

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh mostu na silnici I/27 u Žiželic

The design of bridge structure on road I/27 near Žiželice

Bc. Hana Svěráková

Studijní program: Stavební inženýrství

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Praha 2021

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Svěráková Jméno: Hana Osobní číslo: 438397
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: (N3607) Stavební inženýrství
Studijní obor: (3607T009) Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh mostu na silnici I/27 u Žiželic

Název diplomové práce anglicky: The design of bridge structure on road I/27 near Žiželice

Pokyny pro vypracování:

- návrh alternativního řešení mostní konstrukce;
- základní výkresová dokumentace;
- statický návrh a posouzení konstrukce včetně zohlednění postupu výstavby;
- posouzení založení v oblasti rámových stojek;

Seznam doporučené literatury:

-

Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 22.2.2021 Termín odevzdání diplomové práce: 16.5.2021
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

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“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Poděkování

Na tomto místě bych ráda poděkovala vedoucímu mé diplomové práce Doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D. za cenné rady, praktické poznatky, ochotu a konzultace, které mi během vedení mé práce poskytoval.

V neposlední řadě děkuji své rodině za podporu během psaní práce.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracovala samostatně a že jsem uvedla veškeré informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu §60 Zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 2. 6. 2021

.....

Abstract

This diploma thesis deals with an alternative design and analysis of a cantilever bridge. The road bridge is a 5 span prestressed superstructure. The lateral piers 2 and 5 are single ones, the main piers 3 and 4 are two double piers. Piers are made of reinforced concrete. The cross-section of the piers has a rectangular shape. The deck cross section is composed of a single-celled box girder. The cantilever superstructure is made of reinforced concrete. The aim of this work is a design and analysis of a cantilever road bridge.

Key words

Design, analysis, cantilevers bridge, superstructure, road bridge, span, prestressed concrete, single-box girder, reinforced concrete, double pier

Abstrakt

V diplomové práci je řešen návrh a posouzení alternativního uspořádání mostní konstrukce letmo betonovaného mostu na silnici I/27 u Žiželic. První část se věnuje historii technologie výstavby navržené mostní konstrukce a jejímu popisu. Navržené statické schéma mostu se skládá ze spojitě rámové betonové předpjaté konstrukce. Navržený počet polí je 5. Pilíře jsou navrženy železobetonové s obdélníkovým průřezem. Pilíře 3 a 4 tvoří dvojice železobetonových sloupů. Příčný řez nosné konstrukce je navržen železobetonovým komorovým nosníkem se svislými stěnami a výškovými náběhy k pilířům. Následně je posouzeno založení v oblasti rámových stojek. Cílem práce je navrhnout a posoudit nosnou konstrukci včetně zohlednění technologie výstavby.

Key words

Letmá betonáž, betonové mosty, předpjatý beton, technologie výstavby, pilíř, komorový nosník

Součásti diplomové práce

A Úvod a rešerše

B Technická zpráva

C Statický výpočet

D Výkresová část

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh mostu na silnici I/27 u Žiželic

The design of bridge structure on road I/27 near Žiželice

Část A: Úvod a rešerše

Bc. Hana Svěráková

Studijní program: Stavební inženýrství

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Praha 2021

Obsah

1	Úvod	1
1.1	Základní údaje	2
2	Letmo betonované konstrukce	3
2.1	Historie letmo betonovaných mostů	4
2.1.1	Historie letmé betonáže na území České republiky	5
2.1.2	Nuselský most	7
2.2	Literatura	9
2.3	Výstavba	10

Seznam obrázků

1.1	Přehledná situace [17]	2
2.1	Symetrický postup letmé betonáže v Severní Makedonii [31]	3
2.2	Letmá betonáž v nepřístupném terénu [32]	4
2.3	Obloukový most Plougastel [24]	5
2.4	Obloukový most Rio Peixe [27]	6
2.5	První letmá betonáž v Praze [20]	6
2.6	Pohled od Vyšehradu na výstavbu Nuselského mostu [33]	8
2.7	Výstavba Nuselského mostu [33]	8
2.8	Dokončení výstavby Nuselského mostu [33]	9
2.9	Mostní konstrukce přes fjord v Norsku [13]	10
2.10	Postavení vozíku na zárodku a betonáž prvních lamel [35]	12
2.11	Betonážní vozík společnosti Doka [15]	13
2.12	Nákres letmé betonáže [35]	14
2.13	Výstavba vahadel [35]	15
2.14	Uchycení betonážního vozíku na nosné konstrukci [32]	16
2.15	Horní nosné části betonážního vozíku [32]	17
2.16	Výstavba přes vodoteč [32]	18
2.17	Kompletace bednění betonážního vozíku [32]	19
2.18	První až druhá lamela od zárodku [32]	20

Kapitola 1

Úvod

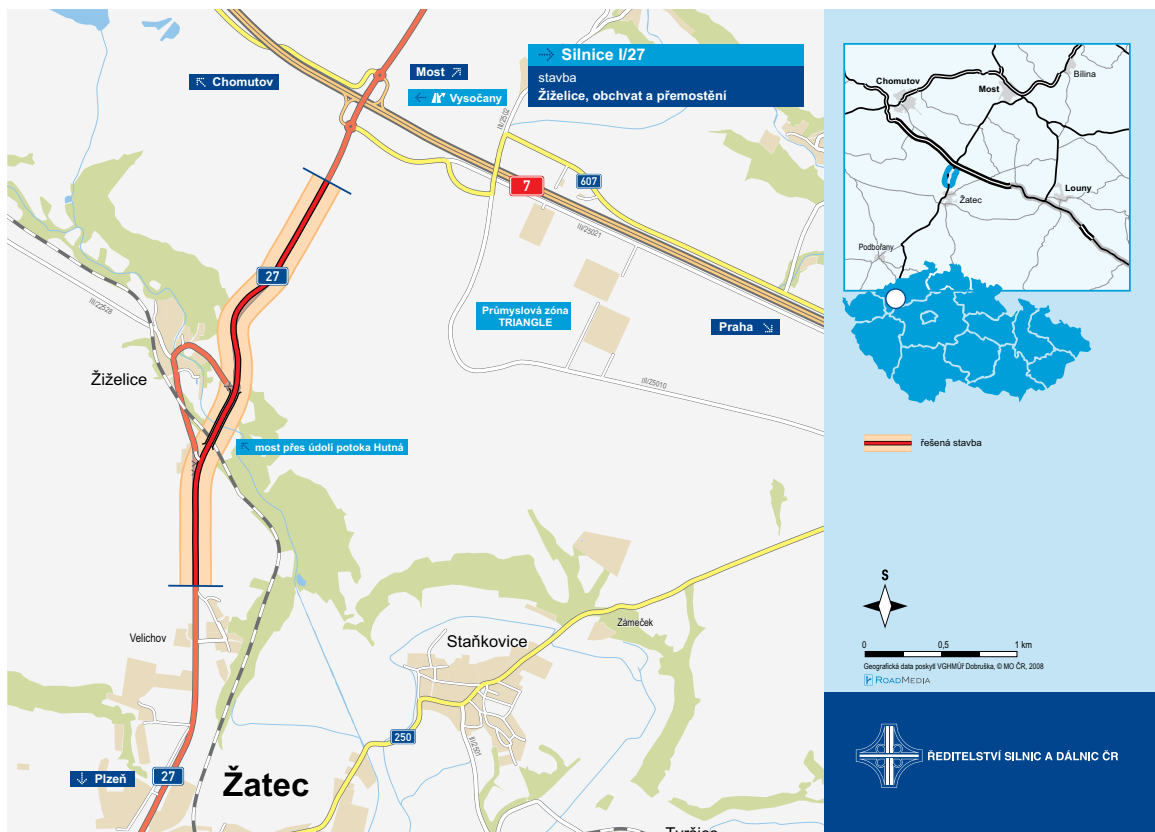
Diplomová práce se zabývá návrhem konstrukce alternativního uspořádání letmo betonované mostní konstrukce. Pro návrh byl vybrán most na silnici I/27 u Žiželic [17], který přemostuje široké a hluboké údolí říčky Hutná směrem od Mostu k Žatci. V alternativním řešení s předpjatou železobetonovou konstrukcí eliminujeme počet vnitřních podpěr - pilířů užitím konstrukce s větším rozpětím polí. Snaha o snížení počtu pilířů na svazích údolí je důsledkem špatné přístupnosti podpor na svahu říčky Hutné a velmi složitými geologickými a hydrogeologickými podmínkami pro založení podpor. Geologický profil je tvořena jíly, jíly s příměsí uhlí, písčitémi jíly a zvodněnými písky. V oblasti se nachází několik zdokumentovaných sesuvů. Úsek stávající silnice v blízkosti budoucí opěry O1 byl v minulosti sanován. Jsou zde vybudovány odvodňovací vrty a opěrné zdi, které zabraňují dalším deformacím terénu.

V první části práce je obecně popsána konstrukce letmo betonovaných mostů, její historie a historie vzniku předpjatých betonových konstrukcí. Jsou v ní také uvedeny příklady řešení letmo betonovaných konstrukcí. Druhou část tvoří technická zpráva popisující situaci, navržené konstrukční řešení mostu [9, 10, 6] a jeho založení [7, 25]. Ve třetí části je vypracován statický výpočet a provedeno posouzení dle platných norem včetně zohlednění technologie výstavby [8, 3, 2, 1, 4, 9, 5, 6]. Nadto je posouzeno založení v oblasti rámových stojek. Čtvrtá část obsahuje výkresovou dokumentaci navržené alternativní mostní konstrukce.

Navržený most je součástí realizace stavby „I/27 Žiželice obchvat a přemostění“ [17], která spočívá v přeložce stávající pozemní komunikace I/27 do nové trasy v návrhové kategorii dvoupruhové silnice S 11,5 celkové délky 2,920 kilometrů. Návrhová rychlost je 80 km/h. Navržená mostní konstrukce vytváří mimoúrovňové křížení se železniční tratí č. 124 v trase Žatec - Chomutov, která vede v údolí říčky Hutná. Stávající silnice I/27 má v prostoru nevyhovující směrové a sklonové poměry a prochází obcí Žiželice. Sklonově stávající trasa klesá 39 m dolů a následně z údolí říčky Hutná stoupá 27 m. V klesající části je situována směrová точка s poloměrem oblouku cca 20 m snižující rychlost projíždějících vozidel na cca 20 km/h.

1.1 Základní údaje

Navržená mostní konstrukce je součástí stavby „I/27 Žiželice obchvat a přemostění“ [17], která spočívá v přeložce stávající pozemní komunikace I. třídy I/27 do nové trasy v návrhové kategorii dvoupruhové silnice S 11,5 celkové délky 2,920 kilometrů. Navržená mostní konstrukce překlene hluboké a široké údolí říčky Hutná a současně vytvoří mimoúrovňově křížení s železniční tratí č. 124 ve směru Žatec - Chomutov. Trať je vedena po úbočí říčky Hutná. Mostní konstrukce přemostňuje lokalitu s extrémně složitými geologickými a hydrogeologickými poměry. Zároveň se jedná o místo s komplikovanou morfologií terénu a jeho nepřístupností. V této oblasti jsou zdokumentovány sesuvy a inženýrsko-geologický průzkum upozorňuje na možnost sesuvů v rámci zemních prací [17]. Alternativní řešení mostu omezuje rozsah zakládání a zemních prací na mostním objektu.



Obrázek 1.1: Přehledná situace [17]

Kapitola 2

Letmo betonované konstrukce

Konstrukce, u kterých hlavní nosnou konstrukci betonujeme postupně po lamelách konzolovým způsobem, nazýváme letmo betonované (obr. 2.1). Nejčastěji jsou pro tyto konstrukce využívány jednokomorové průřezy [30]. V závislosti na rozpětí pole se mění příčný řez nosné konstrukce včetně tloušťek stěn a horní a spodní desky [18].



Obrázek 2.1: Symetrický postup letmé betonáže v Severní Makedonii [31]

Konstrukce, které mohou být vystaveny nepříznivým vlivům vnějšího prostředí při výstavbě, je možno realizovat i v nepřístupných oblastech (obr. 2.2).



Obrázek 2.2: Letmá betonáž v nepřístupném terénu [32]

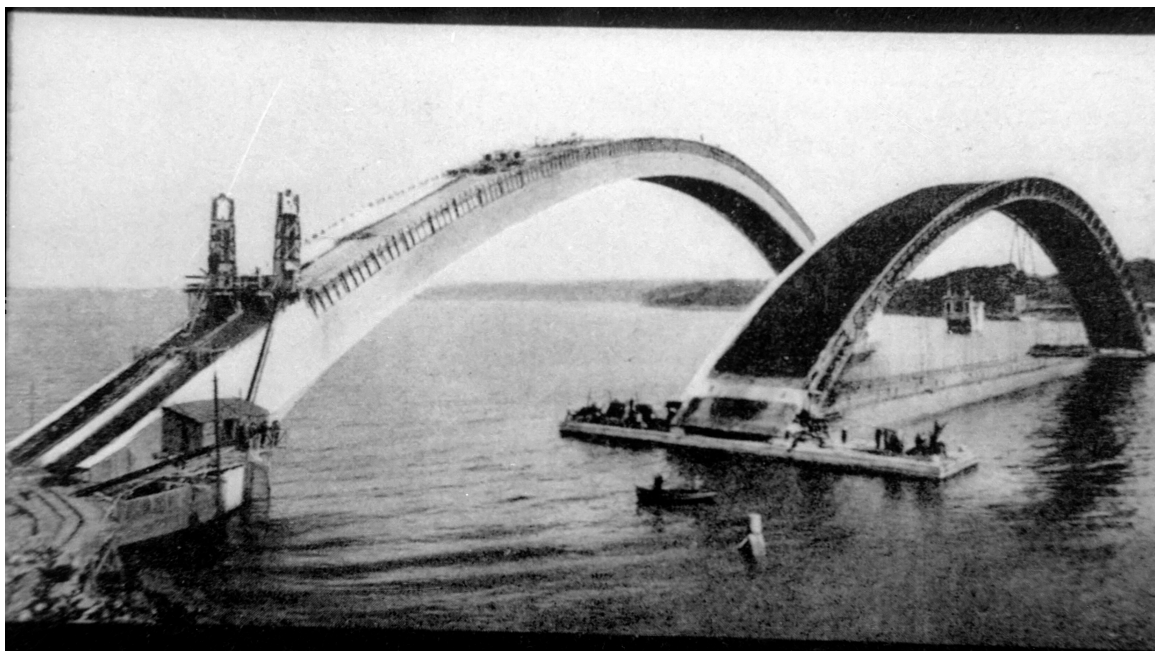
První pole bylo vybetonováno na skruži a k němu bude postupně přibetonována polovina letmo betonovaného pole (obr. 2.2). Z důvodu nesymetrické výstavby je použit pilíř s příčným řezem komorového průřezu mající větší ohybovou únosnost. Na mostovce jsou podélníky pro vysouvání skruže. Betonážní vozík je vybaven dvěma patry pracovních plošin zavěšených na příčnicích. V horní desce (mostovce) je patrná v bednění uložená výztuž a kanálky pro předpínací výztuž před betonáží.

2.1 Historie letmo betonovaných mostů

Historie budování letmo betonovaných konstrukcí je spjata s rozvojem předpjatého betonu. Největšího rozmachu letmo betonovaných konstrukcí dochází po 2. světové válce. Důvodem byla vynucená obnova zničené infrastruktury, ale i nové požadavky na kapacitnější komunikace s plynulejšími směrovými a výškovými poměry. Historie předpjatého betonu sahá do roku 1886, kdy použil P. H. Jackson napnuté ocelové pruty v betonových obloucích. Roku 1889 navrhl Němec C. E. W. Doehring výrobu nosníků a desek vyztužených napjatými dráty [29]. Pokusy byly neúspěšné, protože tlakové napětí v betonu vymizelo. Problém spočíval v použití ocelové výztuže s pevností cca 300 MPa. Vlivem smršťování a dotvarování stlačeného betonu docházelo až 70 % procentní ztrátě předpětí.

Francouz Eugène Freyssinett [11, 12], absolvent školy mostů a silnic v Paříži [36], si opožděné deformace betonu uvědomil při stavbě mostní konstrukce o třech polích s rozpětím 72 m v roce 1910. Vlivem 1. světové války se dostal k vytvoření správné teorie deformací betonu a návrhu úspěšné předpjaté konstrukce v letech 1926–1928 (obr. 2.3) [28, 37]. Jeho úspěch spočívá v užití vysokopevnostních ocelových drátů. Tímto postupem bylo docíleno dlouho-

dobého zajištění vysoké úrovně předpětí. Ztráty předpětí tvořily cca 20 % místo původních až 70 %. V roce 1933 se objevil v literatuře poprvé výraz „předpjatý beton“.



Obrázek 2.3: Obloukový most Plougastel [24]

Inženýr Baumgart využil v roce 1929 letmou betonáž v Brazílii. Navržený železniční železobetonový most měl 68 m dlouhé střední pole (Obr. 2.4). Řeka Rio Peixe je velmi nebezpečná. Jsou zde časté záplavy a nepravidelné výkyvy výšky vodní hladiny. Proto bylo nutné využít výstavbu z podpěr. Výztuha konzol byla postupně realizována díky táhlům, které se napojovaly z jednoho segmentu na druhý [28].

Inovace v podobě předpjatého betonu využili ve svých návrzích a realizacích inženýři Hawranek, Fischer a Lazarevic. Po druhé světové válce Eugène Freyssine aplikoval při realizaci mostu v Luzancy prefabrikované segmenty. Metoda byla následně užita u pěti dalších mostů přes řeku Marne [28]. Segmenty byly vyzvednuty na místo a následně zajištěny kotvami. Centrální část mostu byla realizována pomocí lanového jeřábu. Na závěr bylo celé pole napjato konzolovými kabely [28].

2.1.1 Historie letmé betonáže na území České republiky

V letech 1956 -+- 1958 byl postaven první most metodou letmé betonáže v Praze na Veslařský ostrov [20, 19]. Most byl o třech polích s rozpětím 12,75, 45,0 a 12,75 m a šířkou 5,5 m. Krajní pole byla betonována na skruži. Pouze na střední pole byla poprvé použita technologie letmé betonáže (obr. 2.5) s délkou lamely 3 m. Ve středním poli byl pro jednodušší statické řešení umístěn kloub. Nosná konstrukce betonovacího vozíku byla sestavena z mostních prvků Bailey Bridge.



Obrázek 2.4: Obloukový most Rio Peixe [27]



Obrázek 2.5: První letmá betonáž v Praze [20]

První spojitou letmo betonovanou konstrukcí je most o třech polích u Želnavy. Rozpětí polí činí 19, 48 a 19 m, šířka mostu je 8,5 m. Následují letmo betonované mosty u Zvíkova přes Vltavu a Otavu. Mosty mají shodná rozpětí polí 42, 84, 84 a 42 m. Původní statické konzolové řešení s vloženými klouby uprostřed polí se neosvědčilo z důvodu velkých průhybů v místě kloubů vlivem dotvarování betonu. Rekonstrukcí bylo statické řešení převedeno na spojitou konstrukci s úpravou krajních pilířů. Nová konstrukce mimo jiné lépe odolává účinkům teplotních změn [20].

2.1.2 Nuselský most

Po výše uvedených zkušenostech s letmo betonovanou konstrukcí přichází pro naše mostní stavitelství velká výzva v projektu přemostění Nuselského údolí. Od roku 1903 do roku 1961 proběhlo několik soutěží a bylo vypracováno nespočet návrhů na výstavbu mostu přes Nuselské údolí ve všech možných variantách konstrukčních i materiálových. Soutěž z roku 1959 až 1961 vybrala pro konstrukci předpjatý beton. Navržen je sdružený rám o pěti polích s jednokomorovým příčným řezem (obr. 2.8). Uložen je na mezilehlých pružně vetknutých členěných tenkostěnných pilířích.

Nuselský most převádí přes hluboké zastavěné údolí hlavní dopravní tepnu. V jeho tubusu se nachází koleje pražského metra trasy C v úseku I. P. Pavlova - Vyšehrad. Most má délku 485 m a šířku 26,70 m. Krajní pole mají rozpětí 68,25 m a tři vnitřní pole mají rozpětí 115,5 m. Krajní pole byla betonována na skruži. Ostatní pole byla realizována technologií letmé betonáže (obr. 2.6, 2.8 a 2.7). Důvodem byla hloubka údolí, jeho zastavěnost obytnou zástavbou a nedostatek materiálu na provedení skruže. Původní varianta městské hromadné dopravy byla podzemní tramvaj. Tato varianta byla následně nahrazena lehkými vozy metra. Ve výsledku byly použity do provozu těžší vozy z SSSR. Kvůli nim je do komorového průřezu navíc vložen ocelový roznášecí rošt [16, 19].

Na obrázku 2.6 je pohled na budovaný Nuselský most ze strany od Vyšehradu. V prvním letmo betonovaném poli je vidět bednění pro letmou betonáž. Na druhém a třetím pilíři jsou pomocí jeřábů MB Brezno 80 betonovány zárodky.



Obrázek 2.6: Pohled od Vyšehradu na výstavbu Nuselského mostu [33]

Pohled (obr. 2.7) na budovaný most z centra zobrazuje zahájení letmé betonáže ze zárodku na druhém pilíři. Na třetím pilíři jsou již vidět vybetonované lamely. Na obrázku jsou zřejmé u pilíře 2 a 3 montážní podpěrné pilíře zajišťující stabilitu letmo betonovaných konzol. Při konstrukci byly použity věžové jeřáby MB Brezno 80 pro dopravu materiálu na betonáž.



Obrázek 2.7: Výstavba Nuselského mostu [33]

Záběr (obr. 2.8) na pokročilou fázi výstavby nosné mostní konstrukce. Z levé strany je již konzola dokončena a snesena konstrukce bednění pro letmou betonáž.



Obrázek 2.8: Dokončení výstavby Nuselského mostu [33]

2.2 Literatura

Vzhledem k neustálým novým možnostem v podobě patentů [23, 37] a požadavkům na snižování ekonomických nákladů stavby se i metoda letmé betonáže neustále inovuje [20]. V odborné literatuře jsou publikovány články o nepříznivém vlivu smršťování a dotvarování. V České republice je podrobně měřen realizovaný most přes Vltavu u Vepřeku [38, 39]. Na Slovensku byl metodou letmé betonáže realizován most převádějící dálnici D1 přes Váh [34], na kterém je také prováděn monitoring smršťování a dotvarování.

Jednou z nevýhod navržené konstrukce jsou rozdílné dimenze prvků příčného řezu. To má za následek nestejněměrné vysychání průřezu a dotvarování jednotlivých částí. Mostní konstrukce je navíc budována postupně po segmentech a tudíž dochází ke smršťování různě starých betonů. Výše uvedené může vést k nesprávné predikci průhybů. Zich [38] a Navrátil [39] tomu doporučují předcházet správným zohledněním ve výpočetních modelech a následně tento jev zohlednit při projektu stavby. Dlouhodobým měřením zjistili, že průhyby u sledované mostní konstrukce jsou větší.

Zenonas Kamaitis [21] ve své práci monitoroval 15 let pět segmentových mostů a zdůraznil nevýhody spojů mezi prefabrikovanými segmenty. U prefabrikovaných segmentů i u letmé betonáže je nezbytná správná realizace konstrukce a následná údržba, jejíž zanedbání může vést k defektům.

Jak již bylo dříve řečeno [22], jsou hledány nové způsoby jak ušetřit při výstavbě mostní konstrukce. U výpočetních modelů je prováděna optimalizace. Yua [22] využil předpjatou

konstrukci s komorovým průřezem. Za proměnné zvolil hodnoty předpínacích sil, jejich excentricitu a hloubku v průřezu. Funkční hodnoty zahrnovaly náklady na beton, předpínací výztuž, náklady na sestavení a posun bednění.

2.3 Výstavba

Letmá betonáž je systém výstavby mostního objektu, při kterém se hlavní nosná konstrukce betonuje postupně po lamelách z vnitřních pilířů s připravenými zárodky na obě strany symetricky (obr. 2.10). Nejčastěji je technologie letmé betonáže využívána pro rozpětí 100 – 200 m. Použitelná je i pro menší rozpětí 60 – 100 m. Ve světě byla technologie použita i pro větší rozpětí 200 – 250 m. Maximální rozpětí bylo dosaženo v Norsku u mostu Stolmabrua s rozpětím 301 m a u mostů Raftsund a Sandoy s identickým rozpětím 298 m [20]. Letmo betonovat lze jak hlavní nosný trám komorového průřezu, tak i nosné oblouky mostů viz Opárenský most.



Obrázek 2.9: Mostní konstrukce přes fjord v Norsku [13]

Mostní konstrukce na obrázku výše přemostňuje členitý fjord (obr. 2.9) v oblasti Romsdal. Mostní konstrukce Litsundbrua převádí pozemní komunikaci Tommervegvegen přes morfoloogicky složitou oblast fjordu. Rozpětí polí jsou $45 + 165 + 89$ m. Na levé straně jsou délky krajního pole vůči střednímu poli v poměru cca 0,6, což se blíží doporučené hodnotě 0,65. Na obrázku na pravé straně je poměr cca 0,3 což je výrazně menší než doporučených 0,65. Vzhledem k nestandardnímu rozdělení polí muselo být využito kotvení do podloží, nebo zatížení konstrukce šterkem jako u mostu Stolmabrua přes úžinu Stolmasundet. Zdvojené pilíře nesou nosnou konstrukci s náběhy.

Výhoda technologie letmé betonáže spočívá v úspoře materiálu na skruž a bednění a v nezávislosti na terénu či prostoru pod mostem (obr. 2.16, 2.2). Příkladem může být výše zmiňovaný Nuselský most v hlubokém zastavěném území. V době provádění byl nedostatkem materiálu pro výstavbu na skruži (obr. 2.6, 2.8, 2.7). Dalším příkladem je Holešovický železniční most překonávající Vltavu. U Opárenského mostu v chráněném území nebyla možnost vstupu do prostoru mezi opěry oblouku. V současné době nabízejí dodavatelé bednicích systémů Doka (obr. 2.11), Peri (obr. 2.1) a VSL (obr. 2.10) univerzální variabilní betonážní vozíky pro letmou betonáž včetně univerzálního opětovně použitelného bednicího systému [14].

Nosným prvkem letmo betonovaných mostů bývá komorový nosník s komorovým příčným řezem opatřeným v úrovni mostovky vyloženými konzolami po obou stranách [30]. Statické schéma tvoří během výstavby konzola podepřená zárodkem na pilíři. Případně může být podepřená dočasným ztužením či podpěrami. Průběh ohybových momentů na konzolách se výrazně zvětšuje směrem k podepření a tomu se přizpůsobuje příčný řez komorového průřezu, jež se opatřuje výškovými náběhy [28]. Náběhy se provádějí ve tvaru paraboly druhého stupně. Náběhy vyhovují statickému i estetickému hledisku. Máme-li průřezy v jednotlivých polích s různou výškou příčného řezu, je vhodné použít plynulou křivku zakřivení náběhů stejnou ve všech polích. Výška průřezu v poli by měla být $1/35$ rozpětí pole. Výšku průřezu u podpory je vhodné volit jako $1/16$ rozpětí. Výšku ve středu pole volíme také s ohledem na dostatečnou tuhost konstrukce, průběh kabelu spojitosti a jejich dostatečné vzepětí.

Tloušťku horní desky je vhodné volit s ohledem na uložení konzolových kabelů a jejich dostatečné krytí cca 0,28 m. Dolní deska může mít uprostřed pole tloušťku 0,25 m a směrem k podporám se se zvětšující výškou průřezu zvětšuje i tloušťka spodní desky až k hodnotě 1 m i více. Délka lamely se volí s ohledem na rozměry příčného řezu, to znamená výšku a šířku příčného řezu. Délka lamely se pravidelně zvětšuje směrem ke konci konzol, jak se zmenšuje výška příčného řezu komorového průřezu.



Obrázek 2.10: Postavení vozíku na zárodku a betonáž prvních lamel [35]

Délka lamel bývá 3 až 5 m a závisí na příčném řezu lamely. Ojediněle je možné zaznamenat i délku lamely dosahující 6 m. Hmotnost betonované lamely a čerstvého betonu s výztuží by neměla přesáhnout 200 - 250 t. K pronájmu jsou připraveny betonážní vozíky s nosností až 270 t (obr. 2.1, 2.11, 2.14). Hmotnost betonážního vozíku i s bedněním dosahuje 80 t. Pro jednodušší i rychlejší betonáž mostu s výškovými náběhy je vhodnější navrhovat svislé boční stěny. Na rozdíl od šikmých stěn s výškovými náběhy není při přesunu betonážního vozíku [26] nutné měnit sklon bočních stěn. Z estetického hlediska jsou šikmé stěny vhodnější. Betonáž lamel začíná na zárodku vybudovaném na pilíři. Délka zárodku bývá v rozmezí 10 - 15 m.



Obrázek 2.11: Betonážní vozík společnosti Doka [15]

Zárodek má stejný průřez jako navazující lamela a jeho délka musí umožnit umístění dvojice betonážních vozíků. Betonážní vozík se skládá z ocelové dráhy, po které se pohybuje pomocí hydrauliky a ocelových konzol (obr. 2.15). Konzoly se kotví do předcházející vybetonované lamely a na vyložené konzoly jsou zavěšeny dva příčníky nesoucí vlastní bednění a plošiny potřebné k armování, betonování, ošetřování lamely a umístění přesahující výztuže či kabelových kanálků. Pro omezení ohybového namáhání podpěr a stabilitu vahadel je nutné pracovat symetricky a betonovat lamely na vahadlech současně [26, 28]. V některých projektech bývá předepsán maximální povolený rozdíl hladin čerstvě ukládaného betonu z důvodu symetrického zatížení podpěr a minimalizace jejich ohybového momentu. Krajní pole letmo betonovaných konstrukcí se navrhují kratší délky $0,6 - 0,65$ násobku rozpětí hlavního pole. Při rozpětí krajního pole $0,5$ násobku hlavního pole bývá nutné kotvit konstrukci do opěr. Při rozpětí krajního pole $0,6 - 0,65$ násobku hlavního pole se část pole přesahující $0,5$ násobek hlavního pole betonuje na skruži (obr. 2.12).

Staticky mohou být letmo betonované mostní konstrukce realizovány jako spojitě nosníky nebo i sdružené rámy. U spojitých nosníků je uložení na podpěrách prostřednictvím ložisek. Při betonáži zárodku i konzol je nutné dočasně podepřít a přikotvit zárodek, případně použít dočasnou montážní podpěru. Při použití montážní podpěry se osa vahadla přesouvá od podpěry směrem k ose mezi podpěru a montážní podpěru, jinak by neměla významu. Pro rámové stojky rámu či sdružených rámu je při větší výšce možno použít komorový průřez. Při nízké výšce tuhost komorového průřezu podpěr způsobuje dodatečné namáhání konstrukce vyvolané objemovými a teplotními změnami betonu. Rámové stojky volíme jako dvojice štíhlých stěn mající dostatečnou tuhost a schopnost přenášet i ohybové momenty. Při výstavbě je nutno dvojici nosných stěn ztuzit vzájemným spojením ocelovými příhradovými nosníky.

Před betonáží uzavírací lamely - klavázní spáry - se protilehlé konce vahadel rozpírají proti sobě pro úpravu geometrie v důsledku smršťování a dotvarování betonu. Působením objemových změn betonu se rámové stojky naklánějí do středu rozpětí a hydraulické lisy se roztlačí opačně.



Obrázek 2.12: Nákres letmé betonáže [35]

Postupnou betonáží lamel z podpor vzniká dvojice symetrických konzol - vahadel. Vahadlo je namáháno zápornými ohybovými momenty od vlastní tíhy čerstvého betonu betonované lamely včetně výztuže, od tíhy betonážního vozíku a bednění (obr. 2.13). Konzolové záporné momenty vyvozují tahová napětí v mostovce - horní desce komorového průřezu. Kompenzace momentů se řeší konzolovými kabely vedenými horní deskou komorového průřezu od čela vybetonované lamely k protilehlému konci čela. Při nesymetrickém uspořádání počtu lamel kotvíme vahadlové kabely nesymetrických lamel v protilehlých příčnicích komorového průřezu umístěné nad stěnami pilířů.



Obrázek 2.13: Výstavba vahadel [35]

Pohled (obr. 2.14) zachycuje horní část betonážního vozíku a jeho uchycení na nosné konstrukci. Dále jsou po krajích umístěna dřevěná provizorní zábradlí, montážní zařízení a složený materiál na výztuž lamel.



Obrázek 2.14: Uchycení betonážního vozíku na nosné konstrukci [32]

Detail zobrazuje horní nosné části betonážního vozíku s podélnou vysouvací dráhou. Je zde vidět také kotvení zadní části betonážního vozíku kotvicími tyčemi k předcházející lameli. Mostovkou prochází táhla držící spodní části bednění. Obrázek 2.15 zachycuje probíhající geodetické zaměření prováděné staveništním personálem.



Obrázek 2.15: Horní nosné části betonážního vozíku [32]

Nepřístupný terén v podobě vodního koryta je zachycen na obr. 2.16. Betonážní vozík je umístěn nad mostovkou. Průřez nosné konstrukce je komorový se svislými bočními stěnami. Na pravé straně břehu jsou patrné barevné odlišení postupně betonovaných lamel.



Obrázek 2.16: Výstavba přes vodoteč [32]

Vysoký zdvojený pilíř nese zárodek betonového mostu se šikmými bočními stěnami komorového průřezu (obr. 2.17). Vlevo od pilíře je jeřáb na dopravu materiálu a stavební mechanizace. Mezi ním a pilířem je umístěna výstupová věž pro staveništní personál. V pozadí je vedlejší pilíř s montážní plošinou pro betonáž zárodku a jeřábem. U paty zdvojeného pilíře je prováděna kompletace bednění betonážního vozíku, který bude následně vyzdvižen vedle zárodku pro betonáž první lamely.



Obrázek 2.17: Kompletace bednění betonážního vozíku [32]

Na obrázku jsou vidět nosníky pro betonážní vozík kotvené do horní desky komorového průřezu (obr. 2.18). Staveništní personál se během armování, betonování a ošetřování lamel pohybuje po nosné konstrukci i plošinách. Je zde zřetelný symetrický postup práce na obou vahadlech.



Obrázek 2.18: První až druhá lamela od zárodku [32]

Literatura

- [1] *ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [2] *ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [3] *ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-4: Obecná zatížení. Zatížení větrem = Národní příloha - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1- 4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [4] *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [5] *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [6] *ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Betonové mosty. Navrhování a podrobná pravidla*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
- [7] *ČSN EN 1997-1 (731000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [8] *ČSN EN 1990 (730002) - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2nd edition, 2021.
- [9] *ČSN 73 6214 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [10] *ČSN 73 6242 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [11] Oxford Reference. 2021. Dostupné z: <<https://www.oxfordreference.com/view/10.1093/oi/authority.20110803095835558>>. Accessed 19 April 2021.

- [12] Encyclopedia Britannica. *Britannica*. 2020. Dostupné z: <<https://www.britannica.com/biography/Eugene-Freyssinet>>. Accessed 19 April 2021.
- [13] Fjord. 2021. Dostupné z: <<https://www.msn.com>>. Accessed 30 April 2021.
- [14] ŠAFÁŘ, R. *Betonové mosty 2: přednášky*. Praha : ČVUT, 1th edition, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [15] Doka. Prvá letmá betonáž v Kuvajtu. Dostupné z: <https://www.doka.com/sk/news/news/SK_Kuvajt_letma_betonaz>. Accessed 19 April 2021.
- [16] DUŠAN, J. *Naše mosty historické a současné*. Praha : Nadas, 1.vyd edition, 1984.
- [17] Ředitelství silnic a dálnic ČR. Silnice I/27. Dostupné z: <<https://www.rsd.cz>>. Accessed 19 April 2021.
- [18] FIDLER, T. C. A practical treatise on bridge construction. 2015, s. 412–425. Dostupné z: <<https://www.icvirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/aptobc3e.50457.0023>>. Accessed 19 April 2021.
- [19] FISCHER, J. *Pražské mosty*. Praha : Academia, 1.vyd edition, 1985.
- [20] HRDOUŠEK, V. – VČELOVÁ, H. Letmé betonování mostů. *Lafarge Cement Journal*. 2018, 01, s. 16–19. Dostupné z: <<http://hdl.handle.net/10467/81756>>. Accessed 19 April 2021.
- [21] KAMAITIS, Z. Field investigation of joints in precast post-tensioned segmental concrete bridges. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 2008, 03, s. 08. ISSN 1822-427X.
- [22] KASUGA, A. Od udržitelnosti konstrukce ke konstruktivní eleganci. *Beton: technologie - konstrukce - sanace*. Praha: Česká betonářská společnost. 2015, 05, s. 28. ISSN 1213-3116.
- [23] KUO, Z. – CHANGWANG, Q. Segment cantilever construction method of prestressed concrete combined box girder bridge. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 2019. Dostupné z: <<https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?FT=D&date=20190625&DB=EPDOC&CC=CN&NR=109930496A>>. Accessed 19 April 2021.
- [24] LEROY – MARMILLOT – PROVOST. Plougastel bridge. *Architecture Vivante*. 1930. Accessed 19 April 2021.
- [25] MASOPUST, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [26] MATHIVAT, J. *The cantilever construction of prestressed concrete bridges*. Chichester : Wiley, 1th edition, 1983.
- [27] MEDIUM. Rio Peixe. 2021. Dostupné z: <<https://medium.com/@maisespecificoimpossivel/ponte-em-C3%ADlio-baumgart-1-ponte-em-balan%C3%A7os-sucessivos-do-mundo-251bfec7a425>>. Accessed 19 April 2021.

- [28] MONDORF, P. E. *Concrete bridges*. New York : Taylor and Francis, 1th edition, 2006.
- [29] NAVRÁTIL, J. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno : CERM, 1.vyd edition, 2004.
- [30] STRÁSKÝ, J. – NEČAS, R. Designing and constructing prestressed bridges. 2020, s. 412–425. Dostupné z: <<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/dcpb.63853>>. Accessed 19 April 2021.
- [31] Structurae. Longest balanced cantilever bridge in Northern Macedonia. Dostupné z: <<https://structurae.net/en/products-services/longest-balanced-cantilever-bridge-in-northern-macedonia>>. Accessed 24 April 2021.
- [32] Ulma Construcción CZ. Mosty. Dostupné z: <<http://ulma.cz>>. Accessed 19 April 2021.
- [33] VÁŇA, R. Nuselský most. Dostupné z: <<http://www.nuselskymost.cz/cz/fotogalerie/stavba>>. Accessed 24 April 2021.
- [34] VORSCHNEIDER, R. – PISARČÍK, R. Vysúvaný most a letmo betónovaný most. *Inžinierske stavby*. 2011, 01, s. 06. ISSN 1335-0846. Dostupné z: <<https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/mosty/vysuvany-most-aletmo-betonovany-most>>. Accessed 19 April 2021.
- [35] VSL SYSTEMS /CZ/ Ltd. Czech Republic. Letmá betonáž. Dostupné z: <<http://www.vsl.cz/letma-betonaz/>>. Accessed 19 April 2021.
- [36] VÍTEK, J. České počátky mostů z předpjatého betonu. *Beton: technologie - konstrukce - sanace*. Praha: Česká betonářská společnost. 2015, 04, s. 54–61. ISSN 1213-3116.
- [37] VÍTEK, J. *Světové mosty: od antiky po současnost*. Praha : Grada Publishing, 1th edition, 2019. ISBN 978-80-271-0770-4.
- [38] ZICH, M. – NAVRÁTIL, J. Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na deformace letmo betonovaného mostu přes Vltavu u Vepřeku. *Beton: technologie - konstrukce - sanace*. Praha: Česká betonářská společnost. 2011, 01, s. 88. ISSN 1213-3116.
- [39] ZICH, M. – NAVRÁTIL, J. Long-term deflections of cantilever segmental bridges. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 2013, 03, s. 06. ISSN 1822-427X.

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh mostu na silnici I/27 u Žiželic

The design of bridge structure on road I/27 near Žiželice

Část B: Technická zpráva

Bc. Hana Svěráková

Studijní program: Stavební inženýrství

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Praha 2021

Obsah

1	Informace o stavbě	1
1.1	Identifikační údaje stavby	1
1.2	Základní údaje o mostě	1
1.2.1	Popis technického řešení	1
1.2.2	Návrhové charakteristiky mostu	2
1.2.3	Staničení podpěr mostu	3
2	Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění	4
2.1	Účel mostu	4
2.2	Charakter převáděné komunikace	4
2.3	Charakter překračované překážky	5
2.4	Geotechnické podmínky	5
3	Technické řešení mostu	6
3.1	Založení	6
3.2	Spodní stavba	6
3.3	Nosná konstrukce	7
3.3.1	Hlavní nosná konstrukce	7
3.3.2	Ložiska	8
3.3.3	Mostní závěry	8
3.4	Mostní svršek a vybavení mostu	8
3.4.1	Izolace mostovky	8
3.4.2	Vozovka na mostě	8
3.4.3	Římsy	9
3.4.4	Svodidla	9
3.4.5	Zábradlí	9
3.4.6	Odvodnění	10
4	Použité materiály	11
4.1	Beton	11
4.2	Betonářská výztuž	11
4.3	Předpínací výztuž	11
4.3.1	Vahadlové kabely	12
4.3.2	Kabely v krajních polích	12
4.3.3	Kabely spojitosti	12

5	Postup výstavby	13
5.1	První fáze	13
5.2	Druhá fáze	14
5.3	Třetí fáze	14
5.4	Čtvrtá fáze	14
5.5	Pátá fáze	14
5.6	Šestá fáze	14
5.7	Sedmá fáze	14

Seznam tabulek

1.1	Identifikační údaje stavby [15]	1
1.2	Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200 [8, 15]	2
1.3	Bod křížení [15]	2
1.4	Návrhové charakteristiky mostu [15, 8]	2
1.5	Staničení podpěr mostu [15, 8]	3
2.1	Charakter převáděné komunikace [15, 8]	4
3.1	Použité materiály na mostní závěry	8
3.2	Skladba vozovky [11]	9
3.3	Použité materiály na římsy	9
3.4	Použité materiály na odvodnění	10
4.1	Materiály mostní konstrukce	11

Kapitola 1

Informace o stavbě

1.1 Identifikační údaje stavby

Stavba mostního objektu je přeložkou silnice I/27. Přemostňuje obtížný úsek přes údolí říčky Hutné.

Stavba	I/27 Žiželice přemostění
Název mostu	SO 201 most přes údolí Hutné km 1,658 800-2,036 200
Katastrální obec, obec	Žiželice u Žatce
Kraj	Ústecký
Druh převáděné komunikace	Silnice I. třídy

Tabulka 1.1: Identifikační údaje stavby [15]

1.2 Základní údaje o mostě

Jednokomorový most o pěti polích s proměnnou výškou průřezu. Nosná konstrukce je tvořena dodatečně předpjatým betonem. Je rámově spojena s pilíři P3 a P4. Na ostatních pilířích a opěrách je uložena na ložiscích. Konstrukce prvního a posledního pole o rozpětí 39,40 m a konzoly dlouhé 7,5 m do druhého a předposledního pole jsou budovány na skruži. Vnitřní pole jsou budována technologií letmé betonáže po lamelách [24].

1.2.1 Popis technického řešení

Podle druhu převáděné komunikace	most pozemní komunikace - silniční most
Podle překračované překážky	most přes vodoteč a železniční trať
Podle počtu mostních polí	most o pěti polích
Podle počtu mostovkových podlaží	most s mostovkou v jedné úrovni

Podle výškové polohy mostovky	most s horní mostovkou
Podle měnitelnosti základní polohy	nepohyblivý most
Podle plánované doby trvání	trvalý most
Podle průběhu trasy na mostě	most směrově v přímé, částečně v přechodnici, most ve směrovém oblouku most ve výškovém oblouku
Podle situačního uspořádání	šikmý most
Podle hmotné podstaty	masivní most
Podle členitosti konstrukce	plnostěnný most
Podle statické funkce konstrukce	rámový most
Podle uspořádání příčného řezu	uzavřené uspořádání
Podle omezené volné výšky	most s neomezenou volnou výškou

Tabulka 1.2: Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200 [8, 15]

Mostní konstrukce mimoúrovňově kříží železniční trať č. 124 a říčku Hutná.

Bod křížení s říčkou Hutná	km 1,880 000
Bod křížení s žel. tratí	km 2,001 779
Drážní staničení	km 105,830

Tabulka 1.3: Bod křížení [15]

1.2.2 Návrhové charakteristiky mostu

Délka přemostění	356,800 m
Délka mostu	379,850 m
Délka nosné konstrukce	360,800 m
Rozpětí jednotlivých polí	39,4 m + 80,0 m + 120,0 m + 80,0 m + 39,4 m
Šikmost mostu s vodotečí	66,283 gr
Šikmost mostu s žel. tratí	124,377 gr
Volná šířka mostu	11,500 m
Šířka průchozího prostoru	2 × 0,75 m
Šířka nosné konstrukce	14,100 m
Výška mostu nad terénem	max. cca 29,300 m
Volná výška pod mostem	max. cca 26,100 m
Konstrukční výška krajního pole	2,600 – 6,500 m
Konstrukční výška středního pole	3,000 – 6,500 m
Plocha nosné konstrukce	14,100 × 360,800 = 5087,300 m ²

Tabulka 1.4: Návrhové charakteristiky mostu [15, 8]

1.2.3 Staničení podpěr mostu

Staničení podpěr je vztaženo k osám ložisek a k osám pilířů. Uvedeno je i lokální staničení mostu (tab. 1.5).

Označení	Globální staničení [km]	Lokální staničení [m]
Čelo NK	km 1,667 200	m -001,000
Opěra O1	km 1,668 200	m 000,000
Pilíř P2	km 1,707 600	m 039,400
Pilíř P3	km 1,787 600	m 119,400
P3a	km 1,784 600	m 116,400
P3b	km 1,790 600	m 122,400
Pilíř P4	km 1,907 600	m 239,400
P4a	km 1,904 600	m 236,400
P4b	km 1,910 600	m 242,400
Pilíř P5	km 1,987 600	m 319,400
Opěra O6	km 2,027 000	m 358,800
Čelo NK	km 2,028 000	m 359,800

Tabulka 1.5: Staničení podpěr mostu [15, 8]

Kapitola 2

Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění

2.1 Účel mostu

Most se nachází u obce Žiželice [15]. Most převádí nově navržený silniční obchvat obce Žiželice na silnici I/27. Překonává široké a hluboké údolí říčky Hutná a současně se mimoúrovňově kříží s železniční tratí. Trať č. 120 Žatec – Chomutov je provozována Správou železnic. Výstavbou obchvatu dojde v obci ke zlepšení životního prostředí. Výstavba obchvatu, jehož je mostní konstrukce součástí, má velký význam pro dopravu. Výstavbou budou výrazně zlepšeny směrové i sklonové poměry stávající komunikace. Odstraní se stávající směrový oblouk o velmi malém poloměru a odstraní se ztracené spády při sjezdu do hlubokého údolí a výjezdu z něj.

2.2 Charakter převáděné komunikace

Označení	I/27
Návrhová kategorie	S 11,5/80
Směrové poměry	most směrově v přímé, částečně v přechodnici a směrovém oblouku
Směrový oblouk	poloměr 300 m
Přechodnice	délka 70 m
Příčný sklon	2,5 %
Výškové poměry	most ve výškovém oblouku
Podélný sklon	-5,8 %,-0,7 %
Výškový oblouk	poloměr 3500 m

Tabulka 2.1: Charakter převáděné komunikace [15, 8]

Výškové poměry jsou uvedeny v tabulce výše. Lom nivelety je zaoblen vydutým zakružovacím obloukem o poloměru 3500 m.

2.3 Charakter překračované překážky

Most překračuje železniční trať č. 120 Žatec - Chomutov a široké údolí říčky Hutné [15].

2.4 Geotechnické podmínky

V místě navrženého mostu je terén svažité s rozdílem nadmořských výšek 215 – 291 m.n.m. Sklony terénu odpovídají horskému území. Geografický profil se v podélné ose mostu mění [15]. Ověřená mocnost kvartérního pokryvu je 0,8 – 5,0 m. Kvartérní pokryv je reprezentován hlavně hlínami a jíly tuhé až pevné konzistence. Místy se vyskytují písky hlinité a jílovité. Předkvartérní podloží je výrazně zastoupeno jemnozrnnými zeminami, a to jíly třídy F8 CH a F8 CV. V sondách se vyskytují vrstvy uhelných jílů a hlín (F6 CI, F7 MH, F8 CH) mocné až 1,7 m. Podle výsledků geofyzikálních prací se existence zlomů očekává jak v údolí, tak i ve svazích nad údolím. Předpokládá se vliv tektoniky na proudění podzemní vody. V zájmovém území je historicky evidována sesuvná aktivita.

Podzemní voda vykazuje střední agresivitu XA2 [6], což bude nutné zohlednit při návrhu pilířů opěr i při ochraně betonových konstrukcí. V prostoru údolní nivy říčky Hutná byla zjištěna ustálená hladina podzemní vody v hloubce 2,5 - 2,7 m pod úrovní terénu. Při výkopových pracích je nutné ověřit stabilitu svahu při snižování hladiny podzemní vody, případně navrhnout pažení. Vrty pro piloty je nutné provádět pod ochranou výpažnice [18, 5].

Kapitola 3

Technické řešení mostu

3.1 Založení

Podpěry mostní konstrukce jsou pilíře a opěry. Tyto podpěry jsou z důvodu geologické skladby podloží tvořené jíly a jílovitými písky s uhelnými stopami založeny na vrtaných pilotách o průměru 1,5 m. Vzhledem k profilu vrtaných hornin je vrtání navrženo pod ochranou ocelových pažnic. Podélná výztuž pilot je navržena z profilu o průměru 16 mm v počtu 22 kusů. Příčnou výztuž tvoří šroubovice s průměrem prutu 8 mm. Na horním konci bude výztuž piloty propojena s patkou sloupu. Při zakládání opěry O1 je navržena provizorní štětovnicová stěna zajišťující stabilitu okolo procházející komunikace. Rovněž při zakládání pilíře P5 je směrem k železniční trati navrženo vybudování provizorní štětovnicové stěny zabraňující pohybům zemního tělesa s následnou deformací geometrických parametrů koleje. Pilíř P3 je založen na 25 vrtaných pilotách o průměru 1,5 m s délkou 25 m. Pilíř P4 je založen na 25 vrtaných pilotách o průměru 1,5 m s délkou 30 m. Osově vzdálenosti pilot jsou 2,5 m.

3.2 Spodní stavba

Spodní stavba mostu je tvořena dvěma krajními opěrami mostu a čtyřmi mezilehlými podporami [13, 12, 9, 7, 2]. Dva pilíře P3 a P4 jsou zdvojené. Rozměry základové železobetonové patky osazené na vrtaných pilotách jsou 14,5 m na 14,5 m s výškou na okraji 2,1 m a u pilíře 2,5 m. Patka bude vyztužena při spodním okraji ocelovou výztuží. Zdvojený pilíř P3 a P4 se základním rozměrem 7 m na 1,4 m se skosením rohu 0,1 m na 0,1 m a vybráním na delší vnější straně 0,4 m bude vyztužen profily o průměru 25 mm v počtu 266 kusů rozmístěných po obvodu sloupu. Opěry jsou monolitické. V průběhu výstavby letmé betonáže budou stěny pilířů propojeny ztužující ocelovou příhradovou konstrukcí. Podrobnosti jsou uvedeny v kapitole Postup výstavby. Základové patky přenášejí zatížení z pilířů a opěr na vrtané piloty. Pod základovou patkou je navržena podkladní beton v tloušťce 200 mm.

3.3 Nosná konstrukce

3.3.1 Hlavní nosná konstrukce

Nosným prvkem konstrukce je komorový nosník se svislými stěnami s proměnnou výškou [16]. Monolitická konstrukce je tvořena předpjatým betonem [3, 4] a vyztužena betonářskou výztuží [13, 12, 20, 17, 25, 21, 19, 24, 22, 2]. U opěry O1 je konstantní výška průřezu 2,6 m a pokračuje v délce 61,902 m do pole 2 mezi pilíře P2 a P3. Následuje plynulý výškový přechod z 2,6 m na 6,5 m u pilíře P3 v délce 58,5 m. Mezi pilíři P3 a P4 s polem délky 120 m plynule mění výšku z 6,5 m na 3 m uprostřed pole a zpět na 6,5 m u opěry P4. Na opěru P4 navazuje plynulý výškový přechod z 6,5 m na 2,6 m v délce 58,5 m. K pilíři P5 a opěře O6 pokračuje nosná konstrukce s konstantní výškou 2,6 m v délce 61,902 m. Tudíž poměr výšky průřezu nad mezilehlými opěrami a rozpětí hlavního pole je 1/18, jak doporučuje použitá literatura [23]. Uprostřed rozpětí hlavního pole je výška nosné konstrukce 3 m. Z toho plyne, že poměr výšky průřezu v hlavním poli je 1/40 rozpětí hlavního pole [23]. Oproti doporučeným poměrům jsou navržené výšky komorového průřezu subtilnější než poměry uvedené v kapitole Výstavba dle [23]. Poměry odpovídají novějším poznatkům o navrhování mostních konstrukcí uvedených v publikaci [23].

Šířka komorového průřezu činí 7 m s bočními stěnami o základní tloušťce 0,5 m. V páté lamelě základní tloušťka stěny plynule přechází na tloušťku stěny 0,8 m v zárodku. V úrovni mostovky jsou vyloženy konzoly o šířce 3,55 m. Základní tloušťka mostovky, jinak v textu používané horní desky, činí 0,28 m. V první lamelě plynule přechází na tloušťku 0,50 m v zárodku. Spojení horní desky mostovky se stěnami komory je zesíleno náběhy $1,50\text{ m} \times 0,17\text{ m}$ a $0,20\text{ m} \times 0,20\text{ m}$.

Spodní deska komorového průřezu má základní tloušťku 0,28 m a v sedmé lamelě začíná plynulý přechod na tloušťku 1 m v zárodku. Spojení stěny komorového průřezu a spodní desky je zesíleno náběhem $0,50\text{ m} \times 0,25\text{ m}$. Vyložení konzol komorového průřezu činí 3,55 m s tloušťkou na okraji 0,25 m a při styku s komorou 0,52 m. Spojení konzoly a komorovým průřezem je zesíleno náběhem $0,50\text{ m} \times 0,20\text{ m}$. V místech opěr a podpěr je průřez komory ztužen příčnicí o tloušťce stěny 1,40 m. V příčnicích nad pilíři P3 a P4 je vynechán otvor o velikosti $2,40\text{ m} \times 3,70\text{ m}$, který umožňuje volný pohyb pracovníků zhotovitele při napínání kabelů nesymetrických vahadlových, kladných a spojitostních V příčnicích nad opěrami O1 a O6 a pilíři P1 a P5 je komunikační otvor o velikosti $2,50\text{ m} \times 1,40\text{ m}$. Po realizaci stavby bude průchod využíván při prohlídkách a revizích. Horní deska komorového průřezu je převážně v příčném jednostranném sklonu 2,50 %. V pravé konzole je navrženo úžlabí pro odvodnění mostovky. V prvním poli dosahuje sklon až 6,00 %. Jedná se o dostředný sklon směrového oblouku s poloměrem 300,00 m o délce 23,80 m na nějž navazuje přechodnice tvaru klotoidy o délce 70,00 m. Zbývající délka trasy mostu je ve směrové přímé. Ve výškovém řešení je na nosné konstrukci umístěn lom sklonu se sklonem nivelety -5,80 % a -0,70 %. Zaoblení lomu sklonu je provedeno vydutým výškovým obloukem o poloměru 3500,00 m.

Délka zárodků je 15 m. Vahadla nejsou symetrická. V krajních polích konzolu vahadla tvoří 14 lamel. U prostředního pole je konzola tvořena 11×2 lamelami a jednou spárou. Vahadla mají parabolické náběhy. Délka lamely při letmé betonáži je u zárodku 3 m a směrem ke konci konzol se zvětšuje na 5 m, jak se zmenšuje výška příčného průřezu.

Výše uvedené údaje jsou podrobně vyneseny ve výkresové dokumentaci diplomové práce.

3.3.2 Ložiska

Na opěrách O1, O6 a pilířích P2, P5 jsou umístěny dvojice kalotových ložisek orientovaných ve směru osy mostu [14, 20, 23]. Konstrukce tedy bude dilatovat ve směru své osy. V příčném směru je jedno ložisko pevné a druhé posuvné, v podélném směru jsou všechny ložiska posuvná. Požadavky na kapacitu a únosnost ložisek jsou uvedeny v části Statický výpočet. Ložiska jsou navržena v souladu s příslušnými technickými specifikacemi.

3.3.3 Mostní závěry

Jsou navrženy dva mostní závěry. Mostní závěry jsou navrženy jako lamelové s roštovým roznášecím mechanismem v tichém provedení [14]. Na opěře O1 a O6 jsou umístěny lamelové mostní závěry s pohybem ± 160 mm. Vzhledem k orientaci ložisek musí závěry umožnit pouze podélný posun. Závěry budou osazeny do připravených kapes na závěrných zdech a horní desce nosné konstrukce.

Použité materiály

Mostní závěry LW 320

Tabulka 3.1: Použité materiály na mostní závěry

3.4 Mostní svršek a vybavení mostu

3.4.1 Izolace mostovky

Je navržena celoplošná izolace z natavovaných asfaltových izolačních pásů [11]. Ochrana izolace pod vozovkou bude provedena modifikovaným litým asfaltem MA v tloušťce 40 mm. Pod monolitickými římsami bude izolace chráněna přídatným izolačním pásem s výztužnou vložkou. Betonový povrch pod izolačními pásy bude opatřen penetračně adhezním nátěrem.

Boky konzol budou ošetřeny izolačním epoxidovým nátěrem S2.

3.4.2 Vozovka na mostě

Skladba vozovky 3.2 na mostě byla navržena dle platných předpisů [11]. Vozovka na mostě je živičná třívrstvá o celkové tloušťce souvrství 135 mm, včetně celoplošné mostní izolace. Mezi jednotlivými vrstvami je nutné provést spojovací postřiky. Vozovka bude provedena v souladu s platnou legislativou [11].

Obrusná vrstva - Asfaltový koberec mastixový z modifikovaného asfaltu	SMA 11S	40 mm
Ložná vrstva - Asfaltový beton pro ložné vrstvy	ACL 16S	50 mm
Ochranná vrstva izolace - Litý asfalt	MA 11IV	40 mm
Izolační vrstva	AIP	5 mm
Penetrace - Pečetící vrstva		
Celkem		135 mm

Tabulka 3.2: Skladba vozovky [11]

3.4.3 Římsy

Na mostě jsou navrženy monolitické římsy min. tloušťky 250 mm. Šířka říms je 1550 mm. Příčný sklon říms je 4 % směrem do vozovky. Sklon odrazné hrany obrubníku je 5 : 1. Kotvení říms do nosné konstrukce je navrženo pomocí dodatečně vlepuvaných kotev. Pochozí vrstva římsy je opatřena striáží¹. Římsy budou na straně vozovky natřeny na šířku 250 mm (od vozovky) nátěrem proti účinku posypových solí. Římsy budou betonované po úsecích, pracovní spára bude vybedněná a následně vyplněná trvale pružným tmelem. Podélná spára mezi vozovkou a římsou bude vybedněná. Následně bude spára vytmelená pružnou zálivkou a zálivkou s předtěsněním.

Použité materiály	
Římsy	C30/37-XF4
Betonářská výztuž	B 500 B

Tabulka 3.3: Použité materiály na římsy

3.4.4 Svodidla

Na obou stranách mostu svodidlo odděluje vozovku od servisního chodníku. Do obou říms jsou kotvena mostní svodidla s úrovní zadržení H2 [14]. Kotvení svodidel bude provedeno pomocí certifikovaných chemických kotev. Na koncích mostu se nachází dilatační díl svodidla. Vzdálenost mezi sloupky svodidel činí 2 m.

3.4.5 Zábradlí

Výška zábradlí na obou římsách byla navržena 1,10 m. Zábradlí bylo navrženo jako ocelové se svislou výplní (maximální mezera 0,12 m). Zábradlí bude kotveno do římsy pomocí kotev a bude umístěno na podlití polymerní maltou.

¹Striáž je úprava povrchu římsy umělým zdrsněním, případně speciálním protiskluzovým nátěrem [14]

3.4.6 Odvodnění

Konstrukce mostu je v údolnicovém oblouku. Odvodnění vody z mostu je zabezpečeno podélným a jednostranným příčným sklonem. Na mostě je navržen odvodňovací proužek šířky 0,5 m u obruby vozovky kam příčný sklon směřuje. Podél obrubníku budou po 10 m umístěny odvodňovače. Odvodnění izolace je navrženo pomocí trubiček, které jsou napojeny do podélného svodu odvodnění. Dále je v ose odvodňovacího proužku navržen propojující polymerbeton šířky 150 mm na výšku ochranné vrstvy vozovky. Voda z odvodňovačů a trubiček odvodnění izolace je svedena pomocí podélného svodu DN200 do dešťové usazovací nádrže. Svod je zavěšen pod pravou konzolou. Z dešťové usazovací nádrže je vyveden přepad do říčky Hutná.

Použité materiály	
Odvodňovač	ocel dle výrobce
Trubičky odvodnění izolace	1.4401
Podélný svod	PVC

Tabulka 3.4: Použité materiály na odvodnění

Kapitola 4

Použité materiály

4.1 Beton

Pro výstavbu konstrukcí je použit beton [3, 4] dle následující tabulky 4.1

Konstrukční část	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Piloty	C 30/37	XC2,XA1
Podkladní beton	C 12/15	XO
Základy	C 30/37	XC2,XF1,XA1
Opěry O1, O6	C 30/37	XC4,XF2,XD1
Pilíře	C 30/37	XC4,XF2,XD1
Přechodové desky	C 25/30	XC4,XF2,XD1
Nosná konstrukce	C 45/55	XC4,XF4,XD1
Římsy	C 30/37	XC4,XF4,XD3

Tabulka 4.1: Materiály mostní konstrukce

4.2 Betonářská výztuž

Jako betonářská výztuž je pro nosnou konstrukci [14], spodní stavbu i příslušenství použita betonářská ocel B 500 B.

4.3 Předpínací výztuž

Jsou použity kabely ze splétaných sedmi drátových lan s velmi nízkou relaxací Y1860-S7 o průměru 15,7 mm. Předpínací výztuž je vedena v ocelových korugovaných kanálcích. Po napnutí a zakotvení předpínací výztuže budou ocelové kanálky s předpínací výztuží za-injektovány cementovou maltou. Cementová malta zajistí předpínací výztuži ochranu před korozi a současně soudržnost s nosnou konstrukcí.

4.3.1 Vahadlové kabely

V průběhu výstavby metodou letmé betonáže jsou pro předpětí navrženy lanové kabely v plechových kanálcích. Počet lanových kabelů je 76. Každá vybetonovaná lamela je přikotvena k hotové části vahadla a protilehlé vybetonované lamely ve stejném kroku. Kabely jsou vedeny horní deskou komorového průřezu od jednoho vybetonovaného čela k druhému vybetonovanému čelu. V čelech lamel jsou kabely kotveny. Pro lamely vybetonované po zmonolitnění středního pole klaváží spárou jsou vahadlové kabely kotvící nesymetrické lamely vedeny od čela hotové lamely do protilehlého příčnicku na přilehlém zdvojeném pilíři.

4.3.2 Kabely v krajních polích

Jsou navrženy lanové kabely v plechových kanálcích. Tyto vedou ve stěnách mostní konstrukce od konce nosné konstrukce po konec krajní části. Počet kabelů je 10.

4.3.3 Kabely spojitosti

Jsou navrženy lanové kabely v plechových kanálcích samostatně pro jednotlivá pole. Kabely jsou navrženy jako vnitřní kabely se soudržností, po napnutí budou zainjektovány. Ve spodní části průřezu konstrukce jsou lomové body vedení kabelů zaobleny poloměry 50 - 400 m. Lomy vedení kabelů v horní části nosné konstrukce jsou zaobleny poloměry 10 m. Hlavní funkcí kabelů spojitosti je vyrovnání napětí od ostatního stálého zatížení.

Kapitola 5

Postup výstavby

V části *Statický výpočet* byl navržený postup výstavby posouzen statickým výpočtem dle platných předpisů [2, 10, 1, 4]. Níže uvedený postup výstavby je také součástí výkresové dokumentace.

5.1 První fáze

Výstavba začíná protokolárním převzetím staveniště. Následuje vytyčení existujících podzemních inženýrských sítí v dotčené lokalitě dle seznamu z dokladové části projektové dokumentace. Dále může být provedeno zabezpečení inženýrských sítí dle požadavků správců v místě přejezdu staveništní dopravou. Navazují geodetické práce - zřízení vytyčovací sítě stavby s následným vytyčením jednotlivých částí včetně staveništních cest.

Poté je sejmuta ornice v místech výstavby a v místech staveništních cest. Sejmutá ornice bude uložena na deponii pro následné využití při rekultivaci pozemku. Dále je vhodné provést doplňkový inženýrsko-geologický průzkum zejména pro pilíř P3, kde byla provedena pouze ruční sonda do hloubky 12 m. Důvodem byl nepřístupný terén pro mechanizaci vrtání. Práce pokračují výkopem svahových stavebních jam pro pilíře P3 a P4, včetně sjezdu na základovou pláň pro vrtnou soupravu. Dle doporučení inženýrsko-geologického průzkumu je vhodné provést zkušební pilotu s následnou zatěžovací zkouškou pro ověření únosnosti pilot. Na základě výsledku zatěžovací zkoušky zkušební piloty bude upravena délka pilot. Následují práce na zřízení štětové stěny pro stavební jámu O1 a pilíř P5 a výkop pro zbývající stavební jámy O1, P2, P5 a O6.

Pokračujeme vrtáním pilot, výrobou armokošů a armováním a betonováním u všech stavebních jam. Následně ve stejném pořadí odbouráváme hlavy pilot a zřizujeme podkladní beton pro základy opěr a pilířů. Budoucí základy armujeme, bedníme a betonujeme. Na hotové základy navazuje betonáž pilířů. To znamená armování, bednění a betonování po 3 m. Souběžně s betonáží pilířů probíhá sestavování výstupních věží. Výstupní věže slouží pro přístup na betonované pilíře a následně na zárodek a pro betonáž konzol.

5.2 Druhá fáze

Provede se bednění a betonáž opěry O1 a O6. Na pilíři P3 a P4 je nutné provést montážní ztužení dvojice štíhlých stěn příhradovými nosníky. Následuje příprava bednění pro zárodky na pilířích P3 a P4. Betonáž zárodků bude probíhat ve dvou etapách. Nejprve se vybetonuje spodní deska s bočními stěnami včetně stěn příčníků. Následuje betonáž horní desky - mostovky. Může se také provést zásyp základů pilířů. Na hotové zárodky se na pilířích P3 a P4 osadí čtyři betonážní vozíky pro postupnou symetrickou betonáž lamel budoucích konzolových vahadel.

5.3 Třetí fáze

Symetrická betonáž lamel probíhá v sedmidenním cyklu. Cyklus zahrnuje přesun betonážního vozíku, úpravu bednění pro novou lamelu, osazení ocelové výztuže, kompletaci kabelových kanálků, betonáž lamely a následné předpnutí vybetonované lamely. Další cyklus začíná opětovně přesunutím betonážního vozíku. Na opěře O1 a O6 se provedou zásypy.

5.4 Čtvrtá fáze

Po vybetonování symetrických lamelových vahadel následuje demontáž jednoho vnitřního betonážního vozíku a rozepření klavázní spáry hydraulickými lisami. Následně klavázní spáru vybetonujeme pomocí jednoho betonážního vozíku. Tento vozík bude po betonáži a vytvrdnutí také odstraněn. Od hotových opěr O1 a O6 probíhá montáž skruže. Při montáži skruže v poli mezi pilířem P5 a opěrou O6 je třeba zajistit koordinaci s provozovatelem železniční trati Správy železnic ve formě pauz nebo výluky při montáži skruže nad provozovanou tratí. Vybetonují se přechodové desky u opěr O1 a O6.

5.5 Pátá fáze

Na namontované skruži vybetonujeme nosnou konstrukci. Souběžně probíhá betonáž nesymetrických lamel. Je prováděno předpnutí kabelů v nosné konstrukci na skruži.

5.6 Šestá fáze

Následuje betonáž čtrnácté lamely spojující konstrukci betonovanou na skruži s letmo betonovanými vahadly. Betonáž bude probíhat pomocí betonážního vozíku.

5.7 Sedmá fáze

Na hotové nosné konstrukci je provedena izolace a ochrana izolace. Poté jsou vybetonovány římsy. Následuje pokládka konstrukčních vrstev třívrstvé mostní vozovky [11]. Na vybetonované římsy se namontuje zábradlí a svodidla. Most je připraven k hlavní prohlídce a statické zatěžovací zkoušce.

Literatura

- [1] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-6: Obecná zatížení. Zatížení během provádění. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [2] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [3] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [4] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Betonové mosty. Navrhování a podrobná pravidla. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
- [5] ČSN EN 1997-1 (731000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [6] ČSN EN 206-1 Beton: část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [7] ČSN EN 1990 (730002) - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2nd edition, 2021.
- [8] ČSN 73 6200 (736200). Mostní názvosloví = Bridges. Terminology. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.
- [9] ČSN 73 6201 (736201). Projektování mostních objektů. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.
- [10] ČSN 73 6214 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [11] ČSN 73 6242 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [12] ŠAFÁŘ, R. Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokodů. Praha : ČVUT, 1th edition, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.

- [13] ŠAFÁŘ, R. *Betonové mosty 2: přednášky*. Praha : ČVUT, 1th edition, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [14] ŠAFÁŘ, R. *Betonové mosty 1: přednášky*. Praha : ČVUT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [15] Ředitelství silnic a dálnic ČR. Silnice I/27. Dostupné z: <<https://www.rsd.cz>>. Accessed 19 April 2021.
- [16] FIDLER, T. C. A practical treatise on bridge construction. 2015, s. 412–425. Dostupné z: <<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/aptobc3e.50457.0023>>. Accessed 19 April 2021.
- [17] HRDOUŠEK, V. e. a. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-87093-90-0.
- [18] MASOPUST, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [19] MATHIVAT, J. *The cantilever construction of prestressed concrete bridges*. Chichester : Wiley, 1th edition, 1983.
- [20] MONDORF, P. E. *Concrete bridges*. New York : Taylor and Francis, 1th edition, 2006.
- [21] PODOLNY, W. *Construction and design of prestressed concrete segmental bridges*. New York : Wiley, 1th edition, 1982.
- [22] PROCHÁZKA, J. e. a. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-87438-03-9.
- [23] STRÁSKÝ, J. – NEČAS, R. Designing and constructing prestressed bridges. 2020, s. 412–425. Dostupné z: <<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/dcpb.63853>>. Accessed 19 April 2021.
- [24] STRÁSKÝ, J. *Betonové mosty*. Praha : ČSSI, 1th edition, 2001. ISBN 80-86426-05-X.
- [25] TOMEK, J. e. a. *Betonové mosty II*. Brno : Vysoké učení technické, 2th edition, 1989. ISBN 80-85623-96-X.

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh mostu na silnici I/27 u Žiželic

The design of bridge structure on road I/27 near Žiželice

Část C: Statický výpočet

Bc. Hana Svěráková

Studijní program: Stavební inženýrství

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Praha 2021

Obsah

1	Úvod	1
1.1	Postup výpočtu	1
1.2	Časová linie	2
1.3	Předpoklady výpočtu	3
1.4	Použitý software	4
2	Výpočetní modely	5
2.1	Prutový model	5
3	Materiály	7
3.1	Beton	7
3.1.1	Beton C45/55	7
3.1.1.1	Pevnost betonu v čase 3 dny	8
3.1.2	Beton C30/37	10
3.1.2.1	Pevnost betonu v čase 3 dny	11
3.1.3	Smršťování a dotvarování	12
3.2	Ocel	12
3.2.1	Betonářská výztuž	12
3.2.2	Předpínací výztuž	14
4	Zatížení	18
4.1	Zatížení stálá	18
4.1.1	Vlastní tíha	18
4.1.2	Ostatní stálá	18
4.1.3	Poklesy podpor	18
4.1.4	Předpětí	19
4.2	Zatížení proměnná	19
4.2.1	Zatížení dopravou	19
4.2.1.1	Model zatížení LM1	19
4.2.1.2	Model zatížení LM3	20
4.2.1.3	Sestavy zatížení	20
4.2.2	Zatížení teplotou	20
4.2.2.1	Rovnoměrná složka teploty	20
4.2.2.2	Svislá lineární složka	22
4.2.2.3	Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty	23

4.2.3	Zatížení větrem	23
4.2.3.1	Zatížení větrem na nosník	23
4.2.3.2	Zatížení větrem na pilíř	24
4.3	Zatížení během provádění	25
4.3.1	Staveništní zatížení	25
4.3.2	Zatížení betonářským vozíkem a čerstvým betonem	25
5	Kombinace	27
5.1	Mezní stav únosnosti	27
5.2	Mezní stav použitelnosti	27
5.3	Hodnoty součinitelů spolehlivosti a součinitelů kombinace	28
6	Předpětí	30
6.1	Konstrukční zásady	30
6.2	Návrh předpínacích kabelů	32
6.2.1	Předběžný návrh předpětí vahadel	33
7	Ložiska a mostní závěry	36
7.1	Ložiska	36
7.2	Mostní závěry	37
8	Posouzení pilíře	38
8.1	Geometrické imperfekce	38
8.2	Štíhlostní poměr	39
8.3	Jmenovitá tuhost pilíře	40
8.4	Dotvarování	42
8.5	Účinná délka	43
8.6	Zvětšovací momentový součinitel	43
8.7	Metoda jmenovité křivosti	45
8.8	Pilíř P4	49
8.8.1	Pilíř P4 v patě, maximální ohybový moment	49
8.8.2	Pilíř P4 v hlavě, maximální ohybový moment	53
8.8.3	Pilíř P4 v patě, maximální ohybový moment	54
8.9	Pilíř P3	54
8.9.1	Štíhlostní poměr	55
9	Posouzení mezního stavu použitelnosti	60
9.1	Stanovení napětí	60
9.2	Omezení napětí v betonu	60
9.3	Omezení trhlin	66
9.4	Omezení deformací	67
9.4.1	Průhyb od dopravního zatížení	67
9.4.2	Průhyb v průběhu životnosti mostu	68

10 Posouzení mezního stavu únosnosti	69
10.1 Ohyb a normálová síla	69
10.1.1 Výpočet průřezu nad podporou v čase uvedení do provozu	69
10.1.2 Výpočet průřezu nad podporou na konci životnosti	72
10.1.3 Výpočet průřezu v poli v čase uvedení do provozu	73
10.1.4 Výpočet průřezu v poli na konci životnosti	73
11 Návrh a posouzení založení pilířů	75
11.1 Založení pilířů	76
11.2 Shrnutí	87
12 Závěr	88

Seznam obrázků

1.1	Model mostní konstrukce [31]	1
2.1	Axonometrie modelu mostní konstrukce [31]	5
2.2	Boční model mostní konstrukce s podporami [31]	6
3.1	Vývoj pevnosti betonu C45/55	9
3.2	Vývoj pevnosti betonu C30/37	12
3.3	Návrhový pracovní diagram betonářské výztuže B500B [6]	14
3.4	Návrhový pracovní diagram předpínací oceli Y1860 S7-15,7 [33]	16
4.1	Vztah mezi minimální/maximální teplotou vzduchu ve stínu (T_{min}/T_{max}) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ($T_{e,min}/T_{e,max}$) [5]	21
6.1	Návrhu předpínacích kabelů [31]	32
6.2	Detail návrhu předpínacích kabelů nad podporou [31]	33
7.1	Ochlazení modelu mostní konstrukce [31]	36
7.2	Ohřátí modelu mostní konstrukce [31]	36
8.1	Výkres výztuže v řezu [mm]	58
8.2	Iterační diagram pilíře, M [kNm] na N [kN]	59
9.1	Diagram napětí za provozu, charakteristická kombinace, dolní vlákna [MPa]	64
9.2	Diagram napětí za provozu, charakteristická kombinace, horní vlákna [MPa]	64
9.3	Diagram napětí za provozu, častá kombinace, dolní vlákna [MPa]	64
9.4	Diagram napětí za provozu, častá kombinace, horní vlákna [MPa]	64
9.5	Diagram napětí za provozu, kvazistálá kombinace, dolní vlákna [MPa]	65
9.6	Diagram napětí za provozu, kvazistálá kombinace, horní vlákna [MPa]	65
9.7	Diagram napětí na konci životnosti, charakteristická kombinace, dolní vlákna [MPa]	65
9.8	Diagram napětí na konci životnosti, charakteristická kombinace, horní vlákna [MPa]	65
9.9	Diagram napětí na konci životnosti, častá kombinace, dolní vlákna [MPa]	66
9.10	Diagram napětí na konci životnosti, častá kombinace, horní vlákna [MPa]	66
9.11	Diagram napětí na konci životnosti, kvazistálá kombinace, dolní vlákna [MPa]	66
9.12	Diagram napětí na konci životnosti, kvazistálá kombinace, horní vlákna [MPa]	66
9.13	Průhyb mostu od dopravního zatížení[mm]	68

9.14 Průhyb mostu od uvedení do provozu do konce životnosti	68
---	----

Seznam tabulek

1.1	Fáze výstavby	3
4.1	Ostatní stálá zatížení	18
4.2	Model zatížení 1 [1]	20
4.3	Sestavy zatížení dopravou [1]	20
4.4	Součinitel k_{sur} pro různé tloušťky mostního svršku [4]	22
4.5	Zatížení na lamely během výstavby 2,6 m až po 6,5 m	26
4.6	Zatížení na lamely během výstavby 3 m až po 6,5 m	26
5.1	Hodnoty součinitelů zatížení γ a ξ [11]	28
5.2	Hodnoty součinitelů ψ [11]	29
6.1	Přehled navržené předpínací výztuže	33
6.2	Ohybové momenty nad pilířem	33
7.1	Ložiska	37
7.2	Použité mostní závěry	37
8.1	Posouzení pilíře P4	45
8.2	Posouzení pilíře P3	57
9.1	Mezní stavy napětí	61
9.2	Uvedení do provozu napětí v horních vláknech	62
9.3	Uvedení do provozu napětí v dolních vláknech	62
9.4	Konec životnosti napětí v horních vláknech	63
9.5	Konec životnosti napětí v dolních vláknech	63
9.6	Přípustné hodnoty průhybů	67
10.1	Geometrie průřezu	69
10.2	Počáteční napětí v betonu	70
10.3	Počáteční přetvoření v betonu	70
10.4	Celková napětí a přetvoření v betonu	70
10.5	Výpočet mezního přetvoření v předpínací výztuži	71
10.6	Počáteční přetvoření betonářské výztuže	71
11.1	Sečnový modul deformace zemin	75

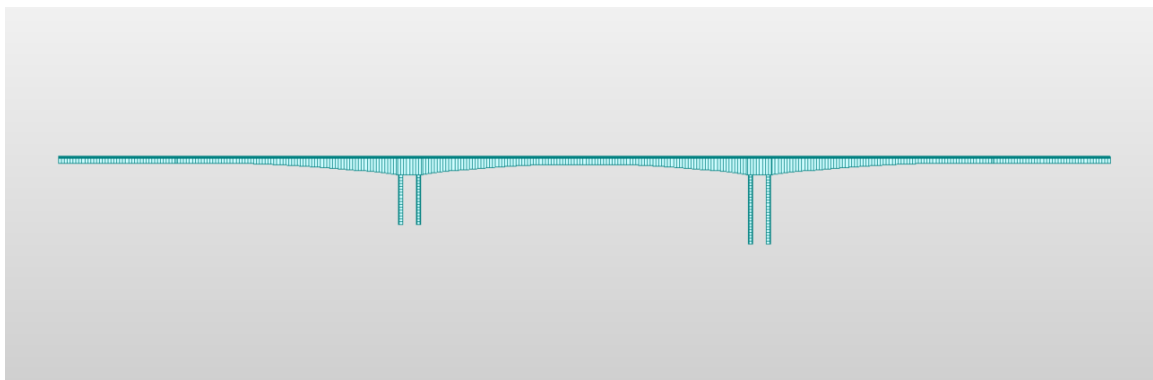
Kapitola 1

Úvod

Statický výpočet posuzuje navržený jednokomorový most [13] o pěti polích s proměnnou výškou průřezu na silnici I/27 u Žiželic [15, 16, 12, 7, 8, 11, 14].

1.1 Postup výpočtu

Statický výpočet a následné posouzení mostní konstrukce je založené na výpočetním modelu v programu MIDAS Civil [31]. Za pomoci programu jsou stanoveny vnitřní síly a napětí v konstrukci od zatížení. Do modelu jsou zadány pilíře, nosná konstrukce a zatížení (obr. 1.1), z nich jsou sestaveny výsledné kombinace zatížení. Model zahrnuje fáze výstavby a provozu s časovou osou pro výpočet časově závislého chování betonu.



Obrázek 1.1: Model mostní konstrukce [31]

Posouzení je provedeno v grafické podobě vynesáním napětí pro krajní horní a dolní vlákna komorového průřezu. Geotechnická konstrukce je navržena [29] a posouzena ve výpočetním programu GEO5 [18]. Podklady jsou inženýrsko-geologický průzkum [23] a historicky zaznamenané sesuvy.

1.2 Časová linie

Fáze výpočtu jsou rozděleny dle následující tabulky 1.1. Pro vznik lamely jsou obecně využívány tři kroky. Předpínání kabelů je rozděleno do více fází pro přesnější popis chování konstrukce.

Fáze	Krok	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení
1		Pilíř		
2	1	Zárodek	Předpětí zárodku	
	2		Betonážní vozík 1	
	3		Čerstvý beton 1	
	4			
3	1	Lamela 1	Předpětí lamel 1	Čerstvý beton 1
	2		Betonážní vozík 2	Betonážní vozík 1
	3		Čerstvý beton 2	
	4			
4	1	Lamela 2	Předpětí lamel 2	Čerstvý beton 2
	2		Betonážní vozík 3	Betonážní vozík 2
	3		Čerstvý beton 3	
	4			
5	1	Lamela 3	Předpětí lamel 3	Čerstvý beton 3
	2		Betonážní vozík 4	Betonážní vozík 3
	3		Čerstvý beton 4	
	4			
6	1	Lamela 4	Předpětí lamel 4	Čerstvý beton 4
	2		Betonážní vozík 5	Betonážní vozík 4
	3		Čerstvý beton 5	
	4			
7	1	Lamela 5	Předpětí lamel 5	Čerstvý beton 5
	2		Betonážní vozík 6	Betonážní vozík 5
	3		Čerstvý beton 6	
	4			
8	1	Lamela 6	Předpětí lamel 6	Čerstvý beton 6
	2		Betonážní vozík 7	Betonážní vozík 6
	3		Čerstvý beton 7	
	4			
9	1	Lamela 7	Předpětí lamel 7	Čerstvý beton 7
	2		Betonážní vozík 8	Betonážní vozík 7
	3		Čerstvý beton 8	
	4			
10	1	Lamela 8	Předpětí lamel 8	Čerstvý beton 8
	2		Betonážní vozík 9	Betonážní vozík 8
	3		Čerstvý beton 9	
	4			

11	1 2 3 4	Lamela 9	Předpětí lamel 9 Betonážní vozík 10 Čerstvý beton 10	Čerstvý beton 9 Betonážní vozík 9
12	1 2 3 4	Lamela 10	Předpětí lamel 10 Betonážní vozík 11 Čerstvý beton 11	Čerstvý beton 10 Betonážní vozík 10
13	1 2 3 4	Lamela 11	Předpětí lamel 11 Betonážní vozík spára Betonážní vozík 12 Čerstvý beton spára	Čerstvý beton 11 Betonážní vozík 11
14	1 2 3 4	Spára	Čerstvý beton 12	Čerstvý beton spára Betonážní vozík spára
15	1 2 3 4	Lamela 12	Předpětí lamel 12 Betonážní vozík 13 Čerstvý beton 13	Čerstvý beton 12 Betonážní vozík 12
16	1 2 3 4	Lamela 13	Předpětí lamel 13 Betonážní vozík 14 Čerstvý beton 14	Čerstvý beton 13 Betonážní vozík 13
17	1 2 3 4	Lamela 14	Předpětí lamel 14	Čerstvý beton 14 Betonážní vozík 14
18	1	Skruž	Předpětí	

Tabulka 1.1: Fáze výstavby

1.3 Předpoklady výpočtu

Z důvodu úspory výpočetní paměti a zkrácení výpočtu byla přijata zjednodušení. Tato zjednodušení jsou pro účely diplomové práce přijatelná.

- Konstrukce je modelovaná jako 2D prutový rám, jinak by nebylo možné použít modul časové analýzy.

- Opěry O1 a O6 jsou modelovány bodovým podepřením.
- Piliře P2 a P5 jsou modelovány bodovým podepřením.
- Je zanedbán podélný sklon nosné konstrukce a příčný sklon horní desky komory.
- Půdorysné zakřivení je zanedbáno
- Je zanedbáno postupné betonování průřezu, průřez je tedy modelován jednou fází.
- Elementy metody konečných prvků jsou uvažovány o délce 1 m.

1.4 Použitý software

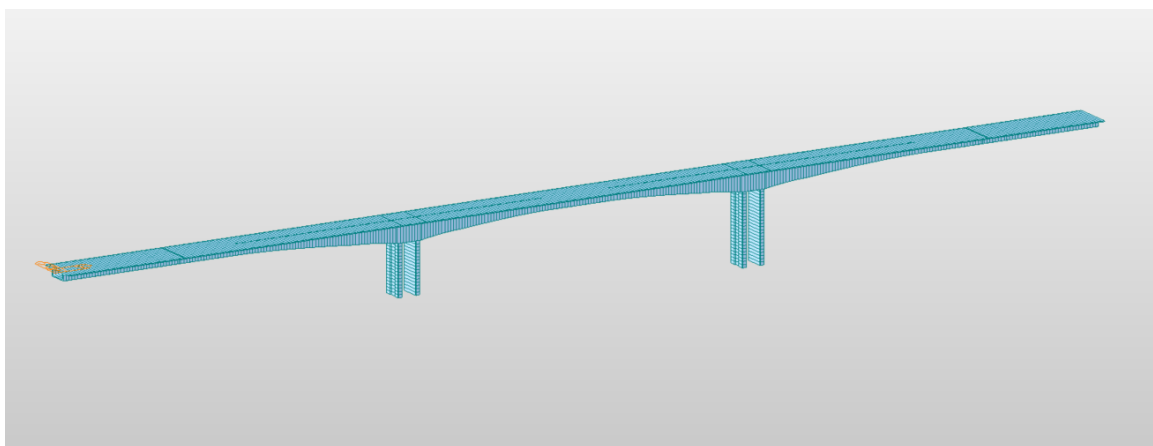
Pro zpracování statického posudku byl použit následující software:

- MIDAS software s.r.o, 2020 - Studentská verze [31]
- GEO5 Skupina pilot, Fine Software [18]
- Autodesk AutoCAD 2021 - Studentská verze [22]
- Microsoft Word 365, Microsoft - Studentská verze [30]
- Microsoft Excel 365, Microsoft - Studentská verze [30]
- Texmaker 5.0.4 [24]
- MiKTeX 21.2 [34]

Kapitola 2

Výpočetní modely

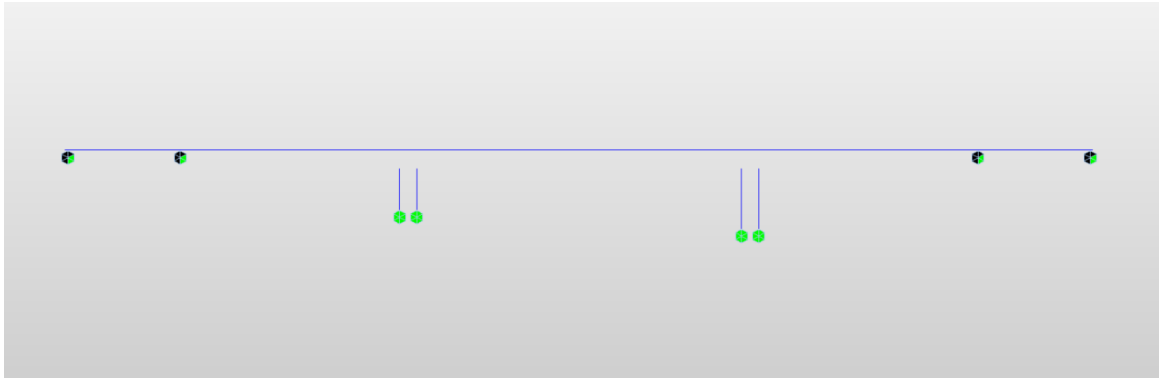
Pro výpočet vnitřních sil v podélném směru byl vytvořen výpočetní model. Z něj byly získány výsledné hodnoty napětí pro posouzení konstrukce.



Obrázek 2.1: Axonometrie modelu mostní konstrukce [31]

2.1 Prutový model

Prutový model s podporami zadaný do výpočetního programu MIDAS [31] je znázorněn na Obr. 2.2. Jedná se o 2D rovinný model vytvořený z prutů. Krajní pole jsou modelována jedním prvkem děleným na pruty po 1 m. Tato část konstrukce je betonována na skruži. Ostatní pole jsou tvořena prvky o délce 3 až 5 m, které představují jednotlivé lamely ve fázi výstavby metodou letmé betonáže. Lamely mají po délce rozlišnou výšku průřezu.



Obrázek 2.2: Boční model mostní konstrukce s podporami [31]

Výpočet dotvarování je proveden obecnou přírůstkovou metodou. S ohledem na omezený výpočetní výkon je stanovena délka elementu metody konečných prvků na 1 m, což je pro potřeby diplomové práce dostačující.

Kapitola 3

Materiály

3.1 Beton

3.1.1 Beton C45/55

Nosná konstrukce je navržena z betonu C45/55. Beton má 28 dní po vybetonování tyto uvažované vlastnosti dle platných předpisů [6]:

- Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- Sečnový modul pružnosti betonu $E_{cm} = 36 \text{ GPa}$
- Mezní přetvoření $\varepsilon_c = 3,5 \%$

Součinitel α_{cc} zohledňující dlouhodobé účinky na tlakovou pevnost betonu a nepříznivé účinky ze způsobu zatížení lze uvažovat v rozmezí 0,8 až 1,0 dle Národní přílohy [33].

$$\alpha_{cc} = 0,90$$

Dílčí součinitel spolehlivosti γ_c betonu v tlaku je pro dočasnou a trvalou návrhovou situaci 1,5.

$$\gamma_c = 1,5$$

Střední hodnota pevnosti v tlaku f_{cm}

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45 + 8 = 53 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \times \frac{45}{1,5} = 27 \text{ MPa} \quad (3.2)$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu f_{ctm}

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 45^{2/3} = 3,8 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

Dolní kvantil pevnosti betonu v tahu $f_{ctk0,05}$

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 3,8 = 2,7 \text{ MPa} \quad (3.4)$$

Horní kvantil pevnosti betonu v tahu $f_{ctk0,95}$

$$f_{ctk0,95} = 1,3 \times f_{ctm} = 1,3 \times 3,8 = 4,9 \text{ MPa} \quad (3.5)$$

Tečnový modul

$$E_c = 1,05 \times E_{cm} = 1,05 \times 36 = 37,80 \text{ GPa} \quad (3.6)$$

Omezení napětí betonu v kvaz. kombinaci $\sigma_{c,lim,kv}$

$$\sigma_{c,lim,kv} = 0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

Omezení napětí v betonu v char. kombinaci $\sigma_{c,lim,char}$

$$\sigma_{c,lim,char} = 0,60 \times f_{ck} = 0,60 \times 45 = 27,00 \text{ MPa} \quad (3.8)$$

3.1.1.1 Pevnost betonu v čase 3 dny

Pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(t)$ závislá na čase t

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad (3.9)$$

Střední hodnota pevnosti v tlaku $f_{cm}(t)$ závislá na čase

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned} \beta_{cc}(3) &= \exp\left[s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] = \\ &= \exp\left[0,2\left(1 - \sqrt{\frac{28}{3}}\right)\right] = \\ &= 0,663 \end{aligned} \quad (3.11)$$

Koeficient závislý na druhu cementu s je 0,2 pro rychle tuhnoucí cement, který se označuje třídou R.

Střední hodnota pevnosti v tlaku $f_{cm}(3)$ v čase 3 dny

$$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3) \times f_{cm} = 0,663 \times 53 = 35,139 \text{ MPa} \quad (3.12)$$

Pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(3)$ v čase 3 dny

$$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8 = 35,139 - 8 = 27,139 \text{ MPa} \quad (3.13)$$

Součinitel $\alpha = 1$ pro čas $t < 28$ dní

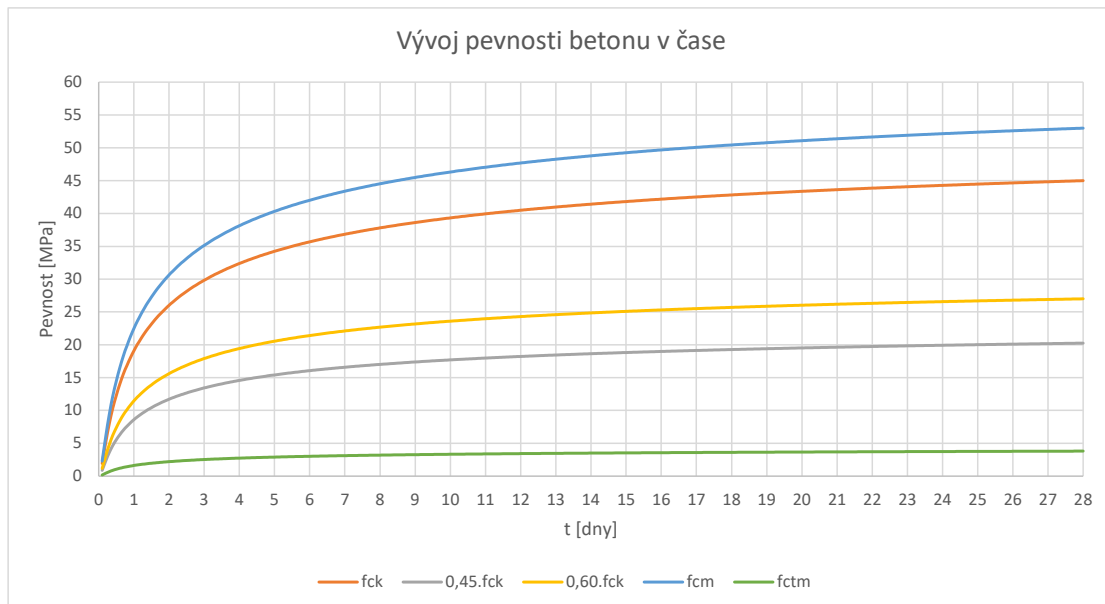
Pevnost betonu v tahu $f_{ctm}(t)$ závislá na čase

$$\begin{aligned} f_{ctm}(t) &= [\beta_{cc}(3)]^\alpha \times f_{ctm} = \\ &= (0,663)^1 \times 3,8 = \\ &= 2,519 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.14)$$

Dolní kvantil pevnosti betonu v tahu $f_{ctk0,05}(t)$ závislý na čase

$$f_{ctk0,05}(t) = 0,7 \times f_{ctm}(t) = 0,7 \times 2,519 = 1,76 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Z výše uvedených vztahů byl vytvořen následující obrázek 3.1 vývoje pevnosti betonu C45/55 v čase.



Obrázek 3.1: Vývoj pevnosti betonu C45/55

3.1.2 Beton C30/37

Pilíře jsou navrženy z betonu C30/37 s těmito uvažovanými vlastnostmi [6, 10]:

- Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Střední hodnota modulu pružnosti $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Součinitel α_{cc} zohledňující dlouhodobé účinky na tlakovou pevnost betonu a nepříznivé účinky ze způsobu zatížení lze uvažovat v rozmezí 0,8 až 1,0 dle Národní přílohy [33].

$$\alpha_{cc} = 0,90$$

Dílčí součinitel spolehlivosti γ_c betonu v tlaku je pro dočasnou a trvalou návrhovou situaci 1,5.

$$\gamma_c = 1,5$$

Střední hodnota pevnosti v tlaku f_{cm}

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \times \frac{30}{1,5} = 18,00 \text{ MPa} \quad (3.17)$$

Střední hodnota pevnosti betonu v tahu f_{ctm}

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck} = 0,3 \times 30 = 2,9 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

Dolní kvantil pevnosti betonu v tahu $f_{ctk0,05}$

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 2,9 = 2,0 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

Horní kvantil pevnosti betonu v tahu $f_{ctk0,95}$

$$f_{ctk0,95} = 1,3 \times f_{ctm} = 1,3 \times 2,9 = 3,8 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

Tečnový modul E_c

$$E_c = 1,05 \times E_{cm} = 1,05 \times 32 = 33,60 \text{ GPa} \quad (3.21)$$

Omezení napětí betonu v kvaz. kombinaci $\sigma_{c,lim,kv}$

$$\sigma_{c,lim,kv} = 0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 30 = 13,50 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

Omezení napětí v betonu v char. kombinaci $\sigma_{c,lim,char}$

$$\sigma_{c,lim,char} = 0,60 \times f_{ck} = 0,60 \times 30 = 18,00 \text{ MPa} \quad (3.23)$$

3.1.2.1 Pevnost betonu v čase 3 dny

Pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(t)$ závislá na čase t

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad (3.24)$$

Střední hodnota pevnosti v tlaku $f_{cm}(t)$ závislá na čase t

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.25)$$

$$\begin{aligned} \beta_{cc}(3) &= \exp\left[s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] = \\ &= \exp\left[0.2\left(1 - \sqrt{\frac{28}{3}}\right)\right] = \\ &= 0,663 \end{aligned} \quad (3.26)$$

Koeficient závislý na druhu cementu s je 0,2 pro rychle tuhnoucí cement, který se označuje třídou R [33].

Střední hodnota pevnosti v tlaku $f_{cm}(3)$ v čase 3 dny

$$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3) \times f_{cm} = 0,663 \times 38 = 25,194 \text{ MPa} \quad (3.27)$$

Pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(3)$ v čase 3 dny

$$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8 = 25,194 - 8 = 17,194 \text{ MPa} \quad (3.28)$$

Součinitel $\alpha = 1$ pro čas $t < 28$ dní

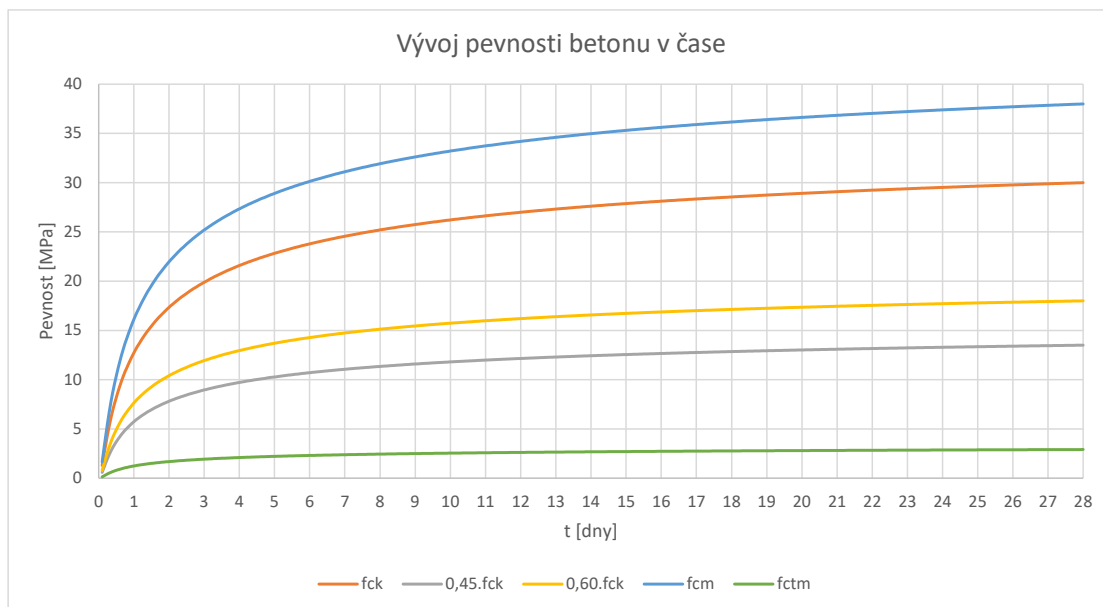
Pevnost betonu v tahu $f_{ctm}(t)$ závislá na čase t

$$\begin{aligned} f_{ctm}(t) &= [\beta_{cc}(3)]^\alpha \times f_{ctm} = \\ &= (0,663)^1 \times 2,9 = \\ &= 1,923 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.29)$$

Dolní kvantil pevnosti betonu v tlaku $f_{ctk0,05}(t)$ závislý na čase t

$$f_{ctk0,05}(t) = 0,7 \times f_{ctm}(t) = 0,7 \times 1,923 = 1,346 \text{ MPa} \quad (3.30)$$

Z výše uvedených vztahů byl vytvořen následující obrázek 3.2 vývoje pevnosti betonu C30/37 v čase.



Obrázek 3.2: Vývoj pevnosti betonu C30/37

3.1.3 Smršťování a dotvarování

Smršťování a dotvarování bylo počítáno programem MIDAS [31] dle platných předpisů [6]. Při modelování byly vzaty v potaz i poznatky z měření dlouhodobých průhybů vlivem smršťování a dotvarování [38, 37]. Podkladem pro výpočet byly výše uvedené hodnoty vlastností betonu 3.1.

3.2 Ocel

3.2.1 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž je navržena z oceli B500B s těmito uvažovanými vlastnostmi [6]:

Charakteristická mez kluzu

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

Hodnota poměru meze pevnosti a meze kluzu, které byly dosažené při trhací zkoušce k [6].

$$\begin{aligned} k &= \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k = \\ &= 1,08 \end{aligned} \quad (3.31)$$

$$k \times f_{yk} = 1,08 \times f_{yk} = 540 \text{ MPa}$$

Součinitel spolehlivosti výztuže γ_s

$$\gamma_s = 1,15$$

Návrhová mez kluzu f_{yd}

$$\begin{aligned} f_{yd} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \\ &= \frac{500}{1,15} = \\ &= 435 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.32)$$

$$k \times f_{yd} = 1,08 \times f_{yd} = 469,60 \text{ MPa}$$

Střední hodnota modulu pružnosti

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\frac{f_{yd}}{E_s} = 2,174 \text{ ‰}$$

Charakteristická hodnota tažnosti neboli poměrné celkové prodloužení při největším tahovém napětí dosaženém při trhací zkoušce [6].

$$\varepsilon_{uk} = 5 \text{ ‰}$$

Návrhová hodnota poměrného přetvoření při maximální síle ε_{ud}

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ud} &= \varepsilon_{uk} \times 0,9 = \\ &= 5,0 \times 0,9 = \\ &= 4,5 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (3.33)$$

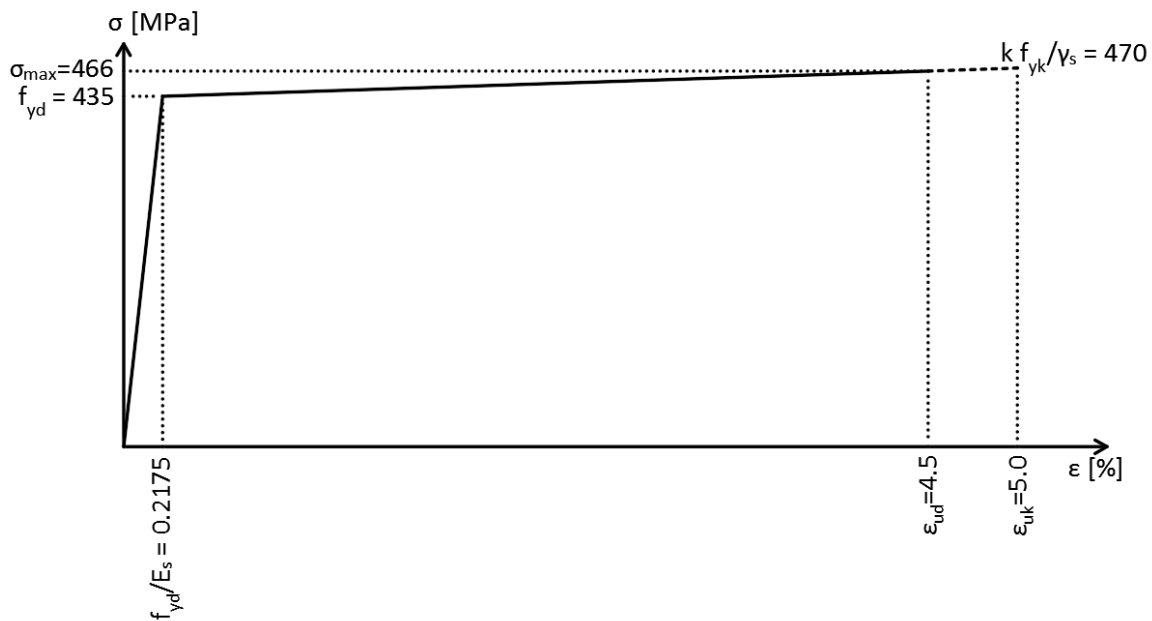
$$\sigma_{ud} = 465,9 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,000012 \text{ K}^{-1}$$

Návrhový pracovní diagram betonářské výztuže je se stoupající horní větví a poměrné přetvoření je omezeno hodnotou $\varepsilon_{ud} = 4,5 \%$. Maximální napětí, které je dosaženo při poměrném přetvoření ε_{uk} je dáno vztahem

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{k \times f_{yk}}{\gamma_s} = \\ &= \frac{1,08 \times 500}{1,15} = \\ &= 470 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.34)$$

Z výše uvedených vztahů byl vytvořen následující obrázek 3.3.



Obrázek 3.3: Návrhový pracovní diagram betonářské výztuže B500B [6]

3.2.2 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž je navržena z oceli Y1860 S7-15,7 s těmito uvažovanými vlastnostmi z příslušných platných předpisů [6].

Poloměr kruhového průřezu

$$\varnothing = 15,7 \text{ mm}$$

Plocha

$$A_1 = 150 \text{ mm}^2$$

Charakteristická hodnota pevnosti v tahu

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Charakteristická hodnota smluvní meze v kluzu $f_{p0,1k}$

$$\begin{aligned} f_{p0,1k} &= 0,88 \times f_{pk} = \\ &= 0,88 \times 1860 = \\ &= 1636,8 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.35)$$

Součinitel spolehlivosti výztuže

$$\gamma_s = 1,15$$

Návrhový pracovní diagram předpínací oceli je tvořen vodorovnou větví bez omezení poměrného přetvoření

$$\begin{aligned} f_{p0,1d} &= \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \\ &= \frac{1860}{1,15} = \\ &= 1617,4 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.36)$$

Návrhová hodnota napětí předpínací oceli f_{pd}

$$\begin{aligned} f_{pd} &= \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \\ &= \frac{1636,8}{1,15} = \\ &= 1423,304 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.37)$$

Návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli E_p

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$\frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1423,3}{195000} = 0,73 \% \quad (3.38)$$

Návrhové mezní poměrné přetvoření oceli ε_{ud}

$$\varepsilon_{ud} = 2,0 \%$$

Charakteristická hodnota poměrného přetvoření při maximální síle, tažnost ε_{uk}

$$\begin{aligned} \varepsilon_{uk} &= \frac{\varepsilon_{ud}}{0,9} = \\ &= \frac{2,0}{0,9} = \\ &= 2,22 \% \end{aligned} \quad (3.39)$$

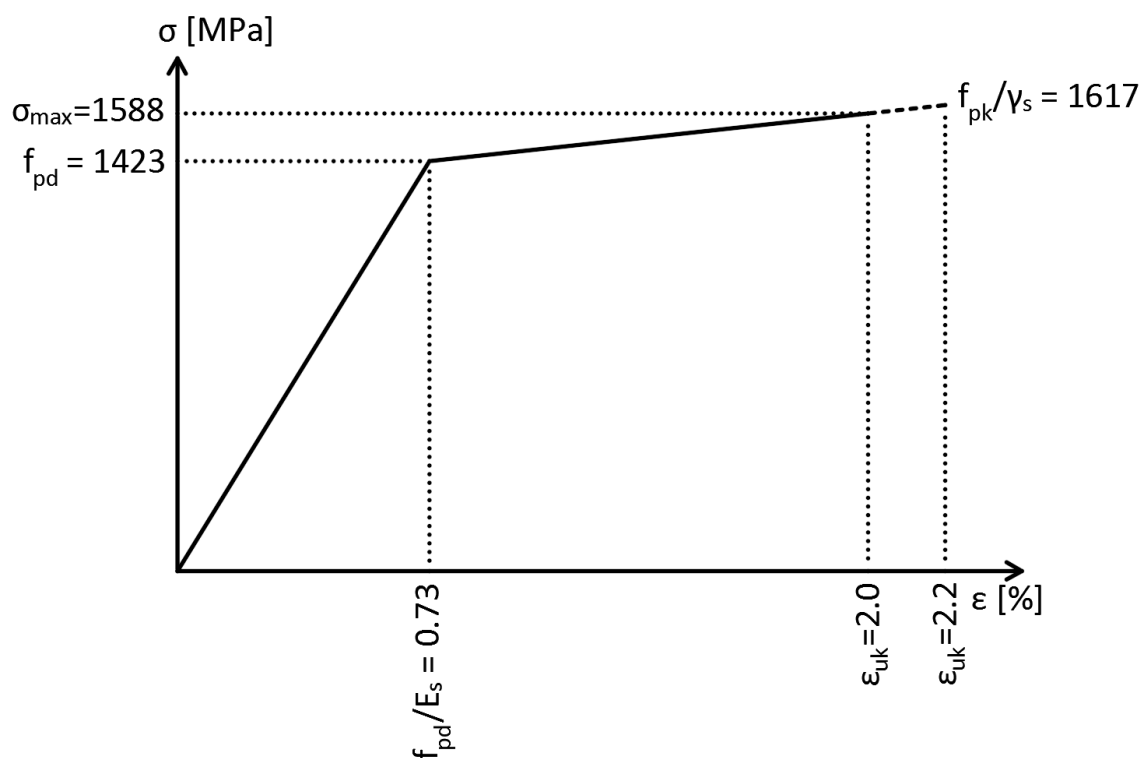
$$\sigma_{ud} = 1588,5 \text{ MPa}$$

Maximální napínací napětí [6]

$$\begin{aligned}\sigma_{p,max} &= \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k}) = \\ &= \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1636,8) = \\ &= 1473,12 \text{ MPa}\end{aligned}\tag{3.40}$$

Na obrázku 3.4 níže je zobrazen návrhový pracovní diagram předpínací oceli. Diagram je se stoupající horní větví a poměrné přetvoření je omezeno hodnotou ε_{ud} . Maximální napětí, které je dosaženo při poměrném přetvoření ε_{uk} je dáno vztahem 3.41.

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \\ &= \frac{1860}{1,15} = \\ &= 1617,4 \text{ MPa}\end{aligned}\tag{3.41}$$



Obrázek 3.4: Návrhový pracovní diagram předpínací oceli Y1860 S7-15,7 [33]

Ztráty předpětí byly počítány výpočetním programem MIDAS [31] s následujícími vstupními údaji o předpínacím systému s plechovými kanálky.

- prokluz v kotvě 6 mm
- součinitel tření pro plechové kanálky $\mu = 0,2$

- součinitel tření nezamýšleným úhlovým posunem pro plechové kanálky K
- doba podržení napětí $t = 300$ s

$$\begin{aligned} K &= \mu \times k = \\ &= 0,0008 \text{ m}^{-1} \end{aligned} \tag{3.42}$$

Ostatní ztráty předpětí od pružného přetvoření betonu, relaxace předpínací výztuže a podobně byly počítány automaticky programem MIDAS [31].

Kapitola 4

Zatížení

4.1 Zatížení stálá

4.1.1 Vlastní tíha

Stálé zatížení [2] je aplikováno na konstrukci v každé fázi manuálně. V případě betonáže lamel je vždy mostní konstrukce nejprve zatížena váhou lamely z čerstvého betonu, která je před vnesením předpětí nahrazena váhou vyzrálého betonu.

Jeden cyklus je rozdělen do tří fází. Hmotnost betonážního vozíku je uvažována 80 t, tíha čerstvého betonu 26 kN/m^2 a tíha vyzrálého betonu 25 kN/m^2 . Délka lamel je volena s ohledem na výšku průřezu a kubaturu lamemly. Vlastní tíha konstrukce je generována programem MIDAS [31] ze zadané geometrie průřezů [11, 27, 28].

4.1.2 Ostatní stálá

Ostatní stálé zatížení zahrnuje vozovkové souvrství, železobetonové římsy, zábradlí a ocelová svodidla [2].

Zatížení	A [m ²]	γ [kN/m ³]	Zatížení [kN/m]
Vozovka	2,09	23	48,13
Římsa	2 x 0,0675	25	3,375
Zábradlí			1,00
Svodidlo			2,00
Celkem			54,513

Tabulka 4.1: Ostatní stálá zatížení

4.1.3 Poklesy podpor

Na všechny podpory se postupně uplatní svislý posun 10 mm. Z těchto zatěžovacích stavů je vytvořena obálka vstupující do kombinací.

4.1.4 Předpětí

Předpětí [20, 19] je řešeno v samostatné kapitole 6.

4.2 Zatížení proměnná

Ve výpočetním programu [31] jsou počítána zatížení dopravou [1], zatížení větrem [5] a zatížení teplotou [4] dle platných předpisů.

4.2.1 Zatížení dopravou

Mostovka je o celkové šířce 11,5 m. Tato šířka je rozdělena na vozovku o třech zatěžovacích pruzích šířky 3 m a zbývající plochu. Na obou římsách jsou umístěny chodníky šířky 0,75 m. Silniční komunikace je zatříděna do skupiny 1, kam spadají všechny pozemní komunikace s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2. Účinky zatížení od staveništního provozu jsou počítány zvlášť od zatížení dopravou.

Vozidla

Jsou uvažovány modely zatížení LM1, LM3, zatížení chodníků a skupina pozemních komunikací 1 [1, 21]. Dále jsou vytvořeny sestavy zatížení, které se navzájem vylučují a považují se za charakteristickou hodnotu použitou v kombinacích. Pruh číslo jedna je označen ten, který vykazuje nejméně příznivý účinek. Pomocí příčinkových čar vygenerovaných z výpočetního programu MIDAS [31] se vyvodilo extrémní namáhání ve vybraných průřezech.

Chodci

Zatížení chodci [1] je uvažováno rovnoměrným spojitým zatížením. Hodnota zatížení je $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$.

4.2.1.1 Model zatížení LM1

Model zatížení LM1 je použit pro celou délku mostu, což je na straně bezpečnosti dle platné legislativy [1]. Model zatížení LM1 se skládá ze dvou dílčích sestav, které zahrnují většinu účinků od provozu osobních a nákladních vozidel. Jmenovitě se jedná o soustředné zatížení od dvounápravy označované zkratkou TS a dále rovnoměrného zatížení označovaného zkratkou UDL. Zatížení od dvounápravy je dáno součinem charakteristické hodnoty nápravných sil a regulačního součinitele. Pro svislá zatížení jsou použity hodnoty z následující tabulky.

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Regulační součinitel	Rovnoměrné zatížení (UDL)	Regulační součinitel
	Nápravové síly Q_{ik} [kN]	α_{Q1}	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]	α_{q1}
Pruh č. 1	300,0	1,0	9,0	1,0
Pruh č. 2	200,0	1,0	2,5	2,4
Pruh č. 3	100,0	1,0	2,5	1,2
Zbývající plocha (q_{rk})	0,0	1,0	2,5	1,2

Tabulka 4.2: Model zatížení 1 [1]

4.2.1.2 Model zatížení LM3

Model zatížení LM3 modeluje zvláštní vozidla s výjimečným zatížením, která mohou mít povoleno jezdit po mostní konstrukci. Je počítáno se zvláštním vozidlem pro silnice označeném 1800/200 [1]. Pro toto vozidlo je dána hodnota nápravové tíhy $9 \times 200 \text{ kN}$ a předpokládá se šířka vozidla 3 m. Rychlost vozidla je uvažována nejvýše 70 km/h. Vozidlo je umístěno do prvního zatěžovacího pruhu tak, aby výsledný účinek byl nejnepříznivější.

4.2.1.3 Sestavy zatížení

Výše uvedené modely zatížení pro stanovení účinků silniční dopravy jsou brány jako svíslá zatížení. Sestavy zatížení dopravou jsou uvedeny v následující tabulce.

		Vozovka		Chodník
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM3 (zvláštní vozidla)	Rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	Charakteristické hodnoty		Kombinační hodnota
	gr5	viz. LM3	Charakteristické hodnoty	

Tabulka 4.3: Sestavy zatížení dopravou [1]

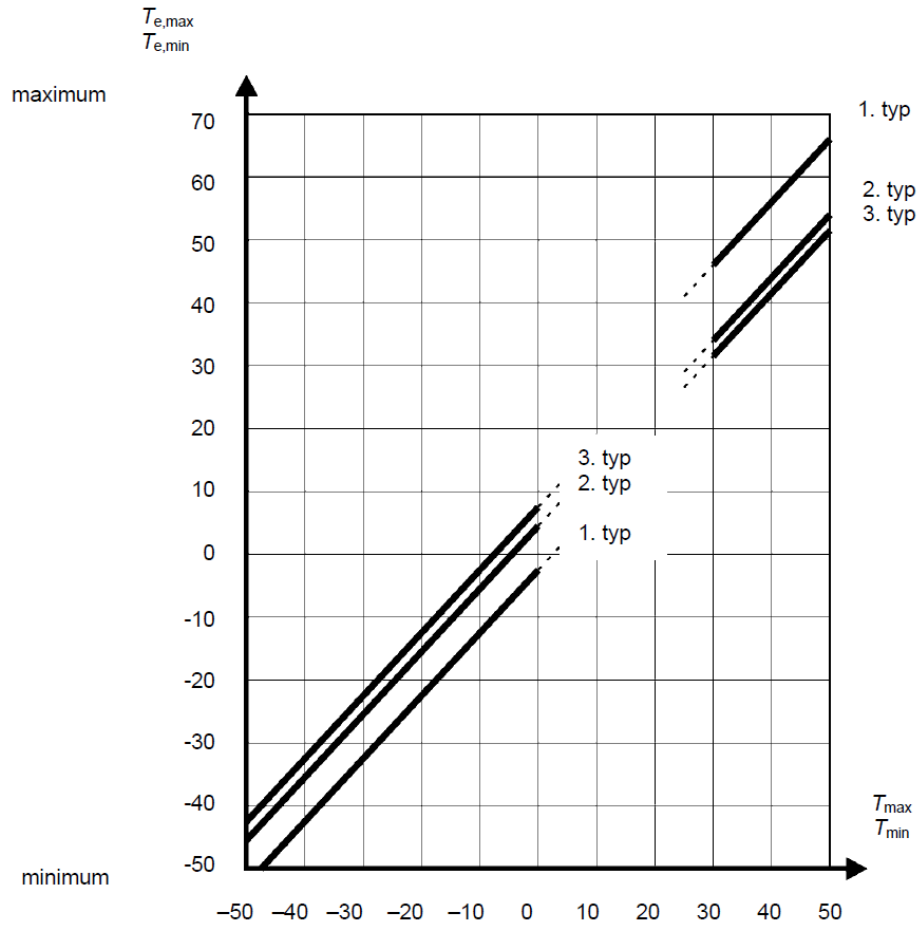
4.2.2 Zatížení teplotou

Zatížení teplotou [4, 21, 26] bude uvažováno zvláště pro železobetonovou mostovku (typ 3) a zvláště pro pilíře. Mostní konstrukce se nachází u Žiželic v Ústeckém kraji.

4.2.2.1 Rovnoměrná složka teploty

Rovnoměrná složka teploty je určena z řady rovnoměrných teplotních změn. V první řadě budou určeny z národních map izoterm hodnoty minimální (T_{min}) a maximální (T_{max}) teploty vzduchu ve stínu vztažené k místu stavby. Pro oblast budované mostní konstrukce byly odečteny hodnoty $T_{min} = -33^\circ\text{C}$ a $T_{max} = 40^\circ\text{C}$. Výchozí teplota je stanovena $T_o = 10^\circ\text{C}$,

což je teplota při které se stavba bude realizovat. Na základě získaných teplot vzduchu ve stínu a znalosti typu konstrukce budou odečteny z obrázku (obr. 4.1) hodnoty minimální $T_{e,min} = -25^{\circ}C$ a maximální $T_{e,max} = 42^{\circ}C$ rovnoměrné složky teploty mostní konstrukce.



Obrázek 4.1: Vztah mezi minimální/maximální teplotou vzduchu ve stínu (T_{min}/T_{max}) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ($T_{e,min}/T_{e,max}$) [5]

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostovky [26]:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -35^{\circ}C$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení mostovky [26]:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 32^{\circ}C \quad (4.1)$$

Pro pilíře byly hodnoty složek rovnoměrného zatížení určeny:

$$T_{e,min} = -25^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = 42^{\circ}C$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -37^{\circ}C \quad (4.2)$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 53^{\circ}C \quad (4.3)$$

4.2.2.2 Svislá lineární složka

Výpočet nerovnoměrné složky teploty proběhl dle postupu 1 [4, 26]. Zjednodušený průběh svislých účinků rozdílů teplot mezi horním a dolním povrchem nosné konstrukce je uvažován pomocí ekvivalentních lineárních rozdílových složek teploty. Tento postup je pro jednokomorovou betonovou mostní konstrukci přijatelný, protože složitější postup 2 nevyvolá větší zatížení. Navrhovaná mostní konstrukce, betonový komorový nosník, je typ 3 [4].

Horní povrch mostovky:

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}C$$

Dolní povrch mostovky:

$$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}C$$

Uvedené hodnoty lineárních rozdílových složek pro mosty pozemních komunikací vycházejí pro tloušťku mostního svršku 50 mm. Pro navrženou tloušťku 135 mm lze tuto odečtenou hodnotu vynásobit součinitelem k_{sur} získaným interpolací hodnot z tabulky 4.4.

Tloušťka mostního svršku	Součinitel
[mm]	k_{sur}
100	0,7
150	0,5

Tabulka 4.4: Součinitel k_{sur} pro různé tloušťky mostního svršku [4]

$$\begin{aligned} k_{sur} &= 0,5 + \frac{0,7 - 0,5}{100 - 150} \times (100 - 135) = \\ &= 0,64 \end{aligned} \quad (4.4)$$

4.2.2.3 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

U některých mostních konstrukcí je nutné uvažovat současně působení rozdílu teplot [4]. Z níže uvedených vztahů se uvažuje nejméně příznivý účinek 4.5, 4.6.

$$\Delta T_{M,heat}(nebo\Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(nebo\Delta T_{N,con}) \quad (4.5)$$

nebo

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(nebo\Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(nebo\Delta T_{N,con}) \quad (4.6)$$

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

4.2.3 Zatížení větrem

Zájmové území se nachází u Žiželic v Ústeckém kraji. Mostní konstrukce přemostňuje zastavěné údolí říčky Hutná. Stráně údolí jsou pokryty vegetací. Prostor mostní konstrukce je zařazen do II. větrné oblasti $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ podle mapy větrných oblastí [5]. Kategorie terénu je II [5, 26].

4.2.3.1 Zatížení větrem na nosník

Součinitel směru větru $c_{dir} = 1$

Součinitel ročního období $c_{season} = 1$

Hodnota charakteristické desetiminutové střední rychlosti větru $v_{b,0}$ je 25 m/s

Základní rychlost větru v_b je rovna:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 25 = 25 \text{ m/s} \quad (4.7)$$

Poměr výšky a šířky objektu kolmé na směr větru

$$\frac{b}{d} = \frac{14,6}{6,5} = 2,25 \quad (4.8)$$

$$c_{f,x} = c_{f,x0} = 1,8 \quad (4.9)$$

Součinitel expozice $c_e = 2,95$

Součinitel zatížení větrem C:

$$C = c_e \times c_{f,x} = 2,95 \times 1,8 = 5,31 \quad (4.10)$$

Měrná hmotnost vzduchu ρ závisí na nadmořské výšce, teplotě a tlaku vzduchu:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Spojitá zatěžovací síla F_w na mostovku:

$$\begin{aligned} F_w &= \frac{1}{2} \times \rho v_b^2 \times CA_{ref,x} = \\ &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 \times 5,31 \times 6,5 = \\ &= 13,48 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.11)$$

4.2.3.2 Zatížení větrem na pilíř

Součinitel směru větru $c_{dir} = 1$

Součinitel ročního období $c_{season} = 1$

Základní rychlost větru v_b je rovna:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 25 = 25 \text{ m/s} \quad (4.12)$$

Výška pilíře $l = 23,7 \text{ m}$

Odhad rozměrů jednoho dřívku pilíře:

$$7,0 \times 1,4 \text{ m} \quad (4.13)$$

Pro $l \geq 50 \text{ m}$:

$$\lambda = 1,4 \times \frac{23,7}{1,4} = 23,7 \quad (4.14)$$

Pro $l \leq 15 \text{ m}$:

$$\lambda = 2 \times \frac{23,7}{1,4} = 33,8 \quad (4.15)$$

Interpolací

$$\lambda = 33,8 - \left(\frac{9,9}{35} \times 8,7\right) = 31,289 \quad (4.16)$$

Součinitel plnosti

$$\phi = 1$$

$$\psi_\lambda = 0,83$$

$$\frac{b}{d} = \frac{7}{1,4} = 5$$

$$C_{f,0} = 1$$

Součinitel síly:

$$C_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda = 1 \times 1,0 \times 0,83 = 0,83 \quad (4.17)$$

Součinitel expozice

$$C_e = 2,95$$

Součinitel zatížení větrem:

$$C = C_e \times C_f = 2,95 \times 0,83 = 2,45 \quad (4.18)$$

Měrná hmotnost vzduchu:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Spojité zatěžovací síla na pilíř:

$$\begin{aligned} F_w &= \frac{1}{2} \times \rho v_b^2 \times C A_{ref,x} \times b_{ref} = \\ &= \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 \times 2,45 \times 1,4 = \\ &= 1,348 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.19)$$

4.3 Zatížení během provádění

4.3.1 Staveništní zatížení

Staveništní zatížení zahrnují pracovníky s ručním nářadím nebo jiným staveništním vybavením. Charakteristická hodnota $q_{ca,k} = 1 \text{ kN/m}^2$ byla stanovena podle technických požadavků na provádění a v souladu s platnými předpisy [3, 26].

4.3.2 Zatížení betonářským vozíkem a čerstvým betonem

Zatížení betonářským vozíkem a čerstvým betonem bylo aplikováno shodně svislou silou a osamělým momentem umístěným na konec předchozí lamely. Před předpnutím lamely bylo zatížení čerstvým betonem nahrazeno zatížením od vlastní tíhy lamely. Po předpnutí byl přesunut betonářský vozík do nové polohy pro betonáž navazující lamely. Byla zanedbána postupná betonáž částí průřezů, proto bylo celé zatížení lamely čerstvým betonem aplikováno v jednom kroku. Hmotnost betonářského vozíku je uvažována 80 t, tíha čerstvého betonu 26 kN/m^2 a tíha lamely z vyzrálého betonu 25 kN/m^2 .

Hodnoty zatížení svislou silou a ohybovým momentem na jednotlivé lamely během výstavby mostní konstrukce jsou uvedeny v následujících tabulkách. Vzhledem k rozdílům počtu navržených lamel na stranách rámového pilíře P3 je náběh v krajním poli navržen pro rozdílné výšky průřezů, než pro pole střední. V krajním poli jsou výšky průřezu 2,6 m až po 6,5 m. Ve středním poli jsou výšky průřezu 3 m až po 6,5 m. Lamely na obou stranách jsou betonovány symetricky. Zatížení na lamely je shrnuto v tabulce níže. Pro pilíř P4 jsou výšky náběhů pro střední a krajní pole identické.

Lamela	Délka [m]	F_{vozik} [kN]	M_{vozik} [kNm]	F_B [kN]	M_B [kNm]
1	3	800	1200	1395,88	2093,817
2	4	800	1600	1553,84	3107,683
3	4	800	1600	1308,23	2616,469
4	5	800	2000	1474,34	3685,858
5	5	800	2000	1417,82	3544,544
6	5	800	2000	1366,3	3415,74
7	5	800	2000	1320,13	3300,319
8	5	800	2000	1279,77	3199,421
9	5	800	2000	1245,85	3114,626
10	5	800	2000	1219,36	3048,388
11	5	800	2000	1202,32	3005,793
12	5	800	2000	1197,76	2994,388
13	5	800	2000	1197,76	2994,388
14	4	800	1600	958,2	1916,4

Tabulka 4.5: Zatížení na lamely během výstavby 2,6 m až po 6,5 m

Lamela	Délka [m]	F_{vozik} [kN]	M_{vozik} [kNm]	F_B [kN]	M_B [kNm]
1	3	800	1200	1389,77	2084,65
2	4	800	1600	1543,06	3086,123
3	4	800	1600	1296,32	2592,638
4	5	800	2000	1458,54	3646,357
5	5	800	2000	1401,35	3503,373
6	5	800	2000	1351,35	3378,38
7	5	800	2000	1309,33	3273,336
8	5	800	2000	1276,51	3191,282
9	5	800	2000	1255,41	3138,516
10	5	800	2000	1249,76	3124,388
11	5	800	2000	1249,76	3124,388
Spoj spára	1,5	800	2000	374,93	281,1949

Tabulka 4.6: Zatížení na lamely během výstavby 3 m až po 6,5 m

Kapitola 5

Kombinace

5.1 Mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení [11, 20, 19] pro trvalé a dočasné návrhové situace může být vyjádřena buď jako:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

nebo alternativně pro mezní stavy STR a GEO jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.2)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.3)$$

5.2 Mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace zatížení (obvykle se používá pro nevratné mezní stavy) [11, 19]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.4)$$

Častá kombinace zatížení (obvykle se používá pro vratné mezní stavy):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.5)$$

Kvazistálá kombinace zatížení (obvykle se používá pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6)$$

5.3 Hodnoty součinitelů spolehlivosti a součinitelů kombinace

Hodnoty součinitelů dle platných předpisů [11] jsou uvedeny v tab. 5.1.

kde: $\gamma_{G,sup}$ je součinitel pro stálá zatížení nepříznivá

$\gamma_{G,inf}$ je součinitel pro stálá zatížení příznivá

ξ je redukční součinitel pro stálá zatížení nepříznivá

$\gamma_{G,set}$ je součinitel pro poklesy podpor nepříznivé účinky

$\gamma_{G,set}$ je součinitel pro poklesy podpor příznivé účinky

γ_Q je součinitel pro zatížení dopravou nepříznivá

γ_Q je součinitel pro zatížení dopravou příznivá

γ_Q je součinitel pro ostatní proměnná zatížení nepříznivá

γ_Q je součinitel pro ostatní proměnná zatížení příznivá

Zatížení	Účinky	Značka	Hodnota
Stálá	Nepříznivé	$\gamma_{G,sup}$	1,35
	Příznivé	$\gamma_{G,inf}$	1,00
	Redukční součinitel	ξ	0,85
Poklesy podpor	Nepříznivé	$\gamma_{G,set}$	1,20
	Příznivé	$\gamma_{G,set}$	0,00
Dopravou	Nepříznivé	γ_Q	1,35
	Příznivé	$\gamma_{G,Q}$	0,00
Ostatní proměnná	Nepříznivé	γ_Q	1,35
	Příznivé	$\gamma_{G,Q}$	0,00

Tabulka 5.1: Hodnoty součinitelů zatížení γ a ξ [11]

Pro mosty pozemních komunikací jsou použité hodnoty součinitelů ψ uvedeny v tabulce 5.2

kde: ψ_0 je součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

ψ_1 je součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení

ψ_2 je součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Zatížení dopravou je v tabulce uvedeno pro sestavu zatížení gr1a. Dále je rozdělen na hodnoty pro dvounápravu označenou zkratkou TS a rovnoměrné zatížení označené zkratkou UDL. Pro sestavu zatížení gr5 jsou součinitele nulové, proto nebyly v tabulce zaneseny.

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Dopravou	TS	0,75	0,75	0,00
	UDL	0,40	0,40	0,00
Větrem	F_w	0,60	0,20	0,00
Teplotou	T_k	0,60	0,60	0,50
Staveništní	Q_c	1,00	-	1,00

Tabulka 5.2: Hodnoty součinitelů ψ [11]

Kapitola 6

Předpětí

6.1 Konstrukční zásady

Návrh krycí vrstvy betonářské výztuže

Krycí vrstva betonářské výztuže c_{nom} se stanoví ze stejného vztahu jako krycí vrstva předpínací výztuže [19].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

kde: c_{nom} je nominální krycí vrstva výztuže
 c_{min} je minimální krycí vrstva výztuže
 Δc_{dev} je přídavek na návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Spolehlivé přenesení sil v soudržnosti, ochranu výztuže proti korozi a odpovídající požární odolnost zajišťuje minimální krycí vrstva výztuže c_{min} .

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (6.2)$$

kde: $c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva výztuže z hlediska soudržnosti
 $c_{min,dur}$ je minimální krycí vrstva výztuže z hlediska podmínek prostředí
 $\Delta c_{dur,\gamma}$ je přídavná bezpečnostní složka
 $\Delta c_{dur,st}$ je redukce minimální krycí vrstvy výztuže při použití nerezové oceli
 $\Delta c_{dur,add}$ je redukce minimální krycí vrstvy výztuže při použití přídavné ochrany

Minimální krycí vrstva výztuže z hlediska soudržnosti $c_{min,b}$ se rovná průměru betonářské výztuže.

$$c_{min,b} = \phi = 25 \text{ mm} \quad (6.3)$$

Minimální krycí vrstva výztuže z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur}$ se stanoví v závislosti na stupni vlivu prostředí XC4 + XF2 + XD1 a dále třídy konstrukce S5 [19, 20].

$$c_{min,dur} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\Delta c_{dur,\gamma} &= 0 \text{ mm} \\ \Delta c_{dur,st} &= 0 \text{ mm} \\ \Delta c_{dur,add} &= 0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c_{min} &= \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \\ &= \max\{32; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = \\ &= 50 \text{ mm}\end{aligned}\tag{6.4}$$

$$\begin{aligned}c_{nom} &= c_{min} + \Delta c_{dev} = \\ &= 50 + 10 = \\ &= 60 \text{ mm}\end{aligned}\tag{6.5}$$

Návrh krycí vrstvy předpínací výztuže

Krycí vrstva předpínací výztuže c_{nom} se stanoví ze stejného vztahu jako krycí vrstva betonářské výztuže [19].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}\tag{6.6}$$

kde: c_{nom} je nominální krycí vrstva výztuže
 c_{min} je minimální krycí vrstva výztuže
 Δc_{dev} je přídavek na návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Spolehlivé přenesení sil v soudržnosti, ochranu výztuže proti korozi a odpovídající požární odolnost zajišťuje minimální krycí vrstva výztuže c_{min} .

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}\tag{6.7}$$

kde: $c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva výztuže z hlediska soudržnosti
 $c_{min,dur}$ je minimální krycí vrstva výztuže z hlediska podmínek prostředí
 $\Delta c_{dur,\gamma}$ je přídavná bezpečnostní složka
 $\Delta c_{dur,st}$ je redukce minimální krycí vrstvy výztuže při použití nerezové oceli
 $\Delta c_{dur,add}$ je redukce minimální krycí vrstvy výztuže při použití přídavné ochrany

Minimální krycí vrstva výztuže z hlediska soudržnosti $c_{min,b}$ se pro kruhové kanálky stanoví jako průměr kanálku. Není třeba uvažovat více než 80 mm [19, 20].

$$c_{min,b} = \min(\phi_p; 80 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}\tag{6.8}$$

Minimální krycí vrstva výztuže z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur}$ se stanoví v závislosti na stupeni vlivu prostředí XC4 + XF4 + XD3 a dále třídy konstrukce S5 [19, 20].

$$c_{min,dur} = 50 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$$

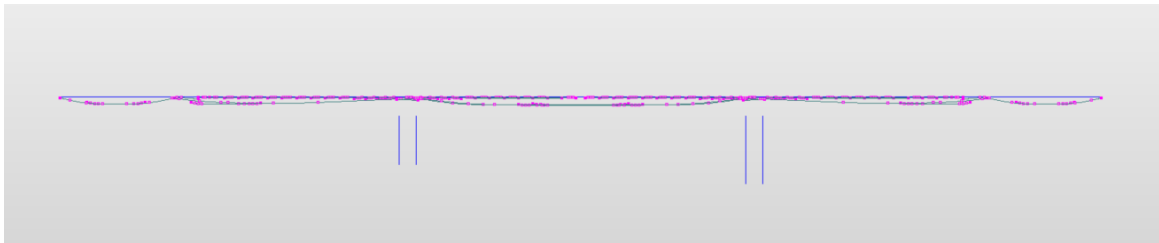
$$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} c_{min} &= \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \\ &= \max\{80; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = \\ &= 80 \text{ mm} \end{aligned} \tag{6.9}$$

$$\begin{aligned} c_{nom} &= c_{min} + \Delta c_{dev} = \\ &= 80 + 10 = \\ &= 90 \text{ mm} \end{aligned} \tag{6.10}$$

6.2 Návrh předpínacích kabelů



Obrázek 6.1: Návrhu předpínacích kabelů [31]

Předepnuté kabely z lan jsou navrženy jako soudržné kabely předepnuté po vybetonování prvku (obr. 6.1 a 6.2). Navržena jsou splétaná lana ze sedmi drátů Y1860 S7 Freyssinet o průměru 15,7 mm s ocelovými kabelovými kanálky [25]. Kabely jsou navrženy zainjektované v kabelových kanálcích [36, 35]. Předpětí je vždy vedeno polygonální dráhou s kružnicovými oblouky a příslušným poloměrem zaoblení. Byly navrženy tři druhy kabelů - vahadlové kabely, kabely spojitosti a kladné kabely [19, 20]

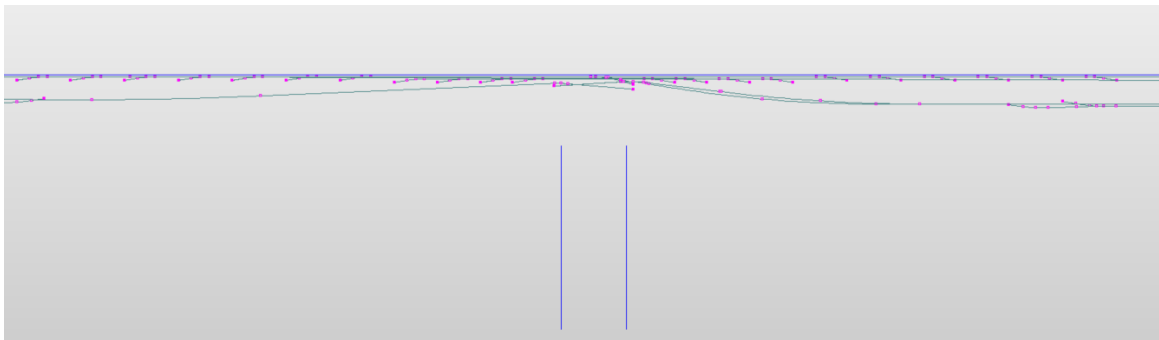
Název	Označení	Počet kabelů	Počet lan v kabelu	Napínací napětí [MPa]
Vahadlové kabely (pilíř 3)	VK3	19×2	19	1410
Vahadlové kabely (pilíř 4)	VK4	19×2	19	1410
Kabely spojitosti v poli 1	SA	10	19	1470
Kabely spojitosti v poli 2	SB	8	19	1470
Kabely spojitosti v poli 3	SC	8	19	1470
Kabely spojitosti v poli 4	SD	8	19	1470
Kabely spojitosti v poli 5	SE	10	19	1470
Kladné kabely v poli 3	KKC	2×2	19	1470

Tabulka 6.1: Přehled navržené předpínací výztuže

Ztráty předpětí byly stanoveny výpočetním programem MIDAS [31]. Zkreslena je ztráta postupným předpínáním, protože předepnutí kabelů spojitosti a kladných kabelů je modelováno v jedné fázi.

6.2.1 Předběžný návrh předpětí vahadel

Na základě vypočtených vnitřních sil v konzolovém stadiu výstavby, jsou předběžně navrženy vahadlové předpínací kabely (obr. 6.2). Vahadlo je zatíženo vlastní tíhou konstrukce, betonážními vozíky umístěnými na poslední betonované lamelle a staveništním zatížením. Předpínací síla byla navržena na charakteristickou kombinaci zatížení.



Obrázek 6.2: Detail návrhu předpínacích kabelů nad podporou [31]

Maximální ohybový moment M_{max} je součtem všech ohybových momentů z tabulky 6.2.

Ohybový moment	[kNm]
Vlastní tíha	611309,8
Betonážní vozík	54400,5
Staveništní zatížení	15123,8
Celkem	680834,1

Tabulka 6.2: Ohybové momenty nad pilířem

U předpínací síly jsou uvažovány krátkodobé ztráty 10%.

$$\begin{aligned}\sigma_{p,max} &= \min\{k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k}\} = \\ &= \min\{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1636,8\} = \\ &= 1470 \text{ MPa}\end{aligned}\quad (6.11)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{p,m0} &= \min\{0,7 \times 1860; 0,8 \times 1636,8\} = \\ &= 1323 \text{ MPa}\end{aligned}\quad (6.12)$$

kde: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ je charakteristická hodnota pevnosti v tahu
 $f_{p0,1k} = 1636,8 \text{ MPa}$ je charakteristická hodnota smluvní meze v kluzu
 $\sigma_{p,m0}$ je maximální hodnota napětí ve předpínací výztuži během provozu
 $\sigma_{p,max}$ je maximální hodnota napětí v předpínací výztuži

Kritérium pro návrh předpínací vyztuže je uvažováno dosažení dekomprese v horních krajních vláknech předpjatého průřezu na základě následujícího vztahu 6.13.

$$\sigma_h = \frac{M_{zat}}{W_h} - \frac{M_p}{W_h} - \frac{N_p}{A} \quad (6.13)$$

kde: M_{zat} je ohybový moment od zatížení
 M_p je ohybový moment od předpětí
 N_p je normálová síla od předpětí
 W_h je průřezový modul u horních vláken
 A je plocha průřezu

Ohybový moment od předpětí M_p je součin působící síly a excentricity e_p .

$$M_p = N_p \times e_p \quad (6.14)$$

kde: e_p je excentricita
 M_p je ohybový moment od předpětí
 N_p je normálová síla od předpětí

Normálová síla je získána dosazením vztahu 6.14 do vztahu 6.13.

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \frac{M_{zat}}{W_h} - \frac{M_p}{W_h} - \frac{N_p}{A} \\ 0 &= \frac{N_p \times e_p}{W_h} - \frac{M_p}{W_h} - \frac{N_p}{A} \\ N_p &= \frac{M_p}{e_p + \frac{W_h}{A}} \\ &= \frac{680834,1}{5,9364 + \frac{35,8122}{19,957}} \\ &= 88066 \text{ kN}\end{aligned}\quad (6.15)$$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{N_p}{A} \\
 A &= \frac{N_p}{\sigma} = \\
 &= \frac{88,066}{1323} = \\
 &= 0.06656 \text{ m}^2 = \\
 &= 66560 \text{ mm}^2
 \end{aligned} \tag{6.16}$$

Výsledná předpínací síla a vnitřní síly v průřezu jsou dány vztahem 6.17 z nich lze odvodit vztah 6.18

$$\begin{aligned}
 P &= A_{p1} \times n_{lana} \times n_{kabely} \times \sigma_{p,0} = \\
 &= A_{p1} \times 19 \times n_{kabely} \times \sigma_{p,0} =
 \end{aligned} \tag{6.17}$$

kde: n_{lana} je počet lan
 n_{kabely} je počet kabelů
 $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$ je plocha výztuže

$$\begin{aligned}
 A &= n_{kabely} \times A_{p1} \times n_{lana} \\
 n_{kabely} &= \frac{A}{A_{p1} \times n_{lana}} = \\
 &= \frac{66560}{150 \times 19} = \\
 &= 24
 \end{aligned} \tag{6.18}$$

Při návrhu počtu lan byl zohledněn postup výstavby. Vahadlo se skládá z 11 lamel a zárodku. V každé lamelě je vhodné symetricky zakotvit dva kabely. Je navrženo rozdílné vedení lan, kterými jsou předpnuty asymetricky dobetonované lamely. Tyto kabely povedou od konce lamely na protilehlý příčnick. Tímto byla zvýšena tlaková rezerva v horních vláknech zárodku a zároveň není nutné pracovat na stavbě s kabely, které by vedly přes celé vahadlo.

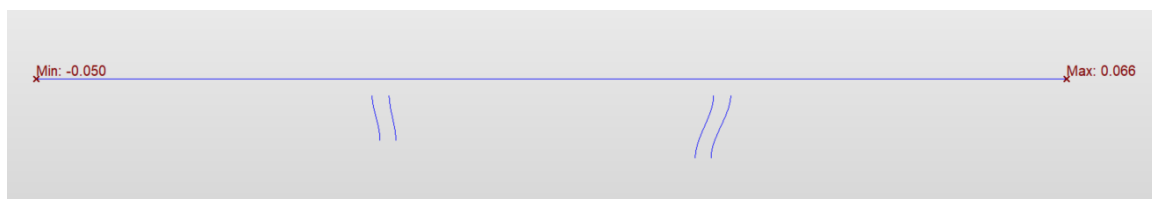
Kapitola 7

Ložiska a mostní závěry

Ložiska, mostní závěry a jiné pomocné prvky jsou navrženy v souladu s příslušnými technickými specifikacemi [17, 13, 14]. Z výpočetního modelu [31] jsou odečteny posuny od zatížení teplotou pro výpočet zkrácení obr. 7.1 a pro výpočet prodloužení obr. 7.2.



Obrázek 7.1: Ochlazení modelu mostní konstrukce [31]



Obrázek 7.2: Ohřátí modelu mostní konstrukce [31]

7.1 Ložiska

Ložiska přenášejí svislé a vodorovné reakce z nosné konstrukce mostu do jeho spodní stavby [21, 32, 35]. Pro návrh [17, 13, 14] jsou uvažována místa podepřená pilíři P2, P5 a opěrami. Pro vytipovaná místa jsou vypočítány maximální reakce. Na základě reakcí jsou navrženy dvojice kalotových ložisek orientovaných ve směru tečny mostu. Konstrukce tedy bude dilatovat ve směru své osy. V příčném směru je jedno ložisko pevné a druhé posuvné, v podélném směru jsou všechna ložiska posuvná.

Opěra	R_z kN	R_y kN	$\frac{R_z}{2}$ kN	Pravá strana mostu	Levá strana mostu
O1	19804,6	-213,7	9902,3	GG 10000 - 300 - 400	GL 10000 - 300 - 400
P2	35906,3	365,6	17953,2	GG 20000 - 2000 - 100	GL 20000 - 100 - 40
P5	36224,9	529,2	18112,5	GG 20000 - 2000 - 100	GL 20000 - 100 - 40
O6	19679,2	-301,7	9839,6	GG 10000 - 300 - 400	GL 10000 - 300 - 400

Tabulka 7.1: Ložiska

7.2 Mostní závěry

Mostní závěry umožňují plynulý přejezd z komunikace na mostní konstrukci [27, 13, 14]. Dominantním činitelem při návrhu mostního závěru je teplotní roztažnost nosné konstrukce (obr. 7.2) a vliv dotvarování s smršťování obr. 7.1.

Vzhledem k zanedbání pootočení konstrukce a součinitelů byl navržen lamelový mostní závěr na opěře O1 a O2 s pohybem ± 160 mm. Jsou navrženy dva mostní závěry. Mostní závěry jsou navrženy jako lamelové s roštovým roznášecím mechanismem v tichém provedení [21]. Vzhledem k orientaci ložisek musí závěry umožnit pouze podélný posun. Závěry budou osazeny do připravených kapes na závěrných zdech a horní desce nosné konstrukce.

Opěra	Posun plus [mm]	Posun mínus [mm]	Rozptyl [mm]	Závěr
O1	54	-72	126	LW320 posun ± 160
O6	66	-50	116	LW320 posun ± 160

Tabulka 7.2: Použité mostní závěry

Kapitola 8

Posouzení pilíře

Pilíře jsou analyzovány na základě platných předpisů [7]. Je stanoveno rozdělení vnitřních sil a momentů z výpočetního programu MIDAS [31]. Z nich je pro hlavu a patu pilíře počítána geometrická imperfekce, štíhlostní poměr, jmenovitá tuhost, dotvarování, účinná délka a zvětšovací momentový součinitel. Nejprve je uveden postup a řešení pro pilíř P4 v patě pilíře, kde je průřez namáhán maximální normálovou silou. Výsledky jsou uvedeny v tabulce spolu s maximálním momentem v hlavě a maximálním momentem v patě. Účinky vzpěru jsou zohledněny pomocí metody založené na jmenovité tuhosti.

8.1 Geometrické imperfekce

Geometrické imperfekce reprezentují nepříznivé účinky možných odchylek v geometrii konstrukce a v poloze zatížení, které musí být uvažovány při analýze konstrukcí. Níže uvedené výpočty jsou počítány dle platných předpisů [7].

Úhel odklonu od svislice θ_i je počítán ze vztahu 8.1

$$\begin{aligned}\theta_i &= \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \\ &= \frac{1}{200} \times \frac{2}{\sqrt{l}} \times \sqrt{0,5(l + \frac{1}{m})}\end{aligned}\tag{8.1}$$

kde: θ_i je úhel odklonu od svislice

θ_0 je základní hodnota

α_h je redukční součinitel pro délku nebo výšku

α_m je redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota θ_0 je doporučena v Národní příloze [7]

$$\theta_0 = \frac{1}{200}\tag{8.2}$$

Redukční součinitel pro délku nebo výšku α_h

$$\begin{aligned}
 \alpha_h &= \frac{2}{\sqrt{l}} = \\
 &= \frac{2}{\sqrt{23,7}} = \\
 &= 0,4108
 \end{aligned}
 \tag{8.3}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{2}{3} &\leq \alpha_h \leq 1 \\
 \frac{2}{3} &\leq \frac{2}{\sqrt{23,7}} \leq 23,7
 \end{aligned}
 \tag{8.4}$$

Redukční součinitel pro počet prvků α_m

$$\begin{aligned}
 \alpha_m &= \sqrt{0,5\left(l + \frac{1}{m}\right)} = \\
 &= \sqrt{0,5\left(l + \frac{1}{23,7}\right)} = \\
 &= 0,721870
 \end{aligned}
 \tag{8.5}$$

kde: α_m je redukční součinitel pro počet prvků

l je délka prvku nebo výška konstrukce

m je počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku

8.2 Štíhlostní poměr

Štíhlostní poměr λ navrženého pilíře je počítán ze vztahu 8.6.

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{L_{cr}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \\
 &= \frac{L \times \beta}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \\
 &= \frac{17,75 \times 0,75}{\sqrt{\frac{1,28098}{8,7400}}} = \\
 &= 46,36412
 \end{aligned}
 \tag{8.6}$$

kde: β je součinitel $\beta = 0,75$

L_{cr} je vzpěrná délka pilíře $L_{cr} = L \times \beta$

I je moment setrvačnosti $I = 1,28098 \text{ m}^4$

A je plocha průřezu $A = 8,7400 \text{ m}^2$

8.3 Jmenovitá tuhost pilíře

Jmenovitá tuhost pilíře EI štíhlých tlačných prvků libovolného průřezu je stanovena ze vztahu 8.7

$$EI = K_c \times E_{cd} \times I_c + K_s \times E_s \times I_s \quad (8.7)$$

kde: E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu E_{cd} je ze vztahu 8.15

I_c je moment setrvačnosti betonového průřezu

E_s je střední hodnota modulu pružnosti výztuže $E_s = 200 \text{ GPa}$

I_s je moment setrvačnosti výztuže vztažený k těžišti betonového průřezu

K_c je součinitel, kterým se zohledňují účinky trhlin, dotvarování betonu, etc. K_c je ze vztahu 8.8

K_s je součinitel, kterým se zohledňuje příspěvek výztuže

E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu

$$\begin{aligned} K_c &= \frac{k_1 \times k_2}{(1 + \varphi_{ef})} = \\ &= \frac{1,2247 \times 0,2}{(1 + 0,704)} = \\ &= 0,0949 \end{aligned} \quad (8.8)$$

kde: k_1 je součinitel závisící na pevnostní třídě betonu ze vztahu 8.11

k_2 je součinitel závisící na normálové síle a štíhlosti ze vztahu 8.13

φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování ze vztahu 8.14

Geometrický stupeň vyztužení ρ

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (8.9)$$

kde: ρ je geometrický stupeň vyztužení

A_s je celková plocha výztuže $A_s = 0,130571 \text{ m}^2$ je vzhledem ke složitosti průřezu a z něj plynoucího výpočtu řešen v programu Microsoft Excel 365 [30]

A_c je plocha betonového průřezu $A_c = 8,74 \text{ m}^2$ je vzhledem ke složitosti průřezu a z něj plynoucího výpočtu řešen v programu Microsoft Excel 365 [30].

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{A_c} = \\ &= \frac{0,130571}{8,74} = \\ &= 1.494 \% \end{aligned} \quad (8.10)$$

Geometrický stupeň vyztužení ρ ovlivňuje součinitele K_s a K_c ve vzorci 8.7. Pro $\rho \geq 0,002$ je hodnota součinitele $K_s = 1$. Nebylo počítáno se zjednodušením pro $\rho \geq 0,01$, protože toto zjednodušení je pouze v platném předpisu [7] pro první přiblížení a v [33] není zmiňováno s ohledem na nutnost přesného výpočtu.

Součinitel závisející na pevnostní třídě betonu k_1 je ze vztahu 8.11

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{f_{ck}}{20} = \\ &= \frac{30}{20} = \\ &= 1,2247 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (8.11)$$

kde: k_1 je součinitel závisející na pevnostní třídě betonu

f_{ck} je charakteristická válcová pevnost v tlaku ve stáří 28 dní $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ dle platného předpisu [7]

Součinitel závisející na normálové síle a štíhlosti k_2 je ze vztahu 8.13 pro jeho výpočet byla vyjádřena 8.12 poměrná normálová síla n .

$$\begin{aligned} n &= \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}} = \\ &= \frac{76135,5}{8,740 \times 18} \end{aligned} \quad (8.12)$$

Součinitel $k_2 \leq 0,20$ je ze vztahu 8.13

$$\begin{aligned} k_2 &= n \times \frac{\lambda}{170} = \\ &= \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}} \times \frac{\lambda}{170} = \\ &= \frac{76135,5}{8,740 \times 18} \times \frac{46,364}{170} = \\ &= 0,13198 \\ &\leq 0,20 \end{aligned} \quad (8.13)$$

kde: k_2 je součinitel závisející na normálové síle a štíhlosti

n je poměrná normálová síla

λ je štíhlostní poměr je ze vztahu 8.6

A_c je plocha betonového průřezu $A_c = 8,74 \text{ m}^2$

N_{ed} je návrhová hodnota normálového zatížení $N_{ed} = -76135,5 \text{ kN}$

f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = 18 \text{ MPa}$

Ohybový moment $M_{Ed} = 33630,08 \text{ kNm}$

Normálová síla $N_{Ed} = -76135,5 \text{ kN}$

8.4 Dotvarování

Dotvarování je nezbytné analyzovat s patřičným zohledněním hlavních podkladů pro dotvarování a vlivu doby působení jednotlivých kombinací.

$$\begin{aligned}
 \varphi_{ef} &= \varphi_{\infty,t_0} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \\
 &= \varphi_{\infty,t_0} \frac{M_{0Eqp}}{N_{Ed} \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_i \right)} = \\
 &= 1,75 \frac{10461,2}{76135,5 \left(\frac{24588,1}{76135,5} + 0,295 \right)} = \\
 &= 0,704
 \end{aligned} \tag{8.14}$$

kde: φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování

φ_{∞,t_0} je konečný součinitel dotvarování $\varphi_{\infty,t_0} = 1,75$ pro beton C30/37 pro zatížení ve 30 dnech po vybetonování je stanoven z platného předpisu [7] s využitím předpokladu, že beton není namáhán tlakovým napětím větším než $0,45f_{ck}$

M_{0Eqp} je ohybový moment od stálého zatížení

M_{0Ed} je ohybový moment od návrhové kombinace zatížení ze vztahu 8.18

Návrhová hodnota modulu pružnosti betonu E_{cd} je ze vztahu 8.15

$$\begin{aligned}
 E_{cd} &= \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \\
 &= \frac{32}{1,2} = \\
 &= 26,666 \text{ GPa}
 \end{aligned} \tag{8.15}$$

kde: E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu

E_{cm} je sečnový modul pružnosti betonu C30/37 $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

γ_{cE} je dílčí součinitel betonu $\gamma_{cE} = 1,2$ dle Národní přílohy [7]

Jmenovitá tuhost pilíře štíhlých tlačných prvků libovolného průřezu je stanovena ze vztahu 8.7

$$\begin{aligned}
 EI &= K_c \times E_{cd} \times I_c + K_s \times E_s \times I_s = \\
 &= 0,0949 \times 26,666 \times 1,281 + 1,0 \times 200,0 \times 0,038 = \\
 &= 10937 \text{ MNm}^2
 \end{aligned} \tag{8.16}$$

kde: E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu E_{cd} je ze vztahu 8.15
 I_c je moment setrvačnosti betonového průřezu $I_c = 1,281 \text{ m}^4$ je vzhledem ke složitosti průřezu a z něj plynoucího výpočtu řešen v programu Microsoft Excel 365 [30]
 E_s je střední hodnota modulu pružnosti výztuže $E_s = 200 \text{ GPa}$
 I_s je moment setrvačnosti výztuže vztahovaný k těžišti betonového průřezu $I_s = 0,038 \text{ m}^4$ je také počítán v programu Microsoft Excel 365 [30]
 K_c je součinitel, kterým se zohledňují účinky trhlin, dotvarování betonu, etc. K_c je ze vztahu 8.8
 K_s je součinitel, kterým se zohledňuje příspěvek výztuže $K_s = 1,0$
 E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu je ze vztahu 8.15

8.5 Účinná délka

Účinná délka l_0 je spolu se štíhlostí λ navrženého pilíře 8.6 jedním ze zjednodušených kritérií, které se mají posoudit pro účinky druhého řádu [7].

$$\begin{aligned}
 l_0 &= \pi \sqrt{\frac{EI}{N_b}} \\
 N_b &= \frac{EI}{l_0^2} \pi^2 = \\
 &= \frac{10937}{17,75^2} \pi^2 = \\
 &= 341,720 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{8.17}$$

kde: l_0 je účinná délka
 EI je reprezentativní ohybová tuhost ze vztahu 8.7
 N_b je vzpěrné břemeno

8.6 Zvětšovací momentový součinitel

Zvětšovací momentový součinitel je použit pro výpočet celkového návrhového momentu M_{Ed} , zahrnujícího moment druhého řádu.

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= M_{0Ed} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1} \right) = \\
 &= 25975,28 \left(1 + \frac{1,028}{\frac{341,72}{76135,5} - 1} \right) = \\
 &= -880 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{8.18}$$

kde: M_{Ed} je ohybový moment prvního řádu
 M_{0Ed} je reprezentativní ohybová tuhost ze vztahu 8.7
 N_b je vzpěrné břemeno
 β je součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu
 N_{Ed} je návrhová hodnota normálového zatížení $N_{Ed} = -76135,5 \text{ kN}$
 N_b je vzpěrné břemeno ze vztahu 8.17

Součinitel β je pro prvky s konstantním průřezem a normálovým zatížením u kterých se předpokládá, že sinusoida vykresluje průběh momentů druhého řádu.

$$\begin{aligned}\beta &= \frac{\pi^2}{c_0} = \\ &= \frac{\pi^2}{9,6} = \\ &= 1,028\end{aligned}\tag{8.19}$$

kde: c_0 je součinitel závislý na průběhu momentu prvního řádu $c_0 = 9,6$ pro parabolický průběh momentu prvního řádu.

β je součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu

$$\begin{aligned}M_{0Ed} &= N_{Ed}(e_f + e_i) = \\ &= N_{Ed}\left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_i\right) = \\ &= -76135,5\left(\frac{24588,1}{76135,5} + 0,0295\right) = \\ &= 26839,2 \text{ kNm}\end{aligned}\tag{8.20}$$

kde: M_{Ed} je ohybový moment prvního řádu
 M_{0Ed} je reprezentativní ohybová tuhost ze vztahu 8.7
 N_{Ed} je návrhová hodnota normálového zatížení $N_{Ed} = -76135,5 \text{ kN}$
 e_i je excentricita vznikající v důsledku nepřesnosti výstavby
 e_f je excentricita působící normálové síly $e_f = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$

$$N_{Ed} = -76135,5 \text{ kN}$$

V tabulce 8.1 v prvním sloupci je pilíř P4 analyzován s maximáním ohybovým momentem v hlavě pilíře, v druhém sloupci je pilíř P4 analyzován s maximání normálovou silou v hlavě pilíře a v třetím sloupci je pilíř P4 analyzován s maximáním ohybovým momentem v patě pilíře. Pro tento případ není hodnota ohybového momentu relevantní, proto bylo pokračováno jiným postupem výpočtu.

	Ohybový moment v hlavě	Normálová síla v hlavě	Ohybový moment v patě	
N_{Ed}	-45921,4	-69351	-75940,7	kN
M_{0Eqp}	13027	13027	10461,2	kNm
M_{0Ed}	29285,46	2577,32	-26162,084	kNm
A_c	8,74	8,74	8,74	m^2
A_s	0,130571	0,130571	0,130571	m^2
L_{cr}	17,75	17,75	17,75	m
I_c	1,281	1,281	1,281	m^4
I_s	0,038	0,038	0,038	m^4
E_{cm}	32	32	32	GPa
E_{cd}	26,666	26,666	26,666	GPa
E_s	200	200	200	GPa
$\varphi_{\infty,t0}$	1,75	1,75	1,75	
f_{ck}	30	30	30	MPa
f_{cd}	20	20	20	MPa
φ_{ef}	0,7783	8,845	0,699258	
K_c	0,054826	0,0149	0,09485	
k_1	1,22247	1,22247	1,22247	
k_2	0,079609	0,12	0,13165	
K_s	1	1	1	
EI	9,5421	517,565	3247,625	MNm^2
N_b	298,9	16,213	101,734	kN
M_{Ed}	1020	880,564	858	kNm
N_{Ed}	-45921	-69,351	-75940,7	kN

Tabulka 8.1: Posouzení pilíře P4

Ohybové momenty M_{Ed} nevykazují po přepočítání metodou jmenovité tuhosti navýšení hodnot ohybových momentů. Z tohoto důvodu je pro zpřesnění posouzení použit výpočet stanovení momentů prvního řádu s vlivem imperfekce, který je uveden níže.

8.7 Metoda jmenovité křivosti

Je počítáno metodou jmenovité křivosti uvedenou v platném předpisu [7]. Tuto metodu lze použít pro prvky s konstantním symetrickým průřezem včetně výztuže, tuto podmínku navržený průřez splňuje Obr.8.1. Výpočet je proveden dle Vývojového diagramu pro návrh štíhlých tlačených prvků [33]. Níže je uveden postup pro pilíř P4 s maximální normálovou silou v patě a hlavě.

$$\begin{aligned}
\frac{1}{r} &= K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} = \\
&= K_r \times K_\varphi \times \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d} = \\
&= K_r \times K_\varphi \times \frac{\frac{f_{yd}}{E_s}}{0,45 \times d}
\end{aligned} \tag{8.21}$$

kde: K_r je opravný součinitel závisející na normálové síle
 K_φ je opravný součinitel zohledňující dotvarování
 $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d}$ je poměr
 $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ je poměrné přetvoření
 d je účinná výška
 E_s je střední hodnota modulu pružnosti výztuže $E_s = 200 \text{ GPa}$

Opravný součinitel závisející na normálové síle K_r .

$$\begin{aligned}
K_r &= \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \\
&= \frac{1 + w - n}{1 + w - n_{bal}} = \\
&= 0,9126 = \\
&\leq 1
\end{aligned} \tag{8.22}$$

Nejprve je stanoven moment 1. řádu s vlivem imperfekcí.

$$\begin{aligned}
M_{02} &= \max(|M_{top}|, |M_{bot}| + e_i \times N_{ed}) = \\
&= \max(|M_{top}|, |-245881| + 0,0466 \times 76135,5) = \\
&= 28136,01 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.23}$$

$$\begin{aligned}
M_{01} &= \min(|M_{top}|, |M_{bot}| + e_i \times N_{ed}) = \\
&= \min(|M_{top}|, |1190,3| + 0,0466 \times 76135,5) = \\
&= 4738,2143 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.24}$$

$$\begin{aligned}
M_{0e} &= \max(0,6 \times M_2 + 0,4 \times M_1; 0,4 \times M_2) + e_i \times N_{ed} = \\
&= 18776,894 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.25}$$

$$\begin{aligned}
e_i &= \max\left(\frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 0,020\right) = \\
&= \max(0,0435; 0,0466; 0,020) = \\
&= 0,0466m
\end{aligned} \tag{8.26}$$

Opravný součinitel závisející na normálové síle K_r .

$$\begin{aligned} K_r &= \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \\ &= \frac{1 + w - n}{1 + w - n_{bal}} = \\ &= 0,9126 = \\ &\leq 1 \end{aligned} \tag{8.27}$$

kde: n je poměrná normálová síla
 $n_u = 1 + \omega$ je hodnota
 $n_{bal} = 0,4$ je hodnota n při maximální momentové únosnosti

Poměrná normálová síla n .

$$\begin{aligned} n &= \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}} = \\ &= \frac{76135,5}{8,740 \times 18} = \\ &= 0,48395 \end{aligned} \tag{8.28}$$

Hodnota n_u .

$$\begin{aligned} n_u &= 1 + \omega = \\ &= 1 + 0,360654 = \\ &= 1,360654 \end{aligned} \tag{8.29}$$

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \\ &= 0,360854 \end{aligned} \tag{8.30}$$

kde: ω je součinitel
 A_s je celková plocha výztuže $A_s = 0,130571 \text{ m}^2$
 A_c je plocha betonového průřezu $A_c = 8,74 \text{ m}^2$
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ je návrhová mez kluzu ze vztahu 3.32
 $f_{cd} = 18 \text{ MPa}$ je návrhová pevnost betonu v tlaku ze vztahu 3.17

$$\begin{aligned} K_\varphi &= 1 + \beta \times \varphi_{ef} = \\ &= 1 + 0,137 \times 0,7445 = \\ &= 1,1019985 \\ &\leq 1 \end{aligned} \tag{8.31}$$

kde: K_φ je součinitel zohledňující dotvarování
 β je součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu
 φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování

$$\begin{aligned}\beta &= 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = \\ &= 0,35 + \frac{18}{200} - \frac{45,449}{150} = \\ &= 0,137\end{aligned}\tag{8.32}$$

kde: λ je štíhlostní poměr

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{L_{cr}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \\ &= \frac{L \times \beta}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \\ &= \frac{17,4 \times 0,75}{\sqrt{\frac{1,28098}{8,7400}}} = \\ &= 45,4499\end{aligned}\tag{8.33}$$

kde: $\beta = 0,75$ je součinitel $\beta = 0,75$
 L_{cr} je vzpěrná délka pilíře $L_{cr} = L_0 = L \times \beta = 16,3 \times 0,75 = 11,85m$
 I je moment setrvačnosti $I = 1,28098 m^4$
 A je plocha průřezu $A = 8,7400 m^2$

$$\begin{aligned}\varphi_{ef} &= \varphi_{\infty,t0} \frac{M_{0E_{qp}}}{M_{0E_d}} = \\ &= 1,75 \frac{10461,2}{24588,1} = \\ &= 0,7445\end{aligned}\tag{8.34}$$

kde: φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování
 $\varphi_{\infty,t0}$ je konečný součinitel dotvarování $\varphi_{\infty,t0} = 1,75$ pro beton C30/37 pro zatížení ve 30 dnech po vybetonování je stanoven z [7] s využitím předpokladu, že beton není namáhán tlakovým napětím větším než $0,45f_{ck}$

$M_{0E_{qp}} = 10461,2 kNm$ je ohybový moment
 $M_{0E_d} = 24588,1 kNm$ je ohybový moment

$$\begin{aligned}
e_2 &= 0,1 \frac{K_r \times K_\varphi \times f_{yd} \times l_0^2}{0,45 \times d \times E_s} = \\
&= 0,1 \frac{0,9126 \times 1,1019 \times 435 \times 17,4^2}{0,45 \times 1,32 \times 200000} = \\
&= 0,1143 \text{ m}
\end{aligned} \tag{8.35}$$

kde: K_r je opravný součinitel závisující na normálové síle
 K_φ je opravný součinitel zohledňující dotvarování
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ je návrhová mez kluzu ze vztahu 3.32
 E_s je střední hodnota modulu pružnosti výztuže $E_s = 200 \text{ GPa}$

$$\begin{aligned}
M_2 &= e_2 \times N_{ed} = \\
&= 0,1143 \times 76135,5 = \\
&= 8483,9771 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.36}$$

$$\begin{aligned}
M_{Ed} &= \max(M_{02}; M_{oe} + M_2; M_{o1} + 0,5 \times M_2) = \\
&= \max(-28136,01; 18776,894 + 8483,977; 4738,21 + 0,5 \times 8483,97) = \\
&= -28136,01 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.37}$$

$$N_{Ed} = -76135,5 \text{ kN}$$

8.8 Pilíř P4

8.8.1 Pilíř P4 v patě, maximální ohybový moment

Podle níže uvedeného posouzení

$$M = -24643,2 \text{ kNm}$$

$$N = 75940,7 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1212,1 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -24643,2 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
r_m &= \frac{M_1}{M_2} = \\
&= \frac{1212,1}{-24643,2} = \\
&= -0,049185
\end{aligned} \tag{8.38}$$

$$c = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,049185 = 1,749185$$

$$\lambda_{lim} = 36,5055$$

$$n = 0,48271$$

$$\begin{aligned} e_i &= \max\left(\frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 0,020\right) = \\ &= \max(0,0435; 0,0466; 0,020) = \\ &= 0,0466m \end{aligned} \quad (8.39)$$

Výše uvedené posouzení metodou jmenovité tuhosti je využito i pro posouzení pilíře P4 v patě, kde je maximální ohybový moment.

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} = \\ &= K_r \times K_\varphi \times \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d} = \\ &= K_r \times K_\varphi \times \frac{\frac{f_{yd}}{E_s}}{0,45 \times d} \end{aligned} \quad (8.40)$$

kde: K_r je opravný součinitel závisující na normálové síle
 K_φ je opravný součinitel zohledňující dotvarování
 $\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d}$ je poměr
 $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ je poměrné přetvoření
 d je účinná výška
 E_s je střední hodnota modulu pružnosti výztuže $E_s = 200 \text{ GPa}$

Opravný součinitel závisující na normálové síle K_r .

$$\begin{aligned} K_r &= \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \\ &= \frac{1 + w - n}{1 + w - n_{bal}} = \\ &= 0,91391 = \\ &\leq 1 \end{aligned} \quad (8.41)$$

Nejprve je stanoven moment 1. řádu s vlivem imperfekcí.

$$\begin{aligned} M_{02} &= \max(|M_{top}|, |M_{bot}| + e_i \times N_{ed}) = \\ &= \max(|M_{top}|, |-24643,2| + 0,0466 \times 75940,7) = \\ &= -28182,03 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (8.42)$$

$$\begin{aligned}
M_{01} &= \min(|M_{top}|, |M_{bot}| + e_i \times N_{ed}) = \\
&= \min(|M_{top}|, |1212,1| + 0,0466 \times 75940,7) = \\
&= 4750,9 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.43}$$

$$\begin{aligned}
M_{0e} &= \max(0,6 \times M_2 + 0,4 \times M_1; 0,4 \times M_2) + e_i \times N_{ed} = \\
&= \max(0,6 \times M_2 + 0,4 \times M_1; 0,4 \times M_2) + e_i \times N_{ed} = \\
&= 17009,596 \text{ kNm}
\end{aligned} \tag{8.44}$$

$$\begin{aligned}
e_i &= \max\left(\frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 0,020\right) = \\
&= \max(0,0435; 0,0466; 0,020) = \\
&= 0,0466 \text{ m}
\end{aligned} \tag{8.45}$$

Opravný součinitel závisující na normálové síle K_r .

$$\begin{aligned}
K_r &= \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \\
&= \frac{1 + w - n}{1 + w - n_{bal}} = \\
&= 0,91391 = \\
&\leq 1
\end{aligned} \tag{8.46}$$

kde: n je poměrná normálová síla

$n_u = 1 + \omega$ je hodnota

$n_{bal} = 0,4$ je hodnota n při maximální momentové únosnosti

Poměrná normálová síla n .

$$\begin{aligned}
n &= \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}} = \\
&= \frac{75940,7}{8,740 \times 18000} = \\
&= 0,4827
\end{aligned} \tag{8.47}$$

Hodnota n_u .

$$\begin{aligned}
n_u &= 1 + \omega = \\
&= 1 + 0,360654 = \\
&= 1,360654
\end{aligned} \tag{8.48}$$

$$\begin{aligned}
\omega &= \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \\
&= 0,360854
\end{aligned} \tag{8.49}$$

kde: ω je součinitel
 A_s je celková plocha výztuže $A_s = 0,130571 \text{ m}^2$
 A_c je plocha betonového průřezu $A_c = 8,74 \text{ m}^2$
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ je návrhová mez kluzu ze vztahu 3.32
 $f_{cd} = 18 \text{ MPa}$ je návrhová pevnost betonu v tlaku ze vztahu 3.17

$$\begin{aligned} K_\varphi &= 1 + \beta \times \varphi_{ef} = \\ &= 1 + 0,137 \times 0,74288 = \\ &= 1,101775 \\ &\leq 1 \end{aligned} \tag{8.50}$$

kde: K_φ je součinitel zohledňující dotvarování
 β je součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu
 φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování

$$\begin{aligned} \beta &= 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = \\ &= 0,137 \end{aligned} \tag{8.51}$$

kde: λ je štíhlostní poměr

$$\begin{aligned} \varphi_{ef} &= \varphi_{\infty,t0} \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \\ &= 1,75 \frac{10461,2}{24643,2} = \\ &= 0,74288 \end{aligned} \tag{8.52}$$

kde: φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování
 $\varphi_{\infty,t0}$ je konečný součinitel dotvarování $\varphi_{\infty,t0} = 1,75$ pro beton C30/37 pro zatížení ve 30 dnech po vybetonování je stanoven z [7] s využitím předpokladu, že beton není namáhán tlakovým napětím větším než $0,45f_{ck}$

$$\begin{aligned} e_2 &= 0,1 \frac{K_r \times K_\varphi \times f_{yd} \times l_0^2}{0,45 \times d \times E_s} = \\ &= 0,1 \frac{0,91391 \times 1,101775 \times 435 \times 17,4^2}{0,45 \times 1,32 \times 200000} = \\ &= 0,11157 \text{ m} \end{aligned} \tag{8.53}$$

kde: K_r je opravný součinitel závisející na normálové síle
 K_φ je opravný součinitel zohledňující dotvarování
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ je návrhová mez kluzu ze vztahu 3.32
 E_s je střední hodnota modulu pružnosti výztuže $E_s = 200 \text{ GPa}$

$$\begin{aligned} M_2 &= N_{ed} \times e_2 = \\ &= 75940,7 \times 0,11157 = \\ &= 8472,71 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (8.54)$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \max(M_{02}; M_{oe} + M_2; M_{o1} + 0,5 \times M_2) = \\ &= \max(-28182,03; 17009,596 + 8472,71; 4750,9 + 0,5 \times 24643,2) = \\ &= -28182,03 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (8.55)$$

$$N_{Ed} = -75940,7 \text{ kN}$$

8.8.2 Pilíř P4 v hlavě, maximální ohybový moment

$$M = 28448,8 \text{ kNm}$$

$$N = 45921,4 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1629,1 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 28448,8 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} r_m &= \frac{M_1}{M_2} = \\ &= \frac{1629,1}{28448,8} = \\ &= 0,05726 \end{aligned} \quad (8.56)$$

$$c = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,05726 = 1,64273$$

$$\lambda_{lim} = 46,8243$$

$$n = 0,291898$$

$$\begin{aligned} e_i &= \max\left(\frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 0,020\right) = \\ &= \max(0,0435; 0,0466; 0,020) = \\ &= 0,0466m \end{aligned} \quad (8.57)$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \max M_{top} + (N_d \times e_i) = \\
 &= 28448,8 + (45921,4 \times 0,046) = \\
 &= 30591,798 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{8.58}$$

$$N_{Ed} = 45921,4 \text{ kN}$$

8.8.3 Pilíř P4 v patě, maximální ohybový moment

$$M = -24643,2 \text{ kNm}$$

$$N = 75940,7 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1212,1 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -24643,2 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 r_m &= \frac{M_1}{M_2} = \\
 &= \frac{1212,1}{-24643,2} = \\
 &= -0,049185
 \end{aligned} \tag{8.59}$$

$$c = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,049185 = 1,749185$$

$$\lambda_{lim} = 36,5055$$

$$n = 0,48271$$

$$\begin{aligned}
 e_i &= \max\left(\frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 0,020\right) = \\
 &= \max(0,0435; 0,0466; 0,020) = \\
 &= 0,0466m
 \end{aligned} \tag{8.60}$$

Pokračování výpočtu je shodné s postupem v níže uvedené části věnované pilíři P3.
 $M_{Ed} = -28182,03 \text{ kNm}$ $N_{Ed} = -76613,3 \text{ kN}$

8.9 Pilíř P3

Pilíř P3 je analyzován zjednodušeným postupem výpočtu oproti pilíři P4. Tento postup je uvedený v příručce [33].

8.9.1 Štíhlostní poměr

Štíhlostní poměr λ navrženého pilíře je počítán ze vztahu 8.61.

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{L_{cr}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \\
 &= \frac{L \times \beta}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \\
 &= \frac{16,3 \times 0,75}{\sqrt{\frac{1,28098}{8,7400}}} = \\
 &= 30,9529
 \end{aligned} \tag{8.61}$$

kde: $\beta = 0,75$ je součinitel $\beta = 0,75$

L_{cr} je vzpěrná délka pilíře $L_{cr} = L_0 = L \times \beta = 16,3 \times 0,75 = 11,85m$

I je moment setrvačnosti $I = 1,28098 m^4$

A je plocha průřezu $A = 8,7400 m^2$

Poměrná normálová síla n .

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}} = \\
 &= \frac{76613,3}{8,740 \times 18} = \\
 &= 0,486
 \end{aligned} \tag{8.62}$$

kde: n je poměrná normálová síla

λ je štíhlostní poměr je ze vztahu 8.61

A_c je plocha betonového průřezu $A_c = 8,740 m^2$

N_{ed} je návrhová hodnota normálového zatížení $N_{ed} = -76613,3 kN$

f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = 18 MPa$

Křivost r_m nabývá kladných hodnot, pokud ohybové momenty M_1 a M_2 vyvozují tah na stejné straně, pak hodnota $c \leq 1,7$. V opačném případě je hodnota r_m záporná a z ní dopočtená hodnota $c > 1,7$. V případě, že hodnota r_m není známa, je použita konstanta 0,7.

$$\begin{aligned}
 r_m &= \frac{M_1}{M_2} = \\
 &= \frac{4294,8}{-28197,2} = \\
 &= -0,1523129
 \end{aligned} \tag{8.63}$$

kde: r_m je křivost, poměr momentů

$M_1 = \max(|M_{top}|, |M_{bot}|) = 4294,8 kNm$ je ohybový moment

$M_2 = \min(|M_{top}|, |M_{bot}|) = -28197,2 kNm$ je ohybový moment

Pokud není hodnota r_m známa, je možno použít hodnotu 0,7.

$$\begin{aligned} c &= 1,7 - r_m = \\ &= 1,7 - (-0,1523129) = \\ &= 1,8523 \end{aligned} \quad (8.64)$$

$$\begin{aligned} \lambda_{lim} &= \frac{15,4 \times c}{\sqrt{n}} = \\ &= \frac{15,4 \times 1,8523}{\sqrt{0,486}} = \\ &= 40,917 \end{aligned} \quad (8.65)$$

Pro pokračování výpočtu jsou porovnány hodnoty ze vztahu 8.65 a 8.61. Na základě porovnání vztahů 8.66 je pokračováno ve výpočtu pro určení vnitřních sil.

$$\begin{aligned} \lambda &\leq \lambda_{lim} \\ 30,9529 &\leq 40,917 \end{aligned} \quad (8.66)$$

$$\begin{aligned} e_i &= \max(0,0296; 0,046; 0,020) = \\ &= 0,046 \text{ mm} \end{aligned} \quad (8.67)$$

$$\begin{aligned} M_{0Ed} &= \max M_{top} + (N_{Ed} \times e_i) = \\ &= 4294,8 + (76613,3 \times 0,046) = \\ &= 7819,0 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (8.68)$$

kde: M_{Ed} je ohybový moment prvního řádu

M_{0Ed} je reprezentativní ohybová tuhost ze vztahu 8.7

N_{Ed} je návrhová hodnota normálového zatížení $N_{Ed} = 76613,3 \text{ kN}$

e_i je excentricita vznikající v důsledku nepřesnosti výstavby

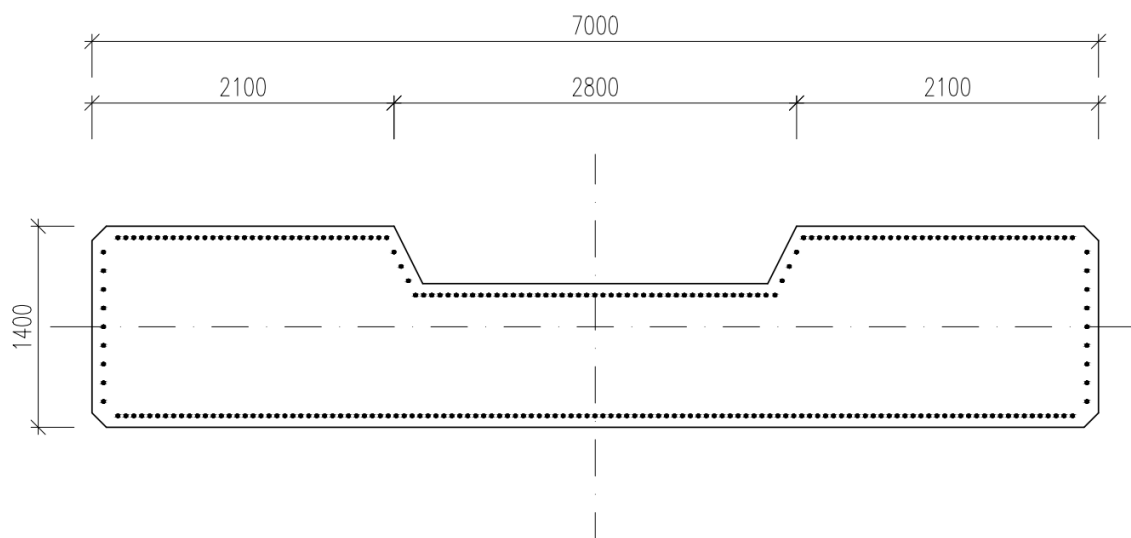
e_f je excentricita působící normálové síly $e_f = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$

$$N_{Ed} = -76613,3 \text{ kN}$$

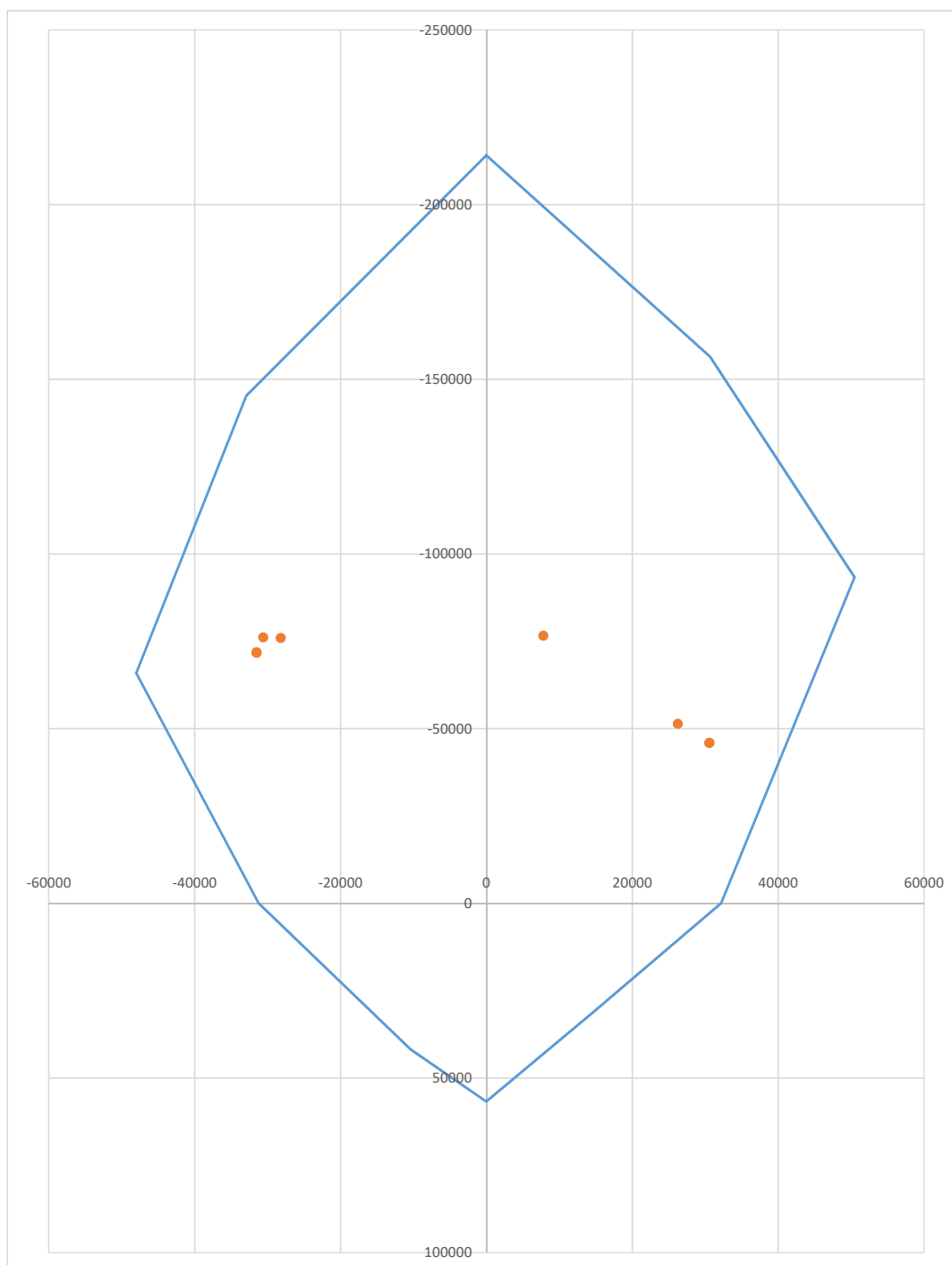
	Normálová síla v hlavě	Ohybový moment v hlavě	Ohybový moment v patě	
N_{Ed}	-71893,7	-71682,6	-51363,8	kN
M_{0Eqp}	-28197,2	28224,3	23899,3	kNm
M_1	4294,8	-28224,3	-7670	kNm
M_2	-28197,3	4348,7	23899,3	kNm
f_{cd}	18	18	18	MPa
A_c	8,74	8,74	8,74	m^2
A_s	0,130571	0,130571	0,130571	m^2
L_{cr}	11,83	17,75	17,75	m
L	16,3	16,3	16,3	m
λ	30,9529	30,9529	30,9529	
n	0,486	0,4556	0,32649	
r_m	-0,152319	-0,15407	-0,3209	
c	1,8523	1,854	2,02092	
λ_{lim}	42,245	42,3015	54,467	
e_i	0,046	0,046	0,046	m
M_{0Ed}	31504,31	31521,6996	26262,0348	kNm
N_{Ed}	-71893,7	-71682,6	-51363,8	kN

Tabulka 8.2: Posouzení pilíře P3

Je proveden posudek přímým výpočtem dle metodik uvedených v platném předpisu [7] a postupů dle příručky [33]. Navržený příčný řez je symetrický a po celé délce stejný, jeho tvar je na Obr. 8.1. Pro účely posouzení je sestaven graf závislosti ohybového momentu [kNm] na normálové síle [kN] Obr. 8.2. Do tohoto interakčního diagramu počítaného pro obě strany pilíře (tj. rovná stěna i stěna s vybráním) jsou vyneseny hodnoty závislosti M [kNm] na N [kN] výše vypočtené pro pilíře P3 a P4 jako osamělé body. Vynesené body leží uvnitř iteračního diagramu. **Oba pilíře vyhovují.**



Obrázek 8.1: Výkres výztuže v řezu [mm]

Obrázek 8.2: Iterační diagram pilíře, M [kNm] na N [kN]

Kapitola 9

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stavy použitelnosti slouží pro ověření konstrukce za běžných provozních podmínek [11]. Pro navrhování konstrukcí z předpjatého betonu bývají rozhodující mezní stavy použitelnosti. Navržená jednokomorová mostní konstrukce byla posouzena na mezní stav omezení napětí, omezení trhlin a omezení deformací.

9.1 Stanovení napětí

Bylo použito zjednodušené stanovení napětí na betonovém průřezu. Napětí bylo počítáno následujícím způsobem.

$$\sigma_{c,i}^h = \frac{M_i}{W_{h,i}} + \frac{N_i}{A_{c,i}} \quad (9.1)$$

$$\sigma_{c,i}^d = \frac{M_i}{W_{d,i}} + \frac{N_i}{A_{c,i}} \quad (9.2)$$

kde: M_i je ohybový moment od zatížení
 N_i je normálová síla
 $W_{d,i}$ je průřezový modul u dolních vláken
 $W_{h,i}$ je průřezový modul u horních vláken
 $A_{c,i}$ je plocha průřezu
 $\sigma_{c,i}^h$ je napětí v horní části
 $\sigma_{c,i}^d$ je napětí v dolní části

9.2 Omezení napětí v betonu

Nepřijatelnému ovlivnění použitelnosti nosné konstrukce je zabráněno omezením tlakového napětí v betonu. Kritické hodnoty jsou stanoveny proto, aby se předešlo vzniku po-

délných trhlin, mikrotrhlin a dotvarování. Maximální přípustná hodnota tlakových napětí v betonu je určena výpočtem níže pro beton 28 dnů od betonáže 9.3 a pro zbytek 9.4.

Charakteristická pevnost v tlaku betonu C45/55 $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

Součinitel $k_1 = 0,6$

Rozdíl mezi dnem betonáže a dnem posouzení t

Tlakové napětí σ_c v betonu v době $t > 28$ dní

$$\begin{aligned} |\sigma_c| &\leq k_1 \times f_{ck} \\ &\leq 0,6 \times 45 \\ &\leq 27 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (9.3)$$

Tlakové napětí v betonu v době $t < 28$ dní

$$|\sigma_c(t)| \leq k_1 \times f_{ck}(t) \quad (9.4)$$

Ve výpočtu je možno uvažovat lineární dotvarování, pokud vyhovuje tlakové napětí σ_c v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení následujícím podmínkám 9.6 a 9.5. V případě překročení mezního napětí je nutné uvažovat nelineární dotvarování betonu. Součinitel $k_2 = 0,45$

Tlakové napětí σ_c v betonu v době $t > 28$ dní

$$\begin{aligned} |\sigma_c| &\leq k_2 \times f_{ck} \\ &\leq 0,45 \times 45 \\ &\leq 20,25 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (9.5)$$

Tlakové napětí v betonu v době $t < 28$ dní

$$|\sigma_c(t)| \leq k_2 \times f_{ck}(t) \quad (9.6)$$

V tabulkách 9.3, 9.3, 9.5, 9.4 jsou uvedeny hodnoty napětí ve vybraných řezech pro zatížení charakteristickou, častou a kvazistálou kombinací. Pro zatížení častou a kvazistálou kombinací v konstrukci nenastává tah, je tedy splněna podmínka dekomprese ve finálních stavech a mohou být v průběhu výstavby připuštěny malé tahy do hraniční hodnoty $f_{ctk0,05}$ Tab. 9.1. Tlak v konstrukci je nižší než 20,25 MPa, což umožňuje počítání s lineárním dotvarováním. Při zatížení charakteristickou kombinací se na konstrukci objevují místy tahová namáhání. Tato tahová namáhání nepřekračují pevnost betonu v tahu 2,7 MPa, je zamezeno oslabení průřezu vznikem trhlin. Tlakové napětí nepřekročí mezní tlakové napětí 27 MPa, je zamezeno vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin a nadměrnému dotvarování.

Napětí	Hodnota [MPa]
$0,6 \times f_{ck}$	-27,00
$0,45 \times f_{ck}$	-20,25
$f_{ctk0,05}$	2,70

Tabulka 9.1: Mezní stavy napětí

Řez	Kvazistálá komb.		Častá komb.		Charakter. k.	
	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]
5	-3,6	-3,9	-3,1	-5,3	-2,5	-6,4
10	-8,2	-9	-7	-9,2	-5,7	-9,6
15	-8,2	-9,2	-7,9	-10,4	-7,4	-11,5
17	-5,1	-5,8	-4,3	-6	-3,4	-6,4
20a	-4,1	-4,6	-3,1	-4,8	-2	-5,1
20b	-2,6	-3,1	-1,2	-3,3	0,6	-3,6
25	-2,2	-3,3	-2	-5	-1,7	-6,8
30a	-2,6	-3	-1,3	-3,2	0,5	-3,4
30b	-4,2	-4,7	-3,2	-4,9	-2,1	-5,1
32	-4,2	-4,8	-3,4	-5,1	-2,5	-5,4
35	-6,8	-7,7	-6,4	-8,9	-5,8	-10,1
40	-8,5	-9,2	-7,3	-9,5	-5,9	-10
45	-3,6	-4	-3,1	-5,3	-2,5	-6,5

Tabulka 9.2: Uvedení do provozu napětí v horních vláknech

Řez	Kvazistálá komb.		Častá komb.		Charakter. k.	
	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]
5	-4,0	-4,6	-1,8	-5,4	0,1	-6,4
10	-2,6	-4,0	-2,2	-5,8	-1,6	-7,8
15	-14,1	-15,8	-12,2	-16,4	-10,4	-17,2
17	-14,5	-15,3	-14,2	-16,3	-13,8	-17,5
20a	-13,2	-13,8	-13,1	-15,0	-12,8	-16,3
20b	-10,4	-10,9	-10,2	-12,5	-10,0	-14,3
25	-6,0	-7,6	-3,2	-7,9	-0,5	-8,4
30a	-10,5	-10,9	-10,3	-12,4	-10,1	-14,2
30b	-13,3	-13,9	-13,1	-15,0	-12,9	-16,3
32	-15,2	-16,1	-14,9	-17,1	-14,5	-18,3
35	-14,9	-16,6	-13,0	-17,3	-11,1	-18,2
40	-2,8	-4,2	-2,4	-6,0	-1,7	-8,2
45	-2,8	-3,4	-0,5	-4,4	1,4	-5,5

Tabulka 9.3: Uvedení do provozu napětí v dolních vláknech

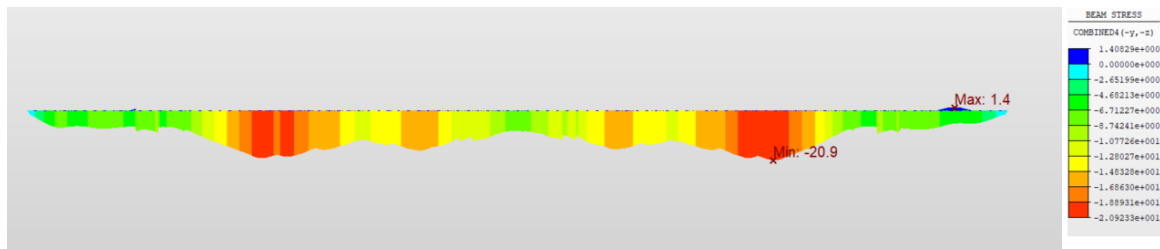
Řez	Kvazistálá komb.		Častá komb.		Charakter. k.	
	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]
5	-3,3	-3,6	-2,7	-4,9	-2,2	-6
10	-6,5	-7,3	-5,4	-7,5	-4,1	-7,9
15	-8,4	-9,4	-8	-10,5	-7,5	-11,6
17	-5	-5,7	-4,2	-5,9	-3,3	-6,3
20a	-3,9	-4,4	-2,9	-4,6	-1,8	-4,9
20b	-1,8	-2,4	-0,5	-2,6	1,4	-2,8
25	-3,4	-4,5	-3,2	-6,2	-2,9	-8
30a	-2	-2,4	-0,6	-2,5	1,2	-2,7
30b	-4	-4,6	-3	-4,7	-1,9	-4,9
32	-4,2	-4,9	-3,5	-5,2	-2,5	-5,5
35	-7,2	-8,1	-6,8	-9,3	-6,2	-10,5
40	-6,8	-7,6	-5,6	-7,9	-4,3	-8,3
45	-3,3	-3,6	-2,7	-5	-2,1	-6,1

Tabulka 9.4: Konec životnosti napětí v horních vláknech

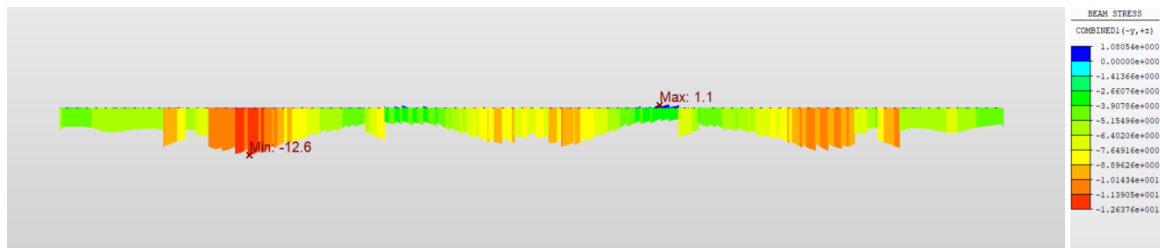
Řez	Kvazistálá komb.		Častá komb.		Charakter. k.	
	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]	max [MPa]	min [MPa]
5	-3,7	-4,3	-1,4	-5,2	0,4	-6,1
10	-3,8	-5,2	-3,4	-7	-2,9	-9,3
15	-11,1	-12,8	-9,2	-13,4	-7,4	-14,2
17	-12,8	-13,6	-12,5	-14,7	-12,2	-15,9
20a	-12	-12,6	-11,8	-13,8	-11,6	-15,1
20b	-10,2	-10,6	-10	-12,2	-9,7	-14,1
25	-3	-4,6	-0,2	-4,9	2,5	-5,3
30a	-10,1	-10,5	-10	-12,1	-9,8	-13,8
30b	-12	-12,6	-11,9	-13,8	-11,6	-15,1
32	-13,3	-14,2	-13	-15,2	-12,6	-16,4
35	-11,7	-13,4	-9,8	-14,1	-7,9	-15
40	-4	-5,4	-3,6	-7,2	-2,9	-9,6
45	-2,6	-3,3	-0,4	-4,3	1,6	-5,4

Tabulka 9.5: Konec životnosti napětí v dolních vláknech

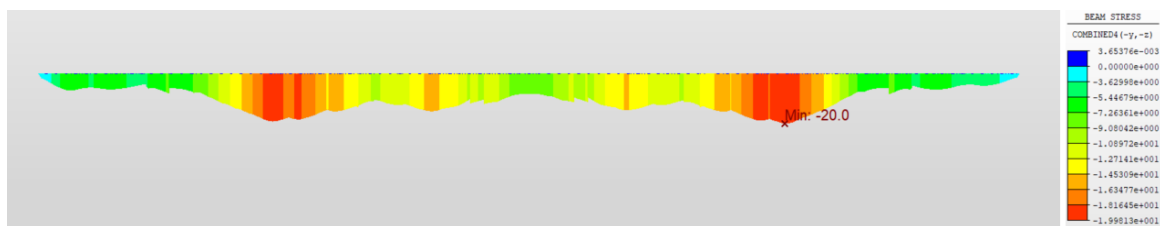
Vykreslení napětí u horních a dolních vláken průřezu při zatížení kombinací charakteristického, časté a kvazistálého zatížení obr. 9.1 až 9.12.



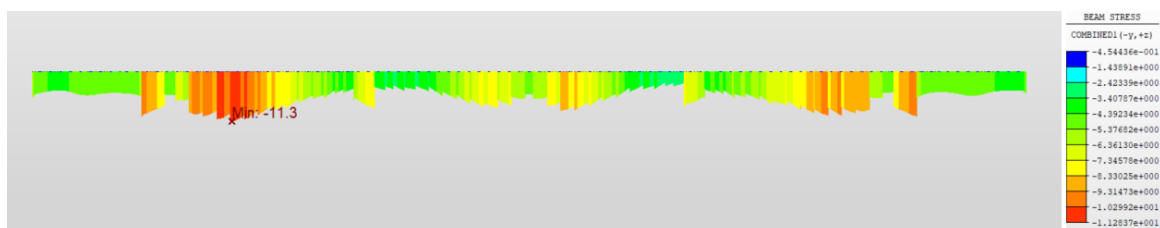
Obrázek 9.1: Diagram napětí za provozu, charakteristická kombinace, dolní vlákna [MPa]



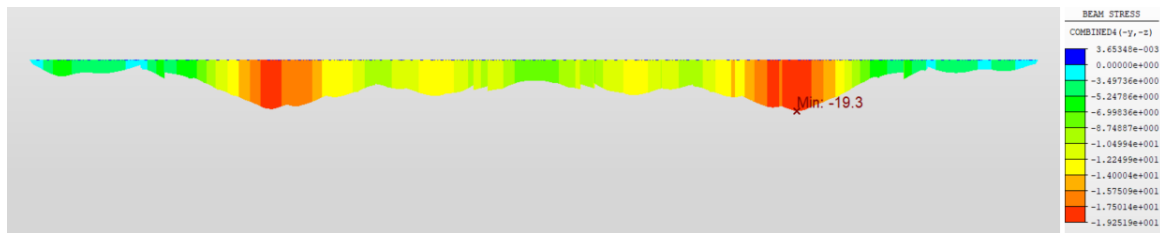
Obrázek 9.2: Diagram napětí za provozu, charakteristická kombinace, horní vlákna [MPa]



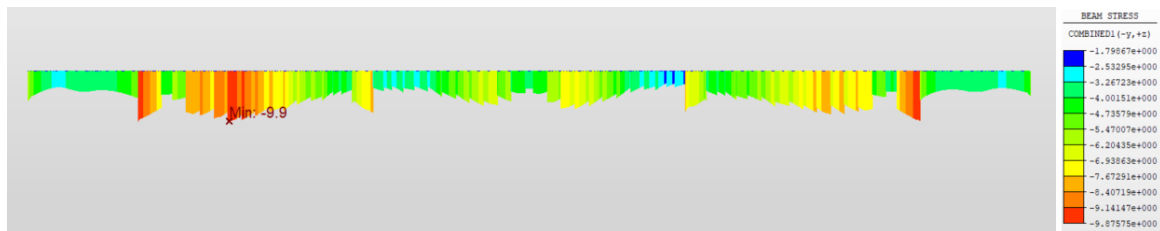
Obrázek 9.3: Diagram napětí za provozu, častá kombinace, dolní vlákna [MPa]



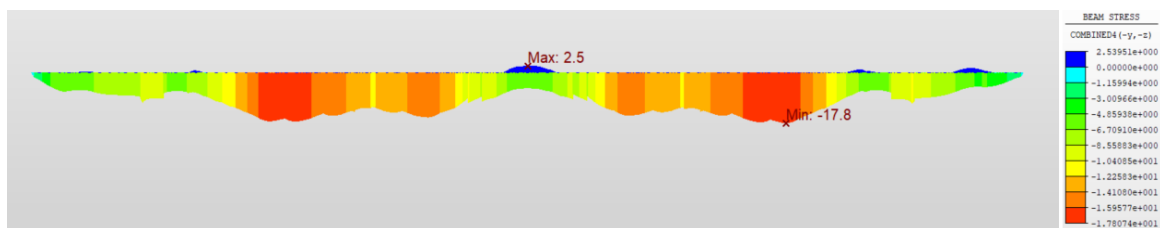
Obrázek 9.4: Diagram napětí za provozu, častá kombinace, horní vlákna [MPa]



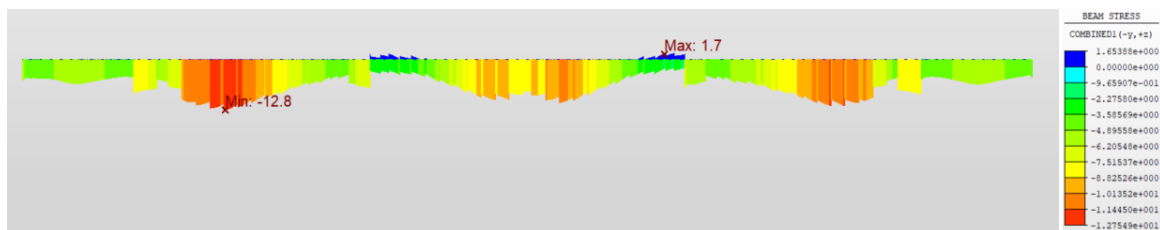
Obrázek 9.5: Diagram napětí za provozu, kvazistálá kombinace, dolní vlákna [MPa]



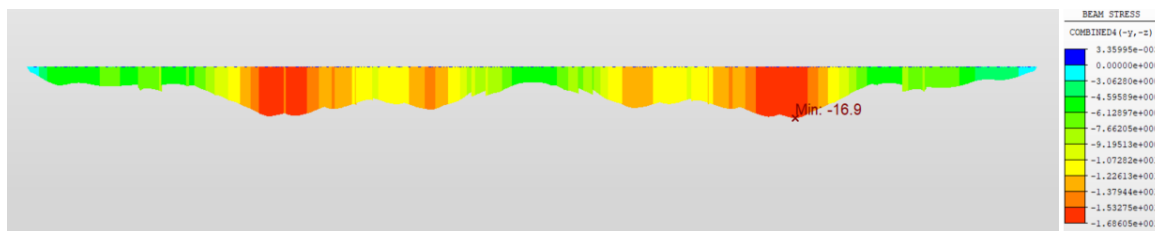
Obrázek 9.6: Diagram napětí za provozu, kvazistálá kombinace, horní vlákna [MPa]



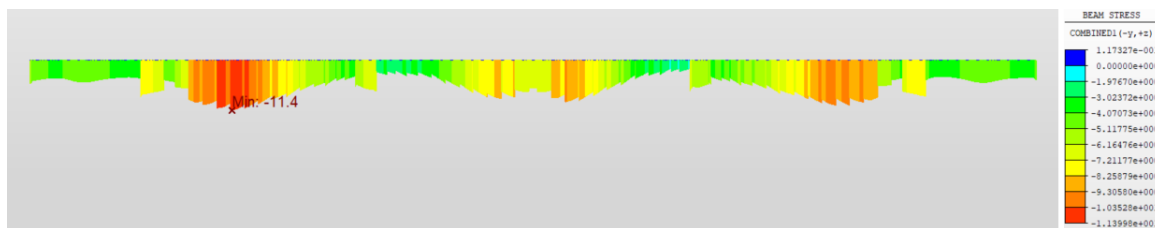
Obrázek 9.7: Diagram napětí na konci životnosti, charakteristická kombinace, dolní vlákna [MPa]



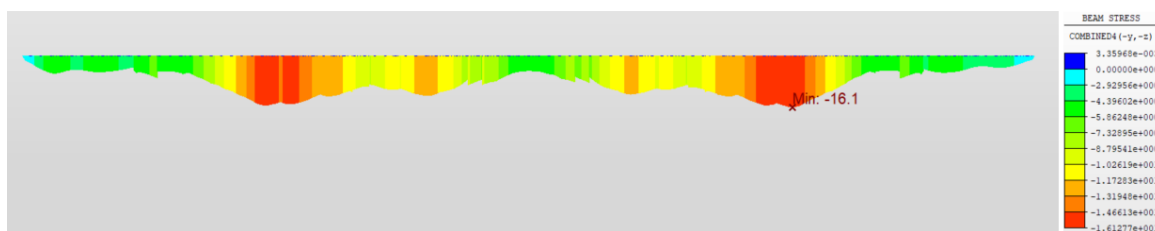
Obrázek 9.8: Diagram napětí na konci životnosti, charakteristická kombinace, horní vlákna [MPa]



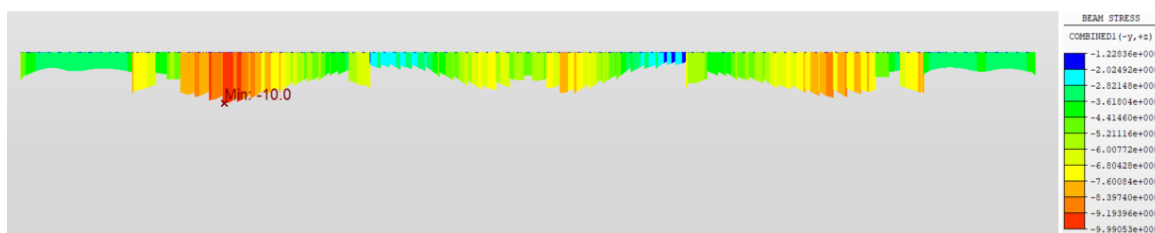
Obrázek 9.9: Diagram napětí na konci životnosti, častá kombinace, dolní vlákna [MPa]



Obrázek 9.10: Diagram napětí na konci životnosti, častá kombinace, horní vlákna [MPa]



Obrázek 9.11: Diagram napětí na konci životnosti, kvazistálá kombinace, dolní vlákna [MPa]



Obrázek 9.12: Diagram napětí na konci životnosti, kvazistálá kombinace, horní vlákna [MPa]

9.3 Omezení trhlin

Zatížení a přetvoření může vést k vzniku trhlin. Vynucená přetvoření mohou způsobit teplotních změny, vliv smršťování betonu, a dalších. Oslabení trhlinami je třeba uvažovat, pokud při charakteristické kombinaci zatížení největší tahové napětí průřezu bez trhliny překročí efektivní neboli střední hodnotu pevnosti betonu v tahu. Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku f_{ctm} byla vypočtena ze vztahu 3.3.

Tahové napětí σ_c v betonu C45/55 v době $t > 28$ dní

$$\begin{aligned} |\sigma_c| &\leq f_{ctm} \\ &\leq 3,8 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (9.7)$$

Tahové napětí v betonu C45/55 v době $t < 28$ dní

$$|\sigma_c(t)| \leq f_{ctm}(t) \quad (9.8)$$

Pro kvazistálou kombinaci byl užit vztah 3.4, kde dolní kvantil pevnosti betonu v tahu je označen $f_{ctk0,05}$.

Tahové napětí σ_c v betonu C45/55 v době $t > 28$ dní

$$\begin{aligned} |\sigma_c| &\leq f_{ctk0,05} \\ &\leq 2,7 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (9.9)$$

Tahové napětí v betonu C45/55 v době $t < 28$ dní

$$|\sigma_c(t)| \leq f_{ctk0,05}(t) \quad (9.10)$$

Po překročení mezní hodnoty napětí dochází k vzniku trhlin a tím pádem k oslabení průřezu. Po vzniku trhlin od ohybového namáhání se beton v tažené oblasti neuvažuje. Pokud zůstává průřez rovinný i po deformaci, platí Bernoulli-Navierova hypotéza. Tudíž napětí v tlačené části průřezu a ve výztuži je úměrné přetvoření průřezu.

9.4 Omezení deformací

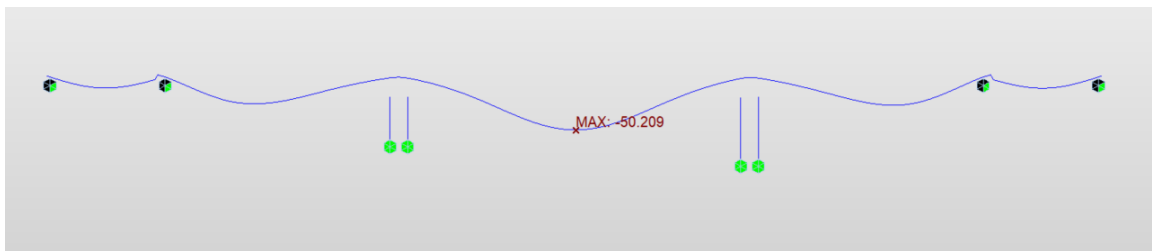
9.4.1 Průhyb od dopravního zatížení

Mezní hodnoty nejsou v příslušné legislativě stanoveny [6]. Obecné limity zabraňují velkým průhybům. Negativní dopady překročení průhybu jsou větší pootočení v podporách, omezení funkčnosti mostní konstrukce a vliv na vzhled mostní konstrukce. Přípustný průhyb w_{lim} pro konstrukce z předpjatého betonu je určen jako podíl rozpětí pole l prostého nebo spojitého nosníku a konstanty 600 je uveden v následující tabulce 9.6 společně s průhyby způsobenými zatížením modelem LM1 od dopravy obr. 9.13. Průhyb od dopravy nepřekračuje limitní hodnotu průhybu v poli.

$$w_{lim} = \frac{l}{600} \quad (9.11)$$

Číslo pole	Rozpětí l [m]	Průhyb w_{lim} [mm]	Průhyb od LM1 [mm]
1	39,4	65,7	10,5
2	80,0	133,3	25,4
3	120	200,0	50,2
4	80,0	133,3	26,2
5	39,4	65,7	10,6

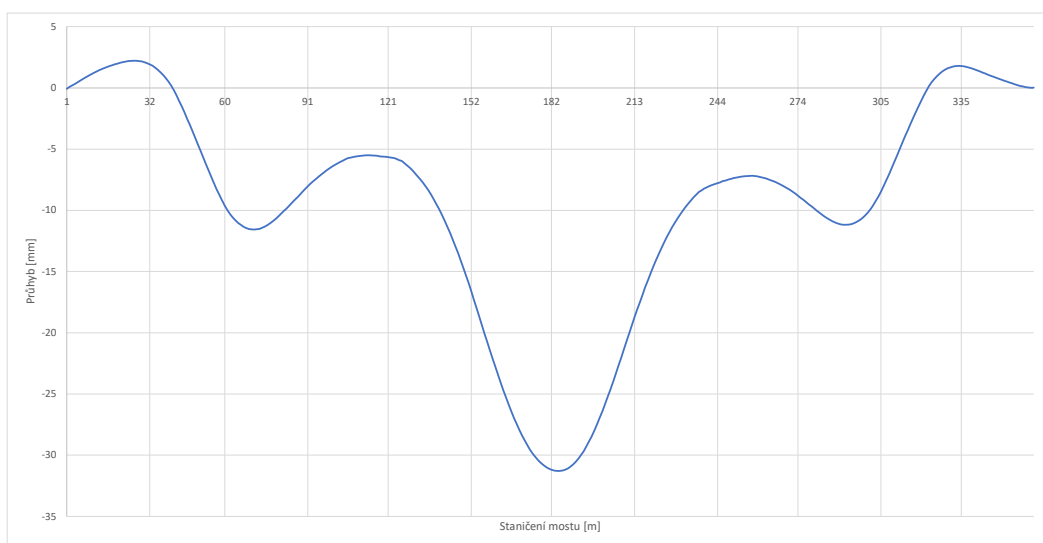
Tabulka 9.6: Přípustné hodnoty průhybů



Obrázek 9.13: Průhyb mostu od dopravního zatížení[mm]

9.4.2 Průhyb v průběhu životnosti mostu

Kontrolou průhybu v průběhu životnosti mostu je vyhodnoceno působení časově závislého chování betonu na konstrukci [8, 38, 37]. Deformace v průběhu životnosti mostu je získán z rozdílu celkových svislých průhybů na konci životnosti a při uvedení do provozu. Průběh deformace je zobrazen obr. 9.14. Největší průhyb je 31,3 mm ve středním poli. Poměr rozpětí středního pole ku maximálnímu průhybu je $31,3/105000$ což přibližně odpovídá poměru $1/3400$. Tento průhyb by neměl mít razantní dopad na funkci konstrukce, průhyb může být eliminován návrhem nadvýšení.



Obrázek 9.14: Průhyb mostu od uvedení do provozu do konce životnosti

Kapitola 10

Posouzení mezního stavu únosnosti

10.1 Ohyb a normálová síla

Mezní stav únosnosti je ověřen u dvou nejvíce namáhaných průřezu, ve středu pole a nad pilířem, na kombinaci ohybový moment a normálové síly v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. Moment únosnosti průřezu je stanoven pomocí teorie mezních přetvoření. Výchozím stavem pro výpočet je počáteční napětí a přetvoření průřezu a výztuže. Připočtením přírůstku přetvoření k výchozímu stavu je dosaženo mezního přetvoření v rozhodujících vláknech a porušení průřezu. U betonu je uvažováno s působením podle bilineárního diagramu, pro který platí hodnoty mezního přetvoření $\varepsilon_{c3} = 1,75 \times 10^{-3}$ a $\varepsilon_{cu3} = 3,50 \times 10^{-3}$. U předpínací výztuž je brána hodnota meze kluzu $7,299 \times 10^{-3}$ u které je ověřeno překročení pro ε_p . Do výpočtu uvažujeme zjednodušenou geometrii průřezu.

10.1.1 Výpočet průřezu nad podporou v čase uvedení do provozu

Hodnoty pro výpočet řezu nad podporou jsou brány ve vzdálenosti efektivního průřezu od pilíře.

z_D [m]	b [m]
5,75	14,1
5,3	1,4
0,6	7,0

Tabulka 10.1: Geometrie průřezu

Hodnoty počátečního napětí jsou získány od stálého zatížení v době uvedení do provozu pro zvolený průřez.

Vlákna	Horní	Dolní
σ [MPa]	-4,4	-13,6
z_D [m]	5,75	0,0

Tabulka 10.2: Počáteční napětí v betonu

Počáteční přetvoření betonu je vypočítáno z hodnot počátečního napětí a modulu pružnosti dle vztahu 10.1

$$\varepsilon_{pocatecni} = \frac{\sigma}{E_{MSU}} \quad (10.1)$$

kde: E_{MSU} je modul pružnosti
 $\varepsilon_{pocatecni}$ je počáteční přetvoření betonu
 σ je počátečního napětí

Modul pružnosti $E_{MSU} = 15428,6$ MPa je stanoven pro přetvoření $\varepsilon_{c3} = 1,75 \times 10^{-3}$ a návrhovou pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = 27$ MPa.

Vlákna	Horní	Dolní
$\varepsilon_{pocatecni}$ [$\cdot 10^{-3}$]	-0,285	-0,881
z_D [m]	5,75	0,00

Tabulka 10.3: Počáteční přetvoření v betonu

K porušení betonu dojde při dosažení přetvoření $\varepsilon_{cu3} = 3,50 \times 10^{-3}$. V průřezu nad podporou je tato hodnota dosažena v dolních vláknech. Přírůstek přetvoření je tedy $\Delta \varepsilon_{cu} = 2,619 \times 10^{-3}$. Polohu neutrálné osy x průřezu se stanoví ze silové podmínky rovnováhy v průřezu postupnou iterací.

$$x_h = 2,61793 \text{ m}$$

$$x_d = 3,13206 \text{ m}$$

Na základě vypočtené neutrálné osy jsou dopočítány celková napětí a přetvoření v betonu.

z_D [m]	ε_{celk} [$\cdot 10^{-3}$]	σ_c [MPa]
5,75	2,847	0
0	-3,5	-27

Tabulka 10.4: Celková napětí a přetvoření v betonu

Následně dopočteme síly v betonu a působící momenty.

$$F_{cu} = -173 \text{ MN}$$

$$M_{cu} = 319,3 \text{ MNm}$$

Podobným postupem jsou stanoveny přetvoření a síly v předpínací výztuži. Počáteční napětí ve výztuži je získáno ze stálého zatížení na konstrukci v době uvedení do provozu. Z počátečního napětí a modulu pružnosti $E_p = 195 \text{ GPa}$ je dopočteno počáteční přetvoření ε_p . V závislosti na přírůstku přetvoření v betonu je stanoven přírůstek přetvoření výztuže a následné celkové přetvoření a napětí ve výztuži. Působící síly a momenty ve výztuži jsou vypočteny ze vztahů uvedených níže

$$F_{pu} = \sigma_{p,max} \times A_p \times n$$

$$M_{pu} = F_{pu} \times e_p$$

kde: F_{pu} je síla v předpínací výztuži
 M_{pu} je ohybový moment ve výztuži
 A_p je průřezová plocha předpínací vložky
 $\sigma_{p,max}$ je napětí v předpínací vložce

Řada	z [m]	$\sigma_{pocatecni}$ [MPa]	$\varepsilon_{pocatecni}$ [.10 ⁻³]	$\Delta\varepsilon$ [.10 ⁻³]	$\varepsilon_{celkove}$ [.10 ⁻³]	σ_p [MPa]	F_p [kN]	$M_{p,prim}$ [kNm]
2 VK3	5,41	1206,09	6,185	2,793	8,978	1445,14	8237,29	16818,51
3 VK3	5,41	1219,84	6,256	2,793	9,048	1446,05	8242,51	17010,24
4 VK3	5,61	1236,44	6,341	2,993	9,333	1449,76	8263,65	18651,22
5 VK3	5,61	1248,28	6,401	2,993	9,394	1450,55	8268,15	18829,82
6 VK3	5,61	1252,80	6,425	2,993	9,417	1450,85	8269,87	18898,01
7 VK3	5,61	1244,34	6,381	2,993	9,374	1450,29	8266,66	18770,43
8 VK3	5,61	1234,72	6,332	2,993	9,325	1449,65	8263,00	18625,36
9 VK3	5,61	1229,02	6,303	2,993	9,295	1449,27	16521,67	37078,72
10 VK3	5,61	1220,71	6,260	2,993	9,253	1448,72	16515,35	36828,14
11 VK3	5,61	1210,59	6,208	2,993	9,201	1448,04	8253,83	18261,32
12 VK3	5,61	1207,08	6,190	2,993	9,183	1447,81	24757,48	54625,14
13 VK3	5,61	1226,82	6,291	2,993	9,284	1449,12	8260,00	18506,20
14 VK3	5,61	1215,42	6,233	2,993	9,226	1448,36	8255,66	18334,17
K Spoj	4,12	1237,91	6,348	1,504	7,852	1430,50	32615,34	32679,06

Tabulka 10.5: Výpočet mezního přetvoření v předpínací výztuži

Analogický výpočet provedeme s betonářskou výztuží

Řada	profil [mm]	z [m]	ks [-]	$\varepsilon_{pocatecni}$ [.10 ⁻³]	$\varepsilon_{celkove}$ [.10 ⁻³]	σ_s [MPa]
1	16	5,672	60	-0,293	2,76	435,21
2	16	0,078	60	-0,873	-3,41	-430,72

Tabulka 10.6: Počáteční přetvoření betonářské výztuže

$$F_{su} = 0,054 \text{ MN}$$

$$M_{su} = 29,2 \text{ MNm}$$

Výsledný moment únosnosti je vypočítán jako suma momentů vzniklých z působících sil v průřezu.

$$M_{Rd} = 814,3 \text{ MNm} \geq M_{Ed} = 718,8 \text{ MNm}$$

Využití 88,28 %.

Vyhovuje.

10.1.2 Výpočet průřezu nad podporou na konci životnosti

Pro MSÚ rozhoduje porušení: Drcení betonu

Beton C45/55

$$\begin{aligned} \max \varepsilon_c &= 2,901 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{c,max} = 100 \cdot 10^{-3} && \text{Vyhovuje} \\ \min \varepsilon_c &= -3,500 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{c,min} = -3,5 \cdot 10^{-3} && \text{Vyhovuje} \end{aligned}$$

$$F_{cu} = -172,284 \text{ MN}$$

$$M_{cu} = 325,212 \text{ MNm}$$

Betonářská výztuž B500B

$$\max \varepsilon_s = 2,815 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{s,max} = 45 \cdot 10^{-3} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$F_{su} = 0,149 \text{ MN}$$

$$M_{su} = 29,200 \text{ MNm}$$

Předpínací výztuž

$$\max \varepsilon_p = 8,929 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{p,max} = 20 \cdot 10^{-3} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$F_{pu} = 172,230 \text{ MN}$$

$$M_{pu} = 457,688 \text{ MNm}$$

$$M_{p,prim} = 316,809 \text{ MNm}$$

Kontrola rovnováhy

$$F_{pu} = 0,000 \text{ MN}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = 812,135 \text{ MNm} \geq M_{Ed} = 675,734 \text{ MNm}$$

Využití 83,2 %.

Vyhovuje

10.1.3 Výpočet průřezu v poli v čase uvedení do provozu

Pro MSÚ rozhoduje porušení: Přetržení předpínací výztuže

Beton C45/55

$$\begin{aligned} \max \varepsilon_c &= 13,606 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{c,max} = 100 \cdot 10^{-3} && \text{Vyhovuje} \\ \min \varepsilon_c &= -1,585 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{c,min} = -3,5 \cdot 10^{-3} && \text{Vyhovuje} \end{aligned}$$

$$F_{cu} = -54,237 \text{ MN}$$

$$M_{cu} = 9,042 \text{ MNm}$$

Betonářská výztuž B500B

$$\max \varepsilon_s = 13,287 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{s,max} = 45 \cdot 10^{-3} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$F_{su} = 0,149 \text{ MN}$$

$$M_{su} = 17,904 \text{ MNm}$$

Předpínací výztuž

$$\max \varepsilon_p = 20 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{p,max} = 20 \cdot 10^{-3} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$F_{pu} = 54,088 \text{ MN}$$

$$M_{pu} = 132,722 \text{ MNm}$$

$$M_{p,prim} = -36,208 \text{ MNm}$$

Kontrola rovnováhy

$$F_{pu} = 0,000 \text{ MN}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = 159,669 \text{ MNm} \geq M_{Ed} = 73,244 \text{ MNm}$$

Využití 45,87 %.

Vyhovuje

10.1.4 Výpočet průřezu v poli na konci životnosti

Pro MSÚ rozhoduje porušení: Přetržení předpínací výztuže

Beton C45/55

$$\begin{aligned} \max \varepsilon_c &= 14,340 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{c,max} = 100 \cdot 10^{-3} && \text{Vyhovuje} \\ \min \varepsilon_c &= -1,629 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{c,min} = -3,5 \cdot 10^{-3} && \text{Vyhovuje} \end{aligned}$$

$$F_{cu} = -54,379 \text{ MN}$$

$$M_{cu} = 8,399 \text{ MNm}$$

Betonářská výztuž B500B

$$\max \varepsilon_s = 14,005 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{s,max} = 45 \cdot 10^{-3} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$F_{su} = 0,157 \text{ MN}$$

$$M_{su} = 17,922 \text{ MNm}$$

Předpínací výztuž

$$\max \varepsilon_p = 20,000 \cdot 10^{-3} \leq \varepsilon_{p,max} = 20 \cdot 10^{-3} \quad \text{Vyhovuje}$$

$$F_{pu} = 54,222 \text{ MN}$$

$$M_{pu} = 133,848 \text{ MNm}$$

$$M_{p,prim} = -34,788 \text{ MNm}$$

Kontrola rovnováhy

$$F_{pu} = 0,000 \text{ MN}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = 160,170 \text{ MNm} \geq M_{Ed} = 89,442 \text{ MNm}$$

Využití 55,84 %.

Vyhovuje

Kapitola 11

Návrh a posouzení založení pilířů

Z důvodů situování pilířů na břehu říčky Hutná v její těsné blízkosti jsou základové patky pilířů založeny hlubinně na pilotách [9, 29]. Geografický profil se v podélné ose mostu mění [23]. Podloží je výrazně zastoupeno jemnozrnnými zeminami, a to jíly třídy F8 CH a F8 CV. V sondách se vyskytují vrstvy uhelných jílů a hlín (F6 CI, F7 MH, F8 CH) mocné až 1,7 m. Lze očekávat zlomy jak v údolí, tak i ve svazích nad údolím. Předpokládá se vliv tektoniky na proudění podzemní vody. V zájmovém území je historicky evidována sesuvná aktivita. Podzemní voda vykazuje střední agresivitu XA2 [10]. V prostoru údolní nivy říčky Hutná byla zjištěna ustálená hladina podzemní vody v hloubce 2,5 - 2,7 m pod úrovní terénu.

Typ zeminy	Konzistence	Modul E_s [MPa]
Jílovitá hlína	Velmi měkká, kašovitá	0,2 - 2
Jíl	Velmi měkká, kašovitá	2 - 15
	Měkká	5 - 25
	Tuhá	15 - 50
	Pevná, tvrdá	50 - 100
	Písčitý jíl	25 - 250
Písčitá hlína	Hlinitý písek	7 - 21
	Kyprá	10 - 24
	Ulehlá	48 - 80
Písek a štěrk	Kyprá	50 - 145
	Ulehlá	100 - 190

Tabulka 11.1: Sečnový modul deformace zemin

Návrh a posouzení bylo provedeno automaticky programem Geo5 [18] na základě výše uvedených vstupních údajů. Program GEO5 [18] je určen pro skupiny pilot s tuhou základovou deskou. Zatížení pilotové skupiny působí do středu základové konstrukce. Výpočet je proveden podle teorie druhého mezního stavu. Piloty jsou zahlobené do stlačitelného podloží.

11.1 Založení pilířů

Posouzení skupiny pilot

Vstupní data

Projekt

Datum : 11.04.2021

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Skupina pilot

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002
Výpočet pro neodvodněné podmínky : Masopust
Účinnost skupiny pilot : La Barré (ČSN 73 1002)
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	

Parametry zemín

F3 HLÍNA PISCITA+org MSO

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{oed} = 5,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

F3 HLÍNA PISCITA pevně konz MS

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 17,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 8,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

F4 JÍL PÍS tuhý CS

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 5,00 \text{ MPa}$



Pouze pro nekomerční využití



Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

F6 JÍL tuhý CI

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 18,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 14,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 4,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

S2 PÍSEK jemnozrn SP

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 33,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 30,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

F6 JÍL pevný CI

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 10,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

S2 PÍSEK jemnozrn ulehý SP

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 33,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 30,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

S4 PÍSEK jemno zvodnel SM

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 14,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Konstrukce

Šířka základové desky $b_x = 14,50 \text{ m}$
 $b_y = 14,50 \text{ m}$
Průměr piloty $d = 1,50 \text{ m}$
Počet pilot $n_x = 5$
 $n_y = 5$
Osová vzdálenost $s_x = 2,50 \text{ m}$
 $s_y = 2,50 \text{ m}$



Pouze pro nekomerční využití



Geometrie

Hloubka založení	$h_z = 3,50$ m
Vysazení piloty	$h = 0,00$ m
Tloušťka základové desky	$t = 2,50$ m
Délka pilot	$l = 30,00$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00$ kN/m³

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30,00$ MPa
Pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,90$ MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} = 33000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G = 13750,00$ MPa

Ocel podélná: B500

Mez kluzu	$f_{yk} = 500,00$ MPa
-----------	-----------------------

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	$f_{yk} = 500,00$ MPa
-----------	-----------------------

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 0,00 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,40	0,00 .. 0,40	0,00 .. -0,40	F3 HLÍNA PISCITA+org MSO	
2	1,60	0,40 .. 2,00	-0,40 .. -2,00	F3 HLÍNA PISCITA pevne konz MS	
3	1,80	2,00 .. 3,80	-2,00 .. -3,80	F4 JÍL PÍS tuhý CS	
4	1,40	3,80 .. 5,20	-3,80 .. -5,20	F6 JÍL tuhý CI	
5	0,10	5,20 .. 5,30	-5,20 .. -5,30	S2 PÍSEK jemnozrn SP	
6	8,60	5,30 .. 13,90	-5,30 .. -13,90	F6 JÍL pevný CI	
7	0,20	13,90 .. 14,10	-13,90 .. -14,10	S2 PÍSEK jemnozrn ulehý SP	
8	2,50	14,10 .. 16,60	-14,10 .. -16,60	F6 JÍL pevný CI	
9	1,50	16,60 .. 18,10	-16,60 .. -18,10	S2 PÍSEK jemnozrn SP	
10	1,60	18,10 .. 19,70	-18,10 .. -19,70	F6 JÍL pevný CI	
11	0,70	19,70 .. 20,40	-19,70 .. -20,40	S2 PÍSEK jemnozrn ulehý SP	



Pouze pro nekomerční využití





Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
12	1,20	20,40 .. 21,60	-20,40 .. -21,60	F6 JÍL pevný CI	
13	-	21,60 .. ∞	-21,60 .. -	S4 PÍSEK jemno zvodnel SM	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	110691,80	0,00	50602,80	4548,50	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	94861,00	0,00	40846,00	4548,50	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : nesoudržná zemina

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Souč. vlivu technologie - orientační hodnoty podle Sedleckého : $k = 1,00$

(1.0 - bet. bez ochrany výpažnice, tzv. oddělenou betonáží)

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti $R_s = 10409,58$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 13235,63$ kN

Svislá únosnost osamělé piloty $R_c = 23645,21$ kN

Svislá únosnost skupiny pilot $R_g = 265732,69$ kN

Maximální svislá síla $V_d = 173162,52$ kN

$R_g = 265732,69$ kN > $173162,52$ kN = V_d

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	E _s [MPa]
1	65,00
2	70,00
3	130,00
4	90,00
5	130,00
6	95,00
7	130,00
8	100,00
9	130,00

! Pouze pro nekomerční využití !

Vrstva číslo	E_s [MPa]
10	100,00
11	100,00

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

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,74$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,85$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1,26$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,07$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,06$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0,09$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,39$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$
 Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,96$

Výpočet sednutí skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Součinitel skupinového účinku $g_f = 3,11$
 Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 260908,50$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 25,0$ mm
 Celková únosnost $R_c = 260908,50$ kN
 Limitní sedání $s_{lim} = 25,0$ mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 141135,61$ kN je sednutí skupiny pilot 13,5 mm.

Posouzení skupiny pilot

Vstupní data

Projekt

Datum : 11.04.2021

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Skupina pilot

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002
Výpočet pro neodvodněné podmínky : Masopust
Účinnost skupiny pilot : La Barré (ČSN 73 1002)
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	

Parametry zemín

F3 HLÍNA+org SMO

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 5,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

F3 HLÍNA tvrdá nenasyc MS

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 17,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 8,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

F6 JÍL přímé uhlí CI

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 12,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$



Pouze pro nekomerční využití



Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 6,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

S3 PÍSEK+valouny ulehly S-F

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 33,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 30,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

F7 JÍL+ proplast uhli MV

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 14,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 7,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

F6 JÍL CI

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 10,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

S5 PÍSEK jemnozr jílovity SC

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 28,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 8,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

F8 JÍL tvrdý CH

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 16,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 21,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 7,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,37$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

F6 JÍL piscita primes CI

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 10,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$



Pouze pro nekomerční využití



Konstrukce

Šířka základové desky	$b_x = 14,50$ m
	$b_y = 14,50$ m
Průměr piloty	$d = 1,50$ m
Počet pilot	$n_x = 5$
	$n_y = 5$
Osová vzdálenost	$s_x = 2,50$ m
	$s_y = 2,50$ m

Geometrie

Hloubka založení	$h_z = 3,50$ m
Vysazení piloty	$h = 0,00$ m
Tloušťka základové desky	$t = 2,50$ m
Délka pilot	$l = 25,00$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck} = 20,00$ MPa
Pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,20$ MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} = 30000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G = 12500,00$ MPa




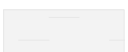

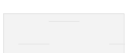

Ocel podélná: B500

Mez kluzu	$f_{yk} = 500,00$ MPa
-----------	-----------------------

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	$f_{yk} = 500,00$ MPa
-----------	-----------------------

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,40	0,00 .. 0,40	F3 HLÍNA+org SMO	
2	1,30	0,40 .. 1,70	F3 HLÍNA tvrdá nenasyc MS	
3	6,60	1,70 .. 8,30	F6 JÍL přímes uhli CI	
4	3,70	8,30 .. 12,00	S3 PÍSEK+valouny ulehly S-F	
5	1,10	12,00 .. 13,10	F7 JÍL+ proplast uhli MV	
6	9,70	13,10 .. 22,80	F6 JÍL CI	
7	6,50	22,80 .. 29,30	S5 PÍSEK jemnozr jílovity SC	
8	1,70	29,30 .. 31,00	F8 JÍL tvrdý CH	
9	-	31,00 .. ∞	F6 JÍL piscita primes CI	



Pouze pro nekomerční využití



Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	54242,90	0,00	34906,20	4476,00	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	38278,90	0,00	28045,60	3697,50	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 18,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : nesoudržná zemina

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Souč. vlivu technologie - orientační hodnoty podle Sedleckého : $k = 1,00$

(1.0 - bet. bez ochrany výpažnice, tzv. oddělenou betonáží)

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti $R_s = 10546,46$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 14072,94$ kN

Svislá únosnost osamělé piloty $R_c = 24619,40$ kN

Svislá únosnost skupiny pilot $R_g = 276680,92$ kN

Maximální svislá síla $V_d = 70563,56$ kN

$$R_g = 276680,92 \text{ kN} > 70563,56 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	E _s [MPa]
1	60,00
2	60,00
3	40,00
4	60,00
5	50,00

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

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,85$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,85$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1,00$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,08$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,06$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0,10$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,25$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$



Pouze pro nekomerční využití



Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,95$

Výpočet sednutí skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Součinitel skupinového účinku $g_f = 3,11$

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření $R_{yu} = 152011,52 \text{ kN}$

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 25,0 \text{ mm}$

Celková únosnost $R_c = 152011,52 \text{ kN}$

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

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 50368,28 \text{ kN}$ je sednutí skupiny pilot $8,3 \text{ mm}$.



Pouze pro nekomerční využití



11.2 Shrnutí

Základová deska pro pilíře je navržena o rozměrech 14,5 m na 14,5 m. Pilíře jsou založeny na 25 vrtaných velkopřůměrových pilotách. Piloty mají průměr 1,5 m. Jejich délka je 30 m. Navržené piloty přenesou svislé zatížení od konstrukce. Dle doporučení inženýrsko-geologického průzkumu [23] je vhodné provést zkušební pilotu s následnou zatěžovací zkouškou pro ověření únosnosti pilot. Na základě výsledku zatěžovací zkoušky zkušební piloty bude upravena délka pilot.

Kapitola 12

Závěr

Cílem této diplomové práce bylo navrhnout nosnou mostní konstrukci na silnici I/27 u Žiželic. Z dostupných zdrojů byly čerpány poznatky o letmo betonovaných železobetonových mostních konstrukcích. Vybraná jednokomorová mostní konstrukce o pěti polích byla zjednodušeně vymodelována, jako prutový model, a zatěžována ve výpočetním softwaru MIDAS [31]. Z tohoto softwaru byly následně získány vnitřní síly v konstrukci.

V rámci této diplomové práce byl navržen postup realizace zohledňující zvolenou metodu výstavby letmou betonáží. Na základě postupu výstavby byly navrženy rozměry mostní konstrukce s náběhy pro vytvoření subtilní konstrukce. Dále byly navrženy předpínací kabely, aby byly vyrovnány deformace od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a zatížení dopravou. Současně byla navržena předpínací výztuž pro předpnutí mostovky. U předpětí bylo dbáno na omezení napětí s ohledem na omezení vzniku a propagace trhlin. Předpínací výztuž vyhověla posouzení na ohyb a byla doplněna o minimální betonářskou výztuž. Následně byly posouzeny železobetonové pilíře na vzpěr a ohyb, stejně jako ostatní navržené prvky v konstrukci. Na závěr práce byly orientačně navrženy piloty v základech pilířů. Výsledky všech posouzení vyhověly na stanovená zatížení. Tím byla ověřena únosnost navržené nosné mostní konstrukce a byly dosaženy stanovené cíle této práce.

Mostní konstrukce byla navržena bezpečně a vyhovuje. Nedílnou součástí diplomové práce jsou technická zpráva a výkresová dokumentace.

Literatura

- [1] *ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 2: Zatížení mostů dopravou.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [2] *ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-1: Obecná zatížení. Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004.
- [3] *ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-6: Obecná zatížení. Zatížení během provádění.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [4] *ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [5] *ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-4: Obecná zatížení. Zatížení větrem = Národní příloha - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1- 4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [6] *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [7] *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [8] *ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Betonové mosty. Navrhování a podrobná pravidla.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
- [9] *ČSN EN 1997-1 (731000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [10] *ČSN EN 206-1 Beton: část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [11] *ČSN EN 1990 (730002) - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2nd edition, 2021.

- [12] ČSN 73 6101 *Projektování silnic a dálnic*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [13] ČSN 73 6200 (736200). *Mostní názvosloví = Bridges. Terminology*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.
- [14] ČSN 73 6201 (736201). *Projektování mostních objektů*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.
- [15] ČSN 73 6214 *Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [16] ČSN 73 6242 *Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [17] ČSN EN 1337 (736270). *Stavební ložiska*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2002.
- [18] GEO5 Skupina pilot, 2021. Dostupné z: <<https://www.fine.cz/geotechnicky-software/skupina-pilot/>>.
- [19] ŠAFÁŘ, R. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokodů*. Praha : ČVUT, 1th edition, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [20] ŠAFÁŘ, R. *Betonové mosty 2: přednášky*. Praha : ČVUT, 1th edition, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [21] ŠAFÁŘ, R. *Betonové mosty 1: přednášky*. Praha : ČVUT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [22] Autodesk. Autodesk AutoCAD 2021, 2021. Dostupné z: <www.autodesk.cz>.
- [23] Ředitelství silnic a dálnic ČR. Silnice I/27. Dostupné z: <<https://www.rsd.cz>>. Accessed 19 April 2021.
- [24] Free Software Foundation, Inc. Texmaker 5.0.4., 2021. Dostupné z: <<https://www.xmlmath.net/texmaker/>>.
- [25] Freyssinet. Předpínací systém Freyssinet. Dostupné z: <<http://www.freyssinet.cz>>. Accessed 19 June 2021.
- [26] HOLICKÝ, M. e. a. *Zatížení stavebních konstrukcí: příručka k ČSN EN 1991*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-87093-89-4.
- [27] HRDOUŠEK, V. e. a. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokodů*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-87093-90-0.
- [28] MACHÁČEK, J. e. a. *Navrhování ocelových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1993-1-1 A, ČSN EN 1993-1-8: navrhování hliníkových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1999-1*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2009. ISBN 978-80-87093-86-3.

- [29] MASOPUST, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [30] Microsoft. Microsoft Office, 2019. Dostupné z: <<https://www.microsoft.com>>.
- [31] MIDAS software s.r.o. MIDAS (version 2020), 2020. Dostupné z: <<https://www.midas-sw.cz>>.
- [32] MONDORF, P. E. *Concrete bridges*. New York : Taylor and Francis, 1th edition, 2006.
- [33] PROCHÁZKA, J. e. a. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha : Informační centrum ČKAIT, 1th edition, 2010. ISBN 978-80-87438-03-9.
- [34] SCHENK, C. MiKTeX 21.2, 2021. Dostupné z: <<https://miktex.org/>>.
- [35] STRÁSKÝ, J. – NEČAS, R. Designing and constructing prestressed bridges. 2020, s. 412–425. Dostupné z: <<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/dcpb.63853>>. Accessed 19 April 2021.
- [36] STRÁSKÝ, J. *Betonové mosty*. Praha : ČSSI, 1th edition, 2001. ISBN 80-86426-05-X.
- [37] ZICH, M. – NAVRÁTIL, J. Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na deformace letmo betonovaného mostu přes Vltavu u Vepřeku. *Beton: technologie - konstrukce - sanace*. Praha: Česká betonářská společnost. 2011, 01, s. 88. ISSN 1213-3116.
- [38] ZICH, M. – NAVRÁTIL, J. Long-term deflections of cantilever segmental bridges. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*. 2013, 03, s. 06. ISSN 1822-427X.

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh mostu na silnici I/27 u Žiželic

The design of bridge structure on road I/27 near Žiželice

Část D: Výkresová část

Bc. Hana Svěráková

Studijní program: Stavební inženýrství

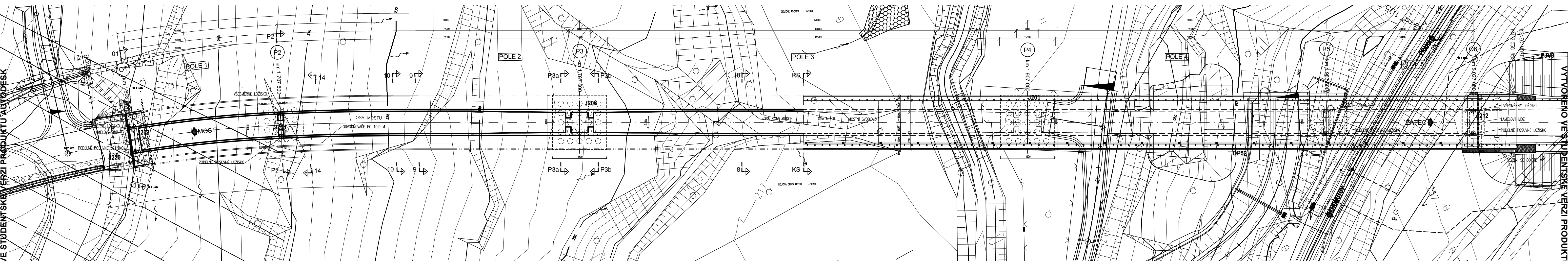
Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Praha 2021

Seznam výkresů

Číslo	Název výkresu	Měřítko
01.	Půdorys	1:500
02.	Podélný řez	1:500
03.	Vzorové příčné řezy	1:100
04.	Příčný řez nad podporou, pohled na pilíř P4	1:100
05.	Výkres předpínací výztuže - řez	1:100
06.	Výkres předpínací výztuže - podélný řez	1:250
07.	Výkres předpínací výztuže - vahadlové kabely	1:250
08.	Postup výstavby	1:1500

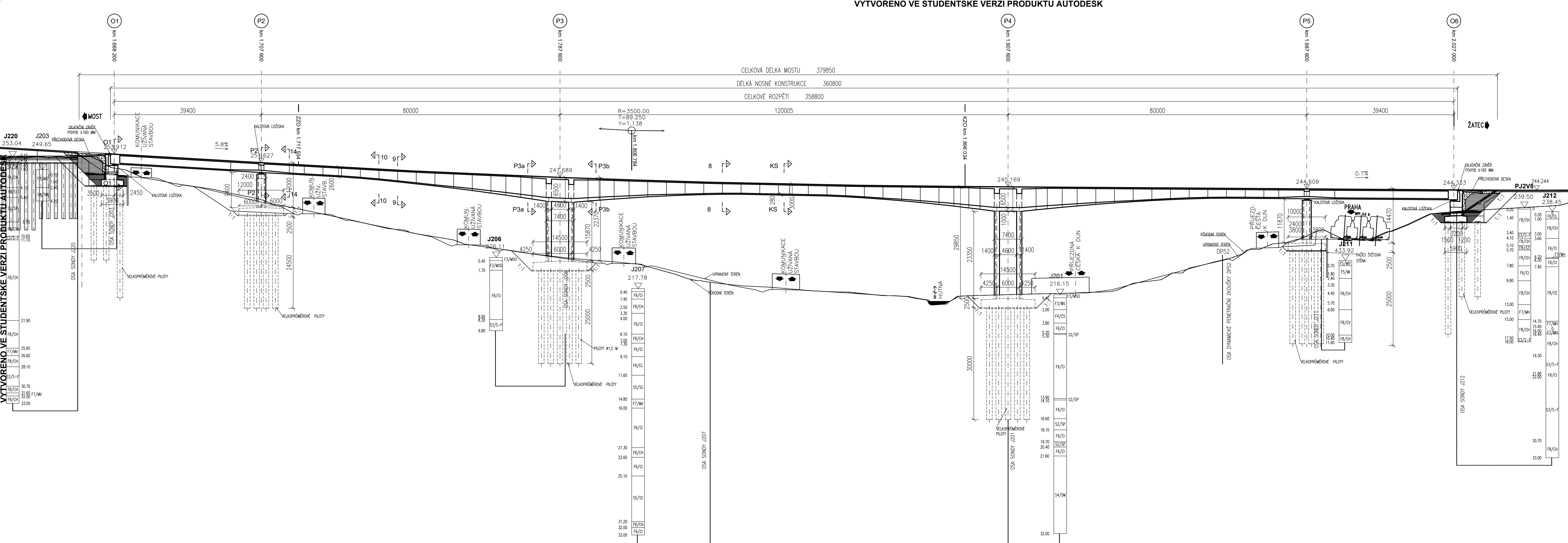


VYTVOŘENO VE STUDENTSKÉ VERZI PRODUKTU AUTODESK


VYTVOŘENO VE STUDENTSKÉ VERZI PRODUKTU AUTODESK

MATERIÁLY:
 BETON C45/55 XF3+XD1
 PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ Y1860S7-15,7
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

 <p>ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí</p>		studijní program: Stavební inženýrství studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
diplomová práce: NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC		datum: 5/2021
název přílohy: PŮDORYS		formát: 4xA4 měřítko: 1:500
vedoucí diplomové práce: Doc. Ing. Lukáš Vrábítek, PhD.	vypracovala: Bc. Hana Svěráčková	číslo přílohy: 01

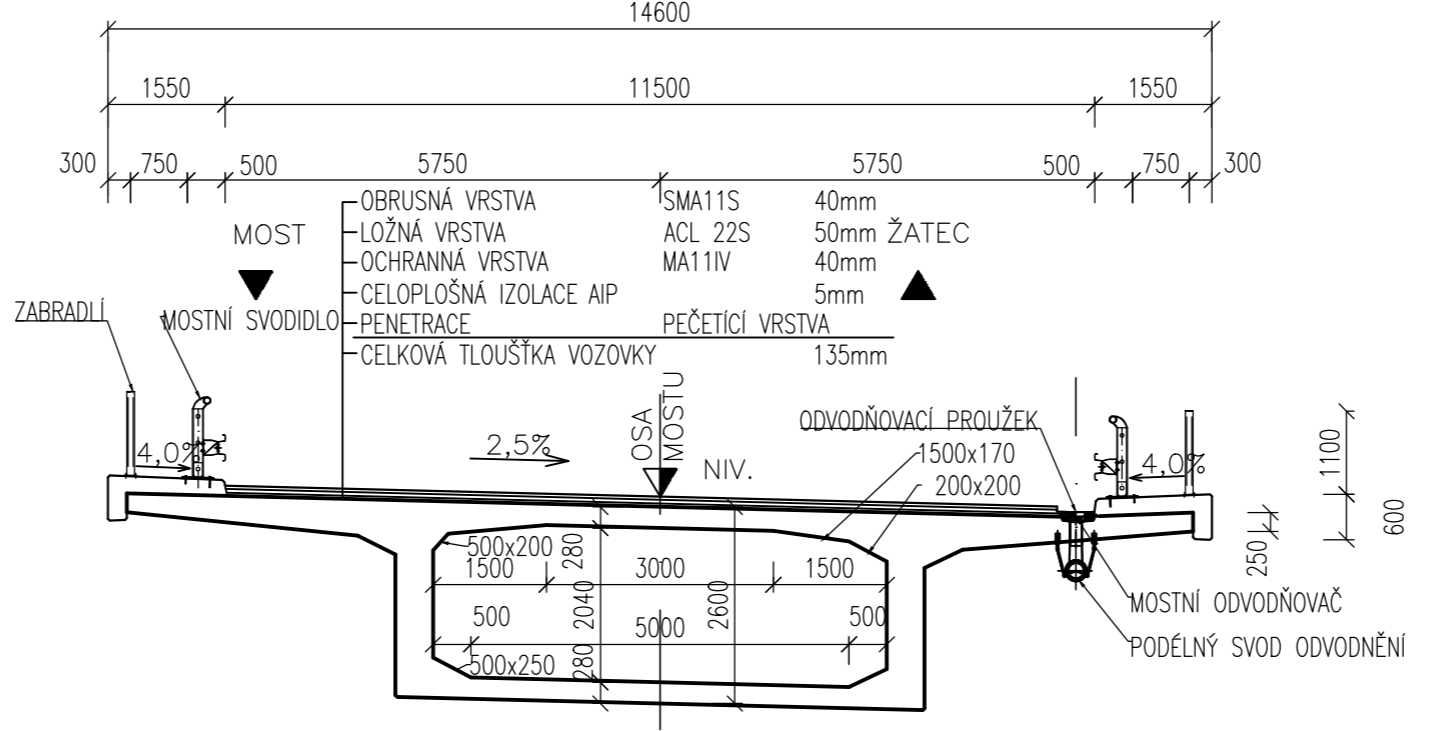


MATERIÁLY:
 BETON C45/55 XF3+XD1
 PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ Y1860S7-15,7
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

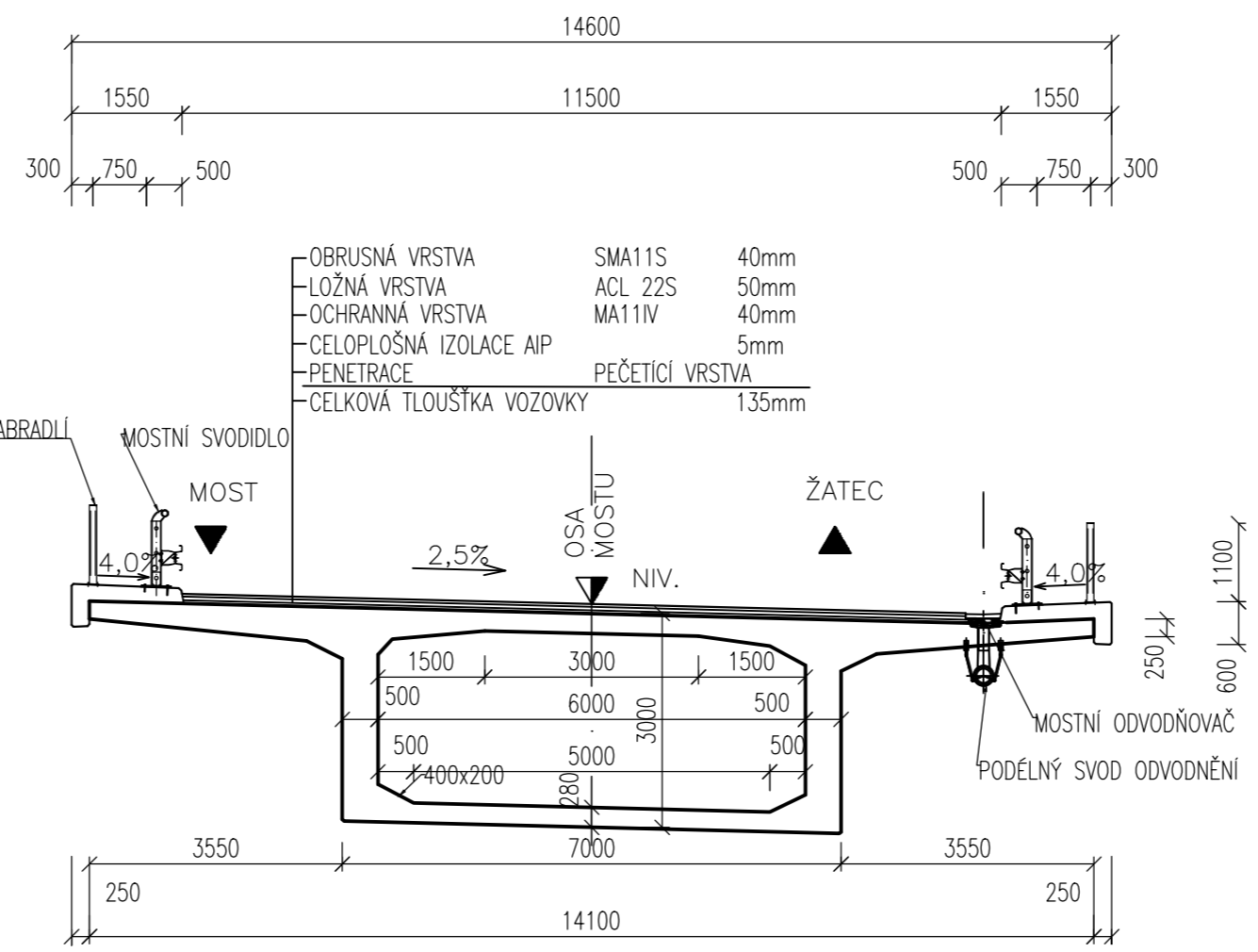
	ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí	studijní program: Stavební inženýrství
		studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
diplomová práce: NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC		datum: 5/2021
název přílohy: PODÉLNÝ ŘEZ		formát: 5x4
vedoucí diplomová práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.		měřítko: 1:500
vypracovala: Bc. Hana Svěráková		číslo přílohy: 02

VYTVOŘENO VE STUDENTSKÉ VERZI PRODUKTU AUTODESK

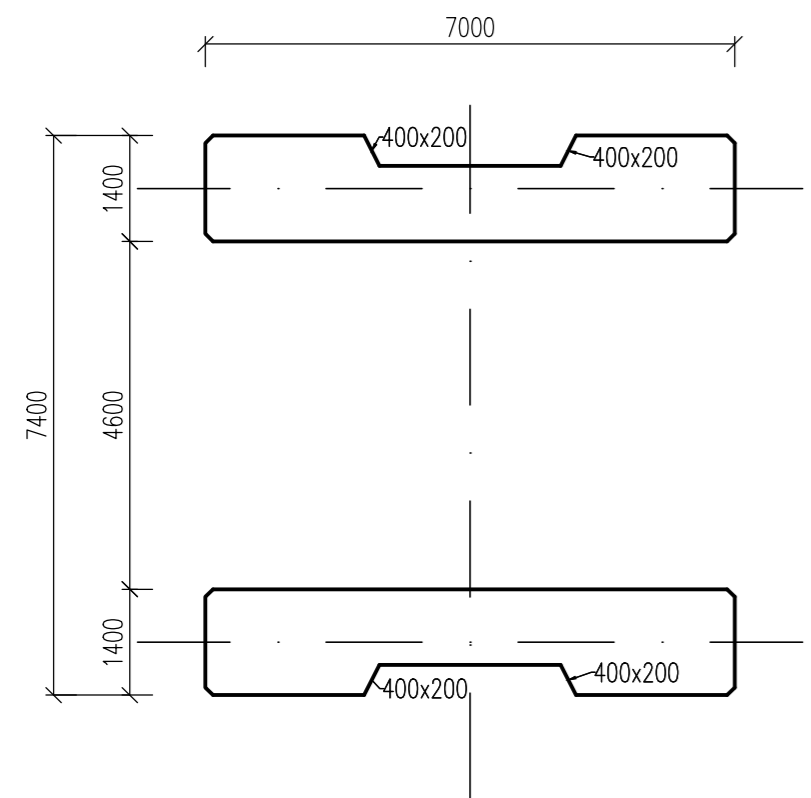
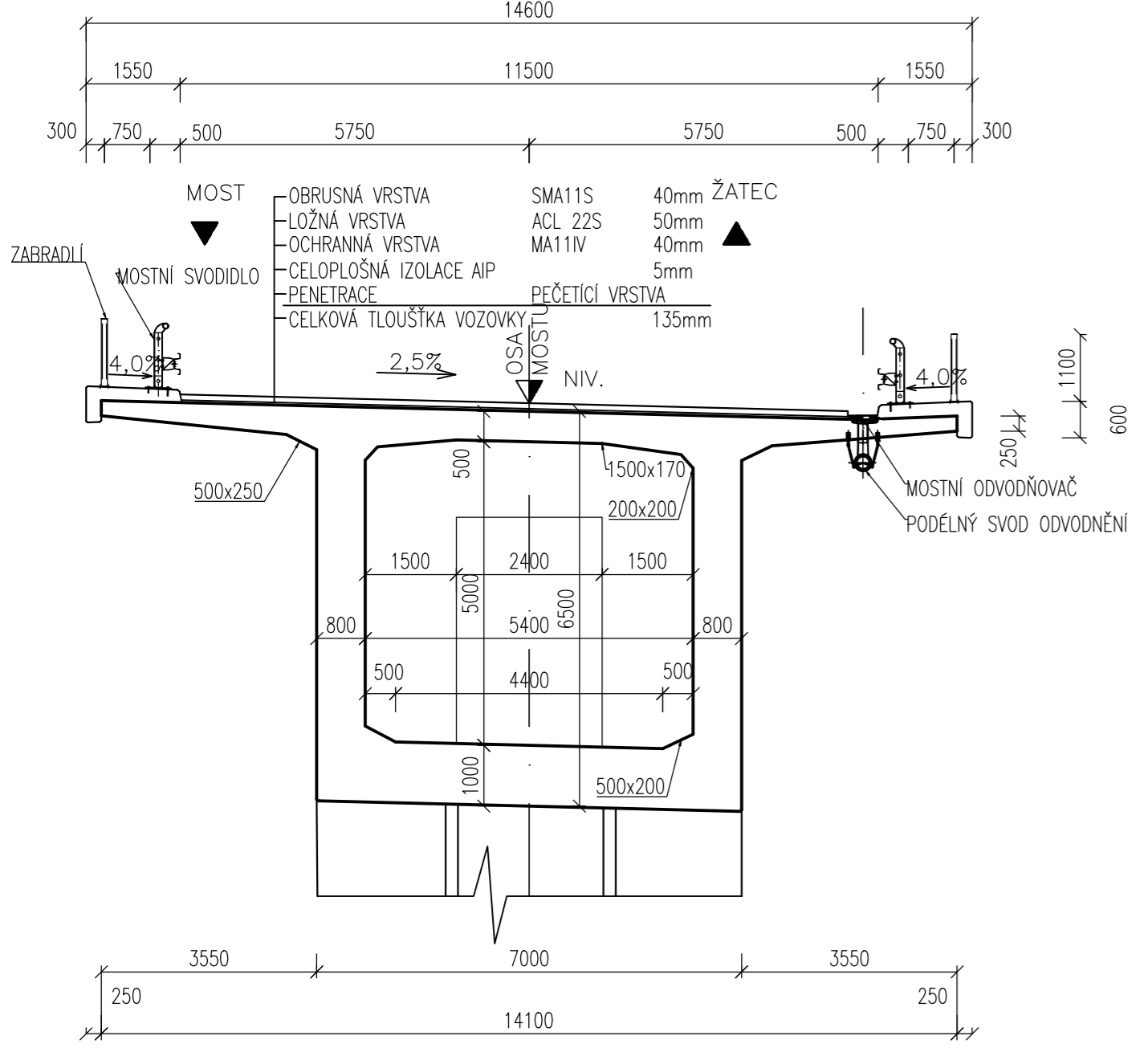
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI OP1-P2 A P5-OP6



VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ VE STŘEDU POLE P3-P4

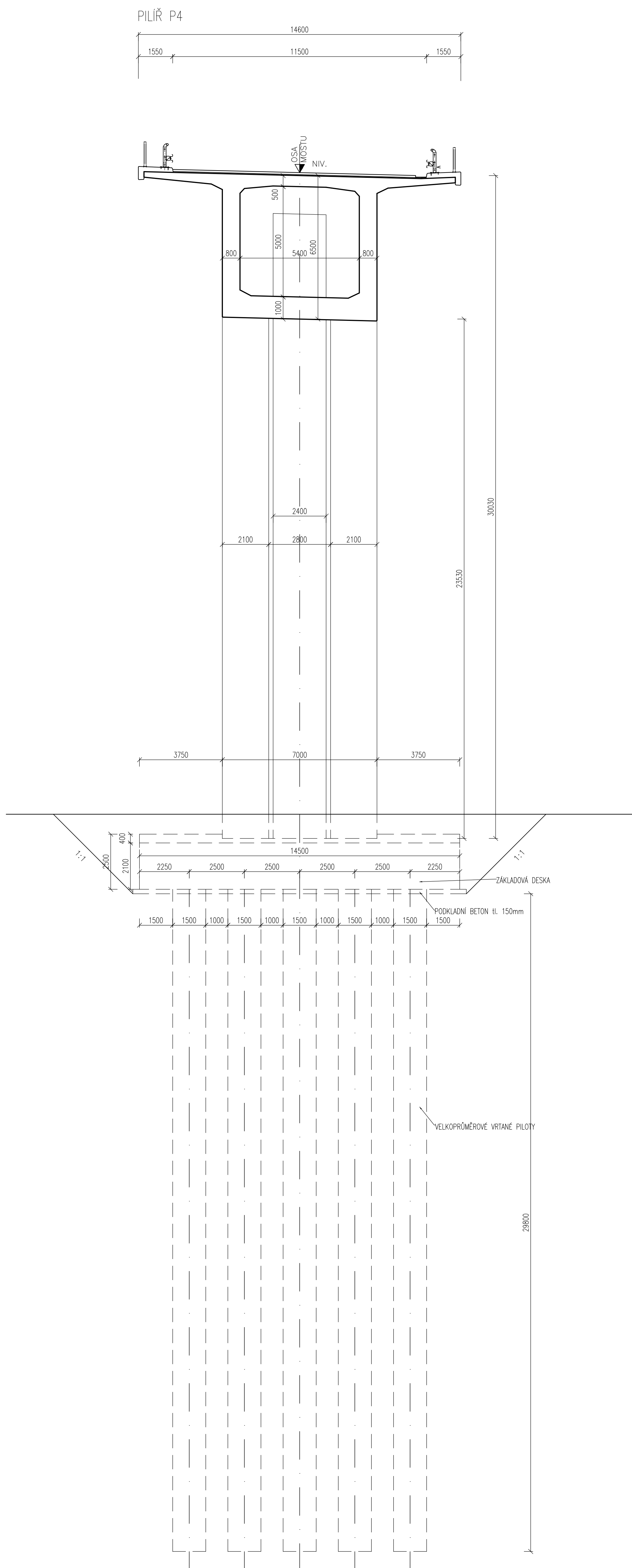


VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PILÍŘI P3 A P4



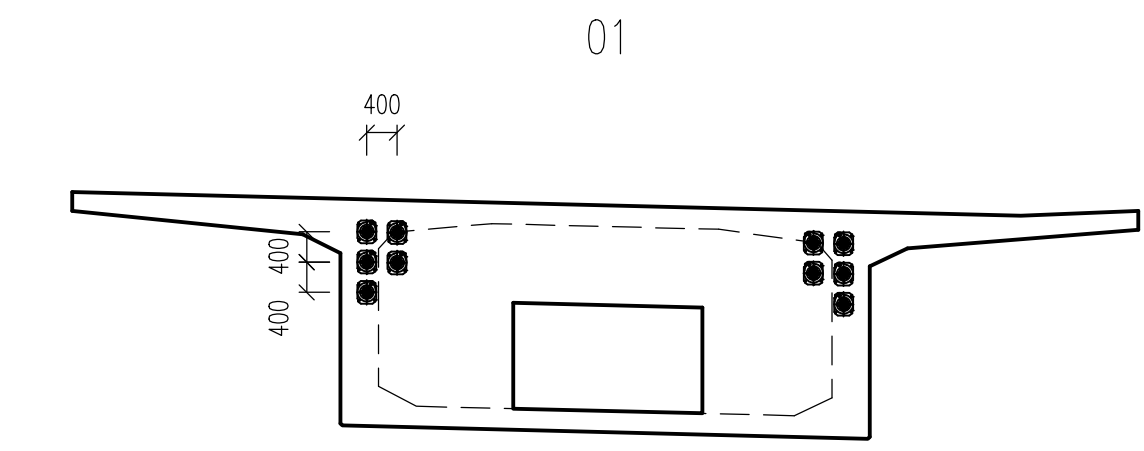
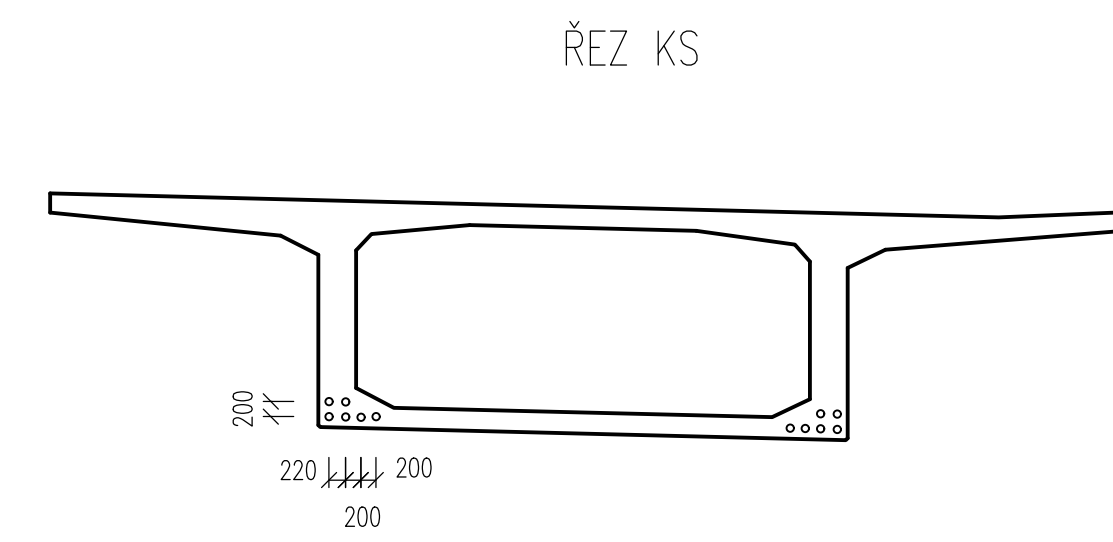
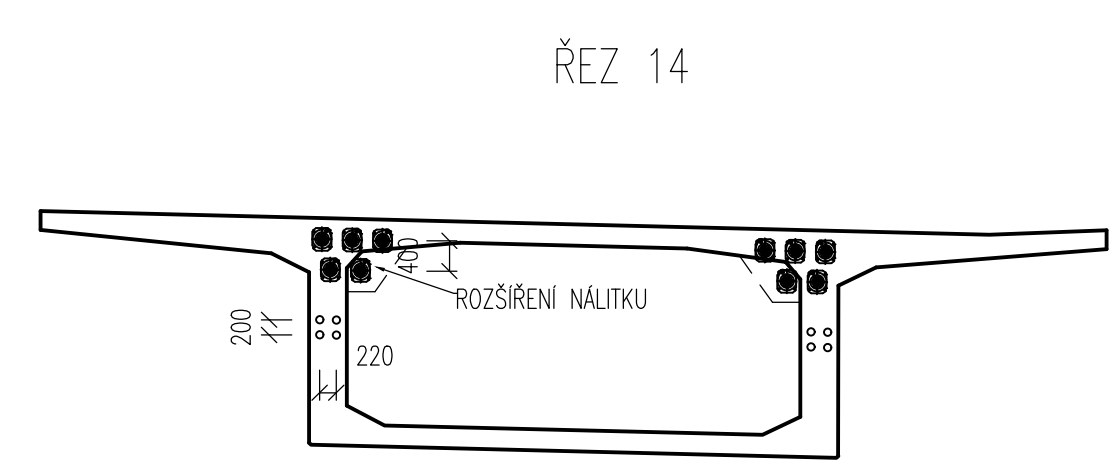
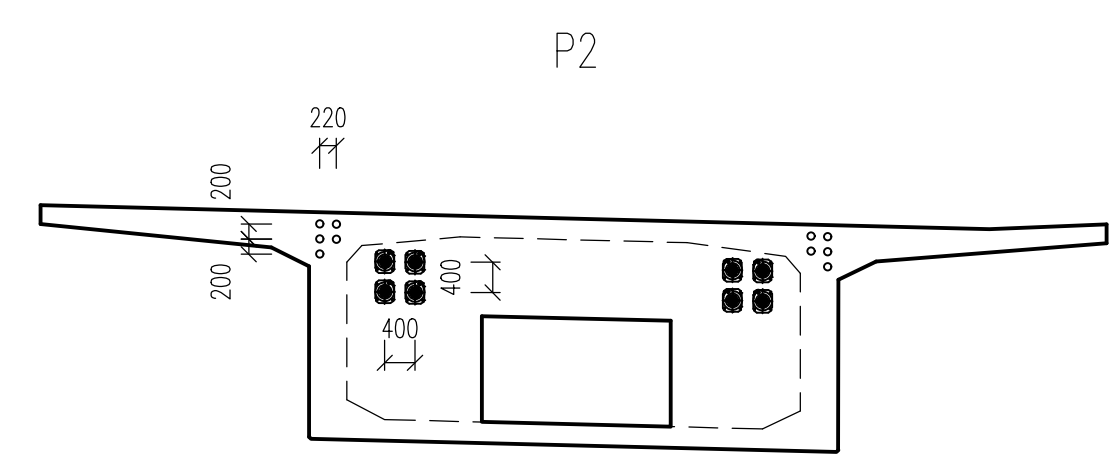
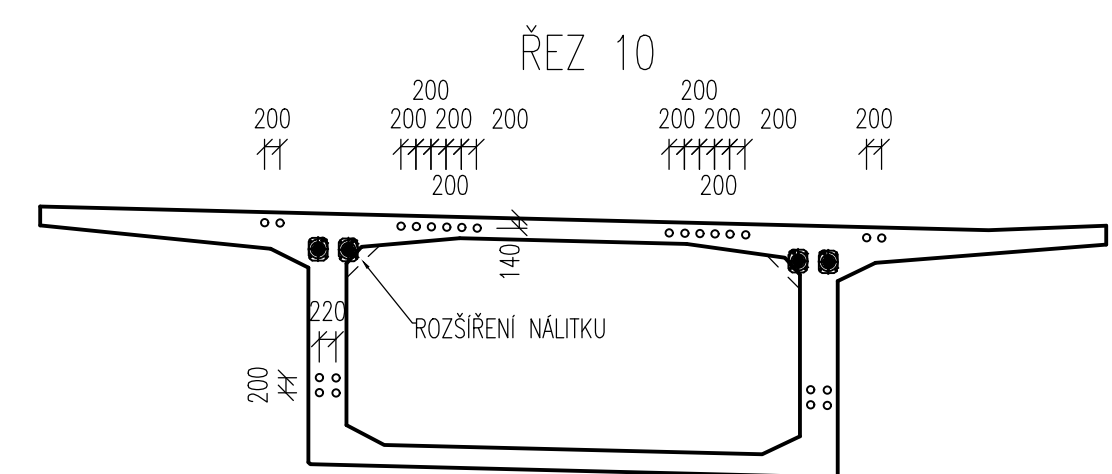
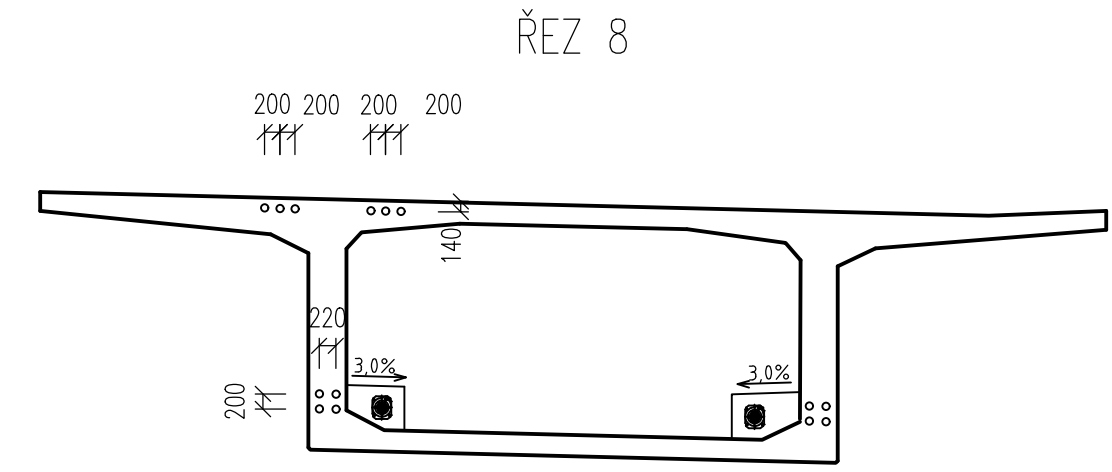
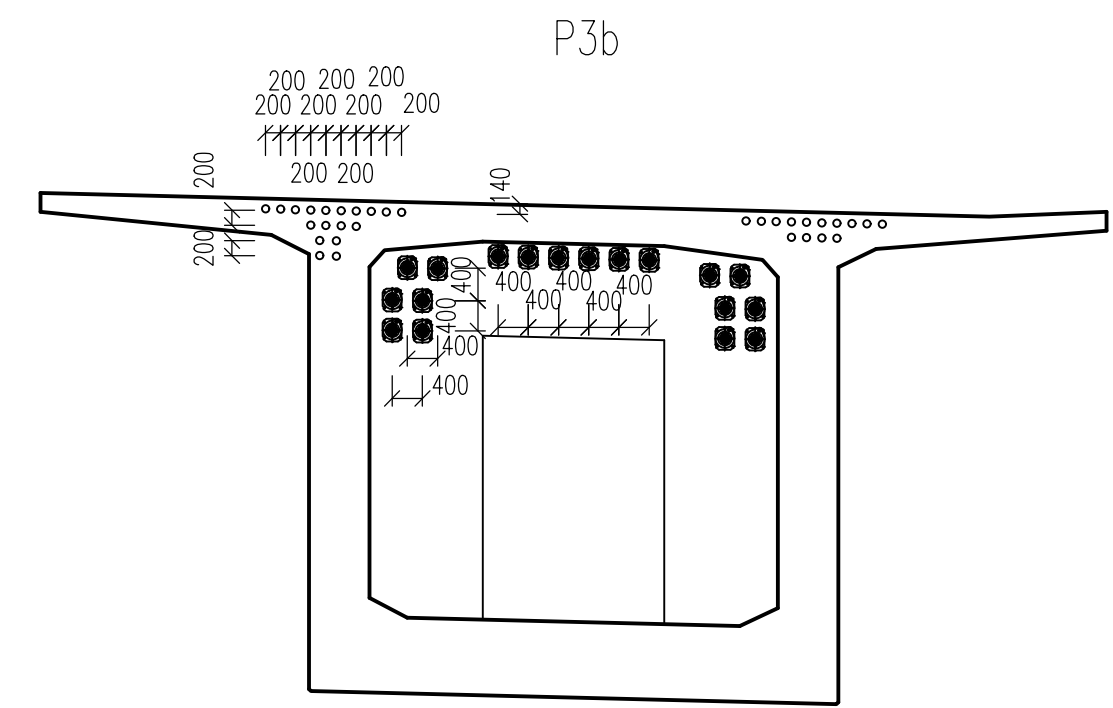
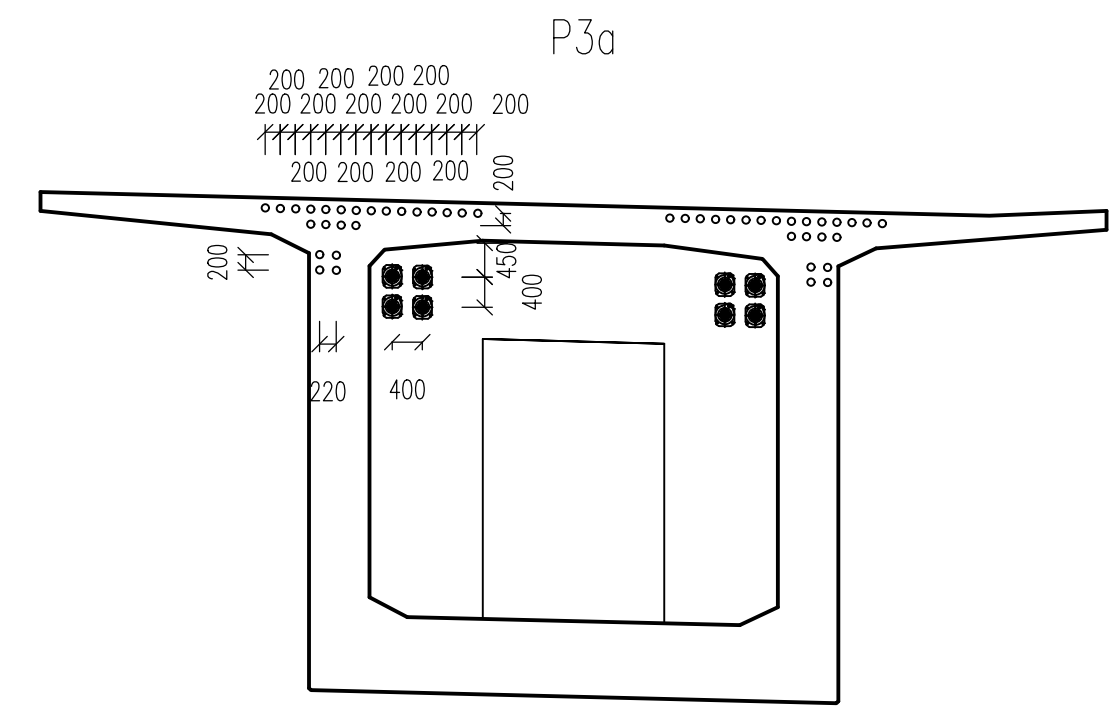
MATERIÁLY:
 BETON C45/55 XF3+XD1
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860S7-15,7
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

	ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí	studijní program:	Stavební inženýrství
		studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
diplomová práce:		datum:	5/2021
NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC		formát:	3xA4
název přílohy:		měřítko:	1:100
VZOROVÉ PŘÍČNÉ ŘEZY		číslo přílohy:	03
vedoucí diplomové práce:	vypracovala:		
Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.	Bc. Hana Svěráková		



MATERIÁLY:
 BETON C45/55 XF3+XD1
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860S7-15,7
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

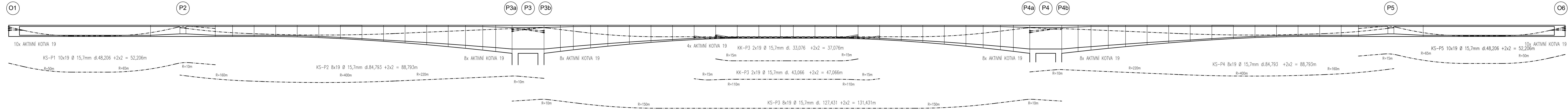
<p>ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí</p>	studijní program: Stavební inženýrství
	studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
diplomová práce: NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC	datum: 5/2021
název přílohy: PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPOROU, POHLED NA PILÍŘ P4	formát: 6xA4
vedoucí diplomové práce: Doc. Ing. Lukáš Vrěblík, Ph.D.	vypracovala: Bc. Hana Svěříčková
	měřítko: 1:100
	číslo přílohy: 04



MATERIÁLY:
 BETON C45/55 XF3+XD1
 PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ Y1860S7-15,7
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

 ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí	studijní program:	Stavební inženýrství
	studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
diplová práce:	NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC	datum: 5/2021
název přílohy:	VÝKRES PŘEDPINACÍ VÝZTUŽE – ŘEZ	formát: 4xA4
vedoucí diplomové práce:	Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.	měřítko: 1:100
vypracovala:	Bc. Hana Svěráková	číslo přílohy: 05

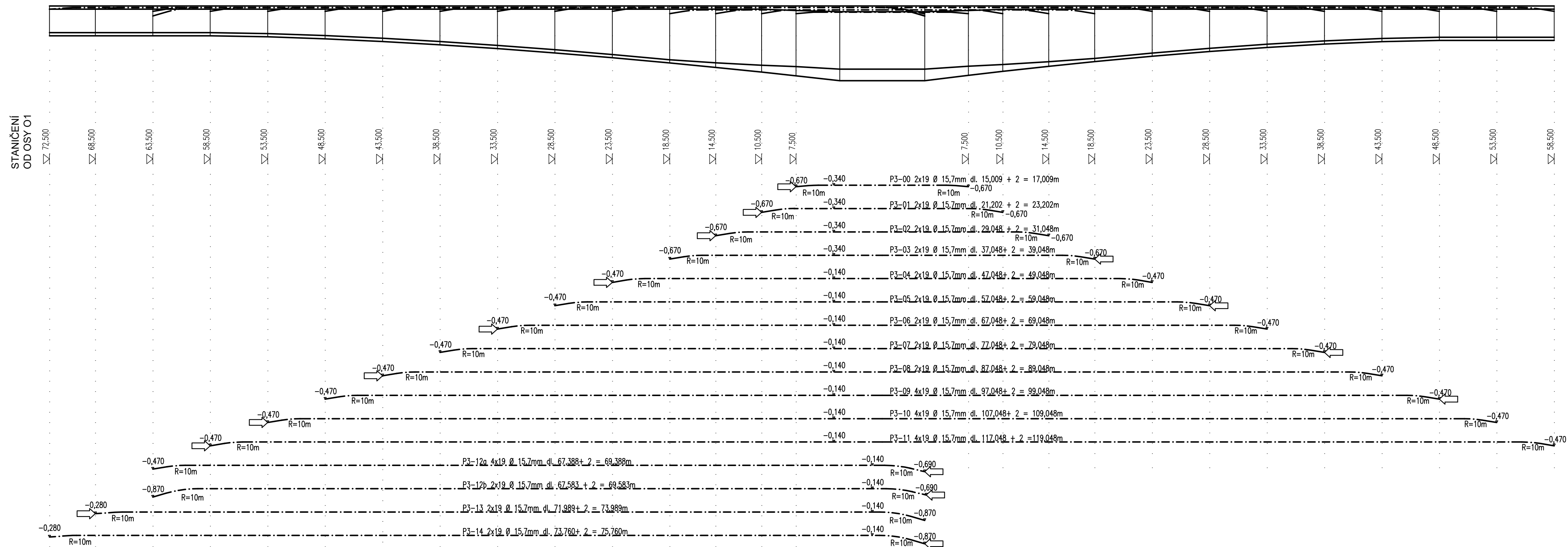
KABELY SPOJITOSTI



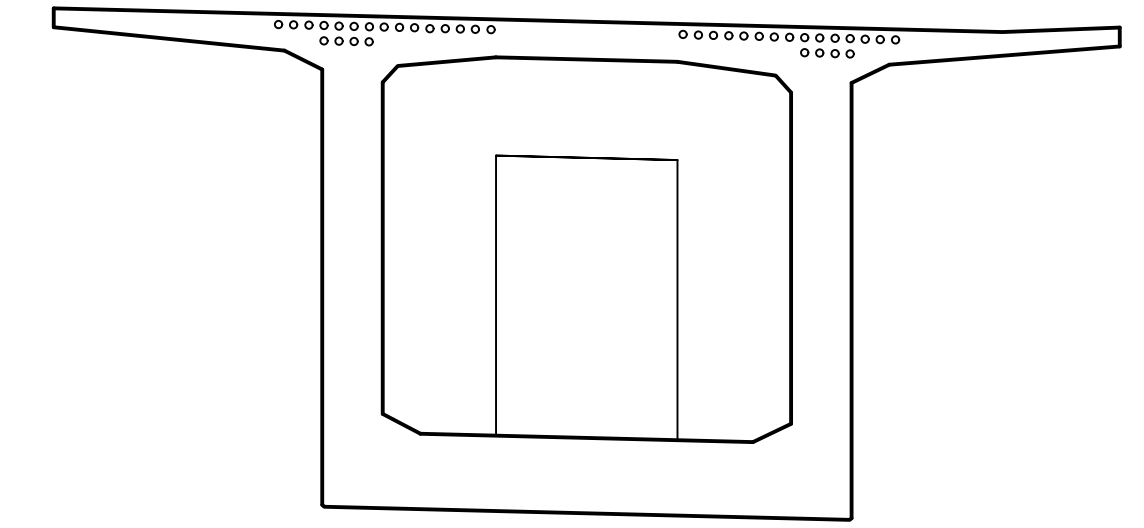
MATERIÁLY:
 BETON C45/55 XF3+XD1
 PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ Y1860S7-15,7
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

	ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí	studijní program:	Stavební inženýrství
		studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
diplomová práce:		datum:	5/2021
NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC		formát:	7xA4
název přílohy:		mřítko:	1:250
VÝKRES PŘEDPINACÍ VÝZTUŽE- PODÉLNÝ ŘEZ		číslo přílohy:	06
vedoucí diplomová práce:	vypracovala:		
Doc. Ing. Lukáš Vrábíř, Ph.D.	Bc. Hana Svěráčková		

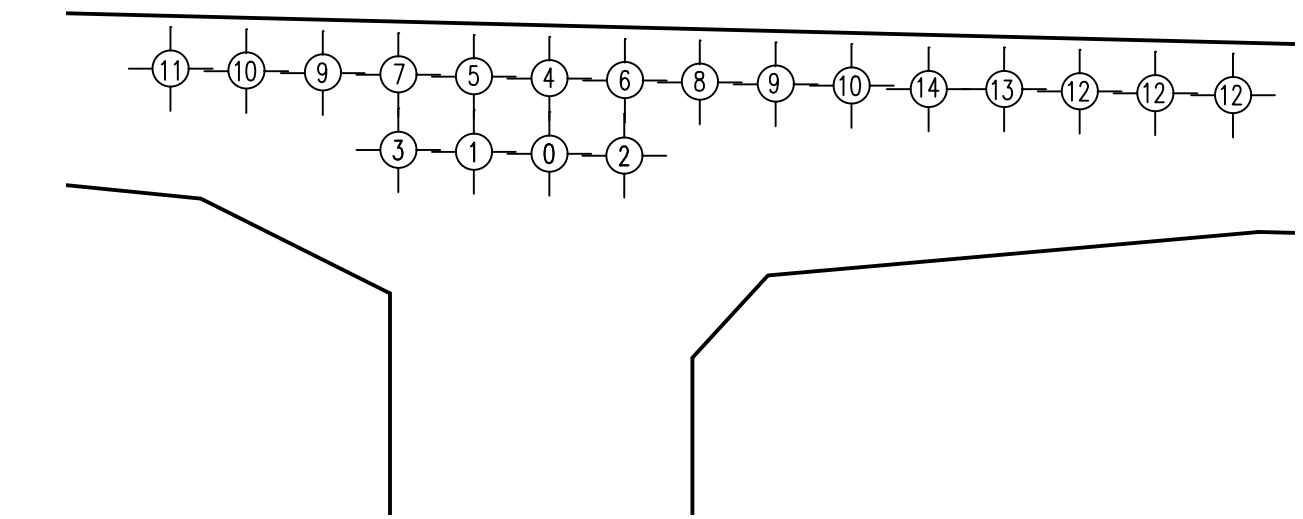
P3



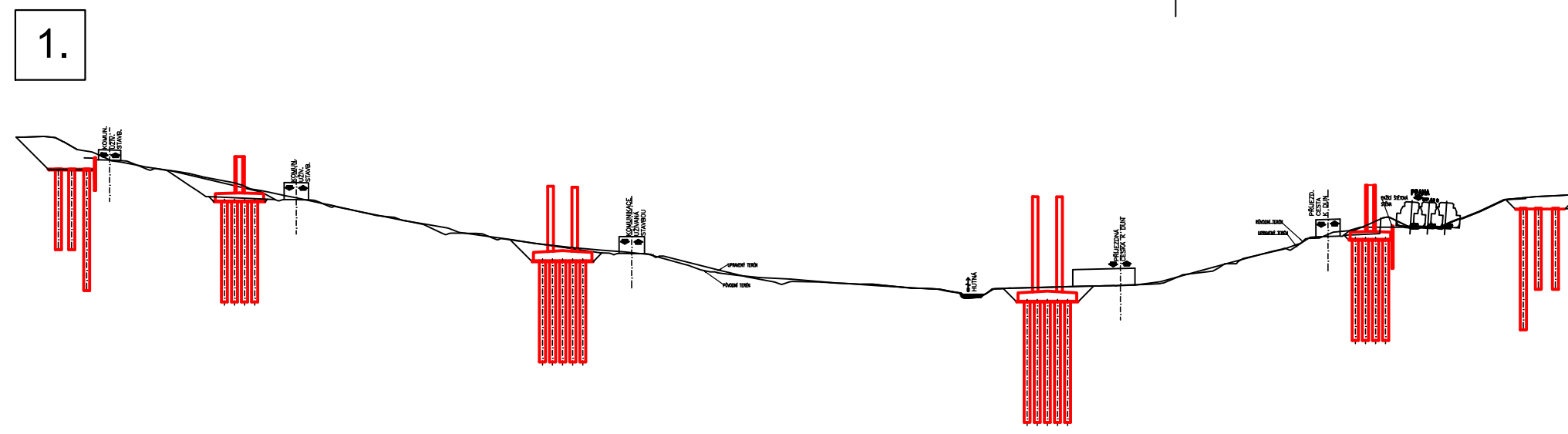
PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE PILÍŘE P2
M 1:100



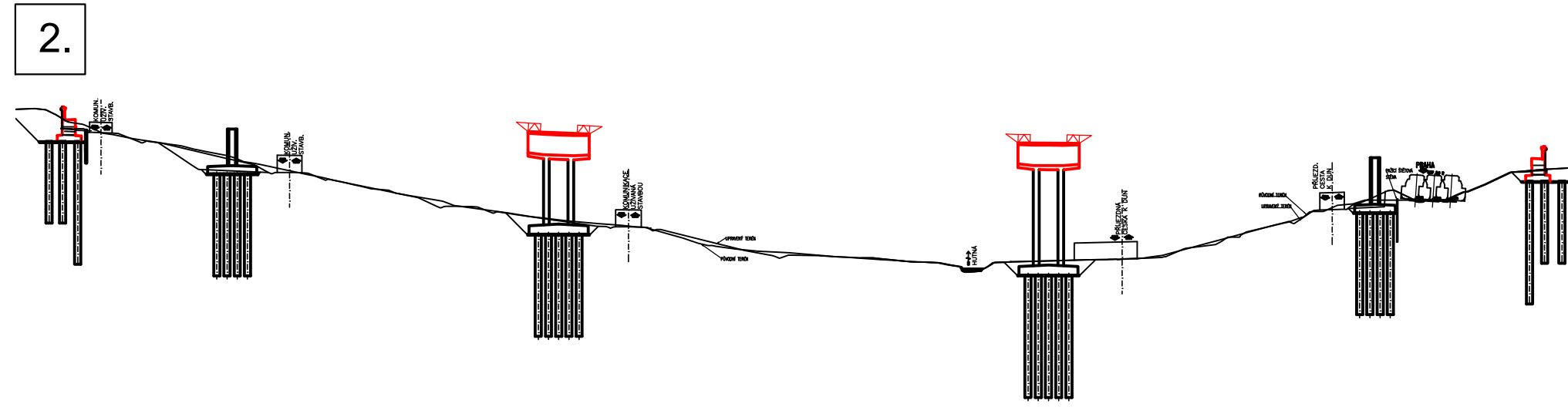
PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE PILÍŘE P2-DETAIL
M 1:20



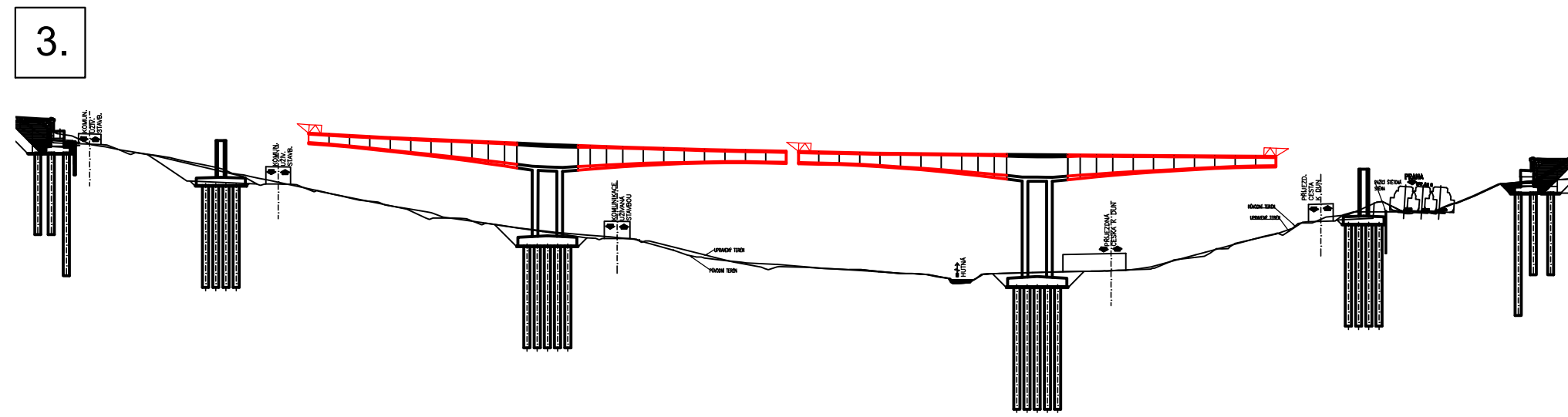
	ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí	studijní program: Stavební inženýrství
		studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
Diplomová práce: NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC		datum: 5/2021
název přílohy: VÝKRES PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE – VAHADLOVÉ KABELY		formát: 4x4
vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.		měřítko: 1:250
vypracoval: Bc. Hana Svěráková		číslo přílohy: 07



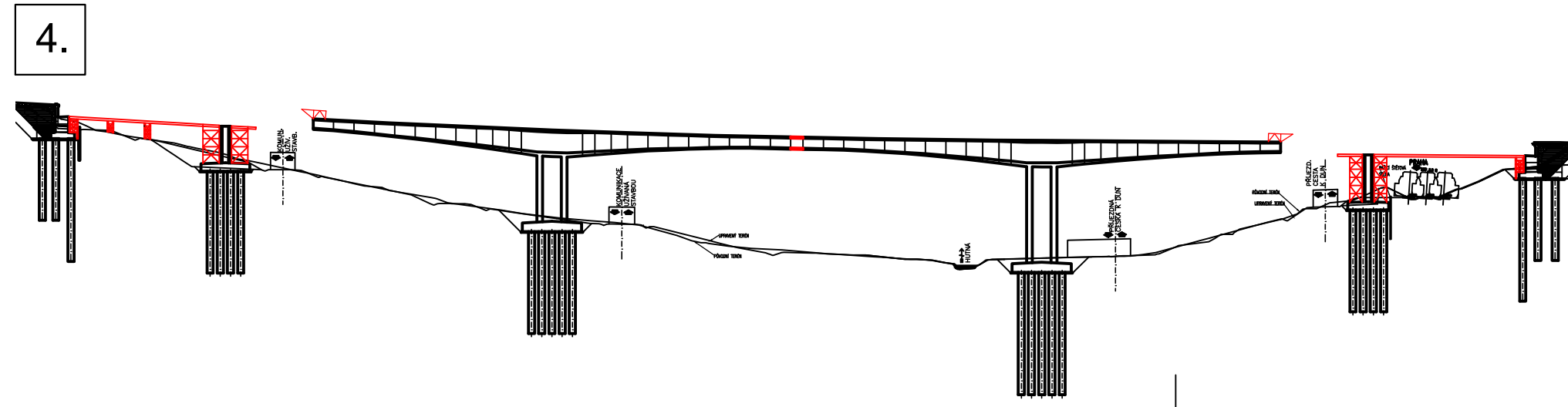
1. FÁZE:
 Sejmutí ornice,
 Výstavba staveništních cest
 Výkopové práce
 Založení a betonáž pilířů
 Založení opěr



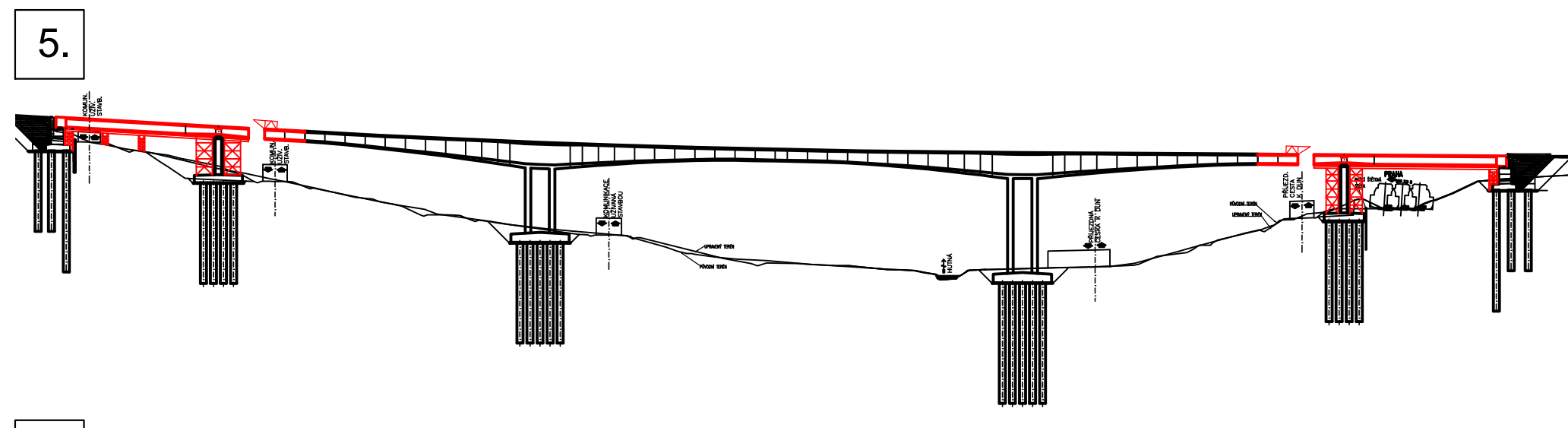
2. FÁZE
 Ztuzení pilířů
 Betonáž zárodků P3 a P4
 Betonáž opěr O1 a O6
 Příprava betonážních vozíků



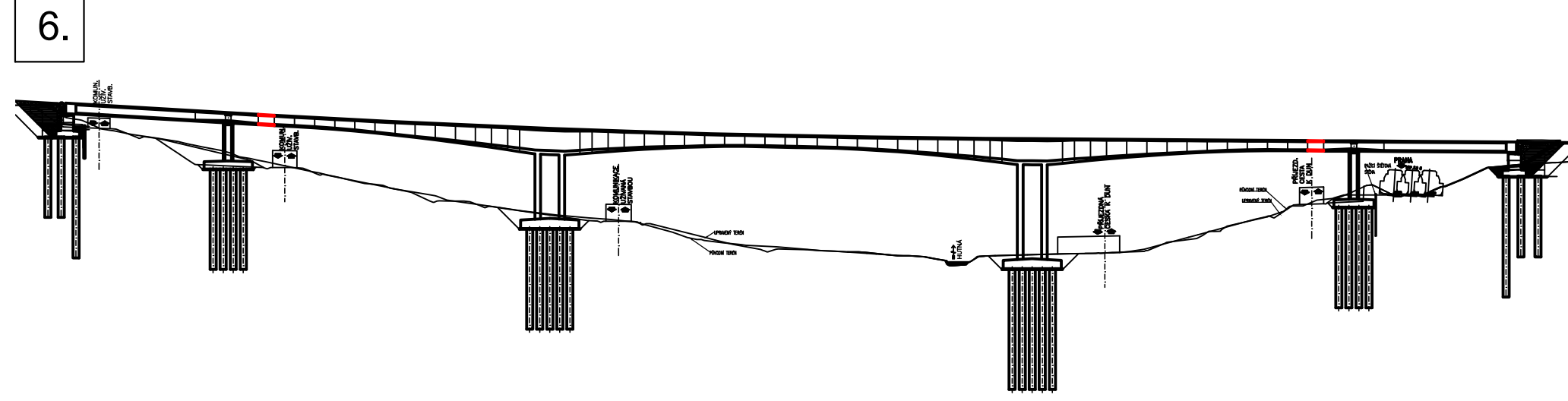
3. FÁZE
 Postupná symetrická betonáž a předpinání lamel vahadel
 Zасыпání opěr O1 a O6



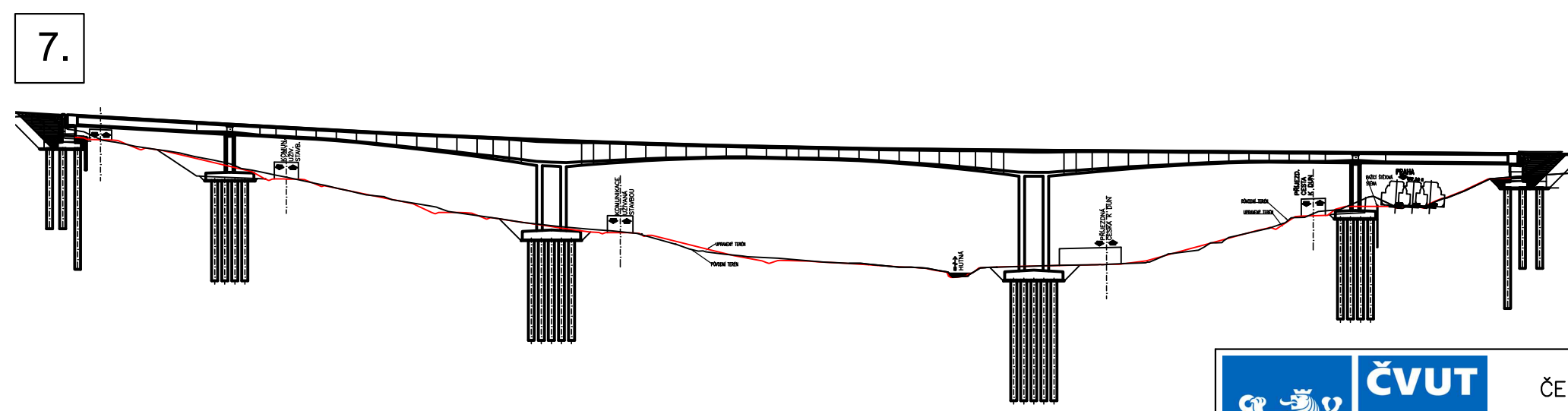
4. FÁZE
 Rozepření vahadel a následná betonáž klavážní spáry
 Demontáž betonážních vozíků
 Předepnutí 3.pole kabely spojitosti a kladnými kabely
 Montáž pevné skruže v 1. a 5. poli



5. FÁZE
 Betonáž na skruži
 Předepnutí konstrukce betonované na skruži
 Betonáž a předepnutí dvou nesymetrických lamel



6. FÁZE
 Uzavření spáry betonáží poslední nesymetrické lamely
 Demontáž skruže a betonážních vozíků
 Předepnutí kabelů spojitosti v 2. a 3. poli



7. DOKONČOVACÍ PRÁCE
 Položení izolace, vozovky
 Betonáž říms
 Osazení příslušenství
 Terénní úpravy
 Statická zatěžovací zkouška

<p>ČVUT ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE</p>	<p>ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí</p>	studijní program:	Stavební inženýrství
		studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
Předmět diplomové práce:		datum:	5/2021
NÁVRH MOSTU NA SILNICI I/27 U ŽIŽELIC		formát:	4xA4
název přílohy:		měřítko:	1:1500
POSTUP VÝSTAVBY		číslo přílohy:	08
vedoucí diplomové práce:	vypracoval:		
Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.	Bc. Hana Svěráková		