

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Humpal** Jméno: **Jakub** Osobní číslo: **423167**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

Ocelová lávka pro chodce a cyklisty přes Berounku

Název diplomové práce anglicky:

Steel footbridge across the Berounka river

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

Ing. Michal Netušil, Ph.D., katedra ocelových a dřevěných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **03.10.2018**

Termín odevzdání diplomové práce: **06.01.2019**

Platnost zadání diplomové práce: _____

Ing. Michal Netušil, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

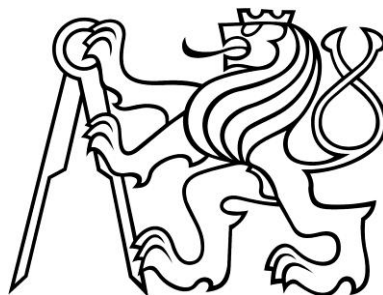
Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební

Diplomová práce
Ocelová lávka pro chodce a cyklisty přes Berounku



Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
Vedoucí práce: Ing. Michal Netušil, Ph.D.

Leden, 2019

Jakub Humpal

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně a veškeré použité zdroje jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 7.ledna 2018

Jakub Humpal

Poděkování

Děkuji vedoucímu své bakalářské práce Ing. Michalu Netušilovi za ochotu a cenné rady při zpracovávání této práce. V neposlední řadě bych chtěl poděkovat své rodině za podporu v průběhu studia.

Anotace

Předmětem této diplomové práce je návrh a posouzení ocelové lávky na řece Berounce v městské části Praha 16 Radotín. Lávka je navržena jako vzpínadlová spřažená ocelobetonová konstrukce. Hlavní nosnou konstrukci tvoří čtveřice vzpínadel a táhel s osovou vzdáleností 1,0m, rozepřené v dolní části stejným profilem jako vzpínadlo samo a v horní partii spřaženou ocelobetonovou mostovkou. Hlavní nosníky mostovky jsou spřaženy se železobetonovou deskou mostovky o šířce 3,8 m. Celkové rozpětí lávky činí 80m, rozpětí jednotlivých polí mostovky mezi vzpínadly 12,5+15+12,5+12,5+15+12,5m.

Klíčová slova:

Lávka, ocel, beton, vzpínadlo, spřažená konstrukce

Annotation

The subject of this thesis is desing and assessment of the steel footbridge at the river of Berounka at urban part of Prague 16 Radotín. The footbridge is designed as reversed beam, coupled steel-concrete. The main supporting structure consists of a four reversed beam holders with an axial distance of 1,5 m linked at bottom part with same profile as holder itself and in the upper part with coupled steel-concrete deck. The main beams are coupled with reinforced concrete bridge deck of width 3,8 m. The whole span of the footbridge is 80m, the span of the continuous deck between reversed beam holders is 12,5+15+12,5+12,5+15+12,5m.

Key words:

Footbridge, steel, concrete, reversed beam, coupled construction

Seznam příloh

Část A: Úvodní listy

Část B: Technická zpráva

Část C: Statický výpočet

Část D: Výkresová dokumentace

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

Název akce :

OCELOVÁ LÁVKA PRO CHODCE A CYKLISTY PŘES BEROUNKU



Vypracoval	Bc. Jakub Humpal	měřitko	
Vedoucí práce	ING. Michal Netušil, Ph.D	datum	01/2019
Příloha :	TECHNICKÁ ZPRÁVA	č. přílohy: B	



Technická zpráva

Obsah:

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE LÁVKY	2
2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O LÁVCE	3
3. ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ	4
3.1. UMÍSTĚNÍ STAVBY	4
3.2. ZDŮVODNĚNÍ STAVBY	5
3.3. CHARAKTER PŘEMOŠTOVANÉ PŘEKÁŽKY	5
3.4. ÚZEMNÍ PODMÍNKY	5
3.5. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY	6
3.6. ZHOTOVENÍ OBJEKTU	6
3.7. PROJEKTOVÉ PODKLADY	6
4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ.....	7
4.1. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE LÁVKY.....	7
4.2. ÚDAJE O ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBĚ LÁVKY	8
4.3. VYBAVENÍ LÁVKY	8
4.4. STATICKÉ A HYDROTECHNICKÉ POSOUZENÍ.....	8
4.5. CIZÍ ZAŘÍZENÍ NA LÁVCE.....	8
4.6. ŘEŠENÍ PROTIKOROZNÍ OCHRANY, OCHRANY PROTI AGRESIVITĚ PROSTŘEDÍ A BLUDNÝM PROUDŮM.....	9
4.7. POŽADOVANÉ PODMÍNKY A MĚŘENÍ SEDÁNÍ A PRŮHYBŮ.....	9
4.8. POŽADOVANÉ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY	9
5. STAVBA LÁVKY	10
5.1. POSTUP A TECHNOLOGIE VÝSTAVBY	10
5.2. SPECIFICKÉ POŽADAVKY PRO PŘEDPOKLÁDANOU TECHNOLOGII STAVBY	11
5.3. SOUVISEJÍCÍ OBJEKTY STAVBY	11
5.4. VZTAH K ÚZEMÍ.....	11
6. PŘEHLED PROVEDENÝCH VÝPOČTŮ.....	11
6.1. VYTYČOVACÍ ÚDAJE.....	11
6.2. PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ A GEOMETRIE LÁVKY.....	11
7. ŘEŠENÍ PŘÍSTUPU A UŽÍVÁNÍ STAVBY OSOBAMI S OMEZENOU SCHOPNOSTÍ POHYBU A ORIENTACE.....	11



1. Identifikační údaje lávky

Stavba	Ocelová lávka pro pěší a cyklisty na řece Berounce
Katastrální území	Zbraslav, Radotín
Obec	Praha
Kraj	Hlavní město Praha
Zpracoval	Jakub Humpal
Pozemní komunikace	Místní komunikace
Předmět přemostění	Řeka Berounka
Bod křížení	Osa lávky s osou Berounky
Staničení	Na Berounce ř.km cca 3,5 od ústí do Vltavy MK nestaničena
Úhel křížení	90°
Volná výška	nad lávkou není omezena pod lávkou min. 0,5m od hladiny Q100



2. Základní údaje o lávce

Charakteristika mostu Vzpínadlová, sprážená ocelo-betonová lávka s horní mostovkou. Mostovky lávky je "rozdělena" pěti vzpínadlovými nosníky na 6 spojitých polí o délkách 15m a 12,5m, které slouží nejen jako horní tlačení pás konstrukce, ale umožňuje i kotvení ocelových vzpěr a táhel zvětšujících konstrukční výšku. Táhla jsou řešena jako dopínalelná pro výškovou rektifikaci vnesením napětí a současně jejich výměnu v budoucnosti. Obnažený konstrukční systém táhel, vzpěr a sprážené mostovky umožňuje do budoucna kontrolu jednotlivých prvků z hlediska korozních úbytků a tedy včasné varování před kolapsem. Hlavní nosníky i vzpínadla jsou z oceli S355, mostovka železobetonová.

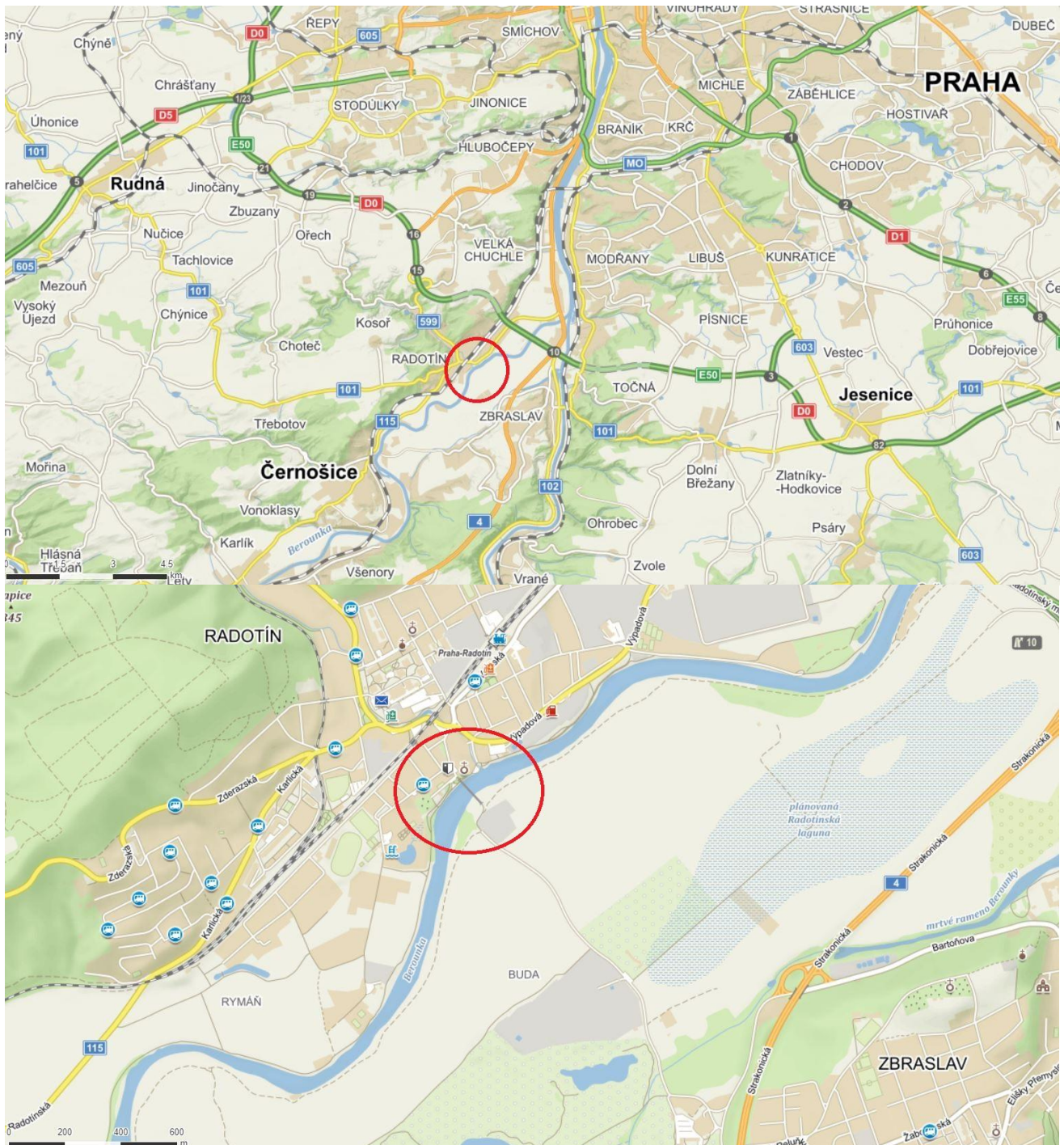
Nosná konstrukce je uložena na krajních břehových železobetonových opěrách charakteru masivních tížných zdí se zavěšenými křídly a úložným prahem se závěrnou zídou.

Délka přemostění	79,0 m (světlost mezi opěrami)
Délka lávky	93,6 m (vzdálenost konců křídel)
Délka nk	80,2 m (vzdálenost čel nosníků)
Rozpětí	12,5+15+12,5+12,5+15+12,5=80 m
Šikmost mostu	kolmý 90°
Volná šířka	3,0 m (mezi zábradlími)
Šířka lávky	šířka mostovky 3,8 m
Výška lávky	12,46 m (niveleta lávky nad trvalou hladinou)
Stavební výška	6,97 m (výška mostu včetně vozovky a vzpínadel)
Úložná výška	1,13 m (výška nivelety nad úložným prahem)
Konstrukční výška	6,97 m (výška nosné konstrukce)
Plocha nk	$3,8 \cdot 80,2 = 304,76 \text{ m}^2$ (pouze mostovka)
Zatížení lávky	návrhové zatížení dle ČSN EN 1991-2 pro zatížení lávek pro pěší (5 kN/m ² , resp. servisní vozidlo 12 t)



3. Zdůvodnění mostu a jeho umístění

3.1. Umístění stavby





3.2. Zdůvodnění stavby

Návrh lávky řeší možnou náhradu existující lávky přes Berounku.

Lávka otevře nové možnosti pro sportovní a rekreační činnosti. Stavba bude sloužit k provozu chodců a cyklistů.

3.3. Charakter přemost'ované překážky

Přemost'ovanou překážkou je řeka Berounka v Praze 16 Radotíně. Nová konstrukce je uvažována ve stejném místě jako nynější konstrukce.

3.4. Územní podmínky

Příjezd na stavbu je možný po obou stranách řeky. Na Zbraslavské straně je dostatek místa pro zřízení zařízení stavby.

Stavba bude probíhat na pozemcích na katastrálním území Radotín a Zbraslav:

3	Hlavní město Praha	ostatní plocha
2640	Česká republika	vodní plocha
3264/1	Česká republika	vodní plocha
3264/12	Hlavní město Praha	vodní plocha
3265/1	Hlavní město Praha	ostatní plocha

Před zahájením stavby budou vytyčena veškerá vedení inženýrských sítí v dosahu stavby a případně přijata opatření k jejich ochraně. Případné přeložky budou řešeny se správci.

Doprava bude omezována podle postupu výstavby. Práce mimo komunikaci budou probíhat bez omezení dopravy.



3.5. Geotechnické podmínky

Geotechnické podmínky nebyly ověřovány, jelikož návrh spodní stavby není předmětem této práce. S ohledem na stávající konstrukce v okolí lze očekávat dostatečnou únosnost základové spáry pro plošné založení.

3.6. Zhotovení objektu

Stavba a její části musí odpovídat TKP a příslušným ČSN, EN. Řešení typových detailů bude odpovídat platným vzorovým listům. Použité typové prvky musí být schváleny, certifikovány.

Hotová stavba bude převzata až po kompletním dokončení.

Postup a způsob výstavby musí respektovat místní podmínky. Mezideponie materiálu bude umístěna tak, aby nebyl ohrožen provoz na přilehlých komunikacích, stav inženýrských sítí ani stabilita svahu zářezu či ohrožen stav budov vlivem nerovnoměrného sedání jejich základu od přetížení přilehlých povrchů.

3.7. Projektové podklady

- a) Architektonická studie
- b) Vrstevnice z mapových podkladů
- c) Rekognoskace terénu
- d) Fotodokumentace
- e) Informace z katastru nemovitostí



4. Technické řešení

4.1. Popis nosné konstrukce lávky

Jedná se o konstrukci o jednom prostě uloženém poli. Nosná konstrukce je vzpínadlového typu a je tvořena z ocelového roštu horní mostovky se spřaženou monolitickou železobetonovou přímo pojižděnou deskou sepnutého pomocí ocelových táhel přes systém tuhých vzpěradel trojúhelníkového tvaru. V příčném směru je navržena čtveřice takových nosníků, jejichž vzájemné spolupůsobení zajišťuje spřažená ocelobetonová mostovka a systém příčníků. Celkové rozpětí konstrukce je 80m, šířka 3,8 m, konstrukční i stavební výška 6,97m. Vzpěradla podírají rošt mostovky po 12,5m a 15,0m přičemž krajní jsou ve tvaru V a střední vzpěradlo ve tvaru A. Volná šířka mezi zábradlím 3,0m. Příčný spád střešovitý, podélný proměnný podle vedení nivelety ve vrcholovém oblouku s mírným vzepětím respektujícím požadavek NIPI na maximální podélný spád 8,33%.

Na lávce jsou použity celkem čtyři vzpínadlové nosníky s osovou vzdáleností 1,0m. Jsou vzájemně propojeny spřaženou mostovkou v horní úrovni a ocelovými příčnými v dolní úrovni vzpěradel.

Rošt mostovky je sestaven ze čtyř podélných svařovaných krabicových nosníků 600/300mm s příčnými po 3,0m. Horní pásnice podélníků i příčníků budou opatřeny spřahujícími trny. Ramena vzpínadla čtvercového svařovaného profilu 400/300 s tloušťkou stěn 20mm a tloušťkou pásnic 20mm jsou spojena hermetickými svary a k roštu mostovky přivařena. V dolní části mají vzpěradla ocelové kotevní desky pro uchycení dopínatelných táhel pomocí čepového spoje. Táhla jsou profilu min.100mm (zohledňují tuhost v protažení a minimální pevnost) a s ohledem na výrobní délky umožňující snadnější manipulaci spojována spojkami (podle dodavatele, resp. výrobce táhel). Kotvení táhel je provedeno styčnickovými plechy a čepy dle výrobce (v tomto případě zvolen systém Macalloy).

Deska mostovky je navržena v tloušťce 200mm s mírným navýšením v ose vlivem střešovitého příčného spádu. Povrch desky bude opatřen přímo pojižděnou hydroizolací s protiskluzovou úpravou (např. vsypem křemičitého písku do vrchní vrstvy z dvousložkové pryskyřice).

Mostní svršek je bezřímsový s volným odtokem povrchové vody přes přelivnou hranu desky mostovky. K tomu je již uzpůsoben i tvar desky na okrajích, který na podhledu tvoří okapničku podle vzorových listů, která může být doplněna okapničkou pomocí do bednění vložené trojúhelníkové lišty rovněž podle vzorových listů.

Záchytná zařízení jsou navržena ve formě ocelového zábradlí výšky min.1300mm s horním madlem a dolní vodící linií podle požadavků NIPI. Předpokládá se použití horního trubkového madla, které umožní osazení LED svítidel uvnitř profilu madla včetně napájecího nízkonapěťového kabelu a transformátorů. Výplň předpokládám ze sítí v samostatných rámech mezi sloupky, resp. horním a dolním vodícím madlem. Upevnění sloupek zábradlí po 2,0m předpokládám dodatečným beznapěťovým kotevním systémem přes patní desky. Zábradlí bude splňovat požadavky ČSN 73 6201. Dilatační spáry budou překryty kobercovými dilatačními závěry.



Spodní stavba je tvořena monolitickými opěrami ze železobetonu se zavěšenými rovnoběžnými křídly. Opěry charakteru masivních tížných zdí jsou v koruně opatřeny úložným prahem ve tvaru se závěrnou zídou, která umožní řádné upevnění dilatačních závěrů podobně jako koncový příčník nosné konstrukce. Přechodová deska není navržena s ohledem na předpoklad kvalitního provedení (tedy hlavně zhutnění) přechodové oblasti v souladu s ČSN 73 6244.

Založení přepokládám plošné na skalním podkladu. Pokud se nepotvrdí, bude nutno provést hlubinné založení na pilotách.

4.2. Údaje o založení a spodní stavbě lávky

Založení stavby je navrženo s ohledem na předpokládaný charakter základové půdy jako plošné. Základním předpokladem plošného založení je nejen dostatečná únosnost základové půdy v úrovni základové spáry, ale i dostatečná ochrana základové spáry proti podemílání při zvýšených průtocích. Ochranu lze zajistit např. těžkým kamenným obkladem paty z masivních monobloků, případně do betonového lože, nebo ztraceným pažením ze štětovnic, které lze pomocí spřahujících prvků zmonolitnit se základem.

Celá spodní stavba bude provedena s kamenným obkladem, který lépe zasadí stavbu do krajiny. Předpokládá se kamenný obklad předem vyzděný do bednění pro zajištění dostatečné soudržnosti bez dodatečného kotvení.

4.3. Vybavení lávky

Mostní svršek je řešen jako bezřímsový.

Jako záchytné zařízení je na lávce navrženo ocelové zábradlí se subtilní výplní výšky 130cm odpovídající požadavkům pro provoz cyklistů. Zábradlí bude prodlouženo i na křídlech. Sloupky budou upevněny k mostovce dodatečným kotevním beznapětovým systémem (chemické kotvy).

Vozovku na lávce tvoří přímo pojížděná deska mostovky opatřená přímo pojížděnou izolací. Skladba vozovky na předpolích je navržena s ohledem na předpokládané využití a je uvedena ve výkresové dokumentaci.

Dilatační spáry na lávce budou překryty mostními dilatačními kobercovými závěry, dodatečně kotvenými. Těsnění spar okolo závěrů bude provedeno asfaltovou zálivkou.

4.4. Statické a hydrotechnické posouzení

Statický výpočet je samostatnou přílohou této dokumentace.

Hydrotechnické posouzení nebylo provedeno s ohledem na respektování hladiny velkých vod Q100.

4.5. Cizí zařízení na lávce

S umístěním cizích zařízení se na lávce nepočítá. Přesto je možné jejich dodatečné zavěšení pod desku mostovky a dodatečné provedení prostupů koncovými příčníky a závěrnými zídami.



4.6. Řešení protikorozní ochrany, ochrany proti agresivitě prostředí a bludným proudům

Korozní průzkum nebyl proveden. V blízkosti lávky se nenachází žádný významný zdroj stejnosměrného napětí a proto předpokládám, že není nutné řešit ochranu proti bludným proudům. Budou provedena pouze základní ochranná opatření jako je odizolování nosné konstrukce od spodní stavby (ložiska, dilatace, zábradlí). Nutnost provaření výztuže a vyvedení do jiskřišť nepředpokládám. Bude-li však vznesen požadavek na ochranu proti bleskům, bude nutno jiskřiště realizovat včetně uzemnění.

Protikorozní ochrana zábradlí a styčníků musí odpovídat TKP 19.B:

TKP 19.B.P5 - Tabulka I - ochranné protikorozní povlaky pro ocelové konstrukce, pořadové číslo 11- pro stupeň korozní agresivity podle ČSN EN 12944 2 a tabulky III B TKP kap.19.B - C4 + K8(speciální) a životnost VV.

TKP 19.B.P5 - Tabulka II - celkový přehled systémů PKO pro ocelové konstrukce, typ III a - žárově zinkované povrchy ponorem

Očištění povrchu Sa 2.5, Medium G

Žárově zinkování ponorem: 85 μm (min.70)

Epoxid zinkfosfát: 150 μm (min.150)

Alifatický polyuretan: 60 μm (min.60)

Celkem: 295 μm (min.280)

Pro kotevní a spojovací materiál záchytných zařízení budou použity nerezové šrouby pevnostní třídy 70/A2.

4.7. Požadované podmínky a měření sedání a průhybů

S ohledem na charakter lávky se nepožaduje pravidelné měření sedání ani průhybů. Měření bude provedeno pouze v případě mimořádných událostí, jako jsou např. povodně. Jako výchozí stav bude přitom postačovat zaměření skutečného provedení, případně a údaje ze zatěžovací zkoušky.

4.8. Požadované zatěžovací zkoušky

S ohledem na velikost rozpětí mostovky nad 30 m je podle ČSN 73 6209 požadována zatěžovací zkouška.



5. Stavba lávky

5.1. Postup a technologie výstavby

Před zahájením stavby budou ověřena a případně vytyčena veškerá podzemní vedení inženýrských sítí v dosahu stavby. Dotčená vedení budou ručně obnažena a po dohodě za účasti dozoru správce vedení bude provedena jejich ochrana vložním do půlené chráničky.

Jako první budou provedeny výkopy pro založení spodní stavby a křídel.

Následně budou vyarmovány a vybetonovány základy opěr, následně dříky a křídla opěr včetně úložných prahů a závěrných zídek. Před betonáží dříků opěr a křídel bude vyzděn kamenný obklad na pohledových plochách spodní stavby a to před vybedněním.

Po odbednění bude možné provést nátěry betonu proti zemní vlhkosti a obsypy základů, násypy obou ramp včetně přechodové oblasti za opěrami.

Následně bude možné dopravit předmontovanou nosnou konstrukci včetně spřahujících prvků a osadit ji. Předpokládám rozdělení konstrukce na 3 díly s tím, že rozdělení je provedeno v místech přibližně nulových momentů ve finální fázi (omezení napětí ve svarech). Nejprve se osadí oba krajní díly na provizorní bárky za pomoci jeřábu. Následně se osadí střední část a provede svaření. V případě výrobních nepřesností bude proveden posun jednoho nebo obou krajních dílů tak, aby styčná plocha odpovídala požadavkům na svařování. Po svaření dílů se osadí táhla a provede se výšková rektifikace předepnutím konstrukce na dané napínací síly. V momentě předpětí ztratí provizorní bárky význam a mohou se demontovat.

Dále bude provedeno bednění a betonáž desky mostovky. Předpokládá se použití zavěšeného bednění bez provizorního podepření v poli. Po dostatečném vyžrání betonu budou osazeny dilatační závěry a provedena přímo pojížděná izolace.

Na předpolích bude provedeno kompletní vozovkové souvrství, úpravy povrchů svahů ohumusováním a osetím, úpravy pod lávkou apod.

Současně bude možné osadit záchytná zařízení.

Následovat budou provedeny dokončovací práce, demontáž zařízení staveniště, uvedení přilehlých ploch do původního stavu, zrušení provizorního dopravního značení apod.



5.2. Specifické požadavky pro předpokládanou technologii stavby

Stavba si zajistí zásobování elektrickou energií ve vlastní režii.

Zařízení staveniště se předpokládá na Zbraslavské straně v bezprostřední blízkosti staveniště.

V případě prací v ochranném pásmu inženýrských sítí je třeba zažádat o povolení těchto prací u správce vedení.

5.3. Související objekty stavby

V současnosti je stavba lávky řešena jako jeden samostatný objekt.

5.4. Vztah k území

Lávka zachová stávající ráz a zvýší využitelnost a dostupnost území.

6. Přehled provedených výpočtů

6.1. Vytyčovací údaje

Vytyčení stavby není předmětem této práce.

6.2. Prostorové uspořádání a geometrie lávky

Prostorové uspořádání lávky odpovídá potřebám pěší a cyklistické dopravy, volná šířka 3,0 m. Současně respektuje požadavky NIPI na maximální podélný spád do 8.33 %, který je nutno dodržet i v navazujících investicích do přístupových a napojovacích úseků komunikací.

7. Řešení přístupu a užívání stavby osobami s omezenou schopností pohybu a orientace

Niveleta pěší komunikace respektuje požadavky NIPI na maximální podélný spád 8.33 % a umožňuje tak užívání osobami s omezenou schopností pohybu a orientace v letním období.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

Název akce :

OCELOVÁ LÁVKA PRO CHODCE A CYKLISTY PŘES BEROUNKU



Vypracoval	Bc. Jakub Humpal	měřitko	
Vedoucí práce	ING. Michal Netušil, Ph.D	datum	01/2019
Příloha :	STATICKÝ VÝPOČET	č. přílohy:	C



Statický výpočet

Obsah:

1. ÚVOD	3
1.1. VŠEOBECNĚ	3
1.2. POPIS KONSTRUKCE	4
1.3. PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	5
1.3.1. <i>Obecné předpoklady výpočtu</i>	5
1.4. LITERATURA	5
1.4.1. <i>Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce</i>	6
2. GEOMETRIE	7
2.1. TVAR KONSTRUKCE	8
2.2. MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	10
3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE	14
3.1. STÁLÉ ZATÍŽENÍ	14
3.1.1. <i>Vlastní tíha nosné konstrukce</i>	14
3.1.2. <i>Ostatní stálá zatížení</i>	14
3.2. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	14
3.2.1. <i>Proměnné zatížení sněhem</i>	14
3.2.2. <i>Proměnné zatížení větrem</i>	14
3.2.3. <i>Proměnné zatížení teplotou</i>	15
3.2.4. <i>Proměnné zatížení dopravou</i>	15
3.2.4.1. <i>Zatížení davem lidí</i>	16
3.2.4.2. <i>Zatížení servisním vozidlem (SERV)</i>	16
3.2.4.3. <i>Brzdné a rozjezdové síly</i>	16
3.2.4.4. <i>Odstředivé a jiné příčné síly</i>	16
3.2.4.5. <i>Mimořádné zatížení</i>	16
4. SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY	17
5. VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL	18
5.1. PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL NA NESPŘAŽENÉ KONSTRUKCI	18
5.2. PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL NA SPŘAŽENÉ KONSTRUKCI	19
5.3. REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL	23
6. NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	24
6.1. POSOUZENÍ NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ	24
6.2. POSOUZENÍ NOSNÍKŮ NA ÚNAVU	24
6.3. POSOUZENÍ SMYKOVÝCH NAPĚTÍ V NOSNÍKU	24
6.4. POSOUZENÍ MOMENTU ÚNOSNOSTI	25
6.5. NÁVRH SPŘAŽENÍ	26
6.6. POSOUZENÍ PRŮHYBŮ	27
6.7. VÝPOČET VLASTNÍCH FREKVENCÍ A TVARŮ	27
6.8. NÁVRH A POSOUZENÍ PŘÍČNÍKŮ	33
6.9. NÁVRH A POSOUZENÍ VZPÍNADEL	33
6.10. NÁVRH A POSOUZENÍ TÁHEL	35
6.11. NÁVRH VÝZTUŽE DESKY MOSTOVKY	36
6.11.1. <i>Posouzení na ohyb</i>	36
6.11.2. <i>Návrh podélné výztuže nad podporou</i>	37



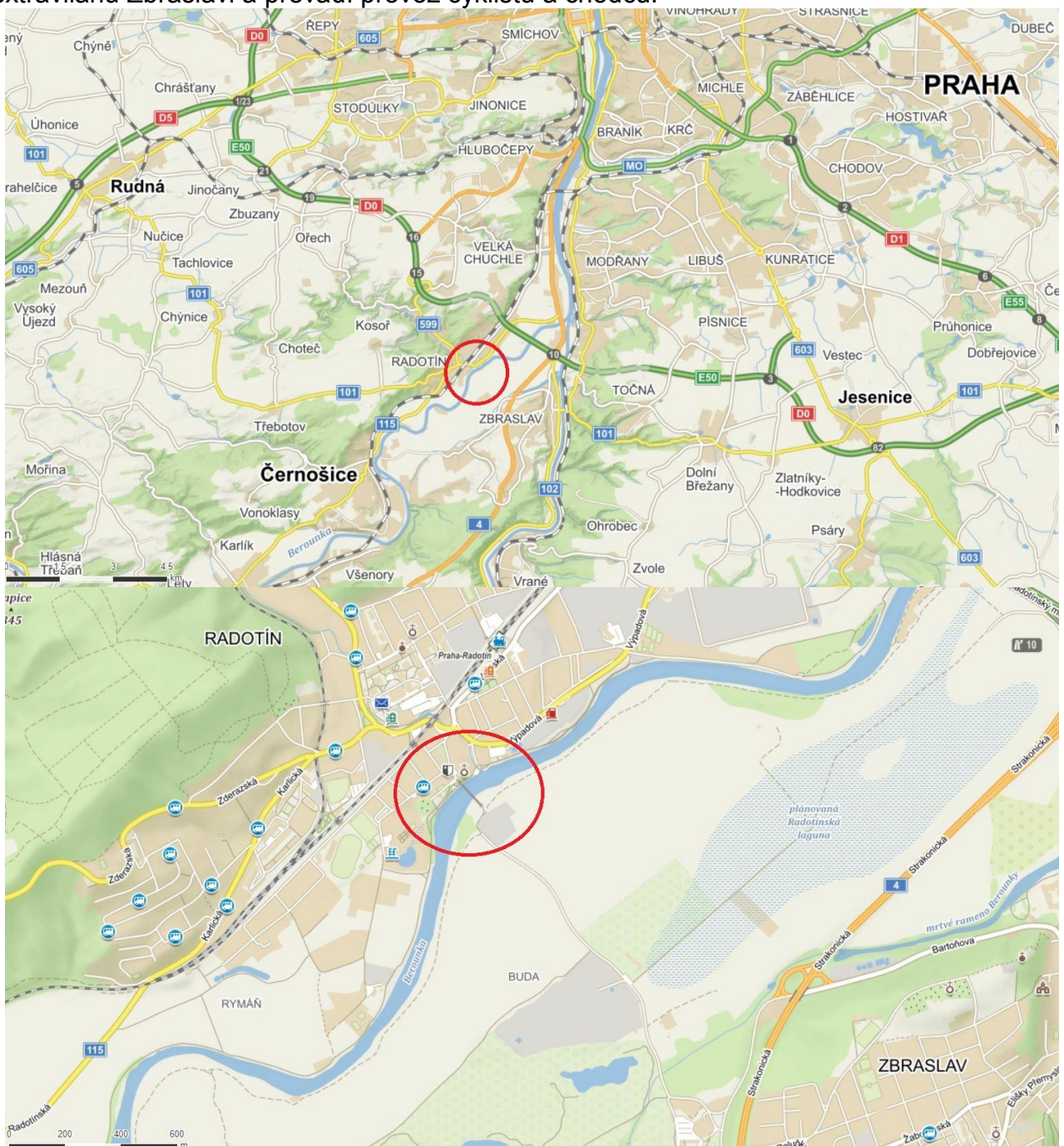
6.11.3.	<i>Posouzení na smyk</i>	38
6.11.4.	<i>Omezení trhlin a napětí</i>	39
6.11.5.	<i>Posouzení na únavu</i>	40
7.	SPODNÍ STAVBA	41
7.1.	NÁVRH ULOŽENÍ	41
7.2.	ZALOŽENÍ.....	42
8.	MONTÁŽNÍ STAVY	51
8.1.	PODLE ZPŮSOBU DOPRAVY, ZATÍŽENÍ PŘI BETONÁŽI.	51
9.	ZÁVĚR	52



1. Úvod

1.1. Všeobecně

Jedná se o vzpínadlovou spřaženou ocelobetonovou lávku s horní mostovkou přes řeku Berounku v Praze 16 Radotín. Lávka leží v intravilánu Radotína a na druhém břehu v extravilánu Zbraslavi a převádí provoz cyklistů a chodců.





1.2. Popis konstrukce

Jedná se o konstrukci o jednom prostě uloženém poli. Nosná konstrukce je vzpínadlového typu a je tvořena z ocelového roštu horní mostovky se spřaženou monolitickou železobetonovou přímo pojižděnou deskou sepnutého pomocí ocelových táhel přes systém tuhých vzpínadel trojúhelníkového tvaru. V příčném směru je navržena čtveřice takových nosníků, jejichž vzájemné spolupůsobení zajišťuje spřažená ocelobetonová mostovka a systém příčníků. Celkové rozpětí konstrukce je 80m, šířka 3,8 m, konstrukční i stavební výška 6,97m. Vzpěradla podpírají rošt mostovky po 12,5m a 15,0m přičemž krajní jsou ve tvaru V a střední vzpěradlo ve tvaru A. Volná šířka mezi zábradlím 3,0m. Příčný spád střešovitý, podélný proměnný podle vedení nivelety ve vrcholovém oblouku s mírným vzepětím respektujícím požadavek NIPI na maximální podélný spád 8,33%.

Na lávce jsou použity celkem čtyři vzpínadlové nosníky s osovou vzdáleností 1,0m. Jsou vzájemně propojeny spřaženou mostovkou v horní úrovni a ocelovými příčnými v dolní úrovni vzpěradel.

Rošt mostovky je sestaven ze čtyř podélných svařovaných krabicových nosníků 600/300mm s příčnými po 3,0m. Horní pásnice podélníků i příčníků budou opatřeny spřahujícími trny. Ramena vzpěradel čtvercového svařovaného profilu 400/300 s tloušťkou stěn 20mm a tloušťkou pásnic 20mm jsou spojena hermetickými svary a k roštu mostovky přivařena. V dolní části mají vzpěradla ocelové kotevní desky pro uchycení dopínatelných táhel pomocí čepového spoje. Táhla jsou profilu min.100mm (zohledňují tuhost v protažení a minimální pevnost) a s ohledem na výrobní délky umožňující snadnější manipulaci spojována spojkami (podle dodavatele, resp. výrobce táhel). Kotvení táhel je provedeno styčnickovými plechy a čepy dle výrobce(v tomto případě zvolen systém Macalloy).

Deska mostovky je navržena v tloušťce 200mm s mírným navýšením v ose vlivem střešovitého příčného spádu. Povrch desky bude opatřen přímo pojižděnou hydroizolací s protiskluzovou úpravou (např. vsypem křemičitého písku do vrchní vrstvy z dvousložkové pryskyřice).

Mostní svršek je bezřímsový s volným odtokem povrchové vody přes přelivnou hranu desky mostovky. K tomu je již uzpůsoben i tvar desky na okrajích, který na pohledu tvoří okapničku podle vzorových listů, která může být doplněna okapničkou pomocí do bednění vložené trojúhelníkové lišty rovněž podle vzorových listů.

Záchytná zařízení jsou navržena ve formě ocelového zábradlí výšky min.1300mm s horním madlem a dolní vodící linií podle požadavků NIPI. Předpokládá se použití horního trubkového madla, které umožní osazení LED svítidel uvnitř profilu madla včetně napájecího nízkonapěťového kabelu a transformátorů. Výplň předpokládám ze sítí v samostatných rámech mezi sloupky, resp. horním a dolním vodícím madlem. Upevnění sloupek zábradlí po 2,0m předpokládám dodatečným beznapěťovým kotevním systémem přes patní desky. Zábradlí bude splňovat požadavky ČSN 73 6201. Dilatační spáry budou překryty kobercovými dilatačními závěry.

Spodní stavba je tvořena monolitickými opěrami ze železobetonu se zavěšenými rovnoběžnými křídly. Opěry charakteru masivních tížných zdí jsou v koruně opatřeny úložným prahem ve tvaru se závěrnou zídou, která umožní řádné upevnění dilatačních závěrů podobně jako koncový příčník nosné konstrukce. Přečlová deska není navržena s ohledem na předpoklad kvalitního provedení (tedy hlavně ztuhnutí) přečlové oblasti v souladu s ČSN 73 6244.

Založení předpokládám plošné na skalním podkladu. Pokud se nepotvrdí, bude nutno



provést hlubinné založení na pilotách.

1.3. Předpoklady výpočtu

1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž spřažené desky mostovky bez provizorního podepření, ocelová konstrukce bude schopná samostatně přenést tíhu čerstvého betonu. Při postupu betonáže je nutno zohlednit průhyby výškově zakřivené konstrukce.

Návrh konstrukce je proveden na zatížení dle ČSN EN 1991-2 pro zatížení lávek pro pěší, dimenzování metodou mezních stavů.

1.4. Literatura

Normy:

- ČSN EN 1991-2 (73 6203) Zatížení konstrukcí - Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1993 - Navrhování ocelových konstrukcí
- ČSN EN 1994-2 - Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
- ČSN EN 1997-1 - Navrhování geotechnických konstrukcí

Programy:

- FEAT'2000, řešení konstrukcí metodou konečných prvků, GEO4

Literatura:

- Statické tabulky
- Podklady od výrobce táhel Macalloy



1.4.1. Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

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

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

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

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

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



Ocel: B 500B

Návrhová pevnost oceli EN 1992-1-1 ods. 3.2.7, obr 3.8

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$			EN 1992-1-1, obr 3.8	
$f_{yk}= 500$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost oceli mez kluzu oceli v ČSN 42 0139 $R_e=f_{yk}$
$\gamma_s= 1,15$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s= 1,0$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 434,8$	Mpa			
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 500$	Mpa			

Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.

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

Ocel nosníků: S355

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$			EN 1992-1-1	
$f_{yk}= 355$	Mpa		EN 1992-1-1	
$\gamma_s= 1,0$			EN 1992-1-1	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s= 1,25$			EN 1992-1-1	pro oslabený průřez
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 355$	Mpa			trvalé zatížení
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 284$	Mpa			oslabený průřez

2. Geometrie

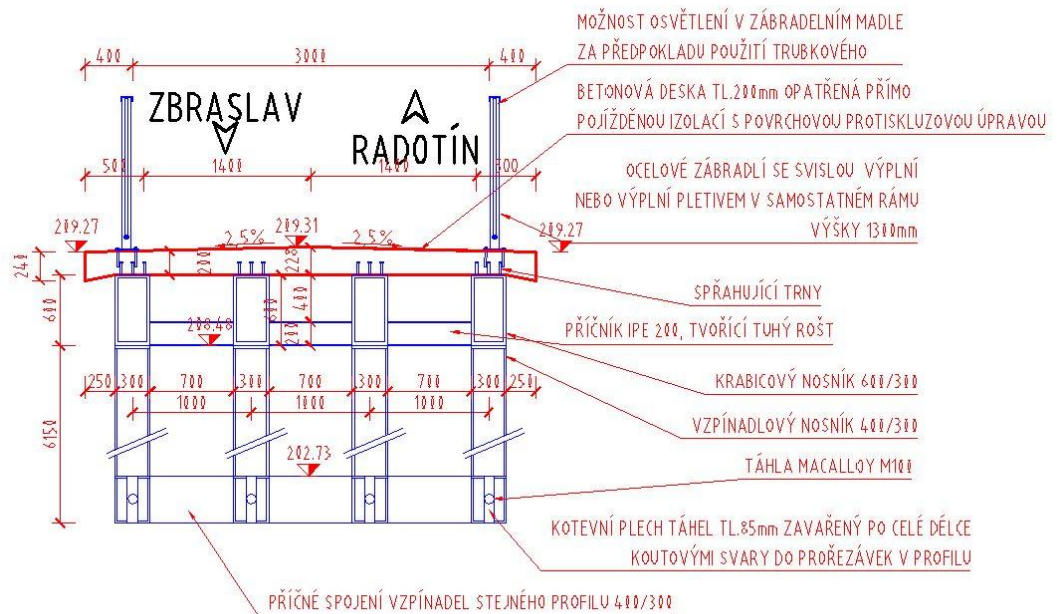
Tvar a základní rozměry lávky jsou patrné z přiložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní. Model nosné konstrukce je zvolen jako kolmý rošt s centricky připojenou deskou.



2.1. Tvar konstrukce

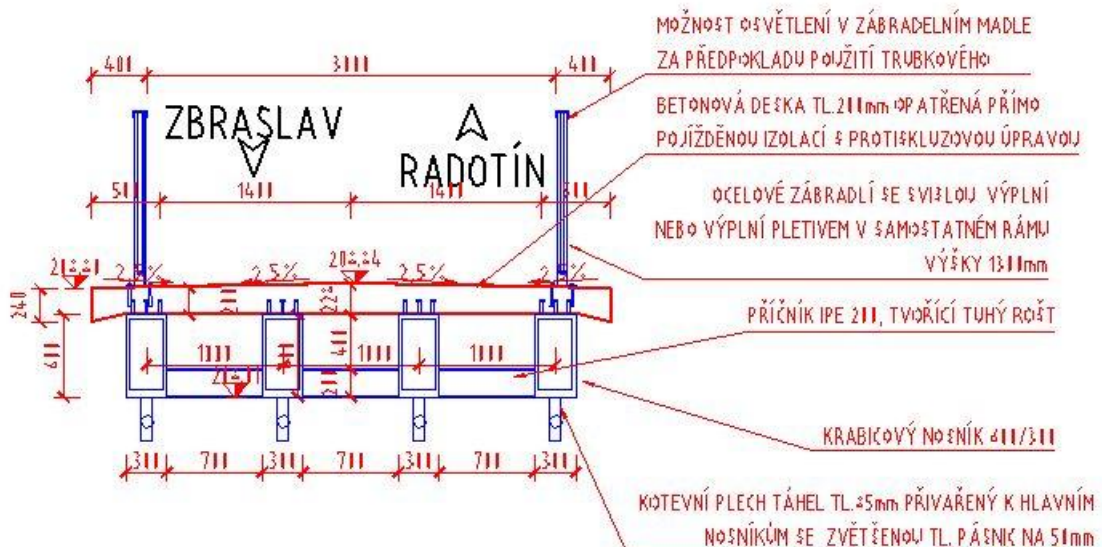
⇒ ŘEZ VE STŘEDU

1:50



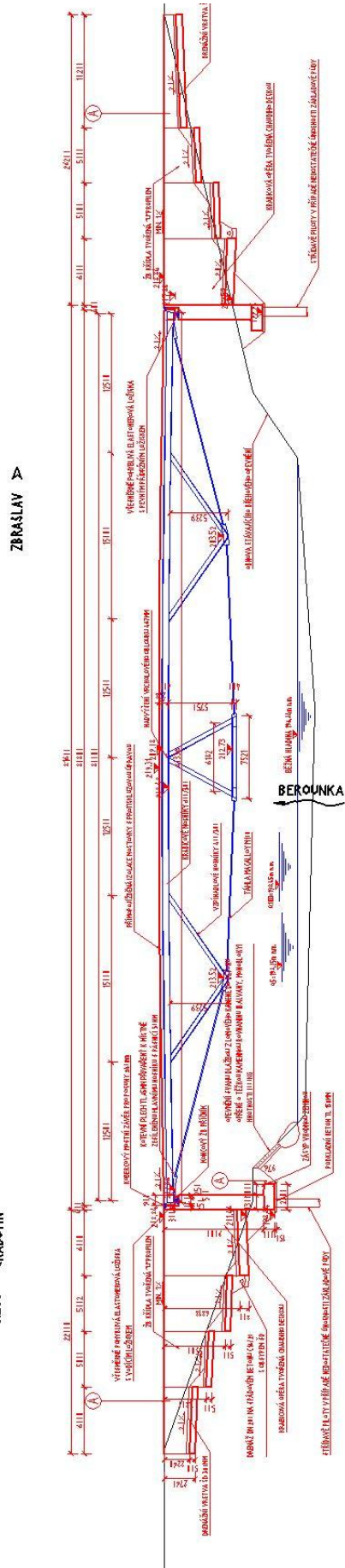
⇒ ŘEZ U OPĚRY

1:50

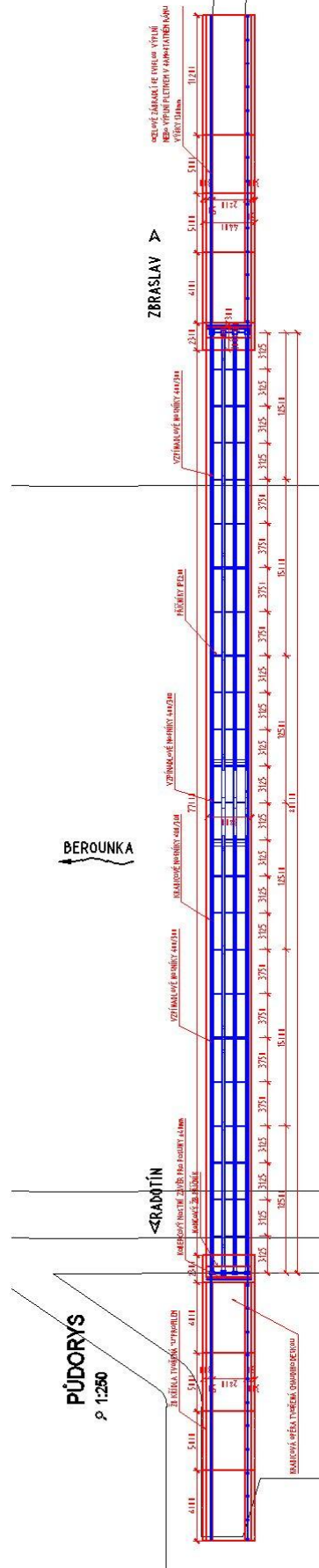




I' PODÉLNÝ ŘEZ
p 1:250 <RADOŤÍN



PŮDORYS
p 1:250

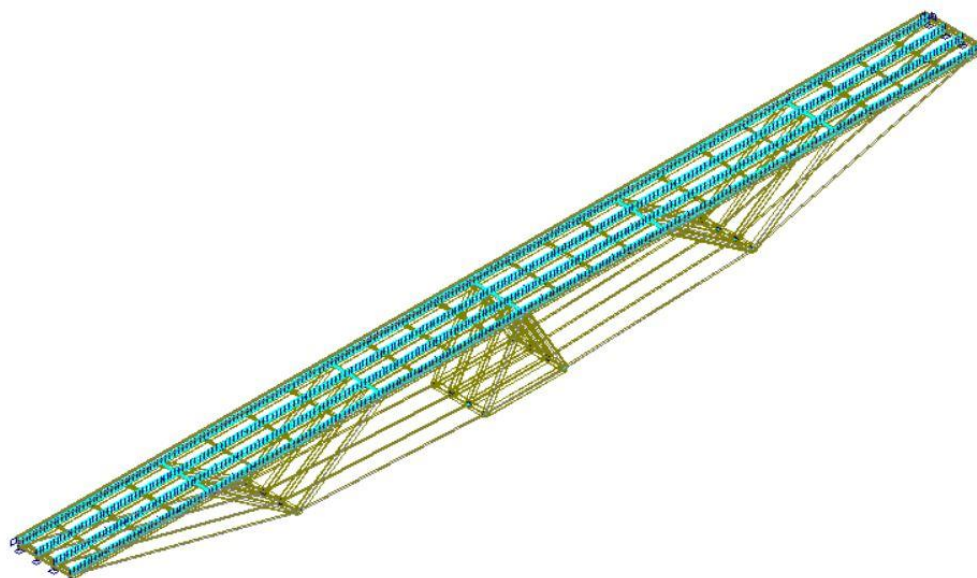
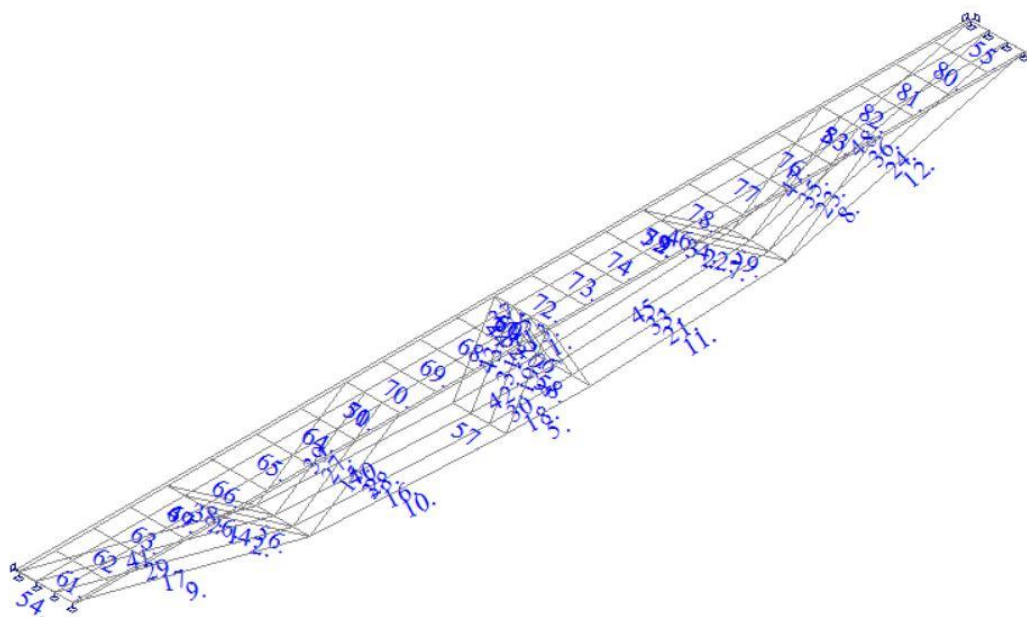




2.2. Model nosné konstrukce

Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu FEAT2000.

Pro přesné určení momentů v nosnících byla použita varianta bez excentrického připojení s deskou a pro ověření napětí bylo provedeno excentrické připojení.
označení prvků





Výpis z programu(základní informace o konstrukci):

Údaje o konstrukci

Jméno projektu dipl
Autor projektu jh
Popis projektu
Rozměr projektu Prostor
Datum 4.12.2018
Čas 16:33

Prutů 83
Ploch 1
Zatížení 100
Podpor 8
Bodů 0
Liní 24
Ploch 0
Kontaktů 586
Materiálů 2
Průřezů 6
Tloušťek 1
Podloží 0
Skupin 2
Zat. stavů 40

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

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 [kPa]	ni	gama [t/m3]	K 1 [kN/m3]	E 2 [kPa]	K 2 [kN/m3]	útlum
Ocel 37	OCEL	2.100e+08	0.300	7.850	1.200e-05			0.010
B30	BETON	3.250e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100

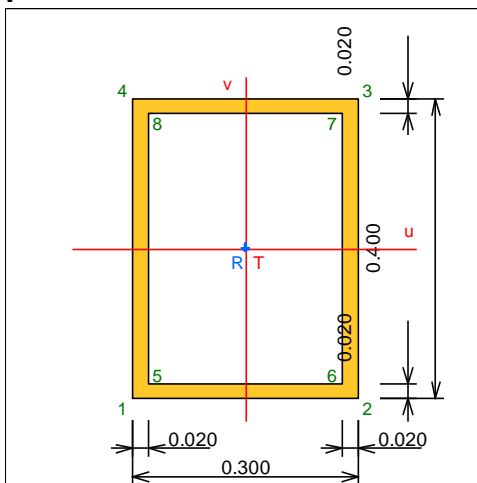


Výpis zadaných průřezů:

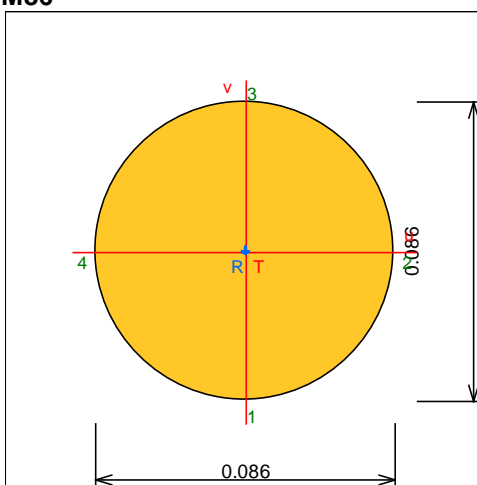
I_y, I_z [m⁴] hlavní momenty setrvačnosti
 I_k [m⁴] moment tuhosti v prostém kroucení
 β_y, β_z koeficienty smykové poddajnosti
P plný průřez
S složený
D dílčí

Průřez	Typ	Materiál	Plocha [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	I_k [m ⁴]	β_y	β_z
V	P	Ocel 37	0.026	5.891e-04	3.727e-04	6.822e-04	0.443	0.581
M86	P	Ocel 37	5.809e-03	2.685e-06	2.685e-06	5.370e-06	0.900	0.900
IPE 200	P	Ocel 37	2.848e-03	1.943e-05	1.424e-06	6.980e-08	0.577	0.404
hln	P	Ocel 37	0.045	2.119e-03	6.469e-04	1.541e-03	0.392	0.632

V

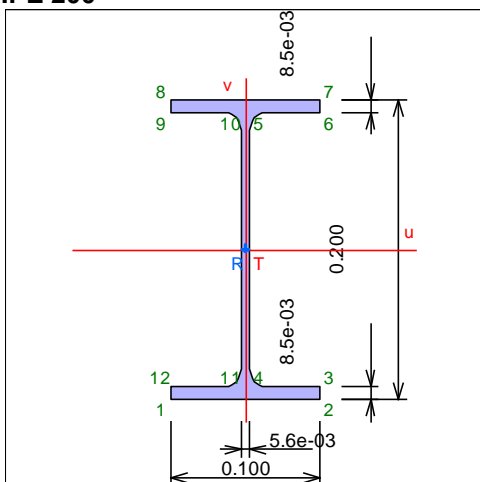


M86

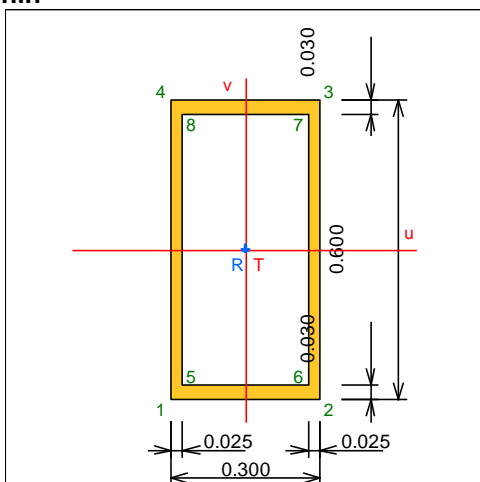




IPE 200



hln



Výpis zadaných tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka [m]
betdeska	-B30	0.200



3. Zatížení konstrukce

3.1. Stálé zatížení

3.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných průřezových a materiálových charakteristik z databanky programu aplikací gravitačního zrychlení. Pro kontrolu a případný ruční výpočet stavebního stavu před spřažením jsou vypočteny hodnoty zatížení nosníků a desky.

$$q_{deska} = 0.2 \times 25 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{nosník} = (0.3 \times 0.6 - 0.54 \times 0.25) \times 78.5 = 3.53 \text{ kN/m}$$

Vliv ztužidel a příčníků je zanedbán:

3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Zatížení od mostního svršku jsou definována následovně.

$$q_{zábradli} = 1.0 \text{ kN/m}$$

Smršťování a dotvarování betonu je uvažováno jako ochlazení o 15°C.

3.2. Proměnná zatížení

3.2.1. Proměnné zatížení sněhem

Vzhledem k charakteru mostu a jeho využití mostu není rozhodující a není uvažováno.

3.2.2. Proměnné zatížení větrem.

Zatížení není rozhodující pro návrh konstrukce, vliv může mít při obtékání táhel a jejich následné kmitání, ovšem vzhledem k poloze konstrukce není rychlost větru vysoká.

Účinky větru z těchto důvodů zanedbávám.



3.2.3. Proměnné zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty je uvažována při návrhu spodní stavby dilatace a uložení od konvenční základní teploty 10°C jako ochlazení o -52°C a oteplení o +48°C.

	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} =	34.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA1 str 39	maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,\min}$ =	-22.0 °C	EN 1991-1-5, obr 6.1, str 17	
$T_{e,\max}$ =	38.0 °C	EN 1991-1-5, obr 6.1, str 17	
T_0 =	10.0 °C	EN 1991-1-5, NA 2.21	výchozí teplota, teplota nosné konstrukce v době zabudování
$\Delta T_{N,\text{noc}}=T_{e,\min}-T_0$	-32.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,\text{exp}}=T_{e,\max}-T_0$	28.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet
Zatížení pro ložiska a dilatační spáry			
$\Delta T_{N,\text{noc}}-20$	-52.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,\text{exp}}+20$	48.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,\text{noc}}-10$	-42.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota
$\Delta T_{N,\text{exp}}+10$	38.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota

Rozdílové složky teploty jsou pro tento typ konstrukce zanedbatelné. Pro orientační zjištění jejich vlivu na přerozdělení vnitřních sil a průhybů je uvažována změna teploty betonu o 15°C, tedy jako uvažovaný vliv smršťování.

Pro orientační zjištění jejich vlivu na přerozdělení vnitřních sil a průhybů je uvažována změna teploty betonu o -15°C, tedy jako uvažovaný vliv smršťování a +10°C.

3.2.4. Proměnné zatížení dopravou

S ohledem na objednatelům definované zatížení, resp. požadavek využití mostu především pro pěší dopravu a provoz lehkých obslužných vozidel je uvažováno zatížení davem lidí 5kN/m² s odpovídající redukcí na zatěžovací plochu a zatížení dvounápravovým servisním vozidlem hmotnosti 12t.



3.2.4.1. Zatížení davem lidí

Uvažuje se základní zatížení $5kN/m^2$ s redukcí na délku zatěžovací plochy dle ČSN EN 1991-2 kap.5.3.2.1.

$$2.5kN/m^2 < q_L = 2.0 + \frac{120}{L + 30} [kN/m^2] < 5.0kN/m^2$$

$$2 + \frac{120}{80 + 30} = 3.1kN/m^2$$

$$2 + \frac{120}{12.5 + 30} = 4.8kN/m^2$$

$$2 + \frac{120}{15 + 30} = 4.6kN/m^2$$

Redukce má v jednotlivých polích minimální vliv, uvažují plné zatížení

3.2.4.2. Zatížení servisním vozidlem (SERV)

Uvažuje se zatížení dvounápravovým vozidlem hmotnosti 12t dle ČSN EN 1991-2 kap.5.6.3. s rozvorem náprav 3.0m a rozchodem 1.3m.

Není rozhodující pro návrh konstrukce, pouze pro posouzení přímo pojezděné desky(kolový tlak).

3.2.4.3. Brzdné a rozjezdové síly

Uvažují následující brzdné síly pro návrh spodní stavby (60%, resp.10%, charakteristického zatížení ve svislém směru od vozidla, resp. pěších):

$$B_{dav} = 0.1 * 80 * 4 * 3.1 = 99.2kN$$

$$B_{serv} = 0.6 * 120 = 72kN$$

3.2.4.4. Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivé síly se nevyskytují, jiné příčné síly neuvažují.

3.2.4.5. Mimořádné zatížení

Neuvažují žádná mimořádná zatížení.



4. Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou výpisu z použitého výpočetního programu. Dále jsou přiložena schémata vybraných zatěžovacích stavů, jedná se o stálá zatížení a dále nahodilá zatížení jednotlivých polí.

Výpis zat. stavů, kombinací a obalových křivek:

Výpis zatěžovacích stavů :

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.350	vl.t	Perm - stálé	0	Perm	Ne
G1	1.350	smrštění betonu	Perm - stálé	0	Perm	Ne
Pk	1.000	ochlazení táhel	Perm - stálé	0	Perm	Ne
P1	1.500	celé	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P2	1.500	extrem sudá pole	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P3	1.500	extrem lichá pole	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P4	1.500	extrem A	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P5	1.500	extrem B	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P6	1.500	extrem C	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P7	1.500	extrem D	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
P8	1.500	extrem E	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
serv	1.500	servizní vozidlo 12t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
V	1.500	vítr	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
ochlaz	1.500	ochlazení-15	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
otep	1.500	oteplení +10	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano

Výpis obalových křivek :

Jméno	ZS	Komentář
KZ	min/max	kz0001, kz0002, kz0003, kz0004, kz0005, kz0006, kz0007, kz0008, kz0009, kz0010, kz0011, kz0012, kz0013, kz0014, kz0015, kz0016, kz0017, kz0018, kz0019, kz0020, kz0021, kz0022, kz0023, kz0024
kz0001		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk
kz0002		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*ochlaz
kz0003		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*otep
kz0004		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P1
kz0005		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P5
kz0006		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P8
kz0007		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P4
kz0008		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P6
kz0009		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P7
kz0010		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P1+1.50*ochlaz
kz0011		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P8+1.50*otep
kz0012		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P1+1.50*otep
kz0013		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P5+1.50*otep
kz0014		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P6+1.50*ochlaz
kz0015		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P8+1.50*ochlaz
kz0016		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P6+1.50*otep
kz0017		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P4+1.50*ochlaz
kz0018		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P4+1.50*otep
kz0019		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P5+1.50*ochlaz
kz0020		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P7+1.50*ochlaz
kz0021		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P7+1.50*otep
kz0022		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P3+1.50*otep
kz0023		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P2+1.50*otep
kz0024		1.35*G0+1.35*G1+1.00*Pk+1.50*P2+1.50*ochlaz



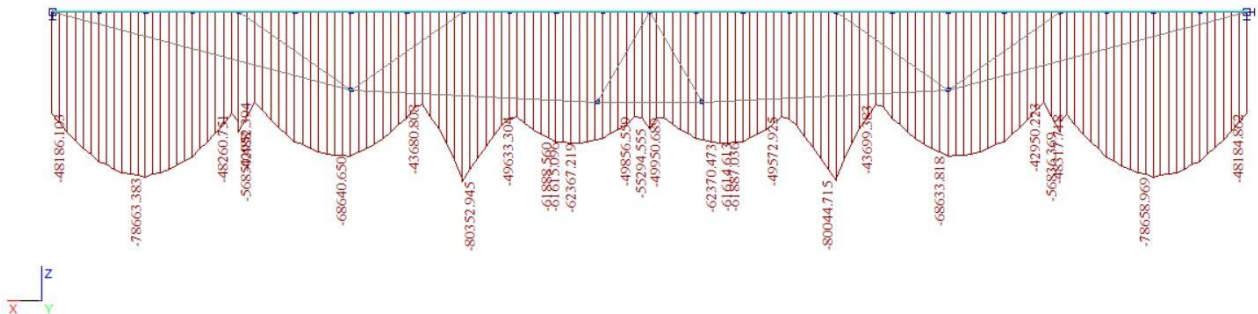
5. Výpočet vnitřních sil

Výpočet je proveden pomocí programu FEAT'2000 pro řešení konstrukcí metodou konečných prvků. S ohledem na množství výstupních údajů jsou přiloženy pouze vybrané údaje, grafy a schémata.

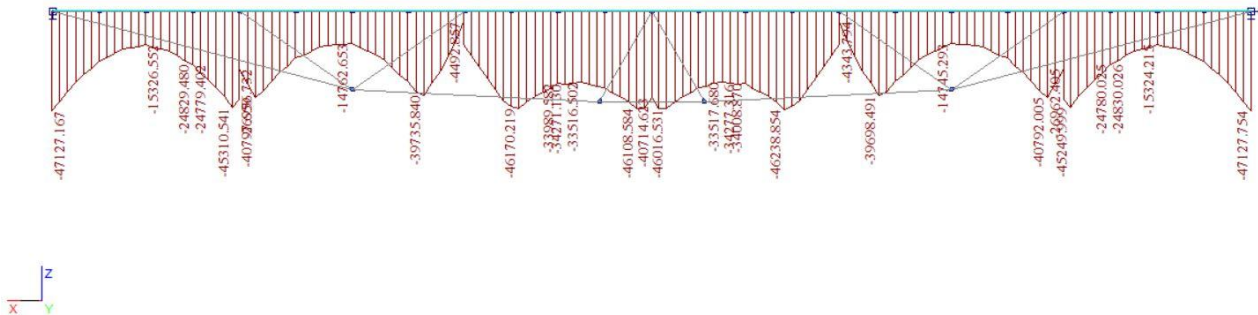
5.1. Průběh vnitřních sil na nespřážené konstrukci

Posouzení montážního stavu před spřážením (v případě betonáže bez provizorních podpor) je proveden na modelu spojitého nosníku za předpokladu betonáže všech polí najednou (dokončení před ztuhnutím betonu). Vliv bednění je zahrnut zvýšením účinků o 15%.

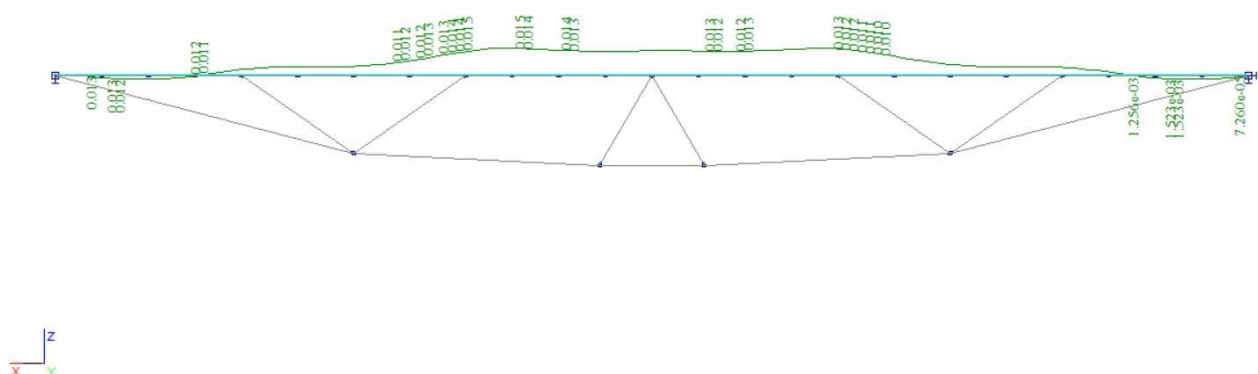
min. normálové napětí



max. normálové napětí



průhyb (včetně bednění)



Konstrukce montážní stav bez spřážení a podepření přeneše s dostatečnou rezervou

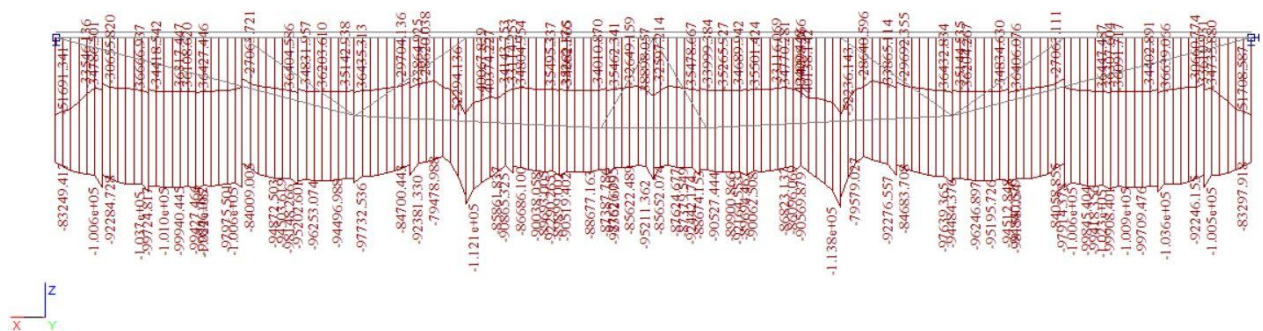


5.2. Průběh vnitřních sil na spráženě konstrukci

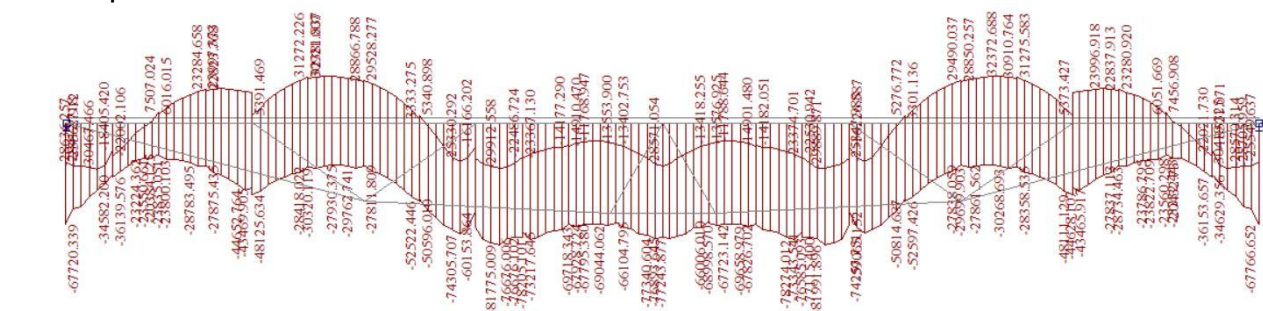
Přiloženy jsou pouze průběhy vybraných vnitřních sil v rozhodujících zatěžovacích stavech. Ostatní vnitřní síly a zatěžovací stavy jsou zohledněny ve strojové superpozici. Hodnoty jsou bez součinitele zatížení, ten je zohledněn v superpozici.

Momenty jsou převzaty z centricky připojeného modelu a musí být proveden součet s momenty z desky (zatěžovací šířka je 1m), napětí je převzato z excentricky připojeného modelu který lépe odpovídá skutečnému působení

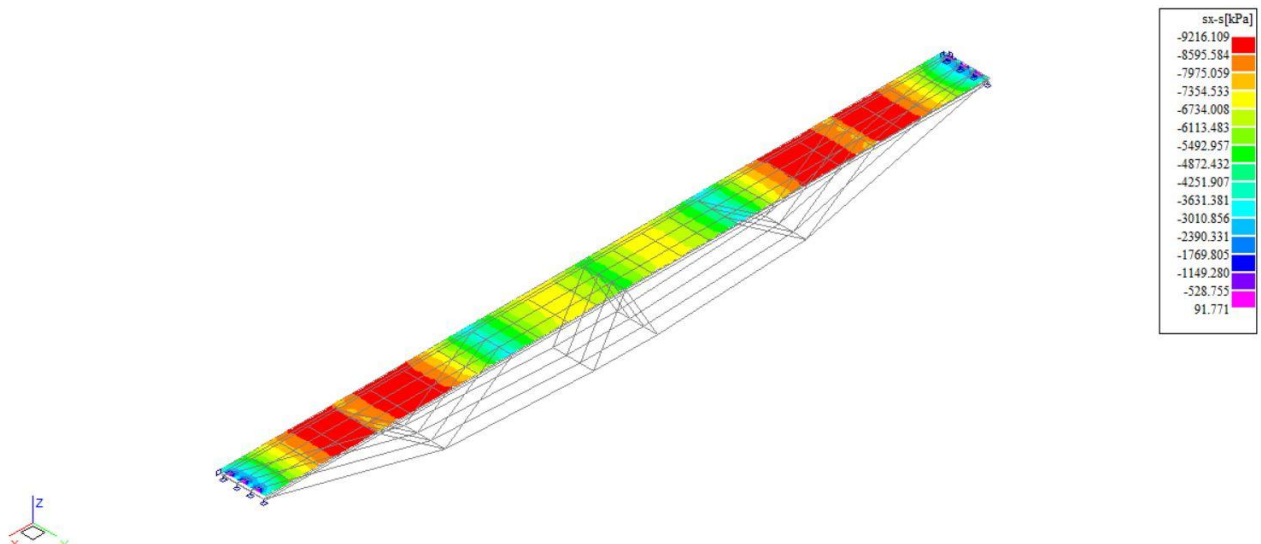
min napětí



max napětí

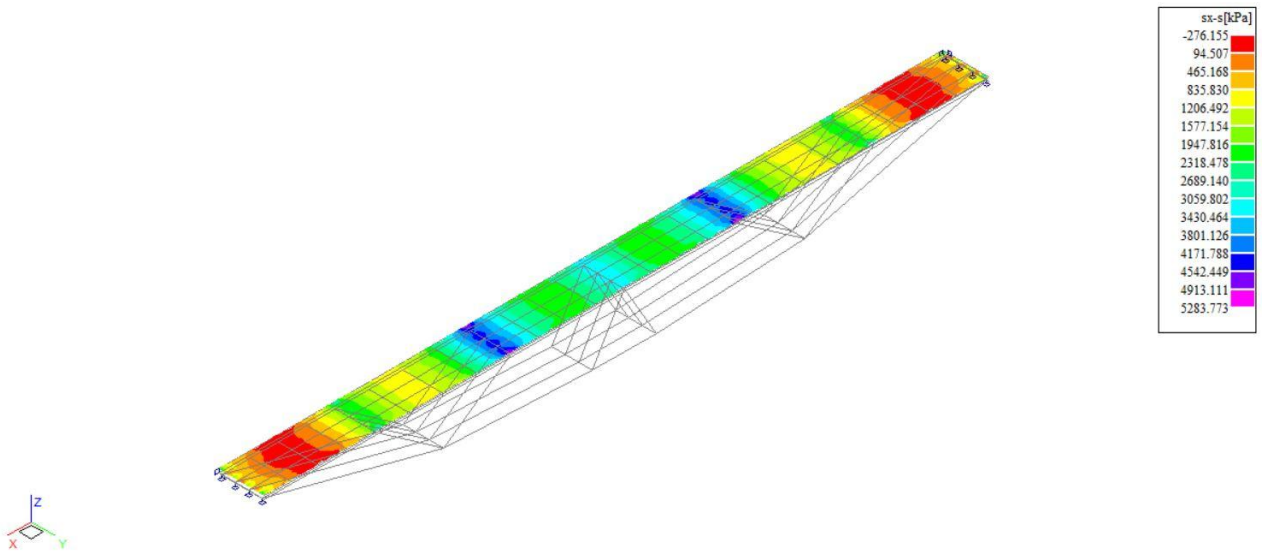


sx deska min

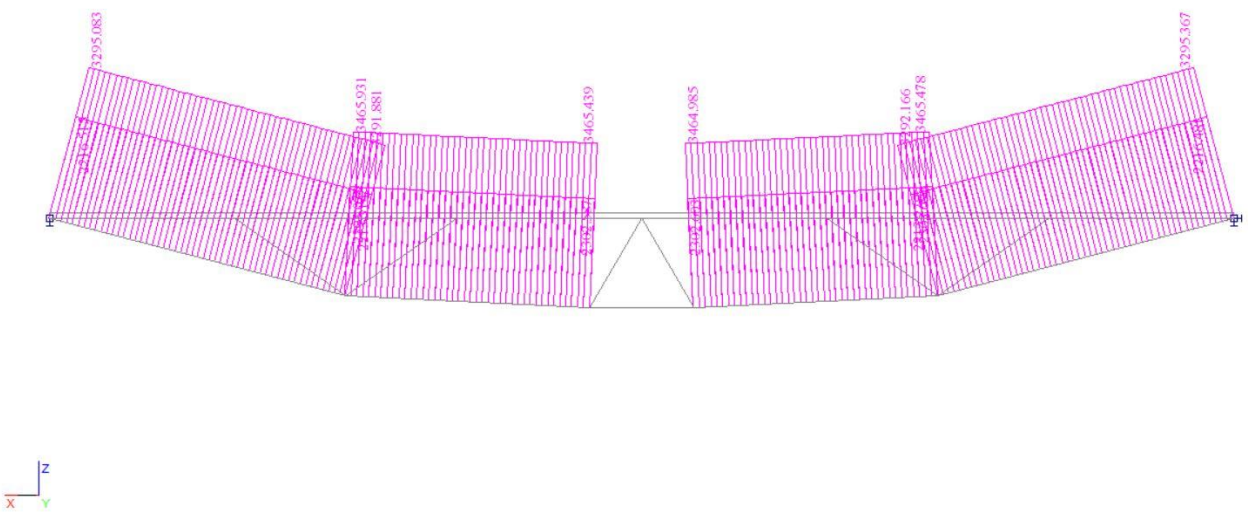




sx deska max



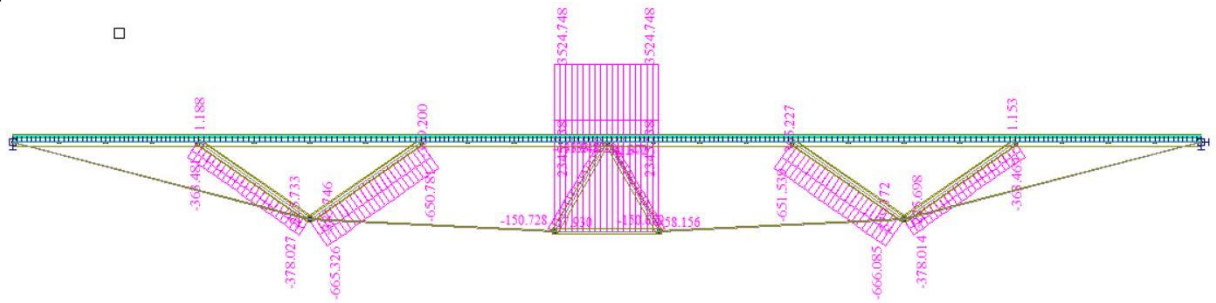
nx táhla



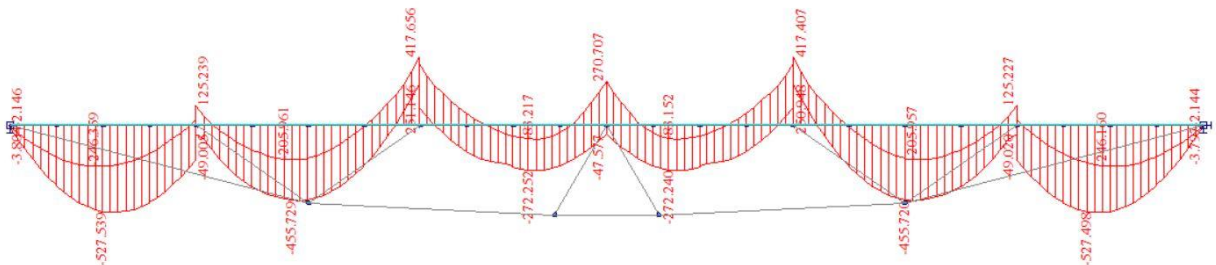


n_x vzpínadla

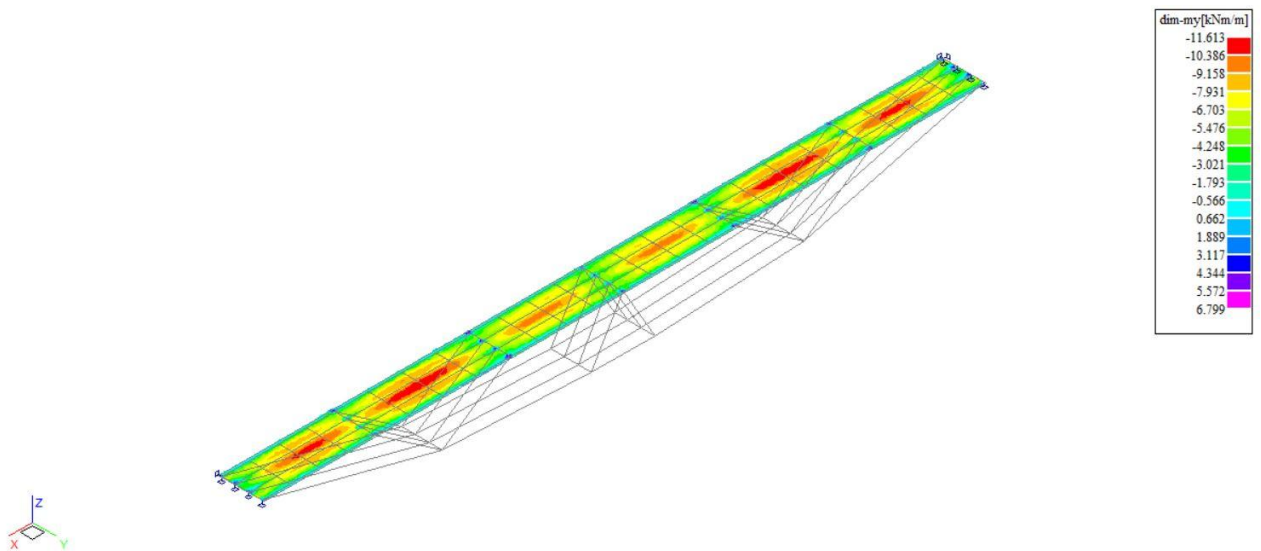
□



m_y hlavní nosník

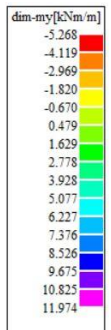
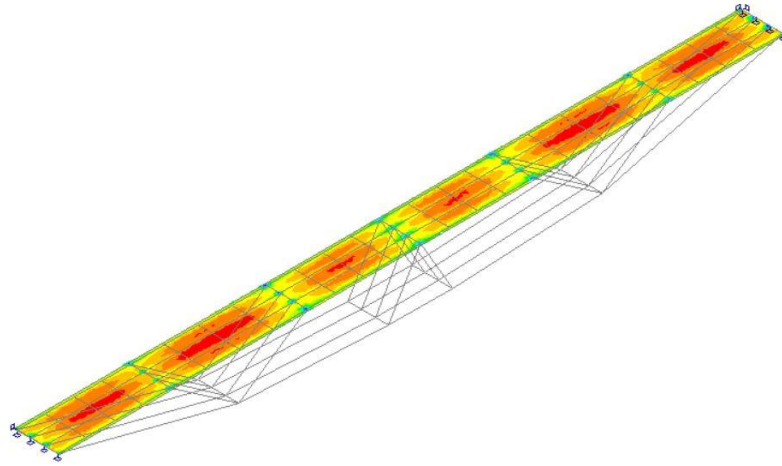


dim m_y min





dim my max





5.3. Rekapitulace vnitřních sil

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

Přehled napětí a průhybů							
poloha							
rozpětí [m]	0	12,50	27,50	40,00	52,50	67,50	80,00
betonáž bez podepření v poli - vlastní tíha + přetížení bedněním							
průhyb [mm]	0,000	0,010	0,015	0,015	0,015	0,010	0,000
betonáž bez podepření v poli - včetně součinitele zatížení a přetížení bedněním							
max. napětí [MPa]	48	57	80	55	80	57	48
Celkové průhyby se zohledněním postupu výstavby - betonáže bez podepření v polích							
průhyb max [mm]	0,000	0,080	0,110	0,140	0,110	0,080	0,000
průhyb min [mm]	0,000	0,010	0,015	0,015	0,015	0,010	0,000
Celkové napětí se zohledněním postupu výstavby - betonáže bez podepření v polích							
max napětí [MPa]	86	106	81	95	81	106	86
Nadvýšení nosníků navrhuji s odletem na dotvarování jako celkový maximální průhyb.							



6. Návrh a posouzení nosné konstrukce

6.1. Posouzení normálových napětí

Napětí jsou posouzena porovnáním výpočtových hodnot s návrhovými.

Posouzení vychází z mezního namáhání použitého materiálu:

$$\sigma_{a-max} = 33MPa < f_{yd-S355} = 355MPa$$

$$\sigma_{a-min} = -121MPa < f_{yd-S355} = -355MPa$$

$$\sigma_{bh-min} = 9,2MPa < f_{cd-C30/37} = 20MPa$$

$$\sigma_{bh-max} = 5,2MPa \rightarrow \text{tahy nutný návrh výztuže}$$

$$\sigma_{bd-min} = 8,3MPa < f_{cd-C30/37} = 20MPa$$

$$\sigma_{bd-max} = 5MPa \rightarrow \text{tahy nutný návrh výztuže}$$

Z hlediska normálových napětí vyhovuje mostovka tl. 200mm z betonu C30/37 a nosníky svařované krabicové 600/300 z oceli S355. Mostovku podporami nutno vyztužit na tahová napětí.

6.2. Posouzení nosníků na únavu

Posouzení rozkmitu napětí na únavu je provedeno z extrémů napětí pohyblivého zatížení v jednotlivých extrémech:

$$\Delta\sigma_{a0} = 86 - 52 = 34MPa < \sigma_{det} = 160MPa$$

$$\Delta\sigma_{a12,5} = 87 - 33 = 54MPa < \sigma_{det} = 160MPa$$

$$\Delta\sigma_{a27,5} = 112 - 52 = 60MPa < \sigma_{det} = 160MPa$$

$$\Delta\sigma_{a40} = 95 - 38 = 57MPa < \sigma_{det} = 160MPa$$

6.3. Posouzení smykových napětí v nosníku

Zjednodušeně na straně bezpečnosti je smykové napětí vypočteno z maximální reakce a přisouzeno pouze stojinám krabicových nosníků. Napětí je porovnáno s návrhovou pevností.

$$\tau_{max} = \frac{192}{2 * 0.025 * 0.54} = 7MPa < f_{y-S355} = 355 * 0.8 = 284MPa$$

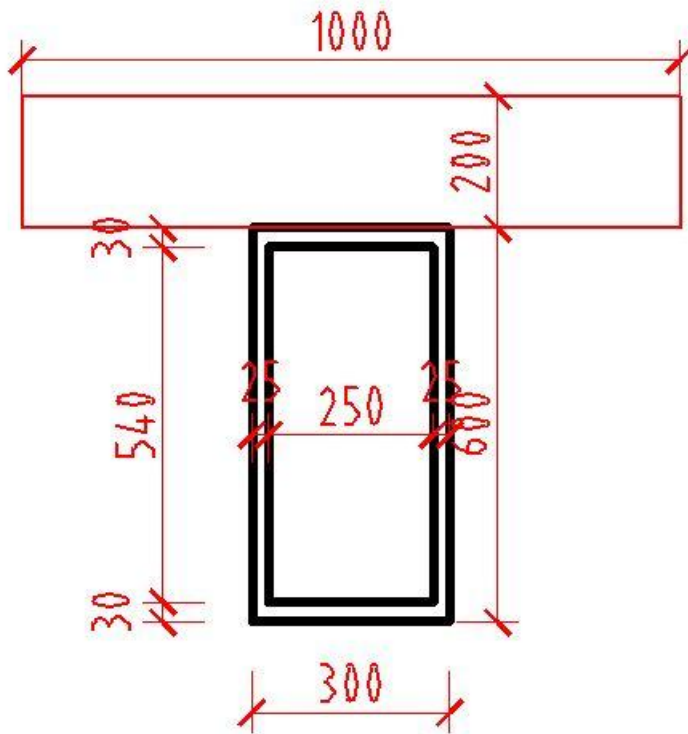
Posouzení na základě únosnosti (opět smyk přisouzen pouze stojinám)

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,rd}} = \frac{V_{ed}}{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}} = \frac{192}{2 * 0.025 * 0.54 * \frac{355000}{\sqrt{3}}} = 0,04 < 1$$



6.4. Posouzení momentu únosnosti

Moment únosnosti je stanoven z geometrie spřaženého ocelobetonového profilu z mezních hodnot namáhání (plastický průřez).



Výpočet pro polohu neutrální osy ve stojině (výška NO od spodní hrany nosníku):

fbd[kPa]=	20000	fyd[kPa]=	355000	Nc+	Ns=	Ns	
b _d [m]=	1,000	h _d [m]=	0,200	4000	5988	9988	
b _{hp} [m]=	0,300	t _{hp} [m]=	0,030		9988	9988	
t _s [m]=	0,025	h _s [m]=	0,540				
b _{dp} [m]=	0,300	t _{dp} [m]=	0,030	od spodu			
hc=	0,6			T1	0,7		
h-thp=	0,570			T2	0,561		
NO[m]=	0,41268			T3	0,181		
Mrd[kNm]	4350,87						

Kombinace normálové síly a momentu

$$\frac{M_{ed}}{M_{rd}} + \frac{N_{ed}}{N_{rd}} < 1 \approx \frac{527}{4350} + \frac{3954}{9988} = 0,518$$

Průřez bezpečně vyhovuje



6.5. Návrh spřažení

Výpočet dle EC4

Výpočet ideálního průřezu

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{33} = 6,3636$$

$$A_i = 0,2 * 1,0 + 6,3636 * (0,6 * 0,3 - 0,54 * 0,25) = 0,586362m^2$$

$$S_i = 0,2 * 1,0 * 0,7 + 6,3636 * (0,6 * 0,3 - 0,54 * 0,25) * 0,3 = 0,2959m^3$$

$$T_i = \frac{S_i}{A_i} = \frac{0,2959}{0,586362} = 0,504651m$$

$$I_i = \frac{1}{12} * 1,0 * 0,2^3 + 1,0 * 0,2 * (0,504651 - 0,7)^2 + 6,3636 * \left(\frac{1}{12} (0,3 * 0,6^3 - 0,54^3 * 0,25) \right. \\ \left. + (0,6 * 0,3 - 0,54 * 0,25) * (0,504651 - 0,3)^2 \right) = 0,0302979m^4$$

$$S_{tbet} = 0,2 * 1,0 * (0,504651 - 0,7) = 0,0586m^3$$

$$Q_{dim} = 190,825 + 75,45 = 266,275kN$$

Únosnost trnu $\phi 19mm/125mm$ (ocel 10343) $f_u = 310MPa$:

$$P_{rd} = \frac{0,8 * f_u * \pi * d^2}{4 * \gamma_v} = \frac{0,8 * 310000 * \pi * 0,019^2}{4 * 1,25} = 56,3kN$$

Návrh počtu trnů na posouvající sílu:

$$T = \frac{Q * S}{I} = \frac{266,275 * 0,0586}{0,0303} = 514,97kN/m$$

$$n = \frac{T}{P_{rd}} = \frac{514,97}{56,3} = 9,15trnů/m \sim 10trnů/m$$

Přibližný návrh trnů na zachycení smršťování:

$$n = \frac{b_s * h_s * E_b * \varepsilon * b * 0,5}{P_{rd}} = \frac{1,0 * 0,2 * 30000000 * 15 * 0,000012 * 0,3 * 0,5}{56,3} \\ = 2,87trnů/m$$

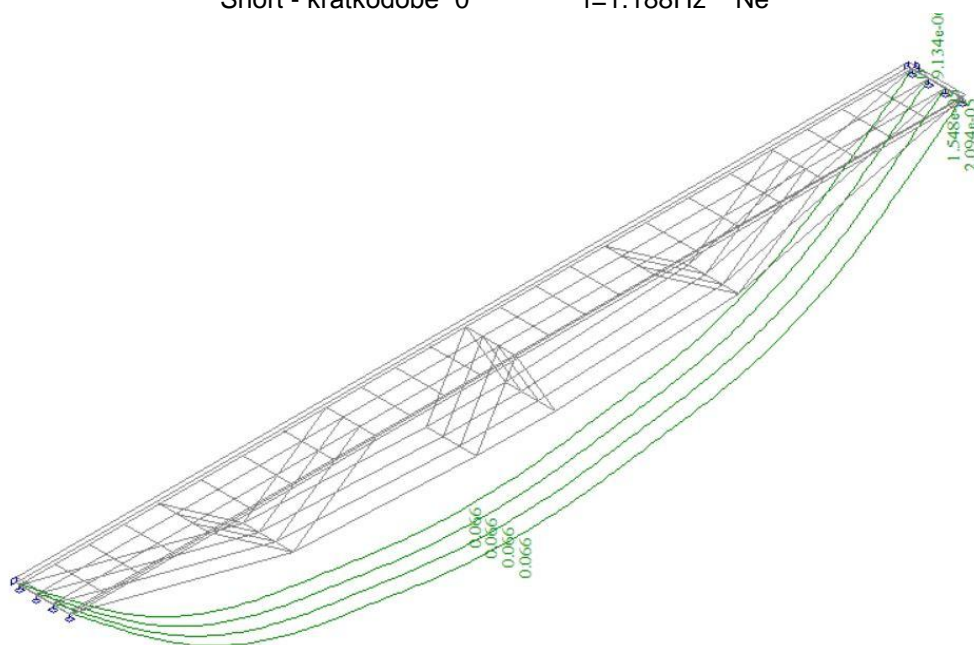
Navrhuji trojice spřahujících trnů $\phi 19mm$ po 200mm.



EIG - 002

Short - krátkodobé 0

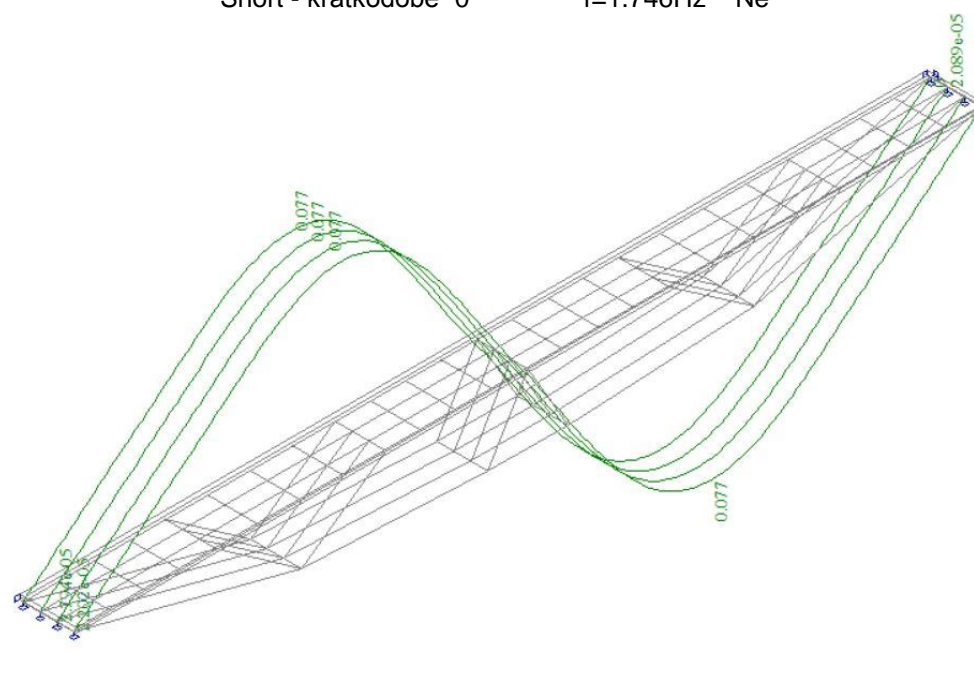
f=1.188Hz Ne



EIG - 003

Short - krátkodobé 0

f=1.746Hz Ne

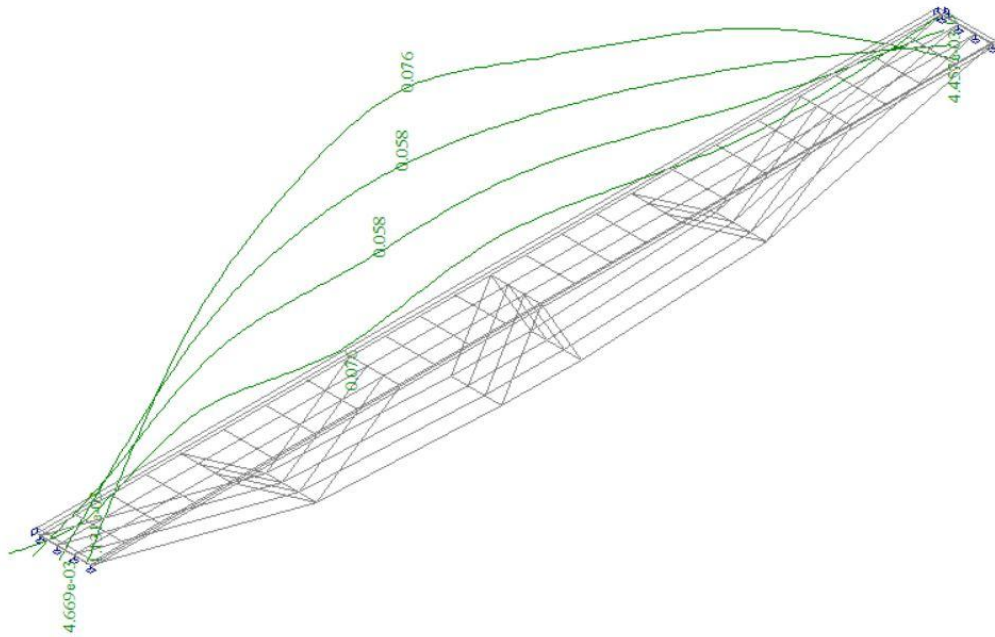




EIG - 004

Short - krátkodobé 0

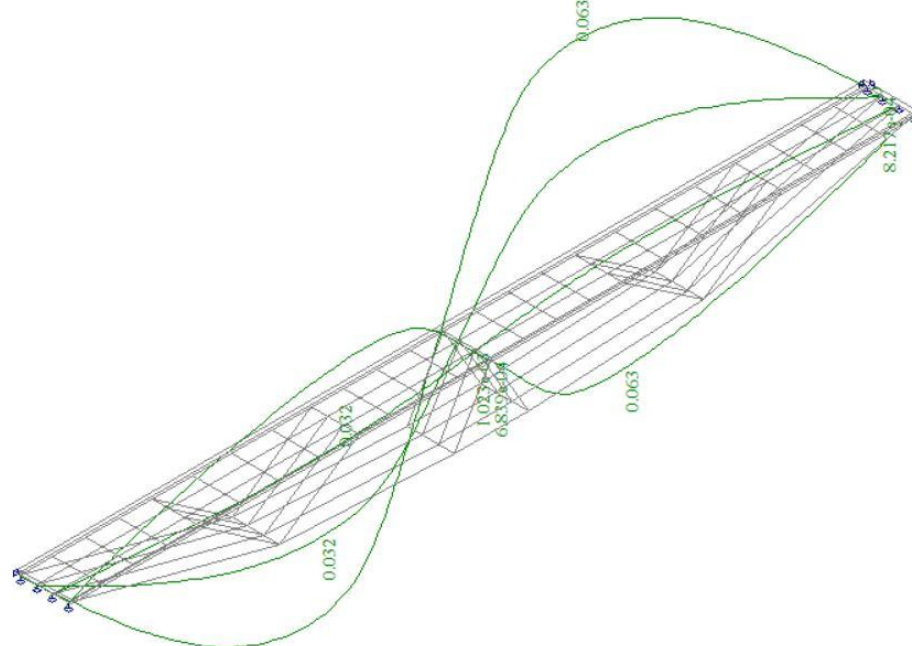
f=1.948Hz Ne



EIG - 005

Short - krátkodobé 0

f=2.530Hz Ne

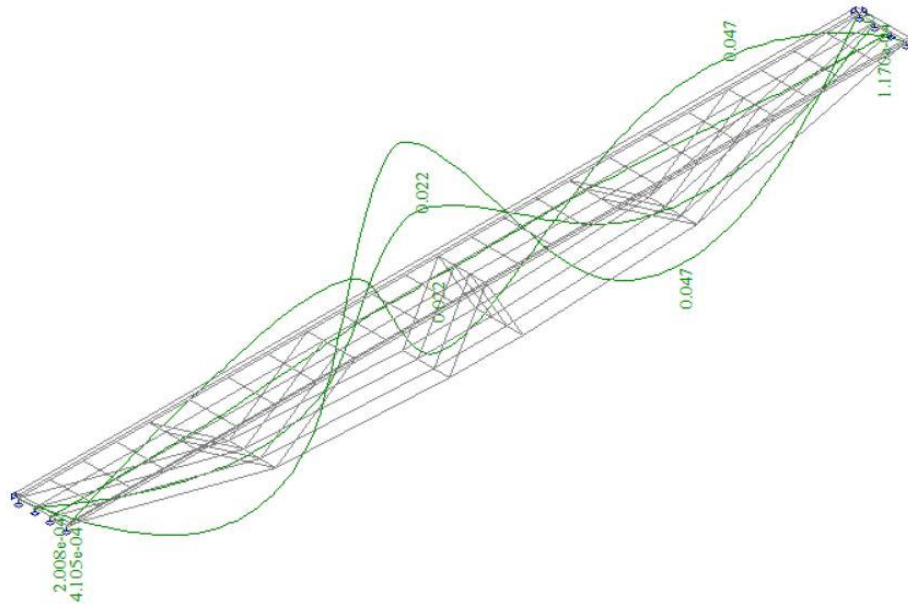




EIG - 006

Short - krátkodobé 0

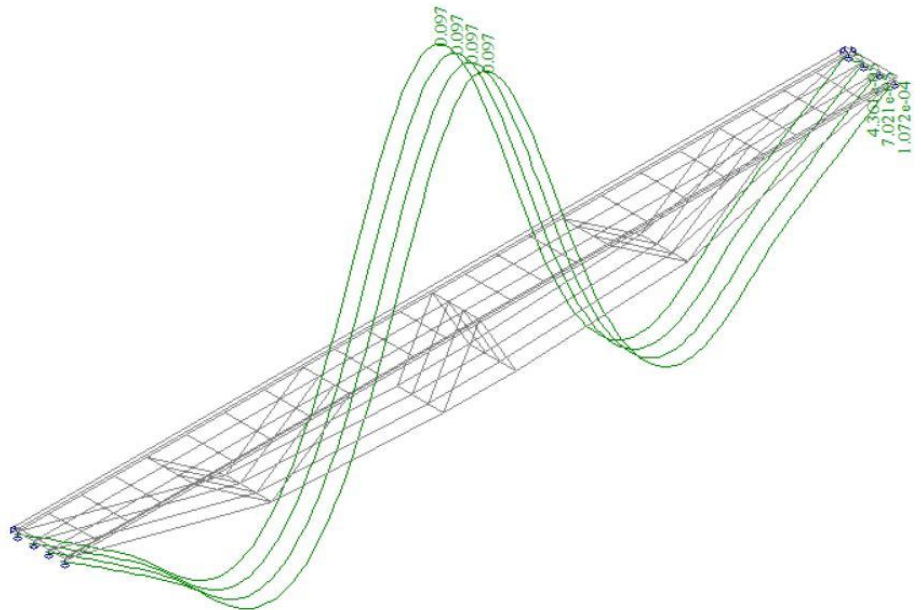
f=3.374Hz Ne



EIG - 007

Short - krátkodobé 0

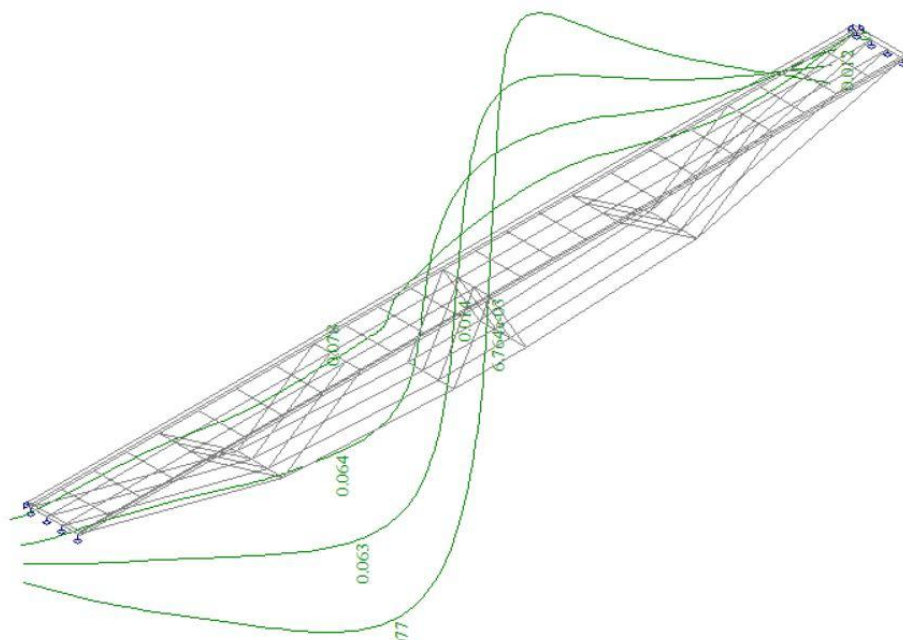
f=3.984Hz Ne



EIG - 008

Short - krátkodobé 0

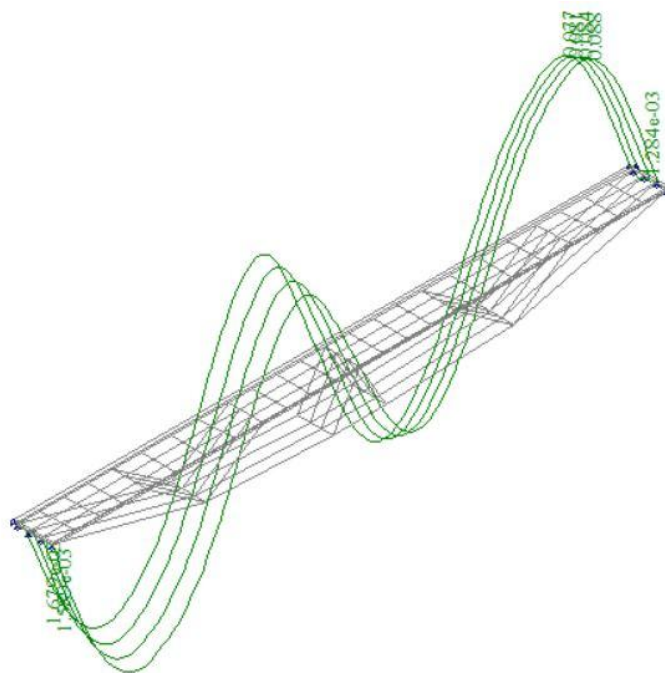
f=6.033Hz Ne



EIG - 009

Short - krátkodobé 0

f=6.797Hz Ne

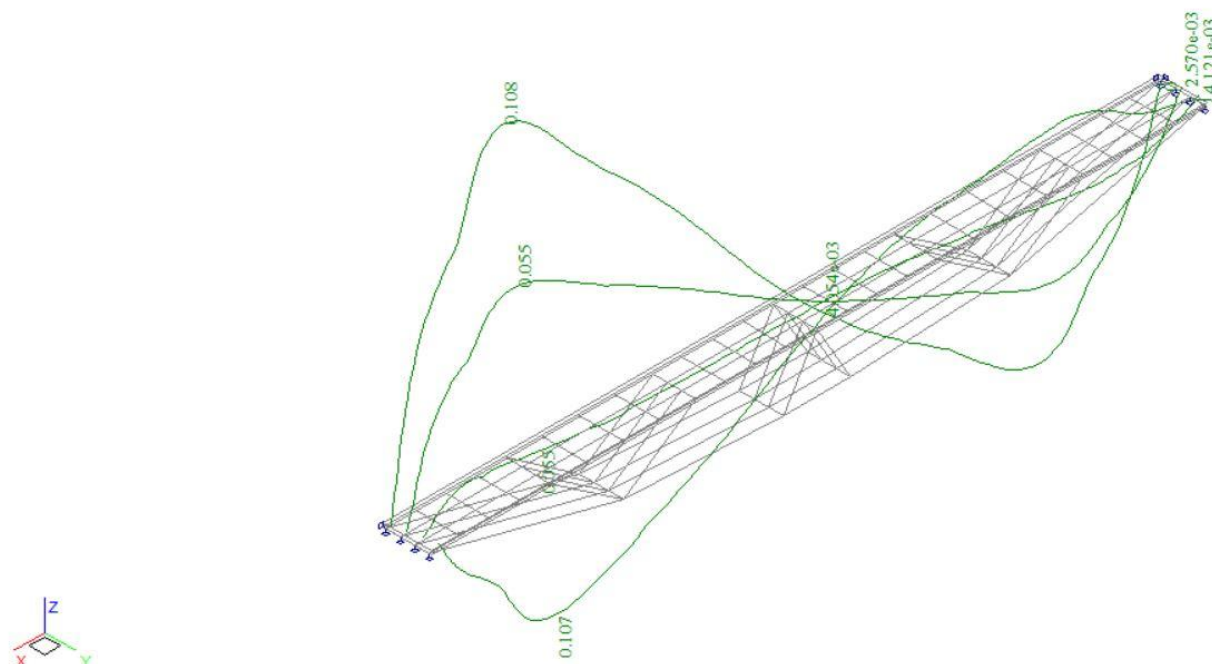




EIG - 010

Short - krátkodobé 0

f=7.328Hz Ne



V literatuře je oblast vlastních frekvencí, ve kterých jsou konstrukce typu lávka pro pěší a cyklisty náchylné ke kmitání stanovena takto:

1.6-4.5 Hz:

1.6-2.4 Hz pro chůzi

2.4-3.5 Hz pro běh a poskakování

3.5-4.5 Hz pro cyklisty

Tvary 1,4,5,6,8,9,10 představují torzní kmitání, tvary 2,3,7 kmitání ve svislém směru.

Podle normy ČSN 73 6203 čl.78 je za nebezpečné rozmezí vlastních frekvencí považován rozsah od 1.4-3.3Hz, ve kterém se nachází tvary 3-6.

Hodnocení z hlediska zrychlení pro svislé vibrace:

$$a_{max} = 0.5\sqrt{f_v} = 0.5\sqrt{1,746} = 0.66m/s^2 > a_{lim} = 0.7$$

Hodnota zrychlení je prakticky srovnatelná s limitní. Při započtení tuhosti a tlumících účinků zábradlí zrychlení vyhovuje. Vzhledem k poměrně malým amplitudám výchylek považují kmitání konstrukce za vyhovující

ALT Návrh pohlcovače kmitání:

nejvyšší výchylky v místech vzpínadel (vnitřní spoj)

celková hmotnost pohlcovače zvolena jako 1% z celkové hmotnosti

$m_d=1,8t$

optimální frekvence f_d

$$f_d = \frac{f_v}{1 + \mu} = \frac{1,746}{1 + 0,01} = 1,728$$

tuhost pohlcovače k_d

$$k_d = (2\pi f_d)^2 * m_d = (2 * \pi * 1,728)^2 * 1,8 = 212,18kN/m$$

navržený pohlcovač o hmotnosti $m=1,8t$ a tuhostí $k_d=212,18kN/m$ uložený v hlavních nosnících v místech vzpínadel(vnitřní spoj).



6.8. Návrh a posouzení příčníků

Posouzení na základě nejvíce namáhaného profilu na normálové napětí

$$\sigma_{a-max} = 10MPa < f_{yd-S355} = 355MPa$$

$$\sigma_{a-min} = -54MPa < f_{yd-S355} = -355MPa$$

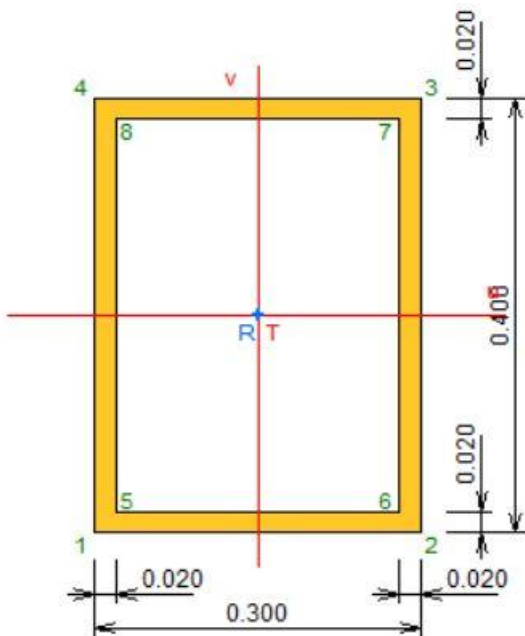
Posouzení na základě únosnosti

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,000221 * 355000}{1} = 78,445kNm$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,rd}} < 1 \approx \frac{3,625}{78,445} = 0,046$$

6.9. Návrh a posouzení vzpínadel

Posouzení provedeno v nejhorším průřezu (krajní vzpínadlo - nejdelší a největší normálová síla)



$$\frac{N_{ed}}{N_{bRdy}} \leq 1 \sim \frac{666,1}{2328,48} = 0,286 < 1$$

$$N_{bRdy} = \frac{\chi y * A * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,252 * 0,0264 * 355000}{1} = 2328,48kN$$

$$\lambda y = \frac{L_{cry}}{i} = \frac{9,1 * 2}{0,149383} = 121,83$$

$$\lambda^{-y} = \frac{\lambda y}{\lambda_1} = \frac{\lambda y}{\pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{121,83}{\pi * \sqrt{\frac{210000}{355}}} = \frac{121,83}{76,4} = 1,594$$

$$\phi = 0,5 * \frac{[1 + \alpha * (\lambda^{-y} - 0,2) + \lambda^{-2y}]}{1} = 0,5 * \frac{[1 + 0,76 * (1,594 - 0,2) + 1,594^2]}{1} = 2,3$$

$$\chi y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^{-2y}}} = \frac{1}{2,3 + \sqrt{2,3^2 - 1,594^2}} = 0,252$$



$$\frac{N_{ed}}{N_{bRdz}} \leq 1 \sim \frac{666,1}{1265,22} = 0,526 < 1$$

$$N_{bRdz} = \frac{\chi_z * A * f_y}{\gamma_m 1} = \frac{0,135 * 0,0264 * 355000}{1} = 1265,2kN$$

$$\lambda_z = \frac{L_{crz}}{i} = \frac{9,1 * 2}{0,10125} = 179,75$$

$$\lambda^{-z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\lambda_z}{\pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{179,75}{\pi * \sqrt{\frac{210000}{355}}} = \frac{179,75}{76,4} = 2,352$$

$$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\lambda^{-z} - 0,2) + \lambda^{-2}] = 0,5 * [1 + 0,76 * (2,352 - 0,2) + 2,352^2] = 4,08$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^{-2}}} = \frac{1}{4,08 + \sqrt{4,08^2 - 2,352^2}} = 0,135$$

proti klopení je vzpínadlo zajištěno

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,rdy}} < 1 \sim \frac{2,8}{68,97} = 0,0405$$

$$M_{brdy} = \frac{w_y * f_y}{\gamma_m 1} = \frac{0,0001943 * 355000}{1} = 68,97kNm$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,rdz}} < 1 \sim \frac{0,3}{10,11} = 0,0296$$

$$M_{brdz} = \frac{w_z * f_y}{\gamma_m 1} = \frac{0,0000848 * 355000}{1} = 10,11kNm$$

*Kombinace momentu a normálové síly
hodnoty součinitelů z tabulky z přílohy A*

$$\frac{N_{ed}}{N_{brdy}} + k_{yy} * \frac{M_{edy}}{M_{brdy}} + k_{yz} * \frac{M_{edz}}{M_{brdz}} \leq 1 \sim 0,286 + 1,8 * 0,0405 + 1,4 * 0,0296 = 0,4003 < 1$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{brdz}} + k_{zy} * \frac{M_{edy}}{M_{brdy}} + k_{zz} * \frac{M_{edz}}{M_{brdz}} \leq 1 \sim 0,526 + 1,5 * 0,0405 + 1,2 * 0,0296 = 0,6223 < 1$$



6.10. Návrh a posouzení táhel

Posouzení je provedeno na základě dokladů od výrobce v tomto případě táhel Macalloy 520

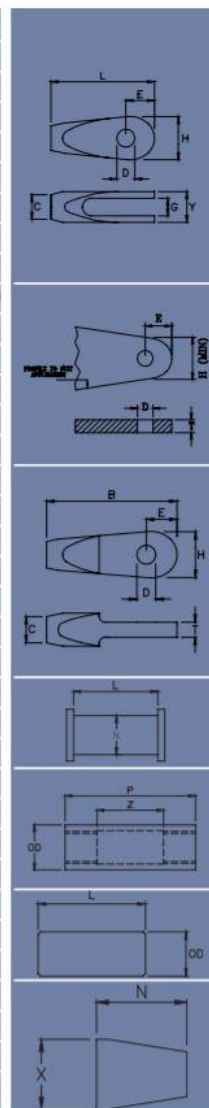
Maximální normálová síla z výpočetního programu je: $N_{min}=2302kN$, $N_{max}=3464kN$

Tendon Capacities for Carbon and Stainless Macalloy 520																	
Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100	M105
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97	102
Min. Yield Load	kN	28	41	78	122	176	284	412	567	746	1031	1361	1986	2563	2863	3586	3979
Min. Break Load	kN	38	55	103	162	234	374	546	752	990	1368	1806	2635	3401	3799	4758	5279
Design Resistance to EC3 $N_{R,d}$	kN	27	39	74	117	168	269	393	541	713	985	1300	1897	2449	2735	3426	3801
Nominal Bar Weight	kg/m	0.5	0.75	1.4	2.2	3	4.8	7.1	9.4	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58	64.1

M85 to M100 in stainless and M105 in both systems are not covered by ETA but are available by special request

Volím táhla Macalloy 520 (S520) M100.

Závít	Jednotky	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100
Koncovka	Ref.	FA10	FA12	FA16	FA20	FA24	FA30	FA36	FA42	FA48	FA56	FA64	FA76	FA85	FA90	FA100
L	mm	63	75	99	122	148	178	204	232	266	314	348	410	459	489	555
G (min.)	mm	11	12	15	19	24	26	34	39	44	49	59	76	78	86	91
C Dia.	mm	17	19	25	29	35	44	52	60	69	80	91	108	121	129	143
D Dia.	mm	11.5	13	17	21.4	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
E	mm	18	22	29	34	42	53	61	70	81	97	111	132	153	162	188
Y	mm	20	22	28	37	44	50	64	75	87	97	115	146	154	169	174
H	mm	30	34	45	53	64	81	94	109	123	147	169	201	236	248	289
Stýčnickový plech*	GPA10	GPA12	GPA16	GPA20	GPA24	GPA30	GPA36	GPA42	GPA48	GPA56	GPA64	GPA76	GPA85	GPA90	GPA100	
T (tl. mat.)	mm	10	10	12	15	20	22	30	35	40	45	55	70	70	80	85
D	mm	11.5	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
E	mm	18	22	29	34	42	53	62	71	81	97	111	132	153	162	189
H (min)	mm	30	34	45	53	63	81	95	109	123	147	169	201	236	248	289
*Standardní plech S355 nebo ekvivalent																
Koncovka	SA10	SA12	SA16	SA20	SA24	SA30	SA36	SA42	SA48	SA56	SA64	SA76	SA85	SA90	SA100	
B	mm	78	92	118	147	174	213	249	284	321	364	408	471	524	555	625
T (min.)	mm	8	9	12	15	20	22	30	35	40	45	55	70	72	80	85
C Dia.	mm	17	19	25	29	35	43	52	60	68	80	91	108	121	129	143
D Dia.	mm	11.5	13	17.5	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
E	mm	18	22	29	34	42	53	62	71	81	97	111	132	153	162	189
H	mm	30	34	45	53	63	81	95	109	123	147	169	201	236	248	289
Čep	PA10	PA12	PA16	PA20	PA24	PA30	PA36	PA42	PA48	PA56	PA64	PA76	PA85	PA90	PA100	
P Dia.	mm	10.5	12	16	20	24	29	35	41	47	55	63	76	90	93	108
M	mm	22	24	30	39	46	52	66	78	91	100	120	151	155	175	180
Napínák	TA10	TA12	TA16	TA20	TA24	TA30	TA36	TA42	TA48	TA56	TA64	TA76	TA85	TA90	TA100	
O/D	mm	17	19	25	29	35	43	52	60	68	80	91	108	121	129	143
Z	mm	50	50	50	50	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
P	mm	74	78	86	90	98	160	172	184	196	212	228	252	270	280	300
Spojka	CA10	CA12	CA16	CA20	CA24	CA30	CA36	CA42	CA48	CA56	CA64	CA76	CA85	CA90	CA100	
O/D	mm	17	19	25	29	35	43	52	60	68	80	91	108	121	129	143
L	mm	25	29	37	45	53	65	77	89	101	117	133	157	175	185	205
Nerezová krytka	LC10	LC12	LC16	LC20	LC24	LC30	LC36	LC42	LC48	LC56	LC64	LC76	LC85	LC90	LC100	
X Dia.	mm	16	18	24	28	34	42	51	59	67	79	90	107	120	128	142
N	mm	29	31	37	43	74	105	111	117	123	136	144	156	165	170	180



Minimální průměr čepu pro M100 je $D=111,5mm$ a tl. plechu $85mm$ viz tabulka. Svary budou provedeny v plné únosnosti spojovaného materiálu, minimální únosnost svaru stejná jako pevnost táhel.



6.11. Návrh výztuže desky mostovky

6.11.1. Posouzení na ohyb

Posouzení je provedeno na rozhodující návrhové momenty:

$$M = 37 \text{ kNm/m}$$

S ohledem na velmi malé příčné momenty v desce a jejich malé rozdíly při horním a dolním povrchu navrhuji výztuž na nejvyšší hodnotu.

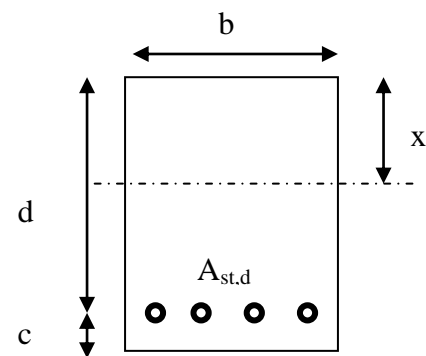
Výpočet napětí v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

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:

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

Dolní i horní příčná výztuž desky mostovky

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,037$			$A_{st,d}$	7	ϕ	12	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] = 1,000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2,9$	$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$	$\varepsilon_{cu} = 0,0035$				
$h[\text{m}] = 0,200$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30,0$	$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$	$\lambda = 0,800$				
$c[\text{m}] = 0,060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17,0$	$E_s[\text{Mpa}] = 200000$	$\eta = 1,000$				
$d[\text{m}] = 0,140$							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] = 0,000211$		$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] = 0,000182$	mimimální plocha výztuže				
$x_{bal}[\text{m}] = 0,086360$	>	$x[\text{m}] = 0,020651$	omezení výšky tlačené oblasti				
$A_{st,req}[\text{m}^2] = 0,000646$	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0,000792$	ověření návrhové plochy výztuže				
$\mu_{min}[\%] = 0,15$	<	$\mu[\%] = 0,57$	<	$\mu_{max}[\%] = 1,60$			
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] = 0,025310$		$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0,045$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0,037$			



6.11.2. Návrh podélné výztuže nad podporou

Tahová napětí v betonu byla přisouzena výztuži a návrh je proveden zjednodušeným postupem z napětí v horní a dolní úrovni (pro zjednodušení neuvažují maximální napětí v dolních vláknech a odpovídající hodnotu v horních vláknech ale maxima v obou úrovních, tato úvaha je na straně bezpečnosti)

Tlakové napětí v betonu nepřekročí návrhovou pevnost betonu v tlaku.

Maximální napětí v dolní úrovni desky

$$\sigma = 4,3 \text{MPa}$$

Síla kterou musí přenést výztuž

$$N = 4,3 * 0,2 * 1 = 0,86 \text{MN}$$

Návrh výztuže na sílu N

$$A_{min} = \frac{0,86}{435} = 1,977 * 10^{-3} \text{m}^2$$

Maximální napětí v horní úrovni desky

$$\sigma = 5,4 \text{MPa}$$

Síla kterou musí přenést výztuž

$$N = 5,4 * 0,2 * 1 = 1,08 \text{MN}$$

Návrh výztuže na sílu N

$$A_{min} = \frac{1,08}{435} = 2,483 * 10^{-3} \text{m}^2$$

Při obou površích navrhuji $7\phi R25/m$, v méně namáhaných profilech lze redukovat.



6.11.3. Posouzení na smyk

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

$$Q = 79 \text{ kN/m}$$

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

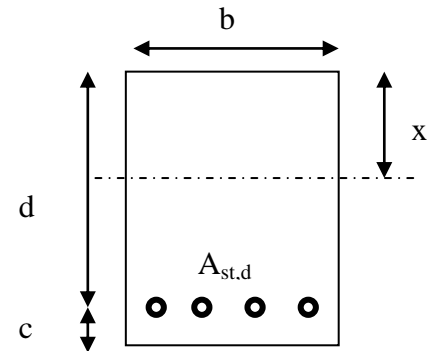
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

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

šikmá výztuž

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

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



Namáhaní	Ohybová výztuž							
$V_{ed}[\text{MN}] = 0,079$	7	ϕ	25			$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0,003436$		
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
$b[\text{m}] = 1,000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2,9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$	$\epsilon_{cu} = 0,0035$	$\theta[^\circ] = 45,0$			
$h[\text{m}] = 0,200$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30,0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$	$\lambda = 0,800$	$\alpha[^\circ] = 45,0$			
$c[\text{m}] = 0,060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17,0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$	$\eta = 1,000$	$k = 2,20$			
$d[\text{m}] = 0,140$	$x[\text{m}] = 0,110$		$\sigma_{cp}[\text{Mpa}] = 0$	$\alpha_{cw} = 1,000$	$k = 2,00$			
Beton								
$V_{Rd,c}[\text{MN}] = 0,141$	>	$V_{Rd,c,\min}[\text{MN}] = 0,059$	$V_{Rd}[\text{MN}] = 0,141$	vyhovuje bez výztuže				
Spony								
$V_{Rd,s}[\text{MN}] = 0,011$	<	$V_{Rd,\max}[\text{MN}] = 0,431$	$V_{Rd}[\text{MN}] = 0,152$	$s[\text{m}] = 0,33$	$A_{sw}[\text{m}^2] = 0,000085$	vyhovuje bez ohybů		
Ohyby								
$V_{Rd,s}[\text{MN}] = 0,000$	<	$V_{Rd,\max}[\text{MN}] = 0,216$	$V_{Rd}[\text{MN}] = 0,152$	$s[\text{m}] = 0,25$	$A_{sw}[\text{m}^2] = 0,000000$	vyhovuje		

Smyková výztuž není nutná pouze konstruktivní, a to sponami v počtu $9\phi R6/\text{m}^2$.



6.11.4. 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 a to pouze pro dolní podélnou výztuž.

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

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

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

$M_{char}[\text{MNm}] =$	0.021	$A_s[\text{m}^2] =$	7	ϕ	12	$A_s[\text{m}^2] =$	0.000792	$\sigma_{sl}[\text{Mpa}] =$	204
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{ct, eff}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$x[\text{m}] =$	0.025310	$k_t =$	0.600
$h[\text{m}] =$	0.200	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\lambda =$	0.800	$k_1 =$	0.800
$c[\text{m}] =$	0.060	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0	$\varepsilon_{cu} =$	0.0035	$\eta =$	1.000	$k_2 =$	0.500
$d[\text{m}] =$	0.140	$E_{cm}[\text{Mpa}] =$	36000	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000	$\alpha_e =$	5.556	$k_3 =$	3.400
$h_{c, eff}[\text{m}] =$	0.058	$A_p[\text{m}^2] =$	0	ϕ	15.5	$A_p[\text{m}^2] =$	0.000000	$k_4 =$	0.425
$A_{c, eff}[\text{m}^2] =$	0.058	$\xi =$	0.500	$\xi_1 =$	0.622	$\rho_{p, eff} =$	0.013596	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.000
$s_{r, max}[\text{mm}] =$	150	$w_k[\text{mm}] =$	0.05	<	$w_{lim}[\text{mm}] =$	0.3			
$k_c =$	0.600	$k_y =$	0.800						
$\sigma_s[\text{Mpa}] =$	204	<	400		$\sigma_c[\text{Mpa}] =$	7.9858	<	18	

Za daných podmínek trhliny v desce vzniknou po 150mm šířky 0.05mm.



6.11.5. Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení.

Zatížení je v daném případě určeno pouze pro podélné momenty z extrémů strojové superpozice následovně.

$$M_{eqmin} = 0 \text{ kNm/m} \quad M_{eqmax} = 15 \text{ kNm/m}$$

Únava betonu:

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

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

$$s_{\text{cement}_tř.R} = 0.2 \quad s_{\text{cement}_tř.N} = 0.25 \quad s_{\text{cement}_tř.N} = 0.38$$

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

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

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

Únava betonářské oceli

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

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

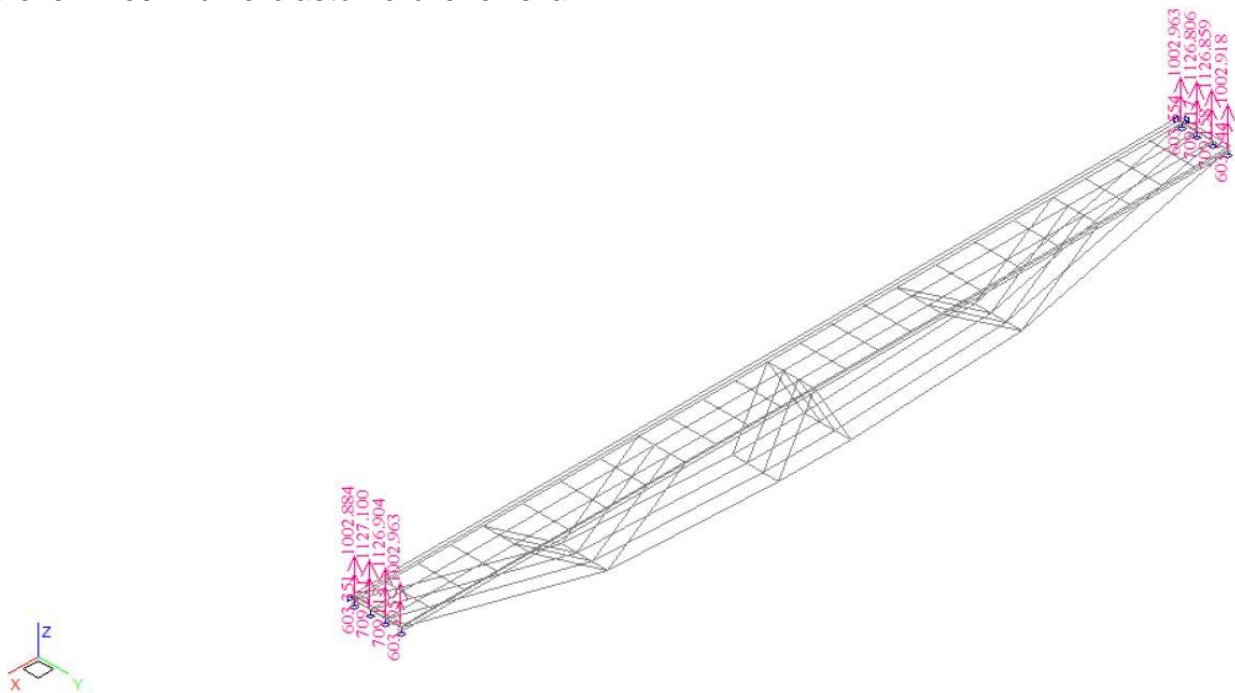
$M_{equ,max}$ [MNm]=	0.015	$M_{equ,min}$ [MNm]=	0.000	7	ϕ	12	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{st,d}$ [m ²]=	0.000792
b[m]=	1.000	f_{ctm} [MPa]=	2.9	f_{yk} [MPa]=	500	λ =	0.800
h[m]=	0.200	f_{ck} [MPa]=	30.0	f_{yd} [MPa]=	435	η =	1.000
c[m]=	0.060	f_{cd} [MPa]=	17.0				
d[m]=	0.140					x [m]=	0.025
Beton:		$\sigma_{cd,max}$ [MPa]=	5.7	$\sigma_{cd,min}$ [MPa]=	0.0	β_{cc} =	1.099
s=	0.20	t[dni]=	100	k_1 =	0.85	$f_{cd,fat}$ [Mpa]=	14.0
podmínka 1	0.84	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.41	<	0.50	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{s,max}$ [MPa]=	146	$\sigma_{s,min}$ [MPa]=	0		
$\gamma_{F,fat}$	1.00	$\gamma_{s,fat}$	1.00	$\Delta \sigma_{RSK}$ [Mpa]=	162.5		
podmínka:	146	<	163			vyhovuje	



7. Spodní stavba

7.1. Návrh uložení

Uložení nosníků na elastomerová ložiska



Dilatační posuny:

$$u = \alpha * L * \Delta T = 0,000012 * 80 * 52 = 0,04992mm$$

Pro maximální reakci navrhuji elastomerové ložisko 350/350/53, tl. včetně kotevních desek 74mm. Vybráno z katalogu freyssinet



7.2. Založení

Návrh a posouzení proveden ve výpočetním programu GEO 4 v podprogramu úhlová zed'

Výpočet úhlové zdi - vstupní data: (Akce -)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo Vrstva Zemina

vrst. [m]

1 - Zemina číslo: 1

Parametry zemín

Název

fi c delta gama ny
[st.] [kPa] [st.] [kN/m³] [-]

Zemina číslo: 1 30.00 0.00 0.00 20.00 -

Parametry zemín pro výpočet vztlaku

Název

gama,sat pórovitost gama,sk gama,su
[kN/m³] [0-1] [kN/m³] [kN/m³]

Zemina číslo: 1 23.00 - - 13.00

Geometrie konstrukce

Číslo Pořadnice Hloubka

bod. X [m] Z [m]

1	0.00	0.00
2	0.00	6.40
3	6.00	6.40
4	6.00	7.20
5	0.00	7.20
6	0.00	8.00
7	0.05	8.00
8	0.05	9.00
9	-2.30	9.00
10	-2.30	8.00
11	-1.30	8.00
12	-1.30	0.00

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

Objem zdi na 1bm = 17.55 m³/m.

Materiál konstrukce:

Objemová tíha gama = 23.00 kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy ČSN 73 1201 R.

Beton : B 30

Pevnost v tlaku Rbd = 17.00 MPa

Pevnost v tahu Rbtd = 1.20 MPa

Modul pružnosti Eb = 32500.00 MPa

Ocel podélná : 10 505 R

Pevnost v tahu Rsd = 450.00 MPa

Pevnost v tlaku Rscd = 420.00 MPa

Modul pružnosti Es = 210000.00 MPa

Terén za konstrukcí je rovný.

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.



Zadaná přitížení

Typ	Název	Vel.1	Vel.2	Poř.x	Délka	Šířka	Hloub.
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]
Celopl.	pěší	5.00					

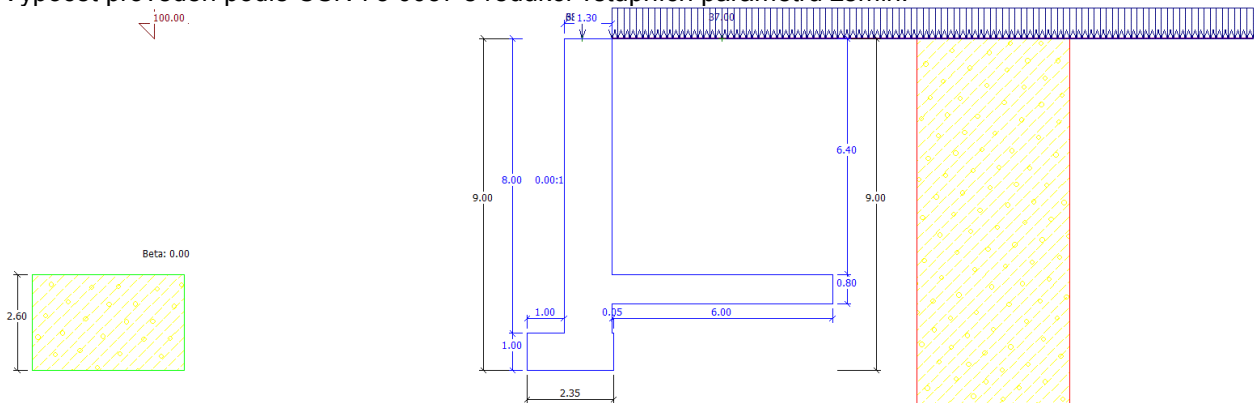
Odpor na líci konstrukce:

Odpor na líci konstrukce uvažován jako pasivní tlak.
Zemina na líci konstrukce - Zemina číslo: 1
Výška zeminy před zdí h = 2.60 m
Třecí úhel kce-zemina delta,p = 0.00 stup.

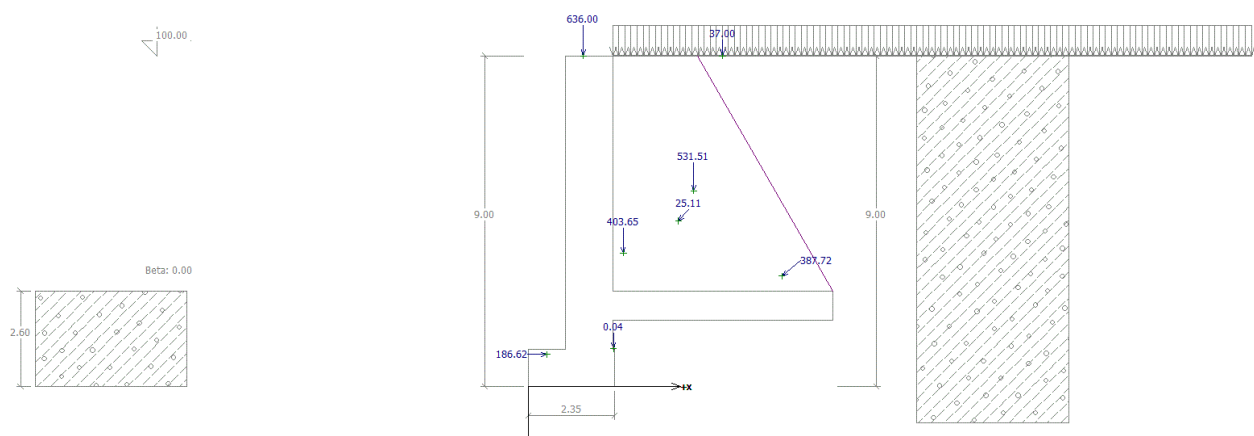
Zadané síly působící na konstrukci

Název	F _x	F _z	x	z
	[kN]	[kN]	[m]	[m]
křídla	0.00	37.00	3.00	0.00
rg	0.00	636.00	-0.80	0.00
rq	0.00	388.00	-0.80	0.00

Výpočet proveden podle ČSN 73 0037 s redukcí vstupních parametrů zemin.



Výpočet úhlové zdi - posouzení čís.1: (STÁLÉ ZATÍŽENÍ -)



Výpočet pasivního tlaku na líci konstrukce - mezivýsledky:

Vrst.	mocnost	alfa	f _{i,d}	c _d	gamma	delta _d	K _p
čís.	[m]	[st.]	[st.]	[kPa]	[kN/m ³]	[st.]	
1	1.00	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	2.762
2	0.60	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	2.762
3	0.00	89.92	27.27	0.00	20.00	0.00	1.392
4	1.00	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	2.762



Průběh pasivního tlaku na líci konstrukce:

Vrst. čís.	Poč. [m]	Sigma, Z [kPa]	Sigma, W [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	20.00	0.00	55.25	55.25	0.00
2	1.00	20.00	0.00	55.25	55.25	0.00
	1.60	32.00	0.00	88.40	88.40	0.00
3	1.60	32.00	0.00	44.55	0.06	44.55
	1.60	32.03	0.00	44.59	0.06	44.59
4	1.60	32.03	0.00	88.47	88.47	0.00
	2.60	52.00	0.00	143.65	143.65	0.00

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky:

Vrst. čís.	mocnost [m]	alfa [st.]	fi,d [st.]	c,d [kPa]	gama [kN/m3]	delta,d [st.]	Ka [st.]	Theta
1	6.40	30.00	27.27	0.00	20.00	27.27	0.687	60.00
2	0.80	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.372	60.00
3	0.00	-90.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.000	60.00 UPRAVENO !!
4	0.71	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.372	60.00
5	0.09	30.00	27.27	0.00	20.00	27.27	0.687	60.00
6	1.00	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.372	60.00

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení):

Vrst. čís.	Poč. [m]	Sigma, Z [kPa]	Sigma, W [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	6.40	128.00	0.00	87.90	47.52	73.95
2	6.40	128.00	0.00	47.56	47.56	0.00
	7.20	144.00	0.00	53.50	53.50	0.00
3	7.20	144.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7.20	144.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	7.20	144.00	0.00	53.50	53.50	0.00
	7.91	158.27	0.00	58.80	58.80	0.00
5	7.91	158.27	0.00	108.69	58.76	91.44
	8.00	160.00	0.00	109.88	59.40	92.44
6	8.00	160.00	0.00	59.44	59.44	0.00
	9.00	180.00	0.00	66.88	66.88	0.00

Průběh tlaku od přitížení - pěší

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	1.86	2.89
2	6.40	1.86	2.89
3	7.20	1.86	0.00
4	7.20	0.00	0.00
5	7.20	1.86	0.00
6	7.91	1.86	0.00
7	8.00	1.86	2.89
8	9.00	1.86	0.00



Spočtené síly působící na konstrukci:

Název	F,vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F,svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-3.63	403.65	2.58	1.000
Odpor na líci	-186.62	-0.87	0.06	0.50	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.03	0.04	2.32	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-5.33	531.51	4.51	1.000
Aktivní tlak pěší	300.82	-3.00	244.60	6.91	1.000
křídla	16.71	-4.50	18.74	4.09	1.000
rg	0.00	-9.00	37.00	5.30	1.000
rq	0.00	-9.00	636.00	1.50	1.000
			388.00	1.50	0.000

Vstupní údaje pro posouzení:

Úhel tření konstrukce-zemina ψ = 30.00 stup.
Soudržnost konstrukce-zemina a = 0.00 kPa
Součinitel redukce úhlu tření γ_{ψ} = 1.10
Součinitel redukce soudržnosti γ_{ma} = 1.40
Výpočtová únosnost základové půdy R_d = 500.00 kPa

Posouzení celé zdi:

Posouzení na překlopení:

Moment vzdorující $M_{vzd} = 0.9 \cdot 6360.19 = 5724.17$ kNm/m
Moment klopící $M_{kl} = 815.77$ kNm/m

Zed' na překlopení **VYHOVUJE**

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 0.9 \cdot 964.88 = 868.39$ kN/m
Vodor. síla posunující $H_{pos} = 130.91$ kN/m

Zed' na posunutí **VYHOVUJE**

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment $M = -3345.29$ kNm/m

Normálová síla $N = 1871.60$ kN/m

Smyková síla $Q = 130.91$ kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

Excentricita normálové síly $e = 0.00$ cm

Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 77.55$ cm

Excentricita normálové síly **VYHOVUJE**

Napětí v základové spáře $\sigma = 796.43$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 500.00$ kPa

Únosnost základové půdy **NEVYHOVUJE**

Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE

Výpočet úhlové zdi - posouzení čís.2: (VČETNĚ NAHODILÉHO ZATÍŽENÍ -)

Výpočet pasivního tlaku na líci konstrukce - mezivýsledky:

Vrst. čís.	mocnost [m]	alfa [st.]	fi,d [st.]	c,d [kPa]	gama [kN/m3]	delta,d [st.]	Kp
1	1.00	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	2.762
2	0.60	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	2.762
3	0.00	89.92	27.27	0.00	20.00	0.00	1.392
4	1.00	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	2.762



Průběh pasivního tlaku na líci konstrukce:

Vrst. čís.	Poč. [m]	Sigma, Z [kPa]	Sigma, W [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	20.00	0.00	55.25	55.25	0.00
2	1.00	20.00	0.00	55.25	55.25	0.00
	1.60	32.00	0.00	88.40	88.40	0.00
3	1.60	32.00	0.00	44.55	0.06	44.55
	1.60	32.03	0.00	44.59	0.06	44.59
4	1.60	32.03	0.00	88.47	88.47	0.00
	2.60	52.00	0.00	143.65	143.65	0.00

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky:

Vrst. čís.	mocnost [m]	alfa [st.]	fi,d [st.]	c,d [kPa]	gamma [kN/m3]	delta,d [st.]	Ka [st.]	Theta [st.]
1	6.40	30.00	27.27	0.00	20.00	27.27	0.687	60.00
2	0.80	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.372	60.00
3	0.00	-90.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.000	60.00 UPRAVENO !!
4	0.71	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.372	60.00
5	0.09	30.00	27.27	0.00	20.00	27.27	0.687	60.00
6	1.00	0.00	27.27	0.00	20.00	0.00	0.372	60.00

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení):

Vrst. čís.	Poč. [m]	Sigma, Z [kPa]	Sigma, W [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	6.40	128.00	0.00	87.90	47.52	73.95
2	6.40	128.00	0.00	47.56	47.56	0.00
	7.20	144.00	0.00	53.50	53.50	0.00
3	7.20	144.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7.20	144.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	7.20	144.00	0.00	53.50	53.50	0.00
	7.91	158.27	0.00	58.80	58.80	0.00
5	7.91	158.27	0.00	108.69	58.76	91.44
	8.00	160.00	0.00	109.88	59.40	92.44
6	8.00	160.00	0.00	59.44	59.44	0.00
	9.00	180.00	0.00	66.88	66.88	0.00



Průběh tlaku od přetížení - pěší

Bod Hloubka Vod.složka Svis. složka

čís.	[m]	[kPa]	[kPa]
1	0.00	1.86	2.89
2	6.40	1.86	2.89
3	7.20	1.86	0.00
4	7.20	0.00	0.00
5	7.20	1.86	0.00
6	7.91	1.86	0.00
7	8.00	1.86	2.89
8	9.00	1.86	0.00

Spočtené síly působící na konstrukci:

Název	F,vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F,svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-3.63	403.65	2.58	1.000
Odpor na líci	-186.62	-0.87	0.06	0.50	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.03	0.04	2.32	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-5.33	531.51	4.51	1.000
Aktivní tlak pěší	300.82	-3.00	244.60	6.91	1.000
křídla	16.71	-4.50	18.74	4.09	1.000
rg	0.00	-9.00	37.00	5.30	1.000
rq	0.00	-9.00	636.00	1.50	1.000
	0.00	-9.00	388.00	1.50	1.000

Vstupní údaje pro posouzení:

Úhel tření konstrukce-zemina ψ = 30.00 stup.
Soudržnost konstrukce-zemina a = 0.00 kPa
Součinitel redukce úhlu tření $\gamma_{a,\psi}$ = 1.10
Součinitel redukce soudržnosti $\gamma_{a,a}$ = 1.40
Výpočtová únosnost základové půdy R_d = 500.00 kPa

Posouzení celé zdi:

Posouzení na překlopení:

Moment vzdorující $M_{vzd} = 0.9 \cdot 6942.19 = 6247.97$ kNm/m
Moment klopící $M_{kl} = 815.77$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 0.9 \cdot 1164.91 = 1048.42$ kN/m
Vodor. síla posunující $H_{pos} = 130.91$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment $M = -3471.39$ kNm/m

Normálová síla $N = 2259.60$ kN/m

Smyková síla $Q = 130.91$ kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

Excentricita normálové síly $e = 0.00$ cm

Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 77.55$ cm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře $\sigma = 961.53$ kPa

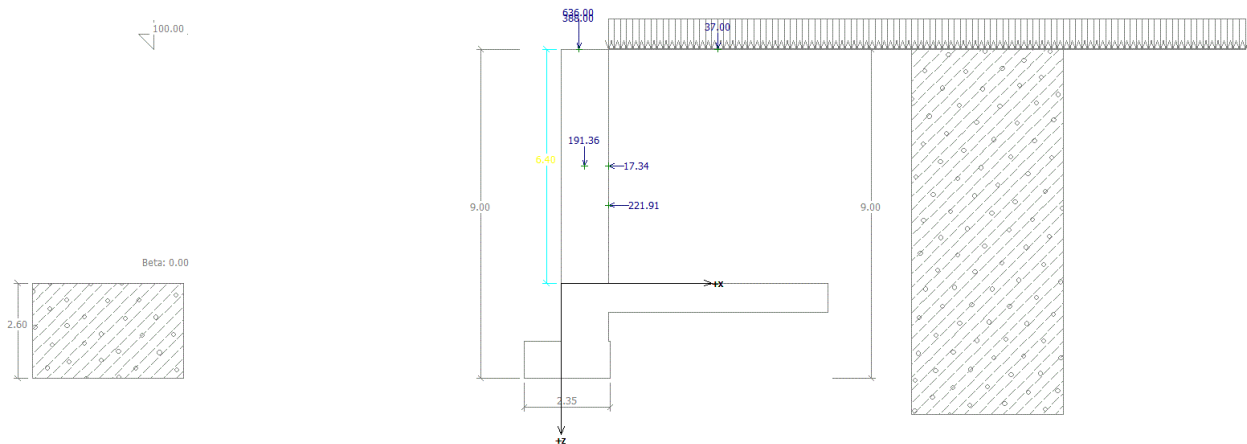
Únosnost základové půdy $R_d = 500.00$ kPa

Únosnost základové půdy NEVYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE



Výpočet úhlové zdi - dimenzace čís.1: (CHAUDIHO DESKA -)



Výpočet tlaku v klidu za konstrukcí - mezivýsledky:

Vrst.	mocnost	alfa	fi,d	c,d	gama	ny,d	Kr
čís.	[m]	[st.]	[st.]	[kPa]	[kN/m ³]	[-]	
1	6.40	0.00	27.27	0.00	20.00		0.542

Průběh tlaku v klidu za konstrukcí (bez přetížení):

Vrst.	Poč.	[m]	Sigma,Z	Sigma,W	Tlak	Složka vod.	Složka sv.
čís.	Kon.	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	6.40	128.00	0.00	69.35	69.35	0.00	

Průběh tlaku od přetížení - pěší

Bod	Hloubka	Vod.složka	Svis. složka
čís.	[m]	[kPa]	[kPa]
1	0.00	2.71	0.00
2	6.40	2.71	0.00

Spočtené síly působící na konstrukci:

Název	F,vod	Působíště	F,svis	Působíště	Výpočtový
	[kN/m]	Z [m]	[kN/m]	X [m]	koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-3.20	191.36	0.65	1.000
Tlak v klidu	221.91	-2.13	0.00	1.30	1.000
pěší	17.34	-3.20	0.00	1.30	1.000
křídla	0.00	-6.40	37.00	4.30	1.000
rg	0.00	-6.40	636.00	0.50	1.000
rq	0.00	-6.40	388.00	0.50	1.000

Posouzení zdi v pracovní spáře 6.40m od koruny zdi:

Vyztužení a rozměry průřezu:

Profil vložky = 20.00 mm

Počet vložek = 10.00

Krytí výztuže = 60.00 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 1.30 m

Stupeň vyztužení nyst = 0.242 % > 0.089 % = nyst,min

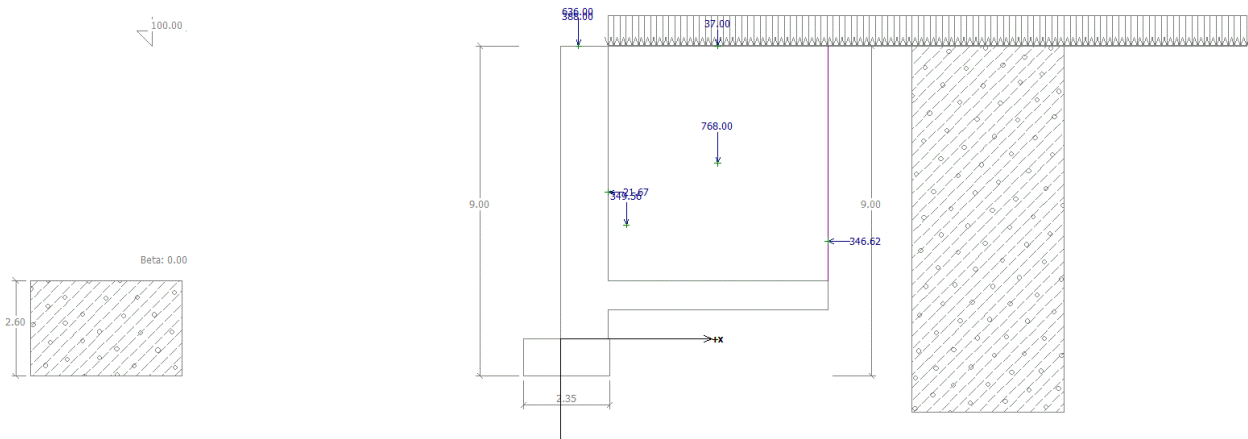
Poloha neutrálné osy xu = 0.08 m < 0.66 m = xu,lim

Moment na mezi únosnosti Mu = 1655.20 kNm > 547.44 kNm = Md

Průřez VYHOVUJE.



Výpočet úhlové zdi - dimenzace čís.2: (DŘÍK OPĚRY -)



Výpočet tlaku v klidu za konstrukcí - mezivýsledky:

Vrst.	mocnost	alfa	fi,d	c,d	gama	ny,d	Kr
čís.	[m]	[st.]	[st.]	[kPa]	[kN/m3]	[-]	
1	6.40	0.00	27.27	0.00	20.00		0.542
2	0.80	0.00	27.27	0.00	20.00		0.542
3	0.00	-90.00	27.27	0.00	20.00		0.000
4	0.80	0.00	27.27	0.00	20.00		0.542

UPRAVENO !!

Průběh tlaku v klidu za konstrukcí (bez přetížení):

Vrst.	Poč.[m]	Sigma,Z	Sigma,W	Tlak	Složka vod.	Složka sv.
čís.	Kon.[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	6.40	128.00	0.00	69.35	69.35	0.00
2	6.40	128.00	0.00	69.35	69.35	0.00
	7.20	144.00	0.00	78.02	78.02	0.00
3	7.20	144.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7.20	144.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	7.20	144.00	0.00	78.02	78.02	0.00
	8.00	159.98	0.00	86.67	86.67	0.00

Průběh tlaku od přetížení - pěší

Bod	Hloubka	Vod.složka	Svis. složka
čís.	[m]	[kPa]	[kPa]
1	0.00	2.71	0.00
2	6.40	2.71	0.00
3	7.20	2.71	0.00
4	7.20	0.00	0.00
5	7.20	2.71	0.00
6	8.00	2.71	0.00



Spočtené síly působící na konstrukci:

Název	F,vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F,svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-3.11	349.56	1.80	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-4.80	768.00	4.30	1.000
Tlak v klidu	346.62	-2.67	0.00	7.30	1.000
pěší	21.67	-4.00	0.00	1.30	1.000
křídla	0.00	-8.00	37.00	4.30	1.000
rg	0.00	-8.00	636.00	0.50	1.000
rq	0.00	-8.00	388.00	0.50	1.000

Posouzení dřívku zdi:

Vyztužení a rozměry průřezu:

Profil vložky = 25.00 mm

Počet vložek = 10.00

Krytí výztuže = 60.00 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 1.30 m

Stupeň vyztužení $n_{yst} = 0.378 \% > 0.089 \% = n_{yst,min}$

Poloha neutrálné osy $x_u = 0.13 \text{ m} < 0.65 \text{ m} = x_{u,lim}$

Moment na mezi únosnosti $M_u = 2529.91 \text{ kNm} > 2176.76 \text{ kNm} = M_d$

Průřez VYHOVUJE.

Použitý program použil při posouzení napětí v základové spáře pouze šířku základu v patě zdi, reálně ale bude působit i vyložení chaudiho desky, předpokládám tedy, že návrh vyhovuje. Klopící momenty jsou výrazně menší než stabilizující.

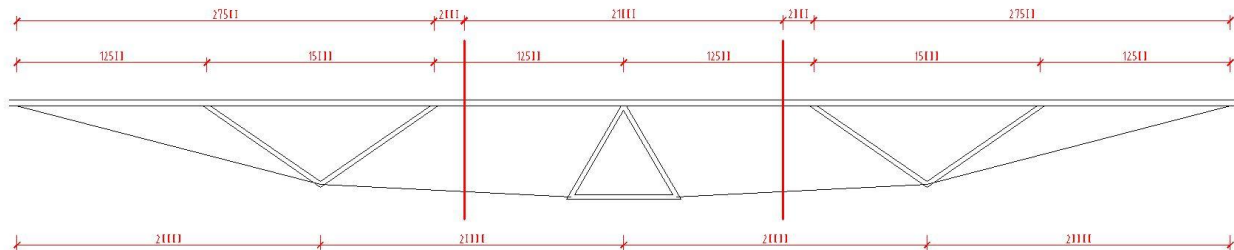
Navržená výztuž dřívku 10 $\Phi R25$, výztuž Chaudiho desky 10 $\phi R20$.



8. Montážní stavy

8.1. Podle způsobu dopravy, zatížení při betonáži..

Montáž prováděná po částech, rozdělení montážních dílů provedeno v místech přibližně 0 momentů v provozní fázi. Viz schéma.



Posouzení krajního dílu na vlastní tíhu

$$A_{hl.n} = 0,045m^2$$

$$A_{vzp.} = 0,0264m^2$$

$$m_{hl.n} = 7,85 * 0,045 = 0,353kg/m$$

$$m_{vzp.} = 7,85 * 0,0264 = 0,207kg/m$$

$$M = 0,353 * \frac{29,5^2}{2} + 0,207 * 19 * 20 = 232,259kNm$$

$$\frac{M}{w} < 355MPa \sim \frac{232,259}{0,007065} = 32,9MPa$$

Montážní stav vyvozuje zanedbatelné vnitřní síly.



9. Závěr

Navržená konstrukce vyhovuje za materiálových a geometrických předpokladů uvedených výše.

Ocel S355

Hlavní nosníky profilu 600/300 tl. pásnic 30mm, tl. stojin 25mm.

Vzpínadlové nosníky profilu 400/300 tl. stěn 20mm.

Příčníky IPE 200.

Ocelová táhla M520 průměru 100mm.

Beton mostovky C30/37 tl. min. 200mm.

Výztuž desky mostovky: u obou povrchů

příčná $7\Phi R12/m$

smyková: spony $9\Phi R6/m^2$

podélná nad vzpínadly $7\Phi R25/m$

Spřahující trny: ve trojici trny $\phi 19mm$ po 200mm

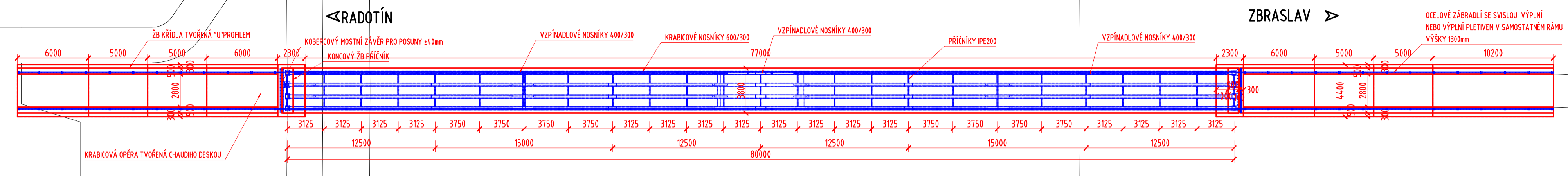
Ložiska elastomerová 350/350/53 doplněná pevným přídržným a vodícím ložiskem

Takto navržená konstrukce vykazuje malé výchylky kmitání pod limitními hodnotami.

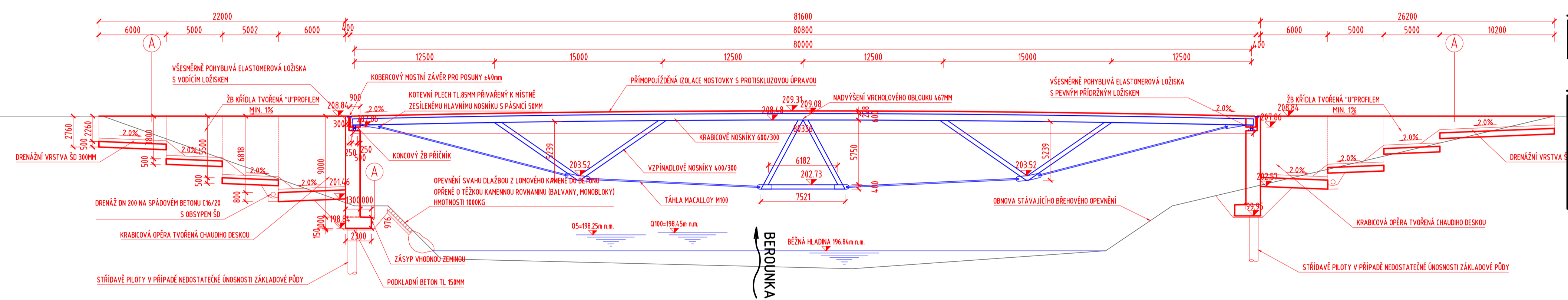
Opěra je navržena jako tížná zeď se Chaudiho deskou s integrovanými křídly do tzv. krabicové opěry. Dřík úhlové zdi bude vyztužen $10\Phi R25/m$ v úrovni chaudiho desky $10\Phi R20$. V případě nevhodné základové půdy bude provedeno posílení základové spáry hlubinným založením..

V Liberci, dne 5.1.2019
Vypracoval Bc.J.Humpal

PŮDORYS
1:250



PODÉLNÝ ŘEZ
1:250



- A
- DLAŽEBNÍ KOSTKY 50MM
- LOŽE ZE ŠTĚRKOPÍTI 50MM
- CEHEMTOVÁ STABILIZACE 100MM
- ŠOA 200MM

POZNÁMKA:
VŠECHNY SVARY BUDOU PROVEDENY HERMETICKY PRO ZAMEZENÍ PŘÍSTUPU VLHKOSTI A VZDUCHU DO UZAVŘENÝCH PROFILŮ
SVARY BUDOU PROVEDENY V PLNÉ ÚNOSNOSTI SPOJOVANÉHO PROFILU

OCEL

DRUH	OZNAČENÍ	MEZ KLUZU
HLAVNÍ NOSNÍKY	S355	355 MPA
VZPÍNADLOVÉ NOSNÍKY	S355	355 MPA
TÁHLA MACALLOY	MACALLOY 520	520 MPA
PŘÍČNÍKY	S355	355 MPA

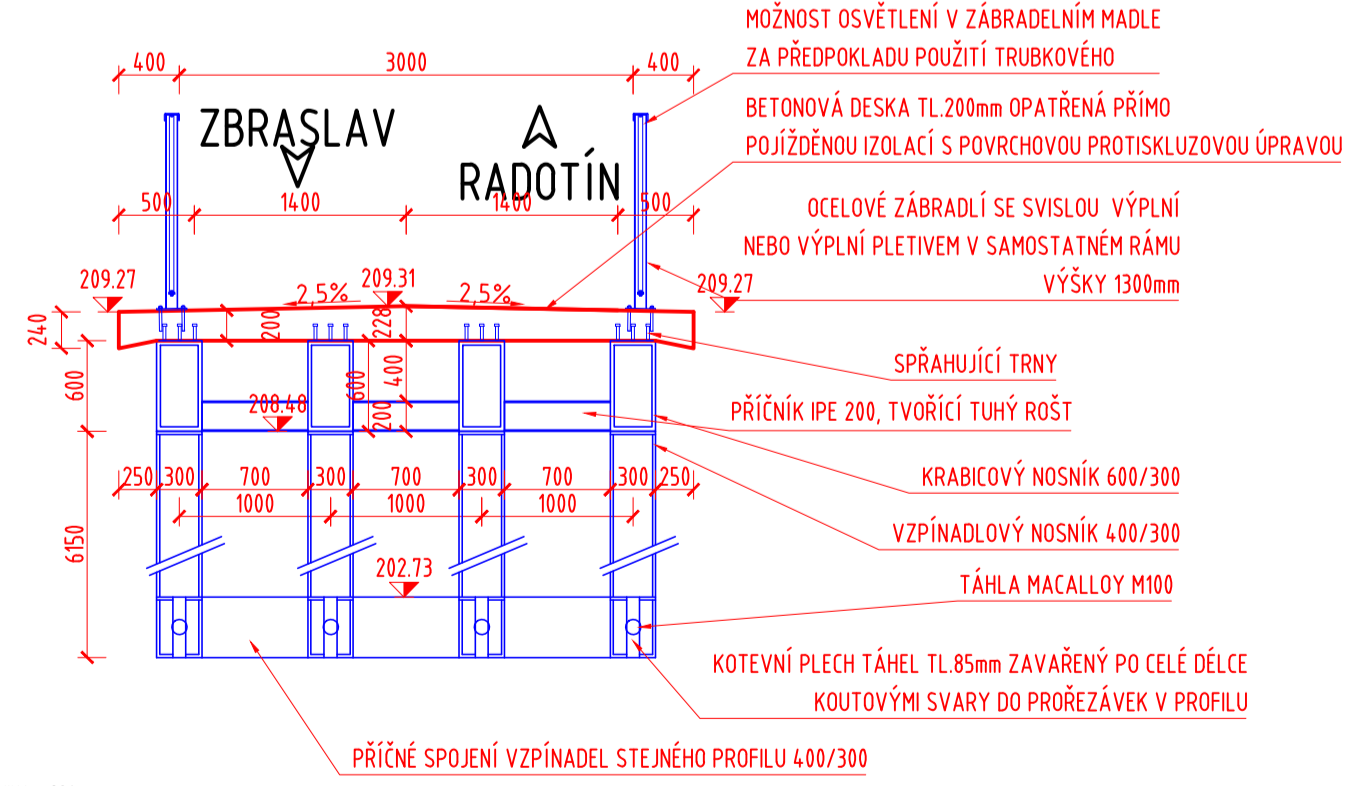
VÝZTUŽ:

DRUH	OZNAČENÍ	KRYTÍ
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B 500B	MIN.40MM, JMEN.50MM

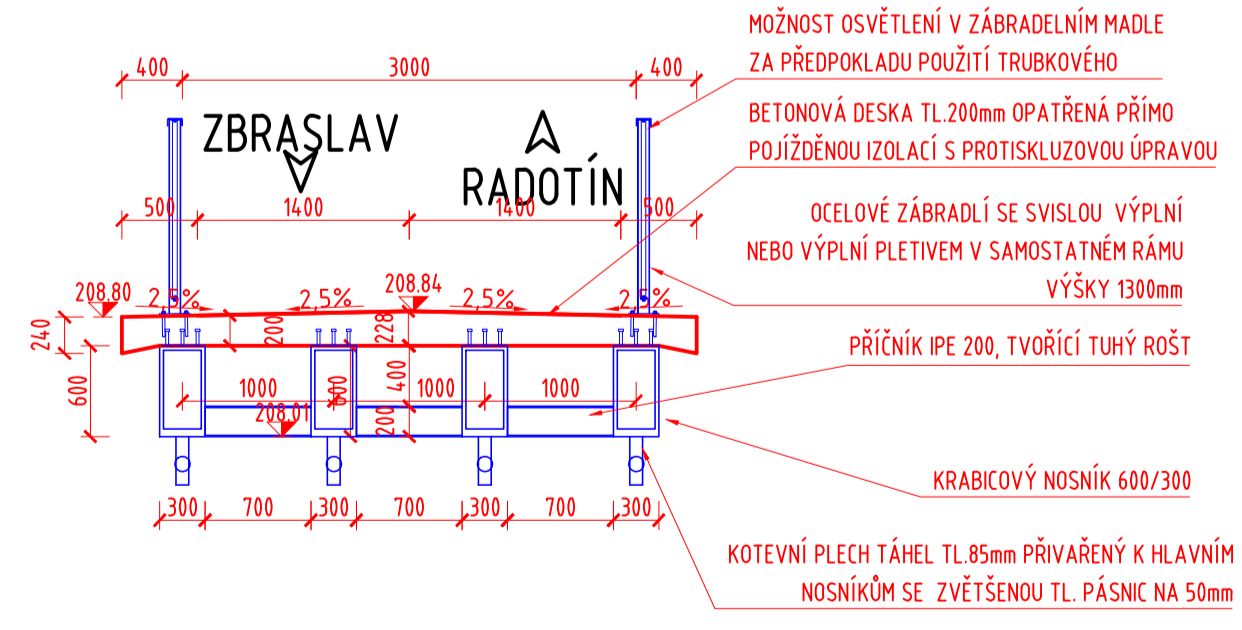
BETON ČSN EN 206-1:

BETON	OZNAČENÍ
PODKLADNÍ BETON	C 12/15 - XC0 (CZ, F.1)-Cl 1.0-Dmax 22-S3
DRÍK OPĚRY, OPĚRA	C 25/30 - XC2, XF4 (CZ, F.1)-Cl 0.4-Dmax 22-S3
ULOŽNÝ PRÁH OPĚRY	C 30/37 - XC4, XD3, XF4 (CZ, F.1)-Cl 0.4-Dmax 22-S3
ZÁKLADY	C 25/30 - XC2, XF4 (CZ, F.1)-Cl 0.4-Dmax 22-S3
MOSTOVKA, KONCOVÝ PŘÍČNÍK	C 30/37 - XC4, XD1, XF4 (CZ, F.1)-Cl 0.4-Dmax 22-S3

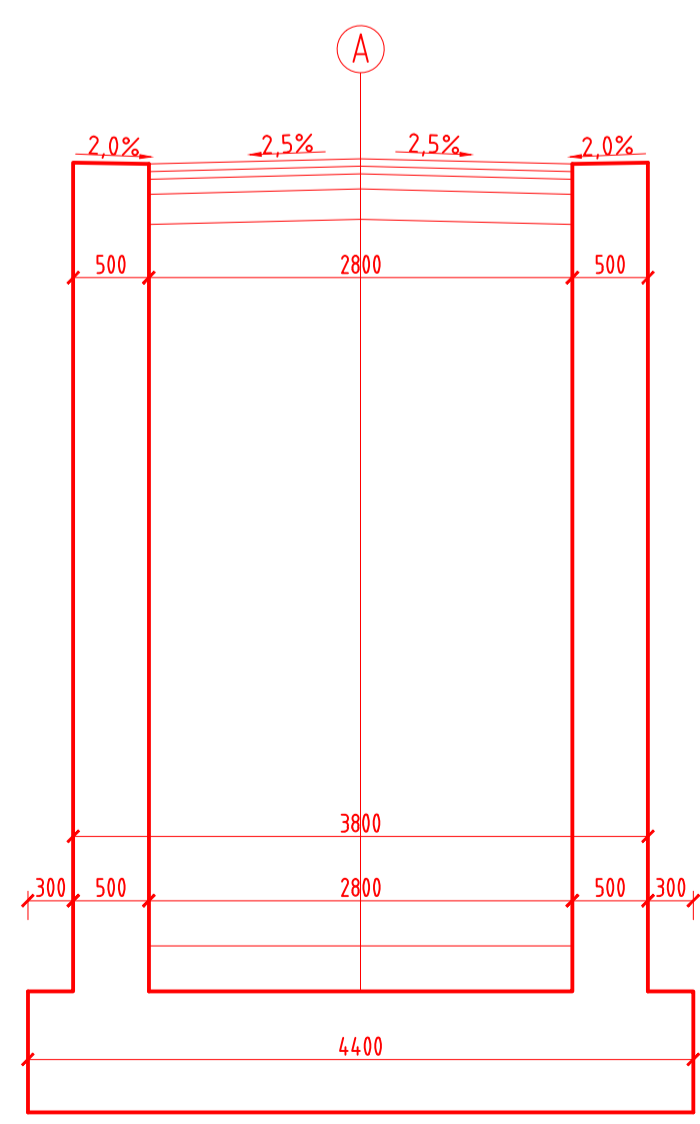
ŘEZ VE STŘEDU
1:50



ŘEZ U OPĚRY
1:50



ŘEZ KŘÍDLEM
1:50



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ			
Název akce: OCELOVÁ LÁVKA PRO CHODCE A CYKLISTY PŘES BEROUNKU			
	Vypracoval: Bc. Jakub Humpal	měřítko: 1:50, 1:250	
	Vedoucí práce: ING. Michal Netušil, Ph.D.	datum: 01/2019	
	Příloha: VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE	č. přílohy: D	