

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh vícepolového extradosed dálničního mostu Design of a multi-span extradosed highway bridge

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.

Jan Mareš

2020

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Mareš Jméno: Jan Osobní číslo: 468185
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh vícepolového extradosed dálničního mostu
Název bakalářské práce anglicky: Design of a multi-span extradosed highway bridge

Pokyny pro vypracování:

Součástí řešení bude

- 1) Rešerše na téma zavěšených a extradosed mostů s důrazem na možnosti uspořádání nosných prvků s ohledem na výhodnost chování a umožnění výstavby
- 2) Zpracování variantního komentovaného statického posouzení nosné konstrukce pro měnící se uspořádání závěsů a tuhosti jednotlivých konstrukčních prvků
- 3) Posouzení základních nosných prvků pro zvolené uspořádání konstrukce a návrh založení

Seznam doporučené literatury:

Stráský, J. (2001) Betonové mosty. Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, ČSSI, s. 103

Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce. Akademické nakladatelství CERM, s. 160

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 26. 2. 2020 Termín odevzdání bakalářské práce: 18. 5. 2020

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 bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v bakalářské 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)

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma „Návrh vícepolového extradosed dálničního mostu“ vypracoval samostatně a uvedl veškeré použité informační zdroje v seznamu použité literatury.

V Praze dne 24. 5. 2020

.....
Jan Mareš

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu bakalářské práce Ing. Radku Hájkovi Ph. D. za ochotu a vstřícnost při distančních konzultacích, cenné rady a připomínky, které mi pomohly při vypracování bakalářské práce.

Dále bych chtěl poděkovat své rodině za podporu a trpělivost při tvorbě bakalářské práce.

ANOTACE

Cílem této bakalářské práce je návrh vícepolového extradosed dálničního mostu, toto řešení bylo zvoleno na základě zpracování variantního řešení v úvodu práce. Při návrhu mostu bylo vycházeno z poznatků zjištěných v rešerši, která se zabývá mosty stejného typu. Nejprve byla navrhována základní geometrie mostu, sloužící jako podklad pro návrh předpětí v příčném i podélném směru. Následně byla konstrukce posouzena na MSP a MSÚ. K návrhu a posouzení byl použit výpočetní program SCIA Engineer. Dále bylo navrženo hlubinné založení pilířů na velkopřůměrových pilotách v programu GEO 5. Bakalářská práce obsahuje statické výpočty, doprovázené textovým komentářem, popis konstrukce, grafické výstupy z programů SCIA Engineer, GEO 5 a výkresovou část.

KLÍČOVÁ SLOVA

Extradosed, dálniční most, výška pylonu, mostovka, pilíř, vnitřní předpětí, předpjatý beton, hlubinné založení.

ABSTRACT

The subject of this bachelor's thesis is the design of a multi-span extradosed highway bridge, this solution was chosen based on the processing of a variant solution in the introduction of the thesis. The design of the bridge was based on the findings of the study, which deals with bridges of the same type. First, the basic geometry of the bridge was designed, serving as a basis for the design of prestress in the transverse and longitudinal direction. Subsequently, the construction was assessed at the MSP and MSÚ. The computer program SCIA Engineer was used for the design and assessment. Furthermore, the deep foundation of large-diameter in the GEO 5 program was proposed. The bachelor's thesis contains static calculations, accompanied by a textual commentary, a description of the structure, graphic outputs from the programs SCIA Engineer, GEO 5 and the drawing part.

KEY WORDS

Extradosed, highway bridge, pylon height, bridge deck, pillar, prestressed concrete, deep foundation

Obsah

1	ÚVOD.....	10
1.1	Poloha	10
1.2	Podklady	10
1.3	Směrové a výškové vedení	11
1.4	Variantní řešení.....	11
1.4.1	Trámový most z prefabrikovaných nosníků	11
1.4.2	Trámový most s vyloženými konzolami.....	12
1.4.3	Extradosed most.....	13
1.4.4	Zvolená varianta – Extradosed most.....	14
2	CHARAKTERISTIKA EXTRADOSED KONTRUKCE	15
2.1	Základní rozměry konstrukce	16
2.2	Kotvení lan na pylon.....	17
2.3	Výhody oproti zavěšeným a trámovým mostům	18
2.4	Materiály	19
2.5	Výstavba	20
3	MOSTY PODOBNÉHO TYPU	22
3.1	Rose Fitzgerald Kennedy bridge.....	22
3.2	Městská estakáda v Považské Bystrici.....	25
3.3	Ibi and Kiso River bridge.....	28
3.4	MS-3 bridge (Ostróda – Poland).....	29
4	NÁVRH KONSTRUKCE	31
4.1	Popis konstrukce	31
4.2	Mostovka	31
4.3	Vozovka.....	32
4.4	Odvodnění.....	32
4.5	Mostní římsy a střední dělicí pás	32
4.6	Svodidla a protihluková stěna.....	33
4.7	Výstavba mostu.....	33
4.8	Parametrizace výšky pylonu	34

4.9	Přetížení konstrukce v krajních polích	37
5	ZATÍŽENÍ.....	38
5.1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	38
5.1.1	Vlastní tíha.....	38
5.1.2	Ostatní stálé zatížení	38
5.2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ.....	39
5.2.1	Doprava model LM1	39
5.2.2	Doprava model LM3 (1800/200).....	39
5.2.3	Doprava model LM3 (3000/240).....	40
5.2.4	Zatížení davem lidí LM4	40
5.2.5	Zatížení chodníků	41
5.2.6	Zatížení teplotou	41
5.3	KOMBINACE	42
5.3.1	MSÚ.....	42
5.3.2	MSP	42
5.3.3	Hodnoty součinitelů pro mosty pozemních komunikací	42
6	STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ	43
6.1	Návrh předpětí v táhlech.....	43
6.1.1	Obálka ohybových momentů v horní desce bez předpjatých táhel	46
6.1.2	Obálka ohybových momentů v horní desce s předpjatými táhly.....	46
6.2	Návrh příčného předpětí v horní desce	47
6.2.1	Konstrukční zásady	48
6.2.2	Prostorové uspořádání kotev.....	49
6.2.3	Mezní stav omezení napětí	51
6.2.4	Výsledné napětí σ_y po vnesení příčného předpětí.....	51
6.2.5	Posouzení horní desky mostovky v místě bez příčných táhel	54
7	STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ	57
7.1	ZATÍŽENÍ MODELU	57
7.1.1	Vlastní tíha.....	57
7.1.2	Ostatní stálé zatížení	57
7.1.3	Zatížení teplotou	57

7.1.4	UDL	57
7.1.5	TS.....	57
7.2	KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	58
7.3	OMEZENÍ NAPĚTÍ V BETONU	58
7.3.1	Vlastnosti betonu	58
7.4	MOSTOVKA.....	59
7.5	Předpětí.....	59
7.5.1	Závěsy.....	59
7.5.2	Vnitřní předpětí.....	61
7.5.2.1	Konstrukční zásady.....	63
7.5.2.2	Prostorové uspořádání kotev.....	64
7.6	Posouzení MSP	65
7.6.1	Kvazi-stálá kombinace.....	65
7.6.2	Častá kombinace	66
7.6.2.1	Řez 1	66
7.6.2.2	Řez 2	66
7.6.2.3	Řez 3	67
7.6.2.4	Řez 4	68
7.6.3	Charakteristická kombinace.....	69
7.6.3.1	Řez 1	69
7.6.3.2	Řez 2	69
7.6.3.3	Řez 3	70
7.6.3.4	Řez 4	71
7.6.4	Vyhodnocení návrhu předpětí.....	71
7.7	MSÚ.....	72
7.7.1	Kombinace	72
7.7.2	Průřez 1	73
7.7.3	Průřez 3 (uprostřed hlavního pole)	75
7.7.4	Průřez 4 (nad střední podporou)	77
7.8	Pylon.....	80
7.9	Pilíř.....	82
8	NÁVRH ZALOŽENÍ.....	83
8.1	Reakce v patě pilíře.....	83

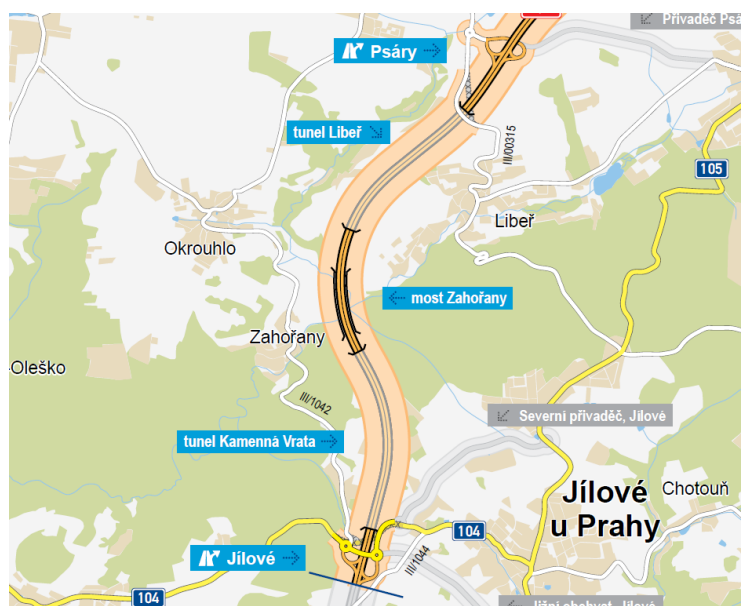
8.2	Geologický profil.....	85
8.3	Výpočet.....	85
8.3.1	Postup výpočtu.....	85
8.3.2	Konstrukce.....	86
8.3.3	Výsledky.....	87
9	ZÁVĚR.....	88
10	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....	89
11	SEZNAM PŘÍLOH.....	92

1 ÚVOD

Předmětem této bakalářské práce je návrh mostu na dálnici D3 v úseku Praha – Jílové severovýchodně od Záhořan. Pro převedení dálnice budou navrženy 3 varianty konstrukce, z nichž bude jedna vybrána a podrobněji navržena a posouzena. Součástí návrhu bude zvolení základní geometrie konstrukce, návrh předpětí v příčném i podélném směru, posouzení mostovky a návržení základů pilíře.

1.1 Poloha

Most se nachází ve Středočeském kraji severovýchodně od města Záhořany a východně od města Okrouhlo. Most je součástí dálnice D3 (Praha – Tábor – České Budějovice – Rakousko) v úseku Praha – Jílové u Prahy (km 0,000 – 9,514).



Obrázek 1 Poloha mostu Záhořany [19]

1.2 Podklady

Vstupní podklady pro návrh mostu:

- D3 Jílové DUR Půdorys
- D3 Jílové DUR Podélný profil
- D3 Jílové zaměření

Pro návrh konstrukce mostu budou z těchto dokumentů využity informace o stávajícím terénu, délce přemostění, výškovém a směrovém vedení komunikace.

1.3 Směrové a výškové vedení

Navržené směrové a výškové vedení mostu respektuje vedení nivelety navržené novostavby dálnice D3. Most se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 1260 m, délky 1600 m s dostředným sklonem 3,5 % a z části v údolnicovém oblouku o poloměru 9 000 m, zbývající část je v přímém úseku o sklonu 2,7 %.

Část mostu o délce 176 m se nachází v koncové části výškového oblouku, sklon téměř odpovídá sklonu přímého úseku, ze statického hlediska bude tato odchylka zanedbána a konstrukce bude pro výpočty modelována v jednotném sklonu.

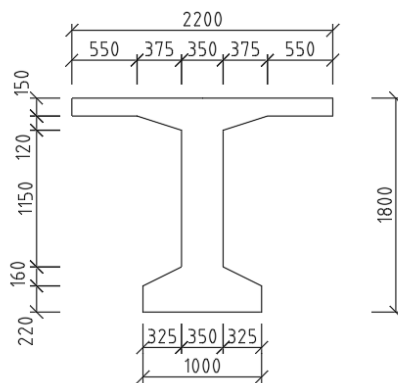
1.4 Variantní řešení

S ohledem na směrové, výškové vedení a okolní prostředí (extravilán) budou navrženy 3 variantní řešení konstrukce mostu. Poměr délky a hloubky údolí přes které je most veden není vhodný pro zvolení obloukového mostu. Vysokým pylonům zavěšeného mostu se bude snaha vyhnout s ohledem na ráz místního prostředí. Varianty budou vycházet z trémového mostu, které budou modifikovány vzhledem k ceně, vzhledu, náročnosti postupu výstavby a zařazení do místního prostředí.

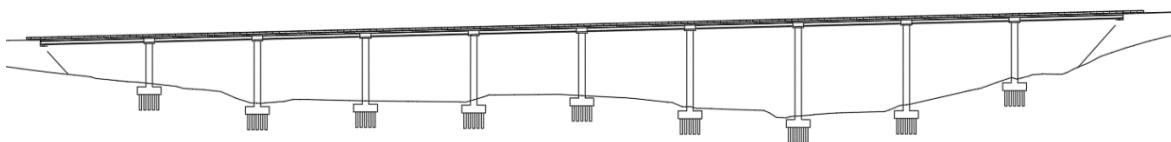
1.4.1 Trémový most z prefabrikovaných nosníků

Návrh most má rozpětí 490 m o délce polí 45 + 8x 50 + 45 m. Toto technické řešení je zvoleno jako nejekonomičtější varianta, jednotlivé prefabrikované nosníky mají stejný tvar a délku, postup výstavby se opakuje ve stejném sledu na všech mostních polích. Konstrukce mostu se skládá z 9 prefabrikovaných betonových nosníků tvaru „I“. Jednotlivé nosníky budou spřaženy s betonovou deskou o tloušťce 300 mm.

Z transportních důvodů z „prefy“ na stavenišť budou nosníky rozděleny na 3 části a následně sepnuty předpínací výztuží na staveništi, pro větší pevnost bude spoj kontaktní a vyplněný epoxidovým tmelem. Konce nosníků se v místě podepření zabetonují do monolitických příčníků, což v průběhu stavby změni svoje statické působení na spojitý nosník, na konstrukci pak dochází k redistribuci vnitřních sil. Aby se omezilo namáhání spřažené desky nad podpěrou zápornými momenty, doplní se k hornímu povrchu desky betonářská výztuž. Segmentová konstrukce bude vystavěna postupnou montáží vpřed, probíhající souvisle od jedné koncové opěry k druhé. Další segmenty je možno přivážet jak po smontované konstrukci, tak i po terénu pod mostem, s ohledem na aktuální podmínky.



Obrázek 2 Prefabrikovaný nosník

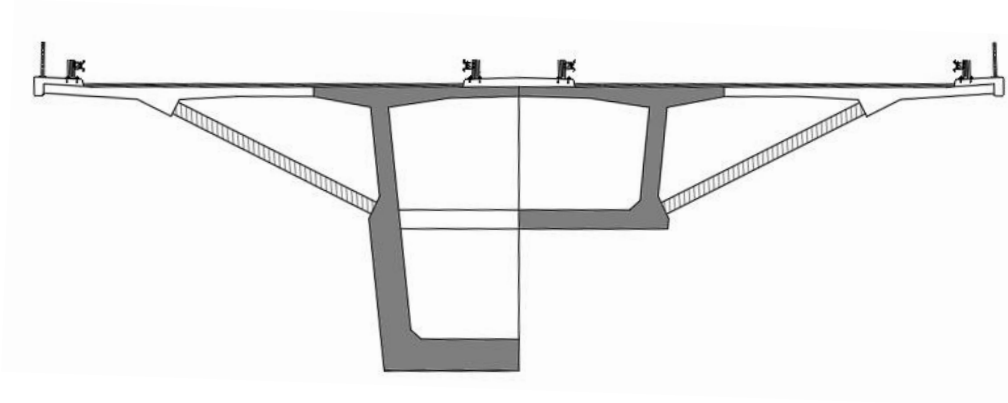


Obrázek 3 Variantní řešení – trémový most z prefabrikovaných nosníků

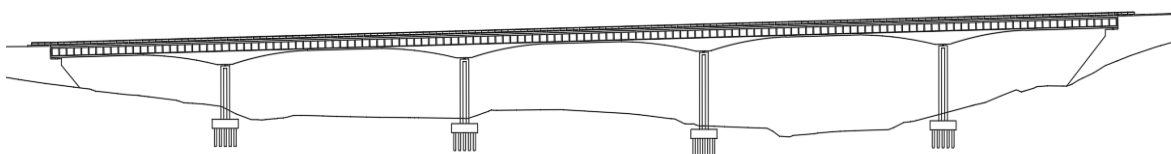
1.4.2 Trémový most s vyloženými konzolami

Most celkové délky 490 m se skládá z pěti polí o rozpětí 80+110+110+110+80 m. Mostovka šířky 30,6 m je tvořena jednokomorovým nosníkem s vyloženými konzolami, které jsou podpírány prefabrikovanými betonovými vzpěrami. V podélném směru je hlavní nosník proměnné výšky.

Mostovka je stavěna postupně v podélném i příčném směru. Nejdříve je vybetonován páteřní komorový nosník s krátkými konzolami pomocí letmé betonáže, kdy se nejdříve nad mezilehlým pilířem vybetonuje zárodek o délce 15 m, aby se na něj umístila dvojice betonážních vozíků. Délka lamely je zvolena 5 m. Jelikož je krajní pole delší než polovina hlavního pole, tak se konec tohoto pole dobetonuje na pevné skruži, aby nedošlo k ztrátě stability konstrukce. Horní deska mostovky je betonována do bednění, které je podepřené prefabrikovanými vzpěrami. Po vybetonování mostovky je horní deska příčně předepnuta a následně je osazeno mostní vybavení.



Obrázek 4 Příčný řez mostovkou



Obrázek 5 Variantní řešení - trémový most s vyloženými konzolami

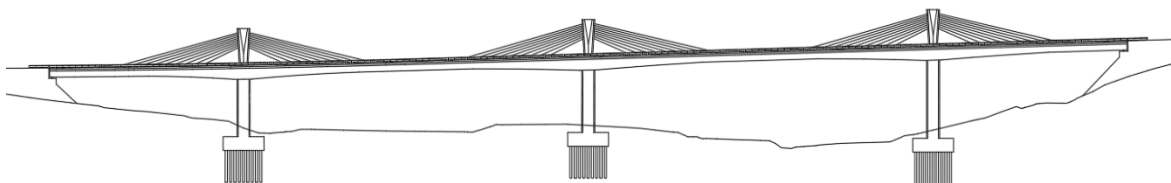
1.4.3 Extradosed most

Příčný řez vychází z variantního řešení – trémový most s vyloženými konzolami, jen v místech kotvení závěsů do mostovky jsou navrženy diagonální táhla pro přenos napětí do celého průřezu.

Systém extradosed díky mostním závěsům ukotveným do nízkých pylonů, umožňuje zvětšit rozpětí mostního pole a tím redukovat počet podpor. Most o rozpětí 490 m má čtyři pole o rozpětí 90 + 155 + 155 + 90 m, která jsou zavěšena na nízkých pylonech výšky 15 m ($1/10 L$).

Jelikož jsou závěsy pouze v jedné rovině tak torzní tuhost průřezu zajišťuje komorový tvar konstrukce. Podpěry jsou hlubinně založeny na velkopřůměrových pilotách. Pro přechod kabelů skrz pylon jsou použity tzv. ocelová sedla, která zajišťují plynulý průběh kabelu a přenesení normálové síly do pylonu. Náběhy na nosné konstrukci jsou zvoleny z důvodu zvětšení tuhosti průřezu na podporami, což nám umožní snížit průřez uprostřed rozpětí pole a tím zmenšit hmotnost konstrukce.

Oproti předchozí variantě se liší i postup výstavby, zde je zvolena metoda letmé montáže. Nejprve je ukotvena páteřní část nosníku a posléze připnuty konzoly se vzpěrami.



Obrázek 6 Variantní řešení - extradosed most

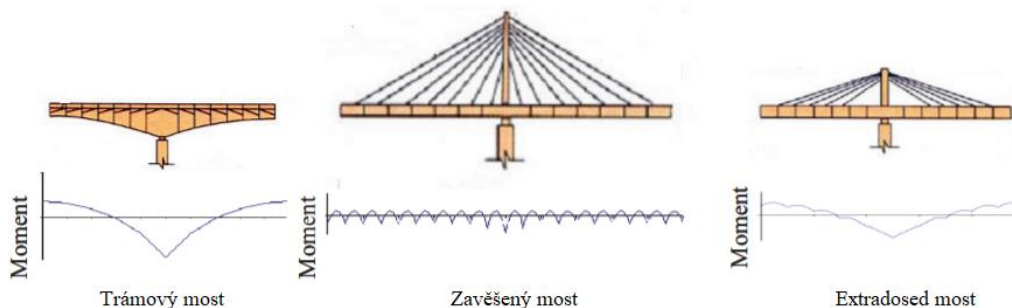
1.4.4 Zvolená varianta – Extradosed most

Niveleta je vedena přes údolí Záhořanského a Liběňského potoka ve výšce od 20 m do 40 m nad terénem. V místě trasy mostu se nacházejí zemědělská pole a zalesněné území, tudíž přístup k mostu není omezen a bude zajištěn provizorní komunikací, což usnadní výstavbu mostu. Volba typu konstrukce mostu vycházela z celkové rozpětí mostu, výšky mostu, estetického hlediska s ohledem na typ prostředí a minimalizaci nákladů. Díky velkému rozpětí a nijak extrémní výšce mostu přichází v úvahu vícepolový trémový most. Pro minimalizaci zásahu do původního prostředí je snahou redukovat počet podpěr a tím zvětšit rozpětí mostních polí, tuto skutečnost nám umožňuje konstrukce typu extradosed, přidanou hodnotou této konstrukce je estetický vzhled díky dojmu zavěšeného mostu s nízkými pylony. Mimo redukcii počtu pilířů nám tato konstrukce umožňuje i snížení nákladů na materiál mostovky, kdy je možnost zvolit uprostřed pole subtilnější průřez.

Pro účel bakalářské práce a z důvodu složitosti konstrukce bude po dohodě s vedoucím práce uvažována přímá trasa mostu.

2 CHARAKTERISTIKA EXTRADOSED KONTRUKCE

Extradosed mosty jsou relativně nové a inovativní mostní konstrukce rozvíjející použití předpjatého betonu. Extradosed most můžeme považovat za přechodový typ konstrukce mezi zavěšeným a trémovým mostem, vzhledem se podobá zavěšenému mostu s nízkými pylony, ale základní statické působení vychází z klasické trémové předpjaté konstrukce. Hlavní nosné kabely zde nepůsobí jako vertikální pružné podpory, jako tomu je u zavěšených mostů, nýbrž díky svému menšímu sklonu působí jako vnější dodatečné předpětí. [3]



Obrázek 7 – ohybový moment na jednotlivých typech konstrukce [1]

Lze konstatovat, že extradosed předpjatý most je druhou generací mostů s vnějším předpětím. Zprvu byly vnější předpínací kabely umístěny uvnitř komorového nosníku, avšak mimo betonové prvky průřezu. Tento způsob poskytuje 2 hlavní výhody, rozměry betonových prvků průřezu nejsou závislé na průměru předpínacího lana a předpínací lana jsou volně přístupné, což zjednodušuje jejich kontrolu a případnou výměnu. U extradosed mostu je externí předpětí vedeno mimo nosník, což přináší výhodu větší excentricity a tím i většího momentu od předpětí. [1]

U mostů typu extradosed můžeme rozlišovat dva předpínací systémy.

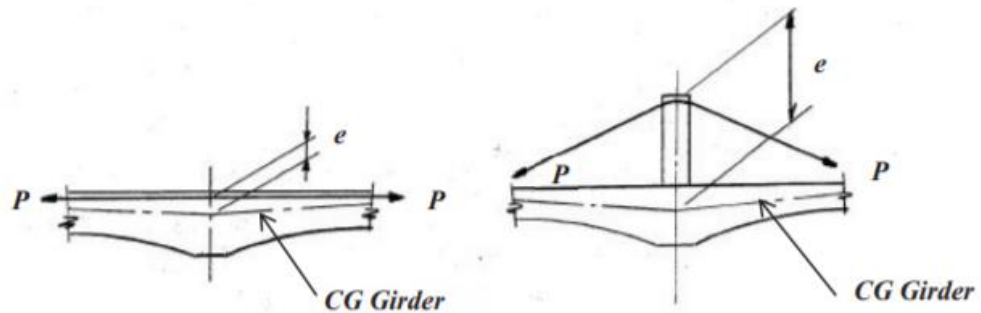
- Vnitřní (interní) předpětí, které je vedeno mostovkou popřípadě stěnami komorového nosníku
- Vnější (externí) předpětí, které je realizováno volnými kabely ukotvenými z mostovky do nízkých pylonů.

Tyto dva předpínací systémy působí současně a vytváří tužší a silnější mostovku, což umožňuje přenos většího zatížení na delší rozpětí mostu. [2]

Charakteristickým rysem „extradosed“ mostů jsou nízké pylony, které tvoří designově atraktivní vzhled zavěšeného mostu s nízkými pylony. Výška těchto pylonů je zásadní návrhový parametr, snížením této výšky pochopitelně snížíme i úhel kabelů

2 CHARAKTERISTIKA EXTRADOSED KONTRUKCE

s mostovkou a tím dojde ke zvětšení normálové síly v trámu a ke snížení vertikální reakce v kotvách. Z tohoto je patrné, že vnější kabely působí jako předpínací výztuž s mnohem větší excentricitou.[3]



Obrázek 8 excentricita předpínací výztuže u trémového a "extradosed" mostu [1]

2.1 Základní rozměry konstrukce

Délku mostního pole je z ekonomického hlediska nejvýhodnější volit od 80 do 200 m, toto poskytuje alternativu ke konvenčním trémovým mostům, které mají na takovéto rozpětí sklon ke větším konstrukčním výškám nebo ke konstrukcím příhradového či obloukového typu. Přibližně lze říct, že do rozpětí 100 m se vyplatí trémová konstrukce a nad 200 m už most zavěšený, či obloukový v závislosti na stavebních podmínkách. Samozřejmě tyto rozměry jsou pouze orientační a slouží jako pomyslné hranice pro prvotní návrhy. [1]

Důležitým parametrem, co se týče rozpětí mostních polí je poměr délky vedlejšího a hlavního mostního pole. Tento poměr ovlivňuje průběh ohybového momentu na hlavním nosníku, pro mosty typu extradosed se volí poměr $L_1/L = 0,5 - 0,7$.

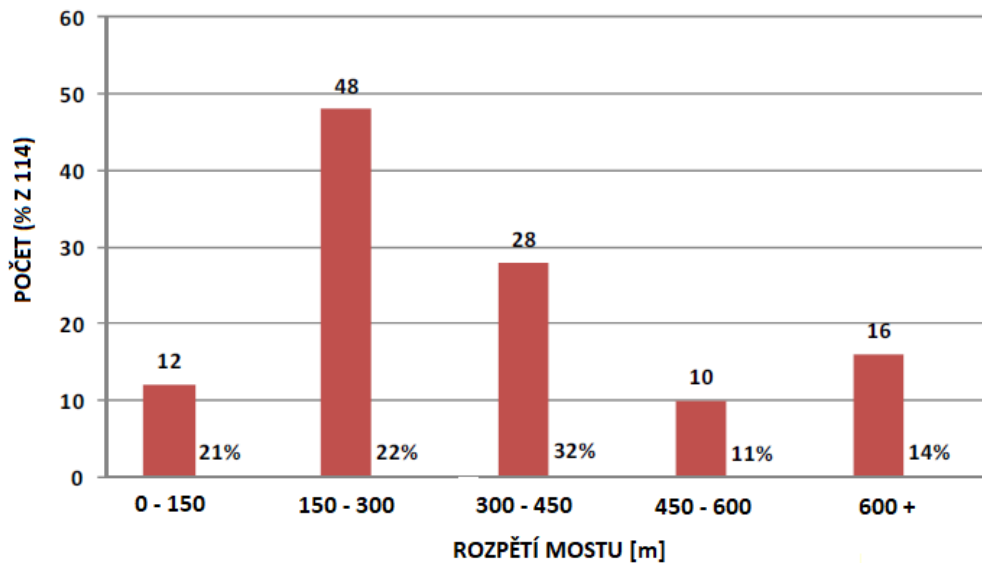
Výška průřezu bývá u většiny extradosed mostů proměnná, a to z důvodu výstavby, zmenšení ohybového momentu uprostřed pole, větší tuhosti nad podporou nebo možnosti zmenšit průřez uprostřed rozpětí. Obecně se u extradosed mostů volí poměr výšky průřezu (d) a rozpětí pole (L) $d/L = 1/40 - 1/50$ uprostřed rozpětí a $1/25 - 1/35$ nad podporou.

Jak je popsáno výše, tak velmi důležitým parametrem pro návrh je výška pylonů, které zcela zásadně ovlivňuje statické působení mostu a tvoří hlavní rozdíl mezi zavěšeným a extradosed mostem. Poměr výšky pylonu nad mostovkou (H) a rozpětí mostního pole (L) se uvažuje $H/L = 1/10$ [14]

U mostů této konstrukce se můžeme setkat s celkovým rozpětím mostu od 100 m až po nejdelší extradosed most dlouhý 1400 m. Z nasbíraných dat publikovaných v článku „SYNTHESIS ON COST-EFFECTIVENESS OF EXTRADOSED BRIDGES:

2 CHARAKTERISTIKA EXTRADOSED KONTRUKCE

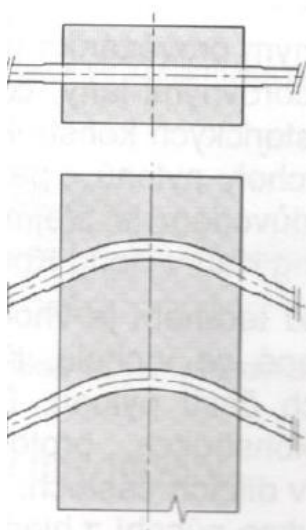
TECHNICAL REPORT“ [14] se celkové rozpětí extradosed mostů nejčastěji pohybuje v rozmezí 150–600 m a průměrná délka z měřených 114 mostů je 380 m.



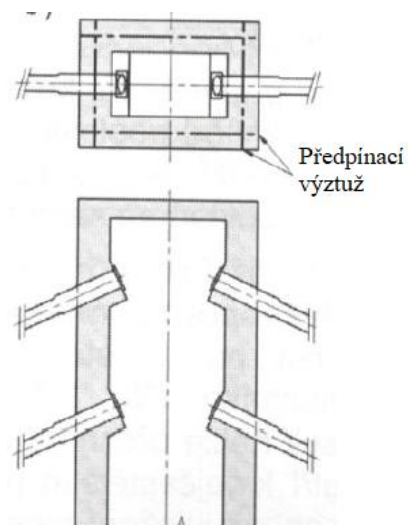
Obrázek 9 Graf znázorňující počet mostů v závislosti na rozpětí [13] - upravené

2.2 Kotvení lan na pylon

Pro tento typ mostu můžeme provést ukotvení lan dvěma způsoby, převést lano přes pylon za pomoci tzv. sedel (umožňující převedení lan do sousedního pole bez přerušení (obr. 11) nebo pevně zakotvit lana do stěn pylonu (obr.10). U zavěšených mostů se sedla používají zřídka, z důvodu malého poloměru oblouku závěsu v pylonu, u nižších pylonů extradosed mostu jsou lana pod menším úhlem vůči mostovce, tím se zvětší poloměr oblouku lan v místě pylonu a umožní použití sedel. Zakotvené lana do stěn pylonu



Obrázek 11 Kotvení lan pomocí sedel [12]



Obrázek 10 Kotvení lan do stěn pylonu [12]

2 CHARAKTERISTIKA EXTRADOSED KONTRUKCE

vyvozují velké tahové síly, proto je nutné vyztužit pylon tak, aby nedošlo k jeho roztržení. U sedel je potřeba si dát pozor na podélné posuny, vyvozené napínáním lan. [18]



Obrázek 12 - výstavba pylonu se sedly [13]

2.3 Výhody oproti zavěšeným a trémovým mostům

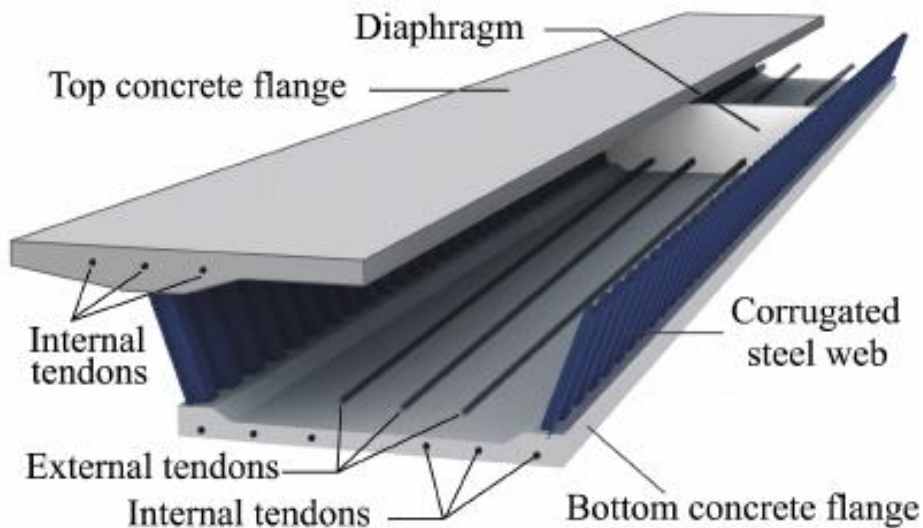
- Díky zvětšení efektivity předpětí, můžeme navrhnout subtilnější konstrukci v porovnání s trémovým mostem, tím dosáhneme nižší hmotnosti konstrukce a úspory materiálu na mostovce, pylonech a základech. [2]
- Nižší pylony oproti zavěšenému mostu nám umožňují snadnější a levnější výstavbu.
- Vzhled konstrukce
- Možnost většího rozpětí oproti trémovým mostům, umožňující například překlenutí větších vodních toků.

- Oproti zavěšeným mostům disponují větší tuhostí, a proto jsou méně citlivé na vibrace a únavu. [1]

2.4 Materiály

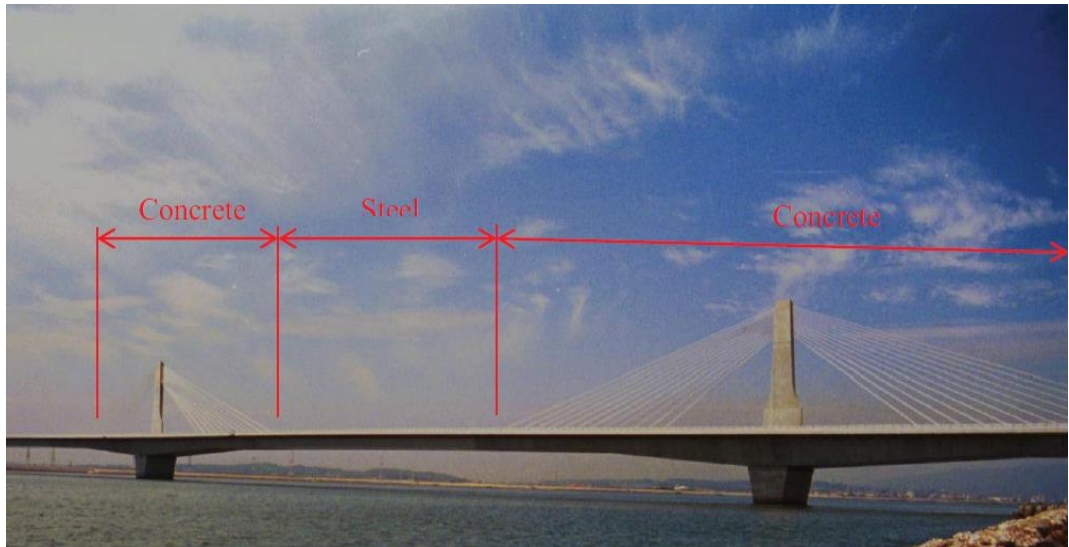
Nejčastěji se u „extradosed“ konstrukcí používá jako stavební materiál beton, který se jeví jako nejlepší a nejefektivnější materiál pro předpjaté konstrukce. Dále se můžeme setkat s hybridními konstrukcemi, které kombinují použití ocele a betonu za účelem snížení vlastní tíhy konstrukce a tím i stálého zatížení. [3]

Jedna z těchto hybridních konstrukcí je kompozitní komorových nosníků, který se skládá z ocelových stěn, které může tvořit vlnitý ocelový plech a betonové spodní a horní desky. [1]



Obrázek 13 Kompozitní průřez [2]

Další možností je konstrukce, která je celá tvořená betonovým komorovým nosníkem, vyjma střední části hlavního pole, která je tvořená ocelovým komorovým nosníkem s ortotropní mostovkou. Ocelová část nosníku je výhodná z hlediska snížení vlastní hmotnosti konstrukce, potažmo snížení ohybové momentu od stálého zatížení, tento způsob uspořádání nám umožňuje zvětšit rozpětí daného pole. [1]

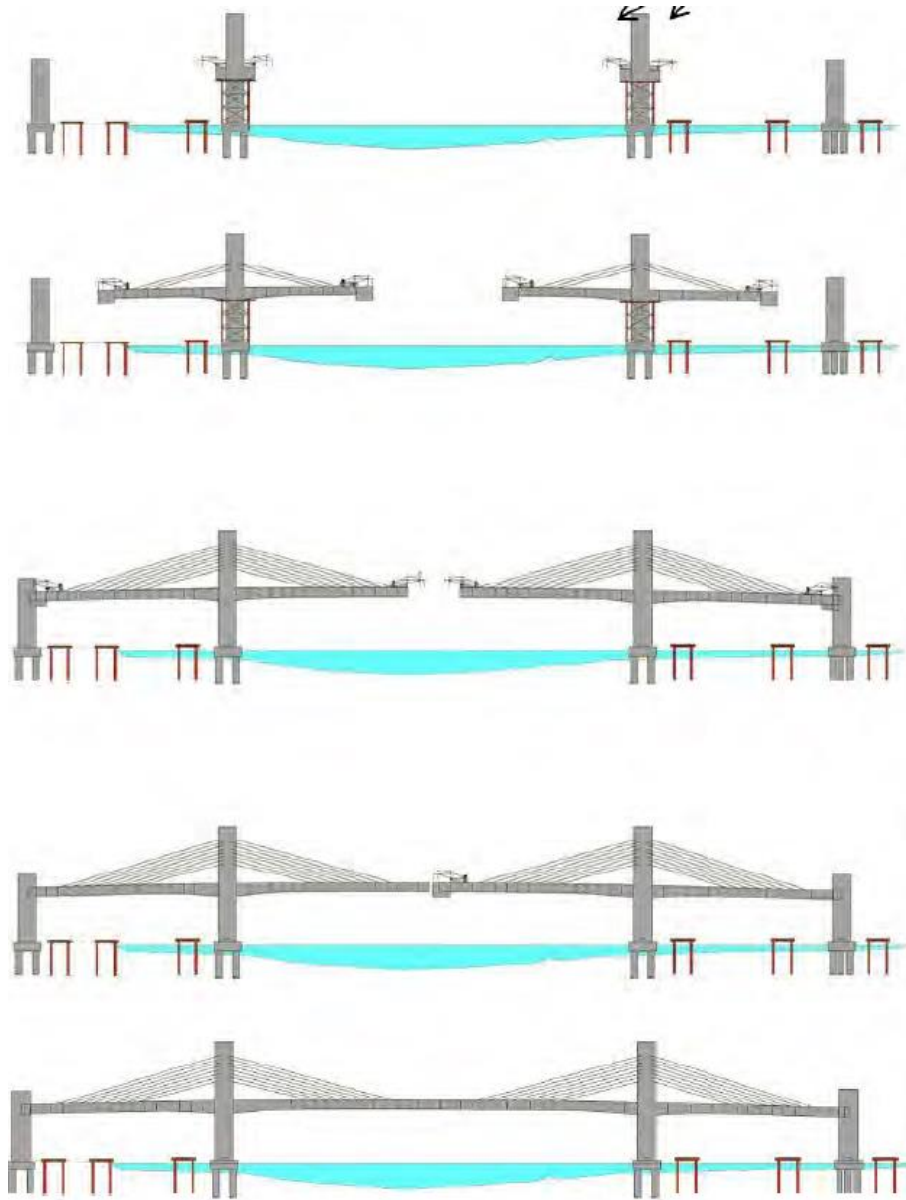


Obrázek 14 Kombinovaná mostovka ocel – beton [1]

2.5 Výstavba

Většina extradosed mostů se staví stejným postupem, a to letmou montáží či betonáží. U menších mostů např. do 50 m tato metoda již ztrácí význam a používá se výstavba například pomocí skruže. Tato metoda je pro extradosed mosty velmi vhodná, a to z těchto konstrukčních důvodů: komorový příčný řez, proměnná výška mostovky a externí lana pro redukci konzolového momentu. Při této technologii se hlavní nosná konstrukce montuje (betonuje) směrem od podpěr konzolovým způsobem po kratších úsecích (3–5 m). Může postupovat jedním směrem nebo symetricky oběma směry od pilíře. Externí lana se kotví postupně do dokončených částí mostu. Jednotlivé fáze výstavby jsou znázorněny na obrázku 15.[13]

2 CHARAKTERISTIKA EXTRADOSED KONTRUKCE



Obrázek 15 Graficky znázorněný postup výstavby [13]

3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

3.1 Rose Fitzgerald Kennedy bridge

Rose Fitzgerald Kennedy bridge je se svojí délkou 887 m nejdelší most v Irsku. Tento most je součástí nového projektu N25 New Ross bypass, který poskytuje zkvalitnění a odklon dopravy od města na jihu Irska New Ross. Most se sestává z 9 polí z nichž 4 jsou typu extradosed, jejichž rozpětí jsou 230 m pro hlavní pole a 95 m pro vedlejší pole. [5]



Obrázek 16 Rose Fitzgerald Kennedy bridge [4]

Mostovka je tvořena komorovým betonovým nosníkem s vyloženími konzolami, které jsou podepřeny betonovými panely, zajišťující hladký vzhled konstrukce.



Obrázek 17 Příčný řez nad pilířem [5]

3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

Závěsný systém probíhá pouze v jedné rovině, a to v ose konstrukce mostu, torzní tuhost je poté zajištěna komorovým nosníkem. [5]

Charakteristickým rysem mostu je rozdílná výška pylonů, výška bočních pylonů je 16,2 m a výška centrálního pylonu je 27 m (měřeno od mostovky), s výškou pylonů se pojí také počet závěsů, z centrálního pylonu vychází 18 závěsů a z bočních pouze 8. Mostovka se nachází ve výšce 36 m nad úrovní vodní hladiny a tím umožňuje bezpečné proplutí lodní dopravy. [4]

Extradosed část mostu byla vystavěna letmou betonáží, tato metoda spočívá v postupné betonáži lamel pomocí pohyblivého bednění, které je upevněno skrze ocelovou konstrukci do již vyhotovené části mostu. U pylonu 4 se touto metodou postupovalo zároveň na obě strany od zárodku pylonu, postupovalo se tzv. vahadlovým způsobem. [6]



Obrázek 18 Výstavba [5]

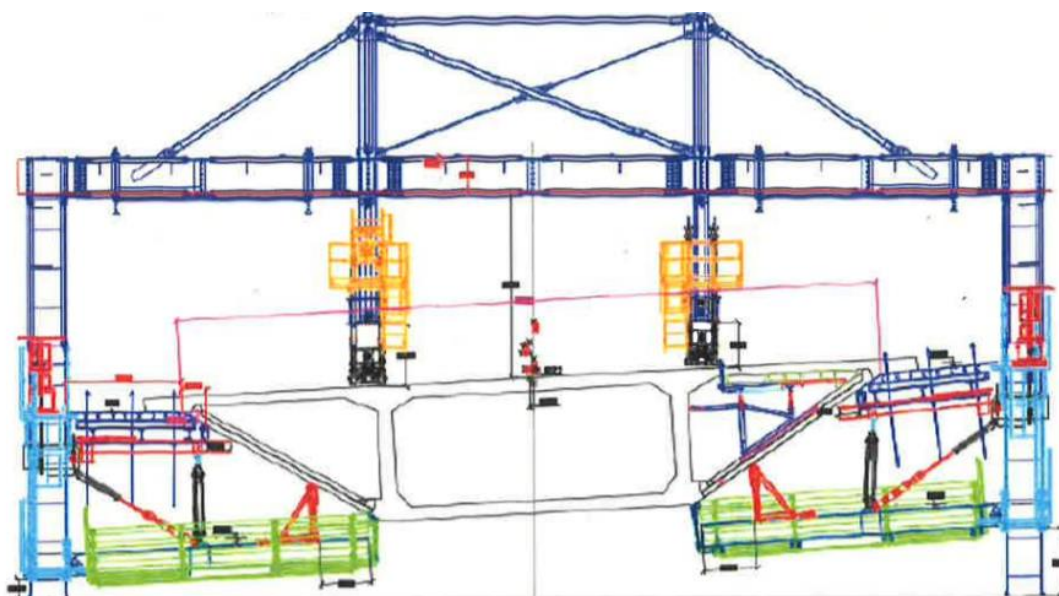
3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

Na zbývajících částí mostu, kde byl lépe přístupnější terén byla k výstavbě páteřní části nosníku použita pevná skruž.



Obrázek 19 Výstavba krajních polí [4]

Po vytvrdnutí této části byly pomocí speciálního vozíku (obr.8) osazeny betonové vzpěry a následně dobetonovány konzoly. [5]



Obrázek 20 Náčrt vozíku pro upevnění vzpěr dobetonování konzol desky [5]

Mosty Rose Fitzgerald Kennedy byl oficiálně uveden do provozu 29. ledna 2020.



Obrázek 21 Dokončený most [6]

3.2 Městská estakáda v Považské Bystrici

Městská estakáda v Považské Bystrici je součástí dálnice D1 v úseku Sverepec – Vrtižer, celková délka činí 958,32 m a skládá se z 10 polí různých délek, přičemž nejdelší mostní pole měří 122 m. [8]

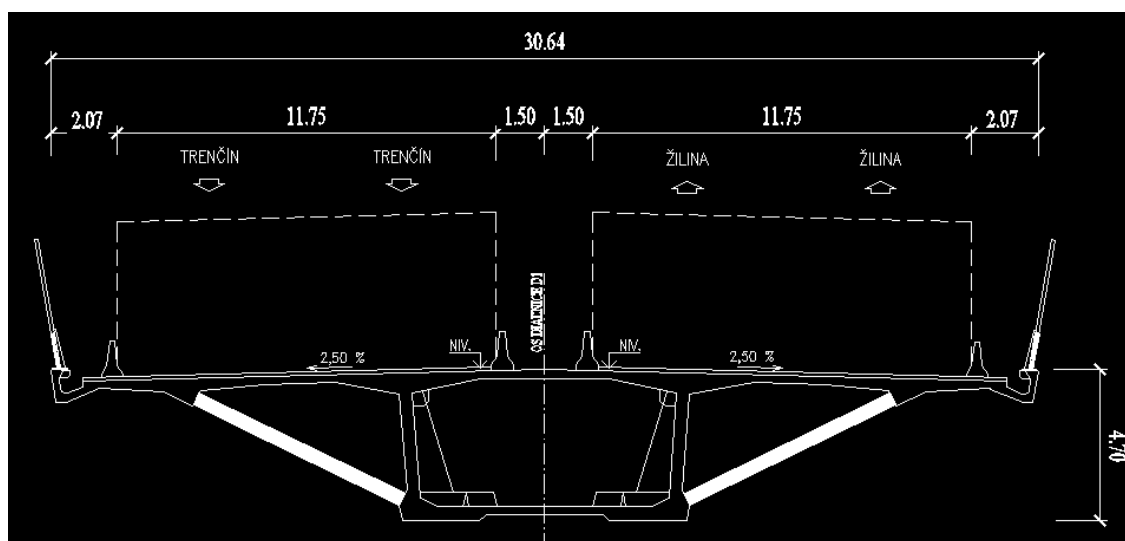


Obrázek 22 Estakáda v Považské Bystrici [7]

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová komora o proměnné výšce od 4,7 do 6 m.

3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

Mostovku o šířce 30,4 m po obou stranách podpírají šikmé vzpěry ve tvaru příhradového nosníku. [8]



Obrázek 23 Příčný řez mostovkou [8]

Hlavní nosná konstrukce z předpjatého betonu využívá systém externích kanelů, zvaný extradosed. Kabely procházejí mostovkou a jsou kotveny v kotevních blocích. Pro přenesení tahových sil od vnějšího předpětí jsou v místě kotevního bloku přidány diagonální železobetonová táhla vyztužená předpjatými tyčemi, která zajišťují přenos tahových sil z kotevního bloku a stabilitu příčného řezu.[9]



Obrázek 24 Zatěžovací zkouška příčného řezu [7]

Přes každý ze 7 pylonů je vedeno 8 kabelů. Všechny 7 pylonů má stejnou výšku 14 m (měřeno od mostovky).

3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

Jelikož estakáda vede přímo přes město, tak byla snaha minimalizovat zásah do stávající zástavby, což vedlo k tomu, že je nosná konstrukce v příčném směru podpírána jen jednou podpěrou a výstavba byla zvolena pomocí letmé betonáže vahadlovým způsobem z každého pylonu. [7]



Obrázek 25 Výstavba [8]

Spodní část pylonů je tvořena dvojicí stěn nepravidelného tvaru, splňující nároky na estetiku stavby v městské zástavbě. Tato konstrukce je mimo estetické stránky výhodná pro stabilitu vahadla při stavbě nosné konstrukce.



Obrázek 26 Pohled v místě pylonu [9]

3.3 Ibi and Kiso River bridge

Ibi a Kiso river bridge je dvojice mostů stejné konstrukce přes řeky Ibi a Kiso na jihu Japonska. Jedná se o první kompozitní extradosed most na světě, kombinující betonový a ocelový komorový průřez. [10]



Obrázek 27 Ibi river bridge [10]

Ocelová část mostu v délce od 95 do 105 m se nachází uprostřed rozpětí mostu z důvodu snížení vlastní tíhy mostu. Délka těchto mostů je 1397 m a 1145 m, jejichž nejdelší pole měří 271,5 a 275 m. Z důvodu velkého rozpětí a nutnosti dodržet šířku mostovky 33 m pro 6-ti proudou dálnici byl zvolen tříkomorový průřez, který byl pro zajištění větší tuhosti příčně vyztužen žebry v konstantních vzdálenostech. Výška komorového průřezu je po délce proměnlivá a pohybuje od 3,9 do 7 m.[10]



Obrázek 28 Betonový segment mostu [10]

3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

Pylony umístěné v jedné rovině mají konstantní výšku 30 m. Pro výstavbu byla zvolena letná montáž, délka segmentů je 5 m, šířka 33 m a výška až 7 m, hmotnost největšího segmentu dosahovala 400 tun. [10]



Obrázek 29 Výstavba [10]

3.4 MS-3 bridge (Ostróda – Poland)

Most se nachází na státní dálnici DK 16 poblíž města Ostróda v Polsku, jedná se o čtyřpolový most typu extradosed. Celková délka mostu je 680 m, jednotlivá mostní pole mají délku 134+206+206+134 m. [11]

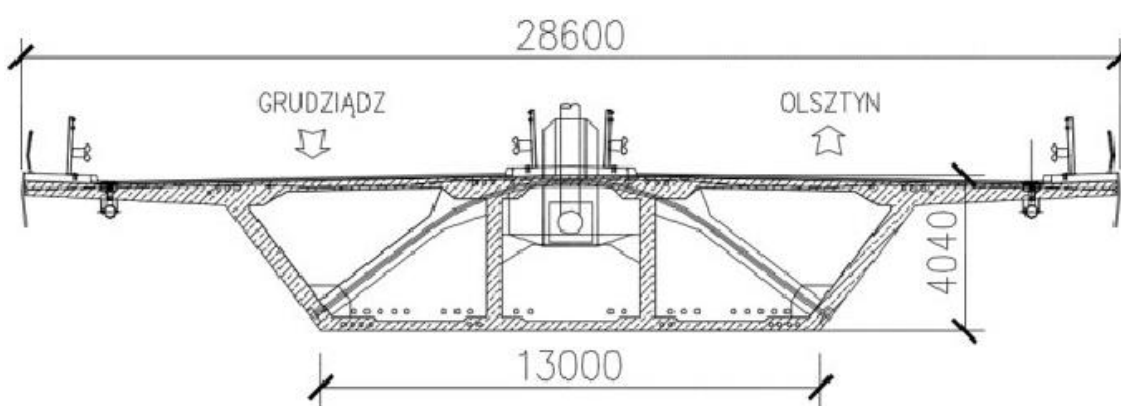


Obrázek 30 [11]

3 MOSTY PODOBNÉHO TYPU

Jako hlavní nosná konstrukce byl zvolen tříkomorový trámový nosník s proměnnou výškou pohybující se od 4 do 6 m. S ohledem na šířkové uspořádání dálnice a přítomnost nouzových chodníků byla zvolena šířka mostu 28,6 m.

Extradosed kabely jsou vedeny v jedné rovině symetricky ke každému pylonu, kde jsou pasivně ukotveny na sedla, poté vedou do kotevních bloků na nosníku. Nejdelší lano má délku 185,6 m a je vedeno pod úhlem $14,5^\circ$. Nejkratší lano je dlouhé 90,6 m pod úhlem $22,8^\circ$. V místě kotevního bloku jsou diagonálně předepnuty příčné železobetonové vzpěry, které pomáhají přenést tahové síly od extradosed kabelů a celkové zajišťují příčnou stabilitu průřezu.[11]



Obrázek 32 Příčný řez v místě kotevního bloku [11]

Jako postup výstavby byla zvolena letmá betonáž, zprvu byl vytvořen na pilířem startovací segment neboli zárodek o délce 15,2 m, poté byla zahájena betonáž symetricky na obě strany od pilíře za pomoci betonážního vozíku.[12]

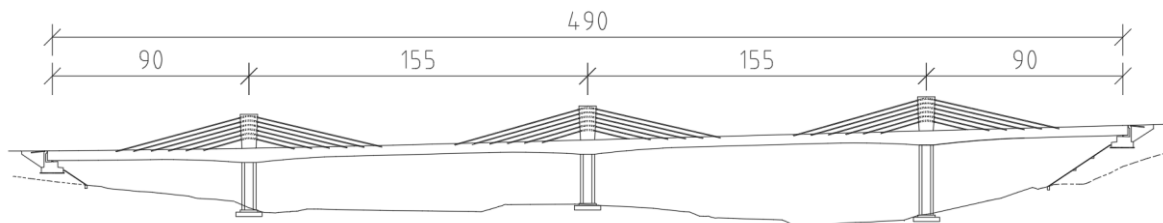


Obrázek 31 Výstavba [12]

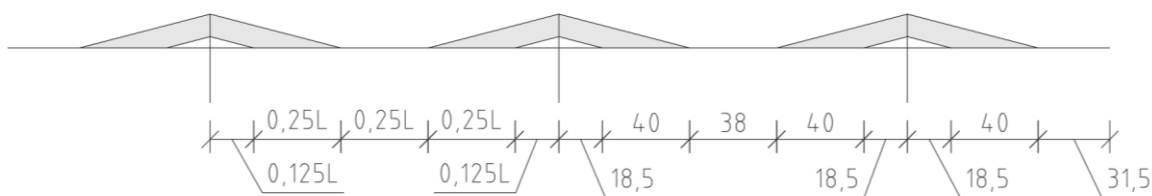
4 NÁVRH KONSTRUKCE

4.1 Popis konstrukce

Dle empirických vzorců v kapitole 4.1 a zjištěných informací v řešerši byly zvoleny rozpětí jednotlivých mostních polí 90 + 155 + 155 + 90 m, přičemž poměr rozpětí krajního a hlavního pole činí 0,58.



Obrázek 33 Rozpětí mostních polí



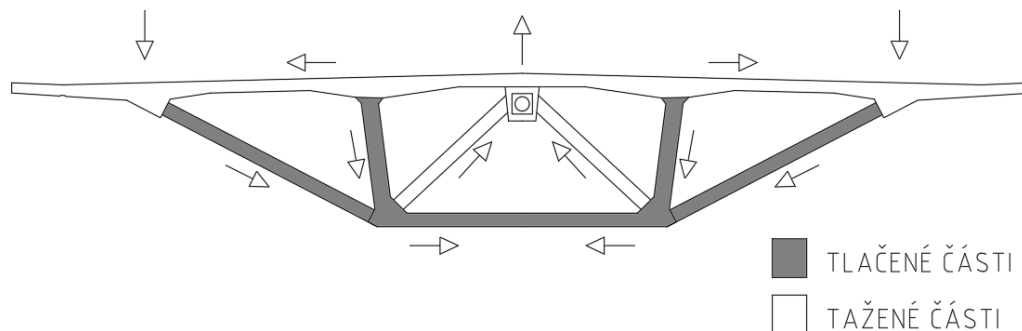
Obrázek 34 Uspořádání závěsů

Na levé straně obrázku [34] je znázorněno nejčastější uspořádání závěsů extradosed mostu. S ohledem na postup výstavby a kotvení závěsů je skutečné uspořádání závěsů v poměru s rozpětím pole 0,12 + 0,26 + 0,24 + 0,26 + 0,12 (18,5 + 40 + 38 + 40 + 18,5 m) .

Počet závěsů byl zvolen, tak aby byl závěs zakotven do každého druhého segmentu tzn. vzdálenost kotvení závěsů činí 8 m. Z každého pylonu vychází symetricky 6 závěsů.

4.2 Mostovka

Mostovku představuje jednokomorový nosník z předpjatého betonu C 50/60 XF2+XD1+XC4 s vyloženými konzolami, které podpírají železobetonové vzpěry. Výška průřezu je po délce mostu proměnná a pohybuje se od 4,5 do 6,5 m, tvar náběhu odpovídá kružnicovému oblouku o poloměru 450 000m délky 41,75 m od líce podpory. Vyšší průřez nad podporou je zvolen z důvodu zvýšení tuhosti nosníku a tím výhodnějšímú přerozdělení zatížení (část nosníku s vyšší tuhostí, „převezme“ více zatížení). Snahou je dosáhnout menšího momentu v poli a zvýšení stability konstrukce při výstavbě. V místě každého závěsu bude průřez doplněn o předpjatá betonová táhla, umožňující přenos tahových sil z ED kabelů do stěn komory.



Obrázek 35 Schéma přenosu sil

Pro kompenzaci záporných momentů nad stěnou a vzpěrou a kladného momentu mezi nimi bude mostovka předepnuta v příčném směru, a to formou přepínacích kabelů se soudržností. Jak je ze schématu patrné, tak v diagonálních táhlech vznikají velké tahové síly, z tohoto důvodu budou předepnuty předpínacími tyčemi.

4.3 Vozovka

Most je součástí dálnice D3, proto zde bude navrhnuté vozovkové souvrství o celkové tloušťce 130 mm.

Skladba vozovky

SMA 11+ PMB	40 mm
ACL 16+ PMB	50 mm
MA 11 IV PMB	35 mm
Izolace	5 mm
Pečetící vrstva	- mm

Celkem	130 mm
--------	--------

4.4 Odvodnění

Odvedení dešťové vody je u vozovky zajištěno 2,5 % a u chodníků 4 % sklonem do úžlabí na kraji vozovky. V podélném směru je sklon 2,7 %. Po 20 m jsou v krajnici umístěné odvodňovače, které převádí dešťovou vodu skrze železobetonovou konzolu do podélného potrubí, které odvádí vodu pryč z mostu.

4.5 Mostní římsy a střední dělicí pás

Na obou stranách mostovky jsou navrženy mostní římsy z betonu C 30/37 XF4+XD3+XC4 a vyztužené betonářskou výztuží B 500B. Šířka obou říms činí 1550 mm,

tak aby byly splněny šířkové požadavky na umístění ocelových svodidel, nouzového chodníku a protihlukové stěny. Pro odvodnění je navrhnut sklon 4% směrem k úžlabí. Římsy jsou kotveny talířovými kotvami po 1 m. Tloušťka říms je 250 mm a středního dělicího pásu 150 mm. Výška obrub je 150 mm nad vozovkou se sklonem 5:1.

4.6 Svodidla a protihluková stěna

Po obou stranách mostu jsou osazeny jednostranná ocelová svodidla výšky 800 mm s úrovní zadržetí H2, která jsou kotvena do betonové římsy. V místě mostního závěru je svodidlo přerušeno dilatačním stykem. K ochraně kabelových závěsu před nárazem dopravních prostředků jsou na krajích středního dělicího pásu umístěna betonová svodidla (BS-K-2008) o výšce 1200 mm s úrovní zadržetí H2. Pro zamezení pohybu svodidel vlivem dynamických vibrací je betonové svodidlo ukotveno do římsy pomocí kotevních trnů ve vzdálenosti 5 m od sebe.

Dle požadavků v projektové dokumentaci jsou na mostě umístěny protihlukové stěny, o výšce 3000 mm (měřeno od římsy). PHS se skládá ze sloupků profilu HEA 200 umístěných v podélném směru ve vzdálenostech 2 m od sebe a polykarbonátové výplně. Sloupky jsou kotveny přímo do římsy pomocí 4 kotevních trnů o délce 190 mm.

4.7 Výstavba mostu

Pro výstavbu mostu byla zvolena metoda letmé montáže z mezilehlých pilířů symetricky na obě strany tzv. vahadlovým způsobem. Jelikož je krajní pole delší než polovina hlavního pole, tak koncová část měřící 12,5 m bude podepřena pevnou skruží, aby nedošlo ke kolapsu konstrukce, vlivem nesymetrického zatížení. Délka jedné lamely činí 4 m, při této délce by hmotnost segmentu byla příliš velká pro zdvih pomocí montážních vozíků, proto bude segment rozdělen do 3 částí: páteřní část, vzpěry a konzoly, toto rozdělení také usnadní transport segmentů z prefy a celkovou manipulaci při montáži.

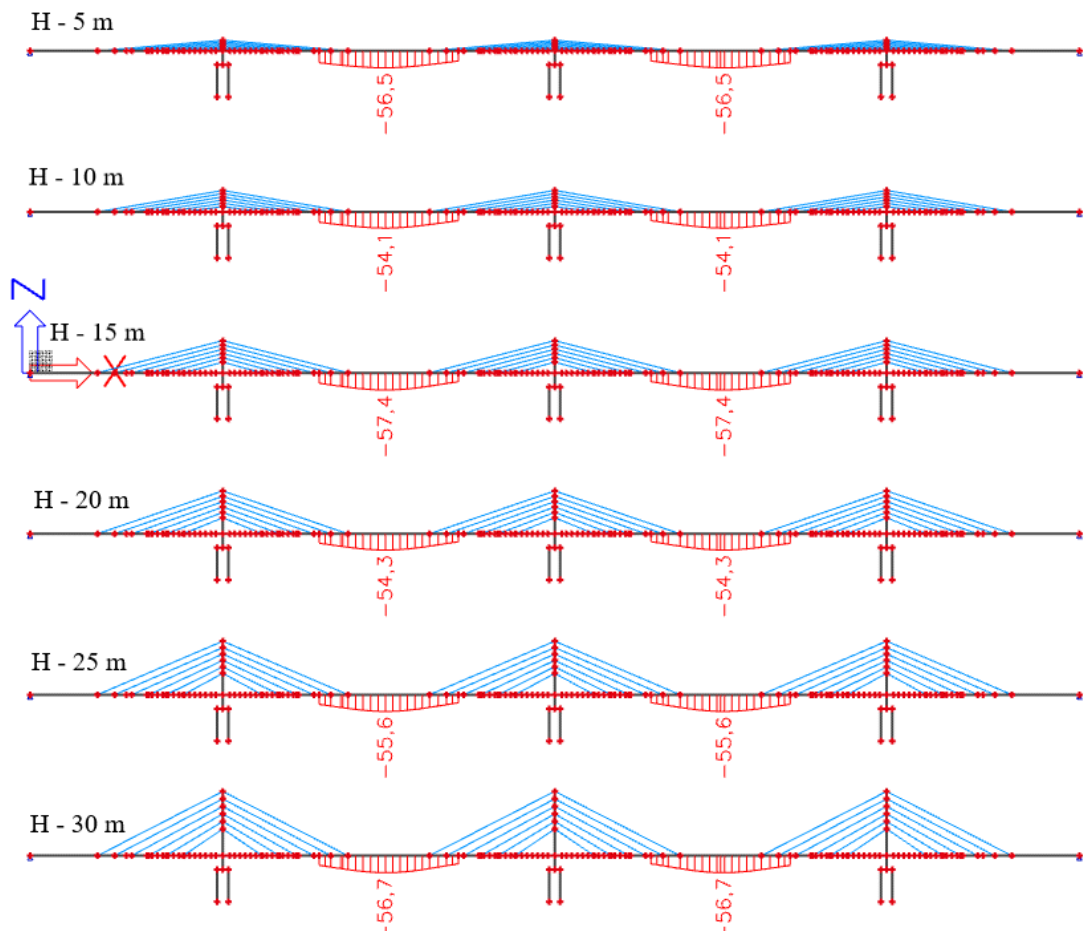
Postup

- 1) Zdvih páteřního segmentu a jeho provizorní sepnutí ke zbytku konstrukce pomocí předpínacích tyčí.
- 2) Protážení konzolových kabelů skrze kanálky a předepnutí z čela segmentu.
- 3) Po vytvrdnutí epoxidového lepidla odstranění předpínacích tyčí
- 4) Osazení šikmých vzpěr a konzol
- 5) Příčné předepnutí horní desky

4.8 Parametrizace výšky pylonu

Jak je výše popsáno, tak výška pylonu má zcela zásadní vliv na statické působení konstrukce, čím vyšší pylon, tím je sklon lana vůči mostovce větší a lana tvoří spíše svislé pružné podpory, tento způsob se využívá u zavěšených mostů, kde se používá poměr mezi rozpětím mostního pole a výšky pylonu $1/4 - 1/5$. Na rozdíl u extradosed mostu je snaha o snížení pylonu, tudíž závěsy mají vůči mostovce menší sklon a přestávají plnit funkce svislých pružných podpor. Jejich hlavní funkce je vyrovnání ohybového momentu díky předpjatým lanům na větší excentricitě a vnést do mostovky normálovou tlakovou sílu.

V této části je snahou nelézt optimální výšku pylonu pro extradosed systém. V parametrizaci bylo vycházeno z kvazi-stálé kombinace, v modelu byla tedy započítána pouze vlastní tíha konstrukce a ostatní stálé zatížení, následně byla zvolena hodnota svislé deformace uprostřed rozpětí mostního pole: 53 – 60 mm. Podstatou parametrizace je sledování závislostí jednotlivých parametrů. V tomto případě, byla proměnnou hodnotou výška pylonu a sledoval se počet lan, tak aby byla dodržena svislá deformace uprostřed pole cca 53 – 60 mm.



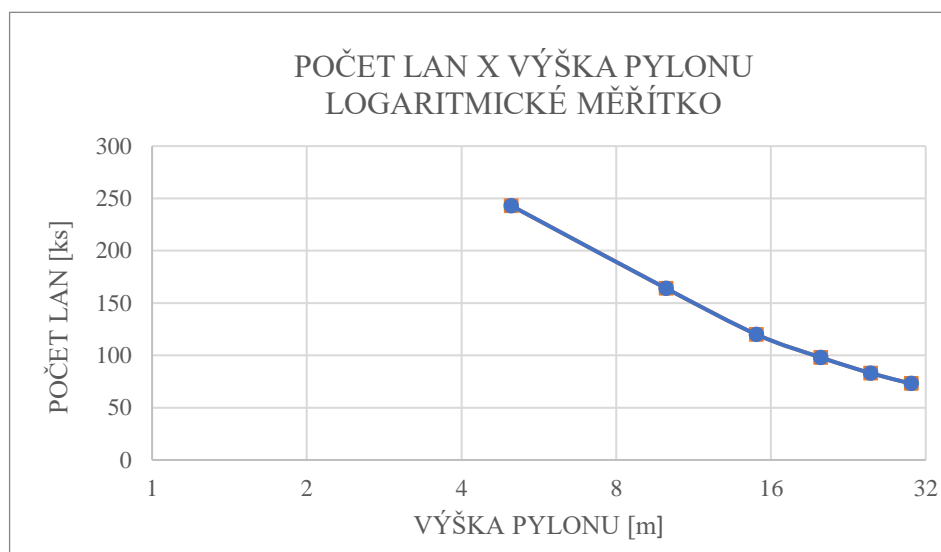
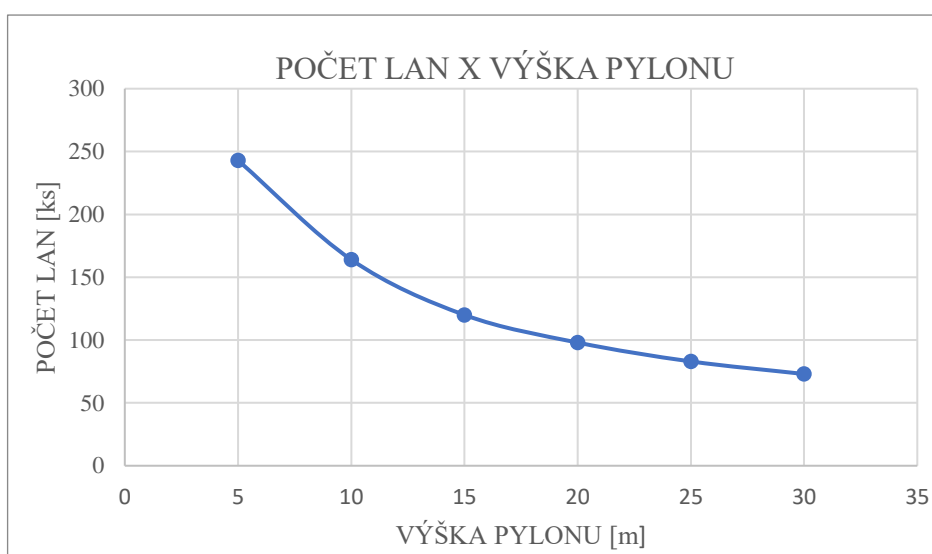
Obrázek 36 Podélný profil, rozdílné výšky pylonu - deformace

4 NÁVRH KONSTRUKCE

VÝŠKA PYLONU [m]	POČET LAN [ks]
5	243
10	164
15	120
20	98
25	83
30	73

TYP LAN Y1860S7 – 15,7; napětí po zakotvení 1300 MPa

Tabulka znázorňuje potřebný počet lan s ohledem na danou výšku pylonu, tak aby byla dodržena předepsaná deformace. K určení počtu lan, byl použit vpočtový software SCIA Engineer.



4 NÁVRH KONSTRUKCE

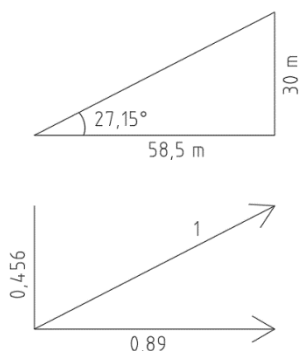
Při návrhu extradosed mostu je snahou navrhnout takovou výšku pylonu, aby bylo dosaženo potřebné excentricity ED kabelů, nedošlo ke změně statického působení podobného jako u zavěšených mostů a počet lan v kabelu byl ještě v technologických a proveditelných mezích.

Ze získaných dat, lze konstatovat, že výška pylonu do 10 m je s ohledem na počet lan krajně neekonomická a technologicky neproveditelná. Zhruba kolem výšky 15 m se klesající tendence grafu zpomaluje, a tudíž s rostoucí výškou pylonu výrazněji klesá počet lan. Tento bod lze tedy zvolit za vhodnou výšku pylonu, tak abychom dodrželi konstrukční systém extradosed.

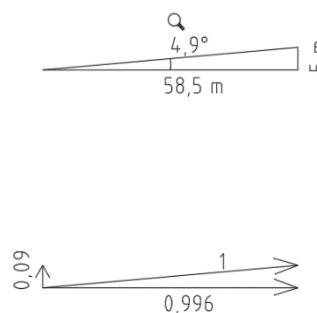
Dalším parametrem, na který je potřeba brát zřetel je změna ohybového momentu v poli a nad pilířem s měnící se výškou pylonu.

VÝŠKA PYLONU [m]	"+" MOMENT V POLI [kNm]	"-" MOMENT NAD PILÍŘEM [kNm]
5	114 763	395 157
10	129 439	301 712
15	145 859	256 863
20	147 859	205 347
25	153 697	192 431
30	157 754	185 676

Tabulka 1 Hodnoty ohybových momentů v závislosti na výšce pylonu



Obrázek 38 Pylon H - 30 m, rozdělení síly v závěsu do vertikální a horizontální složky



Obrázek 37 Pylon H - 5 m, rozdělení síly v závěsu do vertikální a horizontální složky

Hodnoty ohybových momentů závisí na sklonu lan. V případě nízkého pylonu (5 m) se pro zajištění malé deformace v poli musí použít velké množství lan, tím je dosaženo velkého záporného momentu nad pilířem a menšího momentu uprostřed pole v porovnání s pylonem výšky 30 m, kde se snižuje záporný moment nad pilířem a zvětšuje moment v poli. (viz. Tabulka 1)

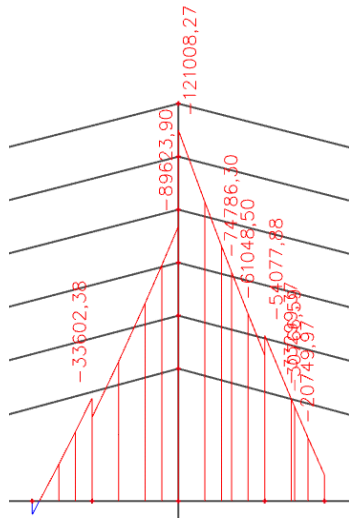
4 NÁVRH KONSTRUKCE

Díky porovnání jednotlivých parametrů (počet lan, kladné a záporné momenty) v závislosti na výšce pylonu se jeví jako optimální výška pylonu 15 – 20 m ($0,1 - 0,133 * L$). V tomto rozmezí výšky pylonu se rozdíly počtu lan zmenšují a podle grafu se křivka ustaluje. To samé lze říct i o ohybových momentech, od této hranice se hodnoty záporného a kladného začínají vzájemně přibližovat.

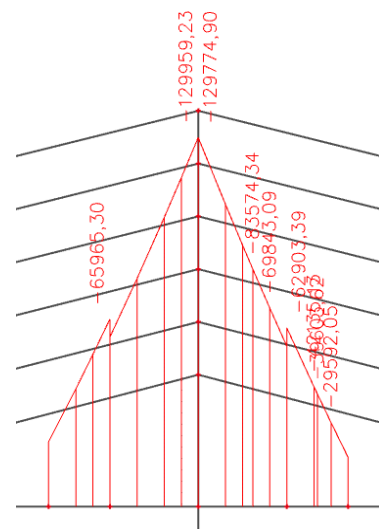
Pro další výpočty a modely bude uvažována výška pylonu 15 m ($1/10L$) a to z důvodu, aby se více přiblížilo k chování extradosed mostu, který má být podstatou této práce.

4.9 Přetížení konstrukce v krajních polích

Vlivem nevhodně zvoleného poměru délek krajního a hlavního pole mostů vzniká nad krajní podporou nevyrovnaný moment. Doporučený poměr popsáný v rešerši činí $L_1/L=0,5 - 0,7$, pro tuto konstrukci byl zvolen poměr 0,58 (90/155 m). Tato nesouměrnost byla zjištěna až v pokročilé fázi posuzování konstrukce, proto bylo jako řešení zvoleno přetížení konstrukce v krajních polích. Přetížení bude realizováno rozšířením stěn komorového nosníku. Přetížení potřebné pro vyrovnání momentu je 40 kN/m.



Obrázek 40 Nevyrovnaný moment na krajní podporou



Obrázek 39 Moment na podporou po přetížení

5 ZATÍŽENÍ

5.1 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

5.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha hlavní nosné konstrukce je automaticky generována výpočetním programem SCIA Engineer. Objemová tíha betonu je uvažována 26 kN/m^3 .

5.1.2 Ostatní stálé zatížení

Střední char. hodnota

Římsy	$2 \cdot A_{\text{řimsa}} \cdot \gamma$	$2 \cdot 0,49 \cdot 25$	24,5 kN/m
Římsa - stř. dělicí pás	$A_{\text{stř.řimsa}} \cdot \gamma$	$0,53 \cdot 25$	13,25 kN/m
Vozovka	$t \cdot \text{š.} \cdot \gamma$	$0,13 \cdot 24 \cdot 24$	74,88 kN/m
Izolace	$t \cdot \text{š.} \cdot \gamma$	$0,005 \cdot 30 \cdot 14$	2,1 kN/m
Ocelová svodidla		-	1 kN/m
Betonová svodidla		-	8,3 kN/m
PHS		-	2 kN/m
			(g - g ₀)m 126,03 kN/m

Dolní char. hodnota

Římsy	$2 \cdot A_{\text{řimsa}} \cdot \gamma$	$2 \cdot 0,49 \cdot 25$	24,5 kN/m
Římsa - stř. dělicí pás	$A_{\text{stř.řimsa}} \cdot \gamma$	$0,53 \cdot 25$	13,25 kN/m
Vozovka	$t \cdot \text{š.} \cdot \gamma \cdot 0,8$	$0,13 \cdot 24 \cdot 24 \cdot 0,8$	59,9 kN/m
Izolace	$t \cdot \text{š.} \cdot \gamma \cdot 0,8$	$0,005 \cdot 30 \cdot 14 \cdot 0,8$	1,68 kN/m
Ocelová svodidla		-	1 kN/m
Betonová svodidla		-	8,3 kN/m
PHS		-	2 kN/m
			(g - g ₀)inf 110,63 kN/m

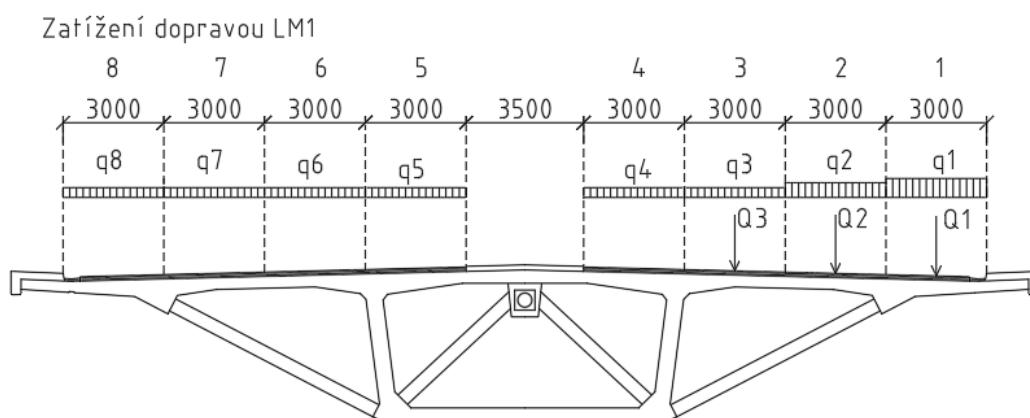
Horní char. hodnota

Římsy	$2 \cdot A_{\text{řimsa}} \cdot \gamma$	$2 \cdot 0,49 \cdot 25$	24,5 kN/m
Římsa - stř. dělicí pás	$A_{\text{stř.řimsa}} \cdot \gamma$	$0,53 \cdot 25$	13,25 kN/m
Vozovka	$t \cdot \text{š.} \cdot \gamma \cdot 1,4$	$0,13 \cdot 24 \cdot 24 \cdot 1,4$	104,83 kN/m
Izolace	$t \cdot \text{š.} \cdot \gamma \cdot 1,4$	$0,005 \cdot 30 \cdot 14 \cdot 1,4$	2,94 kN/m
Ocelová svodidla		-	1 kN/m
Betonová svodidla		-	8,3 kN/m
PHS		-	2 kN/m
			(g - g ₀)sup 156,85 kN/m

5 ZATÍŽENÍ

5.2 PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

5.2.1 Doprava model LM1

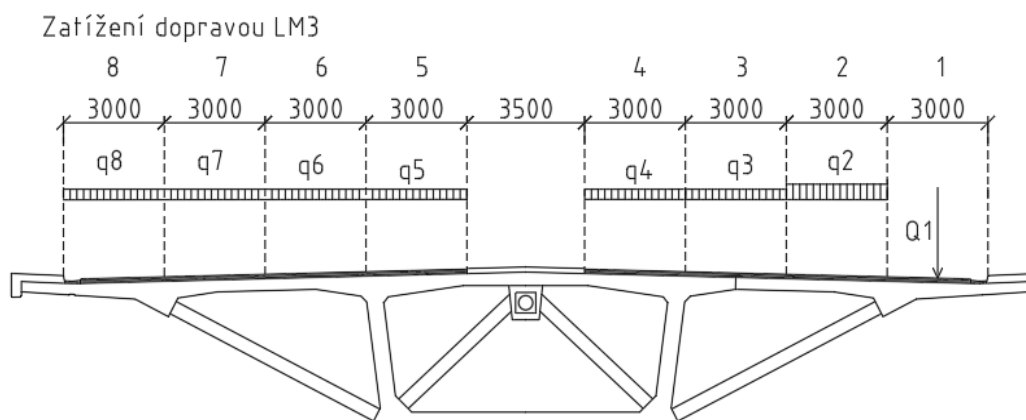


Q_{k1}	600 kN	$\alpha_{Q1} = 1$	Q_1	600 kN
Q_{k2}	400 kN	$\alpha_{Q2} = 1$	Q_2	400 kN
Q_{k3}	200 kN	$\alpha_{Q3} = 1$	Q_3	200 kN

q_{k1}	9 kN/m ²	$\alpha_{q1} = 1$	q_1	9 kN/m ²
q_{k2}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q2} = 2,4$	q_2	6 kN/m ²
q_{k3}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q3} = 1,2$	q_3	3 kN/m ²
q_{k4}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q4} = 1,2$	q_4	3 kN/m ²
q_{k5}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q5} = 1,2$	q_5	3 kN/m ²
q_{k6}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q6} = 1,2$	q_6	3 kN/m ²
q_{k7}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q7} = 1,2$	q_7	3 kN/m ²
q_{k8}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q8} = 1,2$	q_8	3 kN/m ²

5.2.2 Doprava model LM3 (1800/200)

- zvláštní vozidlo s nápravovými silami do 240 kN
- 1800/200 (9 náprav po 200 kN)



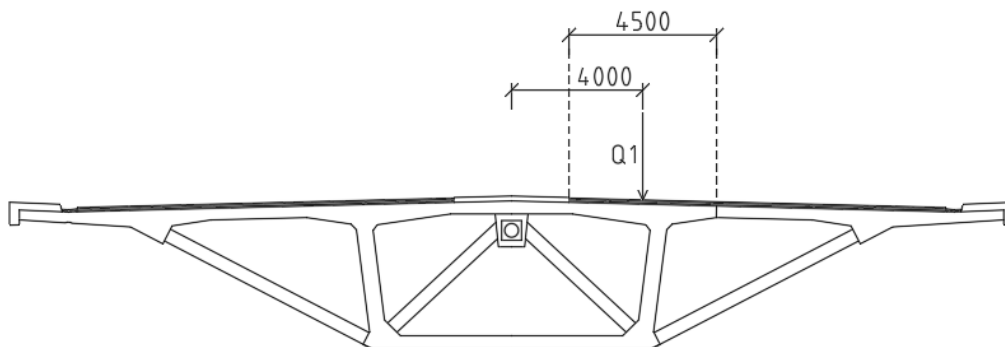
5 ZATÍŽENÍ

Q_{k1}	1800 kN	$\alpha_{Q1} = 1$	Q_1	1800 kN
q_{k2}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q2} = 2,4$	q_2	6 kN/m ²
q_{k3}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q3} = 1,2$	q_3	3 kN/m ²
q_{k4}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q4} = 1,2$	q_4	3 kN/m ²
q_{k5}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q5} = 1,2$	q_5	3 kN/m ²
q_{k6}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q6} = 1,2$	q_6	3 kN/m ²
q_{k7}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q7} = 1,2$	q_7	3 kN/m ²
q_{k8}	2,5 kN/m ²	$\alpha_{q8} = 1,2$	q_8	3 kN/m ²

5.2.3 Doprava model LM3 (3000/240)

- zvláštní vozidlo s nápravovými silami nad 240 kN
- 3000/240 (12 náprav po 240 kN + 1 náprava 120 kN)
- jediné vozidlo na mostě

Zatížení dopravou LM3

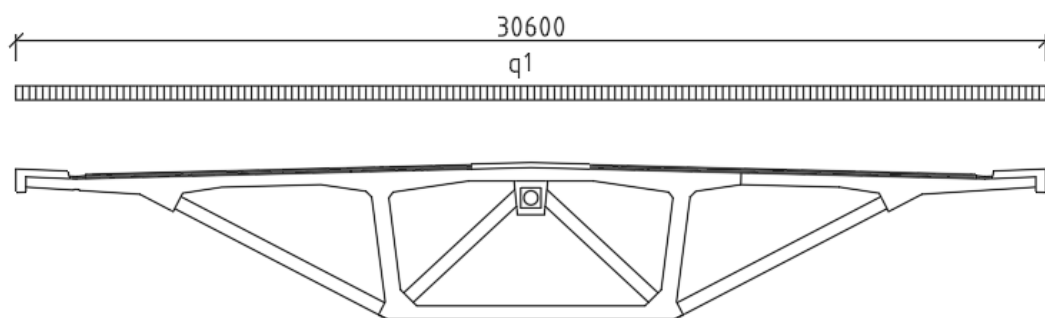


Q_{k1}	3000 kN	$\alpha_{Q1} = 1$	Q_1	3000 kN
----------	---------	-------------------	-------	---------

5.2.4 Zatížení davem lidí LM4

- předpokládané působení na celou šířku mostu, včetně středního dělicího pásu.

5 ZATÍŽENÍ



5.2.5 Zatížení chodníků

je uvažováno 5 kN/m^2

5.2.6 Zatížení teplotou

$T_0 = 10 \text{ °C}$ (Výchozí teplota)

$T_{\max} = 40 \text{ °C}$; $T_{\min} = -32 \text{ °C}$ (hodnoty odečtené z map teplot viz ČSN EN 1991-1-5)

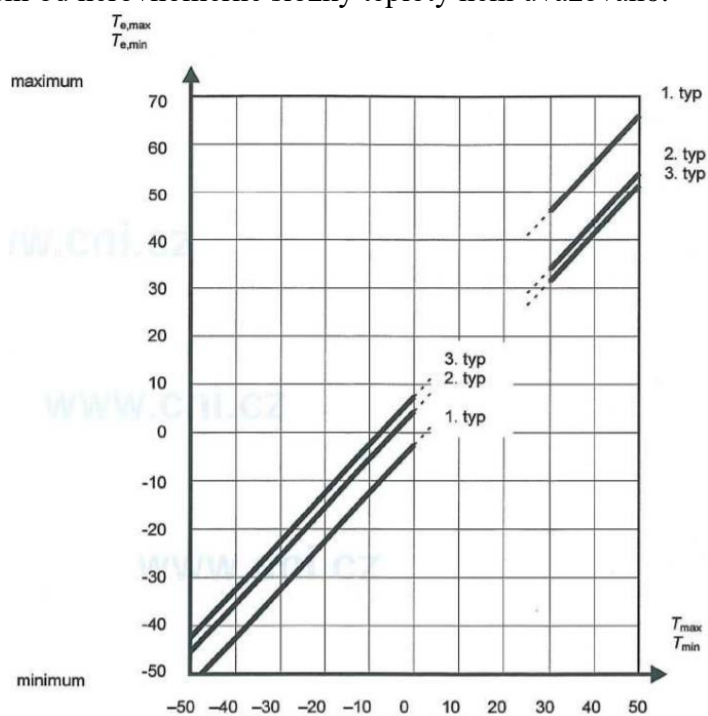
$T_{e,\max} = 44,5 \text{ °C}$; $T_{e,\min} = -27,5 \text{ °C}$ (Odečteno z grafu)

$T_{\text{exp}} = 44,5 - 10 = 34,5 \text{ °C}$

$T_{\text{con}} = -27,5 - 10 = -37,5 \text{ °C}$

Výsledné teploty konstrukce T_{exp} , T_{con} budou zadány do výpočetního modelu pomocí samostatného zatěžovacího stavu.

Zatížení od nerovnoměrné složky teploty není uvažováno.



5 ZATÍŽENÍ

5.3 KOMBINACE

5.3.1 MSÚ

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

5.3.2 MSP

Charakteristická kombinace (6.14b)

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

Častá kombinace (6.15b)

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

Kvazi-stálá kombinace (6.16b)

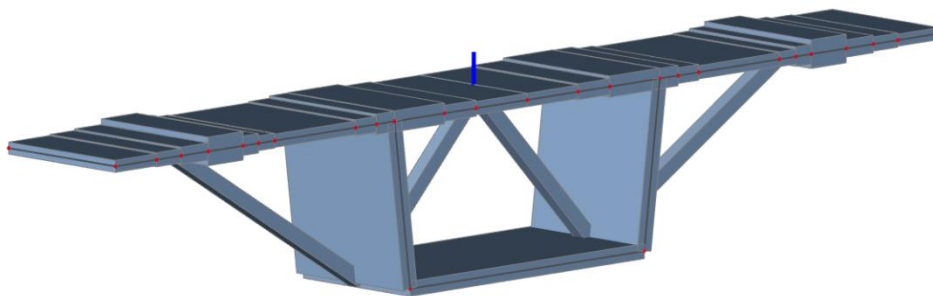
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

5.3.3 Hodnoty součinitelů pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Označení		ψ_0	ψ_1	ψ_2
doprava	gr1a	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,4	0,4	0
		chodci a cyklisti	0,4	0,4	0
	gr1b	jednotlivá náprava	0	0,75	0
	gr2	vodorovné síly	0	0	0
	gr3	zatížení chodci	0	0,4	0
	gr4	zatížení davem lidí	0	-	0
gr5	zvláštní vozidla	0	-	0	
Vítr	F_{wk}	trvalé návrhové situace	0,6	0,2	0
		provádění		-	0
Teplota	T_k		0,6	0,6	0,5
Sníh	$Q_{Sn,k}$		0,8	-	-
Staveništní	Q_c		1	-	1

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

Deskostěnový model příčného řezu mostovkou slouží k návrhu a posouzení příčného předpětí v horní desce a diagonálních táhel uvnitř komory. Model reprezentuje segment, jehož součástí je připojení závěsu k mostovce.



Obrázek 41 Model příčného řezu

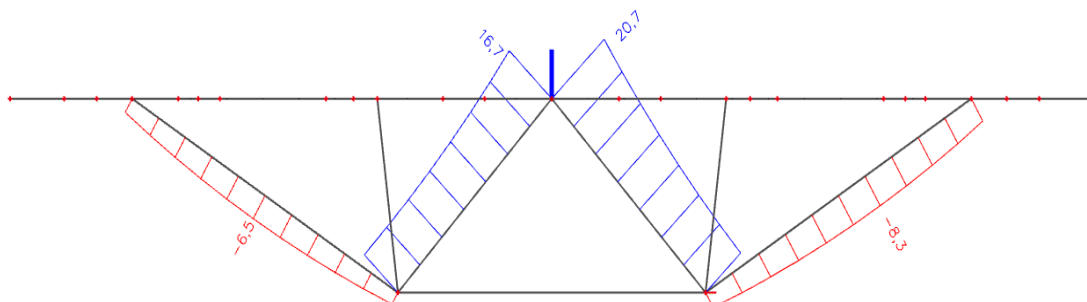
Model je zatížen stálým zatížením (vlastní tíha, ostatní stálé zatížení) a kombinací proměnného zatížení (LM1, LM3, LM4), které jsou popsány výše.

Zatížení je umístěno dle nákresu v kapitole 5.2, výsledné vnitřní síly a napětí jsou proto nesymetrické.

6.1 Návrh předpětí v táhlech

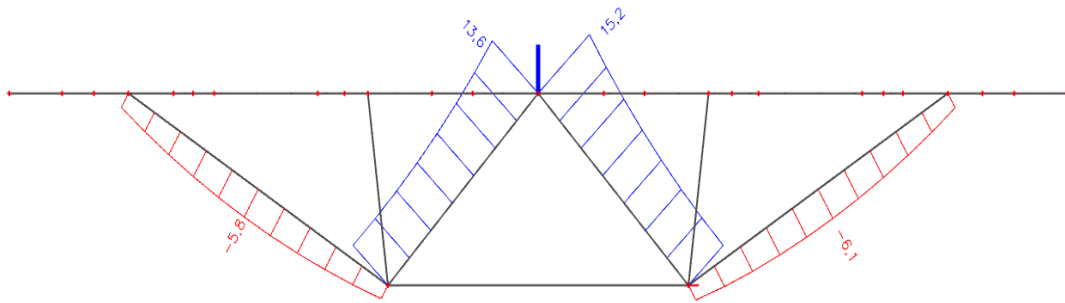
Pro redukci tahových sil v diagonálních táhlech je nutný návrh centrického předpětí pomocí předpjatých tyčí, které jsou zde zvoleny namísto kabelů z důvodu malé délky táhel a snazšího vnesení předpětí.

Hodnoty maximálních tahových napětí v táhlech od stálého zatížení a jednotlivých skupin zatížení od dopravy v charakteristické kombinaci:

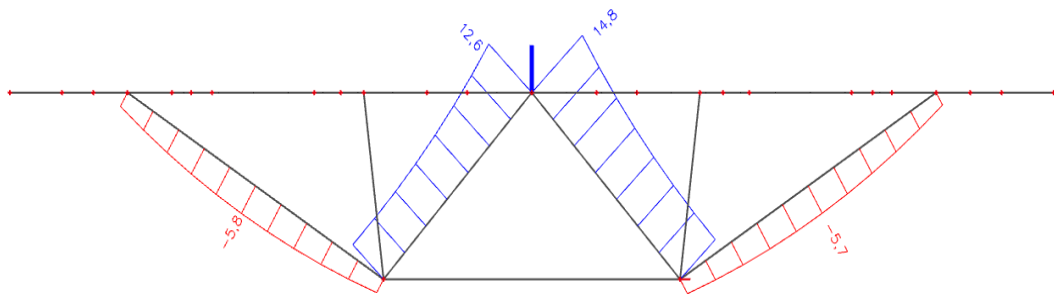


Obrázek 42 Napětí v horních vláknech táhel, LM1, Charakteristická kombinace

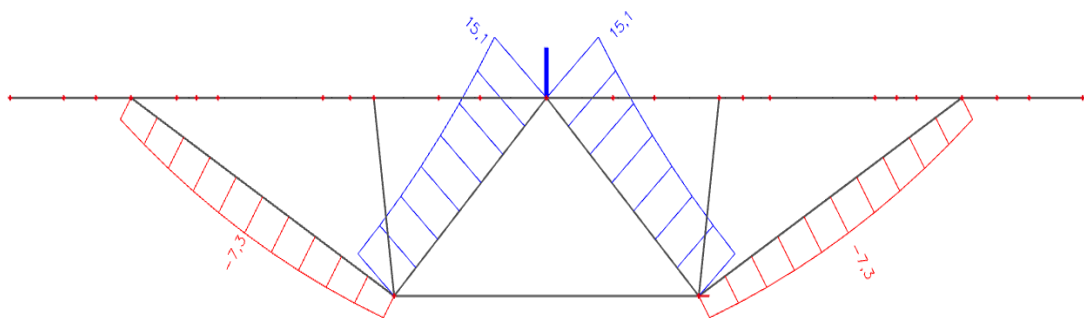
6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ



Obrázek 43 Napětí v horních vláknech táhel, LM3 (200kN), Charakteristická kombinace



Obrázek 44 Napětí v horních vláknech táhel, LM3(240kN), Charakteristická kombinace



Obrázek 45 Napětí v horních vláknech táhel, LM4, Charakteristická kombinace

Beton C50/60

Vlastnosti betonu	f_{ck}		50 MPa
	f_{cm}		58 MPa
	f_{cd}	$\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 50 / 1,5$	28,33 MPa
	$f_{ctk0,05}$		2,9 MPa
	$f_{ctk0,95}$		5,3 MPa
	f_{ctm}		4,1 MPa
	E_{cm}		37 GPa
	E_c	$1,05 * E_{cm} = 1,05 * 37$	38,85 GPa
	ϵ_{cu2}		3,5 %

Y1030H - 40

Vlastnosti výztuže	F_{pk}	1295 kN
	A	1257 mm ²
	E	170 GPa

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

	$F_{p0,1}$		1049 kN
	σ_{\max}	$\min\{0,8 * F_{pk}; 0,9 * F_{p0,1}\} = \{1036; 944,1\}$	944,1 kN
	σ_{pm0}	$\{0,75 * F_{pk}; 0,85 * F_{p0,1}\} = \{971,25; 891,65\}$	891,65 kN
Na konci životnosti	$F_{p,\infty,EST}$	$0,75 * 944,1$	708 kN
	$\sigma_{p,\infty,EST}$	$F_{p,\infty,EST}/A = 708000/1257$	563,25 MPa

Návrh předpětí

$$\sigma_{zat,char.} = \frac{M_{zat,char.}}{W_d} = 20,7 \text{ MPa (obr. 42)}$$

$$\sigma_c = -\frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{zat,char.}}{W_d} - \frac{M_p}{W_d} = -\frac{N_p}{0,16} + 20,7 + 0 \rightarrow N_p = 3,312 \text{ MN} (\sigma_c = 0)$$

$$A_{p,req} = \frac{N_p}{\sigma_{p,\infty,EST}} = \frac{3,312}{563,25} = 0,00588 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A} = \frac{0,00588}{0,001257} \cong \text{Návrh } 5x Y1030 - 40$$

Posouzení $N_p = A * n * \sigma_{p,\infty,EST} = 0,001257 * 5 * 563,25 = 3,54 \text{ MN}$

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_c} = \frac{3,54}{0,16} = 22,125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{zat,char} \leq \sigma_c$$

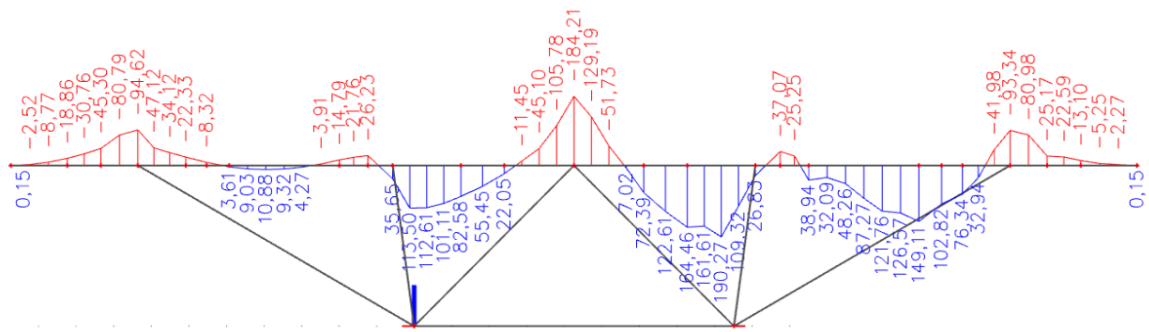
VYHOVUJE

$$20,7 \text{ MPa} \leq 22,125 \text{ MPa}$$

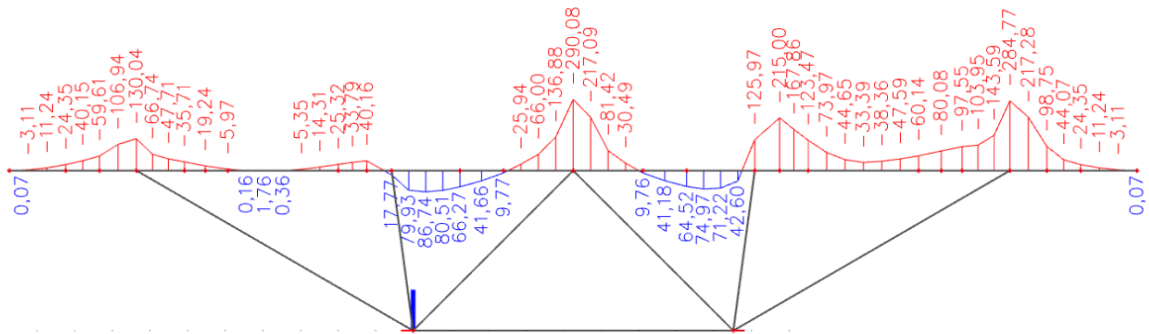
Předepnutím táhel bylo dosaženo redukce tahových sil a zároveň změny průběhu ohybového momentu v horní desce.

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

6.1.1 Obálka ohybových momentů v horní desce bez předpjatých táhel

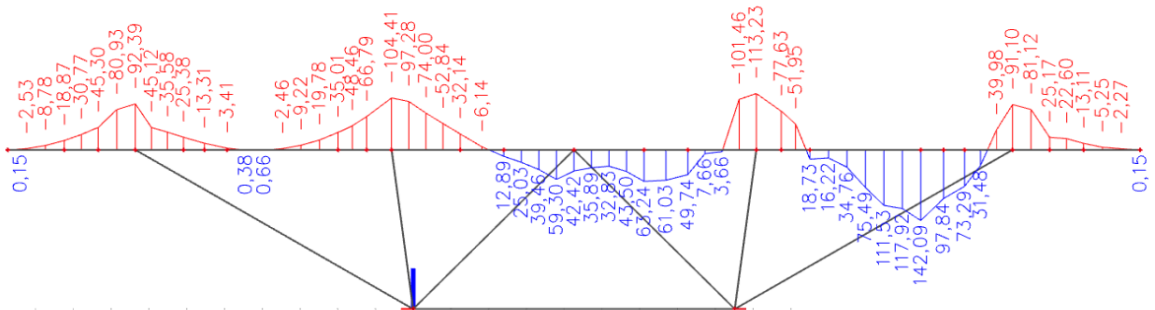


Obrázek 46 Maximální kladné hodnoty momentu (charakteristická kombinace)

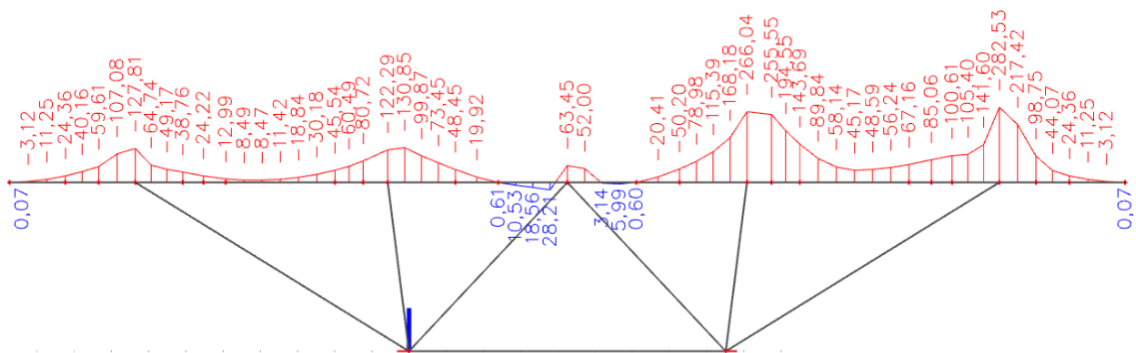


Obrázek 39 Maximální záporné hodnoty momentu (charakteristická kombinace)

6.1.2 Obálka ohybových momentů v horní desce s předpjatými táhly



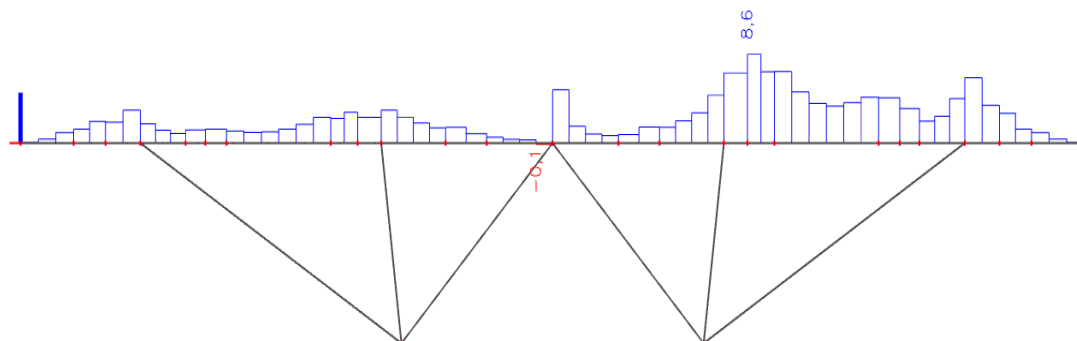
Obrázek 40 Maximální kladné hodnoty momentu (charakteristická kombinace)



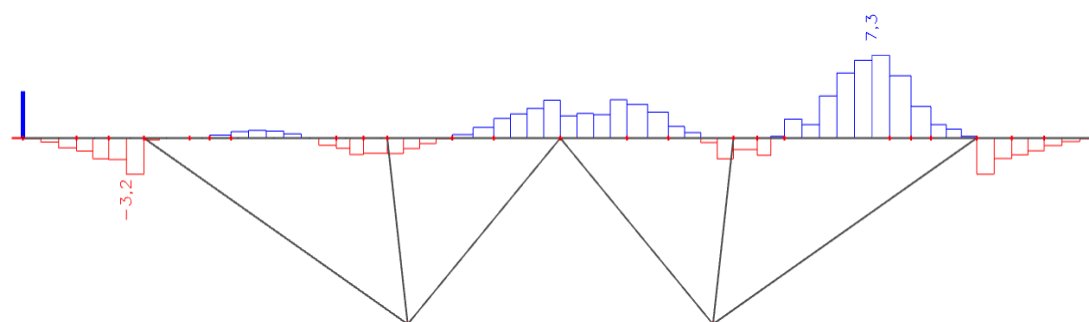
Obrázek 41 Maximální záporné hodnoty momentu (charakteristická kombinace)

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

Pro návrh příčného předpětí bude vycházeno z maximálních tahových napětí σ_y v horní desce.



Obrázek 48 Maximální tahové napětí v horních vláknech-obálka pro charakteristické kombinace (LM1, LM3, LM4)



Obrázek 47 Maximální tahové napětí σ_y v dolních vláknech-obálka pro charakteristické kombinace (LM1, LM3, LM4)

6.2 Návrh příčného předpětí v horní desce

Beton C50/60

Vlastnosti betonu	f_{ck}		50 MPa
	f_{cm}		58 MPa
	f_{cd}	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 50 / 1,5$	28,33 MPa
	$f_{ctk0,05}$		2,9 MPa
	$f_{ctk0,95}$		5,3 MPa
	f_{ctm}		4,1 MPa
	E_{cm}		37 GPa
	E_c	$1,05 \cdot E_{cm} = 1,05 \cdot 37$	38,85 GPa
	ϵ_{cu2}		3,5 %

Y 1860S7 15,7

Vlastnosti výztuže	f_{pk}		1860 MPa
	A		150 mm ²
	E		195 MPa
	$f_{p0,1}$		1640 MPa
	σ_{max}	$\min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1}\} = \{1488; 1476\}$	1476 MPa
	σ_{pm0}	$\min\{0,75 \cdot F_{pk}; 0,85 \cdot F_{p0,1}\} = \{1395; 1394\}$	1394 kN

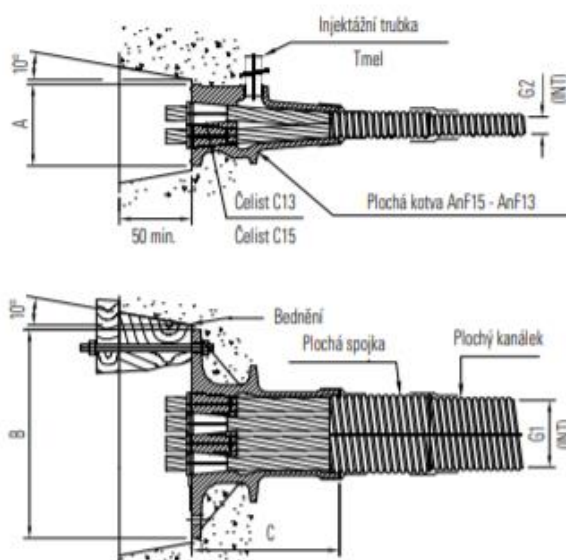
6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

$\sigma_{p,\infty,EST}$

0,75 · 1476 1107 MPa

Pro předpětí horní desky mostovky bude použit předpínací systém Freyssinet řady F, který je přizpůsobený pro předpínání tenkých betonových prvků. Tento systém využívá vnitřní předpětí se soudržností, skládající se z holých lan v kabelovém kanálku z korugované oceli oválného tvaru, který usnadňuje instalaci kabelů do tenkých konstrukcí a díky svému malému průměru umožňuje proměnlivou výšku kabelu v desce, což nám zvýší excentricitu kabelu a tím i efektivitu předpětí. Napětí v lanech bylo zadáno jako odhad napětí na konci životnosti po odečtení ztrát, tedy 75% maximálního napětí σ_{max} .

Kabely budou tvořeny z 5 lan o průměru 15,7 mm, což je maximální povolený počet pro ploché kanálky.



Obrázek 50 Systém Freyssinet řady F[17]

Typ	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G1 x G2 (mm ²)	G (mm)	H (mm)
A3 F13/15	85	190	163	58 x 21	95	200
A4 F13/15	90	230	163	75 x 21	100	240
A5 F13/15	90	270	163	90 x 21	100	280

Obrázek 49 Rozměry kabelu a kotvy řady F[17]

6.2.1 Konstrukční zásady

Lana jsou vedena v kabelech z korugované oceli s vnitřními rozměry 90 x 21 mm.

Mezery mezi kabelovými kanálky:

Vodorovně > průměr kanálku (90mm)

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

	> 50 mm
	> $d_g + 5$ mm, d_g – největší rozměr zrna kameniva
Svisle	> průměr kanálku (21 mm)
	> 40 mm
	> d_g

Krycí vrstva předpínací výztuže se stanoví ze vztahu:

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

c_{nom} - nominální krycí vrstva výztuže
 c_{min} - minimální krycí vrstva výztuže
 Δc_{dev} - 10 mm

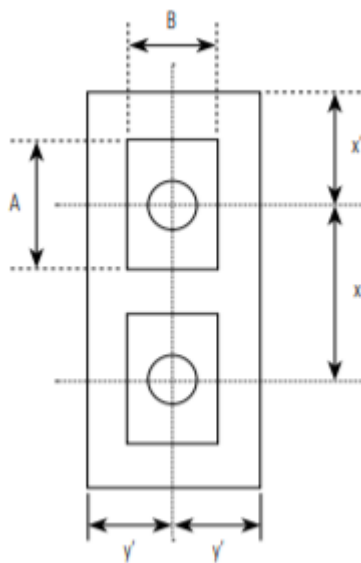
$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$$

$$c_{min} = 35\text{mm}$$

$c_{min,b}$ - průměr kanálku (21mm – svislý směr)
 $c_{min,dur}$ - minimální krycí vrstva z hlediska prostředí (S3 – 35mm)

$$c_{nom} = 35 + 10 = 45\text{mm}$$

6.2.2 Prostorové uspořádání kotev



Rozměry, které je nutné splnit:

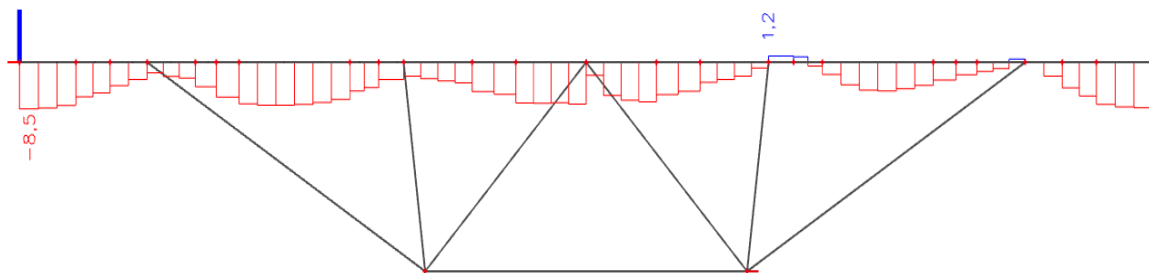
$$y \geq B + 30\text{mm} = 90 + 30 = 120\text{mm}$$

$$x \geq A + 30\text{mm} = 270 + 30 = 300\text{mm}$$

$$y' \geq 0,5y + \text{krytí betonu} - 10\text{mm} = 60 + 45 - 10 = 95\text{mm}$$

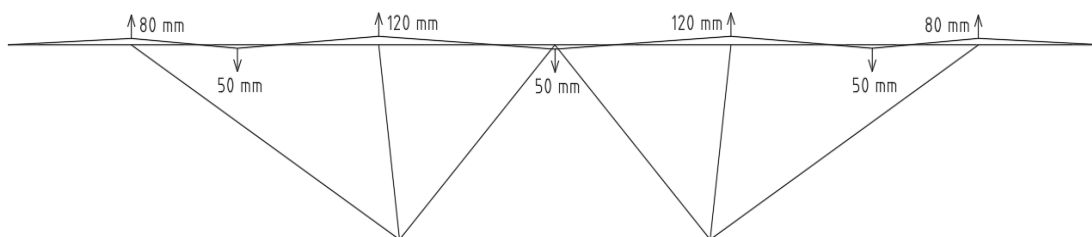
6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

Model příčného řezu s předpětím v táhlech a horní desce Y1860S7 15,7 a' 300 mm, napětí $\sigma_{p,\infty,EST} = 1107$ MPa (centrické předpětí)



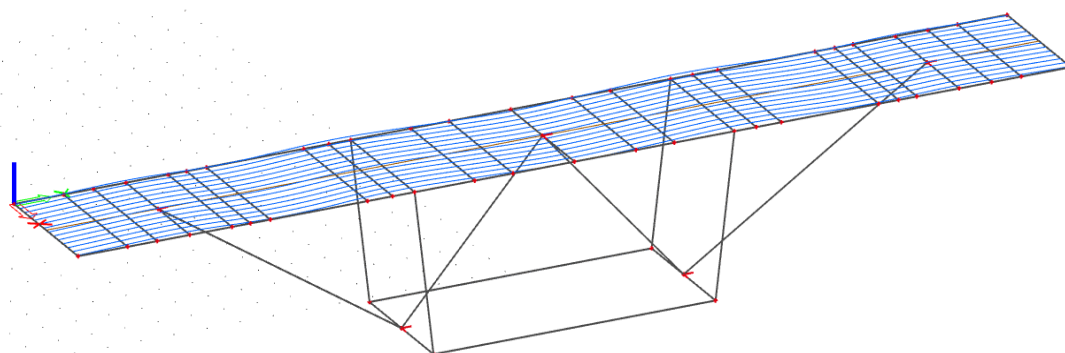
Obrázek 51 Maximální napětí v horní desce, horní vlákna, charakteristická kombinace, kabely umístěny v ose desky

Z obrázku je patrné, že místech nad boční stěnou a diagonální vzpěrou vznikají tahová napětí v horních vláknech, pro eliminaci těchto napětí budou kabely v těchto místech umístěny s excentricitou od osy desky.



Obrázek 44 Znárodnění excentricit kabelů

Velikosti excentricit kabelů jsou v souladu s prostorovým uspořádáním kabelů. Kabely jsou ve vrcholech zaobleny kružniovým obloukem s poloměrem 30 m. Krycí vrstva s minimální hodnotou nad stěnou komory 85 mm je bezpečně dodržena.



Obrázek 45 Pohled na model příčného řezu s předpětím

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

6.2.3 Mezní stav omezení napětí

Tlaková napětí v betonu je třeba omezit, tak aby bylo zabráněno vzniku podélných trhlin. Předpětí bude vneseno do hotových segmentů v čase $t = 28$ dní, kdy beton nabude předepsaných pevností. [13]

Tlakové napětí při charakteristické kombinaci $< 0,6 f_{ck}$ ($0,6 \cdot 50 = \underline{30 \text{ MPa}}$)

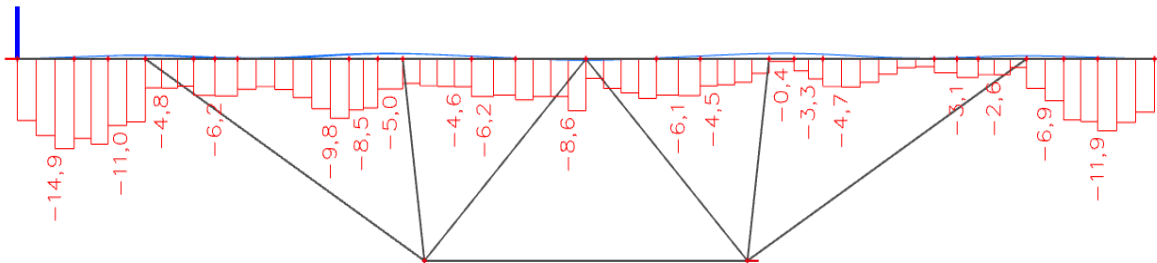
Tlakové napětí při kvazi-stálé kombinaci $< 0,45 f_{ck}$ ($0,45 \cdot 50 = \underline{22,5 \text{ MPa}}$)

Tahové napětí při kvazi-stálé kombinaci < 0 (dekomprese)

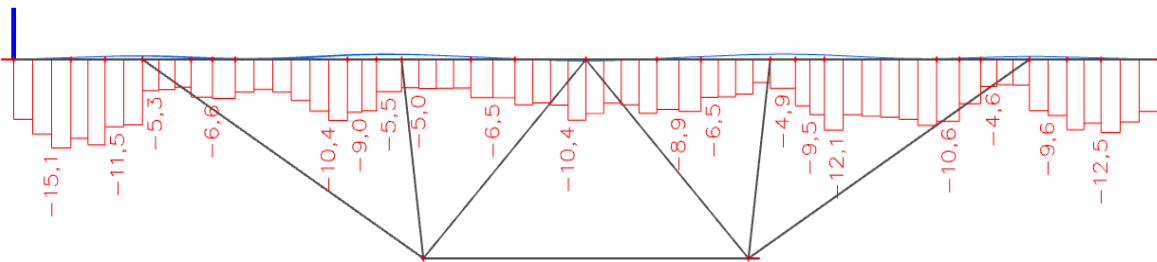
Tahové napětí při časté kombinaci < 0 (dekomprese)

6.2.4 Výsledné napětí σ_y po vnesení příčného předpětí

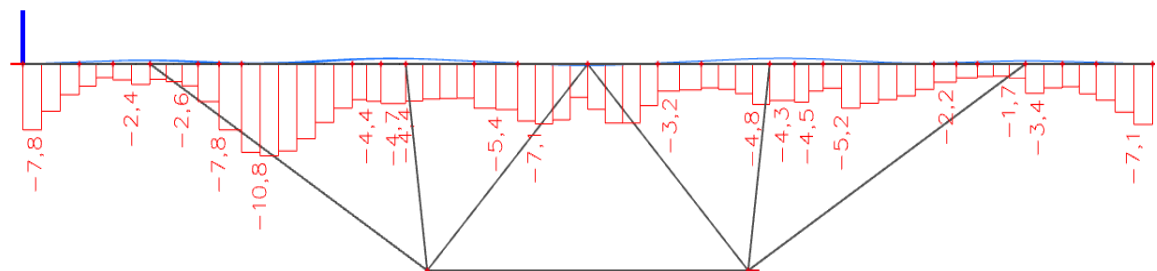
Charakteristická kombinace



Obrázek 53 Minimální tlakové napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace

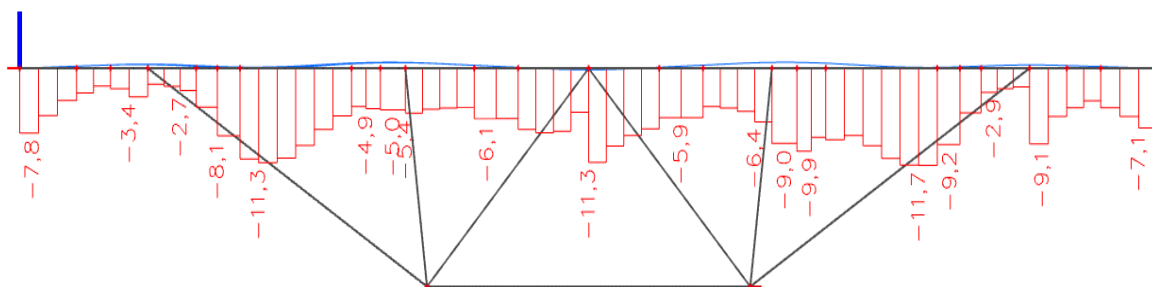


Obrázek 52 Maximální tlakové napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace



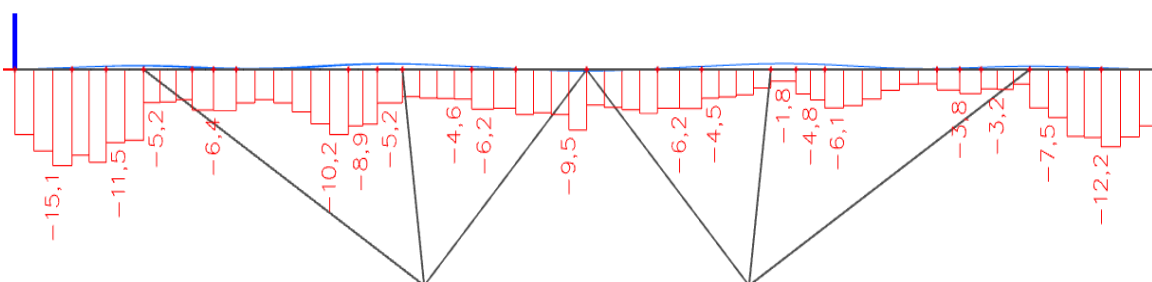
Obrázek 54 Minimální tlakové napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

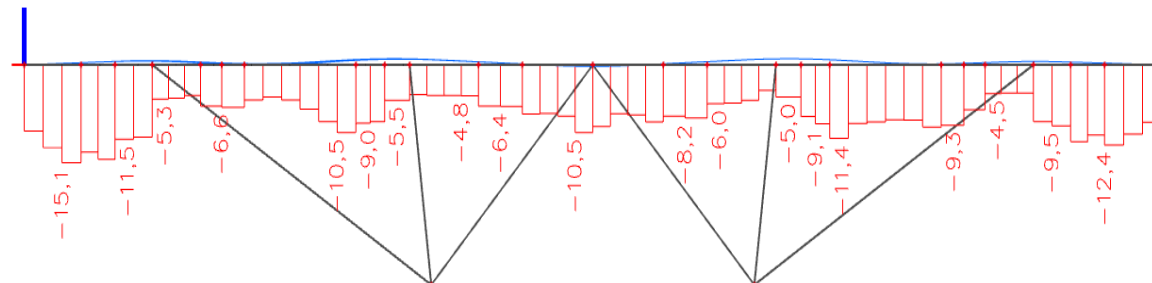


Obrázek 55 Maximální tlakové napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace

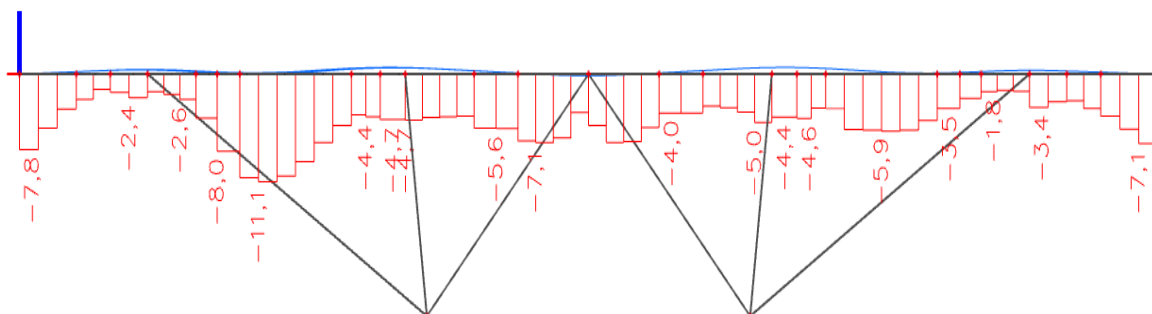
Častá kombinace



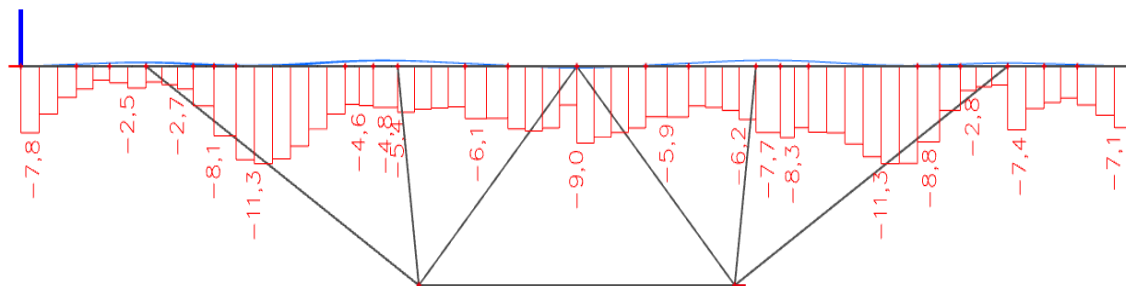
Obrázek 56 Minimální tlakové napětí, horní vlákna, častá kombinace



Obrázek 57 Maximální tlakové napětí, horní vlákna, častá kombinace

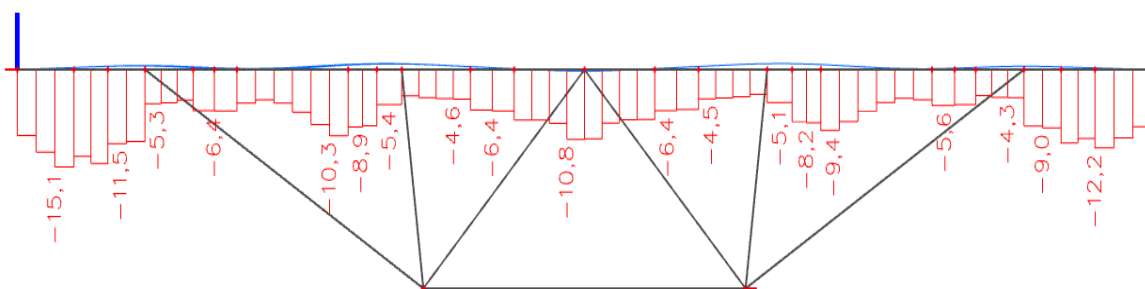


Obrázek Minimální tlakové napětí, dolní vlákna, častá kombinace

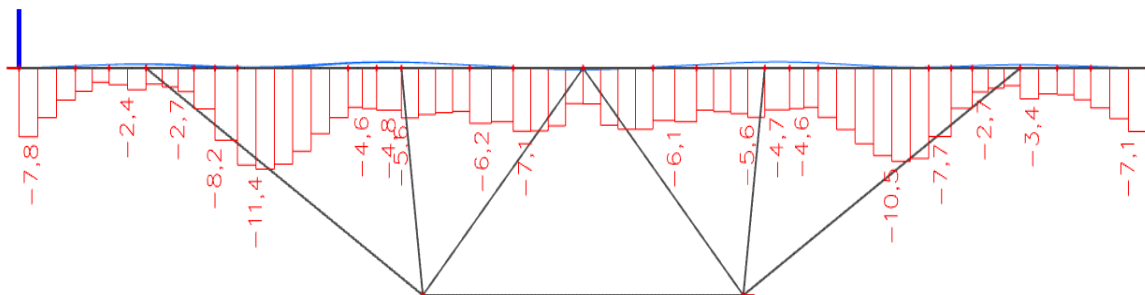


Obrázek 58 Maximální tlakové napětí, dolní vlákna, častá kombinace

Kvazi-stálá kombinace



Obrázek 60 Napětí, horní vlákna, kvazi-stálá kombinace



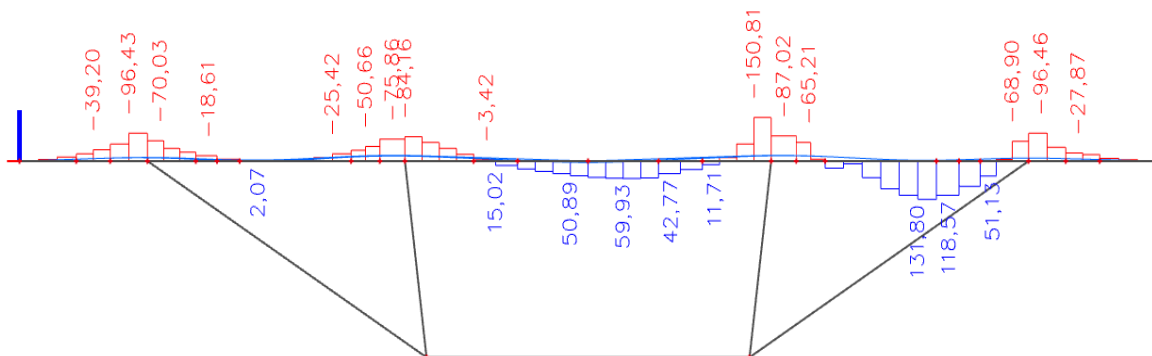
Obrázek 59 Napětí, dolní vlákna, kvazi-stálá kombinace

Z grafických výsledků vygenerovaných programem SCIA je patrné, že vlivem navrženého příčného předpětí je horní deska mostovky v místě ukotvení závěsů ve všech kombinacích zatížení v tlaku, tím se předejde možnosti vzniku trhlin a zajistí se správné působení betonu. Maximální tlakové napětí v betonu je vyvozeno v dolních vláknech za charakteristické a kvazi-stálé kombinace zatížení, které dosahuje 15,1 MPa, což bezpečně vyhovuje maximálnímu povolenému napětí v betonu (30MPa), kvůli vzniku podélných trhlin.

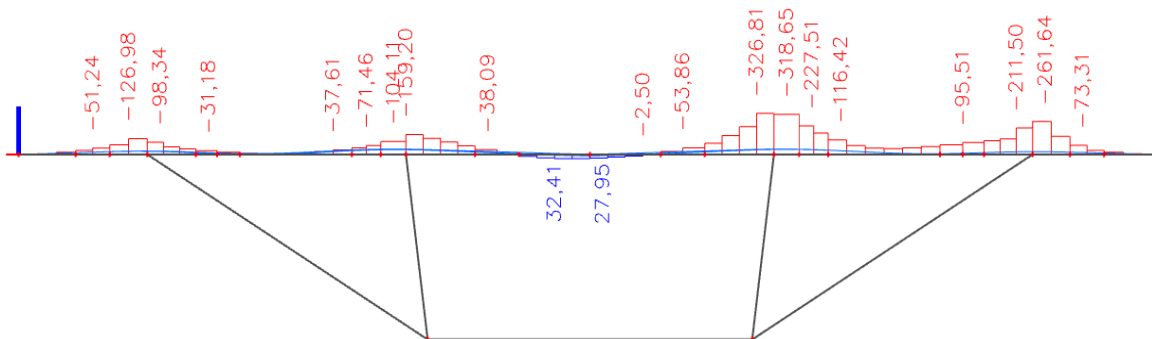
6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

6.2.5 Posouzení horní desky mostovky v místě bez příčných táhel

Návrh příčného předpětí vycházel z modelu mostovky s příčnými táhly, proto je nutné posoudit výztuž v místech bez závěsů, a tedy i bez příčných táhel.



Obrázek 62 Maximální kladný moment, charakteristická kombinace

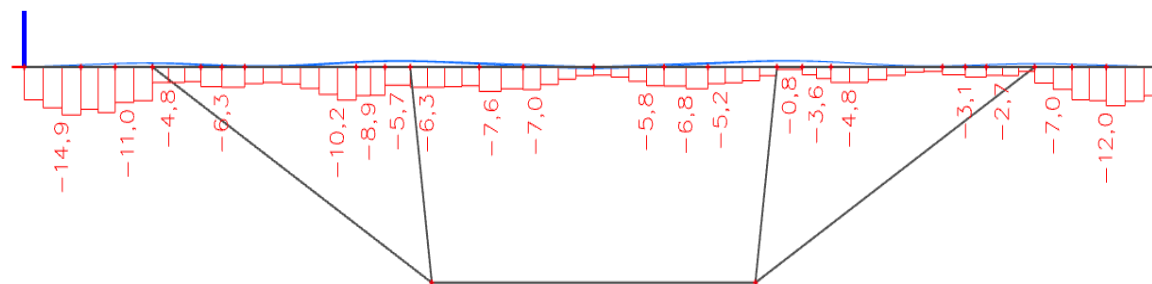


Obrázek 613 Maximální záporný moment, charakteristická kombinace

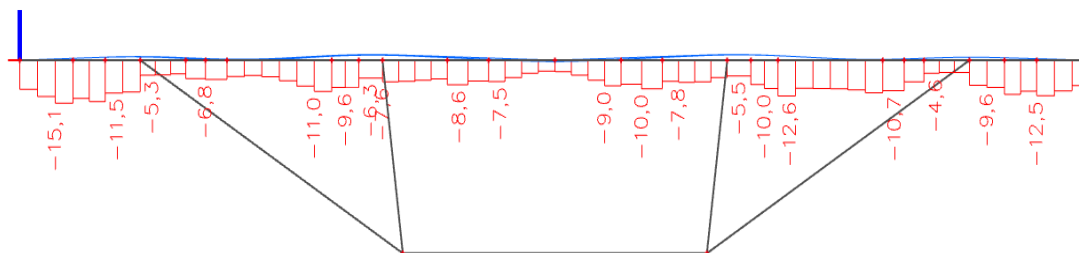
Návrh předpětí Y1860S7 15,7 a' 300 mm, napětí $\sigma_{p,\infty,EST} = 1107$ MPa.

Výsledné napětí σ_y pro jednotlivé kombinace po vnesení příčného předpětí:

Charakteristická kombinace:

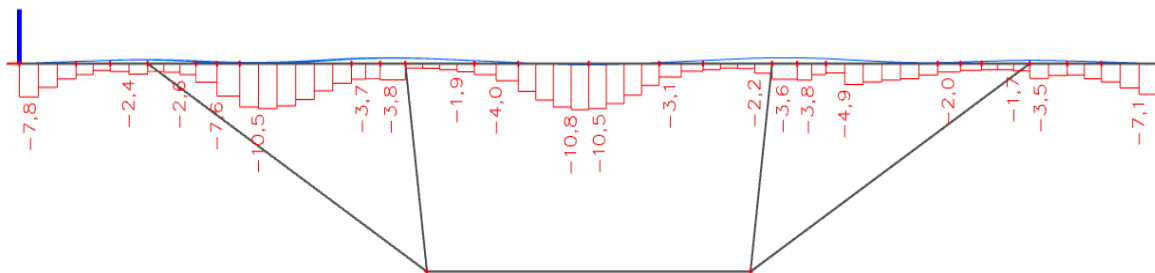


Obrázek 634 Minimální tlakové napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace

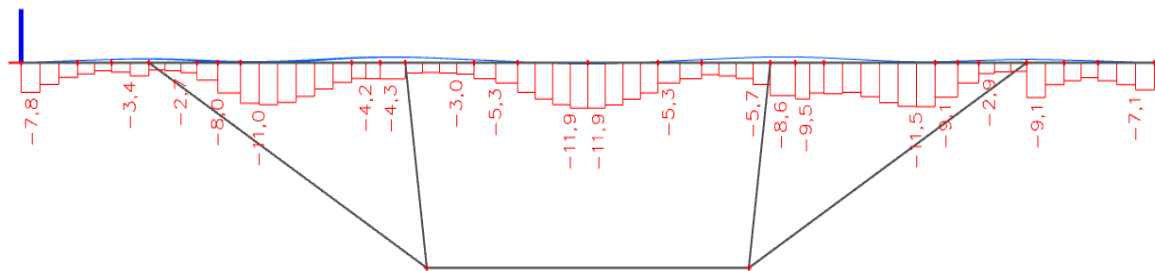


Obrázek 625 Maximální tlakové napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace

6 STATICKÝ VÝPOČET – PŘÍČNÝ ŘEZ

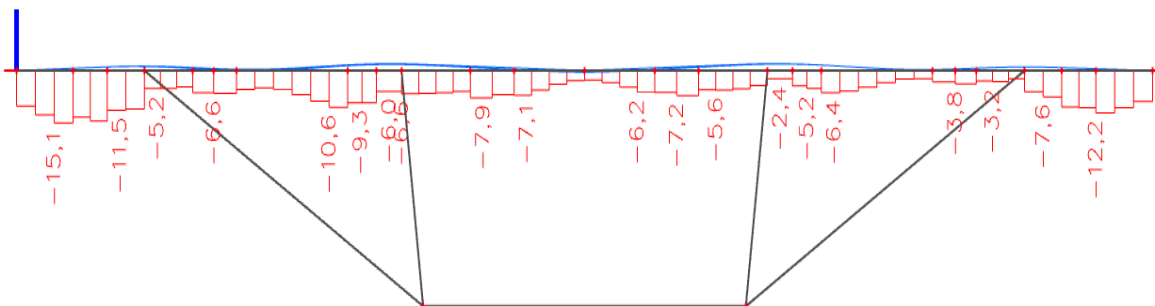


Obrázek 656 Minimální tlakové napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace

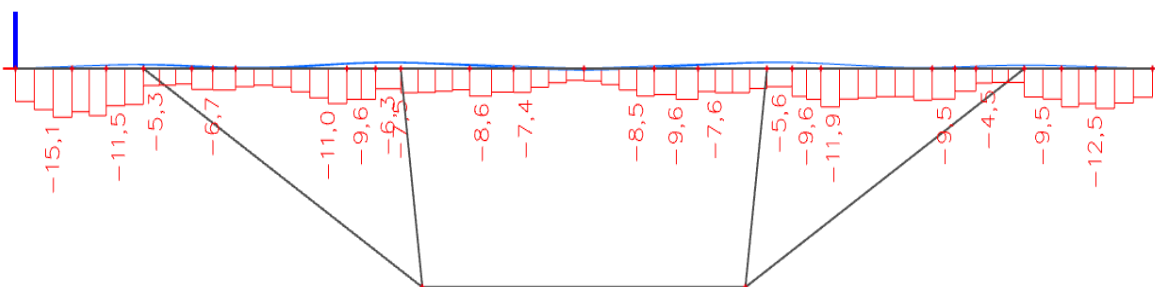


Obrázek 647 Maximální tlakové napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace

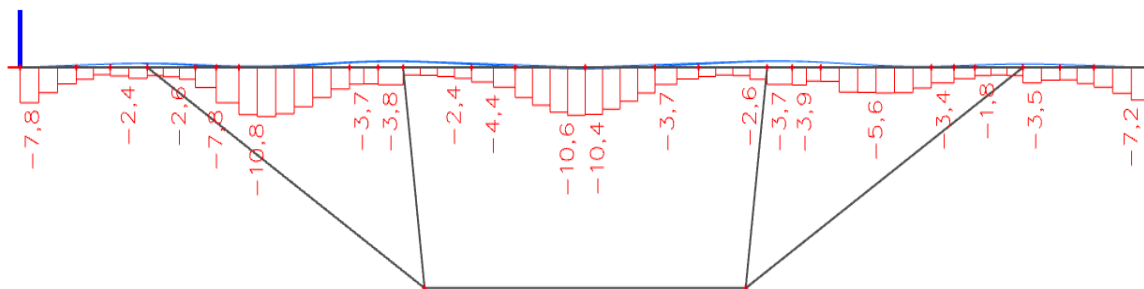
Častá kombinace:



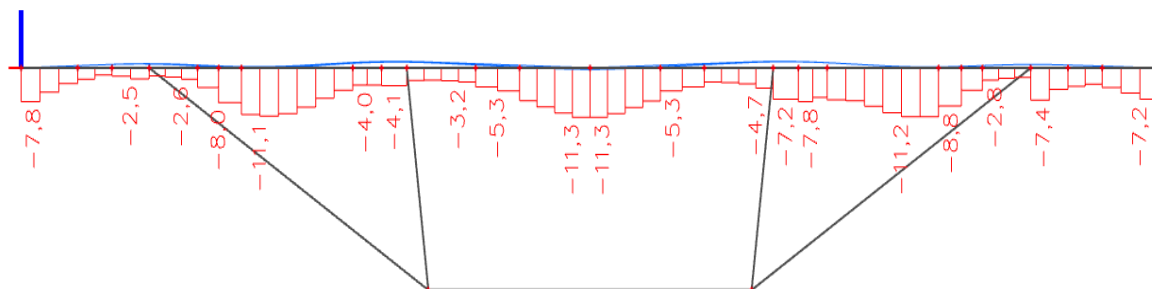
Obrázek 668 Minimální tlakové napětí, horní vlákna, častá kombinace



Obrázek 67 Maximální tlakové napětí, horní vlákna, častá kombinace

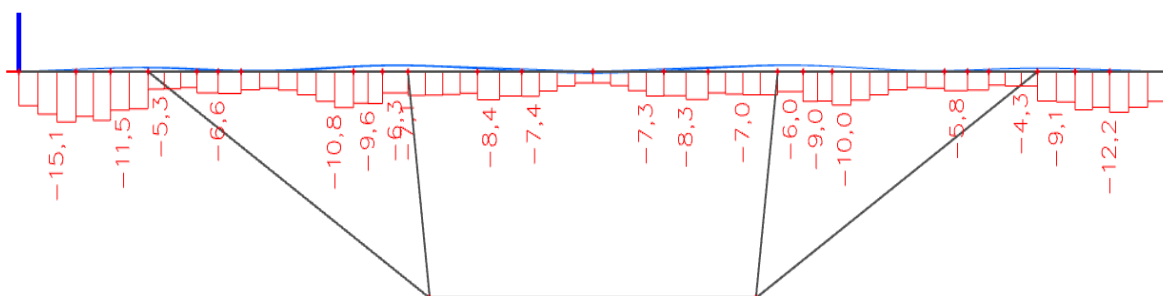


Obrázek 68 Minimální tlakové napětí, dolní vlákna, častá kombinace

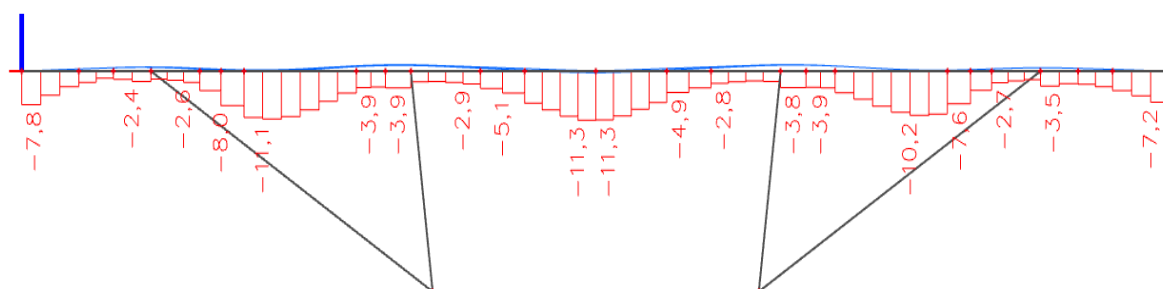


Obrázek 69 Maximální tlakové napětí, dolní vlákna, častá kombinace

Kvazi-stálá kombinace:



Obrázek 70 Tlakové napětí, horní vlákna, kvazi-stálá kombinace



Obrázek 71 Tlakové napětí, dolní vlákna, kvazi-stálá kombinace

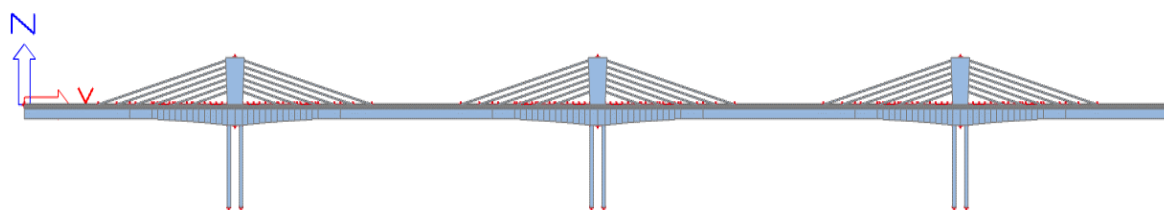
Napětí v horní desce ve všech kombinacích je tlaku, zároveň nepřesahuje limitní hodnoty pro mezní stav omezení napětí.

Návrh předpětí Y1860S7 15,7 a' 300 mm, napětí $\sigma_{p,\infty,EST} = 1107$ MPa.

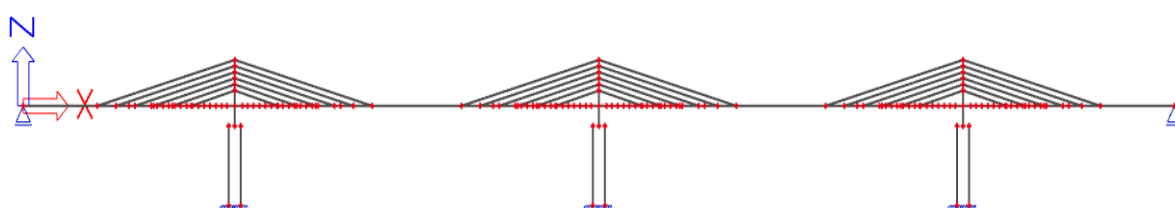
VYHOVUJE

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

Na rozdíl od deskostěnového modelu příčného řezu byl v podélném směru zvolen model prutový. Posuzování obou modelů probíhá odděleně, pouze zatížení je převzato z příčného roznosu a aplikováno do podélného směru.



Obrázek 733 Model konstrukce v podélném směru



Obrázek 724 Prutový model konstrukce v podélném směru

7.1 ZATÍŽENÍ MODELU

7.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha všech prvků konstrukce byla vygenerována programem SCIA.

7.1.2 Ostatní stálé zatížení

Do modelu zadáno jako rovnoměrné liniové zatížení, vycházející z modelu příčného řezu

7.1.3 Zatížení teplotou

Zatížení vlivem změny teploty je zadáno na celou konstrukci, včetně závěsů, pylonu a spodní stavby. Vnesené hodnoty jsou popsány v kapitole 3.2.6.

7.1.4 UDL

Rovnoměrné plošné zatížení dopravou je přepočítáno z modelu příčného řezu na zatížení liniové. UDL je umístováno na jednotlivé mostní pole, tak aby v bylo dosaženo v požadovaném místě maximálního ohybového momentu.

7.1.5 TS

Nápravové síly v zatěžovacích pruzích příčného směru byly sečteny do jedné síly, která byla v podélném směru umístována na nejméně příznivá místa konstrukce. Jelikož

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

mostovka není prostý nebo spojitý nosník, tak nelze použít k umístění břemen kritérium max max. Zatížení je v jednotlivých zatěžovacích stavech umísťováno po délce konstrukce ve vzdálenostech 2 m od sebe a posléze je z těchto stavů stanovena obálka maximálních vnitřních sil.

7.2 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

V posouzení modelu jsou sledovány charakteristické, kvazi-stálé a časté hodnoty napětí, vycházející z kombinací v kapitole 3.3.

7.3 OMEZENÍ NAPĚTÍ V BETONU

Tlaková napětí v betonu je třeba omezit, tak aby bylo zabráněno vzniku podélných trhlin. Předpětí bude vneseno do hotových segmentů v čase $t = 28$ dní, kdy beton nabude předepsaných pevností. [13]

Tlakové napětí při charakteristické kombinaci $< 0,6 f_{ck}$ ($0,6 \cdot 50 = 30$ MPa)

Tlakové napětí při kvazi-stálé kombinaci $< 0,45 f_{ck}$ ($0,45 \cdot 50 = 22,5$ MPa)

Tahové napětí při kvazi-stálé kombinaci < 0 (dekomprese)

Tahové napětí při časté kombinaci < 0 (dekomprese)

Tahové napětí při charakteristické kombinaci < 0 (dekomprese)

Jelikož spárami mezi jednotlivými segmenty neprochází žádná betonářská výztuž, je nutné dodržet ve spárách dostatečnou tlakovou rezervu, tzn. i při charakteristické kombinaci nesmí vzniknout tahové napětí [12]

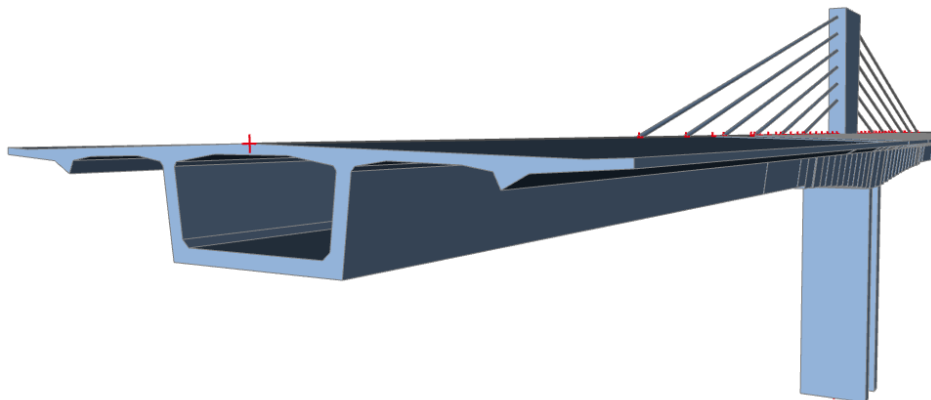
7.3.1 Vlastnosti betonu

Beton C50/60

f_{ck}		50 MPa
f_{cm}		58 MPa
f_{cd}	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 50 / 1,5$	28,33 MPa
$f_{ctk0,05}$		2,9 MPa
$f_{ctk0,95}$		5,3 MPa
f_{ctm}		4,1 MPa
E_{cm}		37 GPa
E_c	$1,05 \cdot E_{cm} = 1,05 \cdot 37$	38,85 GPa
ε_{cu2}		3,5 %

7.4 MOSTOVKA

Mostovka má v podélném směru proměnnou výšku průřezu, v modelu je to vyřešeno spojením menších modelových segmentů s průměrnou výškou v dané oblasti. Délka modelových segmentů byla zvolena 2,5 m, aby rozdíl výšek nebyl tak markantní. Rozdíl výšek po sobě jdoucích průřezů se pohybuje od 110 mm do 180 mm.



Obrázek 74 Pohled na mostovku

Příčné vzpěry nebyly do prutového modelu uvažovány, jelikož mají zanedbatelný význam v chování mostu v podélném směru.

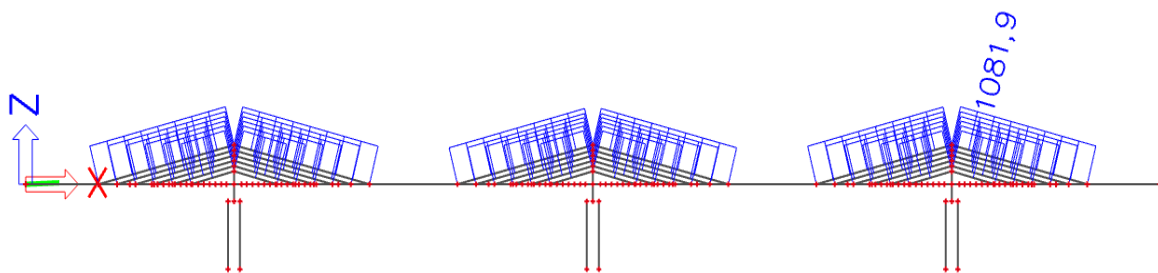
7.5 Předpětí

Předpětí na konstrukci je realizováno 2 způsoby, extradosed vnějšími kabely (závěsy) a vnitřním předpětím se soudržností, vedené stěnami komorového nosníku. Veškerý návrh předpětí je proveden v programu SCIA, jelikož se jedná o složitou konstrukci kombinující 2 složky předpětí.

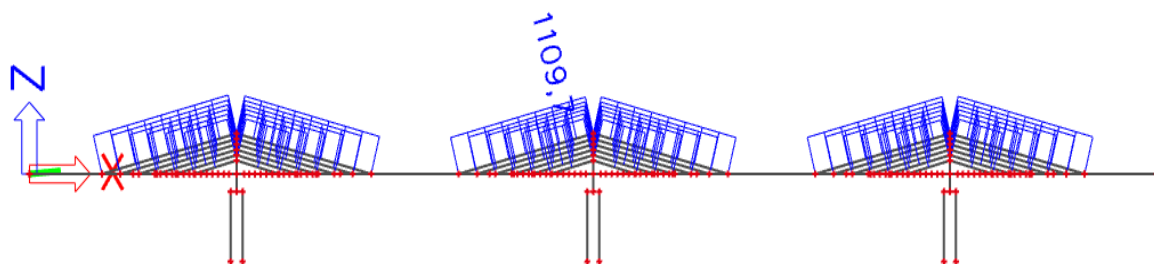
7.5.1 Závěsy

Pro externí kabely extradosed mostů se doporučuje omezit maximální napětí v lanech na $0,6 \times f_p$ z důvodů eliminace nadměrného namáhání únavou. Pro tento typ mostu jsou zvoleny kabely SSI-2000 6-151 dle brožury VSL [16].

Počet lan	151
Vnější průměr kabelu	355 mm
Maximální přípustné napětí	$0,6 \times 1860 = 1116 \text{ MPa}$
Maximální normálová síla v kabelu	25 277 kN
Plocha lan	$151 \times 150 = 22\,650 \text{ mm}^2$



Obrázek 766 Maximální napětí n v kabelech, charakteristická kombinace



Obrázek 757 Maximální napětí n v kabelech, kvazi-stálá kombinace

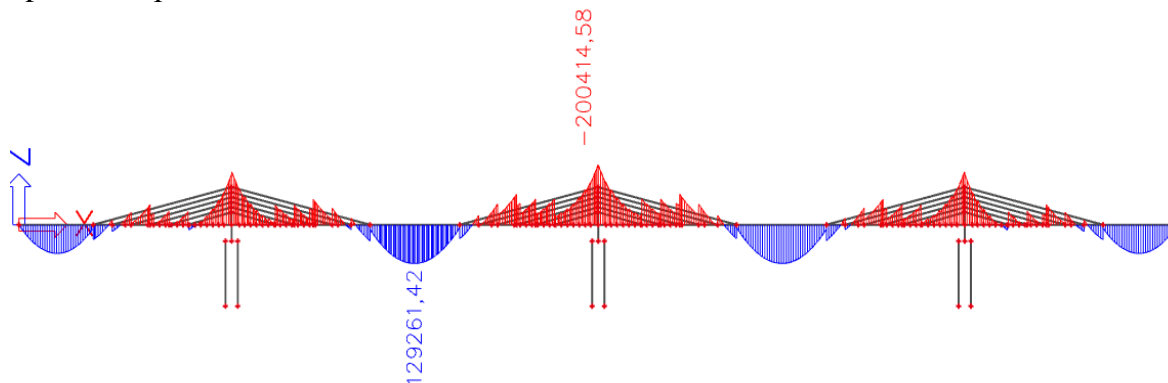
$$1109,7 \text{ MPa} < 1116 \text{ Mpa} \quad \underline{\text{Vyhovuje}}$$

Rozkmit napětí mezi charakteristickou a kvazistálou kombinací činí $\Delta\sigma = 27,8 \text{ MPa}$

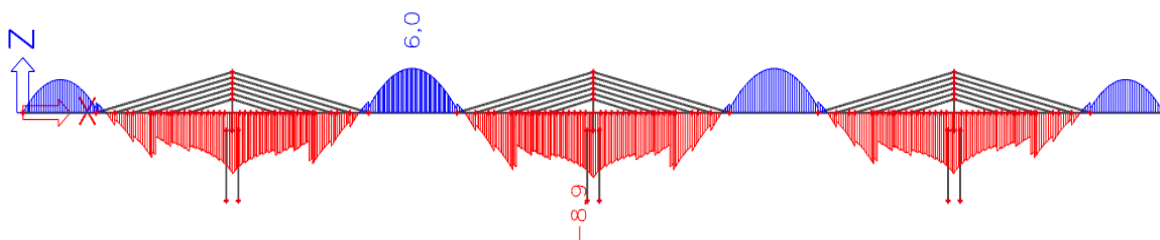
Předpínací síla byla do kabelů vnesena pomocí funkce počáteční nelinearity, aby bylo možné ověřit skutečné napětí v kabelech po zatížení konstrukce. Napětí na všech kabelech je uvažováno již po rektifikaci, napětí je tudíž přibližně stejné.

Pro zmenšení horizontálních sil na pylonu budou kabely převedy přes pylon pomocí sedel.

Každé jednotlivé lano v kabelu je potaženo HDPE povlakem s ochranným mazivem, aby se předešlo přenosu koroze na sousední lana. Lana tvoří paralelní svazek, který chrání vnější HDPE chránička. Pro redukci teploty od slunečního záření je chránička bílé barvy a doplněna na povrchu o spirálovité „žebírka“, která redukuje vibrace, způsobené proudem vzduchu.



Obrázek 77 Ohybový moment, bez vnitřního předpětí, kvazi-stálá kombinace



Obrázek 78 Napětí na spodních vláknech mostovky, bez vnitřního předpětí, kvazi-stálá kombinace

K vyrovnání ohybového momentu a redukci takových napětí na spodních vláknech mostovky bude navrženo vnitřní předpětí vedené stěnami komorového nosníku.

7.5.2 Vnitřní předpětí

Předpínací lana Y1860S7 15,7

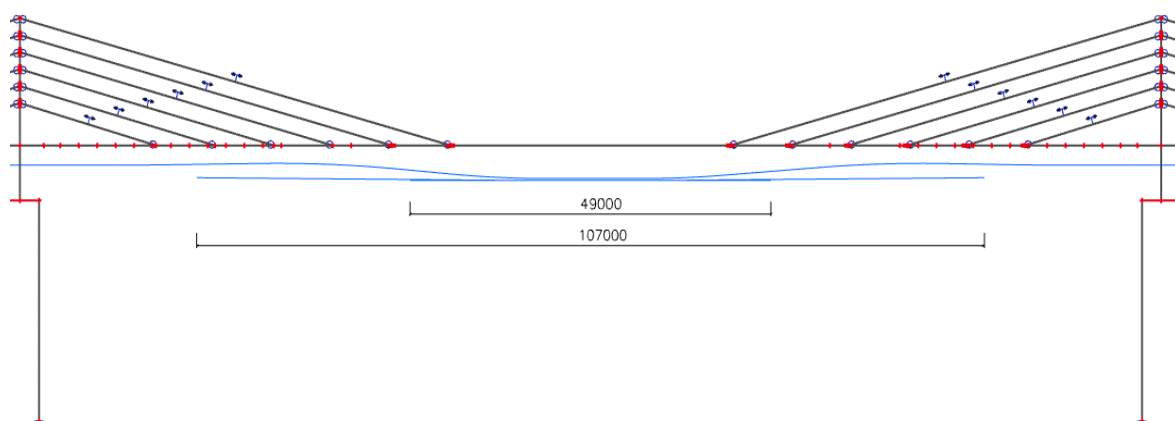
f_{pk}		1860 MPa
A		150 mm ²
E		195 MPa
$f_{p0,1}$		1640 MPa
σ_{max}	$\min\{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1}\} = \{1488; 1476\}$	1476 MPa
σ_{pm0}	$\min\{0,75 \times F_{pk}; 0,85 \cdot F_{p0,1}\} = \{1395; 1394\}$	1394 kN
$\sigma_{p,\infty,EST}$	$0,75 \times 1476$	1107 MPa

Hlavní kabely spojitosti se skládají z 27 lan s vnitřním průměrem 115 mm a vnějším 120 mm. Kabely spojitosti jsou vedeny po celé délce mostu s měnící se excentricitou na základě ohybového momentu od zatížení. V místech velkého kladného momentu, kde nejsou kotveny závěsy, jsou kabely spojitosti doplněny o příložky, které svým účinkem přispívají k redukci momentu.

Kabely spojitosti: 20x 27 Y1860S7 15,7 (10 + 10 v obou stěnách nosníku)
vedené po celé délce mostu

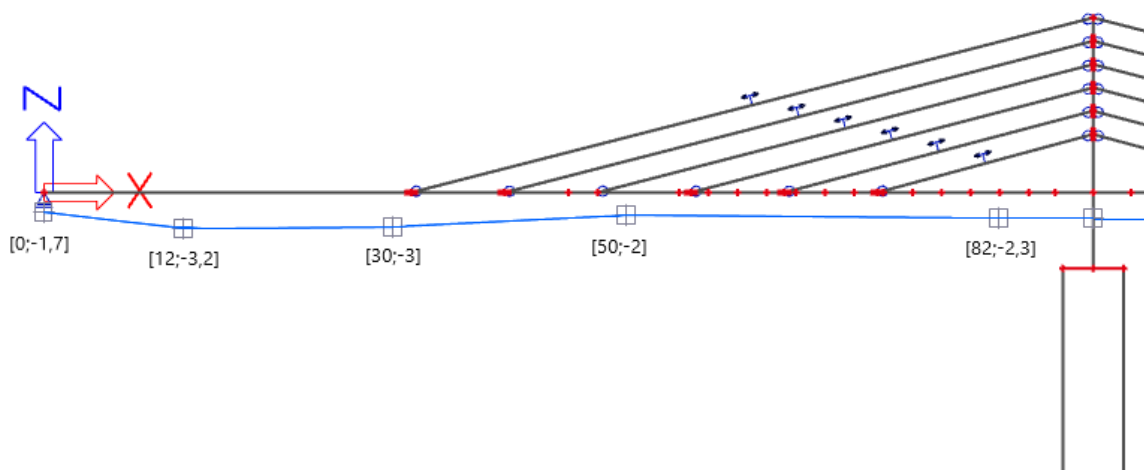
Příložky: 9x 27 Y1860S7 15,7 (ve spodní desce)
délka 107 m, umístění v polovině rozpětí hlavního pole
6x 27 Y1860S7 15,7 (ve spodní desce)
délka 49 m, umístění v polovině rozpětí hlavního pole

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ



Obrázek 79 Příložky

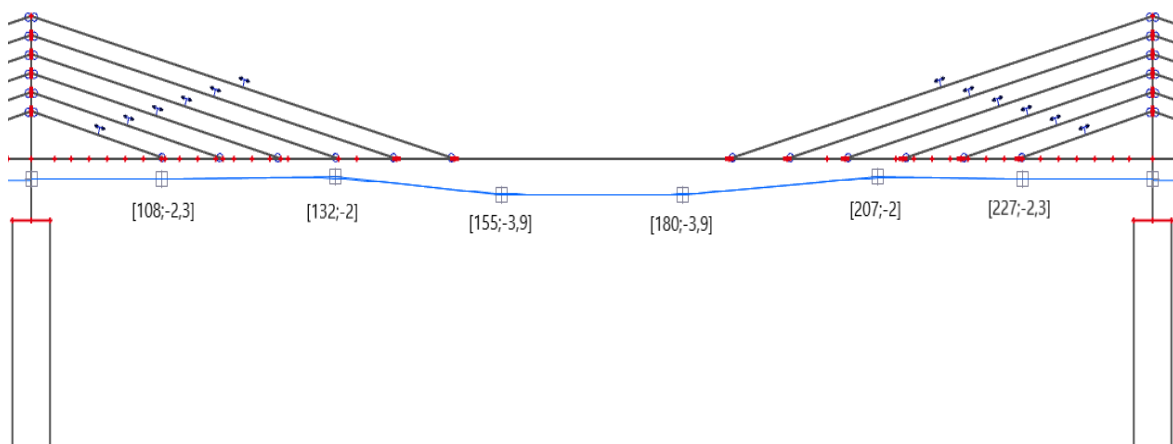
Příložky jsou rozděleny do dvou skupin podle jejich délky, hlavním důvodem je, že v případě zjednocení příložek se stejnou délkou by na jejich konci vznikaly velké tahové síly, které by zapříčinily lokální tahové napětí v betonu, tímto způsobem tahové síly rozdělíme příznivěji s ohledem na napětí v betonu.



Obrázek 80 Staničení kabelu spojitosti, krajní pole

	X [m]	Z [m]	R [m]
1	0	-1,7	
2	12	-3,2	80
3	30	-3	80
4	50	-2	80
5	82	-2,3	120
6	90	-2,3	

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ



Obrázek 81 Staničení kabelu spojitosti, hlavní pole

	X [m]	Z [m]	R [m]
1	90	-2,3	
2	108	-2,3	150
3	132	-2	200
4	155	-3,9	160
5	180	-3,9	160
6	207	-2	200
7	227	-2,3	150
8	245	-2,3	

7.5.2.1 Konstrukční zásady

Mezery mezi kabelovými kanálky[13]:

Vodorovně > průměr kanálku (115mm)
 > 50 mm
 > $d_g + 5$ mm, d_g – největší rozměr zrna kameniva

Svisle > průměr kanálku (115 mm)
 > 40 mm
 > d_g

Krycí vrstva předpínací výztuže se stanoví ze vztahu[13]:

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ c_{nom} - nominální krycí vrstva výztuže
 c_{min} - minimální krycí vrstva výztuže
 Δc_{dev} - 10 mm

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$

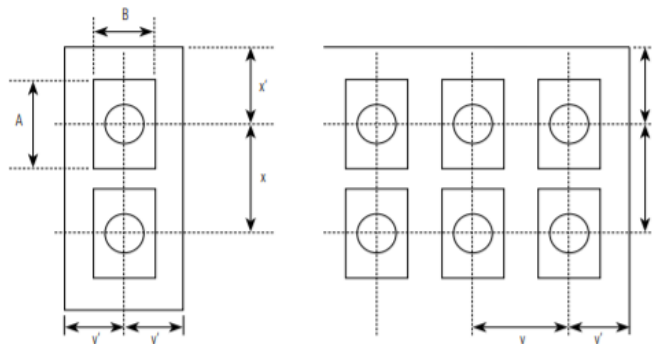
$c_{min} = 80mm$ $c_{min,b}$ - průměr kanálku (115mm)

$c_{min,dur}$ - minimální krycí vrstva z hlediska prostředí (S3 – 35mm)

Maximum – 80 mm

$$c_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

7.5.2.2 Prostorové uspořádání kotev



Obrázek 82 Prostorové uspořádání kotev [17]

$$A = 350 \text{ mm}$$

$$B = 290 \text{ mm}$$

$$x \geq 350 + 30 \text{ mm} = 350 + 30 = 380 \text{ mm}$$

$$y \geq 290 + 30 \text{ mm} = 290 + 30 = 320 \text{ mm}$$

$$x' \geq 0,5x + \text{krytí betonu} - 10 \text{ mm} = 190 + 90 - 10 = 270 \text{ mm}$$

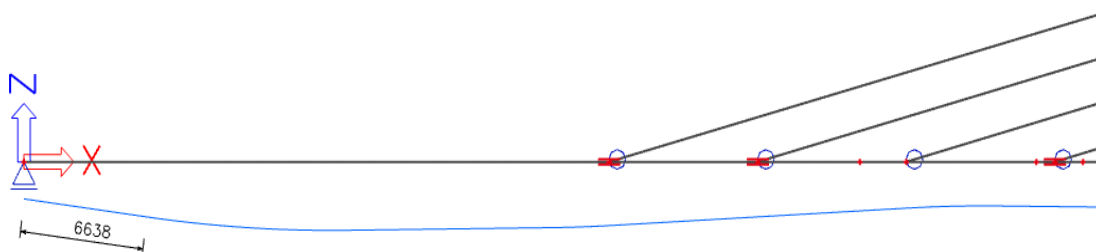
$$y' \geq 0,5y + \text{krytí betonu} - 10 \text{ mm} = 160 + 90 - 10 = 240 \text{ mm}$$

Minimální poloměr oblouku předpínacích kabelů [13]

$$R \geq 100 \times \varnothing_i$$

$$R \geq 11,5 \text{ m}$$

Na koncích kabelů by měly být zachována dostatečná přímá vzdálenost pro umístění kotev [12]



Obrázek 83 Délka přímé části na konci kabelu

7.6 Posouzení MSP

V jednotlivých kombinacích budou sledovány hodnoty napětí v místech, kde síla od náprav (TS) působí nejméně příznivě.

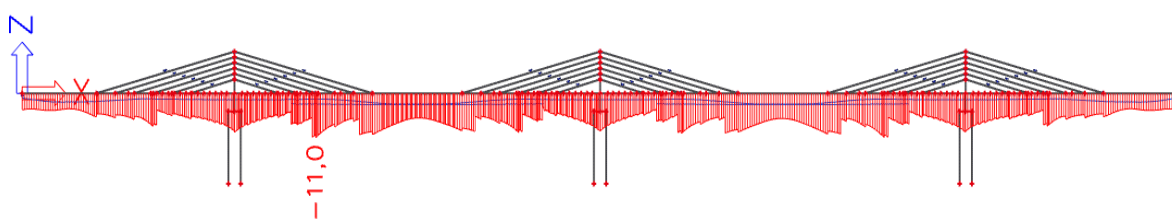
Řez 1 – krajní pole, ve vzdálenosti 22 m od osy uložení

Řez 2 – nad krajní podporou

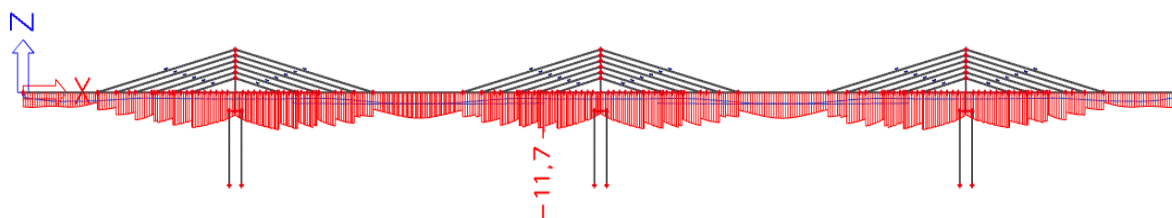
Řez 3 – uprostřed hlavního pole

Řez 4 – nad prostřední podporou

7.6.1 Kvazi-stálá kombinace



Obrázek 84 Napětí na spodních vláknech, kvazi-stálá kombinace



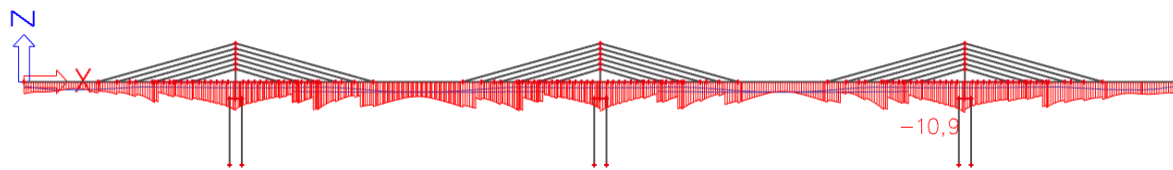
Obrázek 85 Napětí na horních vláknech, kvazi-stálá kombinace

Normálové napětí na horních i spodních vláknech splňuje podmínky omezení napětí v betonu (tlakové napětí $\sigma_c < 22,5$ MPa; celá konstrukce je v dekompresi).

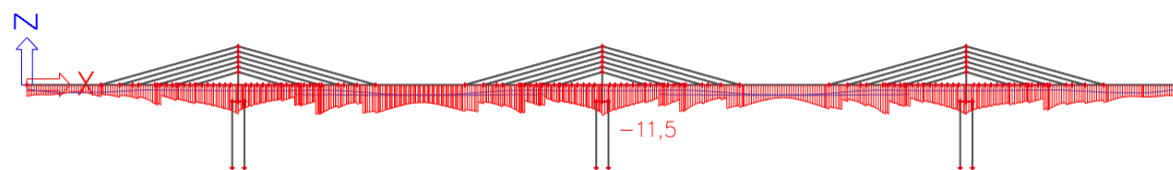
7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

7.6.2 Častá kombinace

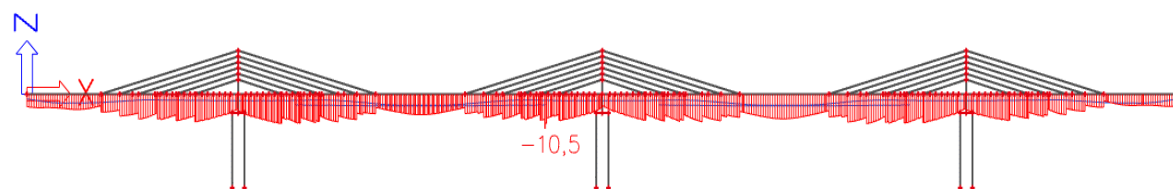
7.6.2.1 Řez 1



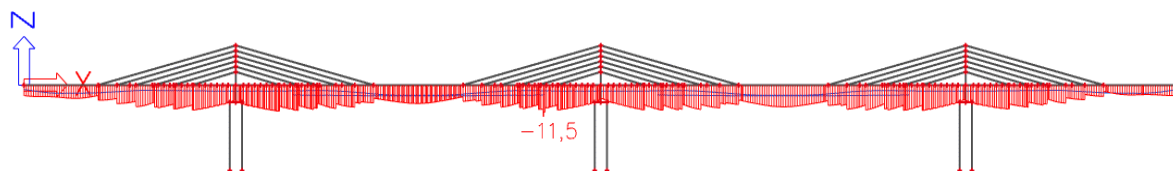
Obrázek 86 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 87 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna

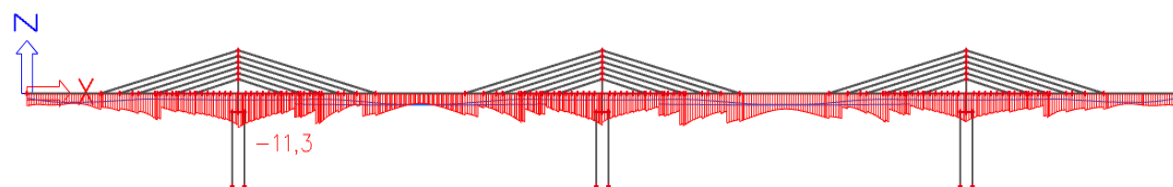


Obrázek 88 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

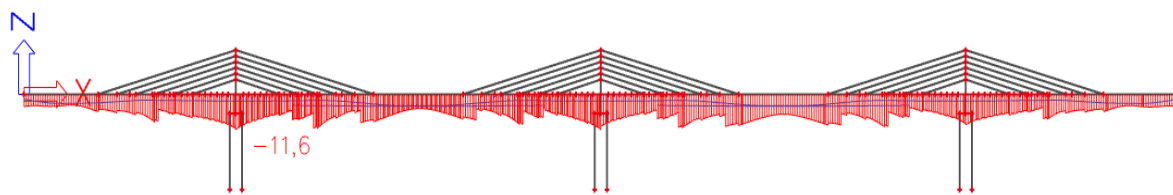


Obrázek 89 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

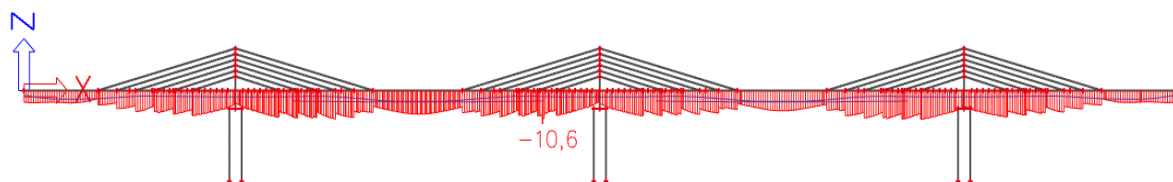
7.6.2.2 Řez 2



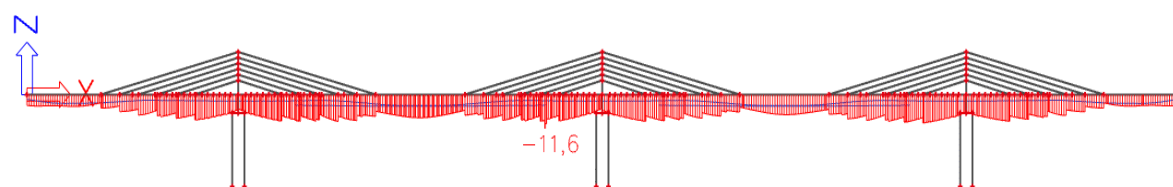
Obrázek 90 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 932 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna

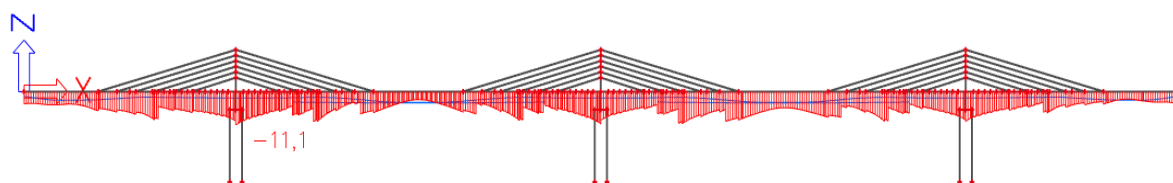


Obrázek 92 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

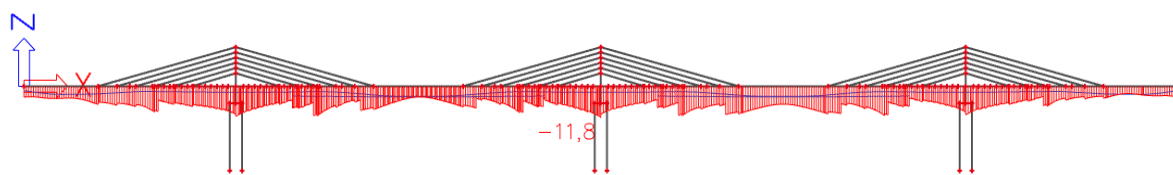


Obrázek 914 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

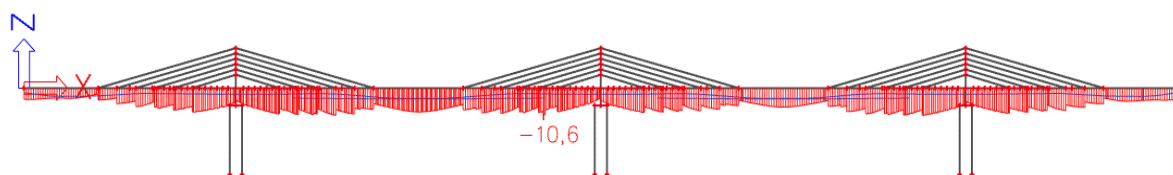
7.6.2.3 Řez 3



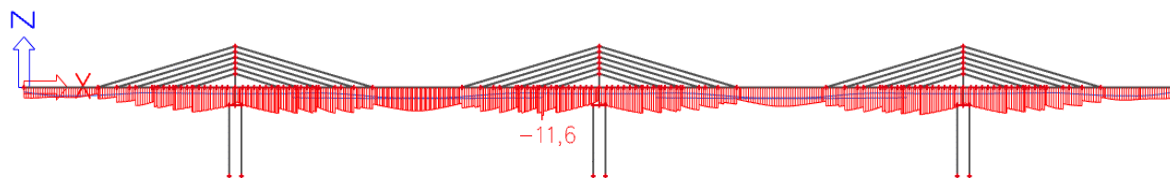
Obrázek 94 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 95 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna

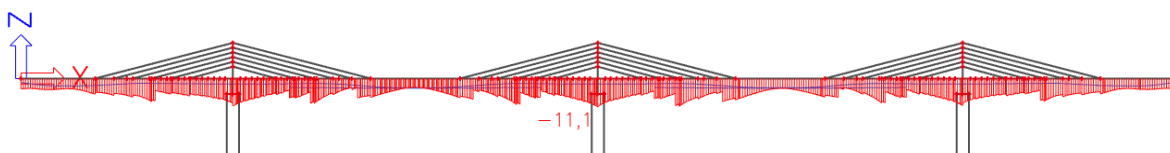


Obrázek 96 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

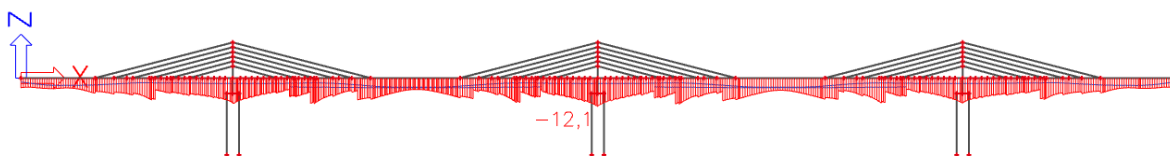


Obrázek 97 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

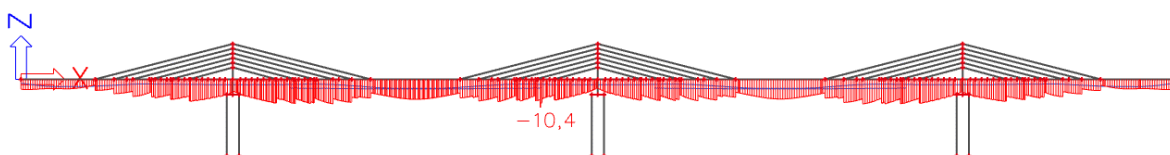
7.6.2.4 Řez 4



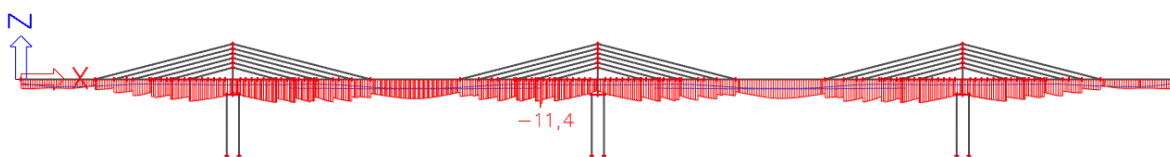
Obrázek 98 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 99 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 100 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

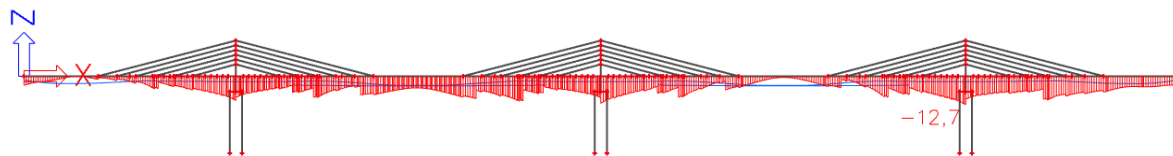


Obrázek 101 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

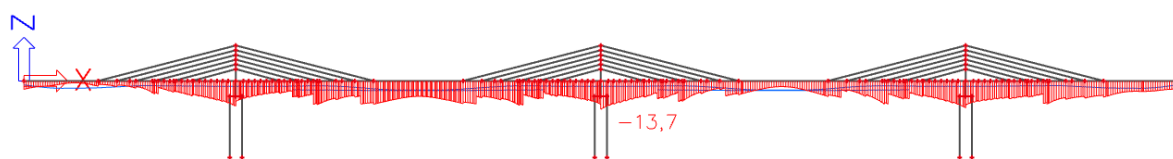
7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

7.6.3 Charakteristická kombinace

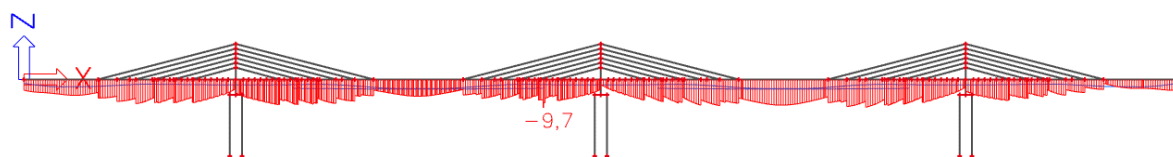
7.6.3.1 Řez 1



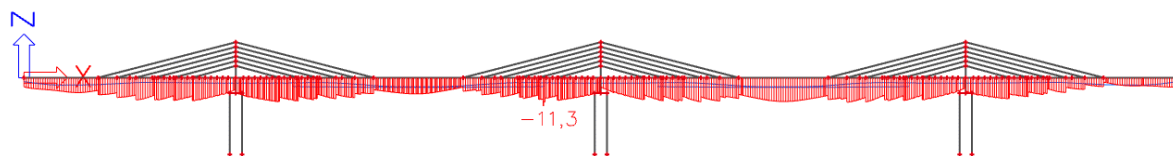
Obrázek 102 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 103 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna

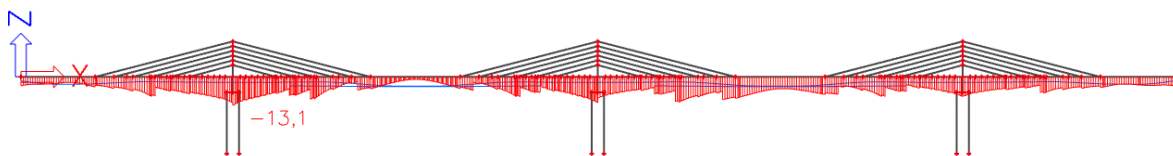


Obrázek 104 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

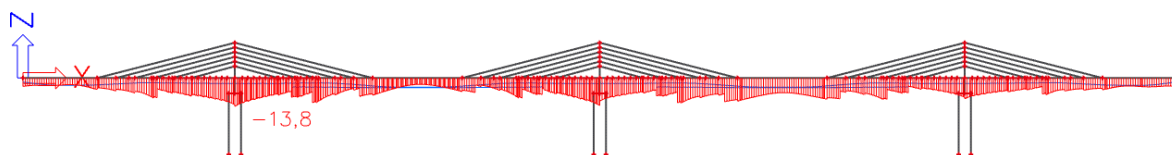


Obrázek 105 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

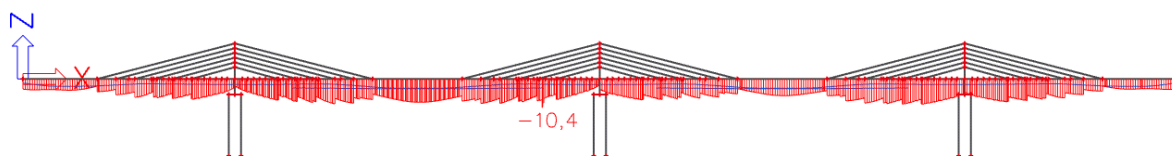
7.6.3.2 Řez 2



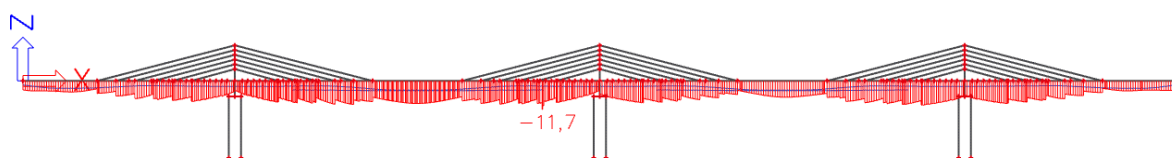
Obrázek 106 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 107 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna

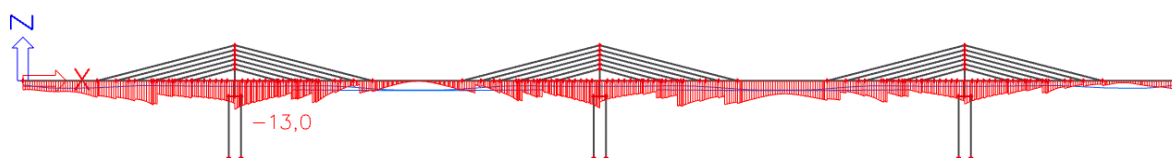


Obrázek 108 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

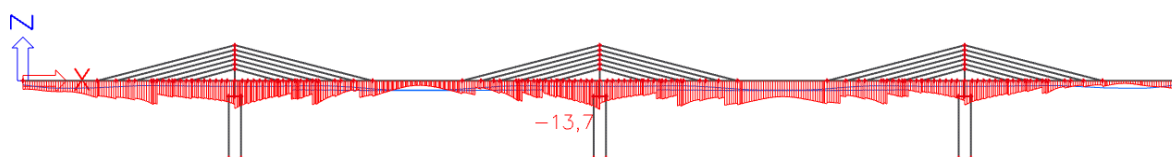


Obrázek 109 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

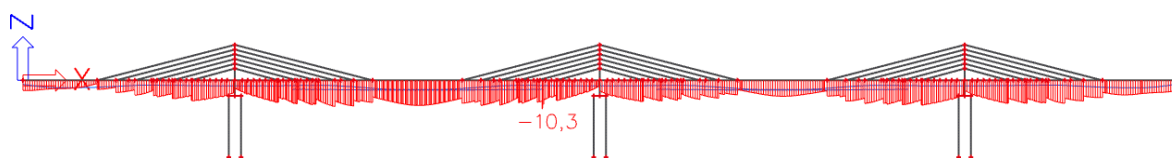
7.6.3.3 Řez 3



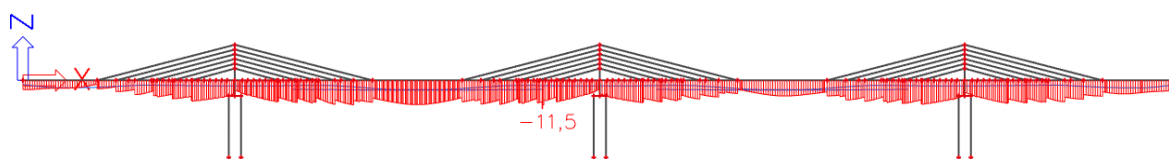
Obrázek 110 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 111 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna

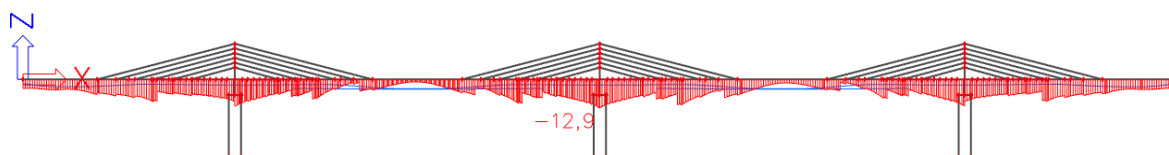


Obrázek 112 Minimální tlakové napětí, horní vlákna

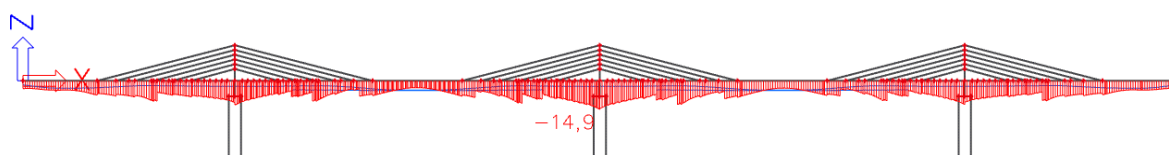


Obrázek 113 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

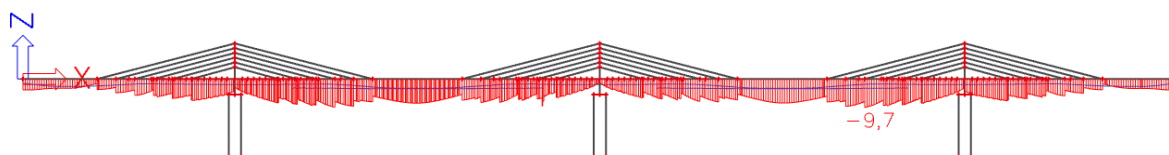
7.6.3.4 Řez 4



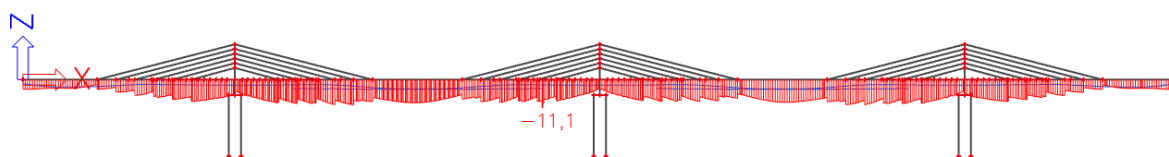
Obrázek 114 Minimální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 115 Maximální tlakové napětí, spodní vlákna



Obrázek 116 Minimální tlakové napětí, horní vlákna



Obrázek 117 Maximální tlakové napětí, horní vlákna

7.6.4 Vyhodnocení návrhu předpětí

Z hlediska konstrukčních zásad předpětí splňuje všechny požadavky definované v kapitole 5.6.2.1.

Ve všech kombinacích je mostovka v tlaku, vyhovuje tedy požadavkům na dekompresi z důvodů segmentové konstrukce.

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

Maximální tlakové napětí určené v kapitole 5.3 pro charakteristickou kombinaci (30 MPa) a kvazi-stálou kombinace (22,5 MPa) není v žádné kombinaci dosaženo.

NÁVRH PŘEDPĚTÍ VYHOVUJE

7.7 MSÚ

Z hlediska mezního stavu únosnosti do výpočtu vstupuje pouze páteřní část nosníku bez vyložených konzol, aby byly vyloučeny části ochablé smykem. Mezi jednotlivými segmenty konstrukce neprochází betonářská výztuž, takže do výpočtu vstupují síly v betonu, předpínacích kabelů a extradosed závěsů. Extradosed závěsy jsou propojeny s mostovkou pomocí diagonálních táhel, jejichž úkolem je roznést napětí ze závěsů do celé komory, bude tedy předpokládáno, že síla ze závěsů bude působit v těžišti komorového nosníku.

7.7.1 Kombinace

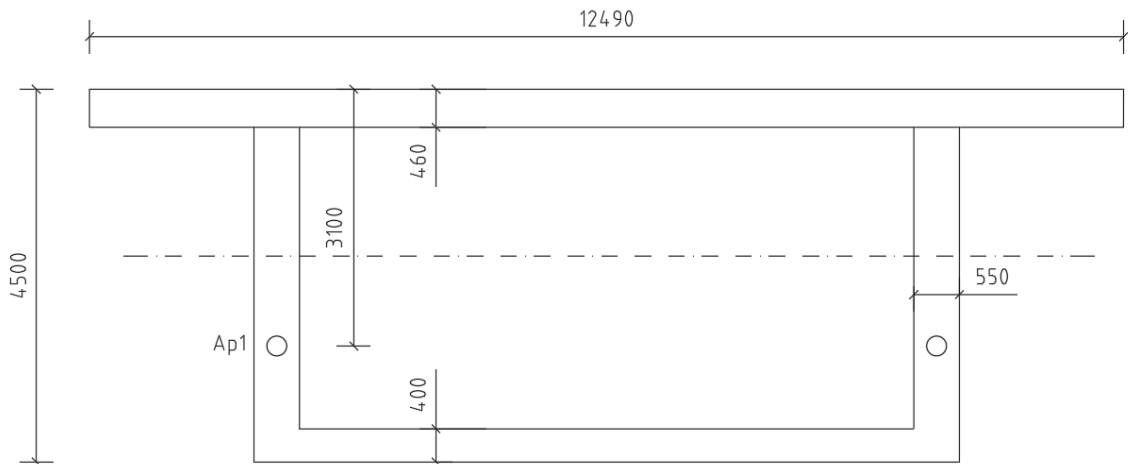
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Zatížení	Značka	Situace	
		T / D	M
Stálé zatížení			
působící nepříznivě	γ_{Gsup}	1,35	1,00
působící příznivě	γ_{Ginf}	1,00	1,00
Poklesy - pružná lineární analýza	γ_{Gset}	1,20	1,00
Předpětí	γ_P	1,00	1,00
Zatížení silniční dopravou a chodci	γ_Q		
nepříznivé		1,35	1,00
příznivé		0,00	0,00
Ostatní proměnná zatížení	γ_Q		
nepříznivá		1,50	1,00
příznivá		0,00	0,00
Mimořádné zatížení	γ_A		1,00

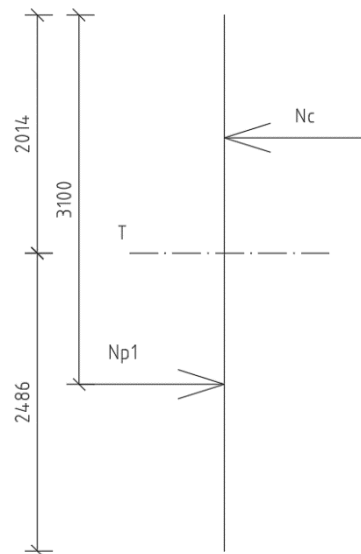
7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

7.7.2 Průřez 1

Zde nepůsobí normálová síla od ED závěsů, jelikož je uvažován na kraji konstrukce posuvný kloub.



Obrázek 1189 Zjednodušený příčný řez



Obrázek 120 Schéma působení sil

$$A_{p1} = 81000 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = \mu \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,788 * \frac{55}{1,5} = 28,9 \text{ MPa} \quad (\mu = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} = 0,788)$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426 \text{ MPa}$$

$$N_{p1} = 81\,000 * 1426 = 115,513 \text{ MN}$$

$$N_{cd} = N_{p1}$$

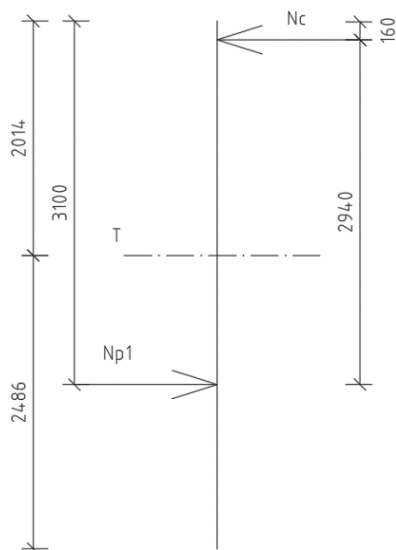
$$b * x * f_{cd} = N_{p1}$$

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

$$12,49 * x * 28,9 = 115,513 \text{ MN}$$

$$x = 0,32 (< 0,46)$$

$$N_{cd} = 0,32 * 12,49 * 28,9 = 115,5 \text{ MN}$$



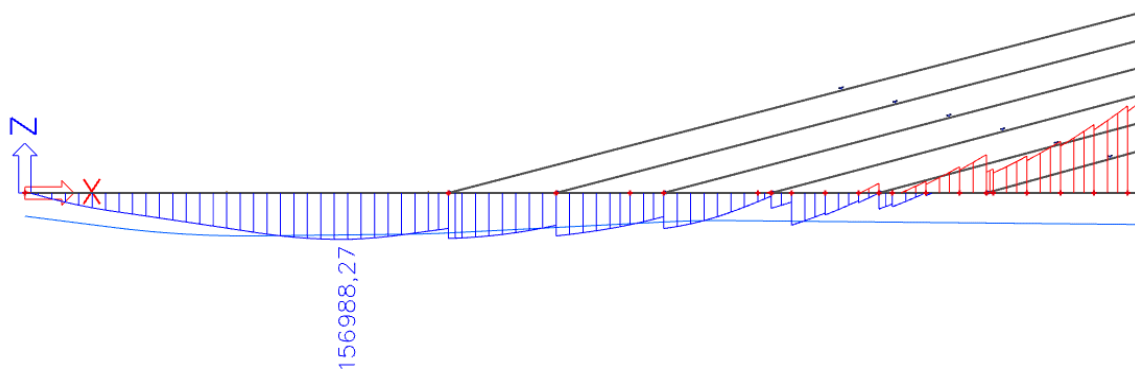
Obrázek 119 Silová rovnováha

$$M_{rd} = 115,5 * 2,94 = 339,57 \text{ MNm}$$

$$M_{ed} = 156,98827 \text{ MNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

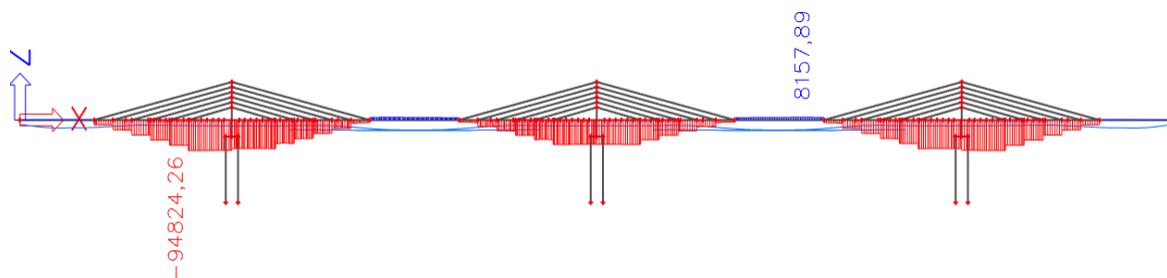
Vyhovuje



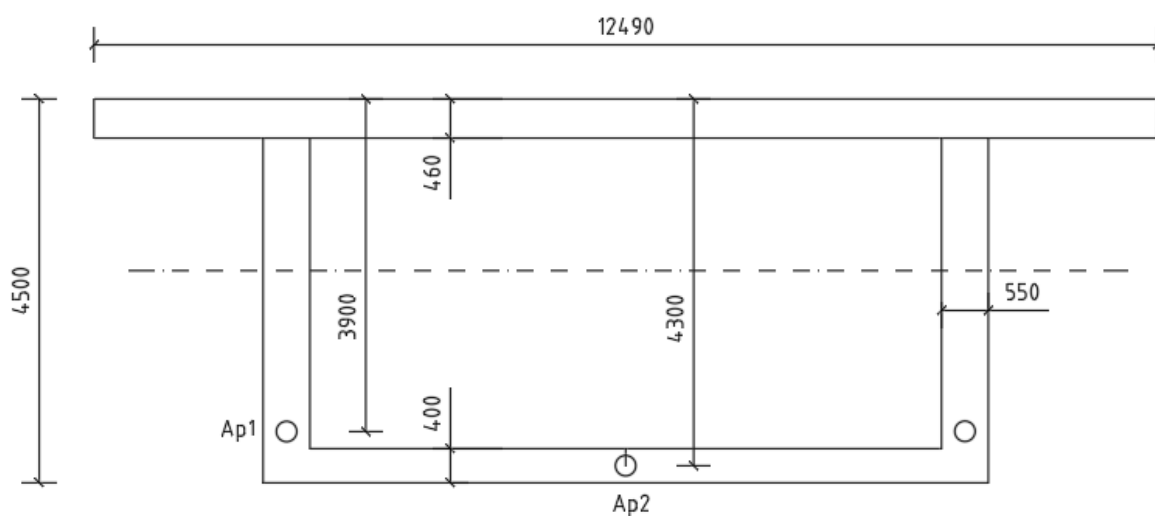
Obrázek 120 Maximální moment ($x = 22 \text{ m}$), MSÚ

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

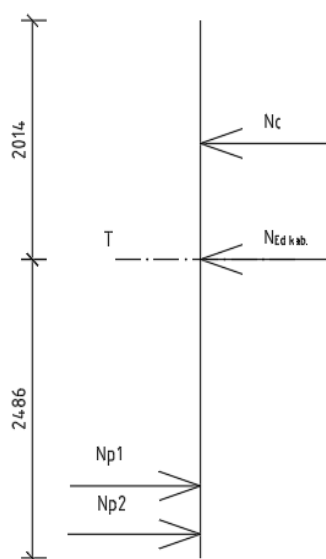
7.7.3 Průřez 3 (uprostřed hlavního pole)



Obrázek 121 Normálová síla pouze od ED závěsů



Obrázek 122 Zjednodušený příčný řez



Obrázek 123 Schéma působení sil

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

$$A_{p1} = 81\,000\text{mm}^2$$

$$A_{p2} = 36450 + 24300 = 60750\text{mm}^2$$

$$f_{cd} = \mu \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,788 * \frac{55}{1,5} = 28,9\text{MPa} \left(\mu = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} = 0,788 \right)$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426\text{MPa}$$

$$N_{p1} = 81\,000 * 1426 = 115,513\text{MN}$$

$$N_{p2} = 60750 * 1426 = 86,63\text{MN}$$

$$N_{ED\ kab.} = 81,519\text{MN} \text{ (tah)}$$

$$N_{pd} = 115,513 + 86,63 - 81,519 = 193,99\text{MN}$$

$$N_{cd} = N_{pd}$$

$$b * x * f_{cd} = N_{pd}$$

$$12,49 * x * 28,9 = 193,99$$

$$x = 0,53 \text{ (více jak horní deska – nutno započítat působení stěn)}$$

$$193,99 = A_c * 28,9$$

$$A_{c,nut} = 6,62\text{m}^2 (A_c = 12,49 * 0,46 = 5,7454\text{m}^2)$$

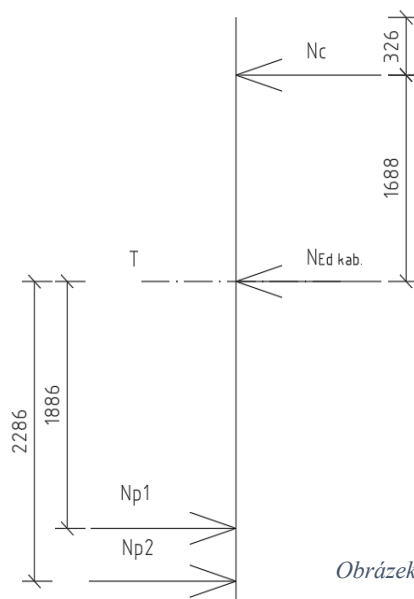
$$h_{w,nut} = \frac{6,62 - 5,7454}{2 * 0,55} = 0,88\text{m}$$

$$N_{cd} = (5,7454 + 0,88 * 2 * 0,55) * 28,9 = 194\text{MN}$$

$$x_u = 0,4 + 0,88 = 1,34\text{m}$$

$$x = \frac{1,34}{0,8} = 1,675\text{m} \text{ (výška neutrální osy od horních vláken)}$$

$$z_{cc} = \frac{5,7454 * \frac{0,46}{2} + 0,88 * 1,1 * (0,46 + \frac{0,88}{2})}{5,7454 + 0,88 * 1,1} = 0,326\text{m} \text{ (vzdálenost } N_c \text{ od horních vláken)}$$



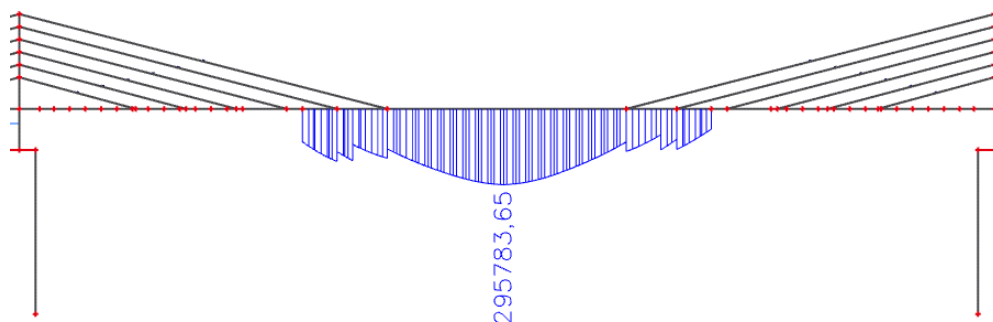
Obrázek 124 Silová rovnováha

$$M_{rd} = 194 * 1,688 + 1,886 * 115,513 + 2,286 * 86,63 = 743,365 \text{ MNm}$$

$$M_{ed} = 295\,783,65 \text{ MNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

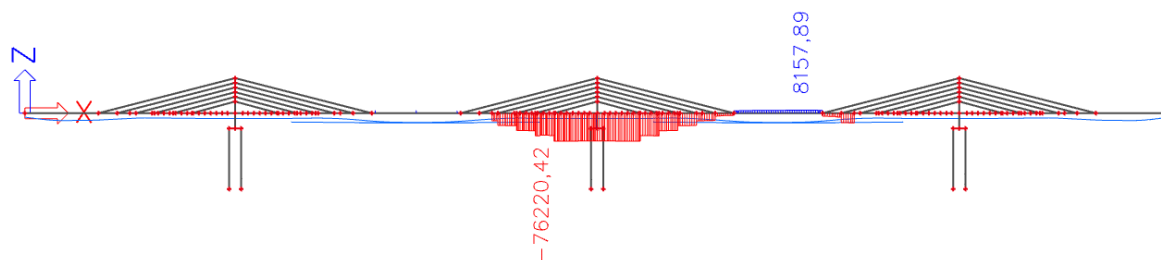
Vyhovuje



Obrázek 126 Ohybový moment ($x=167,5\text{m}$), MSÚ

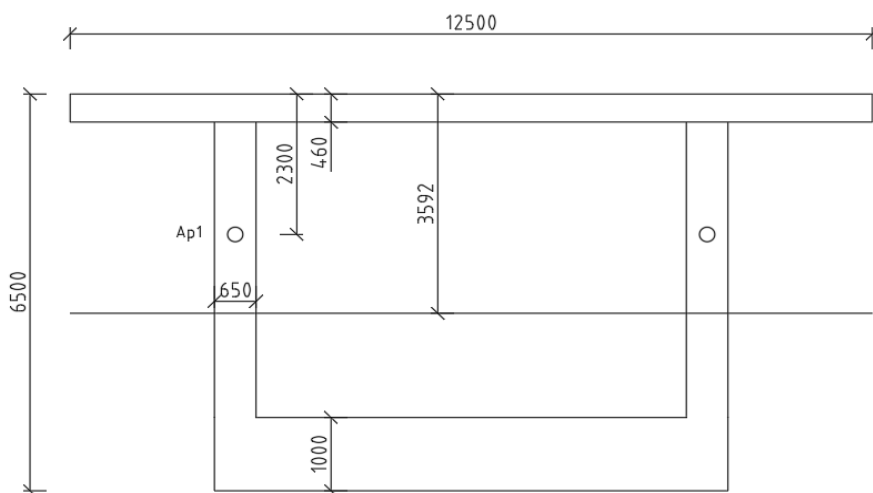
7.7.4 Průřez 4 (nad střední podporou)

Pro vyhodnocení ohybového momentu v mezním stavu únosnosti, je zvolen průřez, kde se napojuje první segment na zárodek nad pilířem. Mostovka v místě pod pylonem (resp. nad pilířem) je vyplněna betonem a silně vyztužena betonářskou výztuží, aby se silové namáhání od ED závěsů bezpečně přeneslo do spodní stavby. Návrh této části není obsahem bakalářské práce, a tudíž moment únosnosti v tomto místě není možný vypočítat.

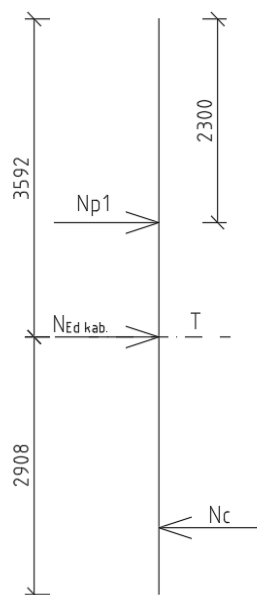


Obrázek 127 Normálová síla od ED závěsů

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ



Obrázek 128 Zjednodušený příčný řez (nad podporou)



Obrázek 129 Působení sil na průřez

$$A_{p1} = 81000 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = \mu \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,788 * \frac{55}{1,5} = 28,9 \text{ MPa} \quad (\mu = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} = 0,788)$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426 \text{ MPa}$$

$$N_{p1} = 81\,000 * 1426 = 115,513 \text{ MN}$$

$$N_{Ed \text{ kab.}} = 76,22 \text{ MN (tlak)}$$

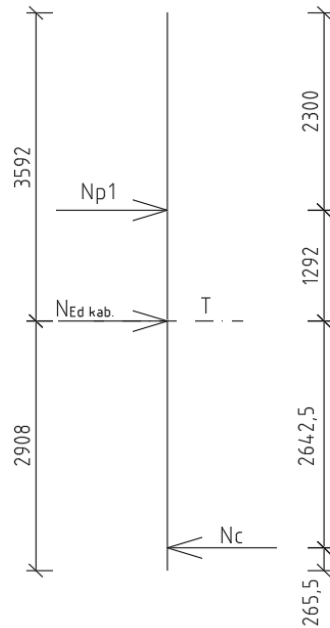
$$b * x * f_{cd} = N_{p1} + N_{Ed \text{ kab.}} * N_{cd} = N_{p1} + N_{Ed \text{ kab.}}$$

$$12,49 * x * 28,9 = 191,733 \text{ MN}$$

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

$$x = 0,531 (< 1,2m)$$

$$N_{cd} = 0,531 * 12,49 * 28,9 = 191,733MN$$



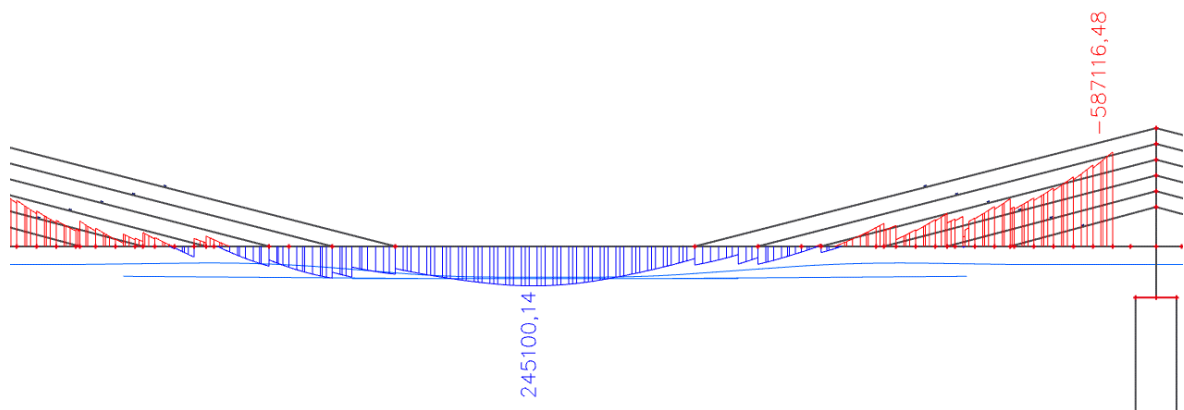
Obrázek 130 Rovnováha sil

$$M_{rd} = 115,513 * 1,292 + 191,733 * 2,6425 = 655,9 MNm$$

$$M_{ed} = 287,116 MNm$$

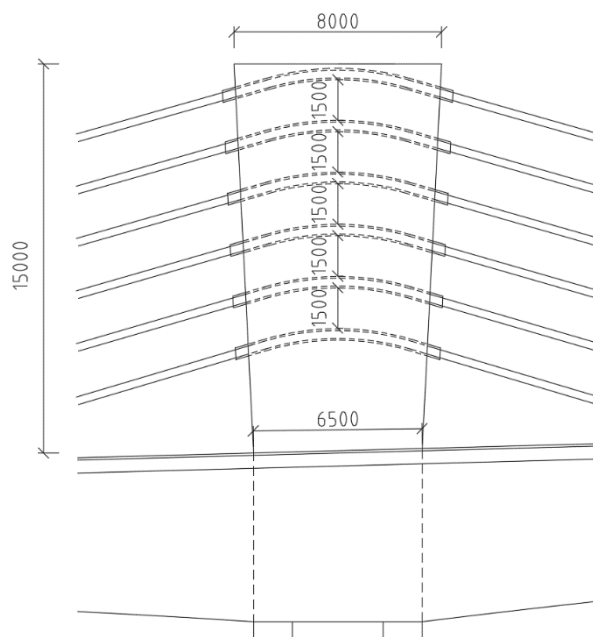
$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

Vyhovuje



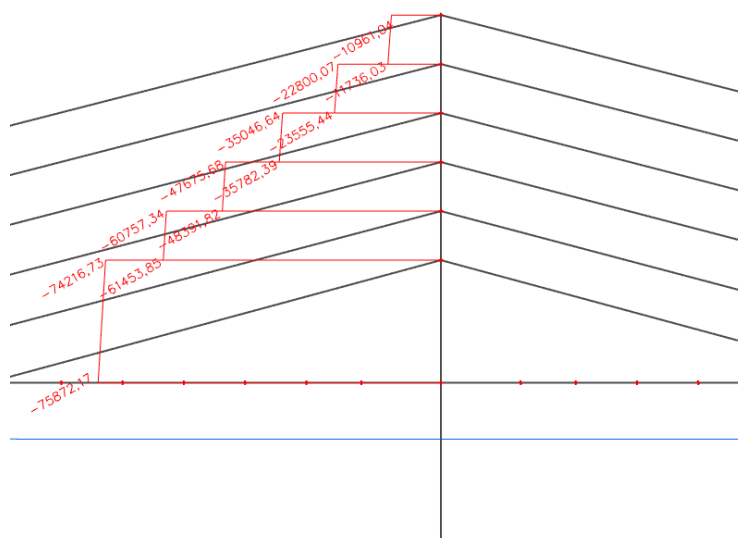
Obrázek 131 Maximální ohybový moment ($x = 239,5 m$); MSÚ

7.8 Pylon



Obrázek 133 Pylon

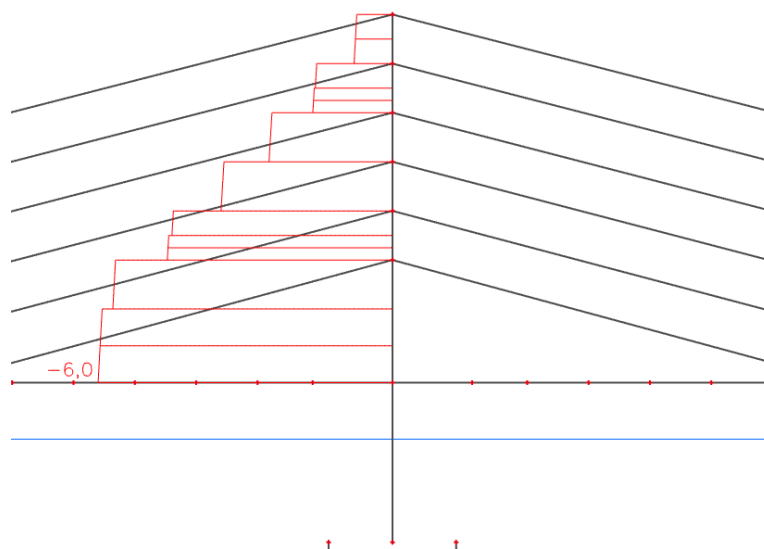
Výška pylonu je zvolena na základě parametrické optimalizace 15 m, tloušťka je omezena příčným uspořádáním dálnice, tak aby se vešla mezi betonová svodidla na středním dělicím pásu. Šířka pylonu není konstantní, a to z důvodu prostoru pro sedla kabelů a tím spojené úspory materiálu. Jednotlivá sedla závěsů jsou od sebe vertikálně vzdálena 1500 mm, aby byla možnost prostor mezi nimi dostatečně využít.



Obrázek 132 Normálová síla na středním pylonu, charakteristická kombinace kombinace

7 STATICKÝ VÝPOČET – PODÉLNÝ ŘEZ

Výška (m)	Síla (kN)
15	10 961
13	11 736
	22 800
11	23 555
	35 047
9	35 782
	47 676
7	48 392
	60 757
5	61 454
	74 217
0	75 872

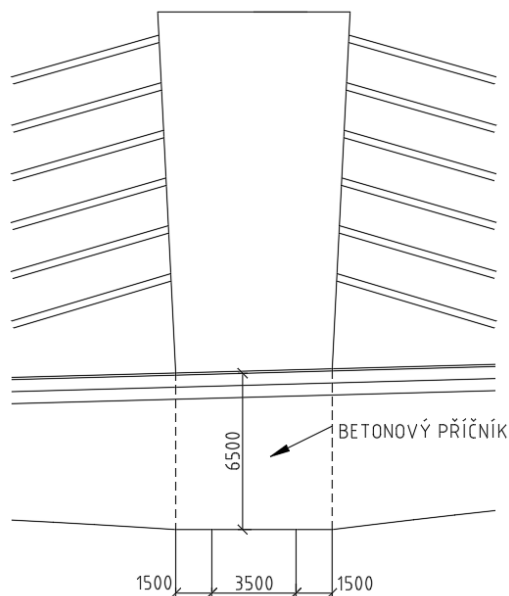


Obrázek 134 Napětí na pylonu, charakteristická kombinace

Napětí v patě pylonu při charakteristické kombinace je 6 MPa, což bezpečně vyhovuje omezení maximálního napětí a poskytuje možnost zmenšit průřez.

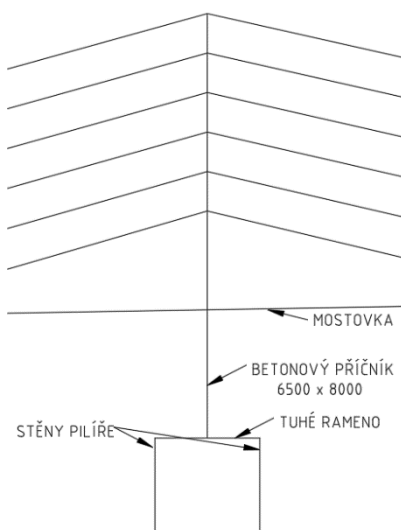
7.9 Pilíř

Pilíř mostu se skládá z dvou stěn o rozměrech 1500 x 8000, tento způsob podepření je zvolen z důvodu umožnění dilatací vlivem teplotních změn, jelikož se jedná o rámovou konstrukci bez ložisek na středních pilířích. Při výstavbě budou obě části pevně sepnuty k sobě, aby nedošlo ke ztrátě stability vlivem letmé montáže vahadlovým způsobem.



Obrázek 135 Obrázek v místě pylonu

Část mezi pylonem a spodní stavbou je monoliticky vybetonovaná a tvoří betonový příčník, který slouží k přenosu zatížení z pylonu, respektive ze závěsů do spodní stavby.



Obrázek 136 Schéma modelu v místě pylonu

8 NÁVRH ZALOŽENÍ

Návrh založení v této práci slouží k zjištění orientačních rozměrů, aby bylo dosaženo dostatečné únosnosti základu, posouzení sedání na mezní stav použitelnosti není uvažováno. V modelu v podélném směru jsou uvažovány podpory pilířů jako vetknutí, je tedy nutné zajistit dostatečnou svislou, vodorovnou únosnost a ohybovou tuhost. Pro splnění těchto podmínek je zvoleno hlubinné založení na skupině velkopřůměrových pilot.

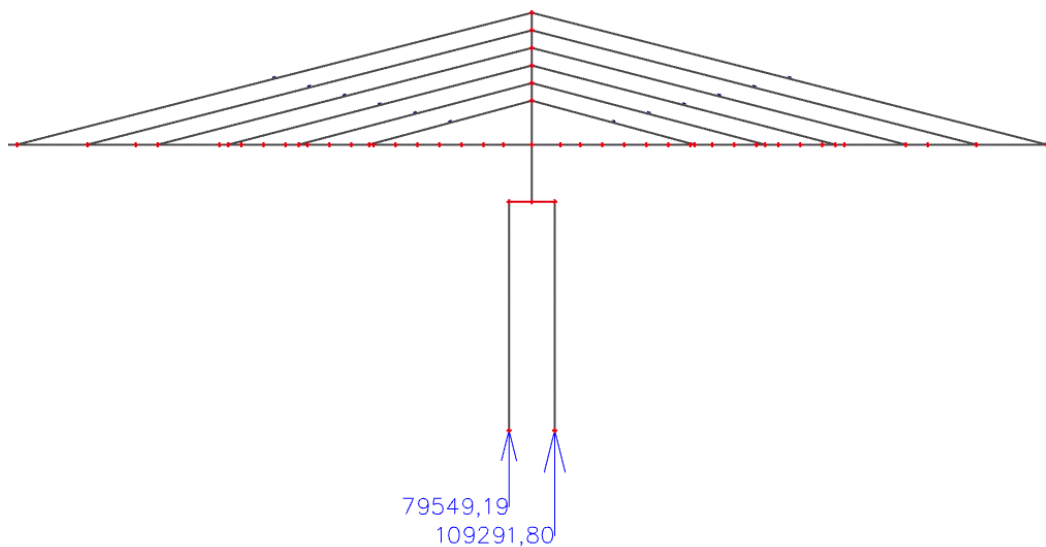
Pro návrh založení je zvolena reakce v krajním pilíři, jelikož je díky své pozici namáhán podstatným ohybovým momentem, který je u prostředního pilíře téměř zanedbatelný. Svislé reakce jsou u všech pilířů s ohledem na jejich velikosti srovnatelné.

8.1 Reakce v patě pilíře

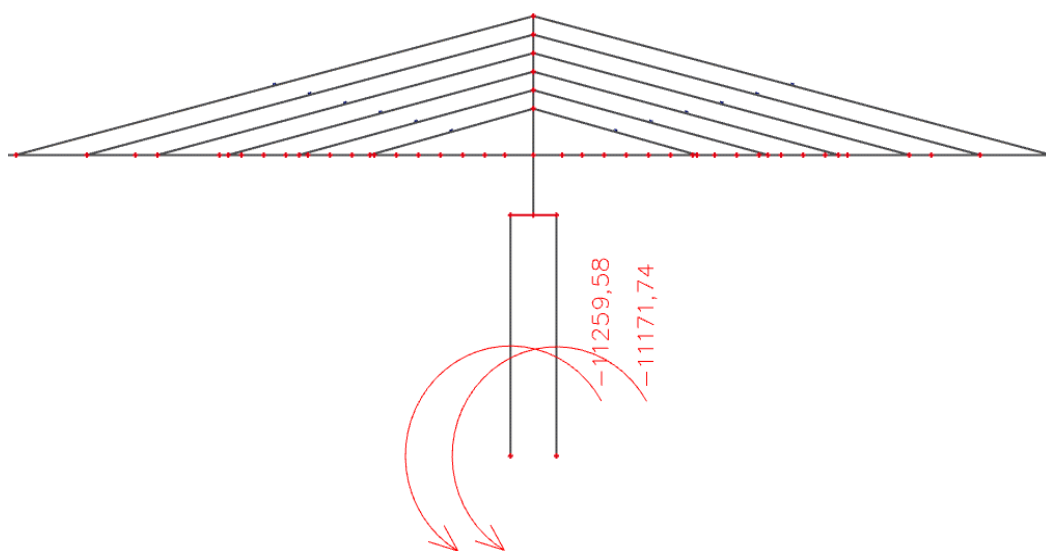
Krajní pilíř	$N = 188\,840,99 \text{ kN}$
	$M = 11\,259,58 + 11\,171,74 + (109\,291,8 - 79\,549,19) * 5,2/2$
	$M = 99\,762,62 \text{ kN}$
	$V = 1\,427,32 \text{ kN}$
Prostřední pilíř	$N = 191\,684,14 \text{ kN}$
	$M = 2\,792,324 \text{ kN}$

K návrhovému momentu v patě pilíře je přičten účinek nerovnoměrného zatížení základové desky od stěn pilíře.

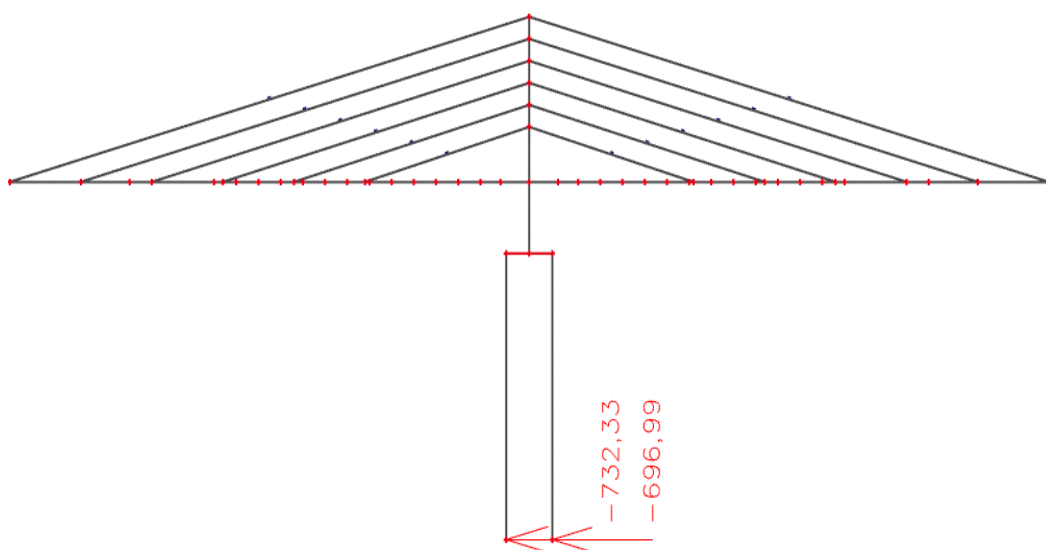
8 NÁVRH ZALOŽENÍ



Obrázek 13939 Svislé reakce, MSÚ, krajní pilíř



Obrázek 138 Momentová reakce, MSÚ, krajní pilíř



Obrázek 13741 Vodorovná reakce, MSÚ, krajní pilíř

8.2 Geologický profil

H [m]	Označení	γ [kN/m ³]	ν [-]	E_{def} [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]
0 – 1,6	F3	18	0,35	3	12	25
1,6 – 4	S3	17,5	0,3	16	0	30
4 – 7	G3	19	0,25	85	0	32
7 – 7,8	F8	19	0,42	1	3	13
7,8 – 13,8	R5	22	0,25	15	80	23
13,8 -	R3	23	0,15	25	350	29

Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 2,2 m pod povrchem.

8.3 Výpočet

Návrh je proveden ve výpočetním softwaru GEO 5 (Fine), konkrétně v programu Skupina pilot a Pilota. Výpočet je nastaven dle normy EN 1997 podle návrhové přístupu NP2. Pro výpočet je uvažována pružinová metoda, základová deska je tuhá a piloty jsou vetknuty do nestlačitelného podloží.

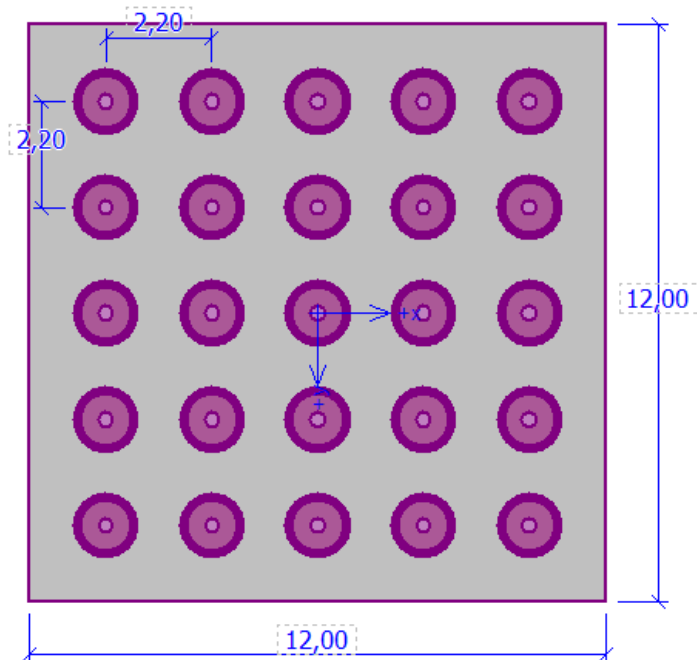
8.3.1 Postup výpočtu

Nejdříve je zvolen geologický profil, ke kterému jsou přiděleny příslušné zeminy či horniny. Technické parametry zemin a hornin jsou zvoleny dle výše uvedené tabulky. Dále se navrhne geometrie konstrukce, tak aby rozmístění pilot splňovalo konstrukční zásady (vzdálenost min 1,5d od sebe). V programu Skupina pilot se poté na základě zadaného zatížení a geometrie konstrukce vypočítají maximální vnitřní síly na jednu pilotu. V dalším kroku se výpočet přeměruje do programu Pilota, kde se určí únosnost jedné piloty a porovná s vnitřními silami.

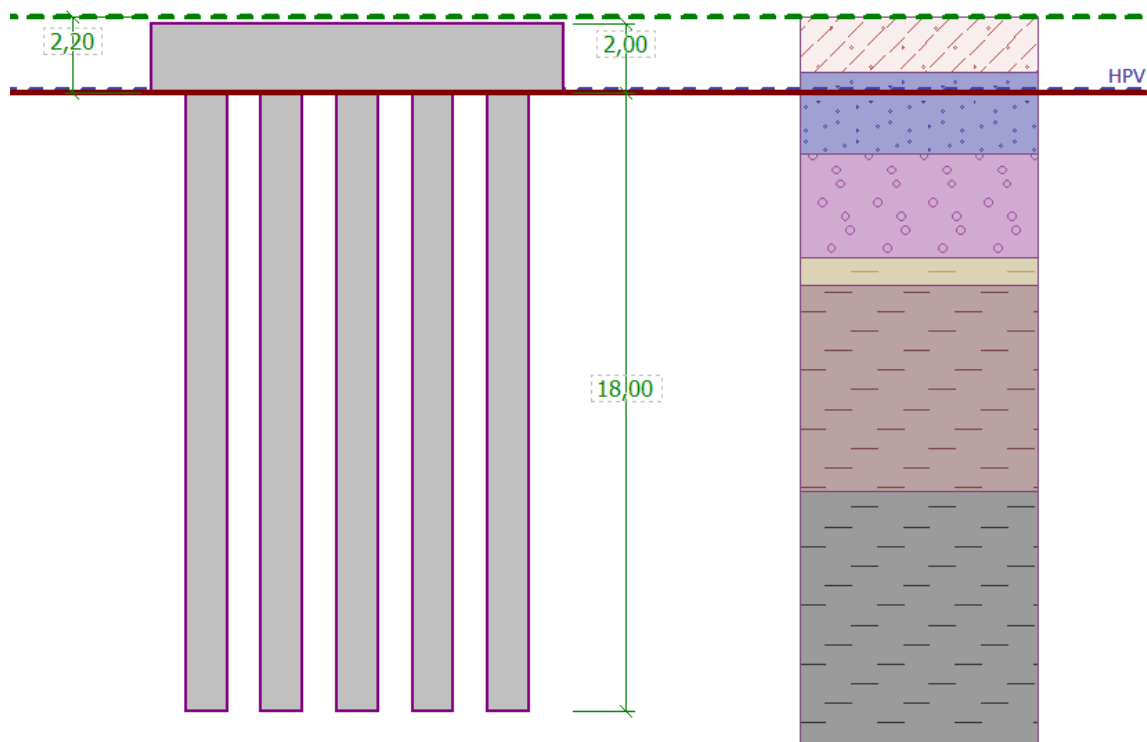
8 NÁVRH ZALOŽENÍ

8.3.2 Konstrukce

Konstrukce základů se skládá z tuhé desky o rozměrech 12 x 12 x 2 m a skupiny pilot o průměru 1,2 m a délky 18 m. Piloty jsou souměrně uspořádány ve vzdálenostech 2,2 m od sebe (min 1,5*d). Beton třídy C 30/37, betonářská výztuž B 500B.



Obrázek 140 Půdorys pilotového základu



Obrázek 141 Příčný řez pilotovým základem

8 NÁVRH ZALOŽENÍ

8.3.3 Výsledky

Zatížení pilotového základu je uvažováno dle reakcí v podpoře, vypočítané v programu SCIA v kapitole 6.1.

Vnitřní síly na jednu pilotu (výpočet v programu Skupina pilot - GEO 5):

Maximální tlaková síla	= 9 801,73	kN
Minimální tlaková síla	= 6 020,94	kN
Maximální moment	= 148,96	kNm
Maximální posouvající síla	= 109,02	kN

Únosnost jedné piloty (výpočet v programu Pilota – GEO 5)

Únosnost piloty na plášti R_s	= 6 134,11	kN
Únosnost v patě piloty R_b	= 4 164,04	kN
Únosnost piloty R_c	= 10 298,15	kN
Extrémní svislá síla V_d	= 9 801,73	kN

$$R_c = 10\,298,15 \text{ kN} > V_d = 9\,801,73 \text{ kN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 1,00$

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 6134,11 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 4164,04 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 10298,15 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 9801,73 \text{ kN}$

$$R_c = 10298,15 \text{ kN} > 9801,73 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obrázek 142 Fotoreport z programu GEO 5

9 ZÁVĚR

Cílem této bakalářské práce bylo navrhnout vícepolový dálniční most přes údolí Záhořanského potoka. Na základě variantního řešení byla zvolena konstrukce extradosed. Před samotným návrhem je v úvodu práce zpracována rešerše na typově podobné mosty, z těchto poznatků bylo vycházeno pro návrh základní geometrie mostní konstrukce.

Základním rysem těchto konstrukcí jsou nízké pylony, jejichž výška je zásadní pro statické chování mostu. Optimální výška pylonu byla předmětem parametrizace, kde se ověřoval vhodný poměr rozpětí pole a výšky pylonu, výsledky se shodovali s empirickým vzorcem $H = 1/10L$.

Z důvodů zvolení jedné roviny závěsů byla nevržena mostovka komorového typu s vyloženými konzolami podpíranými betonovými vzpěrami. Pro přenesení silových účinků z ED závěsů do celého profilu mostovky byla komora doplněna v místě kotvení závěsů o diagonální táhla. Široká horní deska mostovky vyžadovala příčné předpětí, které bylo realizováno plochými kabely určené právě pro subtilní konstrukce, z výsledků je patrné, že tímto způsobem je možné horní desku dostatečně předepnout.

Dalším úkolem bylo navržení podélného předpětí, tak aby kombinace vnějšího a vnitřního efektivně spolupůsobila. Nejdříve bylo vneseno napětí do ED závěsů, tak aby nepřesahovalo hodnotu $0,6x f_{p0,1k}$, ale mělo maximálně příznivý účinek na konstrukci.

Následně bylo vneseno vnitřní předpětí vedené ve stěnách komory, tak aby byly redukovány tahové napětí na zbytku konstrukce, a to hlavně v místech bez působení ED kabelů. V nejvíce kritických místech uprostřed hlavního pole mostu byly kabely spojitosti doplněny o příložky při spodním povrchu komory.

Kombinací vnějšího a vnitřního předpětí bylo dosaženo vhodného rozložení sil na konstrukci a požadovaného tlakového napětí po celé mostovce, což bylo podmínkou pro volbu letmé montáže.

Mimo jiné bylo předmětem bakalářské práce návrh založení mostních pilířů. Pro dostatečnou stabilitu a únosnost základů bylo zvoleno založení na skupině velkopřůměrových pilot.

Ze získaných výsledků hodnotím konstrukční systém za vhodně zvolený a z hlediska kombinace vnějšího a vnitřního předpětí efektivní, avšak bych příště zvolil vhodnější poměr krajního a hlavního pole, který bylo potřeba kompenzovat přetížením konstrukce v krajním poli, aby bylo dosaženo příznivějšího rozdělení sil v místě pilíře.

10 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] LYNN STROH, Steven. The Development Of The Extradosed Bridge Concept [online]. Florida, 2012 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://scholarcommons.usf.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=5428&context=etd>. A dissertation. University of South Florida.
- [2] JIANG, Rui Juan, Francis Tat KWONG AU a Yu Feng XIAO. Prestressed Concrete Girder Bridges with Corrugated Steel Webs: Review. Journal of Structural Engineering [online]. 2015, 141(2) [cit. 2020-03-01]. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001040. ISSN 0733-9445. Dostupné z: [http://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001040](http://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001040)
- [3] KRIS MERMIGAS, Konstantinos. Behaviour and Design of EXTRADOSED BRIDGES [online]. Toronto, 2008 [cit. 2020-05-23]. Dostupné z: https://tspace.library.utoronto.ca/bitstream/1807/17203/1/Mermigas_Konstantinos_K_200811_MASc_thesis.pdf. Thesis. University of Toronto
- [4] Bridge over the River Barrow. New Ross. Ireland. Under construction. CARLOS FERNÁNDEZ CASADO S.L. [online]. Madrid: www.infotografia.es, January 2020 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://www.cfcsl.com/en/bridge-new-ross-river-barrow-new-ross-ireland/>
- [5] N25 NEW ROSS BYPASS. Gallery 2018 [online]. Ireland, 2016 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://www.n25newross.ie/>
- [6] N25 New Ross Newsletter Issue 8. N25NEWSLETTER [online]. 2018, 2018(8), 4 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://www.n25newross.ie/wordpress/wp-content/uploads/2018/09/Newsletter-8.pdf>
- [7] D1 Sverepec - Vrtizer (I. section), Slovakia. In: SKANSKA [online]. Stockholm, ©2020 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://group.skanska.com/projects/57037/D1-Sverepec-Vrtizer-I.-section>
- [8] PAULÍK, Peter. Mestská estakáda v Považskej Bystrici. In: SMEblog [online]. Petit Press, ©1997-2019 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://peterpaulik.blog.sme.sk/c/230830/Mestska-estakada-v-Povazskej-Bystrici.html>
- [9] MAŤAŠČÍK, Ing. Miroslav. „Mestská estakáda “ v Považskej Bystrici. In: Územné plány [online]. Košice, ©2007-2014 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <http://www.uzemneplany.sk/clanok/mestska-estakada-v-povazskej-bystrici>

- [10] Two motorway bridges over the estuaries of the rivers Ibi and Kiso, Japan. In: DYWIDAG [online]. Netherlands, ©2020 [cit. 2020-03-03]. Dostupné z: <https://www.dywidag-systems.nl/projects/2004-info-12/two-motorway-bridges-over-the-estuaries-of-the-rivers-ibi-and-kiso-japan/>
- [11] E3S Web of Conferences [online]. 2018, 63 [cit. 2020-03-06]. ISSN 2267-1242. Dostupné z: <https://www.e3s-conferences.org/10.1051/e3sconf/20186300006>
- [12] Największy w Europie obiekt typu „extradosed” realizowany w technologii nawisowej. In: Doka [online]. Zielonka - Poland: Doka, ©2020 [cit. 2020-03-06]. Dostupné z: <https://www.doka.com/pl/news/news/wozki-cft-ms3>
- [13] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2: přednášky. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [14] HU, Jiong, Yoo Jae KIM a Soon-Jae LEE. SYNTHESIS ON COST-EFFECTIVENESS OF EXTRADOSED BRIDGES [online]. Austin, Texas, 2016 [cit. 2020-03-09]. Dostupné z: <http://tti.tamu.edu/documents/0-6729-1.pdf>. Technical Report. Texas State University–San Marcos.
- [15] VSL Post-Tensioning System. In: *VSL: Dodatečné předpínání* [online]. Saegestrasse, 76 CH-3098 Koeniz SWITZERLAND, 2015 [cit. 2020-04-24]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>
- [16] V S L S S I 2 0 0 0 STAY CABLE SYSTEM. In: *VSL: Mostní závěsy* [online]. Saegestrasse, 76 CH-3098 Koeniz SWITZERLAND, 2015 [cit. 2020-04-24]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>
- [17] Predpínací systém Freyssinet: Systém od tvůrce predpjatého betonu [online]. In: . Česká republika, 2011, 2011, s. 36 [cit. 2020-05-12]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [18] SINGH PAHUJA, Jatinder. Spanning Bridges Using Extradosed Cables. In: MIDAS [online]. [cit. 2020-05-23]. Dostupné z: http://northamerica.midasuser.com/web/upload/sample/Spanning_Bridges_Using_Extradosed_Cables_Jatinder_Singh_Pahuja_Tandon_Consultant_1497558814.pdf
- [19] Dálnice D3: Praha-Jílové stavba 0301 [online]. In: . Praha, 2017 [cit. 2020-05-24]. Dostupné z: <http://www.dalniced3.cz/public/files/documents/0301-infoletak-d3-praha-jilove-1483550563873-2017-01.pdf>

NORMY

ČSN EN 1990_2004 (ČSN 73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004.

ČSN EN 1991-1-1 (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - část 1-1:Obecná zatížení - Objemová tíha, vlastní tíha a užitná tíha pozemních staveb. Praha: ČNI, 2004.

ČSN EN 1991-1-5 (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - část 1-5:Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Praha: ČNI, 2004.

ČSN EN 1991-2 (ČSN 73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - část 2:Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.

ČSN EN 1992-1-1 (ČSN 73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - část 1-1:Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.

ČSN EN 1992-2 (ČSN 73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - část 2:Betónové mosty - navrhování a konstrukční zásady. Praha: ČNI, 2008.

11 SEZNAM PŘÍLOH

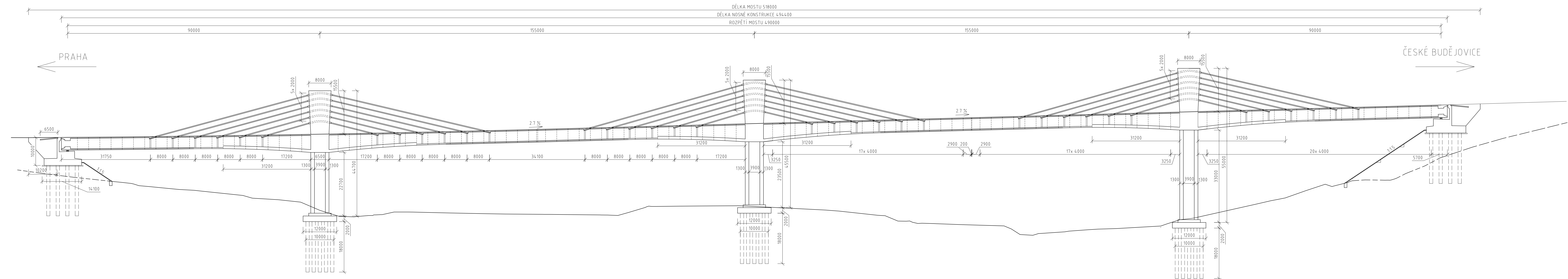
Příloha 1 – Podélný profil 1:500, 1470 x 297 mm

Příloha 2 – Půdorys 1:500, 1470 x 297 mm

Příloha 3 – Příčný řez – v poli 1:100, 630 x 297 mm

Příloha 4 – Příčný řez – nad podporou 1:100, 630 x 297 mm

Příloha 5 – Schéma výztuže komorového nosníku 1:100, 630 x 297 mm

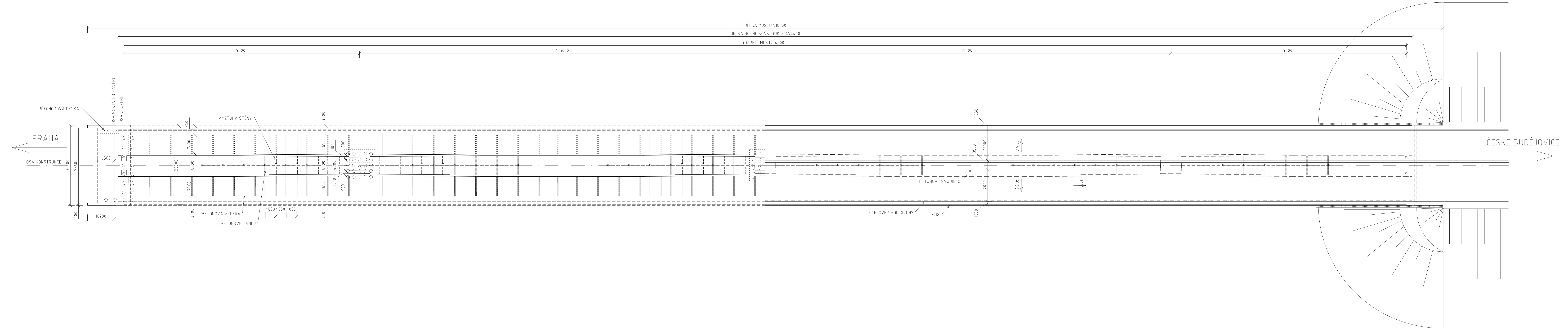


MATERIÁLY

BETON	ZÁKLAD	C30/37 XF4+XA1+XC2
	PODKLADNÍ BETON	C25/30 XA1
	BETON PILÍŘE	C50/60 XF4+XD3+XC4
	BETON NOSNÉ KCE	C50/60 XF2+XD1+XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B 500B
 PŘEDPÍNAČÍ LANA 15,7 Y1860S7

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební
KD	K133	JAN MAREŠ	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
4	Ing. Radek Hájek Ph. D.		FORMÁT 1470x297
AKCE:	BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		MĚŘÍTKO 1:500
	NÁVRH EXTRADOŠED MOSTU		DATUM 20. 5. 2020
OBSAH:	PODÉLNÝ ŘEZ KONSTRUKCÍ		Č. VÝKRESU 1



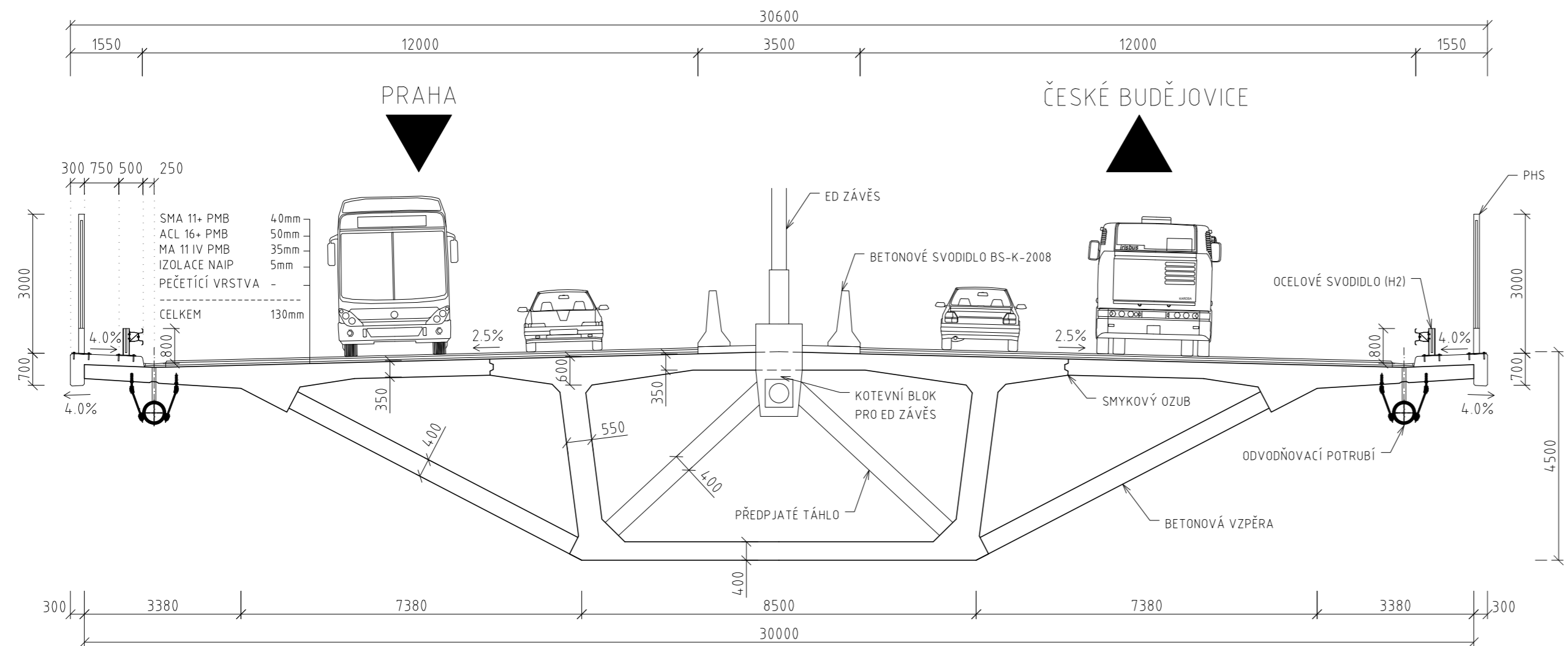
MATERIÁLY

BETON	ZÁKLAD	C30/37 XF4+XA1+XC2
	PODKLADNÍ BETON	C25/30 XA1
	BETON PILÍŘE	C50/60 XF4+XD3+XC4
	BETON NOSNÉ KCE	C50/60 XF2+XD1+XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B 500B
 PŘEDPÍNAČÍ LANA 15,7 Y1860S7

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební
KD	K133	JAN MAREŠ	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
4	Ing. Radek Hájek Ph. D.		FORMÁT 1470x297 MĚRÍTKO 1:500 DATUM 20. 5. 2020 Č. VÝKRESU 2
AKCE:	BAKALÁŘSKÁ PRÁCE NÁVRH EXTRADOSED MOSTU		
OBSAH:	PŮDORYS		

PŘÍČNÝ ŘEZ - V POLI



MATERIÁLY

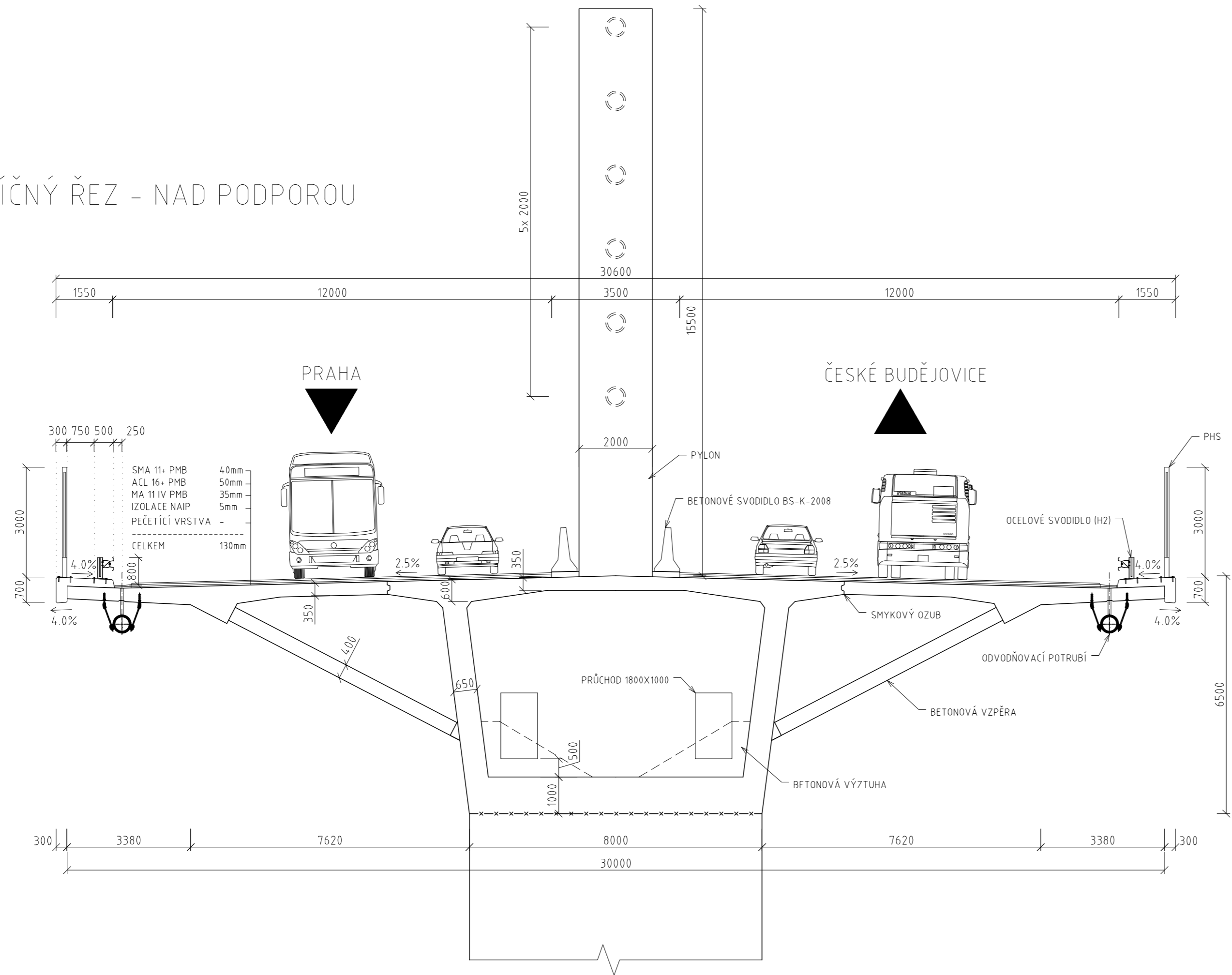
BETON
 BETON ŘÍMS C30/37 XF4+XD3+XC4
 BETON PYLONU C50/60 XF4+XD1+XC4
 BETON NOSNÉ KCE C50/60 XF2+XD1+XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B 500B

PŘEDPÍNACÍ LANA 15,7 Y1860S7

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební	
KD	K133	JAN MAREŠ		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
4	Ing. Radek Hájek Ph. D.			
AKCE:	BAKALÁŘSKÁ PRÁCE NÁVRH EXTRADOSED MOSTU		FORMÁT	630x297
			MĚŘÍTKO	1:100
			DATUM	20. 5. 2020
OBSAH:	PŘÍČNÝ ŘEZ - V POLI		Č. VÝKRESU	3

PŘÍČNÝ ŘEZ - NAD PODPOROU



MATERIÁLY

- BETON
- BETON ŘÍMS C30/37 XF4+XD3+XC4
 - BETON PYLONU C50/60 XF4+XD1+XC4
 - BETON NOSNÉ KCE C50/60 XF2+XD1+XC4
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B 500B
- PŘEDPÍNACÍ LANA 15,7 Y1860S7

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební	
KD	K133	JAN MAREŠ	FORMÁT	630x297
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		MĚŘÍTKO	1:100
4	Ing. Radek Hájek Ph. D.		DATUM	20. 5. 2020
AKCE:			BAKALÁŘSKÁ PRÁCE NÁVRH EXTRADOSED MOSTU	
OBSAH:			PŘÍČNÝ ŘEZ - NAD PODPOROU	
			Č. VÝKRESU	4

UMÍSTĚNÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE - ŘEZ V POLI

UMÍSTĚNÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE - ŘEZ NAD PODPOROU

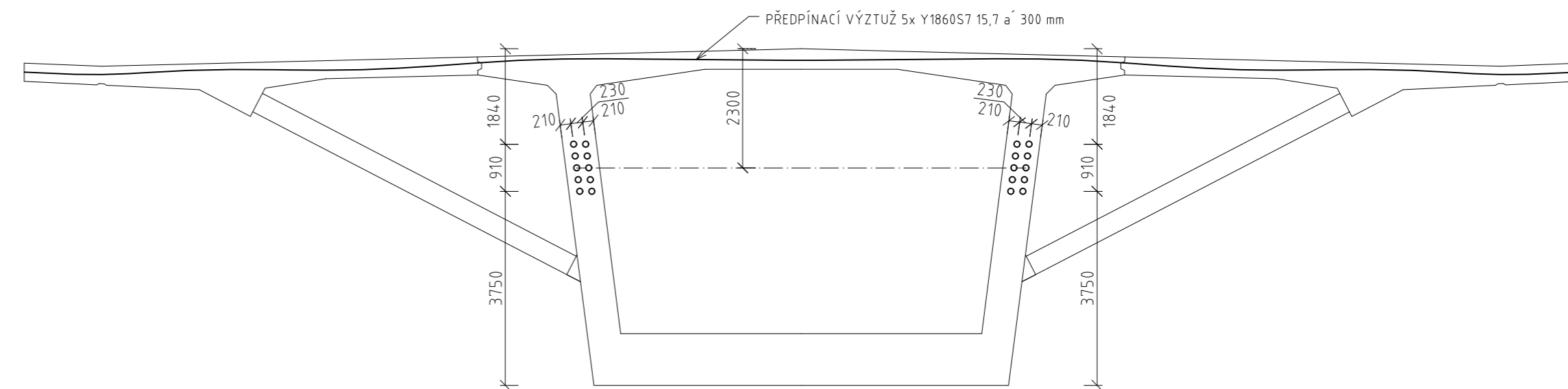
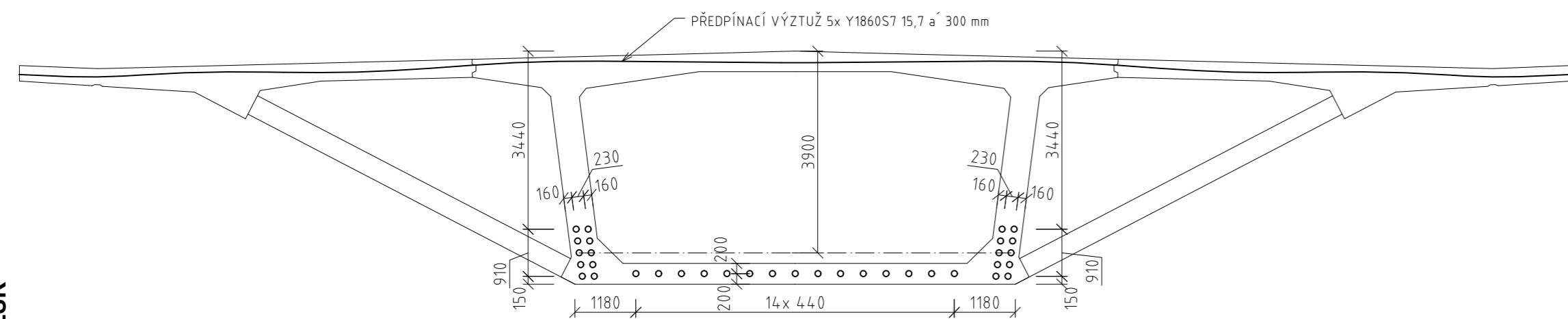
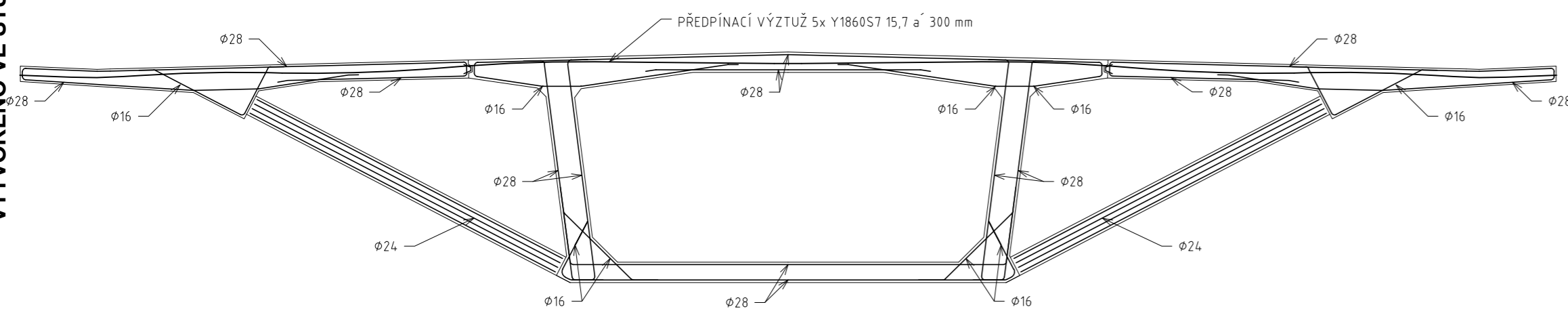


SCHÉMA VÝZTUŽE



MATERIÁLY

BETON NOSNÉ KCE C50/60 XF2+XD1+XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B 500B

PŘEDPÍNAČÍ LANA 15,7 Y1860S7

VÝZTUŽ JE KÓTOVANÁ NA OSU

PRŮMĚRY BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE JSOU PRO ÚČELY SCHÉMA ORIENTAČNÍ

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební	
KD	K133	JAN MAREŠ		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
4	Ing. Radek Hájek Ph. D.		FORMÁT	630x297
AKCE: BAKALÁŘSKÁ PRÁCE NÁVRH EXTRADOSED MOSTU			MĚŘÍTKO	1:100
			DATUM	20. 5. 2020
OBSAH: SCHÉMA VÝZTUŽE KOMOROVÉHO NOSNÍKU			Č. VÝKRESU	5