



Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Diplomová práce

Návrh jednopolového nadjezdu nad modernizovanou dálnicí D7 se sníženými požadavky na údržbu

Bc. Vojtěch Štok

Obor: Konstrukce a dopravní stavby
Vedoucí práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.
Leden 2023

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Štok Jméno: Vojtěch Osobní číslo: 477236
Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nového jednoplošného nadjezdu nad modernizovanou dálnicí D7 se sníženými požadavky na údržbu

Název diplomové práce anglicky: Design of a new single span overpass above modernized D7 highway with reduced maintenance cost

Pokyny pro vypracování:

Variantský návrh konstrukčního uspořádání jednoplošného nadjezdu nad dálnicí D7 se sníženými požadavky na údržbu po výhledovém rozšíření. Statický návrh a porovnání jednotlivých variant. Posouzení globálního chování výsledné varianty uspořádání konstrukce a posouzení rozhodujících prvků konstrukce. Základní návrh technologie a postupu výstavby. Základní posudek založení.

Základní výkresová dokumentace (přehledné výkresy, schéma měkké výztuže v příčném řezu a rámovém rohu, schéma předpínací výztuže).

Seznam doporučené literatury:

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

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

TP 261 - Integrované mosty, Ministerstvo Dopravy, 2017, s. 112

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

Datum zadání diplomové práce: 26. 9. 2022 Termín odevzdání diplomové práce: 9. 1. 2023
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího Ing. Radka Hájka, Ph.D. Dále prohlašuji, že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v seznamu použité literatury.

V Praze dne 9. 1. 2023

.....
Bc. Vojtěch Štok

Poděkování

Rád bych zde poděkoval mému vedoucímu, Ing. Radku Hájkovi, Ph.D., za odbornou pomoc a rady, které mi poskytl v průběhu psaní této diplomové práce. Mé poděkování dále také patří firmám IDEA StatiCa a Bricsys za poskytnutí studentských licencí k programům ve kterých jsem predloženou diplomovou práci vytvářel.

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá návrhem jednopolového nadjezdu nad dálnicí D7. Při návrhu byl kladen důraz na požadavek snížení nákladů na údržbu.

Požadavek na snížení nákladů na údržbu byl v této diplomové práci řešen integrací nosné konstrukce se spodní stavbou, čímž došlo k eliminaci ložisek a mostních závěrů.

Teoretická část je zaměřena na problematiku integrovaných mostů. Část zabývající se návrhem obsahuje předběžné výpočty, studii vlivu tuhosti mostních opěr a samotný návrh včetně posudků nosné konstrukce a spodní stavby.

Klíčová slova: dálniční nadjezd, jednopolový nadjezd, integrovaný most, vliv tuhosti opěr

Abstract

This thesis deals with the design of a single-span flyover over the D7 highway. In the design, emphasis was placed on the requirement to reduce maintenance costs as much as possible.

The requirement to reduce maintenance costs was solved in this thesis by integrating the superstructure with the substructure, this eliminating the bearings and expansion joints.

The theoretical part is focused on the issue of integral bridges. Part dealing with the design includes preliminary calculations, a study of the effect of bridge abutment stiffness, and the design itself, including assessments of the superstructure and substructure.

Key words: highway flyover, single-span flyover, integral bridges, influence of abutment stiffness

OBSAH

1	Úvod	19
2	Současné trendy pro snižování provozních nákladů mostních konstrukcí	21
2.1	Integrované mosty	21
2.1.1	Půdorysná geometrie mostu	21
2.1.2	Opěry integrovaných mostů	22
2.1.3	Založení integrovaných mostů	23
2.1.4	Interakce se zemním prostředím	23
2.1.5	Přechod konstrukce na těleso komunikace	25
2.2	Ilustrativní průběh návrhu	27
3	Předběžný návrh konstrukce	30
3.1	Předběžný výpočet posunů konce mostu	30
3.2	Stálá zatížení	31
3.2.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	31
3.2.2	Vlastní tíha ostatních konstrukcí	32
3.3	Proměnné zatížení	33
3.3.1	Zatížení teplotou	33
3.3.1.1	Rovnoměrná složka teploty	35
3.3.1.2	Proměnná složka teploty	35
3.4	Předběžné výpočty a numerické modely	39
3.4.1	Předběžné výpočty	39
3.4.2	Předběžný numerický model v programu midas Civil	39
3.4.2.1	Poznámky/poznatky z modelování numerického modelu	43
3.4.3	Zatížení výpočetního modelu	44
3.4.3.1	Vlastní tíha konstrukce	44
3.4.3.2	Teplotní zatížení – zatížení rovnoměrnou teplotou	44
3.4.3.3	Teplotní zatížení – zatížení nerovnoměrnou teplotou	44
3.4.3.4	Ostatní stálé zatížení	45
3.4.3.5	Zatížení předpětím nosné konstrukce	45
3.4.3.6	Odpor zemního prostředí	45
4	Optimalizace konstrukce – vliv tuhosti mostních opěr na rozdělení vnitřních sil	48
4.1	Fáze 1	48
4.1.1	Popis modelu	48
4.1.2	Výsledky – zatížení vlastní tíhou	49
4.1.3	Výsledky – zatížení dopravou (LM1)	53
4.1.4	Výsledky – zatížení teplotou	55

4.1.5	Dílčí závěr – fáze 1	60
4.2	Fáze 2	60
4.2.1	Popis modelu	60
4.2.2	Výsledky – zatížení vlastní tíhou	61
4.2.3	Výsledky – zatížení dopravou (LM1)	64
4.2.4	Výsledky – zatížení teplotou	65
4.2.5	Dílčí závěr – fáze 2	70
4.3	Závěr parametrické studie	73
5	Finální návrh a posouzení konstrukce	74
5.1	Změny numerických modelů v závislosti na kapitole 4	74
5.2	Modelování numerického modelu v programu midas Civil	74
5.3	Předpětí nosné konstrukce	76
5.4	Zatížení numerického modelu	77
5.4.1	Příčný roznos	77
5.4.2	Zatížení spodní stavby mostní konstrukce	80
5.5	Časová analýza nosné konstrukce	81
5.6	Kombinace zatížení	82
5.7	Výsledky z modelu	83
5.7.1	Posouzení nosné konstrukce	83
5.8	Iterace výpočetního modelu, optimalizace vedení předpínací výztuže	85
5.8.1	Založení	87
5.8.2	Spodní stavba	87
6	Závěr	91
	Přílohy	93
A	Předběžný odhad posunů konce mostu	95
B	Porovnávací výpočty funkce modelu	99
C	Předběžný návrh předpětí	107
D	Výpočet modulu reakce podloží k_h	133
E	Zemní tlak dle TP 261, přílohy P1.2.2.3	139
F	Přepočtení modulu reakce podloží v návaznosti na změnu spodní stavby mostní konstrukce	143
G	Posouzení samostatných křídel v programu GEO – 5	149
H	Ruční posouzení nosné konstrukce – 1	177
I	Ruční posouzení nosné konstrukce – 2	191

J	Ruční posouzení nosné konstrukce – 3	203
K	Ověření napětí pomocí midas Civil – 1	215
L	Porovnání ohybových momentů v závislosti na počtu pilot	217
M	Ruční posouzení nosné konstrukce – 4	221
N	Ověření napětí pomocí midas Civil – 2	233
O	Posudek spodní stavby	235
P	Posudek založení mostních opěr v programu GOE 5	241
Q	Výkresové přílohy	253
	Zdroje	271
	Seznam použité literatury	271
	Ilustrace	271

1 Úvod

Tato diplomová práce se zabývala návrhem přemostění dálnice D7. Jedná se o návrh dálničního nadjezdu s ohledem na možnost rozšíření přemostované dálnice. V zadání byl vznesen požadavek na snížení požadavků na údržbu mostu.

Bylo pracováno s myšlenkou navrhnout nadjezd jako integrovaný. Integrovaný most dle své definice má z konstrukce vypuštěny mostní závěry a mostní ložiska. Mostní závěry a ložiska jsou častým zdrojem poruch mostní konstrukce. Z těchto důvodů byl nadjezd navrhován jako integrovaný.

Základní údaje o mostu

<i>Charakteristika mostu:</i>	trvalý silniční most, monolitický, dodatečně předepnutý, půdorysně v přímé, most je ve výškovém oblouku, opěry stěnové, mostní křídla jsou navržena jako samostatná konstrukce, založení hlubinné, most je založený na pilotách,
<i>Délka přemostění:</i>	48.400 m
<i>Délka mostu:</i>	64.400 m
<i>Délka nosné konstrukce:</i>	51.600 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí:</i>	50.000 m
<i>Šikmost mostu:</i>	100 g (kolmý)
<i>Volná šířka mostu:</i>	11.500 m
<i>Šířka průchozího prostoru:</i>	
– levý chodník:	1.700 m
– pravý chodník:	1.700 m
<i>Šířka mostu:</i>	16.500 m
<i>Výška mostu:</i>	cca 8.100 m
<i>Stavební výška:</i>	3.135 – 1.635 m
<i>Plocha nosné kce mostu:</i>	820.440 m ²

Popis nosné konstrukce

Nadjezd byl navržen jako monolitický, dodatečně předpjatý. Nosná konstrukce byla navrhována jako desková s proměnným tvarem a výškou. Desková konstrukce přechází směrem k opěře do deskového trámu. Nosná konstrukce má v polovině rozpětí výšku 1.500 m. V místě vetknutí do opěr mostu má nosná konstrukce výšku 3.000 m. Nosná konstrukce má z velké části konstantní sklon náběhů desky a to 1:2. U opěr je tento sklon náběhu lokálně změněn a to na délku cca 2.600 m. Na této délce je sklon náběhu proměnný.

Popis spodní stavby

Nosná konstrukce je vetknuta do stěnových opěr šířky 1.600 m. Stěnové opěry jsou vetknuty do základového bloku o průřezu 2.000 m x 2.000 m. Do základového bloku

je vetknuta jedna řada velkopřůměrových pilot. Pilotové založení je uspořádáno do jedné řady z důvodu tuhosti. Tyto důvody jsou popsány dále v diplomové práci.

Mostní křídla jsou po celé výšce oddilátována od mostních opěr. Mostní křídla jsou v podstatě navržena jako úhlové zdi. Dřík křídel je široký 0.850 m. Dřík je vetknut do základového bloku šířky 4.500 m a výšky 2.000 m. Mostní křídla jsou založena taktéž na velkopřůměrových pilotách. Byla snaha navrhnout křídla jako samostatnou konstrukci neomezující chování integrované mostní konstrukce.

2 Současné trendy pro snižování provozních nákladů mostních konstrukcí

V rámci této diplomové práce byl proveden návrh integrovaného mostu nad dálnicí. V následujících několika kapitolách byly popsány termíny a postupy použité při výpočtech.

2.1 Integrované mosty

Integrovaný most je dle TP 261 a ČSN 76 6200 takový, jehož nosná konstrukce působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem přechodové oblasti.[1]

Integrované mosty mají spojenou spodní stavbu s nosnou konstrukcí. Z tohoto důvodu je nutné modelovat obě konstrukce společně. Základním rysem integrovaných mostů je spolupůsobení konstrukce se zeminou. Tato skutečnost musí být vnesena i do modelu. Vlivem interakce se zeminou dochází k přerozdělení namáhání konstrukce integrovaného mostu.

Integrované mosty musí stejně jako ostatní mosty splňovat následující obecné požadavky:

- Spolehlivost
- Použitelnost
- Trvanlivost
- Hospodárnost
- Estetika

2.1.1 Půdorysná geometrie mostu

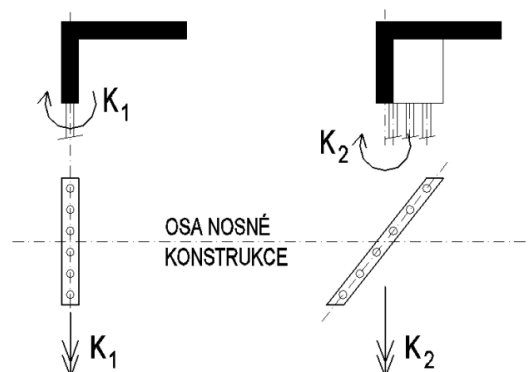
Půdorysná geometrie ovlivňuje tuhost mostní konstrukce a její namáhání.

Přímé a mírně zakřivené mosty

Přímé a mírně zakřivené mosty mají osovou tuhost konstrukce velice významnou. Osová tuhost konstrukce je natolik významná, že posuny konstrukce jsou velice minimálně ovlivněny integrací se spodní stavbou. Velikost posunů konce mostu je dle TP 261 možné zjednodušeně považovat jako u neintegrovaných mostů. Zvýšenou napjatost nosné konstrukce, vznikající v důsledku integrace se spodní stavbou, je nutno posoudit individuálně.[1]

Šikmé mosty

V důsledku šikmosti opěr a tím pádem i založení se zvyšuje tuhost založení. U šikmých opěr je tuhost založení jiná k ose uložení a jiná ve směru osy mostu. Tato skutečnost je znázorněna na **obrázku 1.** Tento obrázek byl převzat z TP 261.[1]



Obr. 1. Vliv šikmosti na tuhost opěr ve směru podélné osy nosné konstrukce

Významně zakřivené mosty

U významně zakřivených mostů dochází vlivem integrace současně ke vzniku příčných ohybových momentů a ke snížení podélné síly. Významně zakřivené mosty v důsledku nesilových namáhání mění mírně i svůj půdorysný tvar. Deformace se odehraje do „místa nejmenšího odporu“, což má za následek většinou půdorysné vybočení konstrukce.[1]

2.1.2 Opěry integrovaných mostů

V TP 261 jsou uváděny dva „typy“ opěr, a to poddajné a tuhé. Tuhost opěr ovlivňuje mimo jiné rozdělení namáhání konstrukce mostu. V dalším případě ovlivňuje volbu přechodových desek. Volba přechodové desky pro poddajné opěry mostu je popsána v kap. 2.1.5.

Tuhé opěry

Dle TP 261 je vhodné pro výrazně zakřivené mosty malých rozpětí navrhovat tuhé opěry. Návrh tuhé opěry má za následek zvýšené namáhání založení. V TP 261 jsou uvedeny 2 základní „typy“ opěr. „Tuhá opěra se stěnovým dříkem“ a druhý typ, který by se dal nazvat jako „krabicová opěra“. „Krabicová opěra“ lépe vzdoruje i půdorysnému natočení. V důsledku zvýšené tuhosti opěr se sníží vodorovné posuny, ale zvýší se namáhání nosné konstrukce a smykové namáhání základové spáry. Díky omezení posunů konce mostu je možné pro tuhé opěry navrhnout i přechodové desky stejně jako u neintegrováných mostů. Uložení přechodové desky u tuhých opěr lze provést stejně jako u neintegrováných mostů a to dle VL4 – 302.01.

2.1.3 Založení integrovaných mostů

Z důvodu spojení nosné konstrukce a spodní stavby jsou základy nosné konstrukce více namáhány, a to zejména smykovými silami než základy neintegrovaných mostních konstrukcí. V TP 261 je řečeno, že při návrhu je nutno sledovat 2 protichůdná kritéria. Je nutno zajistit dostatečnou tuhost spodní stavby a založení, ale současně je nutno minimalizovat namáhání založení.[1]

Pro plošně založené konstrukce se preferuje vodorovné namáhání eliminovat pomocí odporu zemního prostředí. Na to má přímý dopad výška opěry, včetně provedení přechodové oblasti.

Pro hlubinné založení je tuhost dána jednak geometrií rozmístění založení a jednak odporem zemního prostředí proti vodorovnému posunu pilot. V TP 261 je uvedeno, že z důvodu cyklického zatěžování konstrukce dochází vlivem času ke snižování vodorovné tuhosti pilot a to až na polovinu původních hodnot.[1]

2.1.4 Interakce se zemním prostředím

Díky pevnému spojení nosné konstrukce a spodní stavby je důležité podrobně analyzovat nesilové zatížení konstrukce. Nesilovým zatížením jsou na mysli zejména teplotní účinky, smršťování a dotvarování betonu. Z důvodu interakce mostu se zemním prostředím je nutno zahrnout toto prostředí do výpočtů. Dilatační pohyby integrovaných mostů jsou omezeny opřením konstrukce do zemního prostředí. U přímých a mírně zakřivených mostů toto omezení není značné. V důsledku omezení pohybu konců mostu dochází u přímých a mírně zakřivených mostů zejména k nárůstu normálových sil. Významně zakřivené mosty na rozdíl od přímých a mírně zakřivených mostů více omezují posuny konce mostu.

Díky dilataci nosné konstrukce spojené se spodní stavbou dochází k pohybům ovlivňující přechodovou oblast. Tyto pohyby lze dle TP 261 rozdělit na část **monotónní** a část **cyklickou**.

Monotónní část je dle TP 261 způsobena dlouhodobým chováním materiálu konstrukce, jako je dotvarování a smršťování materiálu konstrukce.

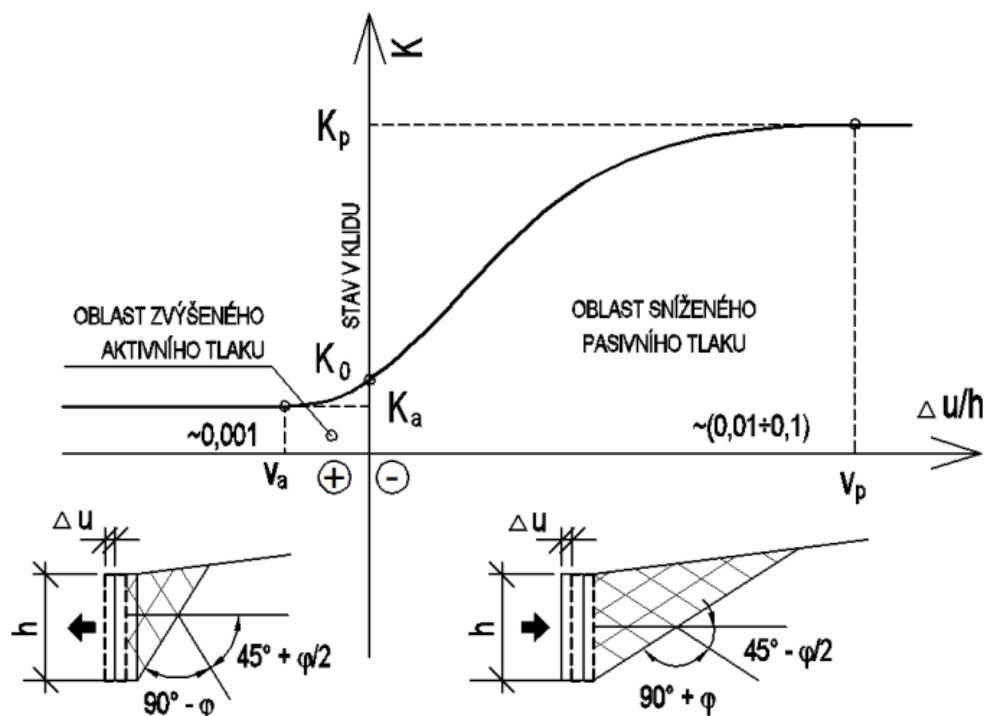
Cyklická část vzniká zejména z důvodu proměnných zatížení, zejména díky zatížení teplotou a dopravou.[1]

Zejména kvůli cyklické části pohybů, je důležité dbát na správný návrh a provedení přechodové oblasti. Přechod konstrukce na zemní těleso je potencialem místem vzniku mnoha poruch.

Z hlediska výpočtů je cyklická část pohybů složitější z důvodu cyklických změn zemních tlaků na spodní stavbu mostu. Díky cyklickým pohybům se mění zemní tlak na spodní stavbu a to dle **metody závislých tlaků**. V jednom ročním období se na spodní stavbě mostu odehraje změna od extrému na jedné straně k extrému na druhé straně a zpět. Metoda zemních tlaků je zobrazena na obrázku 2.

Cyklické pohyby jsou zejména způsobeny změnou teploty. V rámci jednoho roku se na konstrukci změni tlaky z hodnot V_a na V_p a zpět a to dle křivky uvedené na obrázku 2.

Hodnota označená V_a je hodnota aktivního zemního tlaku. Tato hodnota nastává při „oddálení“ konstrukce od země, tedy v zimním období, kdy se konstrukce



Obr. 2. Schéma metody závislosti zemních tlaků dle TP 261

„smrští“. Při aktivaci V_a na konstrukci působí zemina ve výseku ohraničeném konstrukcí a úsečkou odkloněnou od konstrukce o úhel $45 - \frac{\varphi}{2}$.

Naopak v letním období se konstrukce v důsledku teploty roztáhne a zatlačí opěry do zemního prostředí. V tuto chvíli nastává hodnota označená V_p , tedy pasivní zemní tlak. Při aktivaci V_p na konstrukci působí zemina ve výseku ohraničeném konstrukcí a úsečkou odkloněnou od konstrukce o úhel $45 + \frac{\varphi}{2}$.

Z důvodu časové proměnnosti zemních tlaků a parametrů zemin je důležité správně volit výstižné modely zemního prostředí.

Díky cyklickým pohybům dochází k dohutňování přechodových oblastí. Při zkrácení konstrukce, oddálení spodní stavby od zeminy, se aktivní zemní klín „sesype“ na uvolněné místo za posunutou spodní stavbu. V důsledku oteplení se konstrukce postupně roztáhne a „sesypaný“ aktivní klín začne stlačovat a zároveň vytlačovat zeminu po smykové ploše. Délka oblasti ovlivněné tímto jevem se dá dle TP 261 zjednodušeně určit jako oblast bezprostředně za opěrou ohraničená opěrou mostu a přímkou vedenou z paty opěry pod úhlem $\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}$ od vodorovné roviny.

V TP 261 je chování zemního prostředí rozděleno na 2 oblasti a to **dlouhodobou** a **krátkodobou**. [1]

Dlouhodobá oblast chování zemního prostředí

Je charakterizována relativně malým množstvím jevů/zatížení, které na ni mají vliv. Jedná se zejména o zatížení vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením. Jako další

vlivy ji ovlivňují dotvarování a smršťování konstrukcí. Díky vlivu nelineárních zatížení a jevů je tato oblast svým způsobem také nelineární a tím složitá na modelování.[1]

Krátkodobá oblast chování zemního prostředí

Je charakterizována relativně velkým množstvím jevů/zatížení, které na ni mají vliv. Tato oblast je charakterizována zejména proměnným zatížením. Díky typu působícího zatížení je tato oblast charakterizována jednodušším chováním zemního prostředí než oblast dlouhodobá. Pro tuto oblast se dle TP 261 zavádí předpoklad pružného chování zásypu konstrukce. Tento předpoklad je dle TP 261 zaveden z důvodu požadovaného chování konstrukce a zejména z požadavku na dlouhodobou stabilitu tvaru přechodových oblastí.[1]

Z důvodu interakce podloží s konstrukcí integrovaného mostu je důležité modelovat i jednotlivé fáze výstavby. Provedení zásypu, zmonolitnění konstrukce nebo odskružení nosné konstrukce má velký vliv na rozdělení namáhání po konstrukci.

2.1.5 Přechod konstrukce na těleso komunikace

U integrovaných mostů je velice důležité správně provést přechod konstrukce na zemní těleso. Z hlediska provedení přechodu na zemní těleso TP 261 rozlišují 5 druhů integrovaných mostů. Rozdělení je uvedeno v tabulce na obr. 3.

Obrázek 3. byl převzat z TP 261. Dle tabulky uvedené na obrázku 3. byl navrhovaný most zařazen do typu **IM3**, ve smyslu tabulky 5 TP 261. Jednotlivé typy mostních konstrukcí mají dané obvyklé meze použitelnosti. Obvyklé meze použitelnosti jsou dány v závislosti na typu mostní konstrukce ve smyslu tabulky uvedené na obrázku 3. Obvyklé meze jsou dány pro maximální vodorovný posun konstrukce. Tyto obvyklé meze jsou uvedeny na obrázku 4.

Obrázek 4. byl převzat z TP 261. Obvyklé meze jsou dány v závislosti na typu mostní konstrukce tzv. výkonové třídě komunikace.

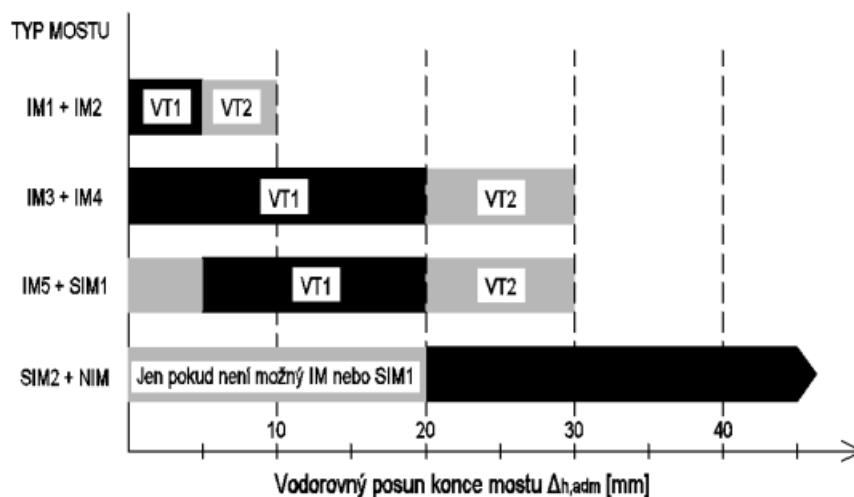
Součástí integrovaných mostů jsou **přechodové desky**. U integrovaných mostů mají přechodové desky více funkcí. Stejně jako u neintegrovaných mostů jsou přechodové desky používány při hrozbě rozdílného sedání zemního tělesa a mostní konstrukce. U integrovaných mostů jsou však přechodové desky navíc používány k přenesení vodorovných posunů konce mostu. Přechodové desky u integrovaných mostů jsou provedením odlišné od přechodových desek pro neintegrované mosty. Jejich úkolem je mimo jiné přenesení vodorovných posunů konce konstrukce. Proto provedení uložení přechodové desky pro neintegrované mostní konstrukce a integrované mostní konstrukce s tuhými opěrami dle VL4 – 302.01 je vhodné pouze pro mosty s malými posuny konce konstrukce. Jak již bylo zmíněno dříve, přechodová deska u integrovaných konstrukcí je spolu s konstrukcí posouvána/vlečena zemním prostředím. Uložení přechodové desky je tedy střídavě namáháno tlakem a tahem. Této skutečnosti je nutné uzpůsobit uložení přechodové desky. U integrovaných mostů se tedy provádí tzv. vlečené přechodové desky, kdy je přechodová deska spojena s nosnou konstrukcí pomocí výztuže. Výztuž v místě napojení na přechodovou desku je

Tabulka 5 – Přehled způsobů provedení přechodu mostu na těleso komunikace

Typ integrovaného mostu		Charakteristika přechodu				Obvyklé případy uplatnění a poznámky
		Konstrukce kompletní skladby vozovky přechází přes most	Přechodová deska	Mostní závěr	Ložiska	
Integrované mosty s poddajnými opěrami (přímé, mírně zakřivené a rámové)	IM1	NE	NE	NE	NE	Krátké mosty s nízkými opěrami, pro mosty na dálnici se doporučuje ověřit vliv sedání
	IM2	ANO	NE	NE	NE	
	IM3	NE	ANO	NE	NE	Běžné přímé integrované mosty
	IM4	ANO	ANO	NE	NE	Mosty menších délek, obvykle s jedním polem
Integrované mosty s tuhými opěrami (významně zakřivené)	IM5	NE	ANO	NE	NE	Významně půdorysně zakřivené mosty s tuhými opěrami
Semi-integrované mosty	SIM1	NE	ANO	NE	ANO	Mosty s nízkými opěrami a/nebo tuhým podložím
	SIM2 ¹⁾	NE	ANO	ANO	NE	Výjimečné případy - atypické mosty
Neintegrováné (dilatované) mosty	NIM	NE	ANO	ANO	ANO	Dlouhé mosty, mosty s významnými rozdíly sedání, apod.

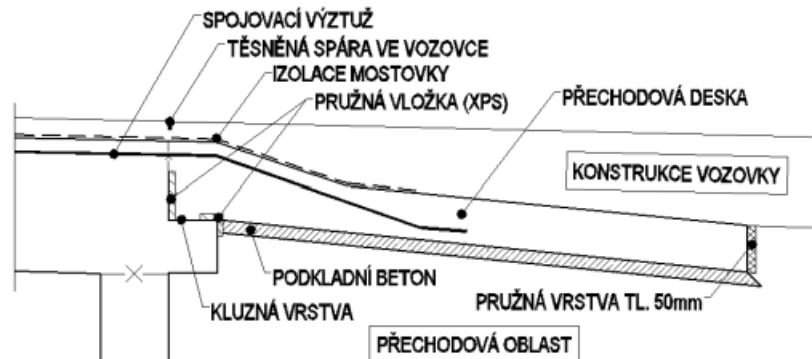
¹⁾ Tento typ je z hlediska trvanlivosti nevhodný, doporučuje se jej používat jen ve výjimečných případech.

Obr. 3. Způsoby provedení přechodu mostu na zemní těleso[1]

Obrázek 12 – Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých typů integrovaných mostů (viz Tabulka 5) v závislosti na maximálním přípustném vodorovném posunu konce mostu $\Delta_{h,adm}$

Obr. 4. Obvyklé meze použitelnosti typů mostních konstrukcí dle tab. 5 TP 261[1]

nutné vhodným způsobem ochránit nebo provést ze základního nekorodujícího materiálu. Princip provedení napojení přechodové desky a nosné konstrukce je uveden na obrázku 5.[1]



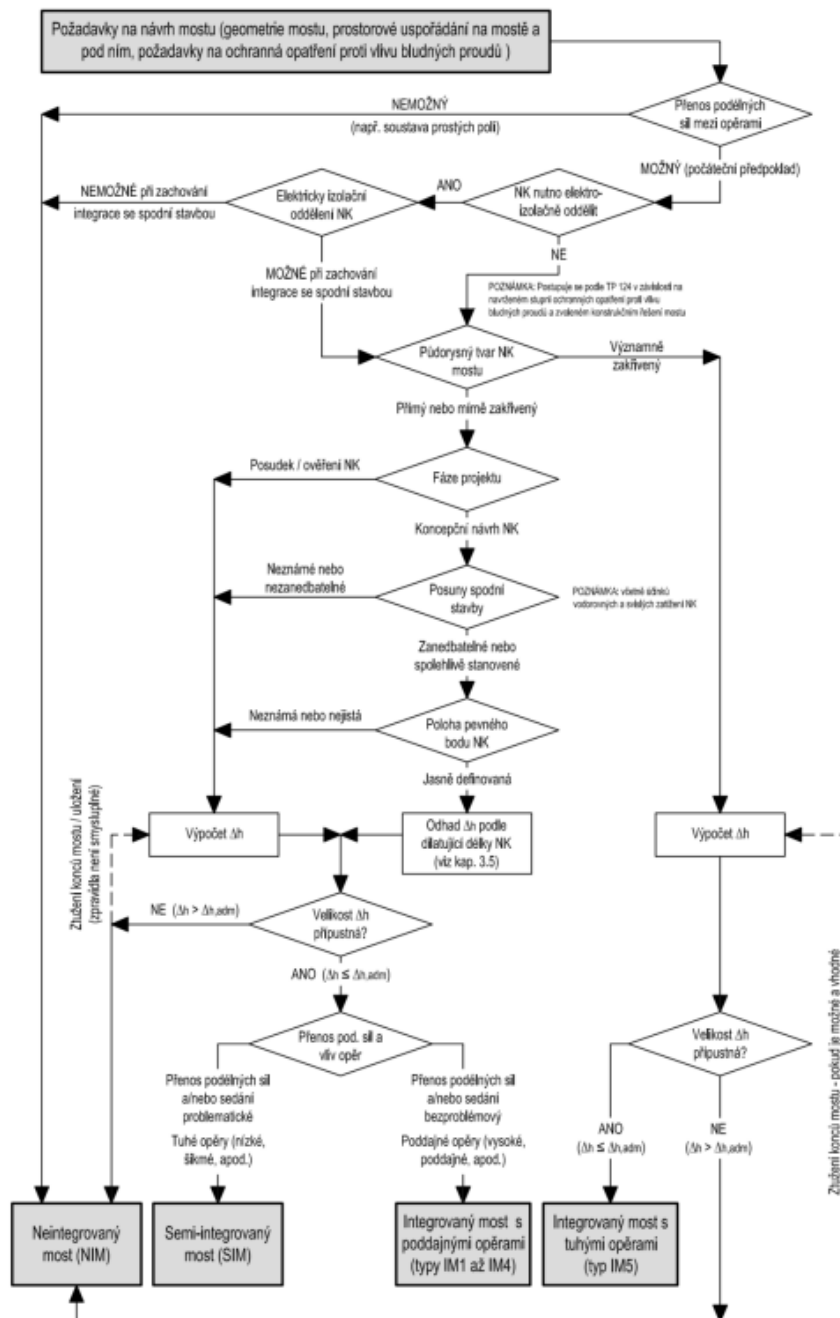
Obrázek 13 - Princip provedení a napojení vlečené přechodové desky

Obr. 5. Princip provedení přechodové desky integrovaných mostů[1]

Obrázek 5. byl převzat z TP 261.

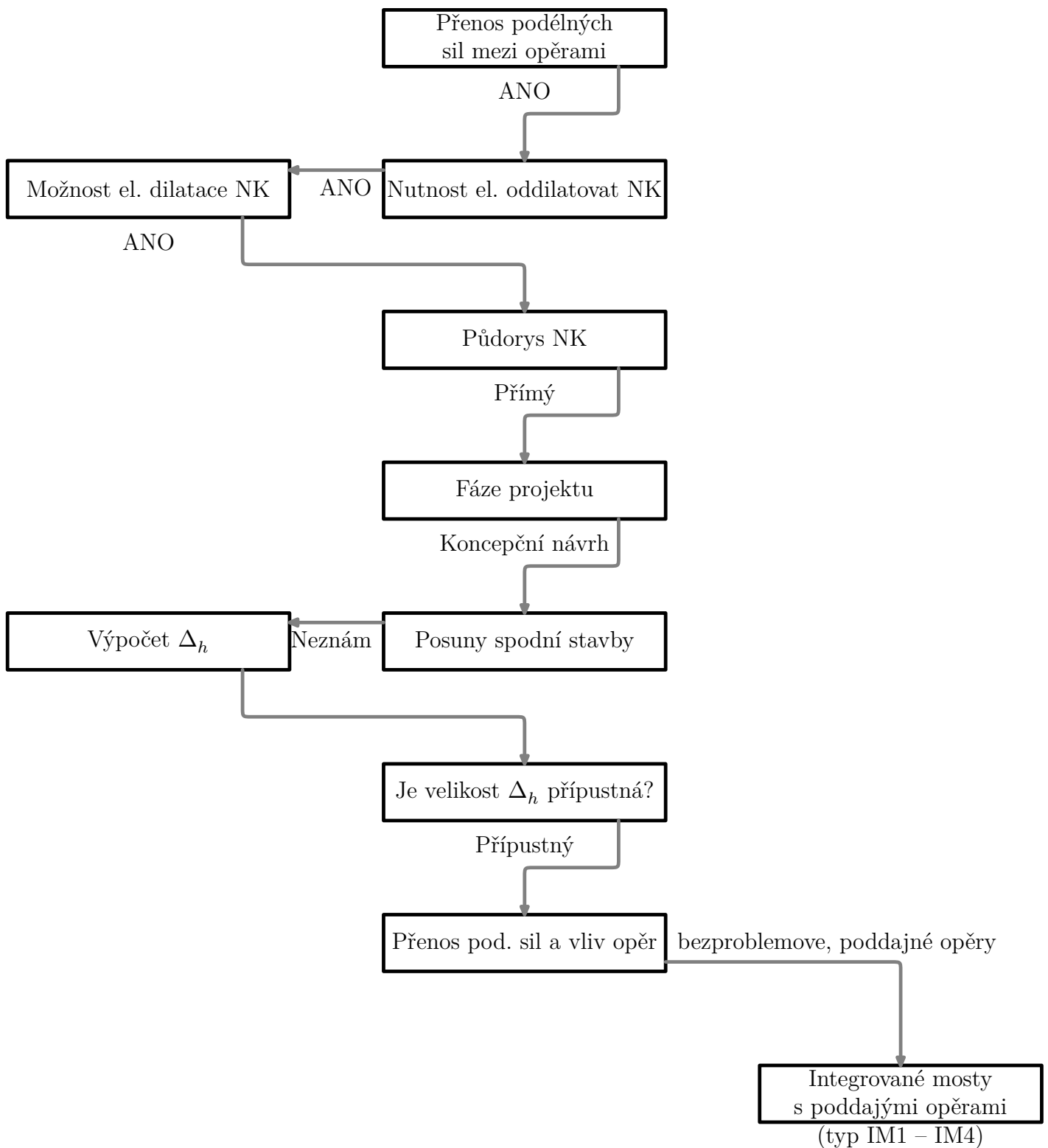
2.2 Ilustrativní průběh návrhu

V TP 261 je uveden ilustrativní vývojový digram výběru typu mostu. Vývojový diagram převzatý z TP 261 je uveden na obrázku 6.



Obrázek 20 - Schéma obecné metodiky volby / ověření typu mostu podle [18]

Obr. 6. Vývojový diagram návrhu integrovaného mostu[1]



Obr. 7. Vývojový digram volby typu mostu

3 Předběžný návrh konstrukce

Jako první krok předběžného návrhu byly vytvořeny předběžné přehledné výkresy. Byl vytvořen podélný řez mostu. V podélném řezu bylo určeno výškové vedení a výška nosné konstrukce. Nosná konstrukce zde byla navrhována proměnné výšky. V návaznosti na podélný řez byly vytvořeny příčné řezy. Příčné řezy byly vytvořeny v polovině rozpětí a v místě vetknutí nosné konstrukce do spodní stavby. Předběžný návrh příčných řezů je zřejmý z obrázku 8.

V předběžném návrhu byla výška nosné konstrukce navrhována 1.500 m v polovině rozpětí a 2.500 m v místě vetknutí do spodní stavby. Sklon náběhu desky byl, v předběžném návrhu, navrhnut konstantní po celé délce nosné konstrukce a to v hodnotě 1:2.

V rámci předběžného návrhu bylo navrženo i založení, a to 5 velkopřůměrových pilot na každou opěru. Zároveň byla navržena samostatná křídla.

Samostatná křídla jsou navržena jako úhlové zdi na pilotách. Křídla byla posouzena v programu GEO – 5. Byla posouzena samotná úhlová zeď i založení. Posouzení je uvedeno v příloze G této diplomové práce.

3.1 Předběžný výpočet posunů konce mostu

V rámci předběžného návrhu bylo nutné určit následující parametry, aby bylo ověřeno, zda je možné provést nadjezd jako integrovaný:

- pevný bod,
- dilatující délku,
- posuny konce mostu.

V předběžném návrhu byla poloha pevného bodu odhadnuta. Bylo předpokládáno, že pevný bod bude ležet v blízkosti středu nosné konstrukce. V rámci zjednodušení byl pevný bod umístěn do středu rozpětí.

Z umístění pevného bodu vyplývala dilatující délka, která byla určena na 25.000 m.

Následně byl proveden předběžný výpočet posunů konce mostu. Celý výpočet je uveden v příloze A.

Po spočtení posunů konců mostu bylo provedeno zatřídění mostní konstrukce. Dle tabulky 18 z opravy č. 1, TP 261 a tabulky 1 TP 170 byla určena **návrhová úroveň porušení vozovky**. Byla určena úroveň **D1**.^[1]^[10]

Úroveň D1, dle TP 170, zahrnuje silnice II. a III. třídy, sběrné komunikace, obslužné místní komunikace, odstavné a parkovací plochy. Návrhová úroveň porušení vozovky zároveň uvádí **očekávanou třídu dopravního zatížení**. Očekávané třídy pro úroveň D1 jsou třídy III – VI.^[10]

Dle tabulky 18, opravy č.1 TP 261, byla, na základě návrhové úrovně porušení vozovky a očekávané třídy dopravního zatížení, určena **výkonová třída komunikace**, dále jen VT. Spočtené posuny konce mostu byly porovnány s obrázkem

12 z TP 261, viz obrázek 4. Předběžné posuny konce mostu byly vyhovující pro VT1 i VT2. Následně byla určena **třída provedení konstrukce** (dále jen TPr), dle tabulky 2 z TP 261. Třída provádění konstrukce byla určena v závislosti na VT, dilatující délce a materiálu nosné konstrukce. Na základě výše zmíněných parametrů byla konstrukce zatříděna do TPr2.[1]

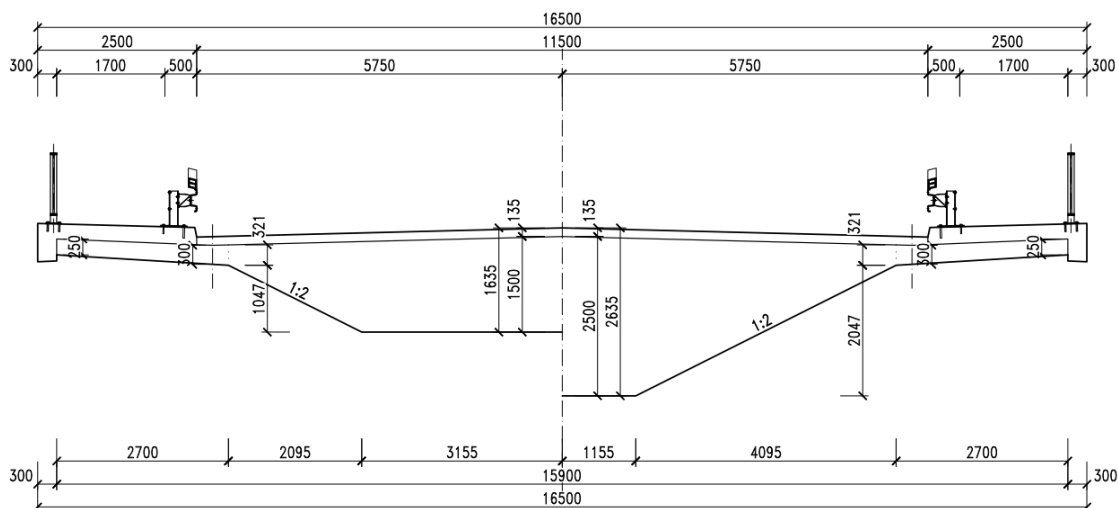
I přes to, že se jedná o most významného rozpětí, bylo možné jej dle TP 261 zatřídit. Na základě zatřídění bylo přistoupeno k návrhu nadjezdu jako integrovaného.

Dále bylo možné stanovit zatížení mostní konstrukce.

3.2 Stálá zatížení

3.2.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je závislé na příčném řezu nosné konstrukce. Pro tuto diplomovou práci byla uvažována nosná konstrukce s tvarem příčného řezu nosné konstrukce viz **obrázek 8**.



Obr. 8. Tvar příčného řezu nosné konstrukce

Z **obrázku 8** je zřejmé, že konstrukce má proměnný tvar, jedná se zejména o proměnnou výšku nosné konstrukce. S výškou nosné konstrukce se mění i šířka deskového trámu, jelikož je zachován sklon náběhů deskového trámu.

Jelikož je nosná konstrukce proměnné výšky její objem byl stanoven následovně:

Konstrukce byla rozdělena na 4 části. Dvě krajní, u opěr, v délce 12,5 m a dvě středové v totožné délce. Krajní části u opěr, v celkové délce 25,0 m, byly uvažovány s maximální výškou nosné konstrukce, viz **obrázek 8**. Střední části, v celkové délce 25,0 m, byly uvažovány s minimální výškou nosné konstrukce, viz **obrázek 8**.

Plocha podélného řezu osou nosné konstrukce je rovna $88,72 \text{ m}^2$. Plocha aproximovaného řezu, který byl popsán výše, je rovna $97,32 \text{ m}^2$. Z pohledu plochy podélného řezu nosné konstrukce se jedná o navýšení o zhruba 9,6 %. Jelikož se jedná o navýšení plochy podélného řezu, tudíž zvětšení objemu a tím pádem i zvětšení

vlastní tíhy nosné konstrukce, považují tuto aproximaci jako aproximaci na stranu bezpečnou.

Zatížení vyvozené na jeden metr nosné konstrukce bylo tedy spočteno pro 4 úseky, dvě dvojice stejných průřezů. Výpočet zatížení na jeden metr nosné konstrukce byl spočten z plochy příčného řezu a objemové hmotnosti daného materiálu. Pro dodržení jednoty výpočtů byla nosná konstrukce shodně namodelována i do výpočetního programu midas Civil. Výpočet zatížení vlastní tíhou je uveden na [obrázku 9](#).

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová hmotnost materiálů

Materiál	Značka	Měrná jednotka	Počet
Objemová hmotnost předpjatého betonu	γ_{PB}	kN/m^3	26

Rozměry konstrukcí

Popis	Značka	Měrná jednotka	Počet
Příčný řez - u opěr	A_{OP}	m^2	18.68
Příčný řez - střed	A_{ST}	m^2	14.37

Výpočty

charakteristická hodnota zatížení nosnou konstrukcí u opěr

$$f_{NK-OP,k} = A_{OP} * \gamma_{PB} = \begin{matrix} f_{NK-OP,k} \text{ [kN/m]} \\ \mathbf{485.68} \end{matrix}$$

charakteristická hodnota zatížení nosnou konstrukcí ve středu pole

$$f_{NK-ST,k} = A_{ST} * \gamma_{PB} = \begin{matrix} f_{NK-ST,k} \text{ [kN/m]} \\ \mathbf{373.62} \end{matrix}$$

Obr. 9. Model pro určení roznosu

3.2.2 Vlastní tíha ostatních konstrukcí

Ostatní konstrukce jsou po délce tvarově neměnné. Výpočet jejich zatížení na běžný metr byl složen pouze z plochy jejich příčného řezu a objemové tíhy daného materiálu. Konkrétní výpočty jsou uvedeny na obrázcích 10. a 11.

Vlastní tíha ostatních konstrukcí

Objemová hmotnost materiálů

Materiál	Značka	Měrná jednotka	Počet
Beton říms	γ_1	kN/m^3	25
Vozovkové souvrství - odhad	γ_2	kN/m^3	22
Svodidla	γ_3	kN/m	0.5
Zábradlí	γ_4	kN/m	0.5

Rozměry konstrukcí

Popis	Značka	Měrná jednotka	Počet
Římsa	A1	m^2	0.73
Vozovkové souvrství	A2	m^2	1.55
Svodidlo	A3	m^2	1
Zábradlí	A4	m^2	1

Obr. 10. Výpočet zatížení vlastní tíhou ostatních konstrukcí - část 1

Výpočty

charakteristická hodnota zatížení římsou

$$f_{1,k} = A_1 * \gamma_1 = \begin{matrix} f_{1,k} \text{ [kN/m]} \\ \mathbf{18.25} \end{matrix}$$

charakteristická hodnota zatížení vozovkovým souvrstvím

$$f_{2,k} = A_2 * \gamma_2 = \begin{matrix} f_{2,k} \text{ [kN/m]} \\ \mathbf{34.1} \end{matrix}$$

charakteristická hodnota zatížení svodidlem

$$f_{3,k} = A_3 * \gamma_3 = \begin{matrix} f_{3,k} \text{ [kN/m]} \\ \mathbf{0.5} \end{matrix}$$

charakteristická hodnota zatížení zábradlím

$$f_{4,k} = A_4 * \gamma_4 = \begin{matrix} f_{4,k} \text{ [kN/m]} \\ \mathbf{0.5} \end{matrix}$$

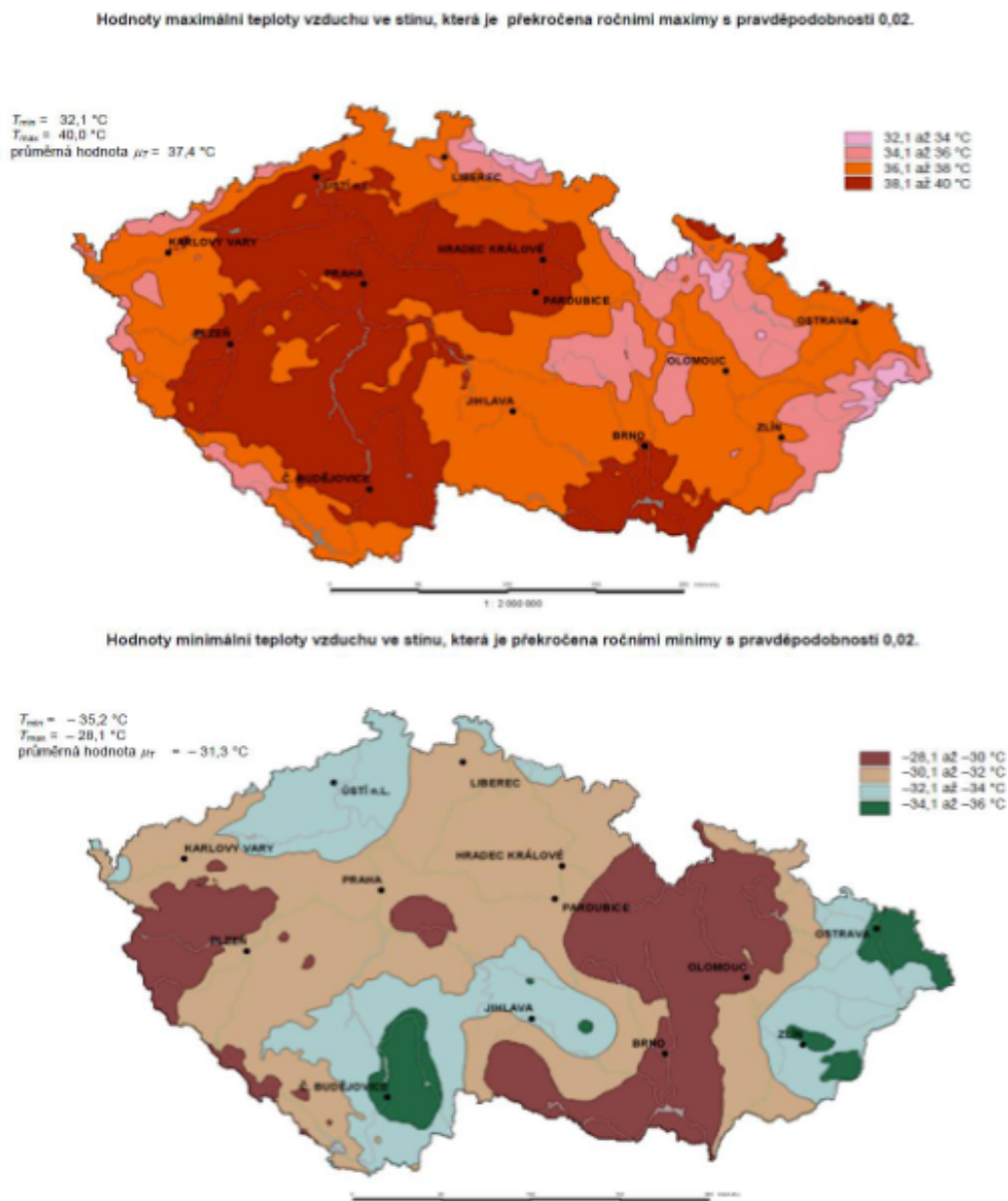
Obr. 11. Výpočet zatížení vlastní tíhou ostatních konstrukcí - část 2

3.3 Proměnné zatížení

3.3.1 Zatížení teplotou¹

Přiložené teplotní mapy (viz. obrázek 12.) jsou převzaty z normy ČSN EN

¹ Pro tuto kapitolu bylo čerpáno především z TP 261 a ČSN EN 1991-1-5



Obr. 12. Teplotní oblasti viz - ČSN EN 1991-1-5

1991-1-5. Pro integrované a semi-integrované mosty je zatížení teplotou velice významné. Významné jak z hlediska délkových změn nosné konstrukce, tak s tím související namáhání spodní stavby integrovaných mostů v důsledku interakce se zemínou.

Pro projektovaný most byly odečteny hodnoty maximálních a minimálních teplot z **národních map izoterm** uvedených na **obrázku 12.** Mapy národních izoterm byly převzaty z normy **ČSN EN 1991-1-5**. Pro projektovaný most byly odečteny následující hodnoty:

- $T_{max} = 38 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $T_{min} = -32 \text{ } ^\circ\text{C}$

Výchozí teplota nosné konstrukce T_0 je odhadnuta na 10 °C.

Dle **ČSN EN 1991-1-5** je nutné převést hodnoty T_i na hodnoty $T_{e,i}$. Převod se provádí dle **obrázku 6.1 - dříve zmíněné normy**.

Jedná se o nosnou konstrukci **typu 3** ve smyslu výše zmíněné normy. Typ 3 nosné konstrukce je dle normy ČSN EN 1991-1-5 popsán a definován jako **betonová nosná konstrukce**.

Převod je tedy následující:

$$\begin{array}{lcl} T_i & [^{\circ}C] & = T_{e,i} [^{\circ}C] \\ T_{max} & 38 & = 39 \\ T_{min} & -32 & = -34 \end{array}$$

3.3.1.1 Rovnoměrná složka teploty

Maximální a minimální složky rovnoměrné teploty jsou spočteny z maximálních a minimálních teplot ve stínu (T_{max} a T_{min}).

Charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení/prodloužení mostu se spočte následovně:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (1)$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,max} - T_0 \quad (2)$$

Výsledky výše uvedených rovnic jsou uvedeny na obrázku 13.

3.3.1.2 Proměnná složka teploty

Proměnná složka teploty byla spočtena dle normy ČSN EN 1991-1-5. Rozdělení nerovnoměrné teploty po výšce průřezu bylo provedeno dle schémat uvedených na obrázku **6.2c** dříve zmíněné normy. Výpočet rozdílových složek teploty je uveden na obrázku 14. a na obrázku 15.

Zatížení teplotou

T_{max}	38	°C	Výchozí teplota nosné	10	°C
T_{min}	-32	°C	konstrukce T_u		
Tl. Svršku	85	mm			
$T_{e,max}$	39.5	°C	Typ nosné konstrukce		
$T_{e,min}$	-24	°C	Betonová nosná konstrukce	3	
$\Delta T_{u,max} = T_{max} - T_0$					
	T_{max}	T_0	$\Delta T_{u,max}$		°C
	38	10	28		
$\Delta T_{u,min} = T_{min} + T_0$					
	T_{min}	T_0	$\Delta T_{u,min}$		°C
	-32	10	-22		
$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0$					
	$T_{e,min}$	T_0	$\Delta T_{N,con}$		°C
	-24	10	-34		
$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$					
	$T_{e,max}$	T_0	$\Delta T_{N,exp}$		°C
	39.5	10	29.5		

Obr. 13. Výpočet rovnoměrné složky teploty

Rozdílová složka teploty pro nosné konstrukce

dle normy 1991-1-5, kapitola 6, obrázek 6.2c, je rozdílová složka teploty spočtena následovně:

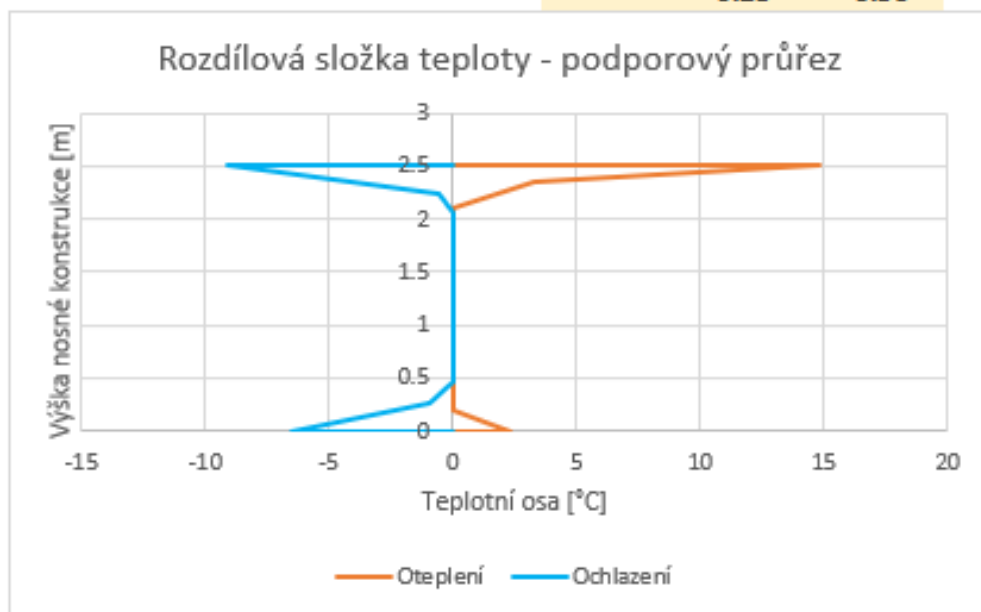


Oteplení nosné konstrukce

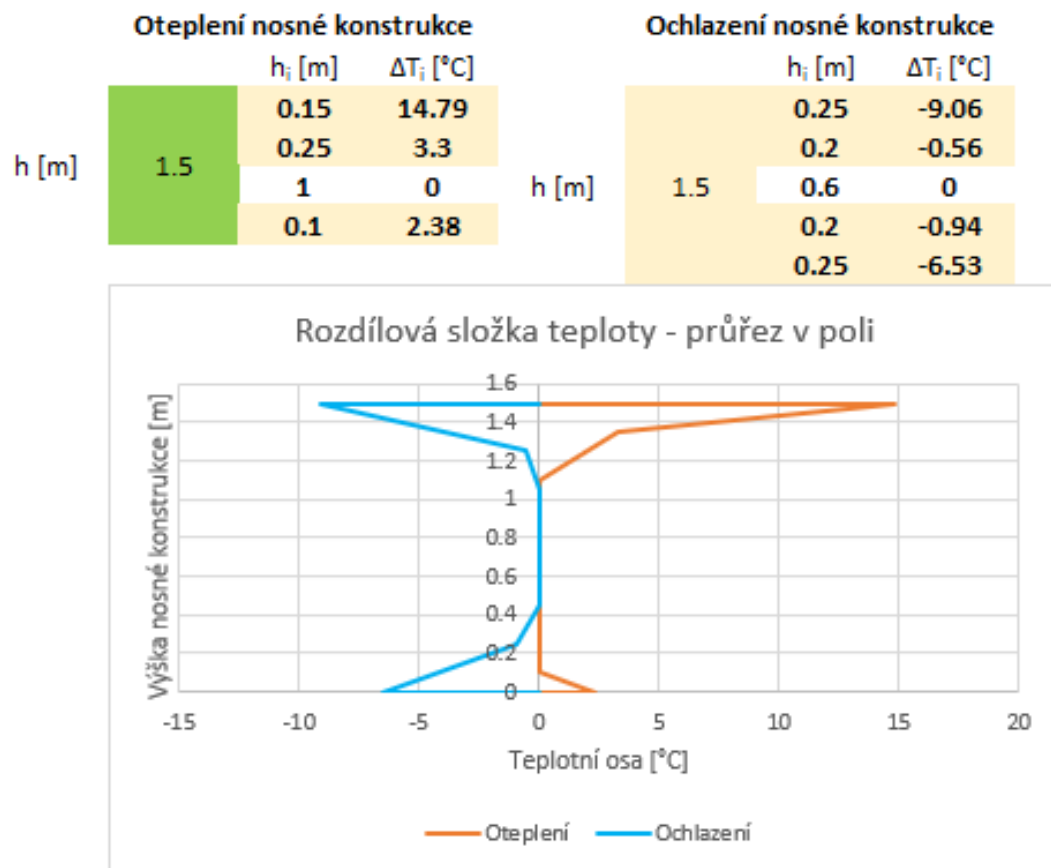
		h_i [m]	ΔT_i [°C]
h [m]	2.5	0.15	14.79
		0.25	3.3
		1.915	0
		0.185	2.38

Ochlazení nosné konstrukce

		h_i [m]	ΔT_i [°C]
h [m]	2.5	0.25	-9.06
		0.2	-0.56
		1.6	0
		0.2	-0.94
		0.25	-6.53



Obr. 14. Výpočet rozdílové složky teploty – 1



Obr. 15. Výpočet rozdílové složky teploty – 2

3.4 Předběžné výpočty a numerické modely

3.4.1 Předběžné výpočty

V rámci předběžných výpočtů byla ověřena správná funkce numerických modelů.

Správnost fungování numerických modelů byla ověřena pomocí 3 výpočtových metod/výpočtů. Výpočet byl proveden pomocí ZDM, numerického modelu v programu SCIA Engineer a numerického modelu v programu midas Civil. Ve všech 3 případech byla konstrukce spočtena ve formě nosníku vetknutí – vetknutí. Výpočet byl proveden pouze s vlastní tíhou nosné konstrukce. Všechny podrobné výpočty jsou uvedeny v příloze B této diplomové práci.

3.4.2 Předběžný numerický model v programu midas Civil

Model v programu midas civil (dále jen „midas“) prošel během vytváření diplomové práce mnoha fázemi. V midasu byl model konstrukce modelován jako **prutový**.

V první fázi byl vytvořen model, který neobsahoval žádnou konstrukci. Tento model „fáze 0“ obsahoval pouze zadané průřezy, jejich vlastnosti, materiály a geometrii. Zároveň bylo zadané pohyblivé zatížení, bez definice pruhů a přiřazení k jednotlivým prvkům. Byl tedy vytvořen zdrojový soubor nebo model, z kterého bylo čerpáno pro dalšího modely.

V další fázi byl vytvořen model pro účely předběžných návrhů a ověření. Jedná se o model nosníku vetknutí – vetknutí (dále jen „V–V“). Na tomto modelu byla ověřena správnost jeho fungování. Byl porovnán s jinými výpočetními modely, jak již bylo zmíněno v [kap. 3.4.1](#).

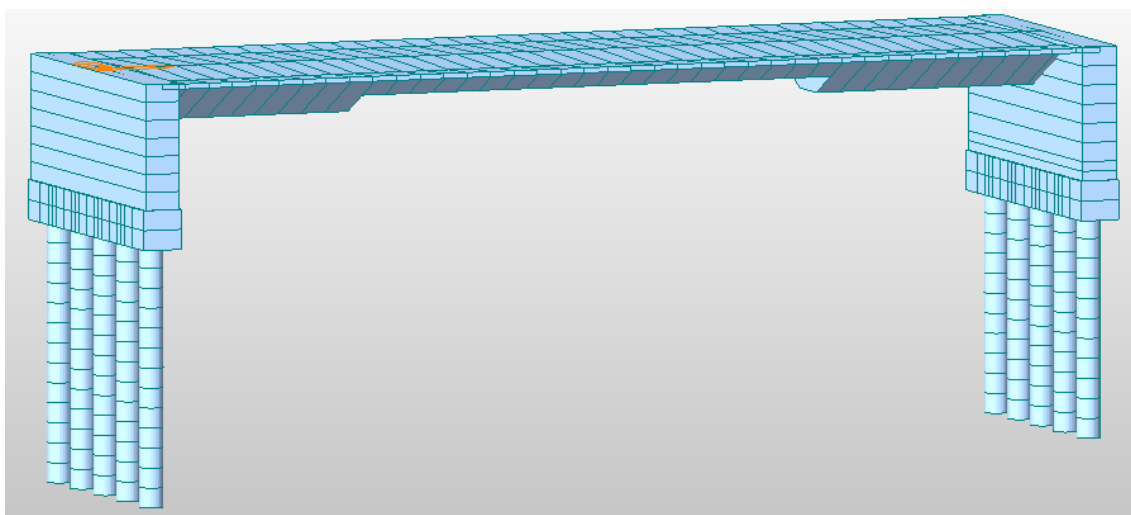
Po ověření správnosti byl na model umístěn zbytek zatížení. Podrobný popis vnesených zatížení viz. [kap. 3.4.3](#).

Na modelu nosníku V–V byl proveden předběžný návrh předpětí. Po provedení nutných výpočtů byl model dále rozvíjen.

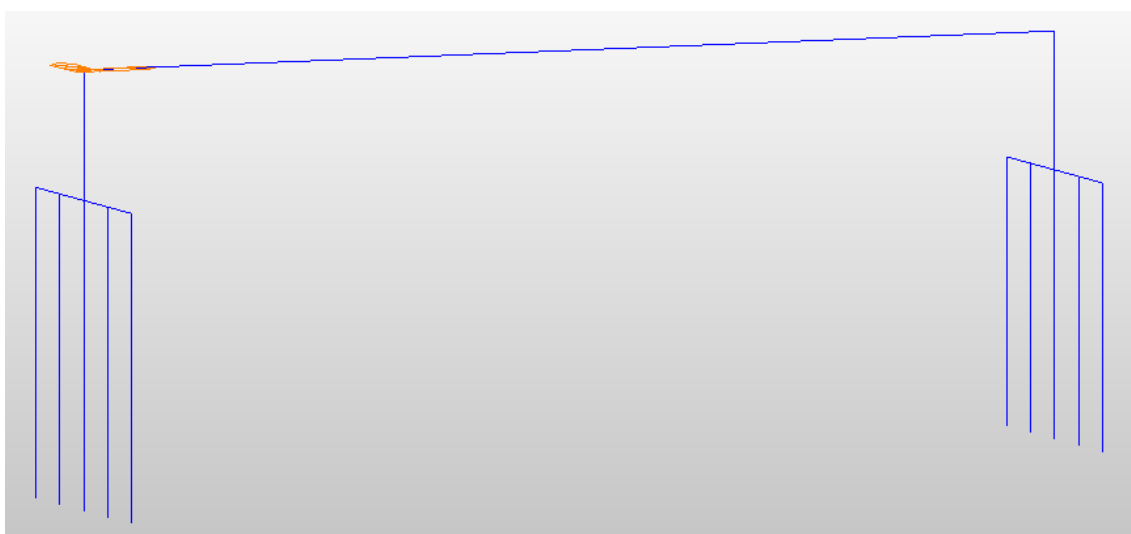
Dále byla přidána spodní stavba. Dřívky stěnových opěr byly modelovány jako prutové o odpovídajícím průřezu. V prvním modelu spodní stavby byly dřívky zadány pomocí prvku „**Genral beam/Tapered beam**“. Základ byl zadán jako „**Genral beam/Tapered beam**“. Byl zadán jako průřez s uchycením na horní hraně. Jelikož piloty začínají na spodní straně základového bloku bylo nutné vytvořit propojení mezi horní hranou základu a hlavou piloty. Základ byl již namodelován, bylo tedy nutné vyřešit nějakým způsobem propojení.

Propojení bylo vytvořeno pomocí prvků „**Genral beam/Tapered beam**“ o **nulové hmotnosti**, ale odpovídajících průřezových charakteristikách. Tím byl průřez „zduplikován“, ale duplikace nevznikala v hmotnosti.

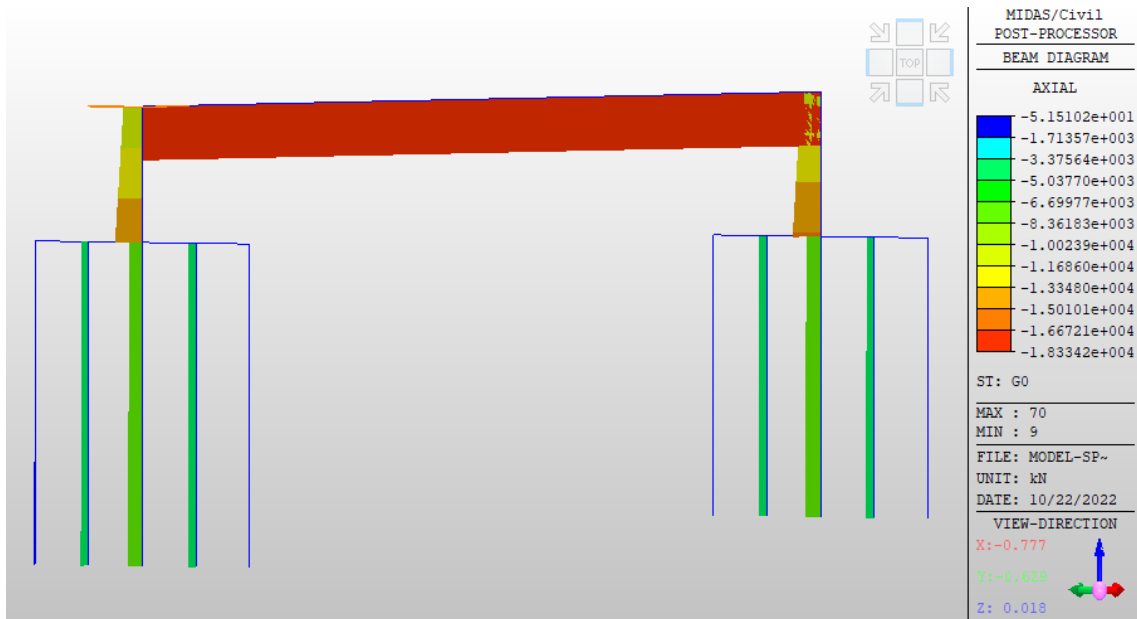
Nevýhoda tohoto řešení je následující. Jelikož je opěra modelována jako jeden svislý prut a základ jako vodorovný trám uložený na pilotách, **roznos do jednotlivých pilot není správný**. Základový prvek v tuhle chvíli funguje jako spojitý trám s obrovským zatížením v přesném středu. V této fázi bylo navrženo 5 pilot na opěru, jedna z pilot vycházela do přesného středu. Tím pádem prut modelující opěru přesně svisle přecházel do středové piloty na opěře. V důsledku toho, že roznos byl zajišťován pomocí prvku ($b \times h$) $2.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$ s celkem malou ohybovou tuhostí, docházelo k nesprávnému rozdělení zatížení do prvků pilot. Středová pilota opěry byla v důsledku přímého napojení na prut dříku zatížena **mnohonásobně** více než ostatní. Při vykreslení deformací (od vlastní tíhy) takto navrženého základu bylo zřejmé, že deformace krajní piloty je oproti střední pilotě pouze $\frac{1}{3}$ hodnoty střední piloty a sousední pilota piloty střední má hodnotu deformace $\frac{2}{3}$ hodnoty střední piloty. Numerický model je znázorněn na **obrázcích 16., 17. a 16.**



Obr. 16. Numerický model v programu midas verze 1



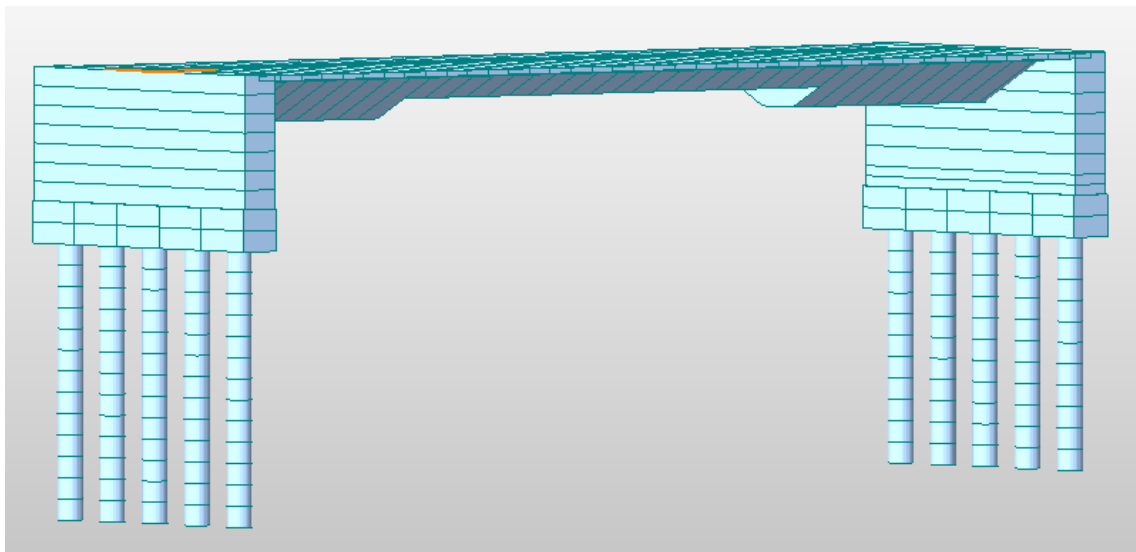
Obr. 17. Numerický model v programu midas verze 1 - pruty



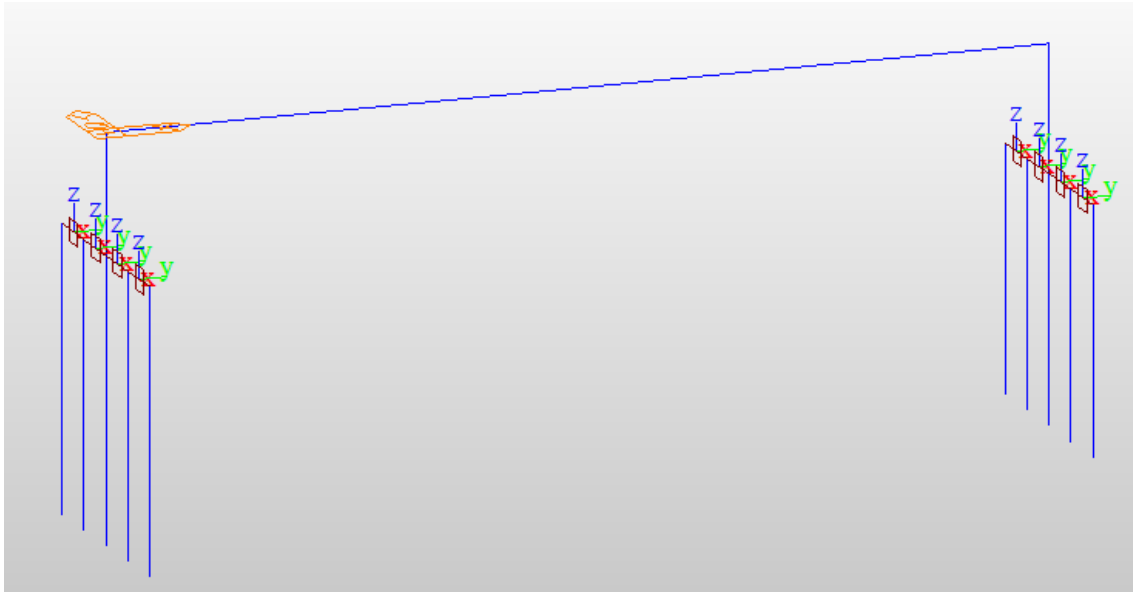
Obr. 18. Numerický model v programu midas verze 1 - Fx

V důsledku toho byl model přepracován pro lepší spojení a roznos zatížení do pilot. Pro lepší roznos byl „příčný trám“ tvořený průřezem základu smazán a nahrazen prvkem „Elastic link – Rigid“. Tentor prvek funguje jako tuhé rameno. V důsledku toho však bylo nutné přiřadit hmotnost propojení pilot a základu. V dřívější iteraci byla hmotnost přiřazena pomocí průřezu základu, ale ten byl v této iteraci nahrazen Elastic linkem. Proto byl materiál propojení základu a pilot změněn z nehmotného betonu na beton s přiřazenou objemovou hmotností.

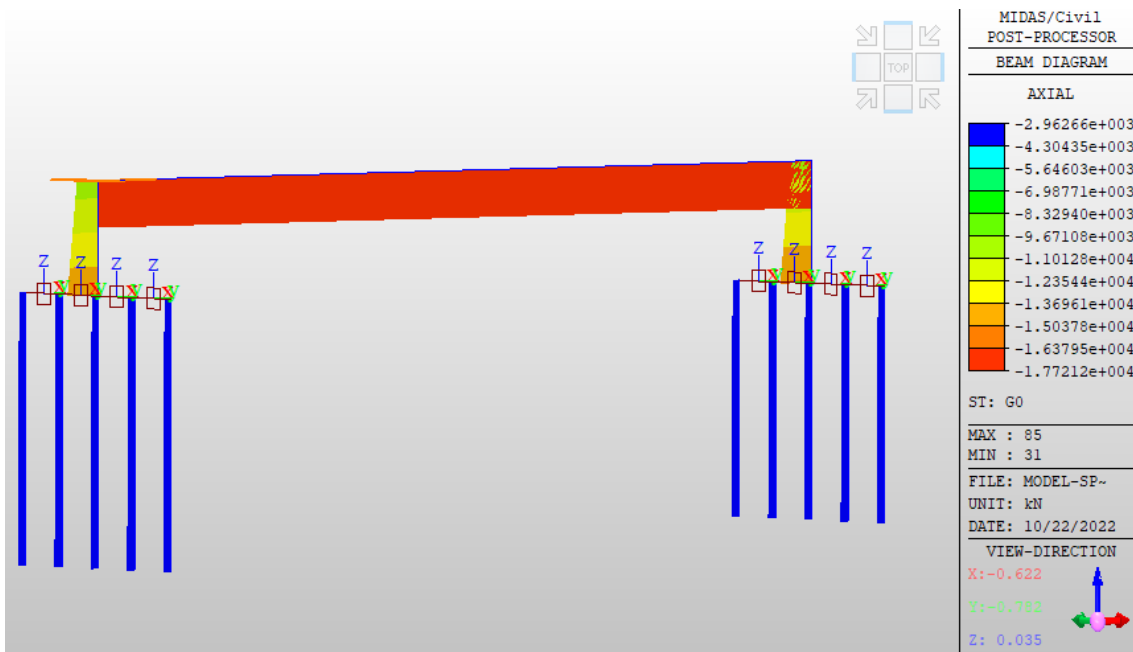
Po provedení výpočtu byl roznos kontrolován na zatížení vlastní tíhou konstrukce. V tomto modelu se zatížení rozneslo téměř dle vzorce $\frac{\text{zatížení}}{\text{počet pilot}}$. Tento upravený numerický model je znázorněn na obrázcích 19., 20. a 21.



Obr. 19. Numerický model v programu midas verze 2



Obr. 20. Numerický model v programu midas verze 2 - pruty

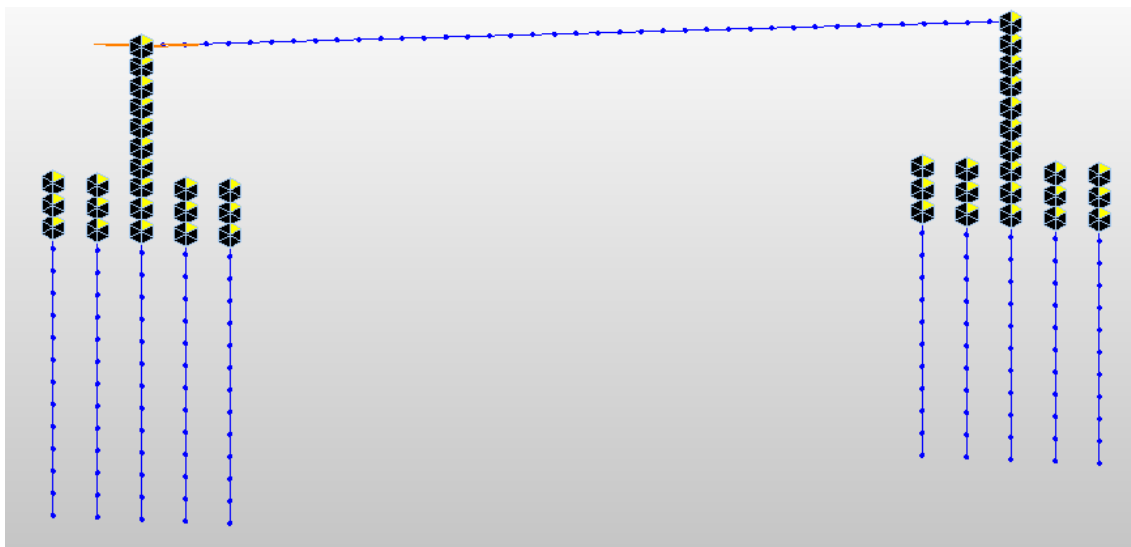


Obr. 21. Numerický model v programu midas verze 2 - Fx

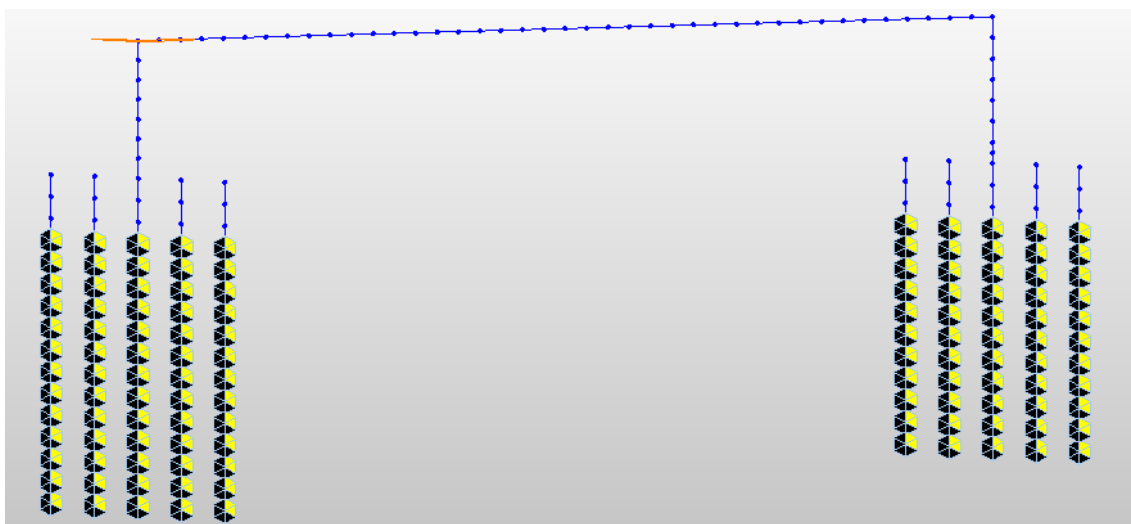
Dle TP 261 byly spočteny moduly reakce podloží k_h . Kompletní výpočet modulů reakce podloží je uveden v příloze D této diplomové práce. Modul reakce podloží je rozebrán v kap. 3.4.3.6. Jedná se o tuhost/odpor, který klade zemina při zatlačení konstrukce do zeminy. Proto tato skutečnost byla modelována jako pružná podpora pomocí prvku „Point spring“, dále jen pružné podpory. Pružné podpory byly modelovány ve dvou typech.

První typ, který byl modelován na rubu opěry, byl modelován jako **pouze tlačný** a to ve směru takovém, aby pružina vytvářela reakci při zatlačení opěry do zeminy.

Druhý typ pružných podpor byl modelován jako lineární. Modelování pomocí lineární pružiny umožňuje v midasu zadat tuhosti ve všech směrech i tuhosti v kroucení. Proto bylo možné zadat tuhosti v půdorysných směrech X a Y. V tuto chvíli nezáleželo na tom, zda bude pružina působit s kladným nebo záporným směrem osy. V tuto chvíli působí v obou směrech.



Obr. 22. Podpora – Point spring na opěře



Obr. 23. Podpora – Point spring na pilotách

3.4.2.1 Poznámky/poznatky z modelování numerického modelu

V případě opěr a pilot byl v první iteraci průřez modelován jako prvek typu „**Compression only/Gap**“. To se ukázalo jako velice nevhodné. Jelikož opěry u integrovaných mostů nejsou tak masivní a ohybově tuhé jako klasické tížné opěry neintegrováných mostů. U integrovaných mostů jsou opěry měkčí a je po nich vyžadována určitá vůle pro redistribuci namáhání. To v numerickém modelu v programu midas

však prvkem „**Compression only/Gap**“ není možné zajistit. Jak již z názvu prvku vyplývá, je tento prvek určen pouze pro prvky osově namáhané tlakem. V případě integrovaných mostních konstrukcí jsou piloty a opěry převážně tlačené, nikoli však pouze tlačené.

Při spuštění výpočtu s dříkem pilot a opěr modelovaných pomocí prvku „**Compression only/Gap**“ výpočet **kolaboval**, protože uzly na těchto prvcích byly nestabilní v ostatních směrech kromě osového směru daného prvku.

Při používání pružných podpor v podobě „**Point springu**“ bylo nutné si dát pozor na to, že když byl změněn typ původní pružné podpory například na jeden z následujících typů, „**Linear, Comp. - only, Tens. - only**“ a další, měl midas tendenci samovolně zaškrtnout fixaci v nějakém směru. Pravděpodobně se to odvíjelo od předešlého typu před změnou.

3.4.3 Zatížení výpočetního modelu

Výčet všech zatížení, případně odkazy na konkrétní výpočty, jsou uvedeny v kap. 3.

3.4.3.1 Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha konstrukce byla vygenerována midasem. Přibližná správnost generace vlastní tíhy byla ověřena na modelu V – V. Výpočet a porovnávací hodnoty jsou uvedeny v kap. 3.4.1. Shoda výsledků modelů s dopočteným a generovaným zatížením vlastní tíhou byla v rámci několika procent. Na základě dříve zmíněných skutečností byla generovaná vlastní tíha uznána jako správná.

3.4.3.2 Teplotní zatížení – zatížení rovnoměrnou teplotou

Rovnoměrná složka teploty byla na nosnou konstrukci zadána pomocí prvku „**Element. Temp**“.

3.4.3.3 Teplotní zatížení – zatížení nerovnoměrnou teplotou

V návaznosti na vypočtené hodnoty a jejich uspořádání po výšce průřezu bylo nutné hodnoty zadávat ve více krocích. Z důvodu modelování nosné konstrukce ze dvou výškově rozdílných průřezů nebylo možné zadávat nerovnoměrnou teplotu najednou. Nerovnoměrná teplota byla zadána pomocí „**Beam Section Temp**“. Zde je možné zadat rozdílné teploty po výšce průřezu. Lze zde však zadávat vždy jeden „**lichoběžník/trojúhelník/úsek**“. Bylo tedy nutné zadat všechny úseky na jeden průřez a totéž provést pro druhý průřez.

Nerovnoměrná teplota tedy byla zadána ve čtyřech krocích. Dva kroky pro oteplení a dva kroky pro ochlazení.

3.4.3.4 Ostatní stálé zatížení

Vozovkové souvrství

Vozovkové souvrství bylo zadáno jako spojitě zatížené [kN/m] přímo do osy nosné konstrukce.

Římsy

Římsy jsou zadány jako spojitě zatížené [kN/m] na excentricitě. Excentricita je vedena cca do těžiště příčného řezu římsy.

Zábradlí a svodidla

Zábradlí a svodidla jsou stejně jako předešlé prvky zadány spojitým zatížením [kN/m]. Stejně jako římsy jsou zadány do excentricit. Excentricita zábradlí odpovídá vzdálenosti osy nosné konstrukce a osy zábradlí. Excentricita svodidla odpovídá vzdálenosti osy nosné konstrukce a líce svodnice.

3.4.3.5 Zatížení předpětím nosné konstrukce

V předběžném numerickém modelu bylo použito předpětí z „předběžného návrhu předpětí“, který byl uveden v příloze C. Předběžný návrh předpětí byl spočten na nosníku typu V – V.

Jako předpínací systém byl použit systém od firmy VSL.

V předběžném návrhu předpětí bylo pracováno s mnoha variantami předpětí. Varianty se od sebe lišily ve velikosti předpínacích jednotek, v počtu a geometrii.

Do numerického modelu byl však použit návrh založený na návrhu předpětí v poli nosné konstrukce. Jednalo se o 10 předpínacích kabelů. Předpínací kabely byly navrženy jako 31-lanové.

Geometrie předpětí byla určena pomocí 3 bodů. Jednalo se o dané excentricity vůči neutrální ose v posuzovaných průřezích. Jednalo se tedy o 2 body v podporových průřezích a jeden bod v poli nosné konstrukce. Skrz tyto body byl v programu BricsCad proložen polygon a nadále byl upravován dle zaoblení a vzepětí předpínacího kabelu.

3.4.3.6 Odpor zemního prostředí

Dle TP 261 byl spočten modul reakce podloží (dále jen k_h). Modul reakce podloží je tuhost/odpor zemního prostředí proti zatlačování konstrukce do zeminy. Výpočet k_h bylo nutno rozdělit dle konstrukcí a to na dvě části. Na část Spodní stavba (zahrnující dřík a základ mostní opěry) a na pilotové založení.[1]

Modul reakce podloží – opěra

Pro výpočet k_h na rubu opěry byla použita příloha **P1.2.3.3** dříve zmíněných TP 261.[1]

V TP 261 je metodika popsána v příloze **P1.2.3.3** jako metodika vyvinutá současně s vývojem výpočetního programu midas Civil. Je zde zmíněno, že hodnoty modulu k_h na rubu opěry je vhodné modelovat jako nelineární pružiny s vyloučením tahu. Jak již bylo zmíněno v kap. 3.4.2 tyto nelineární pružiny byly modelovány pomocí podpor typu point spring.[1]

Výpočet je závislý na:

- průměrném atmosférickém tlaku
- mezerovitosti materiálu
- objemové hmotnosti materiálu
- výšce opěry
- součiniteli teplotní roztažnosti
- teplotních změnách (oteplení)
- délce nosné konstrukce
- šířce opěry

Základní vzorec výpočtu modulu k_h působícího na opěru je uveden ve **vzorci 3**.

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \sqrt{\frac{B}{H}}} \quad (3)$$

Vzorec je dále rozvíjen. Podoba všech částí vzorce včetně kompletních výpočtů všech jeho částí je uvedena v příloze D této diplomové práce.

Modul reakce podloží – piloty

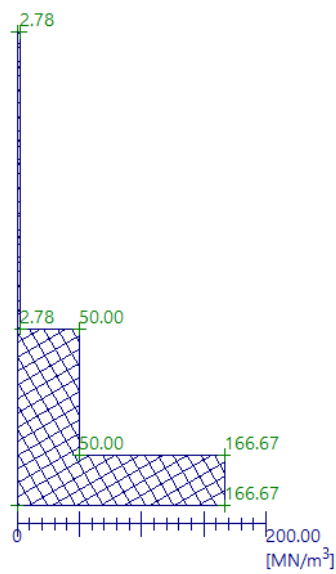
Modul reakce podloží působící v oblasti pilot byl spočten dle přílohy **P1.2.3.1** dříve zmíněných TP 261. V příloze P1.2.3.1 jsou zmíněny 2 možnosti získání vodorovné tuhosti k_h a to dle německé normy **DIN 1054:2005-01** nebo podle již neplatné **ČSN 73 1004**. Pro určení k_h v této diplomové práci byl zvolen přístup dle **ČSN 73 1004**. Dle dříve zmíněné normy byl modul k_h spočten dle **vzorce 4**.

$$k_{hk} = \frac{2 \times E_{def}}{3 \times d} \quad (4)$$

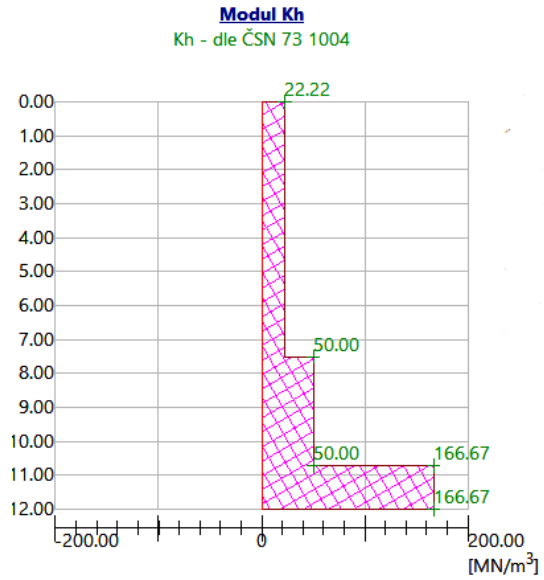
Tento přístup byl zvolen i z důvodu možnosti spočtení modulu k_h v programu GEO – 5, kde jedna z možností výpočtu k_h je právě dle normy ČSN 73 1004. Díky tomu bylo možné porovnat hodnoty ručně spočtených modulů k_h s moduly z výpočetního programu.

Porovnání hodnot spočtených modulů k_h je uvedeno na obrázcích 24. a 25.

Přesná podoba a konkrétní hodnoty výpočtu modulu k_h na pilotovém založení je uvedena v příloze D této diplomové práce.

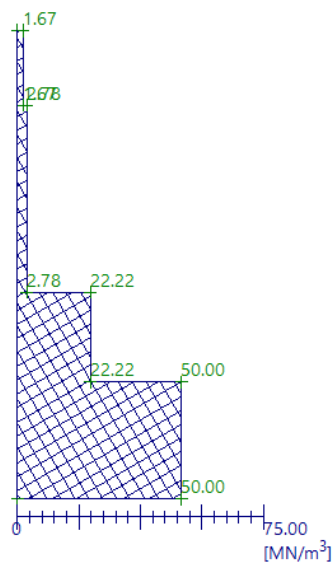


a) Ručně spočtený modul k_h

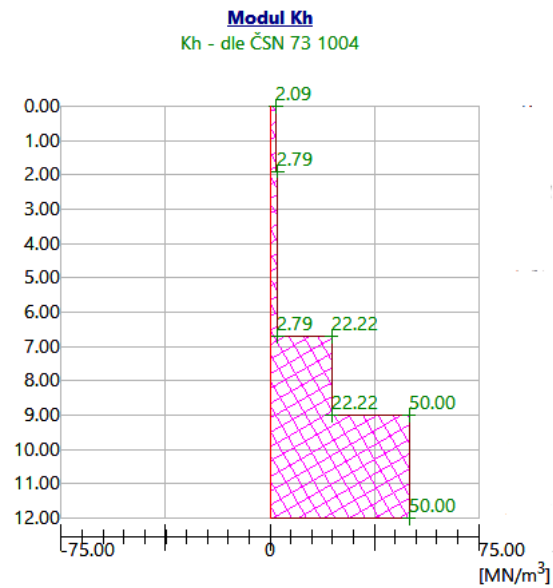


b) Modul k_h spočtený výpočetním programem

Obr. 24. Porovnání modulů reakce podloží k_h na opěře 1



a) Ručně spočtený modul k_h



b) Modul k_h spočtený výpočetním programem

Obr. 25. Porovnání modulů reakce podloží k_h na opěře 2

4 Optimalizace konstrukce – vliv tuhosti mostních opěr na rozdělení vnitřních sil

Parametrická studie byla provedena na numerickém prutovém modelu v programu midas Civil. Studie byla rozdělena na 2 části/fáze.

Fáze	Popis
F1	V této fázi byla konstantní výška opěr a měněna byla pouze šířka opěry
F2	V této fázi byl konstantní průřez a měněna byla výška opěry

Tabulka 1. Tabulka fáze parametrické studie

V rámci hodnocení výsledku byly porovnávány následující zatížení:

- vlastní tíha konstrukce
- zatížení teplotou
- zatížení dopravou

4.1 Fáze 1

4.1.1 Popis modelu

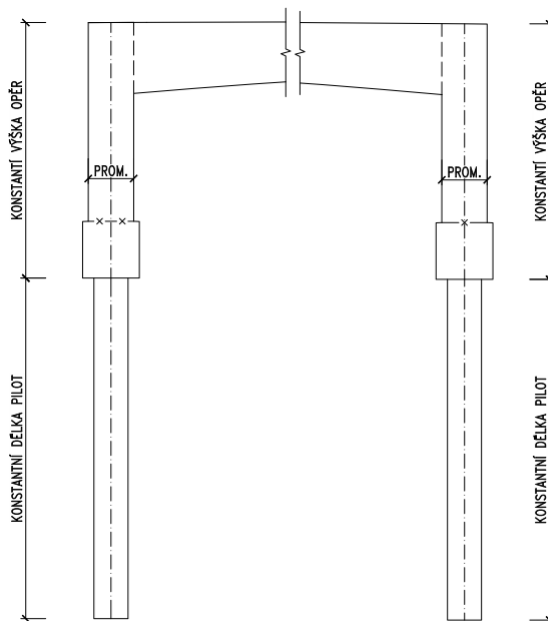
Byla snaha ponechat chování základního modelu. Proto jako výchozí model byl zvolen předběžný model a bylo na něm pouze provedeno několik dílčích zjednodušení, viz. dále.

Pro parametrickou studii bylo vytvořeno 9 numerických modelů v programu midas. Pro účel parametrické studie byly výšky obou opěr sjednoceny. Sjednoceny byly i délky pilot a geologie na obou opěrách. Odpor zemního prostředí na lici opěry byl zanedbán. V rámci tohoto zjednodušení byl numerický model vytvořen jako symetrický.

V rámci **fáze 1** byl měněn pouze průřez opěr. Schéma proměnných a konstantních parametrů je uvedeno na obrázku 26.

Parametry průřezů jsou uvedeny v tabulce 2.

V této fázi bylo zanedbáno modelování **zemních tlaků**. Vynechání zemních tlaků bylo provedeno z důvodu neměnné výšky dříku mostní opěry. Jelikož byla výška dříku neměnná, zatížení a vnitřní síly vyvolané zemním tlakem by na všech modelech byly totožné. Při totožném zatížení na všech modelech by došlo pouze k posunutí obrazců ohybových momentů. Zásadní změny v chování mezi modely by však nenastaly.



Obr. 26. Schéma parametrů modelů fáze 1

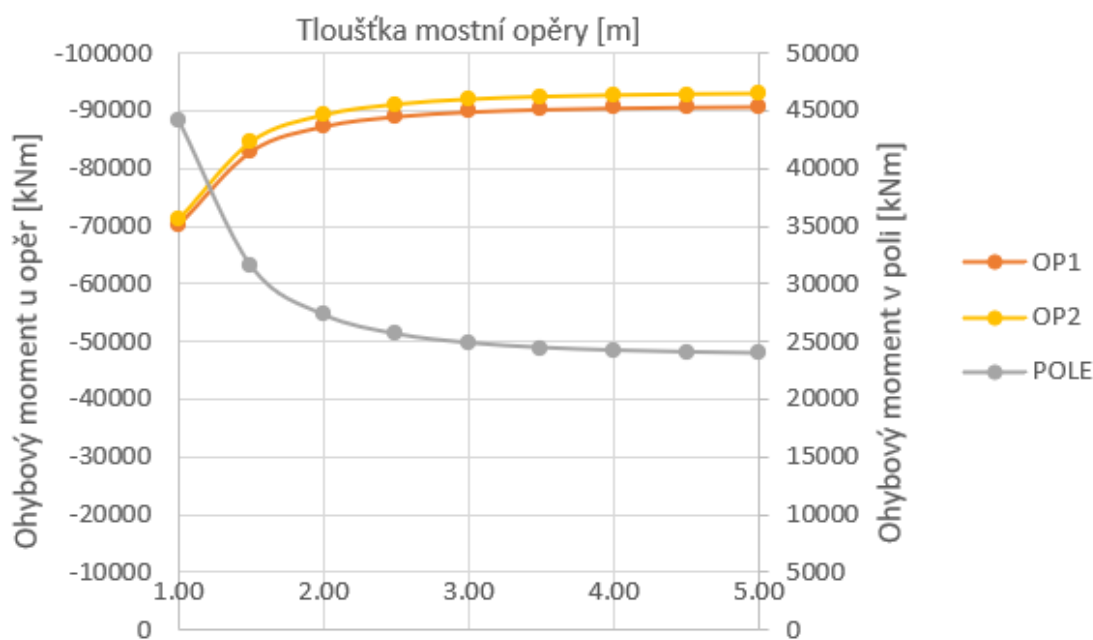
Tloušťka opěry [m]	Délka opěry [m]	Moment setrvačnosti I_y [m ⁴]
1.00	15.90	1.325
1.50	15.90	2.981
2.00	15.90	5.300
2.50	15.90	8.281
3.00	15.90	11.925
3.50	15.90	16.231
4.00	15.90	21.200
4.50	15.90	26.831
5.00	15.90	33.125

Tabulka 2. Tabulka geometrických parametrů průřezů opěry – fáze 1

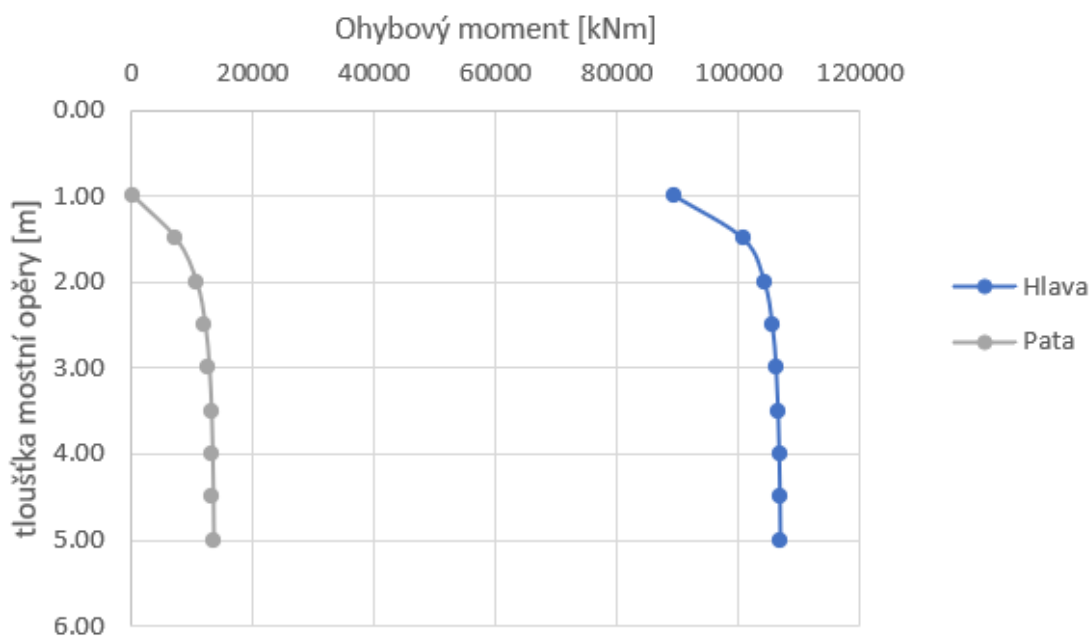
4.1.2 Výsledky – zatížení vlastní tíhou

Redistribuce ohybových momentů je patrná zejména u prvních čtyř zvolených tloušťek opěr viz. 4.1.1. Konkrétní hodnoty ohybových momentů na nosné konstrukci jsou zřejmé z tabulky 3.

Jak je vidět z obrázků 27., 28. a 29. a tabulky 3., redistribuce je nejvíce znatelná u prvních 4 zvolených tloušťek mostních opěr. Z grafů i tabulky je zřejmé, že hodnoty od tloušťky opěry přibližně 2.5 m nenarůstají již tak velkým tempem. Největší nárůst ohybových momentů v rámovém rohu je zřejmý mezi tloušťkou opěry 1.0 m a 1.5 m. Tento nárůst činí **necelých 13 MNm**. Při následující změně tloušťky a tuhosti opěr dojde k nárůstu **přes 4 MNm**, při následujícím zvětšení tloušťky opěr (to je na šířku 2.5 m) dojde k nárůstu zhruba o polovinu. Od šířky opěry 2.5 m a tomu odpovídající tuhosti opěry 20.703 m⁴, nedochází při zvětšování šířky/tuhosti opěry



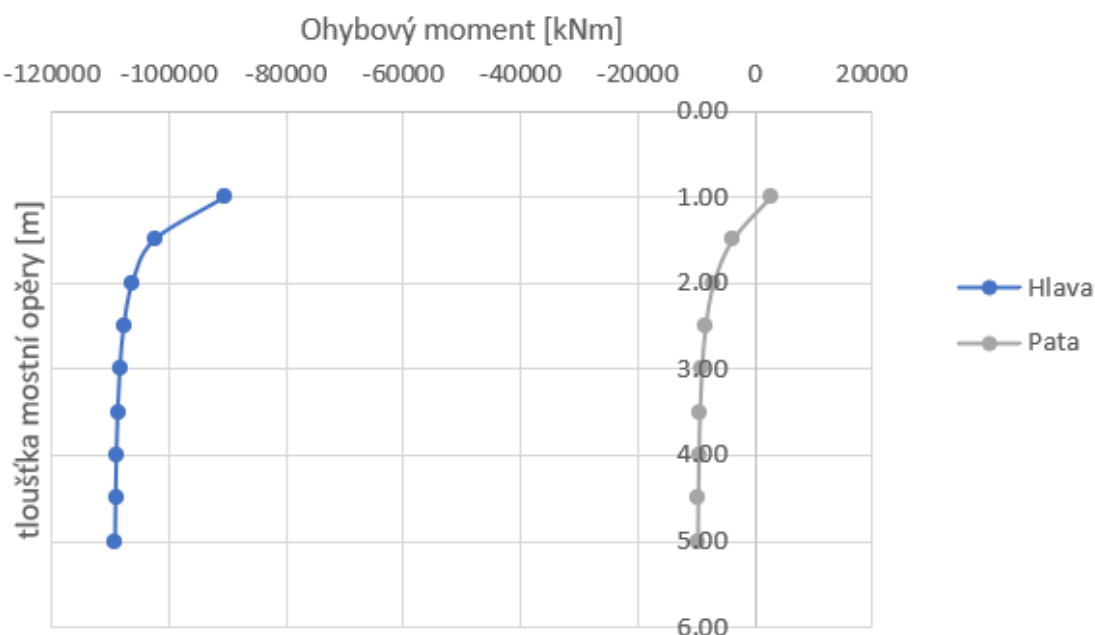
Obr. 27. Ohybové momenty nosné konstrukce od vlastní tíhy M_y [kNm]



Obr. 28. Ohybové momenty opěry 1 od vlastní tíhy M_y [kNm]

k nárůstům ohybových momentů přesahující 1 MNm v rámovém rohu zkoumané integrované konstrukce.

Jelikož se jedná o symetrickou konstrukci se symetrickým rozdělením tuhostí redistribuce ohybových momentů se na nosné konstrukci projeví pouze jako posouvání paraboly ohybových momentů nahoru a dolů.



Ob. 29. Ohybové momenty opěry 2 od vlastní tíhy M_y [kNm]

b [m]	I_y [m ⁴]	OP 1 [kNm]	Pole [kNm]	OP 2 [kNm]
1.00	1.325	-70165.69	44230.41	-71117.10
1.50	4.472	-83034.76	31497.75	-84565.33
2.00	10.600	-87371.47	27299.22	-89161.55
2.50	20.703	-89101.29	25629.39	-91013.53
3.00	35.775	-89905.22	24850.88	-91880.78
3.50	56.809	-90325.70	24441.33	-92337.34
4.00	84.800	-90566.34	24205.19	-92600.25
4.50	120.741	-90714.00	24059.04	-92762.61
5.00	165.625	-90809.78	23963.34	-92868.60

Tabulka 3. Tabulka ohybových momentů od vlastní tíhy

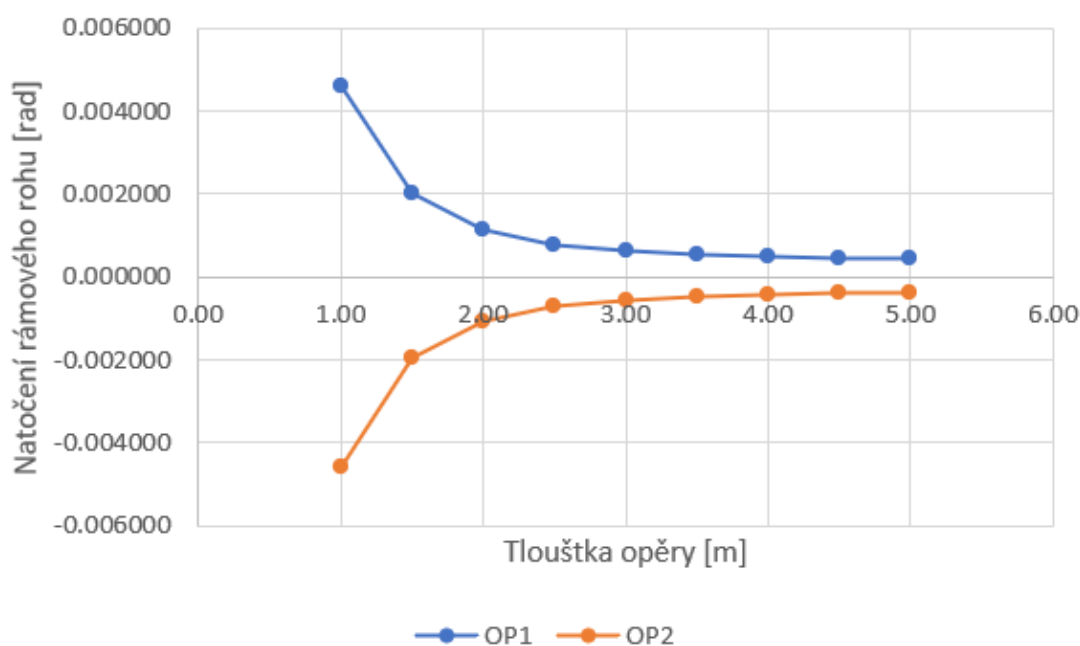
Pro moment v poli tedy platí zhruba stejný vztah k tuhostem a poklesům momentů jako pro ohybový moment v rámovém rohu. Taktéž se zde pokles ohybových momentů o více než 1 MNm neprojeví od tloušťky mostní opěry 2.5 m.

Z hlediska deformací a natočení je chování konstrukce stejné jako průběh ohybových momentů. **Natočení v rámových rozích** se spolu se zvyšující tuhostí zmenšuje. Tento úkaz je zřejmý z obrázku 30. a tabulky 4.

Na obrázku 30. je zřejmý stejný trend jako při redistribuci ohybových momentů. Je zde zřejmé velké snížení natočení mezi prvními zhruba 3 – 4 průřezy. Další průřezy již tak velké snížení natočení nevykazují.

Konkrétní hodnoty natočení jsou zřejmé z tabulky 4.

Podobně jako u změn ohybových momentů, tak i v této tabulce je zřejmé, že mezi prvními cca 3 – 4 průřezy jsou změny natočení patrnější než mezi následujícími. Mezi prvními 3 průřezy se změny pohybují v řádech *mrad*. Mezi 3. a 4. průřezem je změna



Obr. 30. Průběh natočení v rámových rozích v závislosti na tuhosti mostních opěr [rad]

b [m]	rám. roh OP-1 [rad]	rám. roh OP-2 [rad]
1.00	0.004610	-0.004571
1.50	0.002002	-0.001938
2.00	0.001138	-0.001063
2.50	0.000794	-0.000714
3.00	0.000633	-0.000551
3.50	0.000549	-0.000465
4.00	0.000500	-0.000415
4.50	0.000470	-0.000385
5.00	0.000451	-0.000365

Tabulka 4. Tabulka natočení rámového od vlastní tíhy

méně než 1 *mrad*. Mezi 4. a 5. průřezem je změna v řádu 100 μ rad. Mezi zbytkem průřezu je změna v řádu 10 μ rad.

Dříve sepsané úvahy vedly k závěru, že z hlediska ohybových momentů je „hraniční“ průřez opěry průřez s šířkou 2.5 m. K téměř stejnému závěru se došlo z hlediska natočení v rámovém rohu. Z hlediska natočení se dá průřez s šířkou opěry 2.5 m považovat za „hraniční“. Pro opěru větší tloušťky než 2.5 m již zvýšená tuhost nemá významný vliv na rozdělení ohybových momentů mezi průřezy v poli a rámovém rohu. Další zvyšování tuhosti se jeví jako nepotřebné.

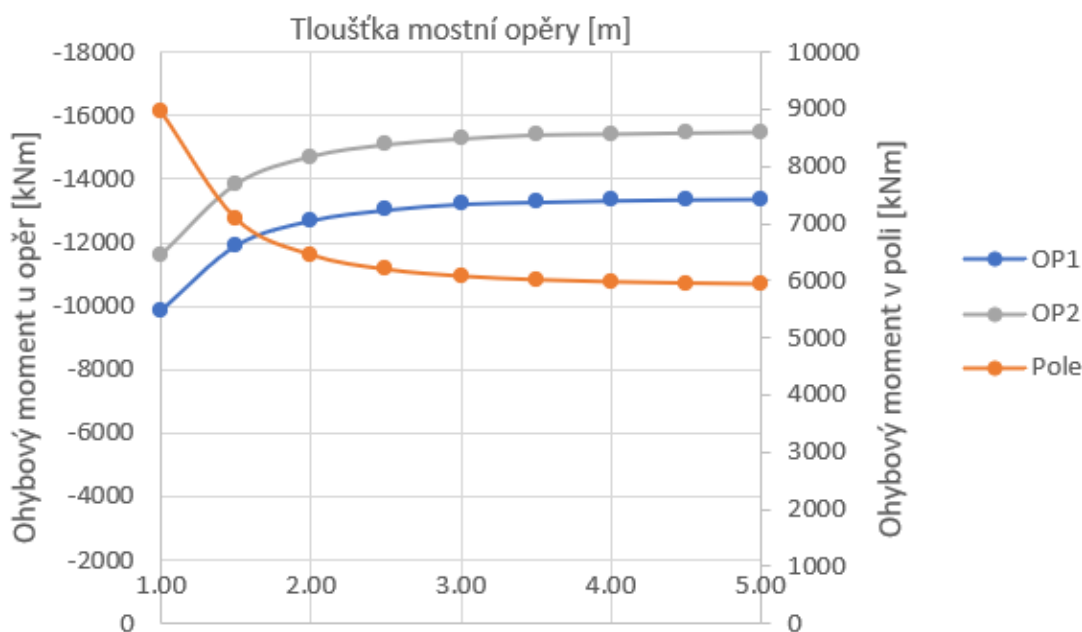
Těž je třeba zohlednit skutečnost, že pro chování konstrukce nemusí být tuhé vetknutí neefektivnější z hlediska využití materiálu a je třeba řešit odezvu konstrukce na všechna návrhová zatížení, kdy příliš tuhá spodní stavba může být nevhodná.

Tím se nabízí otázka, zda není tento případ spíše kontraproduktivní.

Pro zkoumaný případ konstrukce sejevila opěra mostu se šířkou 2.5 m jako **možné rozhraní mezi tuhou a poddajnou opěrou mostu** ve smyslu TP 261.

Výše uvedené úvahy a závěry se vztahují pouze na konkrétní idealizovaný případ integrovaného mostu. Tuhost založení, jako počet pilot, jejich rozmístění zejména v podélném směru mostu a geologický profil ovlivní tuhost systému spodní stavby a tím redistribuci taktéž velice znatelně ne-li více než tuhost opěry mostu jako samostatného komponentu. Tato skutečnost byla brána na vědomí, ale nebyla předmětem parametrické studie.

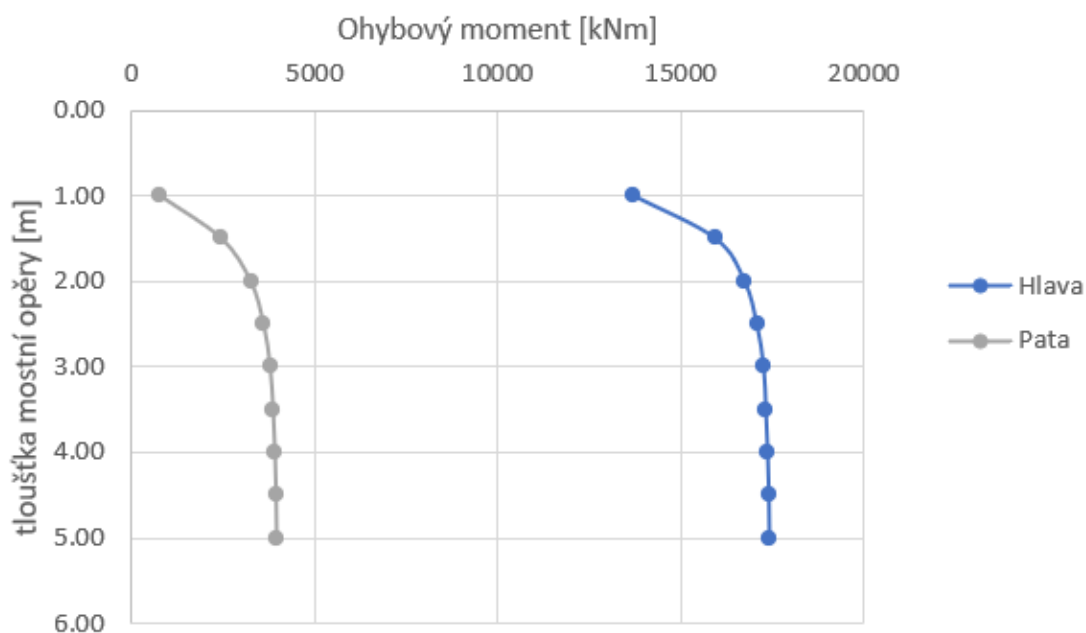
4.1.3 Výsledky – zatížení dopravou (LM1)



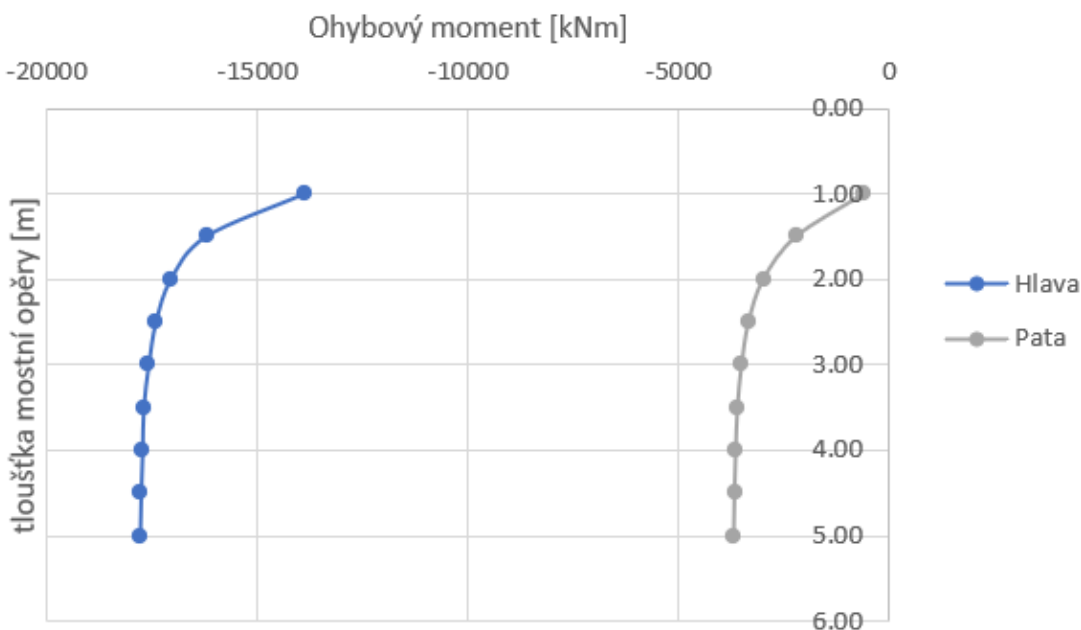
Obr. 31. Ohybové momenty nosné konstrukce – Obálka LM1 M_y [kNm]

Z přiložených průběhů ohybových momentů je zřejmý stejný trend jako u ohybových momentů od vlastní tíhy. Ohybové momenty od dopravního modelu LM1 jsou uvedeny na [obrázcích 31.](#), [32.](#) a [33.](#) Ohybové momenty od vlastní tíhy jsou uvedeny v [kap. 4.1.2.](#) Rozdíly jsou patrné zejména mezi prvními 3 – 4 průřezy, ale mezi následujícími jsou rozdíly mnohem méně patrné.

Hodnoty natočení v rámovém rohu jsou pak patrné z [obrázku 34.](#)



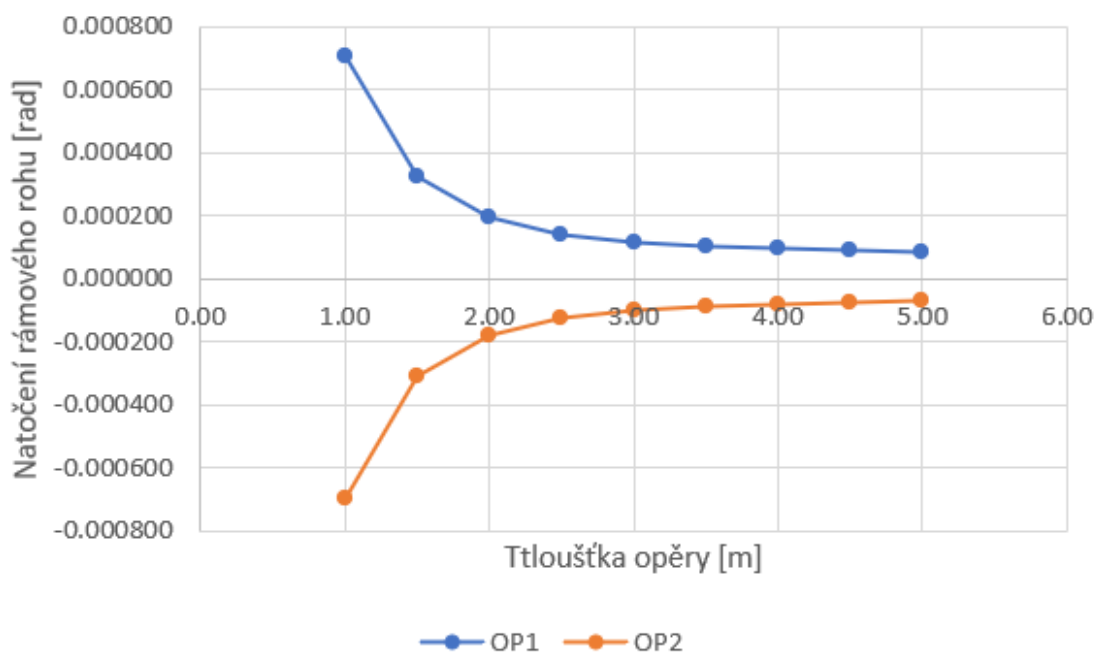
Obr. 32. Ohybové momenty opěry 1 – Obálka LM1 M_y [kNm]



Obr. 33. Ohybové momenty opěry 2 – Obálka LM1 M_y [kNm]

Z příložených grafů se bylo přikloněno k úvaze vyjádřené dříve a to k tomu, že „hraniční“ průřez pro rozdělení poddajné a tuhé opěry, ve smyslu TP 261, je pro zkoumaný případ průřez se šířkou 2.5 m.

Výše uvedené úvahy a závěry se vztahují pouze na konkrétní idealizovaný případ integrovaného mostu.



Obr. 34. Průběh natočení v rámových rozích v závislosti na tuhosti mostních opěr [rad]

4.1.4 Výsledky – zatížení teplotou

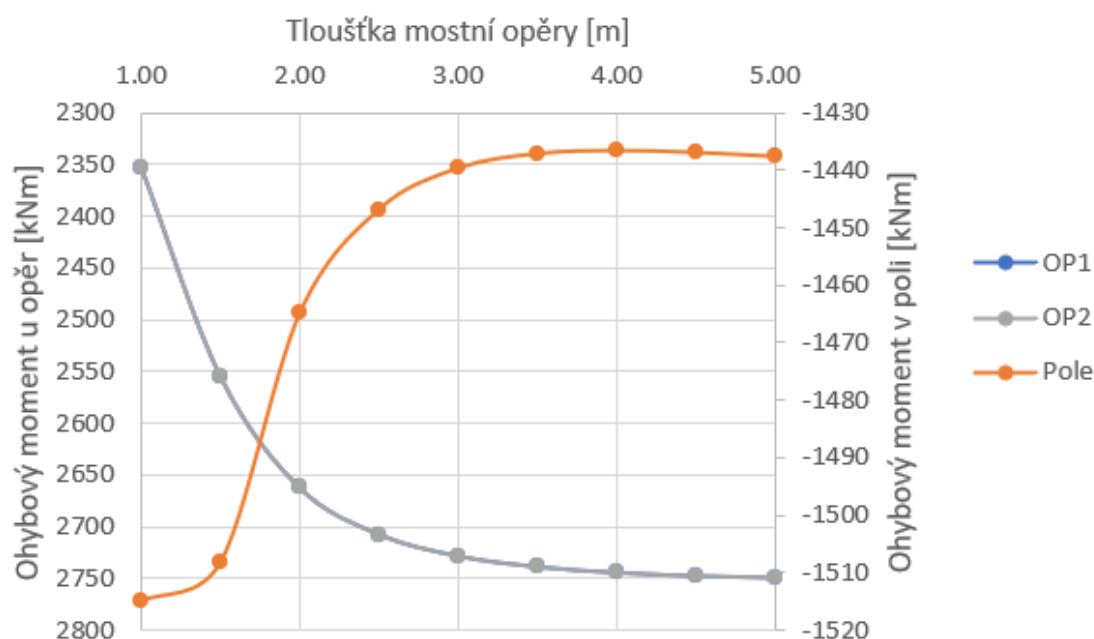
V rámci zatížení zkoumaných modelů teplotou byly vytvořeny kombinace teplotních zatížení. V kombinaci je vždy zahrnuta rovnoměrná i nerovnoměrná složka zatížení teplotou.

Teplotní zatížení jsou zkoumána jako samostatná zatížení. V důsledku separace teplotního zatížení dochází k jevům, které za normálních okolností nenastanou.

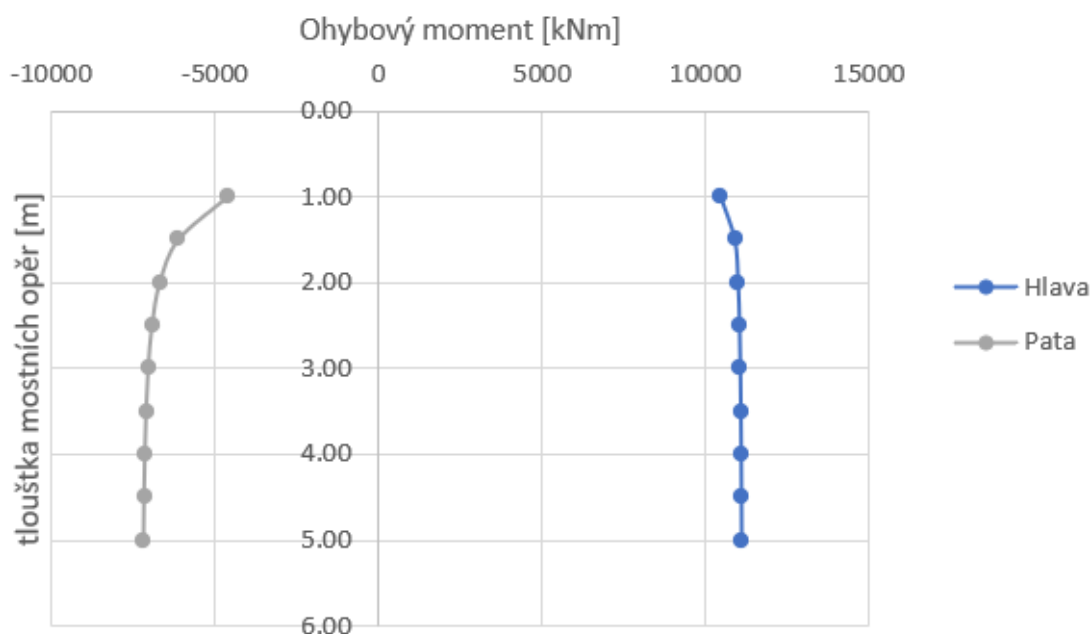
Oteplení konstrukce

Při zkoumání výsledků teplotních zatížení je zřejmé, že tuhost mostních opěr nemá tak velký vliv na ohybové momenty na nosné konstrukci. Jsou zde však zásadnější rozdíly v ohybových momentech na mostních opěrách integrovaného mostu. Z příložených obrázků 35., 36. a 37. je zřejmé, že čím tužší mostní opěra je, tím více ohybových momentů si převezme. Zároveň se zde, ale i obecně, budou projevovat vodorovné deformace mostních opěr a to čím poddajnější opěra, tím větší možnost vodorovné deformace nosné konstrukce mostu. Zároveň čím tužší opěra mostu bude, tím větší normálové napětí v konstrukci vznikne v důsledku teplotních zatížení na nosné konstrukci.

Na grafech ohybových momentů nosné konstrukce od účinku oteplení nejsou rozdíly ohybových momentů tak velké jako u předešlých typů zatížení. Projevuje se zde ohybová tuhost daných průřezů a to dle před pokladu, „že čím větší tuhost, tím



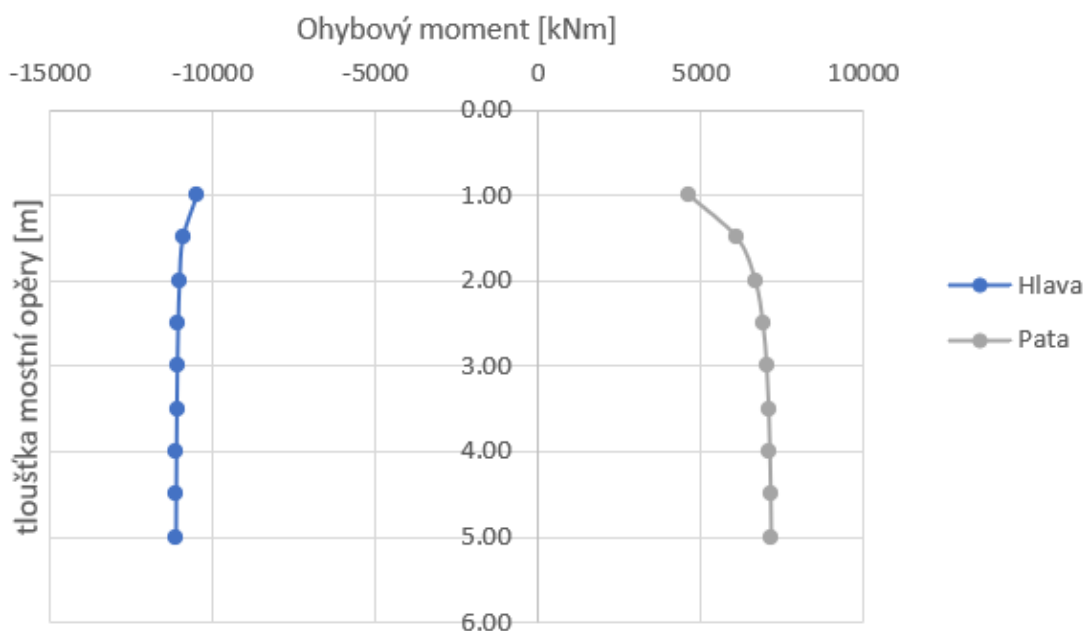
Obr. 35. Ohybové momenty nosné konstrukce – oteplení konstrukce M_y [kNm]



Obr. 36. Ohybové momenty opěry 1 – oteplení konstrukce M_y [kNm]

více ohybového momentu prvek přebírá“. Tento předpoklad byl již popsán v předěšlém odstavci. Je zde patrné, že extrém ohybových momentů (bráno v absolutních hodnotách ohybových momentů) na opěrách s nejmenší ohybovou tuhostí je nejnížší.

Ohybové momenty na opěře změni znaménko. Toto by se s největší pravděpodobností nestalo, kyby teplotní zatížení bylo kombinováno s jiným dominantnějším zatížením, které by ohybové momenty v rámovém rohu vytáhlo natolik, že by nedošlo k přetlačení zemním prostředím.



Obr. 37. Ohybové momenty opěry 2 – oteplení konstrukce M_y [kNm]

Pro ilustraci jsou zde přiloženy hodnoty ohybových momentů na opěře 1. Hodnoty jsou uvedeny v [tabulce 5](#).

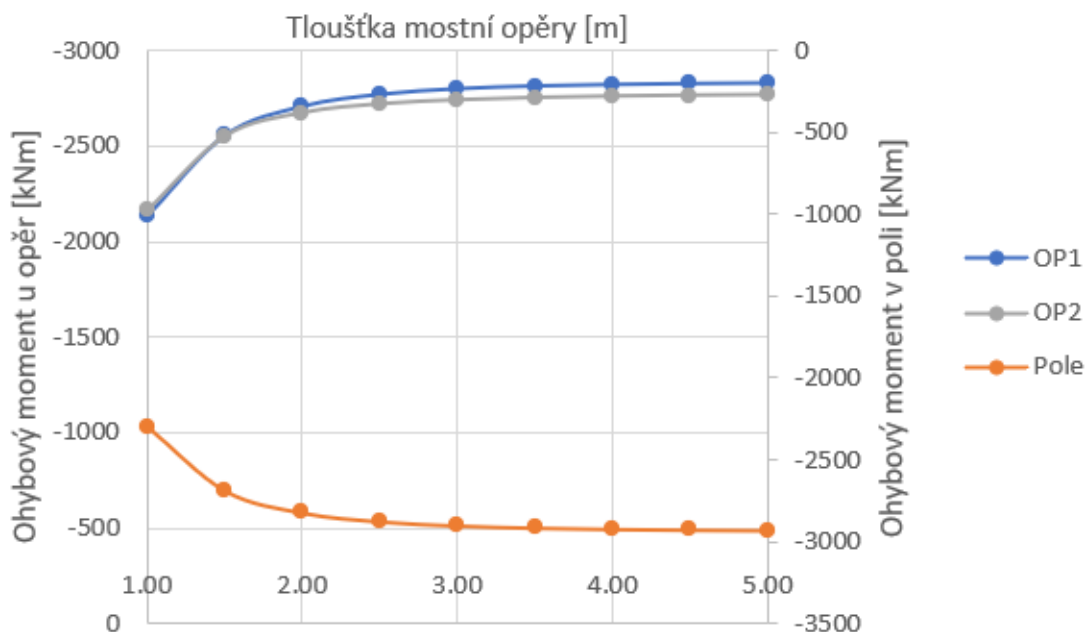
b [m]	hlava dříku M_y [kNm]	střed dříku M_y [kNm]	pata dříku M_y [kNm]
1.00	10453.9	-5199.4	-4625.1
1.50	10898.8	-6767.4	-6116.9
2.00	11003.4	-7340.3	-6677.1
2.50	11047.7	-7579.3	-6915.0
3.00	11072.2	-7695.3	-7029.9
3.50	11088.0	-7758.9	-7092.5
4.00	11099.2	-7797.0	-7129.8
4.50	11107.5	-7821.6	-7153.9
5.00	11114.0	-7838.4	-7170.2

Tabulka 5. Tabulka ohybových momentu od oteplení nosné konstrukce

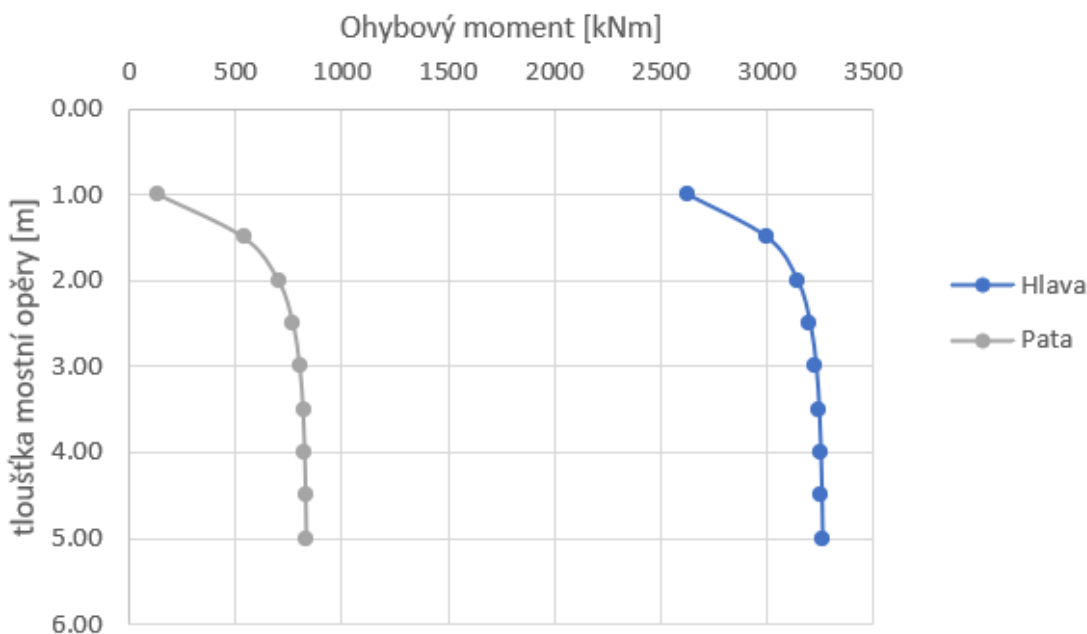
Dle [tabulky 5](#), přiložených grafů a tabulky je vidět, že rozdíl ohybových momentů v **hlavě dříku opěry** není nijak velký. Mezi opěrami šířky opěry 2.00 m a tlustšími je změna ohybových momentů v hlavě dříku řádově v **desítkách** kNm. Naopak opěry užší než 2.00 m zapříčiňují změny o velikosti v řádech **stovek** kNm.

V úvahách zmíněných dříve byl uvažován jako „hraniční“ průřez opěry ten s šířkou 2.50 m. V tomto případě by se více nabízelo zvolit opěru se šířkou 3.00 m.

Ochlazení konstrukce

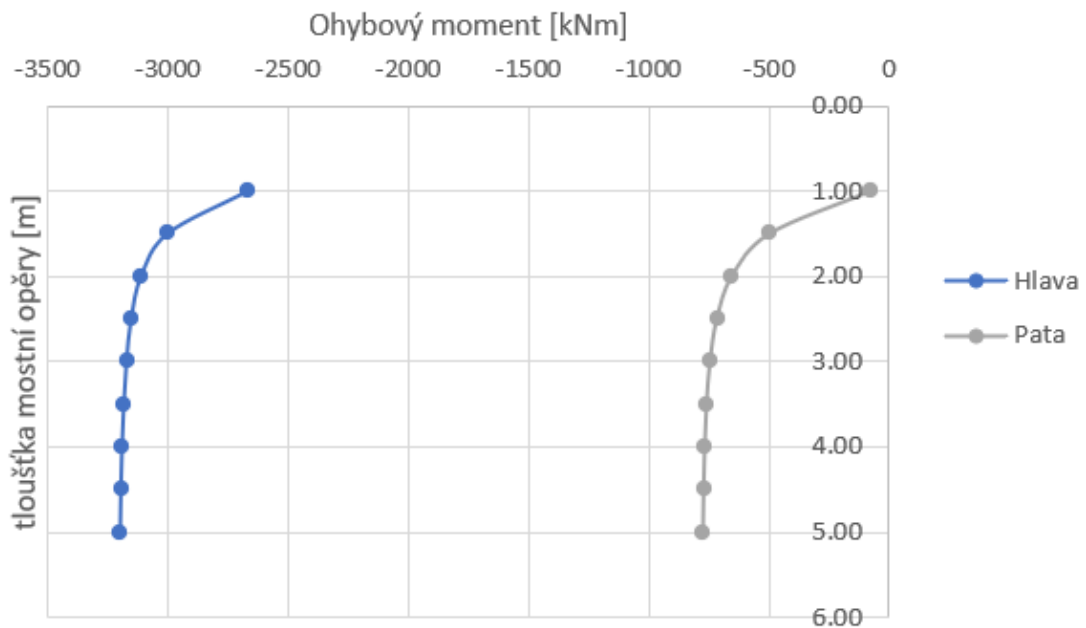


Obr. 38. Ohybové momenty nosné konstrukce – ochlazení konstrukce M_y [kNm]

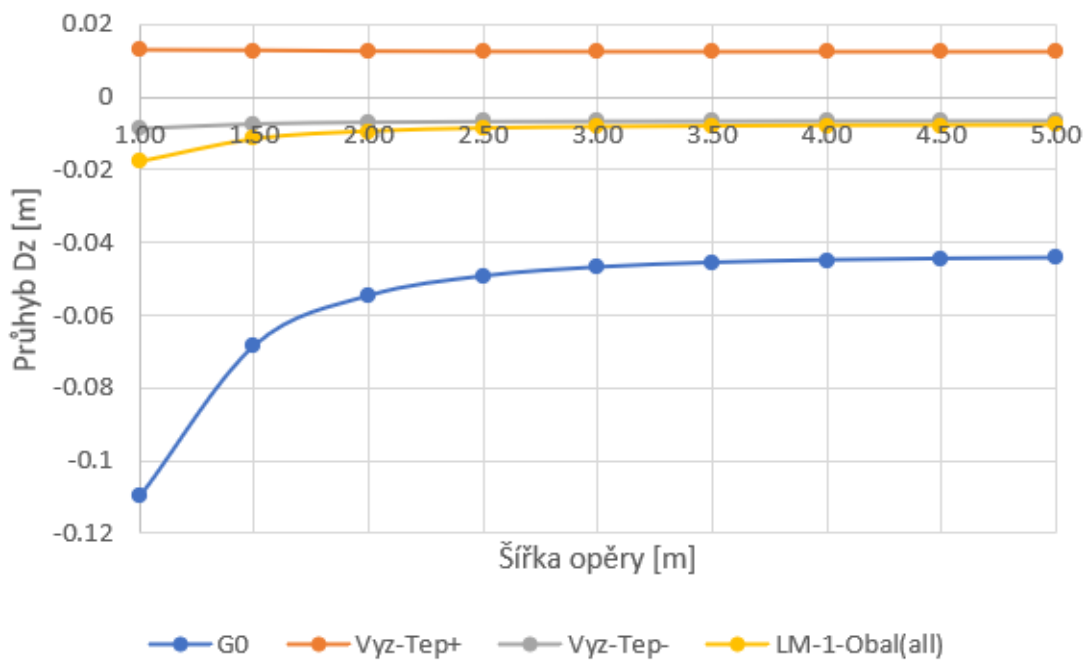


Obr. 39. Ohybové momenty opěry 1 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]

V případě zatížení konstrukce ochlazením je scénář téměř stejný jako u oteplení, avšak s tím rozdílem, že zde byl patrnější rozdíl i v ohybových momentech na nosné konstrukci. Dle přiložených grafů by se dalo soudit, že „hraniční“ průřez je průřez s šířkou 2.50 m. Grafy jsou znázorněny na [obrázcích 38.](#), [39.](#) a [40.](#)



Obr. 40. Ohybové momenty opěry 2 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]



Obr. 41. Svislé deformace v polovině rozpětí nosné konstrukce D_z [m]

Svislé deformace od zatížení

Svislé deformace byly označeny jako D_z a jejich hodnoty jsou uváděny v [m]. Svislé deformace jsou odečítány v **polovině rozpětí nosné konstrukce**.

Jak je vidět z příloženého grafu, svislé deformace D_z se snižují s rostoucí tuhostí opěry. Graf je uveden na [obrázku 41](#). To samozřejmě vyplývá i z dříve uvedených

úvah o redistribuci momentů. Deformace D_z od teplotních účinků je dle grafu téměř neměnná a je tedy téměř nezávislá na tuhosti opěry.

4.1.5 Dílčí závěr – fáze 1

Z provedené fáze 1 parametrické studie vzešlo několik úvah a výsledků, které jsou rozepsané v dřívějších kapitolách. V této kapitole bylo provedeno stručné zhodnocení a shrnutí dříve uvedených úvah, grafů a výsledků.

Ve fázi 1 parametrické studie vlivu tuhosti opěr integrovaného mostu na rozdělení momentů v konstrukci byl zkoumán vliv změn tuhosti dříku opěry na celý systém integrovaného mostu. V této fázi byla změna tuhosti prováděna pouze změnou šířky dříku opěry. Toto mělo vliv na ohybovou tuhost průřezu. Dále byl integrovaný most modelován jako symetrická konstrukce ve smyslu geometrickém, průřezovém i ve smyslu zatížení. Most byl modelován symetricky i z hlediska geologie založení, tedy tuhosti založení. Most byl co nejvíce idealizován.

Byly zkoumány 3 typy zatížení viz. kap. 4. Přičemž vliv teplotních zatížení byl rozdělen na oteplení a ochlazení konstrukce.

Ze silových zatížení byla určena „hraniční“ tloušťka opěry 2.50 m. „Hraniční“ ve smyslu rozdělení poddajných a tuhých mostních podpěr ve smyslu TP 261. Při zatížení konstrukce teplotou byl jako „hraniční“ tloušťku opěry 2.00 m a 3.00 m. Dalo by se říct, že ve všech závěrech ze všech zkoumaných zatížení se „hraniční“ průřez opěry pohybuje kolem šířky 2.50 m.

4.2 Fáze 2

4.2.1 Popis modelu

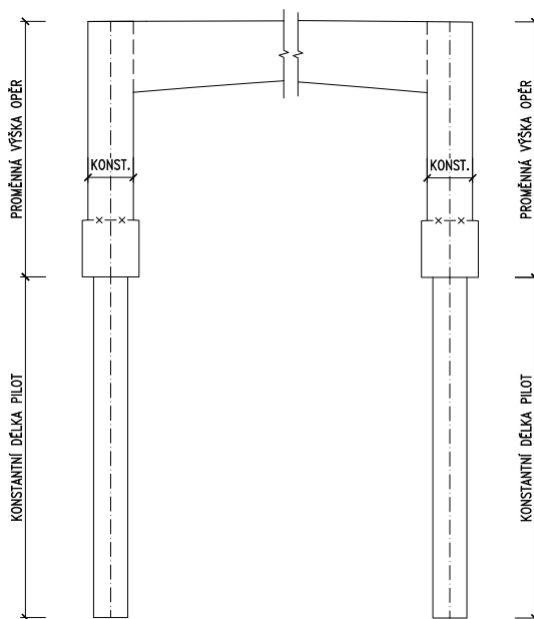
V rámci vytváření modelů pro fázi 2 byly využity modely z fáze 1, viz kap. 4.1.1. Z předešlých modelů byly smazány mostní opěry a základy spolu s pilotami naposouvány do předem určených výšek. Poté byly vytvořeny mostní opěry s neměnným průřezem přes všechny modely. Pro mostní opěry byl vybrán průřez s **tloušťkou opěry 2.00 m**. Tato tloušťka byla zvolena na základě **Fáze 1 4.1**. Tloušťka 2.00 m byla zvolena z důvodu toho, že z předešlé fáze vycházela jako tužší nikoli však natolik tuhá, aby simulovala chování nosné konstrukce jako nosníku V–V.

Proměnou tohoto modelu byla **výška** mostních opěr. Schéma parametrů mostních opěr je uvedeno na **obrázku 42**.

Motní opěry byly modelovány do výšek vypsanych v **tabulce 6**.

V této fázi byly modelovány **zemní tlaky**. V této fázi se mění výška mostních opěr. S proměnnou výškou mostních opěr nastává i proměnná velikost zatížení zemním tlakem. Čím vyšší mostní opěra tím větší tlak na ni působí.

Mostní opěry byly zatíženy **zemním tlakem v klidu**. Zemní tlak v klidu byl spočten podle následujícího vzorce.



Obr. 42. Schéma parametrů modelů fáze 2

b [m]	l [m]	h [m]
2.00	14.30	3.00
2.00	14.30	4.00
2.00	14.30	5.00
2.00	14.30	6.00
2.00	14.30	7.00
2.00	14.30	8.00
2.00	14.30	9.00
2.00	14.30	10.00

Tabulka 6. Tabulka geometrických parametrů průřezů opěry – fáze 2

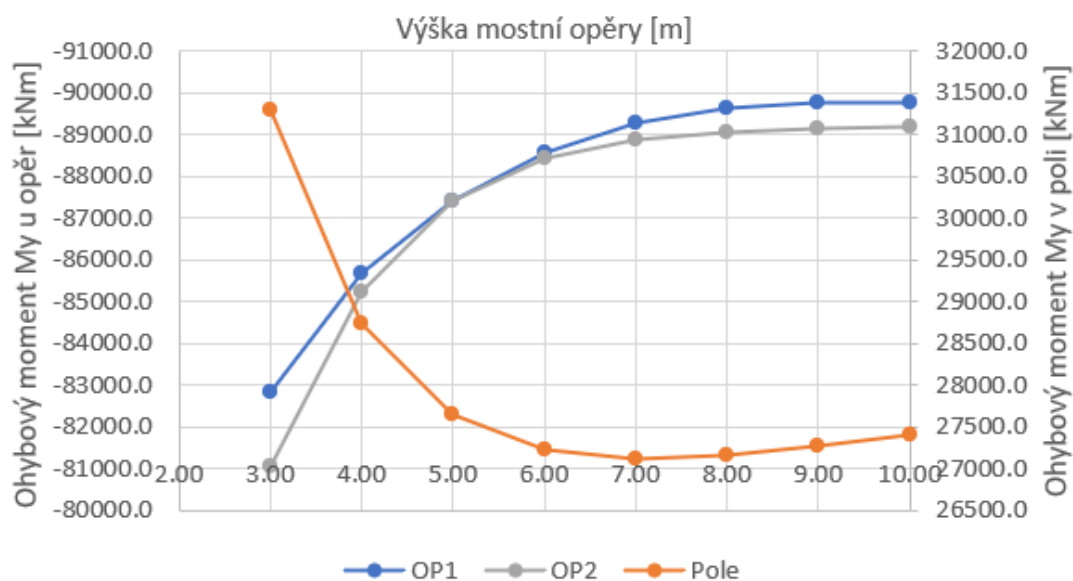
$$\sigma_r = \sigma_{z,i} \times K_{0,i} = \gamma_i \times z_i \times K_{0,i}$$

Vzorec byl převzán z TP 261.

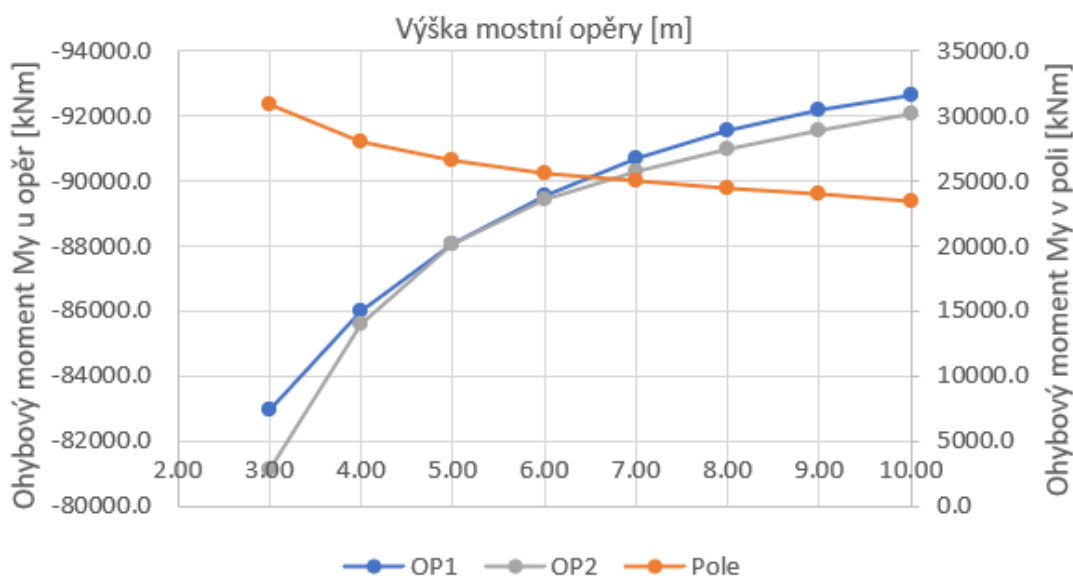
4.2.2 Výsledky – zatížení vlastní tíhou

V této fázi byl modelován zemní tlak. Z tohoto důvodu byly vytvořeny dvojice grafů. Pro stejné průřezy a prvky jako v předešlé kapitole, ale **s vlivem zemního tlaku a bez vlivu zemního tlaku**.

Na obrázku 43. a obrázku 44. je vidět vliv zemního tlaku. Průběh ohybových momentů na nízkých opěrách je velice málo ovlivněn zemním tlakem. Ovlivnění, které se dají považovat za malá se odehrávají do výšky opěr 5.00 m. V obou případech však křivky nemají výrazné změny od výšky dřívku 6.00 m. Pro daný průřez by tedy



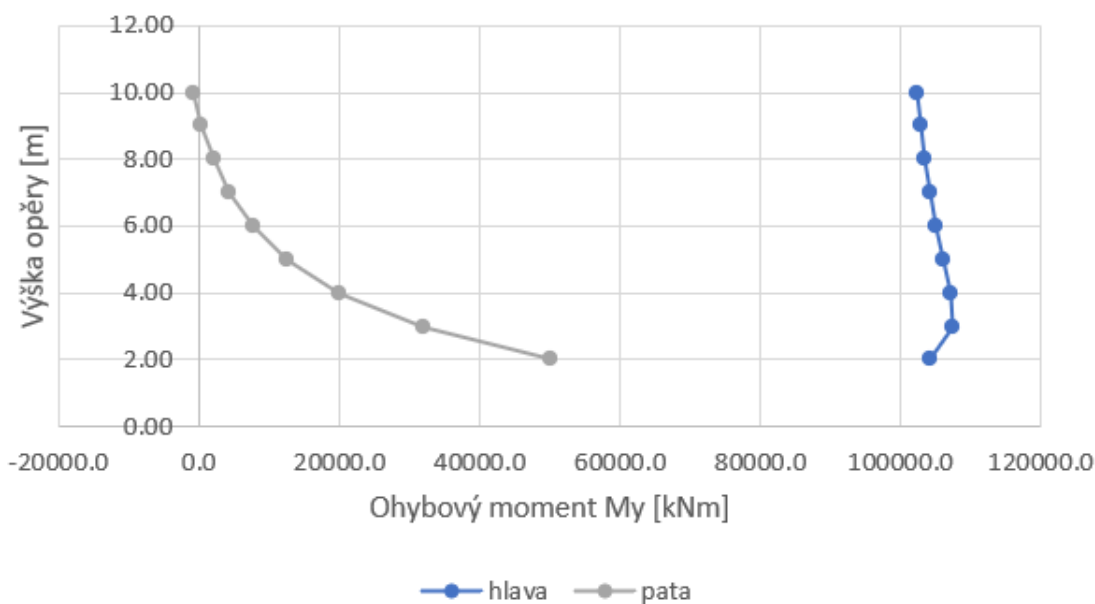
Obr. 43. Ohybové momenty nosné konstrukce – vlastní tíha konstrukce M_y [kNm]



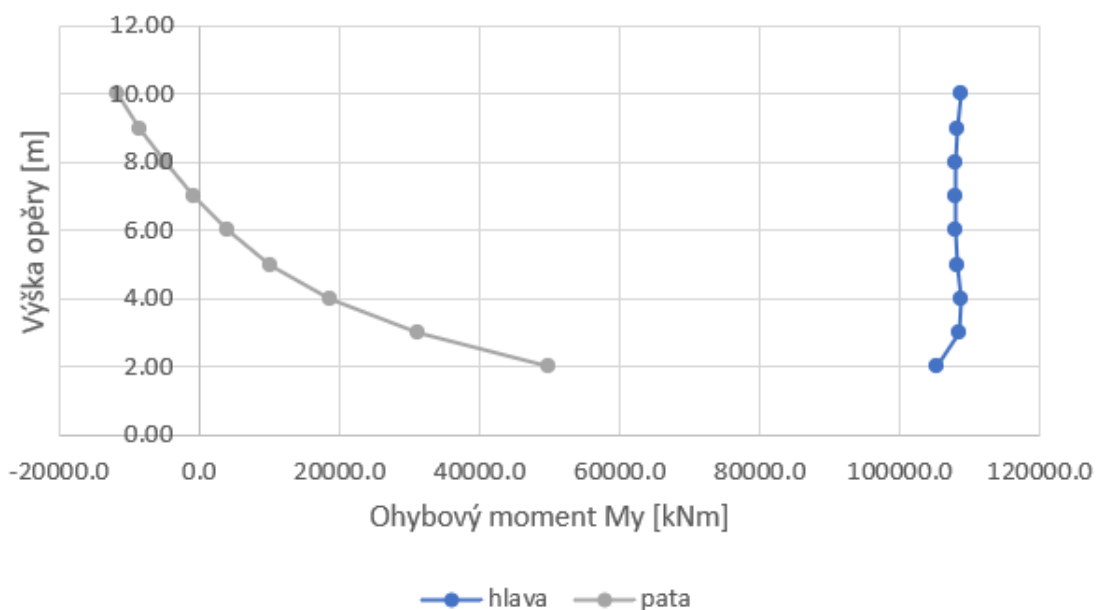
Obr. 44. Ohybové momenty nosné konstrukce – vlastní tíha konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

bylo možné označit výšku dřívku 6.00 m jako „hraniční“. Úvaha zmíněná v předchozí větě je **platná pouze pro zkoumané modely a podmínky**.

Deformace od vlastní tíhy, v následujících úvahách je popsána deformace D_{xz} . Na modelu s nejnižší opěrou bylo vidět, že opěra je natolik nízká a tím i tuhá, že všechna deformace a ohyby opěr se odehrají v pilotovém založení. Nevýhoda tohoto působení je taková, že pilotové založení je oproti opěrám ohybově poddajné. Navržené pilotové založení je ohybově poddajné, jedná se pouze o jednu řadu pilot. Z ilustrací deformovaných konstrukcí bylo vidět určitý trend, „čím vyšší opěra

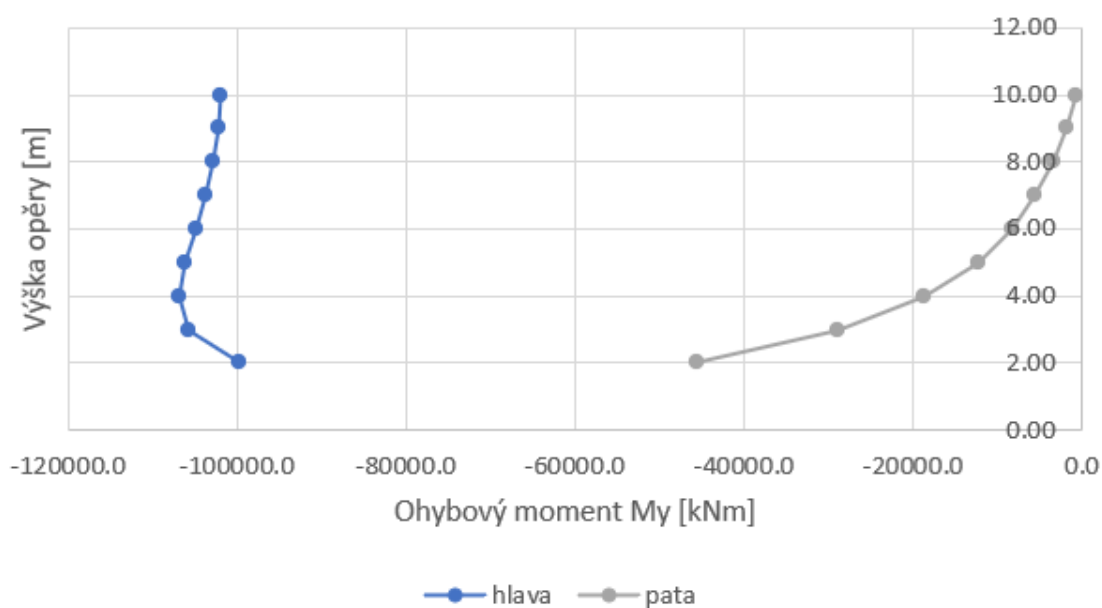


Obr. 45. Ohybové momenty OP1 – vlastní tíha konstrukce M_y [kNm]

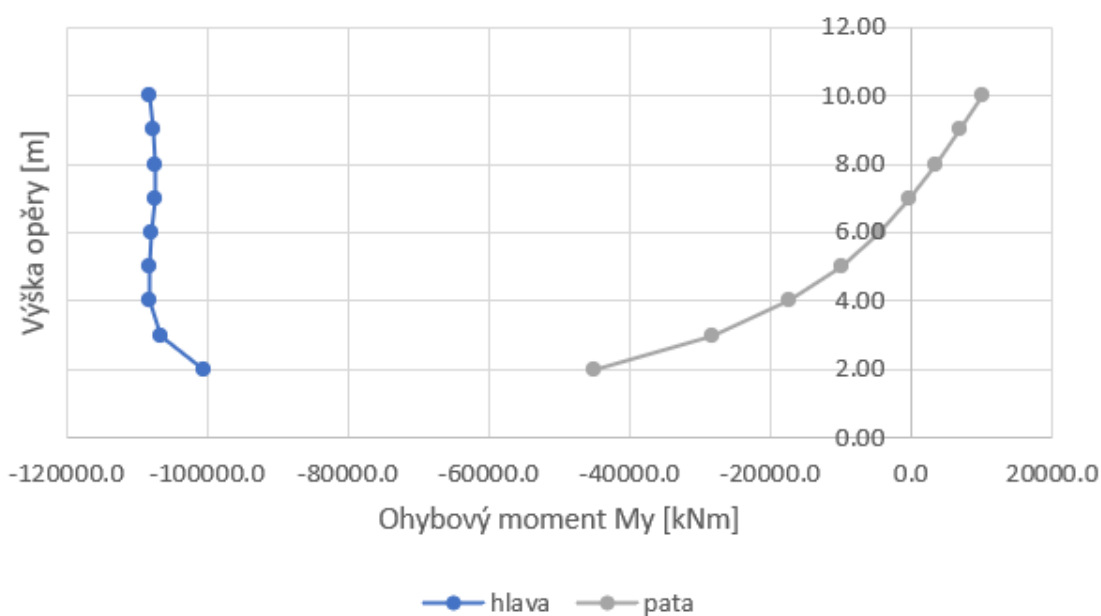


Obr. 46. Ohybové momenty OP1 – vlastní tíha konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

tím menší deformace nosné konstrukce v polovině rozpětí“. Tento trend je zřejmě způsoben úvahou částečně popsanou výše. Výše byl popsán jev, kdy se nízká opěra chovala v podstatě jako nekonečně tuhý prvek. Ohybová tuhost pilot je oproti tomu mnohonásobně menší. Se zvyšující se výškou opěr však klesá tuhost. Opěry začínají přebírat deformace. S rostoucí poddajností opěr klesá ohybové namáhání pilot. Z pohledu svislých deformací v poli se s rostoucí poddajností opěr se celý systém stává „tužší“.



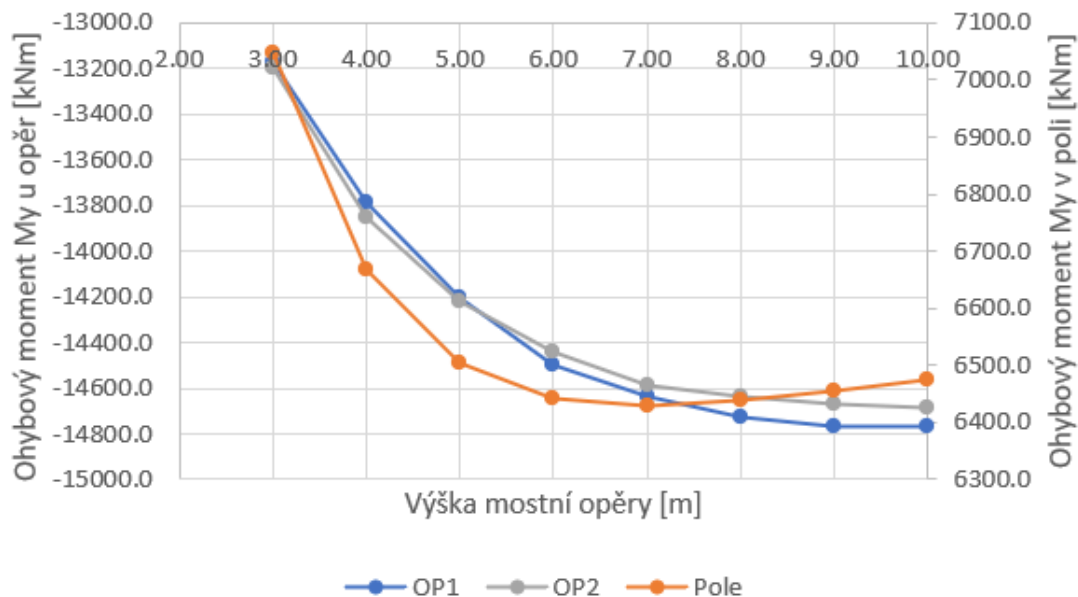
Obr. 47. Ohybové momenty OP2 – vlastní tíha konstrukce M_y [kNm]



Obr. 48. Ohybové momenty OP2 – vlastní tíha konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

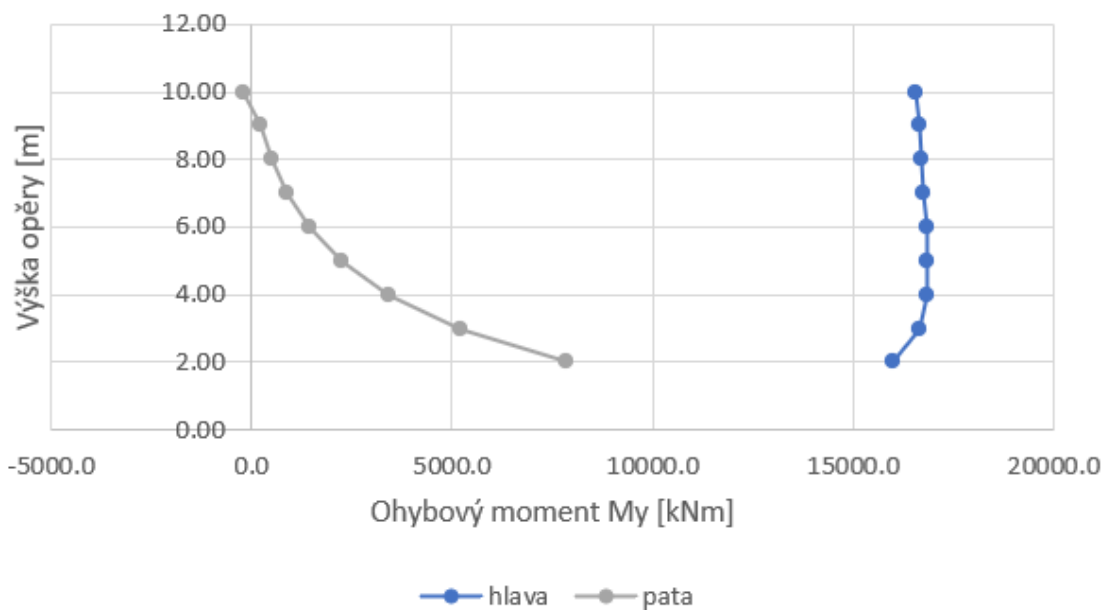
Výše popsaná úvaha se podobně projevuje i u ohybových momentů. Ohybové momenty se při zvyšující se výšce opěr přesouvají více do rámových rohů. Probíhá tedy redistribuce, momentový obrazec se posouvá výše.

4.2.3 Výsledky – zatížení dopravou (LM1)



Obr. 49. Ohybové momenty nosné konstrukce – dopravní zatížení LM1 M_y [kNm]

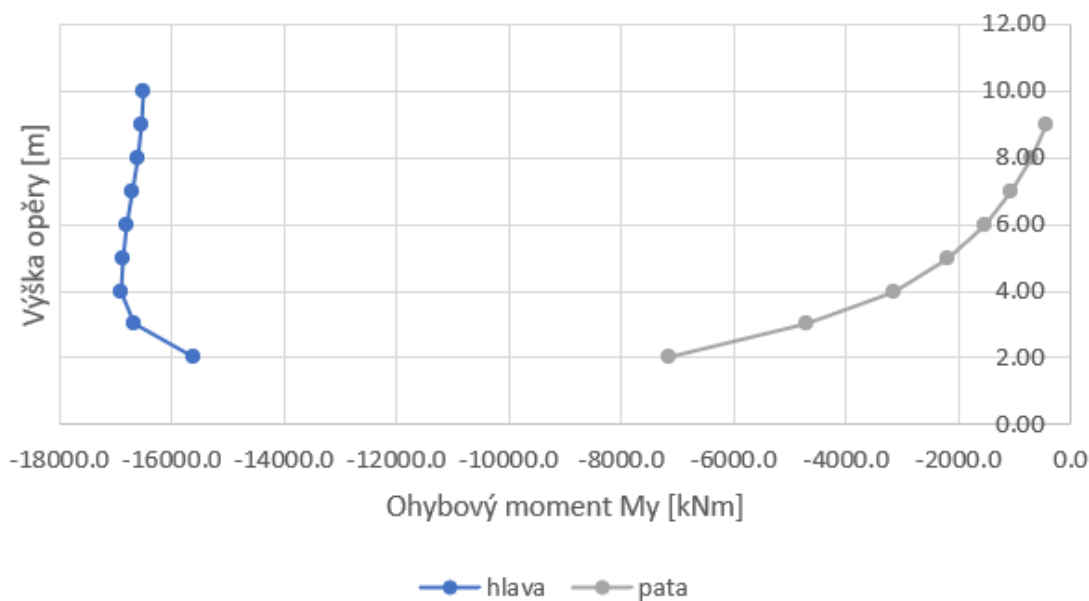
Výraznější změny ohybových momentů (myšleno přírůstky/poklesy) nenastávají od opěry s výškou 6.00 m. To odpovídá tomu, co bylo popsáno dříve.



Obr. 50. Ohybové momenty OP1 – dopravní zatížení LM1 M_y [kNm]

4.2.4 Výsledky – zatížení teplotou

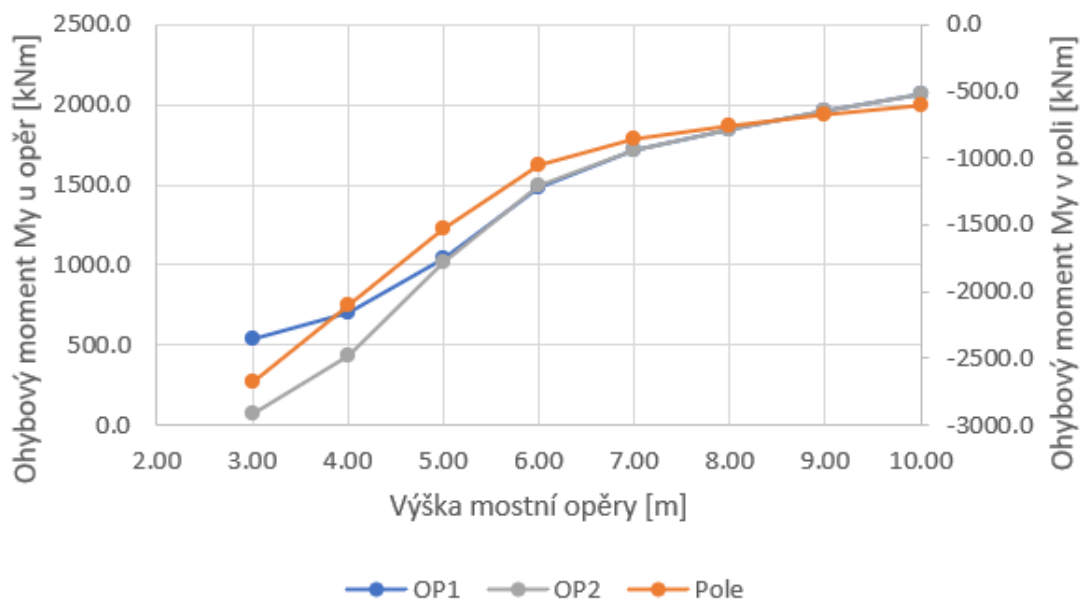
Zatížení teplotou je stejně jako v kpa. 4.1 rozděleno na dvě části. Zatížení teplotou je rozděleno na **oteplení konstrukce** a **ochlazení konstrukce**. V obou částech je zahrnuto **rovnoměrné** i **nerovnoměrné** působení teploty.



Obr. 51. Ohybové momenty OP1 – dopravní zatížení LM1 M_y [kNm]

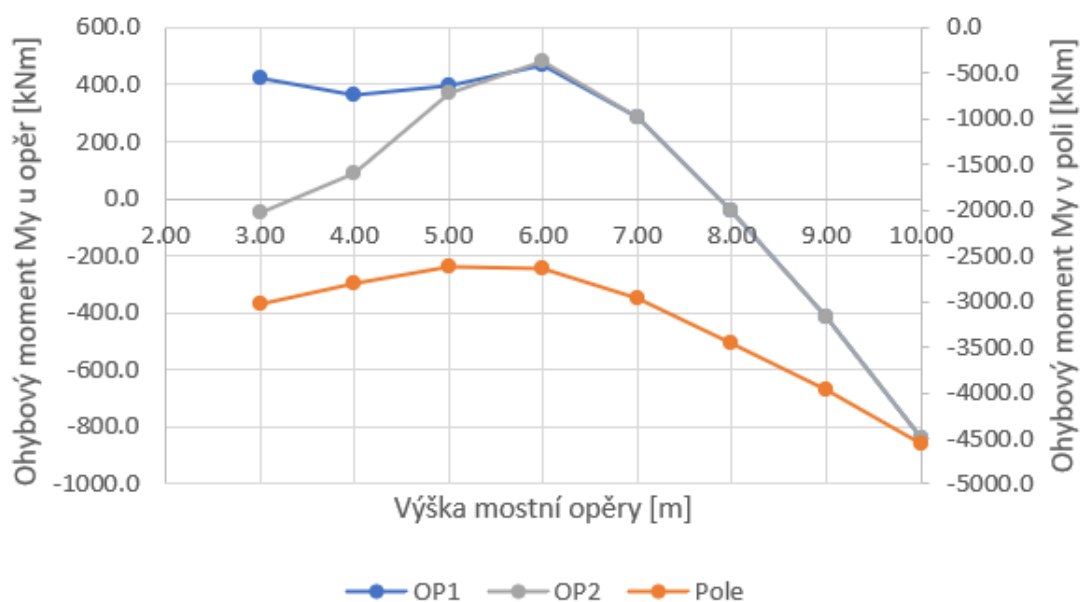
Oteplení konstrukce

V této části bylo zkoumáno oteplení konstrukce. Jak bylo popsáno dříve, konstrukce byla ohřata rovnoměrnou i nerovnoměrnou teplotou.



Obr. 52. Ohybové momenty nosné konstrukce – oteplení konstrukce M_y [kNm]

V tomto kroku byl opomenut vliv zemních tlaků a bylo zkoumáno pouze působení teplotních účinků. Výsledky samostatných teplotních účinků jsou uvedeny na [obrázku 52](#). Je zde vidět trend stejně jako u **zatížení vlastní tíhou konstrukce**. Při nízkých výškách opěr jsou opěry velice ohybově tuhé, to však neplatí pro pilotové



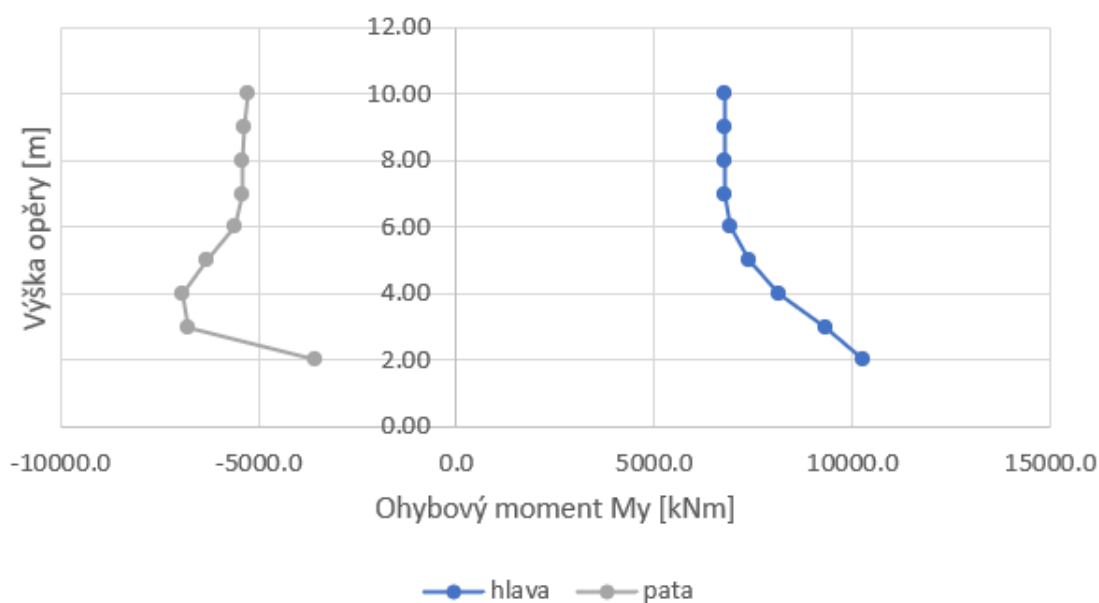
Obr. 53. Ohybové momenty nosné konstrukce – oteplení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

založení. Poddajnost pilotového založení je myšlena pro tento případ. Tuhost pilotového založení se dá významně zvětšit, například použitím více řad pilot v podélném směru most. Tím pádem se opěra chová jako prvek s obrovskou tuhostí až nekonečnou tuhostí. V těchto případech tedy nedochází k téměř žádné ohybové deformaci opěr, tím pádem je všechno ohybové namáhání přeneseno do pilotového založení. Jak bylo popsáno dříve, pilotové založení v tomto případě nemá dostatečnou tuhost a celý systém se navzdory velice tuhé opěře stává poddajnějším než systém s vyšší a tím pádem poddajnější opěrou. Z toho tedy vznikla úvaha, která již byla popsána dříve, „**poddajnost opěry roste s rostoucí výškou, poddajnost celého systému navzdory tomu klesá**“. Výše popsaná úvaha je zřejmá z obrázku 52. kdy se s rostoucí výškou opěry systém spodní stavby stává tužší a do rámových rohů přibývá více ohybového namáhání.

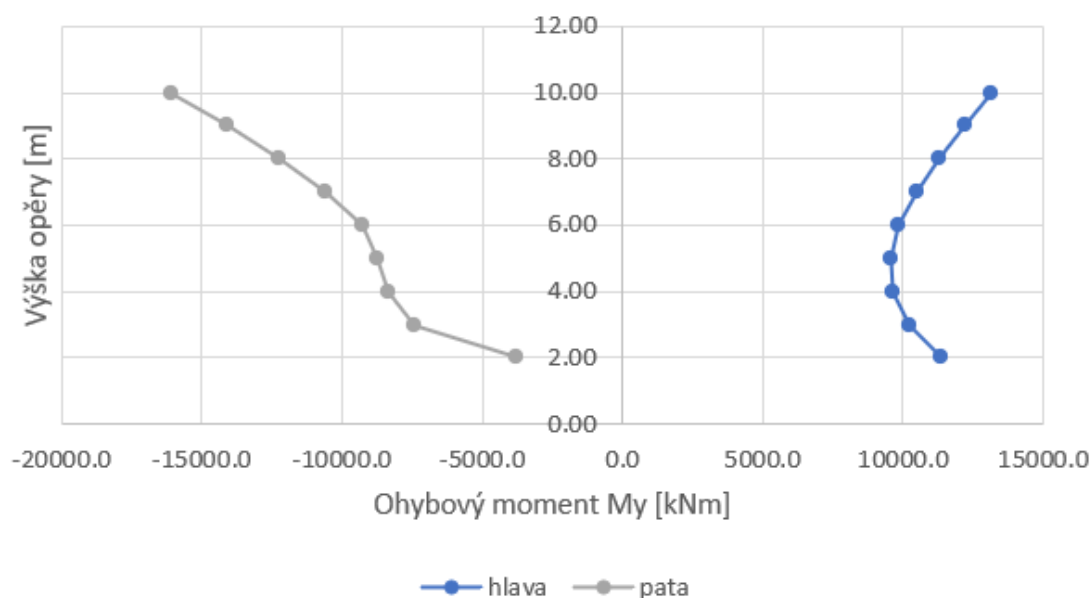
Na obrázku 52. a obrázku 53. je vidět působení zemních tlaků. Působení zemních tlaků se projeví posunutím momentového obrazce nahoru. Platí zde jednoduchá úvaha „čím vyšší opěra, tím větší zatížení zemním tlakem a tím větší posunutí momentového obrazce“. Výše popsaná úvaha je velice dobře patrná z obrázků 52. a 53. u výšky opěry 10.00 m.

V tomto odstavci byl rozebírán **ohybový moment v poli** nosné konstrukce. Pro ohybový moment **v poli** platí **pravá osa** na obrázcích 52. a 53. U opěry s výškou 10.00 m je patrné, že při vypuštění zemních tlaků se dostaneme na hodnotu **přes -500 kNm**. Když však zemní tlaky zahrneme, situace je úplně jiná. Při zahrnutí zemních tlaků bylo dosaženo hodnoty **přes -4500 kNm**. Zahrnutí a nezahrnutí zemních tlaků v tomto případě dělá rozdíl odhadem 4000 kNm. Popsaná úvaha se vztahuje na zatížení teplotou, konkrétně na oteplení nosné konstrukce. Zahrnutí a nezahrnutí zemních tlaků je popsáno pouze ve vztahu k danému zatížení teplotou.

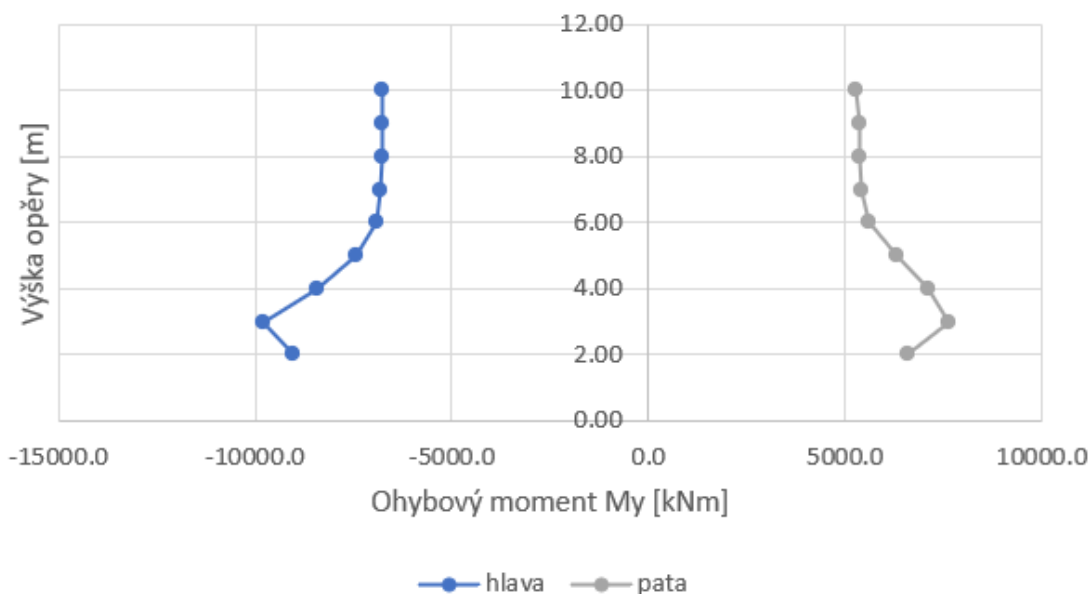
V tomto odstavci byly rozebrán **ohybové momenty nad opěrou**. Pro ohybové momenty **nad opěrami** platí **levá osa** na obrázcích 52. a 53.. Jako v předchozím odstavci byl popisován průřez opěry s výškou 10.00 m. V případě, že by bylo zanedbáno působení zemních tlaků, momenty nad opěrami se dostanou k hodnotám **přes 2000 kNm**. Když však zemní tlaky zahrneme ohybové momenty nad opěrami se dostanou na druhou stranu osy a to k hodnotám **přes -4500 kNm**. V tomto případě rozdíl ohybových momentů činí přibližně 6500 kNm.



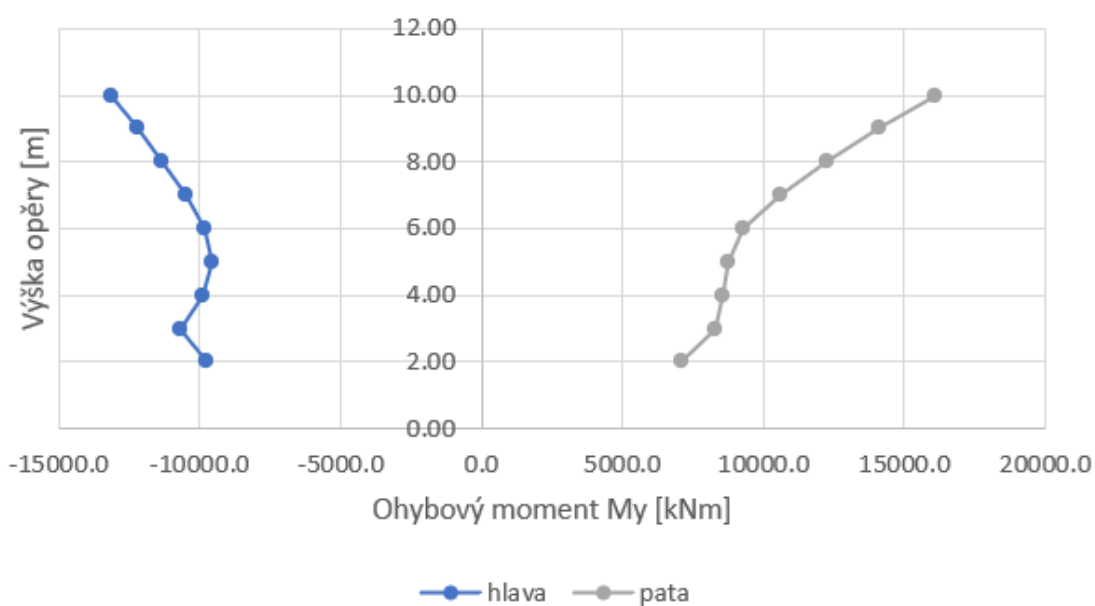
Obr. 54. Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce M_y [kNm]



Obr. 55. Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]



Obr. 56. Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce M_y [kNm]



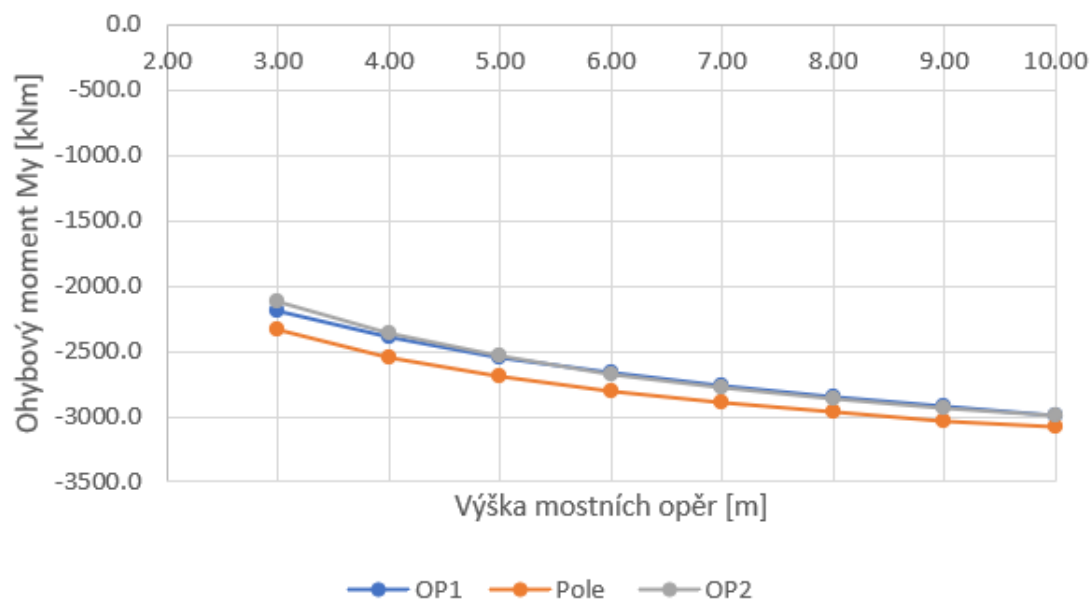
Obr. 57. Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

Na obrázcích 54. a 56. je vidět úvaha popsaná dříve. Se zvyšující se výškou mostních opěr se systém spodní stavby stává tužší, i když opěra sama o sobě je více a více poddajnější. Čím tužší systém spodní stavby je, tím více podporové průřezy přebírají ohybové momenty a hlava opěry je více namáhána.

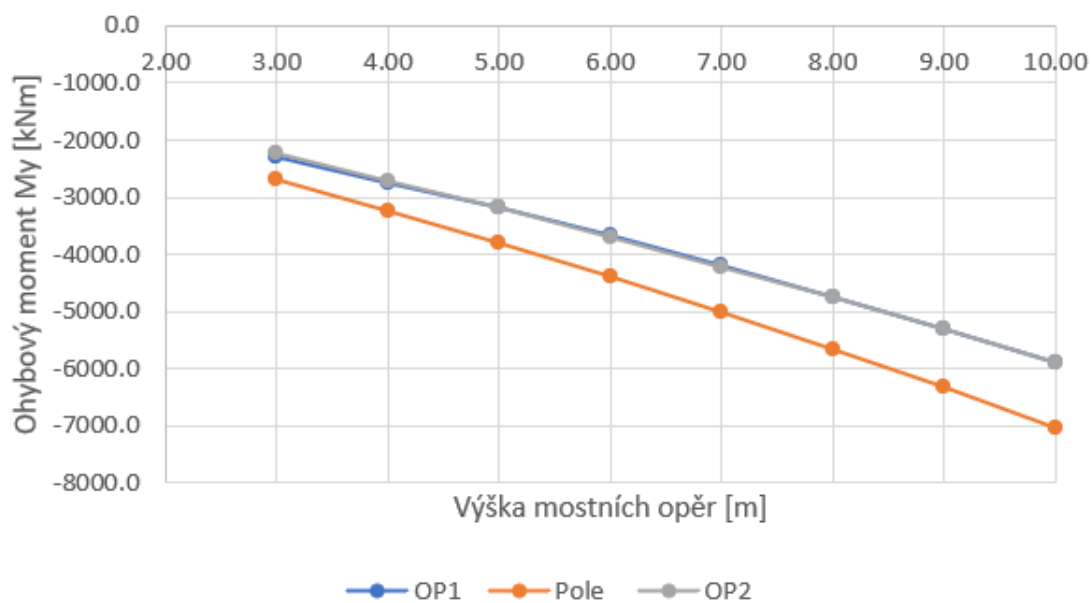
Na obrázku 55. a 57. je vidět vliv aplikace zemních tlaků.

Ochlazení konstrukce

V této části bylo zkoumáno ochlazení konstrukce. Jak bylo řečeno dříve konstrukce byla ochlazená rovnoměrnou i nerovnoměrnou teplotou.



Obr. 58. Ohybové momenty nosné konstrukce – ochlazení konstrukce M_y [kNm]

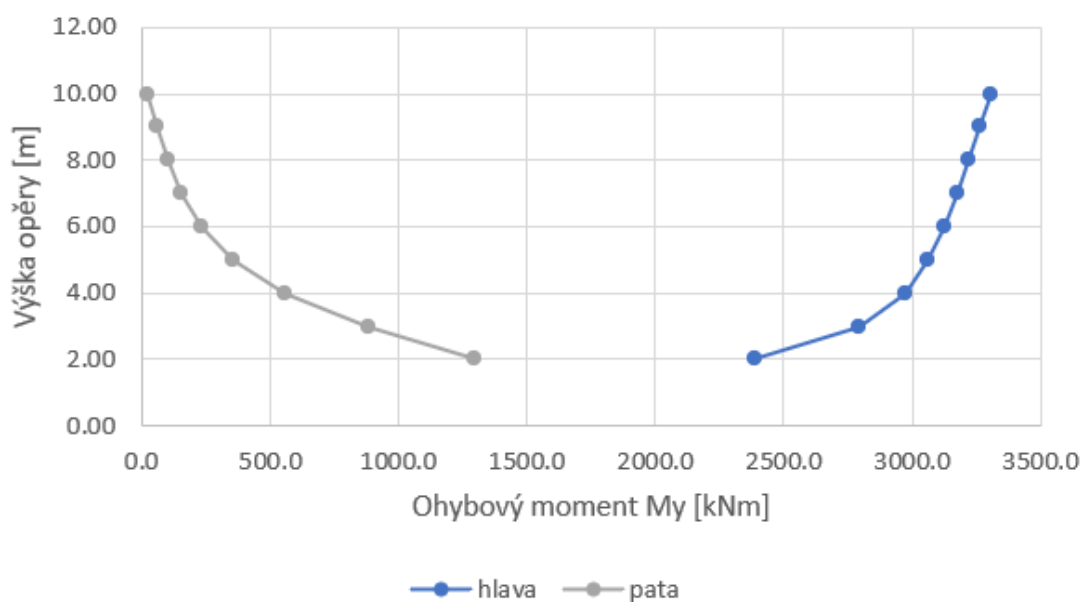


Obr. 59. Ohybové momenty nosné konstrukce – ochlazení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

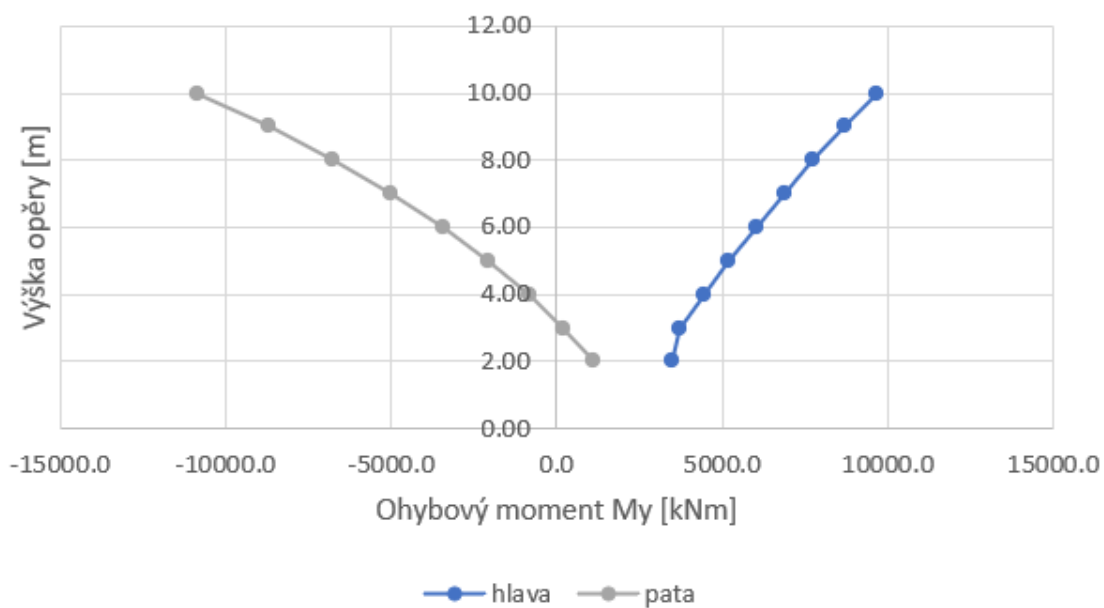
Na [obrázcích 58. a 59.](#) je vidět, že i zde se uplatňuje předešlá úvaha.

4.2.5 Dílčí závěr – fáze 2

Závěr fáze 2 byl pojat stejně jako kap. 4.1.5. Byly zde stručně sepsány a zhodnoceny úvahy popsané v předchozích kapitolách.



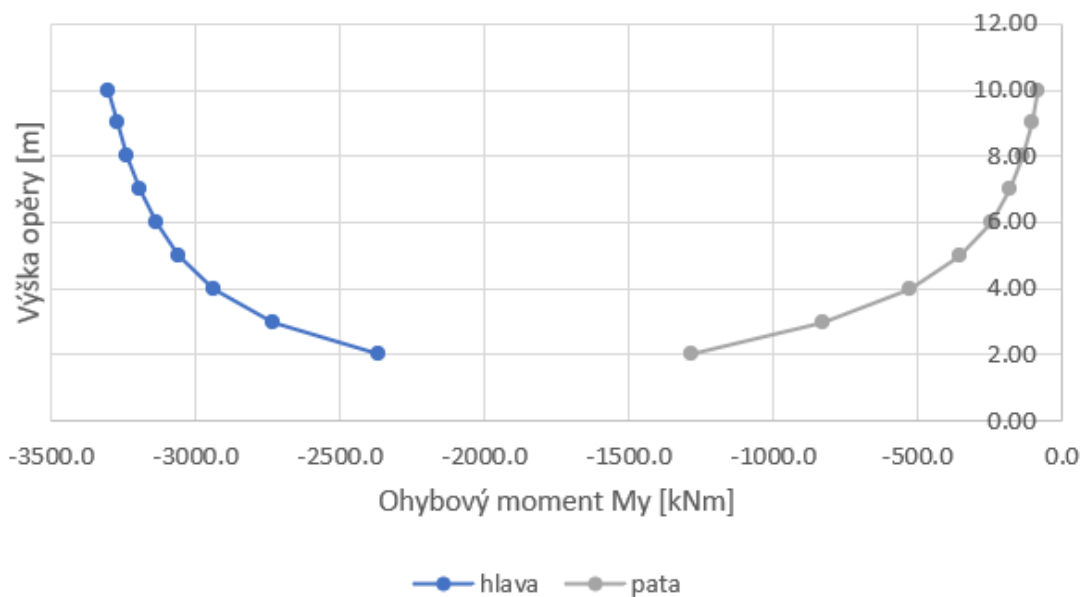
Obr. 60. Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]



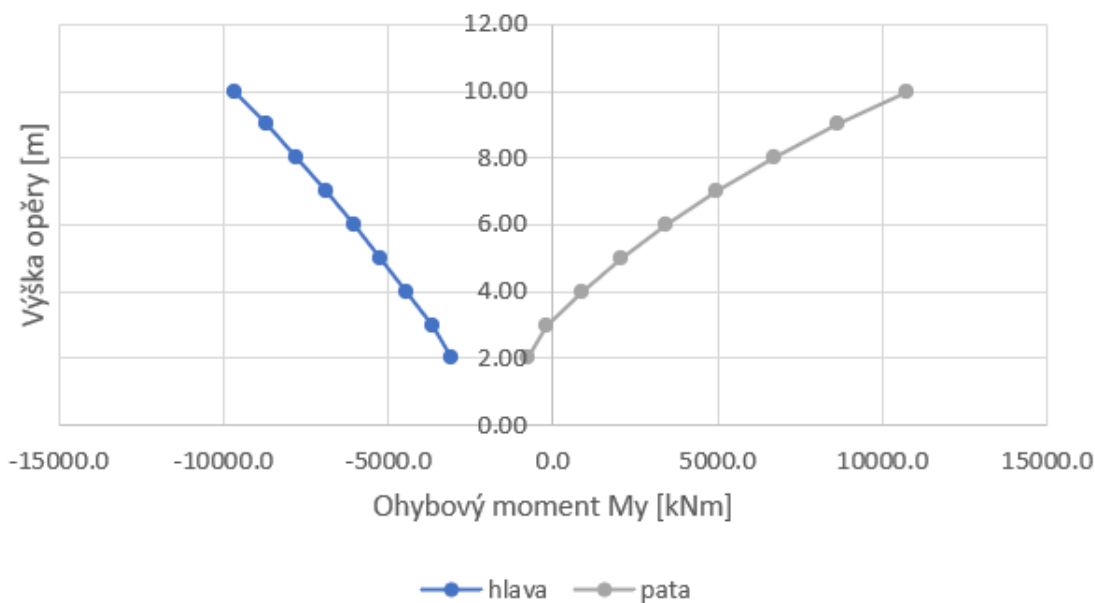
Obr. 61. Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

Ve fázi 2 bylo zkoumáno chování konstrukce při změně výšky opěr mostu. Konstrukce zůstávala stejná z pohledu založení, geologie a průřezu. Proměnnou tohoto modelu byla výška mostních opěr. Výčet modelovaných opěr je uveden v 4.2.1.

Z pohledu ohybu samotné opěry mostu, je zřejmé, že tuhost mostních opěr klesá s rostoucí výškou, za předpokladu konstantního průřezu. Původní myšlenka byla taková, že s vyšší opěrou mostu dostaneme poddajnější soustavu. Výsledky modelů však tento původní předpoklad nepotvrdily. Naopak se ukázalo, že čím vyšší opěra, tedy i poddajnější opěra, tím tužší systém spodní stavby.



Obr. 62. Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]



Obr. 63. Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]

Tento jev je zapříčiněn pravděpodobně tím, že nízká opěra je jako samostatný prvek velice tuhá, ale přenáší namáhání do řádově poddajnějšího pilotového založení. Tuhost modelovaného pilotového založení je oproti zkoumaným nízkým opěrám velice malá. Nízké, tedy tuhé opěry, vykazovali větší deformace nosné konstrukce v poli než opěry vyšší, tedy poddajnější. Zároveň nízké a tuhé opěry přebíraly méně momentových účinků než opěry vyšší a poddajnější.

Ve fázi 1 se širší a tím tužší opěry chovaly tak, že přebíraly více ohybových momentů. Ve fázi 2 se tužší opěry chovaly přesně naopak. Čím vyšší opěra, tedy i poddajnější, tím více přebírala momentu.

4.3 Závěr parametrické studie

Každá z fází byla zhodnocena samostatně. V této kapitole bylo však provedeno souhrnné hodnocení a poznatky pro další modelování a počítání.

Nejprve byly vytvořeny přehledné výkresy pro určení geometrie mostu a všech možných okolností. Z toho vzešel základní návrh dimenzí mostu. V tomto návrhu byly opěry mostu koncipovány dle **tabulky 7**.

Opěra	tloušťka opěry [m]	výška dřívku opěry [m]	výška opěry celkem [m]
OP 1	1.60	6.30	8.30
OP 2	1.60	6.70	8.70

Tabulka 7. Tabulka původních parametrů mostních opěr

Konstrukce navržená dle předběžných přehledných výkresů byla zhodnocena a s přihlédnutím k výsledkům popsáných v **kap. 4.1** a **kap. 4.2** byla optimalizována.

Šířka opěry 1.60 m je dle výsledků fáze 1 dosti poddajná, ale zároveň dost blízko „energetickému minimu“. Z hlediska redistribuce ohybových momentů by tato opěra redistribuovala momenty spíše do pole nosné konstrukce.

Výška opěr kolem 6.00 – 7.00 m se již nachází v oblasti větších tuhostí systému spodní stavby dle fáze 2. Fáze 2 však byla modelována se šířkou opěry 2.00 m, kdežto opěra v prvním návrhu byla navržena s tloušťkou pouze 1.60 m. Tím pádem se dá předpokládat menší redistribuce ohybových momentů do rámových rohů.

Spojením úvah ze dvou výše uvedených odstavců dostaneme následující úvahu. Opěry výšky 6.00 – 7.00 m z fáze 2 vycházejí jako dosti tuhé redistribující ohybový moment do rámových rohů. Opačně opěra šířky 1.60 m je dle fáze 1 dosti poddajná a redistribuje ohybový moment do středu pole nosné konstrukce. Spojením těchto dvou předpokladů a sjednocením výšky opěr na výšku 7.00 m je teoreticky možné dostat celkem příznivý průběh ohybových momentů a pomocí vyšší opěry se vyhnout nadměrnému namáhání pilotového založení.

V dalším návrhu bylo postupováno s **opěrou mostu šířky 1.60 m a výškou opěry 7.00 m**.

Úvahy, myšlenky a provedené závěry v kapitole 4 se vztahují pouze na zkoumaný případ, výsledky nelze zobecňovat na návrh všech podobných konstrukcí, protože se dá předpokládat nelineární citlivost odezvy konstrukce na její velikost a působící zatížení

5 Finální návrh a posouzení konstrukce

5.1 Změny numerických modelů v závislosti na kapitole 4

V předešlé kapitole byla popsána parametrická studie vlivu tuhosti opěr na rozdělení ohybových momentů. V jejím závěru v kap. 4.3 byly shrnuty myšlenky, úvahy a z těchto úvah vzešel upravený návrh spodní stavby. Původní model založený pouze na prvních přehledných výkresech byl v rámci předešlého výzkumu upraven.

V prvním návrhu byla opěra 1 široká 1.60 m a dřík o výšce 6.30 m. Po provedení výzkumu byla změněna pouze výška a to na výšku dříku 7.00 m.

Opěra 2 byla v první iteraci široká 1.60 m a výška dříku byla navržena 6.70 m. Stejně jako u opěry 1 byla změněna pouze výška a to na 7.00 m.

Důvody těchto změn byly popsány v 4.3.

V rámci vytvoření finálního modelu byla zpřesněna modelace nosné konstrukce. Provedené zpřesnění modelace bylo popsáno v 5.2.

5.2 Modelování numerického modelu v programu midas Civil

V rámci změn popsaných v 5.1 bylo nutné změnit původní model. Změny se týkaly zejména opěr, polohy pilotového založení a nosné konstrukce.

Nosná konstrukce

V předběžném modelu byla nosná konstrukce modelována ze dvou průřezů, jak již bylo popsáno v 3.4.2. Nosná konstrukce byla rozdělena na 4 části. Každá ze 4 částí byla dlouhá 12.50 m. Dvě části u podpor byly modelovány s výškou 2.50 m, zbylé dvě části v poli byly modelovány s výškou 1.50 m. Při takto modelované nosné konstrukci bylo možné zobrazit průběhy vnitřních sil na nosné konstrukci, ale nebylo možné zobrazit správné průběhy napětí na nosné konstrukci. Na takto modelované nosné konstrukci byly nesprávně modelovány průběhy tuhostí na nosné konstrukci.

Při modelování nosné konstrukce pro finální model bylo nutné konstrukci provést realističtější. Z tohoto důvodu byl průřez nosné konstrukce vytvářen přímo v programu midas Civil, nikoli importován. Průřez byl vytvářen v „section properties – tapered – PSC-TEE“. V tomto nástroji bylo možno zadat rozměry počátečního a koncového průřezu prvku. Následně byl prvek vytvořen v modelu a rozdělen na jednotlivé elementy. Každý element však měl počátek jako průřez na opěře a konec jako

průřez v poli, vzhledově to vypadalo jako „pila“. Bylo ještě nutné vytvořit skupinu náběhu. Při vytvoření skupiny náběhů byla zvolena křivka náběhu jako křivka 2°.

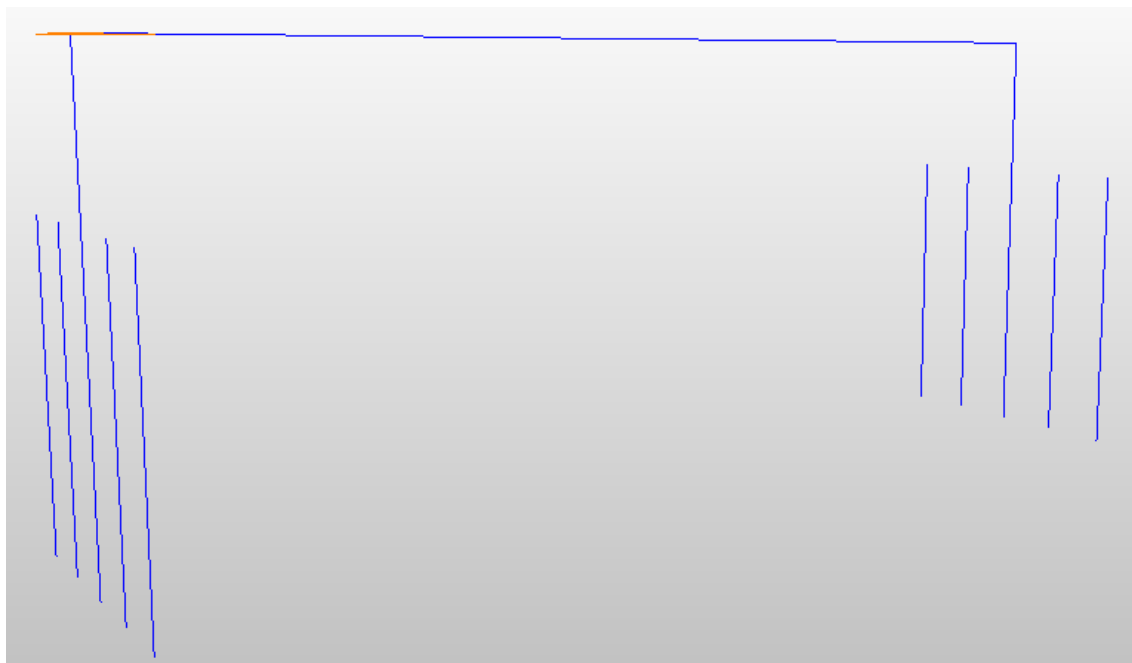
Výsledný kompletní numerický model je uveden na **obrázcích 64.**, 65. a 66.

Spodní stavba mostu

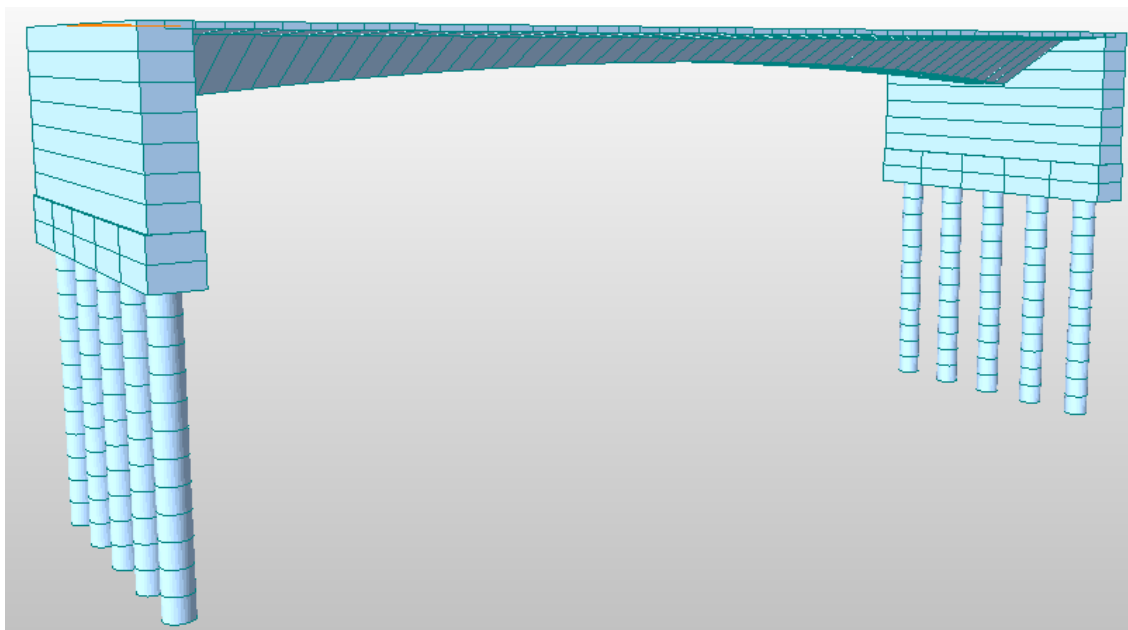
V rámci úprav návrhu mostu popsaných dříve bylo nutné zejména změnit spodní stavbu mostu a to dle parametrů popsaných dříve.

Při změně výšky dříku mostních opěr došlo k posunu základové spáry do větší hloubky. Z tohoto důvodu se posunula rozhraní geologického profilu na pilotovém založení. V důsledku posunu pilot ve vztahu ke geologii byla délka pilot upravena. Kvůli těmto parametrům se jevílo jako nejjednodušší řešení smazání kompletní spodní stavby. Ke smazání spodní stavby a nové modelaci bylo přistoupeno v rámci zjednodušení postupu a zlepšení kontroly parametrů modelu. Kontrola parametrů modelu je lepší z toho důvodu, že bylo jasné co bylo smazáno a co nově přidáno. V předších modelech nastala situace, kdy měněné parametry sice byly změněny, ale původní parametry i tak zůstaly na konstrukci, na odhalení této chyby bylo vynaloženo více úsilí než na novou modelaci. Přemodelování spodní stavby bylo provedeno i z důvodu velkého množství parametrů zemního prostředí, které byly měněny.

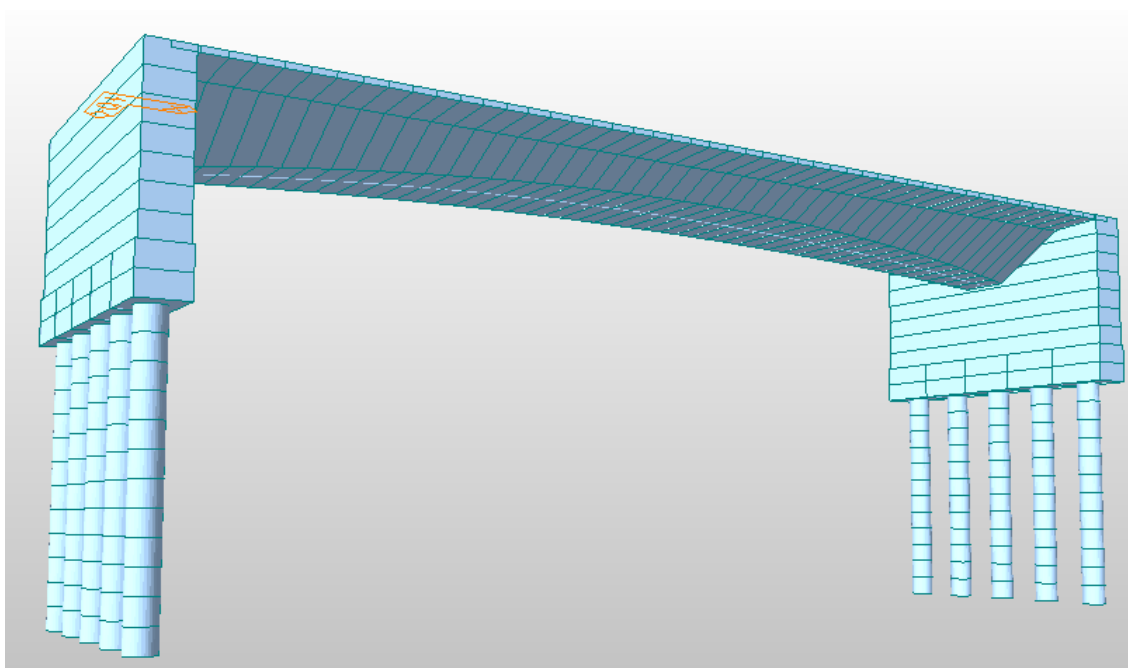
Obrázky kompletního numerického modelu jsou uvedeny na **obrázcích 64.**, 65. a 66.



Obr. 64. Finální numerický model midas



Obr. 65. Finální numerický model midas – solid – 1



Obr. 66. Finální numerický model midas – solid – 2

5.3 Předpětí nosné konstrukce

Předpětí bylo navrženo od firmy **VSL**. V této fázi návrhu byly použity 31 lanové kabely. Parametry předpětí nutné pro ruční výpočet jsou uvedeny ve výpočtových přílohách.

Zde je uveden výčet parametrů použitého předpětí.

- Předpínací ocel: Y1860S7(15.7mm)
- Počet lan v předpínacím kabelu: 31 lan
- Kotvy předpětí: aktivní (napínané) kotvy na obou stranách
- Typ aktivních kotev: Typ E
- Typ kabelového kanálku: Corrugated Steel Strip Sheath (žebrovaný ocelový kanálek)
- Průměr kabelového kanálku (ϕ_{int}/ϕ_{ext}): 120/127 mm
- Součinitel tření o kanálek: $0.2 \mu/rad^{-1}$
- Tření s kabelovým kanálkem k: 0.01 rad/m

Předpětí nosné konstrukce bylo modelováno jedním ekvivalentním kabelem v trase navržené v předešlých krocích a úvahách. V této fázi nebyly respektovány prostorové nároky předpínacích kabelů.

5.4 Zatížení numerického modelu

Zatížení vztažená k nosné konstrukci jako je zatížení římsami, vozovkou, vybavením mostu, dopravní zatížení a zatížení teplotou zůstaly stejné jako při prvotní modelaci numerického modelu. Zatížení, která se měnila jsou zejména zatížení vztahující se ke spodní stavbě.

V rámci finálního modelu byl řešen „příčný roznos“. Jedná se zejména o **zatížení dopravou**.

5.4.1 Příčný roznos

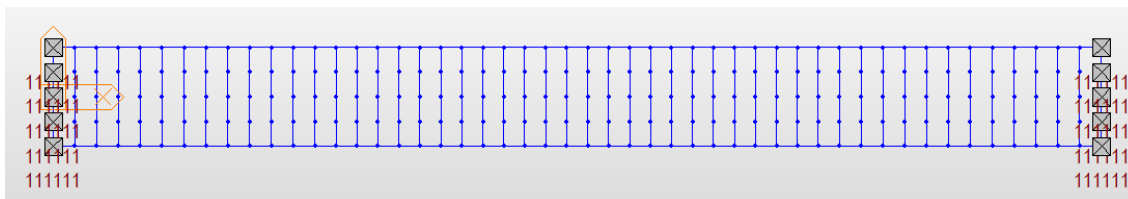
Modelování

Je nutné zohlednit polohu dopravního zatížení v rámci zatížení nosné konstrukce. Ve finálním modelu je poloha zatížení modelována s excentricitami odpovídajícími poloze dopravního zatížení na příčném řezu. Zatížení tedy není modelováno jako pohybující se po střednici. Rozmístění a rozměry dopravních pruhů, dopravních zatěžovacích modelů je modelováno dle normy ČSN EN 1991-2.

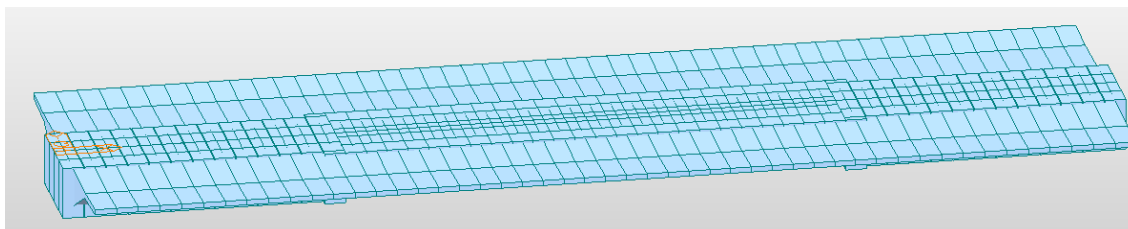
Ve finálním modelu je nosná konstrukce modelována jedním prutem. Jak bylo řečeno v odstavci výše, zatížení dopravou je modelováno v excentricitách. To zapříčiní správné vytvoření torzního momentu od dopravního zatížení.

Pro zjednodušení výpočetního modelu byla vypuštěna spodní stavba a nosníky byly modelovány jako nosník V-V. V rámci zahrnutí vlivu roznosu zatížení do celého průřezu byl proveden model ze dvou nosníků. Každá půlka byla definována polivonu průřezu nosné konstrukce. Spojení bylo provedeno pomocí nehmotných prvků ve vzájemné osové vzdálenosti 1.00 m.

Zatížen byl pouze levý nosník.



Obr. 67. Model pro určení roznosu



Obr. 68. Model pro určení roznosu - solid

Jedna z obtíží byla proměnná výška nosné konstrukce. Konstrukce byla modelována jako vetknutý nosník, bylo nutné zjistit poměr roznosu na jednotlivé části, proto byla proměnná výška modelována jako v předběžném modelu nosné konstrukce. Proměnná výška byla modelována tak, že od obou opěr do vzdálenosti $\frac{l}{4}$ byl modelován průřez v místě vetknutí a zbylé $\frac{2 \times l}{4}$ byl modelován průřez výškově odpovídající průřezu ve středu rozpětí. Z důvodu této modelace byly vytvořeny 4 průřezy. Jednalo se o 2 průřezy (levý a pravý) pro oba průřezy.

Ve stejném souboru byl vytvořen i **kontrolní nosník** s totožným uspořádáním, geometrií i zatížením. Kontrolní nosník byl vytvořen z jednoho průřezu.

Výsledky

Z modelu byly exportovány výsledky pro levý, pravý a kontrolní nosník. V rámci ověření správnosti modelu byly exportovány výsledky pro zatížení vlastní tíhou konstrukce. Výsledky jsou znázorněny na obrázku 69.

Hodnoty extrémů ohybových momentů od vlastní tíhy jsou uvedeny v tabulce 8..

Rozdíl v ohybových momentech levého a pravého nosníku je v řádu desetin procent. Model byl tedy považován za správně fungující.

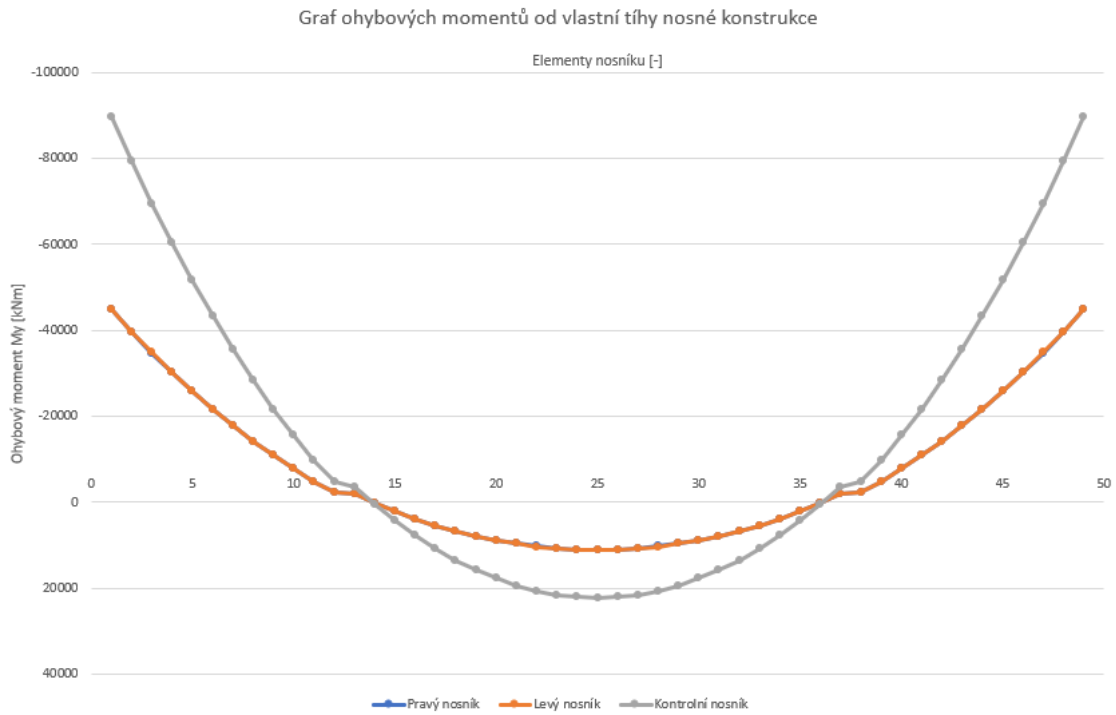
Součet ohybových momentů levého a pravého nosníku byl téměř stejný jako hodnoty ohybových momentů na kontrolním nosníku. Bylo předpokládáno, že zatížení dopravou bude rozdělené poměrově jinak, avšak součtově by mělo dát stejný výsledek jako na kontrolním nosníku.

Byl tedy proveden export výsledků pro zatížení dopravou. Výsledky jsou uvedeny na obrázku 70.

Hodnoty extrémů ohybových momentů jsou uvedeny v tabulce 9.

Jelikož se jedná o nosník vetknutý na koncích je nutné uvážit více roznosových poměrů. Minimálně jeden v poli a jeden nad podporou.

Když od sebe odečteme procentuální podíly roznosu dostaneme hodnoty reprezentující o kolik procent více je zatížen levý nosník. Procentuální přitížení levého nosníku je:



Obr. 69. Graf ohybových momentů M_y od vlastní tíhy konstrukce

Nosník	M_y Pole [kNm]	Roznos [%]	M_y Podpora [kNm]	Roznos [%]
Pravý	11125.1	49.96	-44730.0	49.98
Levý	11141.6	50.04	-44758.8	50.02
Suma	22266.7		-89488.8	
Kontrolní	22262.2		-89494.7	

Tabulka 8. Tabulka ohybových momentu od vlastní tíhy

- Pole – 25.32 %
- Podpora – 27.26 %

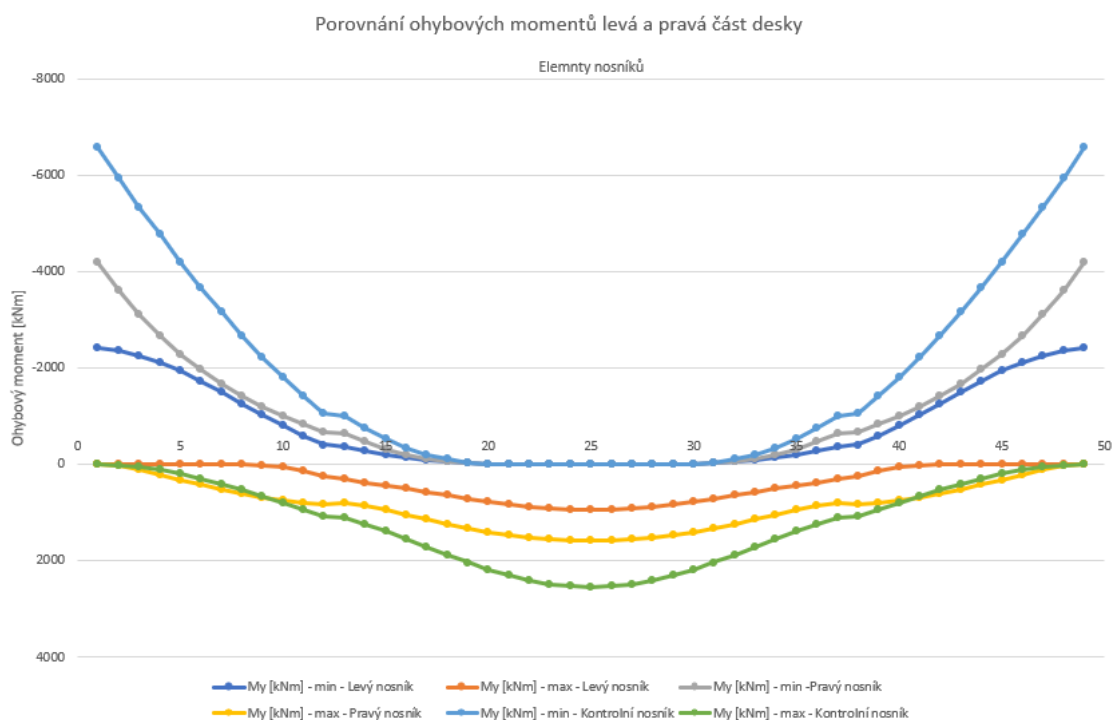
Roznos v poli a nad podporou se liší. Liší se však o pár procent, proto byl roznos sjednocen na jednu hodnotu a to 26.00 %.

Implementace roznosu do dalších výpočtů

Roznosov zatížení byl určen pouze pro dopravní zatížení. Všechna ostatní zatížení jsou modelována symetricky. Symetrie ostatních zatížení vychází z geometrie konstrukce. Konstrukce je podle svislé osy geometricky i materiálově symetrická, to znamená, že se dá zatížení považovat za symetrické.

V předchozí části byl určen procentuální přírůstek dopravního zatížení. Tento procentuální přírůstek má však vliv pouze na návrh a posouzení nosné konstrukce. Bylo by chybné použít zvětšené zatížení i při posudku spodní stavby a založení.

Proto bylo zvoleno následující využití součinitele roznosu. Jak bylo spočteno výše, zatížení dopravou bude zvětšeno o 26.00 %. Zvětšení bylo provedeno pouze



Obr. 70. Rozložení ohybových momentů M_y [kNm]

Nosník	M_y Pole [kNm]	Roznos [%]	M_y Podpora [kNm]	Roznos [%]
Pravý	950.4	37.34	-2398.4	36.37
Levý	1594.9	62.66	-4195.8	63.63
Suma	2545.4		-6594.2	
Kontrolní	2543.5		-6562.4	

Tabulka 9. Tabulka ohybových momentů od dopravního zatížení (LM 1)

pro posudky nosné konstrukce. V programu midas byly spočteny kombinace zatížení s nezvětšenými účinky zatížení. Zároveň byl spočten zatěžovací stav dopravou, nezvětšený. Ze zatěžovacího stavu dopravou byl spočten přírůstek ve výši roznosu. Do kombinací vstupujících do posouzení nosné konstrukce byl vložen tento přírůstek a nosná konstrukce byla posouzena včetně tohoto přírůstku.

5.4.2 Zatížení spodní stavby mostní konstrukce

Jeden z vlivů, který měla změna výšky dřívku, bylo posunutí konstrukce spodní stavby vůči geologickému profilu. Tato změna výšky dřívku zapříčinila posun, popřípadě změnu pružin modelujících zemní prostředí.

Přepočet všech parametrů zemního prostředí je zobrazen v příloze F této diplomové práce.

Další změna se týkala přepočtení účinků zemních tlaků na konstrukci.

Zemní tlaky byly na konstrukci zadávány pomocí zatížení „Line Beam Loads“, kde lze definovat linii na kterou zatížení působí.

Zemní tlak na opěru²

Zemní tlak byl v předběžném numerickém modelu modelován jako klasický zemní tlak aktivní/klidový/pasivní. Ve finálním modelu s upravenou výškou opěr, byl zemní tlak spočten a modelován dle přílohy P1.2.2.3 dle TP 261. Jedná se o přístup používaný zejména ve Velké Británii.

Jedná se o dodatek ke směrnici pro návrh silnic a mostů. Dodatek byl vydán v roce 2003. Přístup je rozdělen do tří částí:

1. Integrované a semi-integrované mosty s nízkými opěrami (výška do 3.00 m)
2. Integrované mosty s plnou výškou opěr
3. Integrované mosty, u kterých se velká část opěr nachází pod zemí

Byl vybrán přístup 2 – „integrované mosty s plnou výškou opěr“. Pro výpočet zemního tlaku, dle přístupu 2, bylo nutno spočítat součinitel modifikovaného zemního tlaku K^* . Následně bylo nutné dopočítat celý modifikovaný zemní tlak.

Přístup 3 je z hlediska výpočtu zemního tlaku totožný jako pro přístup 2. Jediný rozdíl je v délce zatížení. Pro přístup 2 se načítá modifikovaný zemní tlak do výšky $\frac{h}{2}$ opěry a pak zůstává konstantní, dokud hodnota zemního tlaku v klidu nepřesáhne tuto konstantní mez. Když zemní tlak v klidu přesáhne konstantní hodnotu modifikovaného zemního tlaku začíná zde působit zemní tlak v klidu. U přístupu 3 modifikovaný zemní tlak však narůstá až do hloubky $\frac{2}{3}$ výšky opěry. Dále je postup stejný jako u přístupu 2.

5.5 Časová analýza nosné konstrukce

Ve výpočetním modelu byla provedena časová analýza. V rámci rozvhrnutí časové analýzy byl vytvořen zjednodušený harmonogram stavebních prací. Harmonogram je uveden na **obrázku 71**. V harmonogramu bylo pracováno pouze se stavebními pracemi. Do harmonogramu nebyly zahrnuty činnosti jako je kácení dřevin, příprava staveniště, výkopy a podobné.

HARMONOGRAM

SO, činnost (délka trvání)	Rok	2023																														
	Měsíc	Leden				Únor				Březen				Duben				Květen				Červen				Červenec						
	Týden	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
SO 201																																
Zhotovení založení	(2)								X	X																						
Zhotovení Opěry 1	(3)									X	X	X																				
Zhotovení Opěry 2	(3)									X	X	X																				
Zhotovení nosné konstrukce	(4)												X	X	X	X																
Zhotovení přechodových desek	(1)																	X														
Izolace nosné konstrukce	(1)																	X														
Zhotovení říms	(2)																	X	X													
Pokládka nového živičného krytu	(1)																		X													
Osazení svodidel	(1)																			X												
Odláždění za opěrou	(1)																			X												
Dokončovací práce	(2)																			X	X											

Obr. 71. Harmonogram stavebních prací

² Pro tuto část bylo čerpáno z TP 261.

Na obrázku 71. je přiložen Harmonogram stavebních prací. Pro akce v programu je midas však potřeba několik akcí doplnit. Výčet stavebních úkonů a postop výstavby je popsán v tabulce 71.

Postup výstavby

Popis	Trvání [dny]
Provedení pilotového založení	14
Provedení základů a dříků opěr	21
Provedení skruže a nosné konstrukce	28
Aktivace předpětí	1
Deaktivace skruže	6
Provedení přechodových oblastí a desek	14
Zhotovení izolace a říms	14
Provedení vozovkového souvrství	7
Montáž mostního vybavení	7
Dokončovací práce a uvedení do provozu	8
Provoz mostní konstrukce a konce životnosti	36 380
Celkem	36 500

Tabulka 10. Rozvržení pracovních činností pro vytvoření časové analýzy v programu midas

Výše přiložený postup výstavby byl modelován jako časová analýza v programu midas Civil.

5.6 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly vytvořeny dle ČSN EN 1990. Byly vytvořeny kombinace zatížení pro MSÚ a MSP.

Kombinace pro MSÚ³.

- 6.10

–

$$\sum \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (5)$$

- 6.10a

–

$$\sum \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6)$$

- 6.10b

–

³ Kombinace převzaty z normy ČSN EN 1990.

$$\sum \xi \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (7)$$

Kombinace pro MSP⁴.

- Charakteristická kombinace

–

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (8)$$

- Častá kombinace

–

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (9)$$

- Kvazistálá kombinace

–

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (10)$$

Výsledky jsou uvedeny v kapitole 5.7.

5.7 Výsledky z modelu

V modelu byly vytvořeny kombinace zatížení viz kap. 5.6. Výsledky extrémních kombinací pro MSP uvedených dříve jsou uvedeny na obrázku 72.

5.7.1 Posouzení nosné konstrukce

V následujícím kroku byla posouzena nosná konstrukce. Výpočet byl proveden ručně. Ve výpočetním modelu byly spočteny ztráty předpětí.

Do ručního posouzení vstupovala geometrie průřezu a materiálové charakteristiky konstrukce. Dalším vstupem byly vnitřní síly a napětí v předpínací výztuži. Napětí v předpínací výztuži bylo odečteno pro ekvivalentní kabel. Napětí v předpínací výztuži bylo posouzeno s dovoleným napětím.

Pomocí geometrických parametrů konstrukce a zatížení nosné konstrukce bylo spočteno normálové napětí v průřezu v poli a nad podporou. Zároveň bylo spočteno napětí od předpětí nosné konstrukce a byl zde odhadnut sekundární účinek předpětí.

Napětí od předpětí nosné konstrukce bylo spočteno ve 3 stavech nosné konstrukce. Při vnesení předpětí, při uvedení konstrukce do provozu a na konci životnosti konstrukce. Spočtená napětí byla porovnána s tlakovou pevností betonu a ověřena dekomprese nosné konstrukce.

Kompletní posouzení nosné konstrukce je uvedeno v příloze H této diplomové práce.

⁴ Kombinace převzaty z normy ČSN EN 1990.

Vnitřní síly z numerického modelu

Kombinace MSP

Kvazi stálá kombinace (Qp)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36849.0	0.0	70.0	0.0	24955.5	0.0	QP_2_2	25
-37040.3	0.0	11536.6	0.0	-110332.0	0.0	QP_2_2	50
-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0	QP_2_2	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-53559.1	0.0	11302.9	0.0	-112786.7	0.0	QP_1_1	50
-37040.4	0.0	-11335.2	0.0	-106074.2	0.0	QP_2_2	1
-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0	QP_2_1	50

Častá kombinace (Fr)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37040.3	0.0	14804.8	0.0	-110325.8	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36849.0	0.0	1011.5	0.0	37510.5	0.0	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41187.4	0.0	-14602.5	0.0	-132401.5	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47277.1	0.0	11467.8	0.0	-140708.9	0.0	Fr_6_1(all)	50

Charakteristická kombinace (Ch)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37034.5	0.0	14804.7	0.0	-110275.2	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36843.2	5.8	1032.2	3353.6	38043.7	194.8	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41181.6	0.0	-14602.8	0.0	-132361.3	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47271.3	0.0	11467.7	0.0	-140658.4	0.0	Fr_6_1(all)	50

Hodnoty označené modrou barvou jsou hodnoty vyhledávané hodnoty. Ostatní hodnoty v řádku jsou odpovídající hodnoty vyhledávané hodnotě.

Obr. 72. Výsledky kombinací pro MSP

5.8 Iterace výpočetního modelu, optimalizace vedení předpínací výztuže

V předchozí kapitole bylo provedeno ruční posouzení nosné konstrukce viz. kap. 5.7.1. V rámci příznivých výsledků s ekvivalentním kabelem předpětí bylo přistoupeno k modelaci jednotlivých předpínacích kabelů. Modelace zahrnovala přesné vedení jednotlivých předpínacích kabelů. Kabely byly navrženy tak, aby respektovaly tvar nosné konstrukce, dovolenou geometrii předpínacích kabelů a co nejvíce odpovídaly předběžnému návrhu předpětí.

V programu BricsCad byla vytvořena skica předpínací výztuže. Byly zde použity bloky kotev předpětí od firmy VSL. Byly vytvořeny 3 schémata: půdorys předpínacích kabelů, podlný řez a příčný řez v místě kotvení předpínacích lan.

1. iterace

V první iteraci byly kabely navrženy co nejvíce shodně s předběžným návrhem. Navrhovaný polygon předpínací výztuže v podstatě opisoval průběh ohybových momentů na oboustranně vetknutém nosníku při zatížení osamělou silou uprostřed rozpětí. Do tohoto polygonu bylo vloženo předpětí se zaoblením v polovině rozpětí nosné konstrukce. Byl proveden i půdorysný návrh předpětí. Bylo nutné vmístit všechny kabely předpětí do konstrukce s dostatečnou rezervou (krytím) betonu kolem kabelů.

S tímto předpětím byl spuštěn výpočet.

Výsledky však neodpovídaly ručnímu posouzení. Důvodem rozporu byla nutnost respektování konstrukčních podmínek umístění do konstrukce, umístění kotev předpětí a dalších vlivů. Proto bylo přistoupeno k další úpravě předpětí.

2. iterace

V této iteraci nebylo měněno půdorysné vedení předpínacích kabelů. Bylo měněno výškové vedení předpínacích kabelů. Pro zajištění většího ramene v průřezu nad opěrou bylo přistoupeno k vedení předpínacích kabelů ve stylu vedení průběžných kabelů na spojitěm nosníku. V nálitku na rubu opěr byly kotvy natočeny tak, aby směřovaly k hornímu líci nosné konstrukce. U horního líce nosné konstrukce bylo provedeno zaoblení a předpínací kabely byly vedeny pod neutrální osu průřezu v poli.

S upravenou dráhou předpětí byl spuštěn výpočet a provedeno ověření napětí. Bylo provedeno i roční posouzení s novými napětími předpínací výztuže a s novými excentricitami předpínací výztuže. Ruční ověření v 2. iteraci je uvedeno v přílohách diplomové práce v I

V tuto chvíli byly výsledky příznivější, avšak nebyla zajištěna dekomprese ve všech částech nosné konstrukce.

3. iterace

V této iteraci byly přidány 2 předpínací kabely. Jejich půdorysné vedení bylo upraveno tak, aby se kabely vešly do konstrukce. Tyto 2 nově přidané kabely byly kotveny

v místech přechodu konzol nosné konstrukce do hlavního trámu. Proto bylo nutné jejich půdorysné vedení provést tak, aby v rámci rubového nálitku na opěře a v šířce opěry přešly do takové půdorysné polohy, aby bylo zajištěno dostatečné krytí.

Po provedení všech úprav byly výsledky nejlepší ze všech předešlých iterací, dekomprese však nebyla zajištěna všude.

4. iterace

Po výsledcích z předešlé iterace bylo upraveno výškové vedení v poli nosné konstrukce. Byla snížena excentricita předpínacích kabelů v poli nosné konstrukce.

Byl zvětšen počet lan v předpínacích kabelech a to na 37 lan.

Nicméně nebylo to dostatečné.

5. iterace.

V tuto chvíli nebylo možné přidat více předpínacích kabelů ve výhodných pozicích. Další kabely by byly přidány pod neutrální osu průřezu, nad opěrou a to by více namáhalo rámový roh nosné konstrukce.

Bylo pracováno i s myšlenkou přidat centrické předpětí. Centrické předpětí v této konstrukci má hned několik nevýhod. Hlavní nevýhodou je proměnná výška nosné konstrukce a s tím spojená proměnná poloha těžištové osy. V konečném důsledku by kabel vedený v těžišti průřezu tvořil konkávní křivku. Předpětí v tomto tvaru je velice nevhodné pro tuto konstrukci, působilo by jako přetížení.

Další nevýhodou je proměnná plocha průřezu nosné konstrukce. Centrické předpětí by mělo největší účinnost v průřezu s nejmenší plochou. Průřez s nejmenší plochou je však uprostřed rozpětí, kde problém s vydimenzováním není. V průřezu nad opěrou by mělo mnohem menší účinnost a bylo by tedy nutné použít více předpínacích kabelů.

Z dříve uvedených důvodů bylo upuštěno od použití centrického předpětí. Bylo tedy přistoupeno k úpravě průřezu nosné konstrukce. Po několika pokusech bylo přistoupeno k následující změně.

Průřez v poli byl ponechán nezměněn. Průřez nad opěrou byl zvýšen a rozšířen ve spodní části. V důsledku toho byla posunuta neutrální osa tohoto průřezu směrem dolů, tím bylo zvětšeno rameno předpínací výztuže a tím i jeho účinky.

Po provedení těchto úprav bylo dosaženo dekomprese nosné konstrukce.

Výsledná napětí po 5. iteraci byla vypočtena pomocí programu midas Civil. Hodnoty napětí jsou uvedeny v příloze K této diplomové práce.

6. iterace

V 5. iteraci bylo dosaženo dekomprese nosné konstrukce. Po splnění dekomprese nosné konstrukce bylo přistoupeno k posuzování spodní stavby.

V prvním kroku posudků spodní stavby bylo přistoupeno k ověření založení mostní konstrukce. Posouzení založení mostní konstrukce bylo posuzováno v programu GEO 5.

Založení bylo v 5. iteraci navrhováno jako 5 velkopřůměrových pilot na každé opěře. Piloty byly navrženy s průměrem 1.20 m a délkou 12.00 m.

Z hlediska únosnosti piloty vyhověly, problém byl v dalších částech posudků. Sedání pilot bylo obrovské. Rovněž vyztužení pilot bylo téměř neproveditelné. Piloty vyhovovaly přibližně s 45 pruty o průměru 32 mm, ale k tomu bylo nutno doplnit 45 příložných prutů o průměru 20 mm. Toto vyztužení není realistické.

V této iteraci (v iteraci 6) byl změněn počet pilot z 5 na 8 kusů. Geometrie ani materiál pilot nebyly měněny, byl pouze zvětšen počet pilot.

Toto mělo vliv na tuhost spodní stavby. Tím pádem bylo změněno rozdělení ohybových momentů po konstrukci integrovaného mostu. Změny ohybových momentů jsou znázorněny v příloze L této diplomové práce.

V závislosti na těchto změnách byl proveden nový návrh předpětí. Předpětí bylo navrženo ze 37-lanových kabelů. Bylo navrženo 8 kabelů předpětí, zároveň byl změněn odhad sekundárního účinku předpětí. Celý ruční návrh a posudek 6-té iterace je uveden v příloze M této diplomové práce.

Dle ručního návrhu a posudku bylo namodelováno předpětí v numerickém modelu v programu midas Civil. V numerickém modelu byl změněn počet předpínacích kabelů z 8 na 10 kabelů. Bylo provedeno **posouzení MSP** pomocí napětí exportovaných z programu midas Civil.

Exportované napětí na nosné konstrukci je uvedeno na obrázku 73.

Bylo dosaženo dekomprese a splněny všechny nutné limity napětí. Posudky napětí jsou uvedeny v příloze N této diplomové práce.

Posouzení MSÚ bylo provedeno pomocí programu IDEA StatiCa.

Do Idei byla importována celá nosná konstrukce. Ve výpočetním programu bylo vyztuženo pár příčných řezů. Schéma výztuže je uvedeno v příloze Q této diplomové práce.

Výsledek daného posudku je uveden na obrázku 74.

5.8.1 Založení

Po splnění podmínek napětí na nosné konstrukci bylo provedeno nové posouzení založení mostní konstrukce v programu GEO – 5. Únosnost pilot byla stejně jako předtím splněna. Zároveň díky většímu počtu pilot bylo zmenšeno sedání mostní konstrukce. Zvětšení počtu pilot vedlo k přerozdělení zatížení do pilot. V 5-té iteraci nebylo možno piloty vyztužit. V novém návrhu byla pilota vyztužena 20 vložkami profilu 32 mm. Smyková výztuž piloty byla navržena z profilu 16 ve vzdálenosti 300 mm. Posouzení založení je uvedeno v příloze P této diplomové práce.

5.8.2 Spodní stavba

Jelikož byly splněny výše popsané posudky bylo přistoupeno k posouzení spodní stavby. Stěnová opěra byla posouzena pomocí interakčního diagramu na interakci tlaku a ohybu. Byla navržena ohybová výztuž. Zároveň byla posouzena smyková únosnost stěnové opěry a byla navržena smyková výztuž opěry.

Napětí

Vláčna	Max/Min	QP_1_1	QP_1_2	QP_2_1	QP_2_2
Horní	Max	-2.31	-2.52	-0.455	-0.262
	Min	-9.67	-11.5	-11.5	-11.1
Dolní	Max	-3.17	-2.74	-2.59	-2.16
	Min	-11.8	-11.5	-11.5	-11.1

Beton

Beton	f_{ck} [Mpa]	γ_b [-]	f_{ck} [Mpa]
C 45/55	45.00	1.50	30.00

Posudky

	$\sigma_c \leq 0 \text{ MPa}$	σ_{pos} [MPa]
Pos 1		0.00
Pos 2	$ \sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$	27.00
Pos 3	$ \sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$	20.25


Napětí v průřezech

Průřez	Vláčna	Kombinace	σ [MPa]	Pos 1	Pos 2	Pos 3
1	Horní	QP_1_1	-2.710	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_1_1	-11.200	OK	OK	OK
25	Horní	QP_1_1	-6.920	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_1_1	-10.100	OK	OK	OK
50	Horní	QP_1_1	-2.310	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_1_1	-11.800	OK	OK	OK
1	Horní	QP_1_2	-2.520	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_1_2	-11.000	OK	OK	OK
25	Horní	QP_1_2	-7.230	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_1_2	-8.990	OK	OK	OK
50	Horní	QP_1_2	-2.220	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_1_2	-11.500	OK	OK	OK
1	Horní	QP_2_1	-0.455	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_2_1	-10.900	OK	OK	OK
25	Horní	QP_2_1	-5.340	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_2_1	-8.190	OK	OK	OK
50	Horní	QP_2_1	-0.084	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_2_1	-11.500	OK	OK	OK
1	Horní	QP_2_2	-0.262	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_2_2	-10.700	OK	OK	OK
25	Horní	QP_2_2	-5.650	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_2_2	-7.080	OK	OK	OK
50	Horní	QP_2_2	-0.006	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_2_2	-11.100	OK	OK	OK


Obr. 73. Finální ověření napětí pomocí midas Civil

Kompletní ruční výpočet je uveden v příloze O této diplomové práce.

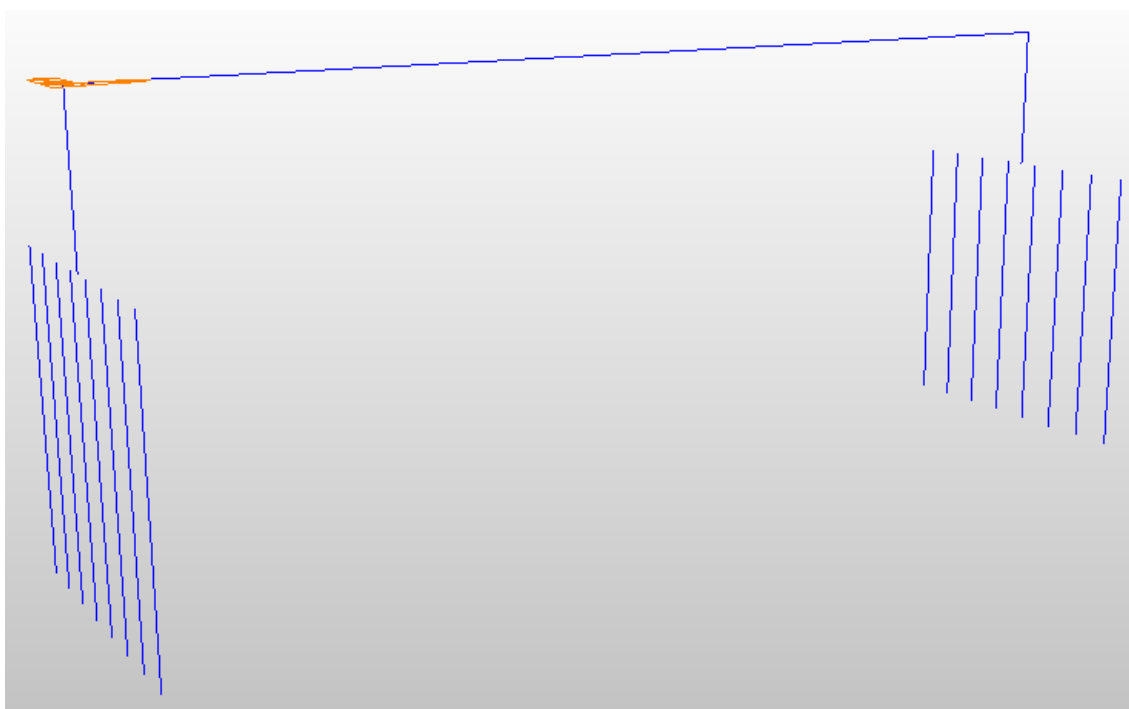
Finální podoba numerického modelu po všech iteracích a úpravách je uvedena na obrázcích 75. , 76. a 77.

Status souhrnného posudku dimenzačního dílce: 

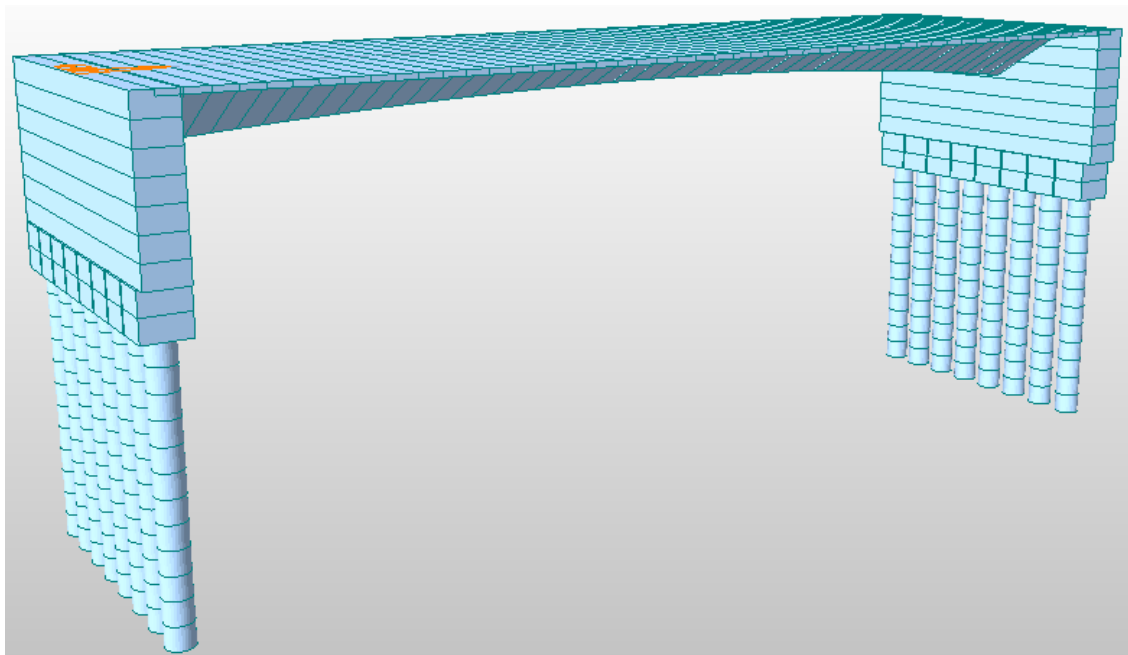
Posudky řezů

Posudek	Hodnota [%]	Status
Únosnost N-M-M	95,3	
Smyk	86,5	
Kroucení	0,0	

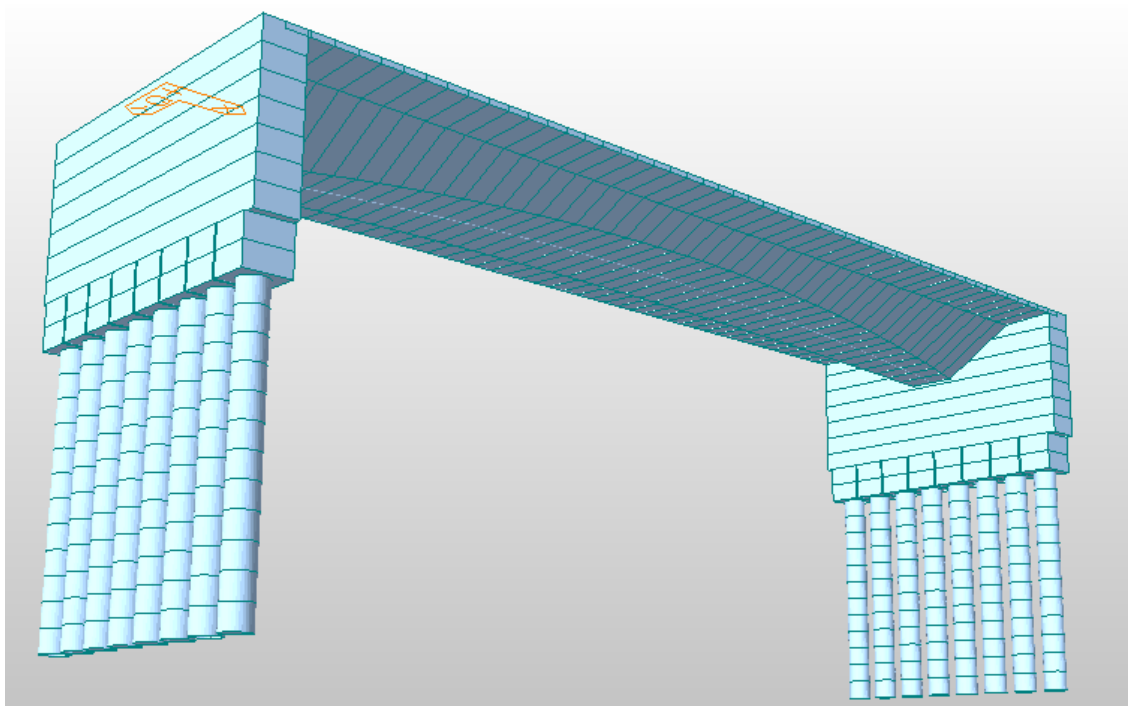
Obr. 74. Posudek nosné konstrukce v MSÚ v IDEA StatiCa



Obr. 75. Finální numerický model midas



Obr. 76. Finální numerický model midas – solid – 1



Obr. 77. Finální numerický model midas – solid – 2

6 Závěr

V rámci této diplomové práce byl zpracován návrh nadjezdu nad dálnicí. Návrh byl zpracován s požadavkem na snížení nároků na údržbu. Jako nejlepší snížení nároků se jevílo odstranění mostních ložisek a mostních závěrů a tím navrhnout nadjezd jako integrovaný.

Pro tuto diplomovou práci bylo zejména čerpáno z TP 261.

Na začátku byl navržen tvar a dimenze konstrukce. Konstrukce byla nakreslena v programu BricsCad.

Byly provedeny předběžné výpočty a předběžné ověření konstrukce. Na základě prvotních návrhů byla ověřena funkčnost výpočetních modelů. Funkčnost byla ověřena porovnáním dále používaného numerického modelu a dalších dvou způsobů výpočtů. Další dva způsoby výpočtu byly ruční výpočet pomocí ZDM a numerický model v jiném programu. Bylo spočteno předpětí na konstrukci, která simulovala nosník vetknutí – vetknutí.

V dalším kroku byla do numerického programu přidána spodní stavba. Spodní stavba byla v prvním kroku namodelována dle návrhu provedeného ve výkresech. Bylo provedeno několik iterací pro volbu správného způsobu modelování spodní stavby. Když byl určen způsob modelace spodní stavby, bylo přistoupeno k optimalizaci návrhu spodní stavby.

V rámci optimalizace spodní stavby byla provedena parametrická studie. Parametrická studie byla rozdělena na dvě fáze. V první fázi byl zkoumán vliv tloušťky opěr na tuhost spodní stavby, v druhé fázi byl zkoumán vliv výšky opěr na tuhost spodní stavby. Během parametrické studie byly pro tento případ určeny „hraniční“ průřezy, které oddělovaly tuhou a poddajnou mostní opěru. Během druhé fáze se ukázalo, že čím nižší opěra a tím i ohybově tužší prvek, nemusí znamenat tužší systém spodní stavby. Na tuhost celého systému spodní stavby má obrovský vliv založení a geologie. Založení a geologie nebyly v rámci parametrické studie měněny, tudíž jejich vliv byl na všechny případy neměnný. V rámci optimalizace spodní stavby byla určena tloušťka a výška mostních opěr.

Následně bylo přistoupeno k finálním návrhům předpínací výztuže a k posudkům. Během návrhu předpínací výztuže a posudku nosné konstrukce bylo provedeno několik iterací. Během těchto iterací bylo změněno množství předpětí i jeho dráha oproti předběžnému návrhu. V rámci posudků byl upraven i tvar nosné konstrukce v místě vetknutí nosné konstrukce do spodní stavby.

Po posouzení nosné konstrukce bylo přistoupeno k posudkům spodní stavby včetně založení. Zároveň byla posouzena samostaná mostní křídla. Opěry byly posouzeny pomocí interakčního diagramu. Založení bylo posouzeno pomocí programu GEO – 5. Samostaná křídla byla kompletně posouzena v programu GEO – 5.

Po provedení všech posudků byla provedena aktualizace a dokončení výkresových příloh.

Při vytváření výkresových příloh, zejména výkresů vyztužení nosné konstrukce, bylo zjištěno, že tvar nosné konstrukce by bylo nesnadné fyzicky i výkresově vyztvouvat. To samé platí i o bednění a provedení nosné konstrukce.

Bylo by tedy vhodné provést tvar nosné konstrukce jednodušší. Reálné by bylo zachovat pouze jeden proměnný parametr konstrukce. V tomto případě by se nabízelo zachovat proměnnou výšku nosné konstrukce a šířku podhledu navrhnout jako konstantní. Při této úpravě by bylo možné změnit geometrii nosné konstrukce. Změnu výšky nosné konstrukce by bylo možné provést v místě vetknutí do podpor. Tato změna by byla možná z důvodu zvětšení plochy příčného řezu díky širšímu podhledu nosné konstrukce a tím pádem by byl větší moment setrvačnosti průřezu a jak již bylo zmíněno tak i plocha. Tato úprava by měla za následek na pohled subtilnější konstrukci.

Bez ohledu na né možná optimální tvar navržené nosné konstrukce, lze však na základě provedených výpočtů konstatovat, že lze bezpečně navrhnout, pro dané zadání, plně integrovanou konstrukci. Lze předpokládat, že eliminace ložisek a závěrů může snížit budoucí náklady na údržbu mostu.

Přílohy

A Předběžný odhad posunů konce mostu

Předběžný odhad posunů konce mostů

Jedná se o integrovaný most. Konstrukce je symetrická podle svislé osy. Bylo předpokládáno, že **pevný bod** (ve smyslu TP 261) leží uprostřed nosné konstrukce. Tudíž **dilatující délka** (ve smyslu TP 261) je rovna 1/2 rozpětí mostní konstrukce.

Na základě dříve zmíněných předpokladů byly spočteny předpokládané posuny konce mostu. Výpočet je uveden níže:

l [m]	l/2 [m]	α [1/°C]	$\Delta T_{N,cool}$ [°C]	$\Delta T_{N,exp}$ [°C]	ΔT_0 [°C]
50	25	0.00001	-34	29.5	10

Součinitel teplotní délkové roztažnosti (α) byl odečten z normy 1991-1-5, přílha C, tabulka C1

ΔT_0 v tomto případě není teplotní nejistota v době osazení mostních závěrů, ve smyslu TP 86. Pro tento případ byla použita jako teplotní nejistota výpočtu a zvětšení hodnot předběžného výpočtu.

$\Delta T+$ [°C]	$\Delta T-$ [°C]
39.5	-44

Za použití následujícího jednoduchého vzorce na teplotní délkovou roztažnost dostaneme odhad posunů konce mostu:

$$\Delta l_i = l_0 \times \alpha \times \Delta T_i$$

Δl_+ [mm]	Δl_- [mm]
9.875	-11

Výše uvedené výsledky jsou spočteny pro charakteristické hodnoty teplotních účinků na integrovanou konstrukci. Dle TP 261, kapitoly 3.5, se posuny konce mostu vyšetřují v horším ze dvou dále zmíněných stavů.

Případ "a) celková velikost monotónního (jednosměrného) vodorovného posunu konce mostu od okamžiku provedení (dokončení) vozovky v **občasně kombinaci zatížení** " a případ "b) celková velikost (rozkmít) cyklických pohybů v **časté kombinaci zatížení** ".

Bylo tedy uvažováno, že rozhodující **nedopravní** zatížení jsou **účinky teplotního zatížení**. Vzorce kombinací zatížení byly tedy následující: Kombinace zatížení převzaty z normy **ČSN EN 1990**.

a)

$$\Delta_h = \Delta_{h,G} + \Delta_{h,p} + \Delta_{h,C+S} + \psi_{1,inf,g,T} \times \Delta_{h,Q,T} + \Sigma(\psi_{2,i} \times \Delta_{h,Q,i})$$

b)

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

V případě předběžného výpočtu posunu konce mostu bylo zanedbáno ostatní zatížení. Byly použity pouze kombinační hodnoty zatížení teplotou.

a)

$\psi_{1.infg,T}$	$\Delta_{h,Q,T,+}$	$\Delta_{h,Q,T,-}$	$\Delta l_i = l_0 \times \alpha \times \Delta T_i$	$\Delta l_+ [mm]$	$\Delta l_- [mm]$
0.8	39.5	-44		7.9	-8.8

b)

$\psi_{1.infg,T}$	$\Delta_{h,Q,T,+}$	$\Delta_{h,Q,T,-}$	$\Delta l_i = l_0 \times \alpha \times \Delta T_i$	$\Delta l_+ [mm]$	$\Delta l_- [mm]$
0.5	39.5	-44		4.9375	-5.5

Bez součinitelů

$\Delta l_+ [mm]$	$\Delta l_- [mm]$
9.875	-11

Tabulka výsledků posunů konce mostu				
Kombinace	Posuny konce mostu		Nejhorší kombinace	
	+ [mm]	- [mm]	+ [mm]	- [mm]
a) <i>Občasná k. z.</i>	7.9	8.8	a)	a)
b) <i>častá k. z.</i>	4.9375	5.5		
<i>charakteristické h.</i>	9.875	11	-	-

Nejnepříznivější výsledky dává výpočet bez součinitelů

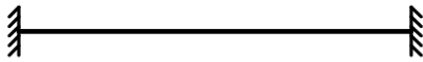
B Porovnávací výpočty funkce modelu

Předběžný návrh předpětí

Jedná se o dodatečně předpjatý, monolitický, silniční most s deskovou nosnou konstrukcí proměnné výšky. Pro tento návrh bylo uvažováno plné vyrovnání účinků stálého zatížení.

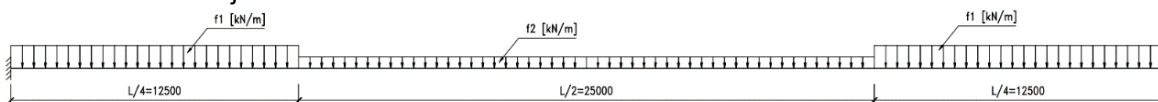
Jelikož má NK proměnnou výšku po své délce byla modelována ze 2 příčných řezů. Jedná se o řezy s max a min výškou.

Statické schéma nosné konstrukce



Nosná konstrukce je ve statickém schématu oboustranně vetknutého nosníku o délce L .

Následující obrázek ilustruje schéma zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce. Obrázek je z důvodu své velikosti zmenšen.



Pro výpočet momentů od vlastní tíhy nosné konstrukce byly použity 3 postupy.

Podle níže uvedených parametrů byly vytvořeny 2 numerické modely v programech *midas Civil* a *SCIA Engineer 20*. Dále byl proveden ruční výpočet pomocí *zjednodušené deformační metody (dále jen ZDM)*.

Parametry vstupu

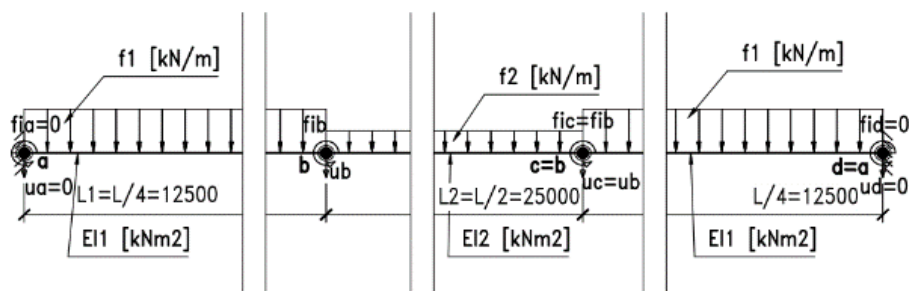
l [m]	E [GPa]	$I_{y,OP}$ [m ⁴]	$I_{y,POL}$ [m ⁴]	A_{OP} [m ²]	A_{POL} [m ²]	γ_G [kN/m ³]
50	32.836	7.99219	2.43164	18.6801	14.3697	26

Výpočet dle ZDM

V rámci těchto výpočtů byla nosná konstrukce uvažována jako nosník vetknutí vetknutí.

Jelikož byla konstrukce modelována ze 2 příčných řezů má tedy po své délce i proměnnou tuhost. U opěr je NK masivnější (tužší) a v poli je NK je subtilnější (poddajnější). Z těchto rozdělení tuhostí je zřejmé, že NK nelze modelovat jako jeden nosník V-V, ale musíme ji modelovat jako 3 nosníky o různých tuhostech.

Statické schéma pro výpočet ZDM je tedy následující:



Jelikož se jedná o symetrický nosník jak z pohledu geometrických, materiálových vlastností tak i z pohledu zatížení, je možné provést

zjednodušení ze **4 neznámých na 2 neznámé**.

Byla tedy řešena soustava rovnic o 2 neznámých. Neznámé byly svislý posun ve styčnicku **b** a **c**, které jsou z pohledu symetrie stejné. Totéž platí pro natočení styčnicku ve stejných bodech.

Předpoklad je tedy následující: $\varphi_c = -\varphi_b; w_b = w_c$

Přepoččet svtupních parametrů

f1 [kN/m]	f2 [kN/m]	l/2 [m]	l ₁ [m]	l ₂ [m]	l [m]
485.683	373.612	25	12.5	25	50

Konstrukce byla spočtena dle následujících rovnic:

	$M_{ab} = \bar{M}_{ab} + k \left(2\varphi_a + \varphi_b + 3 \frac{w_b - w_a}{L} \right)$ $M_{ba} = \bar{M}_{ba} + k \left(\varphi_a + 2\varphi_b + 3 \frac{w_b - w_a}{L} \right)$ $Z_{ab} = \bar{Z}_{ab} - \frac{k}{L} \left(3\varphi_a + 3\varphi_b + 6 \frac{w_b - w_a}{L} \right)$ $Z_{ba} = \bar{Z}_{ba} + \frac{k}{L} \left(3\varphi_a + 3\varphi_b + 6 \frac{w_b - w_a}{L} \right)$
	$k = \frac{2EI}{L}$

Kde vnitřní síly "s pruhem" se spočtou jako:

	$\frac{fL^2}{12}$	$-\frac{fL^2}{12}$
	$-\frac{fL}{2}$	$-\frac{fL}{2}$

Výše uvedené obrázky jsou převzaty viz citace č. 3

Výpočet tuhostí

E [MPa]	E [KPa]	l ₁ [m ⁴]	l ₂ [m ⁴]	EI ₁ [kNm ²]	EI ₂ [kNm ²]
31500	31500000	7.9864	2.4393	5.03E+08	1.54E+08

k ₁	k ₂
40251456	6147036

Dle výše uvedených tabulek pro výpočet **ZDM** byly spočteny vnitřní síly od zatížení (dále jen **Vnitřní síly "s pruhem"**) jejich vyčíslení je následující:

Vnitřní síly "s pruhem":

M _{ab}	M _{ba}	M _{bc}	M _{cb}	M _{cd}	M _{dc}
6324.0	-6324.0	19459.0	-19459.0	6324.0	-6324.0
Z _{ab}	Z _{ba}	Z _{bc}	Z _{cb}	Z _{cd}	Z _{dc}
-3035.5	-3035.5	-4670.2	-4670.2	-3035.5	-3035.5

Díky spočtení vnitřních sil "s pruhem" bylo možné sestavit rovnice dle tabulek uvedených výše. Sestavení rovnic je následující:

$$M_{ba} = M_{ba}^- + k_1 \times (\varphi_a + 2 \times \varphi_b + 3 \times \frac{w_b - w_a}{l_1}) = M_{ba}^- + 2 \times k_1 \times \varphi_b + 3 \times w_b \times \frac{k_1}{l_1}$$

$$M_{bc} = M_{bc}^- + k_2 \times (2 \times \varphi_b + \varphi_c + 3 \times \frac{w_c - w_b}{l_2}) = M_{bc}^- + k_2 \times \varphi_b$$

$$Z_{ba} = Z_{ba}^- + \frac{k_1}{l_1} \times (3 \times \varphi_a + 3 \times \varphi_b + 6 \times \frac{w_b - w_a}{l_1}) = Z_{ba}^- + 3 \times \frac{k_1}{l_1} \varphi_b + 6 \times w_b \times \frac{k_1}{l_1^2}$$

$$Z_{bc} = Z_{bc}^- + \frac{k_2}{l_2} \times (3 \times \varphi_b + 3 \times \varphi_c + 6 \times \frac{w_c - w_b}{l_2}) = Z_{bc}^-$$

Po sestavení rovnic byl proveden výpočet **neznámých veličin**. Pro výpočet bylo nutné určit podmínky rovnováhy. Podmínky rovnováhy jsou následující:

$$M_{ba} + M_{bc} = 0; Z_{ba} + Z_{bc} = 0$$

Dále bylo provedeno dosazení do podmínek rovnováhy:

$$M_{ba} + M_{bc} = M_{ba}^- + 2 \times k_1 \times \varphi_b + w_b \times \frac{3 \times k_1}{l_1} + M_{bc}^- + k_2 \times \varphi_b$$

$$\varphi_b \times (2 \times k_1 + k_2) + w_b \times (\frac{3 \times k_1}{l_1}) = -(M_{ba}^- + M_{bc}^-)$$

$$Z_{ba} + Z_{bc} = Z_{ba}^- + 3 \times \frac{k_1}{l_1} \varphi_b + 6 \times w_b \times \frac{k_1}{l_1^2} + Z_{bc}^-$$

$$\varphi_b \times (\frac{3 \times k_1}{l_1}) + w_b \times \frac{6 \times k_1}{l_1^2} = -(Z_{ba}^- + Z_{bc}^-)$$

Tato koncová forma vyjádření byla zvolena kvůli možnosti použít maticový výpočet a to v následujícím tvaru:

$$A \times X = B \Rightarrow X = A^{-1} \times B$$

Kdy zapsání do matice je následující:

$$\left(\begin{array}{cc|c} M_{ba} + M_{bc} & & \text{prvá strana} \\ Z_{ba} + Z_{bc} & & \text{prvá strana} \end{array} \right)$$

$$\left(\begin{array}{cc|c} \varphi_b & w_b & \text{prvá strana} \\ \varphi_b & w_b & \text{prvá strana} \end{array} \right)$$

Dosažením bylo dosaženo:

$$\left(\begin{array}{cc|c} 2 \times k_1 + k_2 & \frac{3 \times k_1}{l_1} & -(M_{ba}^- + M_{bc}^-) \\ \frac{3 \times k_1}{l_1} & \frac{6 \times k_1}{l_1^2} & -(Z_{ba}^- + Z_{bc}^-) \end{array} \right)$$

Samotný výpočet je následující:

86649948	9660349	-13135	inv. matice =>
9660349	1545656	7705.669	

Výsledek

3.81E-08	-2.4E-07	-0.00233
-2.4E-07	2.13E-06	0.019567

φ_b w_b

-0.00233 0.019567

Pomocí výše uvedených rovnic byly dopočítány všechny dílčí koncové momenty na prutech a ověřena jejich rovnováha.

M_{ab} [kNm] M_{ba} [kNm] M_{bc} [kNm] M_{cb} [kNm] M_{cd} [kNm] M_{dc} [kNm]

101438.5 -5117.69 5117.689 -5117.689 5117.689 -101439

-3.72893E-11

0

OK

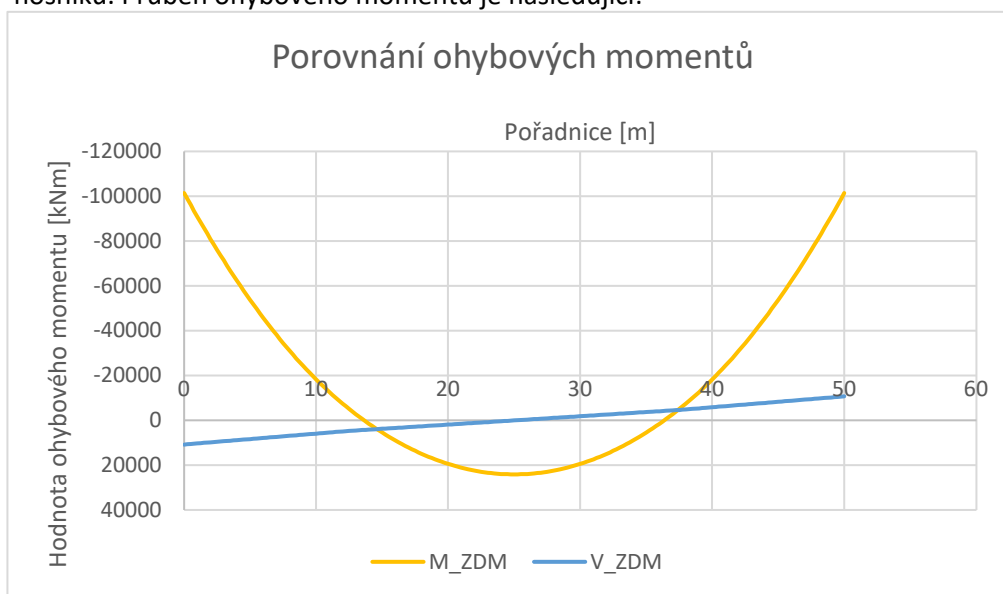
OK

Pro výpočet průběhu momentu na nosníku bylo zapotřebí stanovit svislé reakce. Byly stanoveny na základě symetrie jako 1/2 celkového zatížení.

R_a [kN] R_d [kN]

10741.19 10741.19

Následně byl pomocí všech již známých veličin spočten průběh momentů na nosníku. Průběh ohybového momentu je následující:



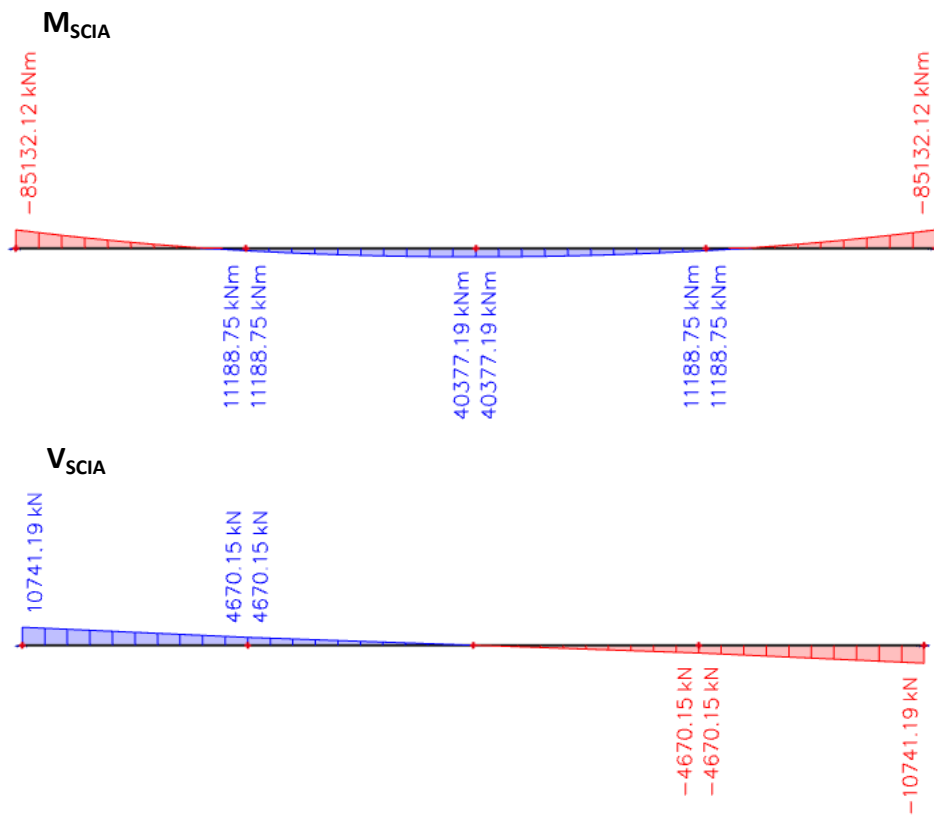
Výpočet pomocí softwaru SCIA Engineer 20

Jako ověření výpočtu pomocí **ZDM** byl další výpočet proveden v softwaru **SCIA Engineer 20** (dále jen **SCIA**).

Byl vytvořen výpočetní prutový model. Model se skládal ze 4 nosníků o délce 12.5 m. Délka jednotlivých modelovaných nosníků odpovídá délce jednotlivých spojitých zatížení. Celková délka nosíku je tedy **50 m**.

Nosník je na svých koncích podepřen *podporou v uzlu*, která má nastavené parametry jako **pevná podpora**, čili vetknutí.

Průřez nosíku byl modelován jako průřez odpovídající skutečnosti. Průřez byl inportován z dwg souboru. Vlastní tíha nosné konstrukce byla i tak zadána spojitým zatížením o hodnotách odpovídajících hodnotám **f1** a **f2 [kN/m]**, zmíněných výše v části **Parametry vstupu**. Tímto krokem jsme eliminovali odchylky mezi spočteným a generovaným zatížením.



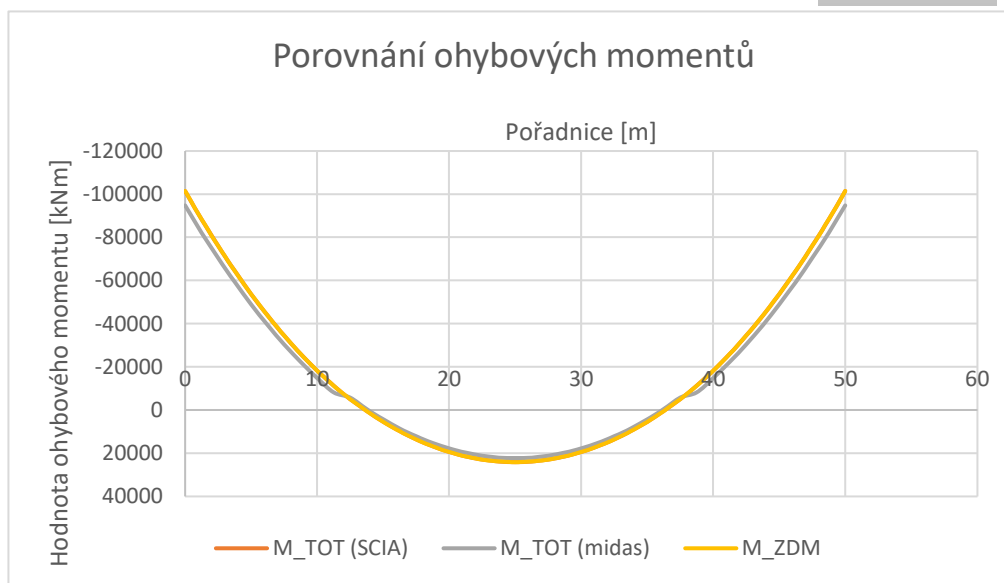
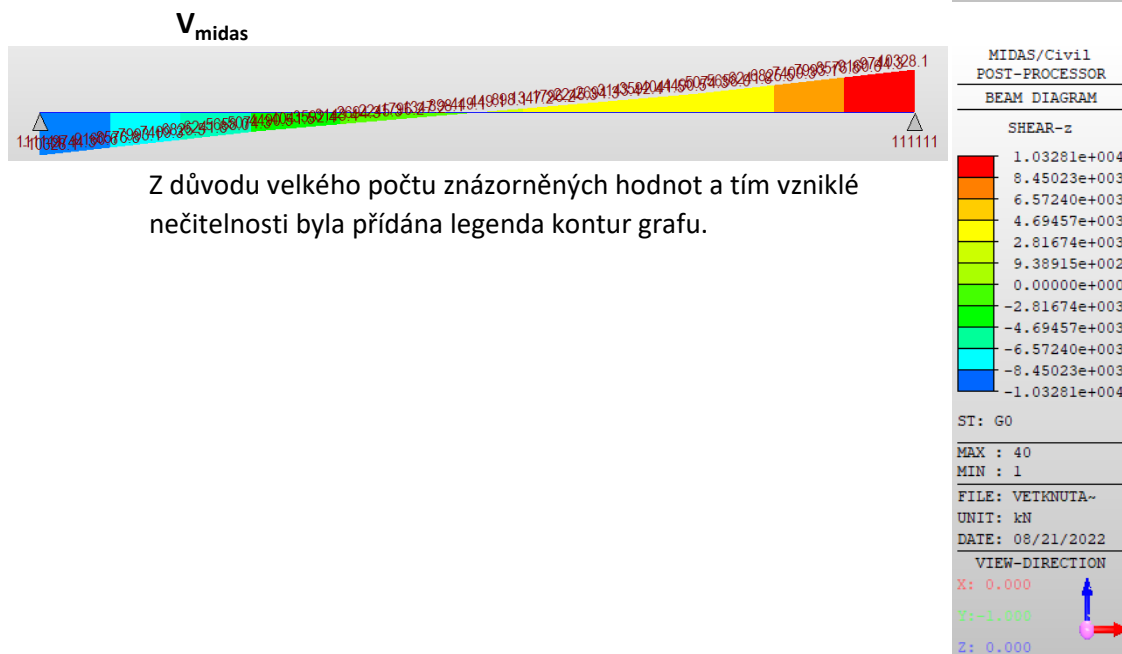
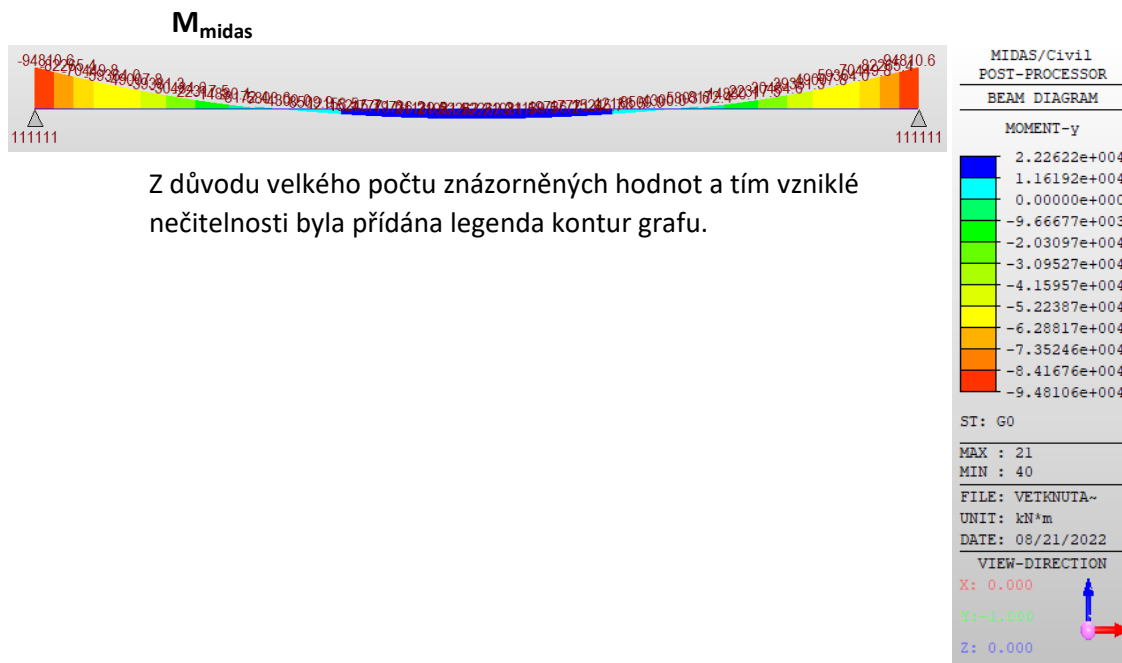
Výpočet pomocí softwaru midas Civil

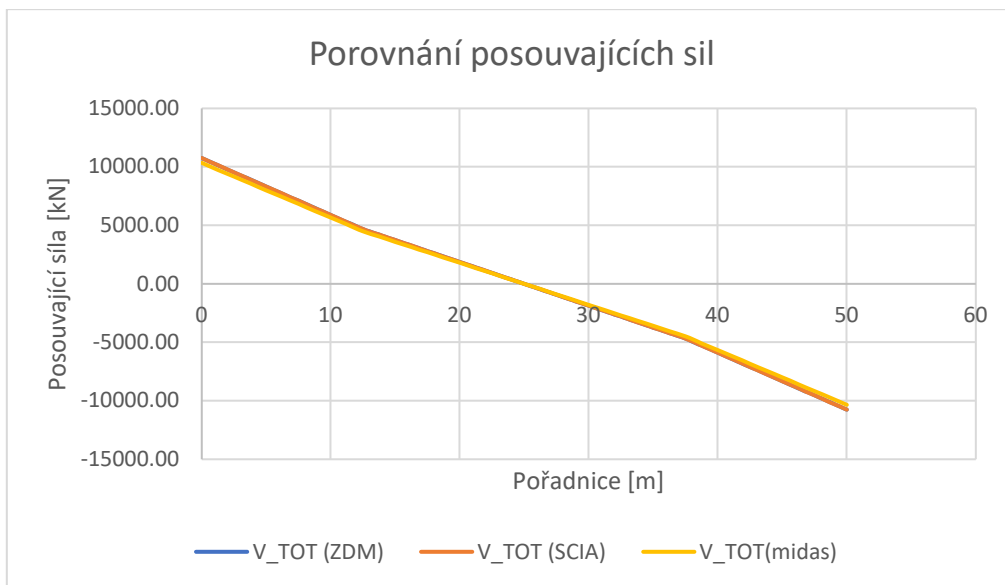
Jako hlavní výpočetní model byl používán model vytvořený v programu **midas Civil** (dále jen **midas**).

Výpočetní model byl vytvořen jako prutový model. Model se skládal ze 4 nosníků o délce 12.5 m. Délka jednotlivých modelovaných nosníků odpovídá délce jednotlivých průřezů nosné konstrukce (spojitých zatížení). Celková délka nosíku je tedy **50 m**.

Nosník byl na svých koncích podepřen *podporou*, která má nastavené parametry jako **111111**, čili vetknutí.

V programu **midas** byly průřezy modelovány již jako skutečné průřezy. Jednotlivé příčné řezy byly vytvořeny v programu **BricsCAD Platinum** a uloženy do formátu **dxf**, ze kterého je **midas** schopen načíst jejich tvar. Průřezům byl již zároveň přiřazen materiál takže mají odpovídající tuhost. V tomto případě nebyl model zatěžován zatíženími **f1** a **f2 [kN/m]**, ale program **midas** vygeneroval vlastní tíhu konstrukce v závislosti na přiřazeném materiálu a průřezu. Tím pádem je výpočetní model v programu **midas** zatížen zatížením, které přesně neodpovídá zatížení **f1** a **f2 [kN/m]** z výše uvedené části **Parametry vstupu**. Zatížení bylo generováno jako **Self Weight**.





Číselné hodnoty extrémů - porovnání výpočtů						
Výpočet	M _i [kNm]			V _i [kN]		
	_OP	_POL	_OP	_OP	_POL	_OP
ZDM	-101438.5	24070.8	-101438.5	10741.2	0.0	-10741.2
SCIA	-101438.3	24070.8	-101438.3	10741.2	0.0	-10741.2
midas	-94810.6	22262.2	-94810.6	10328.1	0.0	-10328.1
Odlišnost od modelu v programu <i>midas</i>						
ZDM	6.5%	7.5%	6.5%	3.8%	0.0%	3.8%
SCIA	6.5%	7.5%	6.5%	3.8%	0.0%	3.8%
midas	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

Porovnávané hodnoty posouvajících sil byly brány v absolutní hodnotě.

Jako **referenční model** byl brán model v programu **midas** a to z důvodu toho, že byl nadále jako jediný využíván pro další výpočty.

Co se týče vypočtených hodnot pomocí **ZDM** a **SCII**, hodnoty byly vzájemě téměř totožné.

Vypočtené hodnoty pomocí **ZDM** a **SCII** byly v porovnání s vypočtenými hodnotami v programu **midas** **vyšší** a to o procenta uvedené v tabulce výše. Odchytky však nedosahují výše 10% a pohybují se spíše kolem 5%.

To bylo považováno za celkem vyhovující shodu výpočetních modelů. V dalších krocích byl využíván pouze model v programu **midas**, který tímto porovnáním byl považován za správně fungující.

C Předběžný návrh předpětí

Výpočet vnitřních sil

Výpočet vnitřních sil byl proveden v programu midas. Níže uvedená tabulka je pouze výtah maximálních a minimálních hodnot z exportovaných vypočtených hodnot i s uvedenou kombinací ve které se hodnota nalézá.

M _y [kNm]		V _z [kN]		N [kN]	
Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
40246.46	-156473	15565.75	-15565.75	41873.44	-61065.6
Ch_12(all)	Ch_10(all)	Fr_9(all)	Fr_9(all)	Fr_14(all)	Ch_9(all)

Na vypočtené extrémní vnitřní síly budeme navrhovat předpětí. Návrh předpětí bude koncipován pro **vyrovnání účinků zatížení v extrémní časté kombinaci**.

Návrh předpínací výztuže

V níže uvedené tabulce jsou uvedeny hodnoty extrémních účinků **časté kombinace**. Na tyto hodnoty bude navrhováno předpětí.

V tomto předběžném návrhu předpětí nebylo uvažován sekundární účinek předpětí z důvodu toho, že sekundární účinek předpětí v tomto případě pomáhá. Při jeho zanedbání jsme na straně bezpečné.

M _y [kNm]		V _z [kN]		N [kN]	
Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
38996.8	-154374.7	15565.8	-15565.8	41873.4	-56601.2
Pol	OP	OP	OP		

Průřezové charakteristiky

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	18.6801	7.9922	2.5000	0.9580	1.5420
Pol	14.3697	2.4316	1.5000	0.6680	0.8320

Charakteristiky betonu NK

Beton	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	f _{ctk 0.05} [MPa]	f _{ctk 0.95} [MPa]	E _{cm} [GPa]
C 35/45	35	43	3.2	2.2	4.2	33.5

Napětí v průřezu

Podporový průřez (OP)

M _y [kNm]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
-154375	7.99219	2.5	0.958	1.542

$$\sigma_i = \frac{M_y}{I_y} \times e_i$$

σ _d [kPa]	σ _h [kPa]	σ _d [MPa]	σ _h [MPa]
-29784.8	18504.43	-29.7848	18.50443

Průřez v poli (Pol)

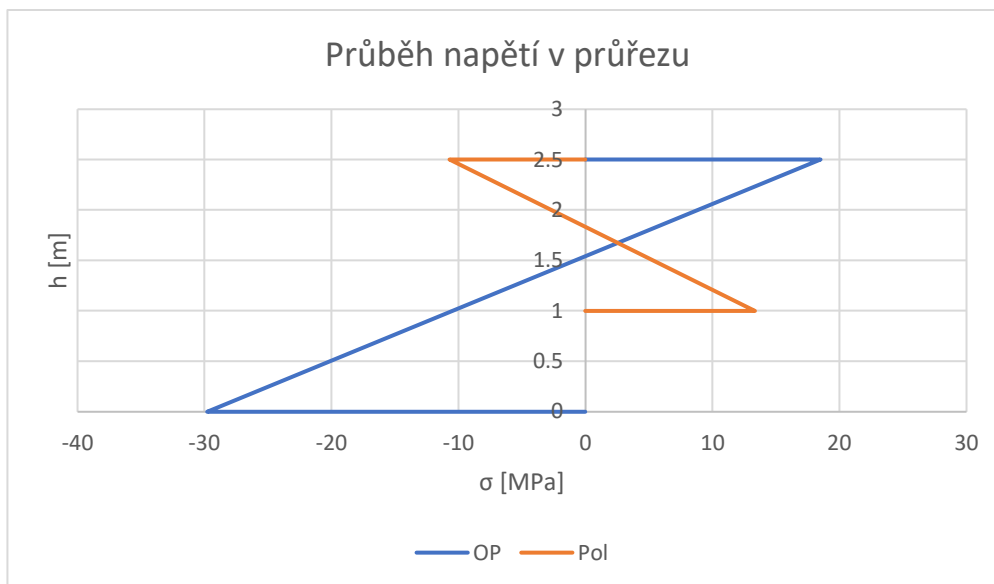
M _y [kNm]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
38996.8	2.4316	1.5	0.668	0.832

$$\sigma_i = \frac{M_y}{I_y} \times e_i$$

σ _d [kPa]	σ _h [kPa]	σ _d [MPa]	σ _h [MPa]
13342.98	-10712.9	13.34298	-10.7129

Tabulka extrémních hodnot napětí od časté kombinace

Napětí u vláken	Průřez	
	OP	Pol
Horní	18.5MPa	-10.7MPa
Dolní	-29.8MPa	13.3MPa



Parametry předpětí

Počet kabelu	Plocha A_p	$A_p \cdot f_{pk}$	f_{pk}	$0.8 \times f_{pk}$	$A_p \cdot f_{p0.1k}$	$f_{p0.1k}$
	[mm ²]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
25	3750	6975	1860	1488	6150	1640

Jako předpínací systém byl navržen systém od firmy VSL. Použité budou kabely s parametry uvedenými výše v tabulce.

Krytí k ose předpínací výztuže je 150 mm

Možnost umístění předpínacích kabelů (rozsah od těžiště)

Vlákna	OP		Pol	
	Krajní vl.	Rozsah PP	Krajní vl.	Rozsah PP
horní	0.9580	0.808	0.6680	0.518
dolní	1.5420	1.392	0.8320	0.682

Maximální napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0.1k})$$

k_1 k_2

0.8 0.9

$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0.1k})$$

k_7 k_8

0.75 0.85

kde:

$\sigma_{p,max}$ – maximální napětí v předpínací výztuži během napínání

$\sigma_{p,m0}$ – maximální napětí v předpínací výztuži během provozu

$\sigma_{p,max} =$	min	1488	1476	=	1476
$\sigma_{p,m0} =$	min	1395	1394	=	1394

Maximální síla v jednom předpínacím kabelu v provozní fázi

$f_{p,1} = \sigma_{p,m0} \times A_{p,i}$	$\sigma_{p,m0}$ [MPa]	$A_{p,i}$ [mm ²]	$f_{p,1}$ [kN]
	1394	3750	5227.5

Průřez u podpory (OP)

V prvním kroku byly předpínací lana umístěny do krajní polohy a byl zjišťován jejich nutný počet

M_{Ed} [kNm]	e [m]	$f_{p,1}$ [kN]	n [-]
-154375	0.808	5227.5	36.5486

Výše uvedený počet nutných kabelů je vypočten v místě uložení a za předpokladu působení maximálního přípustného napětí v provozní stavu. Kabely bude nutné umístit i do kozol nosné konstrukce.

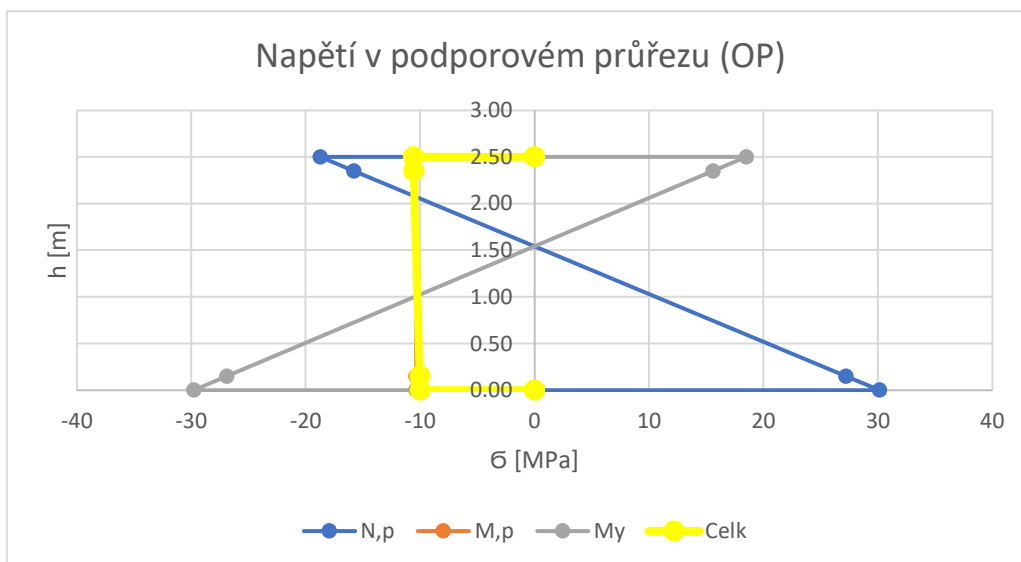
Napětí v průřezu

Výpočet normálového napětí od předpětí

$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$	n [-]	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
	37	5227.5	18.6801	-10.3542

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$	$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
	156281.3	7.99219	0.9580	1.5420	-18.733	30.15266



Jak je vidět z přiloženého grafu pomocí výše navrženého předpětí je možné docílit vyrovnání napětí v místě rámového rohu. Je to pouze "teoreticky" možné. Nemožnost tohoto provedení je v tom, že je nutné použít velké množství předpětí a to v jeho maximální poloze. To v mnou navrženém příčném řezu nebude možné.

Ztráty předpětí

V tomto předběžném návrhu předpětí budou ztráty předpětí pouze odhadnuty. Přesné hodnoty ztrát předpětí budou spočteny programem **midas** ve výpočetním modelu.

Ztráty předpětí		
Aktivace předpětí	Uvedení do provozu	Konec životnosti
AP	UP	KZ
5%	15%	20%

Napětí v průřezu (AP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

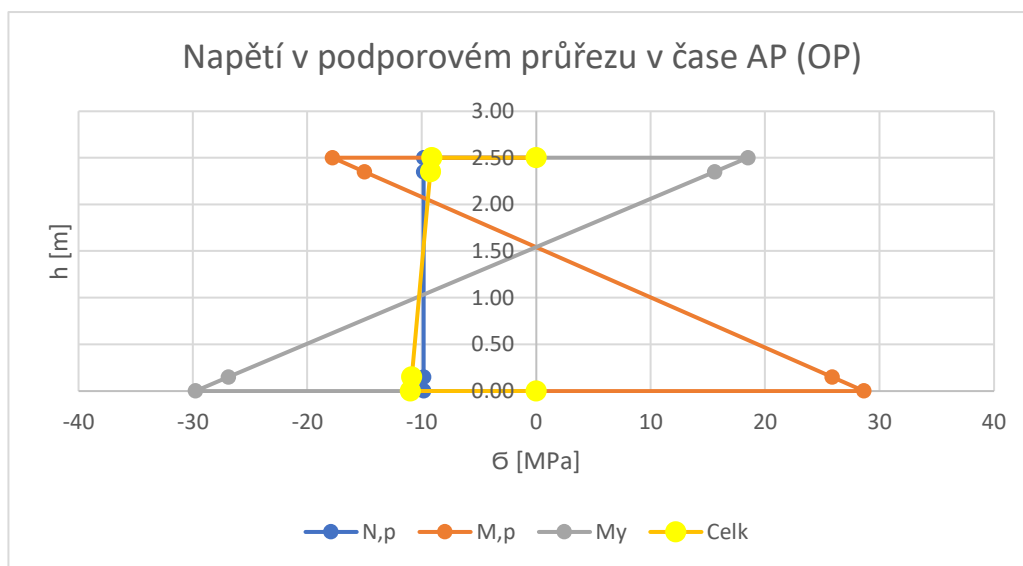
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
37	5%	5227.5	18.6801	-9.83649

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
148467.3	7.99219	0.958	1.542	-17.7963	28.64503



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$$\sigma_{p,h} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{p,d} \text{ [MPa]}$$

$$\sigma < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma < 0.6 f_{ck}$$

Tahové napětí

-9.12839	-10.9763
-----------------	-----------------

h je ok

d je ok

h je ok

d je ok

Nevznikají

Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době napnutí předpínací výztuže.

Napětí v průřezu (UP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

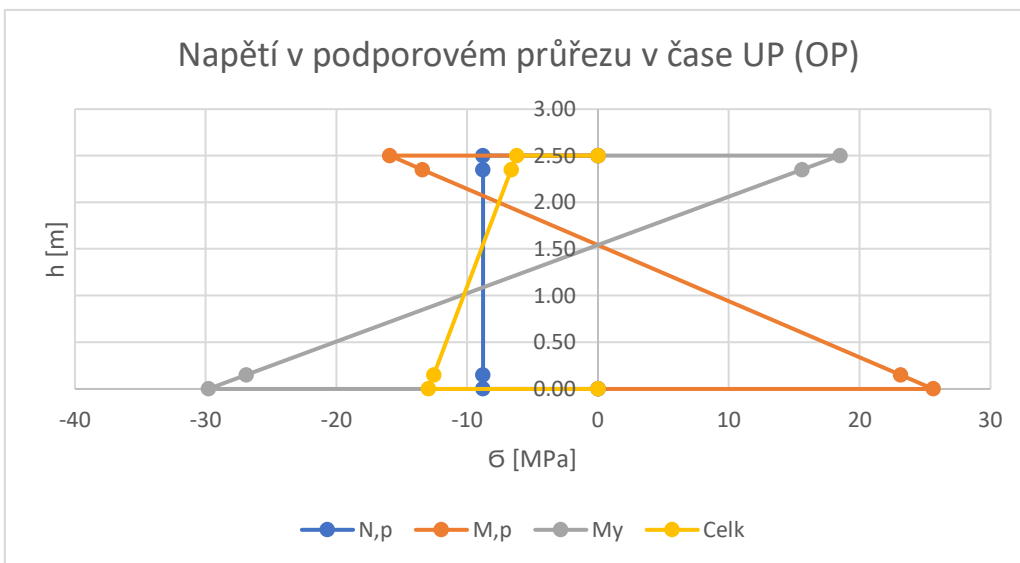
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
37	15%	5227.5	18.6801	-8.80107

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
132839.1	7.99219	0.958	1.542	-15.923	25.62977



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí
-6.21967	-12.9561	h je ok	d je ok	Nevznikají
		h je ok	d je ok	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.

Napětí v průřezu (KZ)

Výpočet normálového napětí od předpětí

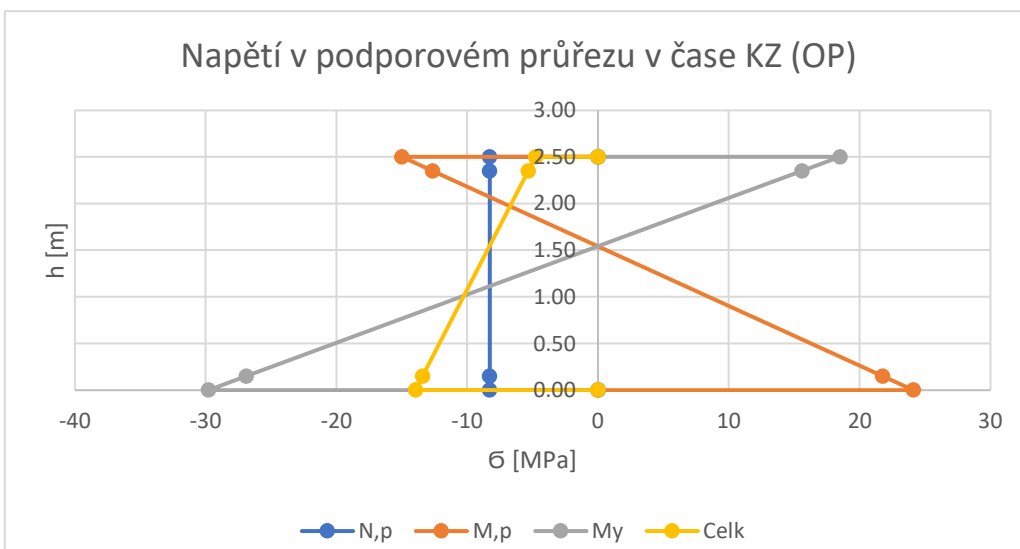
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
37	20%	5227.5	18.6801	-8.28336

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
125025.1	7.99219	0.958	1.542	-14.9864	24.12213



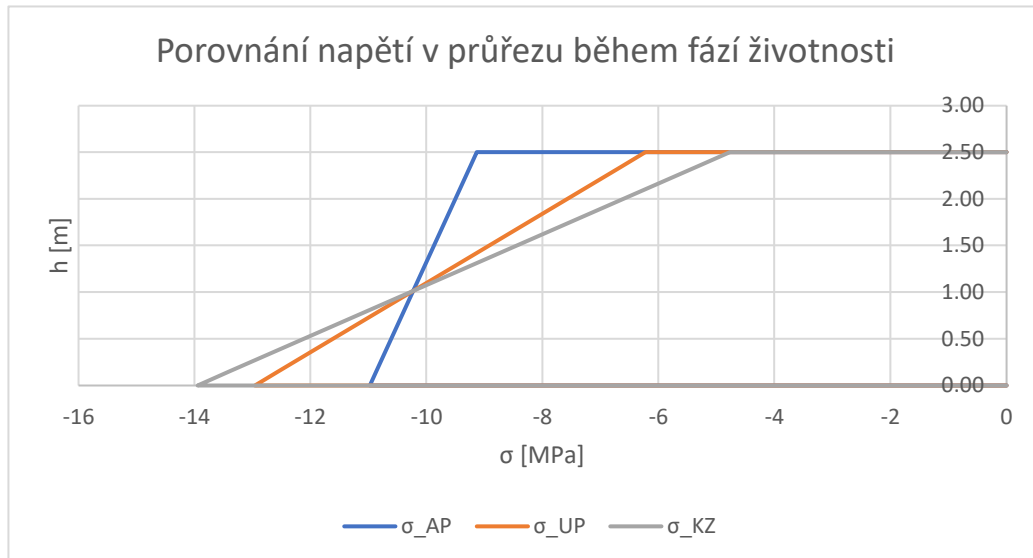
$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí	
-4.76531	-13.946	h je ok	d je ok	h je ok	d je ok
				Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.



Průřez v poli (Pol)

V prvním kroku byly předpínací lana umístěny do krajní polohy a byl zjišťován jejich nutný počet

M_{Ed} [kNm]	e [m]	$f_{p,1}$ [kN]	n [-]
38996.8	0.682	5227.5	10.93831

Výše uvedený počet nutných kabelů je vypočten v polovině rozpětí a za předpokladu působení maximálního přípustného napětí v provozní stavu. Bude nutné upravit excentricitu, protože do tohoto průřezu přivedeme maximální nutný počet kabelů z podporového průřezu.

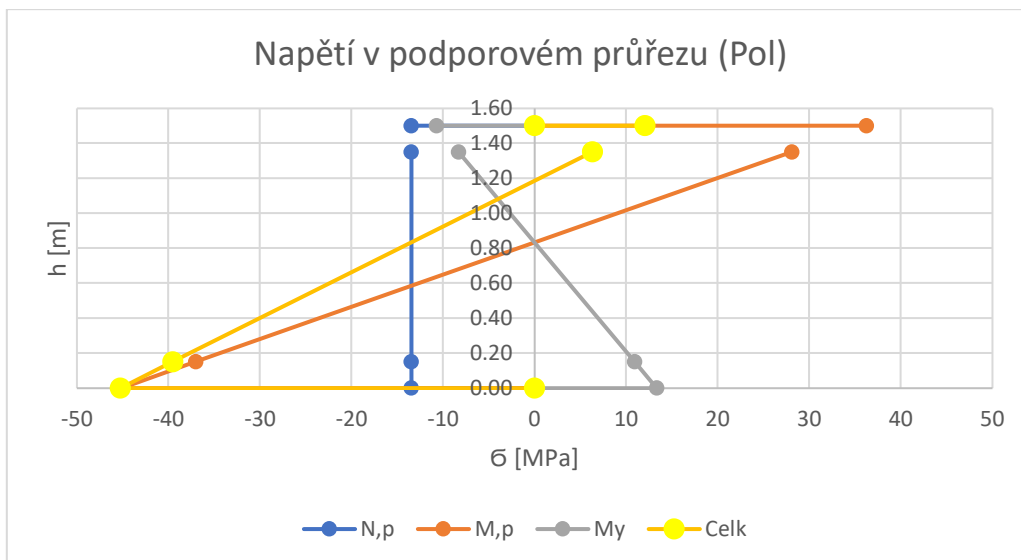
Napětí v průřezu

Výpočet normálového napětí od předpětí

$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$	n [-]	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
	37	5227.5	14.3697	-13.4601

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$	$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
	-131911	2.4316	0.6680	0.8320	36.23742	-45.134



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

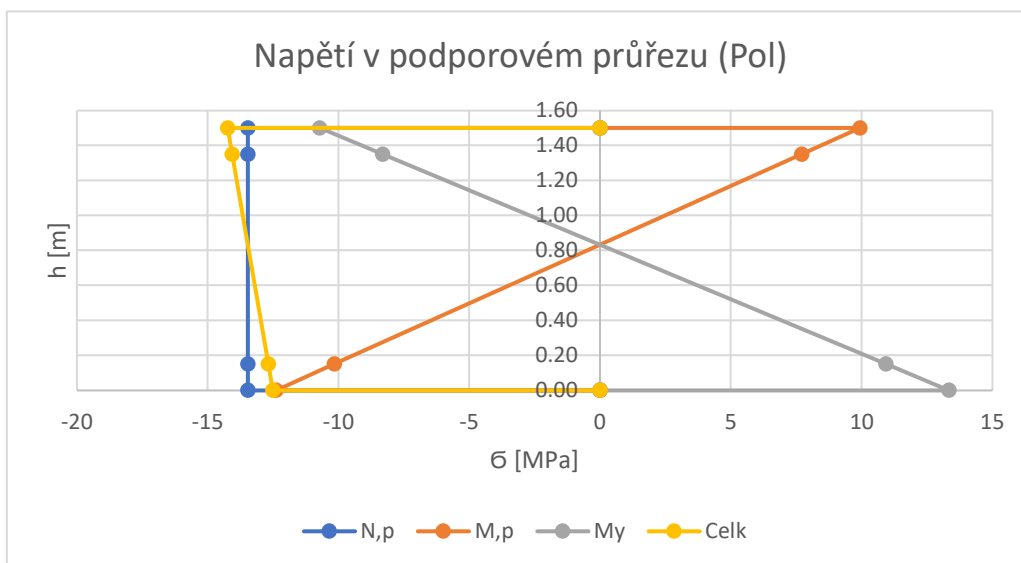
$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí
12.06446	-45.2512	h je ok	d není ok	Vznikají
				Nevznikají

Jak je vidět z přiloženého grafu pomocí výše navrženého předpětí na vyrovnání napětí v podporovém průřezu dosáhneme napětí, které **v poli u dolních vláken přesáhne tlakovou pevnost betonu a dojde tedy k drcení betonu** a tím ke kolapsu konstrukce. Je tedy nutno poměrně snížit excentricitu nebo zredukovat počet kabelů v maximální excentricitě, popřípadě v podporových oblastech některé kabely provést jako "příložky".

Snížení excentricity

Limit _h	Rezerva _d	e_p [m]	$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
-15.8 MPa	-12.5 MPa	0.187	-36190.8	2.4316	0.6680	0.8320	9.942028	-12.3829



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí	
-14.2309	-12.5	h je ok	d je ok	h je ok	d je ok
				Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf znázorňuje napětí s upravenou excentricitou v poli. V tuto chvíli jsou splněny dané limity napětí.

Ztráty předpětí

V tomto předběžném návrhu předpětí budou ztráty předpětí pouze odhadnuty. Přesné hodnoty ztrát předpětí budou spočteny programem **midas** ve výpočetním modelu.

Ztráty předpětí		
Aktivace předpětí	Uvedení do provozu	Konec životnosti
AP	UP	KZ
5%	15%	20%

Napětí v průřezu (AP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

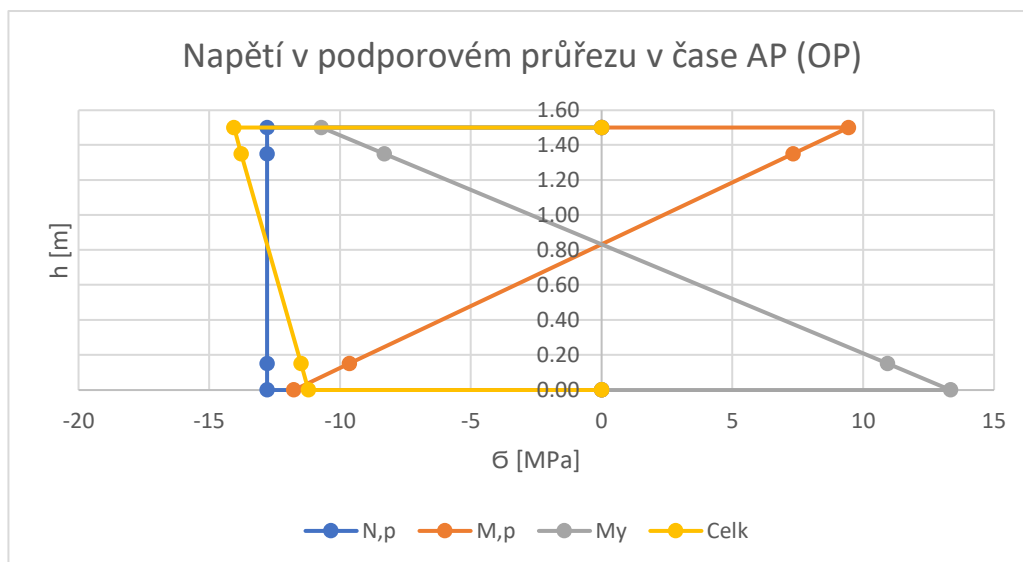
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztráty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
37	5%	5227.5	14.3697	-12.7871

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
-34381.2	2.43164	0.668	0.8320	9.444927	-11.7637



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí	
-14.055	-11.2079	h je ok	d je ok	h je ok	d je ok
				Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době napnutí předpínací výztuže.

Napětí v průřezu (UP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

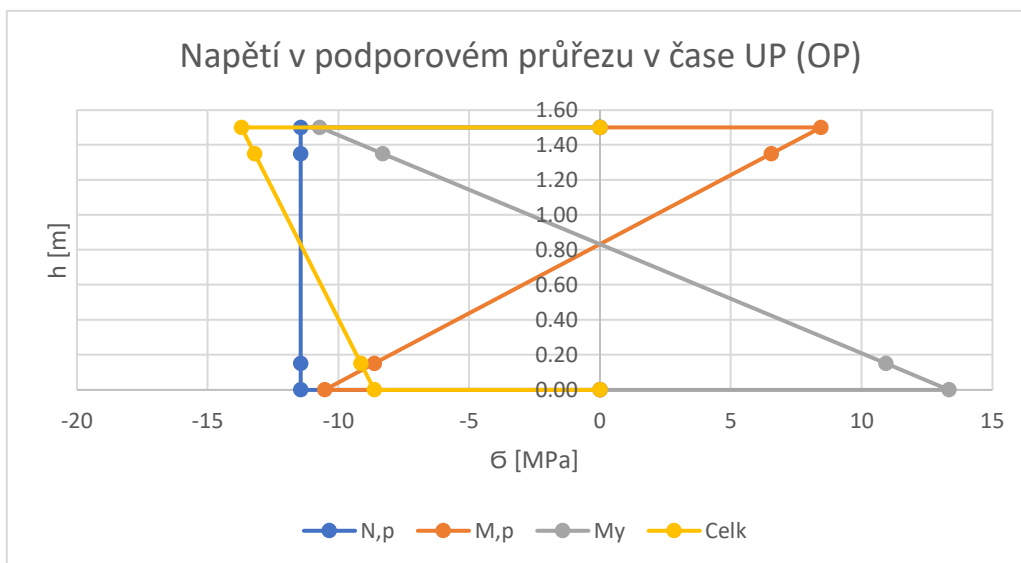
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
37	15%	5227.5	14.3697	-11.4411

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
-30762.2	2.43164	0.668	0.832	8.450724	-10.5255



$ \sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$	$ \sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$	$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	15.75 MPa	21.00 MPa
-13.7032	-8.62355	h je ok	d je ok
$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	h je ok	d je ok
		Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.

Napětí v průřezu (KZ)

Výpočet normálového napětí od předpětí

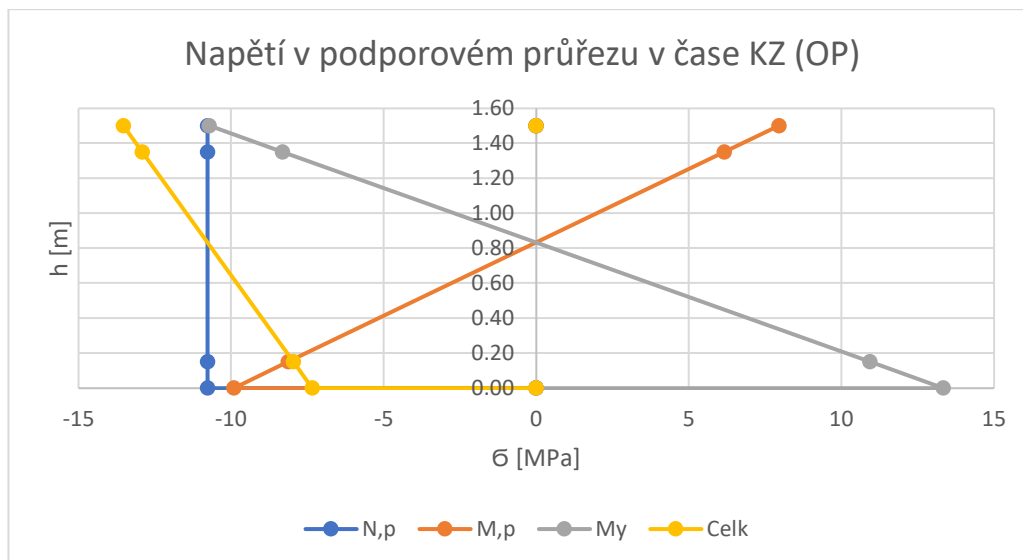
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
37	20%	5227.5	14.3697	-10.7681

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
-28952.6	2.43164	0.668	0.832	7.953623	-9.90631



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

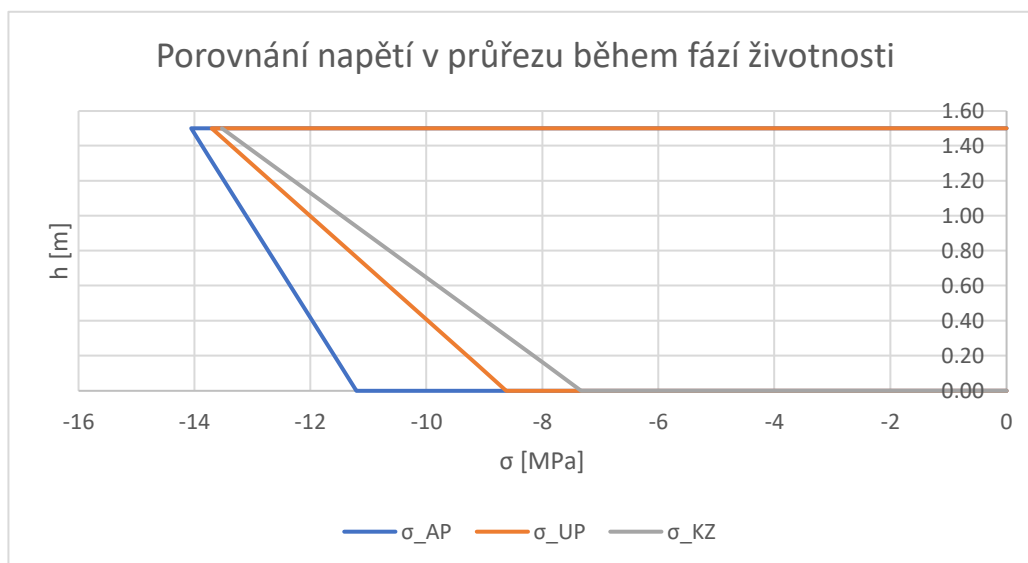
$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$$0.45f_{ck} \quad 0.6f_{ck}$$

15.75 MPa 21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí
-13.5273	-7.3314	h je ok	d je ok	Nevznikají
		h je ok	d je ok	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.



Dle výše provedených výpočtů je zřejmé, že "teoreticky" je možné nosnou konstrukci předepnout tak, aby byl vyeliminován tah v nosné konstrukci. Pro toto provedení s **25 lanovými kabely** je nutné použít velké množství těchto lan. Tak velké, že by nebylo možné vmístit všechna lana do příčného řezu konstrukce s odpovídajícími konstrukčními zásadami.

Nový návrh předpětí

Průřez v poli (Pol)

Ztráty předpětí

V tomto předběžném návrhu předpětí budou ztráty předpětí pouze odhadnuty. Přesné hodnoty ztrát předpětí budou spočteny programem **midas** ve výpočetním modelu.

Ztráty předpětí		
Aktivace předpětí	Uvedení do provozu	Konec životnosti
AP	UP	KZ
5%	15%	20%

V tomto kole návrhu byla myšlenka následující. Provést návrh předpětí pro průřez v poli a do průřezu v podpoře budou dotaženy navržené kabely z průřezu v poli. Následně budou navrženy příložkové kabely nutné k vykompenzování napětí v místě rámového rohu.

Parametry předpětí

Počet kabelu	Plocha A_p [mm ²]	$A_p \cdot f_{pk}$ [kN]	f_{pk} [MPa]	$0.8 \times f_{pk}$ [MPa]	$A_p \cdot f_{p0.1k}$ [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]
31	4650	8649	1860	1488	7626	1640

Jako předpínací systém byl navržen systém od firmy **VSL**. Použité budou kabely s parametry uvedenými výše v tabulce.

Krytí k ose předpínací výztuže je **150 mm**

Možnost umístění předpínacích kabelů (rozsah od těžiště)

Vlákna	OP		Pol	
	Krajní vl.	Rozsah PP	Krajní vl.	Rozsah PP
horní	0.9580	0.808	0.6680	0.518
dolní	1.5420	1.392	0.8320	0.682

Maximální síla v jednom předpínacím kabelu v provozní fázi

$$f_{p,1} = \sigma_{p,m0} \times A_{p,i}$$

$\sigma_{p,m0}$ [MPa]	$A_{p,i}$ [mm ²]	$f_{p,1}$ [kN]
1394	4650	6482.1

Průřez v poli (Pol)

V prvním kroku byly předpínací lana umístěny do krajní polohy a byl zjišťován jejich nutný počet

M_{Ed} [kNm]	e [m]	$f_{p,1}$ [kN]	n [-]
38996.8	0.682	6482.1	8.82122

Výše uvedený počet nutných kabelů je vypočten v polovině rozpětí a za předpokladu působení maximálního přípustného napětí v provozní stavu.

Napětí v průřezu

Výpočet normálového napětí od předpětí

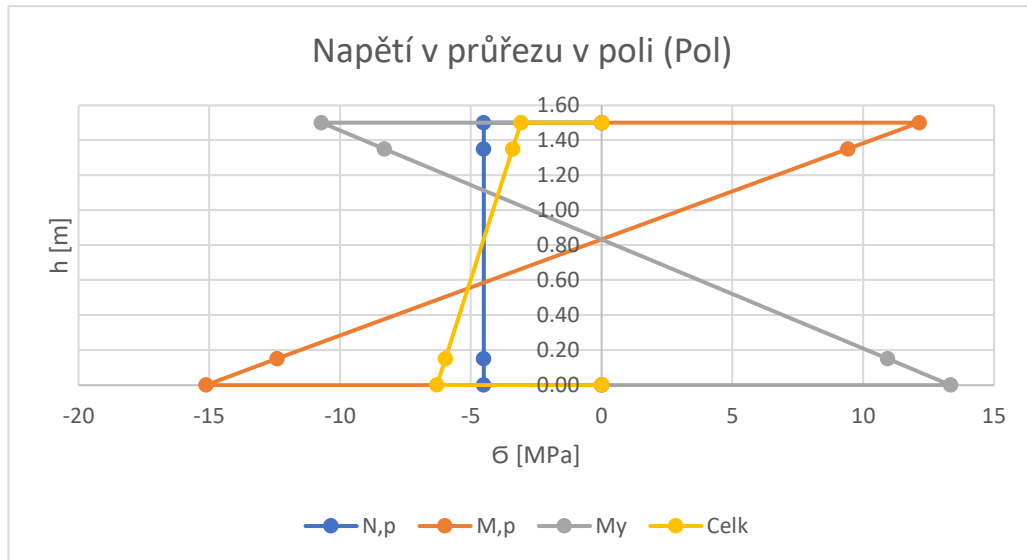
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
10	6482.1	14.3697	-4.51095

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
-44207.9	2.4316	0.6680	0.8320	12.14443	-15.126



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$$0.45f_{ck}$$

$$0.6f_{ck}$$

$$15.75 \text{ MPa}$$

$$21.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,h} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{p,d} \text{ [MPa]}$$

$$\sigma < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma < 0.6 f_{ck}$$

Tahové napětí

$$\mathbf{-3.07939} \quad \mathbf{-6.29397}$$

h je ok

d je ok

h je ok

d je ok

Nevznikají

Nevznikají

Jak je vidět z přiloženého grafu pomocí výše navrženého předpětí na vyrovnání napětí v průřezu v poli dosáhneme napětí, které bude v celém průřezu tlakové. Tlakové napětí v průřezu však nepřekročí meze lineárního dotvarování ($0.45f_{ck}$) a druhou podmínku $0.6f_{ck}$.

Napětí v průřezu (AP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

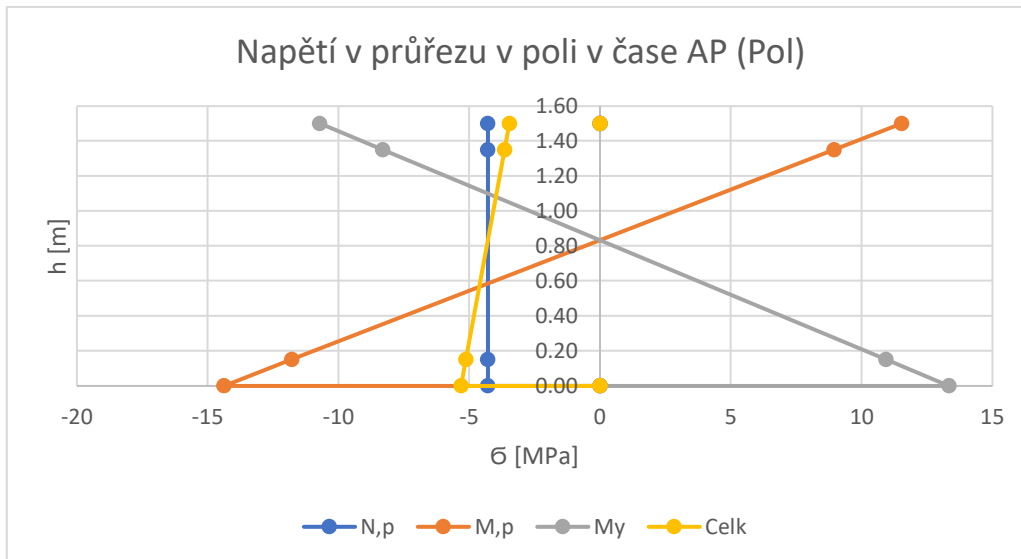
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
10	5%	6482.1	14.3697	-4.2854

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
-41997.5	2.4316	0.6680	0.8320	11.53721	-14.3697



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$$0.45f_{ck}$$

$$0.6f_{ck}$$

15.75 MPa

21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa] $\sigma_{p,d}$ [MPa]

$\sigma < 0.45 f_{ck}$

$\sigma < 0.6 f_{ck}$

Tahové napětí

-3.46106 **-5.31213**

h je ok

d je ok

h je ok

d je ok

Nevznikají

Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době napnutí předpínací výztuže.

Napětí v průřezu (UP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-] ztáty

10 15%

$f_{p,1}$ [kN]

A_i [m²]

$\sigma_{N,p}$ [MPa]

-3.83431

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]

$I_{y,i}$ [m⁴]

e_i [m]

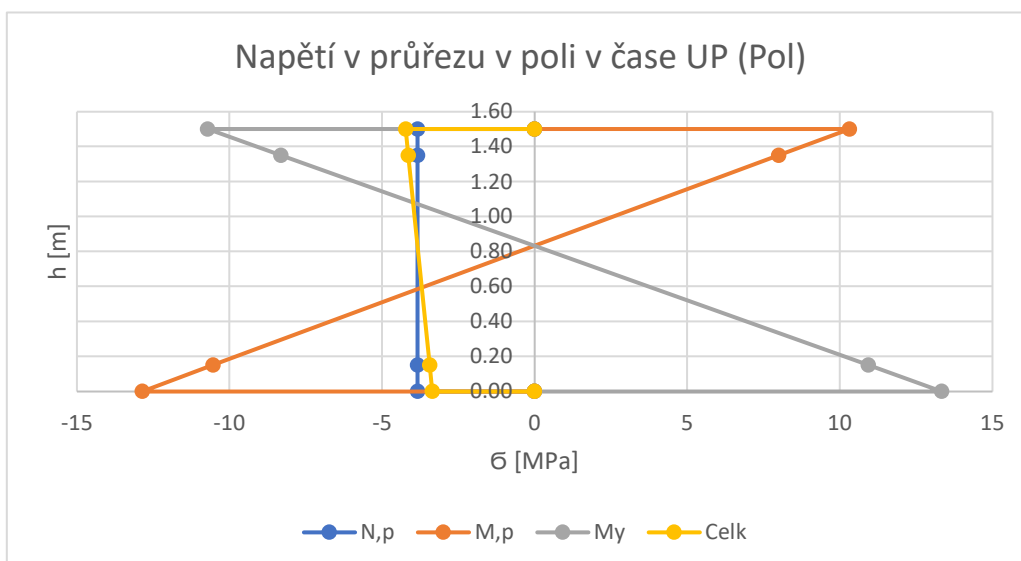
e_i [m]

$\sigma_{M,p}$ [MPa]

$\sigma_{M,p}$ [MPa]

10.32277

-12.8571



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck} \quad |\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

0.45f _{ck}	0.6f _{ck}
15.75 MPa	21.00 MPa

σ _{p,h} [MPa]	σ _{p,d} [MPa]	σ < 0.45 f _{ck}	σ < 0.6 f _{ck}	Tahové napětí	
-4.22441	-3.34843	h je ok	d je ok	h je ok	d je ok
		h je ok	d je ok	Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.

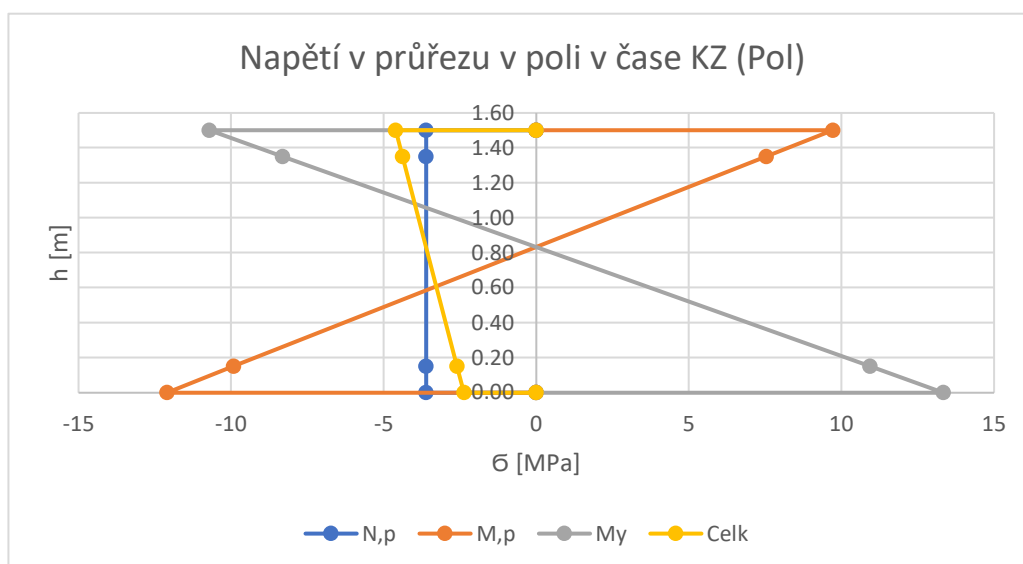
Napětí v průřezu (KZ)

Výpočet normálového napětí od předpětí

$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$	n [-]	ztáty	f _{p,1} [kN]	A _i [m ²]	σ _{N,p} [MPa]
	10	20%	6482.1	14.3697	-3.60876

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$	M _{y,p} [kNm]	I _{y,i} [m ⁴]	e _i [m]	e _i [m]	σ _{M,p} [MPa]	σ _{M,p} [MPa]
	-35366.3	2.43164	0.668	0.832	9.715547	-12.1008

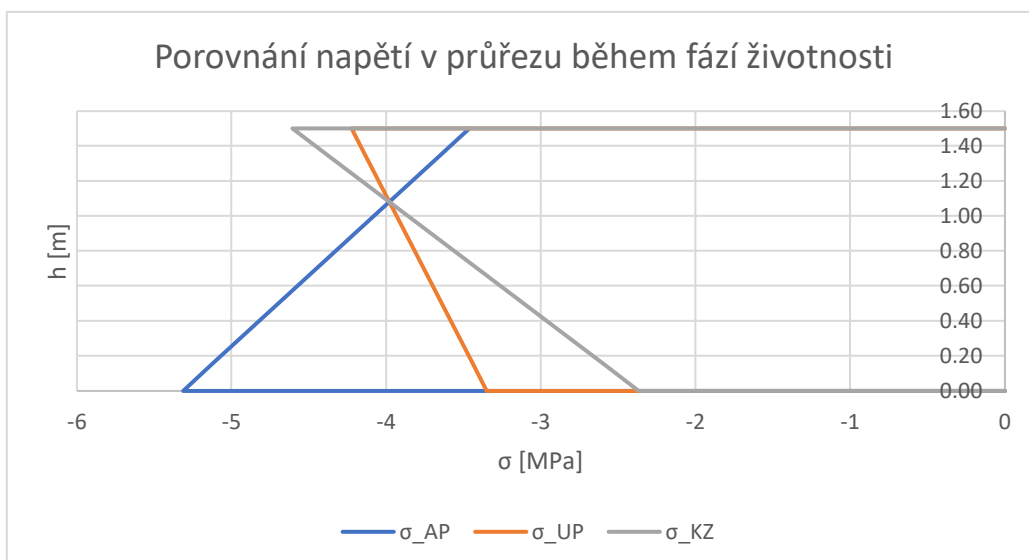


$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck} \quad |\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

0.45f _{ck}	0.6f _{ck}
15.75 MPa	21.00 MPa

σ _{p,h} [MPa]	σ _{p,d} [MPa]	σ < 0.45 f _{ck}	σ < 0.6 f _{ck}	Tahové napětí	
-4.60609	-2.36658	h je ok	d je ok	h je ok	d je ok
		h je ok	d je ok	Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.



Dle výše provedených výpočtů je zřejmé, že je možné nosnou konstrukci v poli předepnout tak, aby byl vyliminován tah v nosné konstrukci.

V dalším kroku byl prověřen návrh příložek pro eliminaci tahových napětí v místě podporového průřezu.

Průřez u podpor (OP)

Napětí v průřezu

Výpočet normálového napětí od předpětí

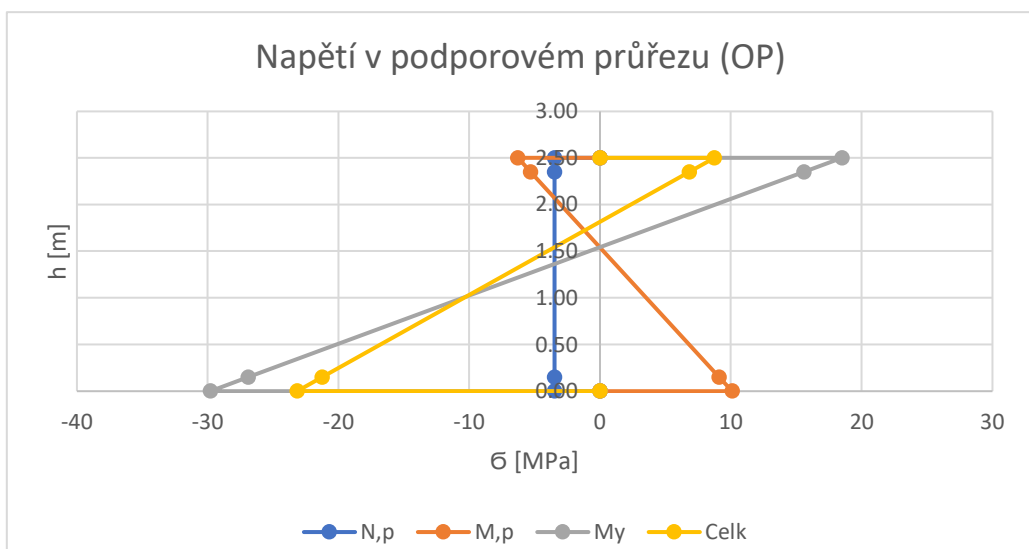
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
10	6482.1	18.6801	-3.47006

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
52375.37	7.99219	0.9580	1.5420	-6.27808	10.10522



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$$0.45f_{ck} \quad 0.6f_{ck}$$

15.75 MPa 21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí			
8.756298	-23.1496	h je ok	d není ok	h je ok	d není ok	Vznikají	Nevznikají

Z výše přiloženého grafu je vidět tahové napětí a dost překročené limity tlakových napětí. Je tedy zřejmé, že návrh příložek je nutný. V dalším korku byl proveden návrh příložek.

Parametry předpětí (příložek)

Počet kabelu	Plocha A_p [mm ²]	$A_p \cdot f_{pk}$ [kN]	f_{pk} [MPa]	$0.8 \times f_{pk}$ [MPa]	$A_p \cdot f_{p0.1k}$ [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]
35	5250	9765	1860	1488	8610	1640

Jako předpínací systém byl navržen systém od firmy **VSL**. Použité budou kabely s parametry uvedenými výše v tabulce.

Krytí k ose předpínací výztuže je **200 mm**

Maximální síla v jednom předpínacím kabelu v provozní fázi

$$f_{p,1} = \sigma_{p,m0} \times A_{p,i}$$

$\sigma_{p,m0}$ [MPa]	$A_{p,i}$ [mm ²]	$f_{p,1}$ [kN]
1394	5250	7318.5

M_{Ed} [kNm]	e [m]	$f_{p,1}$ [kN]	n [-]
-154374.7	0.758	7318.5	27.82818

Výše uvedený počet nutných kabelů je vypočten v polovině rozpětí a za předpokladu působení maximálního přípustného napětí v provozní stavu.

Napětí v průřezu

Výpočet normálového napětí od předpětí

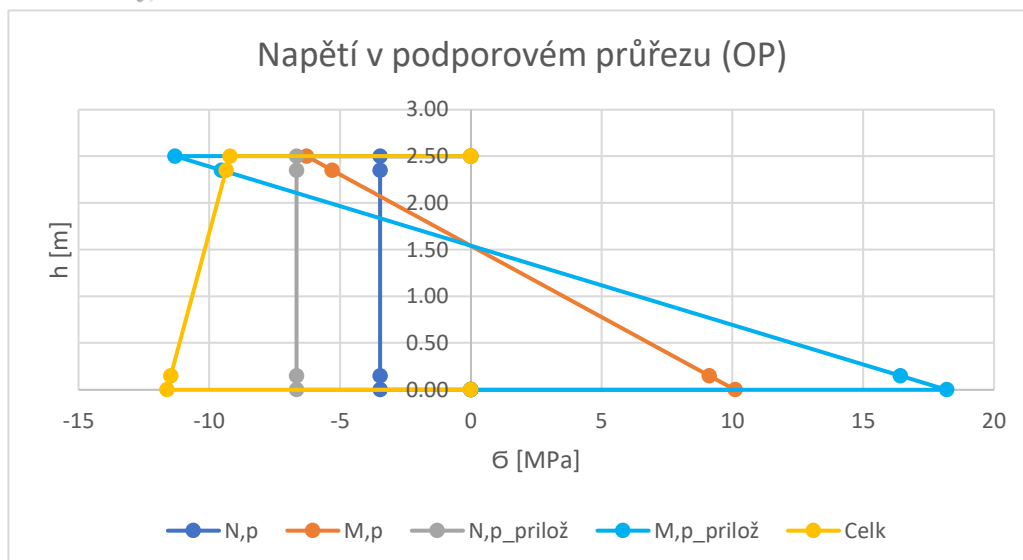
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
17	7318.5	18.6801	-6.66027

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
94306.19	7.9922	0.9580	1.5420	-11.3042	18.19528



Vzorec 0.45*f _{ck}		Vzorec 0.6*f _{ck}		0.45f _{ck}	0.6f _{ck}
σ _{p,h} [MPa]	σ _{p,d} [MPa]	σ < 0.45 f _{ck}	σ < 0.6 f _{ck}	15.75 MPa	21.00 MPa
-9.20817	-11.6146	h je ok	d je ok	h je ok	d je ok
Tahové napětí					
Nevznikají					

Ztráty předpětí

V tomto předběžném návrhu předpětí budou ztráty předpětí pouze odhadnuty. Přesné hodnoty ztrát předpětí budou spočteny programem **midas** ve výpočetním modelu.

Ztráty předpětí		
Aktivace předpětí	Uvedení do provozu	Konec životnosti
AP	UP	KZ
5%	15%	20%

Napětí v průřezu (AP)

Průběžné kabely

Výpočet normálového napětí od předpětí

$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	f _{p,1} [kN]	A _i [m ²]	σ _{N,p} [MPa]
10	5%	6482.1	18.6801	-3.29655

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

M _{y,p} [kNm]	I _{y,i} [m ⁴]	e _i [m]	e _i [m]	σ _{M,p} [MPa]	σ _{M,p} [MPa]
49756.6	7.9922	0.958	1.542	-5.96418	9.599957

Příložkové kabely

Výpočet normálového napětí od předpětí

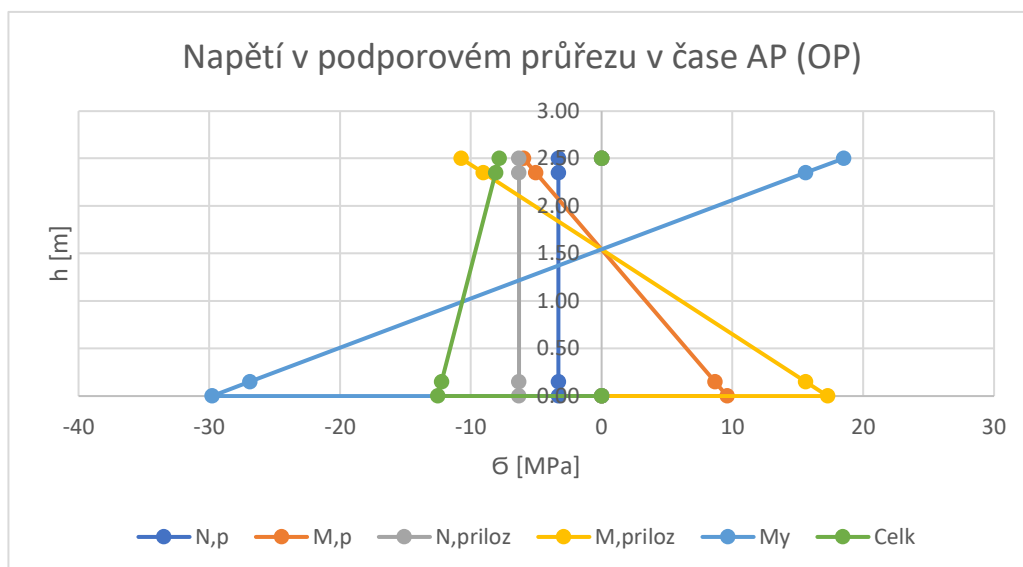
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	f _{p,1} [kN]	A _i [m ²]	σ _{N,p} [MPa]
17	5%	7318.5	18.6801	-6.32726

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

M _{y,p} [kNm]	I _{y,i} [m ⁴]	e _i [m]	e _i [m]	σ _{M,p} [MPa]	σ _{M,p} [MPa]
89590.88	7.9922	0.9580	1.5420	-10.739	17.28552



$ \sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$	$ \sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$	$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$
-7.82	-12.52	h je ok	d je ok
		h je ok	d je ok
		Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době napnutí předpínací výztuže.

Napětí v průřezu (UP)

Průběžné kabely

Výpočet normálového napětí od předpětí

$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$	n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
	10	15%	6482.1	18.6801	-2.94955

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$	$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
	44519.06	7.99219	0.958	1.542	-5.33637	8.589435

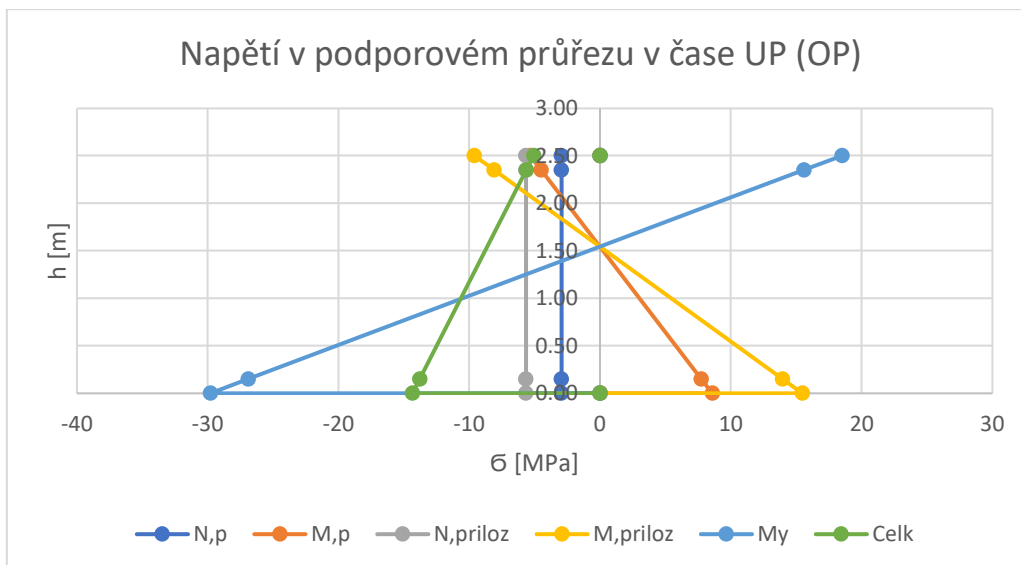
Příložkové kabely

Výpočet normálového napětí od předpětí

$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$	n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
	17	15%	7318.5	18.6801	-5.66123

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$	$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
	80160.26	7.99219	0.958	1.542	-9.60857	15.46599



$ \sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$	$ \sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$	$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
		15.75 MPa	21.00 MPa
$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$
-5.05	-14.34	h je ok	d je ok
		h je ok	d je ok
		Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době uvedení do provozu.

Napětí v průřezu (KZ)

Průběžné kabely

Výpočet normálového napětí od předpětí

$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
10	20%	6482.1	18.6801	-2.77605

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
41900.29	7.99219	0.958	1.542	-5.02246	8.084174

Příložkové kabely

Výpočet normálového napětí od předpětí

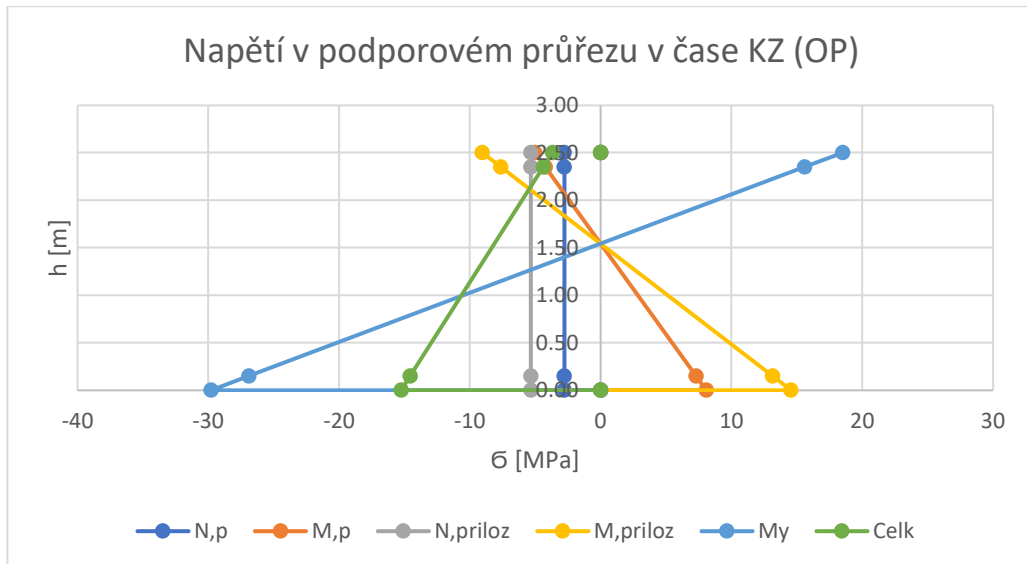
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	$f_{p,1}$ [kN]	A_i [m ²]	$\sigma_{N,p}$ [MPa]
17	20%	7318.5	18.6801	-5.32822

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

$M_{y,p}$ [kNm]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	e_i [m]	e_i [m]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]	$\sigma_{M,p}$ [MPa]
75444.95	7.99219	0.958	1.542	-9.04336	14.55623



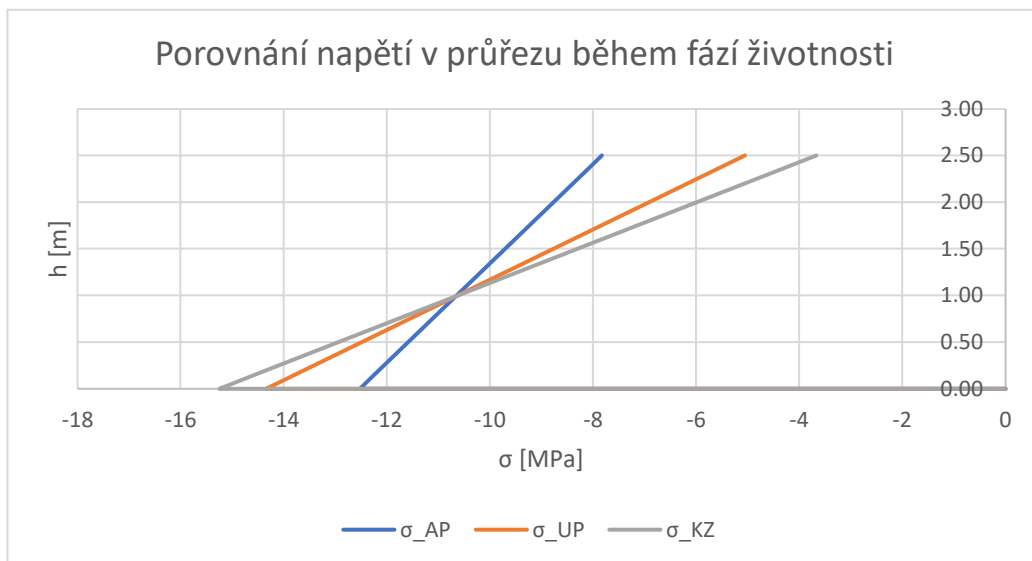
$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa]	$\sigma_{p,d}$ [MPa]	$\sigma < 0.45 f_{ck}$	$\sigma < 0.6 f_{ck}$	Tahové napětí
-3.67	-15.25	h je ok	d je ok	h je ok
		d je ok	h je ok	d je ok
		Nevznikají	Nevznikají	Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí na konci životnosti.



M_y [kNm]		V_z [kN]		N [kN]	
Mmax	Mmin	Vmax	Vmin	Nmax	Nmin
181199.5	0.0	15224.1	-15224.1	0.0	0.0

Napětí v průřezu

Průřez v poli (Pol)

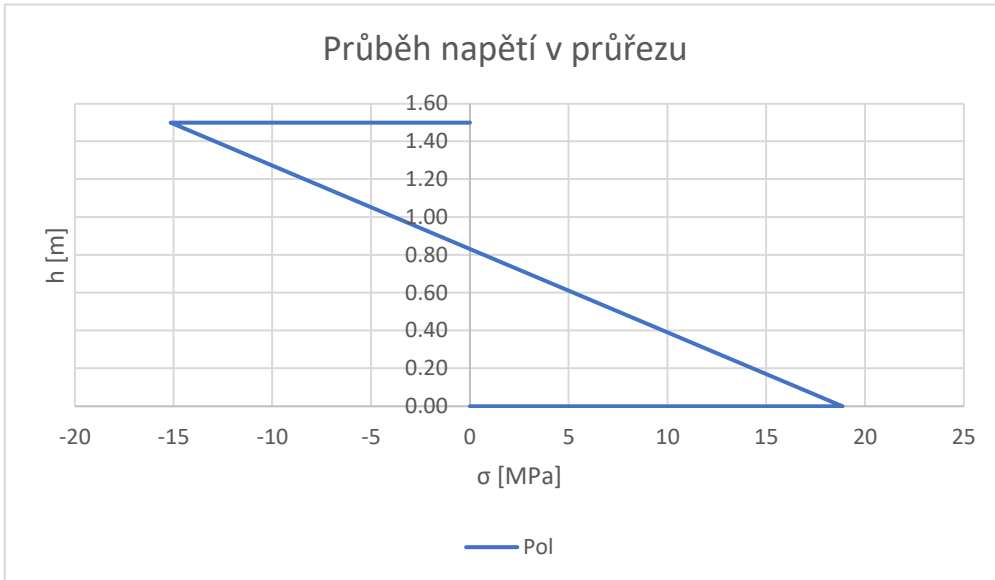
M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	h [m]	e_h [m]	e_d [m]
181199.5	7.9922	1.50	0.668	0.832

$$\sigma_i = \frac{M_y}{I_y} \times e_i$$

σ_d [kPa]	σ_h [kPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]
18863.17	-15144.9	18.86317	-15.1449

Tabulka extrémních hodnot napětí od časté kombinace

Napětí u vláken	Průřez	
	OP	Pol
Horní	0.0MPa	-15.1MPa
Dolní	0.0MPa	18.9MPa



Parametry předpětí

Počet kabelu	Plocha A_p [mm ²]	$A_p \cdot f_{pk}$ [kN]	f_{pk} [MPa]	$0.8 \times f_{pk}$ [MPa]	$A_p \cdot f_{p0.1k}$ [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]
30	4500	6975	1550	1240	6150	1366.667

Jako předpínací systém byl navržen systém od firmy **VSL**. Použité budou kabely s parametry uvedenými výše v tabulce.

Krytí k ose předpínací výztuže je **150 mm**

Možnost umístění předpínacích kabelů (rozsah od těžiště)

Vlákna	Pol	
	Krajní vl.	Rozsah PP
horní	0.6680	0.518
dolní	0.8320	0.682

Maximální síla v jednom předpínacím kabelu v provozní fázi

$$f_{p,1} = \sigma_{p,m0} \times A_{p,i}$$

$\sigma_{p,m0}$ [MPa]	$A_{p,i}$ [mm ²]	$f_{p,1}$ [kN]
1394	4500	6273

Průřez u podpory (OP)

V prvním kroku byly předpínací lana umístěny do krajní polohy a byl zjišťován jejich nutný počet

M_{Ed} [kNm]	e [m]	$f_{p,1}$ [kN]	n [-]
181199.5	0.682	6273	42.35429

Výše uvedený počet nutných kabelů je vypočten v polovině rozpětí nosné

konstrukce. Nutný počet kabelů je spočten pouze z počtu kabelů nutných pro vytvoření stejného, ale opačného momenty oproti momenty vyvozeného zatížením.

Napětí v průřezu

Výpočet normálového napětí od předpětí

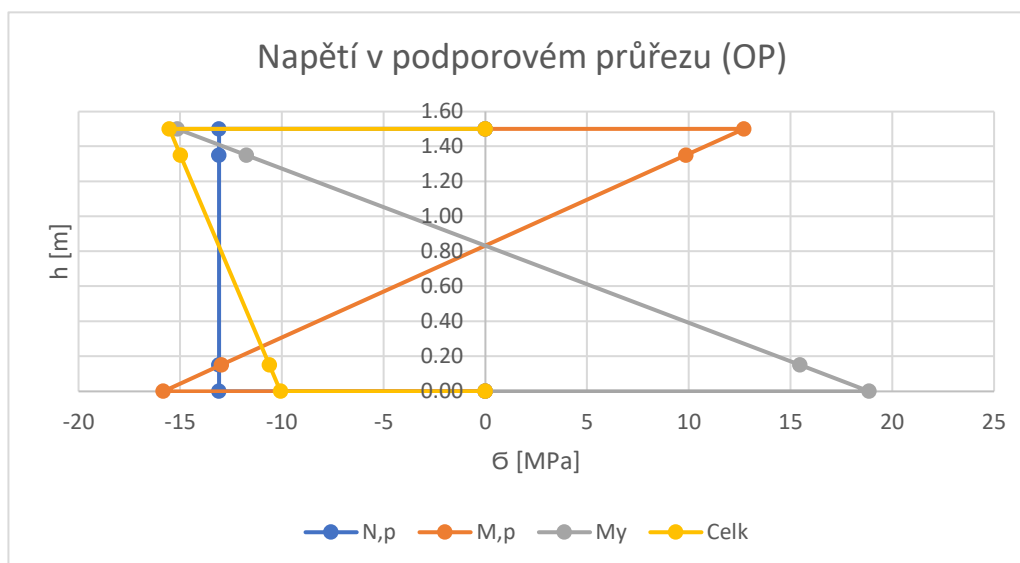
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	f _{p,1} [kN]	A _i [m ²]	σ _{N,p} [MPa]
30	6273	14.3697	-13.0963

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_y,p} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

M _{y,p} [kNm]	I _{y,i} [m ⁴]	e _i [m]	e _i [m]	σ _{M,p} [MPa]	σ _{M,p} [MPa]
152057.5	7.9922	0.6680	0.8320	12.70921	-15.8294



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

0.45f _{ck}	0.6f _{ck}
15.75 MPa	21.00 MPa

$$\sigma_{p,h} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{p,d} \text{ [MPa]}$$

$$\sigma < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma < 0.6 f_{ck}$$

Tahové napětí

-15.53

-10.06

h je ok

d je ok

h je ok

d je ok

Nevznikají Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí na konci životnosti.

Ztráty předpětí

V tomto předběžném návrhu předpětí budou ztráty předpětí pouze odhadnuty. Přesné hodnoty ztrát předpětí budou spočteny programem **midas** ve výpočetním modelu.

Ztráty předpětí		
Aktivace předpětí	Uvedení do provozu	Konec životnosti
AP	UP	KZ
5%	15%	20%

Napětí v průřezu (AP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

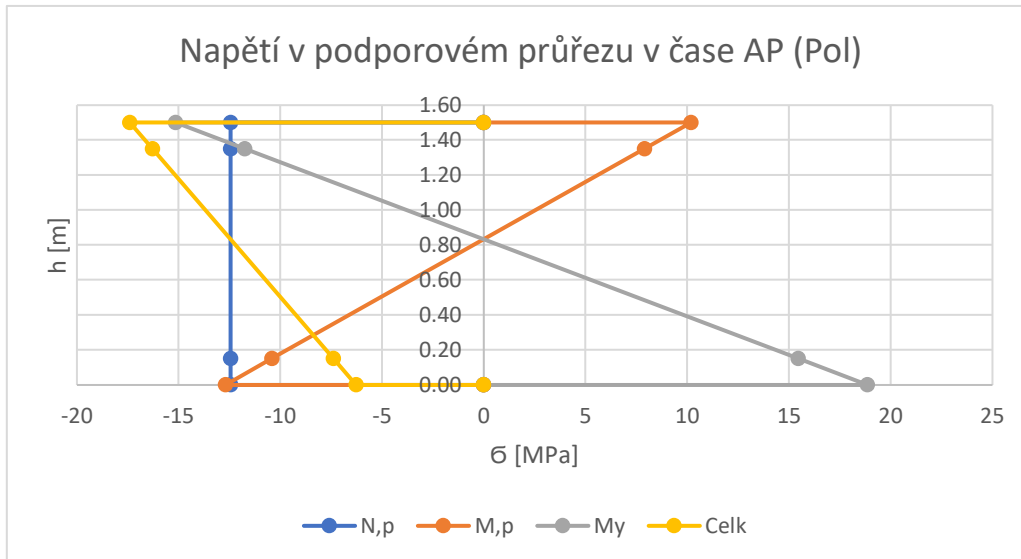
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	f _{p,1} [kN]	A _i [m ²]	σ _{N,p} [MPa]
30	5%	6273	14.3697	-12.4415

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

M _{y,p} [kNm]	I _{y,i} [m ⁴]	e _i [m]	e _i [m]	σ _{M,p} [MPa]	σ _{M,p} [MPa]
121928.3	7.99219	0.668	0.832	10.19096	-12.6929



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

0.45f _{ck}	0.6f _{ck}
15.75 MPa	21.00 MPa

σ _{p,h} [MPa]	σ _{p,d} [MPa]	σ < 0.45 f _{ck}	σ < 0.6 f _{ck}	Tahové napětí
-17.3955	-6.27126	h není ok	d je ok	h je ok
				d je ok
				Nevznikají
				Nevznikají

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době napnutí předpínací výztuže.

Napětí v průřezu (AP)

Výpočet normálového napětí od předpětí

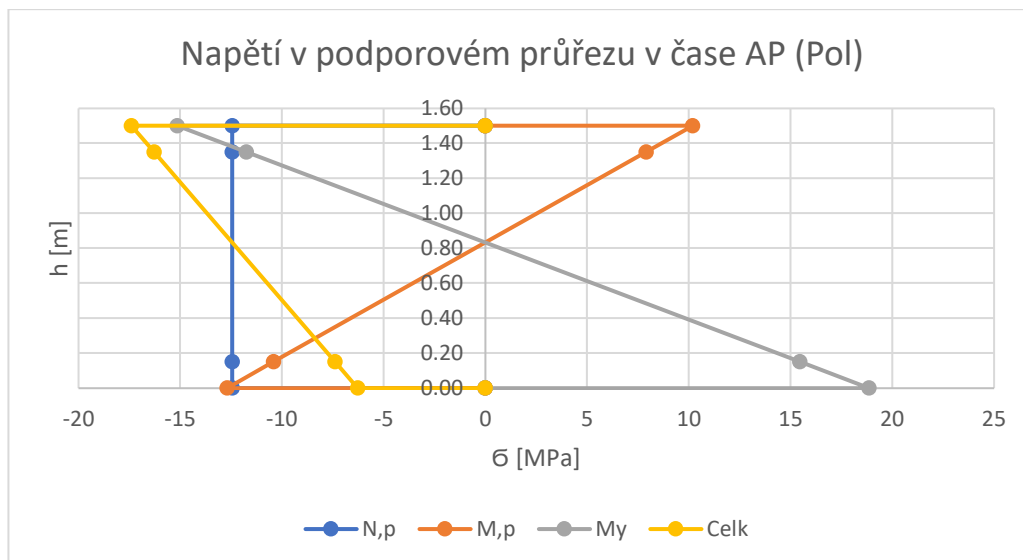
$$\sigma_{N,p} = \frac{n \times f_{p,1}}{A_i}$$

n [-]	ztáty	f _{p,1} [kN]	A _i [m ²]	σ _{N,p} [MPa]
30	15%	6273	14.3697	-11.1319

Výpočet normálového napětí od ohybového momentu od předpětí

$$\sigma_{M_{y,p}} = \frac{M_{y,p}}{I_{y,i}} \times e_i$$

M _{y,p} [kNm]	I _{y,i} [m ⁴]	e _i [m]	e _i [m]	σ _{M,p} [MPa]	σ _{M,p} [MPa]
109093.7	7.99219	0.668	0.832	9.118229	-11.3568



$$|\sigma_c| \leq 0.45 \times f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 0.6 \times f_{ck}$$

$0.45f_{ck}$	$0.6f_{ck}$
15.75 MPa	21.00 MPa

$\sigma_{p,h}$ [MPa] $\sigma_{p,d}$ [MPa]

$\sigma < 0.45 f_{ck}$

$\sigma < 0.6 f_{ck}$

Tahové napětí

-2.01363	-22.4887	h je ok	d není ok	h je ok	d není ok	Nevznikají	Nevznikají
----------	----------	---------	-----------	---------	-----------	------------	------------

Výše uvedený graf nám dává výsledky předpětí v době napnutí předpínací výztuže.

Vnitřní průměr kanálků podle VSL

$$\varnothing_{INT} = 1.8 * \sqrt{A_p}$$

A_p [m ²]	Prum_int [mm]
5250	130.4224

D Výpočet modulu reakce podloží

k_h

Výpočet náhradních tuhostí založení

Pro výpočet interakce spodní stavby (včetně založení) s zemním prostředím bylo postupováno dle dvou přístupů.

Pro interakci spodní stavby bylo postupováno dle **P1.2.3.3 Integral Bridges Spring Supports dle TP 261**.

Pro interakci pilotového založení se zemním prostředím bylo postupováno dle **P1.2.3.1 INTAB Uspořádání A dle TP 261**. Pro tuto metodu byl proveden výpočet tuhostí dle zrušené normy **ČSN 73 1004**.

Opěra 1

Zemní prostředí na rubu opěry

h [m]	Vrstva	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	φ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]	\emptyset OCR
3.871	ŠDA dle ČSN EN 13285	130	38	0	21	4.213
2.426	ŠDA dle ČSN EN 13285	130	38	0	21	1.217
2.000	Dobře zrněný písek	40	30	0	19	0.261

Zemní prostředí pro pilotové založení

Zemina	h [m]	v [-]	β [-]	γ [kN/m ³]	E _{def} [MPa]	C _{ef} [kPa]	φ_{ef} [kPa]	E _{oed,i} [MPa]
F4	8.213	0.35	0.62	18.50	5.00	18.00	24.00	8.06
Hornina	h [m]	v [-]	γ [kN/m ³]	E _{def} [MPa]	C _{ef} [kPa]	φ_{ef} [kPa]		
R5	3.200	0.20	21.50	90.00	30.00	40.00		
R3	5.000	0.20	23.00	300.00	100.00	40.00		

Výpočet náhradní tuhosti opěry mostu

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

kde:

- $G_{eq,a}$ náhradní odpor zeminy zásypu u opěr
- H výška opěry
- B šířka opěry

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

kde:

p_{atm} průměrný atmosférický tlak (100 kPa)

f_{cyc} cyklický faktor zohledňující stav zeminy, pro tento případ = 2

$F(e)$ součinitel zohledňující mezerovitost materiálu

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

kde: e mezerovitost materiálu

p' průměrné efektivní napětí v materiálu zásypu

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

kde:

γ_{fill} objemová tíha zeminy zásypu

H výška opěry

u průměrný pórový tlak, pro tento případ = 0

H výška opěry

Δ vodorovný posun opěry

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

kde:

- α součinitel teplotní roztažnosti materiálu nosné konstrukce
- ΔT oteplení nosné konstrukce
- L délka nosné konstrukce

Tabulka vstupních dat pro výpočet

H	B	p_{atm}	f_{cyc}	u	α	ΔT	L
[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[1/°C]	[°C]	[m]
8.3	14.3	100	2	0	0.00001	29.5	51.6
	γ_{fill}		e	SHSK	γ		
	Vrstva	[kN/m ³]	[-]	hi [m]	[t/m ³]	[t/m ³]	
	ŠDA dle ČSN EN 13285	21	21.23%	6.297	2.1	2.666	
	Dobře zrněný písek	19	0.80	2.000			

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

α [1/°C]	ΔT [°C]	L [m]	Δ [m]
0.00001	29.5	51.6	0.003806

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

γ_{fill} [kN/m ³]	H [m]	u [-]	p' [kPa]
21	6.300	0	99.225
19	2.000	0	28.5

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

e [-]	$F(e)$ [-]
21.23%	3.16
80.00%	1.04

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times (2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta})^{0.5}$$

p_{atm} [kPa]	f_{cyc} [-]	$F(e)$ [-]	p' [kPa]	H [m]	Δ [m]	$G_{eq,a}$ [kPa]
100	2	3.16	99.23	6.300	0.004	243111.7
		1.04	28.50	2.000		24213.16

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

$G_{eq,a}$ [kPa]	H [m]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ³]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ²]
243111.7	6.300	14.300	89646.98	14.300	1281951.85
24213.2	2.000		15846.61		226606.58
					$K_{eq,a}^{ave}$ [MN/m ²]
					1281.95
					226.61

Výpočet náhradní vodorovné tuhosti pilot mostu

dle ČSN 73 1004

$$k_{hk} = \frac{2 \times E_{def}}{3 \times d}$$

Zemina	E_{def} [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
F4	5.000	1200	2777.778	2.777778
Hornina	E_{def} [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
R5	90.000	1200	50000	50
R3	300.000	1200	166666.7	166.6667

Opěra 2

Zemní prostředí na rubu opěry

h [m]	Vrstva	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	φ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]	\emptyset OCR
5.175	ŠDA dle ČSN EN 13285	130.000	38.000	0.000	21.000	3.405
1.525	ŠDA dle ČSN EN 13285	130.000	38.000	0.000	21.000	1.008
2.000	Dobře zrněný písek	40.000	30.000	0.000	19.000	0.245

Tabulka zemín v sondách

Zemina	h [m]	v [-]	β [-]	γ [kN/m ³]	Edef [MPa]	Cef [kPa]	φ_{ef} [kPa]	$\sigma_{ed,i}$ [MPa]
F6	2.200	0.400	0.470	21.000	3.000	16.000	19.000	6.383
F4	4.800	0.350	0.620	18.500	5.000	18.000	24.000	8.065
Hornina	h [m]	v [-]	γ [kN/m ³]	Edef [MPa]	Cef [kPa]	φ_{ef} [kPa]		
R6	2.300	0.250	21.000	40.000	0.000	35.000		
R5	1.800	0.200	21.500	90.000	30.000	40.000		

Výpočet náhradní tuhosti opěry mostu

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

kde:

- $G_{eq,a}$ náhradní odpor zeminy zásypu u opěr
- H výška opěry
- B šířka opěry

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

kde:

p_{atm} průměrný atmosférický tlak (100 kPa)

f_{cyc} cyklický faktor zohledňující stav zeminy, pro tento případ = 2

$F(e)$ součinitel zohledňující mezerovitost materiálu

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

kde:

e mezerovitost materiálu

p' průměrné efektivní napětí v materiálu zásypu

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

kde:

γ_{fill} objemová tíha zeminy zásypu

H výška opěry

u průměrný pórový tlak, pro tento případ = 0

H výška opěry

Δ vodorovný posun opěry

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

kde:

α součinitel teplotní roztažnosti materiálu nosné konstrukce

ΔT oteplení nosné konstrukce

L délka nosné konstrukce

Tabulka vstupních dat pro výpočet

H	B	p_{atm}	f_{cyc}	u	α	ΔT	L
[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[1/°C]	[°C]	[m]
8.7	14.3	100	2	0	0.00001	29.5	51.6

Vrstva	γ_{fill} [kN/m ³]	e [-]	SHSK hi [m]	γ [t/m ³]	γ [t/m ³]
ŠDA dle ČSN EN 13285	21	21.23%	6.700	2.1	2.666
Dobře zrněný písek	19	80.00%	2.000		

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

α [1/°C]	ΔT [°C]	L [m]	Δ [m]
0.00001	29.5	51.6	0.003806

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

γ_{fill} [kN/m ³]	H [m]	u [-]	p' [kPa]
21	6.700	0	105.525
19	2.000	0	28.5

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

e [-]	F(e) [-]
21.23%	3.16
80.00%	1.04

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

p_{atm} [kPa]	f_{cyc} [-]	F(e) [-]	p' [kPa]	H [m]	Δ [m]	$G_{eq,a}$ [kPa]
100	2	3.16	105.53	6.700	0.004	258547.4
		1.04	28.50	2.000		24213.16

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

$G_{eq,a}$ [kPa]	H [m]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ³]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ²]
258547.4	6.700	14.300	92449.12	14.300	1322022.48
24213.2	2.000		15846.61		226606.58
					$K_{eq,a}^{ave}$ [MN/m ²]
					1322.02
					226.61

Výpočet náhradní vodorovné tuhosti pilot mostu

dle ČSN 73 1004

$$k_{hk} = \frac{2 \times E_{def}}{3 \times d}$$

Zemina	Edef [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
F6	3.000	1200	1666.667	1.666667
F4	5.000	1200	2777.778	2.777778
Hornina	Edef [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
R6	40.000	1200	22222.22	22.22222
R5	90.000	1200	50000	50

**E Zemní tlak dle TP 261, přílohy
P1.2.2.3**

Zatížení přechodové oblasti

Opěra 1 a 2

Přechodová oblast

Navržená přechodová oblast je hutněna **po vrstvách o maximální tloušťce 200 mm** pomocí **vibrační desky s hmotností 120kg** ve smyslu TP 261.

h [m]	Vrstva	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	φ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]
7.000	ŠDA dle ČSN EN 13285	130	38	0	21
2.000	Dobře zrněný písek	40	30	0	19

Součinitele zemních tlaků

Zemní tlak v klidu pro překonsolidovanou zeminu

$$K_{0,OC} = (1 - \sin(\varphi)) \times OCR^{\sin(\varphi)} \leq K_p$$

Zemní tlak pasivní

$$K_p = tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$$

Součinitel překonsolidace

$$OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}}$$

Kde $\sigma_{z,max}$ je maximální svislé napětí v příslušné hloubce

$$\sigma_{z,real} = \gamma \times z$$

Zemina	h [m]	γ [kN/m ³]	$\sigma_{z,real}$ [kPa]	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	OCR	φ [°]	C_{ef} [kPa]
ŠDA	0.000	21.00	0.000	130	0.000	38.00	0.000
ŠDA	0.500	21.00	10.500	130	12.381	38.00	0.000
ŠDA	1.000	21.00	21.000	130	6.190	38.00	0.000
ŠDA	1.500	21.00	31.500	130	4.127	38.00	0.000
ŠDA	2.000	21.00	42.000	130	3.095	38.00	0.000
ŠDA	2.500	21.00	52.500	130	2.476	38.00	0.000
ŠDA	3.000	21.00	63.000	130	2.063	38.00	0.000
ŠDA	3.500	21.00	73.500	130	1.769	38.00	0.000
ŠDA	4.000	21.00	84.000	130	1.548	38.00	0.000
ŠDA	4.500	21.00	94.500	130	1.376	38.00	0.000
ŠDA	5.000	21.00	105.000	130	1.238	38.00	0.000
ŠDA	5.500	21.00	115.500	130	1.126	38.00	0.000
ŠDA	6.000	21.00	126.000	130	1.032	38.00	0.000
ŠDA	6.500	21.00	136.500	130	0.952	38.00	0.000
ŠDA	7.000	21.00	147.000	130	0.884	38.00	0.000
DZP	7.500	19.00	142.500	40	0.281	30.00	0.000
DZP	8.000	19.00	152.000	40	0.263	30.00	0.000
DZP	8.500	19.00	161.500	40	0.248	30.00	0.000
DZP	9.000	19.00	171.000	40	0.234	30.00	0.000

Modifikovaný součinitel zemního tlaku

$$K^* = K_0 + \left(\frac{d}{0.05 \times H}\right)^{0.4} \times K_p$$

K_0 - součinitel zemního tlaku v klidu

spočteno dle P1.1.2 TP 261

$$K_{0,OC} = (1 - \sin(\varphi)) \times OCR^{\sin(\varphi)} \leq K_p$$

d - posun horního líce opěr

spočteno jako Δz P1.2.3.3 TP 261

$$d = \Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

H - výška opěry/výška převislé části

K_p - součinitel zemního tlaku pasivního

spočteno dle P1.1.4 TP 261

$$K_p = tg^2(45 + \frac{\varphi}{2})$$

$d = \Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$	α [1/°C]	ΔT [°C]	L [m]	d = Δ [m]
	0.00001	29.5	51.6	0.003806

$$K^* = K_0 + \left(\frac{d}{0.05 \times H}\right)^{0.4} \times K_p$$

Zemina	$K_{0,oc}$	K_p	d = Δ [m]	H [m]	K^*
ŠDA	0.000	4.204	0.004	9.000	0.623
ŠDA	1.809	4.204	0.004	9.000	2.432
ŠDA	1.181	4.204	0.004	9.000	1.804
ŠDA	0.920	4.204	0.004	9.000	1.543
ŠDA	0.771	4.204	0.004	9.000	1.394
ŠDA	0.672	4.204	0.004	9.000	1.295
ŠDA	0.600	4.204	0.004	9.000	1.223
ŠDA	0.546	4.204	0.004	9.000	1.169
ŠDA	0.503	4.204	0.004	9.000	1.126
ŠDA	0.468	4.204	0.004	9.000	1.091
ŠDA	0.438	4.204	0.004	9.000	1.061
ŠDA	0.413	4.204	0.004	9.000	1.036
ŠDA	0.392	4.204	0.004	9.000	1.015
ŠDA	0.373	4.204	0.004	9.000	0.996
ŠDA	0.356	4.204	0.004	9.000	0.979
DZP	0.265	3.000	0.004	9.000	0.710
DZP	0.256	3.000	0.004	9.000	0.701
DZP	0.249	3.000	0.004	9.000	0.693
DZP	0.242	3.000	0.004	9.000	0.686

Výpočet zemního tlaku dle P1.2.2.3

$$\sigma_p(z) = K^* \times (\gamma \times z + q) + 2 \times c \times \sqrt{K^*}$$

Zemina	h [m]	γ [kN/m ³]	K^*	c [kPa]	q [kN/m ²]	$\sigma_p(z)$
ŠDA	0.000	21.00	0.623	0.000	53.440	33.295
ŠDA	0.500	21.00	2.432	0.000	53.440	155.516
ŠDA	1.000	21.00	1.804	0.000	53.440	134.272
ŠDA	1.500	21.00	1.543	0.000	53.440	131.056
ŠDA	2.000	21.00	1.394	0.000	53.440	133.007
ŠDA	2.500	21.00	1.295	0.000	53.440	137.161
ŠDA	3.000	21.00	1.223	0.000	53.440	142.451
ŠDA	3.500	21.00	1.169	0.000	53.440	148.397

ŠDA	4.000	21.00	1.126	0.000	53.440	154.749
ŠDA	4.500	21.00	1.091	0.000	53.440	161.368
ŠDA	5.000	21.00	1.061	0.000	53.440	168.166
ŠDA	5.500	21.00	1.036	0.000	53.440	175.091
ŠDA	6.000	21.00	1.015	0.000	53.440	182.104
ŠDA	6.500	21.00	0.996	0.000	53.440	189.181
ŠDA	7.000	21.00	0.979	0.000	53.440	196.305
DZP	7.500	19.00	0.710	0.000	53.440	139.027
DZP	8.000	19.00	0.701	0.000	53.440	144.039
DZP	8.500	19.00	0.693	0.000	53.440	149.054
DZP	9.000	19.00	0.686	0.000	53.440	154.069

Náhradní zemní tlak

Dle P1.2.2.4 TP 261 se náhradním zemním tlakem zatíží horní polovina opěry pak zůstane tlak konstantní dokud zemní tlak v klidu nenabyde stejné hodnoty jako konstantí část. Pote bude působit zemní tlak v klidu.

Zemní tlak v klidu

$$\sigma_r = \sigma_z \times K_0 = \gamma \times z \times K_0$$

Náhradní vodorovné zatížení opěry

b [m]

14.3

Zemina	h [m]	γ [kN/m ³]	$K_{0,oc}$	$\sigma_r(z)$	$\sigma_p(z)$	$\sigma_x(z)$	$F_x(z)$ [kN/m]
ŠDA	0.000	21.000	0.000	0.000	33.295	33.295	476.122
ŠDA	0.500	21.000	1.809	18.996	155.516	155.516	2223.876
ŠDA	1.000	21.000	1.181	24.795	134.272	134.272	1920.091
ŠDA	1.500	21.000	0.920	28.976	131.056	131.056	1874.106
ŠDA	2.000	21.000	0.771	32.364	133.007	133.007	1901.996
ŠDA	2.500	21.000	0.672	35.262	137.161	137.161	1961.401
ŠDA	3.000	21.000	0.600	37.822	142.451	142.451	2037.053
ŠDA	3.500	21.000	0.546	40.130	148.397	148.397	2122.076
ŠDA	4.000	21.000	0.503	42.244	154.749	154.749	2212.917
ŠDA	4.500	21.000	0.468	44.200	161.368	161.368	2307.559
ŠDA	5.000	21.000	0.438	46.027	168.166	161.368	2307.559
ŠDA	5.500	21.000	0.413	47.744	175.091	161.368	2307.559
ŠDA	6.000	21.000	0.392	49.367	182.104	161.368	2307.559
ŠDA	6.500	21.000	0.373	50.910	189.181	161.368	2307.559
ŠDA	7.000	21.000	0.356	52.381	196.305	161.368	2307.559
DZP	7.500	19.000	0.265	37.749	139.027	161.368	2307.559
DZP	8.000	19.000	0.256	38.987	144.039	161.368	2307.559
DZP	8.500	19.000	0.249	40.187	149.054	161.368	2307.559
DZP	9.000	19.000	0.242	41.352	154.069	161.368	2307.559

F Přepočet modulu reakce podloží
v návaznosti na změnu spodní
stavby mostní konstrukce

Přepočet modulu reakce podloží po výzkumu vlivu tuhosti mostních opěr

Opěra 1

Zemní prostředí na rubu opěry

h [m]	Vrstva	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	φ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]	\varnothing OCR
3.500	ŠDA dle ČSN EN 13285	130	38	0	21	4.213
3.500	ŠDA dle ČSN EN 13285	130	38	0	21	1.217
2.000	Dobře zrněný písek	40	30	0	19	0.261

Zemní prostředí pro pilotové založení

Zemina	h [m]	v [-]	β [-]	γ [kN/m ³]	E _{def} [MPa]	C _{ef} [kPa]	φ_{ef} [kPa]	E _{oed,i} [MPa]
F4	7.513	0.35	0.62	18.50	5.00	18.00	24.00	8.06
Hornina	Opěra 2	v [-]	γ [kN/m ³]	E _{def} [MPa]	C _{ef} [kPa]	φ_{ef} [kPa]		
R5	3.200	0.20	21.50	90.00	30.00	40.00		
R3	5.000	0.20	23.00	300.00	100.00	40.00		

Výpočet náhradní tuhosti opěry mostu

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

kde:

$G_{eq,a}$ náhradní odpor zeminy zásypu u opěr

H výška opěry

B šířka opěry

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

kde:

p_{atm} průměrný atmosférický tlak (100 kPa)

f_{cyc} cyklický faktor zohledňující stav zeminy, pro tento případ = 2

$F(e)$ součinitel zohledňující mezerovitost materiálu

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

kde:

e mezerovitost materiálu

p' průměrné efektivní napětí v materiálu zásypu

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

kde:

γ_{fill} objemová tíha zeminy zásypu

H výška opěry

u průměrný pórový tlak, pro tento případ = 0

H výška opěry

Δ vodorovný posun opěry

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

kde:

α součinitel teplotní roztažnosti materiálu nosné konstrukce

ΔT oteplení nosné konstrukce

L délka nosné konstrukce

Tabulka vstupních dat pro výpočet

H	B	p_{atm}	f_{cyc}	u	α	ΔT	L
[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[1/°C]	[°C]	[m]
9	14.3	100	2	0	0.00001	29.5	51.6
Vrstva		γ_{fill}	e	SHSK	γ		
		[kN/m ³]	[-]	hi [m]	[t/m ³]	[t/m ³]	
ŠDA dle ČSN EN 13285		21	21.23%	7.000	2.1	2.666	
Dobře zrněný písek		19	0.80	2.000			

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

α [1/°C]	ΔT [°C]	L [m]	Δ [m]
0.00001	29.5	51.6	0.003806

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

γ_{fill} [kN/m ³]	H [m]	u [-]	p' [kPa]
21	7.000	0	110.25
19	2.000	0	28.5

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

e [-]	F(e) [-]
21.23%	3.16
80.00%	1.04

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

p_{atm} [kPa]	f_{cyc} [-]	F(e) [-]	p' [kPa]	H [m]	Δ [m]	$G_{eq,a}$ [kPa]
100	2	3.16	110.25	7.000	0.004	270124.2
		1.04	28.50	2.000		24213.16

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

$G_{eq,a}$ [kPa]	H [m]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ³]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ²]
270124.2	7.000	14.300	94496.22	14.300	1351295.90
24213.2	2.000		15846.61		226606.58
					$K_{eq,a}^{ave}$ [MN/m ²]
					1351.30
					226.61

Výpočet náhradní vodorovné tuhosti pilot mostu

dle ČSN 73 1004

$$k_{hk} = \frac{2 \times E_{def}}{3 \times d}$$

Zemina	E_{def} [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
F4	5.000	1200	2777.778	2.777778
Hornina	E_{def} [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
R5	90.000	1200	50000	50
R3	300.000	1200	166666.7	166.6667

Opěra 2

Zemní prostředí na rubu opěry

h [m]	Vrstva	$\sigma_{z,max}$ [kPa]	φ [°]	c [kPa]	γ [kN/m ³]	ϕ OCR
3.500	ŠDA dle ČSN EN 13285	130.000	38.000	0.000	21.000	3.405
3.500	ŠDA dle ČSN EN 13285	130.000	38.000	0.000	21.000	1.008
2.000	Dobře zrněný písek	40.000	30.000	0.000	19.000	0.245

Tabulka zemín v sondách

Zemina	h [m]	v [-]	β [-]	γ [kN/m ³]	E _{def} [MPa]	C _{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [kPa]	$\phi_{oed,i}$ [MPa]
F6	1.900	0.400	0.470	21.000	3.000	16.000	19.000	6.383
F4	4.800	0.350	0.620	18.500	5.000	18.000	24.000	8.065

Hornina	h [m]	v [-]	γ [kN/m ³]	E _{def} [MPa]	C _{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [kPa]
R6	2.300	0.250	21.000	40.000	0.000	35.000
R5	3.000	0.200	21.500	90.000	30.000	40.000

Výpočet náhradní tuhosti opěry mostu

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

kde:

- $G_{eq,a}$ náhradní odpor zeminy zásypu u opěr
- H výška opěry
- B šířka opěry

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

kde:

- p_{atm} průměrný atmosférický tlak (100 kPa)
- f_{cyc} cyklický faktor zohledňující stav zeminy, pro tento případ = 2
- $F(e)$ součinitel zohledňující mezerovitost materiálu

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$
 kde: e mezerovitost materiálu

- p' průměrné efektivní napětí v materiálu zásypu

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

kde:

- γ_{fill} objemová tíha zeminy zásypu
- H výška opěry
- u průměrný pórový tlak, pro tento případ = 0

- H výška opěry
- Δ vodorovný posun opěry

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

kde:

- α součinitel teplotní roztažnosti materiálu nosné konstrukce
- ΔT oteplení nosné konstrukce
- L délka nosné konstrukce

Tabulka vstupních dat pro výpočet

H	B	p_{atm}	f_{cyc}	u	α	ΔT	L
[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[1/°C]	[°C]	[m]
9	14.3	100	2	0	0.00001	29.5	51.6

Vrstva	γ_{fill} [kN/m ³]	e [-]	SHSK hi [m]	γ [t/m ³]	γ [t/m ³]
ŠDA dle ČSN EN 13285	21	21.23%	7.000	2.1	2.666
Dobře zrněný písek	19	80.00%	2.000		

$$\Delta = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{4}$$

α [1/°C]	ΔT [°C]	L [m]	Δ [m]
0.00001	29.5	51.6	0.003806

$$p' = 1.5 \times \gamma_{fill} \times \frac{H}{2} - u$$

γ_{fill} [kN/m ³]	H [m]	u [-]	p' [kPa]
21	7.000	0	110.25
19	2.000	0	28.5

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$$

e [-]	F(e) [-]
21.23%	3.16
80.00%	1.04

$$G_{eq,a} = p_{atm} \times 600 \times f_{cyc} \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0.5} \times \left(2.5 \times H \times \frac{0.0001}{\Delta}\right)^{0.5}$$

p_{atm} [kPa]	f_{cyc} [-]	F(e) [-]	p' [kPa]	H [m]	Δ [m]	$G_{eq,a}$ [kPa]
100	2	3.16	110.25	7.000	0.004	270124.2
		1.04	28.50	2.000		24213.16

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3.5 \times G_{eq,a}}{H \times \left(\frac{B}{H}\right)^{0.5}}$$

$G_{eq,a}$ [kPa]	H [m]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ³]	B [m]	$K_{eq,a}^{ave}$ [kN/m ²]
270124.2	7.000	14.300	94496.22	14.300	1351295.90
24213.2	2.000		15846.61		226606.58
					$K_{eq,a}^{ave}$ [MN/m ²]
					1351.30
					226.61

Výpočet náhradní vodorovné tuhosti pilot mostu
dle **ČSN 73 1004**

$$k_{hk} = \frac{2 \times E_{def}}{3 \times d}$$

Zemina	Edef [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
F6	3.000	1200	1666.667	1.666667
F4	5.000	1200	2777.778	2.777778
Hornina	Edef [MPa]	d [mm]	k_{hk} [kN/m]	k_{hk} [MN/m]
R6	40.000	1200	22222.22	22.22222
R5	90.000	1200	50000	50

G Posouzení samostatných křídél v programu GEO – 5

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : Diplomova_prace
 Popis : Vypocet-samostatnych-kridel
 Odběratel : CVUT-Fsv
 Vypracoval : Bc_Vojtech_Stok
 Datum : 10.10.2022

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Výpočet zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
 Dovolená excentricita : 0.333
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

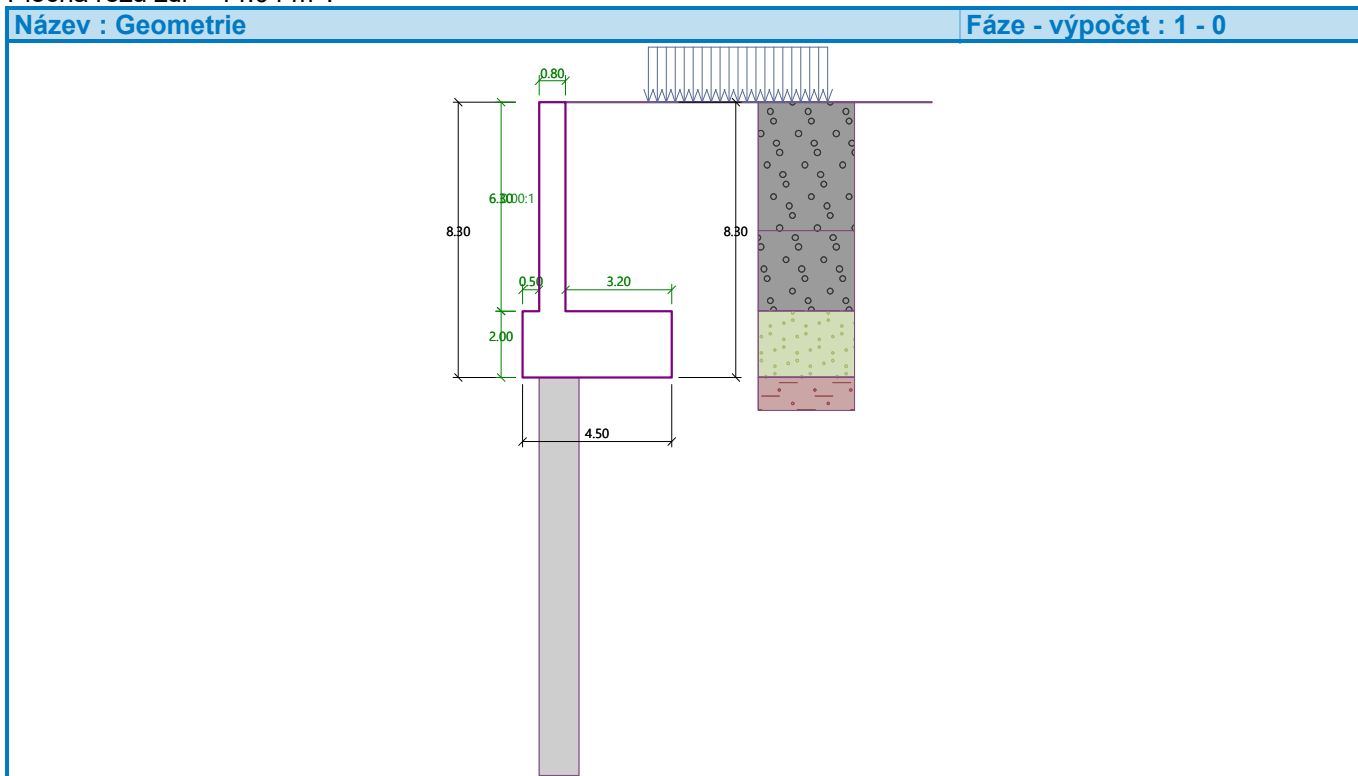
Ocel podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce



Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	6.30
3	3.20	6.30
4	3.20	8.30
5	-1.30	8.30
6	-1.30	6.30
7	-0.80	6.30
8	-0.80	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
 Plocha řezu zdi = 14.04 m².




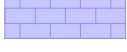



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	SDa		38.00	0.00	21.00	11.00	19.00
2	Dobre_zrneny_pisek		30.00	0.00	19.00	9.00	15.00
3	F4		24.00	18.00	18.50	8.50	12.00
4	R5		40.00	30.00	21.50	11.50	20.00
5	R3		40.00	100.00	23.00	13.00	20.00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
6	R6		35.00	0.00	21.00	11.00	17.00
7	F6		19.00	16.00	21.00	11.00	8.50

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	SDa		překonsolidovaná	-	-	2.71	-
2	Dobře_zrneny_pisek		překonsolidovaná	-	-	1.00	-
3	F4		soudržná	-	0.35	-	-
4	R5		soudržná	-	0.20	-	-
5	R3		soudržná	-	0.20	-	-
6	R6		nesoudržná	35.00	-	-	-
7	F6		soudržná	-	0.40	-	-

Parametry zemín

SDa

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 38.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 19.00^\circ$
 Zemina : překonsolidovaná
 Číslo překonsolidace : OCR = 2.71
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Dobře_zrneny_pisek

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15.00^\circ$
 Zemina : překonsolidovaná
 Číslo překonsolidace : OCR = 1.00
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

F4

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 18.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 12.00^\circ$
 Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 20.00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21.50 \text{ kN/m}^3$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 100.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 20.00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23.00 \text{ kN/m}^3$

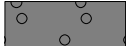



R6

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 17.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

F6

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 16.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8.50^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

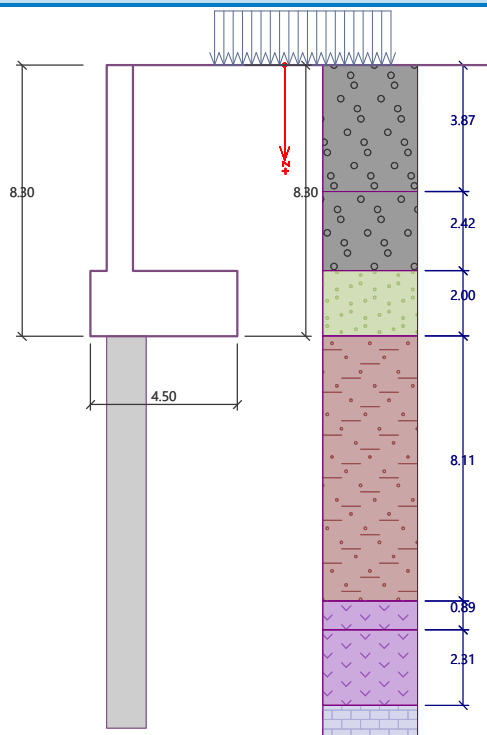
Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.87	0.00 .. 3.87	SDa	
2	2.42	3.87 .. 6.29	SDa	
3	2.00	6.29 .. 8.29	Dobre_zrneny_pisek	
4	8.11	8.29 .. 16.40	F4	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
5	0.89	16.40 .. 17.29	R5	
6	2.31	17.29 .. 19.60	R5	
7	-	19.60 .. ∞	R3	

Název : Profil a přiřazení

Fáze - výpočet : 1 - 0



Založení

Typ založení : pilotový základ
Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Délka $l = 12.00 \text{ m}$
Odsazení $d = 1.20 \text{ m}$
Průměr $x = 0.50 \text{ m}$

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

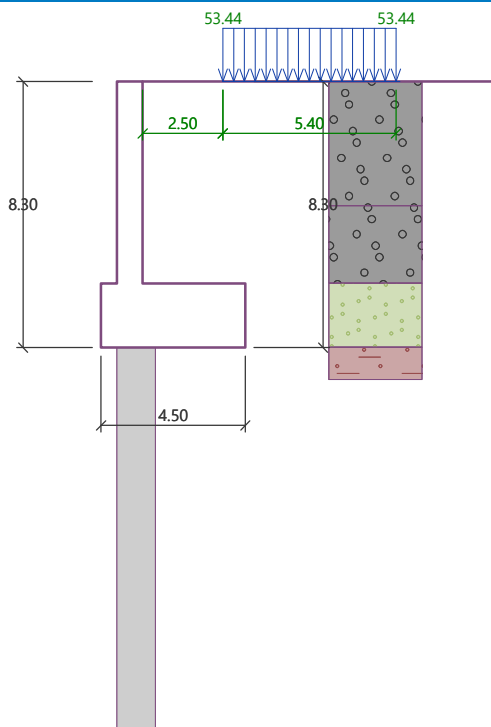
Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	53.44	53.44	2.50	5.40	na terénu
Číslo	Název							
1	Vozidla-na-vozovce							

Název : Přetížení

Fáze - výpočet : 1 - 0

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-2.49	322.92	1.77	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-4.18	219.96	2.37	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	187.28	-2.62	226.89	3.58	1.350	1.350	1.350
Vozidla-na-vozovce	47.49	-2.50	51.29	3.54	1.500	1.500	1.500

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující $M_{res} = 1757.29$ kNm/m

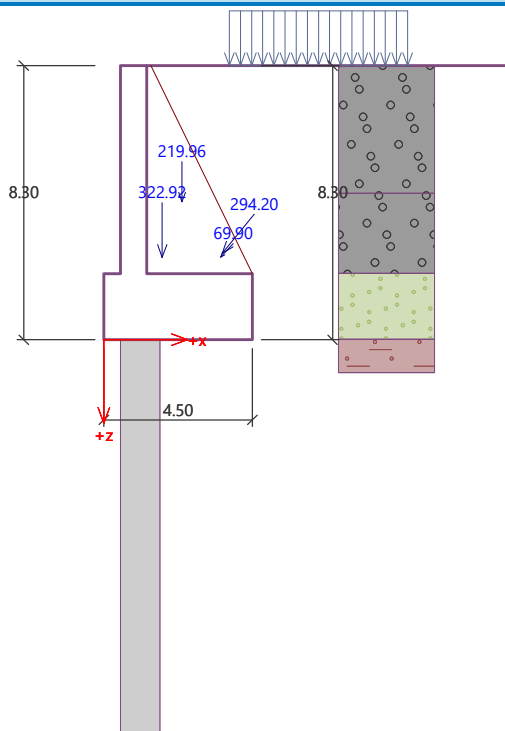
Moment klopící $M_{ovr} = 841.35$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 311.32 kPa

Název : Posouzení

Fáze - výpočet : 1 - 1



Únosnost základové pudy

Síly působící v hlavě piloty

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-772.96	1116.12	324.06	0.102	311.32
2	-600.13	926.11	324.06	0.112	264.90

Normové síly působící v hlavě piloty

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-571.89	821.06	234.77

Vstupy pro výpočet založení

Podélný rozestup pilot $s = 2.00$ m

Posouzení piloty

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1.30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0.50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0.67$

Piloty

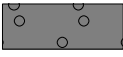



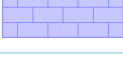

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	

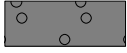

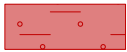

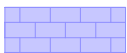


Základní parametry zemin





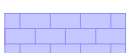
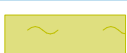

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	SDa		21.00	0.20
2	Dobre_zrneny_pisek		19.00	0.28
3	F4		18.50	0.35
4	R5		21.50	0.20
5	R3		23.00	0.20
6	R6		21.00	0.20
7	F6		21.00	0.40

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu





Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	SDa		překonsolidovaná	-	-	2.71	-
2	Dobre_zrneny_pisek		překonsolidovaná	-	-	1.00	-
3	F4		soudržná	-	0.35	-	-
4	R5		soudržná	-	0.20	-	-
5	R3		soudržná	-	0.20	-	-
6	R6		nesoudržná	35.00	-	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
7	F6		soudržná	-	0.40	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	SDa		150.00	-	21.00	-	-
2	Dobre_zrneny_pisek		150.00	-	19.00	-	-
3	F4		8.06	-	18.50	-	-
4	R5		-	90.00	21.50	-	-
5	R3		-	300.00	23.00	-	-
6	R6		-	40.00	21.00	-	-
7	F6		8.06	-	21.00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	SDa		38.00	19.00	-	-	-
2	Dobre_zrneny_pisek		30.00	15.00	-	-	-
3	F4		24.00	12.00	-	-	-
4	R5		40.00	20.00	1.00	-	-
5	R3		40.00	20.00	-	-	-
6	R6		35.00	17.00	-	-	-
7	F6		19.00	8.50	-	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	SDa		19.00
2	Dobre_zrneny_pisek		15.00
3	F4		12.00
4	R5		20.00

Číslo	Název	Vzorek	β
5	R3		20.00
6	R6		17.00
7	F6		8.50

Parametry zemín

SDa

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.20
Edometrický modul :	E_{oed}	=	150.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	19.00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	19.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	38.00 °

Dobře_zrneny_pisek

Objemová tíha :	γ	=	19.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.28
Edometrický modul :	E_{oed}	=	150.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	15.00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	15.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30.00 °

F4

Objemová tíha :	γ	=	18.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Edometrický modul :	E_{oed}	=	8.06 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18.50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	12.00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	12.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	24.00 °

R5

Objemová tíha :	γ	=	21.50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.20
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	90.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.50 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	20.00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	20.00 °
Součinitel bočního tlaku zeminy :	K	=	1.00

R3

Objemová tíha :	γ	=	23.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.20
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	300.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	23.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	20.00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	20.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40.00 °

R6

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.20
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	40.00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	17.00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	17.00 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	35.00 °

F6

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Edometrický modul :	E_{oed}	=	8.06 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	8.50 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	8.50 °
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1.20$ m

Délka $l = 12.00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1.13E+00$ m²

Moment setrvačnosti $I = 1.02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0.00$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0.00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750.00$ MPa




Ocel podélná: B500B


Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8.10	0.00 .. 8.10	F4	
2	0.89	8.10 .. 8.99	R5	
3	2.31	8.99 .. 11.30	R5	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	-	11.30 .. ∞	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		ZS 1	Návrhové	2232.24	0.00	0.00	-648.11	0.00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	1852.23	0.00	0.00	-648.11	0.00
3	Ano		ZS 3	Užitné	1642.12	0.00	0.00	-469.53	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Svislá únos. čís.1 - Plovoucí pilota

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je nesoudržná

Součinitel únosnosti $N_q = 72.00$

Plocha příčného řezu piloty $A_p = 1.13E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	-	-
1.20	1.20	-	-	1.13	12.00	11.10	10.95
1.20	-	-	-	-	-	-	-
8.10	6.90	-	-	1.13	12.00	22.20	125.95
8.10	-	-	-	-	-	-	-
8.99	0.89	-	-	1.00	20.00	22.20	24.65
8.99	-	-	-	-	-	-	-
11.30	2.31	-	-	1.00	20.00	22.20	63.97
11.30	-	-	-	-	-	-	-
12.00	0.70	-	-	1.72	20.00	22.20	33.43

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 $R_s = 258.95 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 17377.92 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 17636.87 \text{ kN}$

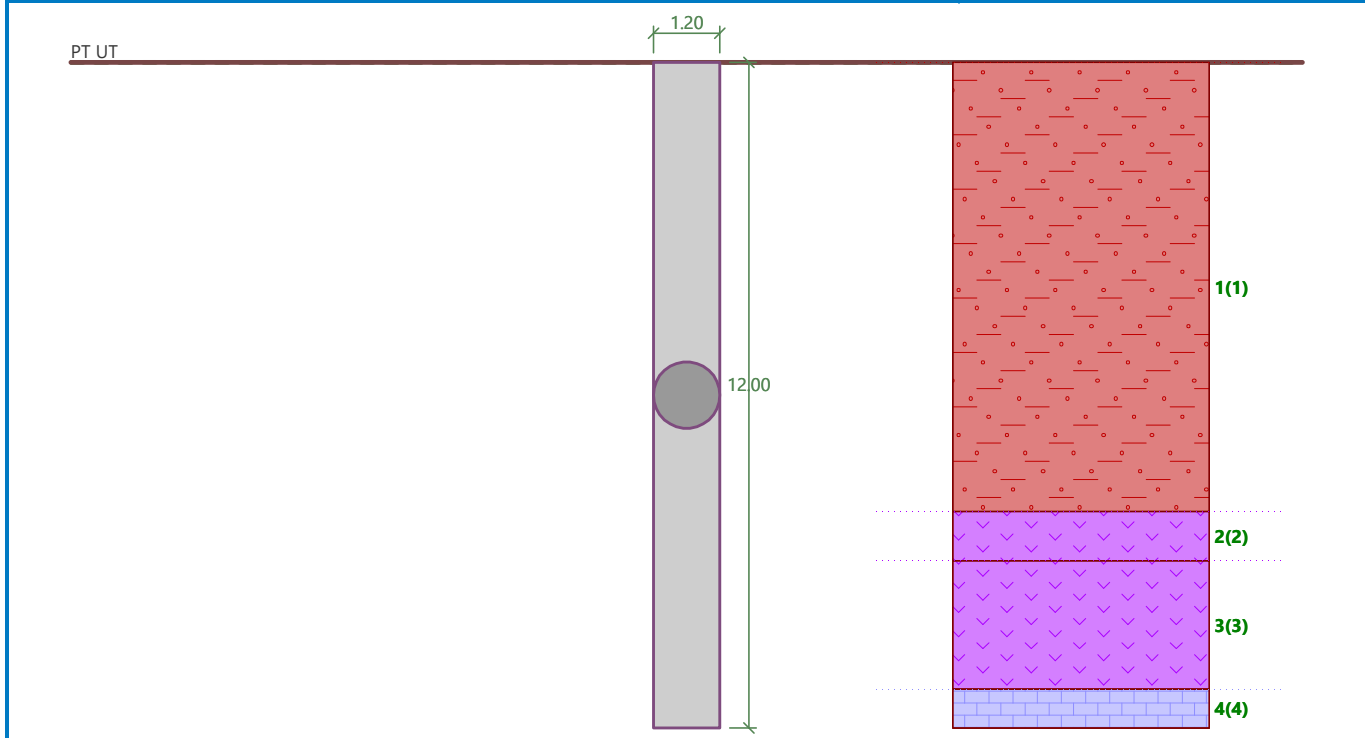
Extrémní svislá síla $V_d = 2232.24 \text{ kN}$

$$R_c = 17636.87 \text{ kN} > 2232.24 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Název : Sv. únosn.

Fáze - výpočet : 1 - 1

**Výp. sedání čís.1 - Zatěž. křivka**

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	E_s [MPa]
1	0.00	8.10	15.00
2	8.10	8.99	15.00
3	8.99	11.30	15.00
4	11.30	12.00	15.00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm**Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky**

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0.97$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0.80$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 5.12$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0.10$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.40$

Příčinkové součinitele sedání :

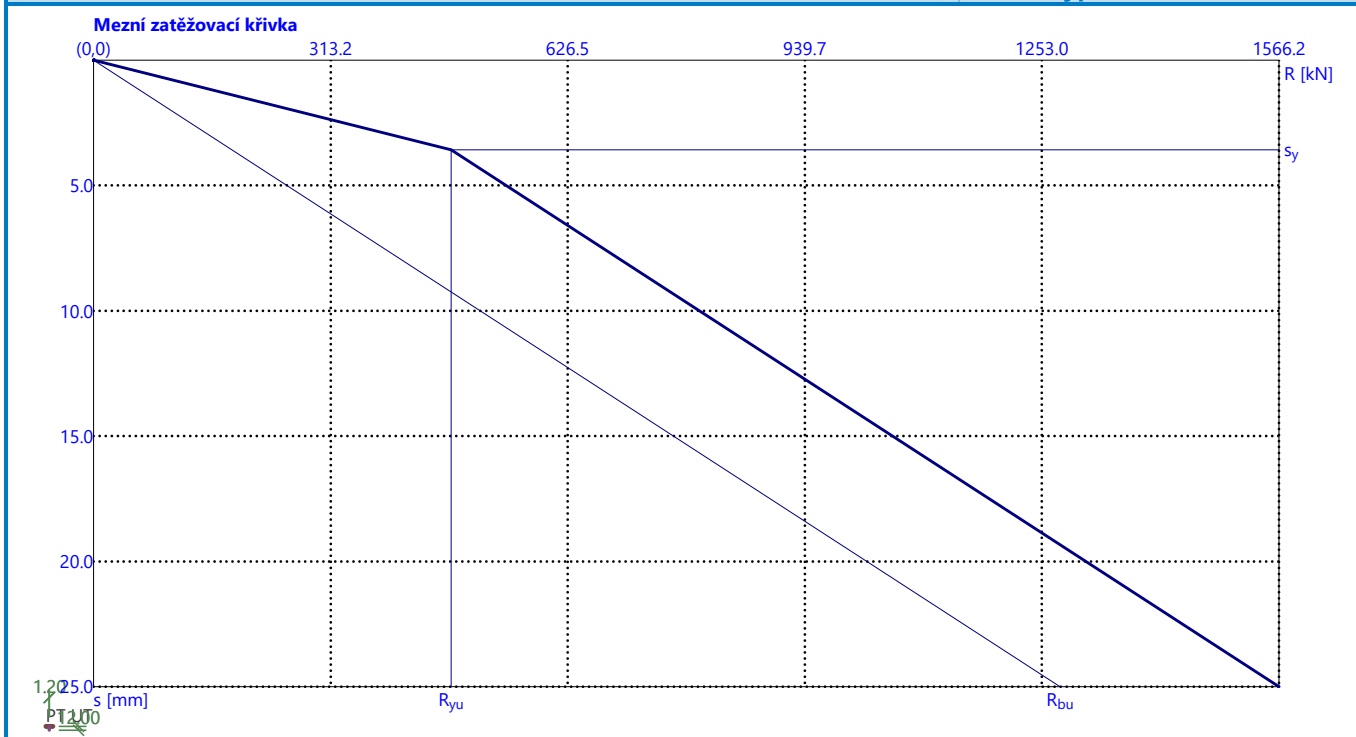
Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0.15$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1.00$
 Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0.91$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 472.33$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 3.6$ mm
 Celková únosnost $R_c = 1566.22$ kN
 Maximální sednutí $s_{lim} = 25.0$ mm

Název : Sedání

Fáze - výpočet : 1 - 1



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	35.17	4.99	154.93	648.11	0.00
0.60	4.40	32.19	4.96	141.78	541.30	356.35
1.20	4.40	29.24	4.86	128.79	443.92	651.45
1.80	4.40	26.36	4.73	116.10	355.78	890.90
2.40	4.40	23.57	4.55	103.84	276.63	1080.18
3.00	4.40	20.90	4.34	92.08	206.13	1224.59
3.60	4.40	18.37	4.11	80.90	143.89	1329.19
4.20	4.40	15.97	3.87	70.35	89.48	1398.82
4.80	4.40	13.72	3.62	60.45	42.44	1438.04
5.40	4.40	11.63	3.36	51.23	2.27	1451.12
6.00	4.40	9.69	3.10	42.70	31.50	1442.05
6.60	4.40	7.91	2.84	34.85	59.38	1414.50
7.20	4.40	6.28	2.60	27.66	81.84	1371.88
7.80	4.40	4.80	2.35	21.12	99.36	1317.28
8.40	65.11	3.45	2.13	224.72	194.92	1240.80
8.99	65.11	2.26	1.92	147.12	326.05	1084.36
9.00	65.11	2.24	1.92	145.87	327.85	1081.13
9.60	65.11	1.14	1.74	74.52	406.77	858.18
10.20	65.11	0.14	1.61	9.14	436.58	602.82
10.80	65.11	0.80	1.53	52.04	420.94	343.36

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
11.40	217.02	1.70	1.49	369.37	335.52	107.61
12.00	217.02	2.59	1.48	562.50	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-35.17	-4.99	-154.93	-648.11	-0.00
0.60	4.40	-32.19	-4.96	-141.78	-541.30	-356.35
1.20	4.40	-29.24	-4.86	-128.79	-443.92	-651.45
1.80	4.40	-26.36	-4.73	-116.10	-355.78	-890.90
2.40	4.40	-23.57	-4.55	-103.84	-276.63	-1080.18
3.00	4.40	-20.90	-4.34	-92.08	-206.13	-1224.58
3.60	4.40	-18.37	-4.11	-80.90	-143.89	-1329.19
4.20	4.40	-15.97	-3.87	-70.35	-89.48	-1398.82
4.80	4.40	-13.72	-3.62	-60.45	-42.44	-1438.04
5.40	4.40	-11.63	-3.36	-51.23	-2.27	-1451.12
6.00	4.40	-9.69	-3.10	-42.70	-31.50	-1442.05
6.60	4.40	-7.91	-2.84	-34.85	-59.38	-1414.50
7.20	4.40	-6.28	-2.60	-27.66	-81.84	-1371.88
7.80	4.40	-4.80	-2.35	-21.12	-99.36	-1317.28
8.40	65.11	-3.45	-2.13	-224.72	-194.92	-1240.80
8.99	65.11	-2.26	-1.92	-147.12	-326.05	-1084.36
9.00	65.11	-2.24	-1.92	-145.87	-327.84	-1081.13
9.60	65.11	-1.14	-1.74	-74.52	-406.77	-858.18
10.20	65.11	-0.14	-1.61	-9.14	-436.58	-602.82
10.80	65.11	-0.80	-1.53	-52.04	-420.94	-343.36
11.40	217.02	-1.70	-1.49	-369.37	-335.52	-107.61
12.00	217.02	-2.59	-1.48	-562.50	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 35.2 mm
 Max.posouvající síla = 648.11 kN
 Maximální moment = 1451.15 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 1.20 m
 Vyztužení - 40 ks profil 25.0 mm; krytí 60.0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 1.736 \% > 0.250 \% = \rho_{min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = 1852.23$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 1451.15$ kNm
 Únosnost : $N_{Rd} = 6348.05$ kN; $M_{Rd} = 4973.45$ kNm

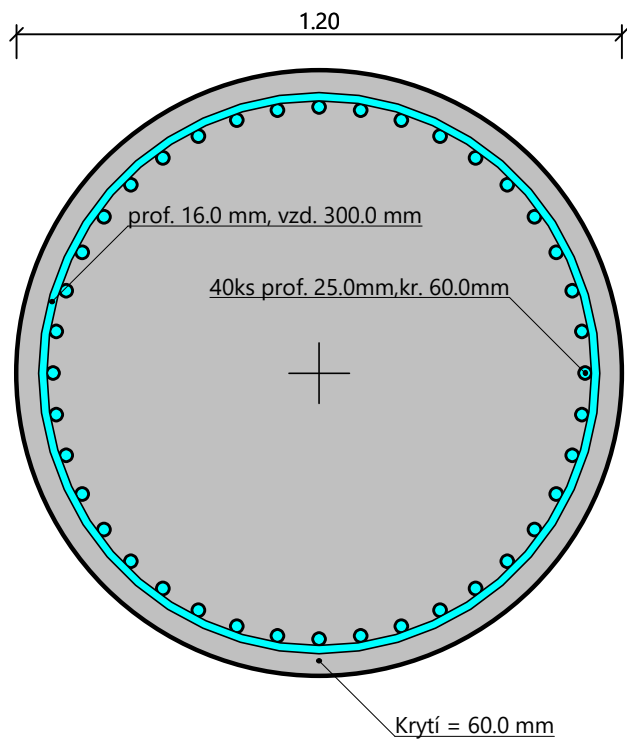
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 16.0 mm; vzdálenost 300.0 mm
 $A_{sw} = 2 \times 670.2 = 1340.4$ mm²
 Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1258.82$ kN $>$ 648.11 kN = V_{Ed}

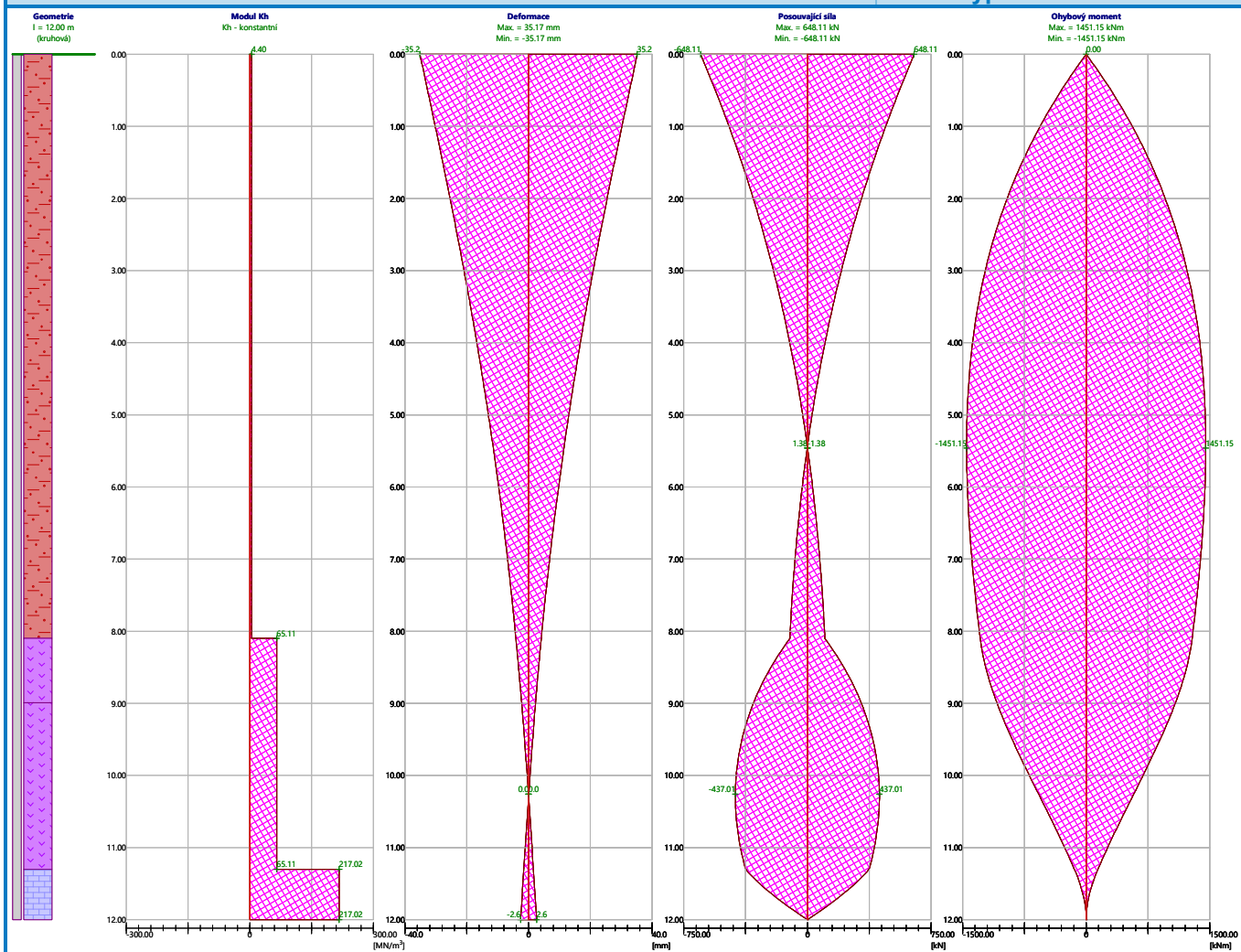
Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Schéma vyztužení

Název : Vod. únosn.

Fáze - výpočet : 1 - 1



Dimenzace čís. 1

Posouzení dříku - přední výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-3.15	115.90	0.40	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	342.52	-2.10	0.00	0.80	1.350	1.000	1.350
Vozidla-na-vozovce	111.31	-3.07	0.00	0.80	1.500	0.000	1.500

Posouzení dříku - přední výztuž

Přední výztuž není nutná.

Posouzení dříku - zadní výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-3.15	115.90	0.40	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	342.52	-2.10	0.00	0.80	1.350	1.000	1.350
Vozidla-na-vozovce	111.31	-3.07	0.00	0.80	1.500	0.000	1.500

Posouzení dřívku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 6.30 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

6.67 ks profil 32.0 mm, krytí 60.0 mm

Zadaná plocha výztuže = 5364.3 mm²

Nutná plocha výztuže = 5085.9 mm²

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.80 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.74 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0.12 \text{ m} < 0.45 \text{ m} = x_{\max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 1568.28 \text{ kNm} > 1483.71 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez musí být vyztužen kolmými třmínky o ploše nejméně 888.6 mm²/m nebo ekvivalentními ohyby. $V_{Ed} = 629.35 \text{ kN}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-1.00	147.20	2.90	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-4.18	219.96	2.37	1.350
Aktivní tlak	187.28	-2.62	226.89	3.58	1.350
Vozidla-na-vozovce	47.49	-2.50	51.29	3.54	1.500
Kontaktní napětí	0.00	0.00	-653.84	2.62	1.000

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

6.67 ks profil 25.0 mm, krytí 60.0 mm

Zadaná plocha výztuže = 3274.1 mm²

Nutná plocha výztuže = 2906.7 mm²

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 2.00 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.17 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0.09 \text{ m} < 1.19 \text{ m} = x_{\max}$

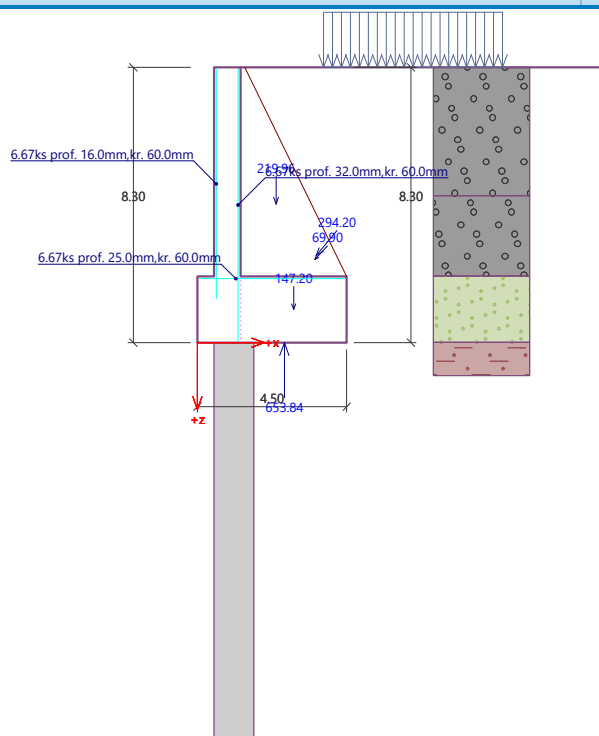
Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 561.73 \text{ kN} > 225.06 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2693.20 \text{ kNm} > 1483.71 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Název : Dimenzování

Fáze - výpočet : 1 - 1



Výpočet stability svahu

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)

Trvalá návrhová situace

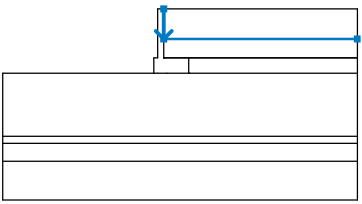
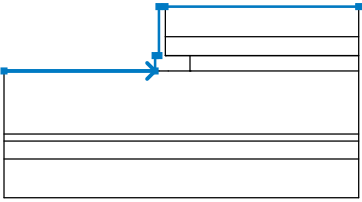
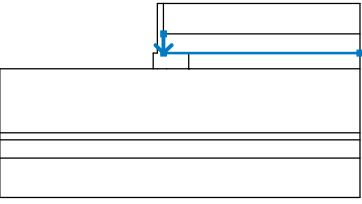
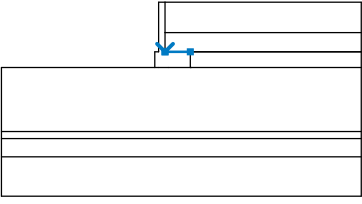
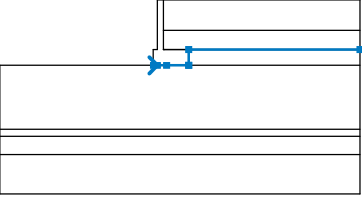
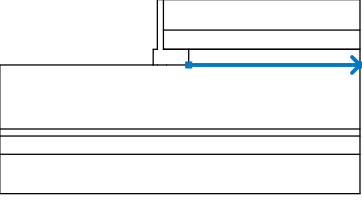
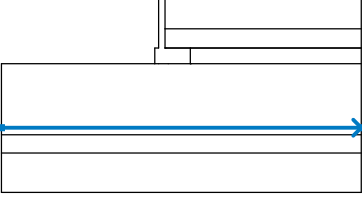
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)

Trvalá návrhová situace

Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1.10 [-]
--	-----------------	----------

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0.00	0.00	0.00	-3.87	24.90	-3.87
2		-20.75	-8.30	-1.30	-8.30	-1.30	-6.30
		-0.80	-6.30	-0.80	0.00	0.00	0.00
		24.90	0.00				
3		0.00	-3.87	0.00	-6.29	24.90	-6.29
4		0.00	-6.29	0.00	-6.30	3.20	-6.30
5		-1.30	-8.30	-0.80	-8.30	0.40	-8.30
		3.20	-8.30	3.20	-8.29	3.20	-6.30
		24.90	-6.30				
6		3.20	-8.29	24.90	-8.29		
7		-20.75	-16.40	24.90	-16.40		

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		X	Z	X	Z	X	Z
8		-20.75	-17.29	24.90	-17.29		
9		-20.75	-19.60	24.90	-19.60		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	SDa		38.00	0.00	21.00
2	Dobre_zrneny_pisek		30.00	0.00	19.00
3	F4		24.00	18.00	18.50
4	R5		40.00	30.00	21.50
5	R3		40.00	100.00	23.00
6	R6		35.00	0.00	21.00
7	F6		19.00	16.00	21.00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	SDa		21.00		

Číslo	Název	Vzorek	Y _{sat} [kN/m ³]	Y _s [kN/m ³]	n [-]
2	Dobre_zrneny_pisek		19.00		
3	F4		18.50		
4	R5		21.50		
5	R3		23.00		
6	R6		21.00		
7	F6		21.00		

Parametry zemin

SDa

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 38.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Dobre_zrneny_pisek

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

F4

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 18.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 30.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21.50 \text{ kN/m}^3$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 40.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23.00 \text{ kN/m}^3$

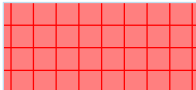
R6

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

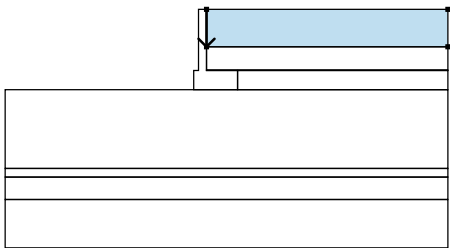
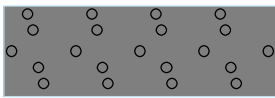
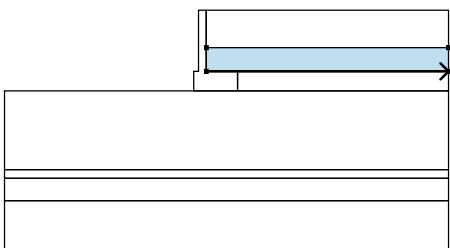
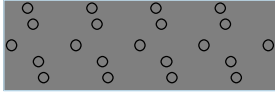
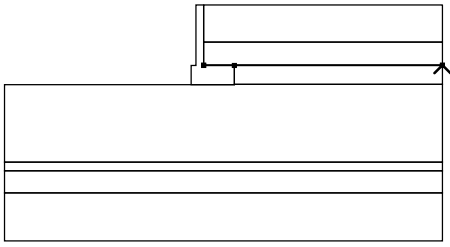
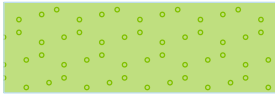
F6

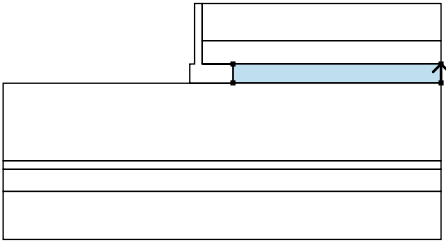

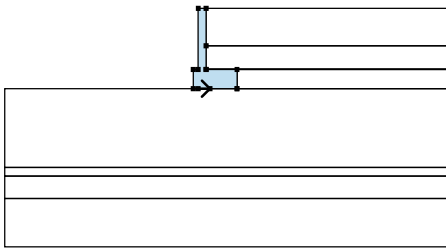
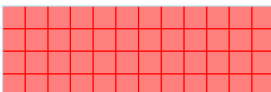
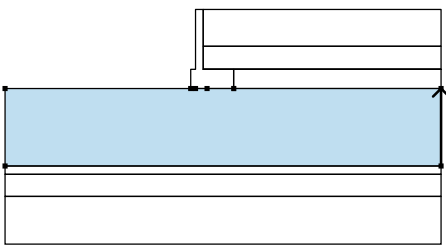
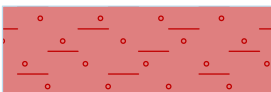
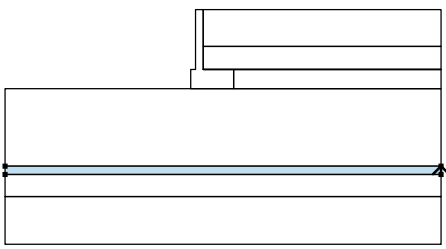

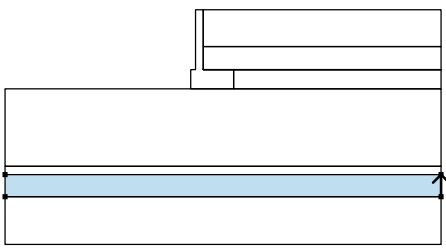

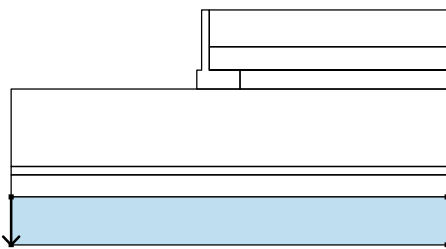

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 16.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23.00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		0.00	0.00	0.00	-3.87	SDa 
		24.90	-3.87	24.90	0.00	
2		0.00	-6.29	24.90	-6.29	SDa 
		24.90	-3.87	0.00	-3.87	
3		24.90	-6.30	24.90	-6.29	Dobre_zrneny_pisek 
		0.00	-6.29	0.00	-6.30	
		3.20	-6.30			

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
4		24.90	-8.29	24.90	-6.30	Dobre_zrneny_pisek 
		3.20	-6.30	3.20	-8.29	
5		-0.80	-8.30	0.40	-8.30	Materiál konstrukce 
		3.20	-8.30	3.20	-8.29	
		3.20	-6.30	0.00	-6.30	
		0.00	-6.29	0.00	-3.87	
		0.00	0.00	-0.80	0.00	
		-0.80	-6.30	-1.30	-6.30	
		-1.30	-8.30			
6		24.90	-16.40	24.90	-8.29	F4 
		3.20	-8.29	3.20	-8.30	
		0.40	-8.30	-0.80	-8.30	
		-1.30	-8.30	-20.75	-8.30	
		-20.75	-16.40			
7		24.90	-17.29	24.90	-16.40	R5 
		-20.75	-16.40	-20.75	-17.29	
8		24.90	-19.60	24.90	-17.29	R5 
		-20.75	-17.29	-20.75	-19.60	
9		-20.75	-19.60	-20.75	-24.60	R3 
		24.90	-24.60	24.90	-19.60	

Stabilizační piloty

Číslo	Bod		Délka l [m]	Typ konstrukce	Hloubka nosníku h [m]	Délka nosníku l _b [m]	Vzdálenost pilot	
	x [m]	z [m]					b _f [m]	b/b _b [m]
1	-0.20	-8.30	12.00	standardní stěna				2.00

Číslo	Průřez [m]	Průběh po délce piloty	Únosnost piloty		
			Maximální únosnost V _u [kN]	Gradient K [-]	Směr pasivní síly
1	d = 1.20	lineární	5000.00	1.00	kolmo na pilotu

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	jednotka
1	lichoběžník	proměnné	na povrchu	x = 2.50	l = 5.40		0.00	53.44	53.44	kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	Vozidla-na-vozovce

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy							
Střed :	x =	-4.97	[m]	Úhly :	α ₁ =	-54.63	[°]
	z =	1.83	[m]		α ₂ =	84.00	[°]
Poloměr :	R =	17.50	[m]				
Smyková plocha po optimalizaci.							

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 1939.86 kN/m

Sumace pasivních sil : F_p = 4858.72 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 33947.46 kNm/m

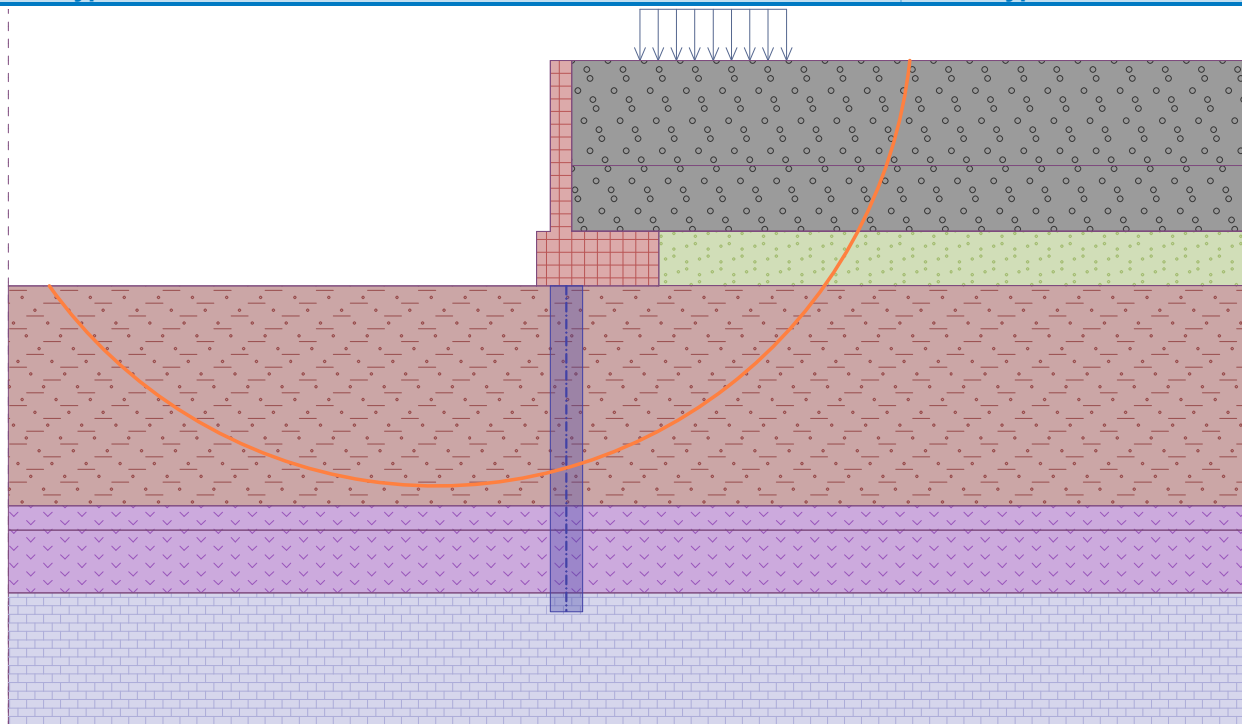
Moment vzdorující : M_p = 77297.87 kNm/m

Využití : 43.9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 1 - 1



H Ruční posouzení nosné konstrukce

– 1

Vnitřní síly z numerického modelu

Kombinace MSP

Kvazi stálá kombinace (Qp)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36849.0	0.0	70.0	0.0	24955.5	0.0	QP_2_2	25
-37040.3	0.0	11536.6	0.0	-110332.0	0.0	QP_2_2	50
-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0	QP_2_2	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-53559.1	0.0	11302.9	0.0	-112786.7	0.0	QP_1_1	50
-37040.4	0.0	-11335.2	0.0	-106074.2	0.0	QP_2_2	1
-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0	QP_2_1	50

Častá kombinace (Fr)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37040.3	0.0	14804.8	0.0	-110325.8	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36849.0	0.0	1011.5	0.0	37510.5	0.0	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41187.4	0.0	-14602.5	0.0	-132401.5	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47277.1	0.0	11467.8	0.0	-140708.9	0.0	Fr_6_1(all)	50

Charakteristická kombinace (Ch)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37034.5	0.0	14804.7	0.0	-110275.2	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36843.2	5.8	1032.2	3353.6	38043.7	194.8	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41181.6	0.0	-14602.8	0.0	-132361.3	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47271.3	0.0	11467.7	0.0	-140658.4	0.0	Fr_6_1(all)	50

Hodnoty označené modrou barvou jsou hodnoty vyhledávané hodnoty. Ostatní hodnoty v řádku jsou odpovídající hodnoty vyhledávané hodnotě.

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	18.6801	7.9922	2.5000	0.9580	1.5420
Pol	14.3697	2.4316	1.5000	0.6680	0.8320

Charakteristika betonu

Beton	f _{ck} [Mpa]	γ _b [-]	f _{ck} [Mpa]
C 30/37	30.00	1.50	20.00

Charakteristika předpětí

Předpětí bylo použito do firmy VSL.

f _{pk}	f _{p0.1k}
[MPa]	[MPa]
1860	1640

Maximální napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0.1k})$$

k₁ k₂

0.8 0.9

$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0.1k})$$

k₇ k₈

0.75 0.85

kde:

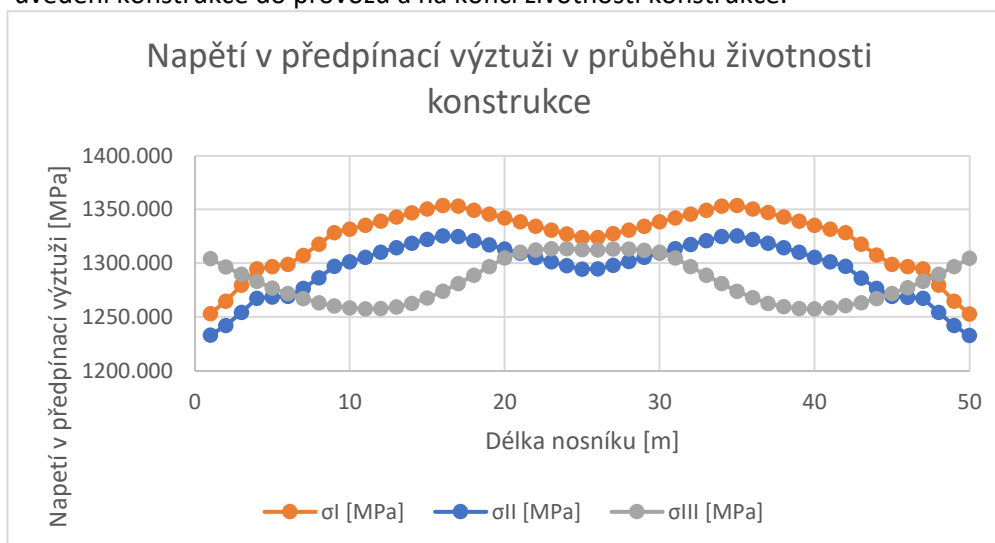
σ_{p,max} – maximální napětí v předpínací výztuži během napínání

σ_{p,m0} – maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení

σ _{p,max} =	min	1488	1476	=	1476
σ _{p,m0} =	min	1395	1394	=	1394

Ztráty předpětí

Ztráty předpětí byly spočteny pomocí programu midas Civil. Ztráty předpětí jsou odečteny ve 3 stavech konstrukce. Při předpětí nosné konstrukce, při uvedení konstrukce do provozu a na konci životnosti konstrukce.



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

Maximální napětí v jednotlivé fázi				
Fáze	σ_{MAX} [MPa]		$\sigma_{MAX,DOV}$ [MPa]	Posudek
σ_I [MPa]	1353.7000	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{II} [MPa]	1325.4384	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{III} [MPa]	1313.5999	≤	1394.0000	Vyhoví

V tabulce uvedené výše jsou vypsány hodnoty maximálních napětí po délce předpínacího kabelu. Limit napětí v předpínacím kabelu nebyl splněn při uvedení konstrukce do provozu. Limit však byl překročen o necelý MPa. Limit je nesplněn pouze bodově na předpínacím kabelu, nejedná se o nesplnění podmínky ve větší délce předpínacího kabelu. Z důvodu uvedených v předchozí větě uvažují, že limity jsou splněny.

	σ_I [MPa]	σ_{II} [MPa]	σ_{III} [MPa]
Max	1353.700	1325.438	1313.600
Element	35	35	24
Min	1252.909	1232.831	1257.591
Element	50	50	11

Z výše uvedené tabulky jsou zřejmé extrémy předpětí po průřezu nosné konstrukce. Z průběhu předpínací síly a uvedených maxim bylo rozhodnuto o provedení 3 posouzení. Ve středu nosné konstrukce, v podporových průřezích a na elementu 11, což je ve vzdálenosti 11 m od osy uložení na opěře 1.

Návrh předpětí a posouzení MSP - omezení napětí

Návrh předpětí a posouzení konstrukce ve fázi - konec životnosti

V rámci posouzení **mezního stavu použitelnosti** bude posouzeno napětí v průřezu. Napětí bylo posuzováno v **kvazistálé kombinaci** (kombinace byly vytvořeny dle normy ČSN EN 1990), v této kombinaci byla zajištěna dekomprese.

Zvětšení ohybových momentů od odpravy v závislosti na roznosu

Průřez	M_y [kNm]	Přírůstek	ΔM_y [kNm]
OP	-26023.7	26.0%	-6766.17
Pole	12983.7	26.0%	3375.767

Zatížení

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0
Pole	-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0

Zvětšené namáhání

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-121146.8	0.0
Pole	-36849.0	0.0	70.0	0.0	28382.8	0.0

Podporový průřez

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	18.6801	7.99219	2.5	0.958	1.542

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

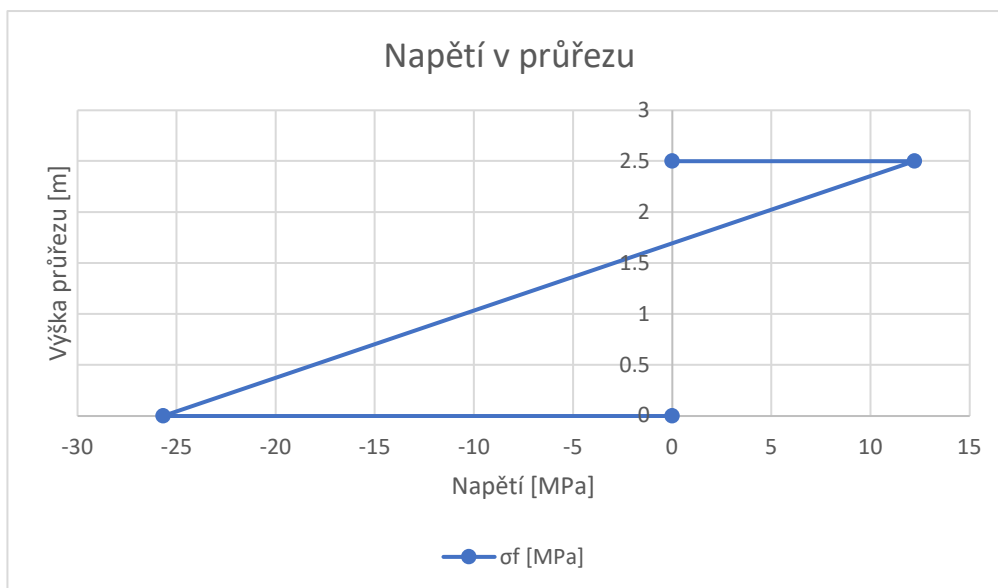
$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
	-121146.8	7.99219	0.958	14521.5	14.5215
$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
	-121146.8	7.99219	1.542	-23373.9	-23.3739

Napětí od normálové síly

$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$	N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
	-43130.6	18.6801	-2308.91	-2.30891

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828



Návrh předpětí

Stejně jako v předběžném návrhu předpětí byl použit **předpínací systém VSL**.

Počet lan	Plocha	Max Napětí v předpětí dle fáze			Min Napětí v předpětí dle fáze		
		Predpeti	UP	KZ	Predpeti	UP	KZ
	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]
31	4650	1353.700	1325.438	1313.6	1252.909	1232.831	1257.591

V návrhu předpětí byl proveden v podporovém průřezu dle odpovídající předpínací síly v daném průřezu. Sekundární účinek byl uvažován ve výši 10% primárního účinku předpětí.

Návrh a posouzení předpětí v podporovém průřezu, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1304.343	14	84912.71	0.25	0.708	708

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	60118.2	15.0%	69135.93

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	84912.71	18.6801	4545.624	-4.54562

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	69135.9	7.9922	0.9580	-8287.12	-8.28712
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	69135.9	7.9922	1.5420	13338.97	13.33897

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-0.62015	-20.00	OK	OK
Dolní	0	-16.8894	-20.00	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1232.831	14	80257.31	0.25	0.708	708

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	56822.17	15.0%	65345.5

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	80257.31	18.6801	4296.407	-4.29641

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	65345.5	7.9922	0.9580	-7832.77	-7.83277
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	65345.5	7.9922	1.5420	12607.65	12.60765

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	0.083419	-20.00	NE	OK
Dolní	0	-17.3715	-20.00	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1252.909	14	81564.35	0.25	0.708	708

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	57747.56	15.0%	66409.7

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	81564.35	18.6801	4366.377	-4.36638

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	66409.7	7.9922	0.9580	-7960.33	-7.96033
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	66409.7	7.9922	1.5420	12812.98	12.81298

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-0.11411	-20.00	OK	OK
Dolní	0	-17.2362	-20.00	OK	OK

Průřez v poli

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
Pol	14.3697	2.43164	1.5	0.668	0.832

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
28382.8	2.43164	0.668	-7797.09	-7.79709

$$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
28382.8	2.43164	0.832	9711.342	9.711342

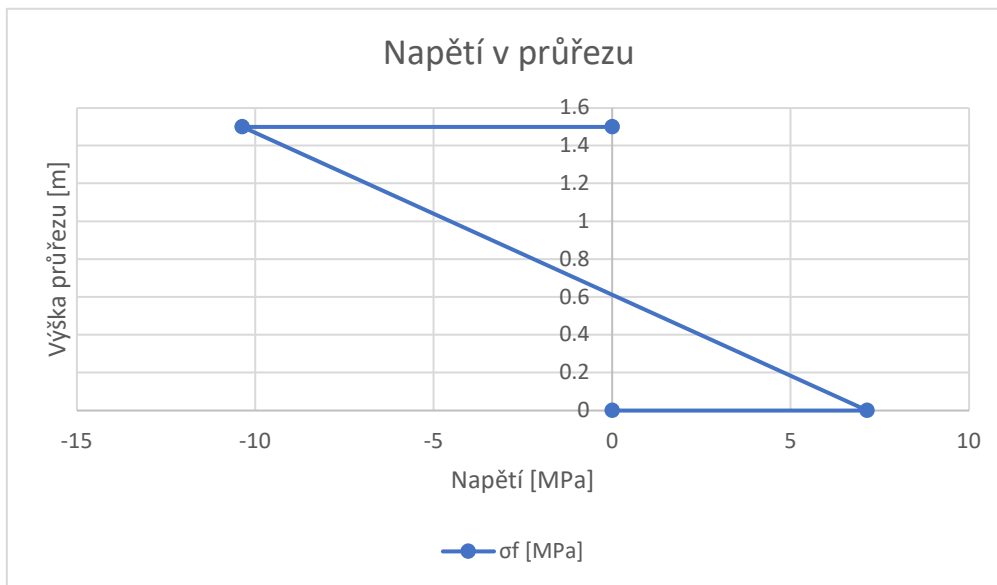
Napětí od normálové síly

$$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$$

N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
-36849.0	14.3697	-2564.36	-2.56436

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986



Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	n [-]	F _p [kN]	E _p [m]	e _p [m]	e _p [mm]
31	4650	1313.600	14	85515.35	0.55	0.2820	282

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M _p [kNm]	[%]	M _p [kNm]
-24115.3	15.0%	-20498

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{P,N} = \frac{F_P}{A}$$

F_P [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
85515.35	14.3697	5951.088	-5.95109

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-20498.0	2.4316	0.6680	5631.049	5.631049

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-20498.0	2.4316	0.8320	-7013.52	-7.01352

Výsledné napětí od zatížení

Vlákná průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986

Výsledné napětí na průřezu

Vlákná průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-10.6815	-20.00	OK	OK
Dolní	0	-5.81762	-20.00	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1325.438	14	86286.04	0.55	0.282	282

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
-24332.7	15.0%	-27982.6

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{P,N} = \frac{F_P}{A}$$

F_P [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
86286.04	14.3697	6004.721	-6.00472

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-27982.6	2.4316	0.6680	7687.138	7.687138

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-27982.6	2.4316	0.8320	-9574.4	-9.5744

Výsledné napětí od zatížení

Vlákná průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-8.67903	-20.00	OK	OK
Dolní	0	-8.43213	-20.00	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při vnesení předpětí

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1353.700	14	88125.87	0.55	0.282	282

Ohybový moment od předpětí

$$M_P = F_P * e_P$$

M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
-24851.5	15.0%	-28579.2

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{p,N} = \frac{F_P}{A}$$

F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
88125.87	14.3697	6132.756	-6.13276

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-28579.2	2.4316	0.6680	7851.047	7.851047

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-28579.2	2.4316	0.8320	-9778.55	-9.77855

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-8.64315	-20.00	OK	OK
Dolní	0	-8.76432	-20.00	OK	OK

Element 21

N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-36857.9	0	-1481.35	0	22072.65	0

N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-36857.9	0	-1481.35	0	25448.42	0

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
Element 21/30	15.328	3.1852	1.66	0.726	0.934

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

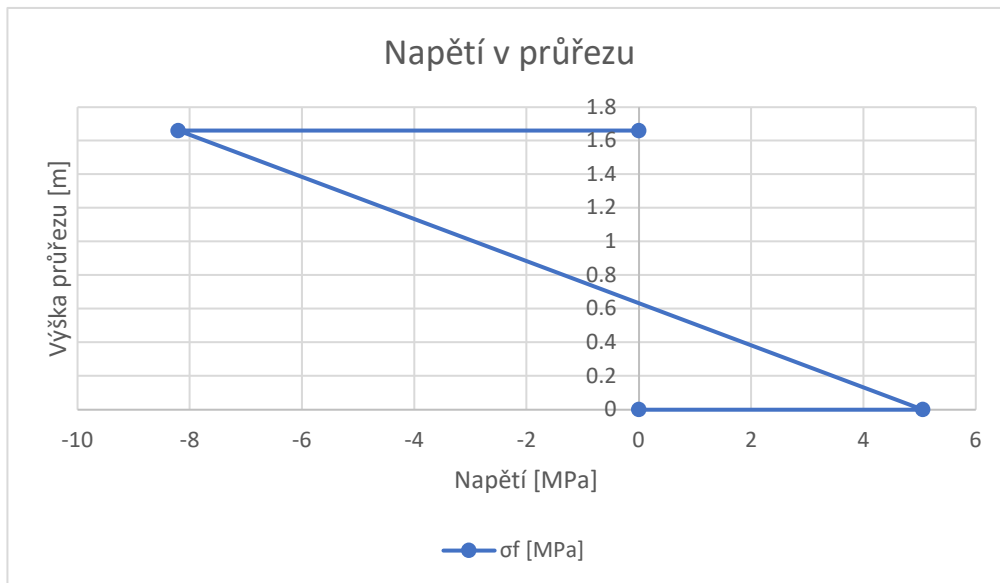
$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	$\sigma_{f,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{f,M,h}$ [MPa]
	25448.4	3.1852	0.726	-5800.44	-5.80044
$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	$\sigma_{f,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{f,M,d}$ [MPa]
	25448.4	3.1852	0.934	7462.27	7.46227

Napětí od normálové síly

$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$	N [kN]	A [m ²]	$\sigma_{f,N}$ [kPa]	$\sigma_{f,N}$ [MPa]
	-36857.9	15.328	-2404.61	-2.40461

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-8.20505
Dolní	5.057659



Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1325.438	14	86286.04	0.316886	0.617114	617.1136

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	-53248.3	15.0%	-61235.5

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	86286.04	15.3280	5629.309	-5.62931

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	-61235.5	3.1852	0.7260	13957.36	13.95736
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	-61235.5	3.1852	0.9340	-17956.2	-17.9562

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-8.20505
Dolní	5.057659

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	0.123008	-20.00	NE	OK
Dolní	0	-18.5278	-20.00	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při vnesení předpětí

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
31	4650	1353.700	14	88125.87	0.316886	0.617114	617.1136

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	-54383.7	15.0%	-62541.2

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	88125.87	15.3280	5749.339	-5.74934

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	-62541.2	3.1852	0.7260	14254.97	14.25497
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	-62541.2	3.1852	0.9340	-18339	-18.339

Výsledné napětí od zatížení

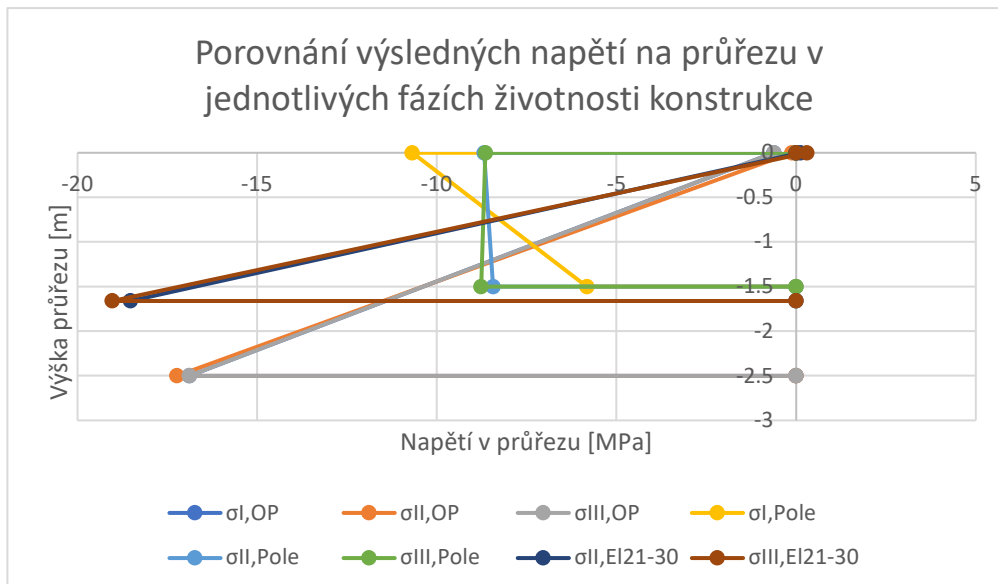
Vláčna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-8.20505
Dolní	5.057659

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	0.300583	-20.00	NE	OK
Dolní	0	-19.0307	-20.00	OK	OK

Přehled napětí

Čas	Vláčna	Napětí σ [MPa]		
		Opěra	Pole	el. 21/30
Vnesení předpětí	Horní	-0.620	-10.681	-
	Dolní	-16.889	-5.818	-
Vnesení předpětí	Horní	-0.114	-8.679	0.123
	Dolní	-17.236	-8.432	-18.528
Vnesení předpětí	Horní	-0.620	-8.643	0.301
	Dolní	-16.889	-8.764	-19.031



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

I Ruční posouzení nosné konstrukce

– 2

Vnitřní síly z numerického modelu

Kombinace MSP

Kvazi stálá kombinace (Qp)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36849.0	0.0	70.0	0.0	24955.5	0.0	QP_2_2	25
-37040.3	0.0	11536.6	0.0	-110332.0	0.0	QP_2_2	50
-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0	QP_2_2	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-53559.1	0.0	11302.9	0.0	-112786.7	0.0	QP_1_1	50
-37040.4	0.0	-11335.2	0.0	-106074.2	0.0	QP_2_2	1
-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0	QP_2_1	50

Častá kombinace (Fr)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37040.3	0.0	14804.8	0.0	-110325.8	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36849.0	0.0	1011.5	0.0	37510.5	0.0	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41187.4	0.0	-14602.5	0.0	-132401.5	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47277.1	0.0	11467.8	0.0	-140708.9	0.0	Fr_6_1(all)	50

Charakteristická kombinace (Ch)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37034.5	0.0	14804.7	0.0	-110275.2	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36843.2	5.8	1032.2	3353.6	38043.7	194.8	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41181.6	0.0	-14602.8	0.0	-132361.3	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47271.3	0.0	11467.7	0.0	-140658.4	0.0	Fr_6_1(all)	50

Hodnoty označené modrou barvou jsou hodnoty vyhledávané hodnoty. Ostatní hodnoty v řádku jsou odpovídající hodnoty vyhledávané hodnotě.

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	21.8827	13.0724	3.0000	1.1490	1.8510
Pol	14.3697	2.4393	1.5000	0.6690	0.8310

Charakteristika betonu

Beton	f _{ck} [Mpa]	γ _b [-]	f _{ck} [Mpa]
C 40/50	40.00	1.50	26.67

Charakteristika předpětí

Předpětí bylo použito do firmy VSL.

f _{pk}	f _{p0.1k}
[MPa]	[MPa]
1860	1640

Maximální napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0.1k})$$

k₁ k₂

0.8 0.9

$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0.1k})$$

k₇ k₈

0.75 0.85

kde:

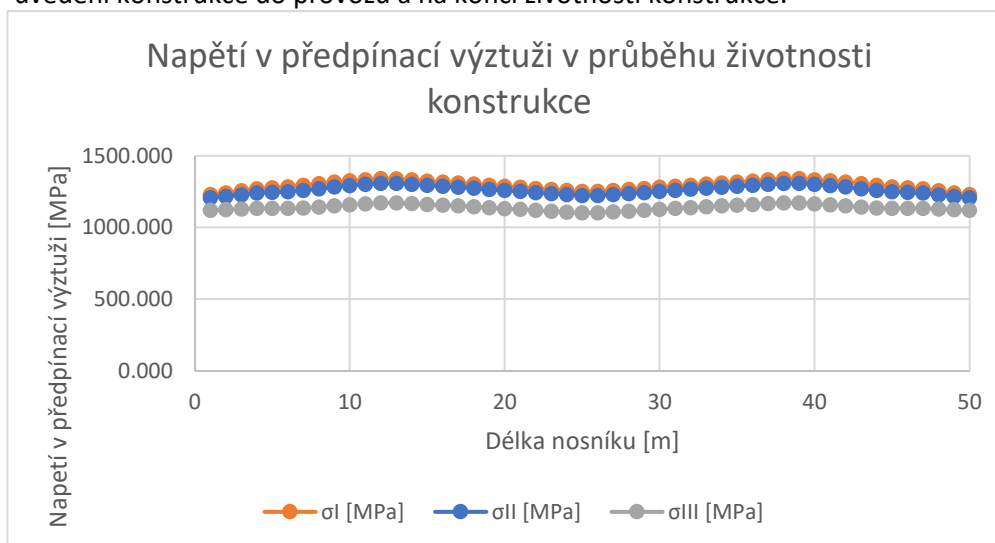
σ_{p,max} – maximální napětí v předpínací výztuži během napínání

σ_{p,m0} – maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení

σ _{p,max} =	min	1488	1476	=	1476
σ _{p,m0} =	min	1395	1394	=	1394

Ztráty předpětí

Ztráty předpětí byly spočteny pomocí programu midas Civil. Ztráty předpětí jsou odečteny ve 3 stavech konstrukce. Při předpětí nosné konstrukce, při uvedení konstrukce do provozu a na konci životnosti konstrukce.



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

Maximální napětí v jednotlivé fázi				
Fáze	σ_{MAX} [MPa]		$\sigma_{MAX,DOV}$ [MPa]	Posudek
σ_I [MPa]	1339.8707	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{II} [MPa]	1307.7580	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{III} [MPa]	1171.4261	≤	1394.0000	Vyhoví

V tabulce uvedené výše jsou vypsány hodnoty maximálních napětí po délce předpínacího kabelu. Limit napětí v předpínacím kabelu nebyl splněn při uvedení konstrukce do provozu. Limit však byl překročen o necelý MPa. Limit je nesplněn pouze bodově na předpínacím kabelu, nejedná se o nesplnění podmínky ve větší délce předpínacího kabelu. Z důvodu uvedených v předchozí větě uvažují, že limity jsou splněny.

	σ_I [MPa]	σ_{II} [MPa]	σ_{III} [MPa]
Max	1339.871	1307.758	1171.426
Element	39	39	39
Min	1229.070	1207.022	1100.713
Element	50	50	25

Z výše uvedené tabulky jsou zřejmé extrémy předpětí po průřezu nosné konstrukce. Z průběhu předpínací síly a uvedených maxim bylo rozhodnuto o provedení 3 posouzení. Ve středu nosné konstrukce, v podporových průřezích a na elementu 11, což je ve vzdálenosti 11 m od osy uložení na opěře 1.

Návrh předpětí a posouzení MSP - omezení napětí

Návrh předpětí a posouzení konstrukce ve fázi - konec životnosti

V rámci posouzení **mezního stavu použitelnosti** bude posouzeno napětí v průřezu. Napětí bylo posuzováno v **kvazistálé kombinaci** (kombinace byly vytvořeny dle normy ČSN EN 1990), v této kombinaci byla zajištěna dekomprese.

Zvětšení ohybových momentů od odpravy v závislosti na roznosu

Průřez	M_y [kNm]	Přírůstek	ΔM_y [kNm]
OP	-26023.7	26.0%	-6766.17
Pole	12983.7	26.0%	3375.767

Zatížení

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0
Pole	-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0

Zvětšené namáhání

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-121146.8	0.0
Pole	-36849.0	0.0	70.0	0.0	28382.8	0.0

Podporový průřez

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	21.8827	13.0724	3	1.149	1.851

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

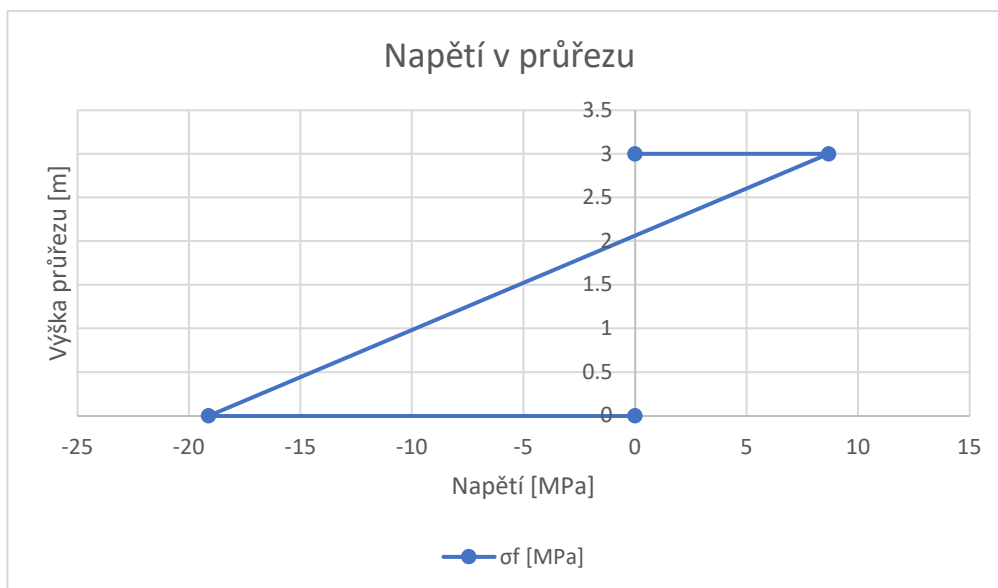
$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
	-121146.8	13.0724	1.149	10648.21	10.64821
$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
	-121146.8	13.0724	1.851	-17153.9	-17.1539

Napětí od normálové síly

$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$	N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
	-43130.6	21.8827	-1970.99	-1.97099

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	8.677218
Dolní	-19.1249



Návrh předpětí

Stejně jako v předběžném návrhu předpětí byl použit **předpínací systém VSL**.

Počet lan	Plocha A _p [mm ²]	Max Napětí v předpětí dle fáze			Min Napětí v předpětí dle fáze		
		Predpeti	UP	KZ	Predpeti	UP	KZ
		σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]
37	5550	1339.871	1307.758	1171.426	1229.070	1207.022	1100.713

V návrhu předpětí byl proveden v podporovém průřezu dle odpovídající předpínací síly v daném průřezu. Sekundární účinek byl uvažován ve výši 10% primárního účinku předpětí.

Návrh a posouzení předpětí v podporovém průřezu, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1119.448	14	86981.13	0.4	0.749	749
37	5550	1119.448	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	65148.87	15.0%	74921.2

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	86981.13	21.8827	3974.881	-3.97488

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	74921.2	13.0724	1.1490	-6585.21	-6.58521
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	74921.2	13.0724	1.8510	10608.54	10.60854

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	8.677218
Dolní	-19.1249

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-1.88287	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-12.4912	-26.67	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1207.022	14	93785.61	0.4	0.749	749
37	5550	1207.022	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	70245.42	15.0%	80782.23

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	93785.61	21.8827	4285.833	-4.28583

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	80782.2	13.0724	1.1490	-7100.36	-7.10036
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	80782.2	13.0724	1.8510	11438.44	11.43844

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	8.677218
Dolní	-19.1249

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-2.70898	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-11.9723	-26.67	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1229.07	14	95498.75	0.4	0.749	749
37	5550	1229.07	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	71528.56	15.0%	82257.85

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	95498.75	21.8827	4364.121	-4.36412

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	82257.8	13.0724	1.1490	-7230.06	-7.23006
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	82257.8	13.0724	1.8510	11647.39	11.64739

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	8.677218
Dolní	-19.1249

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-2.91697	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-11.8416	-26.67	OK	OK

Průřez v poli

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
Pol	14.3697	2.4393	1.5	0.669	0.831

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
28382.8	2.4393	0.669	-7784.24	-7.78424

$$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
28382.8	2.4393	0.831	9669.21	9.66921

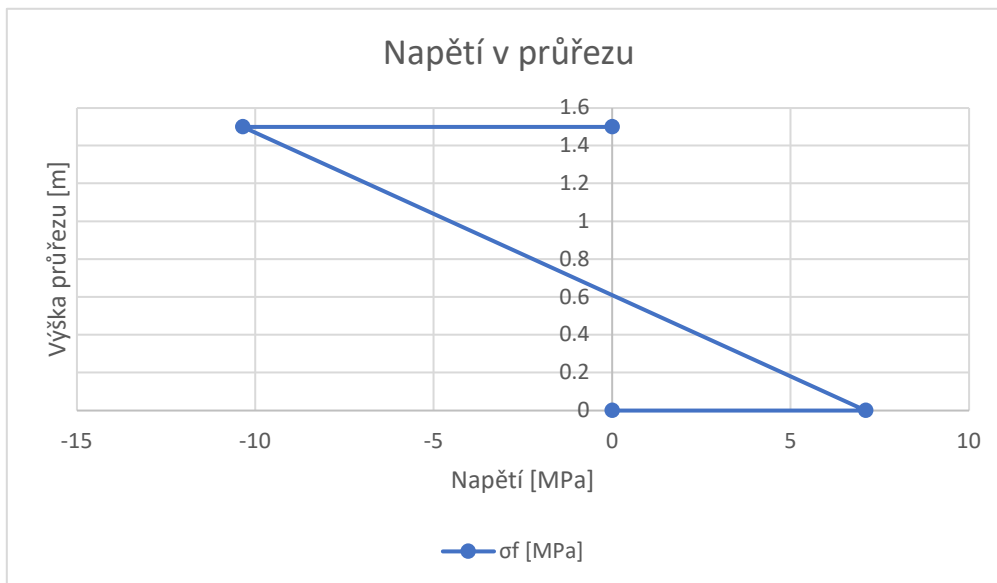
Napětí od normálové síly

$$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$$

N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
-36849.0	14.3697	-2564.36	-2.56436

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-10.3486
Dolní	7.104855



Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	n [-]	F _p [kN]	E _p [m]	e _p [m]	e _p [mm]
37	5550	1171.426	14	91019.81	0.9405	-0.1095	-109.5
37	5550	1171.426	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M _p [kNm]	[%]	M _p [kNm]
9966.669	15.0%	8471.669

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{P,N} = \frac{F_P}{A}$$

F_P [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
91019.81	14.3697	6334.148	-6.33415

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
8471.7	2.4393	0.6690	-2323.43	-2.32343

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
8471.7	2.4393	0.8310	2886.056	2.886056

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3486
Dolní	7.104855

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-19.0062	-26.67	OK	OK
Dolní	0	3.656763	-26.67	NE	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1307.758	14	101612.8	0.9405	-0.1095	-109.5
37	5550	1307.758	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
11126.6	15.0%	12795.59

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{P,N} = \frac{F_P}{A}$$

F_P [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
101612.8	14.3697	7071.323	-7.07132

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
12795.6	2.4393	0.6690	-3509.31	-3.50931

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
12795.6	2.4393	0.8310	4359.093	4.359093

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3486
Dolní	7.104855

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-20.9292	-26.67	OK	OK
Dolní	0	4.392625	-26.67	NE	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při vnesení předpětí

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1339.871	14	104108	0.9405	-0.1095	-109.5
37	5550	1339.871	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_P = F_P * e_P$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	11399.82	15.0%	13109.79

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_P}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	104108	14.3697	7244.964	-7.24496

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	13109.8	2.4393	0.6690	-3595.48	-3.59548
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	13109.8	2.4393	0.8310	4466.133	4.466133

Výsledné napětí od zatížení

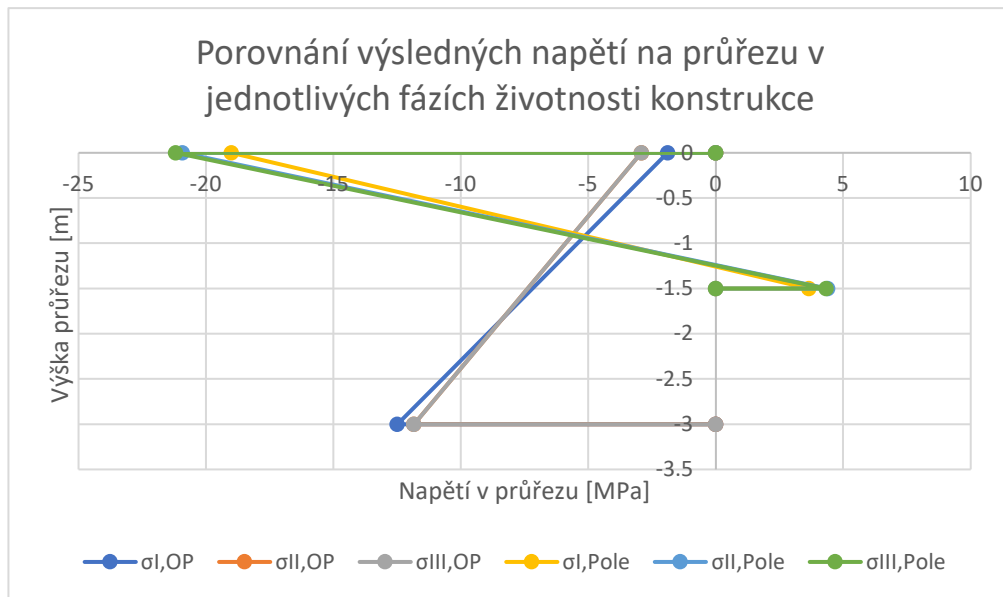
Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3486
Dolní	7.104855

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-21.189	-26.67	OK	OK
Dolní	0	4.326024	-26.67	NE	OK

Přehled napětí

Čas	Vlákna	Napětí σ [MPa]	
		Opěra	Pole
Konec životnosti	Horní	-1.883	-19.006
	Dolní	-12.491	3.657
Uvedení do provozu	Horní	-2.917	-20.929
	Dolní	-11.842	4.393
Vnesení předpětí	Horní	-2.917	-21.189
	Dolní	-11.842	4.326



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

J Ruční posouzení nosné konstrukce

– 3

Vnitřní síly z numerického modelu

Kombinace MSP

Kvazi stálá kombinace (Qp)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36849.0	0.0	70.0	0.0	24955.5	0.0	QP_2_2	25
-37040.3	0.0	11536.6	0.0	-110332.0	0.0	QP_2_2	50
-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0	QP_2_2	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-53559.1	0.0	11302.9	0.0	-112786.7	0.0	QP_1_1	50
-37040.4	0.0	-11335.2	0.0	-106074.2	0.0	QP_2_2	1
-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0	QP_2_1	50

Častá kombinace (Fr)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37040.3	0.0	14804.8	0.0	-110325.8	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36849.0	0.0	1011.5	0.0	37510.5	0.0	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36843.2	0.0	69.8	0.0	25002.6	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41187.4	0.0	-14602.5	0.0	-132401.5	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47277.1	0.0	11467.8	0.0	-140708.9	0.0	Fr_6_1(all)	50

Charakteristická kombinace (Ch)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_8_2(all)	25
-37034.5	0.0	14804.7	0.0	-110275.2	0.0	Fr_6_2(all)	50
-36843.2	5.8	1032.2	3353.6	38043.7	194.8	Fr_6_2(all)	26
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-36819.8	0.0	69.0	0.0	25191.1	0.0	Fr_5_1(all)	25
-41181.6	0.0	-14602.8	0.0	-132361.3	0.0	Fr_6_2(all)	1
-47271.3	0.0	11467.7	0.0	-140658.4	0.0	Fr_6_1(all)	50

Hodnoty označené modrou barvou jsou hodnoty vyhledávané hodnoty. Ostatní hodnoty v řádku jsou odpovídající hodnoty vyhledávané hodnotě.

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	18.6801	7.9922	2.5000	0.9580	1.5420
Pol	14.3697	2.4316	1.5000	0.6680	0.8320

Charakteristika betonu

Beton	f _{ck} [Mpa]	γ _b [-]	f _{ck} [Mpa]
C 40/50	40.00	1.50	26.67

Charakteristika předpětí

Předpětí bylo použito do firmy VSL.

f _{pk}	f _{p0.1k}
[MPa]	[MPa]
1860	1640

Maximální napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0.1k})$$

k₁ k₂

0.8 0.9

$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0.1k})$$

k₇ k₈

0.75 0.85

kde:

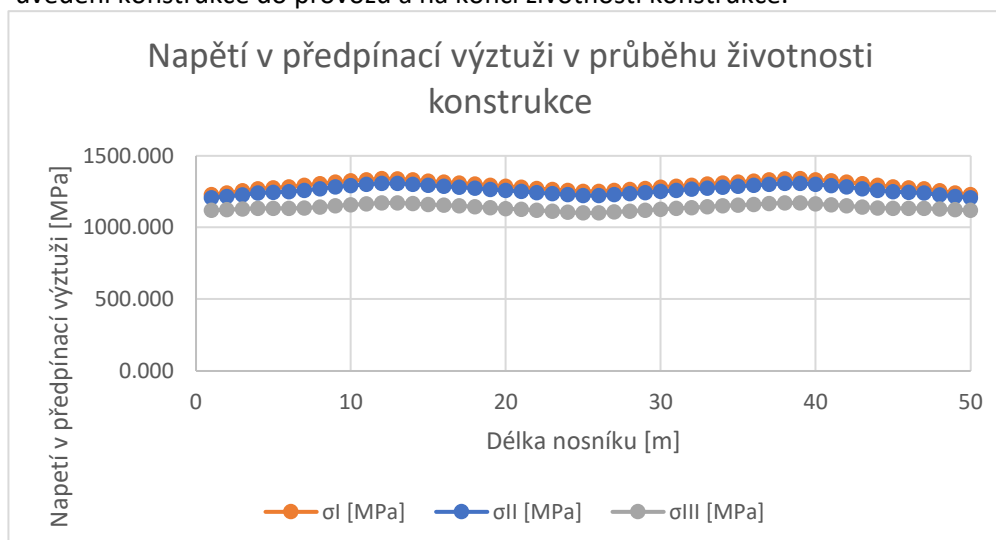
σ_{p,max} – maximální napětí v předpínací výztuži během napínání

σ_{p,m0} – maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení

σ _{p,max} =	min	1488	1476	=	1476
σ _{p,m0} =	min	1395	1394	=	1394

Ztráty předpětí

Ztráty předpětí byly spočteny pomocí programu midas Civil. Ztráty předpětí jsou odečteny ve 3 stavech konstrukce. Při předpětí nosné konstrukce, při uvedení konstrukce do provozu a na konci životnosti konstrukce.



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

Maximální napětí v jednotlivé fázi				
Fáze	σ_{MAX} [MPa]		$\sigma_{MAX,DOV}$ [MPa]	Posudek
σ_I [MPa]	1339.8707	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{II} [MPa]	1307.7580	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{III} [MPa]	1171.4261	≤	1394.0000	Vyhoví

V tabulce uvedené výše jsou vypsány hodnoty maximálních napětí po délce předpínacího kabelu. Limit napětí v předpínacím kabelu nebyl splněn při uvedení konstrukce do provozu. Limit však byl překročen o necelý MPa. Limit je nesplněn pouze bodově na předpínacím kabelu, nejedná se o nesplnění podmínky ve větší délce předpínacího kabelu. Z důvodu uvedených v předchozí větě uvažují, že limity jsou splněny.

	σ_I [MPa]	σ_{II} [MPa]	σ_{III} [MPa]
Max	1339.871	1307.758	1171.426
Element	39	39	39
Min	1229.070	1207.022	1100.713
Element	50	50	25

Z výše uvedené tabulky jsou zřejmé extrémy předpětí po průřezu nosné konstrukce. Z průběhu předpínací síly a uvedených maxim bylo rozhodnuto o provedení 3 posouzení. Ve středu nosné konstrukce, v podporových průřezích a na elementu 11, což je ve vzdálenosti 11 m od osy uložení na opěře 1.

Návrh předpětí a posouzení MSP - omezení napětí

Návrh předpětí a posouzení konstrukce ve fázi - konec životnosti

V rámci posouzení **mezního stavu použitelnosti** bude posouzeno napětí v průřezu. Napětí bylo posuzováno v **kvazistálé kombinaci** (kombinace byly vytvořeny dle normy ČSN EN 1990), v této kombinaci byla zajištěna dekomprese.

Zvětšení ohybových momentů od odpravy v závislosti na roznosu

Průřez	M_y [kNm]	Přírůstek	ΔM_y [kNm]
OP	-26023.7	26.0%	-6766.17
Pole	12983.7	26.0%	3375.767

Zatížení

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-114380.6	0.0
Pole	-36849.0	0.0	70.0	0.0	25007.0	0.0

Zvětšené namáhání

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-43130.6	0.0	11467.8	0.0	-121146.8	0.0
Pole	-36849.0	0.0	70.0	0.0	28382.8	0.0

Podporový průřez

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	18.6801	7.99219	2.5	0.958	1.542

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

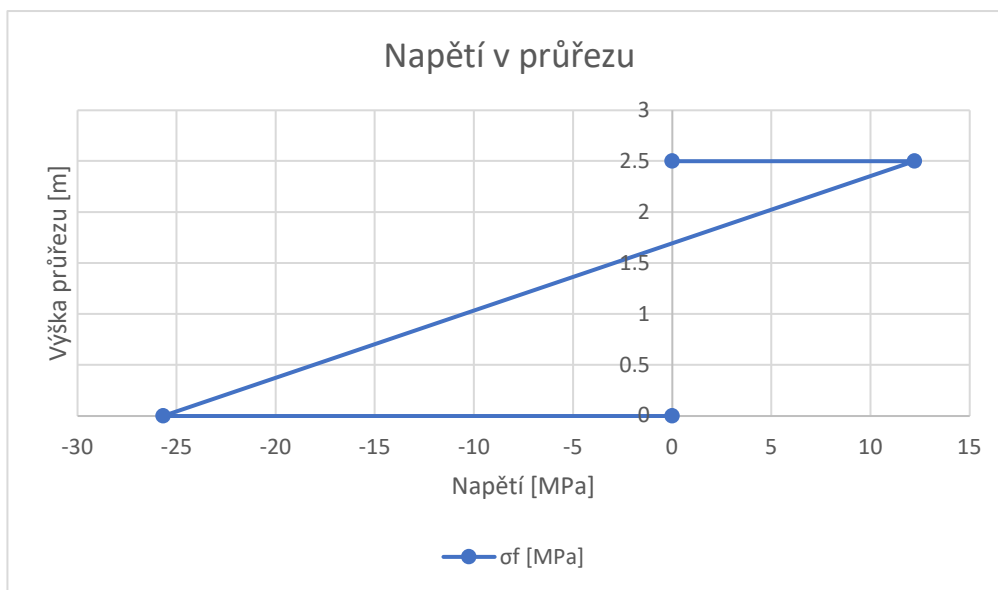
$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
	-121146.8	7.99219	0.958	14521.5	14.5215
$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
	-121146.8	7.99219	1.542	-23373.9	-23.3739

Napětí od normálové síly

$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$	N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
	-43130.6	18.6801	-2308.91	-2.30891

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828



Návrh předpětí

Stejně jako v předběžném návrhu předpětí byl použit **předpínací systém VSL**.

Počet lan	Plocha	Max Napětí v předpětí dle fáze			Min Napětí v předpětí dle fáze		
		Predpeti	UP	KZ	Predpeti	UP	KZ
	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]
37	5550	1339.871	1307.758	1171.426	1229.070	1207.022	1100.713

V návrhu předpětí byl proveden v podporovém průřezu dle odpovídající předpínací síly v daném průřezu. Sekundární účinek byl uvažován ve výši 10% primárního účinku předpětí.

Návrh a posouzení předpětí v podporovém průřezu, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1119.448	14	86981.13	0.4	0.558	558
37	5550	1119.448	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	48535.47	15.0%	55815.79

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	86981.13	18.6801	4656.352	-4.65635

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	55815.8	7.9922	0.9580	-6690.47	-6.69047
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	55815.8	7.9922	1.5420	10769.01	10.76901

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	0.865771	-26.67	NE	OK
Dolní	0	-19.5701	-26.67	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1207.022	14	93785.61	0.4	0.558	558
37	5550	1207.022	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	52332.37	15.0%	60182.22

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	93785.61	18.6801	5020.616	-5.02062

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,h} [kPa]	σ _{p,M,h} [MPa]
	60182.2	7.9922	0.9580	-7213.86	-7.21386
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,d} [kPa]	σ _{p,M,d} [MPa]
	60182.2	7.9922	1.5420	11611.46	11.61146

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	σ _{lim,tens} [MPa]	σ [MPa]	σ _{lim,comp} [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-0.02188	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-19.0919	-26.67	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	n [-]	F _p [kN]	E _p [m]	e _p [m]	e _p [mm]
37	5550	1229.07	14	95498.75	0.4	0.558	558
37	5550	1229.07	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M _p [kNm]	[%]	M _p [kNm]
	53288.3	15.0%	61281.55

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F _p [kN]	A [m ²]	σ _p [kPa]	σ _{p,N} [MPa]
	95498.75	18.6801	5112.325	-5.11233

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,h} [kPa]	σ _{p,M,h} [MPa]
	61281.5	7.9922	0.9580	-7345.64	-7.34564
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,d} [kPa]	σ _{p,M,d} [MPa]
	61281.5	7.9922	1.5420	11823.56	11.82356

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	12.2126
Dolní	-25.6828

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	σ _{lim,tens} [MPa]	σ [MPa]	σ _{lim,comp} [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-0.24537	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-18.9715	-26.67	OK	OK

Průřez v poli

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
Pol	14.3697	2.43164	1.5	0.668	0.832

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
28382.8	2.43164	0.668	-7797.09	-7.79709

$$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
28382.8	2.43164	0.832	9711.342	9.711342

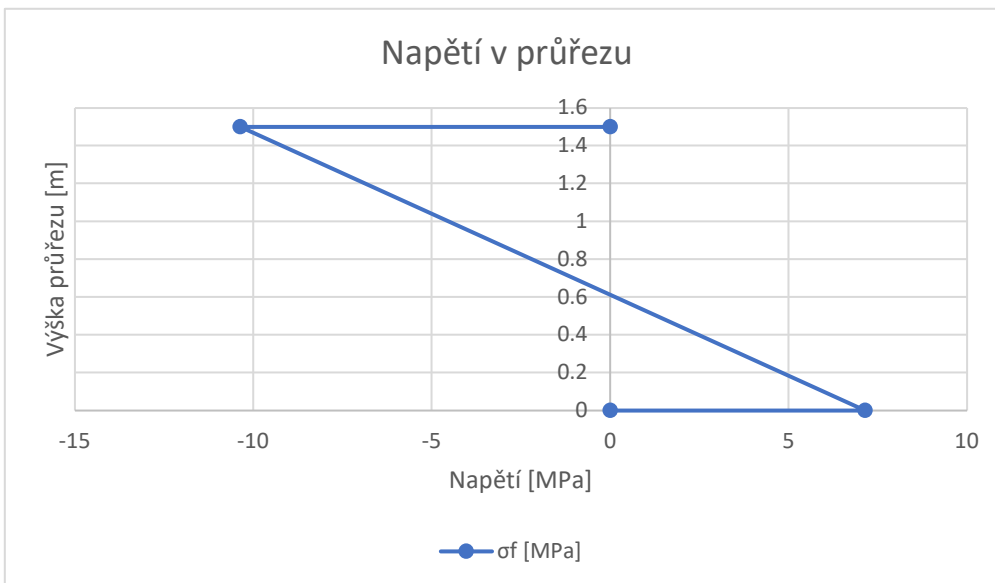
Napětí od normálové síly

$$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$$

N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
-36849.0	14.3697	-2564.36	-2.56436

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986



Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	n [-]	F _p [kN]	E _p [m]	e _p [m]	e _p [mm]
37	5550	1171.426	14	91019.81	0.55	0.2820	282
37	5550	1171.426	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M _p [kNm]	[%]	M _p [kNm]
-25667.6	15.0%	-21817.4

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$$

F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
91019.81	14.3697	6334.148	-6.33415

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-21817.4	2.4316	0.6680	5993.509	5.993509

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-21817.4	2.4316	0.8320	-7464.97	-7.46497

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-10.7021	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-6.65213	-26.67	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1307.758	14	101612.8	0.55	0.282	282
37	5550	1307.758	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
-28654.8	15.0%	-32953

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$$

F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
101612.8	14.3697	7071.323	-7.07132

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-32953.0	2.4316	0.6680	9052.583	9.052583

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-32953.0	2.4316	0.8320	-11275.1	-11.2751

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-8.38018	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-11.1994	-26.67	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při vnesení předpětí

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1339.871	14	104108	0.55	0.282	282
37	5550	1339.871	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_P = F_P * e_P$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	-29358.4	15.0%	-33762.2

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_P}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	104108	14.3697	7244.964	-7.24496

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	-33762.2	2.4316	0.6680	9274.875	9.274875
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	-33762.2	2.4316	0.8320	-11551.9	-11.5519

Výsledné napětí od zatížení

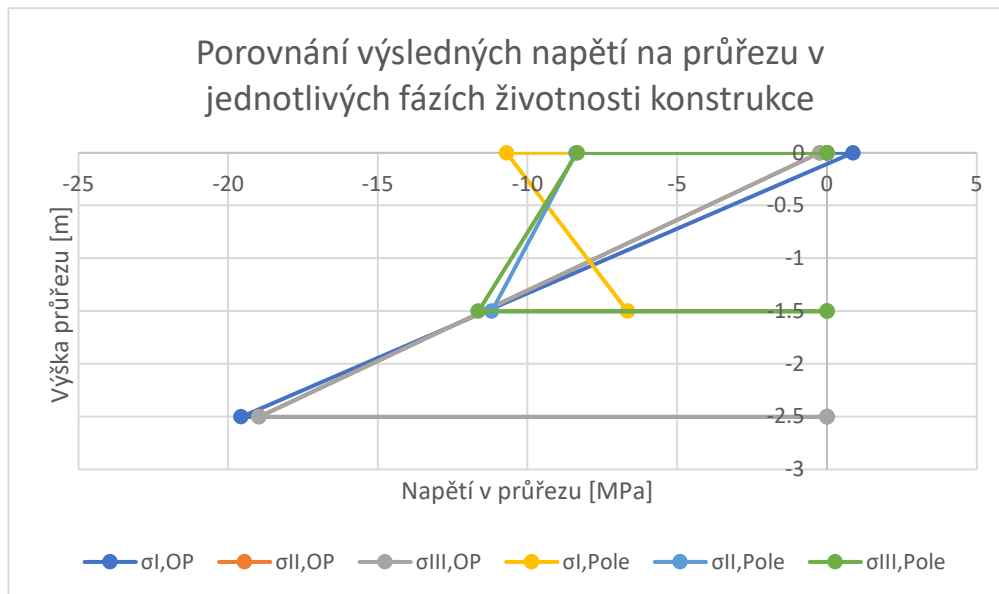
Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-10.3614
Dolní	7.146986

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,comp}$ [MPa]	lim,tens	lim,comp
Horní	0	-8.33153	-26.67	OK	OK
Dolní	0	-11.6499	-26.67	OK	OK

Přehled napětí

Čas	Vlákna	Napětí σ [MPa]	
		Opěra	Pole
Konec životnosti	Horní	0.866	-10.702
	Dolní	-19.570	-6.652
Uvedení do provozu	Horní	-0.245	-8.380
	Dolní	-18.972	-11.199
Vnesení předpětí	Horní	-0.245	-8.332
	Dolní	-18.972	-11.650



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

K Ověření napětí pomocí midas Ci- vil – 1

Napětí

Vlákna	Max/Min	QP_1_1	QP_1_2	QP_2_1	QP_2_2
Horní	Max	-3.7	-4.02	-1.7	-1.6
	Min	-10.7	-13.1	-13.6	-12.8
Dolní	Max	-6.03	-5.08	-5.42	-4.48
	Min	-15.3	-13.1	-13.6	-12.8

Beton

Beton	f_{ck} [Mpa]	γ_b [-]	f_{ck} [Mpa]
C 30/37	30.00	1.50	20.00

Posudky

	$\sigma_c \leq 0$ MPa	σ_{pos} [MPa]
Pos 1	$\sigma_c \leq 0$ MPa	0.00
Pos 2	$ \sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$	18.00
Pos 3	$ \sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$	13.50

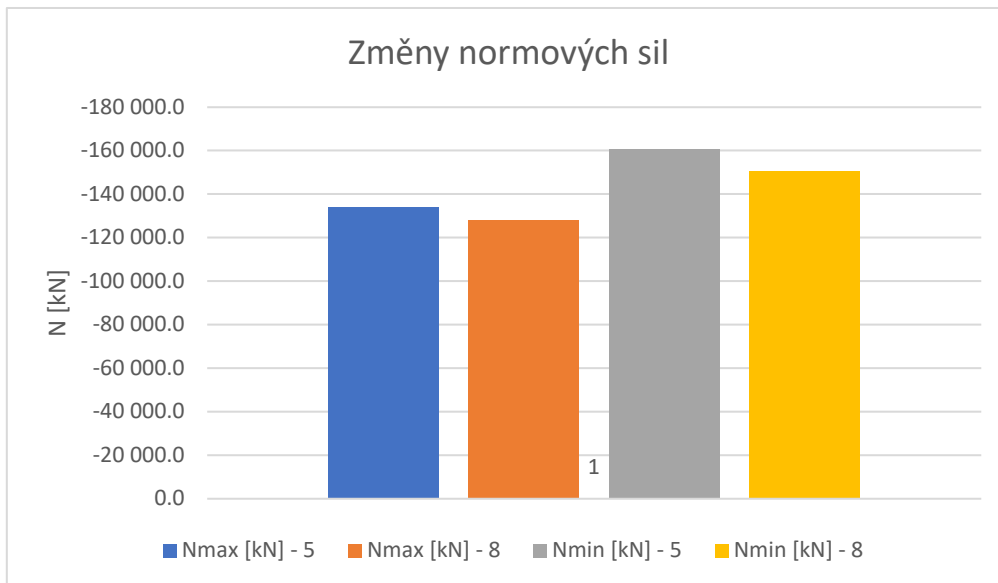
Napětí v průřezech

Průřez	Vlákna	Kombinace	σ [MPa]	Pos 1	Pos 2	Pos 3
1	Horní	QP_1_1	-4.120	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_1_1	-13.100	OK	OK	OK
25	Horní	QP_1_1	-7.360	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_1_1	-15.200	OK	OK	NE
50	Horní	QP_1_1	-3.700	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_1_1	-13.900	OK	OK	NE
1	Horní	QP_1_2	-4.020	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_1_2	-12.500	OK	OK	OK
25	Horní	QP_1_2	-8.300	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_1_2	-12.900	OK	OK	OK
50	Horní	QP_1_2	-3.710	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_1_2	-13.100	OK	OK	OK
1	Horní	QP_2_1	-1.700	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_2_1	-12.800	OK	OK	OK
25	Horní	QP_2_1	-5.650	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_2_1	-13.100	OK	OK	OK
50	Horní	QP_2_1	-1.290	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_2_1	-13.600	OK	OK	NE
1	Horní	QP_2_2	-1.600	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_2_2	-12.300	OK	OK	OK
25	Horní	QP_2_2	-6.590	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_2_2	-10.900	OK	OK	OK
50	Horní	QP_2_2	-1.310	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_2_2	-12.800	OK	OK	OK

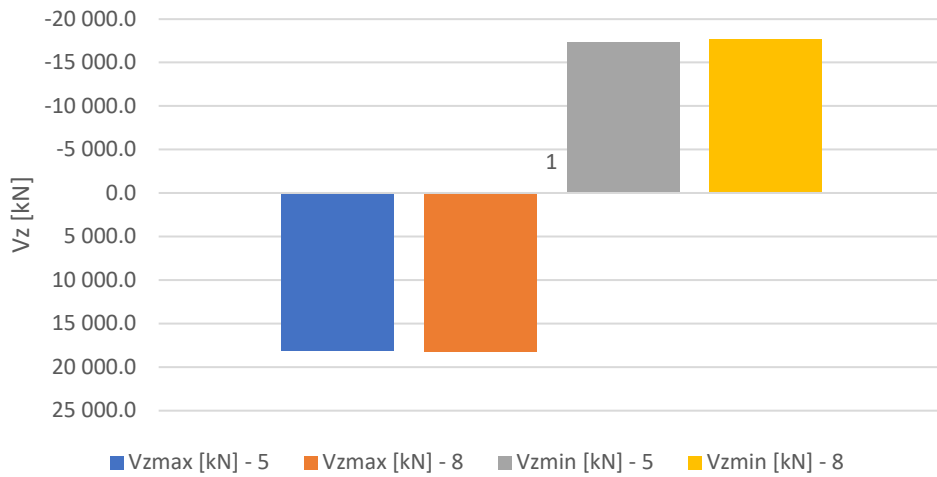
L Porovnání ohybových momentů v závislosti na počtu pilot

Porovnání 5 vs 8 Pilot

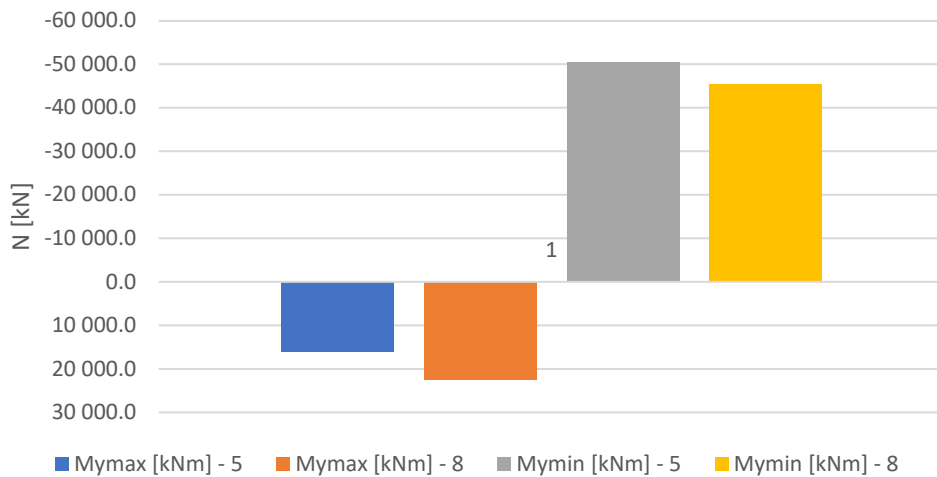
	Kvazi stálá kombinace (Qp)						
	Max						
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	[%]
5-pilot	-133 927.7	0.1	-17 855.4	-0.2	-49 119.5	1.7	100.00%
8-pilot	-127 809.3	0.0	-18 039.8	-0.3	-43 465.7	1.0	95.43%
5-pilot	-134 358.7	-0.1	18 060.4	0.2	-53 271.1	1.9	100.00%
8-pilot	-128 239.8	-0.1	18 226.2	0.2	-47 152.5	1.6	100.92%
5-pilot	-152 649.9	0.1	1 622.7	0.1	15 937.7	1.3	100.00%
8-pilot	-144 249.7	0.0	1 407.2	0.1	22 612.4	0.7	141.88%
	Min						
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	[%]
	5-pilot	-160 617.0	0.3	-2 343.1	-61.5	2 275.9	-13.8
8-pilot	-150 330.5	0.3	-2 132.4	-61.5	12 717.4	-14.2	93.60%
5-pilot	-150 812.3	0.1	-17 335.9	-0.2	-48 236.0	1.7	100.00%
8-pilot	-140 528.2	0.0	-17 640.8	-0.3	-41 264.1	1.0	101.76%
5-pilot	-145 059.3	-0.1	17 757.9	0.2	-50 353.1	1.9	100.00%
8-pilot	-136 659.6	-0.1	17 992.9	0.2	-45 346.2	1.6	90.06%



Změny posouvajících sil



Změny normových sil



M Ruční posouzení nosné konstrukce

– 4

Vnitřní síly z numerického modelu

Kombinace MSP

Kvazi stálá kombinace (Qp)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-127809.3	0.0	-18039.8	-0.3	-43465.7	1.0	QP_2_2	1
-128239.8	-0.1	18226.2	0.2	-47152.5	1.6	QP_2_2	50
-144249.7	0.0	1407.2	0.1	22612.4	0.7	QP_1_2	9
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-150330.5	0.3	-2132.4	-61.5	12717.4	-14.2	QP_1_1	39
-127809.3	0.0	-18039.8	-0.3	-43465.7	1.0	QP_2_2	1
-132540.8	-0.1	18130.4	0.2	-48507.3	1.6	QP_2_1	50

Častá kombinace (Fr)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-127799.3	0.0	-18040.6	-0.3	-43418.7	1.0	Fr_8_2(all)	1
-128239.8	-0.1	21449.9	0.2	-47147.4	1.6	Fr_6_2(all)	50
-144249.7	0.0	1492.0	0.1	24793.2	0.7	Fr_3_2(all)	9
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-127799.3	0.0	-18040.6	-0.3	-43418.7	1.0	Fr_5_1(all)	1
-132405.0	0.0	-21260.4	-0.3	-70021.7	1.0	Fr_6_2(all)	1
-137136.5	-0.1	18130.4	0.2	-75180.1	1.6	Fr_6_1(all)	50

Charakteristická kombinace (Ch)							
Max							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-127759.0	0.0	-18043.4	-0.3	-43230.8	1.0	Fr_8_2(all)	1
-128229.7	-0.1	21449.7	0.2	-47079.1	1.6	Fr_6_2(all)	50
-145923.6	5.0	1592.6	3607.3	25963.6	401.3	Fr_3_2(all)	9
Min							
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Kombinace	Element
-127759.0	0.0	-18043.4	-0.3	-43230.8	1.0	Fr_5_1(all)	1
-132394.9	0.0	-21261.1	-0.3	-69974.7	1.0	Fr_6_2(all)	1
-137126.4	-0.1	18130.3	0.2	-75111.9	1.6	Fr_6_1(all)	50

Hodnoty označené modrou barvou jsou hodnoty vyhledávané hodnoty. Ostatní hodnoty v řádku jsou odpovídající hodnoty vyhledávané hodnotě.

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	21.883	13.702	3.0	1.149	1.851
Pol	14.370	2.432	1.5	0.668	0.832

Charakteristika betonu

Beton	f _{ck} [Mpa]	γ _b [-]	f _{ck} [Mpa]
C 40/50	40.00	1.50	26.67

Charakteristika předpětí

Předpětí bylo použito do firmy VSL.

f _{pk}	f _{p0.1k}
[MPa]	[MPa]
1860	1640

Maximální napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0.1k})$$

k₁ k₂

0.8 0.9

$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0.1k})$$

k₇ k₈

0.75 0.85

kde:

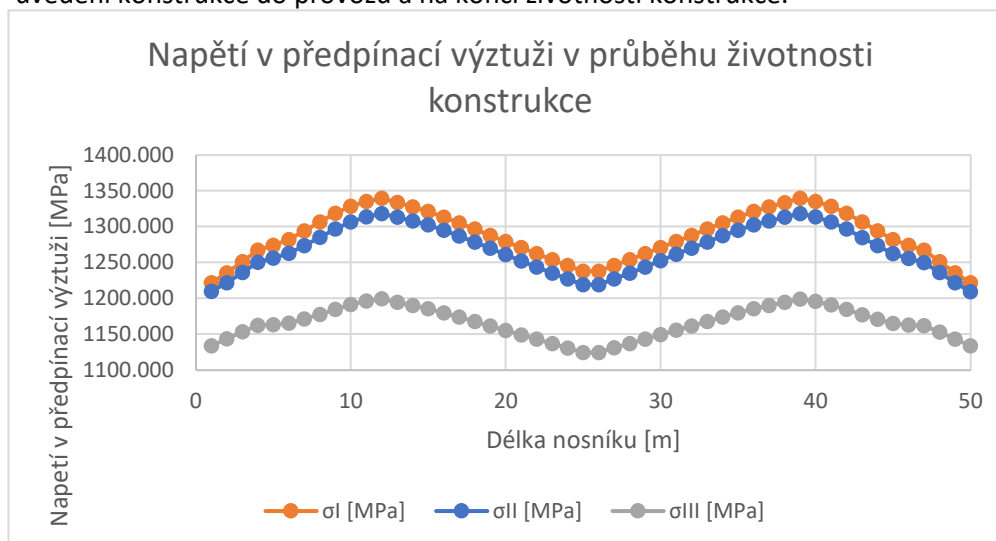
σ_{p,max} – maximální napětí v předpínací výztuži během napínání

σ_{p,m0} – maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení

σ _{p,max} =	min	1488	1476	=	1476
σ _{p,m0} =	min	1395	1394	=	1394

Ztráty předpětí

Ztráty předpětí byly spočteny pomocí programu midas Civil. Ztráty předpětí jsou odečteny ve 3 stavech konstrukce. Při předpětí nosné konstrukce, při uvedení konstrukce do provozu a na konci životnosti konstrukce.



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

Maximální napětí v jednotlivé fázi				
Fáze	σ_{MAX} [MPa]		$\sigma_{MAX,DOV}$ [MPa]	Posudek
σ_I [MPa]	1339.3997	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{II} [MPa]	1318.2784	≤	1394.0000	Vyhoví
σ_{III} [MPa]	1199.1065	≤	1394.0000	Vyhoví

V tabulce uvedené výše jsou vypsány hodnoty maximálních napětí po délce předpínacího kabelu. Limit napětí v předpínacím kabelu nebyl splněn při uvedení konstrukce do provozu. Limit však byl překročen o necelý MPa. Limit je nesplněn pouze bodově na předpínacím kabelu, nejedná se o nesplnění podmínky ve větší délce předpínacího kabelu. Z důvodu uvedených v předchozí větě uvažují, že limity jsou splněny.

	σ_I [MPa]	σ_{II} [MPa]	σ_{III} [MPa]
Max	1339.400	1318.278	1199.107
Element	12	12	12
Min	1221.487	1209.282	1124.394
Element	50	50	25

Z výše uvedené tabulky jsou zřejmé extrémy předpětí po průřezu nosné konstrukce. Z průběhu předpínací síly a uvedených maxim bylo rozhodnuto o provedení 3 posouzení. Ve středu nosné konstrukce, v podporových průřezích a na elementu 11, což je ve vzdálenosti 11 m od osy uložení na opěře 1.

Návrh předpětí a posouzení MSP - omezení napětí

Návrh předpětí a posouzení konstrukce ve fázi - konec životnosti

V rámci posouzení **mezního stavu použitelnosti** bude posouzeno napětí v průřezu. Napětí bylo posuzováno v **kvazistálé kombinaci** (kombinace byly vytvořeny dle normy ČSN EN 1990), v této kombinaci byla zajištěna dekomprese.

Zvětšení ohybových momentů od odpravy v závislosti na roznosu

Průřez	M_y [kNm]	Přírůstek	ΔM_y [kNm]
OP	-26400.5	26.0%	-6864.14
Pole	11772.9	26.0%	3060.957

Kombinace

Kvazi stálá kombinace (Qp)

Zatížení

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-132540.8	-0.1	18130.4	0.2	-48507.3	1.6
Pole	-144249.7	0.0	1407.2	0.1	22612.4	0.7

Zvětšené namáhání

Průřez	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Podporový	-132540.8	-0.1	18130.4	0.2	-55371.5	1.6
Pole	-144249.7	0.0	1407.2	0.1	25673.3	0.7

Podporový průřez

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
OP	21.883	13.702	3.000	1.149	1.851

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

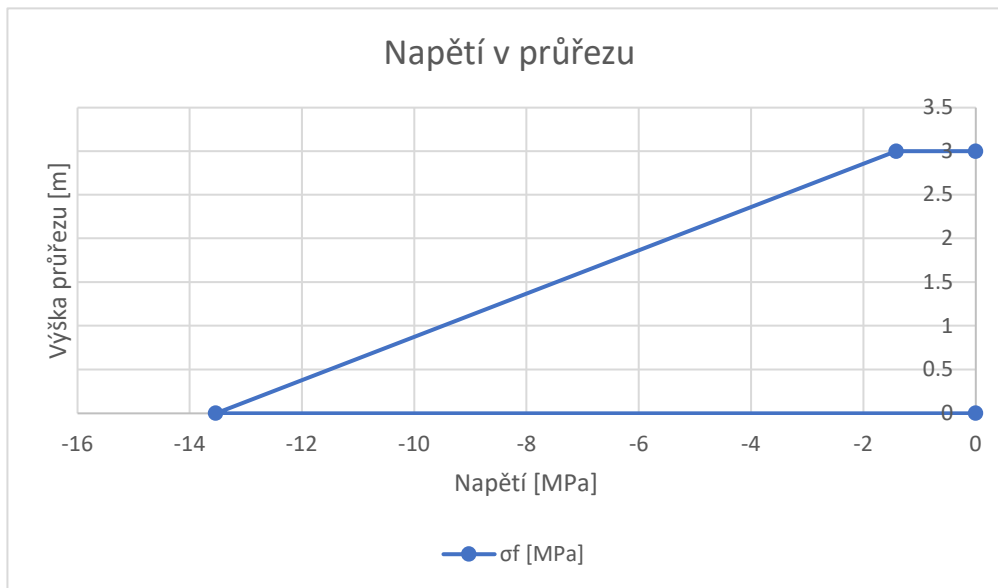
$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
	-55371.5	13.702	1.149	4643.1	4.643
$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
	-55371.5	13.702	1.851	-7479.9	-7.480

Napětí od normálové síly

$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$	N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
	-132540.8	21.883	-6056.9	-6.057

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-1.41376
Dolní	-13.5368



Návrh předpětí

Stejně jako v předběžném návrhu předpětí byl použit **předpínací systém VSL**.

Počet lan	Plocha	Max Napětí v předpětí dle fáze			Min Napětí v předpětí dle fáze		
		Predpeti	UP	KZ	Predpeti	UP	KZ
	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]	σ _{p,i} [MPa]
37	5550	1339.400	1318.278	1199.107	1221.487	1209.282	1124.394

V návrhu předpětí byl proveden v podporovém průřezu dle odpovídající předpínací síly v daném průřezu. Sekundární účinek byl uvažován ve výši

10% primárního účinku předpětí.

Návrh a posouzení předpětí v podporovém průřezu, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1133.539	8	50329.14	0.4	0.749	749
37	5550	1133.539	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	37696.53	5.0%	35811.7

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	50329.14	21.8827	2299.951	-2.29995

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	35811.7	13.7024	1.1490	-3002.95	-3.00295
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	35811.7	13.7024	1.8510	4837.653	4.837653

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-1.41376
Dolní	-13.5368

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,0.6fk}$ [MPa]	$\sigma_{lim,0.45fk}$ [MPa]	lim _{tens}	lim _{comp,0.6fck}	lim _{comp,0.45fck}
Horní	0	-6.71666	-24.00	-18.00	OK	OK	OK
Dolní	0	-10.9991	-24.00	-18.00	OK	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1209.282	8	53692.13	0.4	0.749	749
37	5550	1209.282	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	40215.41	5.0%	38204.64

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	53692.13	21.8827	2453.634	-2.45363

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,h} [kPa]	σ _{p,M,h} [MPa]
	38204.6	13.7024	1.1490	-3203.61	-3.20361
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,d} [kPa]	σ _{p,M,d} [MPa]
	38204.6	13.7024	1.8510	5160.905	5.160905

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-1.41376
Dolní	-13.5368

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	σ _{lim,tens} [MPa]	σ [MPa]	σ _{lim,0.6fk} [MPa]	σ _{lim,0.45fk} [MPa]	lim _{tens}	lim _{comp,0.6fck}	lim _{comp,0.45fck}
Horní	0	-7.071	-24.00	-18.00	OK	OK	OK
Dolní	0	-10.8295	-24.00	-18.00	OK	OK	OK

Posouzení předpětí v podporovém průřezu, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	n [-]	F _p [kN]	E _p [m]	e _p [m]	e _p [mm]
37	5550	1221.487	8	54234.01	0.4	0.749	749
37	5550	1221.487	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M _p [kNm]	[%]	M _p [kNm]
	40621.27	5.0%	38590.21

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F _p [kN]	A [m ²]	σ _p [kPa]	σ _{p,N} [MPa]
	54234.01	21.8827	2478.397	-2.4784

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,h} [kPa]	σ _{p,M,h} [MPa]
	38590.2	13.7024	1.1490	-3235.94	-3.23594
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{p,M,d} [kPa]	σ _{p,M,d} [MPa]
	38590.2	13.7024	1.8510	5212.99	5.21299

Výsledné napětí od zatížení

Vláčna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-1.41376
Dolní	-13.5368

Výsledné napětí na průřezu

Vláčna průřezu	σ _{lim,tens} [MPa]	σ [MPa]	σ _{lim,0.6fk} [MPa]	σ _{lim,0.45fk} [MPa]	lim _{tens}	lim _{comp,0.6fck}	lim _{comp,0.45fck}
Horní	0	-7.1281	-24.00	-18.00	OK	OK	OK
Dolní	0	-10.8022	-24.00	-18.00	OK	OK	OK

Průřez v poli

Geometrie průřezu

Průřez	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h [m]	e _h [m]	e _d [m]
Pol	14.3697	2.43164	1.5	0.668	0.832

Napětí od zatížení

Napětí od ohybových momentů

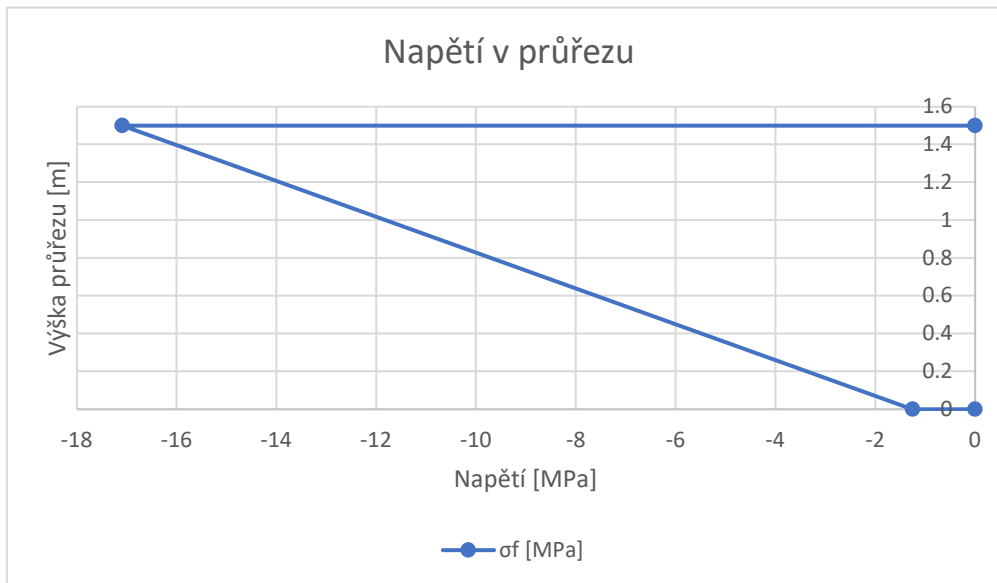
$\sigma_{f,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,h} [kPa]	σ _{f,M,h} [MPa]
	25673.3	2.43164	0.668	-7052.77	-7.05277
$\sigma_{f,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	My [kNm]	I _y [m ⁴]	e _i [m]	σ _{f,M,d} [kPa]	σ _{f,M,d} [MPa]
	25673.3	2.43164	0.832	8784.287	8.784287

Napětí od normálové síly

$\sigma_{f,N} = \frac{N}{A}$	N [kN]	A [m ²]	σ _{f,N} [kPa]	σ _{f,N} [MPa]
	-144249.7	14.3697	-10038.5	-10.0385

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ _f [MPa]
Horní	-17.0912
Dolní	-1.25417



Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, na konci životnosti

Profilované předpětí

Počet lan	A _p [mm ²]	σ _{p,i} [MPa]	n [-]	F _p [kN]	E _p [m]	e _p [m]	e _p [mm]
37	5550	1199.107	8	53240.33	0.265	0.5670	567
37	5550	1199.107	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M _p [kNm]	[%]	M _p [kNm]
	-30187.3	5.0%	-31696.6

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$$

F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
53240.33	14.3697	3705.041	-3.70504

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-31696.6	2.4316	0.6680	8707.436	8.707436

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-31696.6	2.4316	0.8320	-10845.2	-10.8452

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-17.0912
Dolní	-1.25417

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,0.6fk}$ [MPa]	$\sigma_{lim,0.45fk}$ [MPa]	lim _{tens}	lim _{comp,0.6fck}	lim _{comp,0.45fck}
Horní	0	-12.0888	-24.00	-18.00	OK	OK	OK
Dolní	0	-15.8044	-24.00	-18.00	OK	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při uvedení do provozu

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1318.278	8	58531.56	0.265	0.567	567
37	5550	1318.278	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$$M_p = F_p * e_p$$

M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
-33187.4	5.0%	-34846.8

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$$

F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
58531.56	14.3697	4073.263	-4.07326

Napětí od ohybových momentů

$$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
-34846.8	2.4316	0.6680	9572.815	9.572815

$$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$$

M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
-34846.8	2.4316	0.8320	-11923	-11.923

Výsledné napětí od zatížení

Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-17.0912
Dolní	-1.25417

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,0.6fk}$ [MPa]	$\sigma_{lim,0.45fk}$ [MPa]	lim _{tens}	lim _{comp,0.6fck}	lim _{comp,0.45fck}
Horní	0	-11.5917	-24.00	-18.00	OK	OK	OK
Dolní	0	-17.2505	-24.00	-18.00	OK	OK	OK

Návrh a posouzení předpětí v průřezu v poli, při vnesení předpětí

Profilované předpětí

Počet lan	A_p [mm ²]	$\sigma_{p,i}$ [MPa]	n [-]	F_p [kN]	E_p [m]	e_p [m]	e_p [mm]
37	5550	1339.400	8	59469.34	0.265	0.567	567
37	5550	1339.4	0	0	0	0	0

Ohybový moment od předpětí

$M_p = F_p * e_p$	M_p [kNm]	[%]	M_p [kNm]
	-33719.1	5.0%	-35405.1

Napětí v průřezu od předpětí

Normálové napětí od předpětí

$\sigma_{p,N} = \frac{F_p}{A}$	F_p [kN]	A [m ²]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,N}$ [MPa]
	59469.34	14.3697	4138.524	-4.13852

Napětí od ohybových momentů

$\sigma_{p,M,h} = \frac{M_y}{I_y} * -e_h$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,h}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,h}$ [MPa]
	-35405.1	2.4316	0.6680	9726.189	9.726189
$\sigma_{p,M,d} = \frac{M_y}{I_y} * e_d$	M_y [kNm]	I_y [m ⁴]	e_i [m]	$\sigma_{p,M,d}$ [kPa]	$\sigma_{p,M,d}$ [MPa]
	-35405.1	2.4316	0.8320	-12114.1	-12.1141

Výsledné napětí od zatížení

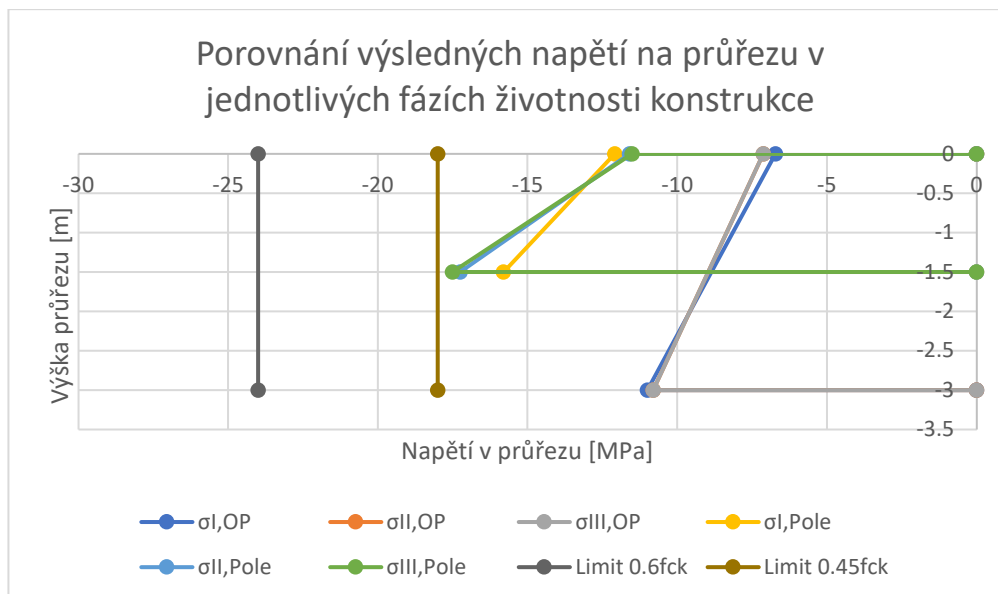
Vlákna průřezu	σ_f [MPa]
Horní	-17.0912
Dolní	-1.25417

Výsledné napětí na průřezu

Vlákna průřezu	$\sigma_{lim,tens}$ [MPa]	σ [MPa]	$\sigma_{lim,0.6fk}$ [MPa]	$\sigma_{lim,0.45fk}$ [MPa]	lim _{tens}	lim _{comp,0.6fck}	lim _{comp,0.45fck}
Horní	0	-11.5036	-24.00	-18.00	OK	OK	OK
Dolní	0	-17.5068	-24.00	-18.00	OK	OK	OK

Přehled napětí

Čas	Vlákna	Napětí σ [MPa]		Posudky	
		Opěra	Pole	Opěra	Pole
Konec životnosti	Horní	-6.717	-12.089	OK	OK
	Dolní	-10.999	-15.804	OK	OK
Uvedení do provozu	Horní	-7.128	-11.592	OK	OK
	Dolní	-10.802	-17.250	OK	OK
Vnesení předpětí	Horní	-7.128	-11.504	OK	OK
	Dolní	-10.802	-17.507	OK	OK



σ_I [MPa] - předpětí nosné konstrukce

σ_{II} [MPa] - uvedení do provozu

σ_{III} [MPa] - konec životnosti

N Ověření napětí pomocí midas Ci- vil – 2

Napětí

Vlákná	Max/Min	QP_1_1	QP_1_2	QP_2_1	QP_2_2
Horní	Max	-2.31	-2.52	-0.455	-0.262
	Min	-9.67	-11.5	-11.5	-11.1
Dolní	Max	-3.17	-2.74	-2.59	-2.16
	Min	-11.8	-11.5	-11.5	-11.1

Beton

Beton	f_{ck} [Mpa]	γ_b [-]	f_{ck} [Mpa]
C 45/55	45.00	1.50	30.00

Posudky

	$\sigma_c \leq 0$ MPa	σ_{pos} [MPa]
Pos 1	$\sigma_c \leq 0$ MPa	0.00
Pos 2	$ \sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck}$	27.00
Pos 3	$ \sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$	20.25

Napětí v průřezech

Průřez	Vlákná	Kombinace	σ [MPa]	Pos 1	Pos 2	Pos 3
1	Horní	QP_1_1	-2.710	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_1_1	-11.200	OK	OK	OK
25	Horní	QP_1_1	-6.920	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_1_1	-10.100	OK	OK	OK
50	Horní	QP_1_1	-2.310	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_1_1	-11.800	OK	OK	OK
1	Horní	QP_1_2	-2.520	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_1_2	-11.000	OK	OK	OK
25	Horní	QP_1_2	-7.230	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_1_2	-8.990	OK	OK	OK
50	Horní	QP_1_2	-2.220	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_1_2	-11.500	OK	OK	OK
1	Horní	QP_2_1	-0.455	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_2_1	-10.900	OK	OK	OK
25	Horní	QP_2_1	-5.340	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_2_1	-8.190	OK	OK	OK
50	Horní	QP_2_1	-0.084	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_2_1	-11.500	OK	OK	OK
1	Horní	QP_2_2	-0.262	OK	OK	OK
1	Dolní	QP_2_2	-10.700	OK	OK	OK
25	Horní	QP_2_2	-5.650	OK	OK	OK
25	Dolní	QP_2_2	-7.080	OK	OK	OK
50	Horní	QP_2_2	-0.006	OK	OK	OK
50	Dolní	QP_2_2	-11.100	OK	OK	OK

O Posudek spodní stavby

Zatížení spodní stavby

6.10					
Max					
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-20269.3	7.76	48327.89	372.87	91931.14	10710.94
-20269.3	0	43280.73	-0.96	92235.99	-0.01
-20273.9	0	45999.07	-0.96	95580.22	-0.01
Min					
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-24979.2	0	-48985.6	0.77	-96606.6	0.01
-28838.3	0	-15571.7	0.77	18839.88	0.02
-28838.3	0	-15571.7	0.77	18839.88	0.02
6.10a					
Max					
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-20269.3	4.29	45183.13	194.05	81843.25	5698.72
-20269.3	4.29	40460.33	194.05	81843.25	5698.72
-20273.9	4.29	42851.65	194.05	85187.48	5698.72
Min					
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-22786.4	-4.29	-45830.7	-184.93	-86243.4	-2951.18
-26645.6	-4.29	-14153.5	-184.93	20643.18	-2947.48
-26645.6	-4.29	-14153.5	-184.93	20643.18	-2947.48
6.10b					
Max					
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-17228.5	4.29	39275.7	194.05	70946.68	5698.72
-17228.5	4.29	34997.15	194.05	70946.68	5698.72
-17233.1	4.29	36944.21	194.05	74290.91	5698.72
Min					
N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
-19709	-4.29	-39821.6	-184.93	-74729.4	-2951.18
-22988.6	-4.29	-12263.5	-184.93	17092.02	-2947.48
-22988.6	-4.29	-12263.5	-184.93	17092.02	-2947.48

Všechny 3	N [kN]	Vy [kN]	My [kNm]
Max	-17228.5	45183.13	85187.48
Min	-28838.3	-48985.6	-96606.6
Kombinace	6.10b	6.10a	6.10a
	6.10	6.10	6.10

Bez 6.10	N [kN]	Vy [kN]	My [kNm]
Max	-17228.5	45183.13	85187.48
Min	-26645.6	-45830.7	-86243.4
Kombinace	6.10b	6.10a	6.10a
	6.10a	6.10a	6.10a

Posouzení MSÚ spodní stavby

Geometrické parametry průřezu opěry

h [m]	b [m]	I _y [m ⁴]	e _h [m]	e _d [m]
1.60	15.9	5.4272	0.8	0.8

Krytí výztuže

C _{min} [mm]	C _{nom} [mm]	Vzd. Vlož [mm]
55	65	70

Vyztužení průřezu

Třmínky 1. hl nosná 2. hl nosná

Ø _{Tr} [mm]	Ø ₁ [mm]	Ø ₂ [mm]
20	32	32

Osová vzdálenost vložek výztuže

a1 [mm]	a2 [mm]	a3 [mm]
300	150	150

Počet vložek výztuže

n1 [mm]	n2 [mm]	n3 [mm]
x	106	106

Osová vzdálenost od líce průřezu

S1 [mm]	S2 [mm]	S3 [mm]
75	101	203

Materialové charakteristiky

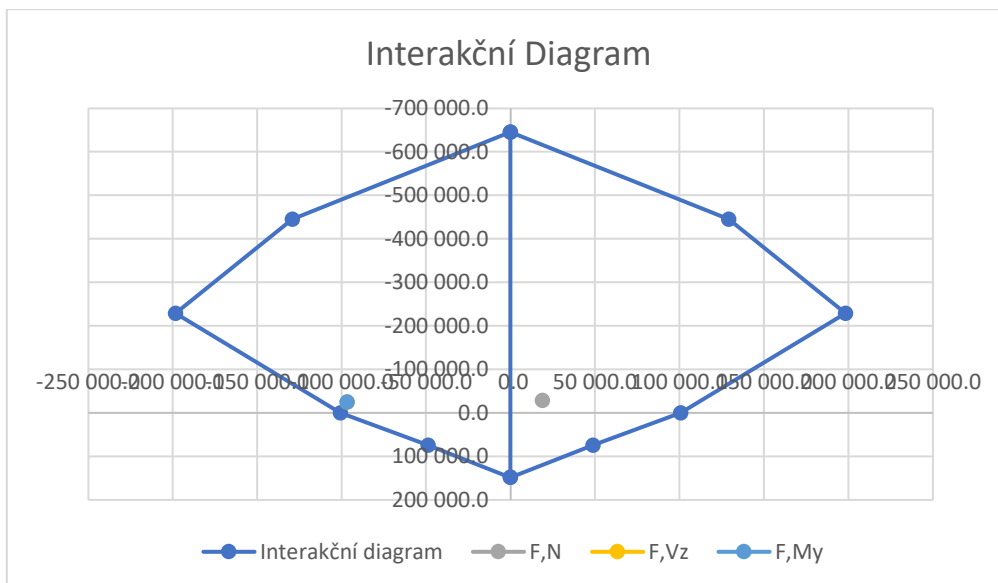
Beton	f _{ck} [MPa]	γ _{Mat} [-]	f _{cd} [MPa]	E [Gpa]	ε _{CU} [‰]
C 30/37	30	1.5	20	32	-3.5
Ocel	f _{yk} [MPa]	γ _{Mat} [-]	f _{yd} [MPa]	E [Gpa]	ε _{yd} [‰]
B500B	500	1.15	434.7826	200	2.173913

Zatížení

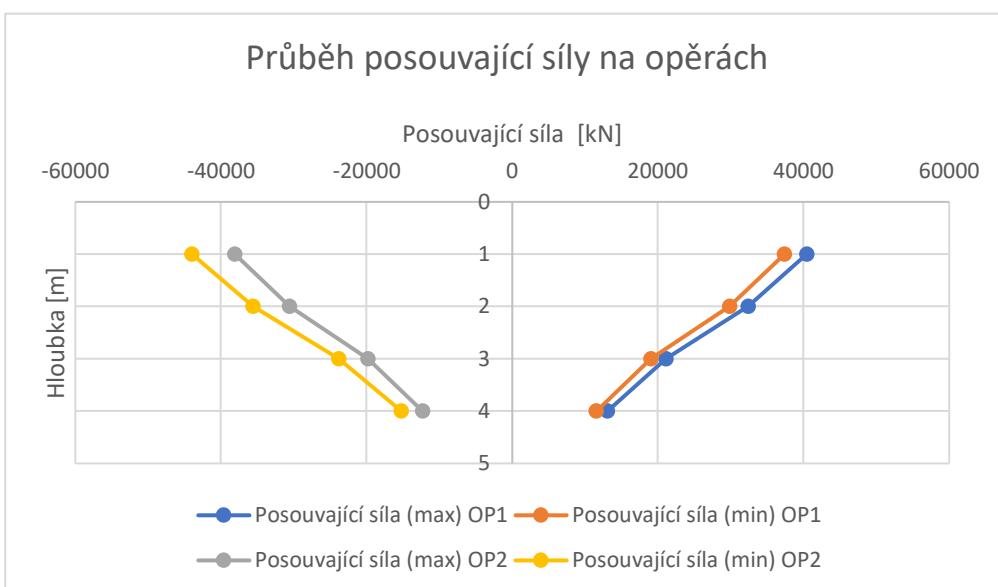
N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
-28838.3	0	-15571.7	0.77	18839.88	0.02
-24979.2	0	-48985.6	0.77	-96606.6	0.01
-24979.2	-4.29	-45830.7	-184.93	-96606.6	-2951.18

Interakční diagram

N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]
-645 200.7	0.0	0.0
-445 045.6	129 192.2	-129 192.2
-228 802.6	198 285.4	-198 285.4
0.0	100 757.2	-100 757.2
74 130.4	48 777.8	-48 777.8
148 260.8	0.0	0.0



Posouvající síla



Maximální hodnota posouvající síly

$$V_{ED} = 43971.69 \text{ kN}$$

Výpočet únosností tlačené diagonály

$$V_{RD,max} = \nu \times f_{cd} \times b \times z \times \frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta}$$

$$\nu = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

f_{ck} [Mpa]	ν	f_{cd} [Mpa]	b [m]	z [m]	$\cot \Theta$ [-]	$V_{RD,max}$ [kN]
30	0.528	20	15.9	1.238	1.2	102228.8

V_{ED} [kN]		$V_{RD,max}$ [kN]	
43971.69	<	102228.8	únosnost tlačené diagonály vyhovuje

Návrh konstrukční smykové výztuže

Jako konstrukční smyková výztuž budou použity třmínky.

$$s_{max} = \min(0.75 \times d_r; 400 \text{ mm})$$

d [mm]	s_{max} [mm]
1.533	0.4

$$V_{RD,min} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_{max}} \times z \times \cot\theta$$

A_{sw} [mm ²]	f_{yd} [MPa]	s_{max} [mm]	z [m]	$\cot \theta$ [-]	$V_{RD,min}$ [kN]
11309.73	434.7826	0.4	1.238	1.2	18262.76

Konstrukční třmínky nelze na této opěře navrhnout.

P Posudek založení mostních opěr v programu GOE 5

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : Diplomova_prace
 Popis : Vypocet-samostatnych-kridel
 Odběratel : CVUT-Fsv
 Vypracoval : Bc_Vojtech_Stok
 Datum : 30.11.2022

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1.00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1.30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0.50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0.67$

Piloty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)

Trvalá návrhová situace


		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)

Trvalá návrhová situace

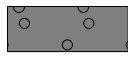






Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]

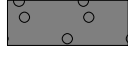

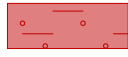




Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	SDa		21.00	0.20
2	Dobre_zrneny_pisek		19.00	0.28
3	F4		18.50	0.35
4	R5		21.50	0.20
5	R3		23.00	0.20

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
6	R6		21.00	0.20
7	F6		21.00	0.40

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	SDa		překonsolidovaná	-	-	2.71	-
2	Dobre_zrneny_pisek		překonsolidovaná	-	-	1.00	-
3	F4		soudržná	-	0.35	-	-
4	R5		soudržná	-	0.20	-	-
5	R3		soudržná	-	0.20	-	-
6	R6		nesoudržná	35.00	-	-	-
7	F6		soudržná	-	0.40	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	SDa		150.00	-	21.00	-	-
2	Dobre_zrneny_pisek		150.00	-	19.00	-	-
3	F4		8.06	-	18.50	-	-
4	R5		-	90.00	21.50	-	-
5	R3		-	300.00	23.00	-	-
6	R6		-	40.00	21.00	-	-
7	F6		8.06	-	21.00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	SDa		38.00	19.00	-	-	-
2	Dobre_zrneny_pisek		30.00	15.00	-	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
3	F4		24.00	12.00	-	-	-
4	R5		40.00	20.00	1.00	-	-
5	R3		40.00	20.00	-	-	-
6	R6		35.00	17.00	-	-	-
7	F6		19.00	8.50	-	-	-

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1.20$ m

Délka $l = 12.00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1.13E+00$ m²

Moment setrvačnosti $I = 1.02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0.00$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0.00$ m

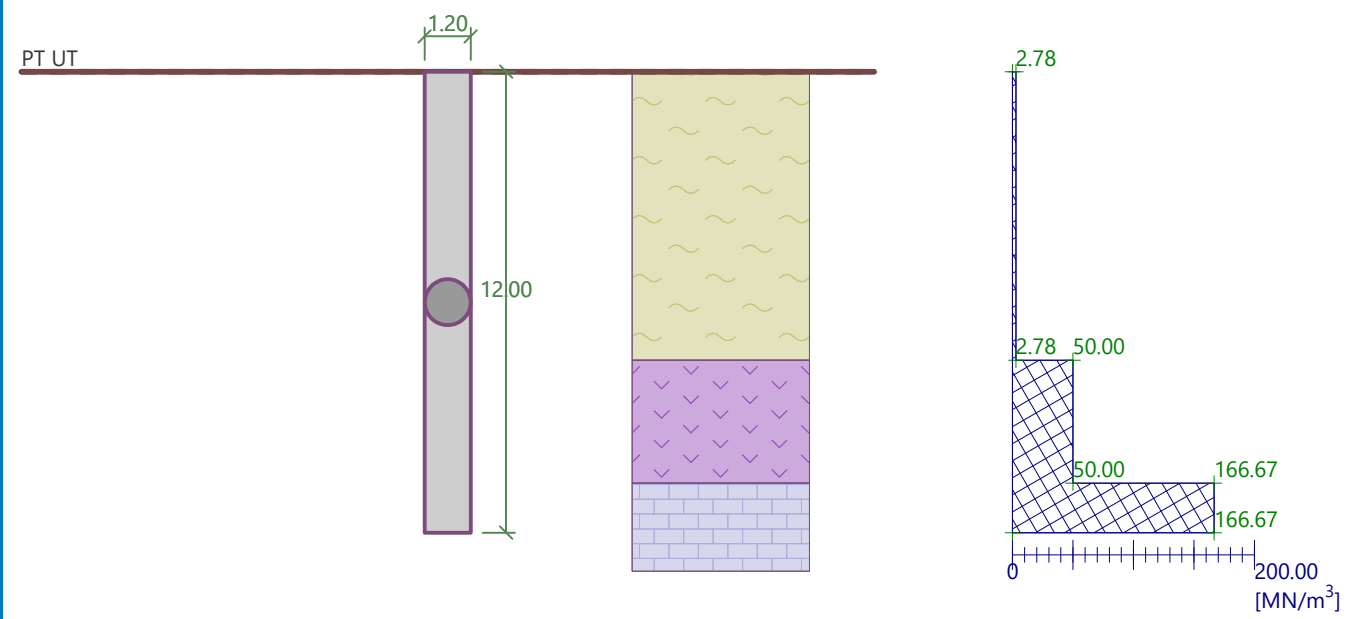
Typ technologie: Vrtané piloty

Horizontální modul reakce podloží

Hloubka [m]	k_h [MN/m ³]
0.00	2.78
7.51	2.78
7.51	50.00
10.71	50.00
10.71	166.67
12.00	166.67

Název : Modul Kh

Fáze - výpočet : 1 - 0

**Materiál konstrukce**Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku

$G = 13750.00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

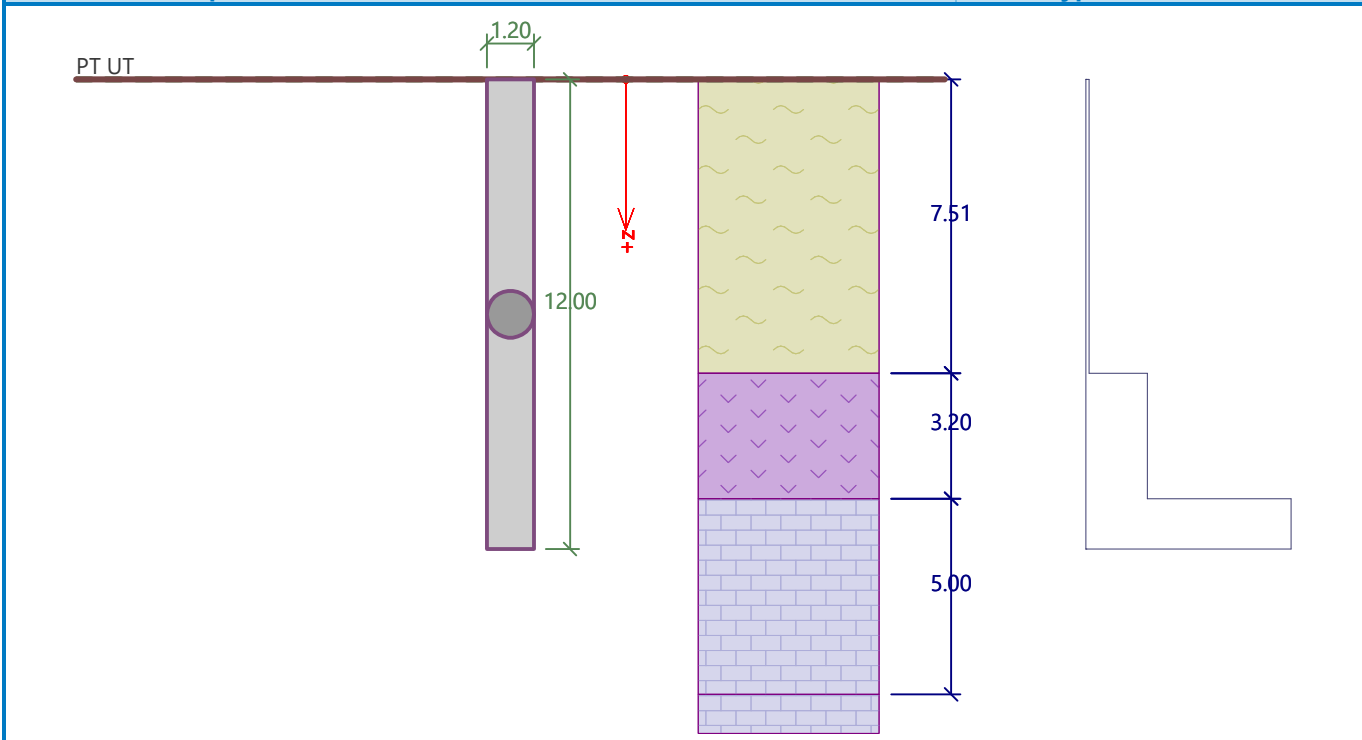
$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7.51	0.00 .. 7.51	R6	
2	3.20	7.51 .. 10.71	R5	
3	5.00	10.71 .. 15.71	R3	
4	-	15.71 .. ∞	R3	

Název : Profil a přiřazení

Fáze - výpočet : 1 - 0



Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU-max	Návrhové	3816.27	0.00	-3223.91	624.07	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je nesoudržná

Součinitel únosnosti $N_q = 72.00$ Plocha příčného řezu piloty $A_p = 1.13E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0.00	-	-	-	-	-	-	-
1.20	1.20	-	-	1.46	17.00	12.60	23.17
1.20	-	-	-	-	-	-	-
7.51	6.31	-	-	1.46	17.00	25.20	243.68
7.51	-	-	-	-	-	-	-
10.71	3.20	-	-	1.00	20.00	25.20	100.59
10.71	-	-	-	-	-	-	-
12.00	1.29	-	-	1.72	20.00	25.20	69.93

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejneprůznivějších zatěžovacích stavů.
Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1.00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejneprůznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU-max)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 437.37$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 18964.33$ kN

Únosnost piloty $R_c = 19401.69$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 3816.27$ kN

$$R_c = 19401.69 \text{ kN} > 3816.27 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0.00	7.51	7.51	15.00	20.00	20.00
2	7.51	10.71	3.20	15.00	20.00	20.00
3	10.71	12.00	1.29	15.00	20.00	20.00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1.00$

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Regresní součinitel $e = 0.00$

Regresní součinitel $f = 0.00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty $R_{sy} = 477.23$ kN

Velikost napětí na patě při R_{sy} $q_0 = 0.00$ kPa

Průměrné plášťové tření $q_s = 15.07$ kPa

Průměrný sečnový modul deformace $E_s = 15.00$ MPa

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.00$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0.15$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1.00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0.0	0.00
2.5	378.38
5.0	477.23
7.5	477.23
10.0	477.23
12.5	477.23
15.0	477.23
17.5	477.23
20.0	477.23
22.5	477.23

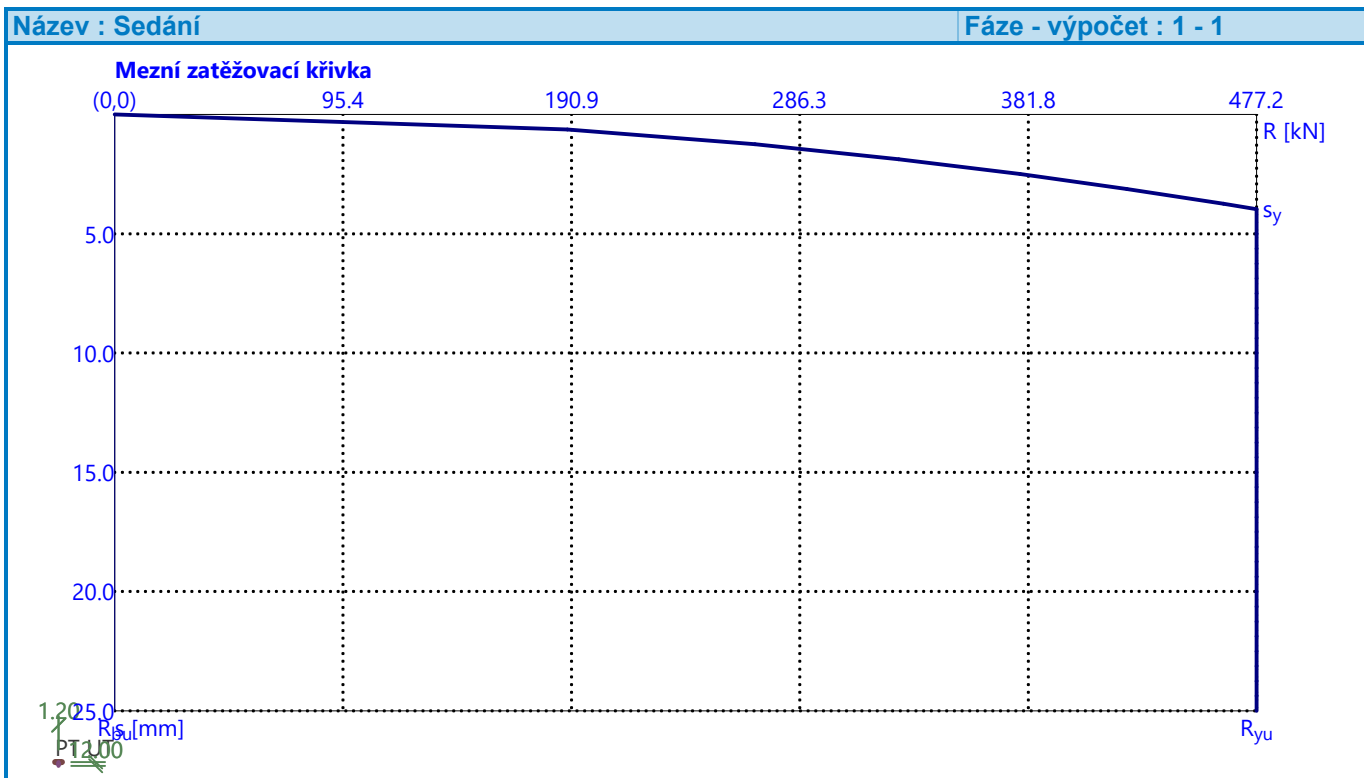
Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
25.0	477.23

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 477.23$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 4.0$ mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25.0 mm :

Únosnost paty $R_{bu} = 0.00$ kN
 Celková únosnost $R_c = 477.23$ kN



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	2.78	-77.40	13.35	215.17	-624.07	3223.91
0.60	2.78	-69.57	12.75	193.39	-477.05	3553.46
1.20	2.78	-62.11	12.09	172.67	-345.33	3799.43
1.80	2.78	-55.07	11.39	153.08	-228.13	3970.76
2.40	2.78	-48.45	10.67	134.68	-124.61	4075.92
3.00	2.78	-42.26	9.94	117.48	-33.90	4122.86
3.60	2.78	-36.52	9.20	101.52	44.86	4118.99
4.20	2.78	-31.21	8.47	86.78	112.58	4071.23
4.80	2.78	-26.35	7.75	73.25	170.11	3985.94

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
5.40	2.78	-21.91	7.05	60.90	218.34	3868.96
6.00	2.78	-17.88	6.37	49.72	258.09	3725.63
6.60	2.78	-14.26	5.72	39.63	290.19	3560.78
7.20	2.78	-11.01	5.10	30.62	315.42	3378.77
7.80	50.00	-8.13	4.51	406.50	468.53	3164.73
8.40	50.00	-5.59	3.98	279.26	714.44	2805.26
9.00	50.00	-3.34	3.52	166.99	874.26	2324.61
9.60	50.00	-1.34	3.15	67.15	957.89	1771.37
10.20	50.00	0.46	2.89	-23.21	973.24	1188.78
10.80	166.67	2.14	2.73	-357.32	900.71	617.21
11.40	166.67	3.76	2.66	-626.05	546.30	173.44
12.00	166.67	5.35	2.65	-891.29	-0.00	0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Deformace hlavy piloty = -77.4 mm
 Max.deformace piloty = 77.4 mm
 Max.posouvající síla = 975.42 kN
 Maximální moment = 4127.01 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 1.20 m
 Vyztužení - 24 ks profil 32.0 mm; krytí 65.0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník
 Stupeň vyztužení $\rho = 0.853 \% > 0.151 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = 3816.27$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 3061.45$ kNm
 Únosnost : $N_{Rd} = 6043.73$ kN; $M_{Rd} = 4848.33$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

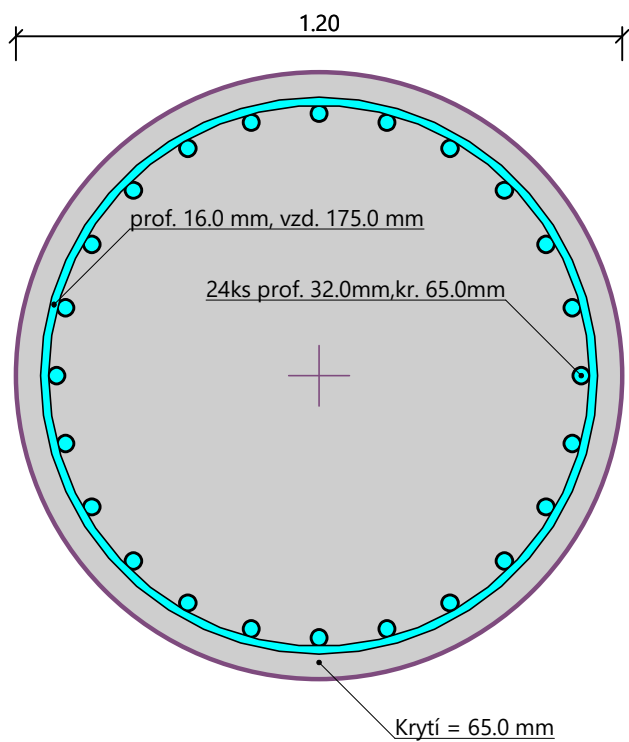
Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 16.0 mm; vzdálenost 175.0 mm
 $A_{sw} = 2 \times 1148.9 = 2297.9$ mm²
 Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 2157.98$ kN > 975.42 kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

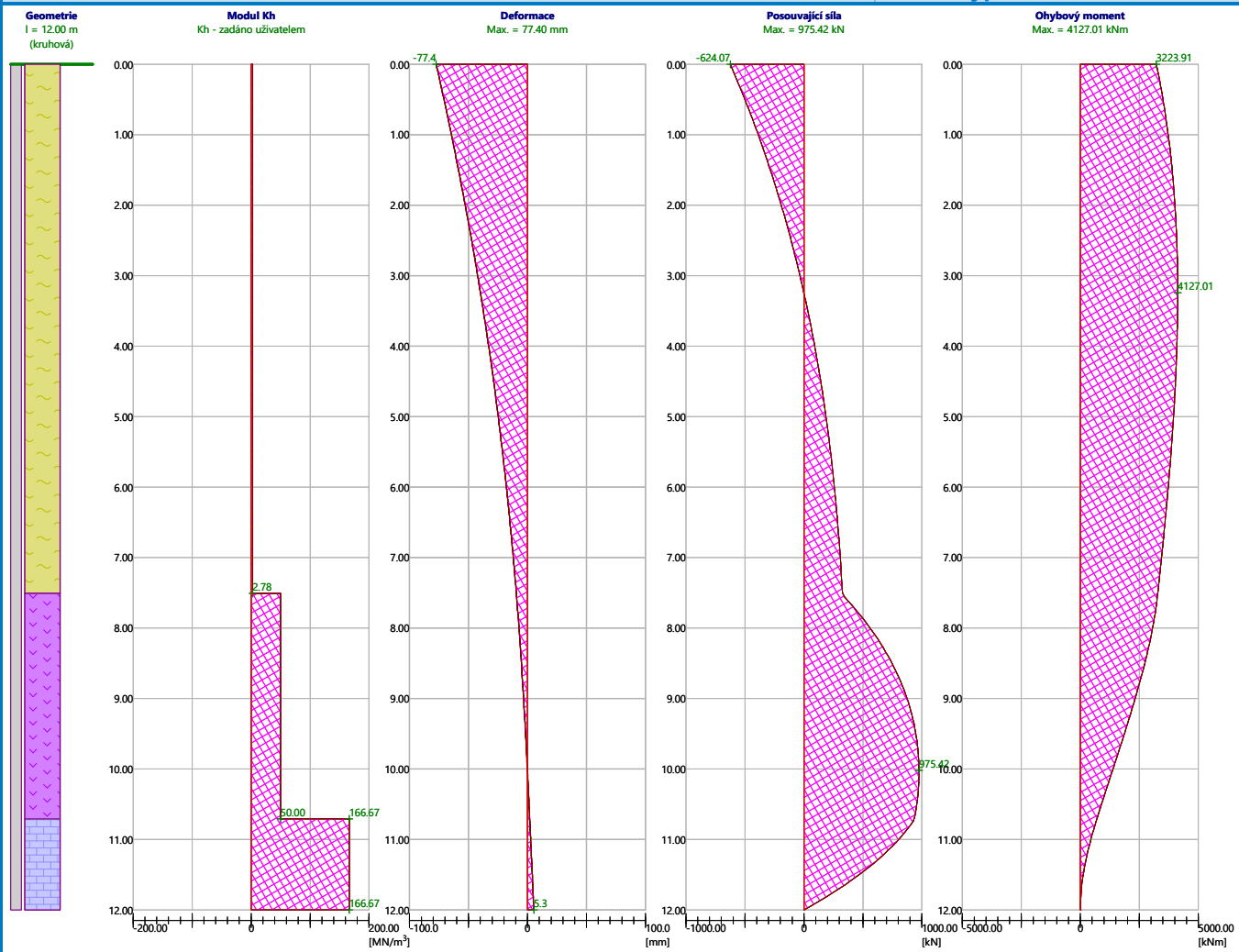
pouze konstrukční smyková výztuž

Schéma vyztužení



Název : Vod. únosn.

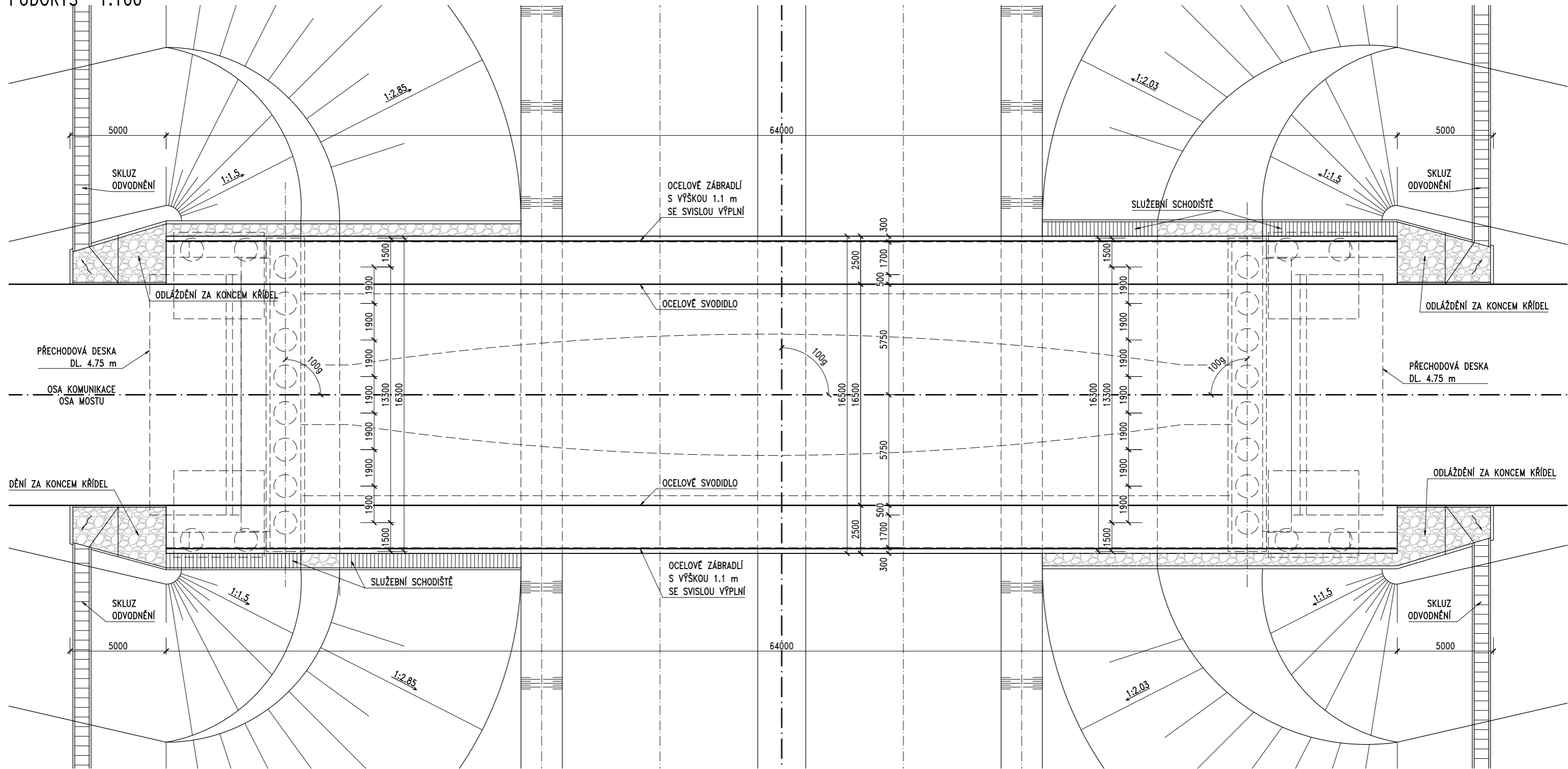
Fáze - výpočet : 1 - 1



Q Výkresové přílohy

PŮDORYS

PŮDORYS 1:100



MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B 500B

ZMENŠENO NA 50 %

Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

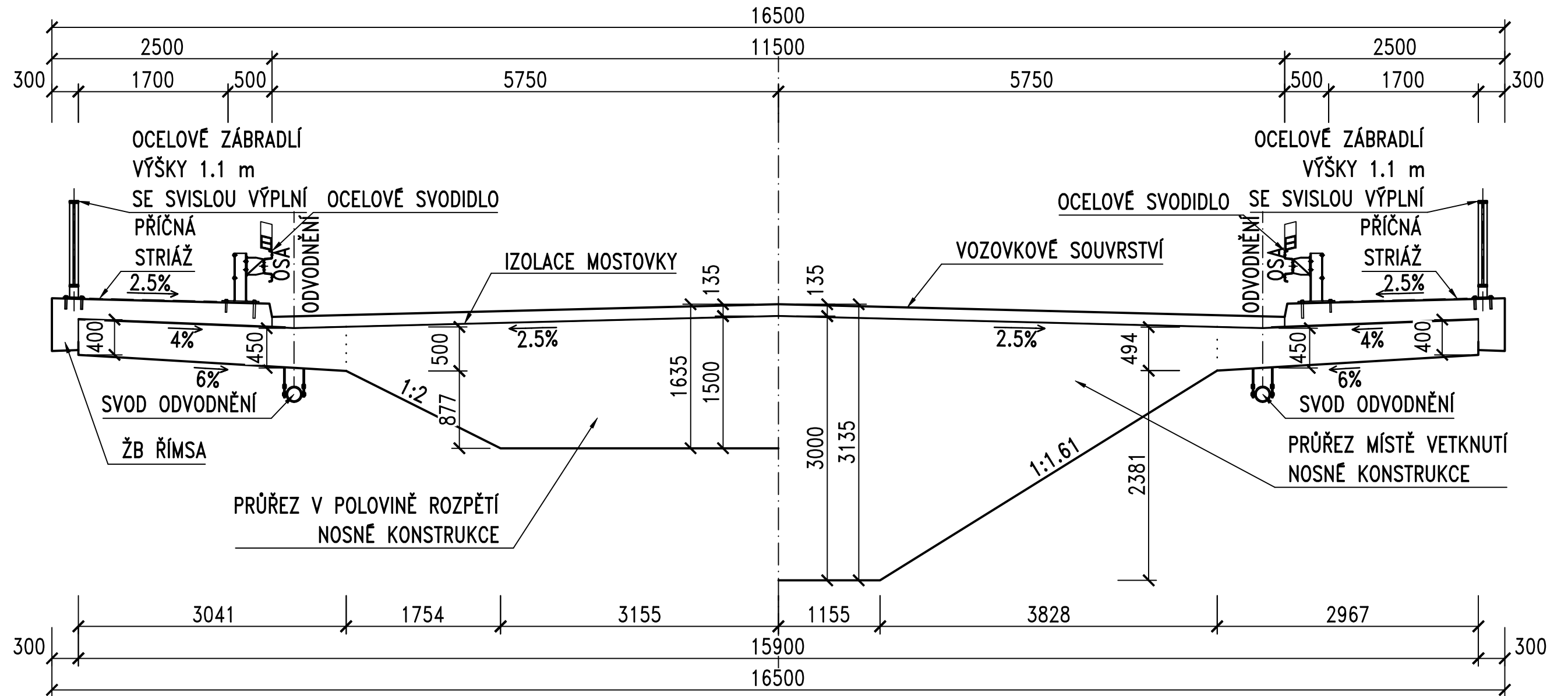
Číslo zakázky:	DIPLOMOVÁ PRÁCE	HIP:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.
Schválil:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant:	Bc. Vojtěch ŠTOK
Tech. kontrola:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval:	Bc. Vojtěch ŠTOK
			720981607_vst@pontex.cz



Objednatel:	Obec:	Kraj:	Datum:	Stupeň:
Akce:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		1/2023	D.P.
Objekt:	SO 201 - INTEGROVANÝ MOST		Souprava	Č. přílohy
Příloha:	PŮDORYS			1

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50



MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B 500B

Souřadnicový systém: S-JTSK

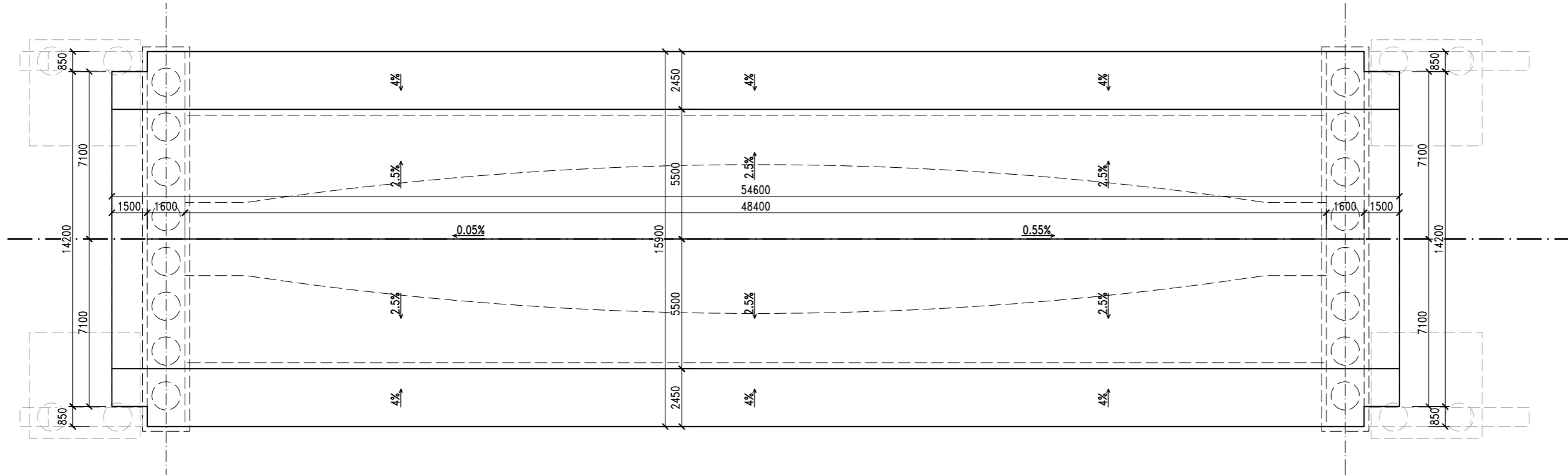
Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		HIP:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.
Schválil:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant:	Bc. Vojtěch ŠTOK	
			720981607, vst@pontex.cz	
Tech. kontrola:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval:	Bc. Vojtěch ŠTOK	
			720981607, vst@pontex.cz	

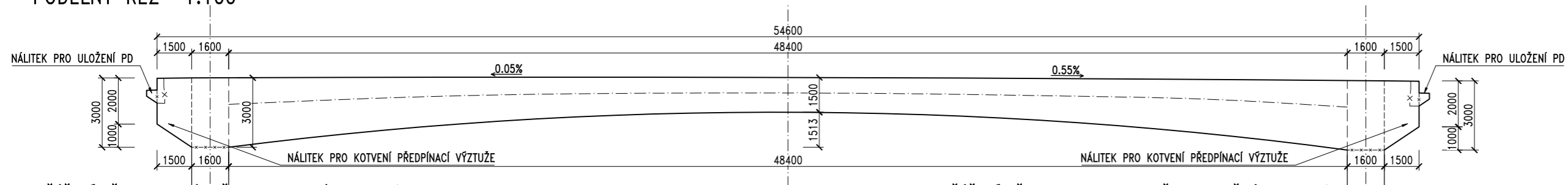
Objednatel:	Obec:	Kraj:
Akce:	DIPLOMOVÁ PRÁCE	
Objekt:	SO 201 - INTEGROVANÝ MOST	
Příloha:	VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ	
	Datum	Stupeň
	1/2023	D.P.
	Souprava	Č. přílohy
		3

TVAR NOSNÉ KONSTRUKCE

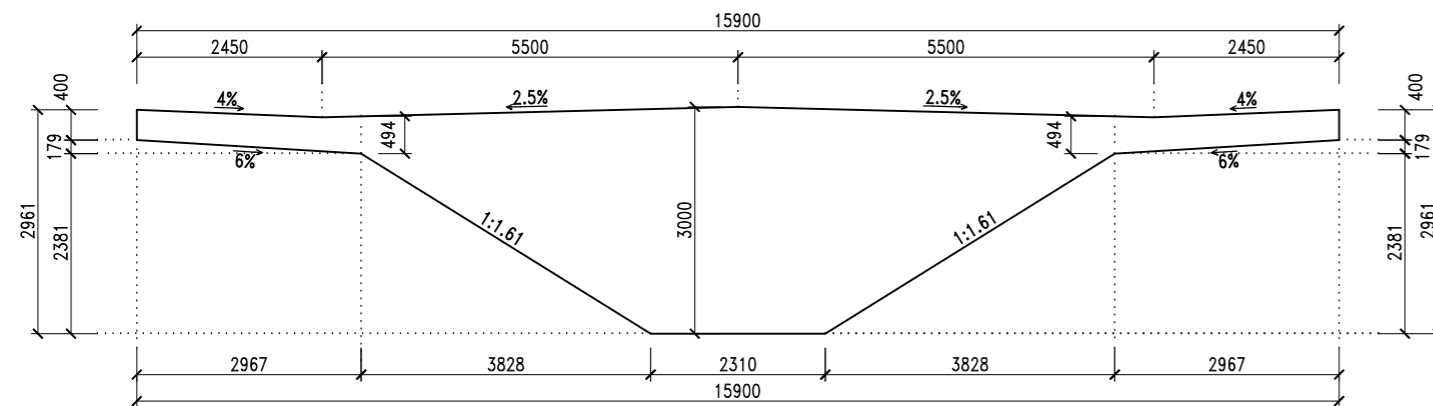
PŮDORYS 1:100



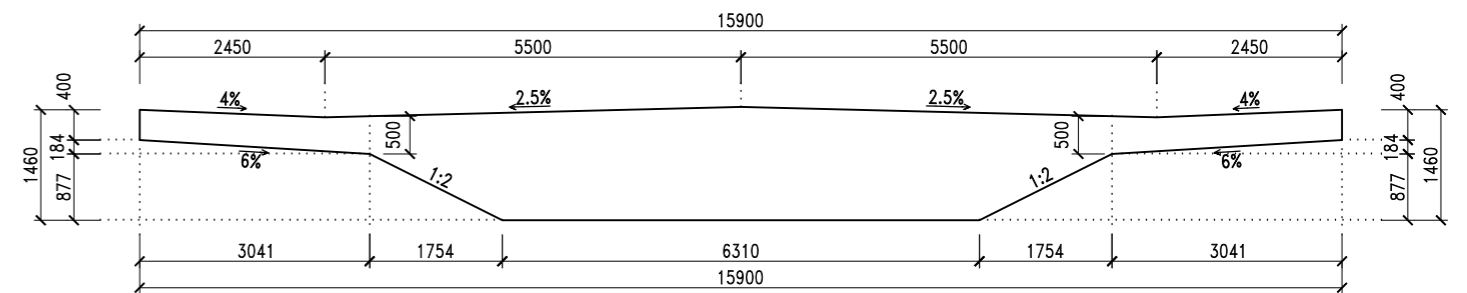
PODÉLNÝ ŘEZ 1:100



PŘÍČNÝ ŘEZ V MÍSTĚ VETKNUTÍ NOSNÉ KONSTRUKCE 1:50



PŘÍČNÝ ŘEZ V POLOVINĚ ROZPĚTÍ NOSNÉ KONSTRUKCE 1:50



MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

BETONÁŘSKÁ VÝTUŽ:

B 500B

ZMENŠENO NA 50 %

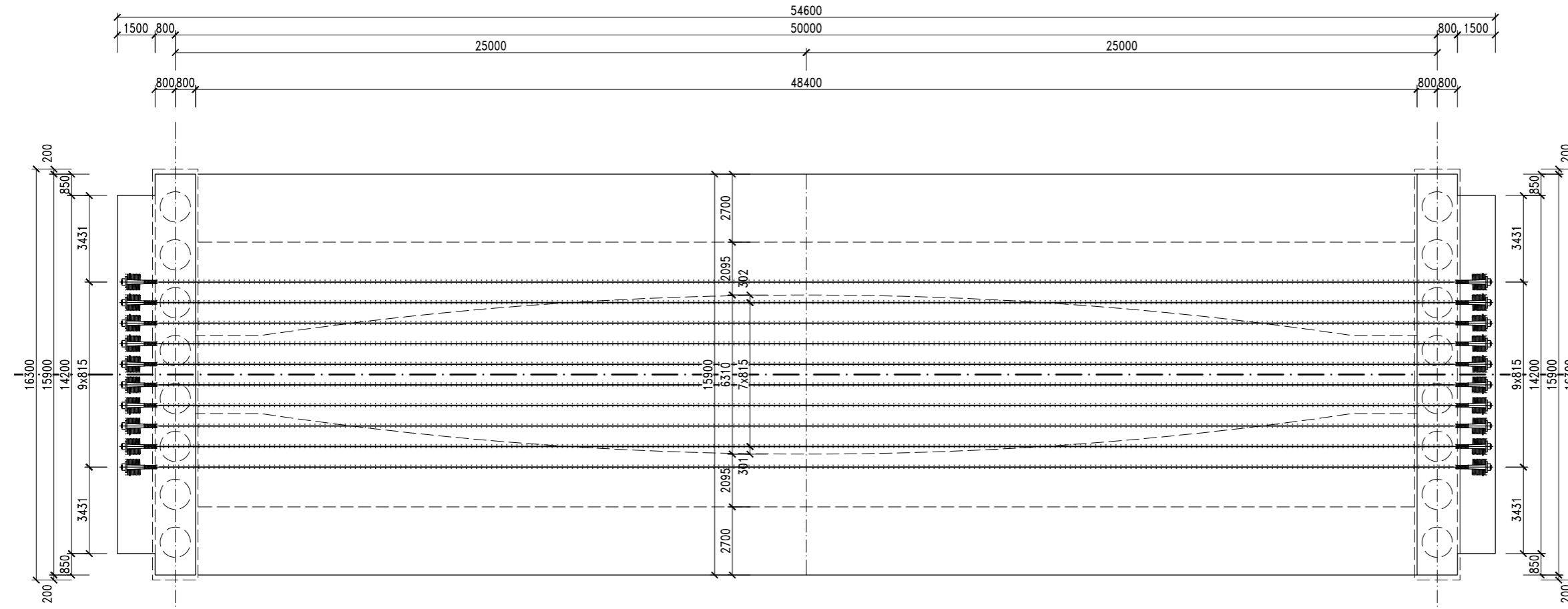
Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky:	DIPLOMOVÁ PRÁCE	HIP:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.
Schválil:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant:	Bc. Vojtěch STOK
Tech. kontrola:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval:	Bc. Vojtěch STOK
			720981607_vst@pontex.cz

Objednatel:	Obec:	Kraj:	Datum:	Stupeň:
Akce:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		1/2023	D.P.
Objekt:	SO 201 - INTEGROVANÝ MOST		Souprava	Č. přílohy
Příloha:	TVAR NOSNÉ KONSTRUKCE			4

SCHÉMA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

PŮDORYS 1:100



MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B 500B

PŘEDPÍNAČÍ SYSTÉM:

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:

OCEL:	Y1860S7(15.7 mm)
POČET LAN V KABELU:	31 LAN
POČET PŘEDPÍNAČÍCH KABELŮ:	8 KABELŮ
KABELOVÉ KANÁLKY:	OCELOVÉ, ŽEBROVANE
Øint/Øext:	120/127 mm

KOTVY PŘEDPĚTÍ:

AKTIVNÍ/PASIVNÍ KOTVY:	AKTIVNÍ
TYP KOTVY:	TYP E

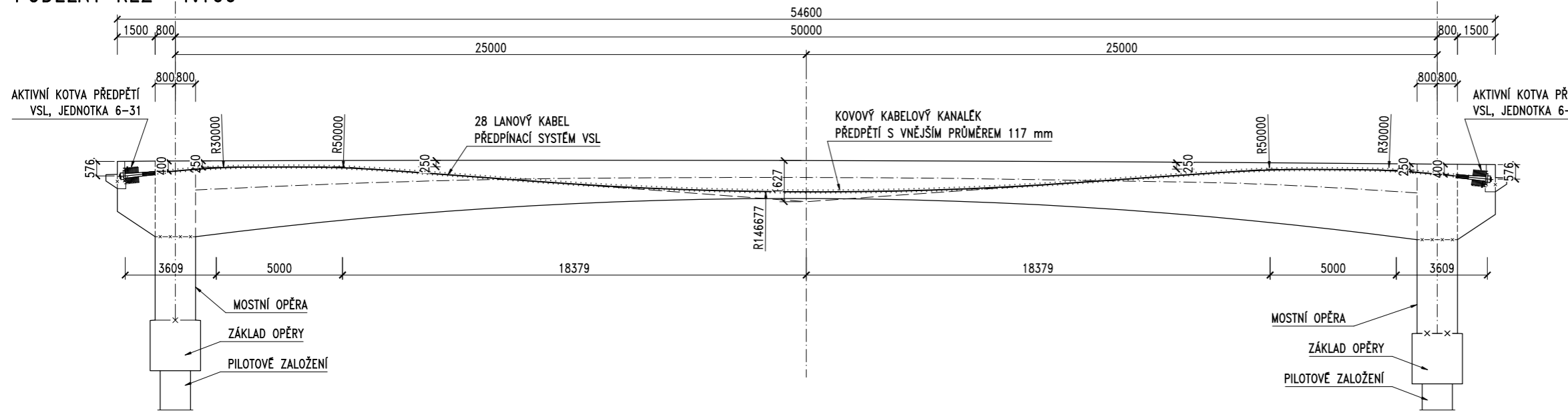
NAPÍNÁNÍ PŘEDPĚTÍ:

NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ:	1476 MPa
MAXIMÁLNÍ PROVOZNÍ NAPĚTÍ:	1394 MPa

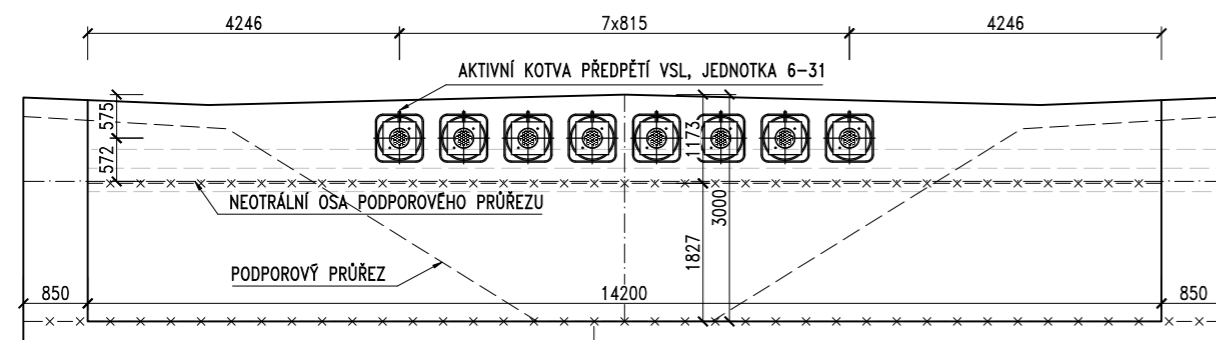
POSTUP NAPÍNÁNÁNÍ:

NAPÍNÁNÍ BUDE PROVÁDĚNO Z OBOU STRAN.
 NAPÍNÁNÍ BUDE ZAPOČATO NA OP1 VLEVO, NÁSLEDNĚ SE BUDE POSTUPOVAT STŘÍDAVĚ.
 STŘÍDAVÝ POSTUP BUDE PROVÁDĚN Z KRAJE NA KRAJ.

PODÉLNÝ ŘEZ 1:100



PŘÍČNÝ ŘEZ V MÍSTĚ KOTVENÍ 1:50



ZMENŠENO NA 50 %

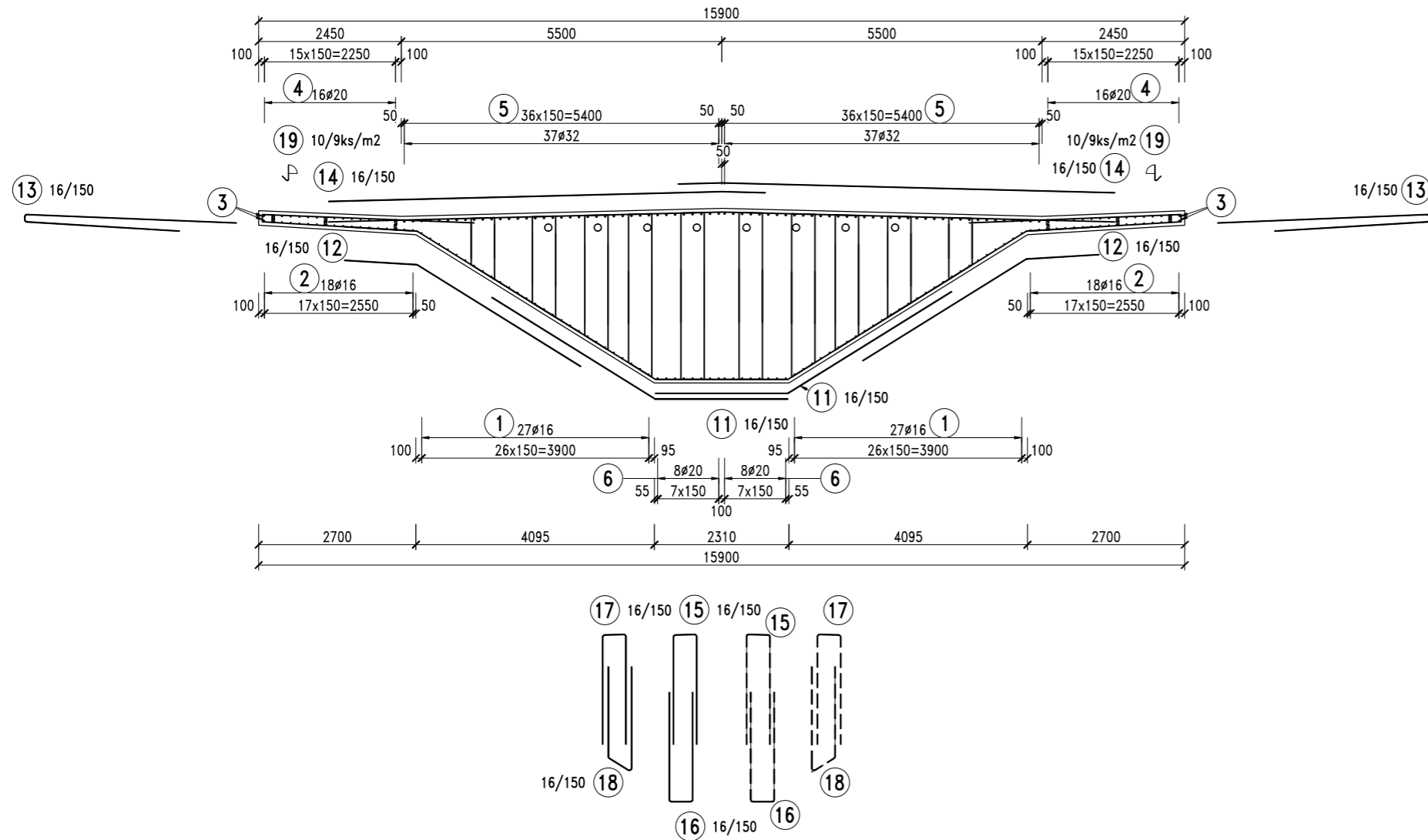
Souřadnicový systém: S-JTSK
 Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky:	DIPLOMOVÁ PRÁCE	HIP:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.
Schválil:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant:	Bc. Vojtěch ŠTOK
Tech. kontrola:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval:	Bc. Vojtěch ŠTOK
			720981607, vst@pontex.cz

Objednatel:	Obec:	Kraj:	Datum:	Stupeň:
Akce:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		1/2023	D.P.
Objekt:	SO 201 - INTEGROVANÝ MOST		Souprava	Č. přílohy
Příloha:	SCHÉMA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE			5

SCHÉMA VÝZTUŽE NOSNÉ KONSTRUKCE – ČÁST 1

PŘÍČNÝ ŘEZ V MÍSTĚ VETKNUTÍ NOSNÉ KONSTRUKCE 1:50



MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

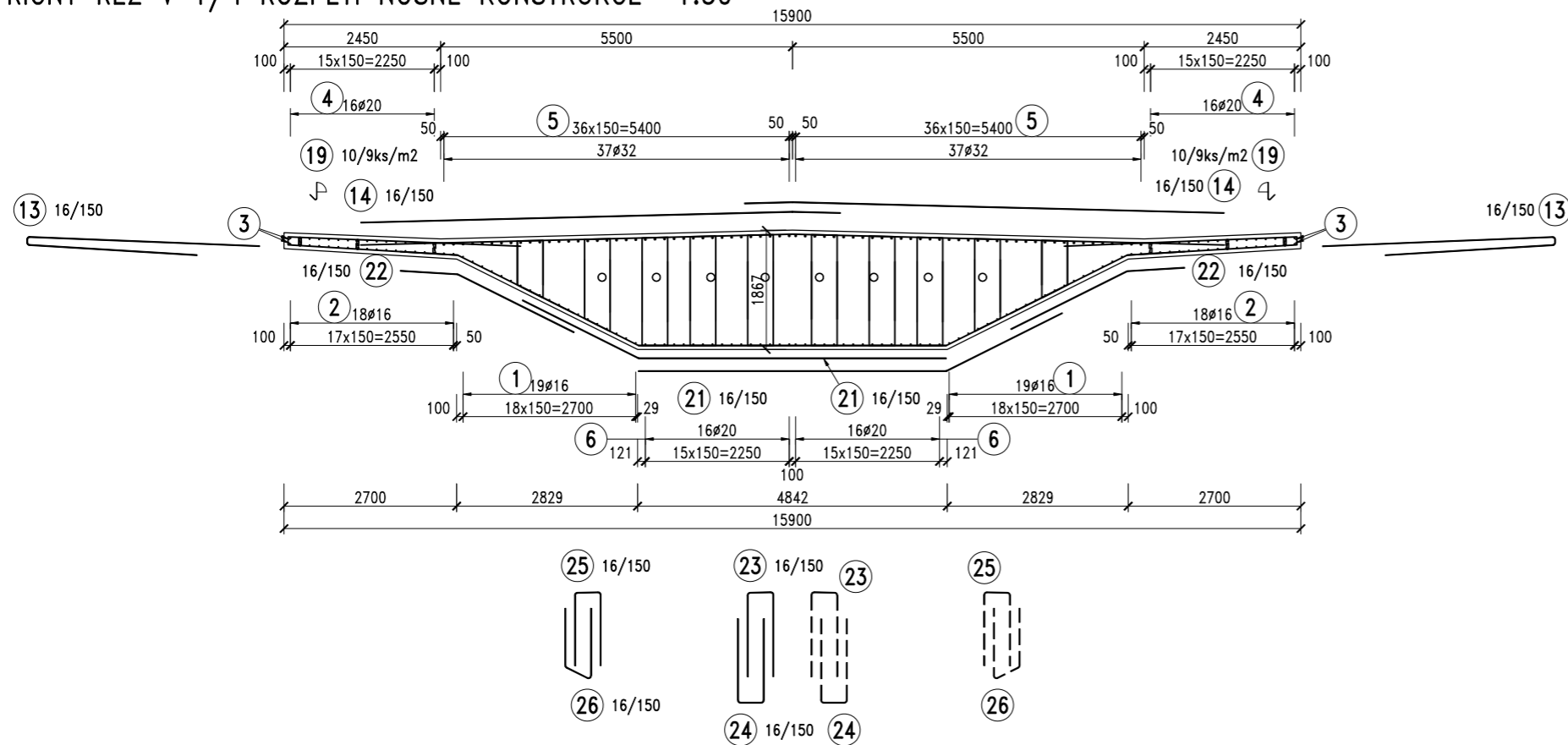
B 500B

KRYTÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE:

KRYTÍ:

Cmin:	45 mm
Cnom:	55 mm

PŘÍČNÝ ŘEZ V 1/4 ROZPĚTÍ NOSNÉ KONSTRUKCE 1:50



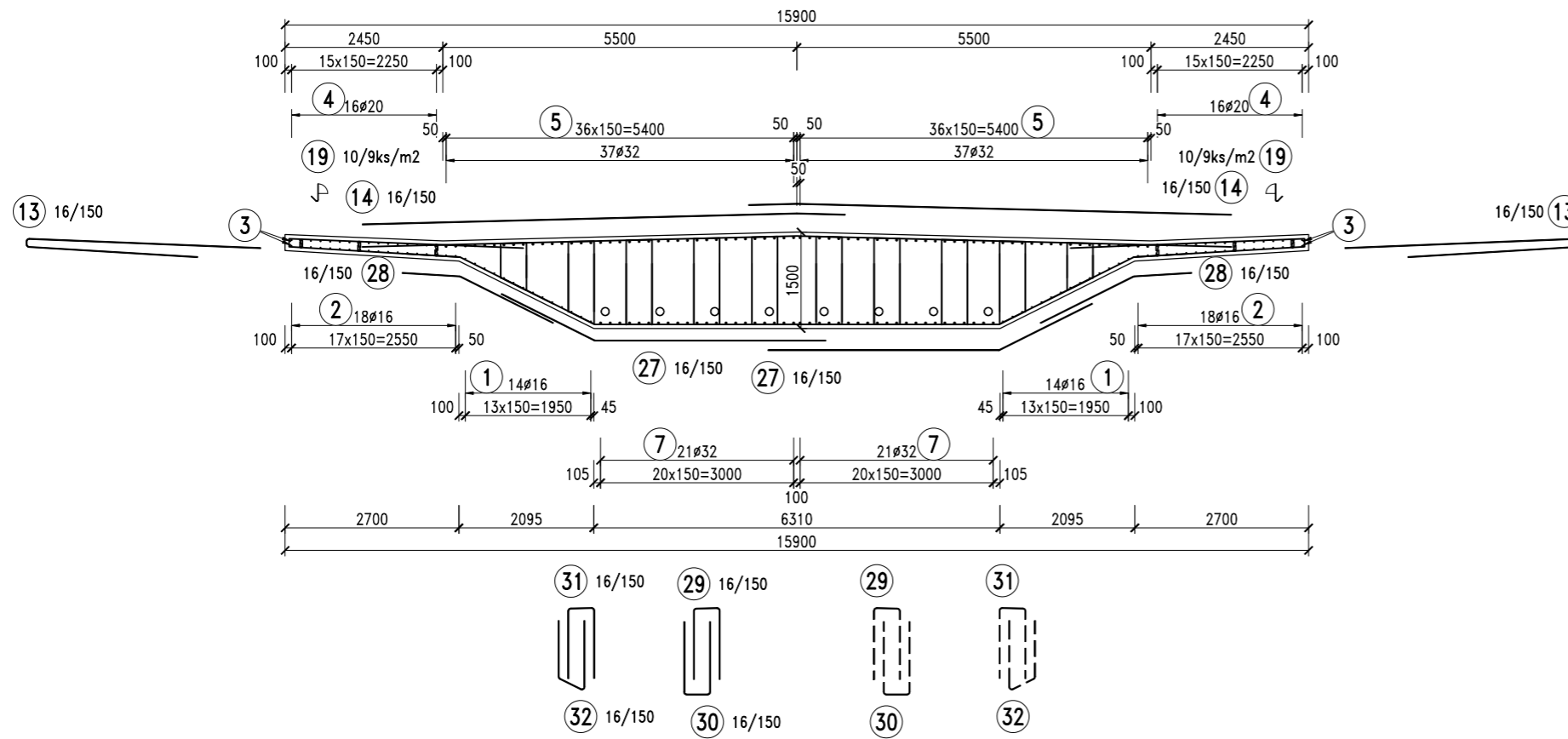
ZMENŠENO NA 50 %

Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky: DIPLOMOVÁ PRÁCE	HIP: Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	
Schválil: Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant: Bc. Vojtěch ŠTOK	
Tech. kontrola: Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval: Bc. Vojtěch ŠTOK	
	720981607, vst@pontex.cz	

Objednatel:	Obec:	Kraj:	Datum:	Stupeň:
Akce: DIPLOMOVÁ PRÁCE			1/2023	D.P.
Objekt: SO 201 – INTEGROVANÝ MOST			Souprava	Č. přílohy
Příloha: SCHÉMA VÝZTUŽE NOSNÉ KONSTRUKCE – ČÁST 1				6/1

PŘÍČNÝ ŘEZ V 1/2 ROZPĚTÍ NOSNÉ KONSTRUKCE 1:50 SCHEMA VÝZTUŽE NOSNÉ KONSTRUKCE – ČÁST 2



MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B 500B

KRYTÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE:

KRYTÍ:

Cmin:	45 mm
Cnom:	55 mm

ZMENŠENO NA 50 %

Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky:	DIPLOMOVÁ PRÁCE	HIP:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	
Schválil:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant:	Bc. Vojtěch STOK	
Tech. kontrola:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval:	Bc. Vojtěch STOK	

Objednatel:	Obec:	Kraj:	Datum:	Stupeň:
Akce:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		1/2023	D.P.
Objekt:	SO 201 – INTEGROVANÝ MOST		Souprava:	Č. přílohy
Příloha:	SCHÉMA VÝZTUŽE NOSNÉ KONSTRUKCE – ČÁST 2			6/2

SCHÉMA VÝZTUŽE SPODNÍ STAVBY

PŘÍČNÝ ŘEZ DŘÍKEM OPĚRY 1:50

MATERIÁLY:

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 40/50	XF2/XD1/XC3
DŘÍKY OPĚRY:	C 30/37	XF2/XD1/XC4
ZÁKLADY:	C 30/37	XF2/XD3/XC2
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ŘÍMSY:	C 35/45	XF4/XD3/XC4

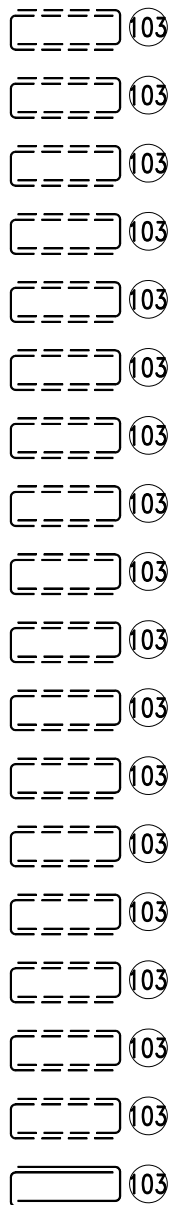
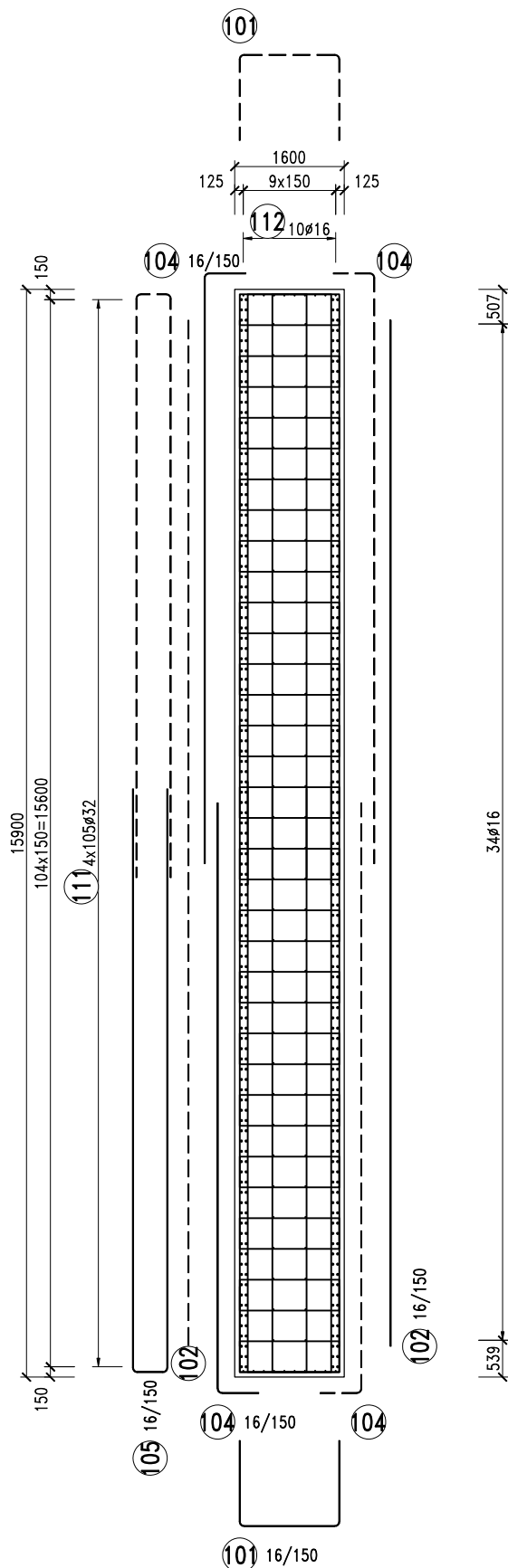
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B 500B

KRYTÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE:

KRYTÍ:

Cmin:	45 mm
Cnom:	55 mm



ZMENŠENO NA 50 %

Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky:	DIPLOMOVÁ PRÁCE	HIP:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.
Schválil:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Zodp. projektant:	Bc. Vojtěch ŠTOK
Tech. kontrola:	Ing. Radek HÁJEK Ph.D.	Vypracoval:	Bc. Vojtěch ŠTOK
			720981607, vst@pontex.cz



Objednatel:	Obec:	Kraj:	Datum	Stupeň
Akce:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		1/2023	D.P.
Objekt:	SO 201 - INTEGROVANÝ MOST		Souprava	C. přílohy
Příloha:	SCHÉMA VÝZTUŽE SPODNÍ STAVBY		7	

Zdroje

Seznam použité literatury

- [1] Technické podmínky Ministerstva dopravy - Integrované mosty: TP 261. Praha: Politika jakosti pozemních komunikací, 2017. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf
- [2] KORŮINEK, Robert. Mechanika zemin a hornin [online]. Ostrava, 2014 [cit. 2022-07-10]. Dostupné z: <https://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/MHZ-03.pdf>. Inovace studijního oboru Geotechnika. Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava.
- [3] ŠMILAUER, Vít. SMA2 – Přednáška 06: Obecná a zjednodušená deformační metoda Pruty typu VV, KV, VK Statická kondenzace Koncové síly na prutu od zatížení Koncové síly na prutu od teploty Příklady [online]. 2012, 7 [cit. 2022-09-04]. Dostupné z: https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/SMA2/SMA2_prednaska_06_ZDM.pdf
- [4] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: ČAS, 2021.
- [5] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. 1. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2005.
- [6] ČSN EN 1991-2: Eurokód 2: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Ed. 2. Praha: ČAS, 2018.
- [7] ČSN 73 6244: Přechody mostů pozemních komunikací. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [8] ČSN 73 1004: Navrhování základových konstrukcí - Stanovení požadavků pro výpočetní metody. Praha: ČAS, 2020.
- [9] ETA 06/0006: VSL Post-Tensioning System. Paris: Cerema/DTecITM, 2015.
- [10] TP 170: Navrhování vozovek pozemních komunikací. Praha: Ministerstvo dopravy České republiky, 2004.

Ilustrace

Ilustrační obrázky byly převzaty z TP 261, viz citace [1].

Národní mapy izoterm byly převzaty z ČSN EN 1991-1-5, viz citace [5].

SEZNAM OBRÁZKŮ

1.	Vliv šikmosti na tuhost opěr ve směru podélné osy nosné konstrukce .	22
2.	Schéma metody závislosti zemních tlaků dle TP 261	24
3.	Způsoby provedení přechodu mostu na zemní těleso[1]	26
4.	Obvyklé meze použitelnosti typů mostních konstrukcí dle tab. 5 TP 261[1]	26
5.	Princip provedení přechodové desky integrovaných mostů[1]	27
6.	Vývojový diagram návrhu integrovaného mostu[1]	28
7.	Vývojový digram volby typu mostu	29
8.	Tvar příčného řezu nosné konstrukce	31
9.	Model pro určení roznosu	32
10.	Výpočet zatížení vlastní tíhou ostatních konstrukcí - část 1	33
11.	Výpočet zatížení vlastní tíhou ostatních konstrukcí - část 2	33
12.	Teplotní oblasti viz - ČSN EN 1991-1-5	34
13.	Výpočet rovnoměrné složky teploty	36
14.	Výpočet rozdílové složky teploty – 1	37
15.	Výpočet rozdílové složky teploty – 2	38
16.	Numerický model v programu midas verze 1	40
17.	Numerický model v programu midas verze 1 - pruty	40
18.	Numerický model v programu midas verze 1 - Fx	41
19.	Numerický model v programu midas verze 2	41
20.	Numerický model v programu midas verze 2 - pruty	42
21.	Numerický model v programu midas verze 2 - Fx	42
22.	Podpora – Point spring na opěře	43
23.	Podpora – Point spring na pilotách	43
24.	Porovnání modulů reakce podloží k_h na opěře 1	47
25.	Porovnání modulů reakce podloží k_h na opěře 2	47
26.	Schéma parametrů modelů fáze 1	49
27.	Ohybové momenty nosné konstrukce od vlastní tíhy M_y [kNm]	50
28.	Ohybové momenty opěry 1 od vlastní tíhy M_y [kNm]	50
29.	Ohybové momenty opěry 2 od vlastní tíhy M_y [kNm]	51
30.	Průběh natočení v rámových rozích v závislosti na tuhosti mostních opěr [rad]	52
31.	Ohybové momenty nosné konstrukce – Obálka LM1 M_y [kNm]	53
32.	Ohybové momenty opěry 1 – Obálka LM1 M_y [kNm]	54
33.	Ohybové momenty opěry 2 – Obálka LM1 M_y [kNm]	54
34.	Průběh natočení v rámových rozích v závislosti na tuhosti mostních opěr [rad]	55
35.	Ohybové momenty nosné konstrukce – oteplení konstrukce M_y [kNm]	56
36.	Ohybové momenty opěry 1 – oteplení konstrukce M_y [kNm]	56
37.	Ohybové momenty opěry 2 – oteplení konstrukce M_y [kNm]	57
38.	Ohybové momenty nosné konstrukce – ochlazení konstrukce M_y [kNm]	58
39.	Ohybové momenty opěry 1 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]	58
40.	Ohybové momenty opěry 2 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]	59

41.	Svislé deformace v polvině rozpětí nosné konstrukce D_z [m]	59
42.	Schéma parametrů modelů fáze 2	61
43.	Ohybové momenty nosné konstrukce – vlastní tíha konstrukce M_y [kNm]	62
44.	Ohybové momenty nosné konstrukce – vlastní tíha konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	62
45.	Ohybové momenty OP1 – vlastní tíha konstrukce M_y [kNm]	63
46.	Ohybové momenty OP1 – vlastní tíha konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	63
47.	Ohybové momenty OP2 – vlastní tíha konstrukce M_y [kNm]	64
48.	Ohybové momenty OP2 – vlastní tíha konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	64
49.	Ohybové momenty nosné konstrukce – dopravní zatížení LM1 M_y [kNm]	65
50.	Ohybové momenty OP1 – dopravní zatížení LM1 M_y [kNm]	65
51.	Ohybové momenty OP1 – dopravní zatížení LM1 M_y [kNm]	66
52.	Ohybové momenty nosné konstrukce – oteplení konstrukce M_y [kNm] .	66
53.	Ohybové momenty nosné konstrukce – oteplení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	67
54.	Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce M_y [kNm]	68
55.	Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	68
56.	Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce M_y [kNm]	69
57.	Ohybové momenty OP1 – oteplení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	69
58.	Ohybové momenty nosné konstrukce – ochlazení konstrukce M_y [kNm]	70
59.	Ohybové momenty nosné konstrukce – ochlazení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	70
60.	Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]	71
61.	Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	71
62.	Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce M_y [kNm]	72
63.	Ohybové momenty OP1 – ochlazení konstrukce + zemní tlak M_y [kNm]	72
64.	Finální numerický model midas	75
65.	Finální numerický model midas – solid – 1	76
66.	Finální numerický model midas – solid – 2	76
67.	Model pro určení roznosu	78
68.	Model pro určení roznosu - solid	78
69.	Graf ohybových momentů M_y od vlastní tíhy konstrukce	79
70.	Rozložení ohybových momentů M_y [kNm]	80
71.	Harmonogram stavebích prací	81
72.	Výsledky kombinací pro MSP	84
73.	Finální ověření napětí pomocí midas Civil	88
74.	Posudek nosné konstrukce v MSÚ v IDEA StatiCa	89
75.	Finální numerický model midas	89
76.	Finální numerický model midas – solid – 1	90
77.	Finální numerický model midas – solid – 2	90

SEZNAM TABULEK

1.	Tabulka fáze parametrické studie	48
2.	Tabulka geometrických parametrů průřezů opěry – fáze 1	49
3.	Tabulka ohybových momentů od vlastní tíhy	51
4.	Tabulka natočení rámového od vlastní tíhy	52
5.	Tabulka ohybových momentů od oteplení nosné konstrukce	57
6.	Tabulka geometrických parametrů průřezů opěry – fáze 2	61
7.	Tabulka původních parametrů mostních opěr	73
8.	Tabulka ohybových momentů od vlastní tíhy	79
9.	Tabulka ohybových momentů od dopravního zatížení (LM 1)	80
10.	Rozvržení pracovních činností pro vytvoření časové analýzy v programu midas	82

