

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**



**Diplomová práce**

2023

Bc. David Franěk

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh předpjatého rámového silničního mostu  
s integrovanými opěrami

Design of Post-tensioned Integral frame Roadbridge

Autor: Bc. David Franěk

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Akademický rok: 2022/2023



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

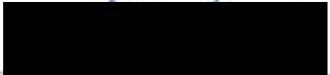

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Franěk</u>	Jméno: <u>David</u>	Osobní číslo: <u>468650</u>
Zadávací katedra: <u>K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Návrh předpjatého rámového silničního mostu s integrovanými operami</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Design of Post-tensioned Integral Frame Roadbridge</u>	
Pokyny pro vypracování: - studie technického řešení s ohledem na minimalizaci stavební výšky - návrh a posouzení nosné konstrukce, spodní stavby a založení	
Seznam doporučené literatury: Soubor platných technických norem TP 261	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Michal Drahorád</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>27. 9. 2022</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>9. 1. 2023</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem a termínem platného školního kalendáře</small>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

<u>27. 9. 2022</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ly)
---	---

## Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou diplomovou prací na téma „Návrh předpjatého rámového silničního mostu s integrovanými opěrami“ vypracoval samostatně pod odborným vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. a všechny použité zdroje jsem uvedl v seznamech, které jsou součástí této práce.

Prohlašuji, že v souladu s § 47 b zákona č. 111/1998 Sb. v platném znění, souhlasím se zveřejněním své bakalářské práce, a to v nezkrácené podobě. Souhlasím dále s tím, aby elektronickou cestou byly v souladu s uvedenými ustanoveními zákona č. 111/1998 Sb. zveřejněny posudky školitele a oponentů práce. Rovněž souhlasím s porovnáním textu mé kvalifikační práce s databází kvalifikačních prací Theses.cz provozovanou Národním registrem vysokoškolských kvalifikačních prací a systémem na odhalování plagiátů.

V Praze dne 31. 12. 2022

.....

David Franěk

## Poděkování

Na tomto místě bych chtěl poděkovat vedoucímu práce Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za jeho odborné vedení, pomoc a rady, nejenom při zpracování této práce, ale během celého studia na fakultě a úžasný lidský přístup, který ve své práci uplatňuje. Velké poděkování patří mojí rodině a mým nejbližším přátelům a kolegům, kteří mě podporovali i během těžkých chvil v průběhu magisterského studia, jmenovitě děkuji pprap. Tereze Syslové, prap. Bc. Janu Tomšovicovi, Ing. Magdaléně Boháčové a Veronice Benešové, bez jejich neochvějné podpory bych tuto diplomovou práci nejspíše nemohl napsat, děkuji Vám všem!

## Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá návrhem nestandardní mostní konstrukce v oblasti bývalého Nákladového nádraží Žižkov. Vzhledem k nepříznivým místním geologickým podmínkám a limitním požadavkům na rozpětí pro most o jednom poli, bylo přikročeno k řešení konstrukce jako dodatečně předpjatého železobetonového rámu s integrovanými opěrami na pilotách se zohledněním časově závislé analýzy.

Diplomová práce se nezabývá teorií integrovaných mostů, tuto jsem přehledně zpracoval ve své bakalářské práci:

FRANĚK, David, 2021. *NÁHRADA DÁLNIČNÍHO MOSTU NA D1*. Praha. Bakalářská práce. FSv ČVUT v Praze. Vedoucí práce Ing. Michal Drahorád, Ph.D., <http://hdl.handle.net/10467/95333>

## Klíčová slova

Integrovaný most, rámový most, dodatečně předpjatý beton, dvoutrámový most, hlubinné zakládání, zatížení dopravou

## Abstract

This thesis deals with the design of a non-standard bridge structure in the area of the former Žižkov Freight Station. Due to the unfavourable local geological conditions and the limiting span requirements for a single span bridge, the design of the structure as an additionally prestressed reinforced concrete frame with integrated abutments on piles with consideration of time-dependent analysis was adopted.

The thesis does not deal with the theory of integrated bridges, I have clearly developed this in my bachelor thesis:

FRANĚK, David, 2021. *NÁHRADA DÁLNIČNÍHO MOSTU NA D1*. Praha. Bakalářská práce. FSv ČVUT v Praze. Vedoucí práce Ing. Michal Drahorád, Ph.D., <http://hdl.handle.net/10467/95333>

## Keywords

Integrated bridge, frame bridge, post-tensioned bridge, two – beam bridge, deep foundation, traffic load

# Obsah

Část A – Řešený úkol .....	1
1. Úvod .....	2
2. Idea řešení.....	6
Část B – Technická zpráva .....	7
1. Základní údaje o mostu .....	8
1.1. Popis stavby .....	8
1.2. Stavba a její zvláštnosti .....	9
1.2.1. Údaje o převáděné komunikaci.....	9
1.2.2. Údaje o křižující překážce.....	9
1.2.3. Vztah k území .....	9
1.3. Geotechnické podmínky .....	9
2. Soupis prací .....	11
2.1. Všeobecné práce .....	11
2.2. Geometrie původního mostu.....	12
2.3. Popis původního mostu .....	15
2.4. Stavba mostu.....	15
2.4.1. Přípravné práce před začátkem stavby.....	15
2.4.2. Snesení původní nosné konstrukce.....	15
1.1.1. Snesení původní spodní stavby .....	16
1.1.2. Skrývka ornice .....	16
1.1.3. Zemní práce.....	16
1.1.4. Doplnující informace .....	17
1.1.5. Materiál stavby .....	18
1.1.6. Spodní stavba .....	18
1.1.7. Přechodové desky .....	18
1.1.8. Nosná konstrukce.....	18
1.1.9. Ukládání betonářské výztuže .....	19
1.2. Vybavení mostu.....	19
1.2.1. Vozovka a izolace .....	19
1.2.2. Římsy .....	20
1.2.3. Zábradlí.....	20
1.2.4. Odvodnění.....	20



1.2.5.	Povrchové úpravy ocelových konstrukcí.....	20
1.2.6.	Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu.....	21
	Část C – Statický výpočet .....	22
1.	Posuzovaný mostní objekt .....	23
1.1.	Polohový popis objektu.....	23
1.2.	Polohový popis objektu.....	23
1.3.	Popis stávajícího stavu .....	23
1.4.	Předmět výpočtu.....	23
1.5.	Normy a software užitý pro výpočet.....	23
1.5.1.	Normy.....	23
1.5.2.	Software .....	23
1.6.	Materiály uvažované při výpočtu.....	24
1.6.1.	Betonářská výztuž – měkká.....	24
1.6.2.	Předpínací výztuž – tvrdá .....	24
1.6.3.	Betony .....	24
1.7.	Geometrie posuzovaného mostu.....	25
2.	Návrh a posouzení mostní konstrukce.....	29
2.1.	Popis konstrukce a výpočetních modelů.....	29
2.2.	Zatížení působící na konstrukci .....	30
2.2.1.	Vlastní tíha.....	30
2.2.2.	Ostatní stálé zatížení .....	30
2.2.3.	Nerovnoměrné sedání podpor.....	32
2.2.4.	Teplotní zatížení konstrukce .....	32
2.2.5.	Zatížení dopravou.....	35
2.3.	Dilatační posuny mostu.....	43
2.4.	Zemní tlaky na konstrukci .....	44
2.5.	Kombinace a sestavy zatížení.....	47
2.5.1.	Kombinace pro mezní stav únosnosti – MSÚ.....	50
2.5.2.	Kombinace pro mezní stav použitelnosti – MSP.....	50
3.	Předpětí nosné konstrukce .....	50
3.1.	Krytí předpínací výztuže .....	50
3.2.	Rozteče kabelových kanálků .....	52
3.3.	Návrh předpínací výztuže.....	52
3.3.1.	Předběžný návrh .....	52

3.4.	Mezní stav omezení napětí .....	53
3.4.1.	Kritéria mezního stavu omezení napětí .....	53
3.5.	Průběhy napětí na konstrukci – MSP .....	54
3.6.	Průběhy vnitřních sil na konstrukci .....	59
3.6.1.	Mezní Stav Únosnosti.....	59
3.6.2.	CHARakteristická kombinace .....	60
3.6.3.	ČASTÁ kombinace .....	61
3.6.4.	KVAZI-stálá kombinace.....	62
3.7.	Ztráty předpětí .....	63
4.	Návrh betonářské výztuže.....	64
4.1.	Krytí betonářské výztuže.....	64
4.2.	Posouzení NK.....	65
5.	Návrh založení.....	68
5.1.	Zatížení spodní stavby .....	68
5.2.	Charakteristiky zeminového prostředí.....	68
5.3.	Posouzení částí spodní stavby.....	73
5.3.1.	Základ opěry O1 .....	73
5.3.2.	Základ opěry O2 .....	75
	Část D – Výkresová dokumentace.....	77
	Závěr.....	78
	Zdroje – weby a literatura.....	79
	Zdroje – normy a předpisy .....	80

## Seznam obrázků

Obrázek 1: Lokace mostu [C] .....	2
Obrázek 2: Vedení železniční trati v okolí mostu [A] .....	2
Obrázek 3: Pohled na most přes trať směrem od NNŽ na Malešice a vlečku (vpravo) 2014 [B] .....	3
Obrázek 4: Značná hloubková degradace úložného prahu .....	3
Obrázek 5: Pohled na nosníky s patrnými stopami zatékání .....	4
Obrázek 6: Obnažená betonářská výztuž nosníku .....	4
Obrázek 7: Patrné zasažení celého spodního povrchu zplodinami dieslové trakce .....	5
Obrázek 8: Patrná koroze zábradlí a zasažení říms vegetací .....	5
Obrázek 9: Půdorys mostu – převzato z ML Y515.....	12
Obrázek 10: Příčný řez mostem – převzato z ML Y515 .....	13
Obrázek 11: Podélný řez mostem – převzato z ML Y515.....	14
Obrázek 12: Půdorys nové konstrukce .....	25
Obrázek 13: Vzorový příčný řez - pole .....	26
Obrázek 14: Vzorový příčný řez - opěra.....	27
Obrázek 15: Podélný řez navrženou konstrukcí.....	28
Obrázek 16: Dekstěnový výpočetní model ve SEn .....	29
Obrázek 17: Prutový výpočetní model ve SEn .....	29
Obrázek 18: Grafické stanovení minimální a maximální rovnoměrné složky teploty [8] .....	33
Obrázek 19: Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [8].....	34
Obrázek 20: Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [8] .....	34
Obrázek 21: Použití modelu zatížení 1 [9] .....	36
Obrázek 22: Použití dvojnáprav pro lokální ověření [9].....	36
Obrázek 23: Roznášení soustředných zatížení vozovkou a betonovou deskou mostovky [9] .....	37
Obrázek 24: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet – varianta A .....	38
Obrázek 25: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet – varianta B .....	38
Obrázek 26: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet – varianta C .....	38
Obrázek 27: Model zatížení 2 [9] .....	39
Obrázek 28: Uspořádání náprav a definice dotkových ploch kol [9].....	41
Obrázek 29: Použití zvláštních vozidel v zatěžovacích pružích [9] .....	41
Obrázek 30: Umístění zvláštního vozidla LM3 - 1800/200 v ose .....	42
Obrázek 31: Umístění zvláštního vozidla LM3 - 1800/200 0,50 m mimo osu.....	42
Obrázek 32: Hodnoty deformace konstrukce ve směru osy X při maximálním oteplení konstrukce .....	44
Obrázek 33: Intenzity napětí – horní vlákna – CHAR – čas vnesení (g-g <sub>0</sub> ) .....	54
Obrázek 34: Intenzity napětí – dolní vlákna – CHAR – čas vnesení (g-g <sub>0</sub> ) .....	54
Obrázek 35: Intenzity napětí – horní vlákna – ČASTÁ – čas vnesení (g-g <sub>0</sub> ) .....	54

Obrázek 36: Intenzity napětí – dolní vlákna – ČASTÁ – čas vnesení (g-g0) .....	54
Obrázek 37: Intenzity napětí – horní vlákna – KVAZI – čas vnesení (g-g0) .....	55
Obrázek 38: Intenzity napětí – dolní vlákna – KVAZI – čas vnesení (g-g0) .....	55
Obrázek 39: Intenzity napětí – horní vlákna – CHAR – čas uvedení do provozu .....	55
Obrázek 40: Intenzity napětí – dolní vlákna – CHAR – čas uvedení do provozu .....	55
Obrázek 41: Intenzity napětí – horní vlákna – ČASTÁ – čas uvedení do provozu .....	56
Obrázek 42: Intenzity napětí – dolní vlákna – ČASTÁ – čas uvedení do provozu .....	56
Obrázek 43: Intenzity napětí – horní vlákna – KVAZI – čas uvedení do provozu .....	56
Obrázek 44: Intenzity napětí – dolní vlákna – KVAZI – čas uvedení do provozu .....	56
Obrázek 45: Intenzity napětí – horní vlákna – CHAR – konec životnosti .....	57
Obrázek 46: Intenzity napětí – dolní vlákna – CHAR – konec životnosti .....	57
Obrázek 47: Intenzity napětí – horní vlákna – ČASTÁ – konec životnosti .....	57
Obrázek 48: Intenzity napětí – dolní vlákna – ČASTÁ – konec životnosti .....	57
Obrázek 49: Intenzity napětí – horní vlákna – KVAZI – konec životnosti .....	58
Obrázek 50: Intenzity napětí – dolní vlákna – KVAZI – konec životnosti .....	58
Obrázek 51: N – MSÚ .....	59
Obrázek 52: Vz – MSÚ .....	59
Obrázek 53: My – MSÚ .....	59
Obrázek 54: N – CHAR .....	60
Obrázek 55: Vz – CHAR .....	60
Obrázek 56: My – CHAR .....	60
Obrázek 57: N – ČASTÁ .....	61
Obrázek 58: Vz – ČASTÁ .....	61
Obrázek 59: My – ČASTÁ .....	61
Obrázek 60: N – KVAZI .....	62
Obrázek 61: Vz – KVAZI .....	62
Obrázek 62: My – KVAZI .....	62
Obrázek 63: Vyztužení průřezu ve středu rozpětí .....	65
Obrázek 64: Vyztužení průřezu v lící opěry .....	65
Obrázek 65: Posudek průřezu uprostřed rozpětí .....	66
Obrázek 66: Posudek průřezu v lící opěry .....	67
Obrázek 67: Přehledná situace oblasti provedeného průzkumu s návazností na most .....	68
Obrázek 68: Situace sond se znázorněním řezů geologickým profilem .....	69
Obrázek 69: Geologický řez v rovině B-B' .....	70
Obrázek 70: Geologický řez v rovině C-C' .....	71
Obrázek 71: Posouzení svislé únosnosti piloty pod O1 .....	73

Obrázek 72: Schéma vystrojení piloty pod O1 .....	73
Obrázek 73: Posudek vodorovné únosnosti piloty pod opěrou O1 .....	74
Obrázek 74: Posouzení svislé únosnosti piloty pod O2 .....	75
Obrázek 75: Schéma vystrojení piloty pod O2 .....	75
Obrázek 76: Posudek vodorovné únosnosti opěry pod O2 .....	76

## Seznam tabulek

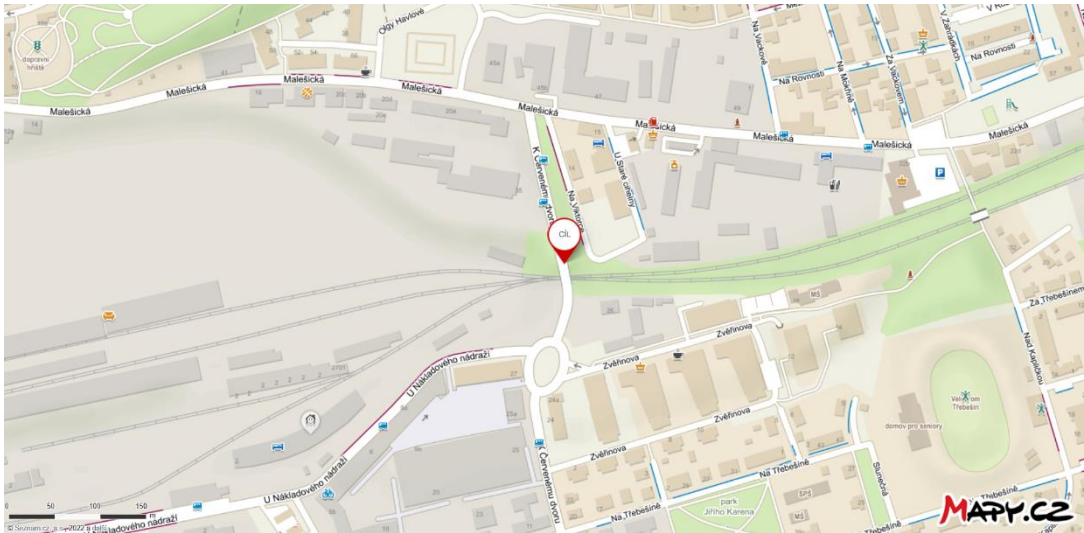
Tabulka 1: Tabulka 1: Intenzity dolní charakteristické hodnoty zatížení $(g-g_0)_{k,inf}$ .....	30
Tabulka 2: Intenzity střední charakteristické hodnoty zatížení $(g-g_0)_m$ .....	31
Tabulka 3: Intenzity horní charakteristické hodnoty zatížení $(g-g_0)_{k,sup}$ .....	32
Tabulka 4: Hodnoty regulačních součinitelů $\alpha$ pro ČR [9] .....	35
Tabulka 5: Hodnoty součinitele $\beta_Q$ [9] .....	35
Tabulka 6: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty [9] .....	35
Tabulka 7: Přepoččet LM1 TS na efektivní styčnou plochu .....	37
Tabulka 8: Hodnoty modelu LM1 UDL .....	37
Tabulka 9: Přepoččet LM2 TS na efektivní styčnou plochu .....	39
Tabulka 10: Třídy zvláštních vozidel modelu LM3 [9] .....	40
Tabulka 11: Charakteristiky zvláštního vozidla pro silnice I. a II. třídy [9] .....	40
Tabulka 12: Přepoččet bodové nápravové síly LM3 na styčnou plochu .....	41
Tabulka 13: Intenzity zemních tlaků na opěru O1 .....	45
Tabulka 14: Intenzity zemních tlaků na opěru O2 .....	46
Tabulka 15: Doporučené hodnoty součinitelů $\Psi$ pro mosty pozemních komunikací [3] .....	47
Tabulka 16: Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B) [3] .....	48
Tabulka 17: Stanovení sestav zatížení dopravou [9] .....	49
Tabulka 18: Stupně vlivu prostředí [13] .....	51
Tabulka 19: Doporučená úprava klasifikace konstrukcí [11] .....	52
Tabulka 20: Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž [11] .....	52
Tabulka 21: Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž [11] .....	64
Tabulka 22: Charakteristiky jednotlivých zemin a hornin v místě průzkumu .....	72

## **Část A – Řešený úkol**

# 1. Úvod

Předmětem této diplomové práce je návrh nového mostního objektu Y515 v lokalitě Na Viktorce (Nákladové nádraží Žižkov).

Požadavek výstavbu nového mostního objektu byl vznesen na základě dvou stěžejních požadavků TSK Praha, DPP a IPR Praha, špatný stavebně-technický stav stávajícího mostního objektu a nekompatibilitost prostorového uspořádání mostu s ohledem na výhledové uspořádání a využití lokality NNŽ v rámci celkové revitalizace brownfieldu NNŽ v koordinaci s výstavbou developerských projektů v bezprostředním okolí a širších urbanistických návaznostech lokality.



Obrázek 1: Lokace mostu [C]

Stávající most převádí ulici K Červenému dvoru přes dnes zrušenou železniční trať Praha - Malešice – Praha – Žižkov. Polohově vůči trati je most nad kolejovým rozpletem trati na jednotlivé staniční koleje a nad zrušenou vlečkou č. 1165 vedoucí do bývalého skladiště potravin, tedy „nad vjezdem“ do areálu NNŽ. Na severní pravé straně mostu bezprostředně navazuje schodiště do ulice Na Viktorce. Poměrně atypickým znakem je vodovod vedený na pravém mostním chodníku.



Obrázek 2: Vedení železniční trati v okolí mostu [A]





Obrázek 3: Pohled na most přes trať směrem od NNŽ na Malešice a vlečku (vpravo) 2014 [B]

Na základě mimořádné mostní prohlídky provedené v srpnu 2018 bylo konstatováno, že stávající mostní konstrukce je ve špatném stavu, kdy vykazuje četné a zásadní poruchy, vzhledem k uplynulému časovému intervalu lze dnes prohlásit, že most je s vysokou pravděpodobností dnes již ve velmi špatném stavu - VI, kdy pokusy o dílčí rekonstrukci by byly neúčelné i vzhledem k zůstatkové hodnotě a celkové proměně lokality v budoucnosti.



Obrázek 4: Značná hloubková degradace úložného prahu



*Obrázek 5: Pohled na nosníky s patrnými stopami zatékání*



*Obrázek 6: Obnažená betonářská výztuž nosníku*



*Obrázek 7: Patrné zasažení celého spodního povrchu zplodinami dieslové trakce*



*Obrázek 8: Patrná koroze zábradlí a zasažení říms vegetací*

## 2. Idea řešení

Směrodatné pro návrh konstrukčního řešení a geometrického uspořádání jsou požadavky na vedení budoucí tramvajové tratě pod mostem a co největší délku přemostění.

Vzhledem k umístění budoucí TT, která je v místě mostu uvažována ve třech výhledových variantách je prakticky znemožněno umístit střední stojku, ač by toto řešení bylo nejpriznivější a pro zadavatele by bylo za jistých okolností přípustné (vetknutá stojka + ložiska na opěrách). Případná snaha uměle prodlužovat mostní pole směrem do ulice Malešická za účelem umístění případné stojky mimo vedení TT by obnášela značný objem zemních prací.

Jako nejvhodnější řešení bylo přistoupeno k jednopólové, dvoutrámové, monolitické, dodatečně předpjaté nosné konstrukci s náběhy s ohledem na příčné uspořádání a výškové vedení. Vzhledem k faktu, že rozpětí mostu se hraničně blíží 40 m, varianta prostého pole je zde neproveditelná s ohledem na dimenzování a potřebu „stáhnout“ konstrukční výšku pro zajištění nutného prostoru pro trolejové vedení pod mostem. Bylo rozhodnuto tedy využít konstrukci rámovou s ohledem na příznivé působení efektu rámového rohu pro „odlehčení“ hlavního pole z hlediska působení ohybových momentů. Celá konstrukce je tedy řešena jako integrovaný rám s přihlédnutím k výhodám integrovaných konstrukcí, zejména absence mostních závěrů a mostních ložisek, které jsou typicky nejporuchovější a nejrychleji degradující částí mostní konstrukce. Vzhledem k předpokládaným vysokým účinkům ohybových momentů od zatížení v poli, kdy vlivem rámového působení dojde k jejich přenosu do opěr, pro účely schopnosti nadimenzovat základ mostu bude spojení základ – dřík opěry řešeno pomocí vrubových kloubů u obou mostních opěr. Samotné založení mostu je řešeno jako hlubinné, na jedné řadě pilot.

Zadavatel vznesl požadavek na zachování stávajícího šířkového uspořádání mostu, kdy bude však změněna šíře pojezděné plochy, jelikož nové uspořádání komunikace na mostě počítá s SDP šíře 3 m. Dodatečně byly vzneseny požadavky na umístění horkovodního potrubí na levé straně mostu, to bude nesené na ocelových konzolách kotvených z boku do římsy. Ze strany IPR byly na projednání 06/2022 vzneseny požadavky na umístění ramp na všech stranách mostu, toto bylo projektantem zamítnuto s ohledem na značný výškový rozdíl nivelety a plochy parku pod mostem, které není ani přibližně určena, kdy při zatím uvažovaném výškovém rozdílu cca 8 m, jsou bezbariérové rampy ve sklonu 1:16 neproveditelné v rámci nového mostního objektu s ohledem na prostor, který je potřeba k jejich realizaci, kdy by bylo zasaženo i do pozemků mimo stávající pozemek mostu.

## **Část B – Technická zpráva**

# 1. Základní údaje o mostu

<i>Charakteristika mostu:</i>	Trvalý, silniční, nepohyblivý o jednom poli, tvořený jednou NK, monolitická železobetonová předpjatá konstrukce. V patách krajních podpor vrubové klouby na spoji dřík-základ.
<i>Délka přemostění</i>	36,963 m
<i>Délka mostu:</i>	56,961 m
<i>Délka nosné konstrukce:</i>	44,531 m
<i>Rozpětí pole:</i>	39,985 m
<i>Šikmost mostu:</i>	levá O1 – 94,90 g O2 -87,47 g
<i>Volná šířka mostu:</i>	16,0 m
<i>Šířka mostu:</i>	16,6 m
<i>Šířka nosné konstrukce:</i>	16,0 m
<i>Výška mostu nad terénem:</i>	5,35 – 6,72 m
<i>Stavební výška:</i>	1,485 m
<i>Plocha nosné konstrukce:</i>	712,5 m <sup>2</sup>
<i>Plocha mostu:</i>	
<i>Zatížení mostu:</i>	Skupina 1 dle ČSN EN 1991-2 (ed. 2/2018) tab NA.2.1
<i>Důležitá upozornění:</i>	Nová tramvajová trať pod mostem
<i>Zařízení na mostě:</i>	Vodovod, horkovod

## 1.1. Popis stavby

Účelem mostu je převedení stávající místní komunikace v ul. K Červenému dvoru v úseku mezi ul. Zvěřinova – Malešická přes dnes zrušenou vlečku ze stanice Praha – Malešice (odbočka na výhybce č. 7 ). Návrh mostního objektu je řešen jako kompletní výměna stávajícího mostního objektu, který je ve špatném technickém stavu (stanoveno na základě MMP) a koncepčně nevyhovuje požadavkům TSK a IPR s ohledem na revitalizaci a výhledové využití lokality NNŽ.

Nový mostní objekt je navržen jako rámová konstrukce o jednom poli. Nosnou konstrukci tvoří železobetonový, dodatečně předpjatý dvoutrámový průřez. Trámy jsou náběhovány šířkově (1643 – 1900 mm) i výškově (2000 – 1400 mm). Nosná konstrukce je do spodní stavby plně vetknutá pro zajištění rámového působení. Spodní stavbu tvoří dvě masivní opěry O1 a O3, na které navazují křídla „odlomená“ křídla pro zajištění zemního tělesa za mostem. Založení mostu je navrženo jako hlubinné s jednou řadou pilot.

## 1.2. Stavba a její zvláštnosti

### 1.2.1. Údaje o převáděné komunikaci

<i>Šířkové uspořádání:</i>	MS2 16,0/10,5/50
<i>Výška nivelety v místě křížení:</i>	Nelze určit
<i>Směrové poměry v místě křížení:</i>	Od opěry O1 levotočivý oblouk přecházející v poli do přímé, příčný sklon střešovité 2,50 %
<i>Výškové poměry v místě křížení:</i>	Proměnný sklon, most je ve vrcholovém oblouku

### 1.2.2. Údaje o křižující překážce

Překážku „momentálně“ tvoří úsek zrušené vlečky do areálu NNŽ, kdy je nyní kompletně v místě snesen kolejový rošt a pohyb vlaků je zcela znemožněn. Do budoucna by překážku měla tvořit dvoukolejná tramvajová trať a bulvár pro pěší.

### 1.2.3. Vztah k území

Na mostě je v současnosti umístěno vodovodní potrubí (pravý chodník).

Na novém mostním objektu bude stávající vodovod podvěšen pod pravou konzolu. Dále byl vznesen požadavek ze strany TSK pro umístění dvojice horkovodu DN 200 (2 trouby) na levou stranu mostu. Horkovod bude umístěn na konzolách v levé mostní římsce.

Stavba se nachází v katastrálním území Žižkov – 727415.

## 1.3. Geotechnické podmínky

### Geologické poměry

Skalní podklad zájmového území náleží ordovickému jádru Tepelskobarrandienského synklinoria českého masivu. Je budován horninami staršího paleozoika, jílovitými až jílovitoprachovitými břidlicemi libeňského souvrství. Ve východní a v jihovýchodní části řešeného území se při povrchu horninového podkladu jílovitých břidlic nachází tenký relikv z celá zvětralé polohy slabě zpevněného křídového jílovce peruckých vrstev.

Povrch zvětralého horninového podkladu (ordovického i křídového) leží v hloubce od cca 3,10 po 8,40m pod terénem. Jeho povrch je nerovný, rozbrázděný elevacemi a rýhami z období před sedimentací kvartérního pokryvu. Amplitudu těchto nerovností odvozujeme do výše cca 1,5 m. Hloubkový dosah zvětrání horninového podkladu činí více nežli 8 m. V horninovém podkladu se uplatňuje puklinové porušení, které vede k rozpadu hornin v malé vzdálenosti diskontinuit, s rozvojem zvětrání podél těchto puklin. S ohledem na zkušenost z vrtů v areálu blízkého Nákladového nádraží Žižkov (projekt Central group) konstatujeme, že kvalita hornin v této lokalitě s další hloubkou roste pouze velmi pozvolna. Dovrtání námi provedených vrtů do úrovně horniny R4 s malou vzdáleností diskontinuit je proto reprezentativní minimálně pro úsek následujících cca 8 m pod patou vrtů.

Diskontinuity horninového podkladu v jílovitých břidlicích jsou mírně drsné a převážně neprůběžné. Horninový podklad často vykazuje jemnou flyšovou stavbu, ve které se střídají polohy prachovitých a jílovitých břidlic o mocnost např 2 - 3 cm. Jednotlivé polohy podléhají zvětrání

různou měrou, proto pak ve zvětralinách zůstávají ploché úlomky prachovitých břidlic mírně pevnější.

*Kvartérní pokryv* je tvořen polygenetickými deluviálními sedimenty a navážkami. Deluviální sedimenty vznikaly splachem zvětralin a ostatních typů zemin a zvětralin. Mají proto variabilní složení, ve kterém se nepravidelně střídají polohy a čocky jílu písčitého, jílu hlinitého a písku jílovitého, s občasným podílem kamenů křemence do cca 15 %, saCl, grsaCl, siCl, cIsa (F4/CS, F6/CL, S5/SC). S ohledem na variabilitu těchto zemin v rozsahu celé stavby není možné bližší lokální vymezení převažujících složek deluvií. Deluvia v řešeném území vykazují převážně pevnou konzistenci. Mocnost deluvií na lokalitě obvykle činí do 3,0m.

Povrchovou polohu zemin na lokalitě představují navážky. Ty vznikaly v několika etapách a postihují celou řešenou plochu v mocnosti od cca 1 m po více nežli 7 m. Jsou tvořeny převážně jílovitým výkopkem místních zemin, zvětralé břidlice a nehtněnou sypaninou stavebních sutin, které jsou uloženy na původním terénu. Při bázi navážek je přesypán původní humózní horizont, který z důvodu degradace řadíme po stránce geotechnické využitelnosti v geologických řezech rovněž k navážce.

V areálu se v současnosti nacházejí drobné objekty dílen a zpevněné plochy, lokálně s pozůstatky někdejších železničních vleček.

Navážky jsou ve svém složení i hloubkovém dosahu různorodé, a proto je jejich zákres ve zpracovaných řezech do jisté míry schematický. Bližší geotechnické specifikace navážek jsou možné leda po rozsáhlém plošném rozkrytí.

Původní *humózní horizont* byl v řešené ploše všude přesypán navážkou. V zájmovém území se dnes již žádný přirozený humózní horizont nenachází, a to ani v ploše současných náletových houštin či trávníků.

### **Hydrogeologické poměry**

Z hydrogeologického hlediska náleží území rajónu 6250 Proterozoikum a paleozoikum v povodí přítoků Vltavy. Východní, převažující část, zájmového areálu náleží do hydrologického podpořadí 1-12-01-0350-0-00-60, název toku: Rokytka. Západní cíp řešeného území náleží do podpořadí 1-12-01-0250-0-00-90 Vltava.

V zájmovém území není vyhlášeno ochranné pásmo vodního zdroje. Zájmové území není součástí chráněné oblasti přirozené akumulace vod (CHOPAV). Zájmové území neleží v povodí významné vodní nádrže. Zájmové území neleží v záplavových oblastech. Zdroj: HEIS VUV, ČHMÚ.

Obecné hydrogeologické poměry zájmové oblasti závisí zejména na množství srážek, litologickém charakteru pevného prostředí, tj. především na jeho propustnosti, potenciálních zdrojích podzemní vody a na antropogenních vlivech, zejména na zástavbě severně od řešeného území, odkud do řešené plochy proudí podzemní vody a na hloubce a drenážním účinku výkopů inženýrských sítí, vedených v podloží Malešické ulice. Svoji roli hraje také nerovnoměrnost srážek – a to jak v průběhu roku, tak déletrvajících změny v úhrnu srážek, způsobující dlouhodobé oscilace úrovně hladiny podzemní vody.

Hladina podzemní vody leží v úrovni cca 5,00 - 9,90 m pod terénem, v prostředí úlomkovitě zvětralé jílovité břidlice. Podzemní voda proudí směrem k jihovýchodu až východu. Podzemní voda je vázána na puklinové prostředí horninového podkladu, kde se její výskyt koncentruje na poruchová pásma v relativně pevnějších členech horninového sledu, zatímco měkčí, jílovitě či



hlinitě zvětralé úseky, jsou propustné méně. S ohledem na proměnnost intenzity zvětrání podkladu na lokalitě je i propustnost podkladu proměnná. V obecné rovině se jedná o prostředí s nízkou propustností a potenciálně nízkými až velmi nízkými průsaky vod (např. při realizaci pilotového zakládání).

**Poznámka:**

*Tato část technické zprávy je převzata z podrobného inženýrskogeologického průzkumu zpracovaného firmou Geotechnik.cz pro potřeby projektu „Rezidence nádraží Žižkov v Praze 3“ (04/2022).*

## 2. Soupis prací

### 2.1. Všeobecné práce

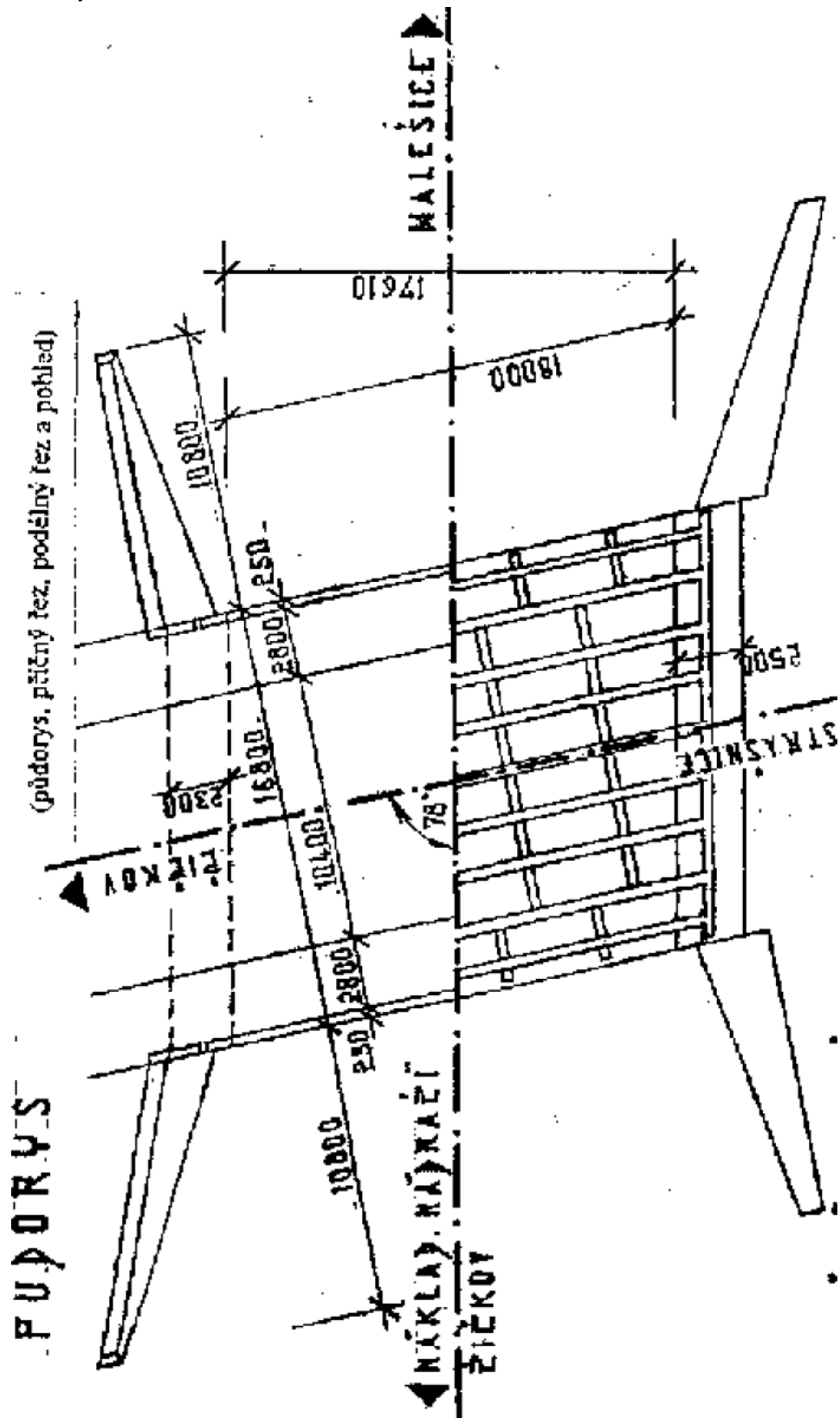
V rámci stavebních prací bude zřízeno zařízení staveniště, jelikož stavba se nachází v intravilánu obce, je nutno zbudovat oplocení staveniště. Přístup na místo stavby bude zajištěn z ul. K Červenému dvoru a z areálu Nákladového nádraží Žižkov.

Před samotným zahájením stavby bude provedeno odstranění veškerých dřevin včetně pařezů, plochy budou vyčištěny a terén bude urovnán.

Bude též provedena skrývka drnové vrstvy v tloušťce 10 – 15 cm, tato musí být dočasně deponována a bude opětovně využita při úpravách ploch v okolí stavby. Skrývka bude provedena před započítáním všech zemních prací a návozu zařízení staveniště.

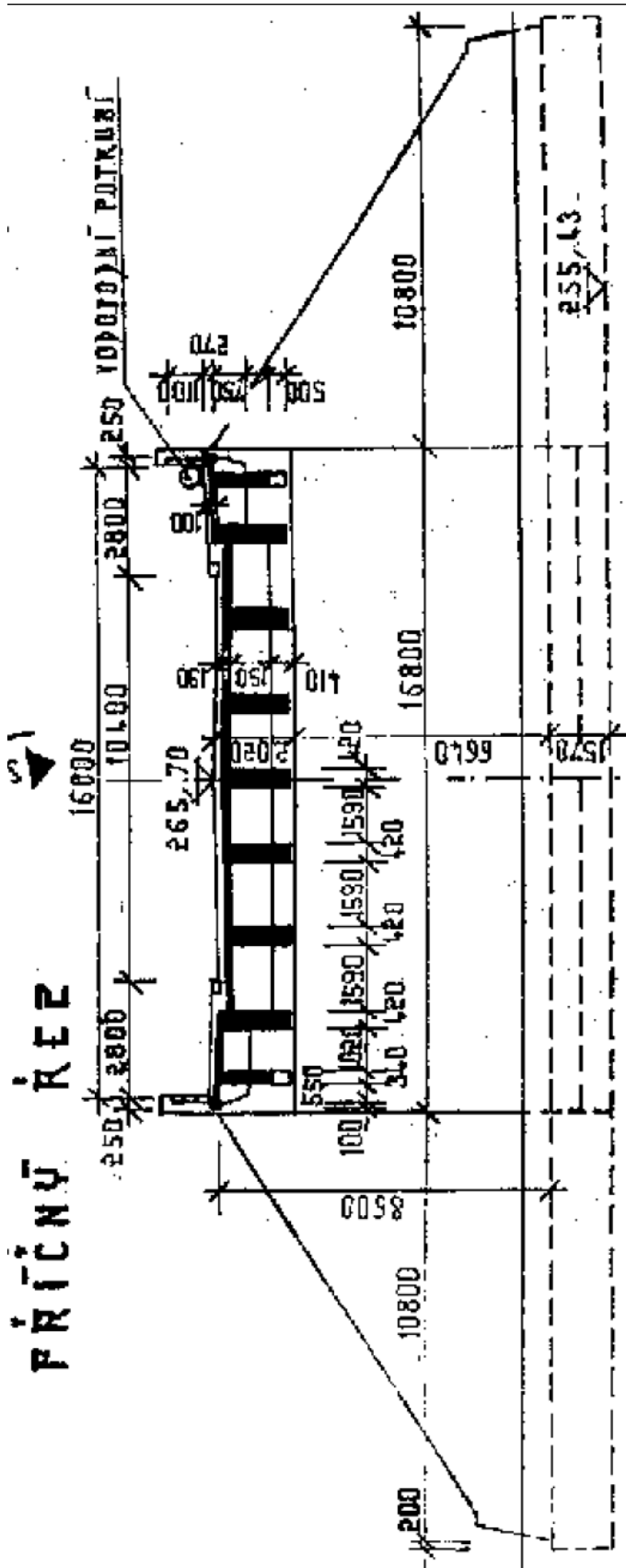
## 2.2. Geometrie původního mostu

Půdorys



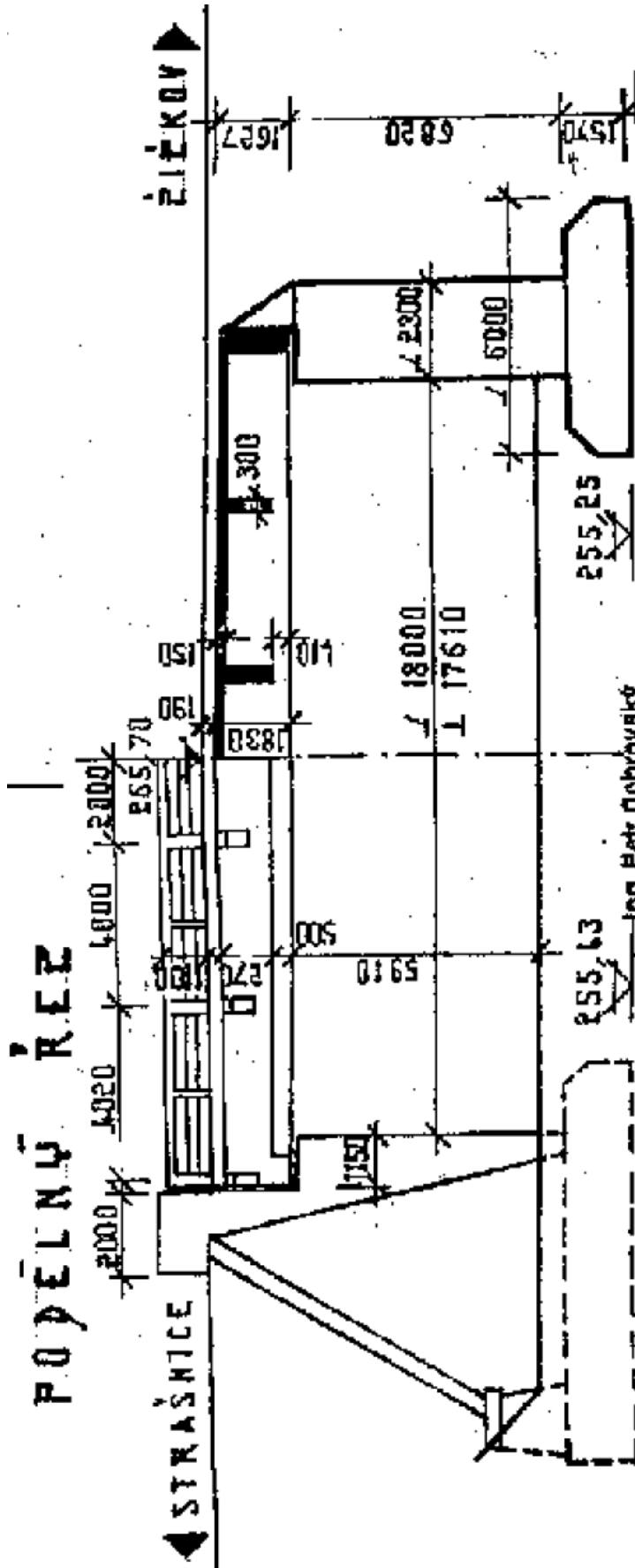
Obrázek 9: Půdorys mostu – převzato z ML Y515

Příčný řez



Obrázek 10: Příčný řez mostem – převzato z ML Y515

Podélný řez



Obrázek 11: Podélný řez mostem – převzato z ML Y515

## 2.3. Popis původního mostu

Původní mostní objekt byl vystavěn podle dostupných podkladů v roce 1931.

*Založení* – Základy mostu nejsou přístupné, podle mostního listu je mostu založení provedeno plošně.

*Spodní stavba* – Spodní stavbu tvoří masivní železobetonové opěry a křídla z prostého betonu.

*Nosná konstrukce* – Nosnou konstrukci tvoří železobetonová trémová desky (7 trámů podélně) s mezilehlými příčnicemi. Nosná konstrukce je uložena na ocelolitinových ložiskách.

*Mostní svršek a vybavení* – Vozovka na mostě je dlážděná – žulová tl. 150 mm. Římsy jsou železobetonové, výška nášlapu je 100 mm. Na římsách je osazeno zábradlí výšky 1100 mm. Na pravé římsě je veden vodovod. Odvodnění mostu je vyřešeno spádem vozovky, kdy je voda odvedena dále po komunikaci před a za most. V nejbližším okolí mostu nejsou osazeny žádné uliční vpusti. Svahy u křídel jsou pokryty hustou vegetací, převážně tvořenou nálety, prostor bývalého kolejiště je rovněž značně zasažen náletovou vegetací.

***Podle závěru mimořádné mostní prohlídky provedené 08/2018 je stavební stav nosné konstrukce mostu klasifikován stupněm V – Špatný a stavební stav spodní stavby je rovněž klasifikován stupněm V – Špatný z hlediska použitelnosti je most klasifikován stupněm VI - Omezeně použitelný.***

## 2.4. Stavba mostu

### 2.4.1. Přípravné práce před začátkem stavby

Před samotným zahájením stavebních prací bude provedeno vytyčení veškerých inženýrských sítí. Mimořádnou pozornost je třeba věnovat okolí mostu s ohledem na přímou návaznost prostorů a objektů dráhy, do kterých bude významně novým řešením mostu zasaženo. Bude provedena též rekognoscace terénu pro účely zjištění přítomnosti případných šachet a technických kanálů pozůstalých z doby drážního provozu.

### 2.4.2. Snesení původní nosné konstrukce

Nosná konstrukce bude snesena jako celek, jelikož vzhledem k uspořádání a stavu mostu je nutné jej vyloučit z provozu jako celek.

Snesení stávající nosné konstrukce bude provedeno v následujícím sledu sledu:

- Přerušování a demontáž stávajícího vodovodu
- Zřízení přeložky vodovodu pomocí suchovodu po dobu stavby
- Odstranění vozovkového souvrství
- Demontáž zábradlí
- Demolice říms a mostních zídek

Samotná demolice nosné konstrukce rozebrání desky po jednotlivých „segmentech“ mezi trámy a příčnicemi, spodní stavba bude zcela odbourána úroveň základové spáry. Betonová suť bude předána k recyklaci na skládku.

**Pokud během demolice bude zastižena asfaltová izolace, bude s touto nakládáno jako s nebezpečným odpadem!**

**Zhotovitel zajistí během celé doby provádění stavebních prací v dosahu havarijní soupravy pro zachycení a likvidaci úniků provozních kapalin mechanizace!**

### 1.1.1. Snesení původní spodní stavby

Dřívky opěr, úložné prahy a křídla jsou podle dostupných podkladů zhotoveny z prostého betonu. Spodní stavba bude kompletně snesena na úroveň stávajících základových spár. Před demolicí spodní stavby bude provedeno „ubrání“ svahů, aby nedošlo k jejich sesunutí do prostoru pod most.

### 1.1.2. Skrývka ornice

V rámci ochrany půdního fondu bude provedena skrývka ornice podle stanoveného postupu, který zaručí, že při skrývce ani skladování ornice nedojde k jejímu znehodnocení.

### 1.1.3. Zemní práce

#### Stavební jámy:

Po odstranění vozovkového souvrství bude za motem provedeno odstranění všech prvků podpovrchové dilatace, která je na mostě provedena podle dostupných podkladů. V prostoru za opěrou O1 bude provedeno svahování výkopu ve sklonu 1:1, jelikož zde nebude zásadně zasahováno do tělesa stávajícího svahu. V prostoru nové opěry O2 bude nutné provést kotvené záporové pažení, aby bylo možné zbudovat novou opěru a křídla vzhledem k výšce svahu, která zde bude cca 9 m od dna výkopu.

#### Výkopový materiál:

Veškerý výkopek bude dočasně uskladněn na mezideponii v případě jeho prokázané vhodnosti pro použití bude následně využít pro provádění zásypů.

#### Zásypy:

**Přechodová oblast mostu bude bezpodmínečně zhotovena v souladu s požadavky ČSN 73 6224 – Přechody mostů pozemních komunikací!**

*Požadavky na jednotlivé části zásypů jsou popsány následovně:*

#### *základy:*

Zásyp musí být proveden ze zeminy typu GW, GP, G-F, SW, SP, S-F. Zásyp smí být prováděn a hutněn po **vrstvách maximální tloušťky 200 mm!** Minimální úroveň zhutnění musí být u nesoudržných zemin na  $I_d=0,80$  a u soudržných zemin na 95 % Proctor Standard.

#### *Za opěrou:*

Zásyp přechodové oblasti bude proveden ze zeminy vhodné, zeminu podmíněčně vhodnou je možné použít pouze po konzultaci s projektantem a geotechnikem. Vhodnost zeminy musí odpovídat požadavkům TP 94 a ČSN 73 6133. Hutnění zásypu bude provedeno v souladu požadavky ČSN 72 1006. Při použití jemnozrnných zemin musí hutnění splňovat parametry dle tab. 2 - konstrukční pláň, při použití zemin šterkovitých a písčitých zemin je nutno splnit požadavky dle tab. 3 – horní vrstva pod pláň. Hutnění násypu je přípustné ve **vrstvách maximální tloušťky 200 mm!**

Hutnění lze provádět lehkou nebo středně těžkou hutnicí technikou.

#### *Těsnící vrstva:*

Vrstva bude tvořena geomembránou - PE fólie uložené ve štěrkopískovém obsypu. Pro obsyp fólie bude použit štěrkopísek ŠP 0/16 v tloušťce 150 mm. Zhutnění těsnící vrstvy bude provedeno na hodnotu 103 % Proctor Standard.

Spád těsnící vrstvy bude proveden v souladu s VL4, tedy 3 % směrem k drenáži za opěrou.

Požadavky na geomembránu jsou:

- Pevnost min. 20 kN/m
- Protážení min. 20 % - obousměrně

*Podkladní přechodový klín:*

Klín bude zhotoven ve stejné kvalitě jako podkladní vrstva komunikace z nenamrzavého materiálu – ŠD<sub>A</sub> 0/32 dle ČSN 73 6126 - 1,2. Hutnění bude provedeno na  $I_d=0,85$ . Hutnění v souladu s ČSN 72 1006 je možné po **vrstvách maximální tloušťky 200 mm!**

Zhutnění zásyp pod koncem přechodové desky musí mít modul přetvárnosti min. 45 MPa v souladu s požadavky TP 170 pro netuhé vozovky (N) kategorie D0 a D1. Hodnota modulu se stanoví ze 2 zatěžovacích cyklů metodou B podle ČSN 72 1006.

*Ochranný zásyp:*

Použit smí být pouze nenamrzavý materiál, bude tedy proveden ze štěrkodrti ŠD<sub>A</sub> 0/32 dle ČSN 73 6126. Hutnění bude provedeno na úroveň  $I_d=0,85$  podle ČSN 72 1006 po **vrstvách maximální tloušťky 200 mm!** Zásyp za opěrou bude proveden až k drenáži za rubem opěry. Minimální tloušťka ochranného zásypu za opěrou je 600 mm (měřeno kolmo na rovinu povrchu rubu opěry).

*Drenáž za opěrou:*

Drenáž za opěrou je podle VL4 bud zhotovena z perforované PE/PVC roury DN 150 mm (perforované po celém obvodu). Roura bude uložena do betonového lože z prostého betonu C 12/15 – X0. Roura s ložem bude uzavřena do bloku z mezerovitého betonu MCB – 10 podle TKP 18. Podélný sklon drenáže je v souladu s VL4 3 %. Drenáž je vyvedena skrze opěru do jejího líce.

#### 1.1.4. Doplnující informace

Zakládání:

Nové opěry a křídla mostu budou založena hlubinně na jedné řadě pilot.

Čerpání vody:

Předpokládá se čerpání srážkových vod ze stavebních jam vzhledem k nepříznivým sklonovým poměrům okolního terénu.

Ochrana proti agresivní podzemní vodě:

Stupeň agresivity prostředí byl stanoven v IGP na základě provedených rozborů podle ČSN EN 206+A1 slabě agresivní pro pevné horninové – **stupeň agresivity XA1**, „mokrě“ betony zasahuje středně agresivní podzemní voda – **stupeň agresivity XA2** (zvýšený obsah agresivního oxidu uhličitého).

### 1.1.5. Materiál stavby

Podkladní beton:	C 20/25 – XA2, Dmax22, CI 1,0, S4
Základy opěr:	C 30/37 – XF2+XA2+XC2, Dmax22, CI 0,2, S4
Opěry a křídla:	C 45/55 – XF2+XA2+XC4+XD3, Dmax22, CI 0,2, S4
Nosná konstrukce:	C 45/55 – XF4+XA2+XC4+XD3, Dmax22, CI 0,1, S4
Přechodové desky:	C 30/37 – XF2+XA2+XC3+XD4, Dmax22, CI 0,2, S4
Římsy:	C30/37 – XF4+XC4+XD3, Dmax22, CI 0,2, S4
Betonářská výztuž:	B500B
Předpínací výztuž:	Y 1860 S7 – 15,7

Betonářská výztuž je z oceli ČSN EN 10080. Případné svařování výztuže musí být realizováno pouze v souladu s TP 93.

### 1.1.6. Spodní stavba

Opěry mostu tvoří základ a dřík. Na začátku dříku (styk základ – dřík) je proveden vrubový kloub. Šířka základu obou opěr je shodná – 3,80 m, výška základu je 1,25 m. Horní povrch základu bude proveden ve sklonu 5 %. Dřík opěry je masivní, široký 3,0 m, výška dříku O1 je 6,205 m a u O2 je 6,069 m.

Nosná konstrukce je pevně monoliticky spojena se spodní stavbou pro zajištění rámového působení.

Rubová strana opěry a přechodová oblast bude odvodněna drenáží z PE trubky DN 150 mm obetonované mezerovitým betonem, typové řešení dle VL4 204.1a. Podélný sklon drenáže bude 3 %. Vyústění drenáže bude provedeno skrz opěru do jejího líce.

Na rubové straně opěry bude zhotovena izolace proti zemní vlhkosti nátěrem (1xALP + 2xALN) v kombinaci s celoplošně natavenou izolací (NAIP). Natavená izolace bude opatřena ochrannou z netkané textilie (gramáž min. 400 g/m<sup>2</sup>) v kombinaci s obložením XPS tl. 50 mm. Izolace musí být provedena i na přechodové desce v souladu s VL4 201.07.

#### **Poznámka:**

*Vzhledem k absenci podrobnější podkladů od IPR a TSK nejsou křídla v této práci řešena podrobněji, jelikož není „na co je navrhout“, požadavky na křídla se několikrát měnily a od poslední porady (10/2022) se žádná z těchto institucí nevyjádřila detailněji k požadavkům na křídla mostu.*

### 1.1.7. Přechodové desky

Na mostě budou zhotoveny vlečené přechodové desky podle VL4 201.07 kolmé délky 6,5 m, tloušťky 280 mm. Podélný sklon přechodové desky u O1 je 11,5 % a 11 % u O2. Odskok přechodové desky bude proveden v podélném spádu 1:4.

Uložení přechodových desek bude řešeno podle VL4 302.04.

### 1.1.8. Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostu je tvořena jednopólovým, dodatečně předpjatým monolitickým rámem s příčným průřezem ve tvaru dvoutrámu. Rozpětí pole je 39,985 m (měřeno v ose mostu).



Výška nosné konstrukce je proměnná v poli 1400 mm a v líci opěry 2000 mm. Šířka nosné konstrukce mostu je po celé jeho délce konstantní – 16,0 m. Spád nosné konstrukce je proměnný, jelikož její střední část leží ve vrcholovém oblouku, následně přechází v konstantní přímkový sklon k opěře O1 5,4 % a směrem na opěru O2 5,0 %.

Celá nosná konstrukce bude provedena z betonu **C 45/55 – XF4+XA2+XC4+XD3**.

Návrh nosné konstrukce je proveden pro skupinu zatížení 1 dle ČSN EN 1991-2 tab. NA.2.1.

### 1.1.9. Ukládání betonářské výztuže

Správné krytí výztuže bude pomocí distančních podložek (betonových, plastových). Hodnota minimálního krytí uvedená na všech výkresech výztuže musí bezpodmínečně dodržena u všech výztužných vložek. Hlavní nosná výztuž má v souladu se zásadami TKP 18 zvýšenou hodnotu krytí o 10 mm, př.: *minimální krytí 40 mm => jmenovité krytí 50 mm*.

Výztužné vložky ukládané do bednění budou primárně spojovány vázáním. Svařování je možno provést buďto v místech přímo určených projektem nebo po dohodě s projektantem při dodržení zásad předepsaných výrobcem výztuže a ustanovení ČSN EN 17660, aby se jednalo o plnohodnotný nosný svar.

## 1.2. Vybavení mostu

### 1.2.1. Vozovka a izolace

Vozovkové souvrství na mostě je navrženo dvouvrstvé:

– Obrusná vrstva SMA 11S PMB 45/80-60 modifikovaný podle ČSN EN 13108-5, ČSN 73 6121	40 mm
– PS-EP (C60 BP 5) podle TP 102	0,20 kg/m <sup>2</sup>
– Ochrana izolace MA 11 IV PMB 25/55-60 ČSN EN 13108-6	40 mm
– Izolace NAIP	5 mm
– Úprava povrchu pečetící vrstvou	

**Celkem:**

**85 mm**

Povrch obrusné vrstvy (SMA 11) bude opatřen posypem z předobalené drti 2/4 s vydatností 1,5 kg/m<sup>2</sup>. Na povrchu ochranné vrstvy (MA 11) bude proveden posyp z drti 4/8 s vydatností 2 - 4 kg/m<sup>2</sup>. Typ izolačního souvrství je směrodatný při volbě technologie pokládky ochrany z litého asfaltu. Izolace pod římsami je v souladu s VL4 provedena ve dvou vrstvách, druhá vrstva s přesahem 150 mm přes dolní hranu římsy směrem do úžlabí nosné konstrukce. Druhá vrstva izolace v oblasti pod římsou slouží jako ochrana primární NAIP izolace, ochrannou druhou vrstvu tvoří pás s hliníkovou vložkou (typ AL). Zdvojená izolace bude taktéž provedena v oblasti přechodu izolace z nosné konstrukce na přechodovou desku.

Na mostě budou zřízeny odvodňovací proužky z litého asfaltu MA, tyto proužky nebudou opatřeny posypem.

Celoplošná izolace mostovky musí odpovídat požadavkům ČSN 73 6242, použít lze pouze schválené izolační systémy (seznam dostupný na webu: <http://www.pjpk.cz/izolacni-systemy-mostu/>).

Povrch mostovky je nutné před pokládkou izolační vrstvy kompletně očistit a rovinnost povrchu musí odpovídat ČSN 73 6242 a tolerancím dle TKP 18. Před samotnou pokládkou izolace je potřeba provést odtrhové zkoušky, kdy **povrch musí vykazovat pevnost min. 1,50 MPa!**

Šíře vozovky mezi obrubami je 9,50 m. Podél obrubníků v celé jejich délce jsou zřízeny odvodňovací proužky šíře 500 mm podle detailu VL4 403.41. Zapuštění proužku bude ukončeno v místě podpovrchového mostního závěru. Podélné spáry mezi římsou a odvodňovacím proužkem budou řešeny dle detailu VL4 403.42. Těsnicí hmota bude typu N2 dle článku 4.1 ČSN EN 14188-1.

V ose odvodňovacího proužku je po celé délce odvodňovacího proužku zřízeno drenážní žebro z polymerbetonu šíře 150 mm podle VL4 406.12 a VL4 406.12a. Výška drenážního žebra odpovídá výšce ochranné vrstvy izolace z litého asfaltu (40 mm). Vzdálenost příčných rozšíření drenážního žebra je 4 m.

Při provádění vozovek platí ustanovení TKP 7, TKP 8, TKP 21 a navazující ČSN, na které se příslušné TKP odkazují, jmenovitě ČSN 73 6242, ČSN 73 6122 a ČSN 73 6121.

### 1.2.2. Římsy

Mostní římsy jsou navrženy monolitické z betonu **C 30/37 XC4+XF4+XD3**. Ze strany správce objektu nebyl vznesen požadavek na umístění chrániček nebo kabelových kanálů. Římsy jsou určeny jako pochozí pro pěší provoz. Příčný sklon římsy je 2,5 %. Na horním povrchu římsy bude provedena příčná striáž v rozsahu vymezeném ve VL4 101.01.

Kotvení římsy bude řešeno pomocí navrtávaných motýlových kotev do konzol nosné konstrukce. Vzdálenost kotev bude určena ve statickém výpočtu.

Na římsách bude osazeno zábradlí se svislou tyčovou výplní.

Levá mostní římsa bude sloužit jako nosič konzol pro uložení horkovodního potrubí. Konzoly budou upevněny do římsy pomocí kotev do vývrtu.

### 1.2.3. Zábradlí

Na mostě bude osazeno zábradlí se svislou výplní v souladu s VL4 507.01. Na chodnících se nepředpokládá pohyb cyklistů, zábradlí tedy bude mít osazeno madlem ve standardní výšce **1100 mm**. Zábradlí bude zhotoveno v souladu s ustanoveními TP 258.

Maximální tloušťka podlití patní desky sloupků polymerní maltou je 20 mm.

### 1.2.4. Odvodnění

Vzhledem ke střechovitému příčnému sklonu je most vybavena dvěma odvodňovacími proužky dle VL4 403.41 ve variantě pro dvou vrstvou vozovku.

Voda je z povrchu vozovky a chodníků svedena do odvodňovacích proužků příčným sklonem povrchu, odvod vody z mostu je zajištěn podélným sklonem konstrukce.

### 1.2.5. Povrchové úpravy ocelových konstrukcí

V dosavadní době není vznesen požadavek na konkrétní barevné provedení ocelových konstrukcí. Veškeré ocelové prvky tedy budou opatřeny vrchní nátěr **RAL 7043 Traffic Grey**.

Povrchová úprava všech ocelových konstrukcí bude provedena v souladu s požadavky TKP 19 B. Životnost ochranného povlaku a stupně korozní agresivity odpovídají ČSN EN 12944-2:

*Záchytné systémy* – C4+K8 (speciální)

*Odvodňovací zařízení* – C4+K7 (speciální)

*Konzoly pro horkovod* – C4+K1 (speciální)

Veškeré zabetonované prvky budou mít ochranný systém do hloubky nejméně 50 mm pod líc betonového povrchu.

Jako hlavní systém protikorozní ochrany ocelových konstrukcí a prvků se předpokládá ochrana žárovou metalizací a třívrstvý nátěr. Pro lepší optickou kontrolu krytí nátěru doporučuji užít odlišné barvy jednotlivých nátěrů.

#### 1.2.6. Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu

Zpevnění ploch bude provedeno podle VL4 206.02, tedy dlažbou z lomového kamene tloušťky 200 mm do lože z betonu C20/25 - XF3.

Pro zajištění opevňovací dlažby na svazích bude v jejich patách zhotoven betonový práh z betonu C30/37 – XF4+XD3.

Za oběma pravými křídly (ve směru staničení) mostu bude na základě požadavku TSK a IPR zbudováno schodiště pro běžný provoz pěších se zábradlím umístěným na křídlech. Schodiště bude sestaveno z prefabrikovaných dílců vyrobených z betonu C 30/37 – XF4 do betonového lože stejné třídy jako dlažba pro opevnění svahů.

## **Část C – Statický výpočet**

# 1. Posuzovaný mostní objekt

## 1.1. Polohový popis objektu

<i>Druh převáděné komunikace:</i>	Místní komunikace ul. K Červenému dvoru
<i>Kategorie komunikace</i>	MS2 16,0/10,5/50
<i>Druh přemostované překážky:</i>	Zrušená jednokolejná trať s vlečkou
<i>Požadovaná podjezdná výška:</i>	6,00 + 0,15 = 6,15 m
<i>Volná výška pod mostem:</i>	cca 6,66 m (střed rozpětí)

## 1.2. Polohový popis objektu

Most slouží pro převedení místní komunikace v ulici K Červenému dvoru přes starou železniční trať Praha – Malešice – Praha – Žižkov. Most je navržen jako trvalý silniční, jednopodlažní, nepohyblivý o jednom poli. Konstrukci tvoří železobetonový dodatečně předpjatý dvoutrám ve směru příčném v podélném směru je most integrovaný rám s vrubovými klouby na spoji základ – dřík opěry. Návrh je proveden jako kompletně nová mostní konstrukce výměnou za stávající mostní objekt, založení mostu je hlubinné.

Příčný sklon mostu je střečovitý 2,50 %, podélný sklon mostu je proměnný, most je ve vrcholovém oblouku, sklon k opěře O1 je 5,40 % a k opěře O2 je 5,00 %.

Most je většinou délky v přímé, u opěry O1 přechází do oblouku s poloměrem  $R = 45,25$  m.

## 1.3. Popis stávajícího stavu

Mostní objekt je situován v intravilánu městské části Praha 3 – Žižkov.

Silniční těleso je zde vedeno na náspu výšky cca 7,50 m, před opěrami nejsou zhotoveny zemní kužely, křídla tvoří přímou opěru náspu.

## 1.4. Předmět výpočtu

Úkolem statického výpočtu je návrh a posouzení nového mostního objektu. Mostní objekt je navržen jako dodatečně předpjatá dvoutrámová monolitická konstrukce. Tato navržená konstrukce je navržena za účelem celkové výměny stávajícího mostního objektu, jehož nosná konstrukce se sestává ze železobetonové trámové konstrukce se 7+2 trámy s mezilehlými příčníky.

## 1.5. Normy a software užitý pro výpočet

### 1.5.1. Normy

Viz rejstřík užitých norem a dalších předpisů na konci práce.

### 1.5.2. Software

- Scia Engineer výpočtový a dimenzační software pro návrh a posouzení konstrukcí
- IDEA StatiCA software pro návrh a posouzení průřezů, nosníků a detailů
- GEO5 software pro návrh a posouzení geotechnických konstrukcí
- Excel tabulkový procesor
- Word textový procesor
- AutoCAD LT software pro zpracování 2D výkresové dokumentace

## 1.6. Materiály uvažované při výpočtu

### 1.6.1. Betonářská výztuž – měkká

Pro armování konstrukce bude použita výztuž **B500B**.

### 1.6.2. Předpínací výztuž – tvrdá

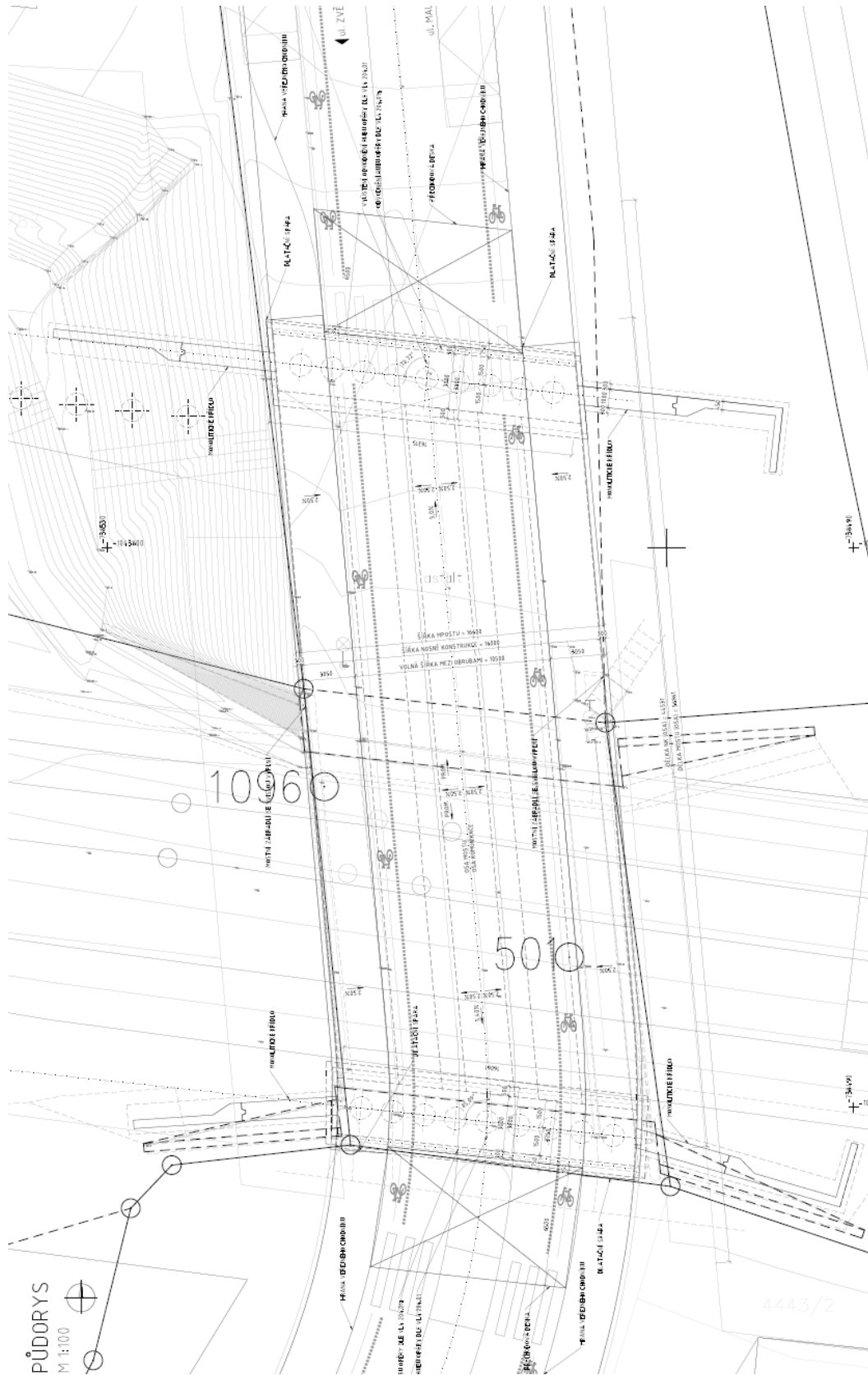
Předpjetí bude zajištěno kabely z výztuže **Y1860 S7 – 15,7**.

### 1.6.3. Betony

Podkladní beton:	C 20/25 – XA2, Dmax22, Cl 1,0, S4
Základy opěr:	C 30/37 – XF2+XA2+XC2, Dmax22, Cl 0,2, S4
Piloty:	C 30/37 – XA2+XC2, Dmax22, Cl 0,2, S4
Opěry a křídla:	C 45/55 – XF2+XA2+XC4+XD3, Dmax22, Cl 0,2, S4
Nosná konstrukce:	C 45/55 – XF4+XA2+XC4+XD3, Dmax22, Cl 0,1, S4
Přechodové desky:	C 30/37 – XF2+XA2+XC3+XD4, Dmax22, Cl 0,2, S4
Římsy:	C30/37 – XF4+XC4+XD3, Dmax22, Cl 0,2, S4

## 1.7. Geometrie posuzovaného mostu

### Půdorys



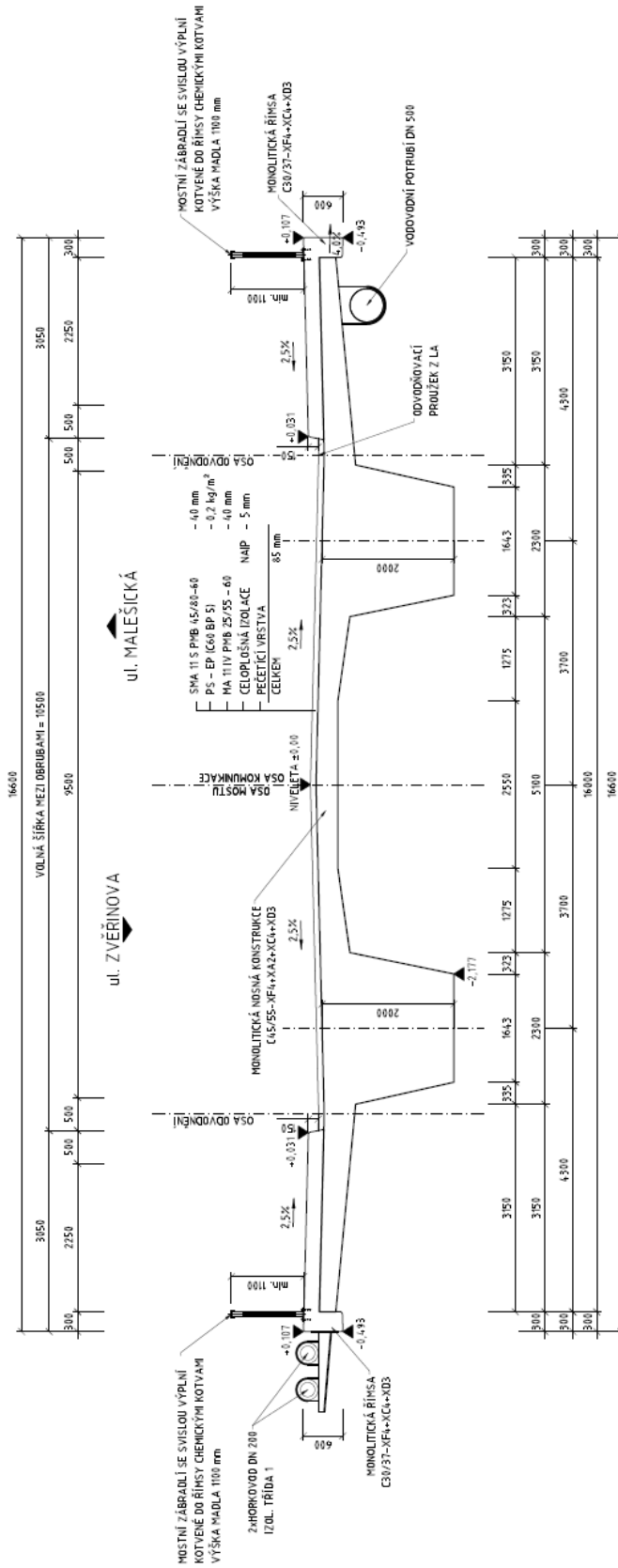
Obrázek 12: Půdorys nové konstrukce





# Vzorový příčný řez – opěra

## VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ M 1:50 – ŘEZ V LÍCI OPĚRY



Obrázek 14: Vzorový příčný řez - opěra



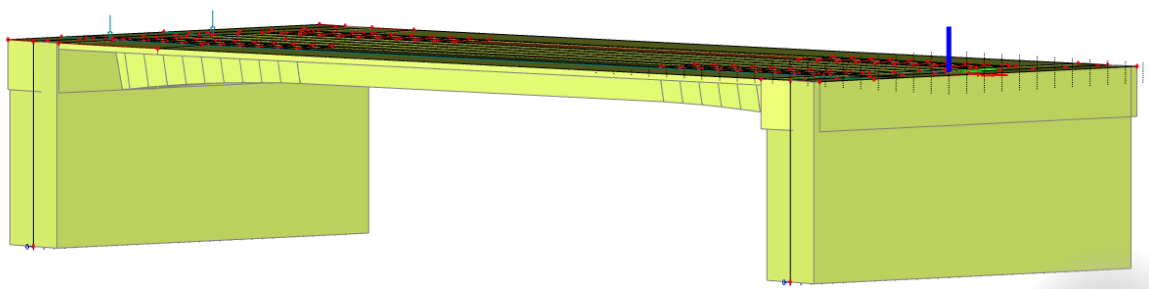
## 2. Návrh a posouzení mostní konstrukce

### 2.1. Popis konstrukce a výpočetních modelů

Nosná konstrukce mostu je navržena monolitický, dodatečně předpjatý, integrovaný dvoutrám. Trámy mají v podélném směru proměnou výšku v rozmezí 1400 – 2000 mm, šířka trámů je taktéž proměnná v rozmezí 1900 – 1643 mm. Nad opěrou dvoutrám přechází do příčnicku plně širší opěry a výšky 2000 mm. Nosná konstrukce je tuze, rámově spojena s masivními plnostěnnými opěrami. Spojení základu a spodní stavby je realizováno vrubovými kloubly.

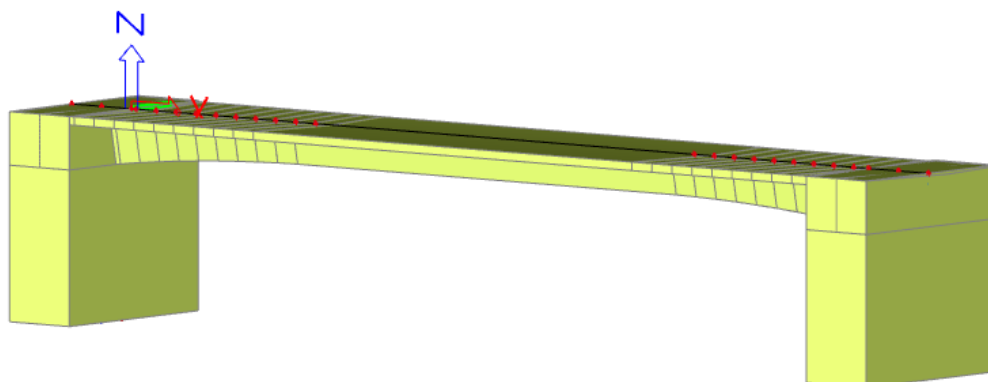
Vzhledem ke komplexnosti konstrukce je ve výpočtu využita kombinace dvou oddělených výpočetových modelů.

Prvotní globální analýza je provedena na 3D desko-stěnovém modelu se zahrnutím geometrických, materiálových a tuhostních vlastností konstrukce. Tento model slouží pro zjištění účinků stálých zatížení a proměnných zatížení od dopravy na jednotlivé trámy podle příslušných kombinačních vzorců 6.10, 6.10a a 6.10b + kombinace pro MSP – charakteristická, častá a kvazistálá. Podle příslušných kombinačních vzorců byly sestaveny obálky vnitřních sil pro první (MSÚ) a druhý (MSP) mezní stav. Vzhledem ke konzervativnosti kombinace 6.10, je na prut využita obálka kombinací 6.10 a + 6.10.b.



Obrázek 16: Dekstěnový výpočetní model ve SEN

Takto získané obálky vnitřních sil byla aplikovány na prutový 2D model, kde je doplněn vliv zatížení konstrukce zemními tlaky, teplotou, poklesy podpor a předpjetím konstrukce. Na takto sestaveném prutovém modelu je proveden časově závislý výpočet (TDA výpočet). Následně na prutovém modelu jsou graficky posouzena napětí pro MSP. Síly získané na prutovém modelu byly použity pro posouzení z hlediska MSÚ v programech IDEA a GEO 5.



Obrázek 17: Prutový výpočetní model ve SEN

## 2.2. Zatížení působící na konstrukci

### 2.2.1. Vlastní tíha

Účinky zatížení vlastní tíhou konstrukce jsou vypočteny automaticky výpočtním modelem na základě objemu jednotlivých prvků a podle přiřazených materiálových charakteristik. Pro železobeton byla v materiálových parametrech uvažována objemová tíha  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$  a pro předpjaté prvky byla uvažována objemová tíha  $\gamma=26 \text{ kN/m}^3$ .

### 2.2.2. Ostatní stálé zatížení

Ve výpočtovém modelu byla zadána a uvažována tíha říms včetně zábradlí, vozovkového souvrství, vodovodního potrubí a horkovodního vedení umístěného na mostě. Pro snazší tvorbu kombinací zatížení jsou v modelu veškerá stálá zatížení zadána v charakteristických hodnotách.

Na desko-stěnovém modelu je zatížení zadáno plošně, plně respektující reálnou geometrii zatěžujících elementů. Prutový 2D model byl zatížen nepočítanými vnitřními silami z desko-stěnového modelu.

Při uvážení zatížení vozovkou je počítáno s odchylkou -20 % (dolní char. hodnota) a +40 % (horní char. hodnota).

Hodnoty zatížení vyvozené trubními vedeními jsou uvažovány bez nosných prvků, pouze jako tíha potrubí a média samotného, jelikož na začátku výpočtu nebyly kotevní prvky „hádány“ vzhledem k totální absenci podkladů o trubním vedení ze strany teplárny.

Tabulka 1: Tabulka 1: Intenzity dolní charakteristické hodnoty zatížení  $(g-g_0)_{k,inf}$

Dolní charakteristická hodnota			
Levá římsa	[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
Plocha na NK	0,781	25	19,53
Levá římsa	[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m
Přesah pře NK	0,192	25	4,80
Zábradlí	-	-	1,00
Pravá římsa	[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
Plocha na NK	0,781	25	19,53
Pravá římsa	[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m
Přesah pře NK	0,192	25	4,80
Potrubí		kN/m	
Vodovod	liniově	2,05	
Horkovod	liniově	1,4	
Vozovka	tl. [mm]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
SMA 11	40	25	0,8
MA 11	40	25	0,8
NAIP	5	23	0,09
<b>Celkem</b>			<b>1,69</b>

Tabulka 2: Intenzity střední charakteristické hodnoty zatížení  $(g-g_0)_m$

Střední charakteristická hodnota			
Levá římsa	[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
Plocha na NK	0,781	25	19,53
Levá římsa	[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m
Přesah pře NK	0,192	25	4,80
Zábradlí	-	-	1,00
Pravá římsa	[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
Plocha na NK	0,781	25	19,53
Pravá římsa	[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m
Přesah pře NK	0,192	25	4,80
Potrubí		kN/m	
Vodovod	liniově	2,05	
Horkovod	liniově	1,4	
Vozovka	tl. [mm]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
SMA 11	40	25	1
MA 11	40	25	1
NAIP	5	23	0,12
<b>Celkem</b>			<b>2,12</b>

Tabulka 3: Intenzity horní charakteristické hodnoty zatížení  $(g-g_0)_{k,sup}$

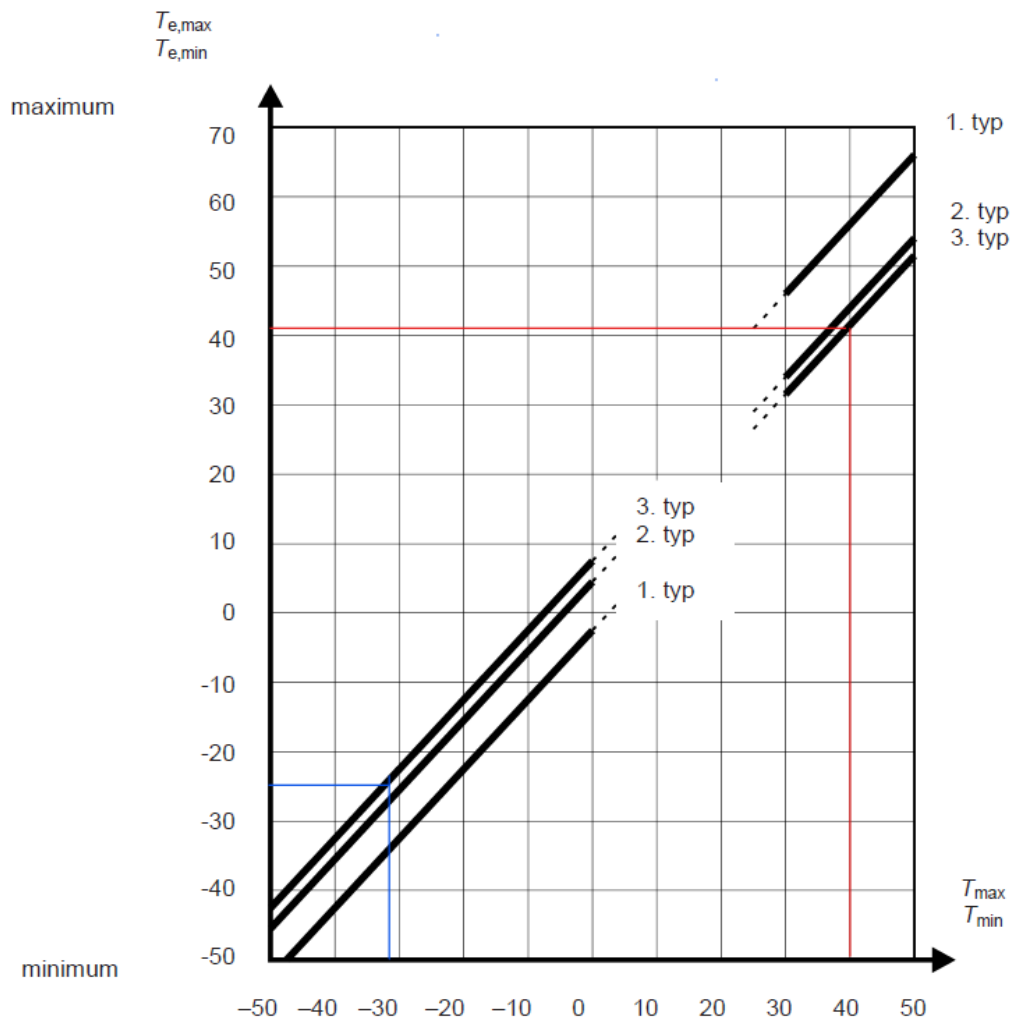
Horní charakteristická hodnota			
Levá římsa	[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
Plocha na NK	0,781	25	19,53
Levá římsa	[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m
Přesah pře NK	0,192	25	4,80
Zábradlí	-	-	1,00
Pravá římsa	[m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
Plocha na NK	0,781	25	19,53
Pravá římsa	[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m
Přesah pře NK	0,192	25	4,80
Potrubí		kN/m	
Vodovod	liniově	2,05	
Horkovod	liniově	1,4	
Vozovka	tl. [mm]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	kN/m <sup>2</sup>
SMA 11	40	25	1,4
MA 11	40	25	1,4
NAIP	5	23	0,16
<b>Celkem</b>			<b>2,96</b>

### 2.2.3. Nerovnoměrné sedání podpor

Po konzultaci s vedoucím práce na základě geotechnických podmínek popsanych v inženýrsko – geologickém průzkumu byla hodnota nerovnoměrného poklesu podpor pro výpočet uvažována 10 mm.

### 2.2.4. Teplotní zatížení konstrukce

- Typ nosné konstrukce – betonová deska, **typ 3**
- Maximální teplota vzduchu v lokalitě  $T_{MAX} = 40$  °C
- Minimální teplota vzduchu  $T_{MIN} = -32$  °C
- Výchozí teplota nosné konstrukce  $T_0 = 10$  °C
- Maximální rovnoměrná složka teploty mostu  $T_{e,MAX} = 42$  °C
- Minimální rovnoměrná složka teploty mostu  $T_{e,MIN} = -25$  °C
- Oteplení nosné konstrukce:  $\Delta T_{N,EXP} = 42-10 = -32$  °C
- Ochlazení nosné konstrukce:  $\Delta T_{N,CON} = 10-(-25) = 35$  °C
- Celkový rozsah teploty:  $\Delta T_N = 42 - (-25) = 67$  °C
- Lineární nerovnoměrné ohřátí horního povrchu:  
 $k_{sur} = 0,79$        $\Delta T_{M,HEAT} = 15$  °C       **$\Delta T_{UP} = 11,85$  °C**
- Lineární nerovnoměrné ohřátí dolního povrchu:  
 $k_{sur} = 1,0$        $\Delta T_{M,COOL} = 8$  °C       **$\Delta T_{BOTT} = 8$  °C**



Obrázek 18: Grafické stanovení minimální a maximální rovnoměrné složky teploty [8]

V souladu s ustanoveními normy ČSN EN 1991-1-5 pro případy, kdy je nutné souběžně uvažovat působení (např. právě rámové konstrukce) rozdíl teplot  $\Delta T_{M,HEAT}$  nebo  $\Delta T_{M,COOL}$  a maximální rozsah rovnoměrné složky teploty  $\Delta T_{N,EXP}$  nebo  $\Delta T_{N,NOG}$  je možné použít následující vztahy, které lze považovat za kombinace zatížení teplotou.

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{M,con})$$

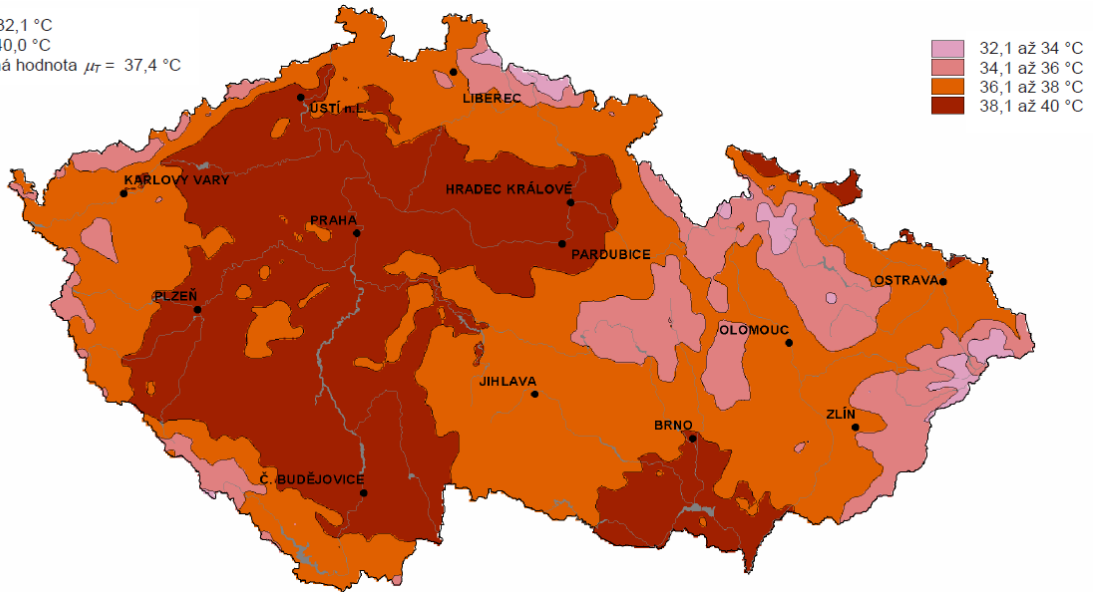
$$\omega_N \Delta T_{M,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{N,con})$$

Do výpočtu uvažujeme takovou kombinaci, která vyvodí nejnepříznivější účinek.

Hodnoty součinitelů jsou uvažovány v souladu s národní přílohou NA.2.12:

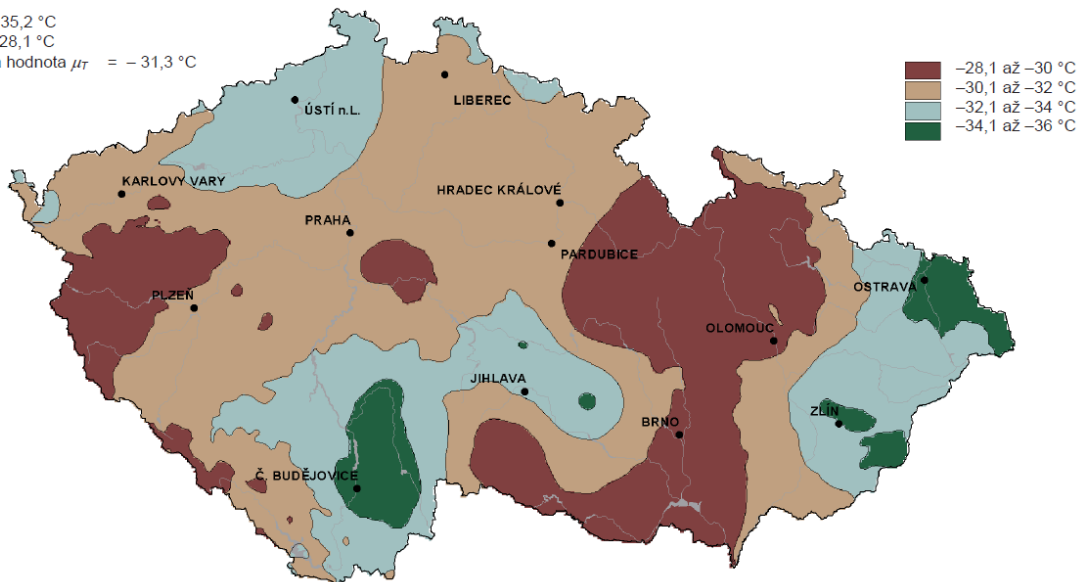
- $\omega_N = 0,35$
- $\omega_M = 0,75$

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



Obrázek 19: Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [8]

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



Obrázek 20: Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [8]



## 2.2.5. Zatížení dopravou

### 2.2.5.1. Skupina pozemních komunikací

Vzhledem k absenci podkladů o intenzitě dopravního zatížení komunikace bylo v rámci návrhu uvažováno s méně příznivým zařazením komunikace z hlediska ČSN EN 1991-2, NA2.12, tedy komunikace je zařazena do **skupiny pozemních komunikací 1**.

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

<sup>1)</sup> Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je  $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$ .

Tabulka 4: Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR [9]

Skupina pozemních komunikací	Součinitel $\beta_Q$
1	0,80
2	0,65

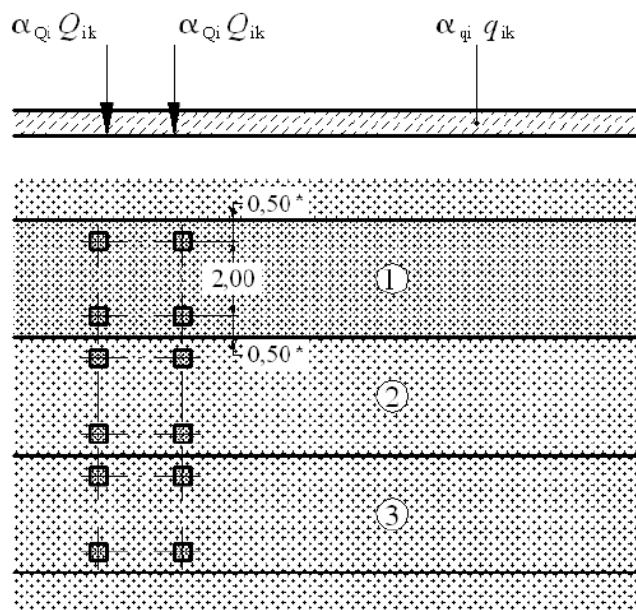
Tabulka 5: Hodnoty součinitele  $\beta_Q$  [9]

### 2.2.5.2. LM1

Šířka komunikace mezi obrubami je 10,50 m, pro provedení pojezdů zatěžovací sestavy LM1 je tedy vozovka rozdělaná do 4 pruhů, 3x3 m (LM1<sub>1</sub> – LM1<sub>3</sub>) + 1,50 m (LM1<sub>ost</sub>). Při zatěžování konstrukce se jednotlivé pruhy mezi sebou navzájem prostřídávají pro nalezení nejnepříznivějších účinků zatížení vyvolaných modelem LM1

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (nebo $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Tabulka 6: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty [9]

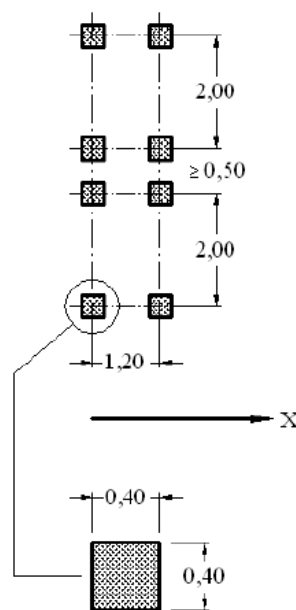


### Legenda

- (1) pruh č. 1:  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ ;  $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$
- (2) pruh č. 2:  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) pruh č. 3:  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Vzdálenost náprav dvojnápravy je 1,2 m

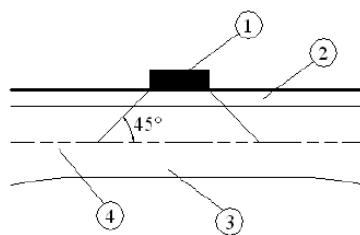
Obrázek 21: Použití modelu zatížení 1 [9]



Obrázek 22: Použití dvojnáprav pro lokální ověření [9]

Příčné uspořádání sestavy LM1 je „vypuštěno“ na most v několika variantách, aby bylo zajištěno pokrytí takové polohy zatížení, aby došlo k vyvození nejnepříznivějšího účinku z hlediska vnitřních sil na konstrukci.

Při zatížení konstrukce sestavou zatížení LM1 podle ustanovení článku 4.3.6. normy ČSN EN 1991-2 uvažován roznos soustředěného zatížení do střednicové plochy desky mostovky.



#### Legenda

- |   |                         |   |  |
|---|-------------------------|---|--|
| 1 | dotykový tlak kola      | 2 | vozovka                                    |
| 3 | betonová deska mostovky | 4 | střednicová plocha betonové desky mostovky |

Obrázek 23: Roznášení soustředných zatížení vozovkou a betonovou deskou mostovky [9]

Tloušťka navržené vozovky činí 85 mm, vzdálenost střednicové roviny je uvažována z nejtenčí části mostovky, která je 300 mm (v zrcadle mezi trámy).

$$A_{roznos} = (0,4 + 2 * (0,085 + 0,15))^2 = 0,757m^2$$

Na základě stanovené náhradní plochy pro roznos zatížení je přepočtena základní hodnota zatížení na plochu roznosu.

Přepočet LM1 - TS na efektivní styčnou plochu				
Zatěžovací pruh	$Q_k$ [kN]	$\alpha_Q$	$Q_k * \alpha_Q$ [kN]	$(Q_k * \alpha_Q) / (2 * A_{roznos})$ [kN/m <sup>2</sup> ]
LM1 <sub>1</sub>	300	1,0	300	198,18
LM1 <sub>2</sub>	200	1,0	200	132,12
LM1 <sub>3</sub>	100	1,0	100	66,06
LM1 <sub>ost.</sub>	0	-	-	0,00

Tabulka 7: Přepočet LM1 TS na efektivní styčnou plochu

Plocha roznosu neovlivňuje hodnoty spojitých zatížení (UDL) příslušné pro jednotlivé pruhy.

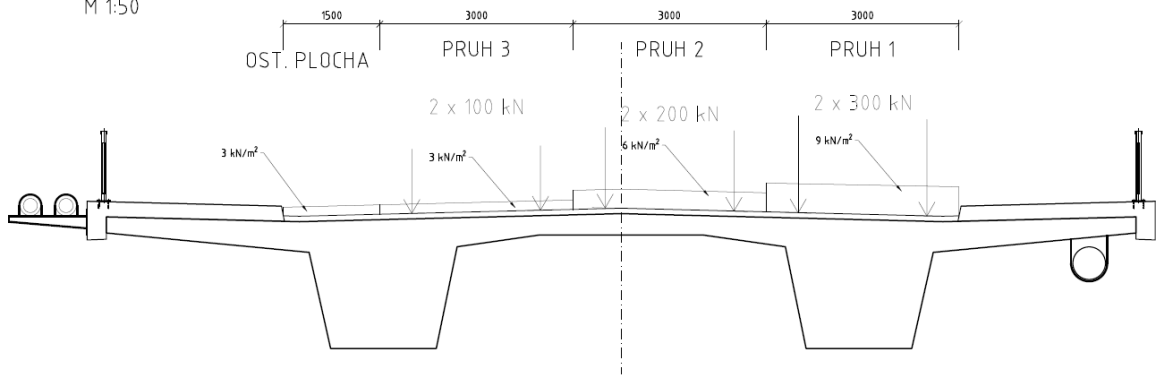
Přepočet LM1 - UDL			
Zatěžovací pruh	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_q$	$q_k * \alpha_q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
LM1 <sub>1</sub>	9,0	1,0	9,0
LM1 <sub>2</sub>	2,5	2,4	6,0
LM1 <sub>3</sub>	2,5	1,2	3,0
LM1 <sub>ost.</sub>	2,5	1,2	3,0

Tabulka 8: Hodnoty modelu LM1 UDL

Sestava zatížení LM1 byla na konstrukci umístěna celkem ve střež sestavách za účelem vyvození nejnepříznivějších účinků, kterým během provozu musí konstrukce odolat.

LM1 – VARIANTA A

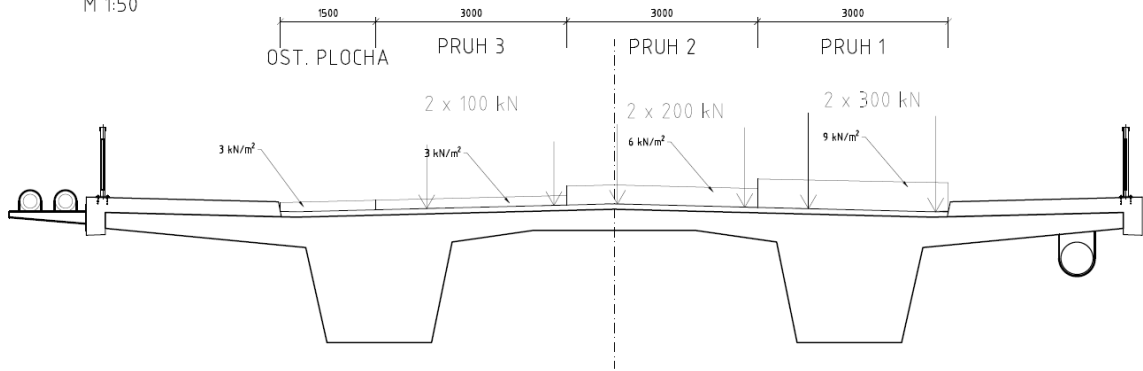
M 1:50



Obrázek 24: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet – varianta A

LM1 – VARIANTA B

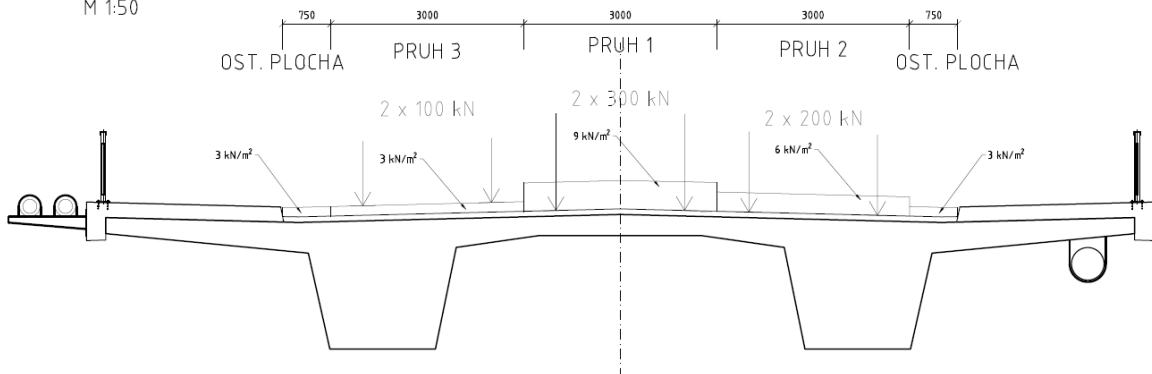
M 1:50



Obrázek 25: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet – varianta B

LM1 – VARIANTA C

M 1:50



Obrázek 26: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet – varianta C

### 2.2.5.3. LM2

Model zatížení LM2 je tvořen jednou dvounápravou  $\beta_Q \times Q_{ak}$ . Tento model je určen pro lokální ověření zejména mostů malých rozpětí.

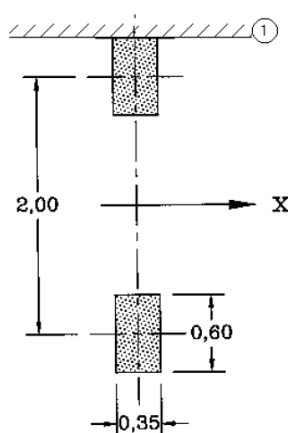
Při aplikaci zatížení tímto model se opět uvažuje roznos do střednice desky mostovky jako u modelu LM1.

$Q_{ak} = 400 \text{ kN}$  – může působit v kterémkoliv místě na vozovce

$\beta_Q = 0,80$

Přepočet LM2 - TS na efektivní styčnou plochu				
Zatěžovací pruh	$Q_k$ [kN]	$\beta_Q$	$Q_k * \alpha_Q$ [kN]	$(Q_k * \alpha_Q) / (2 * A_{roznos})$ [kN/m <sup>2</sup> ]
LM2	400	0,8	320	182,36

Tabulka 9: Přepočet LM2 TS na efektivní styčnou plochu



#### Legenda

- X podélná osa mostu
- 1 obrubník

Obrázek 27: Model zatížení 2 [9]

### 2.2.5.4. LM3

Pro návrh konstrukce je uvažováno zvláštní vozidlo definované ČSN EN 1991-2, příloha A, vozidlo 1800/200 určené pro mosty na silnicích první třídy.

Při stanovení účinků zatěžovacího modelu LM3 se již neuvažuje s roznosem do střednice desky mostovky jak je tomu u modelů LM1 a LM2.

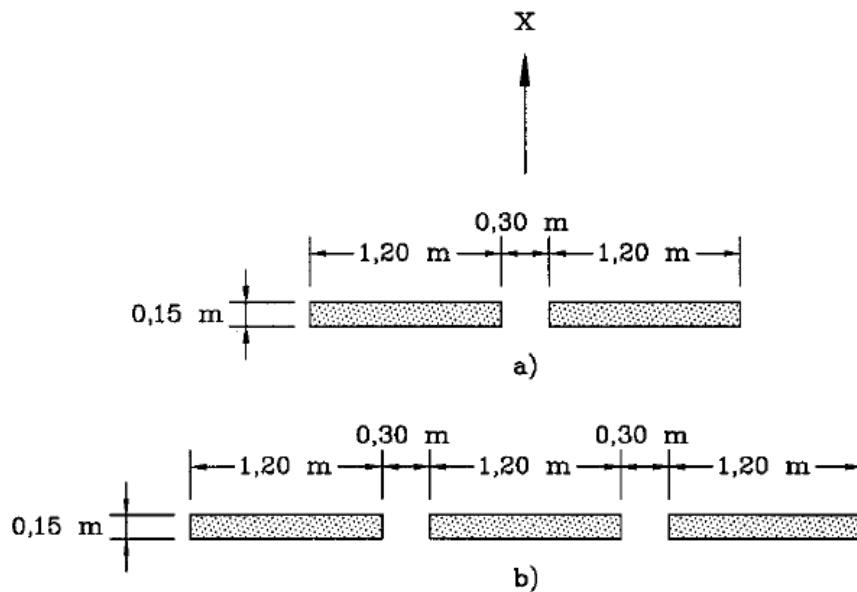
Pohyb vozidla 1800/200 je uvažován v ideální stopě (ose mostu) s odchylkou  $\pm 0,50$  m. Při pojezdu vozidla 1800/200 je tento model v případě užití na silnici I. Třídy uvažován jako jediné vozidlo na mostě s vyloučením ostatní dopravy v okamžiku pojezdu.

Tabulka 10: Třídy zvláštních vozidel modelu LM3 [9]

Celková tíha	Skladba náprav	Označení
600 kN	4 nápravy po 150 kN	600/150
900 kN	6 náprav po 150 kN	900/150
1 200 kN	8 náprav po 150 kN nebo 6 náprav po 200 kN	1 200/150 1 200/200
1 500 kN	10 náprav po 150 kN nebo 7 náprav po 200 kN + 1 náprava 100 kN	1 500/150 1 500/200
1 800 kN	12 náprav po 150 kN nebo 9 náprav po 200 kN	1 800/150 1 800/200
2 400 kN	12 náprav po 200 kN nebo 10 náprav po 240 kN nebo 6 náprav po 200 kN (vzdálenost 12 m) + 6 náprav po 200 kN	2 400/200 2 400/240 2 400/200/200
3 000 kN	15 náprav po 200 kN nebo 12 náprav po 240 kN + 1 náprava 120 kN nebo 8 náprav po 200 kN (vzdálenost 12 m) + 7 náprav po 200 kN	3 000/200 3 000/240 3 000/200/200
3 600 kN	18 náprav po 200 kN nebo 15 náprav po 240 kN nebo 9 náprav po 200 kN (vzdálenost 12 m) + 9 náprav po 200 kN	3 600/200 3 600/240 3 600/200/200

Celková tíha	1 800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$ , $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50 \text{ m}$ .
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70 \text{ km/hod}$ )
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

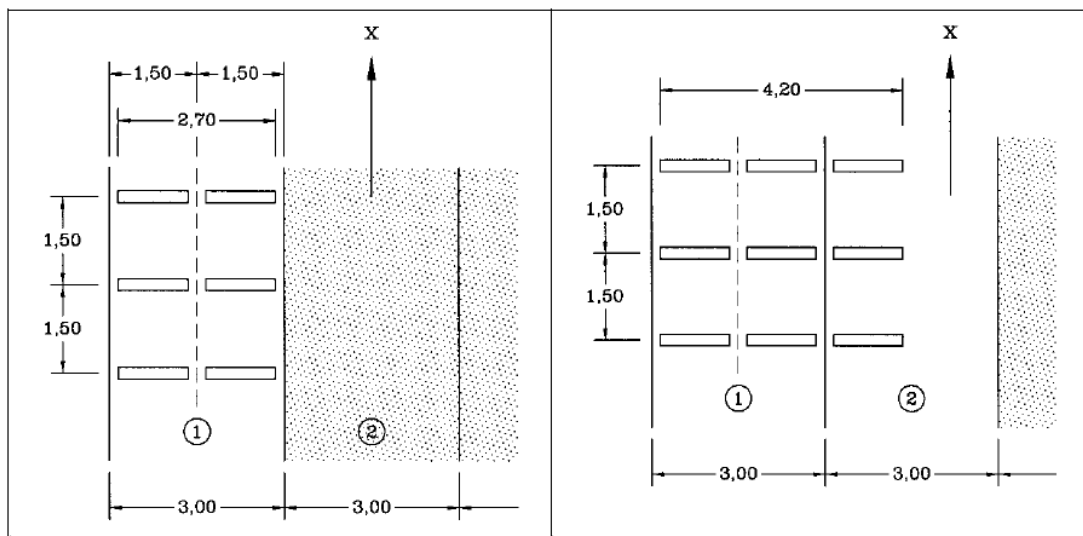
Tabulka 11: Charakteristiky zvláštního vozidla pro silnice I. a II. třídy [9]



**Legenda**

- x směr podélné osy mostu
- a) nápravy 100 kN až 200 kN
- b) nápravy 240 kN

Obrázek 28: Uspořádání náprav a definice dotykových ploch kol [9]



**Legenda**

- nápravy po 150 kN nebo 200 kN ( $b = 2,70 \text{ m}$ )
- X podélná osa mostu
- (1) pruh č. 1
- (2) pruh č. 2

**Legenda**

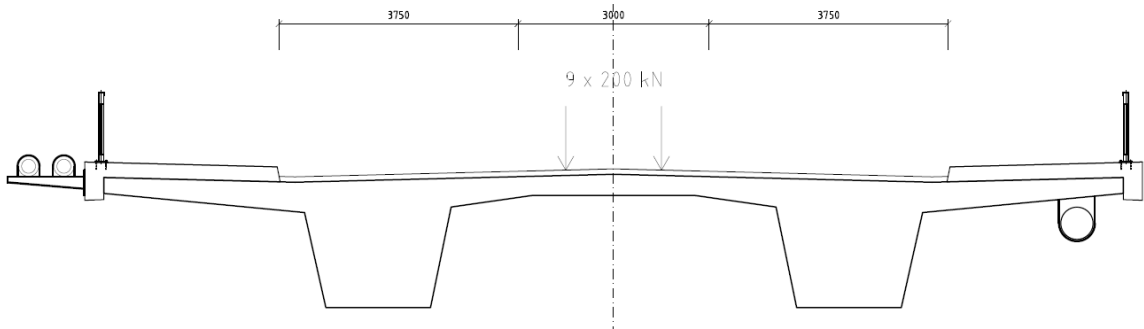
- nápravy po 240 kN ( $b = 4,20 \text{ m}$ )
- X podélná osa mostu
- (1) pruh č. 1
- (2) pruh č. 2

Obrázek 29: Použití zvláštních vozidel v zatěžovacích pruzích [9]

Přepočet LM3 - 1800/200			
Náprava	$Q_k$ [kN]	A [m <sup>2</sup> ]	$Q_k/2A$ [kN/m <sup>2</sup> ]
200 kN	200	0,18	555,56

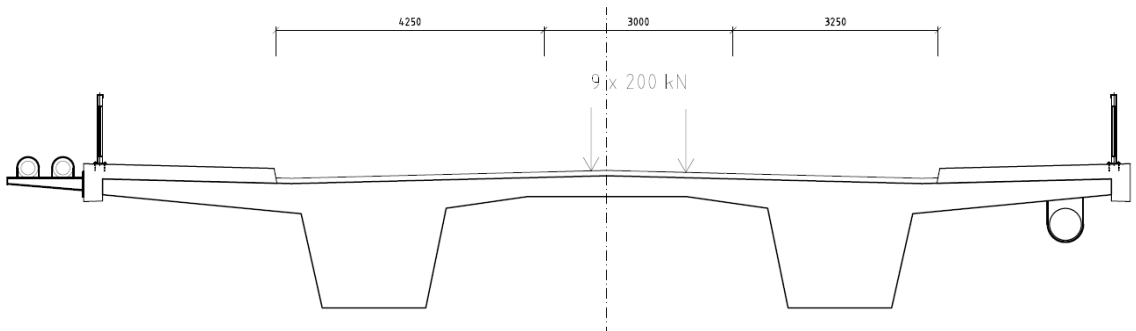
Tabulka 12: Přepočet bodové nápravové síly LM3 na styčnou plochu

LM3 - 1800/200 - OSA  
M 1:50



Obrázek 30: Umístění zvláštního vozidla LM3 - 1800/200 v ose

LM3 - 1800/200 - +0,50 m  
M 1:50



Obrázek 31: Umístění zvláštního vozidla LM3 - 1800/200 0,50 m mimo osu

#### 2.2.5.5. Zatížení chodníků chodci

Jelikož na římsách se předpokládá běžný pohyb chodců, bylo na model v oblasti chodníků aplikováno plošné spojitě zatížení  $3\text{ kN/m}^2$  v charakteristické hodnotě.

#### 2.2.5.6. Rozjezdové a brzdné síly LM1

Na model jsou tyto síly aplikovány spojitě silové zatížení působící v rovině povrchu vozovky.

Charakteristická hodnota působící síly je shora omezena na hodnotu  $Q_{lk} = 900\text{ kN}$ .

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} * 2Q_{1k} + 0,1 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$$

$$Q_{lk} = 0,6 * 1 * 2 * 300 + 0,1 * 1 * 9 * 3 * 44,53 = 480,23\text{ kN}$$

Přepočítání na plošné zatížení ve směru podélné osy mostovky se provede:

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{L * B} = \frac{480,23}{44,53 * 10,5} = 1,028\text{ kN/m}^2$$

#### 2.2.5.7. Rozjezdové a brzdné síly LM3

Pro model zatížení LM3, který se pohybuje normální rychlostí ( $70\text{ km/h}$ ) je velikost těchto sil omezena maximální hodnotou  $600\text{ kN}$  a určena vztahem:

$$Q_{lk} = 0,6 * Q_{LM3} = 0,6 * 1800 = 1080\text{ kN} > 600\text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 600\text{ kN}$$



Přepočet na plošné zatížení ve směru podélné osy mostovky se provede:

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{L * B} = \frac{600}{44,53 * 10,5} = 1,283 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2.5.8. Odstředivé a jiné příčné síly

Vzhledem k minimálnímu zásahu směrového oblouku u opěry O1 nebyly při výpočtu tyto síly řešeny.

## 2.3. Dilatační posuny mostu

Jako hodnota L je pro výpočty použita délka nosné konstrukce => L = 44 531 mm.

Prodloužení mostu vlivem oteplení:

$$\Delta L^{T+} = \alpha * L * (T_{e,MAX} - T_0) = 10 * 10^{-6} * 44531 * (42 - 10) = 14,245 \text{ mm}$$

Zkrácení mostu vlivem ochlazení:

$$\Delta L^{T-} = \alpha * L * (T_{e,MIN} - T_0) = 10 * 10^{-6} * 44531 * (-25 - 10) = -15,859 \text{ mm}$$

Zkrácení nosné konstrukce vlivem předpětí

- po předpětí uvažujeme průměrné tlakové napětí  $\sigma = 10 \text{ MPa}$
- střední hodnota modulu pružnosti pro C 45/55  $E_{cm} = 36 \text{ GPa}$
- součinitel dotvarování pro C 45/55  $\varphi = 1,824$

poměrné přetvoření od předpětí:  $\varepsilon = \sigma / E_{cm} = -10 / 36000 = -2,78 * 10^{-4}$

zkrácení nosné konstrukce:  $\Delta L_{NK,P} = \varepsilon * L = -2,78 * 10^{-4} * 44531 = -12,38 \text{ mm}$

Celkové zkrácení NK:  $\Delta L_P = \Delta L_{NK,P} * \varphi = -12,38 * 1,824 = -22,58 \text{ mm}$

Zkrácení vlivem smršťování betonu:

$$\Delta L_S = \varepsilon_S * L = -0,00025 * 44531 = -11,13 \text{ mm}$$

**Celkové zkrácení mostu:**

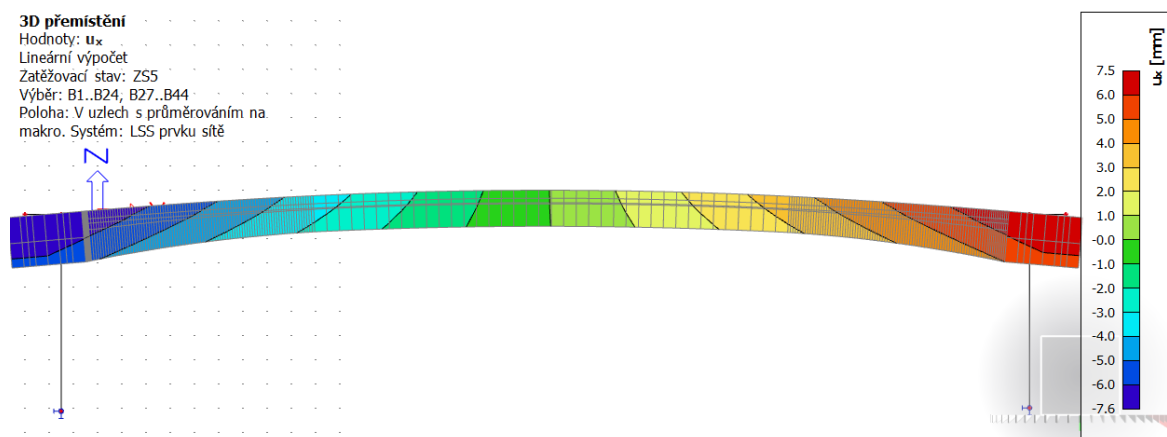
$$\Delta L^- = \Delta L_P + \Delta L_S + \Delta L^{T-} = -22,58 - 12,38 - 15,89 = -50,85 \text{ mm}$$

**Celkové prodloužení mostu:**

$$\Delta L^+ = \Delta L^{T+} = 14,245 \text{ mm}$$

Tato hodnota vodorovné deformace je uvažována v následující kapitole jako hodnota vodorovné deformace opěry „sh“ pro výpočet intenzit zemních tlaků, kdy  $s_h = \Delta L^+ / 2$

Pro porovnání výsledku s realitou výpočtu přikládám vypočtené deformace z výpočtového prutového modelu, který potvrzuje, že lze použít klasický vztah pro vypočtení deformace od teploty i bez potřeby mít v okamžiku výpočtu zemních tlaků hotový numerický model, tuto skutečnost však nelze paušalizovat, jelikož u půdorysně komplikovaných konstrukcí tento vztah nejde použít jako „dogma pravdy“.



Obrázek 32: Hodnoty deformace konstrukce ve směru osy X při maximálním oteplení konstrukce

## 2.4. Zemní tlaky na konstrukci

Pro stanovení zatížení, která na konstrukci vlivem interakce se zeminou působí bylo využito jedné z metodik uváděné v TP 261, konkrétně část P1.2.2.4 Mobilizovaný zemní tlak podle Vogta. Tato metodika byla vybrána z důvodu polohopisné blízkosti jejího sestavení – Německo.

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} + K_0) * \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z}$$

$K_0$  – součinitel zemního tlaku v klidu podle vztahu:  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$K_{ph}$  – součinitel pasivního zemního tlaku stanovený s uvažovaným  $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha - \beta}} \right]^2}$$

$z$  – vzdálenost od horní hrany opěry

$v(z)$  – vodorovná deformace opěry ve výšce  $z$  podle vztahu:  $v(z) = s_h * \left(1 - \frac{z}{h}\right)$

$h$  – celková výška opěry

$a$  – součinitel zohledňující charakter zásypu, lze uvažovat  $a = 0,2$

Tyto vztahy lze ekvivalentně použít pro výpočet aktivního tlaku a to v modifikaci:

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha - \beta}} \right]^2}$$

Intenzitu zemního tlaku poté získáme ze vztahu:  $e_i = K_i * \gamma * z$

Opěra O1 - 8,125 m															
Hloubka z [m]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	φ [°]	K <sub>0</sub> [-]	K <sub>ph</sub> [-]	K <sub>ah</sub> [-]	s <sub>h</sub> [m]	v(z) [m]	K <sub>ph,mob</sub> [-]	e <sub>ph,mob</sub> (z) [kPa]	e <sub>0</sub> (z) [kPa]	e <sub>a</sub> (z) [kPa]	Letní období		Zimní období	
												[kPa]	[kN/m]	[kPa]	[kN/m]
0,50							0,00668	0,85	8,94	5,25	4,93	8,9	71,5	5,3	42,0
1,00							0,00625	0,67	14,06	10,50	9,86	14,1	112,5	10,5	84,0
1,50							0,00581	0,61	19,10	15,75	14,79	19,1	152,8	15,8	126,0
2,00							0,00537	0,57	24,12	21,00	19,71	24,1	192,9	21,0	168,0
2,50							0,00493	0,55	29,12	26,25	24,64	29,1	233,0	26,3	210,0
3,00							0,00449	0,54	34,12	31,50	29,57	34,1	273,0	31,5	252,0
3,50							0,00405	0,53	39,12	36,75	34,50	39,1	313,0	36,8	294,0
4,00							0,00362	0,53	44,12	42,00	39,43	44,1	352,9	42,0	336,0
4,50	21	30	0,500	6,105	0,469	0,00712	0,00318	0,52	49,11	47,25	44,36	49,1	392,9	47,3	378,0
5,00							0,00274	0,52	54,11	52,50	49,29	54,1	432,9	52,5	420,0
5,50							0,00230	0,51	59,10	57,75	54,22	59,1	472,8	57,8	462,0
6,00							0,00186	0,51	64,09	63,00	59,14	64,1	512,8	63,0	504,0
6,50							0,00142	0,51	69,09	68,25	64,07	69,1	552,7	68,3	546,0
7,00							0,00099	0,50	74,08	73,50	69,00	74,1	592,6	73,5	588,0
7,50							0,00055	0,50	79,07	78,75	73,93	79,1	632,6	78,8	630,0
8,00							0,00011	0,50	84,06	84,00	78,86	84,1	672,5	84,0	672,0
8,13							0,00000	0,50	85,31	85,31	80,09	85,3	682,5	85,3	682,5

Tabulka 13: Intenzity zemních tlaků na opěru O1

Opěra O2 - 7,992 m															
Hloubka z	V	$\varphi$	$K_0$	$K_{ph}$	$K_{ah}$	$s_h$	$v(z)$	$K_{ph,mob}$	$e_{ph,mob}(z)$	$e_0(z)$	$e_a(z)$	Letní období	Zimní období		
[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[kPa]	[kN/m]
0,50							0,00668	0,85	8,93	5,25	4,93	8,9	71,5	5,3	42,0
1,00							0,00623	0,67	14,06	10,50	9,86	14,1	112,5	10,5	84,0
1,50							0,00579	0,61	19,09	15,75	14,79	19,1	152,7	15,8	126,0
2,00							0,00534	0,57	24,10	21,00	19,71	24,1	192,8	21,0	168,0
2,50							0,00489	0,55	29,10	26,25	24,64	29,1	232,8	26,3	210,0
3,00							0,00445	0,54	34,10	31,50	29,57	34,1	272,8	31,5	252,0
3,50							0,00400	0,53	39,09	36,75	34,50	39,1	312,7	36,8	294,0
4,00							0,00356	0,52	44,08	42,00	39,43	44,1	352,7	42,0	336,0
4,50	21	30	0,500	6,105	0,469	0,00712	0,00311	0,52	49,08	47,25	44,36	49,1	392,6	47,3	378,0
5,00							0,00267	0,51	54,07	52,50	49,29	54,1	432,5	52,5	420,0
5,50							0,00222	0,51	59,05	57,75	54,22	59,1	472,4	57,8	462,0
6,00							0,00178	0,51	64,04	63,00	59,14	64,0	512,3	63,0	504,0
6,50							0,00133	0,51	69,03	68,25	64,07	69,0	552,3	68,3	546,0
7,00							0,00088	0,50	74,02	73,50	69,00	74,0	592,2	73,5	588,0
7,50							0,00044	0,50	79,01	78,75	73,93	79,0	632,1	78,8	630,0
7,99							0,00000	0,50	83,92	83,92	78,78	83,9	671,3	83,9	671,3

Tabulka 14: Intenzity zemních tlaků na opěru O2

Zatížení na opěru integrovaného mostu se určí v letním období jako méně příznivá hodnota z tlaků  $e_{ph,mob}(z)$  a  $e_o(z)$  (zemní tlak v klidu). V zimním období se zatížení určí jako méně příznivá hodnota z tlaků  $e_o(z)$  a  $1/2 e_o(z)$  (poloviční hodnota pořadnice aktivního zemního tlaku na opěru) [9].

Pro výpočet účinků zatížení zemními tlaky byly uvažovány součinitele doporučené v TP 261, tedy  $\gamma_{g,sup} = 1,35$ ;  $\gamma_{g,inf} = 1,00$  a  $\psi_0 = 0,80$ .

## 2.5. Kombinace a sestavy zatížení

Při statickém výpočtu nebyly uvažovány sestavy gr1b a gr2 s ohledem na zatížení aplikovaná s větším významem a účinkem. Jelikož na mostě s ohledem na typ provozu převládá zatížení dopravou, sestavy gr3 a gr4 byly prozkoumány na deskostěnovém modelu, ale jejich vliv převážila sestava gr1a, tedy nebyly přenášeny na prutový model.

Tabulka 15: Doporučené hodnoty součinitelů  $\Psi$  pro mosty pozemních komunikací [3]

Zatížení	Značka	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	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	
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 <sup>3)</sup>	0,6	0,5	
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,0	–	1,0	

1) Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{Q,i}$ ,  $\alpha_{q,i}$ ,  $\alpha_{q,r}$  a  $\beta_0$  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  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  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  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

3) Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezni stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezni stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty  $\psi_{1,infq}$ . Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_{1,infq}$  jsou: NP20)

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,60 pro  $F_{w,k}$  v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty zatížení větrem a zatížení sněhem během provádění jsou stanoveny v EN 1991-1-6. Kde je to třeba, lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt reprezentativní hodnoty zatížení vodou ( $F_{wa}$ ). NP21)

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

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

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) 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.<sup>NP27)</sup>

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující:<sup>NP20)</sup>

$\gamma_{G,sup} = 1,35$  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, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravy; (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 dopravy a pro další proměnná zatížení;<sup>2)</sup>

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

$\gamma_{G,sett} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{G,sett} = 1,35$  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  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

$\gamma_{FP} =$  doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

1) Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zemini, 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 dopravy u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel  $\gamma_Q = 1,20$  použít pro jednotlivé složky zatížení dopravy související s SW/2 a součinitel  $\gamma_Q = 1,45$  lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravy 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  $\gamma_G$  a  $\gamma_Q$  rozdělit na  $\gamma_G$  a  $\gamma_Q$  a na součinitel  $\gamma_{Gsd}$  zahrnující nejistoty modelování. Hodnota  $\gamma_{Gsd}$  je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.<sup>NP27)</sup>

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 16: Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B) [3]

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení	Odkaz	Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém	LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzděné a rozjezdové síly <sup>a</sup>	odstředivé síly a příčné síly <sup>a</sup>	rovnoměrné zatížení	
	gr1a	gr1b	gr2	gr3 <sup>d</sup>	gr4	gr5	kombinační hodnota <sup>b</sup>	
Sestavy zatížení	charakteristické hodnoty	charakteristická hodnota	charakteristická hodnota <sup>NP16)</sup>	charakteristická hodnota <sup>NP16)</sup>	NP21)	NP21)	charakteristická hodnota <sup>c</sup>	
	časíe hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	viz příloha A <sup>NP16)</sup>				NP16)	NP20)		
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
<p><sup>a</sup> Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).</p> <p><sup>b</sup> Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m<sup>2</sup>. NP21)</p> <p><sup>c</sup> Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.</p> <p><sup>d</sup> Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.</p>								

Tabulka 17: Stanovení sestav zatížení dopravou [9]

### 2.5.1. Kombinace pro mezní stav únosnosti – MSÚ

Podle části 6.4.3.2 ČSN EN 1990 můžeme uvažovat tři základní kombinace:

$$6.10 \quad \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Alternativně lze použít pro MS STR a GEO méně příznivou kombinaci z těchto dvou:

$$6.10a \quad \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

### 2.5.2. Kombinace pro mezní stav použitelnosti – MSP

Podle části 6.5.3 ČSN EN 1990 a A2.2.2 ČSN EN 1990/A1 uvažujeme tyto kombinace zatížení:

$$6.14b \text{ (charakteristická)} \quad \sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.15b \text{ (častá)} \quad \sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$6.16b \text{ (kvazistálá)} \quad \sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

## 3. Předpětí nosné konstrukce

Při návrhu byl použit předpínací systém FREYSSINET ve variantě C.

### 3.1. Krytí předpínací výztuže

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  – nominální krycí vrstva výztuže

$c_{min}$  – minimální krycí vrstva výztuže

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\}$$

$c_{min,b}$  –  $\emptyset$  kanálku = 100 mm (korugovaná hadice 95/100)

$c_{min,dur}$  – minimální krycí vrstva zohledňující vliv prostředí (beton **C45/55 - XF4+XA2+XC4+XD3**)

- požadovaná životnost 100 let => třída konstrukce **S6**
- beton C45/55 => zmenšit třídu o 1 => **S5**
- desková konstrukce => zmenšit třídu o 1 => **S4**

Výsledná hodnota  $c_{min,dur}$  pro třídu konstrukce **S4** a stupeň vlivu prostředí **XF4** = 55 mm

$\Delta c_{dev}$  – přídavek na návrhovou odchylku (uvažováno 10 mm)

$\Delta c_{dur,\gamma}$  – přídavná bezpečnostní složka, uvažována v ČR 0 mm

$\Delta c_{dur,st}$  – redukce vrstvy při použití nerezové oceli

$\Delta c_{dur,add}$  – redukce vrstvy při použití přídavné ochrany

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 100 + 10 = 110 \text{ mm}$$



Tabulka 18: Stupně vlivu prostředí [13]

Označení stupně	Popis prostředí	Informativní příklady výskytu stupně prostředí
<b>1 Bez nebezpečí koroze nebo napadení</b>		
X0	pro beton bez výztuže nebo zabudovaných kovových vložek: – všechny vlivy s výjimkou střídavého působení mrazu a rozmrazování, obrusu nebo chemicky agresivního prostředí pro beton s výztuží nebo zabudovanými kovovými vložkami: – velmi suché	beton uvnitř budov s velmi nízkou vlhkostí vzduchu
<b>2 Koroze vyvolaná karbonatací</b>		
XC1	suché nebo stále mokré	beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu; beton trvale ponořený ve vodě
XC2	mokré, občas suché	povrchy betonů vystavených dlouhodobému působení vody; většina základů
XC3	středně vlhké	beton uvnitř budov se střední nebo velkou vlhkostí vzduchu; venkovní beton chráněný proti dešti
XC4	střídavě mokré a suché	povrchy betonů ve styku s vodou, které nejsou zahrnuty ve stupni vlivu prostředí XC2
<b>3 Koroze vyvolaná chloridy</b>		
XD1	středně vlhké	povrchy betonů vystavených chloridům rozptýleným ve vzduchu
XD2	mokré, občas suché	plavecké bazény; betonové prvky vystavené působení průmyslových vod obsahujících chloridy
XD3	střídavě mokré a suché	části mostů vystavených postřikům obsahujícím chloridy; vozovky; betonové povrchy parkovišť
<b>4 Koroze vyvolaná chloridy z mořské vody</b>		
XS1	vystavení slanému vzduchu, ale ne v přímém styku s mořskou vodou	konstrukce blízko mořského pobřeží nebo na pobřeží
XS2	trvalé ponoření do vody	části námořních konstrukcí
XS3	smáčení a ostřikování přílivem	části námořních konstrukcí
<b>5 Střídavé působení mrazu a rozmrazování (mrazové cykly)</b>		
XF1	středně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků	svislé betonové povrchy vystavené dešti a mrazu
XF2	středně nasycené vodou s rozmrazovacími prostředky	svislé betonové povrchy konstrukcí pozemních komunikací vystavené mrazu a rozmrazovacím prostředkům rozptýleným ve vzduchu
XF3	značně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků	vodorovné betonové povrchy vystavené dešti a mrazu
XF4	značně nasycené vodou s rozmrazovacími prostředky nebo mořskou vodou	vozovky a mostovky vystavené rozmrazovacím prostředkům; betonové povrchy vystavené přímému ostřiku rozmrazovacími prostředky a mrazu; smáčené části námořních konstrukcí vystavených mrazu
<b>6 Chemické působení</b>		
XA1	slabě agresivní chemické prostředí podle EN 206-1, tabulka 2	přírodní zemina a podzemní voda
XA2	středně agresivní chemické prostředí podle EN 206-1, tabulka 2	přírodní zemina a podzemní voda
XA3	vysoce agresivní chemické prostředí podle EN 206-1, tabulka 2	přírodní zemina a podzemní voda

Tabulka 19: Doporučená úprava klasifikace konstrukcí [11]

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3/XS2/ XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída <sup>1)2)</sup>	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Tabulka 20: Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž [11]

Třída konstrukce	Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Bohužel norma pro navrhování stále obsahuje jistý paradox, kdy v tabulce pro zatřídění konstrukce a stanovení hodnoty  $c_{min,dur}$  nepokrývá všechny stupně vlivu prostředí, které sama norma uvádí, takové případy je vhodné řešit na základě doporučení ČBS, tedy třídu XF4 uvažovat v tabulkách na stejné pozici jako třídy XD3/XS3 a tyto údaje použít pro stanovení krycí výztuže

## 3.2. Rozteče kabelových kanálků

Vodorovně:  $\geq \varnothing$  kanálku = 100 mm  
 $\geq 50$  mm  
 $\geq d_g + 5$  mm –  $D_{max.} = 22$  mm => 27 mm

Svisle:  $\geq \varnothing$  kanálku = 100 mm  
 $\geq 40$  mm  
 $\geq d_g = D_{max.} = 22$  mm

## 3.3. Návrh předpínací výztuže

### 3.3.1. Předběžný návrh

Předpětí konstrukce je provedeno průběžnými zvedanými 22-lanovými kabely průměru 15,7 mm. Zvedané kabely byly navrženy v jedné vrstvě.

Plocha jednoho lana = 150 mm<sup>2</sup>

### Maximální napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p,01k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640\} = \min\{1488,0; 1476,0\}$$

$$\sigma_{p,max} = \mathbf{1476,0 \text{ MPa}}$$

Předběžný návrh výztuže vychází z podmínky vzniku dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení. Dekomprese (ztráta tlaku) znamená, že dojde k plnému využití tlakové rezervy vzniklé předpětím, tedy že ve vláknech taženého betonu bude dosaženo napětí  $\sigma_c = \mathbf{0,00 \text{ MPa}}$ .

$$M_{max,kvazi,pole} =$$

$$M_{min,kvazi,podpora} =$$

Obecný vztah pro nutnou sílu vnesenou předpětím vychází ze vztahu pro výpočet normálového napětí

$$\sigma_{c,i,kvazi} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{kvazi}}{w_i} - \frac{M_p}{w_i} = 0,0 \text{ MPa (dekomprese)}$$

$N_p$  – síla v předpínací výztuži

$M_p$  – moment od předpětí, který můžeme vyjádřit jako  $N_p \cdot e_p$

$e_p$  – excentricita předpínací výztuže v konkrétním průřezu

$M_{kvazi}$  – ohybový moment od kvazistálé kombinace

$w_i$  – průřezový modul (horní/dolní vlákna)

$A_c$  – plocha betonu v průřezu

Pomocí opakovaných iterací tohoto vztahu pro průřez v poli a nad podporou, kdy hodnotu potřebné předpínací síly podělíme plochou jednoho předpínacího lana získáme přibližný počet lan, které budeme uvažovat do kabelů v průřezu.

Další a z mého pohledu praktičtější používanou metodikou návrhu předpětí je předepnout konstrukci tak, aby při časté kombinaci bylo vždy dosaženo tlakového napětí cca 1-2 MPa, tzv. tlaková rezerva. Není tedy potřeba neustále přepočítávat napětí, ale podle výsledků numerického modelu operativně měním parametry kabelů s tím, že výsledek dostávám velmi rychle.

## 3.4. Mezní stav omezení napětí

### 3.4.1. Kritéria mezního stavu omezení napětí

Pro konstrukci je nutno dodržet omezující limity tlakových napětí v betonu, aby nedocházelo k jeho případnému porušení drcením či nadměrnému přetvoření vlivem vnesení předpětí do konstrukce, jelikož únosnost betonu v tlaku nejde vyčerpávat při návrhu předpětí na 100%, jelikož návrh předpětí konstrukce odpovídá vyrovnání účinků zatížení působícím v mezních stavu použitelnosti – provozní nehavarijní stav.

Přípustná hodnota tlakového napětí v betonu pro charakteristickou kombinaci je:

$$\sigma_{c,c,char} = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27,0 \text{ MPa}$$

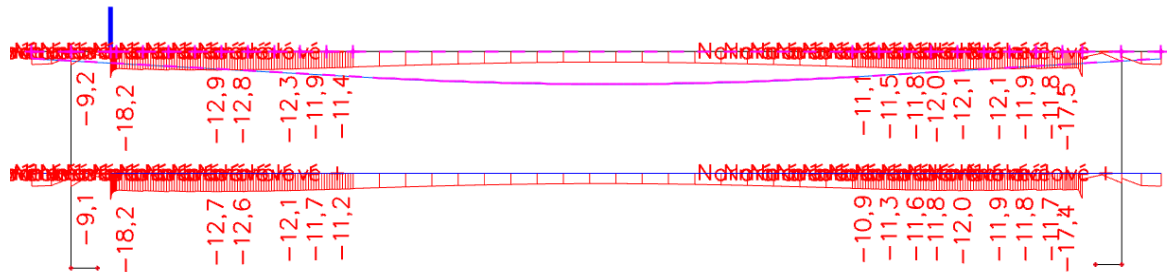
Přípustná hodnota tlakového napětí v betonu pro kvazistálou kombinaci je:

$$\sigma_{c,c,kvazi} = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

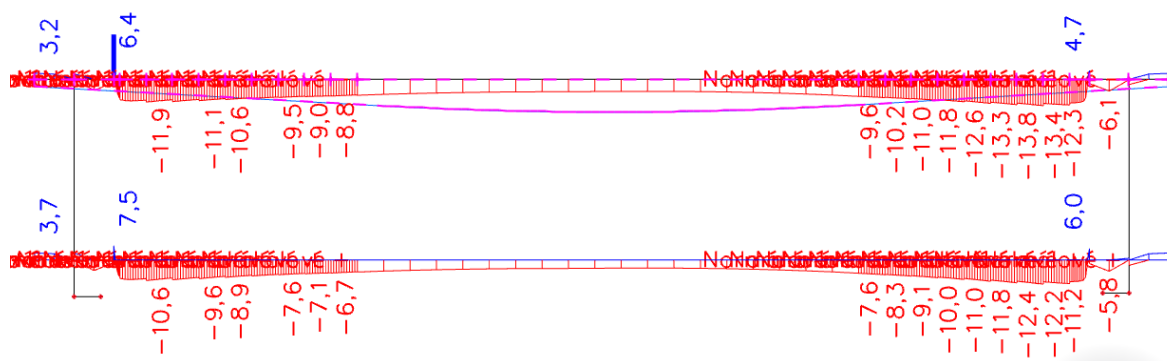
Tyto omezující podmínky pro napětí v MSP kombinacích nejsou nepřekonatelné, pokud by došlo k jejich překročení, je nutné uvažovat nelineární model dotvarování betonu.

### 3.5. Průběhy napětí na konstrukci – MSP

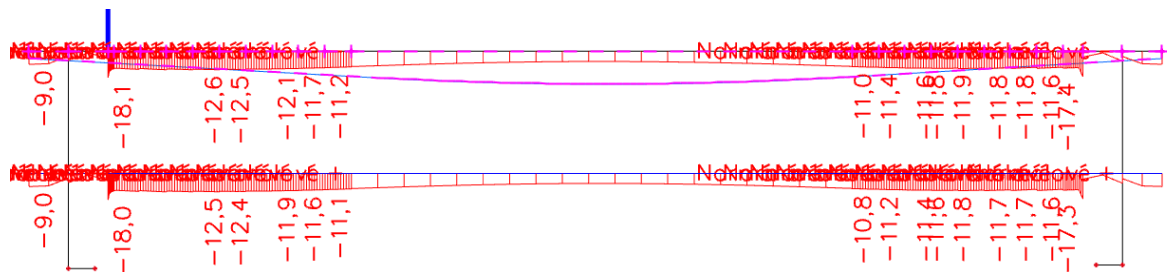
V programu Sen byly vykresleny napěťové veličiny **Normálové –** (horní průběh) a **Normálové +** (spodní průběh).

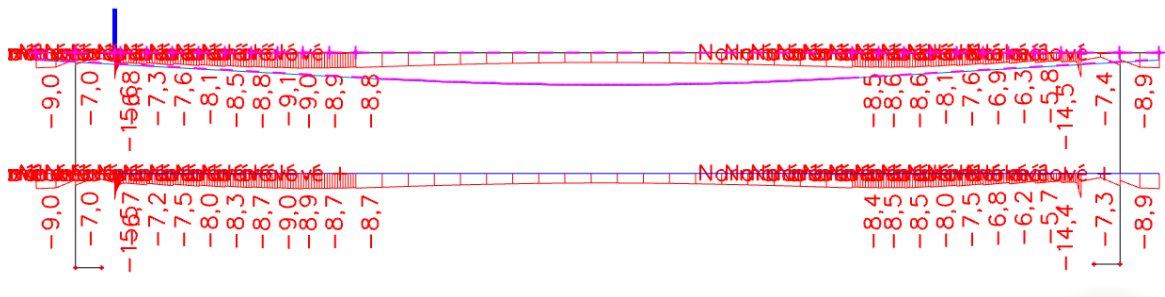


Obrázek 33: Intenzity napětí – horní vlákna – CHAR – čas vnesení (g-g0)

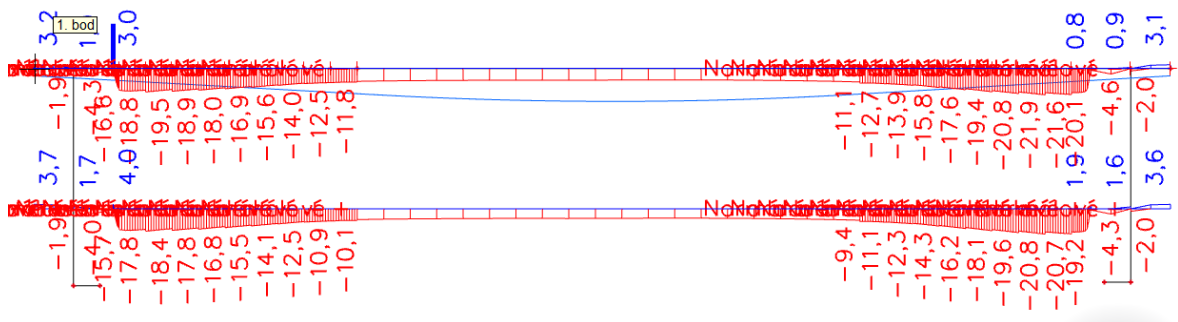


Obrázek 34: Intenzity napětí – dolní vlákna – CHAR – čas vnesení (g-g0)

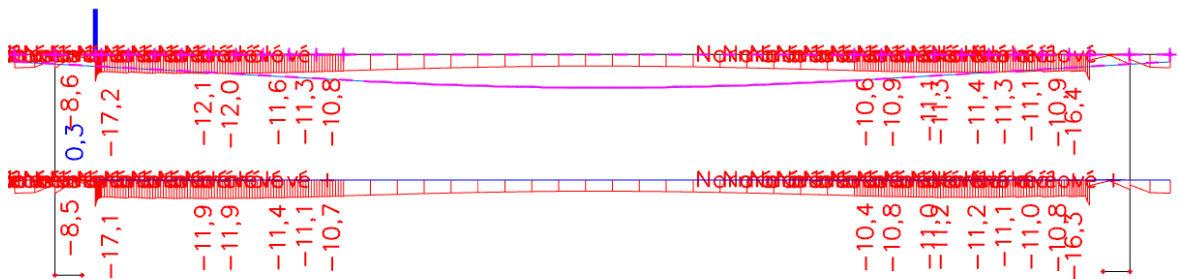




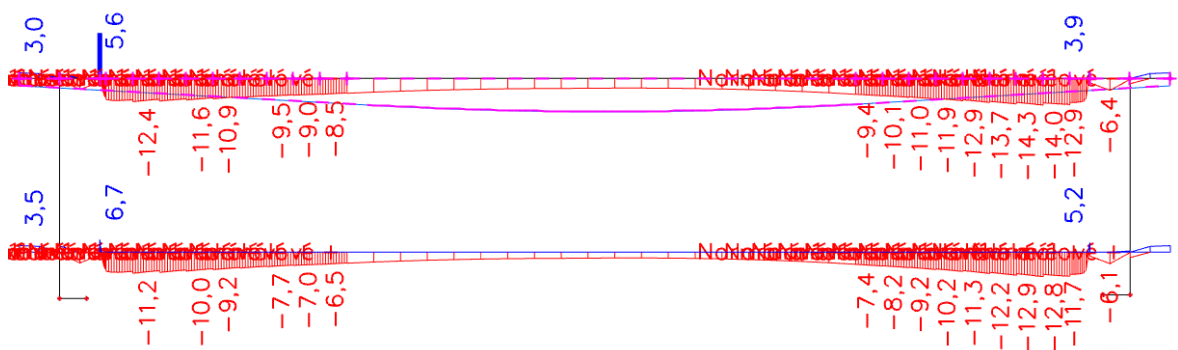
Obrázek 37: Intenzity napětí – horní vlákna – KVAZI – čas vnesení (g-g0)



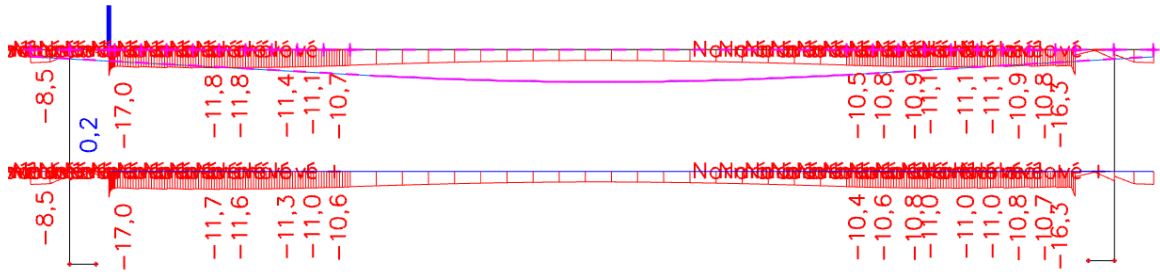
Obrázek 38: Intenzity napětí – dolní vlákna – KVAZI – čas vnesení (g-g0)



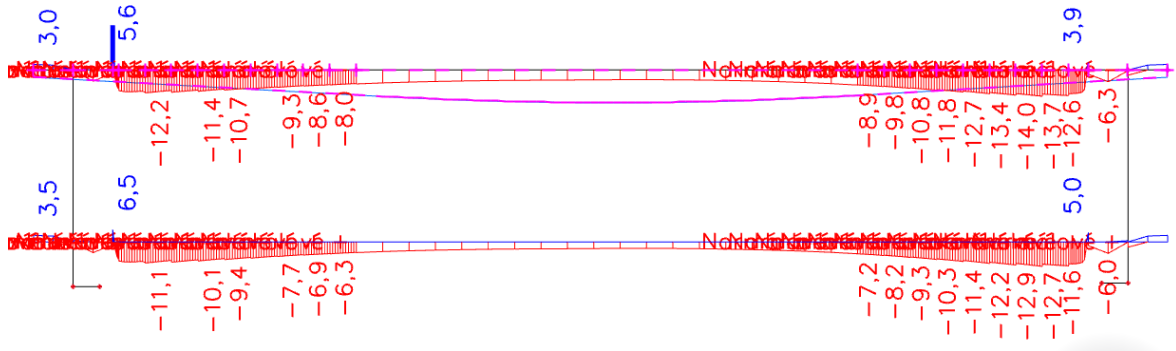
Obrázek 39: Intenzity napětí – horní vlákna – CHAR – čas uvedení do provozu



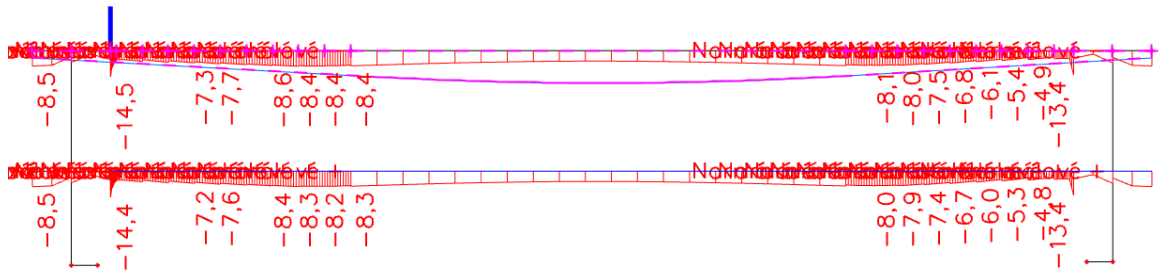
Obrázek 40: Intenzity napětí – dolní vlákna – CHAR – čas uvedení do provozu



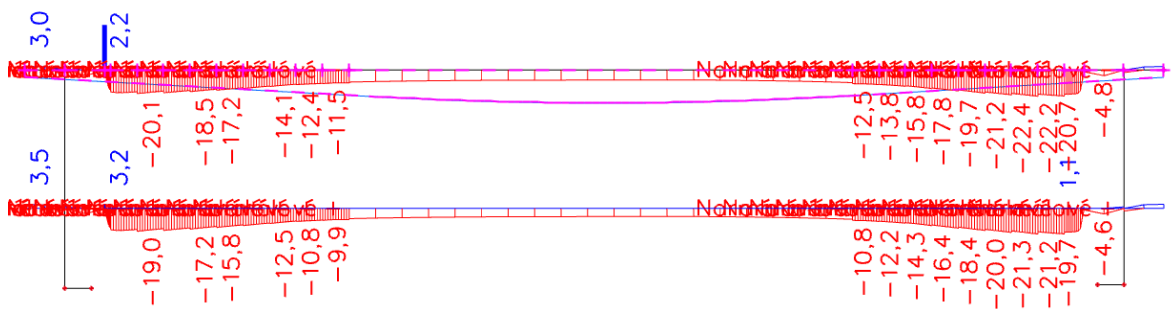
Obrázek 41: Intenzity napětí – horní vlákna – ČASTÁ – čas uvedení do provozu



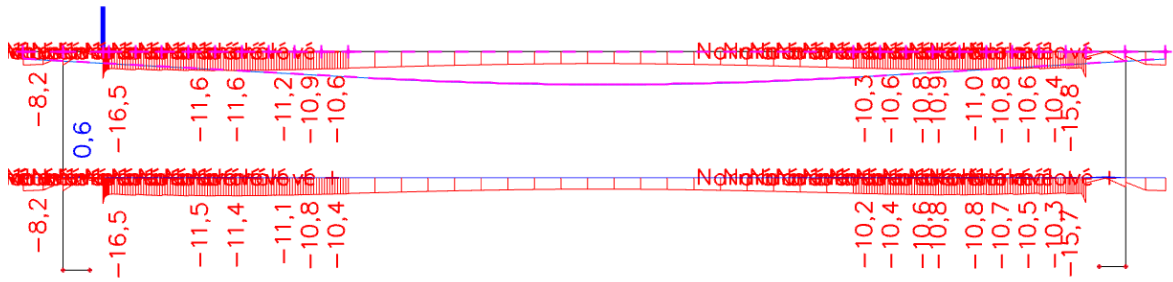
Obrázek 42: Intenzity napětí – dolní vlákna – ČASTÁ – čas uvedení do provozu



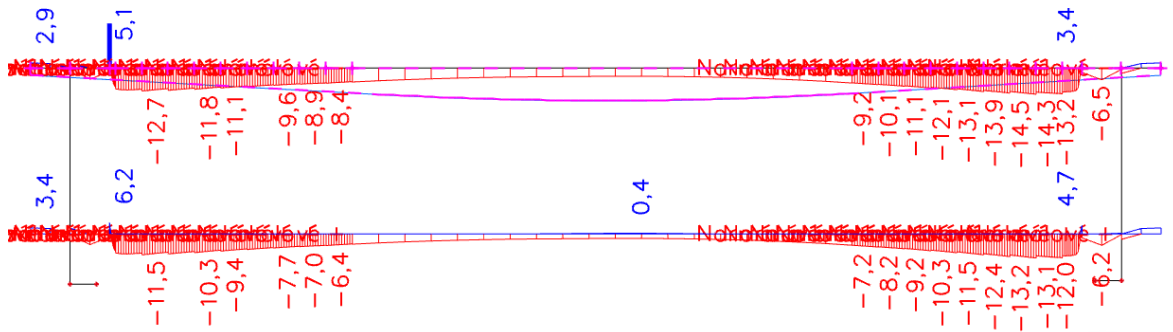
Obrázek 43: Intenzity napětí – horní vlákna – KVAZI – čas uvedení do provozu



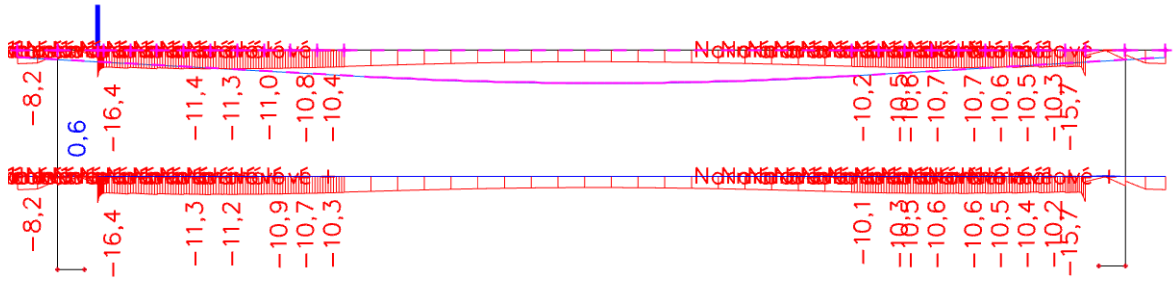
Obrázek 44: Intenzity napětí – dolní vlákna – KVAZI – čas uvedení do provozu



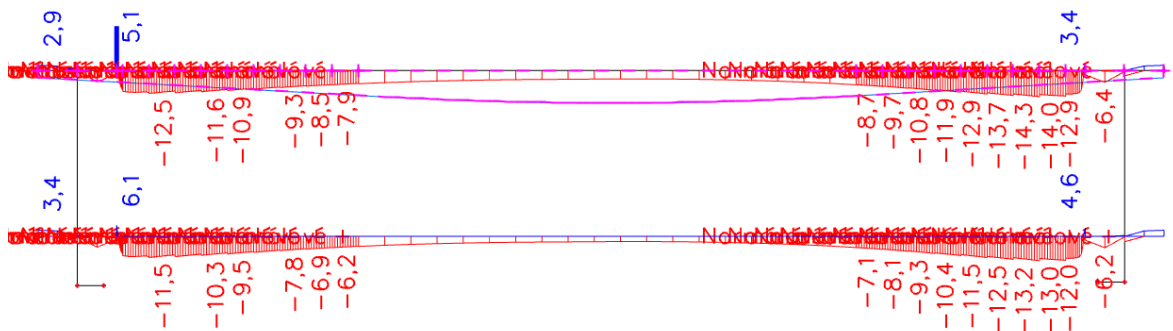
Obrázek 45: Intenzity napětí – horní vlákna – CHAR – konec životnosti



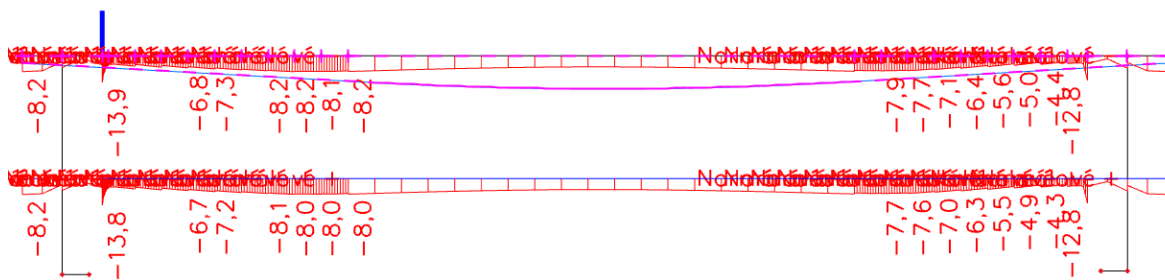
Obrázek 46: Intenzity napětí – dolní vlákna – CHAR – konec životnosti



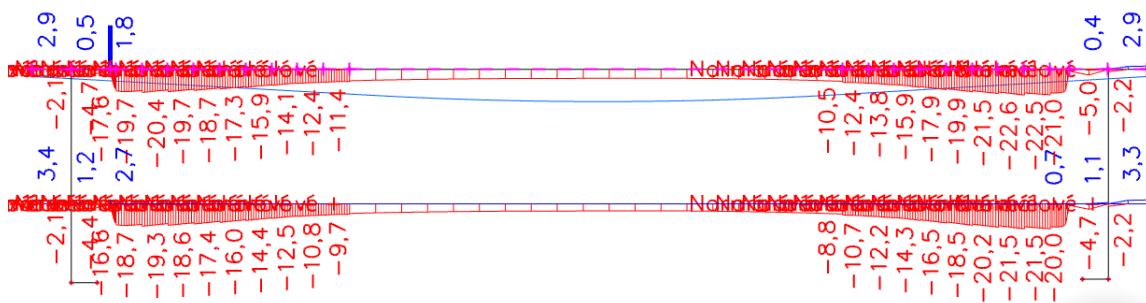
Obrázek 47: Intenzity napětí – horní vlákna – ČASTÁ – konec životnosti



Obrázek 48: Intenzity napětí – dolní vlákna – ČASTÁ – konec životnosti



Obrázek 49: Intenzity napětí – horní vlákna – KVAZI – konec životnosti



Obrázek 50: Intenzity napětí – dolní vlákna – KVAZI – konec životnosti

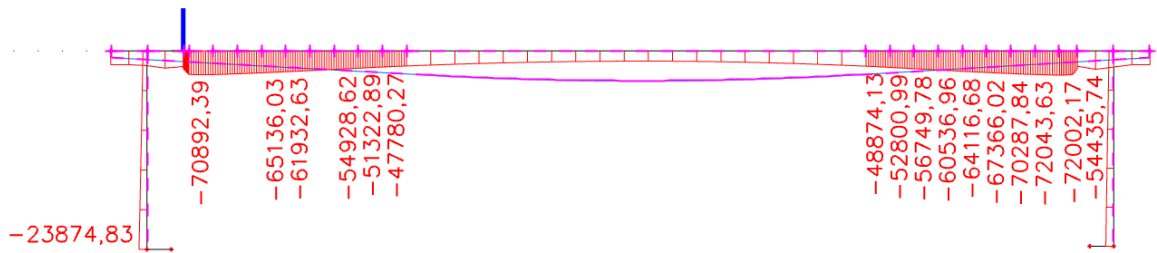
**Poznámka:**

Vzhledem k problematice použití integrovacích pásů na deskostěnovém modelu šikmé konstrukce dochází k „nelogickým“ skokovým nárůstům napětí do špiček u na obou koncích příčle. Ve skutečnosti by křivka napětí probíhala plynule s návazností na předchozí křivky napětí. Dalšími problematickými úseky jsou oblasti přechodu příčle do stojky, zde dochází k velkým špičkám napětí, vzhledem k nedostatečnému dělení prvků pro MKP výpočet na pouhé dva dílce, tato anomálie se nepodařilo odstranit ani při násobném přemodelování, na základě konzultace s vedoucím práce bylo dohodnuto, že těmto částem konstrukce nebude v posouzení přikládán zřetel.

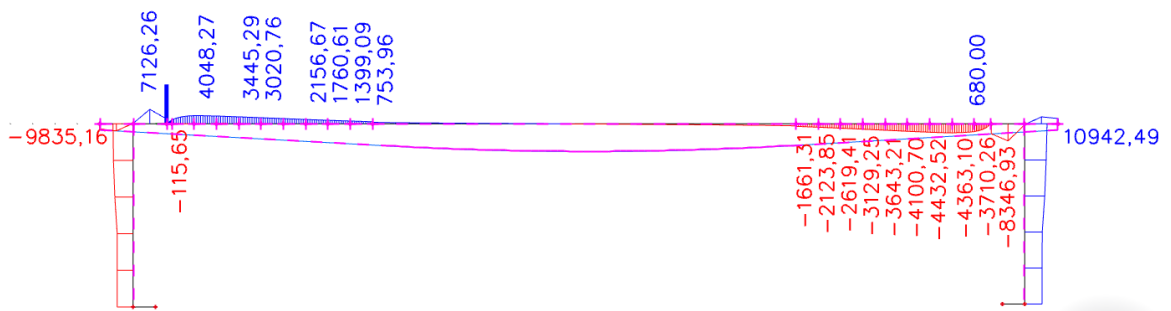


### 3.6. Průběhy vnitřních sil na konstrukci

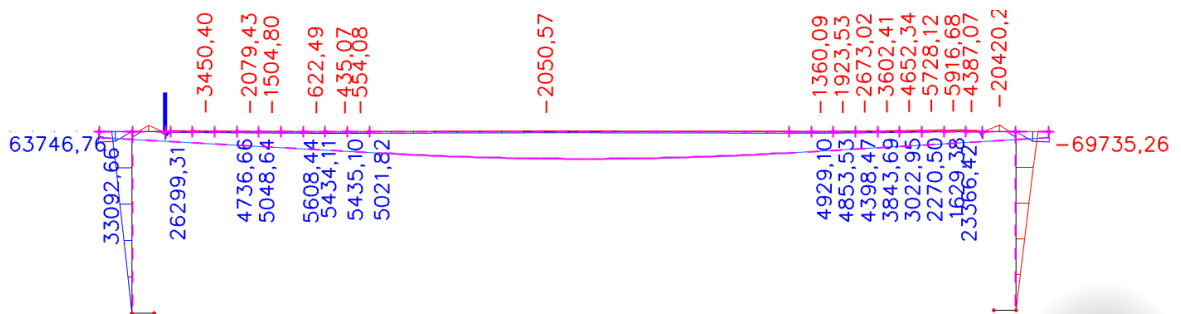
#### 3.6.1. Mezní Stav Únosnosti



Obrázek 51: N – MSÚ

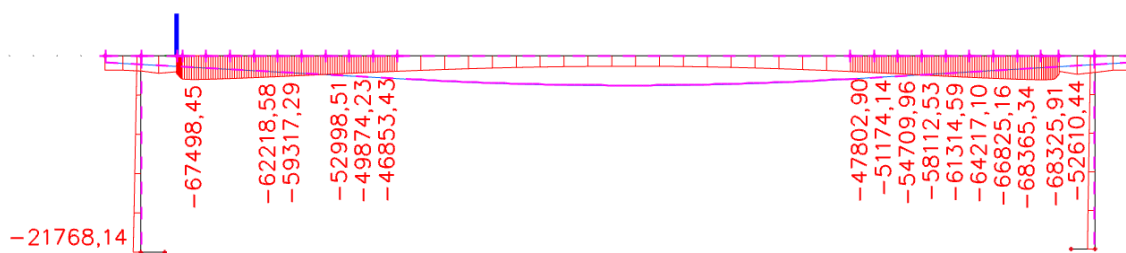


Obrázek 52: Vz – MSÚ

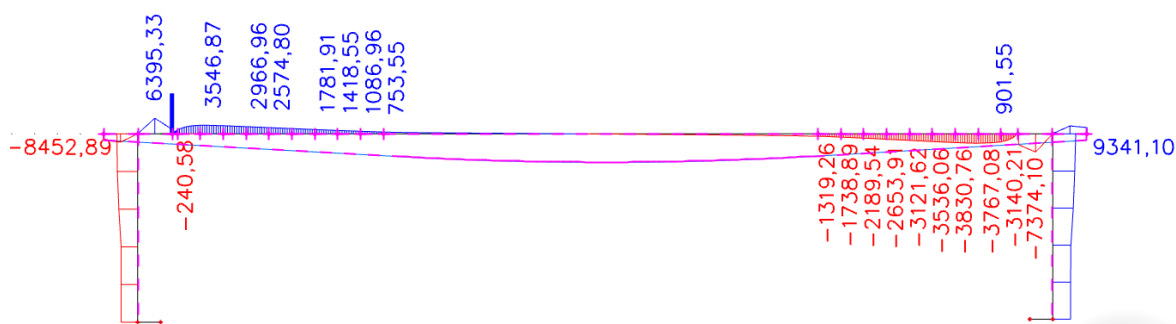


Obrázek 53: My – MSÚ

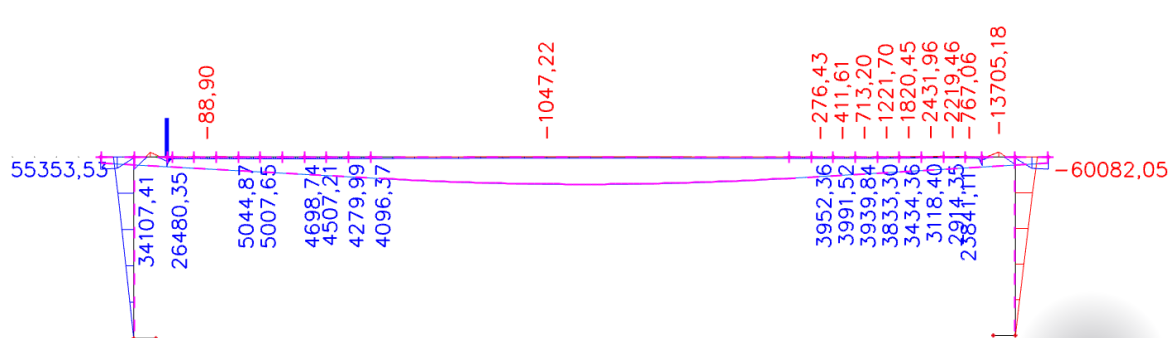
### 3.6.2. CHARakteristická kombinace



Obrázek 54: N – CHAR

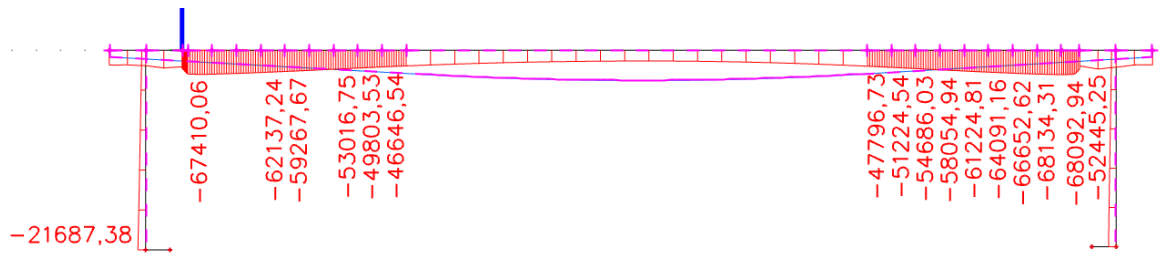


Obrázek 55: Vz – CHAR

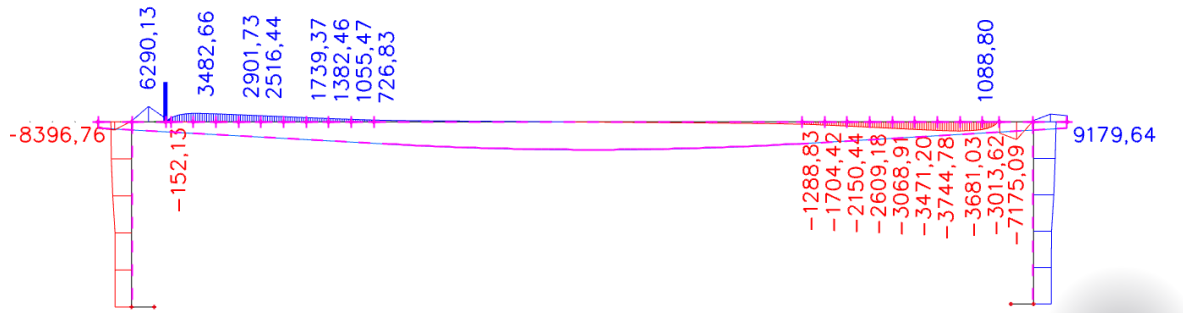


Obrázek 56: My – CHAR

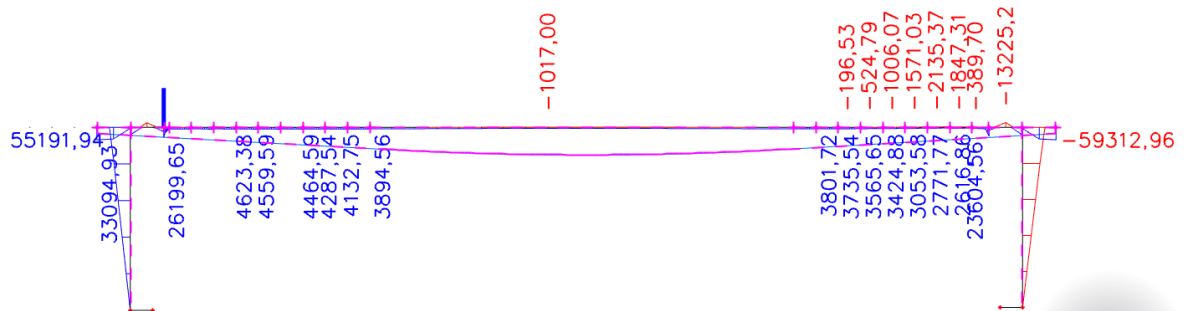
### 3.6.3. ČASTÁ kombinace



Obrázek 57: N – ČASTÁ

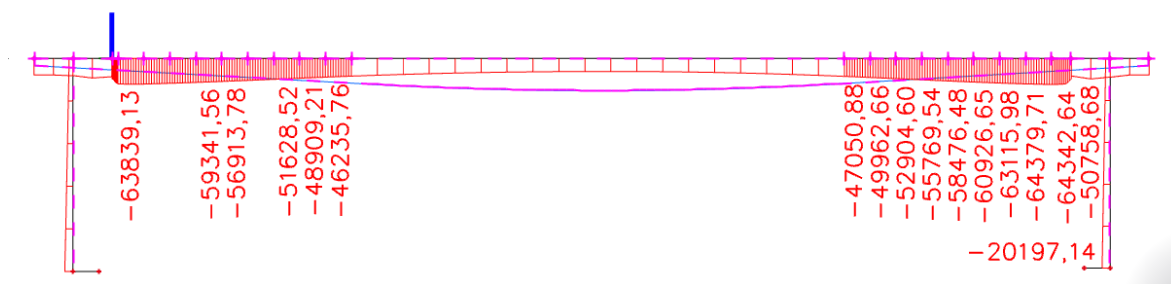


Obrázek 58: Vz – ČASTÁ

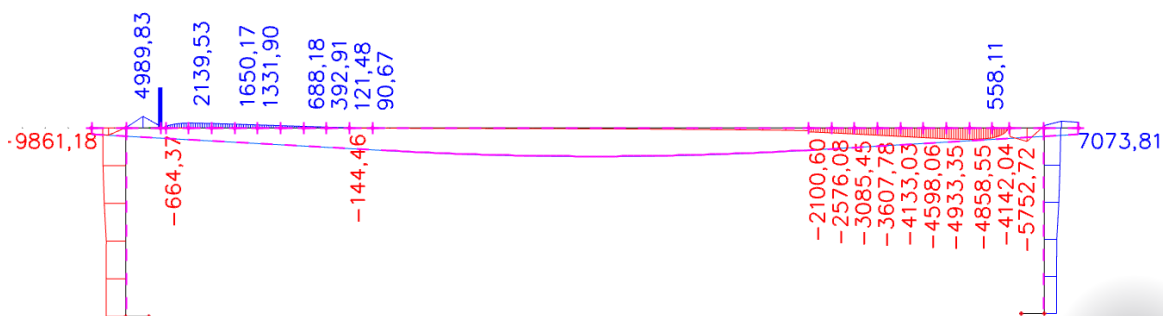


Obrázek 59: My – ČASTÁ

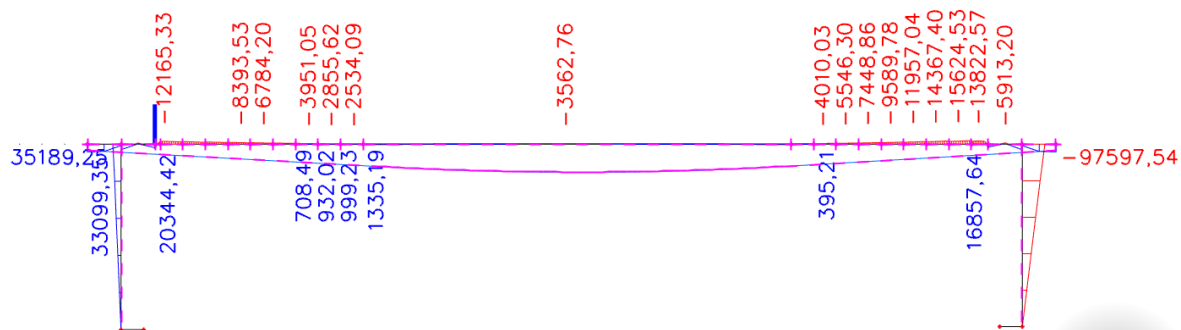
### 3.6.4. KVAZI-stálá kombinace



Obrázek 60: N – KVAZI



Obrázek 61: Vz – KVAZI



Obrázek 62: My – KVAZI

### 3.7. Ztráty předpětí

*Jelikož došlo k poškození několika TDA modelů se zohledněním vlivů předpětí, kdy nebylo možné dokončit výpočet, nakonec po konzultaci s vedoucím práce byly ztráty předpětí aplikovány na prutový model bez vlivu TDA. Ztráty byly stanoveny pomocí průměrováním poměru normálové síly na modelu bez vlivu TDA a velikosti normálové síly od předpětí na zcela nezávislém TDA modelu, který respektuje geometrické a tuhostní vlastnosti prutového modelu TDA. Tímto součinitel byl přenásoben účinek zatěžovacího stavu předpětí, aby tak bylo docíleno zohlednění TDA konstrukce na modelu, který z neznámých důvodů tuto analýzu nebyl schopen provést.*

## 4. Návrh betonářské výztuže

### 4.1. Krytí betonářské výztuže

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  – nominální krycí vrstva výztuže

$c_{min}$  – minimální krycí vrstva výztuže

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\}$$

$c_{min,b}$  –  $\emptyset$  výztuže – max. 32 mm

$c_{min,dur}$  – minimální krycí vrstva zohledňující vliv prostředí (beton **C45/55 - XF4+XA2+XC4+XD3**)

- požadovaná životnost 100 let => třída konstrukce **S6**
- beton C45/55 => zmenšit třídu o 1 => **S5**
- desková konstrukce => zmenšit třídu o 1 => **S4**

Výsledná hodnota  $c_{min,dur}$  pro třídu konstrukce **S4** a stupeň vlivu prostředí **XF4** = 45 mm

$\Delta c_{dev}$  – přídavek na návrhovou odchylku (uvažováno 10 mm)

$\Delta c_{dur,\gamma}$  – přídavná bezpečnostní složka, uvažována v ČR 0 mm

$\Delta c_{dur,st}$  – redukce vrstvy při použití nerezové oceli

$\Delta c_{dur,add}$  – redukce vrstvy při použití přídavné ochrany

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

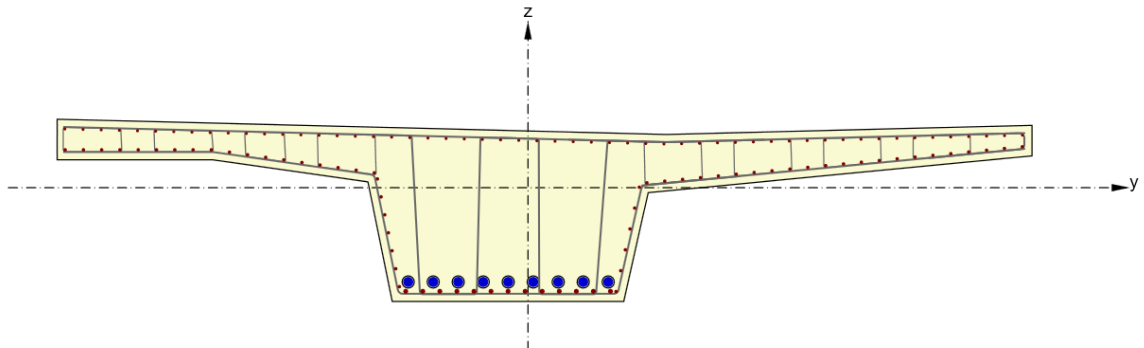
Tabulka 21: Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž [11]

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

## 4.2. Posouzení NK

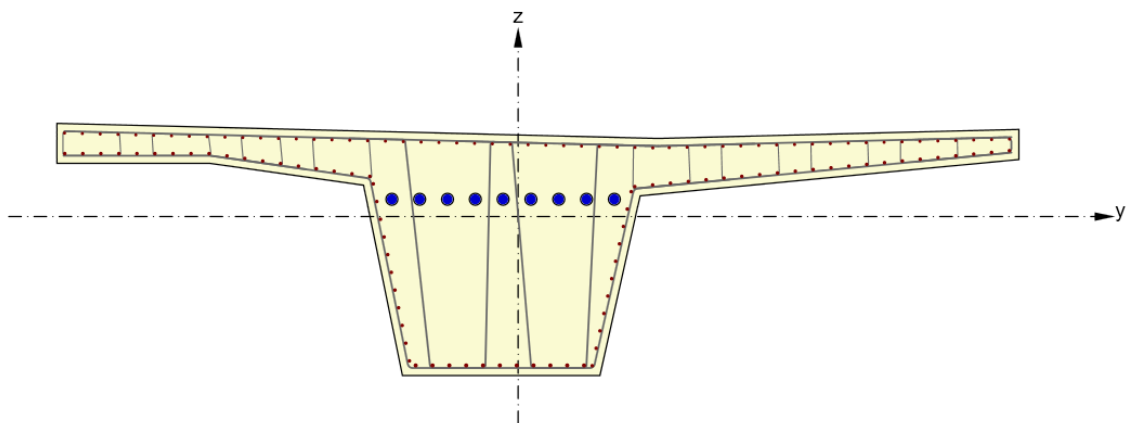
Průřez byl posouzen za užití vnitřních sil pro MSÚ a častou kombinaci, kdy je závěrem, že průřez vyhovuje ve všech bodech výpočtu.

Vyztužený průřez : R1\_stred



Obrázek 63: Vyztužení průřezu ve středu rozpětí

Vyztužený průřez : R2\_opera



Obrázek 64: Vyztužení průřezu v lící opěry

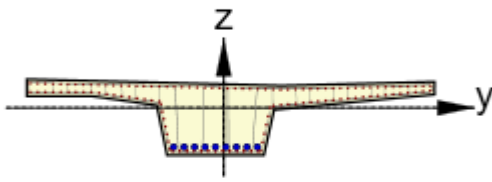
Info

### Data projektu

Projekt: DPM  
 -- nezadáno --  
 Norma: EN 1992-1-1, EN 1992-1-2  
 Národní příloha: Čeština  
 Návrhová životnost: 100 let

### Aktuální řez a extrém

Řez: střed  
 Extrém: S 1 - E 1  
 Dimenzační dílec: M 1  
 Typ dimenzačního dílce: Nosník  
 Stupeň vlivu prostředí: XC4, XD3, XF4, XA1



### Posudek aktuálního řezu

Status aktuálního řezu:

Status aktuálního extrému:

Posudek	Hodnota	Status
Únosn	0,9	<input checked="" type="checkbox"/>
Smyk	7,3	<input checked="" type="checkbox"/>
Krouce	,0	<input checked="" type="checkbox"/>
Šířka tr	,0	<input checked="" type="checkbox"/>

### Síly aktuálního extrému

	MSÚ	Častá
N [kN]	-45247,9	-83086,2
My [kNm]	-5031,0	-25861,4
Mz [kNm]	-7169,7	-5456,4
Vy [kN]	-3,0	-2,7
Vz [kN]	-975,8	-944,8
T [kNm]	-0,1	0,0

Obrázek 65: Posudek průřezu uprostřed rozpětí



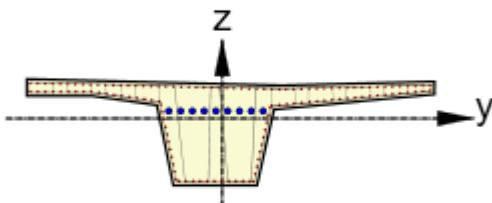
Info

### Data projektu

Projekt: DPM  
 -- nezadáno --  
 Norma: EN 1992-1-1, EN 1992-1-2  
 Národní příloha: Čeština  
 Návrhová životnost: 100 let

### Aktuální řez a extrém

Řez: opera  
 Extrém: S 2 - E 1  
 Dimenzační dílec: M 1  
 Typ dimenzačního dílce: Nosník  
 Stupeň vlivu prostředí: XC4, XD3, XF4, XA



### Posudek aktuálního řezu

Status aktuálního řezu:

Status aktuálního extrému:

Posudek	Hodnota	Status
Únosn	47,1	<input checked="" type="checkbox"/>
Smyk	81,7	<input checked="" type="checkbox"/>
Krouce	4,5	<input checked="" type="checkbox"/>
Šířka tr	0,0	<input checked="" type="checkbox"/>

### Síly aktuálního extrému

	MSÚ	Častá
N [kN]	-72002,2	-109976,0
My [kNm]	26299,5	29491,7
Mz [kNm]	-3455,3	-3701,0
Vy [kN]	-53,7	-53,3
Vz [kN]	4021,2	3474,2
T [kNm]	161,8	-166,1

Obrázek 66: Posudek průřezu v líci opěry

## 5. Návrh založení

Návrh založení byl proveden na základě poznatků inženýrskogeologického průzkumu, který byl pořízen pro přímo sousedící developerský projekt, jelikož pro projekt rekonstrukce mostu Y515 takový průzkum nebyl zadán s ohledem na finanční nákladnost.

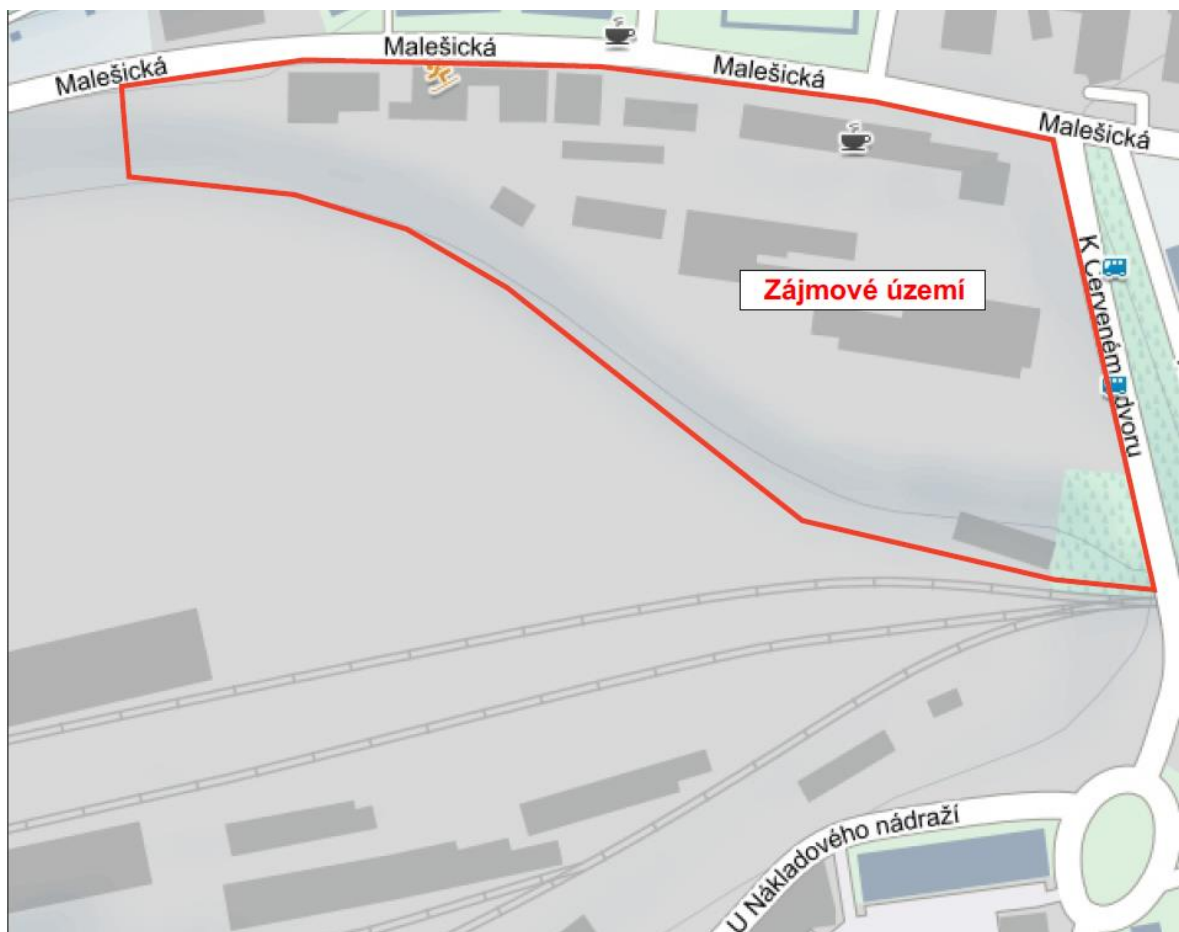
Geologický profil byl stanoven na základě podkladů ze zpracovaného IGP a dostupných sond v geologické databázi, které byly použity pouze pro hrubé ověření správnosti.

Založení obou opěr je navrženo jako hlubinné, na jedné řadě velkopřůměrových pilot  $\varnothing 1200$  mm.

### 5.1. Zatížení spodní stavby

### 5.2. Charakteristiky zeminového prostředí

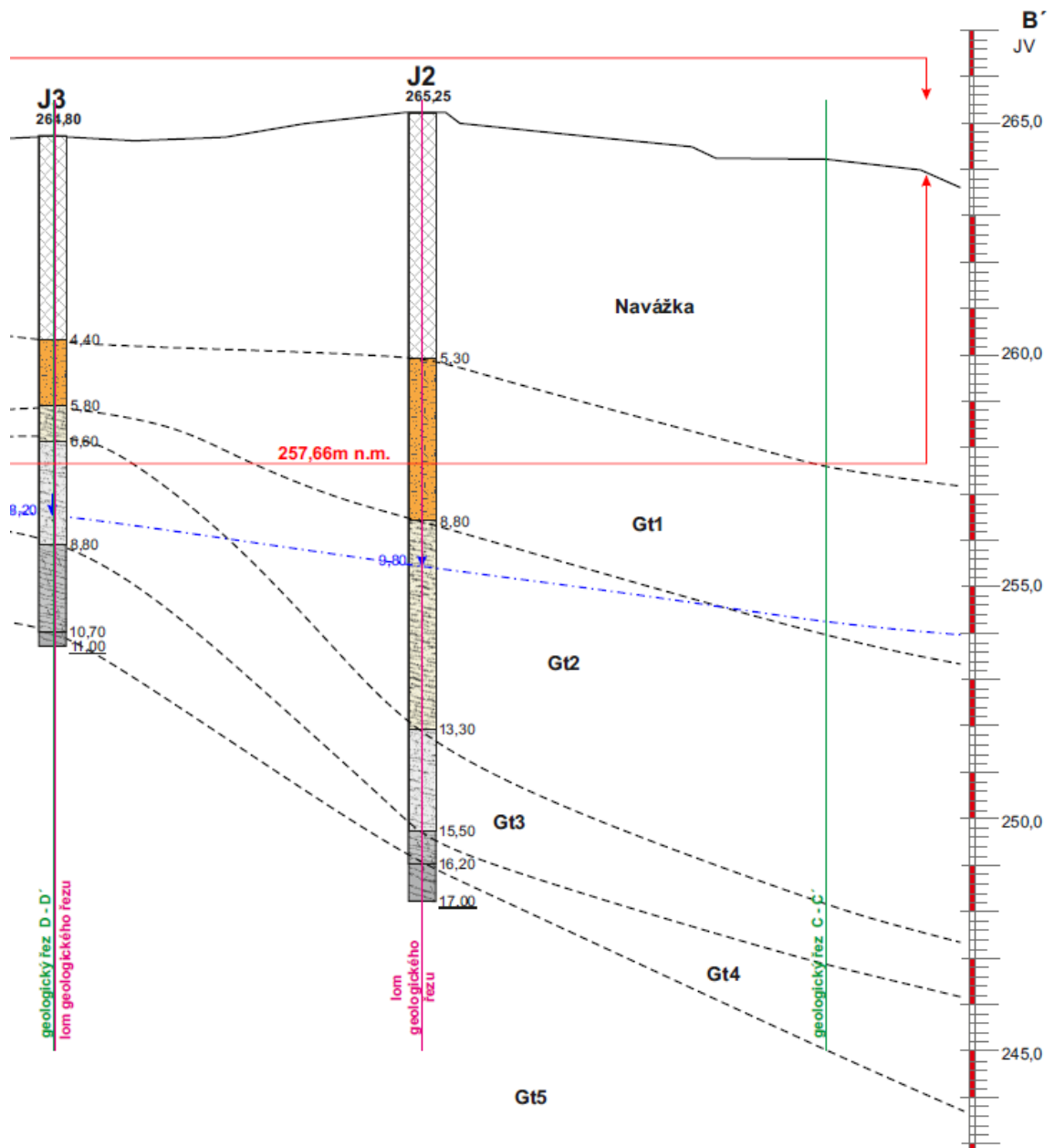
**Poznámka:** Tato část statického výpočtu se opírá o výsledky podrobného inženýrskogeologického průzkumu zpracovaného firmou Geotechnik.cz pro potřeby projektu „Rezidence nádraží Žižkov v Praze 3“ (04/2022).



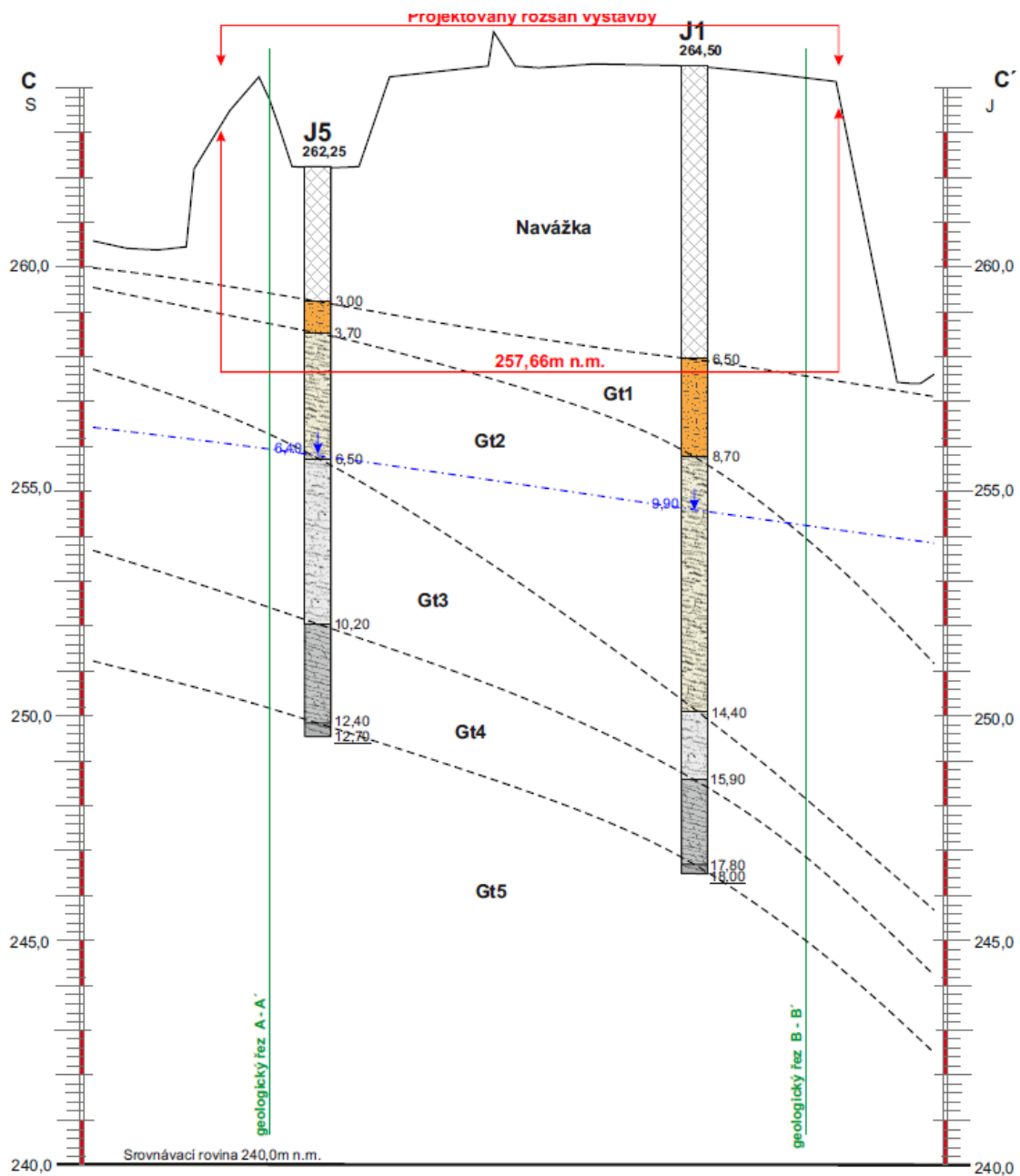
Obrázek 67: Přehledná situace oblasti provedeného průzkumu s návazností na most



Obrázek 68: Situace sond se znázorněním řezů geologickým profilem



Obrázek 69: Geologický řez v rovině B-B'



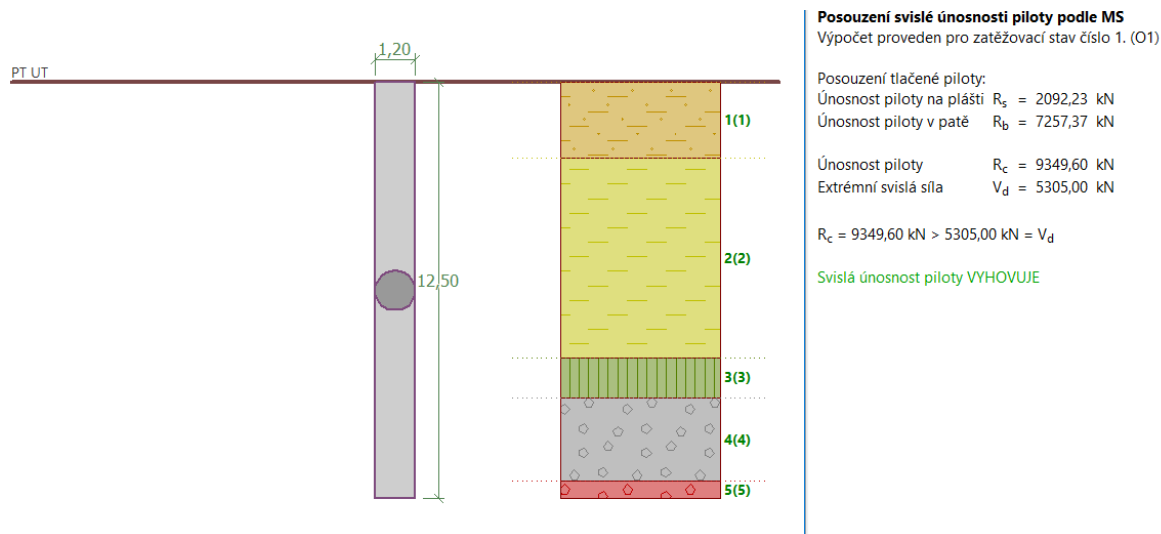
Obrázek 70: Geologický řez v rovině C-C'

Tabulka 22: Charakteristiky jednotlivých zemin a hornin v místě průzkumu

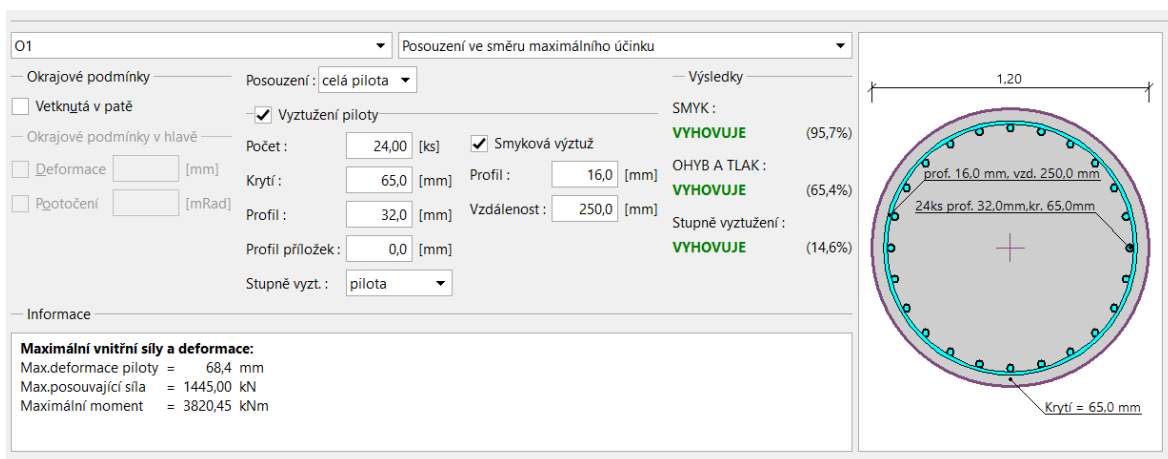
Geologické prostředí Geotechnický typ		Zatřídění	$\rho$ (kg.m <sup>-3</sup> )	$E_{def}$ $E_{def2}$ $E_{oed}$ (MPa)	$C_{ef}$ (kPa) $\sigma_o$	$\varphi_{ef}$ (°)	$v$ (-)	$k_v$ (m/s)	$R_{dt}$ (kPa)	T V	PS N CBR X
Heterogenní navázka	Sypanina s převahou jílu písčitého, s drobnou příměsí stavebního rumu	grsaCl-Mg (F4/CS), tuhá konzistence, rozdružený, kyprý až středně ulehlý	1700	3 5 5	5 -	23	0,40	nelze	-	I / 3  I	92-98% NN 1 1:1
	Deluviální sedimenty	saCl, grsaCl, siCl, clSa, (F4/CS, F6/CL, S5/SC)	1800	5 8 8	7 -	25	0,35	2,2.10 <sup>-6</sup>	200	I / 4  I	99% NN 2 3:1
Křída - perucké vrstvy	Zcela zvětralý jílovec charakteru písčitého jílu, pevného až velmi pevného, s podřízenými polohami jílu hlinitého (GT2)	saCl, grsaCl, siCl (F4/CS, F6/CL, F8/CH)	2000	14 20 22	18 -	27	0,35	7.10 <sup>-7</sup>	250	I / 4  I	100% NN 4 4:1
	Skalní podklad – Ordovik – libeňské souvrvství	Střípkovitě zvětralá, úlomkovitá poloskalní hornina (GT3)	R6 s malou vzdáleností diskontinuit až grSi (F1/MG), pevná	2100	20 28 32	18 -	28	0,35	7.10 <sup>-7</sup>	300	I / 4  I
Zvětralá jílovitá břidlice (GT4)		R5 s malou vzdáleností diskontinuit	2250	250 280 278	50 3	30	0,20	-	300 Rd=417 kPa	I / 4  I	102% MN >30 4:1*
Mírně zvětralá jílovitá břidlice (GT5)		R4 s malou až malou / střední vzdáleností diskontinuit	2350	600 660 667	200 8	33	0,20	-	400 Rd=601 kPa	I / 5  I-II	100% NE >30 4:1*

## 5.3. Posouzení částí spodní stavby

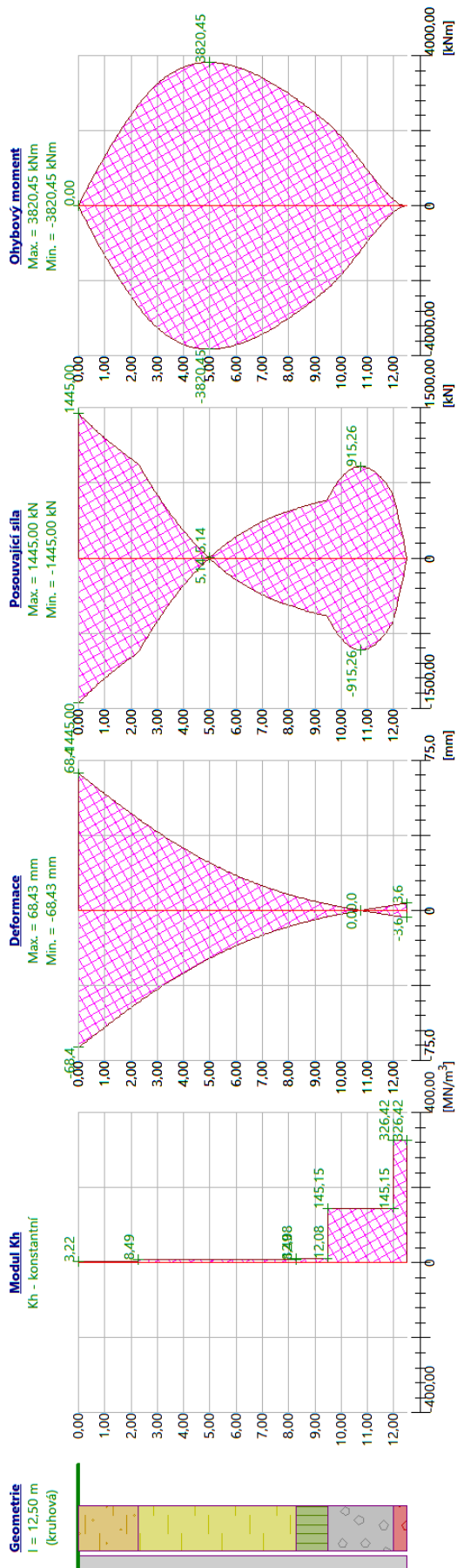
### 5.3.1. Základ opěry O1



Obrázek 71: Posouzení svislé únosnosti piloty pod O1



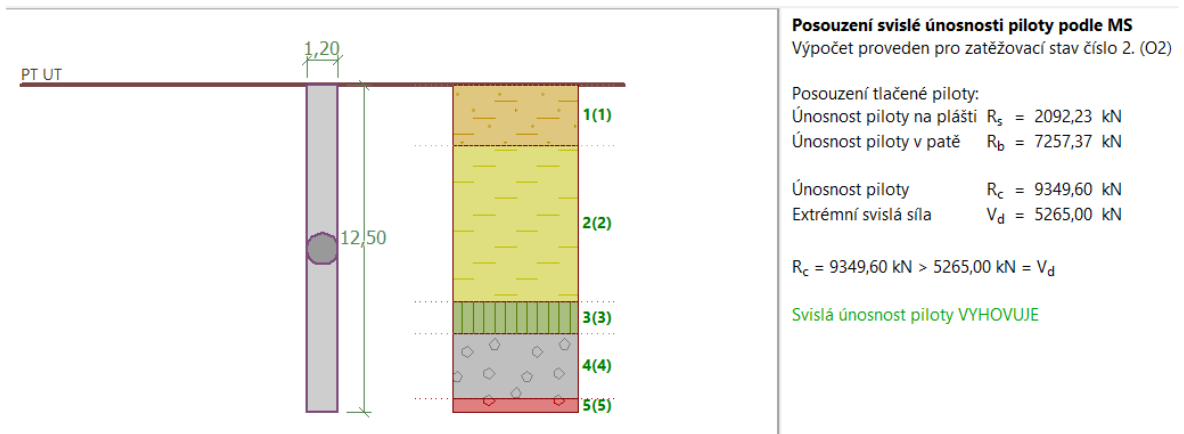
Obrázek 72: Schéma vyztužení piloty pod O1



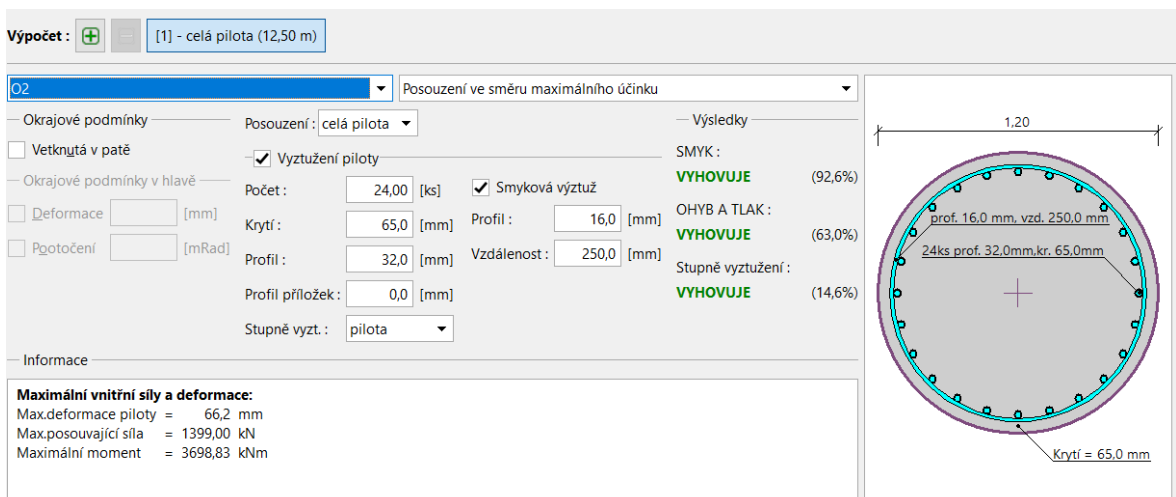
Obrázek 73: Posudek vodorovné únosnosti piloty pod opěrou O1



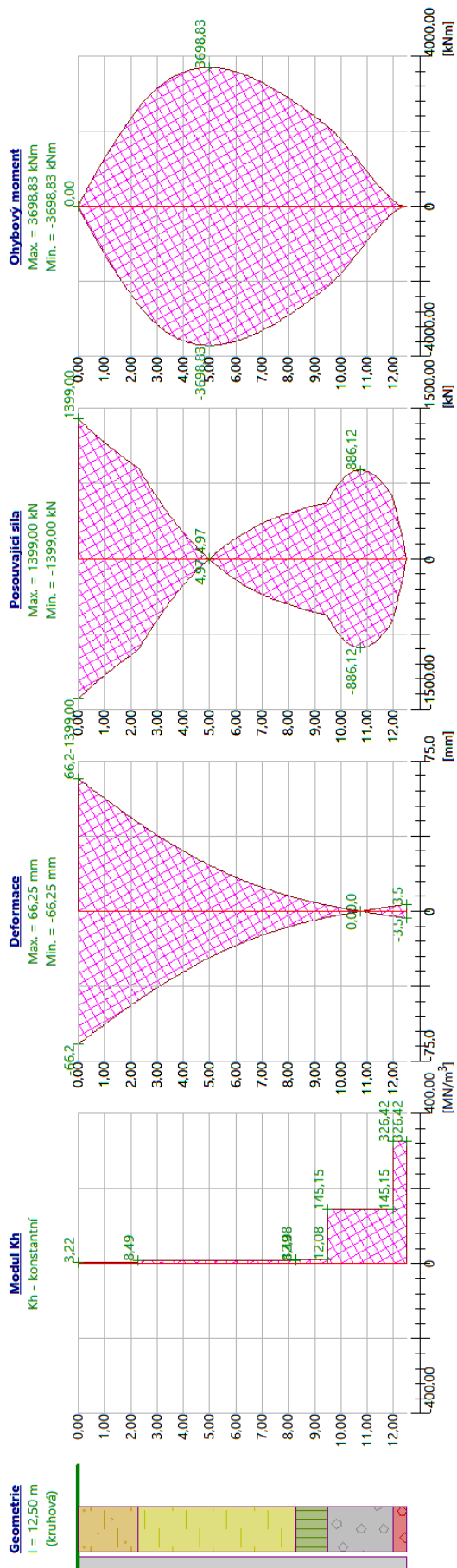
### 5.3.2. Základ opěry O2



Obrázek 74: Posouzení svislé únosnosti piloty pod O2



Obrázek 75: Schéma vyztužení piloty pod O2



Obrazek 76: Posudek vodorovné únosnosti opěry pod O2

## Část D – Výkresová dokumentace

Seznam výkresových příloh diplomové práce		
Číslo přílohy	Název přílohy	Měřítko
D1	Půdorys mostu	1:100
D2	Podélný řez mostem	1:100
D3	Vzorové příčné řezy	1:50
D4	Schéma vedení ideálního kabelu	1:25

## **Závěr**

Úkolem zpracování této diplomové práce byl návrh dodatečně předpjatého integrovaného rámového silničního mostu. Během zpracování této diplomové práce bylo ověřeno, že takto navržená konstrukce vyhoví jak z hlediska MSP, tak z hlediska MSÚ.

## **Zdroje – weby a literatura**

- A. <https://mapy.cz/zakladni?l=0&source=base&id=2239776&x=14.4836310&y=50.0860278&z=17>
- B. [https://druhapraha.cz/Temata/Praha\\_zizkov\\_nakl/praha\\_zizkov\\_nakl\\_3.jpg](https://druhapraha.cz/Temata/Praha_zizkov_nakl/praha_zizkov_nakl_3.jpg)
- C. <https://mapy.cz/zakladni?planovani-trasy&l=0&rc=9hJVkxXwhV&rs=&rs=stre&ri=&ri=119994&mrp=%7B%22c%22%3A111%7D&xc=%5B%5D&rut=1&x=14.4819600&y=50.0856492&z=17>

## **Zdroje – normy a předpisy**

- [1.] ČSN 73 6200. *Mosty - Terminologie a třídění*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 48 s. ICS 93.040, 01.040.93.
- [2.] DRAHORÁD, Michal, Marek FOGLAR, Barnabáš POLÁK a Vladislav HRĎOUŠEK. *TECHNICKÉ PODMÍNKY - TP 261 - Integrované mosty*. 1. Praha: Ministerstvo dopravy, 2017, 109 s.  
Dostupné také z: [http://www.pjpk.cz/data/USR\\_001\\_2\\_8\\_TP/TP\\_261\\_2017.pdf](http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf)
- [3.] ČSN 73 6201, 2008. *Projektování mostní objektů*. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 76 s. ICS 93.040.
- [4.] ČSN 73 6244, 2010. *Přechody mostů pozemních komunikací*. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 40 s. ICS 93.080.10.
- [5.] ČSN 73 6110, 2006. *Projektování místních komunikací*. .. Praha: Český normalizační institut. ICS 93.080.10.
- [6.] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035), 2004. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 1. Praha: Český normalizační institut, 44 s. ICS 91.010.30.
- [7.] ČSN EN 1990 (73 0002), 2021. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 76 s. ICS 91.010.30.
- [8.] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035), 2005. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. 1. Praha: Český normalizační institut, 44 s. ICS 91.010.30.
- [9.] ČSN EN 1991-2 (73 6203), 2018. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 158 s. ICS 91.010.30; 93.040.
- [10.] ČSN EN 1992-2 (73 6208), 2007. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. 1. Praha: Český normalizační institut, 90 s. ICS 93.040; 91.010.30; 91.080.40.
- [11.] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201), 2019. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 208 s. ICS 91.010.30; 91.080.40.
- [12.] ČSN EN 1992-2 (73 6208), 2007. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. 1. Praha: Český normalizační institut, 90 s. ICS 93.040; 91.010.30; 91.080.40.
- [13.] ČSN EN 206+A2 (73 2403), 2021. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. .. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 88 s. ICS 91.100.30.
- [14.] ČSN 73 0037, 1991. *ZEMNÍ TLAK NA STAVEBNÍ KONSTRUKCE*. 1. Praha: Český normalizační institut, 56 s. MDT 624.131.52.
- [15.] *Předpínací systém Freyssinet*, 2011, Brandýs nad Labem, dostupné z: [http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci\\_system\\_freyssinet.pdf](http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf)