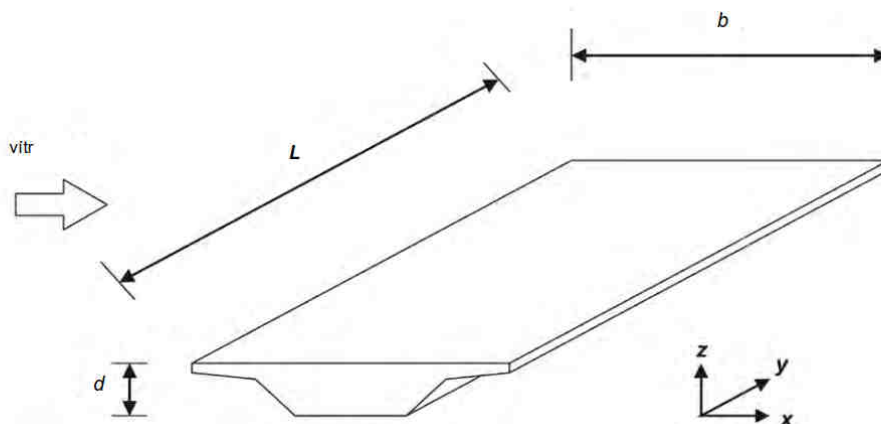
Typ konstrukce	2. typ: spřáhnutá nosná konstrukce	
Tloušťka mostního svršku	vodotěsná úprava (tmavý p	
Horní povrch teplejší než dolní	$k_{\text{sur,heat}} = 1.0$ $\Delta T_{\text{M,heat}} = 1 \cdot 15 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$	
Dolní povrch teplejší než horní	$k_{\text{sur,cool}} = 0.9$ $\Delta T_{\text{M,cool}} = 0.9 \cdot 18 = -16.2 \text{ } ^\circ\text{C}$	

5.2.3. Zatížení větrem

Výchozí základní rychlosti větru podle ČSN EN 1991-1-4 NA ed. A



Obrázek NA.4.1 – Mapa větrných oblastí na území ČR



Obrázek 8.2 – Směry zatížení větrem na mostě

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Základní hodnoty

$\rho = 1,250 \text{ kg/m}^3$ měrná hmotnost vzduchu

$C_{dir} = 1,0$ součinitel směru působení

$C_{season} = 1,0$ součinitel ročního období

$K = 0,2$ doporučená hodnota $n = 0,5$ doporučená hodnota

Výchozí základní rychlost větru

$V_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$ podle mapy

$V_{b,0} = 24,0 \text{ m/s}$ rychlost větru působící na vozidla

Základní rychlost větru po dobu budování

čas trvání = ≤ 1 rok

návratnost = 10,0 let

$p = 0,10$

$C_{prob} = 0,90$

$V_{b,0} = 22,6 \text{ m/s}$

$V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,0} C_{prob}$

Základní tlak větru

$q_{p,ze,vyst.} = 0,32 \text{ kN/m}^2$

vitr po dobu budování

(rychlost = 22,6 m/s = 81 km/h)

$q_{p,ze} = 0,39 \text{ kN/m}^2$

základní vitr

(rychlost = 25 m/s = 90 km/h)

$q_{p,ze} = 0,36 \text{ kN/m}^2$

vitr působící při dopravě

(rychlost = 24 m/s = 86 km/h)

Základní dynamický tlak

Kategorie terénu II

II. - Krajina s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky.

$z_0 = 0,05 \text{ m}$

základní výška

$z_{min} = 2 \text{ m}$

minimální výška

$c_0(z) = 1,00$ součinitel ortografie (max 1.05)

$z_e = 1,0 \text{ m}$

výška nad ténem

$z = 2,0 \text{ m}$

$k_t = 1,00$

součinitel turbulence

$k_r = 0,19$

$k_t = 0,19 (z_0 / z_{0,II})^{0,07}$

$c_r(z) = 0,70$

součinitel drsnosti

$c_r(z) = k_r \ln(z / z_0)$ ale $z \geq z_{min}$

$l_v(z) = 0,27$

intenzita turbulence

$l_v(z) = k_t / [c_0(z) \ln(z/z_0)]$

$c_{e,min}(z) = 0,00$

minimální součinitel expozice

$c_e(z) = 1,42$

součinitel expozice

$c_e(z) = [1 + 7l_v(z)] c_0(z)^2 c_r(z)^2$

$z_e = 1,0 \text{ m}$

výška nad ténem

$q_{p(z_e)} = 0,45 \text{ kN/m}^2$

vitr po dobu budování

(rychlost = 22,6 m/s = 81 km/h)

$q_{p(z_e)} = 0,56 \text{ kN/m}^2$

základní vitr

(rychlost = 25 m/s = 90 km/h)

$q_{p(z_e)} = 0,51 \text{ kN/m}^2$

vitr působící při dopravě

(rychlost = 24 m/s = 86 km/h)

Geometrie

$z_e = 1,0 \text{ m}$

výška nad ter.

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

$d_1 = 0 \text{ m}$

plná plocha

$b = 2,7 \text{ m}$

šířka NK

$z_0 = 0,05 \text{ m}$

$d_1 = 2 \text{ m}$

doprava

$d_{min} = 0,5 \text{ m}$

výška NK

$z_{min} = 2,00 \text{ m}$

$d_{max} = 0,5 \text{ m}$

výška NK

Celková výška

Výstavba

$d_{tot,min} = 1,1 \text{ m}$

$d_{tot,max} = 1,1 \text{ m}$

$b/d_{tot,min} = 2,5$

$b/d_{tot,max} = 2,5$

Provoz

Celková výška

Prodyšné zábradlí nebo svodidlo se svodnicí - na obou stranách

$d_{tot,min} = 1,1 \text{ m}$

$d_{tot,max} = 1,1 \text{ m}$

$b/d_{tot,min} = 2,5$

$b/d_{tot,max} = 2,5$

Celková výška s dopravou

$d_{tot,min} = 2,5 \text{ m}$

$d_{tot,max} = 2,5$

$b/d_{tot,min} = 1,1$

$b/d_{tot,max} = 1,1$

Součinitele síly v směre x (všeobecná metoda)

$c_{f,x} = c_{f,x,0} - 0,5\% \alpha_1 c_{f,x,0} + 3\% \alpha_2 c_{f,x,0}$

Součinitel $c_{f,x,0}$ podle - Obrázek 8.3

Výstavba

$c_{f,x,0} = 1,76$

Celková výška

$c_{f,x,0} = 1,76$

Celková výška s dopravou

$c_{f,x,0} = 2,17$

a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se svodnicí)
 a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se svodnicí)
 a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se svodnicí)

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Součinitel zatížení

Výstavba

$C_x =$

$d_{tot,min}$	$d_{tot,max}$
2,50	2,50
2,50	2,50
3,10	3,10

$C_z =$

1,14

Celková výška

Celková výška s dopravou

Síly větru - Směr X

$$f_w = 0.5 \rho v_b^2 C$$

	v	f_w	$d_{tot,min}$	f_w	f_w	$d_{tot,max}$	f_w
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Výstavba	22,6	0,64	1,09	0,7	0,64	1,09	0,7
Celková výška	25,0	0,78	1,09	0,9	0,78	1,09	0,9
Celková výška s dopravou	24,0	0,89	2,49	2,2	0,89	2,49	2,2

Síly větru - Směr Y

Pokud je to nutné, mají se uvažovat podélné síly od větru ve směru y.

velikost' = 25%

25 % sil od větru ve směru x pro plnostěnné mosty

$$f_w = 0.5 \rho v_b^2 C$$

	v	f_w	$d_{tot,min}$	f_w	f_w	$d_{tot,max}$	f_w
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Výstavba	22,6	0,16	1,09	0,17	0,16	1,09	0,17
Celková výška	25,0	0,20	1,09	0,21	0,20	1,09	0,21
Celková výška s dopravou	24,0	0,22	2,49	0,55	0,22	2,49	0,55

Síly větru - Směr Z

$$f_w = 0.5 \rho v_b^2 C$$

	v	f_w	b	f_w	e
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[m]
Výstavba	22,6	0,29	2,70	0,79	0,68
Celková výška	25,0	0,36	2,70	0,96	0,68
Celková výška s dopravou	24,0	0,33	2,70	0,89	0,68

5.2.4. Zatížení chodníků, cyklistických stezek a lávek pro chodce

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 5.:

Rovnoměrné zatížení

POZNÁMKA Charakteristickou hodnotu q_{fk} lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. Doporučená hodnota je

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

(2) Pro navrhování lávek pro chodce se má definovat rovnoměrné zatížení q_{fk} . Toto zatížení působí podélně i příčně pouze na nepříznivé části příčinkových ploch.

POZNÁMKA Model zatížení 4 (zatížení davem lidí, viz 4.3.5), odpovídající hodnotě $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, lze stanovit pro pokrytí statického účinku souvislého hustého proudu lidí tam, kde takové nebezpečí existuje. Pokud není pro lávky pro chodce požadován model zatížení 4 definovaný v 4.3.5, jsou doporučené hodnoty q_{fk} následující:

$$q_{fk} = 2,0 + 120/(L + 30) \text{ kN/m}^2, \quad (5.1)$$

$$q_{fk} = 2,0 + 120/(10,46 + 30) = 4,96 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

Soustředěné zatížení

(1) Charakteristická hodnota soustředěného zatížení Q_{fwk} má být rovna 10 kN a působí na čtvercové ploše o straně 0,10 m.

POZNÁMKA Charakteristická hodnota zatížení i rozměry plochy lze upravit v národní příloze. Hodnoty uvedené v tomto článku jsou doporučené. NP42)

(2) Kde lze při ověřování rozlišit celkové a lokální účinky, uvažuje se soustředěné zatížení pouze pro lokální účinky.

(3) Pokud je pro lávku pro chodce stanoveno obslužné vozidlo, viz 5.3.2.3, nemá se Q_{fwk} uvažovat.

Obslužné vozidlo

(1) P Pokud má na lávce pro chodce nebo na chodníku pojíždět obslužné vozidlo, musí se uvažovat jedno obslužné vozidlo Q_{serv} .

POZNÁMKA 1 Tímto vozidlem může být vozidlo pro údržbu, nouzové vozidlo (např. záchranka nebo hasiči) nebo vozidlo jiných služeb. Charakteristiky vozidla (nápravová síla a vzdálenost náprav, dotyková plocha kol), dynamický součinitel a všechna další zatěžovací pravidla lze stanovit pro konkrétní projekt anebo v národní příloze. Pokud nejsou k dispozici žádné informace a není pevnou překážkou zabráněno vjezdu vozidel na nosnou konstrukci lávky, doporučuje se použít vozidlo definované v 5.6.3 jako obslužné vozidlo (charakteristické zatížení). V takovém případě nebude nutné uplatnit článek 5.6.3, tj. uvažovat totéž vozidlo jako mimořádné zatížení.

POZNÁMKA 2 Obslužné vozidlo není nutné uvažovat, pokud má trvalé opatření zabráňovat vjezdu všech vozidel na lávku.

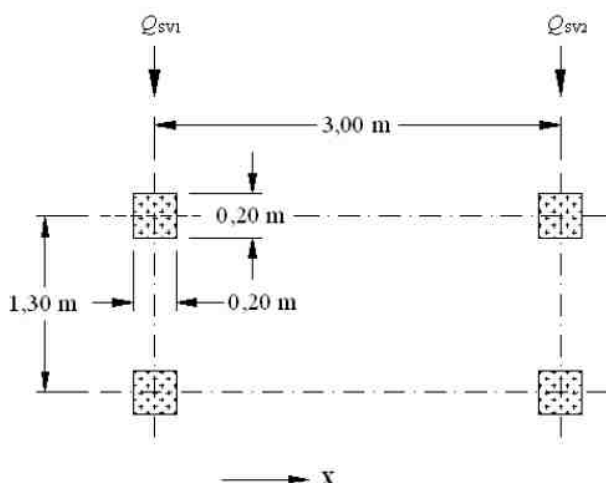
POZNÁMKA 3 Pro konkrétní projekt může být definováno několik obslužných vozidel, která lze uvažovat pouze jednotlivě (vzájemně se vylučují).

Mimořádný výskyt vozidla na mostě

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 5.6.3:

(1)^P Pokud není na lávce trvalá překážka zabraňující najetí vozidla na most, musí se uvažovat mimořádný výskyt vozidla na nosné konstrukci mostu.

(2) Pro takový případ se má použít následující model zatížení, sestávající ze soustavy dvojnáprav 80 kN a 40 kN vzdálených od sebe 3 m (obrázek 5.2). Rozchod kol (od středu kola ke středu kola) je 1,3 m a dotyková plocha kol je čtverec o straně 0,2 m v úrovni povrchu vozovky. Brzdná síla související s modelem zatížení má být 60 % svislého zatížení.



Legenda

x podélná osa mostu

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Obrázek 5.2 – Mimořádné zatížení

POZNÁMKA 1 Viz poznámku v 5.3.2.3(1)^P.

POZNÁMKA 2 Pokud je třeba, lze v národní příloze nebo pro konkrétní projekt definovat jiné modely zatížení. Doporučuje se použít model uvedený v tomto článku.NP48)

(3) Současně s modelem zatížení definovaným v 5.6.3(2) se nemá uvažovat žádné proměnné zatížení.

5.2.5. Sestavy zatížení dopravou na lávkách

(1) Svislé a vodorovné síly způsobené dopravou na lávkách se mají uvažovat sestavami zatížení definovanými v tabulce 5.1. Každá z těchto sestav zatížení, které se vzájemně vylučují, se má uvažovat jako charakteristické zatížení pro kombinace se zatíženími jinými než od dopravy.

Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
sestava zatížení	gr1	q_{fk}	0	Q_{fk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fk}

Tabulka 5.1 – Definice sestav zatížení (charakteristické hodnoty)

(2) Pro libovolnou kombinaci zatížení dopravou se zatíženími stanovenými v dalších částech EN 1991 se každá sestava zatížení má považovat za jedno zatížení.

POZNÁMKA Pro jednotlivé složky zatížení dopravou na lávkách jsou stanoveny další reprezentativní hodnoty v příloze A2 k EN 1990.

5.3. Kombinace zatížení

Součinitele zatížení

Podle ČSN EN 1990: Kapitola A2.2.6:

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1 + zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{s,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravy, která odpovídá regulačním součinitelům α_{a1} , α_{a2} , α_{aT} a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka kdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukováná hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{q,l}$, $\alpha_{q,l}$, $\alpha_{q,r}$ a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitel ψ pro mosty pozemních komunikací

5.3.1. MSÚ – Mezní stavy únosnosti

Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1:

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}
 Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$

$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);
 γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.

Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$

$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).

⁽¹⁾ Tam, kde se používá protizávaží, lze variabilitu jeho charakteristik zohlednit např. pomocí jednoho nebo obou následujících doporučených pravidel:

- použití dílčího součinitele $\gamma_{G,inf} = 0,8$ tam, kde není vlastní tíha dobře definována (např. kontejner);
- uvažováním odchylek v umístění protizávaží oproti projektu, které je stanoveno úměrně k rozměrům mostu, přičemž velikost protizávaží je definována. U ocelových mostů se v průběhu vysouvání odchylka v umístění protizávaží zpravidla uvažuje hodnotou ± 1 m.

POZNÁMKA 2 Pro ověření zdvihání v místě ložisek u spojitých mostů nebo v případech, kdy ověření statické rovnováhy také zahrnuje odolnost nosných prvků (např. tam, kde ztrátě statické rovnováhy je zabráněno stabilizačním systémem nebo zařízením, např. kotvením, podpěrami nebo zvláštními stojkami), lze kromě dvou oddělených postupů ověření podle tabulek A2.4(A) a A2.4(B) provést kombinované ověření podle tabulky A2.4(A). Soubor hodnot γ lze definovat v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty γ : ^{NP26)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,25$

$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,35$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá);

za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,inf} = 1,00$ jak pro příznivou, tak pro nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.

Tabulka A2.4(A) – Návrhové hodnoty zatížení (EQU Soubor A)

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň
PDPS

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1}$

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP27)}

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:^{NP20)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾

$\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{S,inf} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{S,inf} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

$\gamma_P =$ doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

1) Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

2) Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

3) Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_Q a γ_Q rozdělit na γ_Q a γ_Q a na součinitel γ_{Sd} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{Sd} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v neobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^{NP27)}

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.						
POZNÁMKA Hodnoty γ mohou být stanoveny v národní příloze. Doporučený soubor hodnot γ : NP28)						
$\gamma_{G,sup} = 1,00$						
$\gamma_{G,inf} = 1,00$						
$\gamma_{G,set} = 1,00$						
$\gamma_Q = 1,15$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci; (0 pro příznivá);						
$\gamma_Q = 1,25$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou; (0 pro příznivá);						
$\gamma_Q = 1,30$ pro proměnnou část vodorovného zemního tlaku od zeminy, podzemní vody, volné vody a šterkového lože, pro zvýšení horizontální složky zemního tlaku od dopravy (působící nepříznivě); (0 pro příznivá zatížení);						
$\gamma_Q = 1,30$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení; (0 pro příznivá);						
$\gamma_{G,set} = 1,00$ v případě lineární pružné nebo nelineární analýzy, pro návrhové situace, při kterých mohou mít zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním nepříznivý účinek. U návrhových situací, při kterých mohou mít zatížení od nerovnoměrného sedání příznivý účinek, se tato zatížení do výpočtu nezahrnují.						
γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.						

Tabulka A2.4(C) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor C)

5.3.2. Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seismických návrhových situacích

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.2:

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejúčinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seismické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. ^{NP29)}

(**) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(***) Zvláštní seismické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seismická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. ^{NP30)}

Tabulka A2.5 – Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seismických kombinacích zatížení

5.3.3. Mezní stavy použitelnosti a další zvláštní mezní stavy

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.3:

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabulka A2.6 – Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

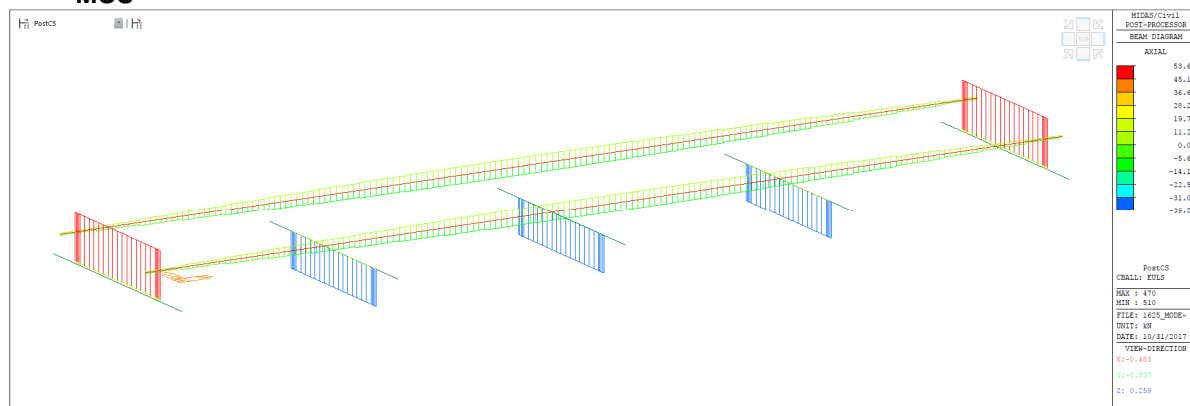
Podrobný výpis kombinací jednotlivých zatěžovacích stavů je uložen u zpracovatele statického výpočtu.

6. POSOUZENÍ

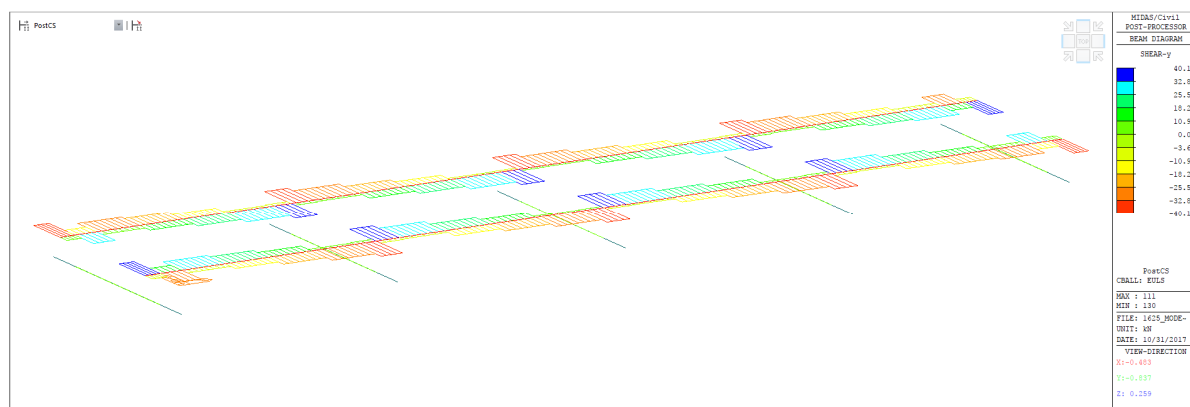
6.1. Spřažený ocelobetonový nosník

6.1.1. Vnitřní síly

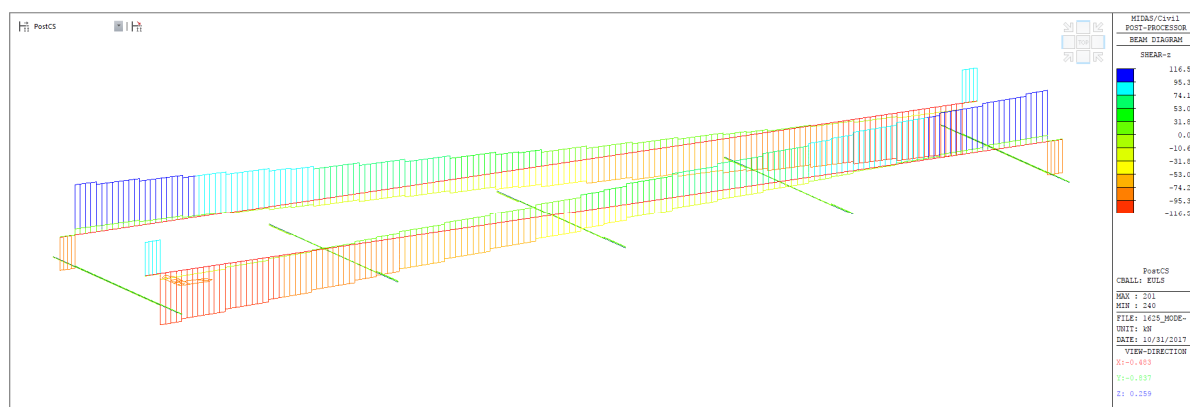
MSÚ



Fx [kN]



Fy [kN]



Fz [kN]

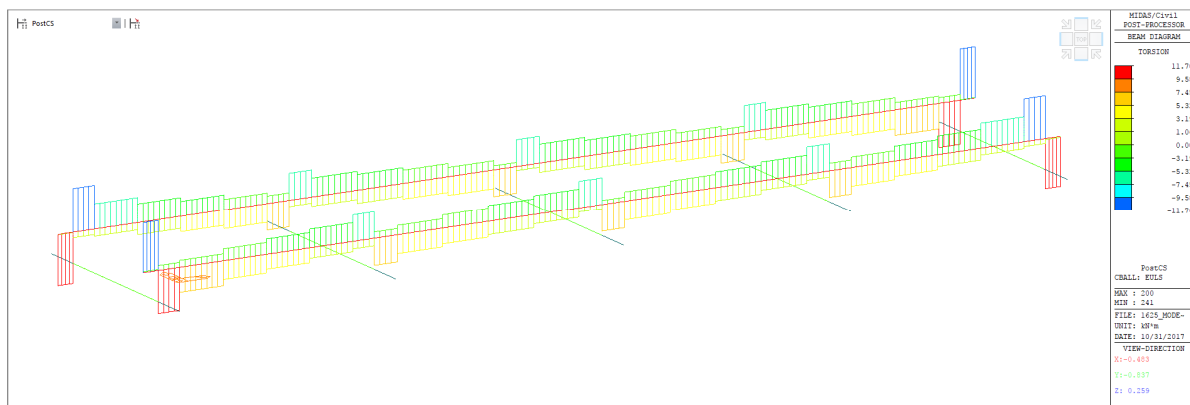
Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

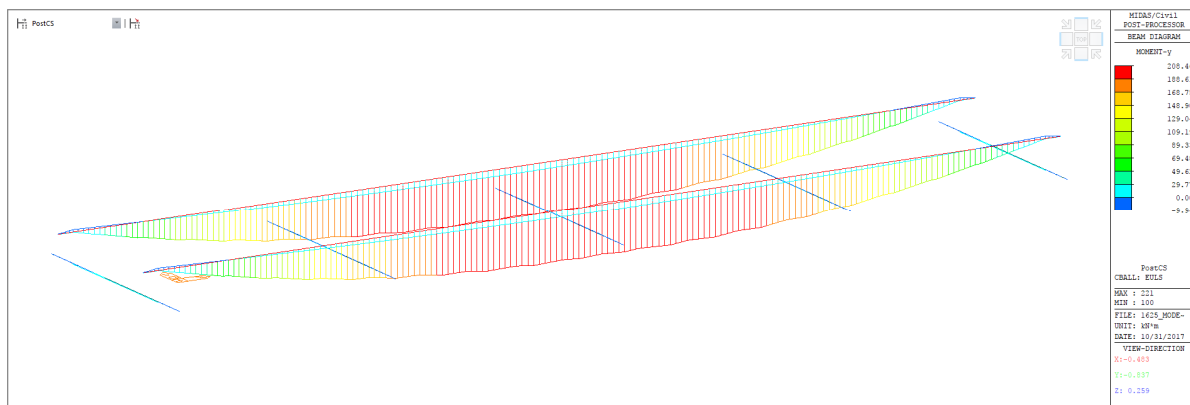
Statický výpočet

Stupeň

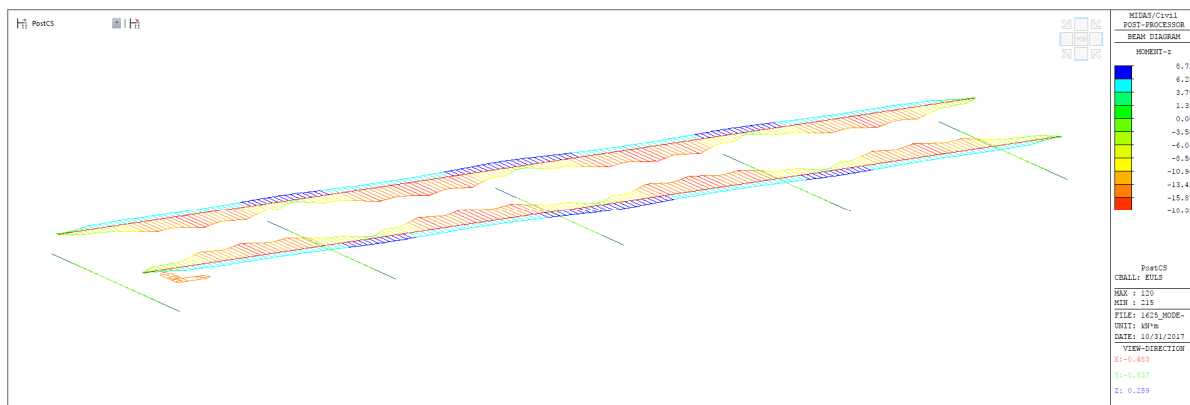
PDPS



Mx [kNm]



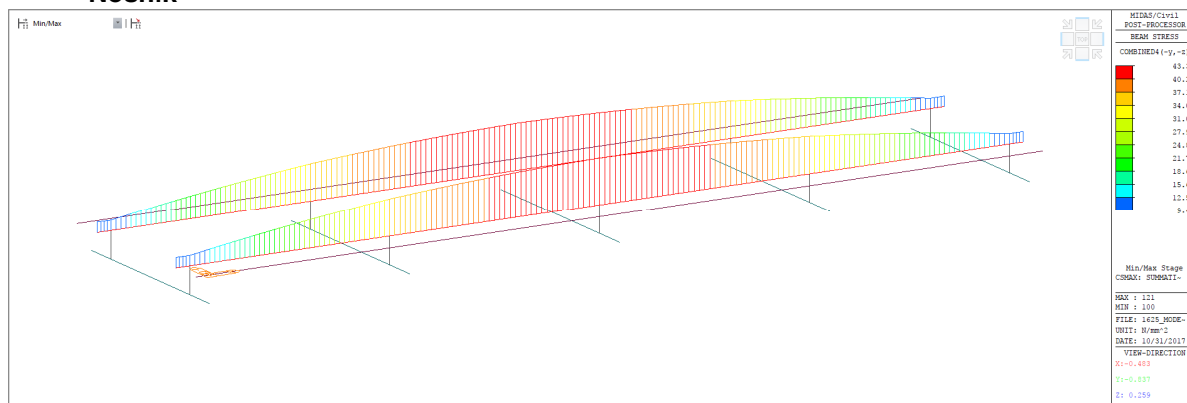
My [kNm]



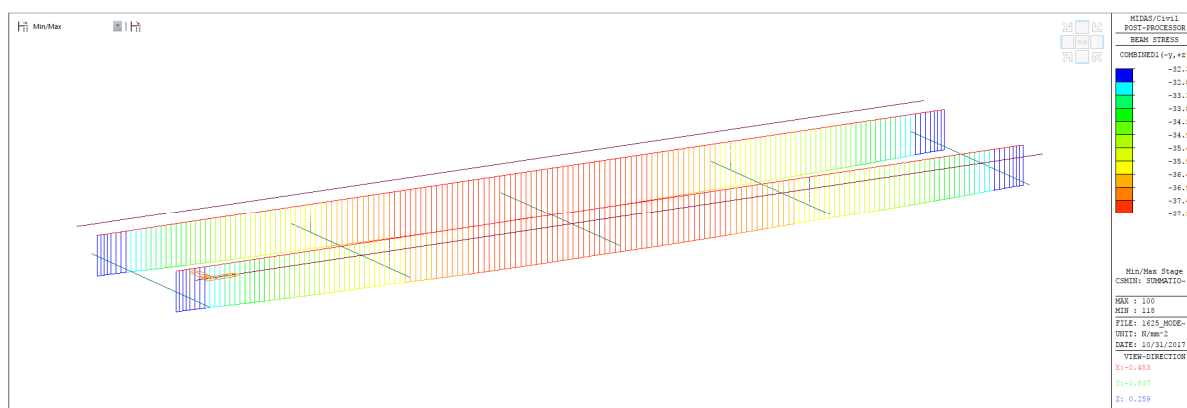
Mz [kNm]

6.1.2. Posouzení výstavba

Nosník



Obálky napětí – Horní vlákna - σ_{Combined} [MPa]

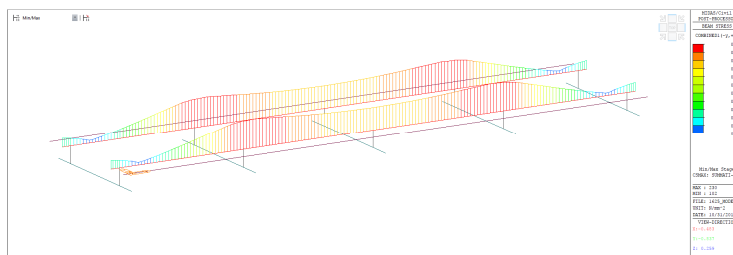


Obálky napětí – Dolní vlákna - σ_{Combined} [MPa]

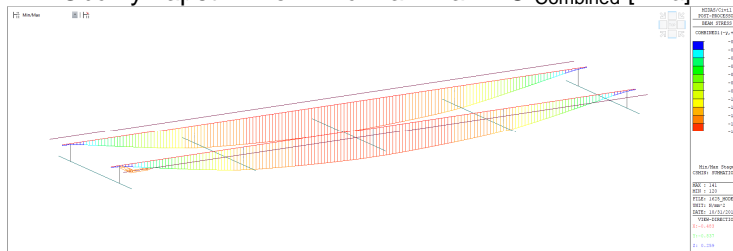
$$\sigma_s = 45.0 \text{ MPa} \leq \sigma_{s, \text{lim}} = 355.0 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

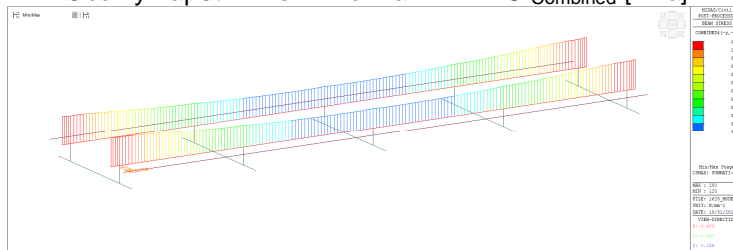
Deska



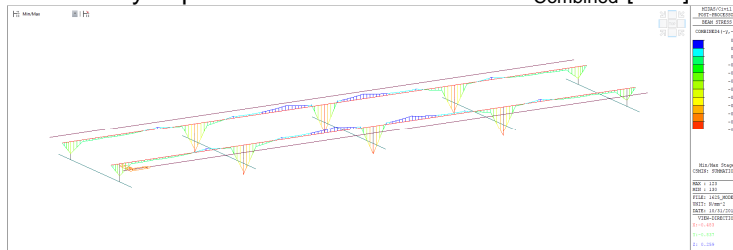
Obálky napětí – Horní vlákna - Max - σ_{Combined} [MPa]



Obálky napětí – Horní vlákna - Min - σ_{Combined} [MPa]



Obálky napětí – Dolní vlákna - Max - σ_{Combined} [MPa]



Obálky napětí – Dolní vlákna - Min - σ_{Combined} [MPa]

Posouzení porušení trhlinou

$$\sigma_c = 1.0 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,\text{lim}} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Nevzniknou trhliny

$$\sigma_c = 1.0 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,\text{lim}} = 2 f_{ctm} = 5.8 \text{ MPa}$$

Nedojde k oslabení průřezu

Posouzení linearity dotvarování

$$\sigma_c = -2.0 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,\text{lim}} = 0.45 \cdot 30 = -13.5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

Posouzení omezení napětí

$$\sigma_c = -2.0 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,\text{lim}} = 0.60 \cdot 30 = -18.0 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

6.1.3. Posouzení definitivní stav

Materiálové charakteristiky

Ocel S355

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1$$

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

Beton C30/37

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

$$E_c = 32000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\alpha_{cc} = 1 \quad (\text{podle 2.4.1.2. normy ČSN EN 1994-2})$$

$$\alpha_{cc} = 0.85 \quad (\text{podle 3.1.6. normy ČSN EN 1992-2})$$

pro posouzení podélného spřaženého nosníku:

$$f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$$

pro posouzení příčného směru ŽB desky:

$$f_{cd} = 17.00 \text{ MPa}$$

Průřezové charakteristiky

Složený průřez:

$$\text{celková výška nosníku: } h = 330 \text{ mm}$$

$$\text{horní pásnice: šířka: } 160 \text{ mm}$$

$$\text{tloušťka: } 11.5 \text{ mm}$$

$$\text{dolní pásnice: šířka: } 160 \text{ mm}$$

$$\text{tloušťka: } 11.5 \text{ mm}$$

$$\text{stojina: tloušťka: } 7.5 \text{ mm}$$

Průřezové charakteristiky:

Plocha průřezu:

$$A = 0.005983 \text{ m}^2$$

Statický moment k dolnímu líci:

$$S_{y0} = 9.87E+05 \text{ mm}^3$$

Poloha těžiště k dolnímu líci:

$$e_d = 165 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti:

$$I_y = 1.11E+08 \text{ mm}^4$$

Průřezový modul - horní povrch:

$$W_{y,h} = -675463 \text{ mm}^3$$

Průřezový modul - dolní povrch:

$$W_{y,d} = 675463.4 \text{ mm}^3$$

Zatřídění průřezu

Horní pásnice je u spřažených průřezů třídy 1. pokud je po délce spřažená

Stojina: $c/t = 40.9$

$$c/t = 40.9 < 75 \varepsilon = 61.0 \quad \text{stojina je 1. třídy}$$

Dolní pásnice: celá v tahu, průřez třídy 1.

NOSNÍK JE 1. TŘÍDY (dle 5.5.2(11) ČSN EN 1993-1-1)

Plastický moment únosnosti

Výpočet efektivní spolupůsobící šířky

$$\text{vzdálenost mezi osami vnějších spřahovacích prvků: } b_0 = 0.00 \text{ m}$$

$$\text{vzdálenost mezi body nulového ohybového momentu = rozpětí NK: } L_e = 7.80 \text{ m}$$

$$\text{výška desky } h = 0.11 \text{ m}$$

$$\text{účinná šířka betonové pásnice: } b_{IL} = 0.330 \text{ m} \quad \beta_{IL} = 1.000$$

$$b_{IP} = 0.650 \text{ m} \quad \beta_{IP} = 0.850$$

$$\text{efektivní šířka je: } b_{eff} = 0.88 \text{ m}$$

Výpočet polohy N.O.

$$\text{plocha ocelového nosníku: } A_a = 0.0060 \text{ m}^2$$

$$\text{návrhová mez kluzu: } f_{yd} = 355.00 \text{ MPa}$$

$$\text{tahová síla v ocelovém průřezu: } N_{pl,a} = 2123.8 \text{ kN}$$

$$\text{plocha betonové desky: } A_c = 0.097 \text{ m}^2$$

$$\text{návrhová pevnost betonu: } f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$$

$$\text{tlaková síla v betonovém průřezu: } N_{c,f} = 1650.28 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = 2123.8 \text{ kN} > N_{c,f} = 1650.3 \text{ kN} \quad \text{NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ OCELOVÝM PRŮŘEZEM}$$

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ OCELOVÝM PRŮŘEZEM

Tlačená síla v ocelovém průřezu:

$$F_{a1} = 1887 \text{ kN}$$

$$F_{a2} = 237 \text{ kN}$$

Skutečná poloha neutrální osy:

$$x_{a1} = 0.004 \text{ m}$$

Poloha těžiště taženého průřezu od spřažení:

$$x_{a2} = 165.0 \text{ mm}$$

$$x_{a2} = 0.165 \text{ m}$$

Celková výška průřezu:

$$h = 0.44 \text{ m}$$

ramena vnitřních sil

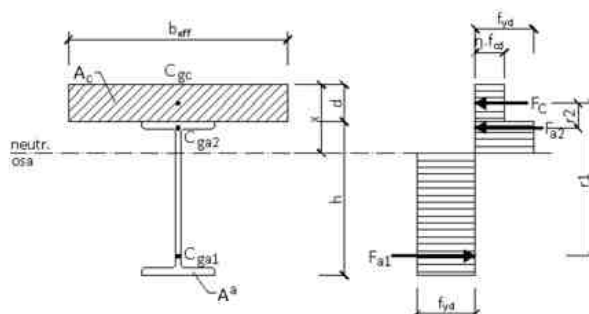
$$r_c = 0.055 \text{ m}$$

$$r_1 = 0.220 \text{ m}$$

$$r_2 = 0.059 \text{ m}$$

Plastický moment únosnosti:

$$M_{pl,Rd} = 401.17 \text{ kNm} > M_{Ed} = 210 \text{ N} \quad \text{ÚNOSNOST PRŮŘEZU VYHOVUJE}$$



$$\text{Rovnováha sil: } F_{a1} = F_{a2} + F_c$$

$$A_{a1} \cdot f_{yd} = A_{a2} \cdot f_{yd} + A_c \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

$$\text{Plastický návrhový moment únosnosti: } M_{pl,Rd} = F_{a1} \cdot r_1 - F_{a2} \cdot r_2 = F_{a1} \cdot (r_1 - r_2) + F_c \cdot r_2$$

Plastická únosnost ve smyku a posouzení

$$\text{tloušťka stojiny: } t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$\text{výška stojiny na kraji: } h_{w,k} = 307 \text{ mm}$$

$$\text{plocha stojiny: } A_w = 2303 \text{ mm}^2$$

Plastická únosnost ve smyku:

$$V_{pl,Rd} = 471.92 \text{ kN} < V_{Ed} = 120 \text{ kN} \quad \text{NOSNÍKY VYHOVUJÍ NA SMYK}$$

Posouzení, zda je nutné uvažovat únosnost ve smyku při boulení

Podle EC 1993-1-5

$$\text{výška stojiny v poli } h_w = 307 \text{ mm}$$

$$\text{tloušťka stojiny } t_w = 8 \text{ mm}$$

$$\text{poměr } h_w/t_w = 38$$

$$\text{hodnota } \varepsilon = 0.81$$

$$\eta = 1.20$$

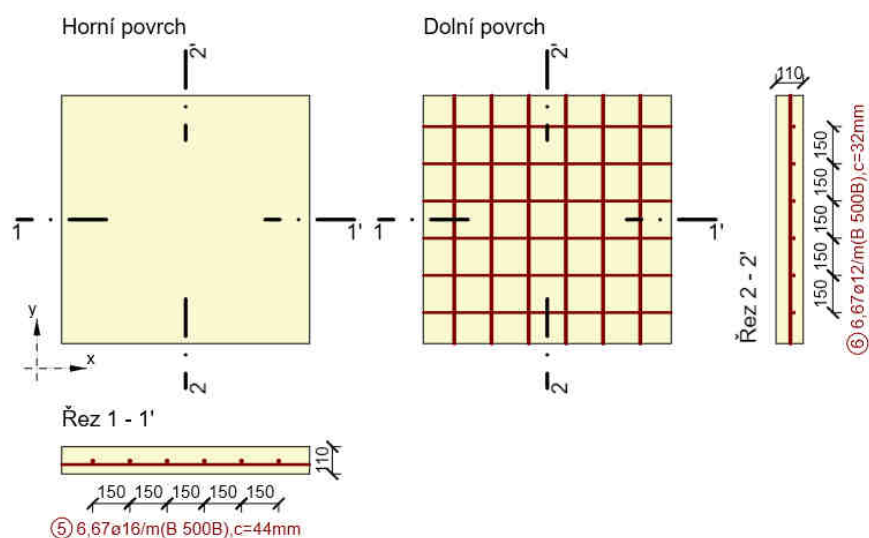
$$h_w/t_w = 38 < \varepsilon 72/\eta = 48.82 \quad \text{BOULENÍ SE NEMUSÍ UVAŽOVAT}$$

6.2. Železobetonová spřahující deska

6.2.1. Vnitřní síly

Zatížení	g_n [kN/m ²]	L_n [m]	V_{Ek} [kN]	M_{Ek} [kNm]	γ [-]	V_{Ek} [kN]	M_{Ek} [kNm]
Stálé zat.	3.13	1.30	2.0	0.7	1.35	2.7	0.9
Proměnné zat.	5.00	1.30	3.3	1.1	1.50	4.9	1.6
Celkem			5.3	1.7		7.6	2.5

6.2.2. Vyztužení průřezu



1.1.1. Vlastní posouzení v příčném směru

Souhrnné posouzení

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			10,0	0,0	18,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	4,0	0,0			16,1	OK
Smyk	0,0			10,0	0,0	18,6	OK
Interakce	0,0	0,0	0,0	10,0	0,0	18,6	OK
Omezení napětí	0,0	3,0	0,0			8,3	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

6.3. Pilotové založení

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Část : Posouzení pilot
Popis : Piloty
Vypracoval : OJ
Datum : 19.12.2016
Číslo zakázky : 1625

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,25 [-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,00 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,00 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,10 [-]	

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,60$ m

Délka $l = 6,00$ m

Umístění

Vysazení $h = -0,80$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

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

Pevnost v tahu

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

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti ve smyku





$$G = 13750,00 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,90	Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$	
2	1,60	Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$	
3	2,30	R6 Slínovec	
4	-	R5 Slínovec	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		ULS	Návrhové	124,00	0,00	0,00	25,00	10,00
2	ANO		SLS	Užitné	95,00	0,00	0,00	25,00	10,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,30 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

$$\text{Součinitel únosnosti } N_c = 18,10$$

$$\text{Součinitel únosnosti } N_d = 8,70$$

$$\text{Součinitel únosnosti } N_b = 4,91$$

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Součinitel únosnosti $K_1 = 1,00$
Výpočtová únosnost na patě piloty $R_{bd} = 1571,90 \text{ kPa}$
Plocha příčného řezu piloty $A_p = 2,83E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:
Zkrácení účinné délky piloty $L_p = 0,63 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	Φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{R2} [–]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
0,10	0,10	17,07	12,80	20,00	1,00	13,00	2,45
0,50	0,40	17,07	12,80	20,00	1,00	14,01	10,56
1,70	1,20	17,07	12,80	10,00	1,00	16,02	36,24
4,00	2,30	24,79	22,40	12,00	1,00	33,02	143,17
5,37	1,37	23,04	24,00	13,00	1,00	40,07	103,12

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

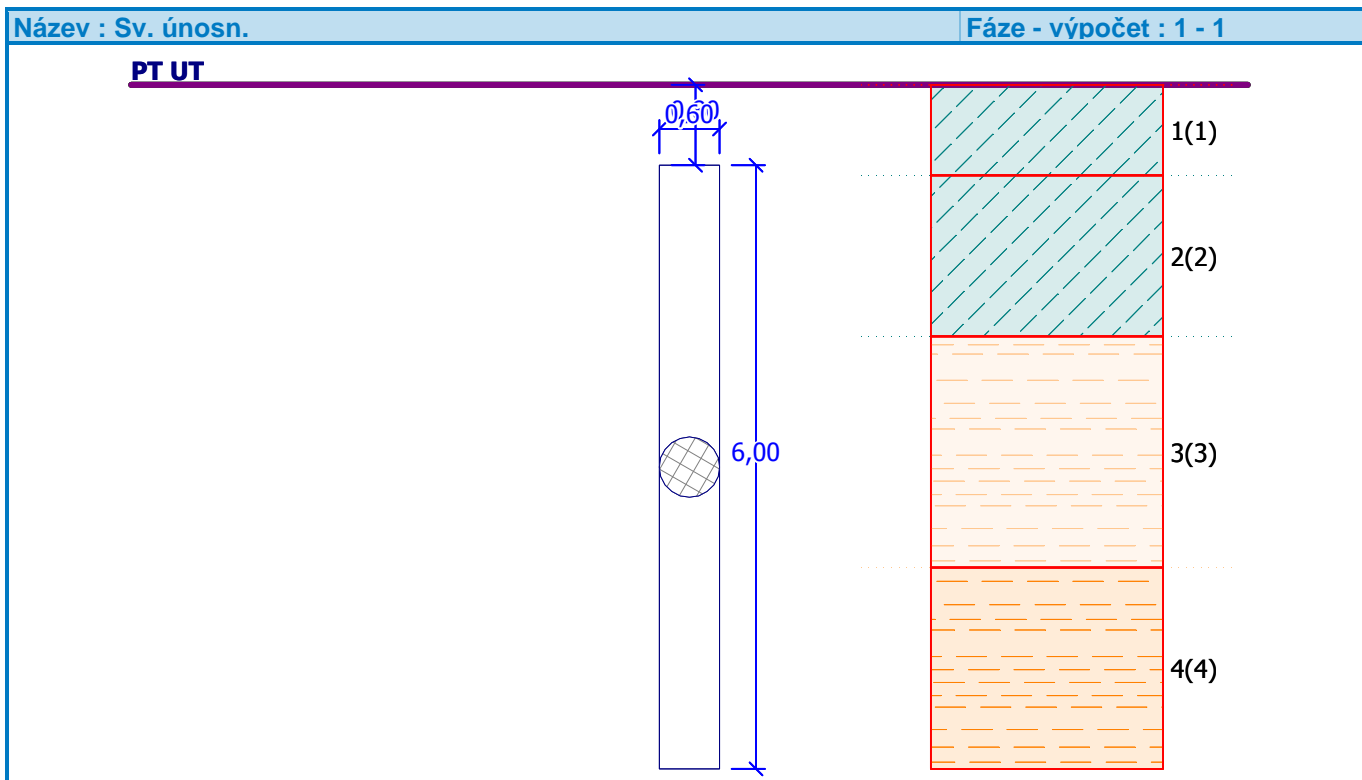
Posouzení tlačené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ULS)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 295,54 \text{ kN}$
Únosnost piloty v patě $R_b = 444,45 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 739,99 \text{ kN}$
Extrémní svislá síla $V_d = 160,26 \text{ kN}$

$$R_c = 739,99 \text{ kN} > 160,26 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,90	0,90	1,00	11,00	11,00
2	0,90	2,50	1,60	10,00	62,00	16,00
3	2,50	4,80	2,30	20,00	62,00	16,00
4	4,80	6,80	2,00	50,00	100,00	50,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm

Regresní součinitel $e = 1600,00$

Regresní součinitel $f = 1100,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty $R_{sy} = 549,13$ kN

Velikost napětí na patě při R_{sy} $q_0 = 1502,94$ kPa

Průměrné plášťové tření $q_s = 69,36$ kPa

Průměrný sečnový modul deformace $E_s = 27,02$ MPa

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,32$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0,15$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,02$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	463,59
5,0	655,61
7,5	802,95
10,0	891,67
12,5	977,31
15,0	1062,94
17,5	1148,58
20,0	1234,21
22,5	1319,85
25,0	1405,48

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření

$$R_{yu} = 811,60 \text{ kN}$$

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu}

$$s_y = 7,7 \text{ mm}$$

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

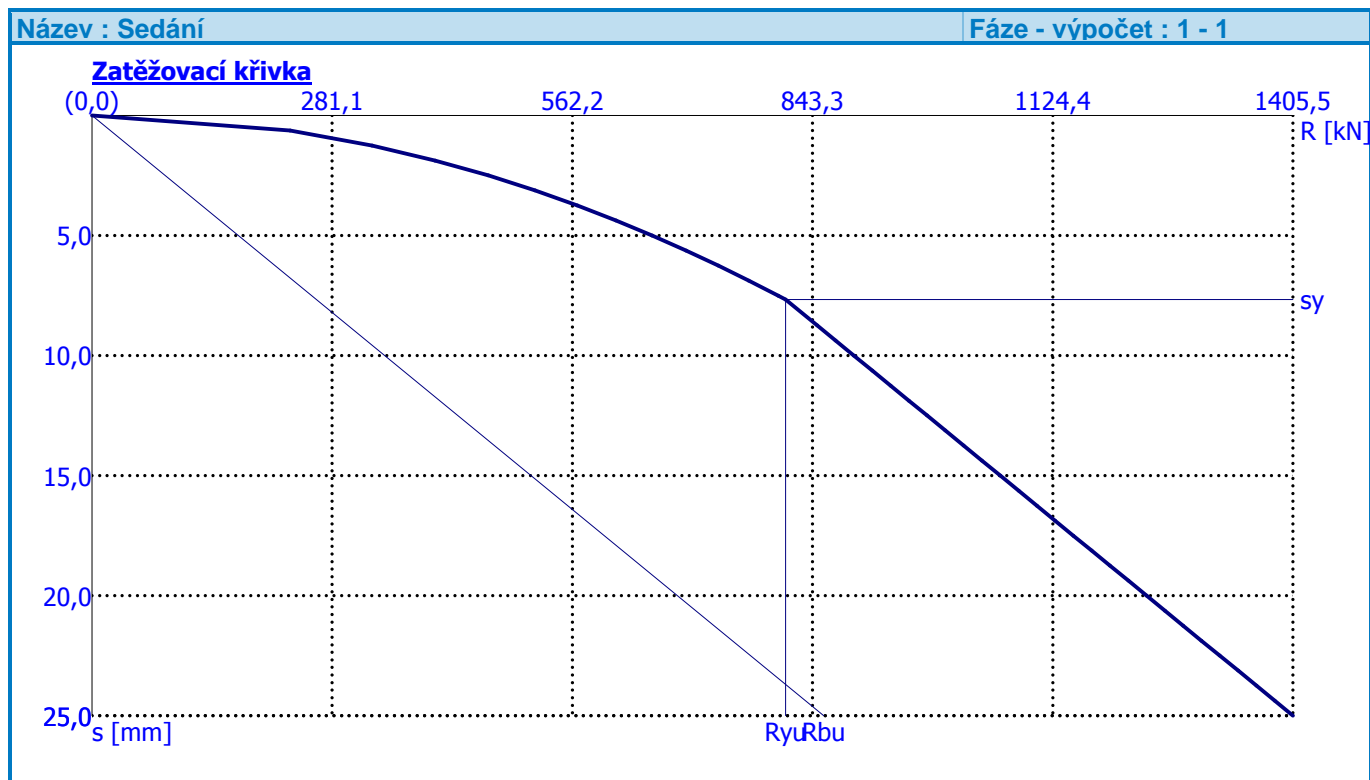
Únosnost paty

$$R_{bu} = 856,35 \text{ kN}$$

Celková únosnost

$$R_c = 1405,48 \text{ kN}$$

Pro zatížení $Q = 95,00 \text{ kN}$ je sednutí piloty 0,3 mm



Posouzení čis. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Pilota je vetknutá do horniny (posun paty je roven nule).

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 1,6 mm

Max.posouvající síla = 26,93 kN

Maximální moment = 33,62 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 16 ks profil 16,0 mm; krytí 120,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 1,138 \% > 0,500 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -95,00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 33,62$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -1075,92$ kN; $M_{Rd} = 380,78$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Dimenzace smykové výztuže:

Smyková výztuž - profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 126,43$ kN $> 26,93$ kN $= V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

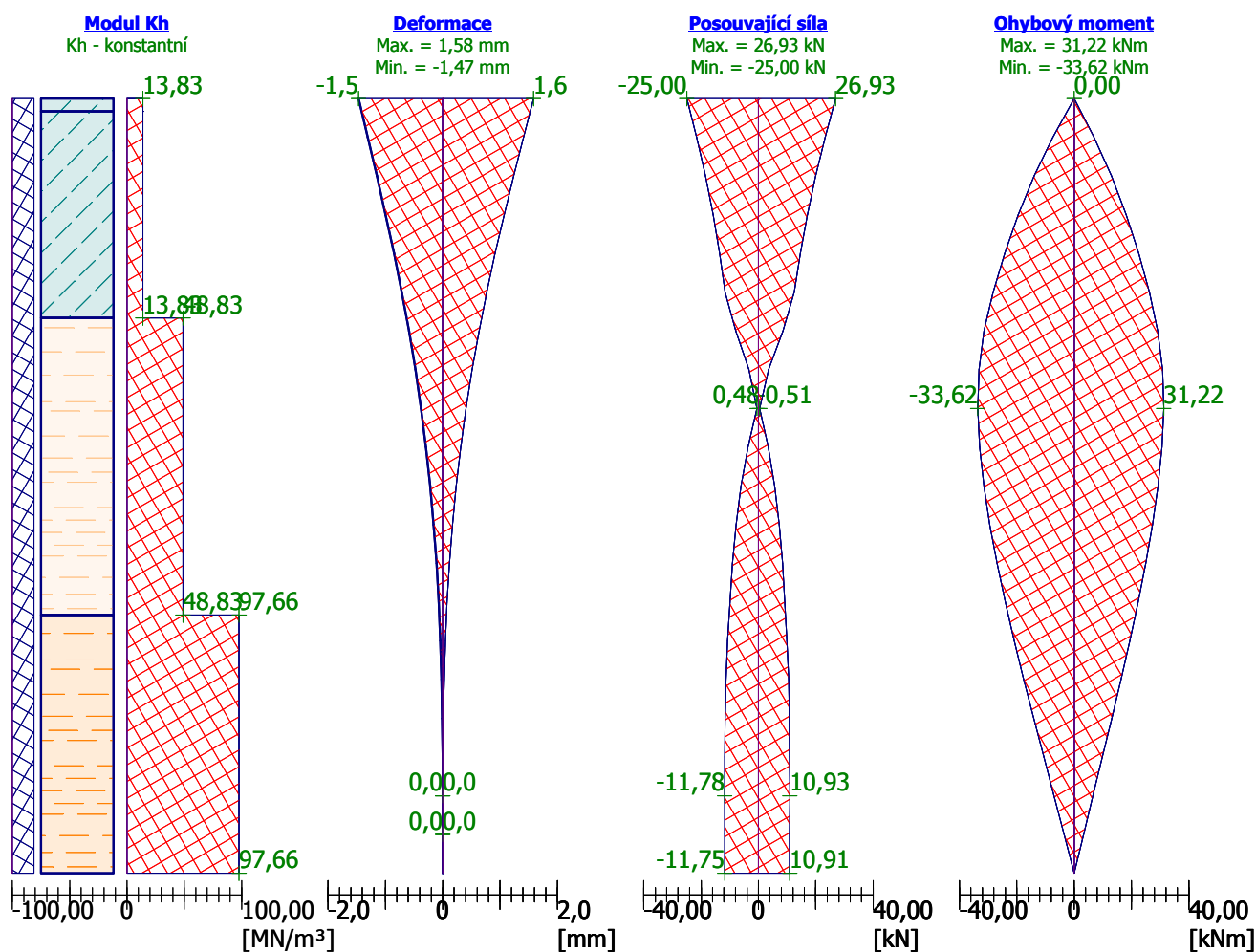
Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Název : Vod. únosn.

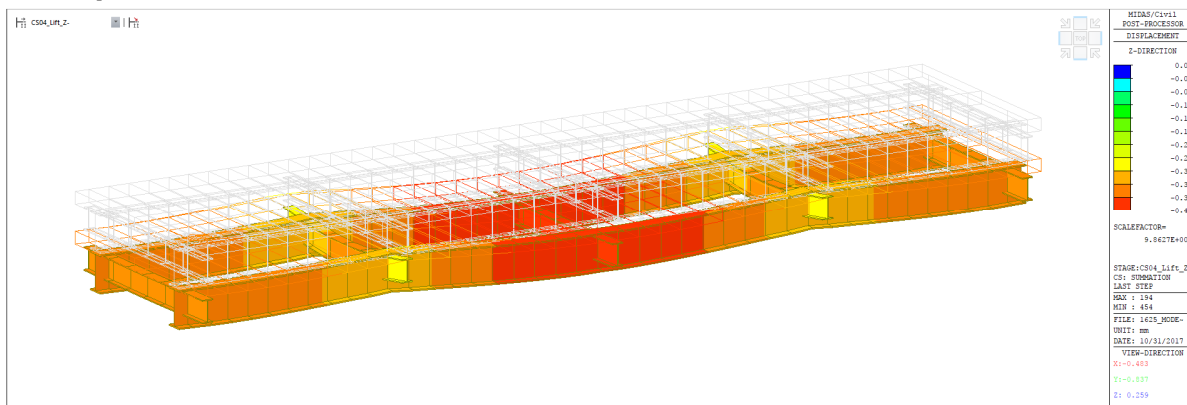
Fáze - výpočet : 1 - 1



7. DEFORMACE

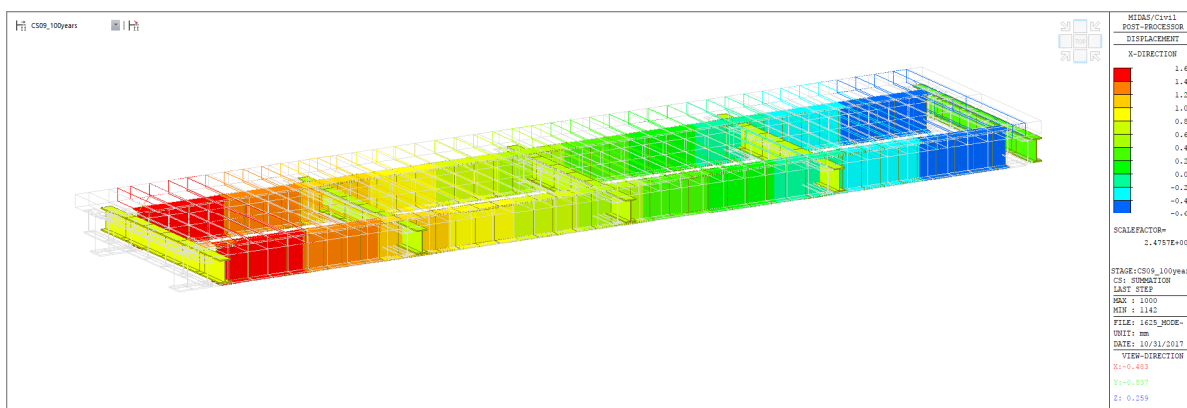
7.1. Postup výstavby a životnost

Transport

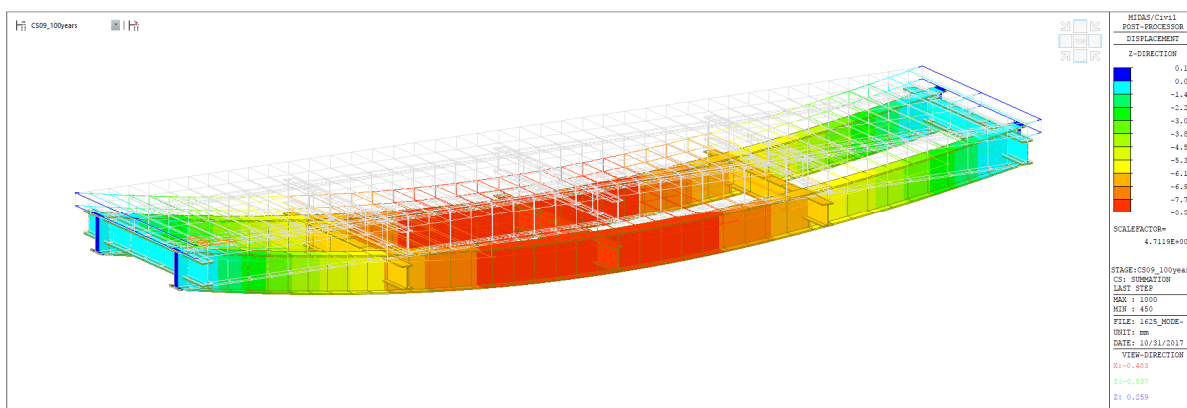


Deformace - Dz [mm]

Konec životnosti



Deformace - Dx [mm]

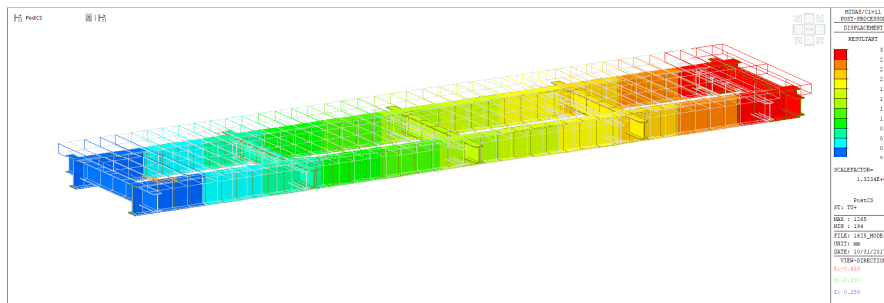


Deformace - Dz [mm]

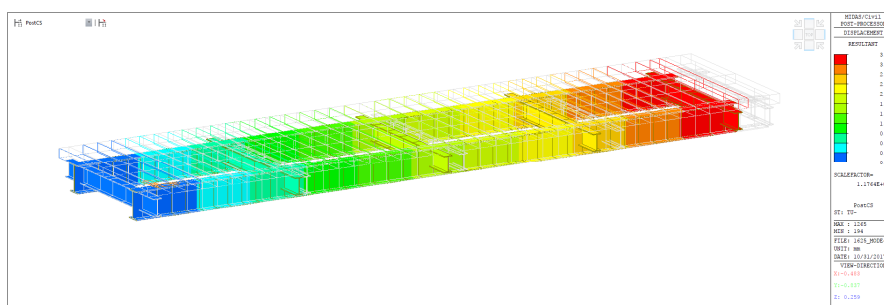
7.2. Proměnné zatížení

7.2.1. Zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty

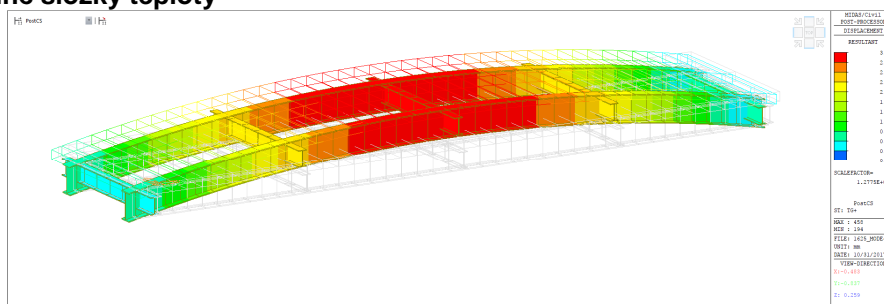


Deformace TU+ – Dxyz [mm]

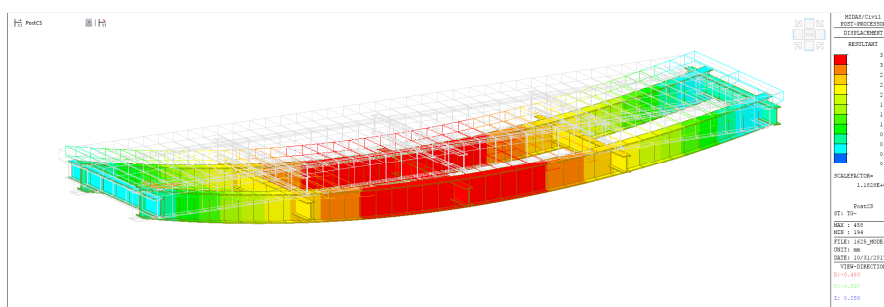


Deformace TU- – Dxyz [mm]

Rozdílné složky teploty

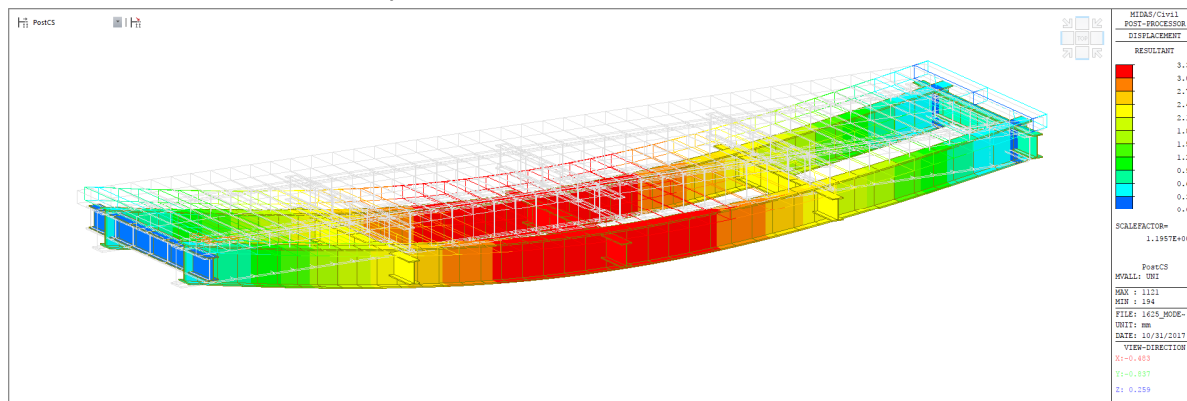


Deformace TG+ – Dxyz [mm]



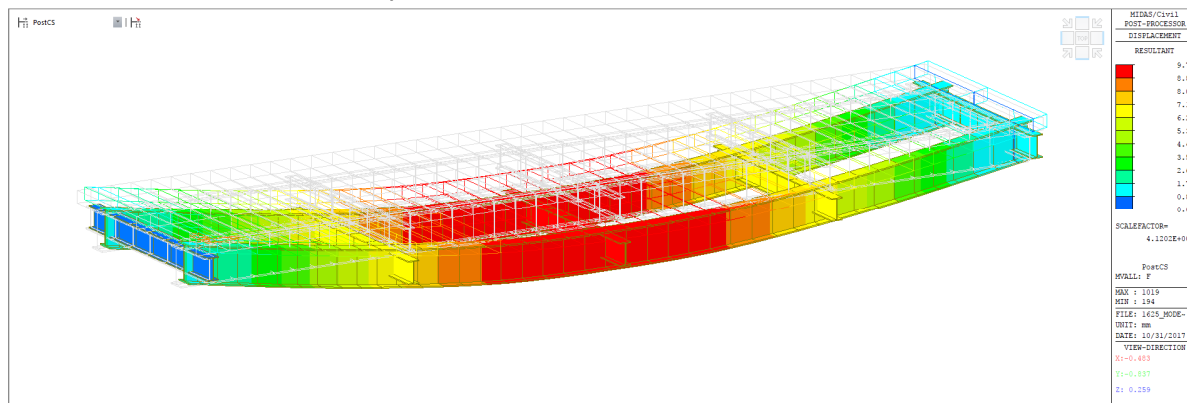
Deformace TG- – Dxyz [mm]

7.2.2. Zatížení dopravou - Chodci



Deformace max – Dxyz [mm]

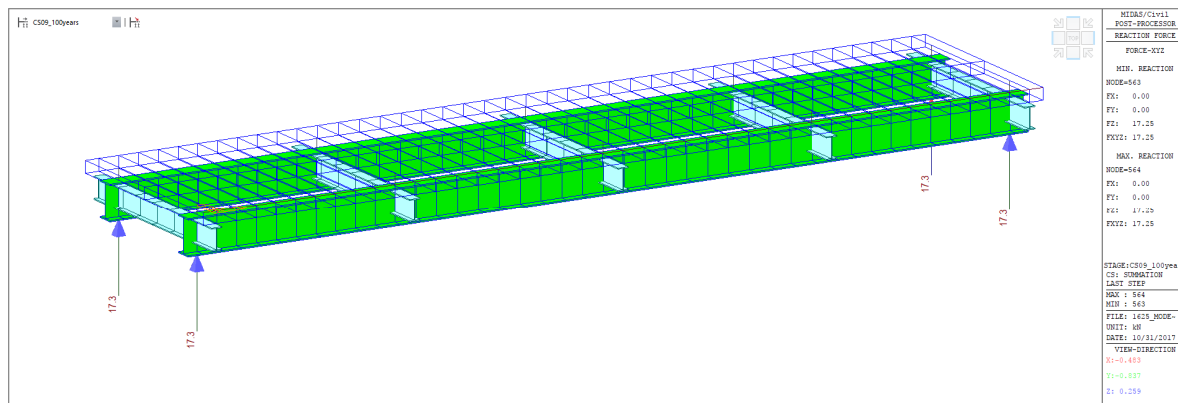
7.2.3. Zatížení dopravou – Mimořádné vozidlo



Deformace max – Dxyz [mm]

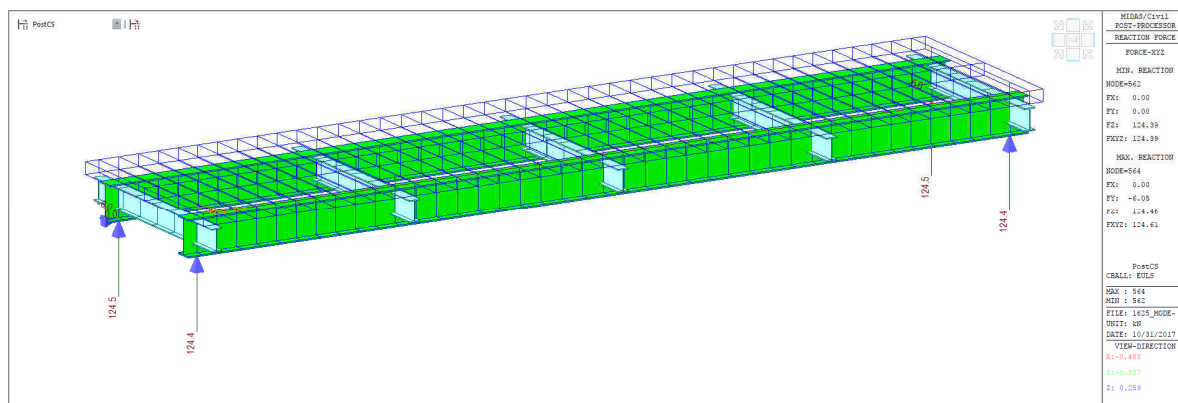
8. ÚČINKY NA LOŽISKA

Vlastní tíha



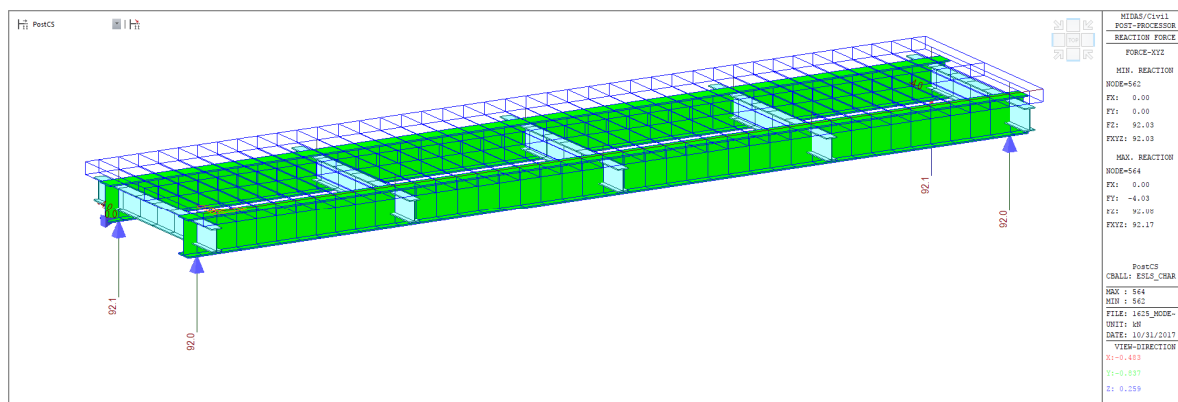
Fz [kN]

MSÚ



Fx,y,z [kN]

MSP – Charakteristická kombinace



Fx [kN]

9. POUŽITÉ NORMY A PODKLADY

- Technické a kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – MD – 2008
- ČSN 01 3466 Výkresy pozemních komunikací
- ČSN 73 6200 Mostní názvosloví
- ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
- ČSN 73 6203 Zatížení mostů
- ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostů
- ČSN 73 6242 Navrhování vozovek na mostech pozemních komunikací
- ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací
- ČSN EN 206-1 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení
- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – obecná zatížení
- ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - zatížení větrem
- ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – zatížení teplotou
- ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí – zatížení během provádění
- ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí, Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – obecná pravidla
- ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – mosty
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- ČSN EN 1995-1 Navrhování dřevěných konstrukcí – pozemní stavby
- ČSN EN 1995-2 Navrhování dřevěných mostů
- ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací
- ČSN EN 1317-1 Silniční záchytné systémy – Část 1: Technologie a obecná kritéria pro zkušební metody
- ČSN ENV 206-1 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení
- VL – 4 Mosty 2010
- TP 65 Zásady pro dopravní značení na PK
- TP 89 Ochrana prvků betonových mostů proti chemickým vlivům
- TP 107 Odvodnění mostů pozemních komunikací.
- TKP Technické a kvalitativní podmínky staveb mostů pozemních komunikací (aktualizace 2008, 2009)
- ČSN 73 2810 Dřevěné stavební konstrukce. Provádění
- ČSN EN 336 Konstrukční dřevo – rozměry, dovolené odchylky
- ČSN EN 338 Konstrukční dřevo – třídy pevnosti
- ČSN EN 386 Lepené lamelové dřevo – požadavky na užité vlastnosti
- ČSN EN 390 Minimální výrobní požadavky
- ČSN EN 390 Lepené lamelové dřevo – rozměry, mezní úchytky
- ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů
- ČSN EN 1090-2 (732601) Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
- ČSN EN 1090-1 Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
- ČSN 73 2601 Provádění ocelových konstrukcí
- ČSN 01 3483 Výkresy kovových konstrukcí
- ČSN 73 2603 Ocelové mostní konstrukce - Doplnující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky
- ČSN EN 335 – 1 Trvanlivost dřeva, definice tříd, ohrožení biologickým napadením, část 1: všeobecné zásady
- ČSN EN 335 – 2 Trvanlivost dřeva, definice tříd, ohrožení biologickým napadením, část 2: aplikace na rostlé dřevo
- ČSN EN 351 – 2 Trvanlivost dřeva, rostlé dřevo ošetřené ochrannými prostředky, část 1: klasifikace průniku a příjmu ochranného prostředku
- ČSN EN 460 Trvanlivost dřeva, přirozená trvanlivost rostlého dřeva, požadavky na trvanlivost dřeva pro jeho použití v třídách ohrožení

- ČSN EN 599 – 1 Trvanlivost dřeva, preventivní účinnost ochranných prostředků na dřevo stanovená biologickými zkouškami, část 1: specifikace dle tříd ohrožení
- ČSN EN 599 – 2 Trvanlivost dřeva, preventivní účinnost ochranných prostředků na dřevo stanovená biologickými zkouškami, část 2: klasifikace a značení
- ČSN 73 2824 – 1 Třídění dřeva podle pevnosti, část 1: jehličnaté dřevo
- ČSN EN 13271 Spojovací prostředky pro dřevo, char. únosnost a moduly posunutí spojů se speciálními hmoždíky
- Vyhláška č. 369/2001 Sb.
- TP 183 Diagnostický průzkum mostů pozemních komunikací

10. POUŽITÝ SOFTWARE

- MIDAS CIVIL 2017
- MS Excel, MS Word
- IDEA Concrete
- GEO 5

11. ZÁVĚR

11.1. Poznámka ke statickému výpočtu

Statický výpočet byl vypracován v rozsahu požadovaného stupně projektové dokumentace. Byly provedeny posudky vybraných částí, tzn. Vybraných hlavních nosných konstrukcí. Podrobnější posouzení včetně dořešení všech spojů a detailů bude provedeno v rámci dodavatelem zpracované dokumentace před realizací díla!

11.2. Souhrn

Všechny prvky konstrukce byli navrženy a posouzeny podle platných norem. Navrhnutá konstrukce je stabilní a vyhovuje pro nejnepříznivější kombinaci vnitřních sil. Statickým výpočtem bylo prokázáno splnění základních požadavků na stavbu – mechanické odolnosti a stabilita stavby. Dále jsou splněny podmínky spolehlivosti (tj. bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti) stavby.

PROVEDENÍ OBJEKTU JE NUTNÉ PROVÉST V SOULADU S PROJEKTOVOU DOKUMENTACÍ PDPS, KTERÁ MUSÍ BÝT UPŘESNĚNA O DOKUMENTACI RDS, PŘÍPADNĚ I VDS A PODROBNÝ STATICKÝ VÝPOČET!

TATO PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE V TOMTO STUPNI SLOUŽÍ JAKO PODKLAD PŘÍSLUŠNÉMU ÚŘADU PRO POVOLENÍ STAVBY A PRO VÝBĚR ZHOTOVITELE.

PODKLADEM PRO ZHOTOVENÍ OBJEKTU BUDE NÁSLEDUJÍCÍ STUPEŇ DOKUMENTACE RDS PŘÍPADNĚ VDS, KTEROU MUSÍ DODAVATEL NECHAT VYPRACOVAT PŘED VLASTNÍM PROVÁDĚNÍM TOHOTO STAVEBNÍHO OBJEKTU!

Případné změny oproti projektové dokumentaci je nutné konzultovat s projektantem.

Při všech pracích, které budou prováděny v rámci stavby, musí být dodrženy bezpečnostní vyhlášky a předpisy, zejména vyhláška o bezpečnosti práce a technických zařízení při stavebních pracích č. 309 / 2006 Sb. Zvláště je nutno dbát bezpečnosti práce na zavěšených plošinách a lešeních.

Lávka „Na Mušce“ přes Ředický potok, Holice

SO-01 – Lávka včetně základových konstrukcí

Statický výpočet

Stupeň

PDPS

Veškeré materiály použité na stavbě musí mít certifikát kvality zaručující splnění požadavků stavby na životnost, mechanické vlastnosti. Dodavatel stavby je povinen použít pouze certifikované materiály k výstavbě.

Před zahájením stavebních prací je nutné, aby zhotovitel opravy předložil technologické postupy pro jednotlivé stavební činnosti a doložil certifikáty jednotlivých materiálů a prvků.

PROJEKT BYL VYPRACOVÁN NA ÚROVNI PDPS. VE STATICKÉM VÝPOČTU BYLY UVAŽOVÁNY URČITÉ PŘEDPOKLADY (PARAMETRY ZEMINY, GEOMETRIE STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE, APOD...), KTERÉ MUSÍ BÝT PŘED VLASTNÍM PROVÁDĚNÍM KCE POTVRZENY! V PŘÍPADĚ, ŽE NEBUDOU PŘEDPOKLADY SPLNĚNY, MUSÍ SE PROVÉZT PATŘIČNÁ OPATŘENÍ, KTERÁ ZABRÁNÍ BUDOUCÍM DEFORMACÍM OBJEKTU.



Vysoké Mýto, 10/2017

Vypracoval:

Ing. Ondřej Jetmar



Vysoké Mýto, 10/2017

Kontroloval:

Ing. Jan Bursa