

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Praha - Palác nad řekou**

**Petr Miklas  
2020**

#### ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci na téma Praha - Palác nad řekou vypracoval samostatně za odborného vedení vedoucího doc. Ing. Romana Šafáře, Ph.D., a že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

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

.....

podpis



## PODĚKOVÁNÍ

Děkuji doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování diplomové práce.

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Miklas Jméno: Petr Osobní číslo: 438978

Zadávací katedra: 11 133 Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Praha - palác nad řekou

Název diplomové práce anglicky: Prague - palace above a river

Pokyny pro vypracování:

Vypracujte technickou zprávu, výkresovou dokumentaci a statický výpočet nosné konstrukce s využitím UHPFRC.

Seznam doporučené literatury:

Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky, ČVUT v Praze 2014.

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 23.9.2019

Termín odevzdání diplomové práce: 5.1.2020

*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat 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“.*

23.9.2019

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

**PRAHA - PALÁC NAD ŘEKOU**

**PRAGUE - PALACE ABOVE A RIVER**

**Anotace:**

Diplomová práce se zabývá návrhem obytné mostní konstrukce přes Vltavu v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi, ve které se nacházejí i kanceláře, galerie a garáže. Po zvážení možnosti předpětí byla zvolena varianta z UHPFRC betonu. Obsahem práce je technická zpráva, statický výpočet návrhu předpětí jak ve stavebních fázích, tak při dokončené mostní konstrukci a výkresová dokumentace mostu.

**Klíčová slova:** palác nad řekou, most, předpjatý beton, předpínání, UHPFRC

**Abstract:**

This thesis focuses on design of residential bridge construction over Vltava river in Prague. The bridge construction connects city districts Karlín and Holešovice and includes offices, galleries and garages. After consideration possibilities of prestressing was chosen a variation made from UHPFRC concrete. The thesis contains technical report, detailed calculation of pretensioning in construction phases and in final construction too, and technical drawings of bridge construction.

**Keywords:** palace above a river, bridge, prestressed concrete, pretensioning, UHPFRC

## **Obsah:**

### **1 Úvod**

### **2 Rešerše**

#### **2.1 Popis UHPFRC betonu**

#### **2.2 Rozdělení**

#### **2.3 Prefabrikované prvky z UHPFRC betonu**

### **3 Technická zpráva**

#### **3.1 Identifikační údaje stavby**

#### **3.2 Základní údaje o mostu**

#### **3.3 Zdůvodnění mostu a jeho umístění**

#### **3.4 Technické řešení**

#### **3.5 Výstavba mostu**

### **4 Statický výpočet**

#### **4.1 Úvod statického výpočtu**

#### **4.2 Výpočet zatížení mostu**

#### **4.3 Kombinace zatížení**

#### **4.4 Statický model**

#### **4.5 Vstupní údaje výpočtu**

#### **4.6 Fáze výstavby**

#### **4.7 Popis a výpočet pevností betonu UHPFRC**

#### **4.8 Výpočet a posouzení podélných napětí ve stavebních fázích**

#### **4.9 Výpočet a posouzení příčných napětí ve stavebních fázích**

#### **4.10 Průhyby konstrukce ve stavebních fázích**

#### **4.11 Výpočet a posouzení podélných napětí dokončené konstrukce**

#### **4.12 Výpočet a posouzení příčných napětí dokončené konstrukce**

#### **4.13 Průhyby konstrukce dokončeného mostu**

#### **4.14 Napětí předpětí plošných prvků konstrukce**

#### **4.15 Výpočet a posouzení napětí prutových prvků**

#### **4.16 Výpočet reakcí**

#### **4.17 Výpočet a posouzení MSÚ**

#### **4.18 Modul TDA**

### **5 Výkresová dokumentace**

### **6 Závěr**

## 7 Úvod

Předmětem diplomové práce bylo navrhnout přemostění Vltavy v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi. Požadavkem bylo navrhnout dvě mostní konstrukce vedle sebe, které budou využívány i pro administrativní činnost či bydlení.

Byly tedy navrženy dva mosty vedle sebe, které jsou propojeny dvěma lávkami. Mosty jsou řešeny jako prostě uložené na obou březích Vltavy na ložiskách. V jednom z mostů je průjezdní prostor v 1. NP a v druhém jsou pouze garáže. Po stranách v 1.NP budou obchody, které budou přístupné z vnějších konzol mostů (chodníků). Další patra obou mostů jsou pak stejná. V mostu se nacházejí dále dvě patra s galerií a kanceláři a v posledním patře budou byty. Střecha obou mostů bude pokryta vegetačním substrátem.

V první části diplomové práce se tedy nachází technická zpráva s popisem mostní konstrukce včetně jednotlivých částí výstavby.

Nejrozsáhlejší částí práce je v další části statický výpočet. V úvodu statického výpočtu je výpočet zatížení mostu. Další částí jsou vstupní údaje do výpočetního programu SCIA. Poté se ve výpočtu nachází ukázka jednotlivých uvažovaných fází výstavby mostu ve výpočetním programu. Následuje návrh předpětí obou mostů a ukázka napětí v jednotlivých fázích výstavby a po dokončení. Tento posudek napětí je proveden pro oba mosty jak v podélném, tak v příčném směru. Tato posouzení jsou provedena nejprve během výstavby a poté po dokončení mostu. Na tato napětí jsou poté navrženy a posouzeny jednotlivé části mostních konstrukcí.

Poslední částí diplomové práce je výkresová dokumentace. Tato dokumentace obsahuje výkresy podélného řezu mostem, příčného řezu uprostřed mostů, příčného řezu u opěry. Dále pak půdorysy jednotlivých pater a podélné řezy v jednotlivých fázích výstavby.

## 2 Rešerše - Úvod do prefabrikovaných konstrukcí z UHPFRC

### 2.1 Popis UHPFRC betonu

Zkratka UHPFRC znamená v překladu ultravysokopevnostní vláknobeton. Pevnosti tohoto betonu jsou až přes 150 MPa v tlaku a zhruba 7-8 MPa v tahu, což umožňuje dělat konstrukce subtilnější. Dosáhnout této pevnosti při monolitické výstavbě je velice obtížné, a proto se drtivá většina těchto konstrukcí vyrábí prefabrikovaně. Vodní součinitel tohoto typu betonu je menší než 0,25 (typicky mezi 0,16 až 0,2). Vzhledem k vysokému obsahu pojiva nemá tento beton kapilární pórovitost. Díky obsahu vláken je tento materiál duktilní, což se s výhodou může použít v seizmicky aktivních oblastech.



Obr. 1

### 2.2 Rozdělení

UHPFRC beton se rozděluje do základních tří skupin dle délky a množství vláken (zpravidla kovových).

#### 2.2.1 Vysoký podíl krátkých vláken

Obsah vláken v tomto typu je mezi 5 a 10 % objemu betonu. Délka vláken je maximálně 6 mm a jejich průměr 0,15 mm. Krátká vlákna zvyšují pevnost v tahu, ale mají malý vliv na jeho tažnost, tudíž je potřeba tento typ vyztužovat i běžnou betonářskou výztuží tak, aby se zabránilo křehkému lomu.

#### 2.2.2 Střední obsah středně dlouhých vláken

Tento typ betonu obsahuje zhruba 2 – 3 % vláken v betonu. Délka těchto vláken je mezi 13 a 20 mm. Tyto vlákna tedy zvyšují jak tahovou pevnost betonu, tak tažnost. U tohoto typu betonu už není nutnou používat v některých částech konstrukce betonářskou výztuž.

#### 2.2.3 Vysoký podíl různých délek vláken

Tento beton obsahuje až 11 % vláken v objemu betonu a délka těchto vláken je od 1 mm do 20 mm. Díky tomuto rozložení vláken se samozřejmě zvyšuje tahová pevnost a tažnost, a proto lze tímto betonem úplně nahradit výztužné tyče v ŽB prvku.

## 2.3 Prefabrikované prvky z UHPFRC betonu

Základní výhodou prefabrikovaných konstrukcí je rozhodně přesnost provádění a možnost lepšího ošetřování betonu oproti monolitickým konstrukcím. Naopak nevýhodou těchto konstrukcí je omezený rozměr prvků a s ním související jejich hmotnost a doprava. U prefabrikovaných konstrukcí je potřeba pečlivě uvážit ve statickém výpočtu všechna montážní stádia. Zvláštní pozornost se pak musí věnovat spojování jednotlivých dílců konstrukce a úchytným bodům v konstrukci pro jejich přepravu.

### Rozdělení základních prvků

#### 2.3.1 Stěny

Prefabrikované konstrukce stěn se tvoří z jednotlivých panelů. Rozměr těchto panelů je omezen hmotností a maximálními možnými rozměry pro přepravu. Výhodou stěnových konstrukcí je především jejich tuhost v rovině stěny. Stěny velice dobře odolávají účinkům větru, popřípadě seizmickému zatížení. Proto se používají i do skeletových systémů jako ztužující jádra. Spoje stěn jsou namáhány především smykovými silami ve svislých spojkách a ve vodorovných spojkách normálovými silami a ohybovým momentem.

Na obrázku vpravo je detailně vidět napojení dvou stěn tak, že z každé stěny je vyvedeno oko z betonářské výztuže, skrze které se následně prostrčí prut výztuže a spára se následně zalije zálivkovým betonem.

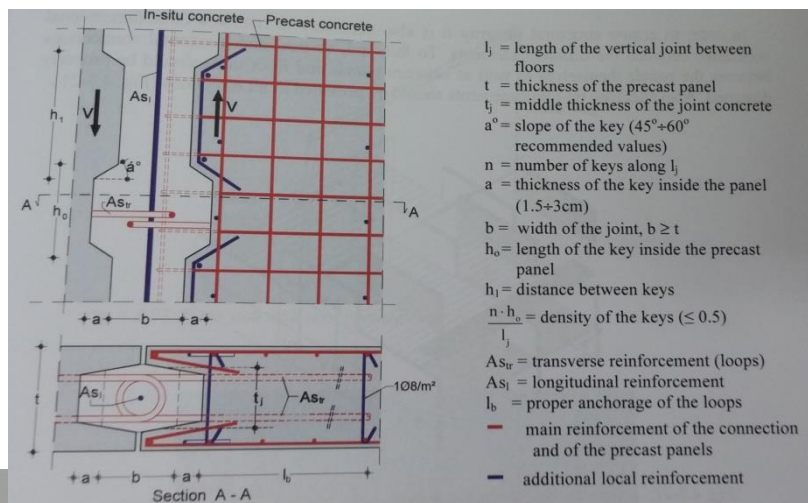


Fig. 4.3-19: Typical shear connection [41a]

Obr. 2- fib č. 60, str. č. 25

Obrázek vlevo znázorňuje spojení v rohu, spojení tří a čtyř stěn. Způsob napojení je vždy velice podobný. Opět je do ok vložena výztuž, která je následně zalita zálivkovým betonem. Mezi jednotlivými rohy jsou úhelníky pro vytvarování rohu. Z vnější strany rohu je přiložen rohový kus z betonu, který funguje jako ztracené bednění.

Obr. 3 - fib č. 60, str. č. 25

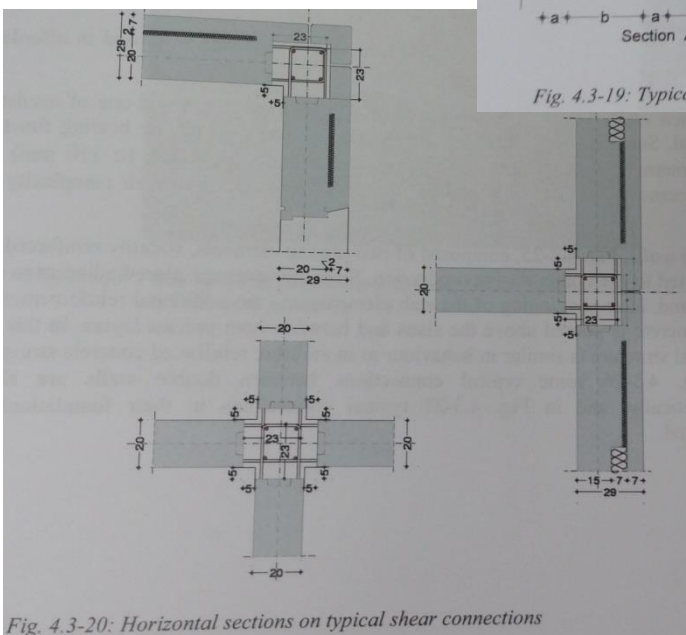
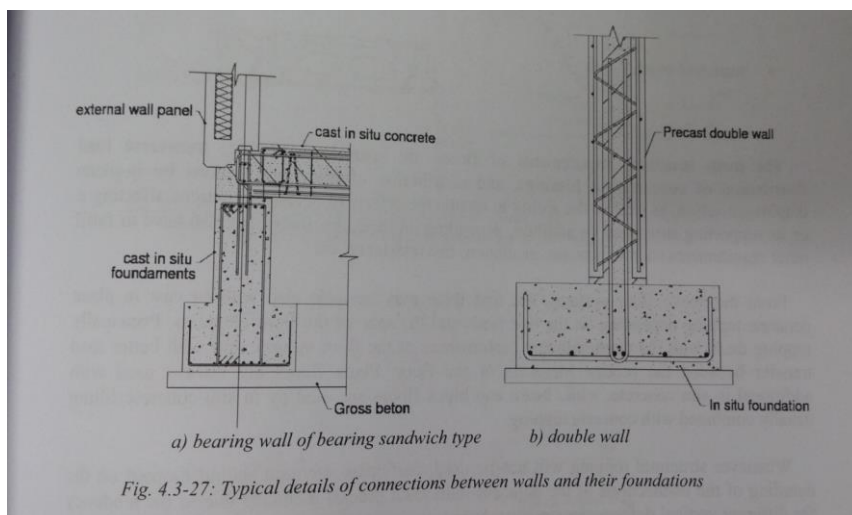


Fig. 4.3-20: Horizontal sections on typical shear connections





Tento obrázek naznačuje připojení sendvičové stěny (vlevo) a dvojitě stěny (vpravo) k základům. Je vidět, že u dvojitě stěny, u které je střední část betonována až na místě je výztuž vytažena až do ŽB základu.

Obr. 4 - fib č. 60, str. č. 29

Oba obrázky na pravé straně znázorňují možná připojení stropní konstrukce ke stěně.

Na levé straně obrázku je řešení s konzolkou, kde je stropní konstrukce uložena prostě na konzolce a na pravé straně je ukázáno řešení, kde je konec stropní konstrukce připojen ke stěně pomocí dobetonávky, do které je nejprve vložena výztuž

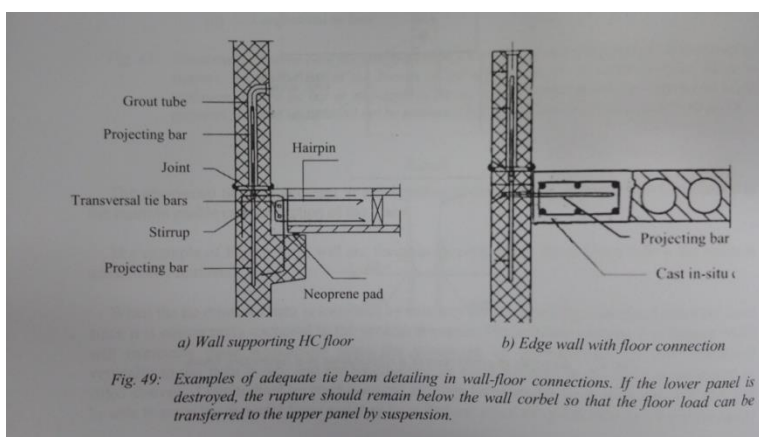


Fig. 49: Examples of adequate tie beam detailing in wall-floor connections. If the lower panel is destroyed, the rupture should remain below the wall corbel so that the floor load can be transferred to the upper panel by suspension.

Obr. 5 - fib č. 63, str. č. 62

a poté je konstrukce zmonolitněna. Na obou obrázcích je rovněž patrné vodorovné napojení obou stěn v úrovni stropní konstrukce.

### 2.3.2 Sloupy

Skeletové systémy se velice často u prefabrikovaných konstrukcí používají především díky volné dispozici a menší spotřebě materiálu. Další výhodou těchto konstrukcí je díky jejich menší hmotnosti a velkému rozměru jen v jednom směru jejich snazší přeprava než u stěn. U sloupů se musí dávat velký pozor na návrh během montážních stádií (v některých stádiích může působit i jako nosník nebo při přepravě jeřábem může být jen tažen) a návrh úchyťů. Sloupy jsou určeny především pro přenos normálových sil a ohybových momentů.

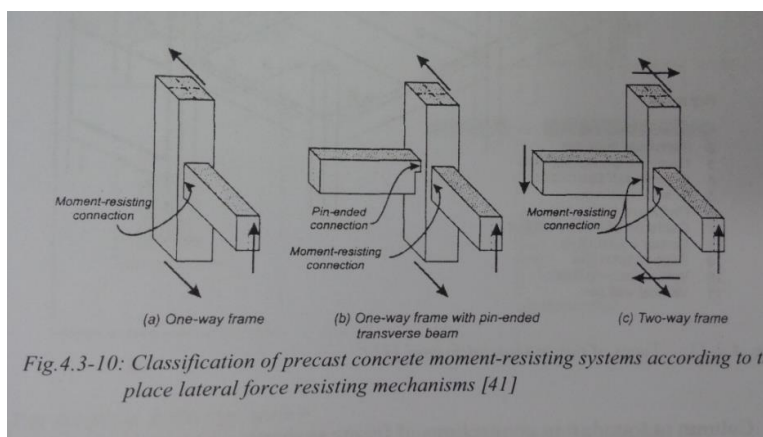


Fig. 4.3-10: Classification of precast concrete moment-resisting systems according to the place lateral force resisting mechanisms [41]

Obr. 6 - fib č. 60, str. č. 19

Přenos těchto sil z nosníků do sloupu je vidět na obrázku na předchozí straně. Obrázek vpravo znázorňuje možnosti ztužení skeletových systémů. Tyto systémy se mohou ztužovat například pomocí táhel, rámových spojení přenášejících ohybové momenty nebo vložením ztužujících jader nebo stěn. Vodorovné zatížení se tak do těchto konstrukcí přenáší stropní konstrukcí.

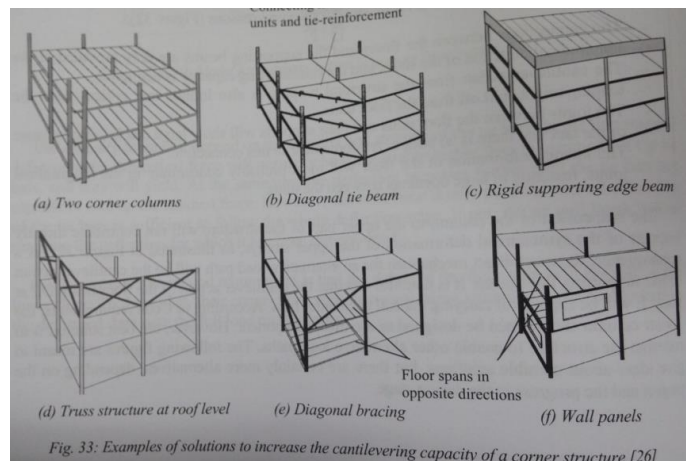


Fig. 33: Examples of solutions to increase the cantilevering capacity of a corner structure [26]

Obr. 7 - fib č. 63, str. č. 46

Obrázek vpravo ukazuje možnosti napojení dvou sloupů na sebe toto napojení se často provádí tak, že rohy horního sloupu nejsou vybetonovány a do těchto rohů zapadne betonářská výztuž koukající ze spodního sloupu a následně se rohy zabetonují čímž se obě části propojí. Pokud je potřeba provést stropní konstrukci nebo průvlaky průběžně tak se spodní sloup zakončí pod stropem a z něj bude vytažena pouze výztuž skrz stropní konstrukci až k hornímu sloupu.

Na spodních dvou obrázcích se nachází detaily připojení sloupů k základovým patkám.

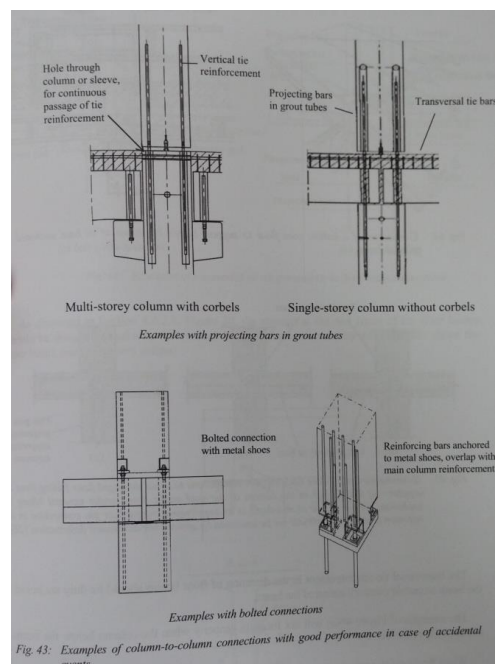


Fig. 43: Examples of column-to-column connections with good performance in case of accidental events

Obr. 9 - fib č. 60, str. č. 21

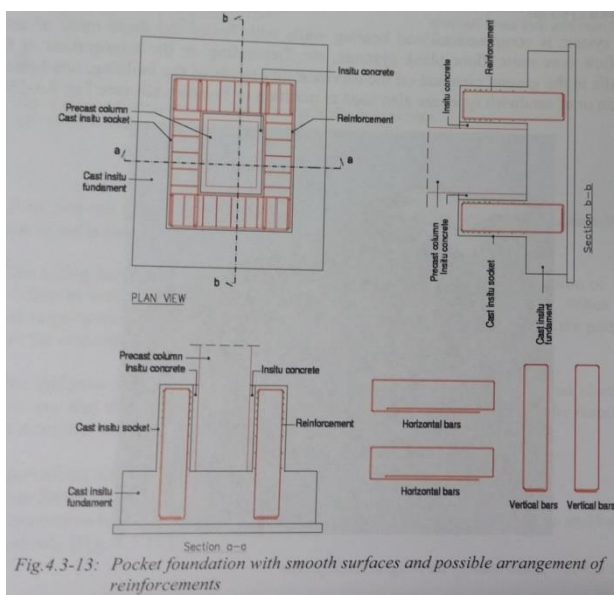


Fig. 4.3-13: Pocket foundation with smooth surfaces and possible arrangement of reinforcements

Obr. 8 - fib č. 63, str. č. 59

Obr. 10 - fib č. 60, str. č. 22

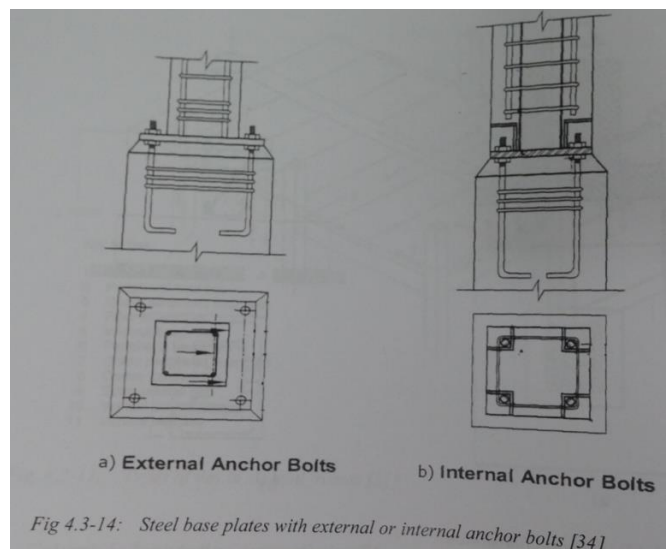


Fig 4.3-14: Steel base plates with external or internal anchor bolts [34]

Obrázek č. 9 je tzv. kalichová patka, do které se vloží sloup a spára mezi kalichem a sloupem se zalije závlivkovou maltou. Obrázek vpravo znázorňuje připojení sloupu pomocí čelní desky, která je přivařena k betonářské výztuži. Poté se čelní deska pomocí kotev přišroubuje k základové konstrukci.

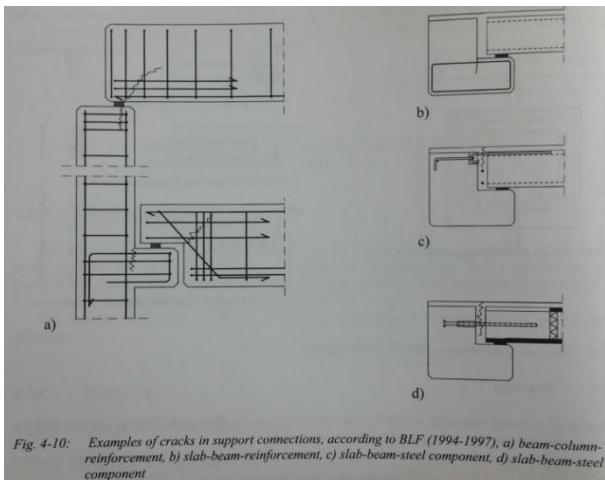
### 2.3.3 Nosníky a průvlaky

Hlavním úkolem nosníků a popřípadě průvlaků je přenos zatížení ze stropní konstrukce do sloupů nebo stěn. Hlavní způsob namáhání průvlaků je ohybový moment a dále posouvající síla. U některých nosníků, které jsou namáhány jednostranně je nosník namáhán i kroučícím momentem. Při velkých rozpětích se tyto konstrukce s výhodou předpínají, a to buď předem nebo dodatečně.

Na levém obrázku je vidět klasické uložení stropní konstrukce na konzolku průvlaků a uložení průvlaků pomocí konzolky na sloup. Mezi průvlakem a stropními panely je podložka.

Další způsob je vidět na obrázku dole. Toto řešení je prefamonolitické, kdy je stropní panel uložen na vrchní část průvlaků.

Obr. 12 - fib č.43, str. č. 68



Obr. 11 - fib č. 43, str. č. 275

Vrchní plocha panelu je drsná, z průvlaků jsou vytaženy třmeny a při horním povrchu stropní konstrukce je přiložena výztuž a následně je spára nad průvlakem i svrchní část stropu zmonolitněna.

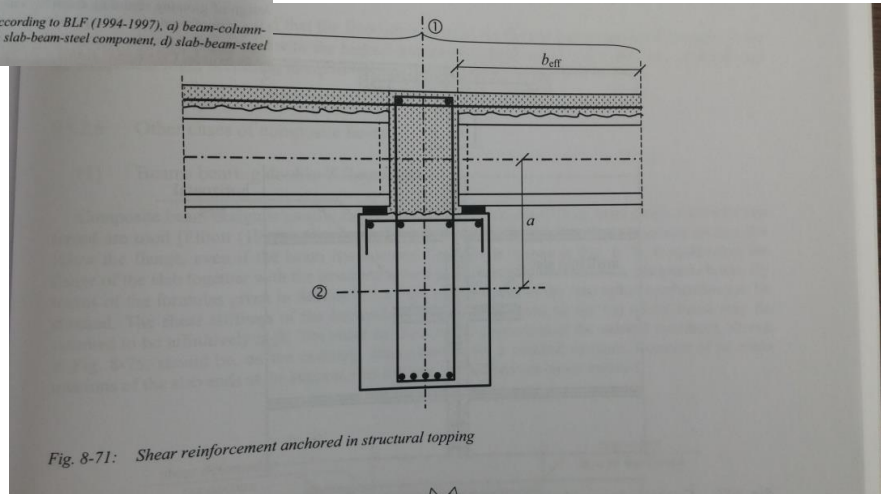
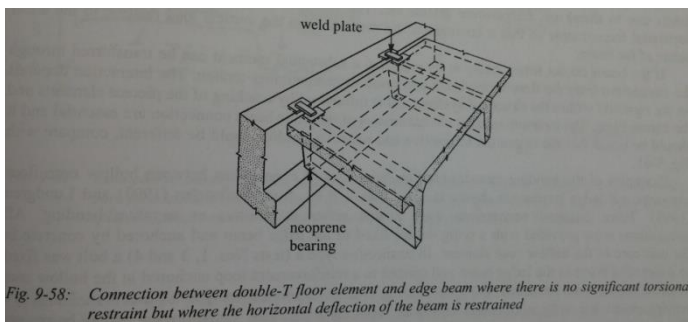


Fig. 8-71: Shear reinforcement anchored in structural topping



Obr. 14 - fib č. 63, str. č. 45

Obr. 13 - fib č. 43, str. č. 323

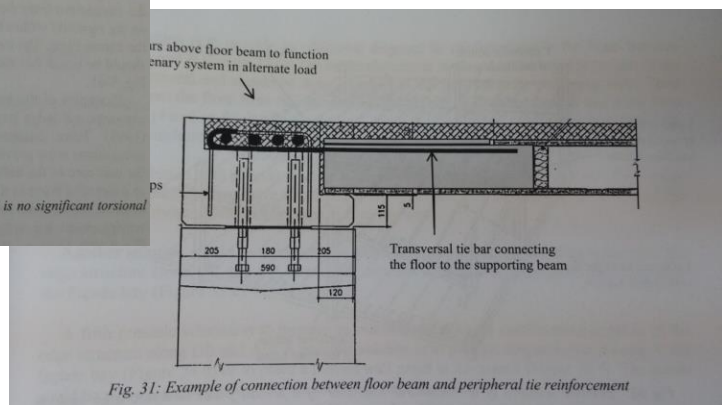


Fig. 31: Example of connection between floor beam and peripheral tie reinforcement

Na obrázcích na předchozí stránce jsou vidět podobné přípoje horním dvěma uvedeným, ale pouze jednostranné, kdy je průvlak i kroucen a je potřeba přidat tedy výztuž po obvodě průřezu.

Občas, pokud je nežádoucí, aby byl průvlak vidět se může použít plochý průvlak,

který je širší než normální průvlaky.

Na obrázku č. 14 je další možnost připojení nosníku na sloup. Tentokrát je to pomocí tyče, která je vyvedena ze sloupu a následně je na ni navlečen nosník, který je položen na podložku, a nakonec se opět otvor zmonolitní.

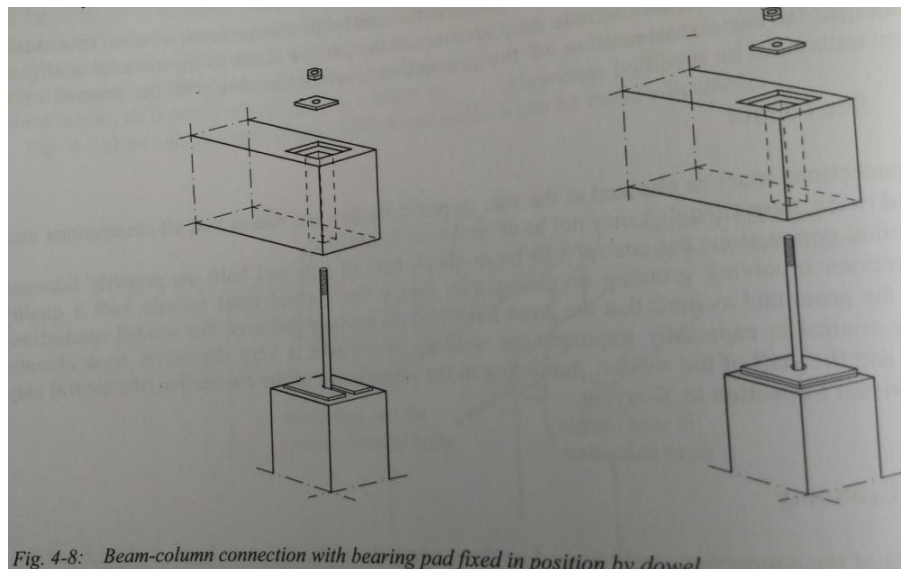
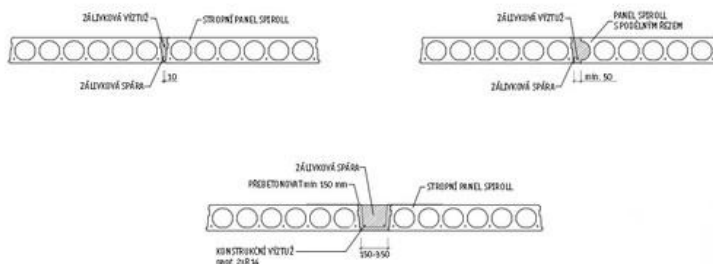


Fig. 4-8: Beam-column connection with bearing pad fixed in position by dowel

Obr. 15 - fib č. 43, str. č. 64

### 2.3.4 Stropní konstrukce



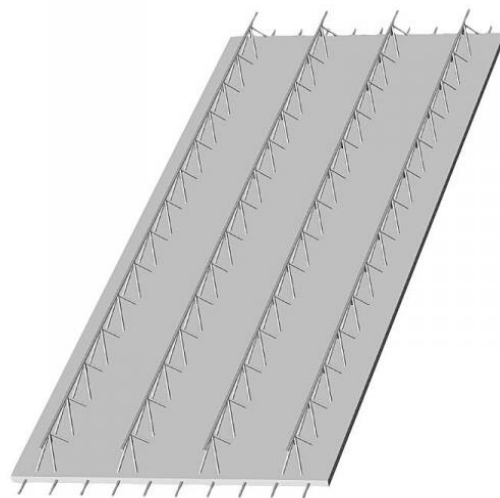
Obr. 16 – Panely SPIROLL

prefabrikované nebo prefamonolitické (například filigránové stropy). Prefabrikované jsou třeba panely SPIROLL (vlevo nad textem) a další. Filigránové stropy (vpravo dole) jsou prefamonolitické konstrukce, za kterých kouká výztuž a mají zdrsňený povrch, aby se beton lépe spojil.

Stropní konstrukce mohou být podle délky rozpětí buď pouze železobetonové nebo předpjaté (panely SPIROLL).

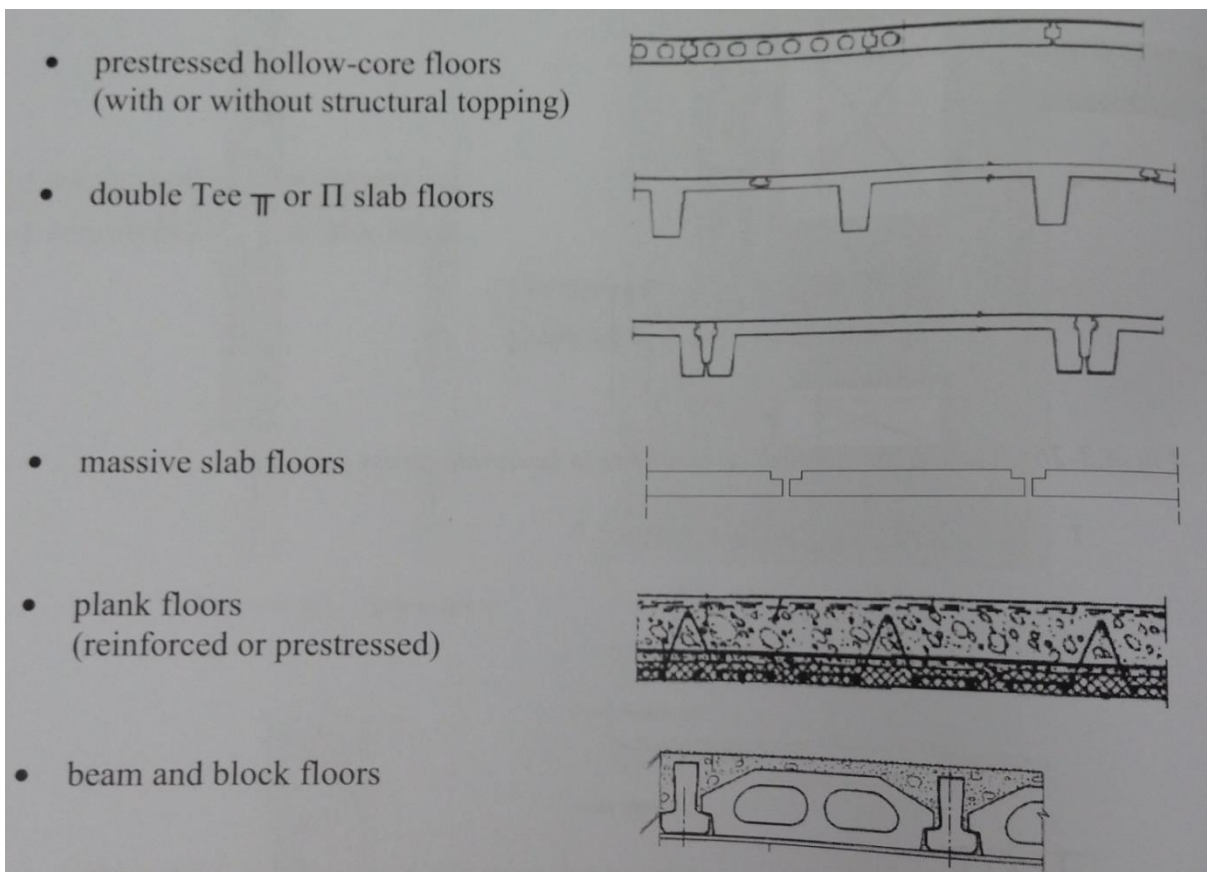
Na obrázku na další straně je ukázáno několik možných typů a průřezů stropní konstrukce.

Stropní konstrukce přenáší všechno plošné i bodové zatížení do průvlaků. Tyto konstrukce mohou být u prefabrikovaných systémů buď pouze



Obr. 17 – Filigránové panely





Obr. 18 – fib č. 60, str. č. 30

### 3 Technická zpráva

#### OBSAH:

<b>3.1</b>	<b>Identifikační údaje stavby</b>	<b>3</b>
<b>3.2</b>	<b>Základní údaje o mostu</b>	<b>3</b>
<b>3.3</b>	<b>Zdůvodnění mostu a jeho umístění</b>	<b>4</b>
3.3.1	Návaznost mostního objektu na DÚR	4
3.3.2	Charakter přemostované překážky	4
3.3.3	Územní podmínky	4
3.3.4	Geotechnické podmínky	4
<b>3.4</b>	<b>Technické řešení</b>	<b>4</b>
3.4.1	Výkopy	4
3.4.2	Základy	5
3.4.3	Mostovka	5
3.4.4	Uložení	5
3.4.5	Mostní křídla	6
3.4.6	Izolace mostu	6
3.4.7	Odvodnění	6
3.4.8	Násypy	6
3.4.9	Úpravy povrchů	7
3.4.10	Zábradlí a osvětlení	7
3.4.11	Kanalizace, vodovod, větrání a topení	8
<b>3.5</b>	<b>Výstavba mostu</b>	<b>8</b>
3.5.1	Postup a technologie stavby mostu	8
3.5.2	Specifické požadavky pro předpokládanou technologii stavby	8
3.5.3	Související objekty stavby	8
3.5.4	Vztah k území	8
3.5.5	Doklady	9

### 3.1 Identifikační údaje mostu

3.1.1	Typ:	Mostní konstrukce
3.1.2	Název:	Praha – Palác nad řekou
3.1.3	KÚ:	Karlín, Holešovice
3.1.4	Kraj:	Hlavní město Praha
3.1.5	Objednatel:	Hlavní město Praha, Praha 1, Mariánské náměstí 2
3.1.6	Investor:	Hlavní město Praha, Praha 1, Mariánské náměstí 2
3.1.7	Uvažovaný správce mostu:	Technická správa komunikací hl. m. Prahy, Řásnovka 770/8, Praha 110 00
3.1.8	Projektant:	Bc. Petr Miklas
3.1.9	Pozemní komunikace:	S 7,5/50
3.1.10	Most se kříží s vodotečí:	Vltava
3.1.11	Úhel křížení:	Vltava 90°
3.1.12	Volná výška:	8,81 m

Předmětem tohoto projektu je návrh dvou mostních konstrukcí spojených lávkou pro přemostění Vltavy těsně za ostrovem Štvanice mezi Karlínem a Holešovicemi. Konkrétně mezi ulicemi Thámova a Komunardů. Tato mostní konstrukce by měla být zcela speciální svou konstrukcí, protože se jedná o most, který je několikapatrový. V 1. NP jednoho z mostů je průjezd pro automobily a tramvaje. Ve zbylých přízemních částech jsou umístěny garáže. V dalších jednotlivých patrech se nacházejí galerie, kanceláře a v posledním NP byty. Střecha tohoto Paláce nad řekou bude pokryta vegetačním krytem. Na střeše obou mostů bude ocelová konstrukce opláštěná sklem. Celá fasáda obou mostů bude také řešena lehkým obvodových pláštěm.

### 3.2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Jedná se dvě předpjaté mostní konstrukce vedle sebe, které jsou spojeny lávkou.
Délka nosné konstrukce:	190,00 m
Rozpětí mostu:	188,00 m
Počet polí:	1 pole
Šířka mostů celkem:	102,5 m
Šířka jednoho mostu:	40,5 m
Šířka nosné konstrukce jednoho mostu:	40,3 m
Konstrukční výška mostu:	24,7 m
Šířka vozovky na mostě:	7,5 m (mezi obrubami)
Počet kolejí:	2
Počet nadzemních podlaží:	5
Název vodního toku:	Vltava

### **3.3 Zdůvodnění mostu a jeho umístění**

#### **3.3.1 Návaznost projektu mostního objektu na DÚR**

Mostní konstrukce se bude nacházet v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi. Požadavkem bylo převedení silniční dopravy a tramvajové dopravy. Dále vytvoření prostor pro administrativu a bydlení. Výška mostu nijak nepřevyšuje okolní zástavbu.

#### **3.3.2 Charakter přemostované překážky**

Účelem mostní konstrukce je převedení silniční dopravy přes Vltavu těsně za ostrovem Štvanice. Jedná se tedy o vodní tok, kde je potřeba zachovat plavební prostor.

#### **3.3.3 Územní podmínky**

Most se bude nacházet v zastavěné části města Praha. Toto území je dobře přístupné z obou břehů řeky Vltavy.

#### **3.3.4 Geotechnické podmínky**

Z hlediska geotechniky se v těchto místech na obou březích nachází zejména poloskalní podloží. Toto poloskalní podloží je tvořeno převážně břidlicí.

### **3.4. Technické řešení mostu**

#### **3.4.1 Výkopy**

Výkopy pro betonáž základů středních provizorních věží budou rozměrů 10,4 x 7,65 m a jejich výška bude přizpůsobena spodnímu líci věží mostu. Na dně budou uloženy na skalním podloží pod úroveň dna Vltavy. Po dokončení výstavby budou podpůrné základy věží odstraněny.

Mezi jednou řadou podpůrných věží a uložením budou další podpůrné skruže pro provizorní podepření, které bude po dokončení výstavby také odstraněno. Tyto skruže budou z ocelových trubek systému PÍŽMO. Okolo těchto věží budou těsněné jímky, aby do těchto stavebních jam nepronikala voda. Založeny budou na řádně zhutněném podkladu. Tyto těsněné jímky budou vytvořeny dvěma řadami štětovic, mezi kterými bude jílová výplň. Štětovnice budou nasazeny přímo na skalní podloží.

Pro betonáž opěr bude zhotovena stavební jáma. Jáma bude řádně oplocena, aby bylo zamezeno volnému přístupu cizích osob. Jáma bude po obvodu zajištěna proti pádu dovnitř. Základová spára musí být před započítáním betonáže zkontrolována, aby dosahovala požadované únosnosti.



### 3.4.2 Základy

Provizorní podpůrné věže budou z betonu C 30/37. Tloušťka stěn bude 0,5 m. V patě budou uloženy na skalním podloží. Založení je navrženo geotechnikem.

Základy budou z betonu C 30/37 XF4+XA1+XC2. Opěry budou z betonu C 30/37 XF4+XD2+XC4. Pod oběma opěrami budou piloty průměru 1200 mm, které budou z betonu C 25/30 a vyztuženy betonářskou výztuží. Před betonáží základů bude zhotoven podkladní beton C 16/20. Opěry budou zhotoveny do bednění.

### 3.4.3 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce bude z předpjatého betonu UHPFRC XF2+XD1+XC4. jedná se o mostní konstrukci o několika patrech. Konstrukce působí jako prostorová - komorová. V 1. NP jednoho z mostů bude průjezdní prostor pro silniční a tramvajovou dopravu. Vedle tohoto průjezdního prostoru budou dvě nadzemní podlaží pro garáže, která budou propojena rampami. V druhém mostu bude celá střední část dvou NP pro garáže. Krajiní části budou pro obchody, které budou přístupné z venkovních ramp šířky 5 m. Ve 3. NP budou v obou mostech ve střední části galerie a po obvodu obou mostů kanceláře. Další NP má v obou mostech ve střední části volný prostor, okolo něj bude opět galerie a po obvodu kanceláře. V posledním nadzemním podlaží budou byty. Na střeše obou mostů se nachází ocelová prosklená konstrukce ve tvaru polokopule. Oba mosty jsou propojeny lávkami. V každé mostní konstrukce se nachází šest výtahových šachet se schodišti.

Stojiny nosné konstrukce tvoří dvě podélné stěny v každém mostu na výšku celého mostu a v krajních částech skeletový systém. Pásnice pak tvoří jednotlivé stropní konstrukce jednotlivých podlaží. V 1. NP dále hlavní nosné trámy především ve fázích výstavby. V příčném směru jsou to pak stropní konstrukce v každém NP, které přenášejí zatížení ze stropů do svislých konstrukcí, tj. stěn nebo sloupů. Tyto stropní konstrukce jsou řešeny jako žebrové. Do sloupů se zatížení přenáší pomocí průvlaků po obvodu každého podlaží. V rozích v místě uložení obou mostů jsou ztužující jádra. Dále jsou využita jako ztužující jádra výtahové šachty především ve fázích výstavby.

Spojovací lávky budou do obou mostních konstrukcí vetknuty. Předpětí lávek v jejich podélném směru bude protaženo až na vnější líc obou mostů. Napětí od teploty v lávkách není příliš vysoké a výhodněji tedy vyjde konstrukci lávky vetknout do obou mostů.

Obě mostní konstrukce jsou předepnuty jak v podélném, tak v příčném směru. V podélném směru je předpětí umístěno do stropních konstrukcí 1. NP, 2. NP, 3. NP a 4. NP, dále do svislých stěn vždy nad dveřní otvory. A do žeber, která jdou po celé délce mostu. V každém mostu jsou tyto žebra celkem čtyři a předpínají se z čel mostů ve 4. NP. Rozměr žeber je 1600 x 1600 mm. Stropní konstrukce i stěny se také předpínají z čel mostů. V 1. NP je mostovka v místě uložení zesílena na 500 mm a je více předepnuta. Kvůli výstavbě mostu jsou předepnuty ještě vrcholy věží.

### **3.4.4 Uložení**

Most je uložen na obou koncích pomocí ložisek na opěrách. Každý most má jedno ložisko pevné, vedle něj ložiska příčně posuvná. Na druhé straně je vždy naproti pevnému ložisku ložisko podélně posuvné a zbytek ložisek na této straně jsou všesměrně posuvná

### **3.4.5 Mostní křídla**

Na obou koncích obou mostů se budou nacházet mostní křídla, která jsou rovnoběžná s osou mostu. Tyto křídla budou opěrnou stěnu pro násyp kolem obou konců mostu. Křídla budou z betonu C 30/37 XF4+XD2+XC4 a vyztuženy ocelí B500B. Křídla budou vybetonována monoliticky a budou vetknuta do základové konstrukce a do mostních opěr. Části mostních křídel, které budou pod úrovní terénu se opatří 1x penetračním nátěrem a 2x asfaltovým nátěrem.

### **3.4.6 Izolace mostu**

Izolace mostu v průjezdním prostoru a v krajních rampách je navržena jako celoplošná a bude provedena z asfaltových pásů NAIP tl. 5 mm. Pod izolaci bude provedena pečetící vrstva.

Izolace obou mostů vůči srážkové vodě bude řešena u obou mostů v konstrukci střešního pláště mostu pod vegetačním krytem. Tato izolace bude z natavovaných asfaltových pásů.

Na opěrách bude izolace ze strany násypů chráněna geotextilií 300 g/m<sup>2</sup> a natavovanými asfaltovými pásy tl. 8 mm.

### **3.4.7 Odvodnění**

Odvodnění obou mostů bude v průjezdním prostoru a garážích řešeno pomocí odvodňovačů. Tyto odvodňovače budou vodu odvádět z povrchů skrze konstrukci mostu pod most, kde bude voda odvedena pomocí plastových trubek min. DN 250 mm. Jelikož pod mostem není dostatečný spád pro odvodnění vody pryč z mostu, tak bude voda odvedena pouze mimo průplavní prostor a dále bude voda a odvodňovače vyústěny přímo do řeky. V průjezdním prostoru budou v krajnici po 20 metrech umístěny odvodňovače na každé straně průjezdního prostoru.

Odvodnění střechy mostu je řešeno vsakováním do vegetačního krytu. Další nevsáknutá voda bude odvedena pod vegetačním krytem po hydroizolační vrstvě do okapových vtoků. Tyto okapové svody budou umístěny v instalačních šachtách v mostu a půjdou až pod most, kde opět bude všechna voda odvedena pomocí trubek DN 250 pryč z mostu nebo vyústěna přímo do řeky.

### 3.4.8 Násypy

Jedná se především o přechodové oblasti. Pro tyto oblasti platí norma ČSN 73 6244.

### 3.4.9 Úpravy povrchů

Povrch vozovky v průjezdním prostoru bude proveden z asfaltového betonu. Pro tramvajové koleje bude použita pevná jízdní dráha. Komunikace je ve střeovitém sklonu 2,5 %. Povrch ramp je betonový, tyto rampy (chodníky) budou opařeny betonovou dlažbou.

Skladba průjezdného profilu konstrukce mostu

- Asfaltový beton	45 mm
- Spojovací postřík modifikovaný z kationaktivní emulze	
- Asfaltový beton pro ložní vrstvy modifikovaný	60 mm
- Spojovací postřík modifikovaný z kationaktivní emulze	
- Litý asfalt modifikovaný	40 mm
- MZK	200 mm
- Štěrkoдрť	150 mm
- Ochranná vrstva	
- 1x Asfaltový pás NAIP	5 mm
- Pečetící vrstva	
- Nosná konstrukce mostu	

Pro tramvajovou trať bude použita pevná jízdní dráha.

V obchodech, kancelářích a bytech je konstrukce vždy řešena jako těžká podlaha s kročejovou izolací a nášlapnou vrstvou. Střešní konstrukce bude s vegetačním substrátem, pod kterým budou např. natavované asfaltové pásy.

Fasáda mostu je řešena jako lehký obvodový plášť, který bude splňovat příslušné tepelně technické požadavky. Tento plášť je ze skleněných tabulí, které budou pomocí ocelových kotev kotveny po celém obvodu každé stropní konstrukce. Mezi kotvou a sklem jsou gumové podloží proti prasknutí skla.

### 3.4.10 Zábradlí a osvětlení

Na mostech bude na rampách osazeno betonové zábradlí proti pádu chodců do vody. Zábradlí bude kotveno do konzol. Další zábradlí stejného typu bude na okraji volného prostoru ve 4. NP v galerii. Po obvodě střech bude na atikách osazeno ocelové zábradlí se svislou výplní. V místě kotvení tohoto zábradlí bude nesmrštitelná malta a bude zde zabráněno vniknutí vody.

Průjezdní prostor mostu bude osvětlen pomocí světel na stropě. Všechny prostory mostu budou řádně osvětleny. Osvětlení bude navrženo v návrhu elektroinstalací.

### 3.4.11 Kanalizace, vodovod, větrání a topení

Tyto profese budou řešeny v samostatné části projektové dokumentace.

## 3.5 Výstavba mostu

### 3.5.1 Postup a technologie stavby mostu

V první části výstavby se vybetonují jednotlivé podpůrné věže (výtahové šachty). Současně s věžemi budou postaveny provizorní základové konstrukce, které budou založeny přímo v řece. Tyto základy budou mimo průplavní prostor. Po dokončení výstavby věží budou v další části nejprve vysunuty z obou řad věží hlavní nosníky 1.NP až na opěry. Příčně se na tyto nosníky uloží prefabrikovaná žebrová stropní konstrukce včetně všech dalších podélných a příčných nosníků.

V druhé části výstavby bude moci začít postupné vyvěšování jednotlivých stavebních fází mezi oběma řadami věží. Tyto fáze výstavby jsou celkem čtyři, které se dělí vždy do dalších tří etap. Postup vyvěšování je takový, že v první etapě se osadí prefabrikované hlavní nosníky a připnou se k již hotové konstrukci pomocí předpínací výztuže. Poté se mezi vrcholem dané věže a koncem tohoto nosníku napne volný předpínací kabel a předepne se dle potřeby. Ostatní závěsy, které už v konstrukci jsou zabudovány se dopnou dle potřeby. V poslední etapě se osadí příčně prefabrikované stropní žebrové desky. Z každé řady věží směrem ke středu mostu se bude toto opakovat celkem čtyřikrát. Takto se dokončí celé 1. NP včetně konzol. V jednotlivých stavebních fázích se budou plošné prvky připínat i podélně.

V dalších několika fázích bude konstrukce stavěna do výšky. První fází je výstavba stěn nad 1. NP a stropní konstrukce 2. NP (mezipatra). Konstrukce bude předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět dopnuty všechny závěsy.

Další stavební fází je výstavba stropní konstrukce 3. NP. Konstrukce bude také předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět dopnuty všechny závěsy.

Další stavební fází je výstavba stěn nad 3. NP a stropní konstrukce 4. NP. Konstrukce bude také předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět dopnuty všechny závěsy. V této fázi už bude předepnuta část žeber.

Další stavební fází je výstavba stěn nad 4. NP a stropní konstrukce 4. NP. Konstrukce bude také předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět dopnuty všechny závěsy.

Další stavební fází je výstavba stěn nad 5. NP a střešní konstrukce. Konstrukce bude také předepnuta dle potřeby jak podélně, tak příčně a následně budou opět dopnuty všechny závěsy. V této fázi už bude předepnuta zbylá část žeber.

Poslední stavební fází je odepnutí všech závěsů. Dále v této stavební fázi budou vybourány všechny základové konstrukce pod jednotlivými věžemi. Současně během odepínání jednotlivých závěsů a vybourávání provizorních základů bude současně konstrukce dopínána zbytkem předpětí.

### **3.5.2 Specifické požadavky pro předpokládanou technologii stavby**

Pro výstavbu mostu bude potřeba přístup k připojení NN. Skladovací montážní a pomocné plochy budou ve staveništi dle výkresu zařízení staveniště (prozatím není vytvořen). Přístup ke staveništi bude po stávajících komunikacích.

### **3.5.3 Související objekty stavby**

V rámci bouracích prací budou vybourány části silnic po obou stranách řeky tak, aby bylo možno pažit a betonovat základy opěr. Po zhotovení základů bude uveden povrch silnic a terén do původního stavu tak, aby mohl být obnoven provoz na silnicích.

Vyjádření všech dotčených orgánů bude dodáno později jako příloha.

### **3.5.4 Vztah k území**

Před zahájením výstavby je nutno dočasně uzavřít provoz na silnicích po obou stranách řeky.

### **3.5.5 Doklady**

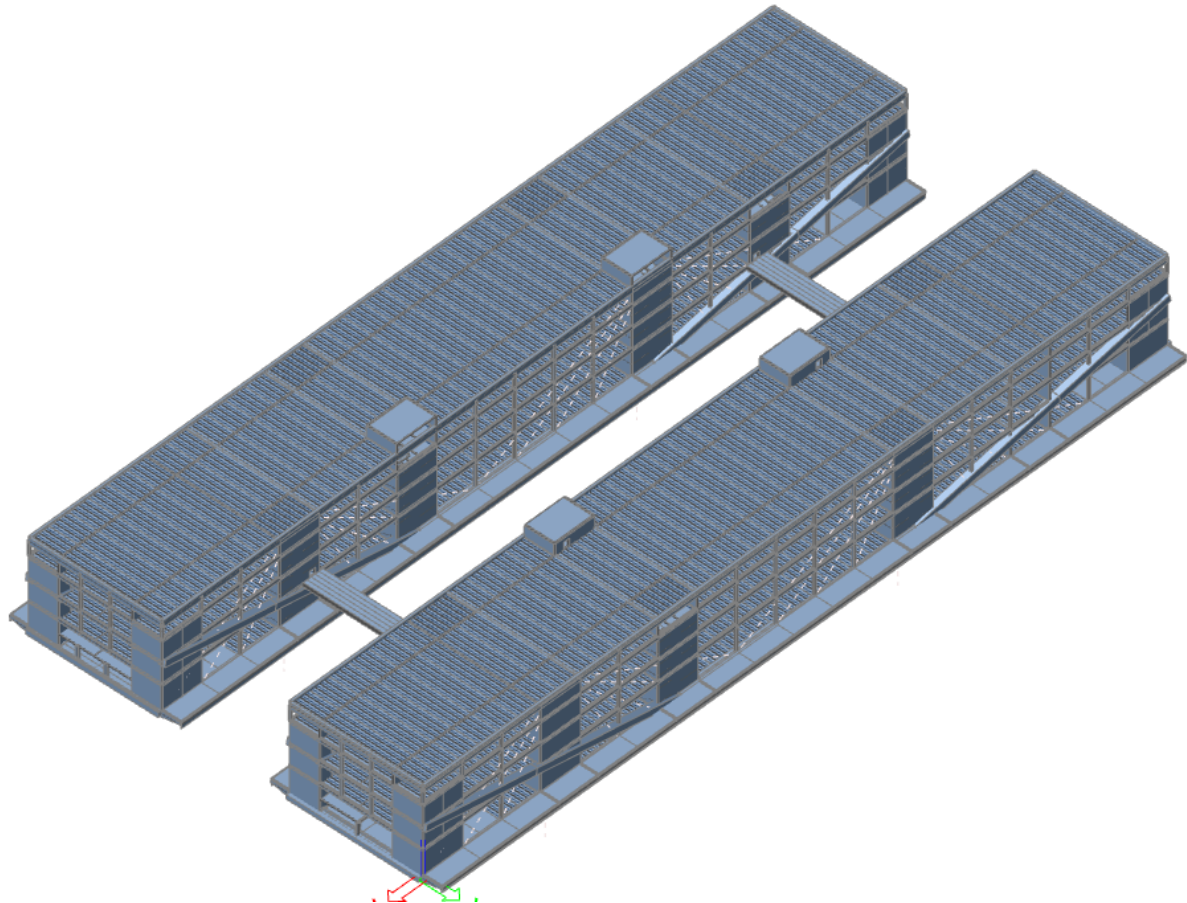
Nejsou součástí této PD.

V Praze 5.1.2020

Vypracoval: Petr Miklas

.....

## 4 Statický výpočet



---

**Akce:** Praha – palác nad řekou

**Investor:** Hlavní město Praha, Praha 1, Mariánské náměstí 2

**Stupeň:** Diplomová práce

**Část:** D.1.2 Stavebně konstrukční část

## **4.1 Úvod statického výpočtu**

### **4.1.1 Úvodní část**

Předmětem posudku je návrh betonové předpjaté mostní konstrukce, která se skládá ze dvou mostních objektů propojených lávkami. Most je specifický svým konstrukčním uspořádáním, neboť se jedná o most, ve kterém budou i garáže, kanceláře, galerie a byty. Pro posudek bude použita metoda dílčích součinitelů v mezním stavu únosnosti a použitelnosti. Posudek v mimořádné návrhové situaci například požární odolnost konstrukce není z důvodu rozsahu celé práce obsahem této diplomové práce.

Dodatečná úprava konstrukce není bez konzultace s autorem statického výpočtu přípustná. Tento dokument je součástí projektové dokumentace stavby. Při nedodržení všech uvedených předpokladů výpočtu uvedených dále, je tato část projektové dokumentace neplatná, nelze jí tedy prokazovat spolehlivost konstrukce.

### **4.1.2 Trvanlivost konstrukce**

Betonové konstrukce: Z hlediska životnosti a trvanlivosti budou dodrženy zásady uvedené v ČSN EN 1990. Trvanlivost konstrukce je ovlivněna použitými materiály, provedením, používáním, údržbou, interakcí konstrukce a prostředí. Je proto třeba dodržet kvalitu odpovídající prostředí, v němž se konstrukce nachází. Pro jednotlivé typy konstrukcí jsou předepsána krytí výztuže a druh betonu dle EN 206-1. Návrhová životnost betonových konstrukcí se uvažuje 100 let.

Ocelové konstrukce: Z hlediska trvanlivosti budou dodržena ustanovení ČSN EN 1990 a ČSN EN 1090. Konstrukce budou ošetřeny předepsaným ochranným nátěrem a v nepřístupných místech ošetřeny zinkováním.

### **4.1.3 Popis konstrukce a výpočtového modelu**

Pro posouzení celé konstrukce byl zhotoven 3D prostorový model. Výpočet a vyhodnocení vnitřních sil, napětí a průhybů bylo provedeno v softwaru SCIA Engineer. Zatížení konstrukce bylo navrženo podle příslušných evropských norem (viz. použité podklady). Generování lineárních kombinací je v souladu s kombinačními pravidly uvedenými v evropských normách. Přípoje jednotlivých deskových a prutových prvků betonové konstrukce je provedeno jako vetknutí. Připojení dočasných ocelových závěsů je provedeno jako kloub.

### **4.1.4 Předpoklady**

Konstrukce je zhotovena z materiálu dle níže uvedené specifikace. Na ocelové konstrukce bude provedena dílenská dokumentace a prvky budou vyrobeny v odborné dílně. Na stavbě se konstrukce bude pouze montovat. Stávající posuzované konstrukce nejsou poškozeny. Objekt se z hlediska tlaku větru uvažuje jako uzavřená stavba.

Každá část konstrukce bude vybetonována v jednom betonážním taktu bez časových prodlev. Výpočet vychází z podkladů poskytnutých objednavatelem a je zapotřebí je ověřit se skutečností. V případě zjištění nesrovnalostí je potřeba kontaktovat autora tohoto dokumentu. Další předpoklady a požadavky jsou uvedeny ve statickém výpočtu. Zhotovitel je povinen před vybetonováním navrhovaných konstrukcí zkontrolovat správnou polohu, rozměr a vzdálenost předpínací a betonářské výztuže.

#### **4.1.5 Popis zvláštních, neobvyklých konstrukcí, konstrukčních detailů, technologických postupů**

Jakékoliv i jinak obvyklé konstrukce, které bude prováděcí firma realizovat v rámci dané stavby, je vhodné konzultovat s projektantem stavební a stavebně konstrukční části projektu.

#### **4.1.6 Požadavky na kontrolu zakrývaných konstrukcí**

Při zakrývání nosných konstrukcí musí být přítomen technický dozor stavby případně autor návrhu (např. kontrola výztuže před betonáží).

#### **4.1.7 Opatření k zachování stability a únosnosti stávajících konstrukcí**

Stavební úpravy budou provedeny tak, aby zatížení působící na novou i stávající konstrukci v průběhu stavby a jeho užívání nemělo za následek zřícení nové ani stávající konstrukce ani její části a zároveň nedošlo k nepřijatelnému přetvoření jakékoli nosné stavební konstrukce.

#### **4.1.8 Požadavky na vypracování dokumentace zajišťované zhotovitelem stavby**

Dalším stupněm je realizační, nebo výrobní dokumentace. Zhotovitel této dokumentace musí respektovat všechny předpoklady uvedené v tomto projektu a je povinen vyřešit detaily a přípoje v souladu se statickým výpočtem.

#### **4.1.9 Materiál a kvalita**

Použitý materiál:

Beton na nosné konstrukce UHPFRC  
Předpínací výztuž Kabely VSL Pramenec 0,6" S 1860 MPa  
Betonářská výztuž B500B

Dovolené úchylny konstrukcí prováděných na stavbě:

Základové a svislé konstrukce:	výškově	± 20 mm
	vodorovně	± 20 mm
Vodorovné nosné konstrukce	výškově	± 5 mm
	vodorovně	± 20 mm



Všechny obchodní názvy výrobků a materiálů určují kvalitativní standard. Může být provedena jejich záměna při zachování stejných nebo lepších technických parametrů, ovšem za předpokladu, že záměna bude předem odsouhlasena, a že bude v souladu s předpoklady tohoto dokumentu.

Pro použití standardně vyráběných prvků a konstrukčních dílů musí být dodrženy montážní postupy od jednotlivých výrobců těchto prvků. Na všechny prvky v konstrukci musí být vydáno prohlášení o shodě. Požadavky na nekonstrukční stavební materiály budou specifikovány v technické zprávě architektonicko-stavebního řešení stavby. Další kvalitativní požadavky budou určeny v projektové dokumentaci.

#### **4.1.10 Požadavky na bezpečnost při provádění nosných konstrukcí**

Při provádění stavebních prací je třeba respektovat NV č. 362/2005 Sb. a NV č. 591/2006 Sb. o bezpečnosti práce a technických zařízení při stavebních pracích a Nařízení vlády 361/2007 Sb., kterým se stanoví podmínky ochrany zdraví při práci. Za dodržování zodpovídá dodavatel. Při provádění bude postupováno dle platných norem pro jednotlivé stavební práce. Důraz musí být kladen především na dodržování technických, technologických a jakostních předpisů zpracování betonové směsi, ošetřování betonu, doba odstranění bednění od betonáže, doba zatížení železobetonových a předpjatých konstrukcí od betonáže, extrémní teploty a nadměrná vlhkost, atd.). Bude dbáno na správné časové intervaly mezi jednotlivými předpínacími časy. Při provádění musí být stavební činnost koordinována s projekty ostatních profesí (VZT, EI, ZI, ÚT atd.). Pokud prostupy a drážky zasahují do nosných konstrukcí, je nutná konzultace pro případné zesílení nebo úpravy nosných prvků.

Manipulace s dílci a jejich ukládání musí být prováděno tak, aby se minimalizovala pravděpodobnost jejich poškození. Betonářská výztuž a konstrukce, nebo její části musí být na staveništi uskladněny v suchu a příslušně označeny pro identifikaci.

#### **4.1.11 A.11. Důležitá upozornění**

Zpracovaná dokumentace nenahrazuje dokumentaci výrobní ani montážní. Výrobní nebo realizační dokumentace musí být před zahájením výroby odsouhlasena statikem. Montážní postup konstrukcí musí být před zahájením montáže odsouhlasen statikem. Všechny konstrukce jsou prováděny příslušně kvalifikovanými a zkušenými osobami. Po celou dobu výstavby bude zajištěn odborný dohled. Ve výrobních a betonárnách bude zajištěna kontrola jakosti. Konstrukce bude náležitě udržována. Konstrukce bude používána v souladu se všemi požadavky a předpoklady ve statickém výpočtu, uvažovanými při návrhu konstrukce. Budou splněny požadavky na provádění stavebních prací stanovených v EN 13670. Při nedodržení všech předpokladů uvažovaných ve statickém výpočtu a technické zprávě je tato dokumentace neplatná a není možné touto dokumentací prokazovat pevnost a stabilitu konstrukcí stavby. Průřezy nesmí být bez souhlasu statika oslabovány.

#### 4.1.12 A.12. Použité podklady a software

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení -Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem + Z1:2006
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- [5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – 2006
- [6] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1 : Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] Výpočetní software – SCIA Engineer 19.1
- [8] ČSN EN 1991-1-5 Zatížení teplotou
- [9] ČSN EN 1992-2 Betonové mosty
- [10] ČSN EN 1993-2 Ocelové mosty
- [11] Projektové podklady Pons Pragensis 2018

## 4.2 Výpočet zatížení mostu

### Zatížení vlastní tíhou konstrukce

Ve statickém výpočtu je uvažováno se svislým gravitačním zrychlením  $10 \text{ m/s}^2$ . Charakteristická hodnota objemové hmotnosti oceli se uvažuje  $7850 \text{ kg/m}^3$ , ŽB  $2500 \text{ kg/m}^3$ , předpjatého betonu  $2600 \text{ kg/m}^3$  a tíhy ostatních materiálů byly převzaty z tabulek výrobců.

#### 4.2.1 Zatížení stálá

##### 1. Vlastní tíha

zavedena jako samostatné zatížení ve SCIA - netřeba počítat

##### 2. Ostatní stálé

###### a. Vrstvy vozovky

	počet/m	tl. (m)	OT
Asfaltové vrstvy	0,15	22	3,30 KN/m <sup>2</sup>
MZK	0,2	22	4,40 KN/m <sup>2</sup>
Štěrkodrt'	0,15	20	3,00 KN/m <sup>2</sup>
Kolejnice	2	-	0,49 0,33 KN/m <sup>2</sup>
Pražce	1,67	-	2,52 1,40 KN/m <sup>2</sup>
			<b>(g-go)m 12,43 KN/m<sup>2</sup></b>

Dolní charakteristická hodnota		Horní charakteristická hodnota	
0,8	2,64 KN/m	1,4	4,62 KN/m
0,8	3,52 KN/m	1,4	6,16 KN/m
0,8	2,40 KN/m	1,4	4,20 KN/m
1	0,33 KN/m	1	0,33 KN/m
1	1,40 KN/m	1	1,40 KN/m
<b>(g-go)inf</b>	<b>10,29 KN/m</b>	<b>(g-go)sup</b>	<b>16,71 KN/m</b>

###### b. Vrstvy vozovky - garáže

	tl. (m)	OT	
Stěrka	0,01	25 0,25 KN/m <sup>2</sup>	
Betonový povrch	0,14	25 3,50 KN/m <sup>2</sup>	
			<b>(g-go)m 3,75 KN/m<sup>2</sup></b>

###### c. Podlahy - kanceláře, galerie a obchody

	tl. (m)	OT	
Nášlapná vrstva	0,02	25 0,50 KN/m <sup>2</sup>	
Cementová mazanina	0,08	22 1,76 KN/m <sup>2</sup>	
Tepelná izolace	0,05	0,3 0,02 KN/m <sup>2</sup>	
			<b>(g-go)m 2,28 KN/m<sup>2</sup></b>

#### d. Podlahy - byty

	tl. (m)	OT	
Příčky	-	-	2,00 KN/m <sup>2</sup>
Nášlapná vrstva	0,02	25	0,50 KN/m <sup>2</sup>
Cementová mazanina	0,08	22	1,76 KN/m <sup>2</sup>
Tepelná izolace	0,05	0,3	0,02 KN/m <sup>2</sup>
			<b>(g-go)m 4,28 KN/m<sup>2</sup></b>

#### e. Střecha

	tl. (m)	OT	
Vegetační substrát	0,14	18	2,46 KN/m <sup>2</sup>
Nopová izolace	0,025	-	0,10 KN/m <sup>2</sup>
Ochranná a vodoakumulační textilie	-	-	- KN/m <sup>2</sup>
Tepelná izolace	0,25	0,3	0,08 KN/m <sup>2</sup>
Hydroizolace	-	-	- KN/m <sup>2</sup>
			<b>(g-go)m 2,63 KN/m<sup>2</sup></b>

#### f. Fasáda – zatíženy vždy krajní trámy mostu

	tl. (m)	OT	
Sklo	0,02	25	2 KN/m <sup>2</sup>
Rámy, kotvení a spoje	-	-	0,10 KN/m <sup>2</sup>
			<b>(g-go)m 2,10 KN/m<sup>2</sup></b>

#### g. Ocelová konstrukce na střeše (liniové zatížení)

Předpoklad IPE 300 po obvodě kupole. => 19 x IPE 300 po obvodě a 2x u země.

Hmotnost 1 m IPE 300	42,2		
Poloměr kupole	20 =>	obvod	62,83 m
Hmotnost ocelové konstrukce	27826,6	8 =>	<b>Liniové zatížení 4,43 KN/m</b>
Povrch skleněného pláště	1257 skla	tloušťka	0,02 m
Hmotnost skla	62850 =>	<b>Liniové zatížení</b>	<b>10,00 KN/m</b>
			<b>Celkové liniové zatížení 14,43 KN/m</b>

#### 4.2.2 Zatížení montážní

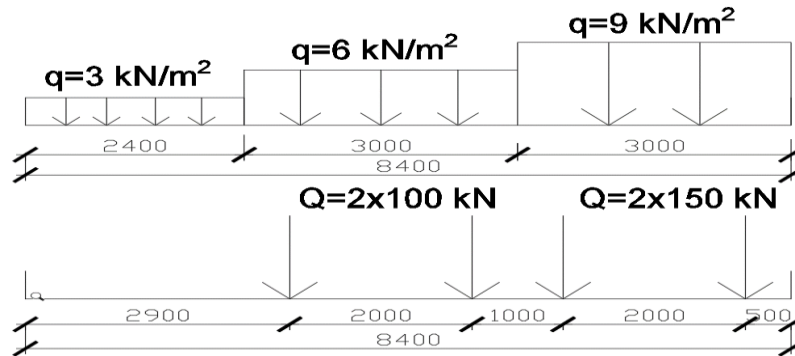
##### 1. Staveništní

Zatížení	1	1,00 KN/m <sup>2</sup>
		<b>gstav 1,00 KN/m<sup>2</sup></b>

#### 4.2.3 Zatížení proměnná

## 1. Zatížení dopravou LM1

Pruhy	šířka (m)	Q <sub>ki</sub> (KN)	q <sub>ki</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	třída	kombinace	Q <sub>k</sub> (KN)	q <sub>k</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
1	3	300	9	1	1	300	9
2	3	200	2,5	1	2,4	200	6
ZP	2,4	0	2,5	-	1,2	-	3



Obr. 19 -Schéma rozložení zatížení LM1

## 2. Zatížení chodníků

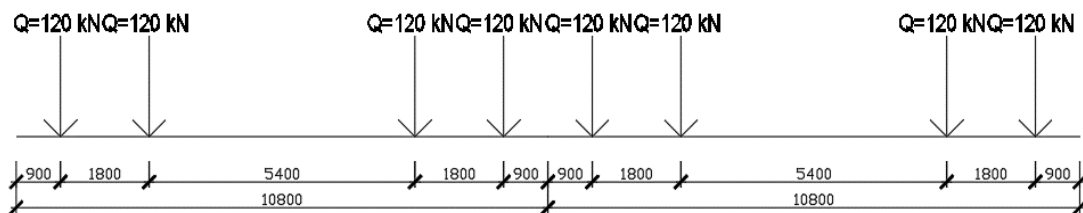
q <sub>k</sub>	5 KN/m <sup>2</sup>
----------------	---------------------

## 3. Zatížení tramvajemi

Zatížení se bude rozprostírat na ZŠ 3 m

Budou umístěny tři soupravy o dvou tramvajových vozech

Každý vůz zatěžuje most čtyřmi silami o velikosti Q = 120 KN



Obr. 20 -Schéma rozložení zatížení od tramvají (zadáno jako plošné zatížení)

## 4. Zatížení garáží

Bude použito plošné zatížení dle tab. 6.8 - Užitná zatížení garáží a dopravních ploch

Pro lokální účinky bude použito Q<sub>k</sub> = 90 kN (též tab. 6.8)

q<sub>k</sub> 5,00 kN/m<sup>2</sup>

## 5. Zatížení užitná

a. Kanceláře

Užitné

Pro celkové účinky

Pro lokální účinky

q <sub>k</sub>	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Q <sub>k</sub>	4,50 kN

b. Galerie a shromažďovací prostory

Užitné	Pro celkové účinky	<b>qk</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>
	Pro lokální účinky	<b>Qk</b>	<b>4,00 kN</b>
c. Byty			
Užitné	Pro celkové účinky	<b>qk</b>	<b>2,00 kN/m<sup>2</sup></b>
	Pro lokální účinky	<b>Qk</b>	<b>2,00 kN</b>
d. Pochůzná střecha			
Užitné	Pro celkové účinky	<b>qk</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>
	Pro lokální účinky	<b>Qk</b>	<b>4,00 kN</b>
e. Schodiště			
Užitné	Pro celkové účinky	<b>qk</b>	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>
	Pro lokální účinky	<b>Qk</b>	<b>2,00 kN</b>

## 6. Zatížení teplotou

### 1. Nerovnoměrná zatížení

#### a. Oteplení +15 °C

Horní deska, levá strana, pravá strana, dolní deska

#### b. Ochlazení -15 °C

Horní deska, levá strana, pravá strana, dolní deska

#### c. Oteplení vnějšího líce konstrukce +15 °C

Horní deska, levá strana, pravá strana, dolní deska

#### d. Ochlazení vnějšího líce konstrukce -15 °C

Horní deska, levá strana, pravá strana, dolní deska

#### e. Oteplení +15 °C

Horní deska a levá strana, horní deska a pravá strana, dolní deska a levá strana, dolní deska a pravá strana

#### f. Ochlazení -15 °C

Horní deska a levá strana, horní deska a pravá strana, dolní deska a levá strana, dolní deska a pravá strana

#### g. Oteplení vnějšího líce konstrukce +15 °C

Horní deska a levá strana, horní deska a pravá strana, dolní deska a levá strana, dolní deska a pravá strana

#### h. Ochlazení vnějšího líce konstrukce -15 °C

Horní deska a levá strana, horní deska a pravá strana, dolní deska a levá strana, dolní deska a pravá strana

### 2. Zatížení rovnoměrnou teplotou

Tmax 40 °C =>

Beton

Temax 41,5 °C

Tmin -32 °C

Temin -24 °C

<b>ΔTmax</b>	<b>51,5 °C</b>
--------------	----------------

<b>ΔTmin</b>	<b>-54 °C</b>
--------------	---------------

## 6. Zatížení sněhem

Bude uvažováno pouze na střechách strojoven výtahů, protože majoritní je zatížení užité na pochůzná střeše

Sněhem

sk	0,56 KN/m <sup>2</sup>	Ce	1
μ <sub>1</sub>	0,8	Ct	1

<b>sk</b>	<b>0,448 KN/m<sup>2</sup></b>
-----------	-------------------------------

## 7. Zatížení větrem

Jsou zatíženy vždy krajní trámy rovnoměrným spojitým zatížením viz samostatná příloha

### 4.2.4 Zatížení mimořádná

**Uvažováno jako LM3**

#### 1. Zatížení bagry a dřevem na vnějších terasách

Toto zatížení je uvažováno jako mimořádné při možných povodních tak, aby bylo možné najet s bagry na vnější chodníky a vyndavat naplavené předměty (především dřevo) z řeky.

Jsou uvažovány na každé terase celkem tři bagry a spojitě zatížení od naplavených předmětů (dřeva)

Tíha bagru

<b>Q<sub>k</sub></b>	<b>80,00 kN</b>
----------------------	-----------------

Zatížení od dřeva

<b>q<sub>k</sub></b>	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>
----------------------	------------------------------

## 7. Zatížení větrem

### Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$

Větrová oblast                    1                    =>                     $v_{b,0} = 22,5$  m/s  
(podle [ 3 ] )

### Zatížení nosné konstrukce ve směru x - obecná metoda

Vítr působí na mostní objekt v následujících směrech:

*směr x*     je směr rovnoběžný se šířkou nosné konstrukce, kolmý k rozpětí mostu,  
*směr y*     je směr rovnoběžný s rozpětím mostu,  
*směr z*     je směr kolmý k nosné konstrukci.

**Základní rychlost větru se vypočte z výrazu:**

$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$  , kde:

$v_b$             je základní rychlost větru ve výšce 10 m nad zemí v terénu kategorie II, definovaná jako funkce směru větru a ročního období,

$v_{b,0}$             je výchozí základní rychlost větru, definovaná jako charakteristická desetiminutová střední rychlost větru, nezávislá na směru větru a ročním období, ve výšce 10 m nad zemí v terénu bez překážek s nízkou vegetací jako je tráva a izolovanými překážkami, vzdálenými od sebe nejméně 20 násobek výšky překážek,  
 $v_{b,0} = 22,5$  m/s,

$c_{dir}$             je součinitel směru větru,  $c_{dir} = 1,00$  ,

$c_{season}$         je součinitel ročního období,  $c_{season} = 1,00$  .

$$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 22,5 = 22,5 \text{ m/s.}$$

**Střední rychlost větru  $v_m(z)$  ve výšce  $z$  nad terénem závisí na drsnosti terénu, orografii a základní rychlosti větru  $v_b$ . Stanoví se podle výrazu:**

$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$  , kde:

$c_r(z)$             je součinitel drsnosti terénu, který vyjadřuje změnu střední rychlosti větru v místě konstrukce způsobenou:

- výškou nad úrovní terénu,
- drsností povrchu terénu na návětrné straně konstrukce pro uvažovaný směr větru.

Součinitel  $c_r(z)$  se stanoví podle výrazu:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{pro} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{pro} \quad z \leq z_{min}$$

kde:



$z_0$  je parametr drsnosti terénu:

mostní objekt se nachází v terénu **kategorie III** =>

$$\Rightarrow z_0 = 0,300 \text{ m} \quad (\text{podle [3], tab. 4.1})$$

$k_r$  je součinitel terénu, který závisí na uvažovaném parametru drsnosti terénu  $z_0$  a vypočte se podle vztahu:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07}, \text{ kde:}$$

$$z_{0,II} \text{ je } z_0 \text{ pro kategorii terénu II, tzn. } z_{0,II} = 0,050 \text{ m} \\ (\text{podle [3], tab. 4.1})$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{0,300}{0,050} \right)^{0,07} = 0,22$$

$z_{\min}$  je minimální výška definovaná v [3], tab.4.1,

$$z_{\min} = 5,000 \text{ m}$$

$z_{\max}$  se uvažuje hodnotou 200,0 m,

$z$  je výška nosné konstrukce nad terénem,

$$z = 30,660 \text{ m.}$$

Protože:

$$z_{\min} = 5,000 \text{ m} < z = 30,660 \text{ m} < z_{\max} = 200,0 \text{ m}$$

spočítá se

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{30,660}{0,300}\right) = 0,997$$

$$c_0(z) \text{ je součinitel orografie, } c_0(z) = 1,00,$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,997 \cdot 1,00 \cdot 22,5 = 22,423 \text{ m/s.}$$

### Turbulence větru:

Intenzita turbulence  $I_v(z)$  ve výšce  $z$  je definována jako podíl směrodatné odchylky turbulence a střední rychlosti větru.

Směrodatnou odchylku turbulence  $\sigma_v$  lze stanovit ze vztahu:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l, \text{ kde:}$$

$$\begin{array}{ll}
 k_r & \text{je součinitel terénu,} & k_r = & 0,22 & , \\
 v_b & \text{je základní rychlost větru,} & v_b = & 22,5 & \text{ m/s,} \\
 k_l & \text{je součinitel turbulence,} & k_l = & 1,00 & ,
 \end{array}$$

$$\sigma_v = 0,22 \cdot 22,5 \cdot 1,00 = 4,846 \text{ m/s.}$$

Intenzita turbulence se stanoví ze vztahu:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{pro } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{pro } z \leq z_{\min}$$

Po dosazení:

$$I_v(z) = \frac{4,846}{22,423} = 0,216$$

### Maximální dynamický tlak:

Maximální dynamický tlak  $q_p(z)$  ve výšce  $z$  zahrnuje střední a krátkodobé fluktuace větru a stanoví se ze vztahu:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot r \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad , \text{ kde:}$$

$r$  je měrná hmotnost vzduchu, která závisí na nadmořské výšce, teplotě a barometrickém tlaku, který je v oblasti očekáván při silné vichřici,

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

$c_e(z)$  je součinitel expozice, definovaný výrazem:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad , \text{ kde:}$$

$q_b$  je základní dynamický tlak větru, definovaný výrazem:

$$q_b = 0,5 \cdot r \cdot v_b^2$$

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 = 316,4063 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,216] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22,423^2 = 789,681 \text{ N/m}^2$$

$$c_e(z) = \frac{789,681}{316,4063} = 2,496$$

### Tlak větru na povrchy

Tlak větru  $w_e$ , působící na vnější povrchy konstrukce, se získá z výrazu:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad , \text{ kde}$$

- $q_p(z_e)$  je maximální dynamický tlak,
- $z_e$  je referenční výška pro vnější tlak,
- $c_{pe}$  je součinitel vnějšího tlaku.

### Síly od větru

Síly od větru na celou konstrukci nebo nosný prvek se mají stanovit:

a ) výpočtem sil použitím součinitelů sil. Sílu  $F_w$  lze stanovit buď přímo použitím výrazu

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad ,$$

nebo vektorovým součtem sil na jednotlivé nosné prvky použitím výrazu

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad , \text{ kde}$$

- $c_s c_d$  je součinitel konstrukce,
- $c_f$  je součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky,
- $q_p(z_e)$  je maximální dynamický tlak v referenční výšce  $z_e$ ,
- $A_{ref}$  je referenční plocha konstrukce nebo nosného prvku,

b ) výpočtem sil z povrchových tlaků. Sílu  $F_w$  lze stanovit vektorovým součtem sil  $F_{w,e}$ ,  $F_{w,i}$  a  $F_{fr}$ , vypočtených z vnějších a vnitřních tlaků a třecích sil.

Vnější síly:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref} \quad ,$$

vnitřní síly:

$$F_{w,i} = \sum w_i \cdot A_{ref} \quad ,$$

třecí síly:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad , \text{ kde}$$

- $c_s c_d$  je součinitel konstrukce,
- $w_e$  je vnější tlak na dílčí povrch ve výšce  $z_e$ ,
- $w_i$  je vnitřní tlak na dílčí povrch ve výšce  $z_i$ ,
- $A_{ref}$  je referenční plocha dílčího povrchu,
- $c_{fr}$  je součinitel tření,
- $A_{fr}$  je plocha vnějšího povrchu rovnoběžná s větrem.

### Součinitel konstrukce $c_s c_d$

Součinitel konstrukce  $c_s c_d$  má vzít v úvahu účinek zatížení větrem při nesoučasném výskytu maximálních tlaků větru na povrchu konstrukce ( $c_s$ ), společně s účinkem kmitání konstrukce, vyvolaného turbulencí ( $c_d$ ).

Pokud není nutný dynamický výpočet, součin  $c_s c_d$  lze brát roven 1,00 (podle [ 3 ], čl. 8.2, str. 70).

### Součinitele sil ve směru x (obecná metoda)

Součinitele sil pro zatížení nosné konstrukce mostu větrem ve směru x jsou dány vztahem:

$$c_{f,x} = c_{f,x,0}, \text{ kde}$$

$c_{f,x,0}$  je součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců. Pro běžné mosty lze brát

$$c_{f,x,0} = 1,30. \text{ Lze také brát } c_{f,x,0} \text{ podle [ 3 ], obr. 8.3.}$$

V tomto výpočtu počítáme dále s hodnotami stanovenými podle obr. 8.3.

#### a ) Minimální šířka mostu

Zatížený most:	$d_{tot} = 22,350 \text{ m}$	(včetně vlivu příčného sklonu)
	$b = 31,990 \text{ m}$	
	$b/d_{tot} = 1,431$	$\Rightarrow c_{f,x,0} = 2,07$

#### b ) Maximální šířka mostu

Zatížený most:	$d_{tot} = 22,350 \text{ m}$	(včetně vlivu příčného sklonu)
	$b = 40,500 \text{ m}$	
	$b/d_{tot} = 1,812$	$\Rightarrow c_{f,x,0} = 1,96$

#### c ) Rozhodující hodnoty

Zatížený most:	$c_{f,x,0} = 2,07$
----------------	--------------------

Referenční plocha  $A_{ref,x}$  bez zatížení dopravou se definuje jako součet (pro konstrukce s plnostěnnými nosníky):

- čelní plochy předního hlavního nosníku,
- čelní plochy těch částí průmětů ostatních hlavních nosníků, vyčnívajících pod prvním nosníkem,
- čelní plochy části jedné římsy nebo chodníku nebo koleje se štěrkovým ložem, převyšující čelo hlavního nosníku,
- čelní plochy neprodyšných svodidel nebo protihlukových stěn nad římsami, nebo při absenci takových zařízení, 0,3 m pro každé prodyšné zábradlí nebo svodidlo.

Pás pohyblivého zatížení na mostech pozemních komunikací má výšku 2 m od úrovně vozovky. Uvažuje se na nejméně příznivé délce, nezávisle na umístění svislých zatížení od dopravy.

V daném případě uvažujeme následující výšky referenční plochy (včetně vlivu příčného sklonu):

a ) Minimální šířka mostu

Zatížený most:  $h_{ref} = 22,350 \text{ m}$

b ) Maximální šířka mostu

Zatížený most:  $h_{ref} = 22,350 \text{ m}$

Zatížení větrem na 1 m délky nosné konstrukce:

a ) Minimální šířka mostu

Zatížený most:

$$f_{w,x} = 1,00 \cdot 2,071 \cdot 0,790 \cdot 22,350 = 36,545 \text{ kN/m}$$

b ) Maximální šířka mostu

Zatížený most:

$$f_{w,x} = 1,00 \cdot 1,956 \cdot 0,790 \cdot 22,350 = 34,529 \text{ kN/m}$$

#### Síly ve směru x - zjednodušená metoda

Pokud není nutný dynamický výpočet odezvy, sílu větru ve směru x lze získat pomocí výrazu:

$$F_w = 0,5 \cdot r \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}, \text{ kde}$$

$v_b$  je základní rychlost větru,

$$v_b = 22,5 \text{ m/s,}$$

$C$  je součinitel zatížení větrem,  $C = c_e \cdot c_{f,x}$ , kde

$c_e$  je součinitel expozice,

$c_{f,x}$  je součinitele sil pro zatížení nosné konstrukce mostu větrem ve směru x

Doporučené hodnoty součinitele C jsou uvedeny v následující tabulce:

$b/d_{tot}$	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$z_e = 50 \text{ m}$
$\leq 0,50$	6,7	8,3
$\geq 4,00$	3,6	4,5

Tabulka vychází z následujících předpokladů:

- kategorie terénu II,
- součinitel síly podle ČSN EN 1991-1-4, čl. 8.3.1(1),
- $c_0 = 1,0$ ,
- $k_1 = 1,0$ .

Pro mezilehlé hodnoty  $b/d_{\text{tot}}$  a  $z_e$  lze použít lineární interpolaci.

V daném případě:  $z_e = 30,660$

a ) Minimální šířka mostu

Zatížený most:  $b/d_{\text{tot}} = 1,431 \Rightarrow C = 5,875$

b ) Maximální šířka mostu

Zatížený most:  $b/d_{\text{tot}} = 1,812 \Rightarrow C = 5,538$

$r$  je měrná hmotnost vzduchu

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

$A_{\text{ref},x}$  je referenční plocha pro zatížení větrem ve směru  $x$ .

a ) Minimální šířka mostu

Zatížený most:

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 5,875 \cdot 22,350 = 41546,94 \text{ N/m} = 41,547 \text{ kN/m}$$

b ) Maximální šířka mostu

Zatížený most:

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 5,538 \cdot 22,350 = 39162,05 \text{ N/m} = 39,162 \text{ kN/m}$$

Síly ve směru  $x$  - přehled hodnot

Šířka mostu	Most	$f_w$ [kN/m]	
		Obecná metoda	Zjednodušená met.
Min.	Zatížený	36,545	41,547
Max.	Zatížený	34,529	39,162

Na celou nosnou konstrukci použijeme největší dosažené hodnoty, tzn.:

zatížený most ...  $f_w = 41,547 \text{ kN/m}$

Síly ve směru  $y$  - budou použity pouze pro stanovení sil v ložiskách

Síly ve směru  $y$  (tj. ve směru podélné osy mostu) se mají pro plnostěnné mosty uvažovat jako 25% sil ve směru  $x$ .

Délka nosné konstrukce: 188,000 m  
zatížený most ...  $f_w = 10,387$  kN/m

*Celková síla ve směru  $x$ :*

Zatížený most ...  $F_{w,x} = 41,547 \cdot 188,000 = 7810,825$  kN

*Síla od větru ve směru  $y$ :*

Zatížený most ...  $F_{w,y} = 0,250 \cdot 7810,83 = 1952,706$  kN

#### Síly ve směru $z$

Tato síla má významné účinky pouze tehdy, jestliže je stejného řádu jako stálé zatížení. To v tomto případě neplatí (stálé zatížení je podstatně větší), proto zatížení větrem ve svislém směru ve výpočtu neuvažujeme.

### 4.3 Kombinace zatížení

#### Kombinace zatížení na únosnost

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_i \quad (6.10a) \quad [1]$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_i \quad (6.10b) \quad [2]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\psi_{11} \text{ nebo } \psi_{21}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.11b) \text{ Mimořádná – např. při} \\ \text{požáru, nárazu vozidla...} \quad [3]$$

#### Kombinace zatížení na použitelnost

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_i \quad (6.14) \text{ Charakteristická - trvalé změny} \quad [4]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.15) \text{ Častá – lokální účinky} \quad [5]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (6.17) \text{ Kvazistálá – dlouhodobé účinky} \quad [6]$$

Zatížení	Značka	Situace	
		T / D	M
Stálé zatížení			
působící nepříznivě	$\gamma_{Gsup}$	1,35	1,00
působící příznivě	$\gamma_{Ginf}$	1,00	1,00
Poklesy - pružná lineární analýza	$\gamma_{Gset}$	1,20	1,00
Předpětí <i>(podrobnosti jsou v ČSN EN 1992)</i>	$\gamma_P$	1,00	1,00
Zatížení silniční dopravou a chodci	$\gamma_Q$		
nepříznivě		1,35	1,00
příznivě		0,00	0,00
Ostatní proměnná zatížení	$\gamma_Q$		
nepříznivá		1,50	1,00
příznivá		0,00	0,00
Mimořádné zatížení	$\gamma_A$		1,00

Tab. 1 – Součinitele spolehlivosti zatížení

Zatížení	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Užitná zatížení (viz EN 1991-1-1)</b>			
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: dopravní plochy (tíha vozidla $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy (30 kN $\leq$ tíha vozidla $\leq 160$ kN)	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střechy	0	0	0
<b>Zatížení sněhem (viz EN 1991-1-3)</b>			
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN (pro stavby umístěné ve výšce H > 1000 m.n.m.)	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN (pro stavby umístěné ve výšce H $\leq$ 1000 m.n.m.)	0,5	0,2	0
<b>Zatížení větrem (viz EN 1991-1-4)</b>	0,6	0,2	0
<b>Teplota (ne od požáru) pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-5)</b>	0,6	0,5	0

Tab. 2 - Kombinační součinitele pro pozemní stavby



Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{1,infq.}$
Zatížení dopravou	gr1a (LM1)	TS	0,75	0,75	0,00	0,80
		UDL	0,40	0,40	0,00	0,80
		zat.chodci+cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
	gr1b (jednotlivá náprava)		0,00	0,75	0,00	0,80
	gr2 (vodorovné síly)		0,00	0,00	0,00	1,00
	gr3 (zatížení chodci)		0,00	0,40	0,00	0,80
Zatížení větrem	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)		0,00	-	0,00	0,80
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)		0,00	-	0,00	1,00
	F <sub>wk</sub> : trvalé návrhové situace provádění		0,60	0,20	0,00	0,60
	F <sub>w</sub> *		0,80	-	0,00	-
Zatížení teplotou	T <sub>k</sub>		1,00	-	-	-
Zatížení sněhem	Q <sub>sn,k</sub> (během provádění)		0,60	0,60	0,50	0,80
Staveništní zat.	Q <sub>s</sub>		0,80	-	-	1,00
			1,00	-	1,00	1,00

$$\zeta_G = 0,85$$

Tab. 3 - Kombinační součinitele pro silniční mosty

V jednotlivých kombinacích bylo pak využito možnosti snížení proměnného zatížení jednotlivých pater. Redukce byla zohledněna vzhledem k počtu pater a dále vzhledem v velikosti zatížené plochy. V následující části jsou pak redukce popsány.

Redukce vzhledem k počtu podlaží: [7]

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) * \psi_0}{n} = \frac{2 + (5 - 2) * 0,7}{5} = 0,82$$

Redukce vzhledem k zatížené ploše: [8]

$$\alpha_a = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} * 0,7 + \frac{10}{6032} = 0,502$$

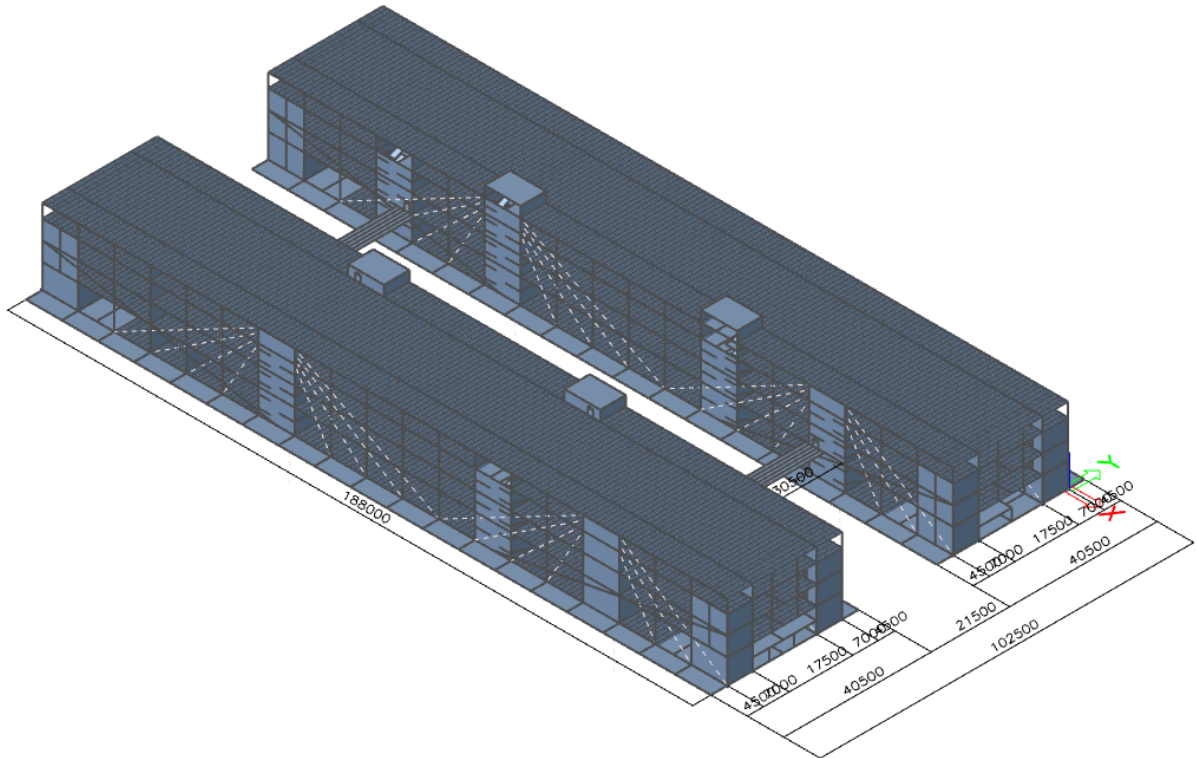
$$0,82 * 0,502 = 0,412$$

Kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů byly stanovovány podle mostních pravidel. Byly uvažovány kombinace s hlavním zatížením nejprve dopravou a poté i teplotou. Jednotlivé kombinace včetně jejich koeficientů jsou uvedeny níže. Kombinace byly zhotoveny jak během výstavby, tak po dokončení mostu. Tento výpočet po dokončení je počítán při uvedení do provozu a na konci životnosti. Ověření bylo provedeno pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci.

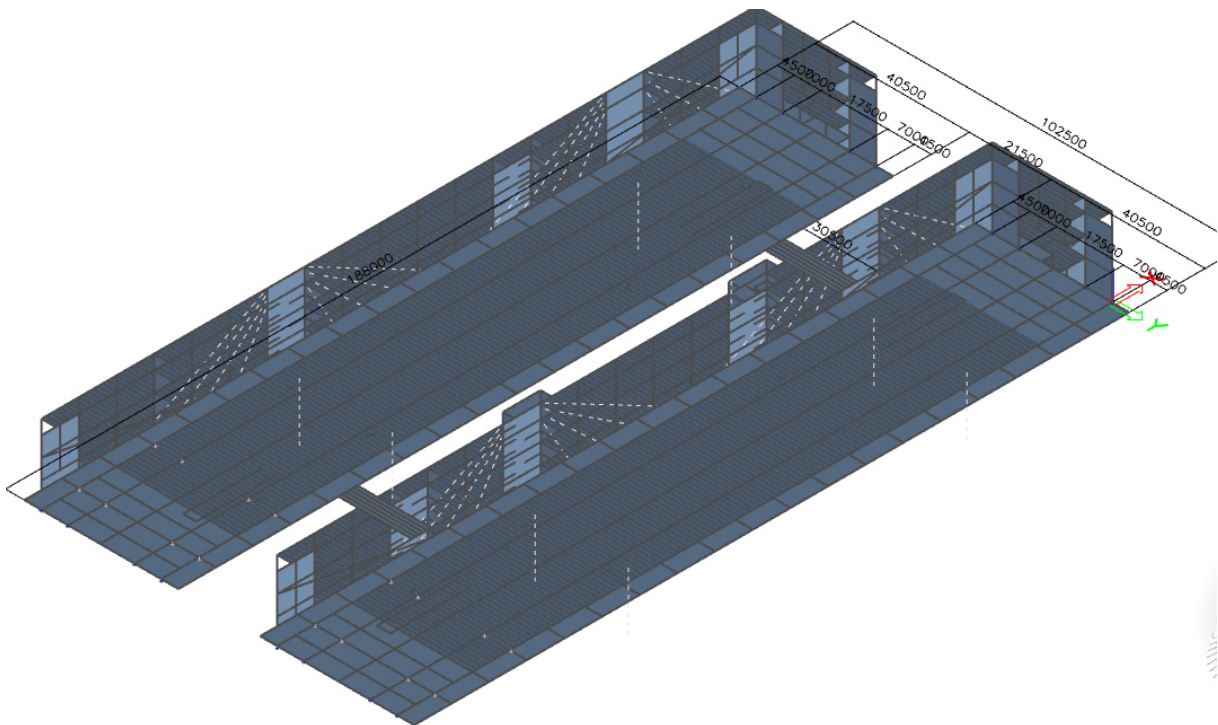
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 1.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 2 fáze.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 3.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 3.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 3.2.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 4.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 4.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 4.2.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 5.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 5.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 5.2.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 6.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 6.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 7.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 7.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 8.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 8.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 9.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 9.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 10.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	Kombinace Stavební fáze 11.10.1	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - UP - charakteristická	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - KZ - charakteristická	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - KZ - kvazistálá	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - UP - kvazistálá	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - stálé	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - proměnné	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - předpětí KZ	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSP - stálé+předpětí KZ	Obálka - použitelnost
Jméno, Popis, Typ	MSÚ - UP	Obálka - únosnost
Jméno, Popis, Typ	MSÚ - KZ	Obálka - únosnost

Tab. 4 - Výpis použitých kombinací ve výpočtu

#### 4.4 Statický model

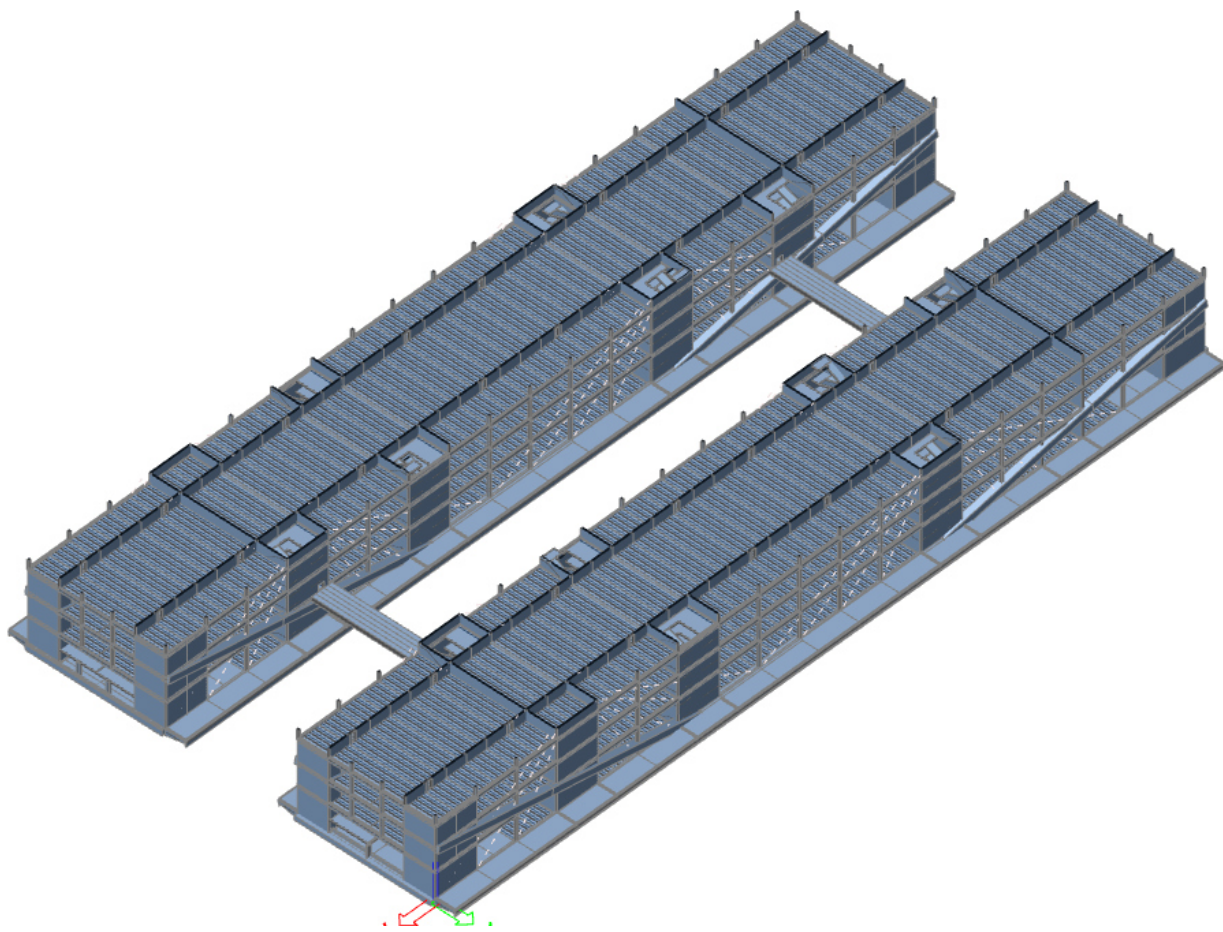


Obr. 21 – Statický model shora

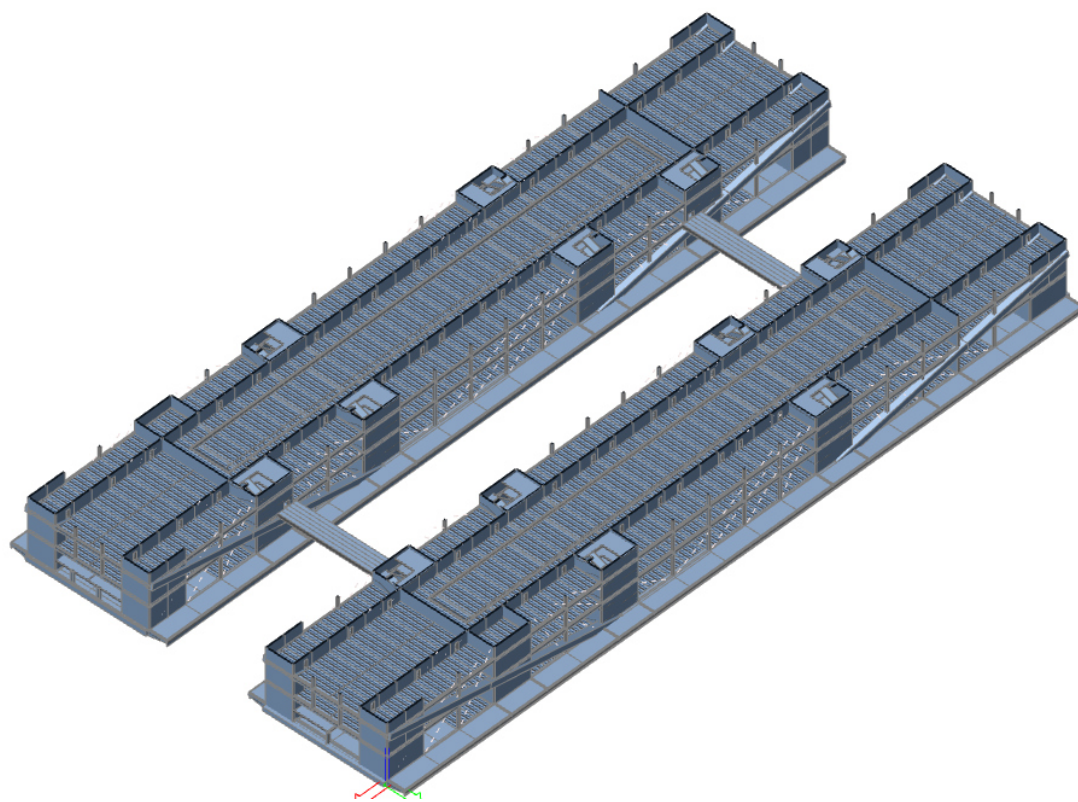


Obr. 22 – Statický model ze spodní části

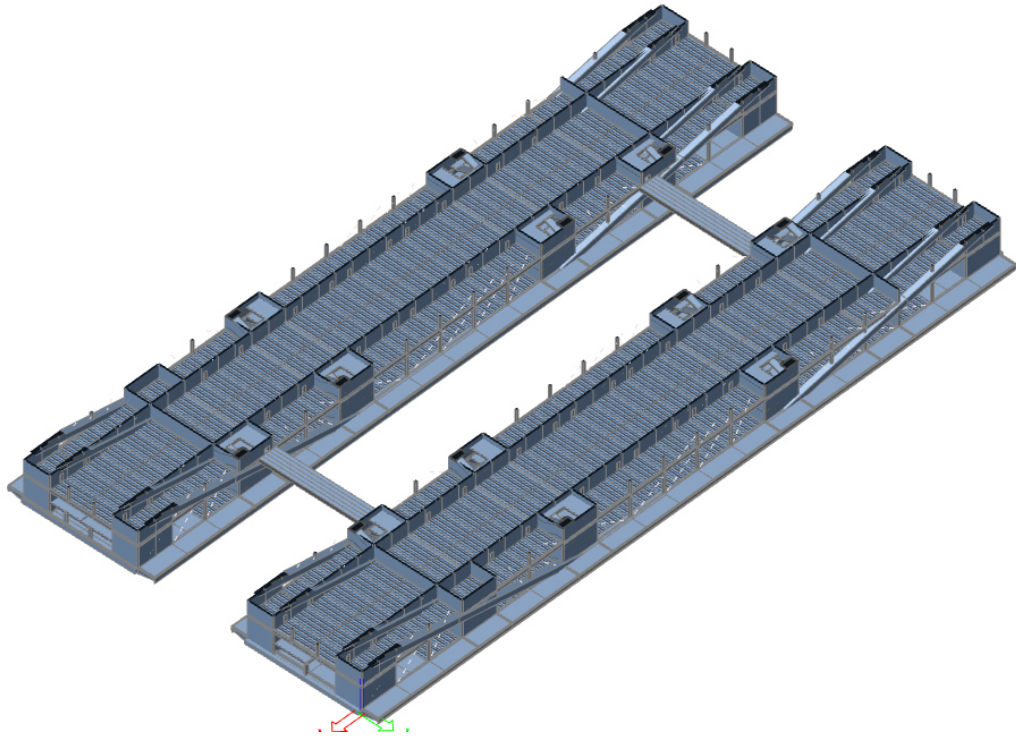




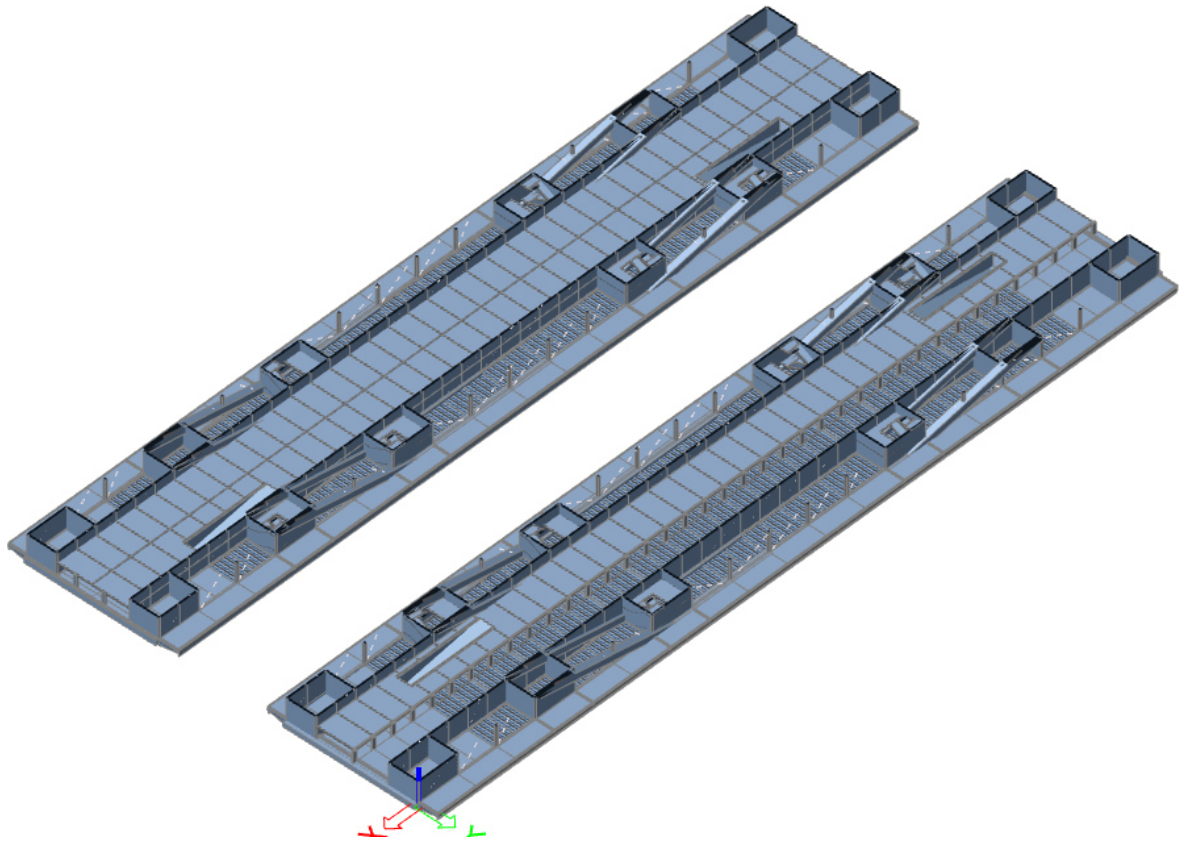
Obr. 23 – Pohled do 5. NP



Obr. 24 – Pohled do 4. NP

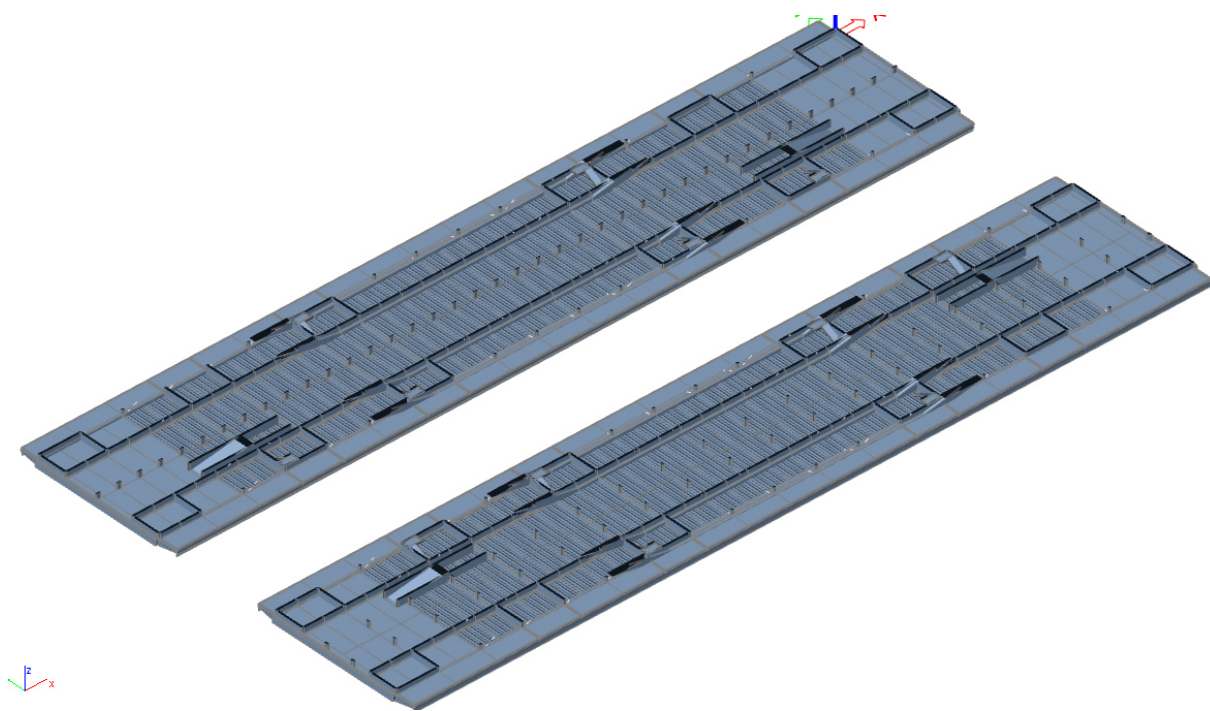


Obr. 25 – Pohled do 3. NP



Obr. 26 – Pohled do 2. NP

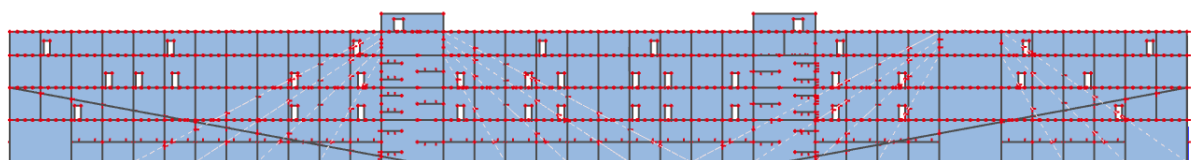




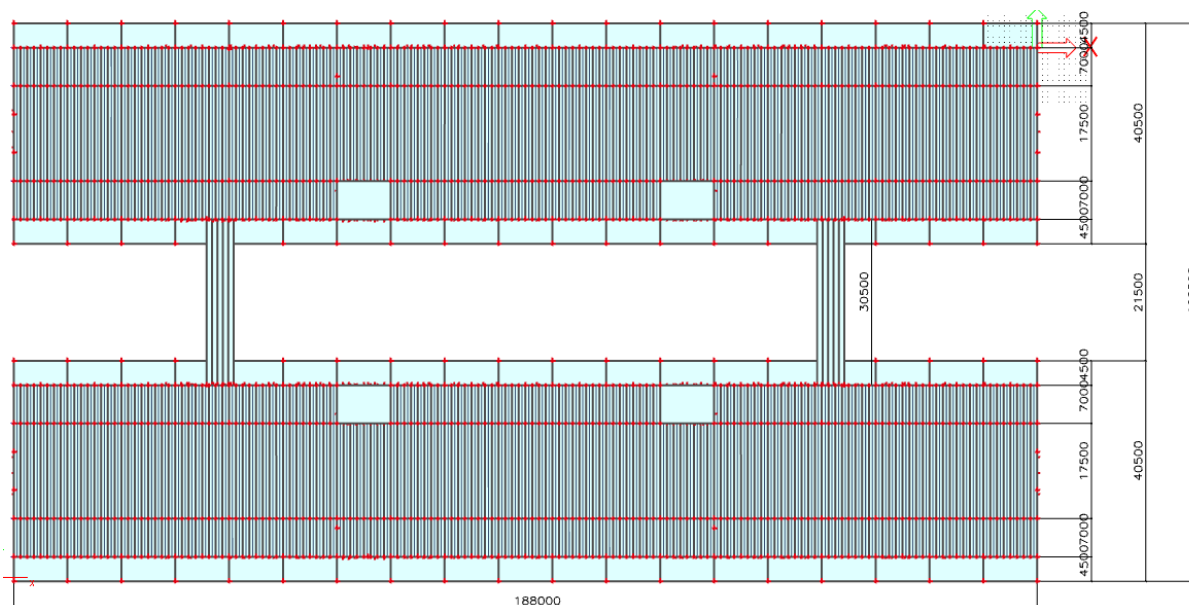
Obr. 27 – Pohled do 1. NP



Obr. 28 – Statický model - pohled čelní



Obr. 29 – Statický model - pohled boční



Obr. 30 – Statický model - půdorys

Všechna spojení mezi jednotlivými betonovými dílci jsou modelována jako vetknutí. Pouze připojení ocelových lan ke konstrukce je modelováno jako kloubové. Oba mosty jsou uloženy na obou koncích. Tam jsou uloženy buď pevně, jednosměrně posuvné nebo jako všesměrně posuvné. Dále během výstavby jsou modelována uložení pod celkem osmi věžemi. Pod těmito věžemi jsou modelována liniová tuhá ramena, která jsou vetknuta do prutu základové konstrukce pod věžemi, kvůli zjištění svislých reakcí. Na konci je pak provizorní základový blok, který je vetknut. Základová konstrukce měla být původně modelována pomocí stěn, ale bohužel výpočetní program nepodporuje možnost odebrání plošných prvků během výstavby. K deskám byla připojena žebra konstrukce. Liniové prvky byly zadány jako prvky prutové.

## 4.5 Vstupní údaje výpočtu

### 4.5.1 Údaje o projektu

Licenční jméno	ČVUT v Praze
Projekt	Obytný most Praha
Část	-
Popis	-
Autor	Petr Miklas
Datum	25. 04. 2019
Konstrukce	Obecná XYZ
Poč. uzlů :	10080
Poč. prutů :	5585
Poč. ploch :	2754
Poč. těles :	0
Poč. průřezů :	18
Poč. zat. stavů :	112
Poč. materiálů :	4
Tíhové zrychlení [m/s <sup>2</sup> ]	9,810
Národní norma	EC - EN

Tab. 5 - Základní údaje o projektu

## 4.5.2 Materiály

Jméno	Typ	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Hustota v čerstvém stavu [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_{mod}$ [MPa]	$\mu$	$\alpha$ [m/mK]	$f_{c,k,28}$ [MPa]	Barva
C30/37	Beton	2500,0	2600,0	3,2800e+04	0,2	0,00	30,00	■

Vysvětlivky symbolů	
Hustota v čerstvém stavu	Hodnota hustoty v čerstvém stavu se použije pouze v případě, že je zadána spřažená deska a její vlastní tíha se zohledňuje.

Výztuž EC2

Jméno	Typ	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_{mod}$ [MPa]	$G_{mod}$ [MPa]	$\alpha$ [m/mK]	$f_{y,k}$ [MPa]
UHPFRC	Výztužná ocel	2700,0	5,0000e+04	2,0833e+04	0,00	150,0

Předpínací výztuž EC2

Typ	Tep.roztaž. [m/mK]	E [MPa]	Průměr [mm]	Charakteristická pevnost v tahu (fpk) [MPa]
Jméno	Jednotková hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	G [MPa]	Plocha [mm <sup>2</sup> ]	Třída relaxace
Výroba				
Předpínací lano	0,00	1,9500e+05	16	1860,0
Y1860S7-15,7	7850,0	8,4783e+04	150	Třída 2 - dráty a lana s nízkou relaxací S nízkou relaxací

Tab. 6 - Výpis použitých materiálů

## 4.5.3 Vrstvy

Jméno	Pouze konstrukční model	Barva
1. NP	X	■
2. NP	X	■
3. NP	X	■
4. NP	X	■
5. NP	X	■
Střecha	X	■
Sloupy	X	■
Stěny nad 1. NP	X	■
Stěny nad 3. NP	X	■
Stěny nad 4. NP	X	■
Stěny nad 5. NP	X	■
Závěsy	X	■
Žebra	X	■
Kóty	X	■
Kóty svislé	X	■
Provizorní základ	X	■

Tab. 7 - Výpis použitých vrstev

Konstrukce byla rozdělena do patnácti vrstev. Zvlášť byly rozděleny stropy a stěny jednotlivých pater, dále byly zvlášť rozděleny sloupy, provizorní závěsy a žebra. Do dvou vrstev byly rozděleny kóty.

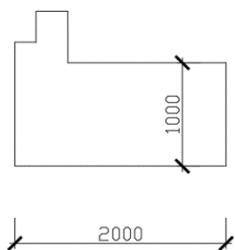
## 4.5.4 Průřezy

Ve výpisu jsou uvedeny pouze průřezy liniové prutové. Výpis plošných prvků zde není. Všechny deskové a stěnové konstrukce jsou také z UHPFRC. Pouze základový blok Tloušťka stěn je 500 mm a tloušťka desek je 250 mm.

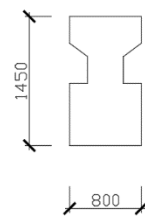


Jméno	Typ	Matériál	Výroba	A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>y</sub> [m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [m <sup>3</sup> ]	Barva
	Detailní				A <sub>z</sub> [m <sup>2</sup> ]	I <sub>z</sub> [m <sup>4</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [m <sup>3</sup> ]	
Atika	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	7,2500e-01	6,1926e-01 5,3269e-01	1,6906e-01 1,4378e-02	2,0841e-01 5,2709e-02	3,1029e-01 8,7336e-02	■
Trám okraj v patrech	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	3,9500e-01	3,4755e-01 3,4380e-01	2,1645e-02 7,8275e-03	4,5288e-02 2,6416e-02	7,9279e-02 4,7522e-02	■
Římsa galerie	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	1,7500e-01	1,6434e-01 1,2783e-01	1,2726e-02 7,4201e-04	2,0695e-02 4,7097e-03	3,8321e-02 9,3544e-03	■
Římsa okraj přízemí	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	3,2500e-01	2,8742e-01 2,7873e-01	5,5967e-02 1,5932e-03	6,0101e-02 1,0190e-02	1,1318e-01 1,9167e-02	■
Hlavní trám střed	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	1,0100e+00	8,9396e-01 7,0706e-01	1,9665e-01 4,7267e-02	2,6238e-01 1,1817e-01	3,8872e-01 1,8600e-01	■
Hlavní trám kraj	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	6,5000e-01	5,5865e-01 4,8301e-01	1,2385e-01 1,2758e-02	1,6544e-01 4,5063e-02	2,4782e-01 7,7743e-02	■
Trám v uložení	Obecný průřez	UHPFRC1	obecný	2,1913e+00	2,0119e+00 1,7371e+00	7,7053e-01 2,4589e-01	6,7588e-01 2,8900e-01	1,1344e+00 6,2033e-01	■
Trámy příčné	Obdélník 700; 500	UHPFRC	obecný	3,5000e-01	2,9167e-01 2,9167e-01	1,4292e-02 7,2917e-03	4,0833e-02 2,9167e-02	6,1250e-02 4,3750e-02	■
Trám v mezpatře	Obdélník 500; 300	UHPFRC	obecný	1,5000e-01	1,2500e-01 1,2500e-01	3,1250e-03 1,1250e-03	1,2500e-02 7,5000e-03	1,8750e-02 1,1250e-02	■
Konzoly okrajů v přízemí	Obdélník 1450; 500	UHPFRC	obecný	7,2500e-01	6,0417e-01 6,0417e-01	1,2703e-01 1,5104e-02	1,7521e-01 6,0417e-02	2,6281e-01 9,0625e-02	■
Sloupy kraje	Obdélník 500; 500	UHPFRC	obecný	2,5000e-01	2,0833e-01 2,0833e-01	5,2083e-03 5,2083e-03	2,0833e-02 2,0833e-02	3,1250e-02 3,1250e-02	■
Sloupy mezpatro pravý most	Obdélník 1000; 300	UHPFRC	obecný	3,0000e-01	2,5000e-01 2,5000e-01	2,5000e-02 2,2500e-03	5,0000e-02 1,5000e-02	7,5000e-02 2,2500e-02	■
Sloupy mezpatro levý most kraj	Obdélník 800; 500	UHPFRC1	obecný	4,0000e-01	3,3333e-01 3,3333e-01	2,1333e-02 8,3333e-03	5,3333e-02 3,3333e-02	8,0000e-02 5,0000e-02	■
Sloupy mezpatro levý most uvnitř	Obdélník 800; 300	UHPFRC1	obecný	2,4000e-01	2,0000e-01 2,0000e-01	1,2000e-02 4,8000e-03	3,2000e-02 1,2000e-02	4,8000e-02 1,8000e-02	■
Žebro plné	Obdélník 1600; 1600	UHPFRC	obecný	2,5600e+00	2,1333e+00 2,1333e+00	5,4613e-01 5,4613e-01	6,8267e-01 6,8267e-01	0,0000e+00 0,0000e+00	■
Žebro ve stěnách	O 1600; 550; 1600; 1	UHPFRC	obecný	1,7610e+00	8,8050e-01 8,8050e-01	3,7611e-01 5,2949e-01	4,7013e-01 6,6186e-01	7,0480e-01 9,2413e-01	■
Žebro ve stropních deskách	Obdélník 250; 225	UHPFRC1	obecný	5,6250e-02	4,6875e-02 4,6875e-02	2,9297e-04 2,3730e-04	2,3437e-03 2,1094e-03	3,5156e-03 3,1641e-03	■
Provizorní základová konstrukce	O 7500; 500; 10400; 500	UHPFRC	obecný	1,6900e+01	7,0810e+00 9,8190e+00	2,5314e+02 1,5050e+02	4,8681e+01 4,0134e+01	5,9215e+01 4,6963e+01	■
Provizorní základ	Obdélník 10400; 7500	C30/37	obecný	7,8000e+01	6,5000e+01 6,5000e+01	7,0304e+02 3,6563e+02	1,3520e+02 9,7500e+01	0,0000e+00 0,0000e+00	■

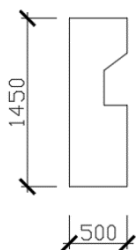
Tab. 8 - Výpis použitých průřezů



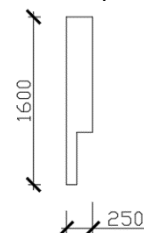
Obr. 31 - Řez trámem v uložení  
Nachází se nad ložisky všech čtyř opěr



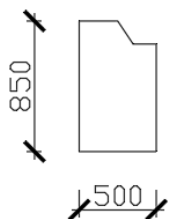
Obr. 32 - Řez hlavním trámem v 1.NP  
Nachází se pod všemi čtyřmi hlavními stěnami



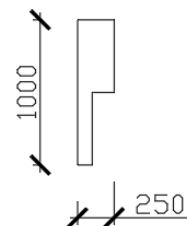
Obr. 33 - Řez hlavním krajním trámem v 1.NP  
Nachází se pod všemi čtyřmi krajními  
sloupovými částmi



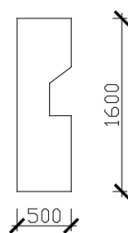
Obr. 34 - Řez zábradelním trámem  
Zábradlí na venkovních rampách



Obr. 35 - Řez krajním trámem  
Nachází se na obvodu 3.NP, 4.NP a 5.NP



Obr. 36 - Řez zábradelním trámem  
Tvoří okraj galerie



Obr. 37 - Řez atikou  
Atika

#### 4.5.5 Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Rídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
Vlastní tíha	Vlastní tíha	Stálé Vlastní tíha	Stálé	Z		
Ostatní stálé	Ostatní stálé	Stálé Standard	Stálé			
Tramvaje +auta 1	Doprava Standard	Proměnné Statické	Doprava		Krátkodobé	Žádný
Tramvaje +auta 2	Doprava Standard	Proměnné Statické	Doprava		Krátkodobé	Žádný
Tramvaje +auta 3	Doprava Standard	Proměnné Statické	Doprava		Krátkodobé	Žádný
Tramvaje +auta 4	Doprava Standard	Proměnné Statické	Doprava		Krátkodobé	Žádný
Tramvaje +auta 5	Doprava Standard	Proměnné Statické	Doprava		Krátkodobé	Žádný
Tramvaje +auta 6	Doprava Standard	Proměnné Statické	Doprava		Krátkodobé	Žádný
Auta nahoře i dole	Garáže Standard	Proměnné Statické	Garáže		Krátkodobé	Žádný
Auta jen levý most	Garáže Standard	Proměnné Statické	Garáže		Krátkodobé	Žádný
Auta jen pravý most	Garáže Standard	Proměnné Statické	Garáže		Krátkodobé	Žádný
Chodci - obě strany	Rampa Standard	Proměnné Statické	Rampa		Krátkodobé	Žádný
Chodci - jen krajní rampy	Rampa Standard	Proměnné Statické	Rampa		Krátkodobé	Žádný
Chodci - jen střední rampy	Rampa Standard	Proměnné Statické	Rampa		Krátkodobé	Žádný
Bagry + dřevo	Rampa Standard	Proměnné Statické	Rampa		Krátkodobé	Žádný
Užitné max všude	Užitné zatížení Standard	Proměnné Statické	Užitné zatížení		Krátkodobé	Žádný
Užitné max Levý most	Užitné zatížení Standard	Proměnné Statické	Užitné zatížení		Krátkodobé	Žádný
Užitné max pravý most	Užitné zatížení Standard	Proměnné Statické	Užitné zatížení		Krátkodobé	Žádný
Střecha strojoven	Sníh	Proměnné	Sníh		Krátkodobé	Žádný

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Rídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
Boční zleva	Standard Vitr Standard	Statické Proměnné Statické	Vitr		Krátkodobé	Žádný
Boční zprava	Vitr Standard	Proměnné Statické	Vitr		Krátkodobé	Žádný
Teplota horní +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota horní -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota levá +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota levá -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota pravá +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota pravá -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota dolní +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota dolní -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota horní oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota horní ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota levá oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota levá ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota pravá oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota pravá ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota dolní oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota dolní ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HL +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HL -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HP +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HP -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DL +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DL -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DP +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DP -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HL oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HL ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HP oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota HP ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DP oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DP ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DL oteplení +15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota DL ochlazení -15	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota vše +	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota vše -	Teplota Teplota	Proměnné Statické	Teplota			Žádný
Teplota jeri lávka	Teplota Standard	Proměnné Statické	Teplota		Krátkodobé	Žádný

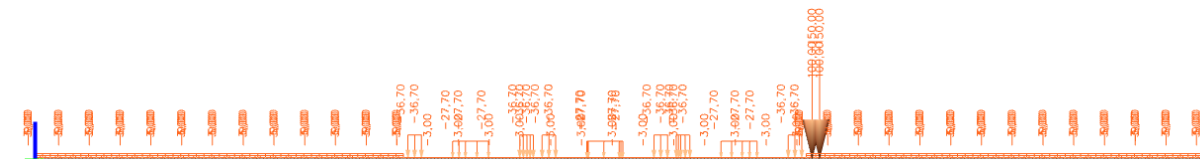
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Rídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
Předpětí	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Předpětí žebra	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Předpětí stěny	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Předpětí 1.NP	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Předpětí 2.NP	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Předpětí 3.NP	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Předpětí 4.NP	Předpětí	Stálé Standard	Předpětí			
Stavební fáze 1	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 2	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 3	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 3.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 3.2	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 4	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 4.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 4.2	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 5	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 5.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 5.2	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 6	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 6.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 6.2	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 7	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 7.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 8	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 8.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 9	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 9.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 10	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 10.1 rekt	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 11	SF	Stálé Standard	Stálé			
Stavební fáze 11.1 - odepnutí	SF	Stálé Standard	Stálé			
Dokončená konstrukce 12	SF	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 3	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 3.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 3.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 4	Předpětí	Stálé	Stálé			

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Rídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
		Standard				
Předpětí stavební fáze 4.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 4.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 5	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 5.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 5.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 6	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 6.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 6.2	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 7	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 8	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 8	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 9	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 9	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 10	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 10	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí oblasti v uložení fáze 11	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Příčné předpětí stavební fáze 11	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			
Předpětí stavební fáze 11.1	Předpětí	Stálé Standard	Stálé			

Tab. 9 - Výpis zatěžovacích stavů

Do výpočtu byly započteny stálé zatěžovací stavy od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a předpětí. Dále jako proměnné byly započteny zatížení od dopravy silniční i tramvajové, větru, sněhu na střechách strojoven a především teplotní zatížení. Ve stavebních fázích bylo počítáno i s montážním zatížením.

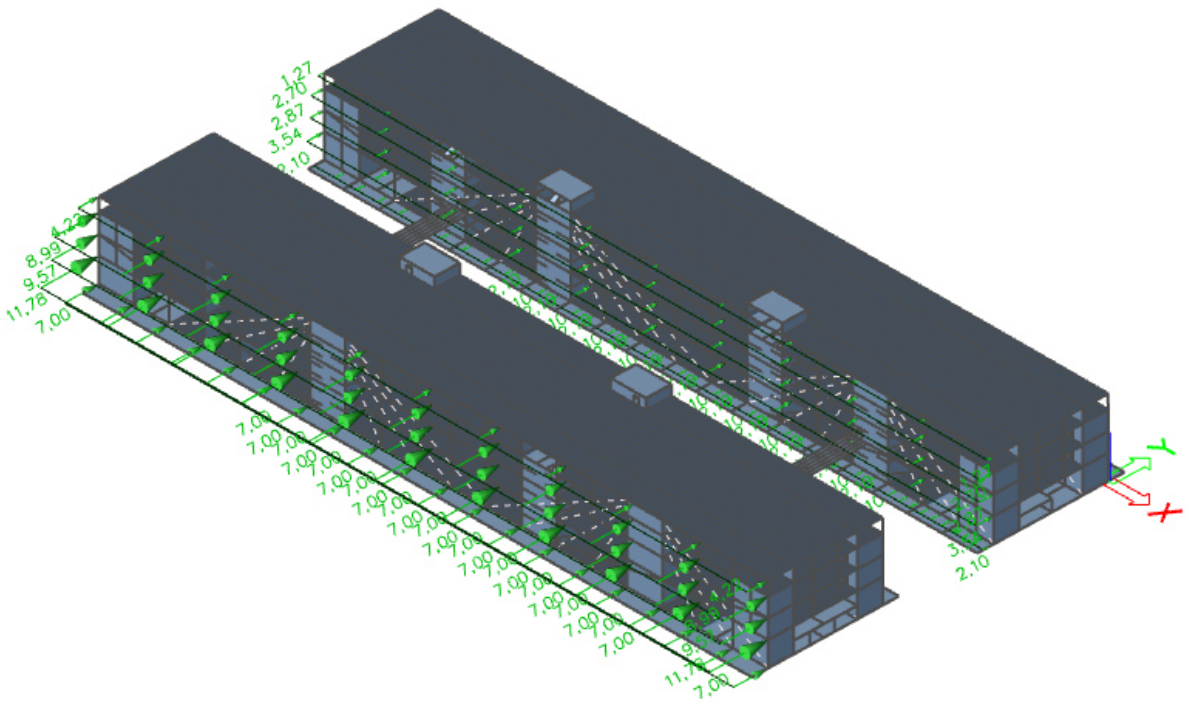
#### 4.5.6 Schémata zatěžovacích stavů



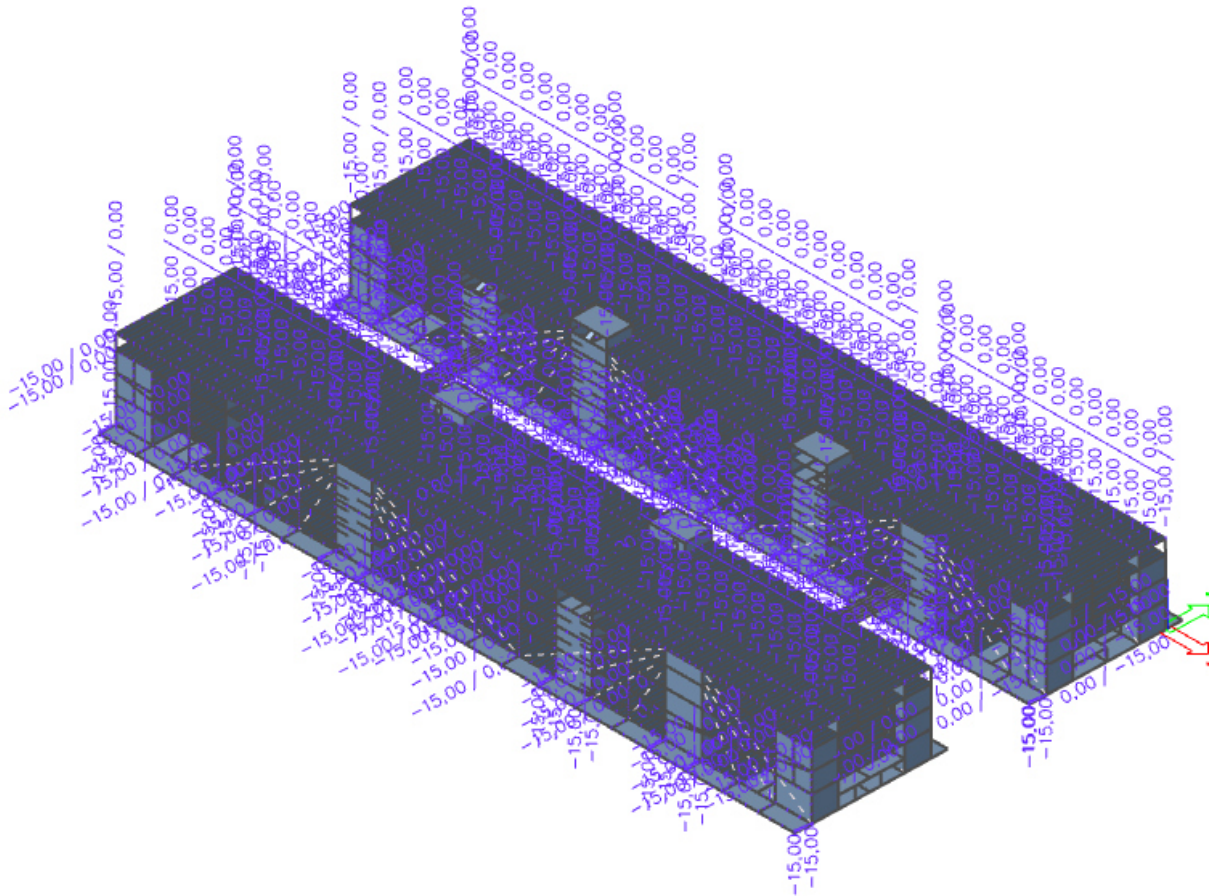
Obr. 38 - Schéma zatížení od dopravy

Zatížení od dopravy bylo vneseno dle normy, jako tři soupravy tramvajů za sebou a dále zatížení LM 1. Zatížení tramvajů bylo rozpočteno jako plošné a takto byla konstrukce zatížena. Šířkově byly umístěny vedle sebe tři soupravy na každou kolej. Mezi jednotlivými nápravami tramvajů konstrukce není zatížena. U silniční dopravy byla dle obrázku č. 19 komunikace rozdělena na dva jízdní pruhy a zbývající prostor. Těžká náprava byla umísťována v každém zatěžovacím stavu do nejnepříznivější možné pozice. Dle obrázku 38 byla konstrukce zatížena v šesti zatěžovacích stavech, kdy jsou soupravy tramvajů postupně umísťovány od jedné opěry k druhé.





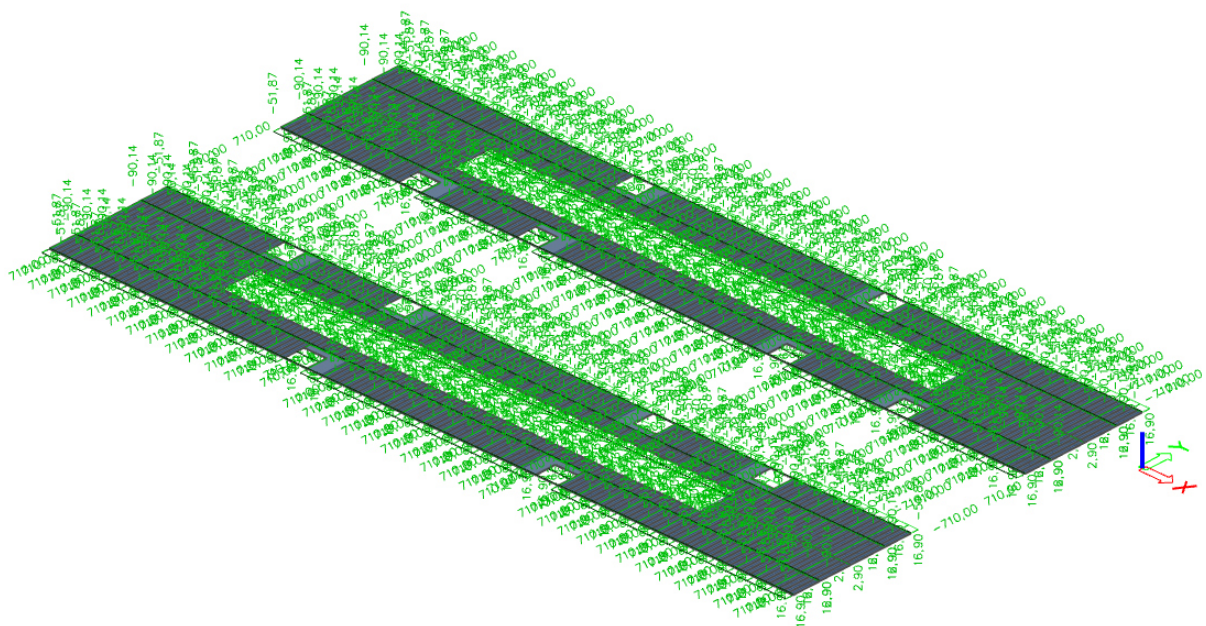
Obr. 39 - Schéma zatížení větrem



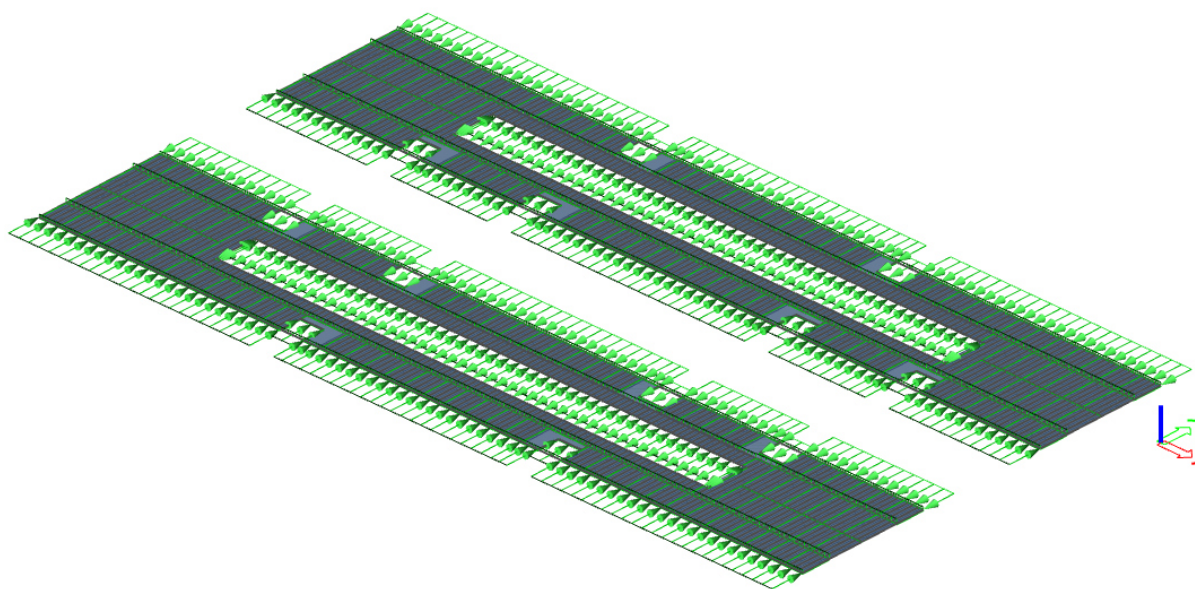
Obr. 40 - Schéma zatížení teplotou







Obr. 43 - Schéma zatížení příčným předětím - včetně hodnot



Obr. 44 - Schéma zatížení příčným předětím

Přesné hodnoty předpětí použité ve výpočtu byly zahrnuty využitím součinitelů v jednotlivých kombinacích.



#### 4.5.7 Skupiny zatížení

Jméno	Zatížení	Vztah	Typ
Stálé	Stálé		
Doprava	Proměnné	Výběrová	Kat F : vozidlo <30kN
Garáže	Proměnné	Výběrová	Kat F : vozidlo <30kN
Rampa	Proměnné	Výběrová	Kat C : shromáždění
Užitné zatížení	Proměnné	Výběrová	Kat B : kanceláře
Sníh	Proměnné	Výběrová	Sníh
Vítr	Proměnné	Výběrová	Vítr
Teplota	Proměnné	Výběrová	Teplota
Předpětí	Stálé		

Tab. 10 - Výpis zatěžovacích stavů

#### 4.5.8 Podepření konstrukce

Ve stavební fázi 1 byly přidány podpory pod věžemi, které jsou odebrány ve fázi 11.1. Ve stavební fázi 2 byly přidány ložiskové podpory a také dočasné podpory mezi čtyřmi věžemi a opěrami na jedné straně. Jednotlivé typy podepření jsou zřejmé z tabulek č. 10 a 11 níže. Z nich je patrné, že podvěžemi jsou dočasné podpory realizovány jako vetknutí, což znázorňuje spojení mezi věžemi a provizorní základovou konstrukcí. Dále dočasné podpory na prutu mezi opěrami a věžemi jsou zavedeny ve výpočtu jako neposuvný kloub. Na každém mostu je pak jedno ložisko neposuvné, naproti kterému je ložisko podélně posuvné. Vedle neposuvných ložisek jsou ložiska příčně posuvná a ostatní jsou všesměrně posuvná.

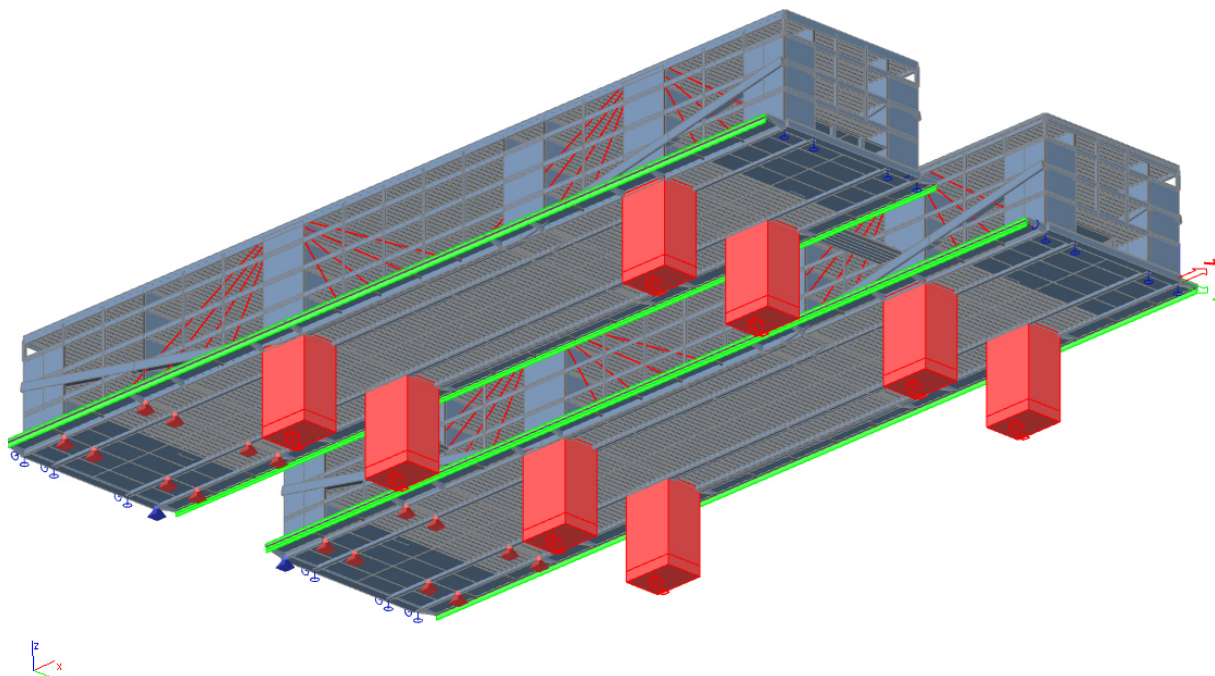
Jméno	Uzel	Systém	Typ	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	Přidat	Odstranit
Sn12	N11874	GSS	Standard	Volný	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn13	N11878	GSS	Standard	Volný	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn14	N4487	GSS	Standard	Volný	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn15	N4765	GSS	Standard	Tuhý	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn16	N4768	GSS	Standard	Tuhý	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn17	N4770	GSS	Standard	Tuhý	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn18	N11875	GSS	Standard	Volný	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn19	N4764	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn20	N8235	GSS	Standard	Volný	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn21	N8257	GSS	Standard	Volný	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn22	N8259	GSS	Standard	Volný	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn23	N8536	GSS	Standard	Tuhý	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn24	N8539	GSS	Standard	Tuhý	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn25	N8541	GSS	Standard	Tuhý	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn26	N8238	GSS	Standard	Volný	Volný	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn27	N8535	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný	Stavební fáze 2	Ne
Sn11	N18386	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn28	N18387	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn29	N18389	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn30	N18391	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn31	N18393	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn32	N18395	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn33	N18397	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí
Sn34	N18399	GSS	Standard	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Stavební fáze 1	Stavební fáze 11.1 - odepnutí

Tab. 11 - Výpis jednotlivých podpor v uzlech

Jméno	Typ	Souř. Systém	Poz x	dx	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
			[m] Poč	[m] Poč.(n)						
Sb1	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od počátku	2						
Sb2	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od počátku	2						
Sb3	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od počátku	2						
Sb6	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od počátku	2						
Sb7	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od počátku	2						
Sb8	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od počátku	2						
Sb9	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od konce	2						
Sb10	Standard	Abso GSS	10,000	20,000	Tuhý	Tuhý	Tuhý	Volný	Volný	Volný
			Od konce	2						

Tab. 12 - Výpis jednotlivých podpor na prutech

Na následujícím obrázku jsou znázorněny jednotlivé podpory. Podpory, které jsou zobrazeny červeně jsou podpory dočasné. Toto jsou tedy pevné klouby mezi opěrami a dále jsou to vetknutí pod provizorními základovými konstrukcemi. Modře jsou podpory stálé. Tyto podpory jsou pouze u opěr a je jich celkem 16.



Obr. 45 - Zobrazení jednotlivých podpor

## 4.6 Fáze výstavby

Konstrukce byla rozdělena celkem do 25 stavebních fází. Nejprve bude postaveno osm věží na provizorní základové konstrukci, která bude po dokončení výstavby mostu zbourána. V další fázi bude na skruži postaveno 1.NP od věží až k opěrám. V dalších fázích se bude vyvěšovat pomocí provizorních závěsů z věží střední část 1. NP. V Několika posledních fázích se pak budou stavět na 1.NP další patra konstrukce.

Jméno	Pořadí fáze	Popis	Čas fáze [den]
Stavební fáze 1	1		0,00
Stavební fáze 2	2		7,00
Stavební fáze 3	3		14,00
Stavební fáze 3.1 - rektifikace	4		15,00
Stavební fáze 3.2	5		16,00
Stavební fáze 4	6		21,00
Stavební fáze 4.1 - rektifikace	7		22,00
Stavební fáze 4.2	8		23,00
Stavební fáze 5	9		28,00
Stavební fáze 5.1 - rektifikace	10		29,00
Stavební fáze 5.2	11		30,00
Stavební fáze 6	12		35,00
Stavební fáze 6.1 - rektifikace	13		36,00
Stavební fáze 6.2	14		37,00
Stavební fáze 7	15		42,00
Stavební fáze 7.1 - rektifikace	16		43,00
Stavební fáze 8	17		56,00
Stavební fáze 8.1 - rektifikace	18		57,00
Stavební fáze 9	19		70,00
Stavební fáze 9.1 - rektifikace	20		71,00
Stavební fáze 10	21		84,00
Stavební fáze 10.1 - rektifikace	22		85,00
Stavební fáze 11	23		98,00
Stavební fáze 11.1 - odepnutí	24		99,00
Dokončená konstrukce 12	25		182,00

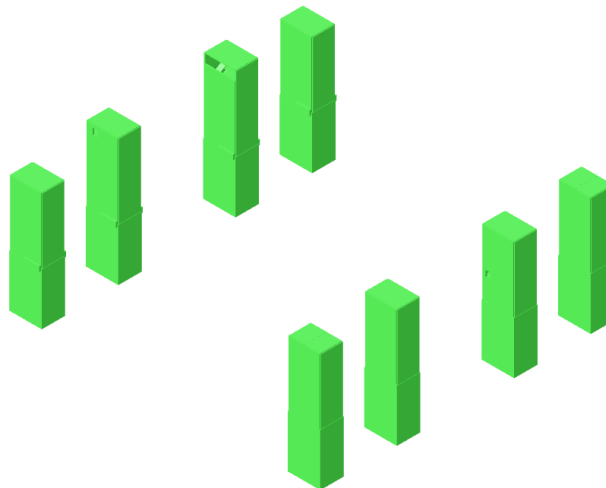
Tab. 13 - Výpis stavebních fází

### 4.6.1 Popis vnesení předpětí

1. NP je předpínáno postupně ve stavebních fázích 3.2, 4.2, 5.2, a 6.2 na 25 % předpětí (tzn. v každé vyvěšovací fázi jsou přidány desky připnuté, ale pořád jen na 25 %). Ve stavební fázi 6.2 se konstrukce předepne o dalších 25 %. Tím bude do 1. NP vneseno 50 % předpětí. Dále ve stavebních fázích 7 a 8 se opět v každé z nich vnese do 1. NP dalších 25 % a tím bude konstrukce předepnuta na celkových 100 % svého předpětí. Ve stejném poměru a postupu je aplikováno i předpětí konzol. 2. NP (mezipatro) bude předepnuto na 100 % předpínací síly celé ve stavební fázi 8. 3. NP bude předepnuto na 100 % předpínací síly celé ve stavební fázi 9. 4. NP bude předepnuto opět na 100 % celé předpínací síly, ale až ve stavební fázi 11. Všechny předpínací kabely ve stěnách budou předepnuty na 100 % předpínací síly ve stavební fázi 11. Plné předpětí vrcholů věží bude vneseno už ve stavební fázi 2. Předpětí v místě uložení bude do konstrukce vneseno až ve stavební fázi 11. Všechno příčné předpětí bude na 100 % do konstrukce vnášeno vždy ve stavební fázi, ve které jsou dané desky se žebry realizovány. Předpínací kabely, které jsou předpínány ve stavební fázi 11 budou předpínány průběžně během odepínání jednotlivých závěsů a vybourávání provizorních základů.

#### 4.6.2 Stavební fáze 1

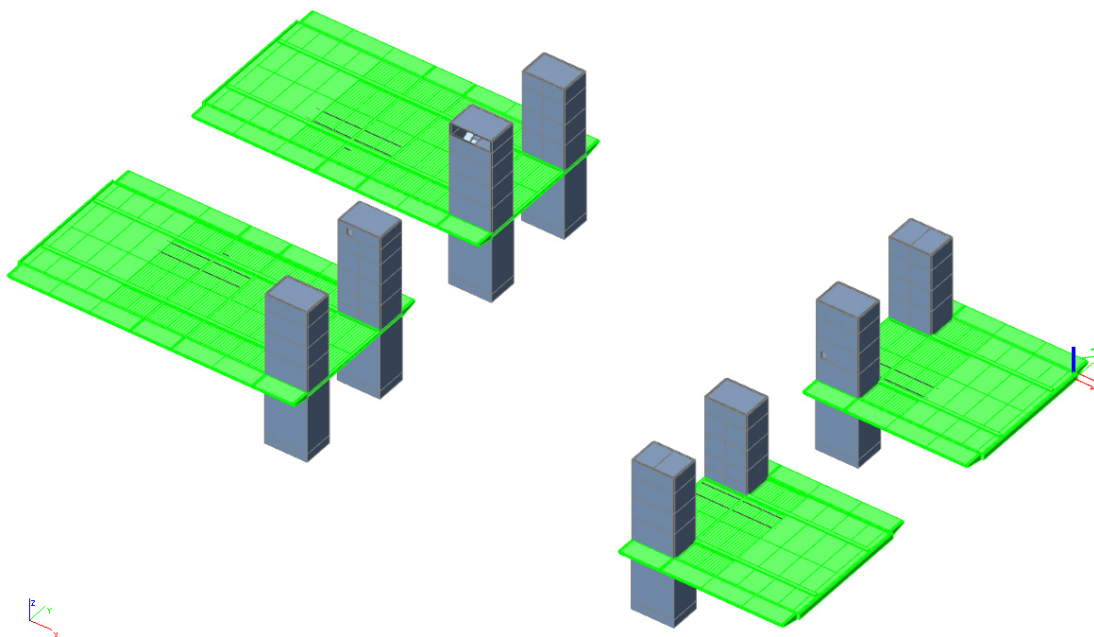
Ve stavební fázi 1 je uskutečněna výstavba osmi věží, ze kterých se následně bude vyvěšovat.



Obr. 46 - Stavební fáze 1

#### 4.6.3 Stavební fáze 2

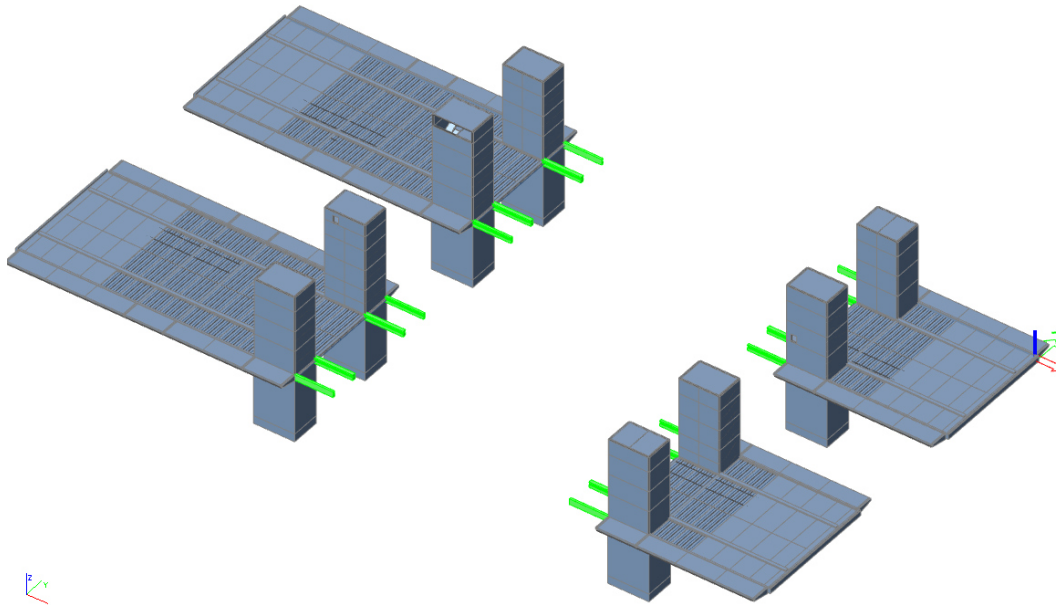
Ve stavební fázi 2 budou realizovány části 1. NP od věží až k opěrám. Tyto části budou postaveny na skruži, která u delší části je podepřena.



Obr. 47 - Stavební fáze 2

#### 4.6.4 Stavební fáze 3

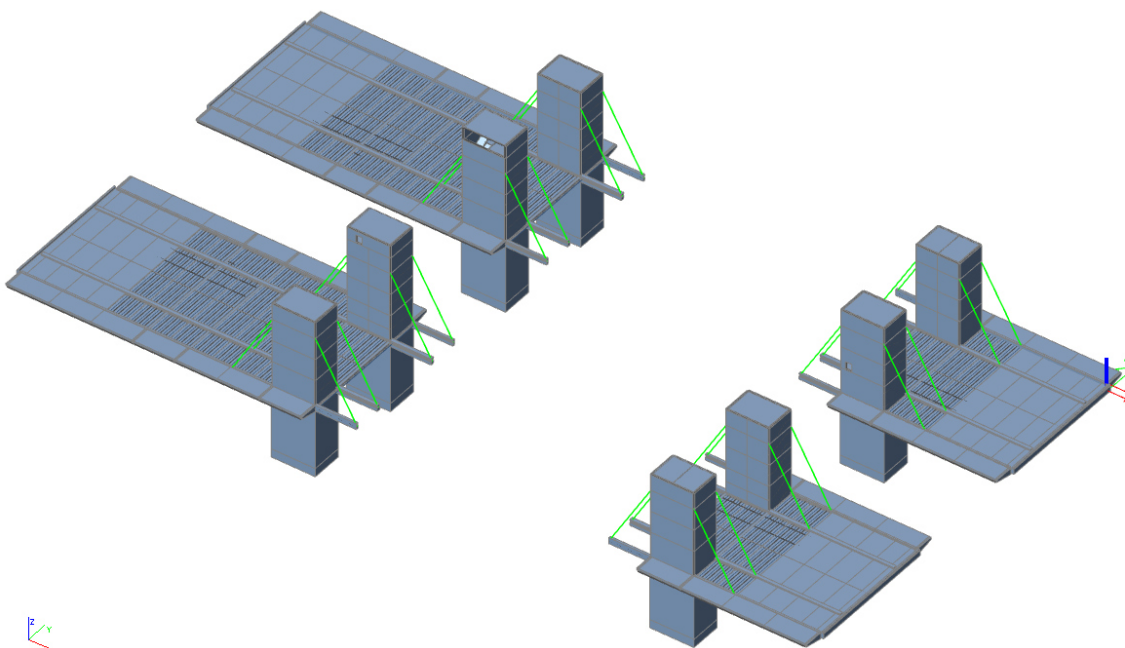
Ve stavební fázi 3 budou vykonzolovány ze všech věží hlavní nosníky a budou předepruty.



Obr. 48 - Stavební fáze 3

#### 4.6.5 Stavební fáze 3.1

Ve stavební fázi 3.1 budou připnuty k vykonzolovaným nosníkům provizorní závěsy, které budou rektifikovány dle potřeby.

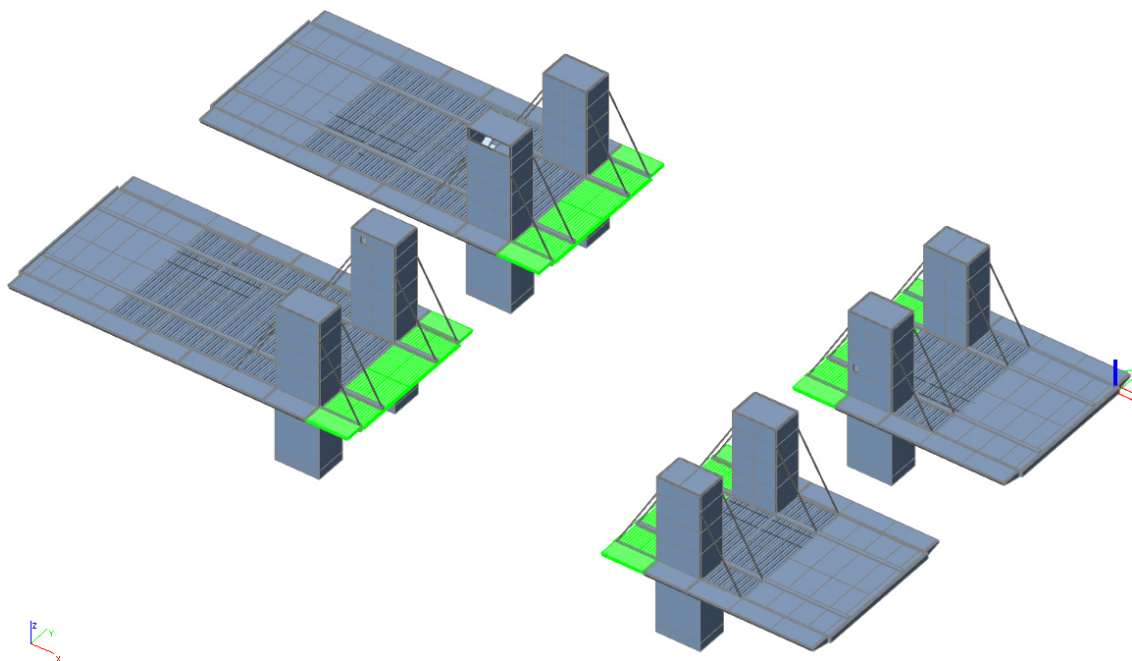


Obr. 49 - Stavební fáze 3.1



#### 4.6.6 Stavební fáze 3.2

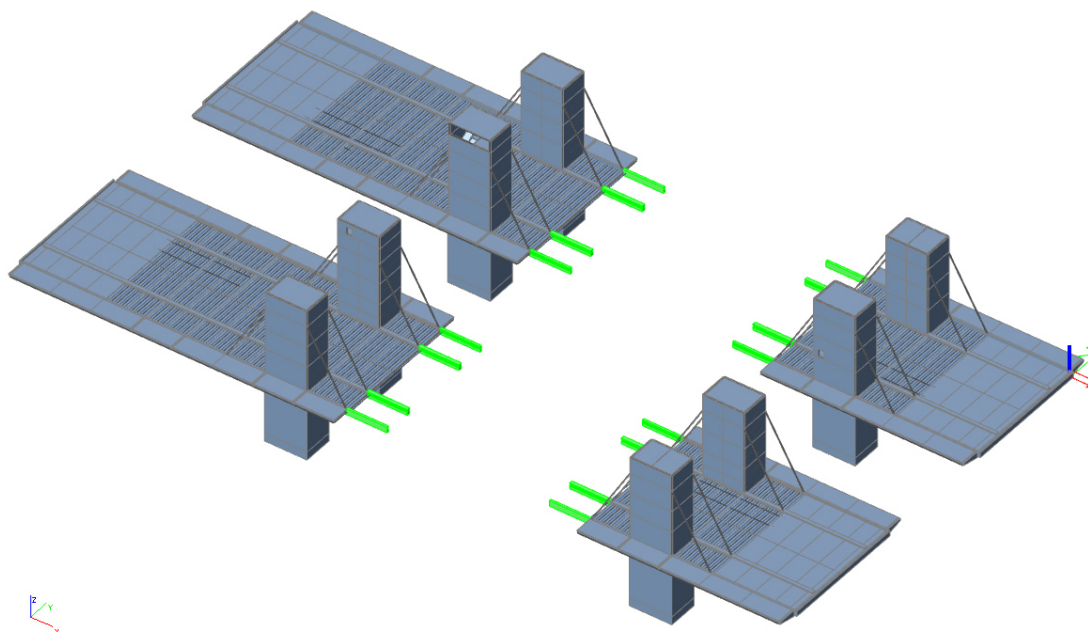
Ve stavební fázi 3.2 budou osazeny na vykonzolované nosníky stropní desky se žebroma a konstrukce se zmonolitní.



Obr. 50 - Stavební fáze 3.2

#### 4.6.7 Stavební fáze 4

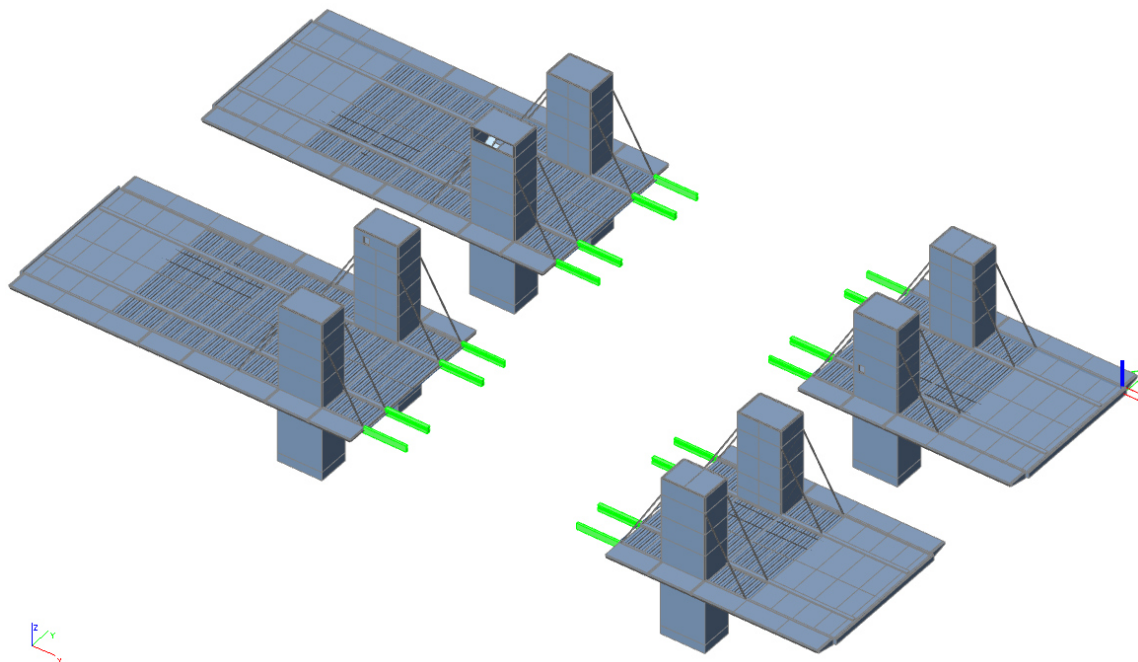
Ve stavební fázi 4 budou opět vykonzolovány hlavní nosníky o další trakt a budou předepnuty.



Obr. 51 - Stavební fáze 4

#### 4.6.8 Stavební fáze 4.1

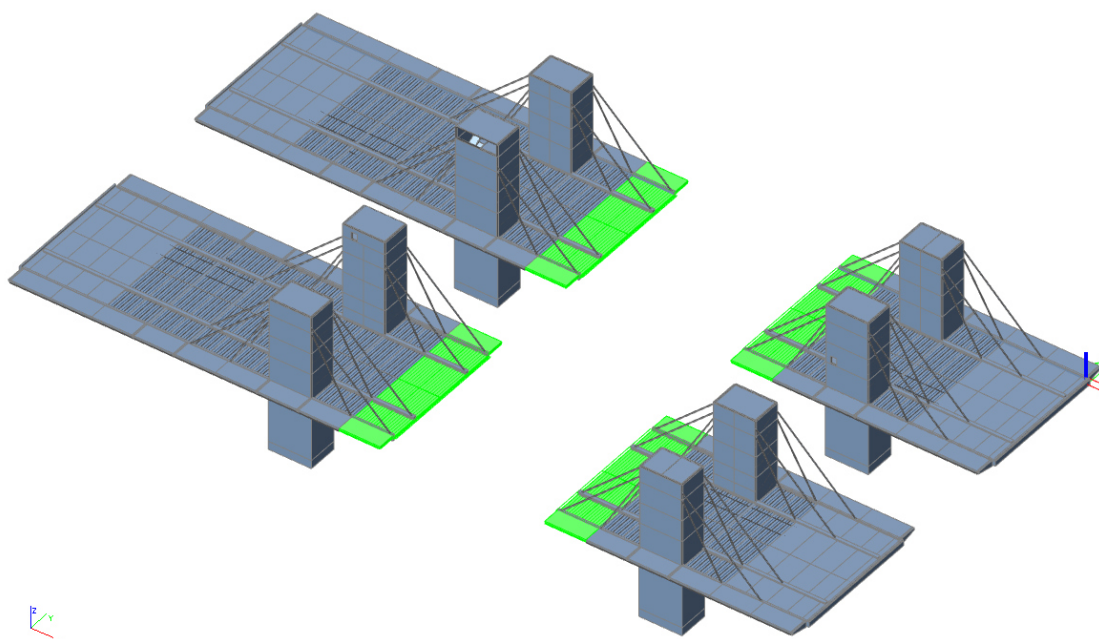
Ve stavební fázi 4.1 budou připnuty k vykonzolovaným nosníkům provizorní závěsy, které budou rektifikovány dle potřeby. Stávající závěsy budou také rektifikovány.



Obr. 52 - Stavební fáze 4.1

#### 4.6.9 Stavební fáze 4.2

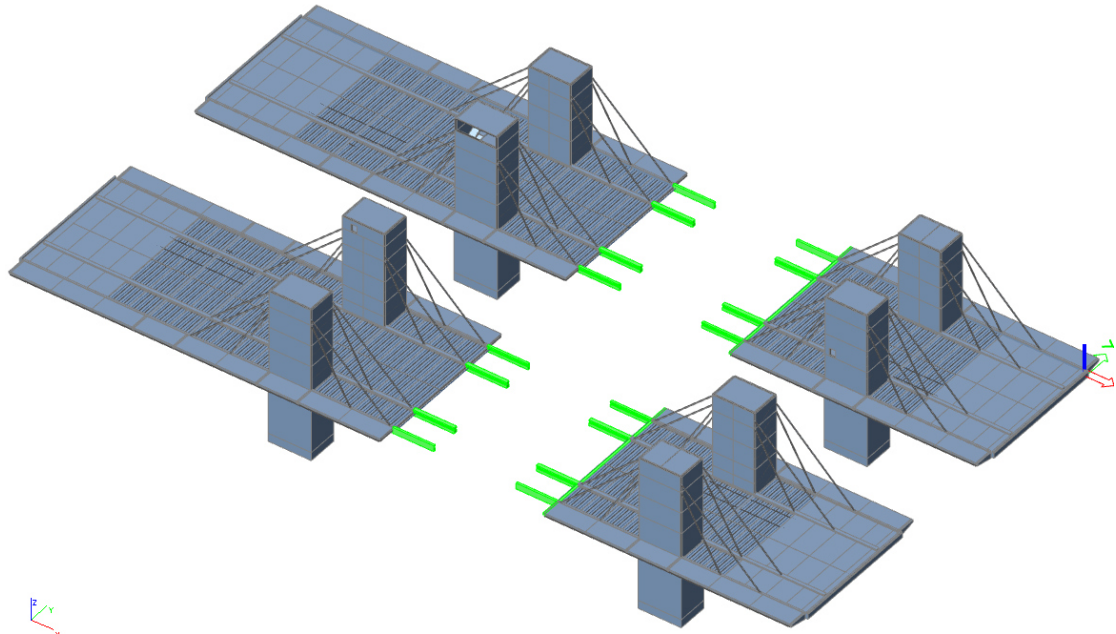
Ve stavební fázi 4.2 budou osazeny na vykonzolované nosníky stropní desky se žebřicemi a konstrukce se zmonolitní.



Obr. 53 - Stavební fáze 4.2

#### 4.6.10 Stavební fáze 5

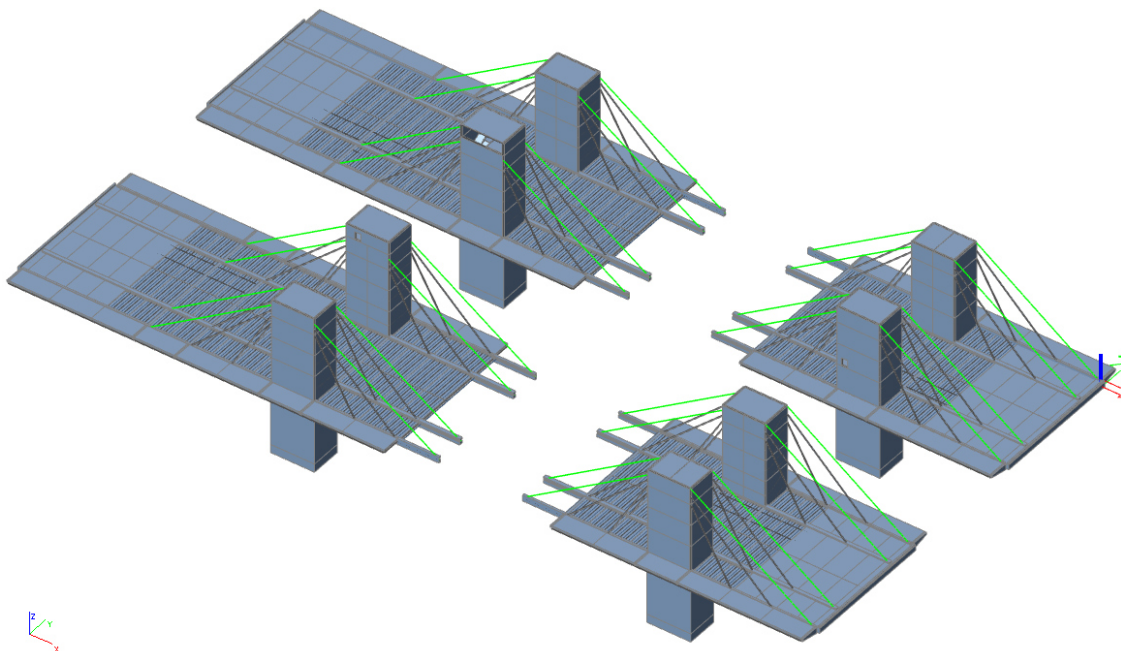
Ve stavební fázi 5 budou opět vykonzolovány hlavní nosníky o další trakt a budou předepnuty.



Obr. 54 - Stavební fáze 5

#### 4.6.11 Stavební fáze 5.1

Ve stavební fázi 5.1 budou připnuty k vykonzolovaným nosníkům provizorní závěsy, které budou rektifikovány dle potřeby. Stávající závěsy budou také rektifikovány.

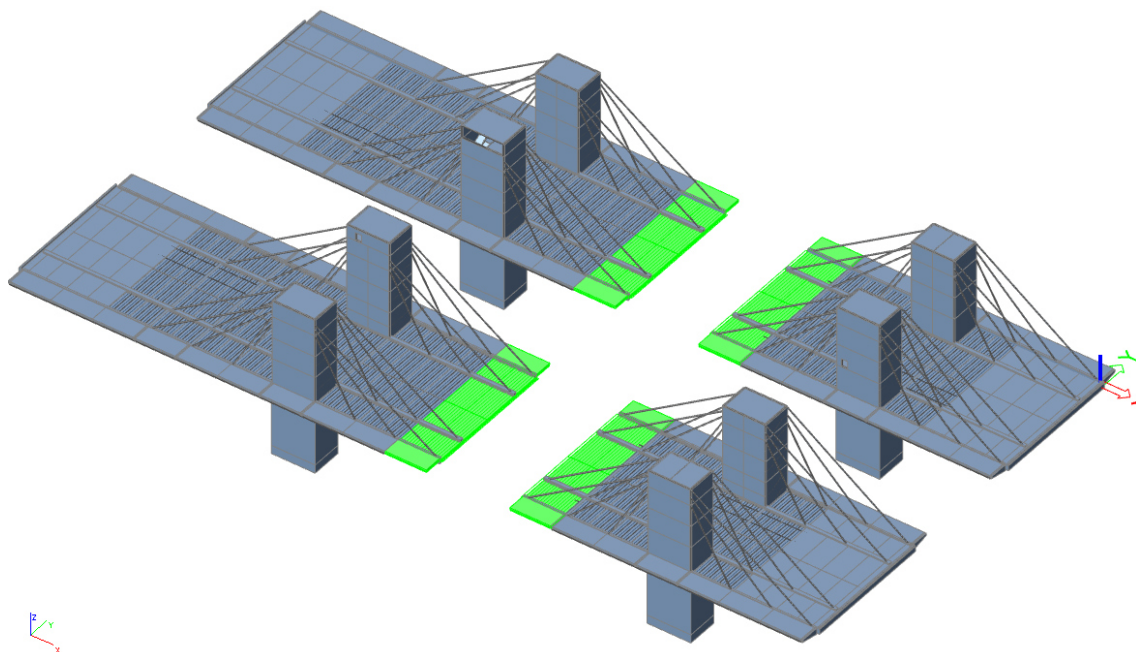


Obr. 55 - Stavební fáze 5.1



#### 4.6.12 Stavební fáze 5.2

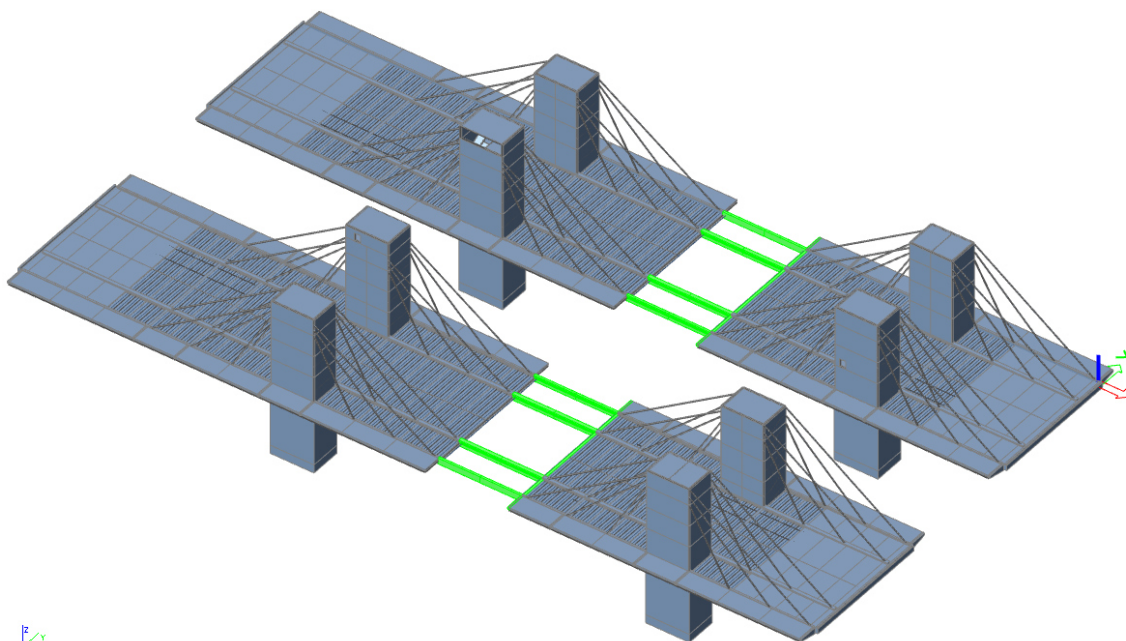
Ve stavební fázi 5.2 budou osazeny na vykonzolované nosníky stropní desky se žebřicemi a konstrukce se zmonolitní.



Obr. 56 - Stavební fáze 5.2

#### 4.6.13 Stavební fáze 6

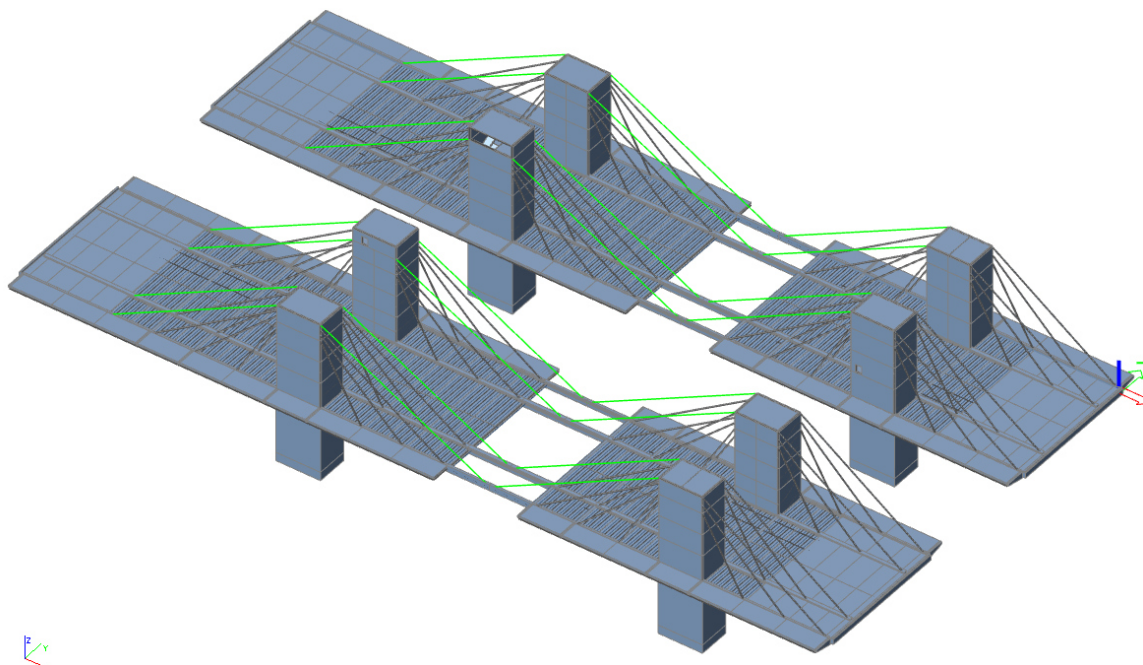
Ve stavební fázi 6 budou opět vykonzolovány hlavní nosníky o další trakt a budou předeptuty. Tím se spojí nosníky 1. NP v jeden celý nosník.



Obr. 57 - Stavební fáze 6

#### 4.6.14 Stavební fáze 6.1

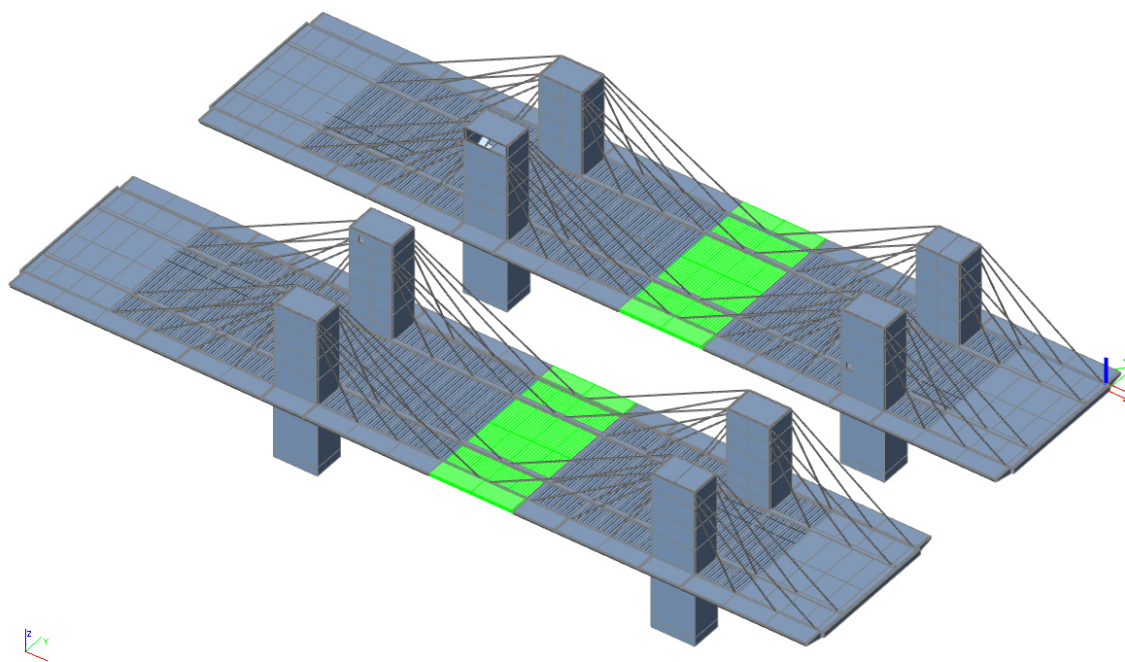
Ve stavební fázi 6.1 budou připnuty k vykonzolovaným nosníkům provizorní závěsy, které budou rektifikovány dle potřeby. Stávající závěsy budou také rektifikovány.



Obr. 58 - Stavební fáze 6.1

#### 4.6.15 Stavební fáze 6.2

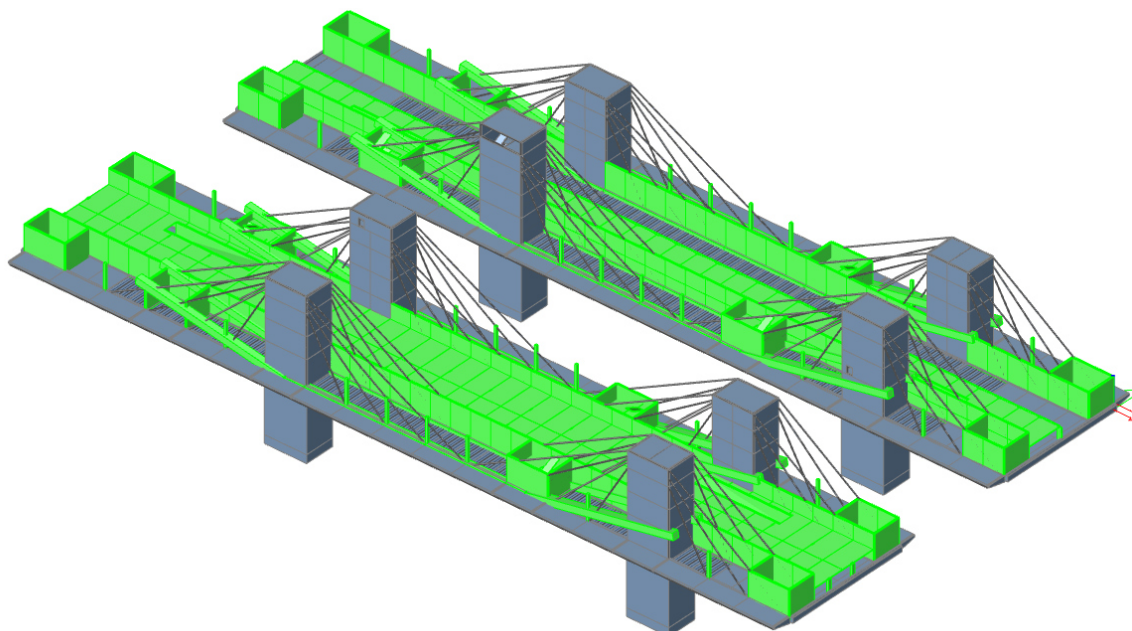
Ve stavební fázi 6.2 budou osazeny na vykonzolované nosníky stropní desky se žebry a konstrukce se zmonolitní. Tím se zcela dokončí celé 1. NP.



Obr. 59 - Stavební fáze 6.2

#### 4.6.16 Stavební fáze 7

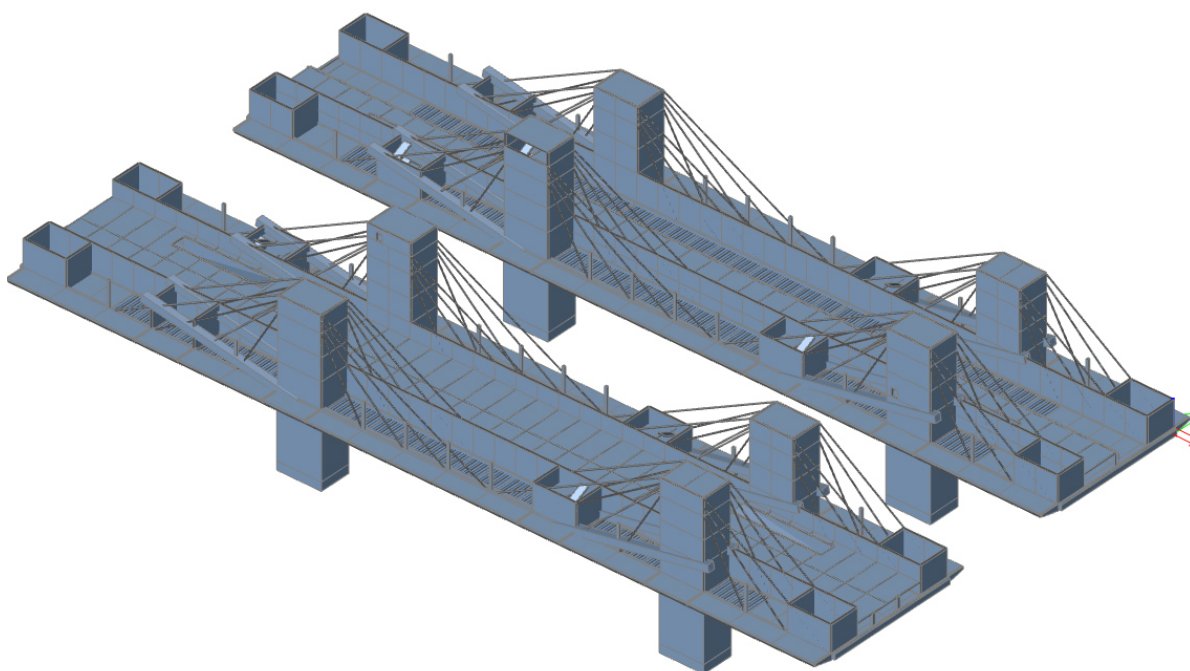
Ve stavební fázi 7 se osadí a zmonolitní stěny nad celým 1. NP a zároveň se osadí a zmonolitní stropní konstrukce 2. NP včetně žebér pro předpínání.



Obr. 60 - Stavební fáze 7

#### 4.6.17 Stavební fáze 7.1

Ve stavební fázi 7.1 budou rektifikovány závěsy dle potřeby.

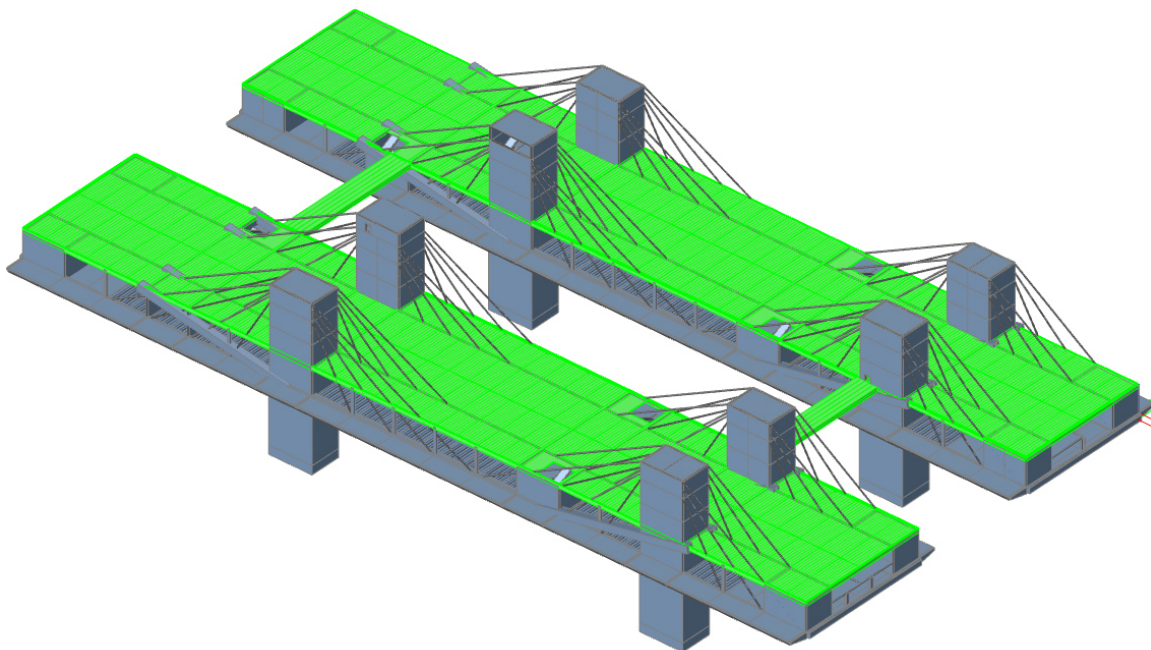


Obr. 61 - Stavební fáze 7.1



#### 4.6.18 Stavební fáze 8

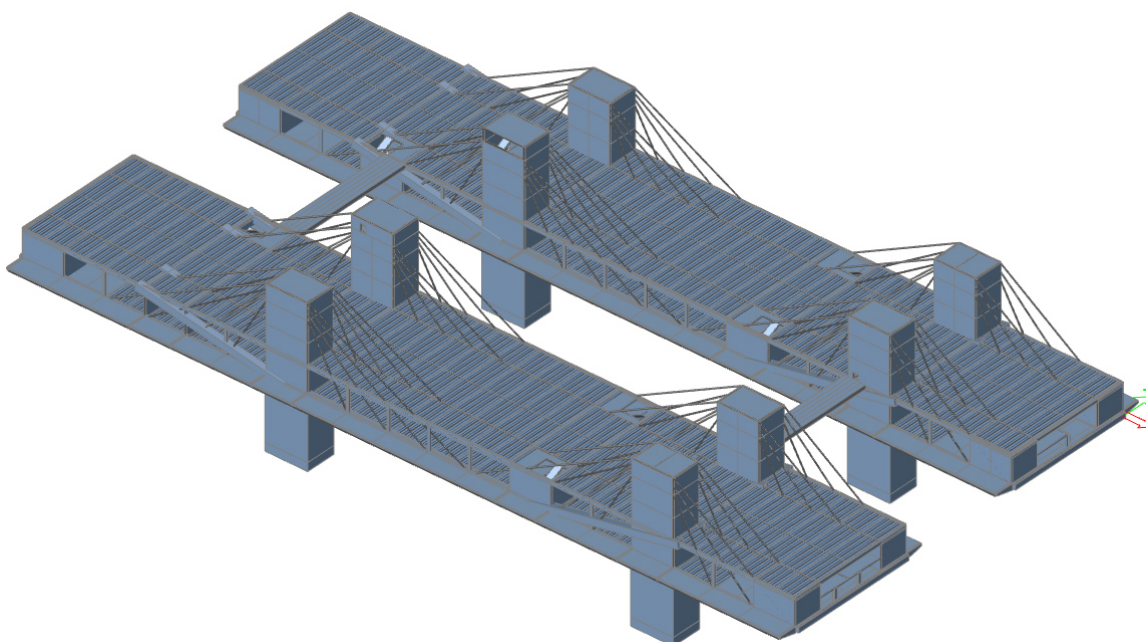
Ve stavební fázi 8 se osadí a zmonolitní stropní konstrukce 3. NP včetně trámů a průvlaků a lávek.



Obr. 62 - Stavební fáze 8

#### 4.6.19 Stavební fáze 8.1

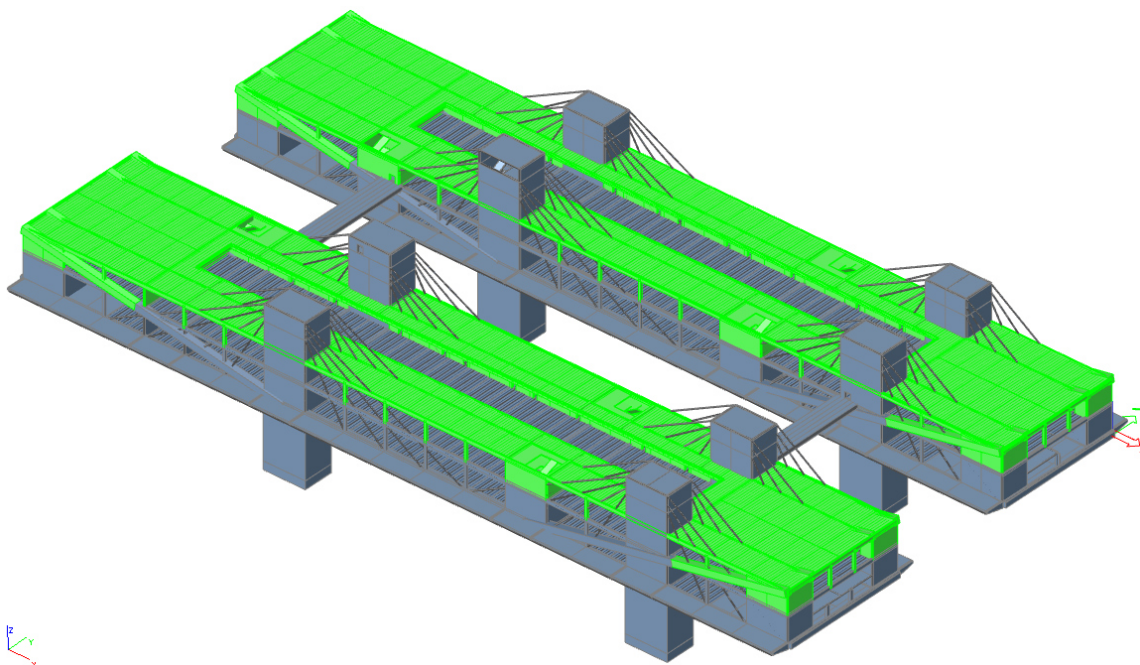
Ve stavební fázi 8.1 budou rektifikovány závěsy dle potřeby.



Obr. 63 - Stavební fáze 8.1

#### 4.6.20 Stavební fáze 9

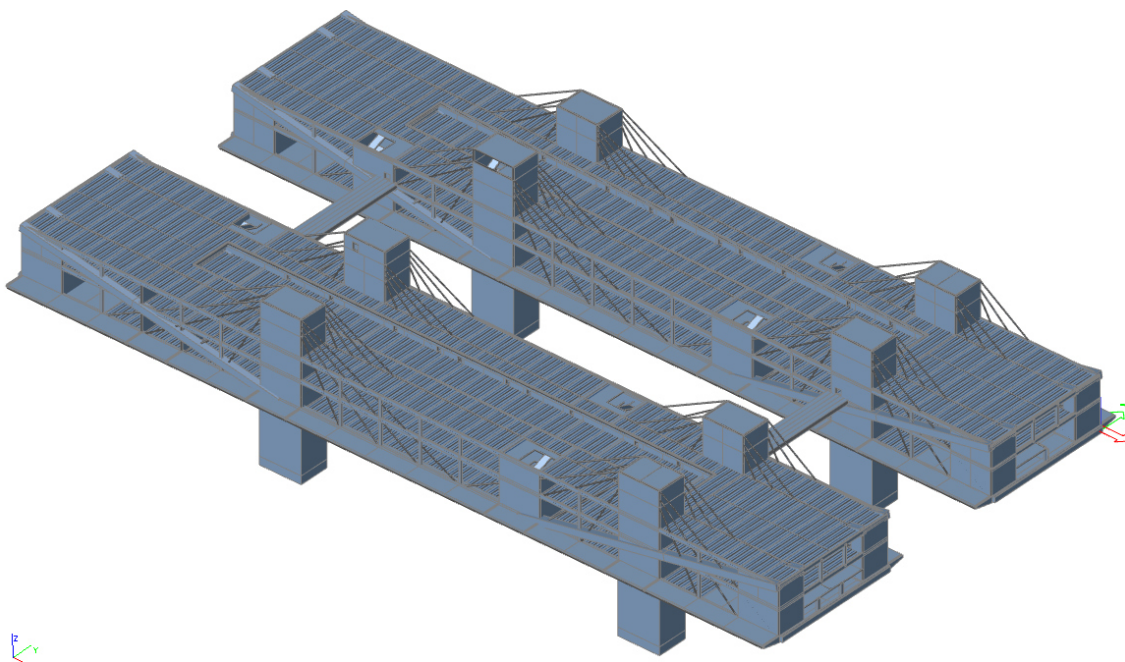
Ve stavební fázi 9 se osadí a zmonolitní stěny nad celým 3. NP a zároveň se osadí a zmonolitní stropní konstrukce 4. NP včetně druhé části žeber pro předpínání.



Obr. 64 - Stavební fáze 9

#### 4.6.21 Stavební fáze 9.1

Ve stavební fázi 9.1 budou rektifikovány závěsy dle potřeby.

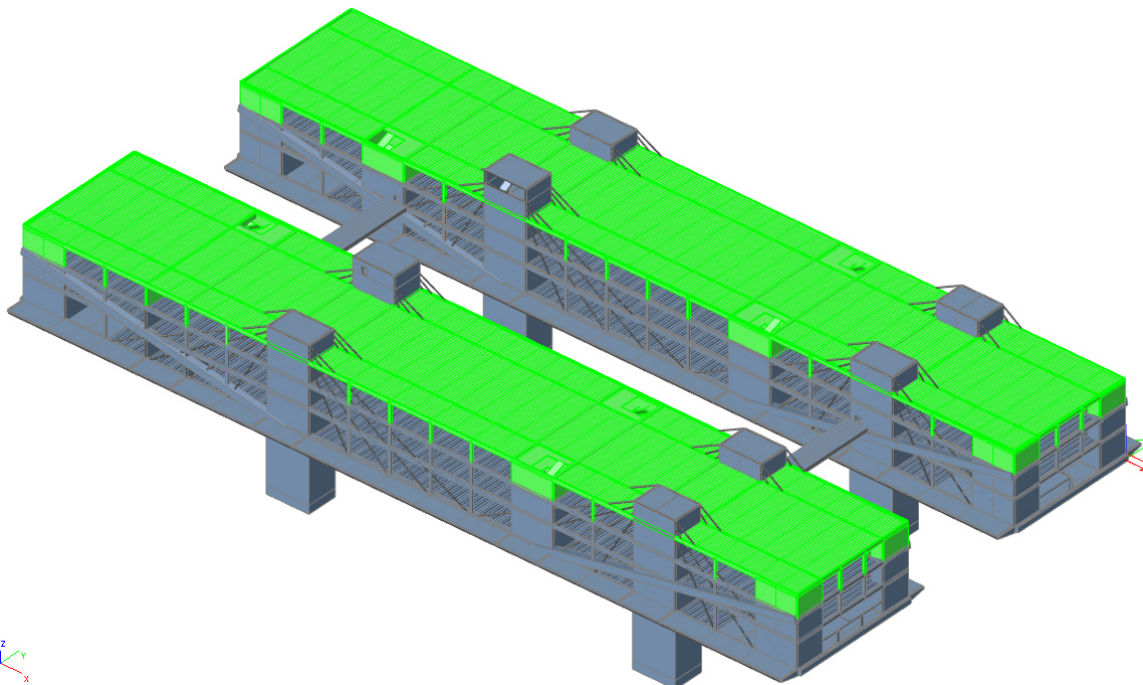


Obr. 65 - Stavební fáze 9.1



#### 4.6.22 Stavební fáze 10

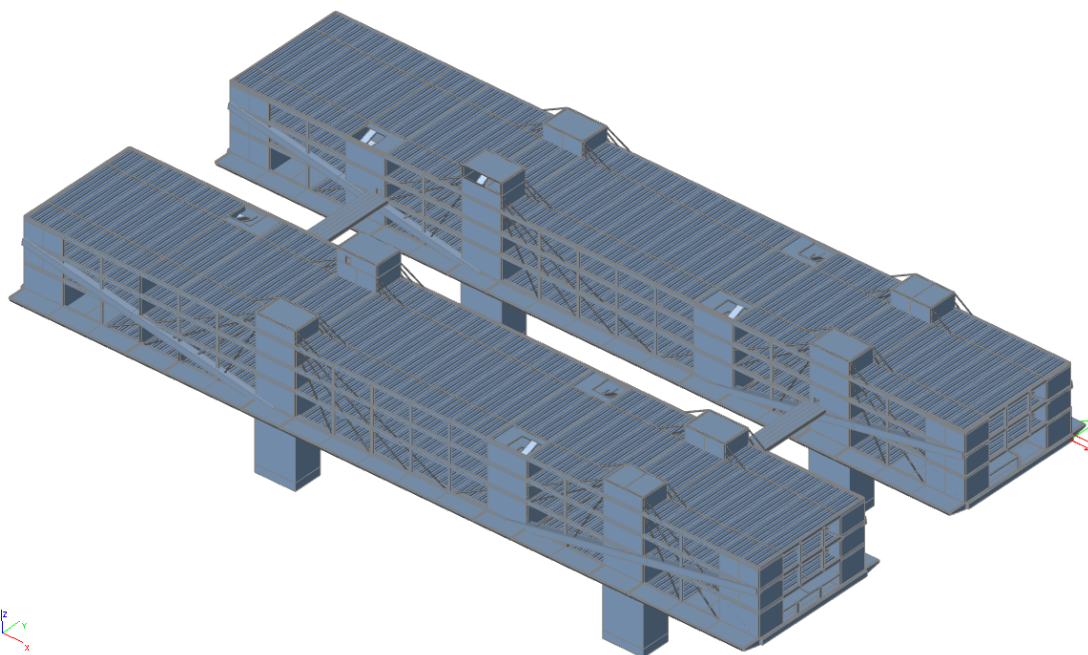
Ve stavební fázi 10 se osadí a zmonolitní stěny nad celým 4. NP a zároveň se osadí a zmonolitní stropní konstrukce 5. NP.



Obr. 66 - Stavební fáze 10

#### 4.6.23 Stavební fáze 10.1

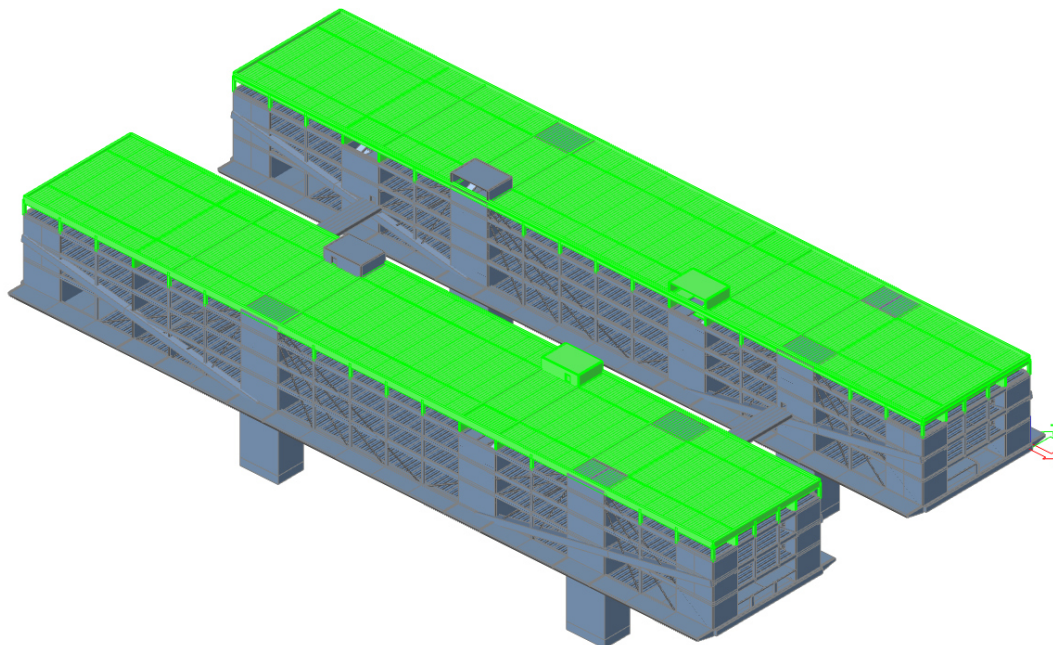
Ve stavební fázi 10.1 budou rektifikovány závěsy dle potřeby.



Obr. 67 - Stavební fáze 10.1

#### 4.6.24 Stavební fáze 11

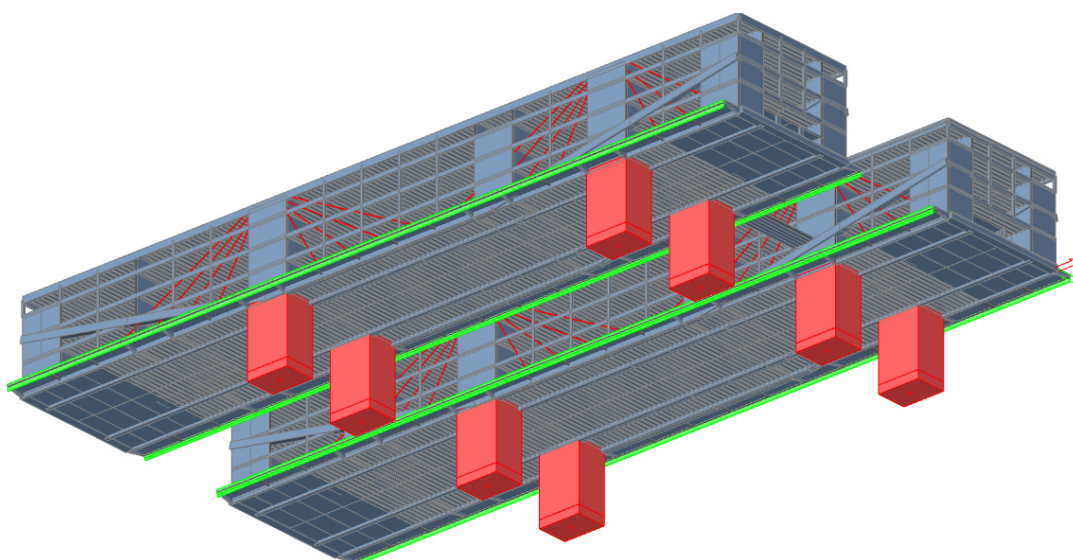
Ve stavební fázi 11 se osadí a zmonolitní stěny nad celým 5. NP a zároveň se osadí a zmonolitní střešní konstrukce.



Obr. 68 - Stavební fáze 11

#### 4.6.25 Stavební fáze 11.1

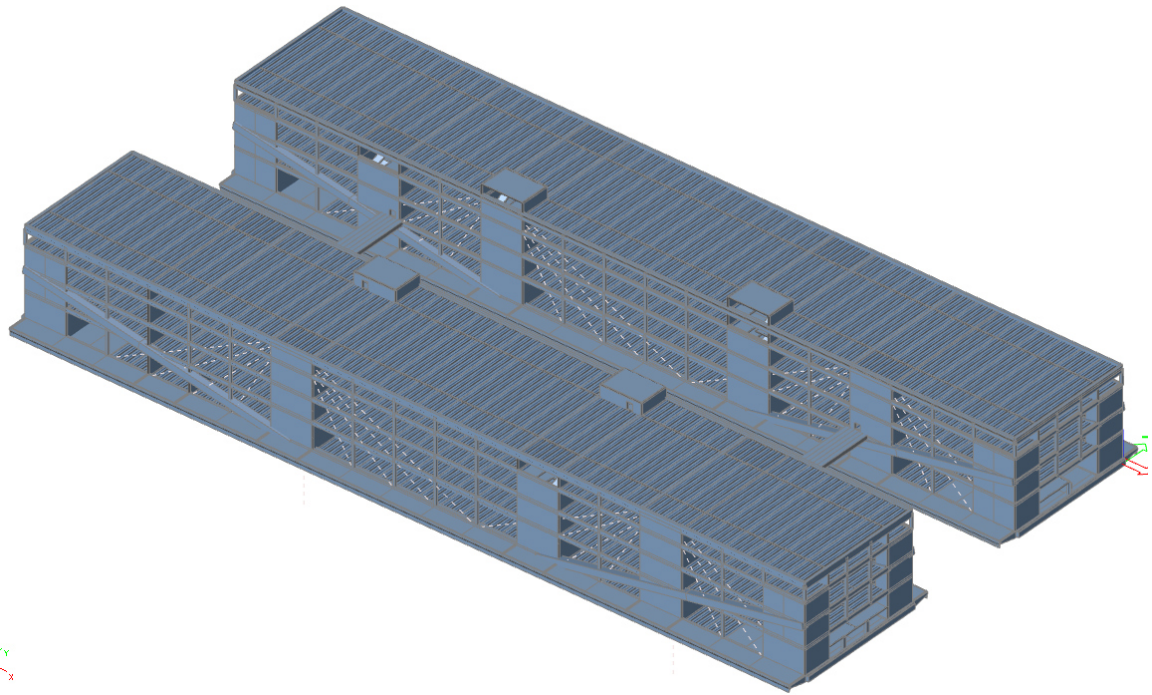
Ve stavební fázi 11.1 budou odepnuty dočasné závěsy. Dále budou odstraněny dočasné skruže a bude demontována provizorní základová konstrukce pod věžemi. V této fázi budou osazeny zábradelní římsy na venkovních terasách.



Obr. 69 - Stavební fáze 11.1

#### 4.6.26 Dokončená konstrukce 12

V této fázi je mostní konstrukce již dokončena.



Obr. 70 - Dokončená konstrukce 12



## 4.7 Popis a výpočet pevností betonu UHPFRC

Výpočet a posouzení napětí je provedeno pro MSP. Výpočet a posouzení jednotlivých napětí je provedeno ve všech stavebních fázích. Dále je výpočet proveden na dokončené stavební konstrukci. Výpočet je proveden v charakteristické a kvazistálé kombinaci zatížení. Tyto kombinace jsou vypočteny pro čas uvedení mostu do provozu a na konci životnosti. Ve stavebních fázích byla konstrukce posuzována na charakteristickou kombinaci zatížení.

V jednotlivých posudcích jsou posouzeny následující hodnoty:

$\sigma_{x+}$  = Napětí v podélném směru mostu (osa x) při horních vláknech (kladná osa z nahoru)

$\sigma_{x-}$  = Napětí v podélném směru mostu (osa x) při dolních vláknech (kladná osa z nahoru)

$\sigma_{y+}$  = Napětí v příčném směru mostu (osa x) při horních vláknech (kladná osa z nahoru)

$\sigma_{y-}$  = Napětí v příčném směru mostu (osa x) při dolních vláknech (kladná osa z nahoru)

V následující tabulce je znázorněn výpočet charakteristických pevností betonu z UHPFRC.

fck (28 dní)	150 MPa
fck (7 dní)	135 MPa
fctm	15 MPa
fctm (7 dní)	12,27 MPa
fctfk	6,7 MPa
fctfk/K	<b>3,57 MPa</b>

Tab. 14 - Přípustné hodnoty napětí pro ověření MSP

max. tlak v betonu	t=28 dní	charakt.	$0,6 \cdot f_{ck}$	<b>90 MPa</b>
		kvazist.	$0,45 \cdot f_{ck}$	<b>67,5 MPa</b>
max. tlak v betonu	t=7 dní	charakt.	$0,6 \cdot f_{ck7}$	<b>81,00 MPa</b>
		kvazist.	$0,45 \cdot f_{ck7}$	60,75 MPa

Tab. 15 - Návrhové pevnosti betonu UHPFRC

V tabulce č. 15 jsou uvedeny maximální hodnoty napětí v tlaku a v tahu, kterých může být v konstrukci dosaženo. V konstrukci se nacházejí lokální místa, kde dochází k lokálnímu vzrůstu či poklesu napětí. Dá se předpokládat lokální roznos napětí, neboť k těmto výkyvům dochází v místech sloupů nebo věží. Je tedy uvažováno s tím, že konstrukce má reálný rozměr, a tedy dojde v těchto bodových změnách k roznosu napětí do okolí a tím se tedy lokální napětí velmi zmenší.

Kombinace	Tlak [MPa]	Tah [MPa]
Charakteristická	90	3,57
Kvazistálá	67,5	0
Charak. - stavební fáze	81,00	3,57

Tab. 16 - Omezení napětí v konstrukci

Ztráty předpětí v konstrukci byly odhadnuty. Procentuelní odhad ztrát předpětí je uveden v tabulce na následující stránce.

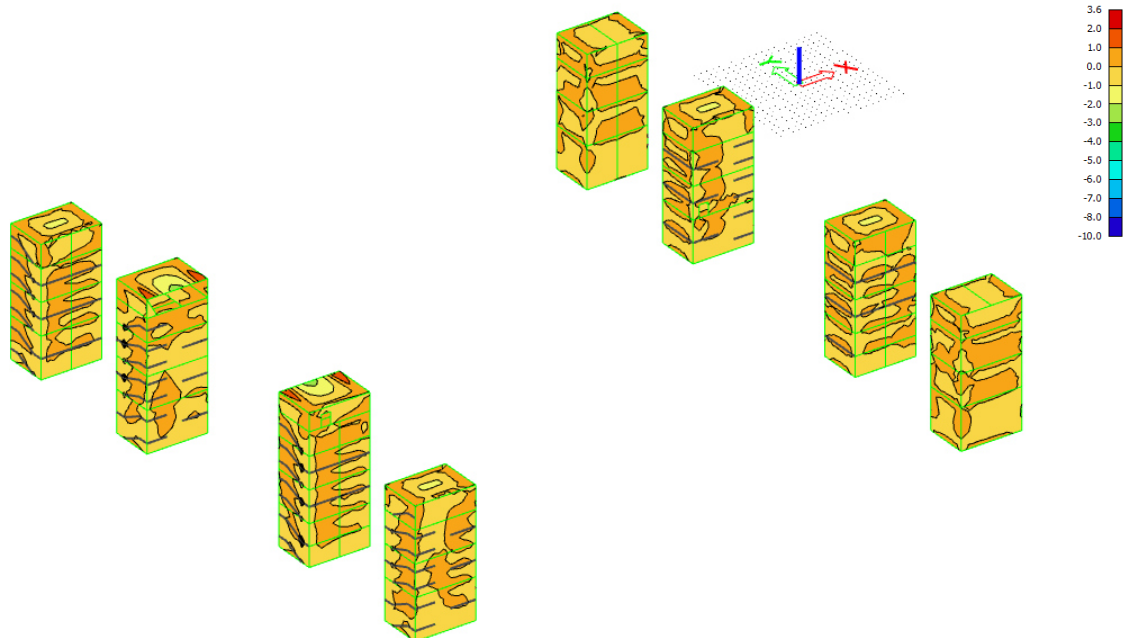
Uvažované ztráty předpětí	
Vnesení předpětí	5%
Uvedení do provozu	15%
Konec životnosti	25%

Tab. 17 - Uvažované ztráty předpětí

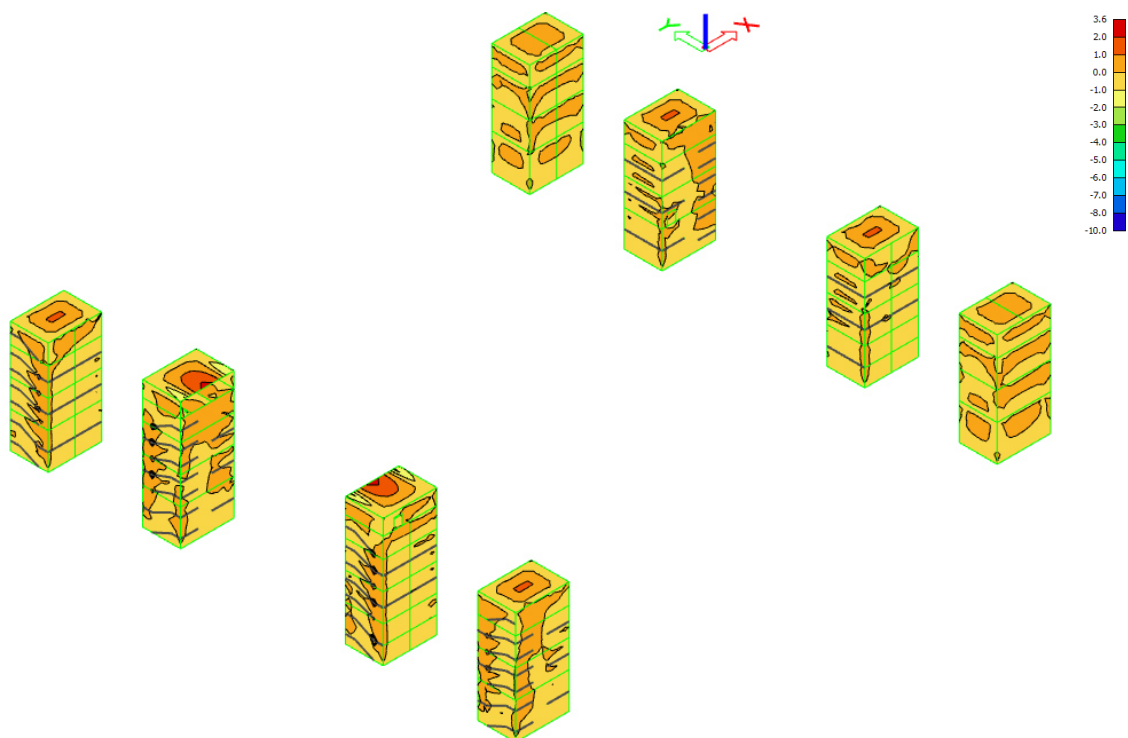
## 4.8 Výpočet a posouzení podélných napětí ve stavebních fázích

V následující části statického výpočtu jsou znázorněna plošné napětí v podélném směru obou mostních konstrukcí. V pravé části každého obrázku je pak stupnice napětí v MPa. Všechna zobrazená napětí ve stavebních fázích jsou uváděna včetně předpětí.

### 4.8.1 Výpočet podélných napětí ve SF 1



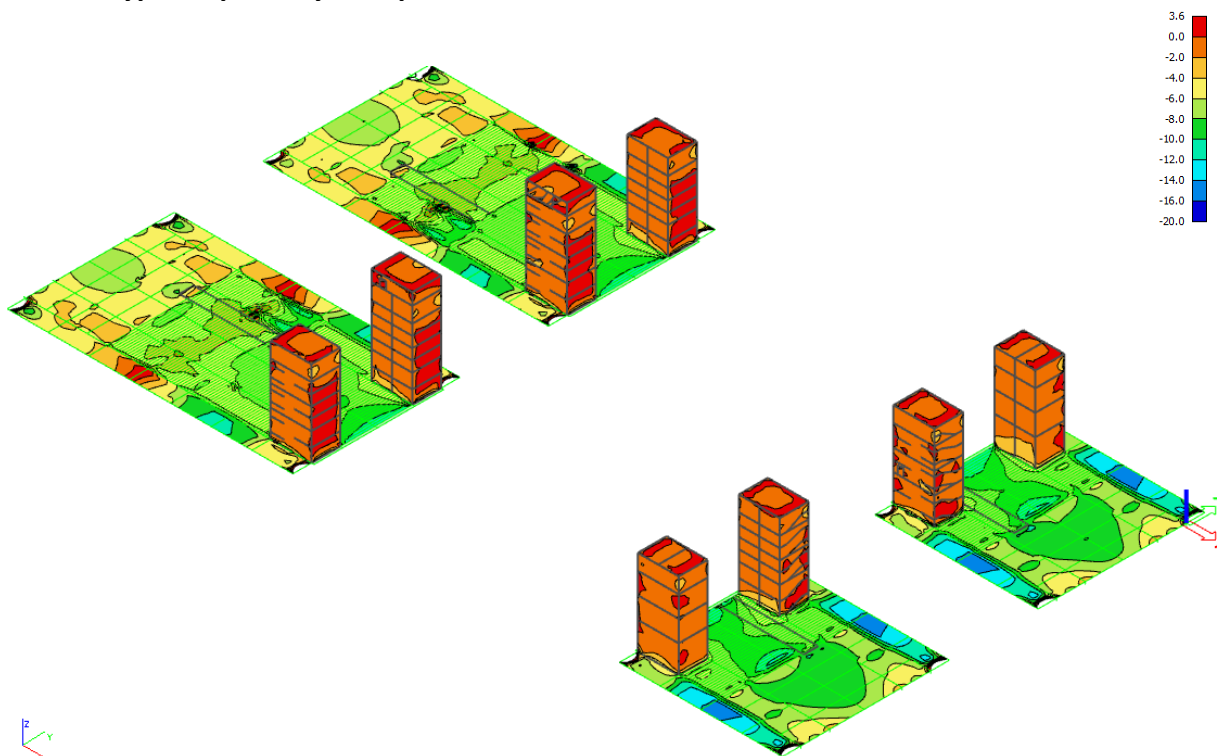
Obr. 71 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 1



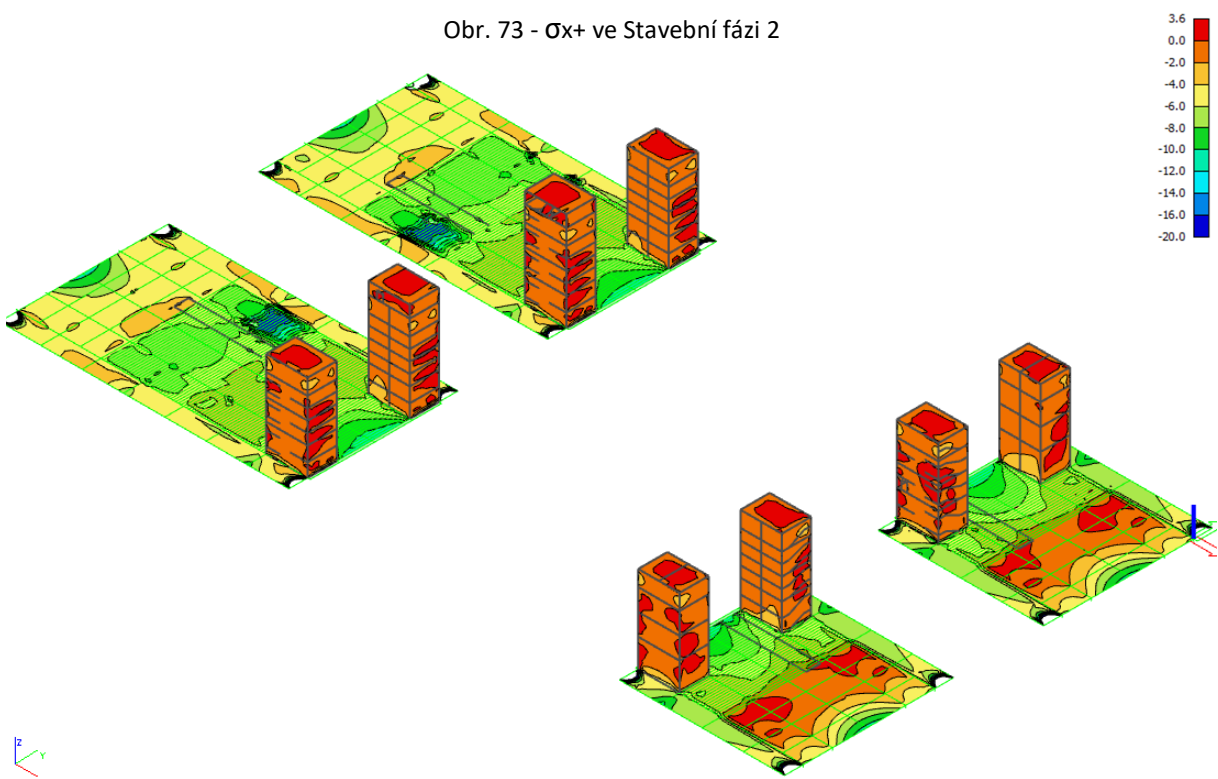
Obr. 72 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 1

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 1 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.8.2 Výpočet podélných napětí ve SF 2



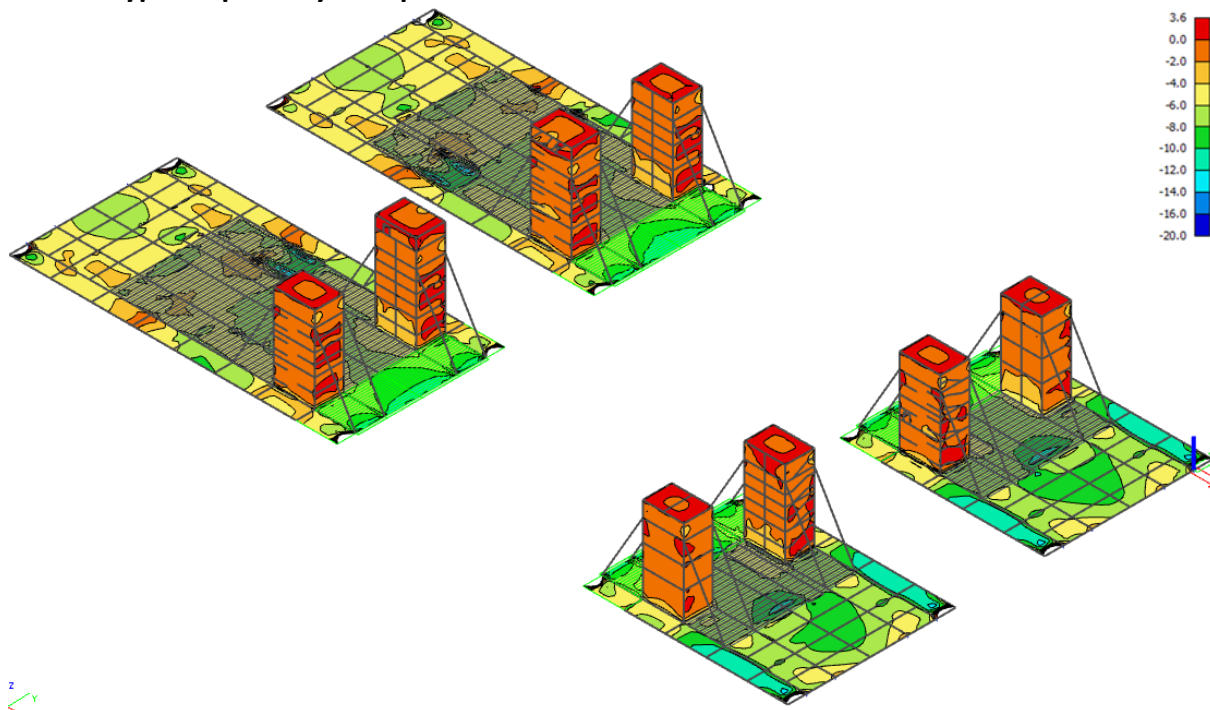
Obr. 73 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 2



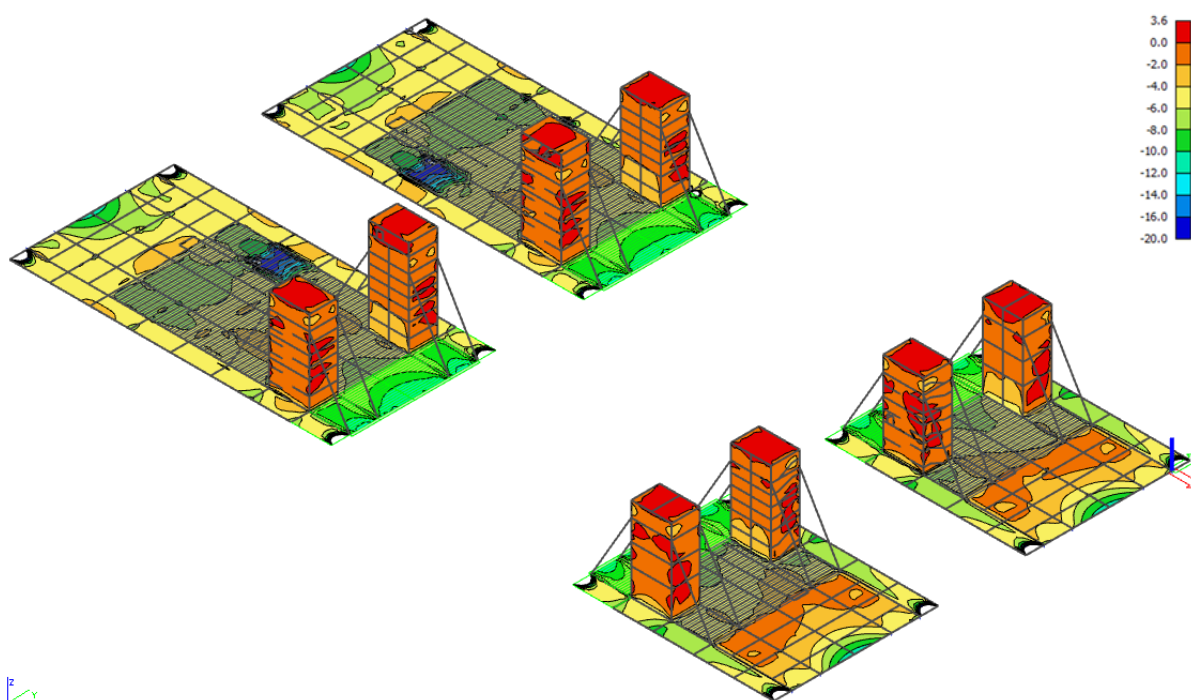
Obr. 74 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 2

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 2 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.8.3 Výpočet podélných napětí ve SF 3.2



Obr. 75 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 3.2



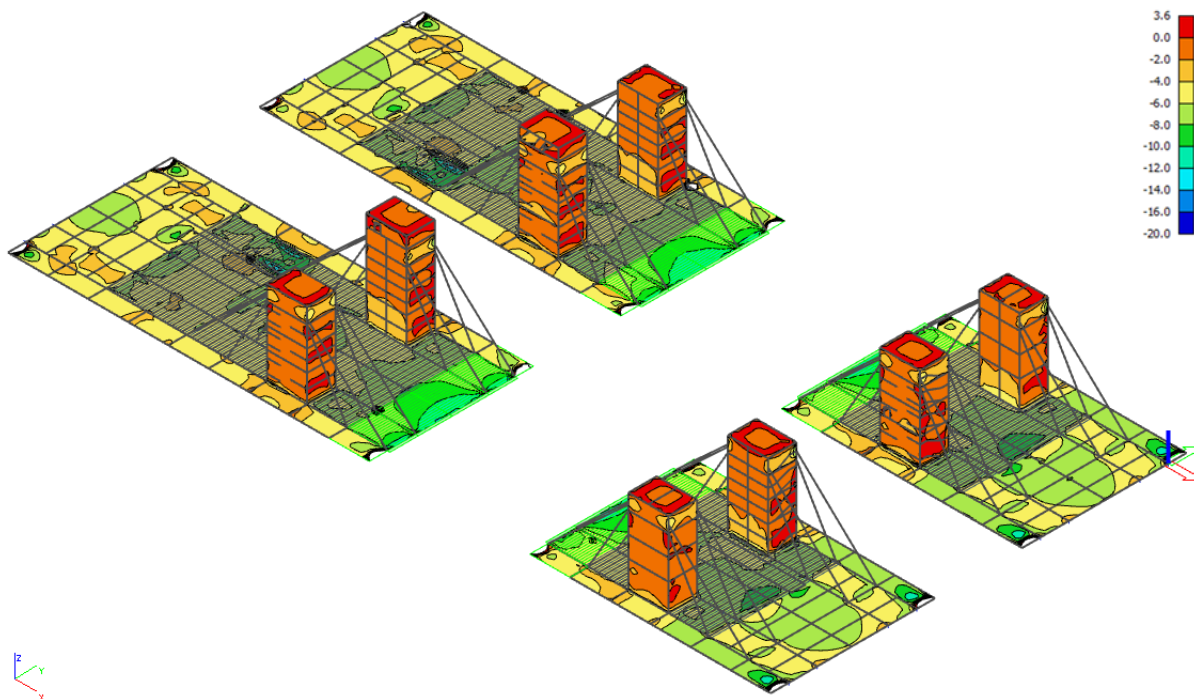
Obr. 76 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 3.2

Stavební fáze 3 a stavební fáze 3.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

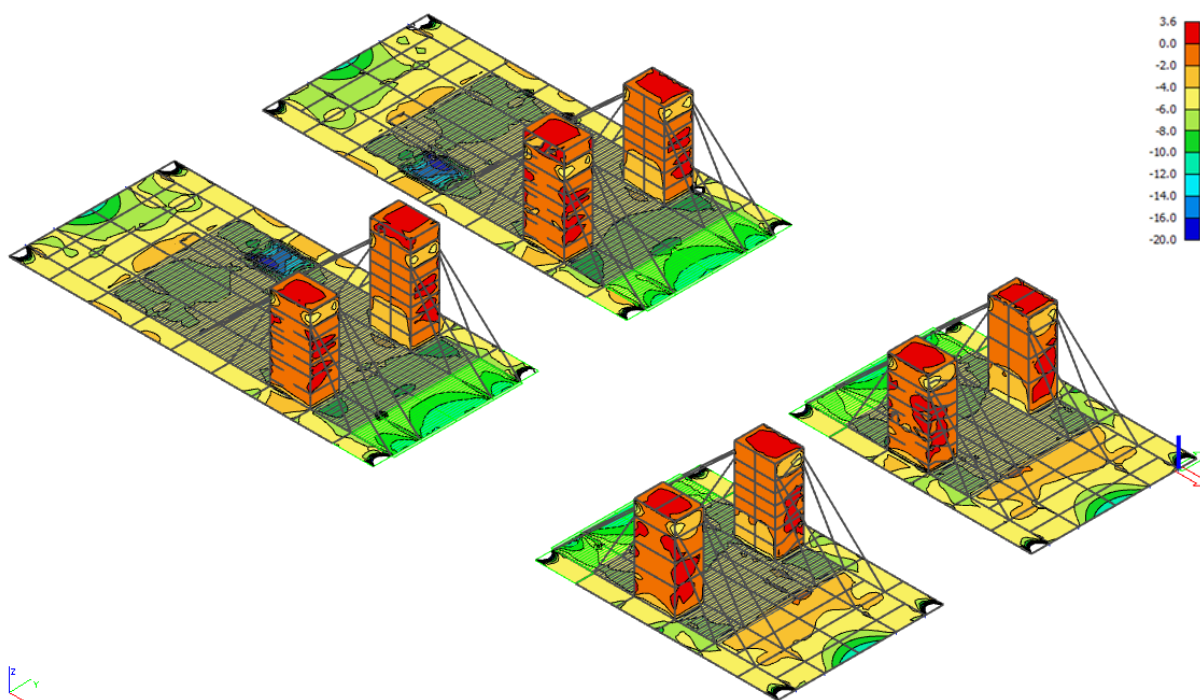
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 3.2 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.8.4 Výpočet podélných napětí ve SF 4.2



Obr. 77 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 4.2

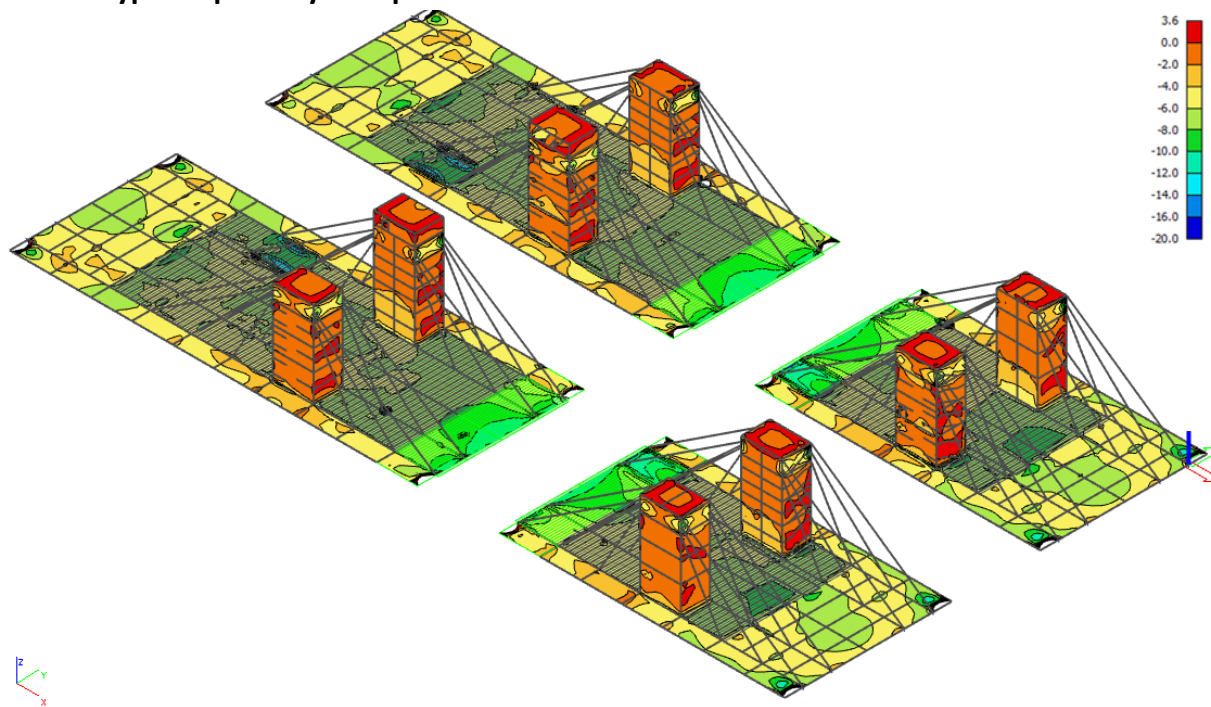


Obr. 78 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 4.2

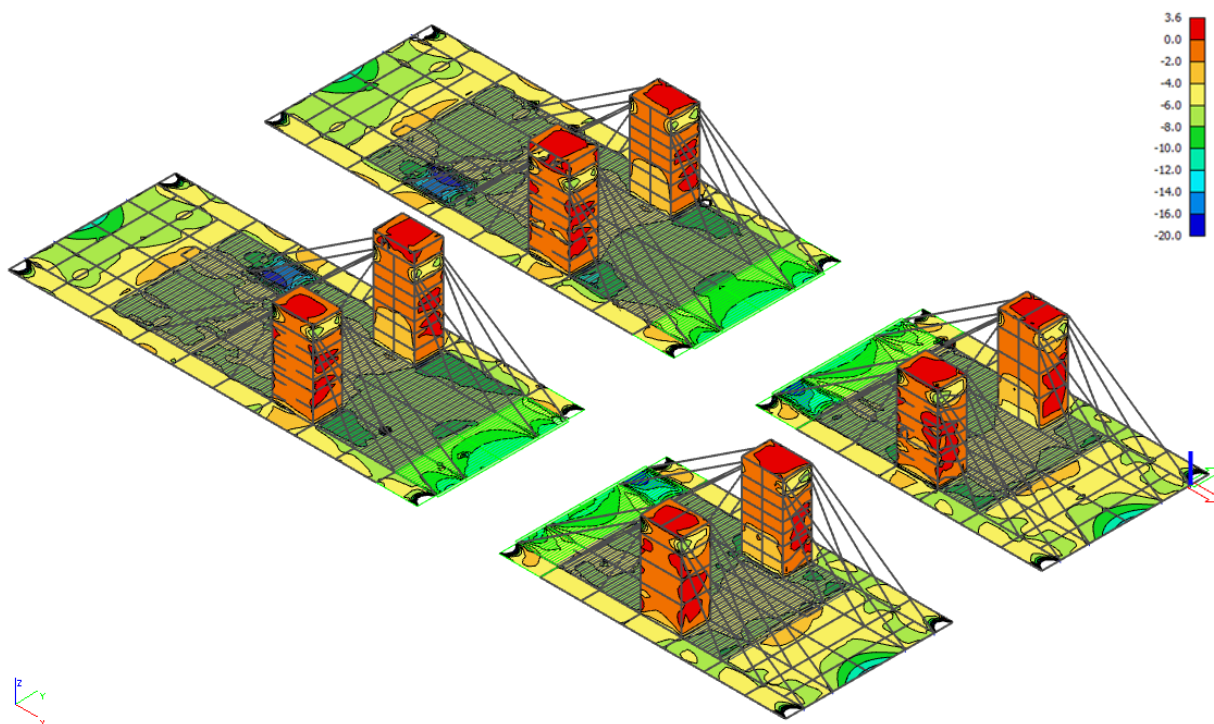
Stavební fáze 4 a stavební fáze 4.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 4.2 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.8.5 Výpočet podélných napětí ve SF 5.2



Obr. 79 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 5.2



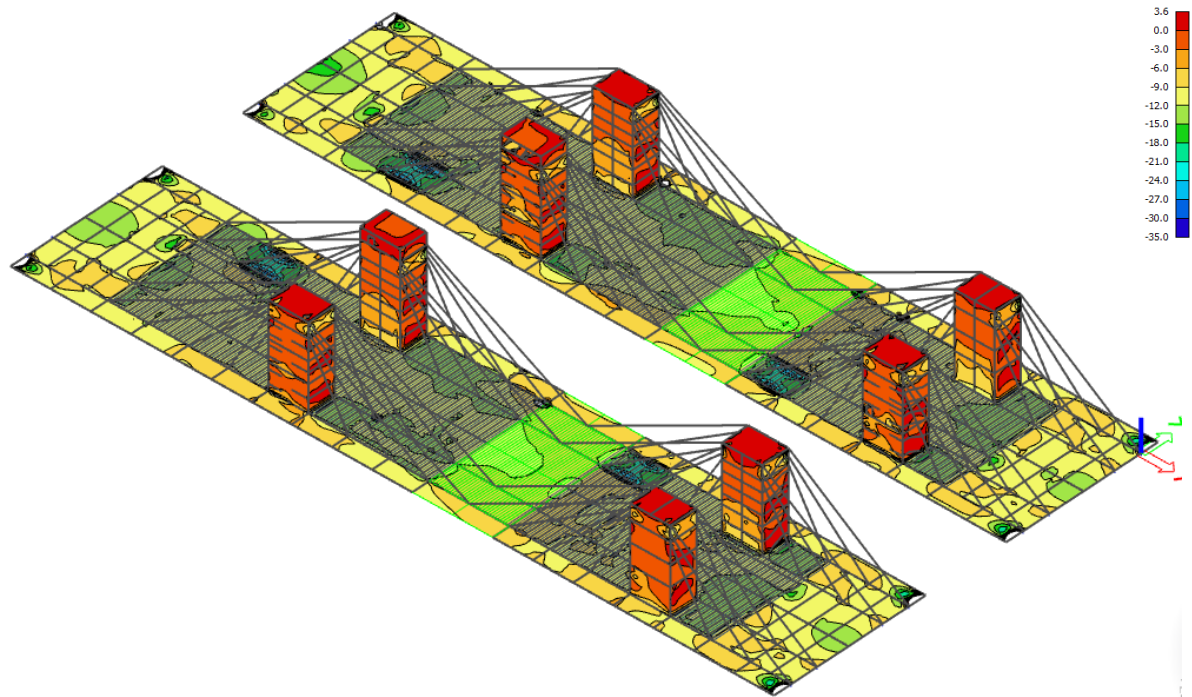
Obr. 80 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 5.2

Stavební fáze 5 a stavební fáze 5.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

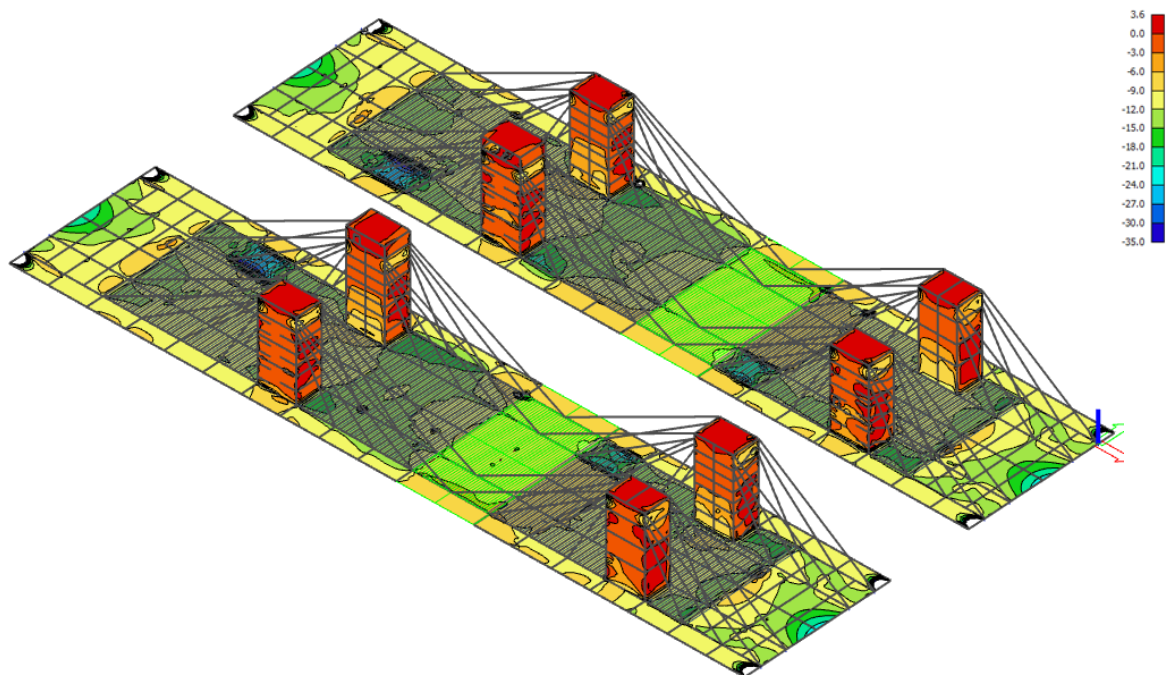
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 5.2 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.8.6 Výpočet podélných napětí ve SF 6.2



Obr. 81 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 6.2

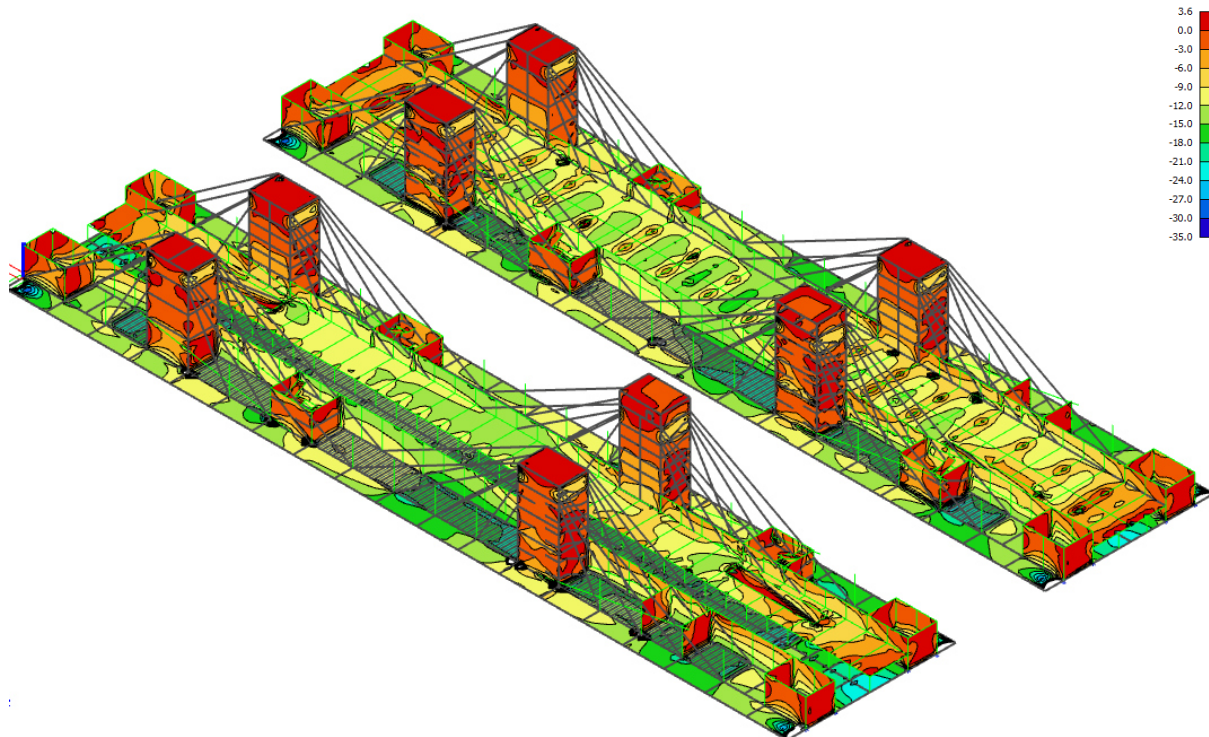


Obr. 82 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 6.2

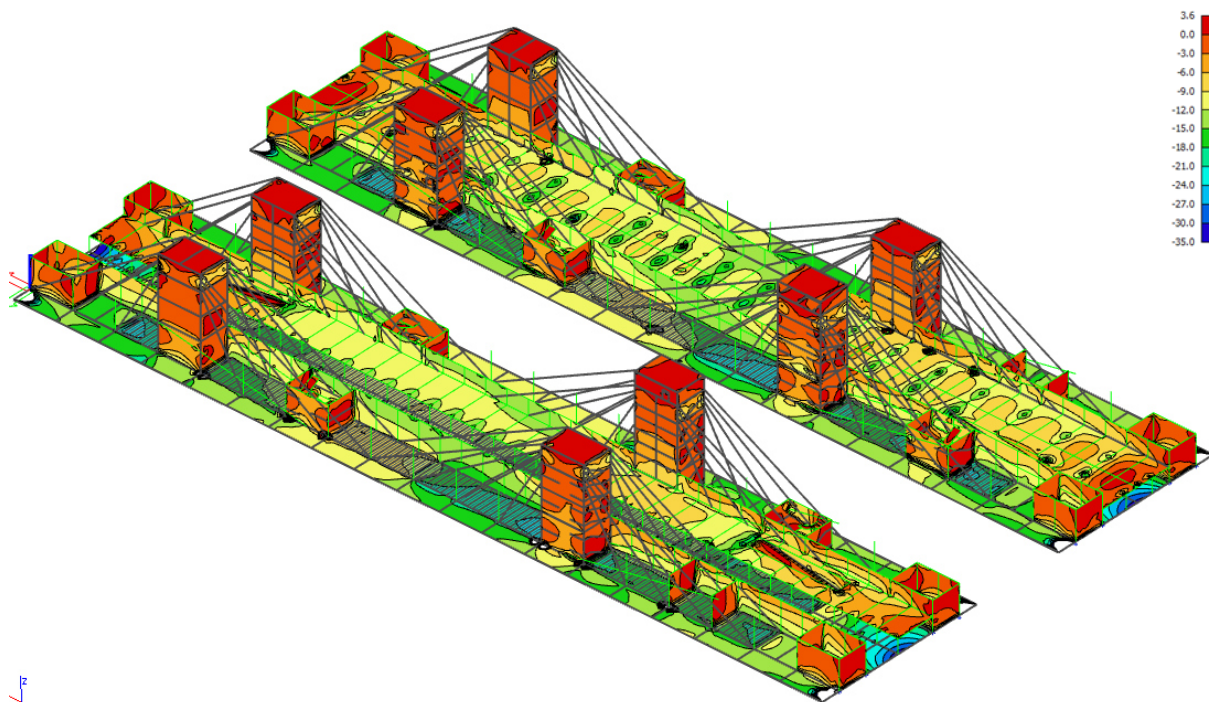
Stavební fáze 6 a stavební fáze 6.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 6.2 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.8.7 Výpočet podélných napětí ve SF 7



Obr. 83 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 7

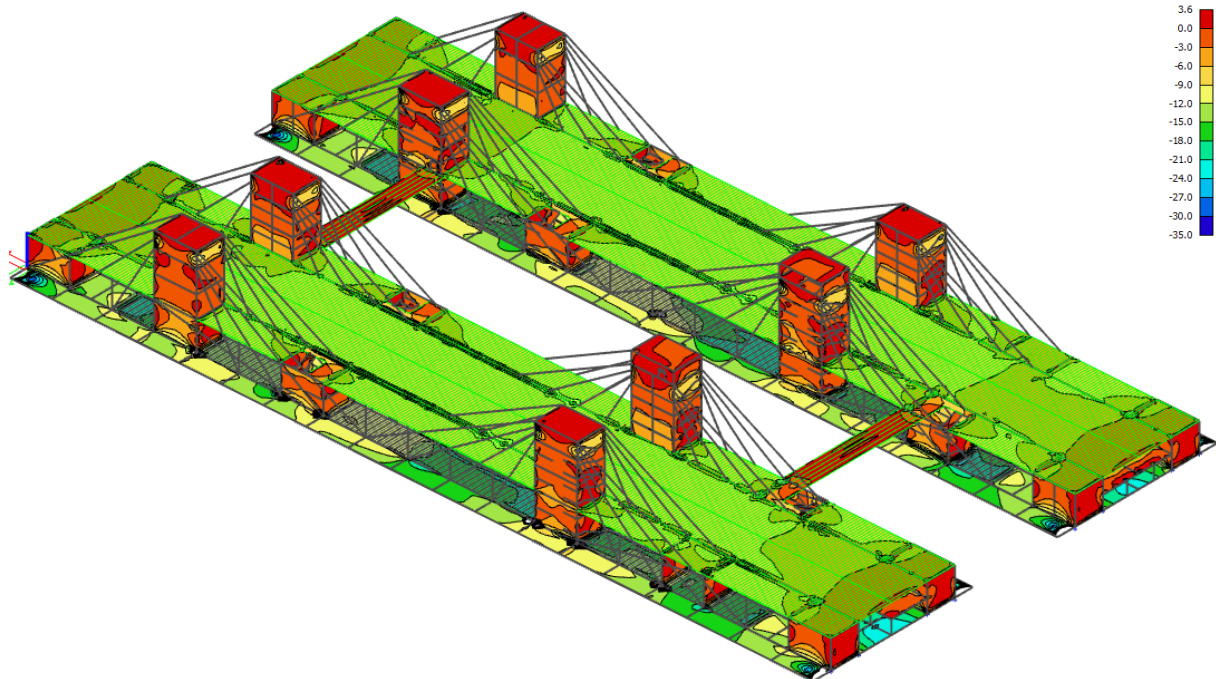


Obr. 84 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 7

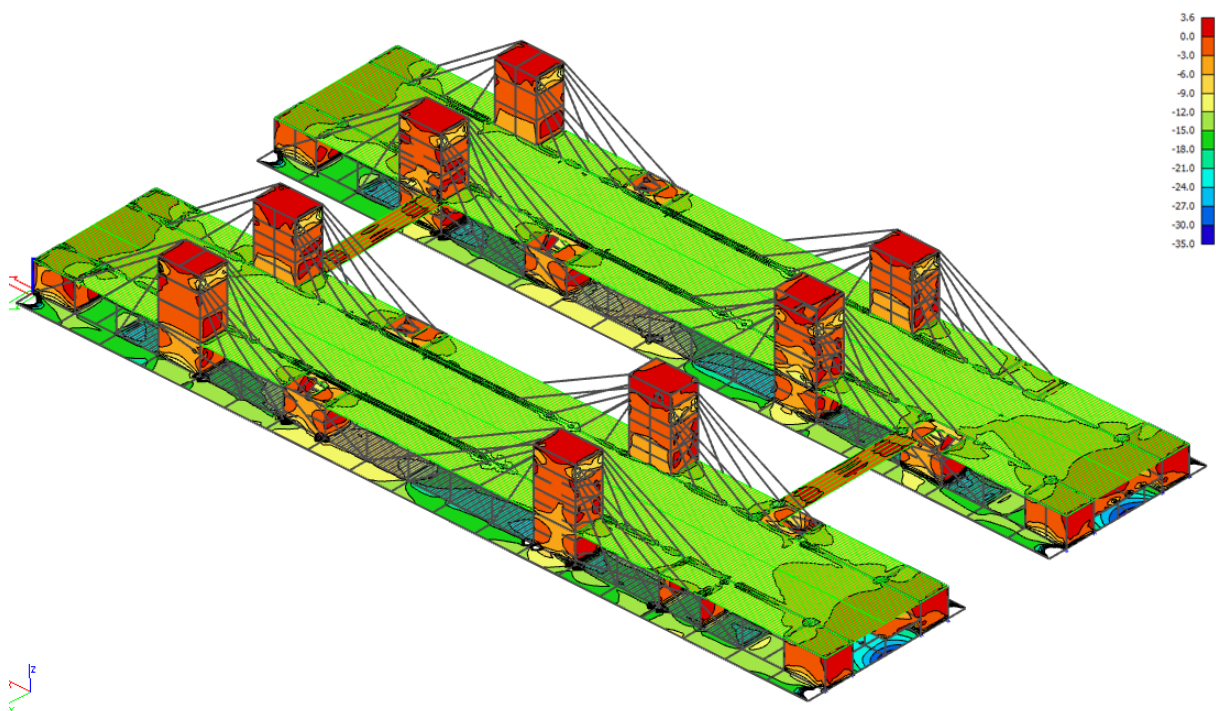
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 7 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.8.8 Výpočet podélných napětí ve SF 8



Obr. 85 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 8

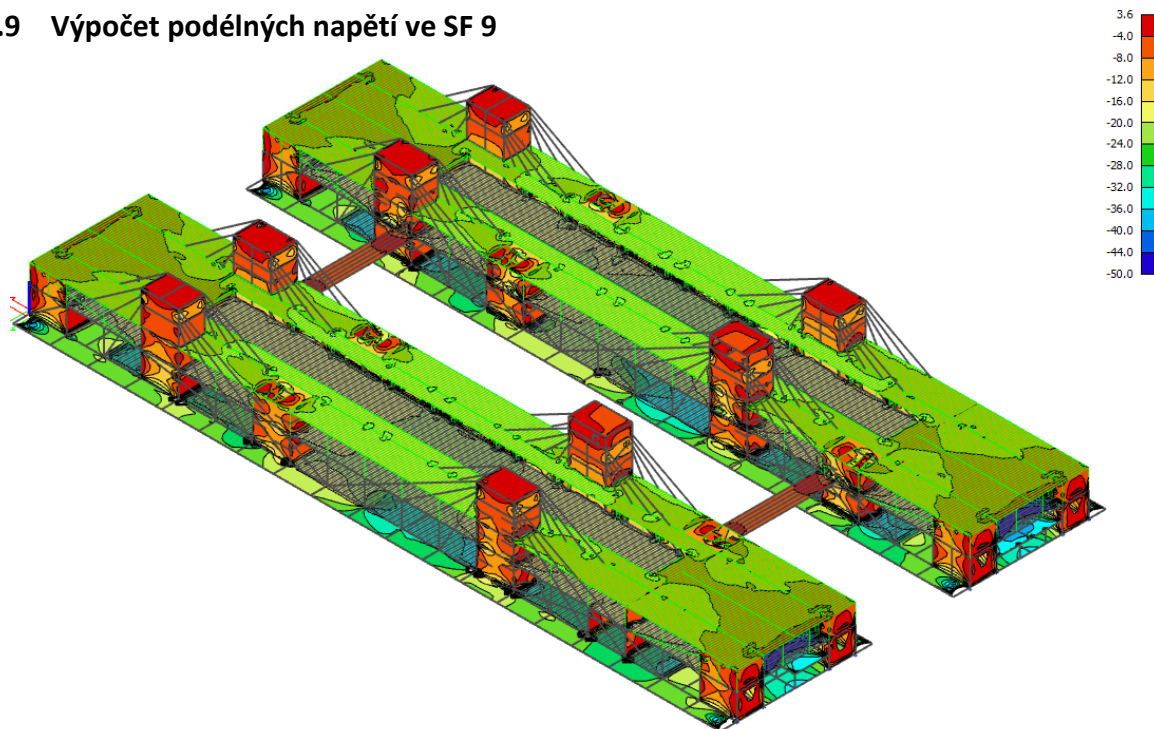


Obr. 86 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 8

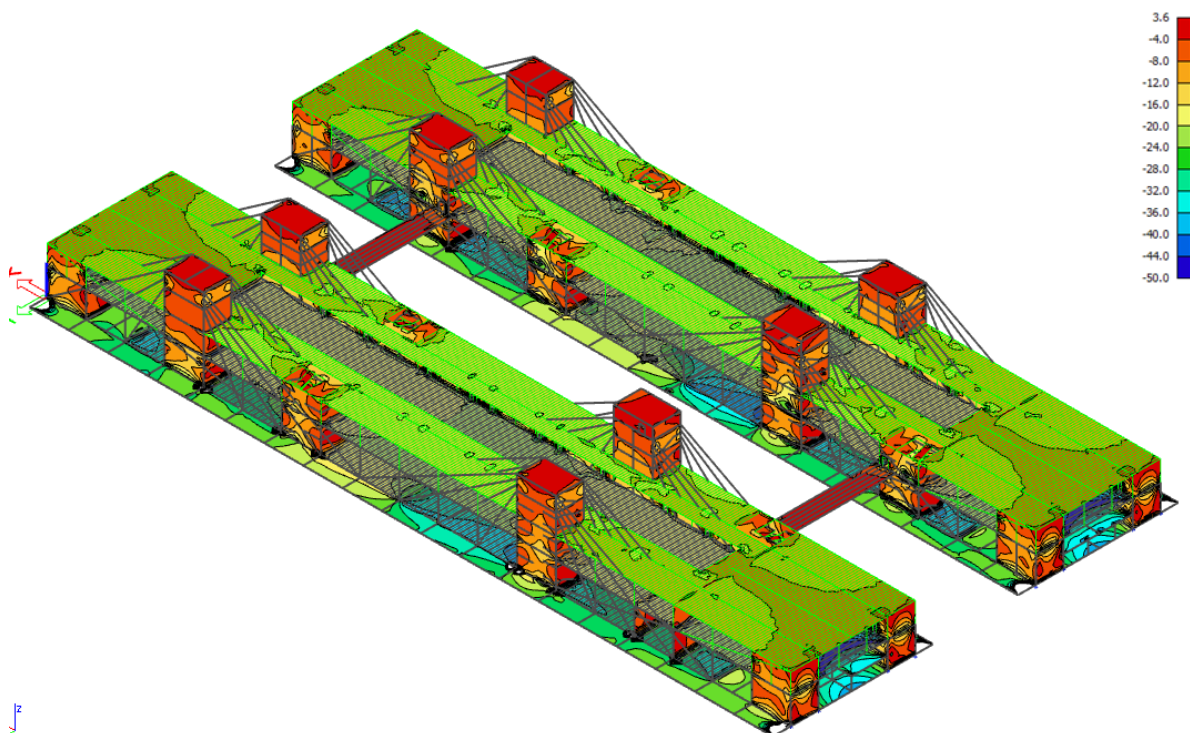
Stavební fáze 7.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 8 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.8.9 Výpočet podélných napětí ve SF 9



Obr. 87 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 9



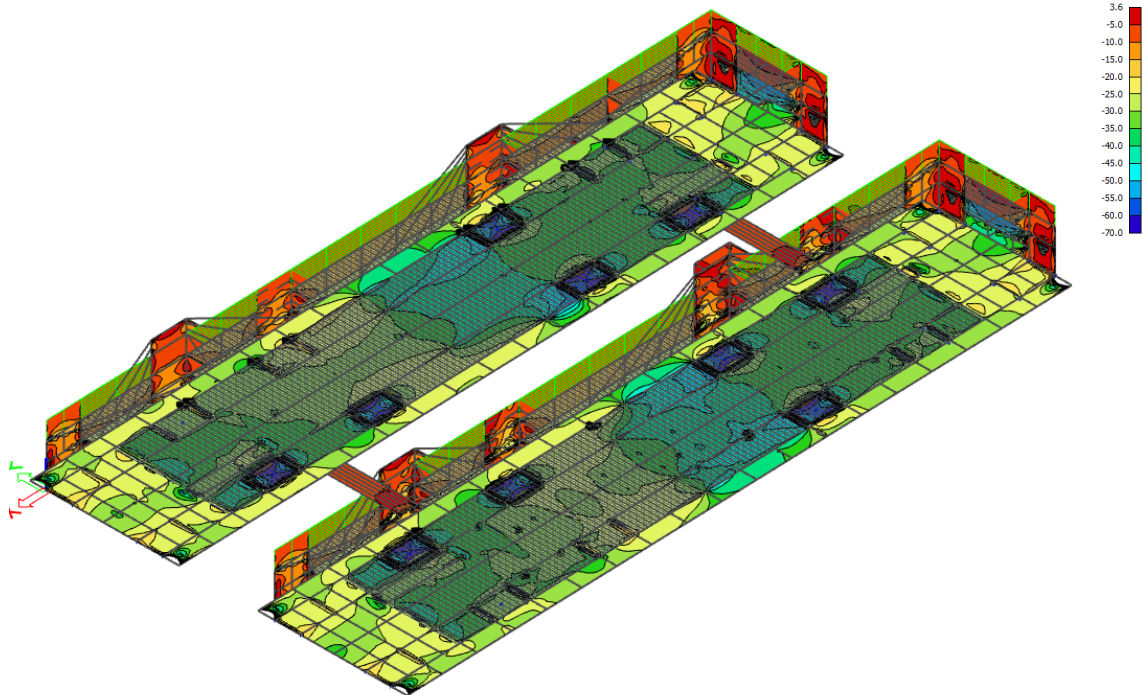
Obr. 88 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 9

Stavební fáze 8.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

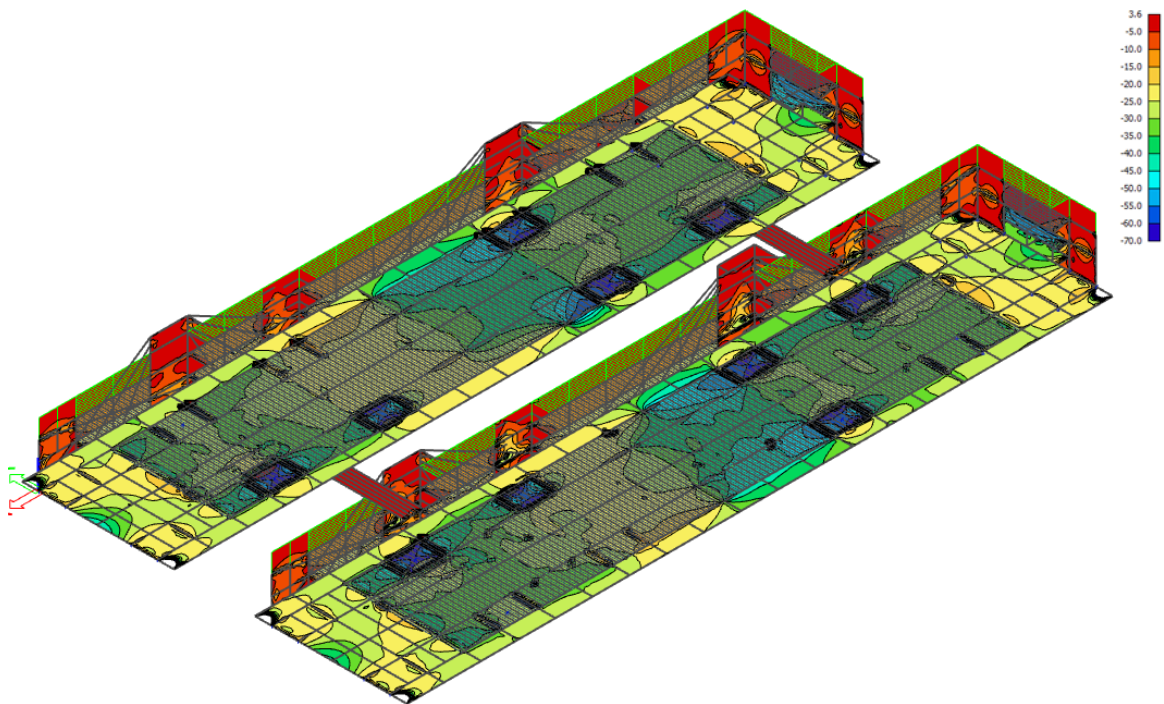
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 9 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.8.10 Výpočet podélných napětí ve SF 10



Obr. 89 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 10

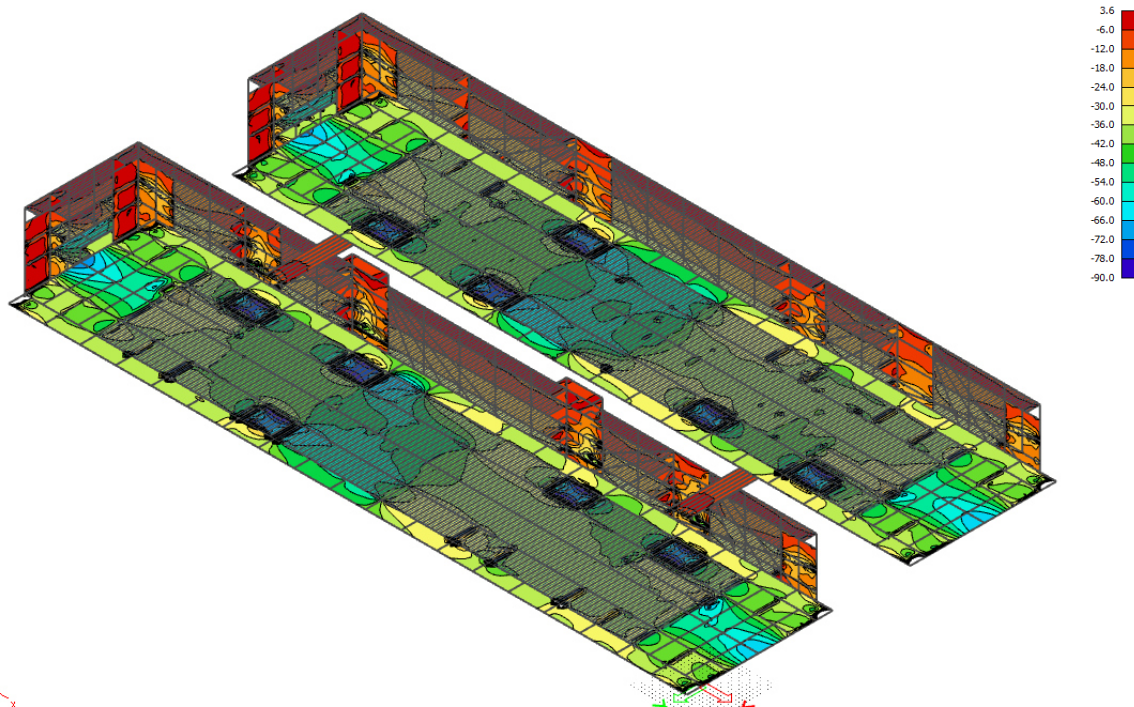


Obr. 90 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 10

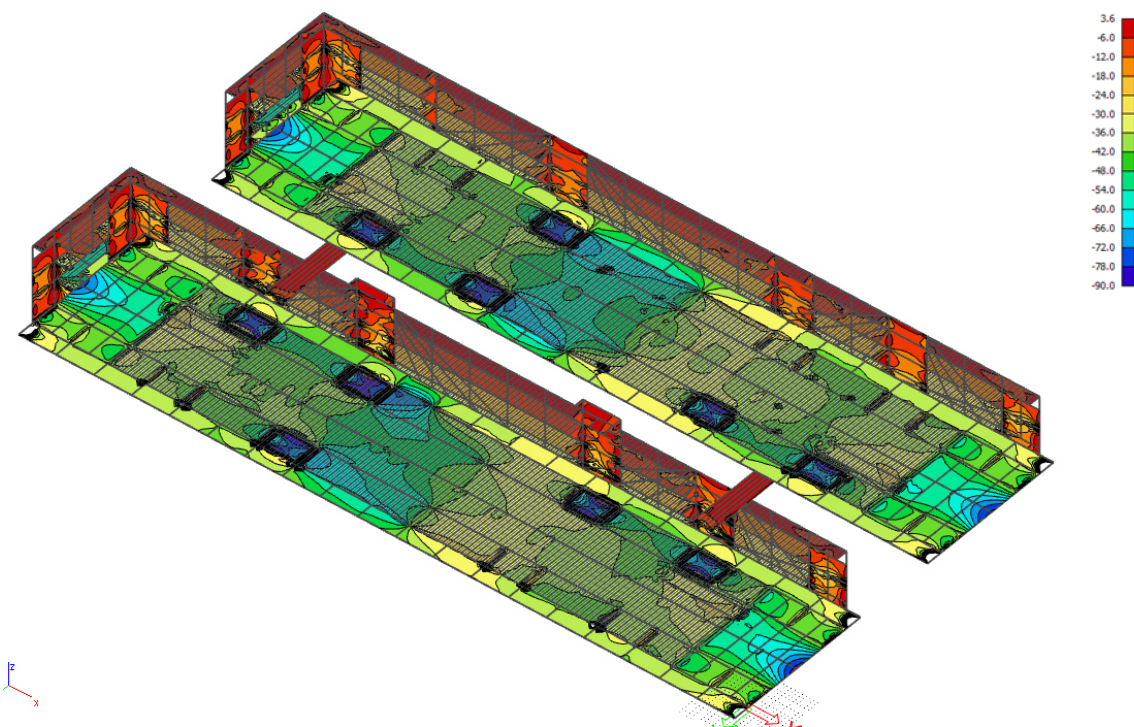
Stavební fáze 9.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 10 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.8.11 Výpočet podélných napětí ve SF 11



Obr. 91 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 11



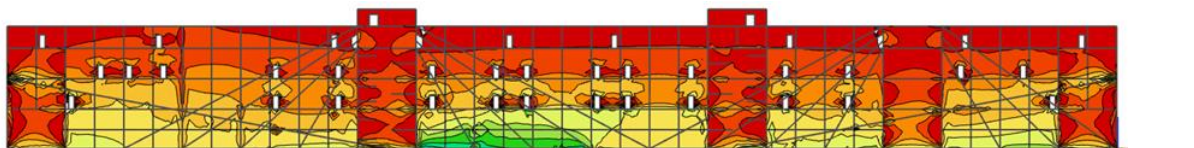
Obr. 92 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 11

Stavební fáze 10.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

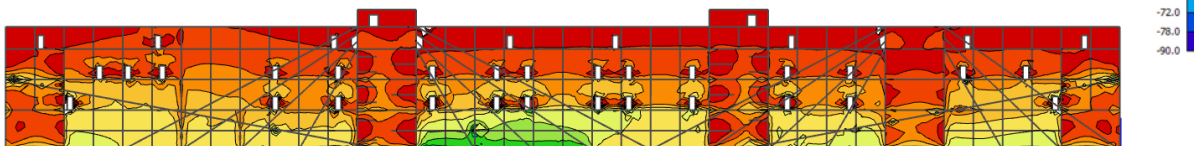
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 11 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.8.12 Výpočet podélných napětí ve SF 11.1



Obr. 93 -  $\sigma_{x+}$  ve Stavební fázi 11.1

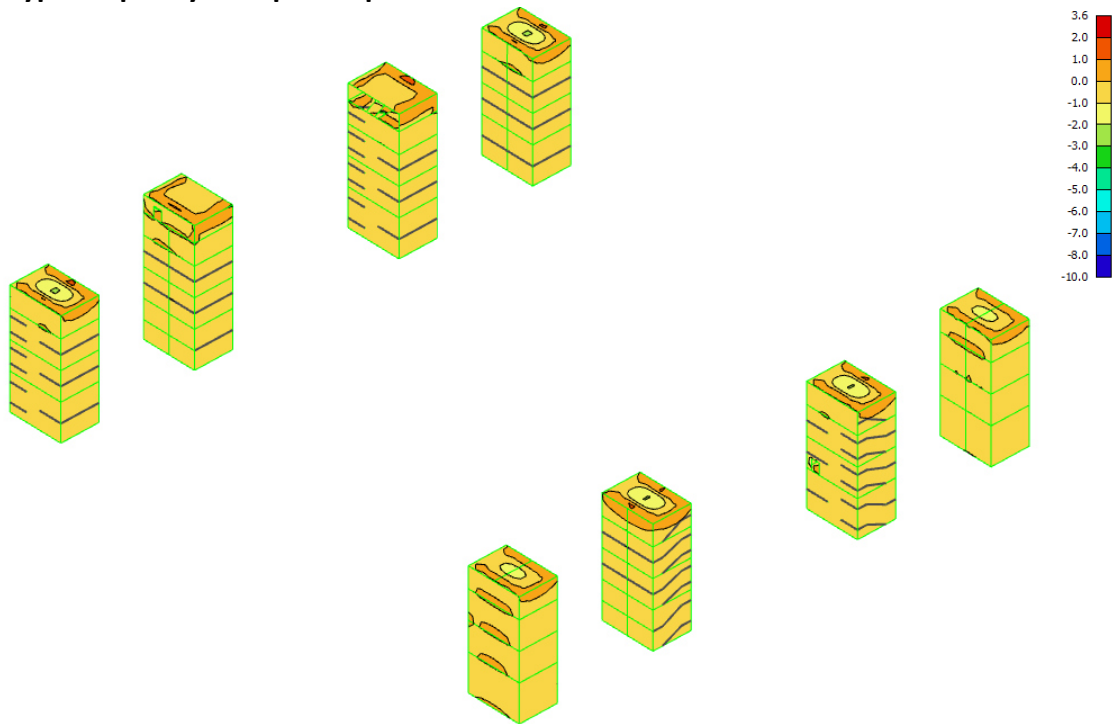


Obr. 94 -  $\sigma_{x-}$  ve Stavební fázi 11.1

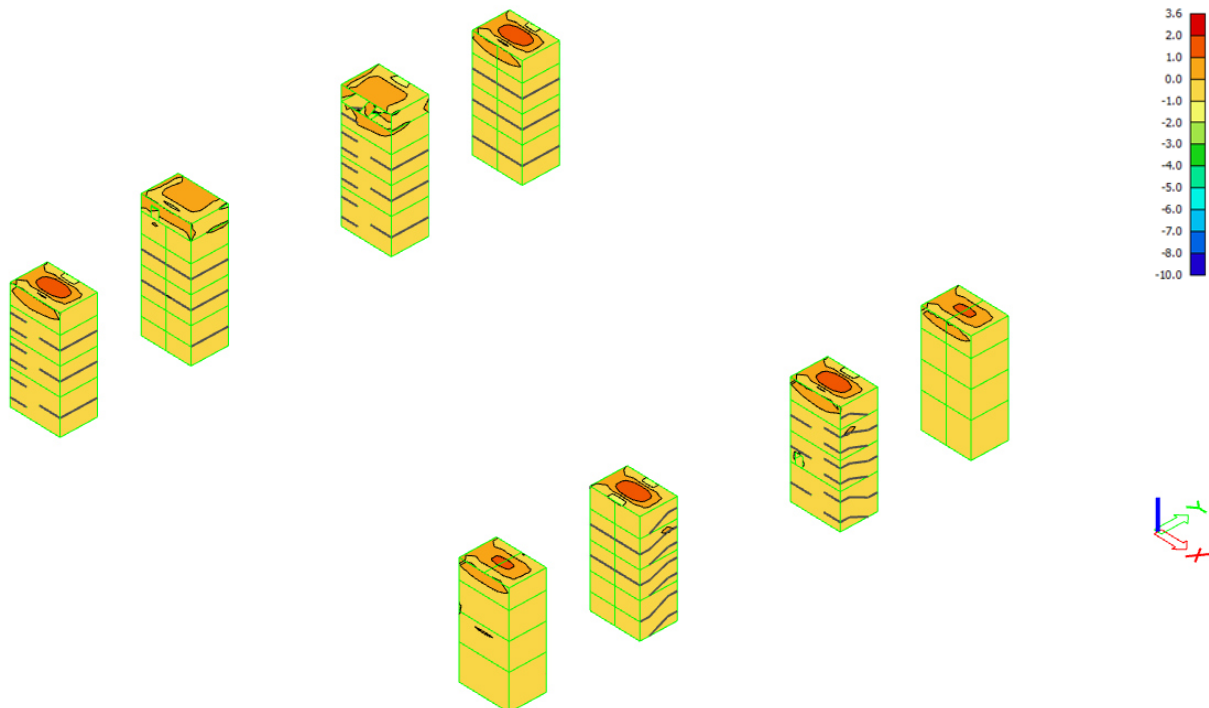
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 11.1 **vyhovují** požadavkům.

## 4.9 Výpočet a posouzení příčných napětí ve stavebních fázích

### 4.9.1 Výpočet příčných napětí napětí ve SF 1



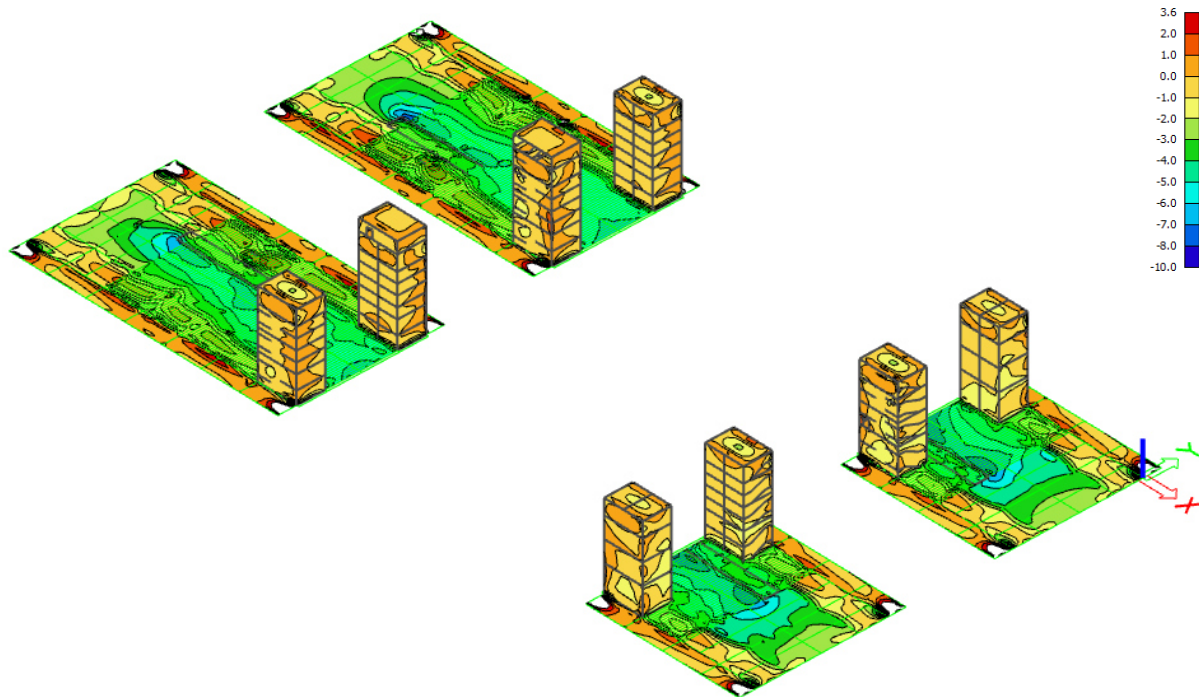
Obr. 95 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 1



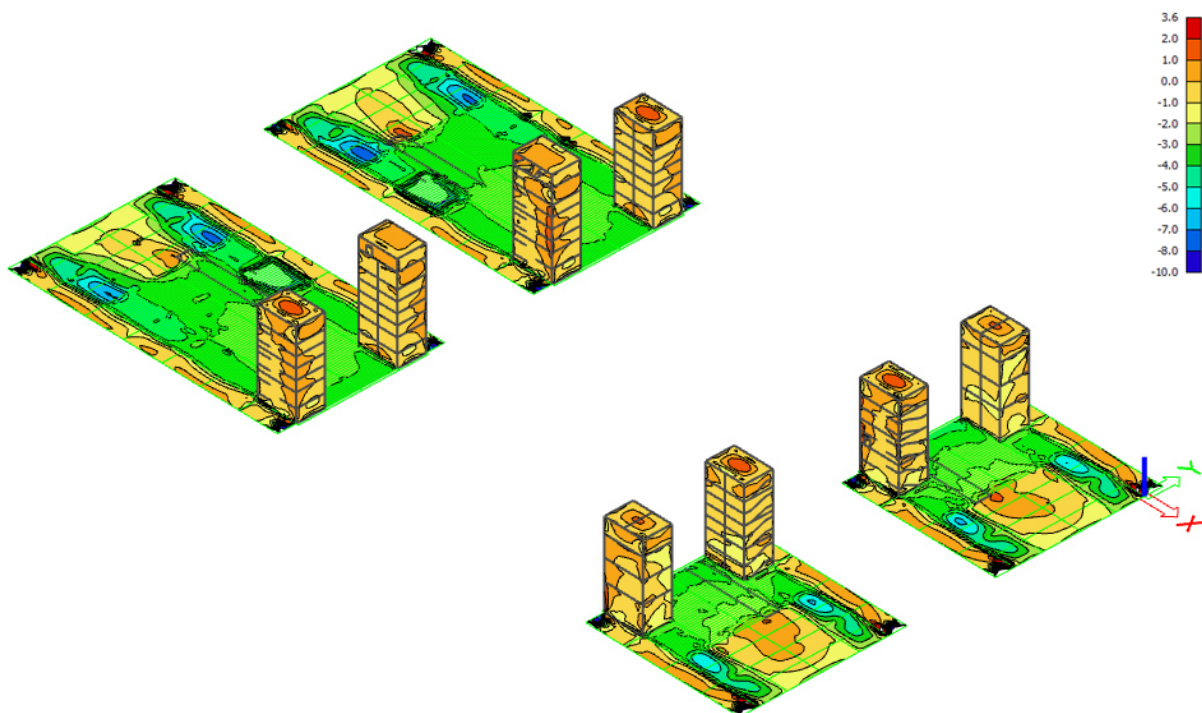
Obr. 96 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 1

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 1 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.9.2 Výpočet příčných napětí ve SF 2



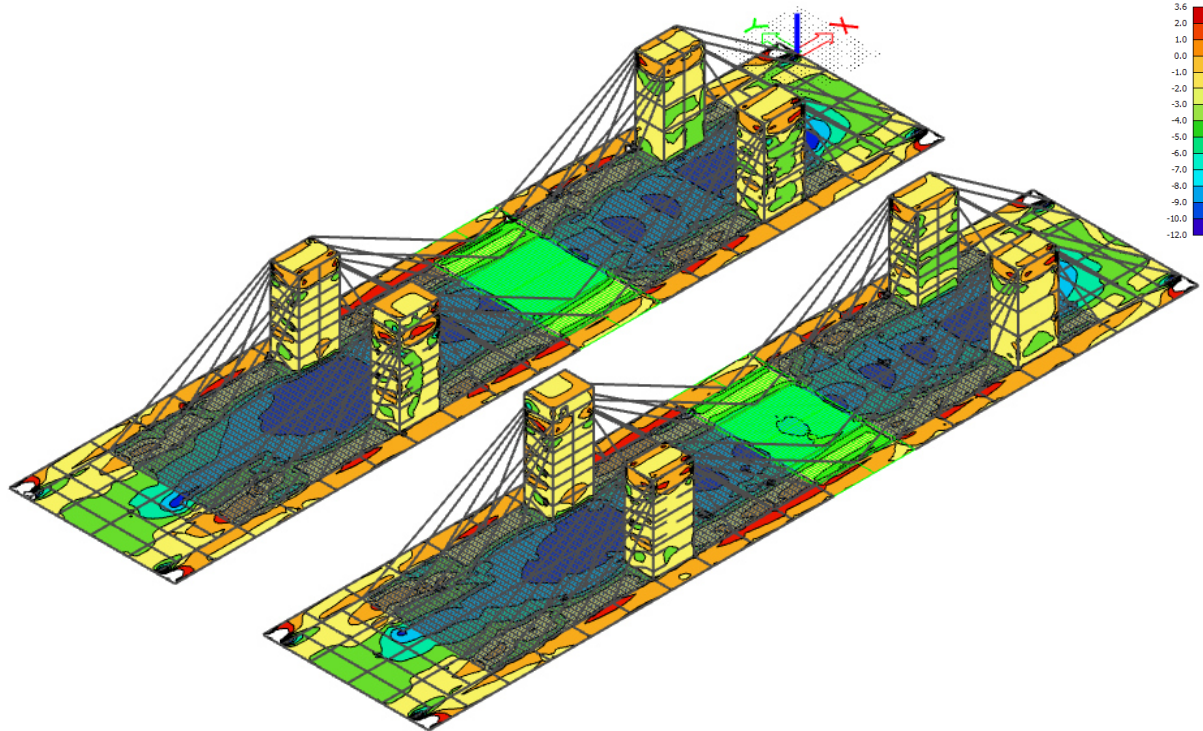
Obr. 97 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 2



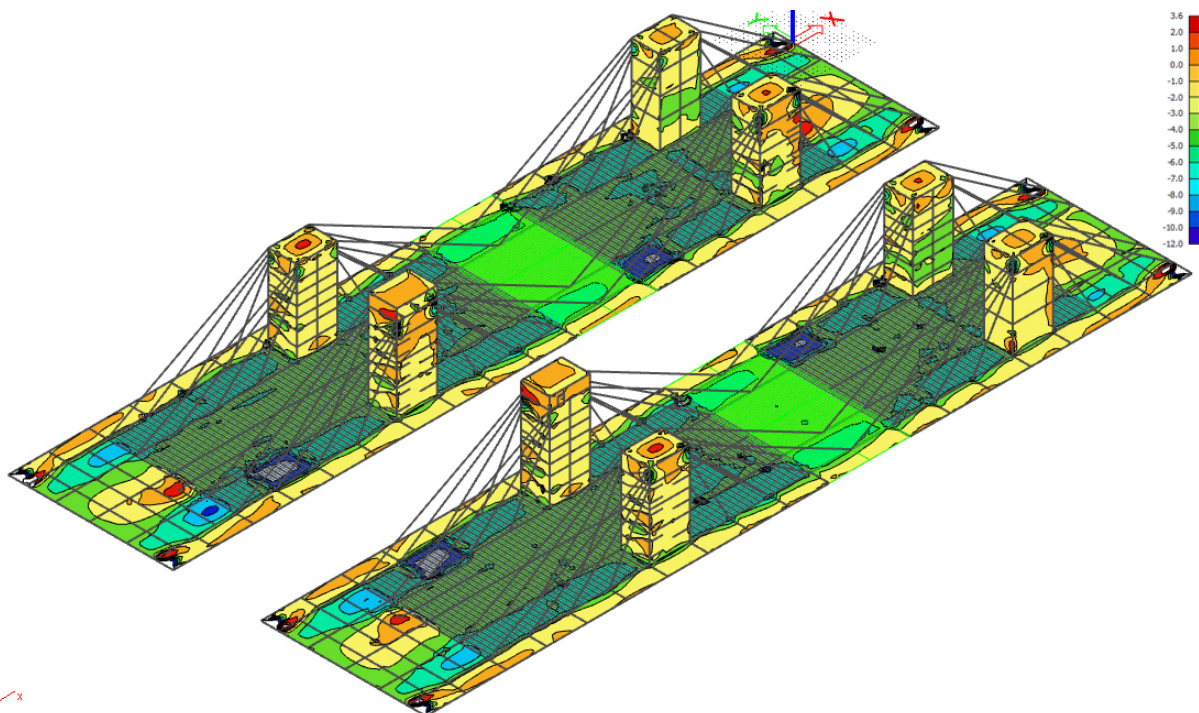
Obr. 98 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 2

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 2 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.9.3 Výpočet příčných napětí ve SF 6.2



Obr. 99 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 6.2



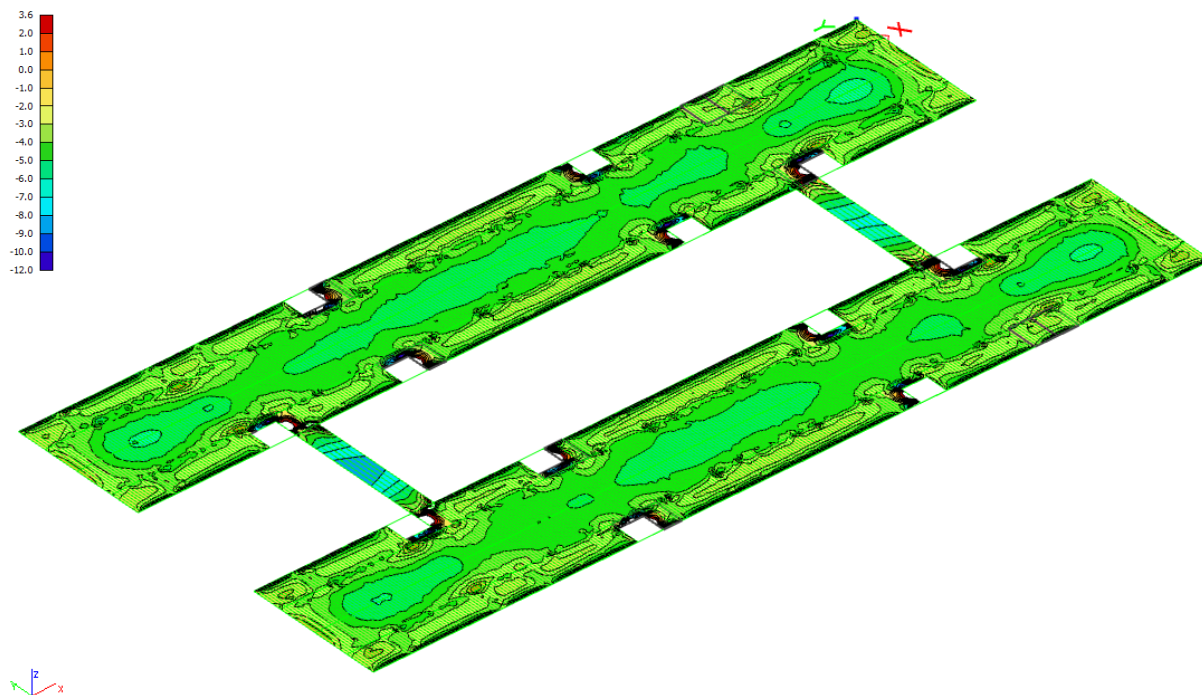
Obr. 100 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 6.2

Předchozí fáze nebyly zobrazeny, neboť se přidávají desky v podélném směru 1.NP a napětí se nijak výrazně neliší od napětí zobrazených v této fázi.

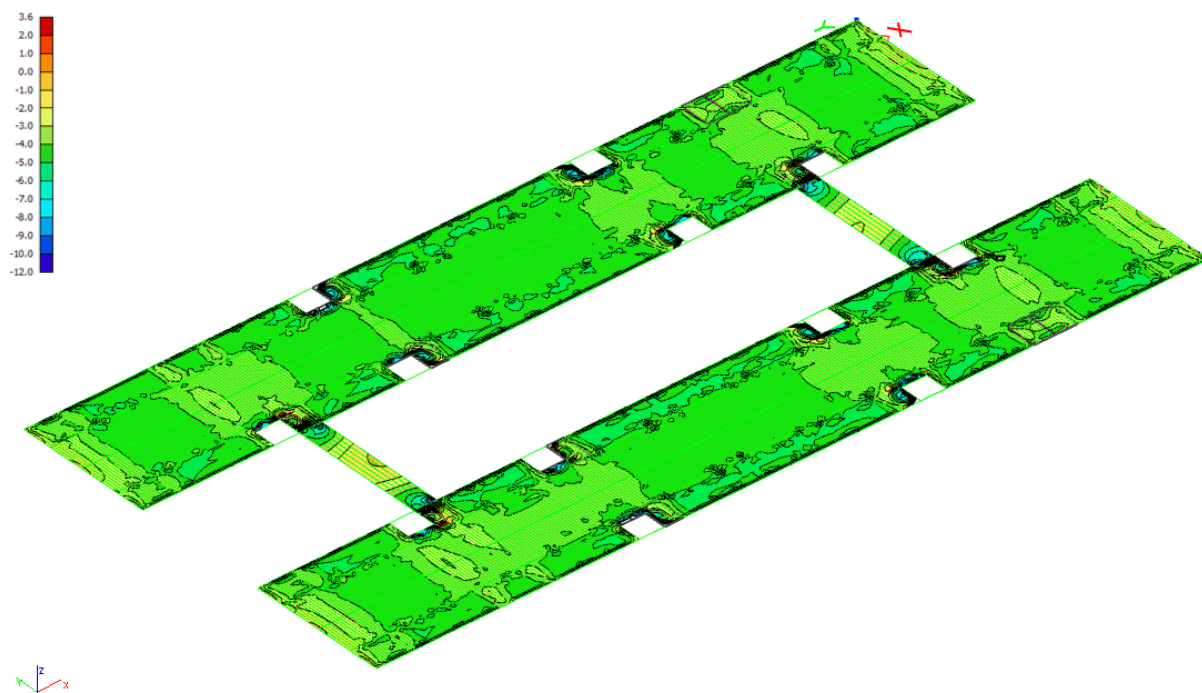
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 6.2 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.9.4 Výpočet příčných napětí ve SF 8



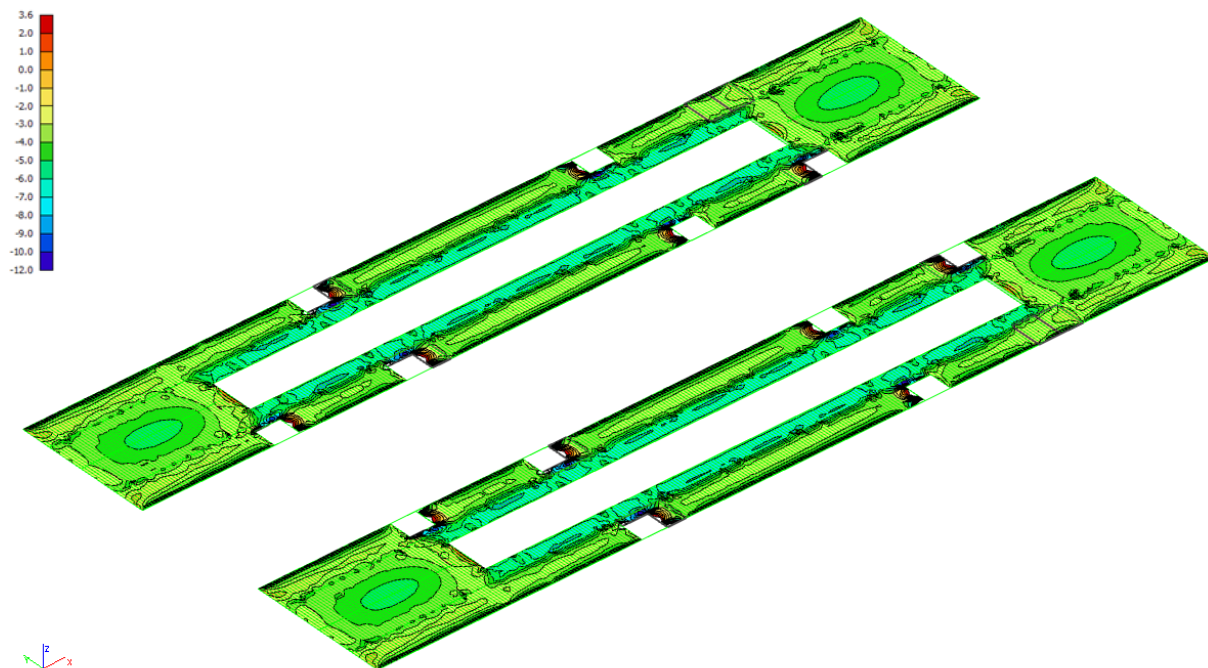
Obr. 101 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 8



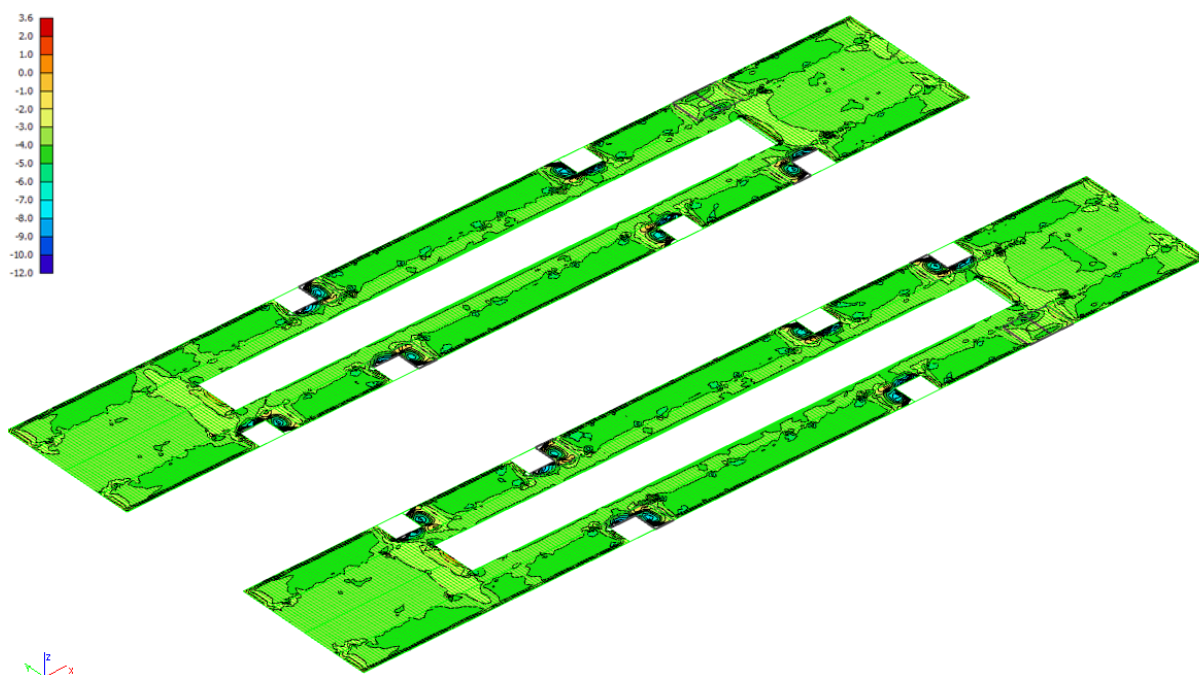
Obr. 102 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 8

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 8 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.9.5 Výpočet příčných napětí ve SF 9



Obr. 103 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 9



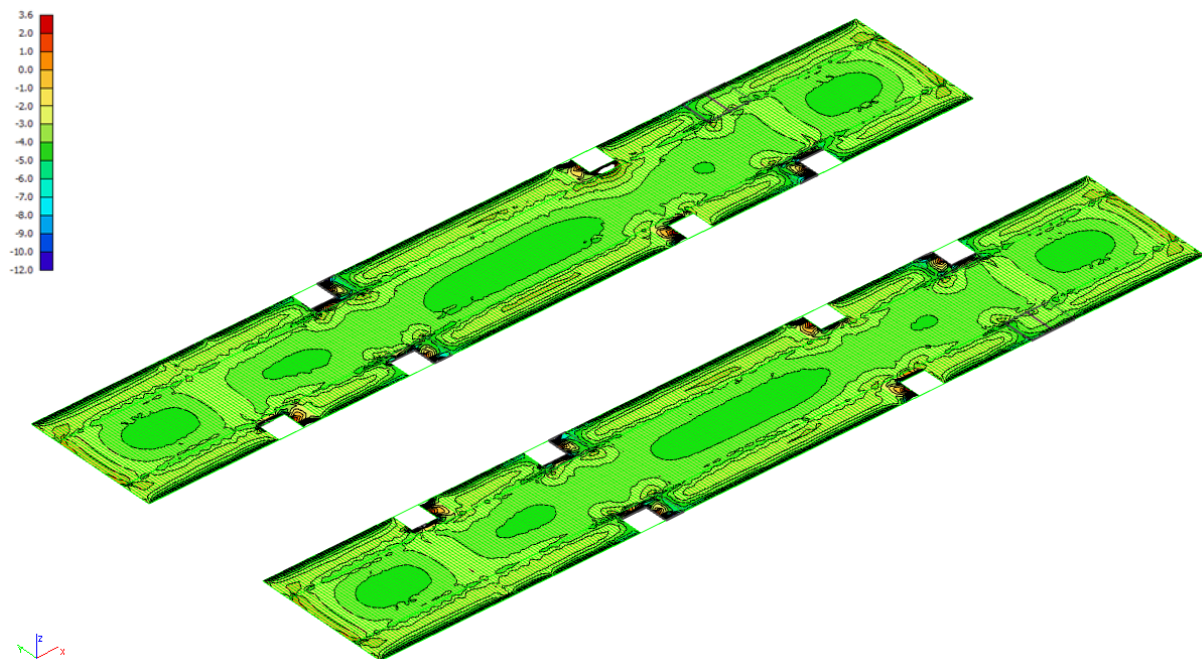
Obr. 104 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 9

Stavební fáze 8.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

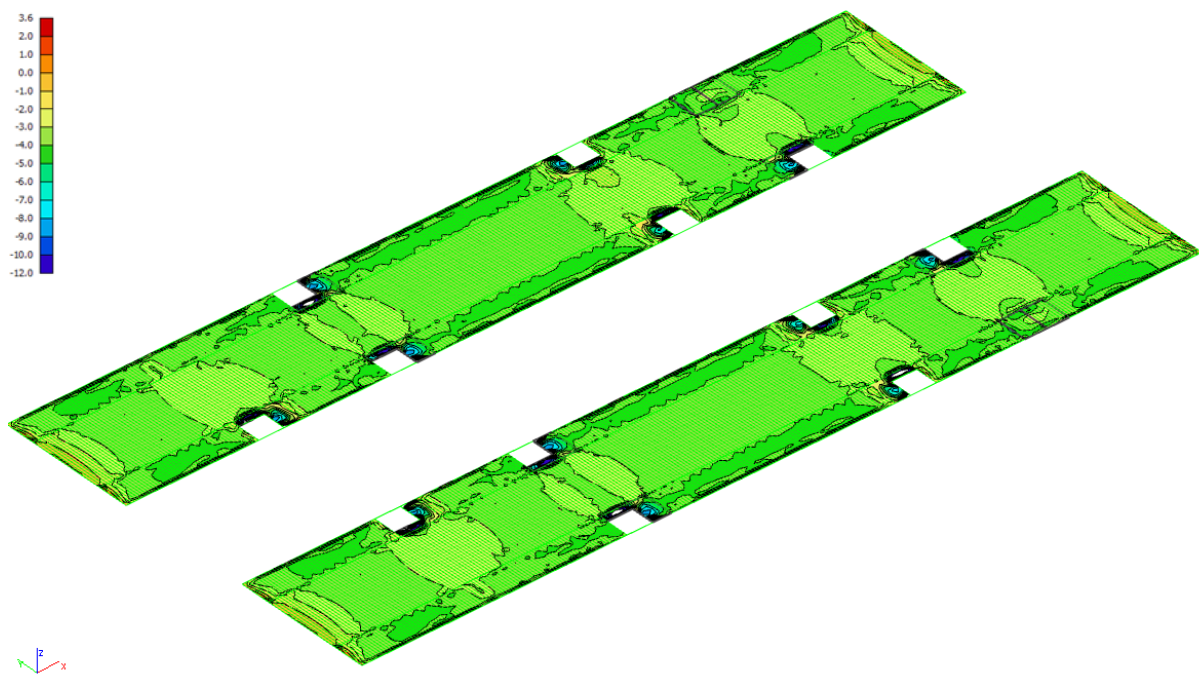
Napětí na plochách ve stavební fázi č. 9 **vyhovují** požadavkům.



#### 4.9.6 Výpočet příčných napětí ve SF 10



Obr. 105 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 10

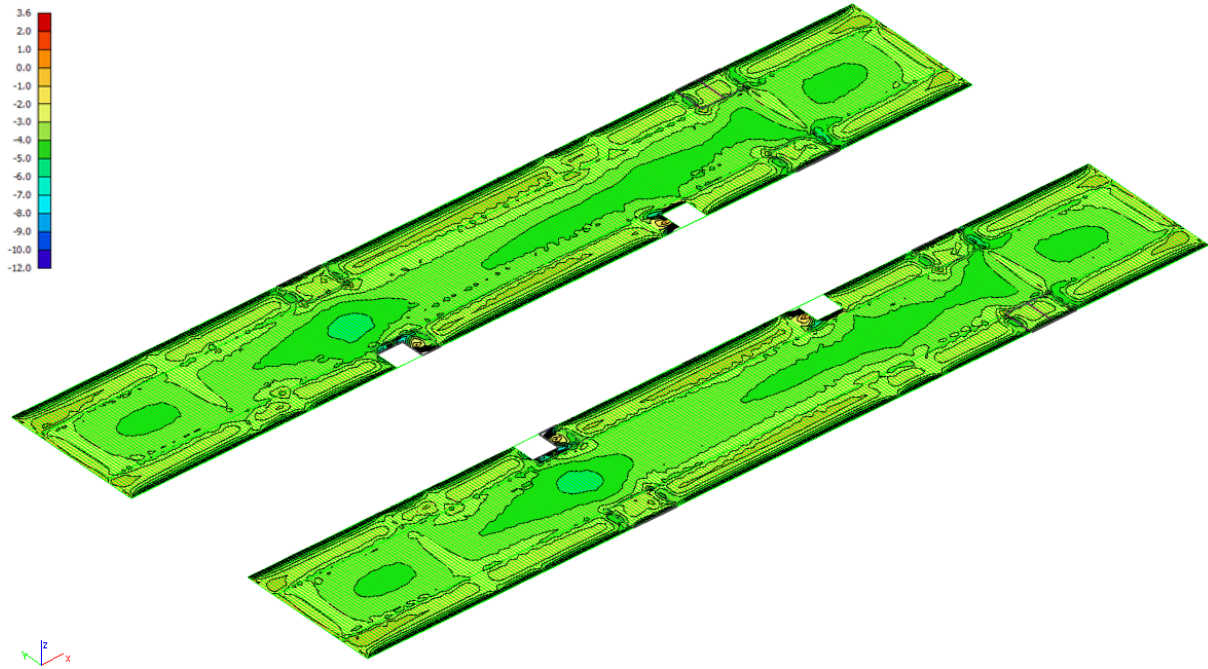


Obr. 106 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 10

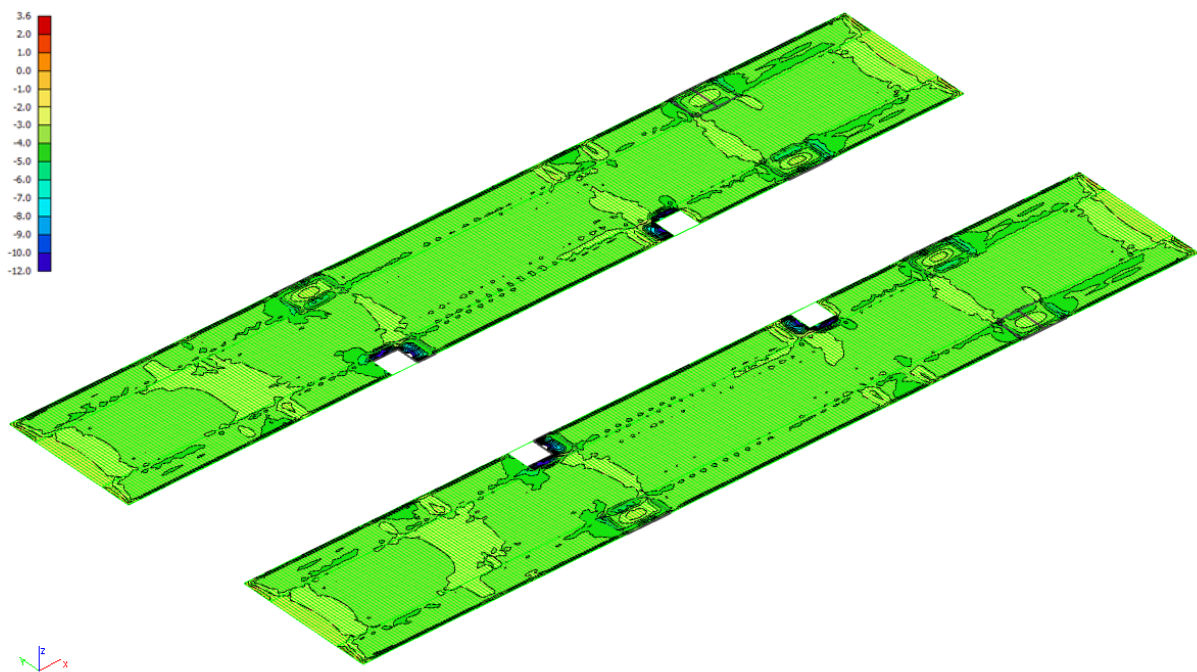
Stavební fáze 9.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 10 **vyhovují** požadavkům.

#### 4.9.7 Výpočet příčných napětí ve SF 11



Obr. 107 -  $\sigma_{y+}$  ve Stavební fázi 11



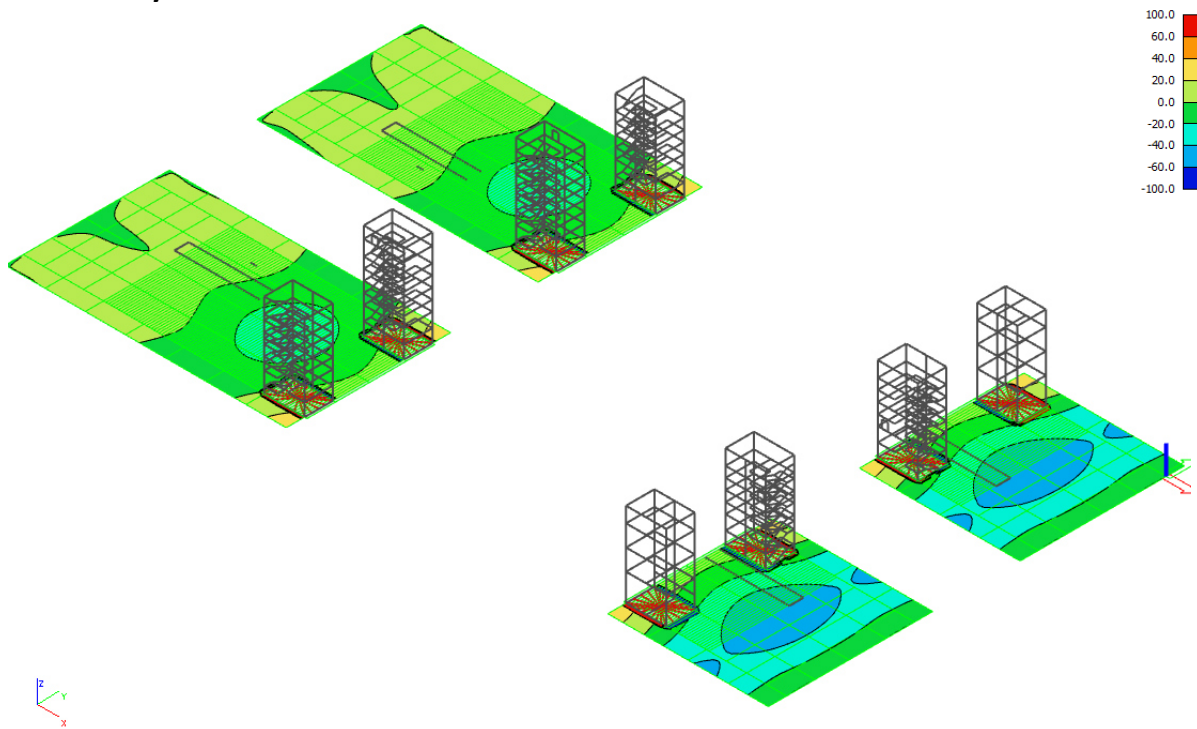
Obr. 108 -  $\sigma_{y-}$  ve Stavební fázi 11

Stavební fáze 10.1 byly vynechány, neboť v těchto fázích nedochází k přidávání dalších desek a změny napětí v deskách jsou jen minimální.

Napětí na plochách ve stavební fázi č. 11 **vyhovují** požadavkům.

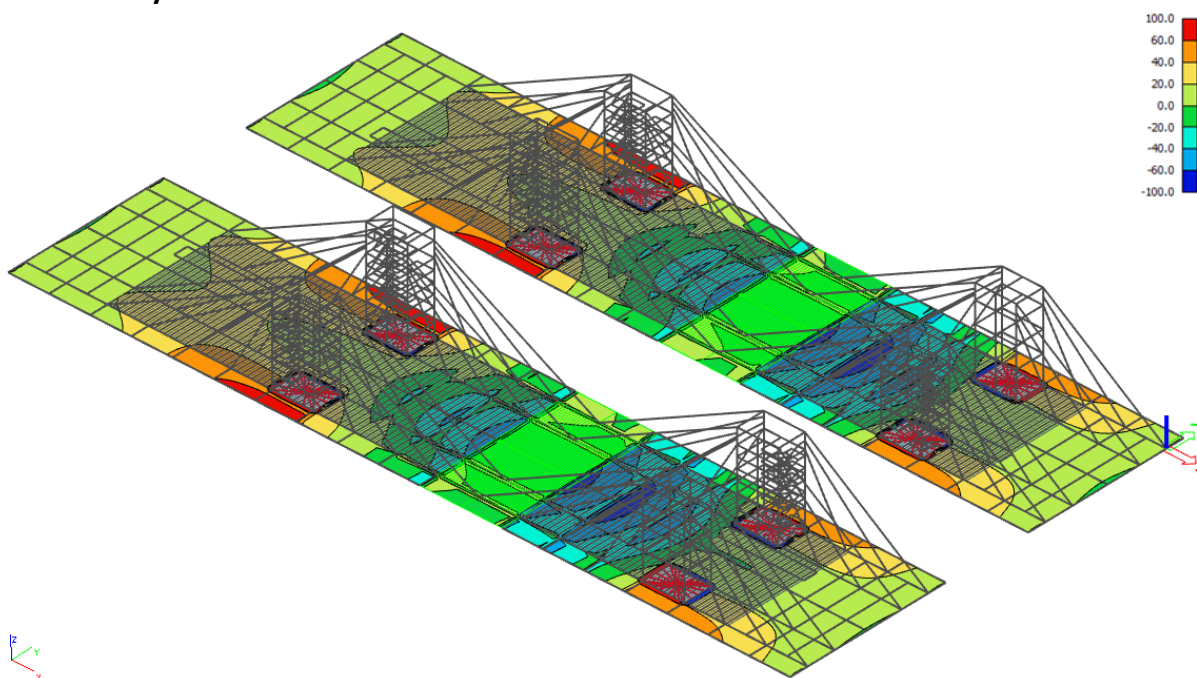
## 4.10 Průhyby konstrukce ve stavebních fázích

### 4.10.1 Průhyb konstrukce ve stavební fázi 2



Obr. 109 - Svislý průhyb konstrukce ve stavební fázi 2 - včetně předpětí

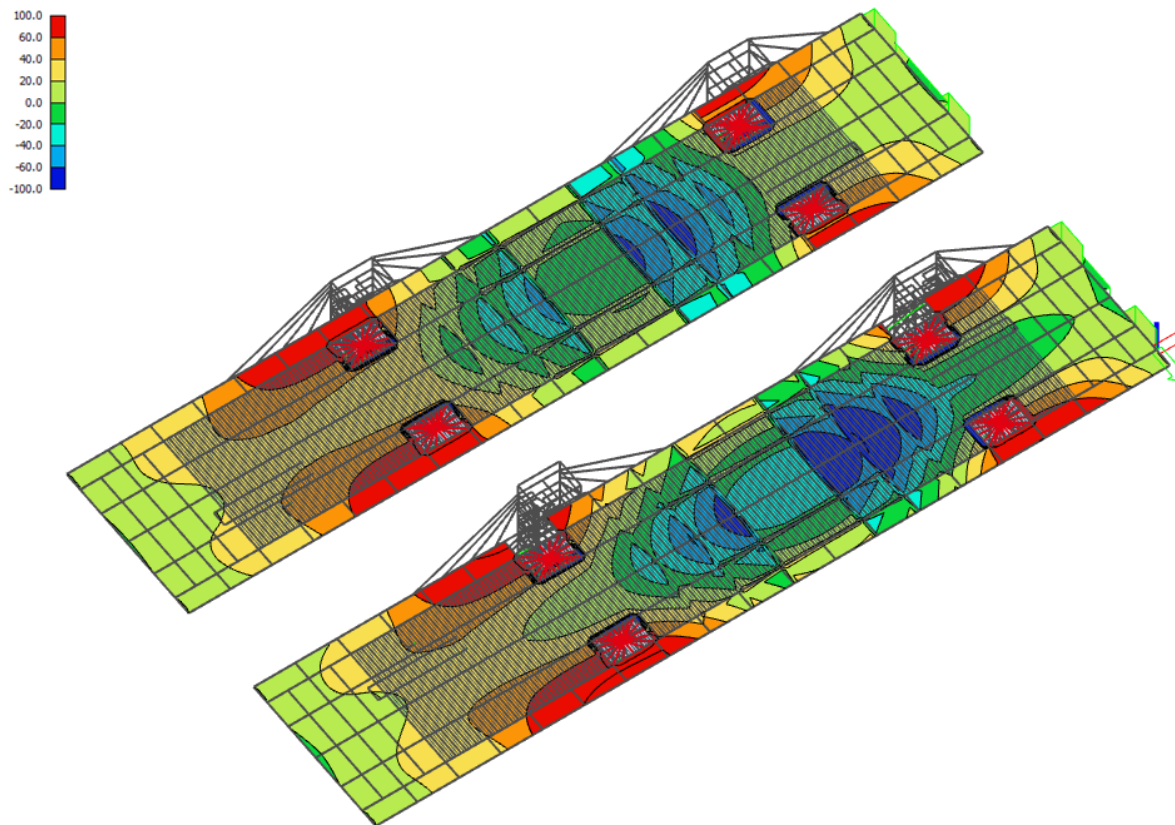
### 4.10.2 Průhyb konstrukce ve stavební fázi 6.2



Obr. 110 - Svislý průhyb konstrukce ve stavební fázi 6.2 - včetně předpětí

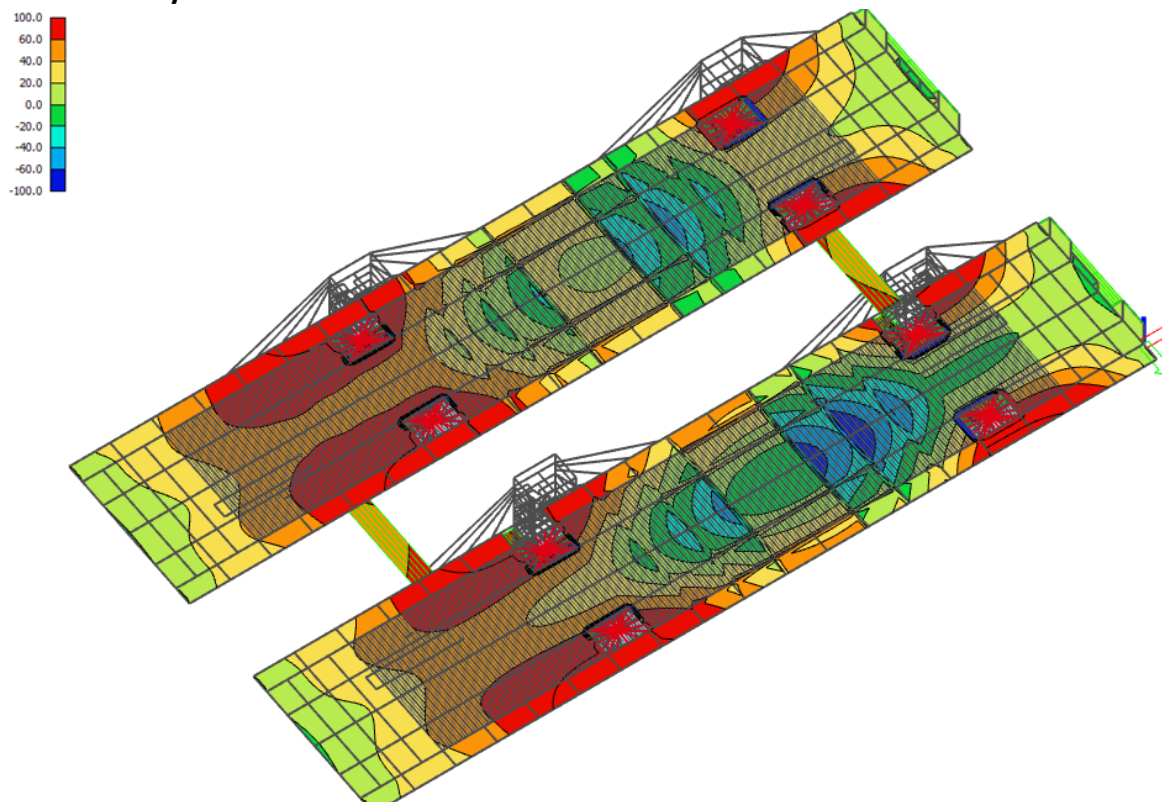


#### 4.10.3 Průhyb konstrukce ve stavební fázi 7



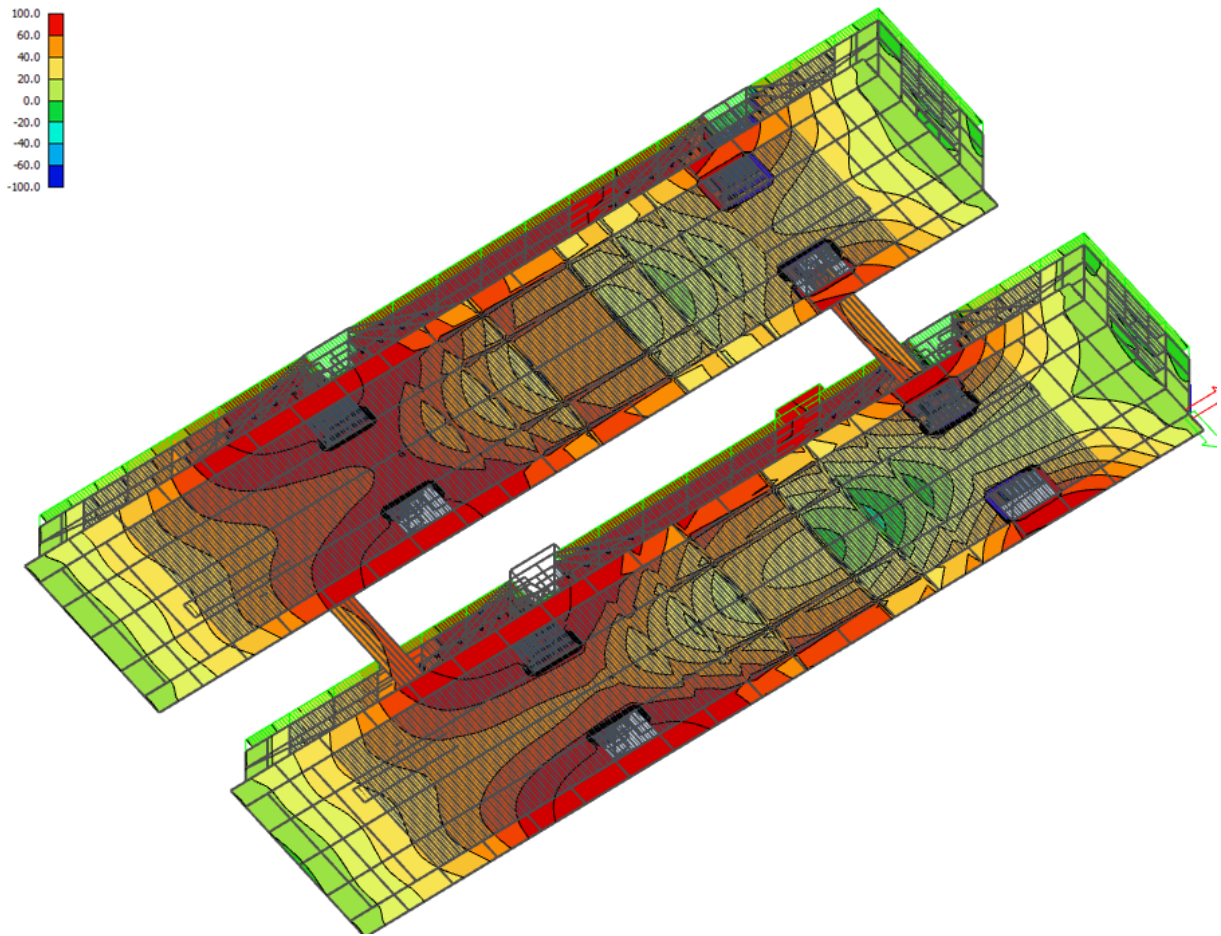
Obr. 111 - Svislý průhyb konstrukce ve stavební fázi 7 - včetně předpětí

#### 4.10.4 Průhyb konstrukce ve stavební fázi 8



Obr. 112 - Svislý průhyb konstrukce ve stavební fázi 8 - včetně předpětí

#### 4.10.5 Průhyb konstrukce ve stavební fázi 11



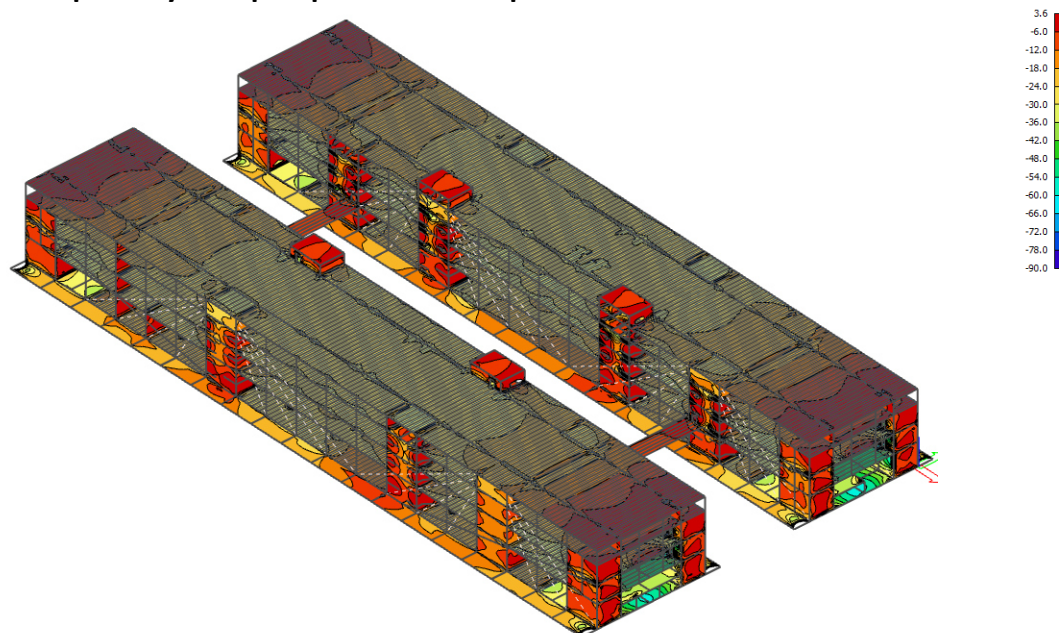
Obr. 113 - Svislý průhyb konstrukce ve stavební fázi 11 - včetně předpětí



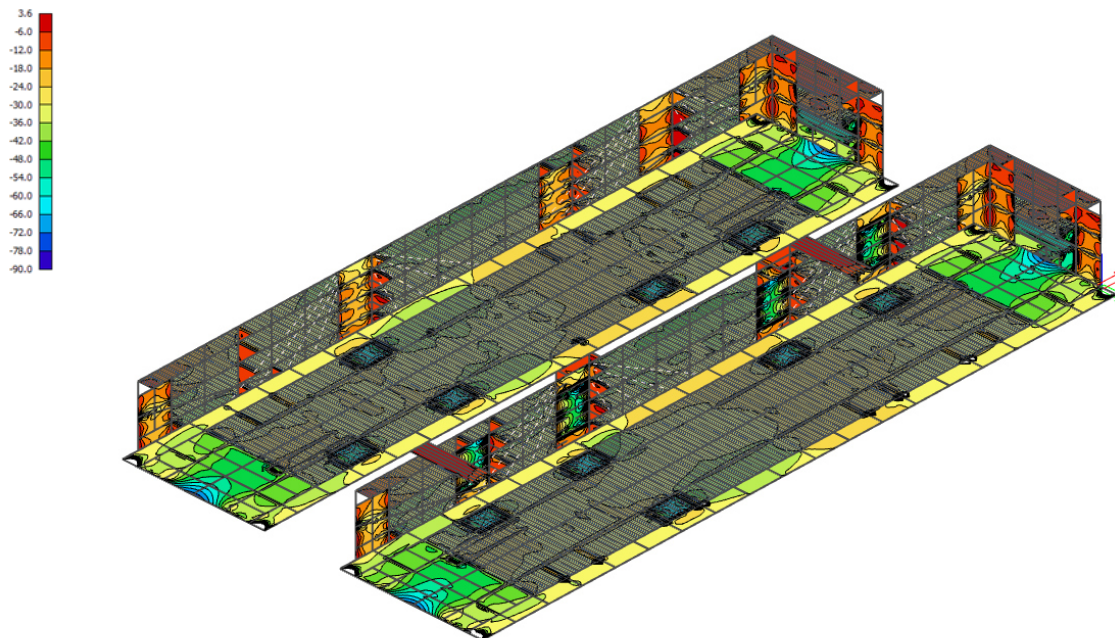
## 4.11 Výpočet a posouzení podélných napětí dokončené konstrukce

Napětí jsou zobrazována včetně předpětí.

### 4.11.1 Výpočet podélných napětí při uvedení do provozu v charakteristické kombinaci



Obr. 114 -  $\sigma_{x+}$  v UP Charakteristická - max

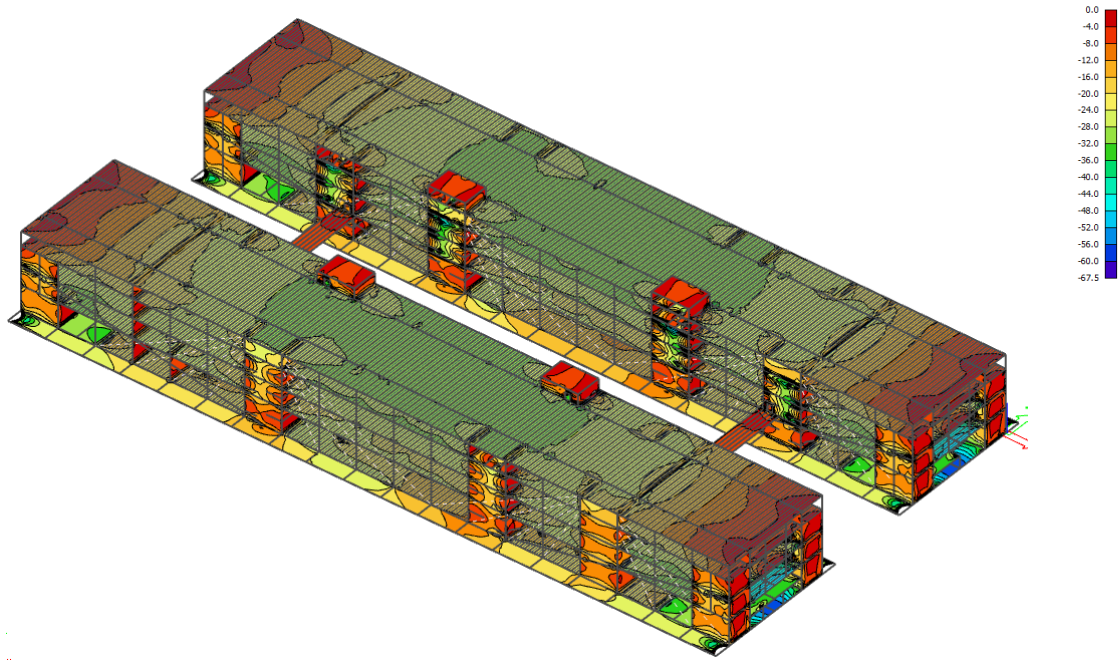


Obr. 115 -  $\sigma_{x-}$  v UP Charakteristická -min

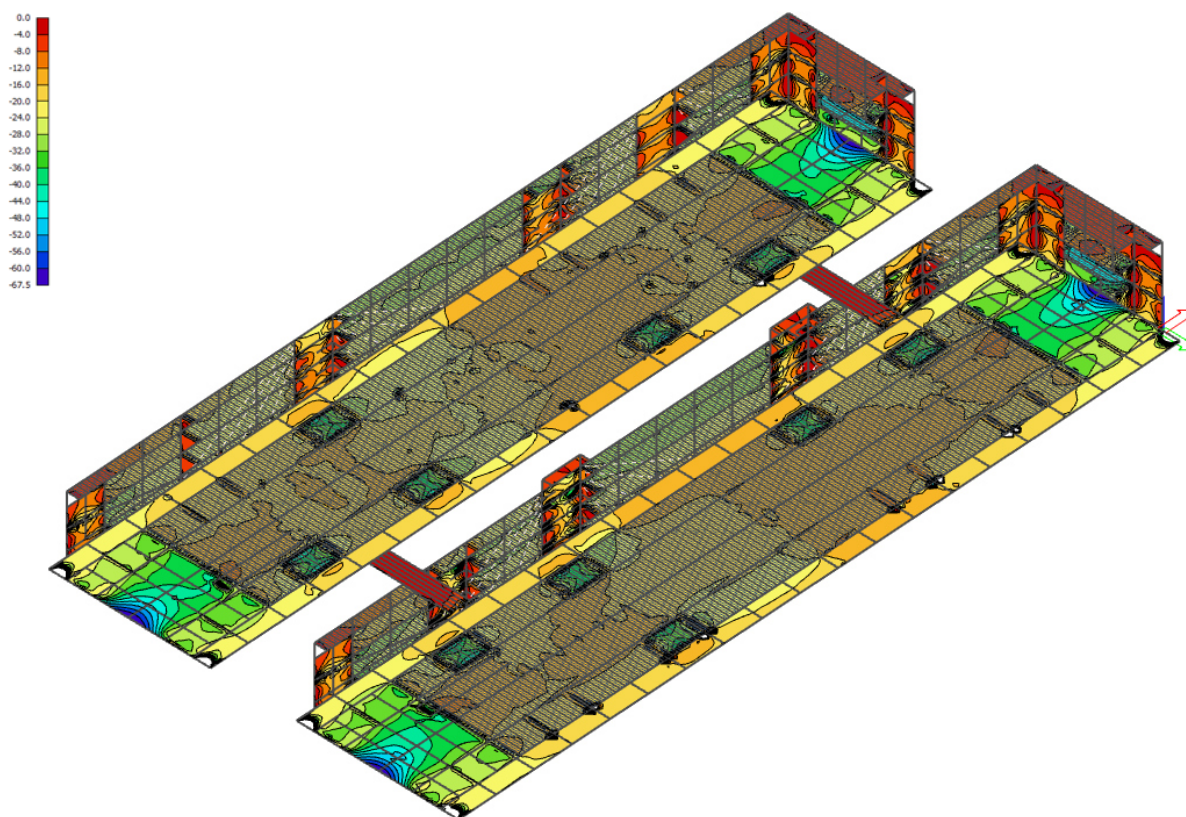
Napětí na plochách v charakteristické kombinaci při uvedení do provozu **vyhovují** požadavkům.



#### 4.11.2 Výpočet podélných napětí při uvedení do provozu v kvazistálé kombinaci



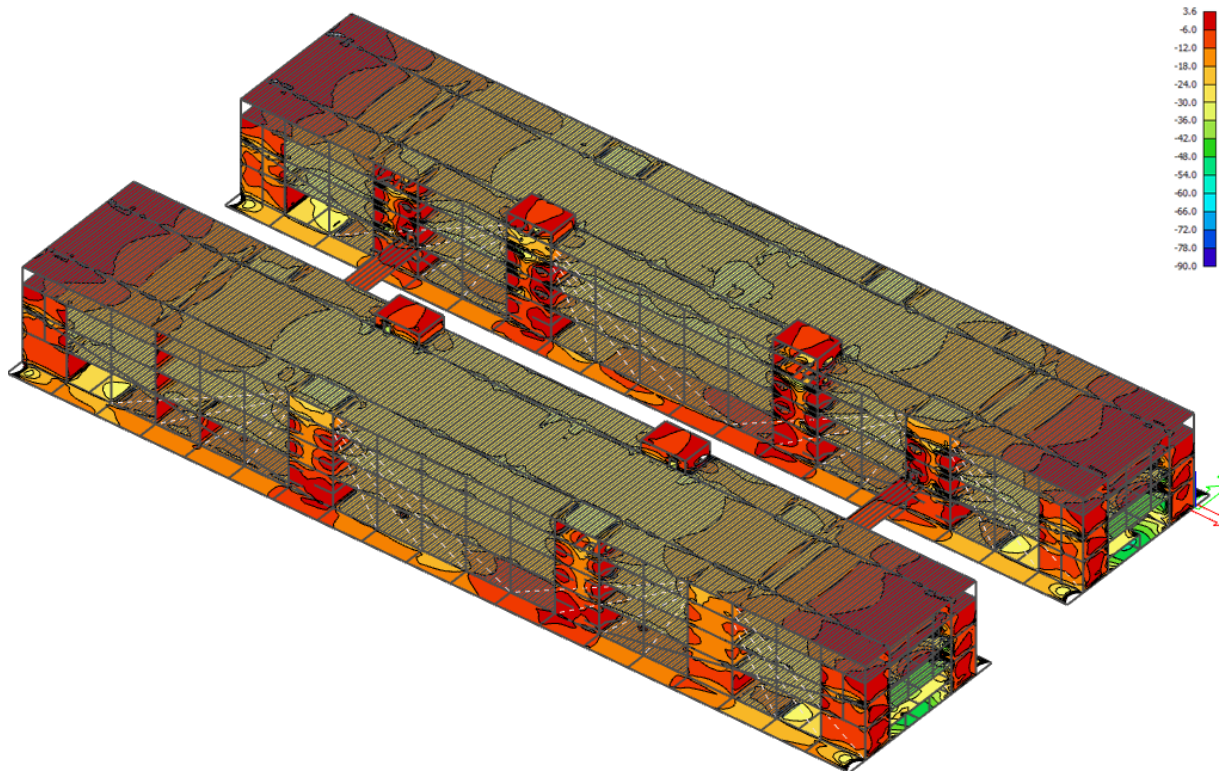
Obr. 116 -  $\sigma_{x+}$  v UP Kvazistálá - max



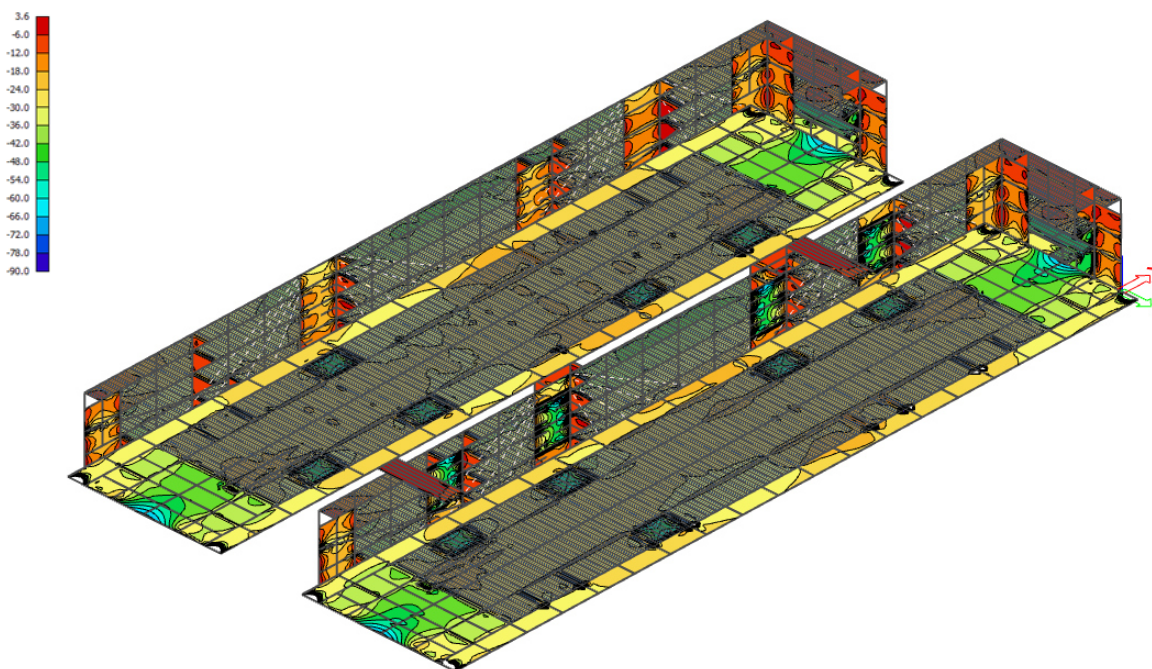
Obr. 117 -  $\sigma_{x-}$  v UP Kvazistálá - min

Napětí na plochách v kvazistálé kombinaci při uvedení do provozu **vyhovují** požadavkům.

#### 4.11.3 Výpočet podélných napětí na konci životnosti v charakteristické kombinaci



Obr. 118 -  $\sigma_{x+}$  v KZ Charakteristická - max

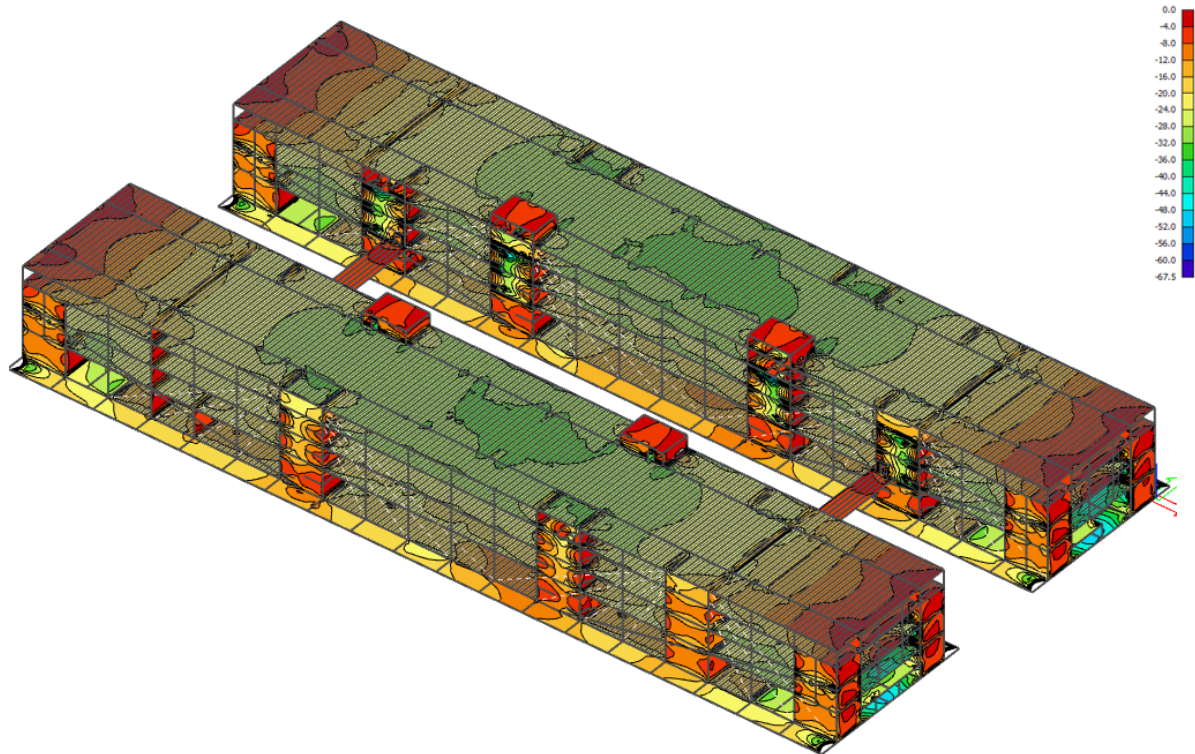


Obr. 119 -  $\sigma_{x-}$  v KZ Charakteristická - min

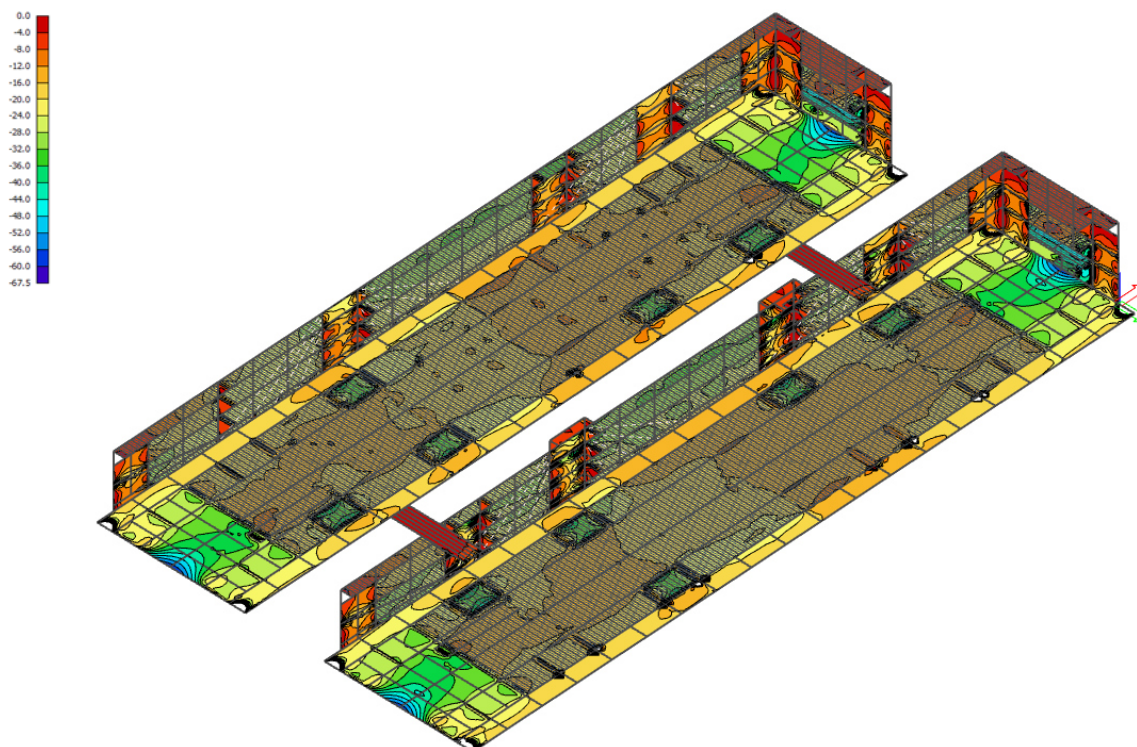
Napětí na plochách v charakteristické kombinaci na konci životnosti **vyhovují** požadavkům.



#### 4.11.4 Výpočet podélných napětí na konci životnosti v kvazistálé kombinaci



Obr. 120 -  $\sigma_{x+}$  v KZ Kvazistálá - max



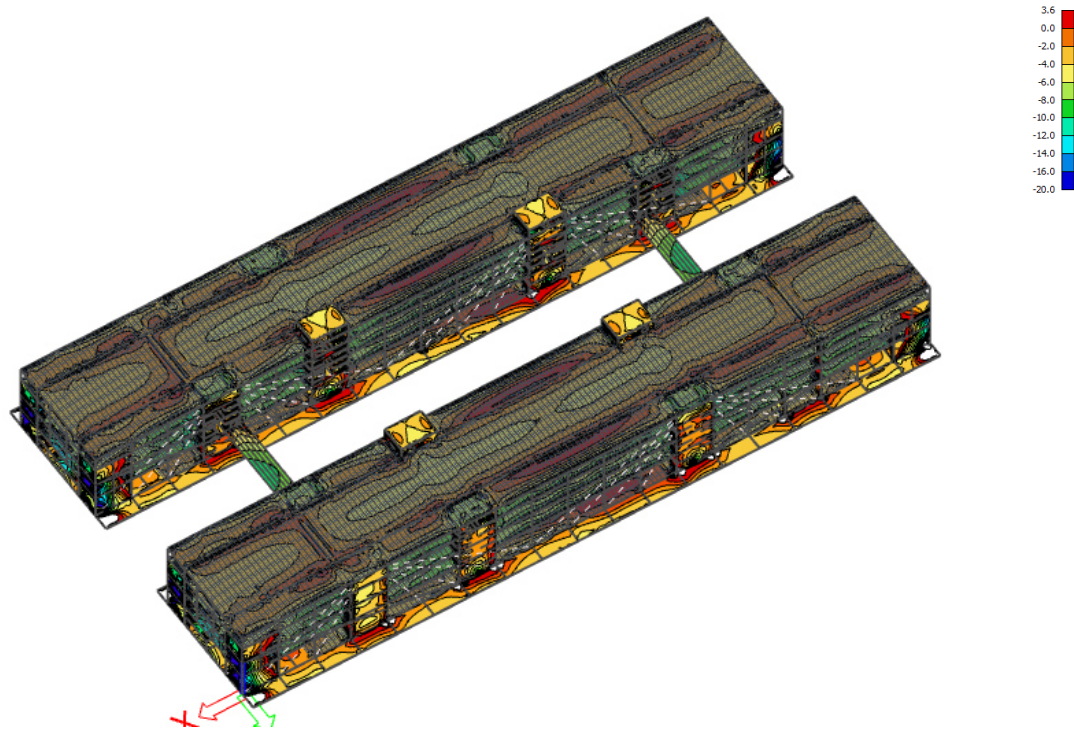
Obr. 121 -  $\sigma_{x-}$  v KZ Kvazistálá - min

Napětí na plochách v kvazistálé kombinaci na konci životnosti **vyhovují** požadavkům.

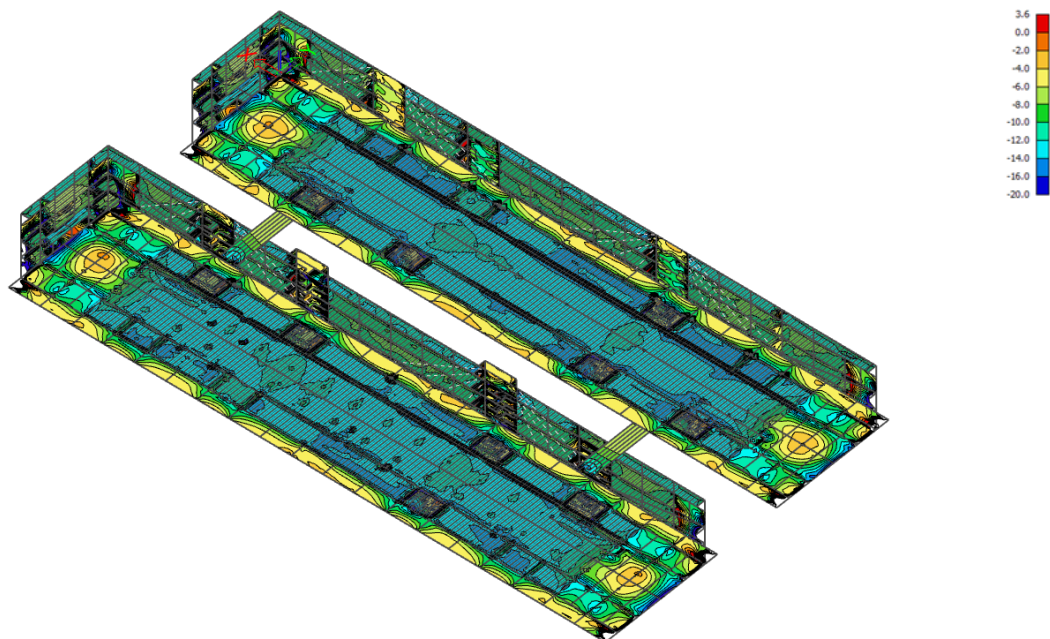
## 4.12 Výpočet a posouzení příčných napětí dokončené konstrukce

Napětí jsou zobrazována včetně předpětí.

### 4.12.1 Výpočet příčných napětí při uvedení do provozu v charakteristické kombinaci



Obr. 122 -  $\sigma_{y+}$  v UP Charakteristická - max

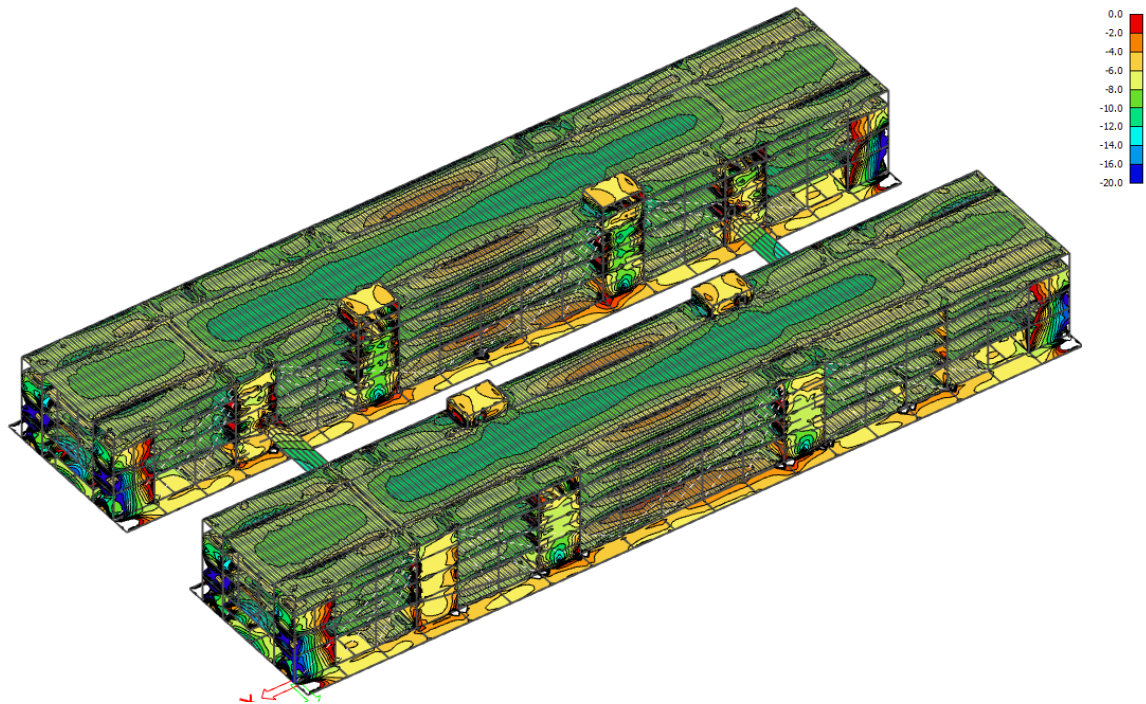


Obr. 123 -  $\sigma_{y-}$  v UP Charakteristická -min

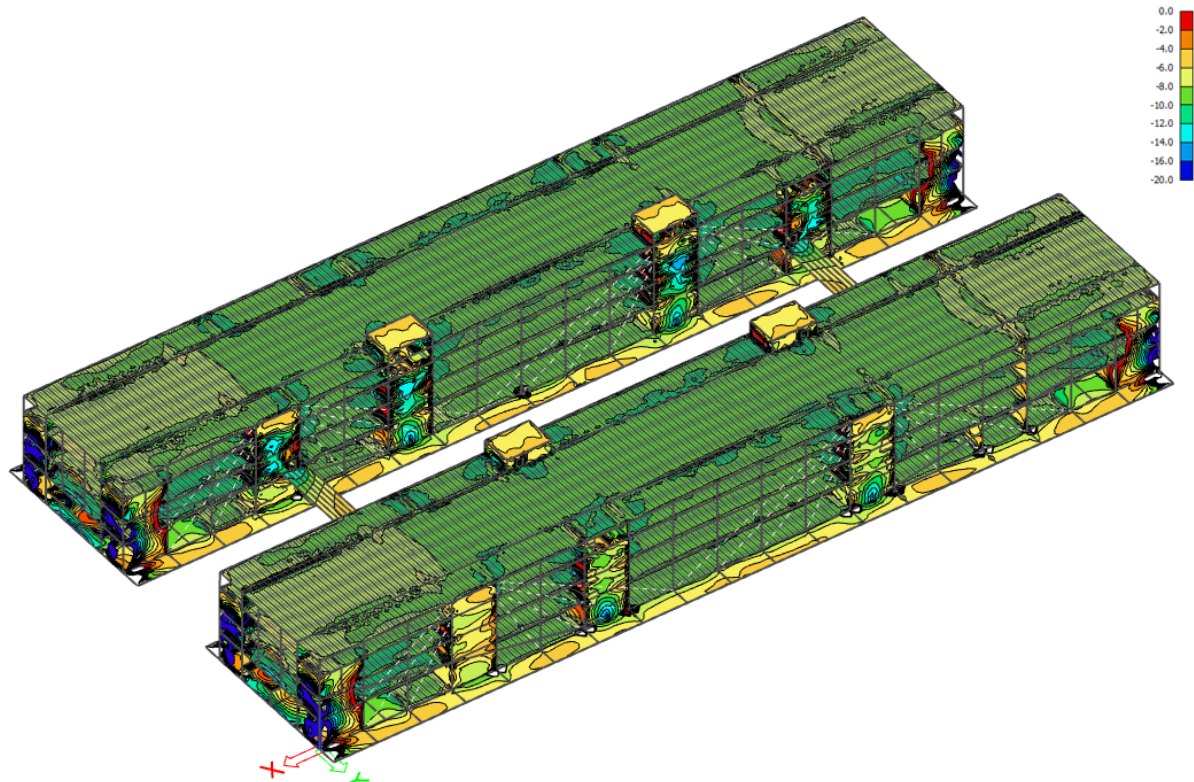
Napětí na plochách v charakteristické kombinaci při uvedení do provozu **vyhovují** požadavkům.



#### 4.12.2 Výpočet příčných napětí při uvedení do provozu v kvazistálé kombinaci



Obr. 124 -  $\sigma_{y+}$  v UP Kvazistálá - max

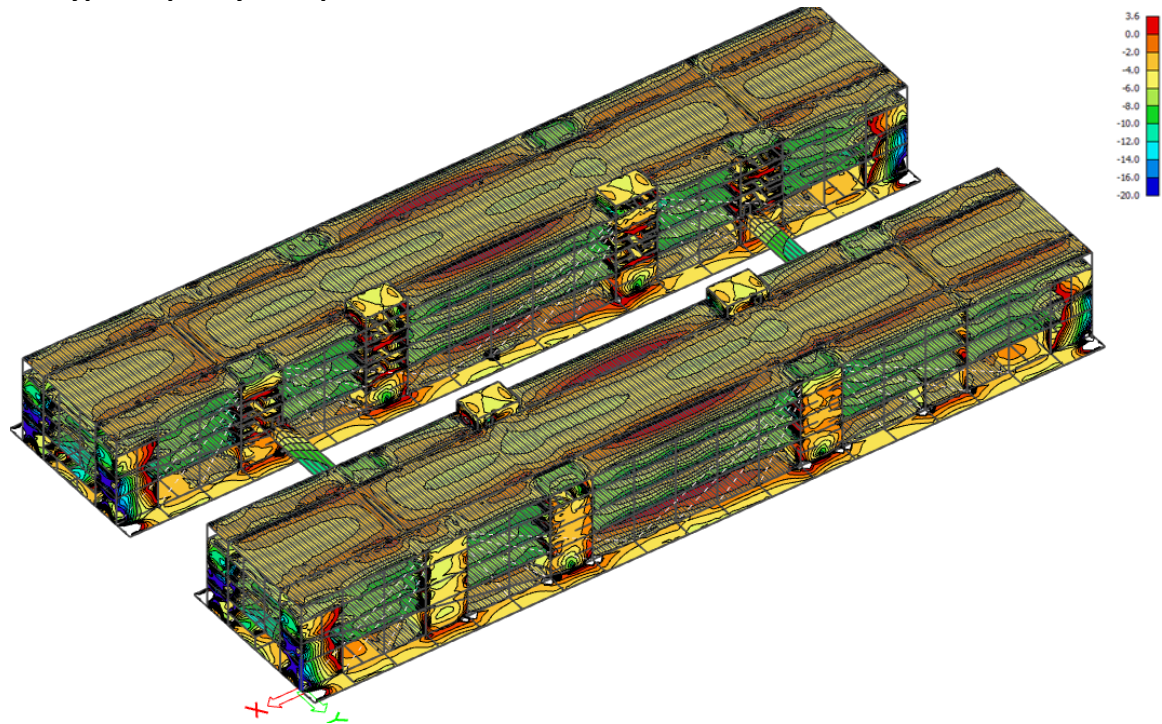


Obr. 125 -  $\sigma_{y-}$  v UP Kvazistálá - min

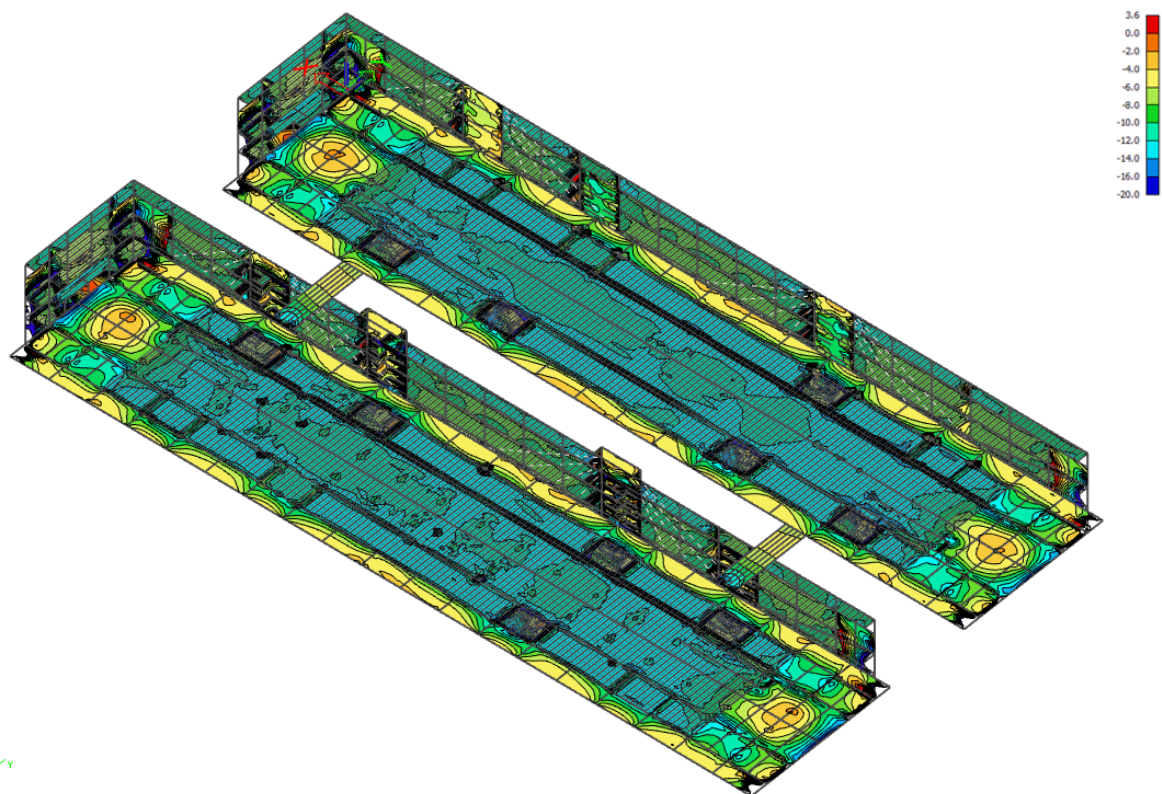
Napětí na plochách v kvazistálé kombinaci při uvedení do provozu **vyhovují** požadavkům.



#### 4.12.3 Výpočet příčných napětí na konci životnosti v charakteristické kombinaci



Obr. 126 -  $\sigma_{y+}$  v KZ Charakteristická - max

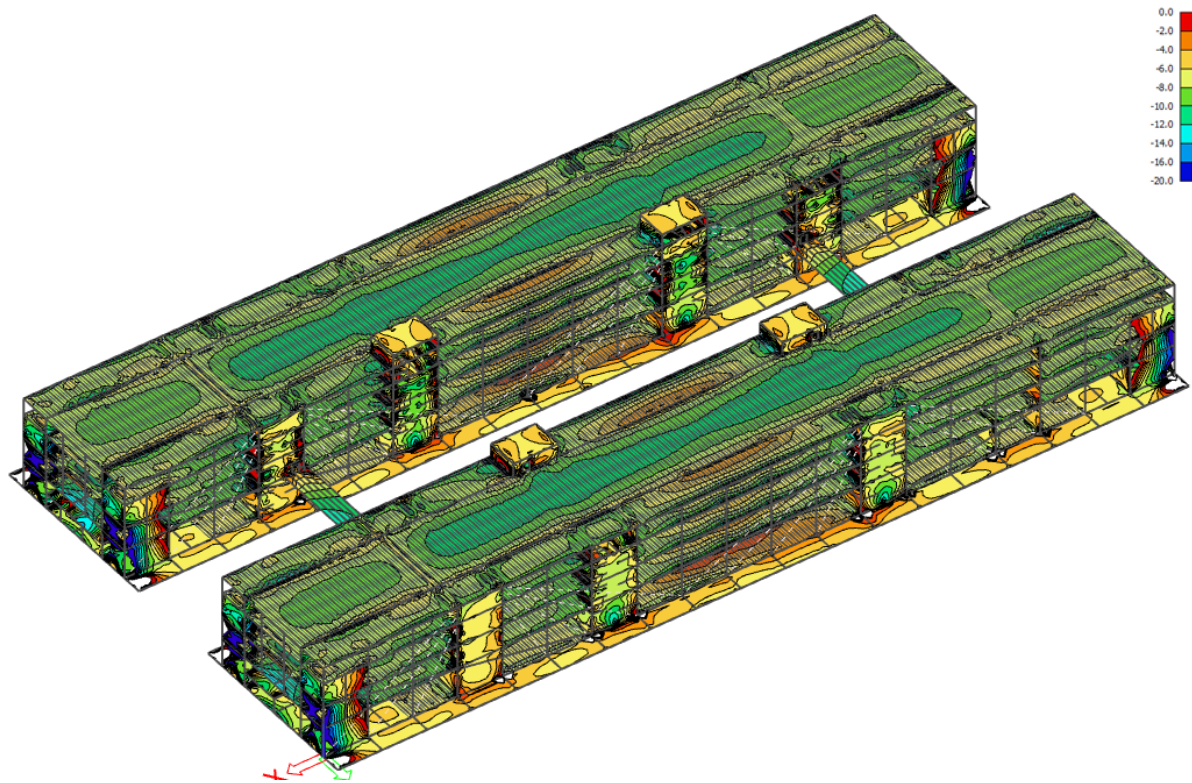


Obr. 127 -  $\sigma_{y-}$  v KZ Charakteristická - min

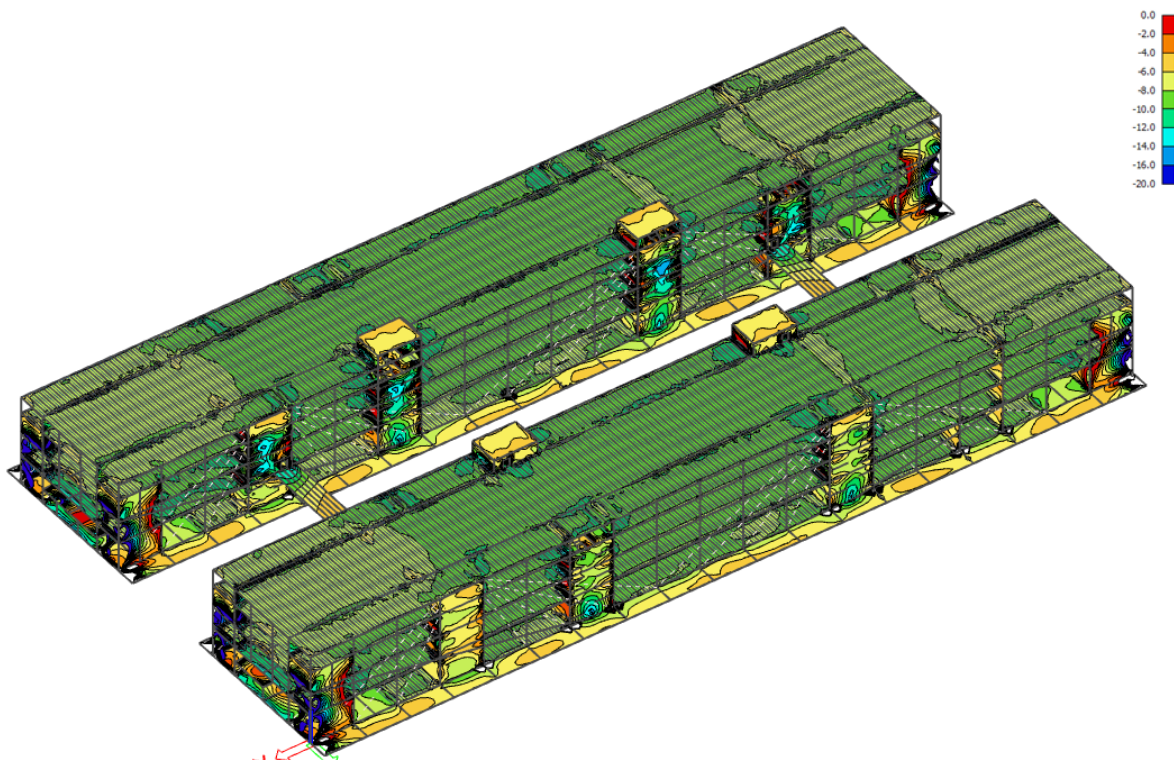
Napětí na plochách v charakteristické kombinaci na konci životnosti **vyhovují** požadavkům.



#### 4.12.4 Výpočet příčných napětí na konci životnosti v kvazistálé kombinaci



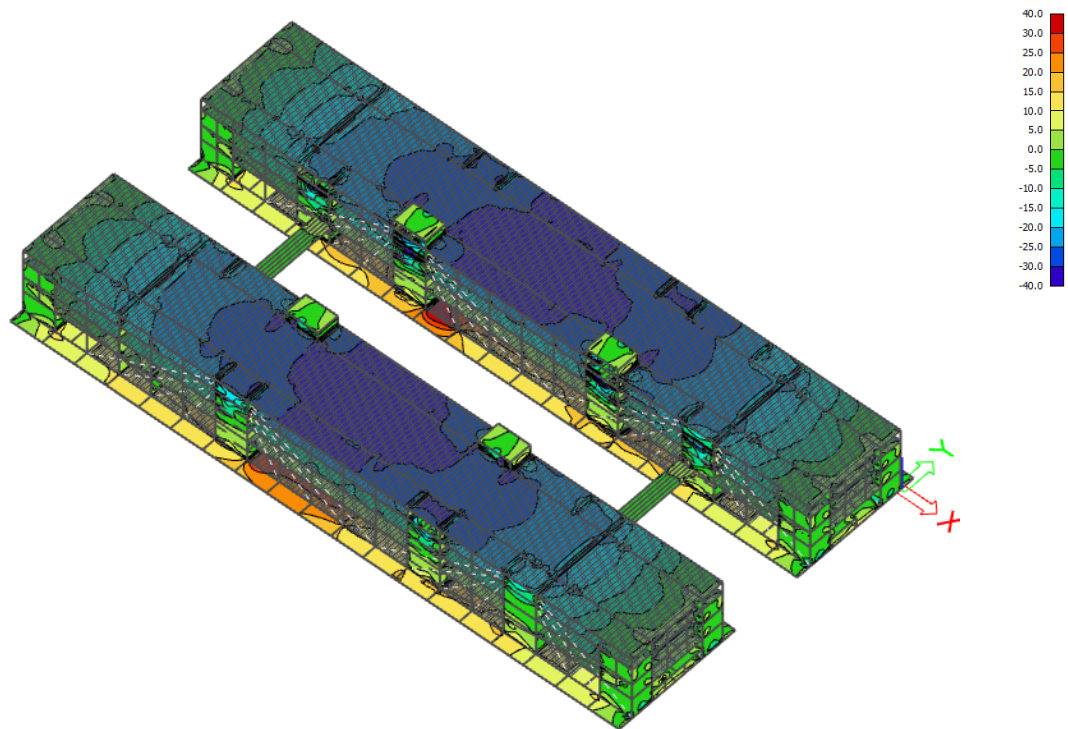
Obr. 128 -  $\sigma_{y+}$  v KZ Kvazistálá - max



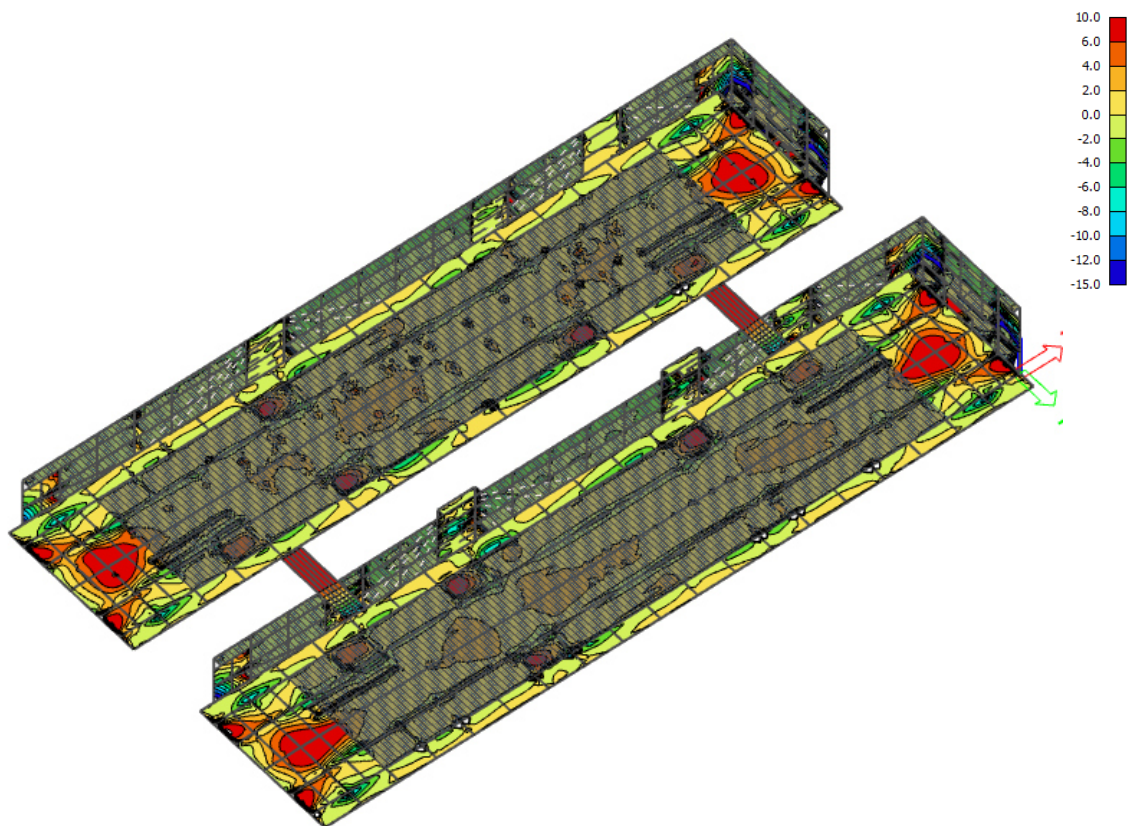
Obr. 129 -  $\sigma_{y-}$  v KZ Kvazistálá - min

Napětí na plochách v kvazistálé kombinaci na konci životnosti **vyhovují** požadavkům.

#### 4.12.5 Výpočet napětí od stálého zatížení



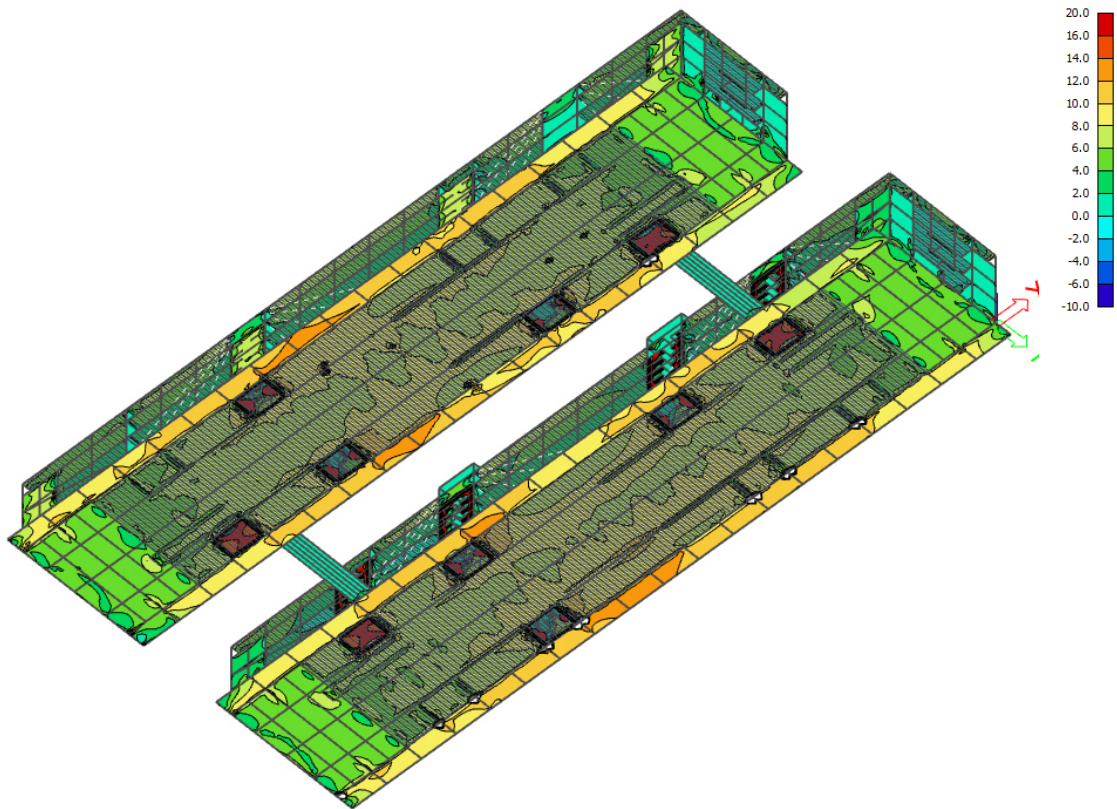
Obr. 130 -  $\sigma_{x+}$  Stálé (bez předpětí)



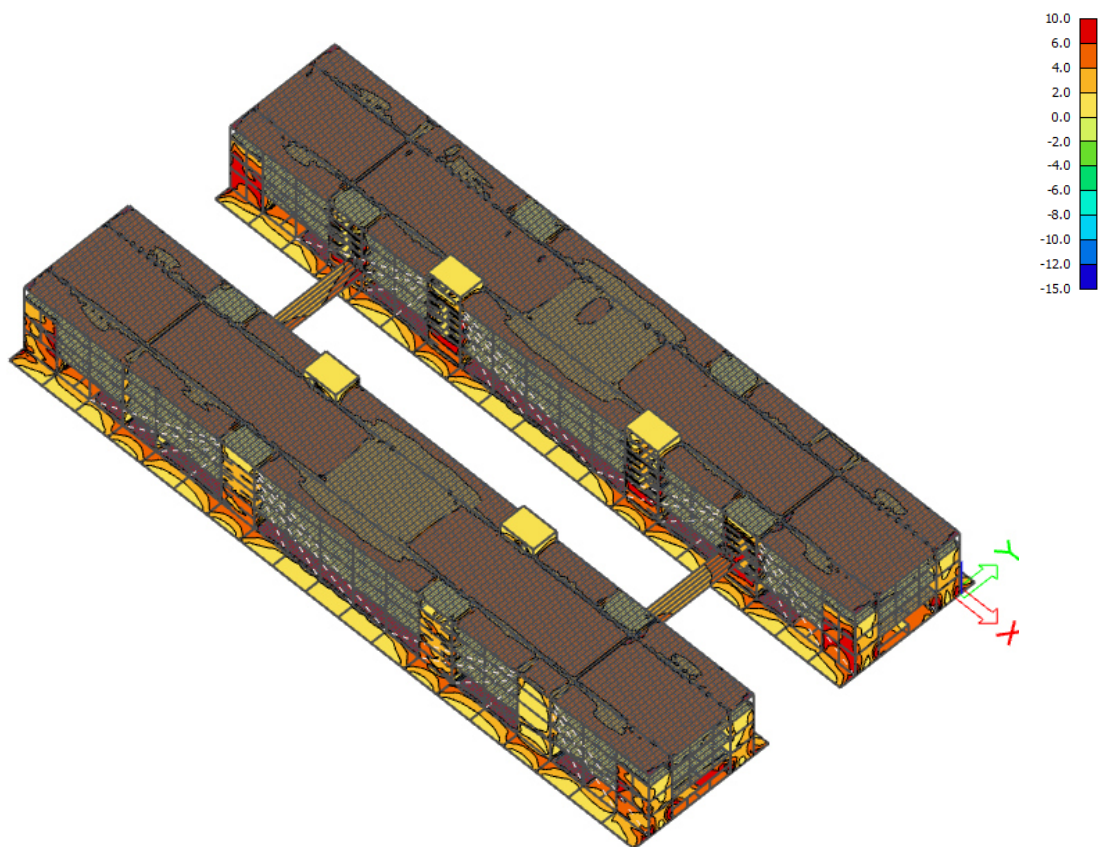
Obr. 131 -  $\sigma_{y-}$  Stálé (bez předpětí)



#### 4.12.6 Výpočet napětí od proměnných zatížení

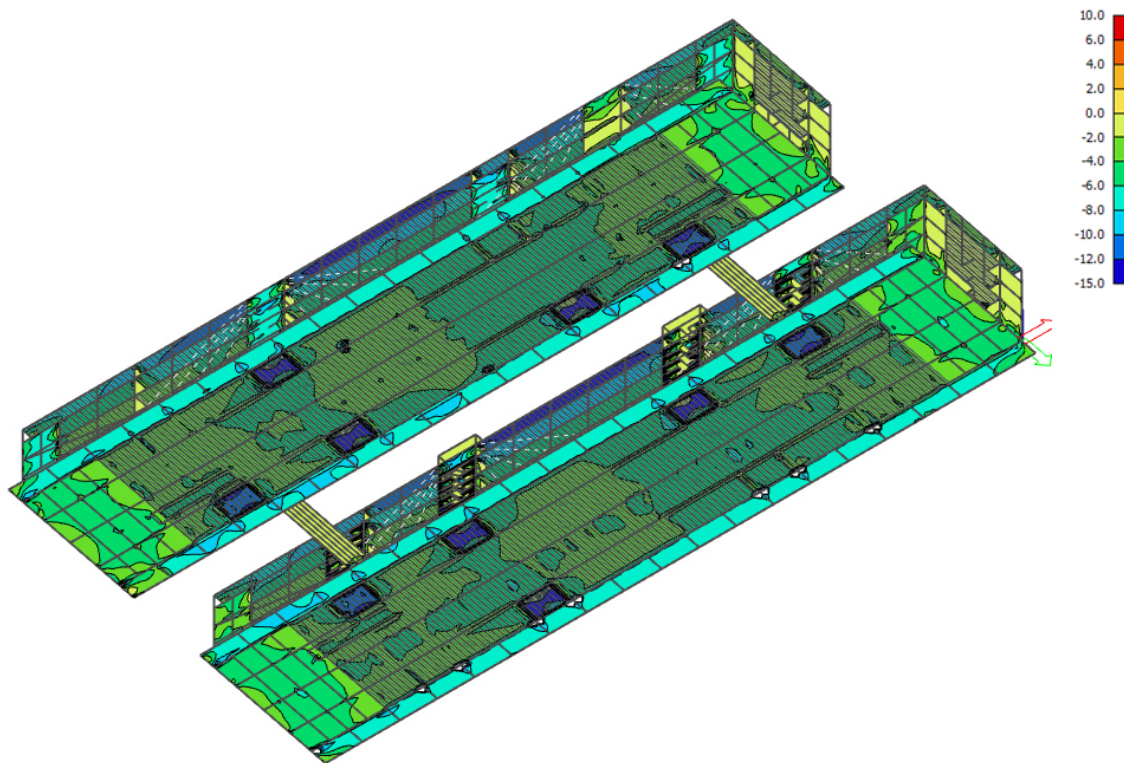


Obr. 132 -  $\sigma_{x+}$  Proměnné -max

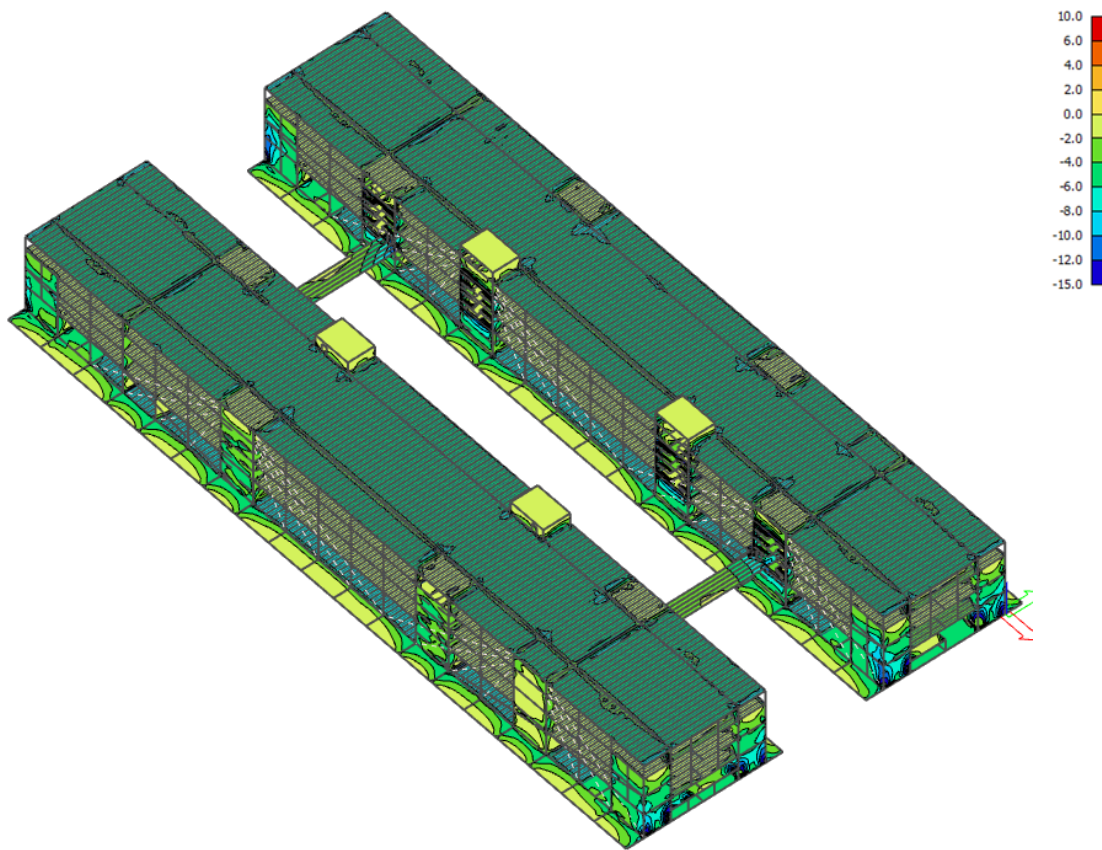


Obr. 133 -  $\sigma_{y-}$  Proměnné -max



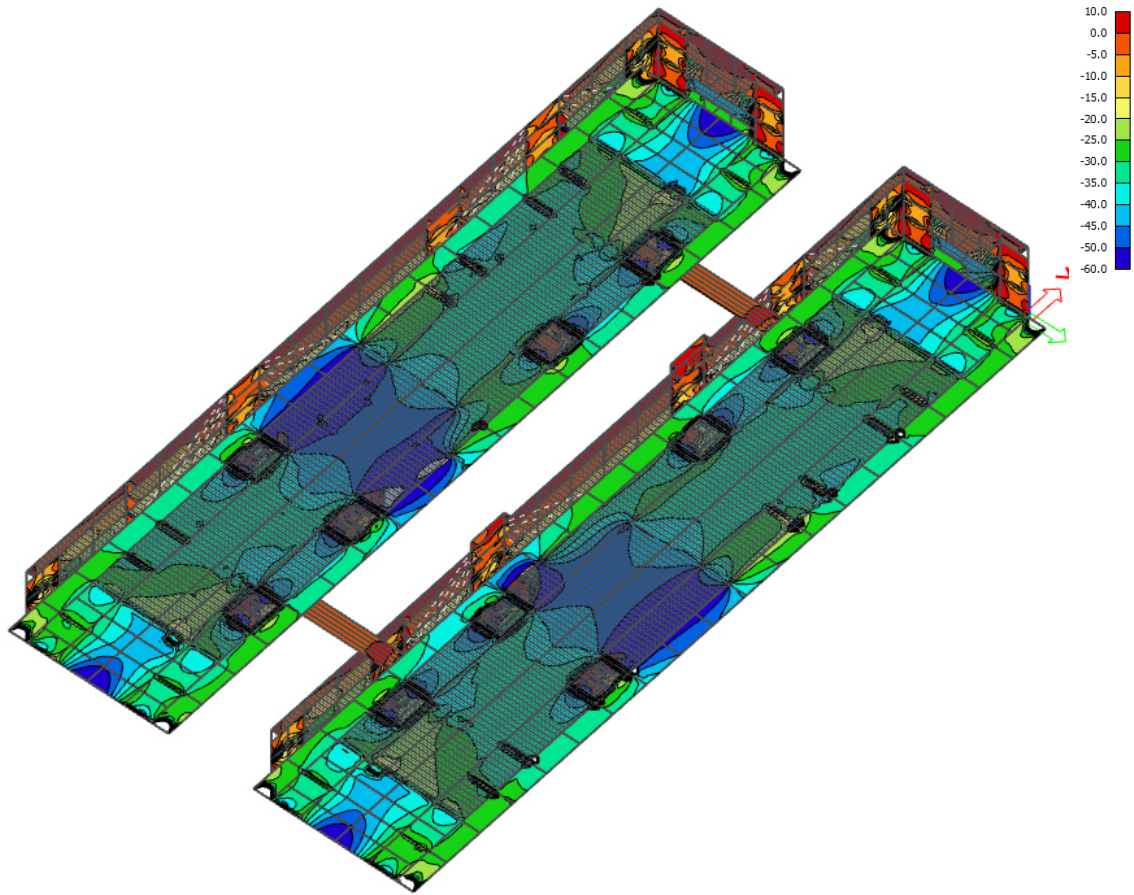


Obr. 134 -  $\sigma_{x+}$  Proměnné -min

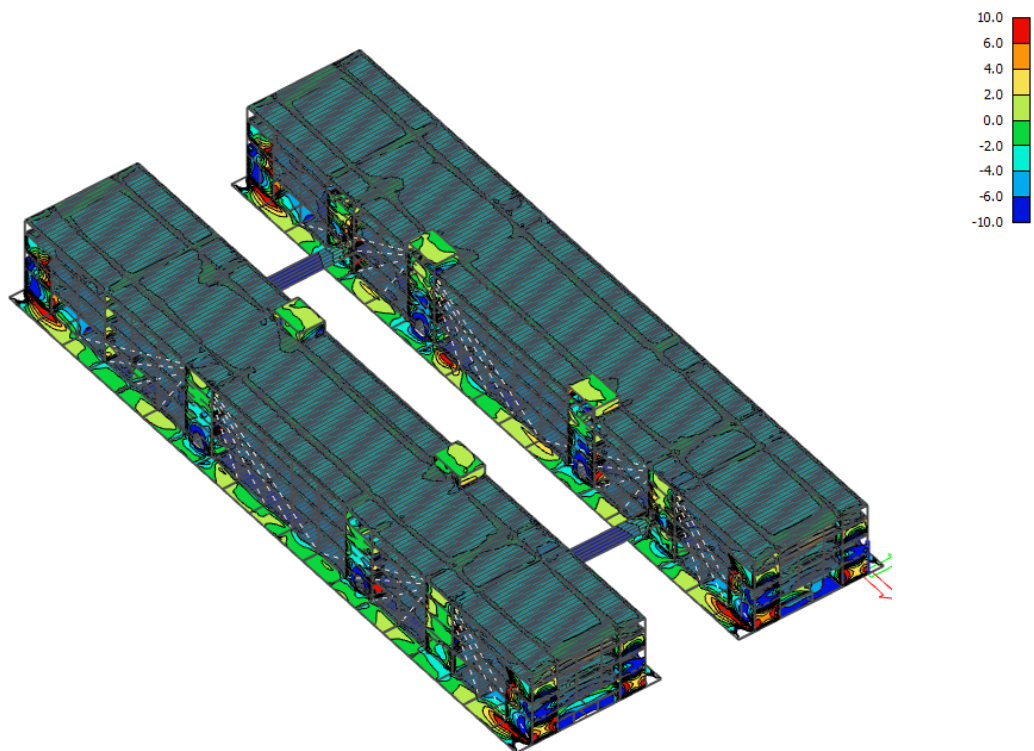


Obr. 135 -  $\sigma_{y-}$  Proměnné -min

#### 4.12.7 Výpočet napětí od předpětí

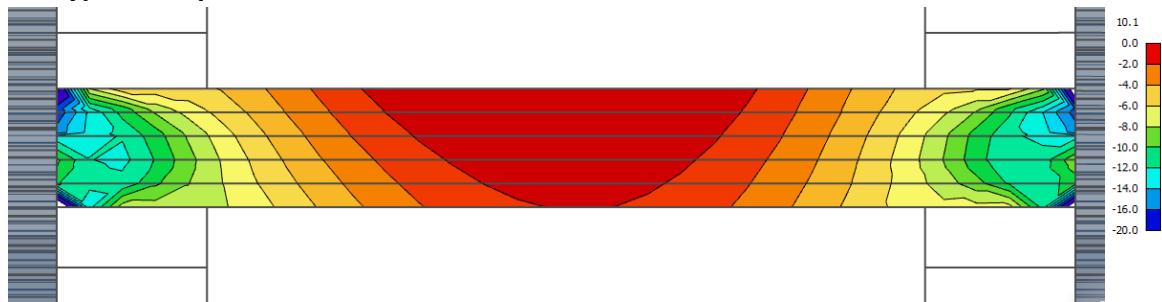


Obr. 136 -  $\sigma_x$ - Předpětí KZ - pouze od předpětí

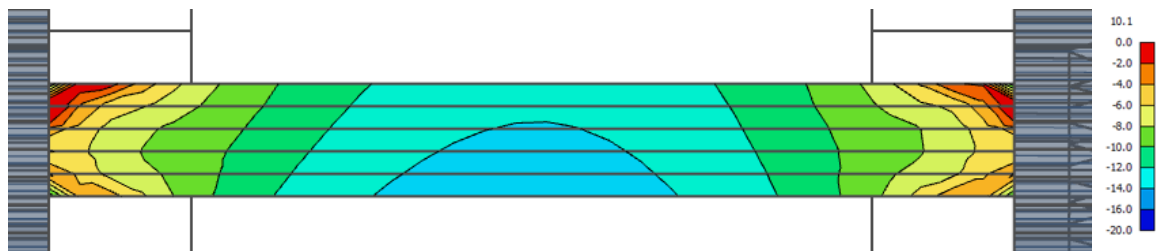


Obr. 137 -  $\sigma_y$ - Předpětí KZ - pouze od předpětí

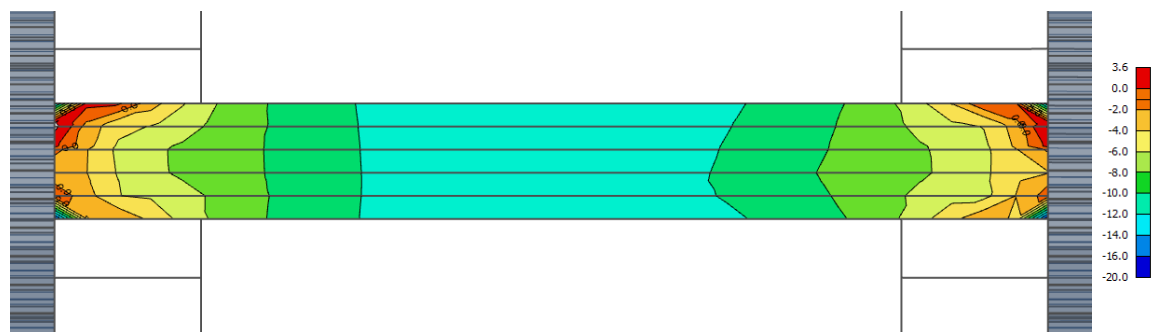
#### 4.12.8 Výpočet napětí v lávce



Obr. 138 -  $\sigma_y+$  Lávka stálé a předpětí KZ



Obr. 139 -  $\sigma_y-$  Lávka stálé a předpětí KZ



Obr. 140 -  $\sigma_y+$  Lávka v KZ Charakteristická -min

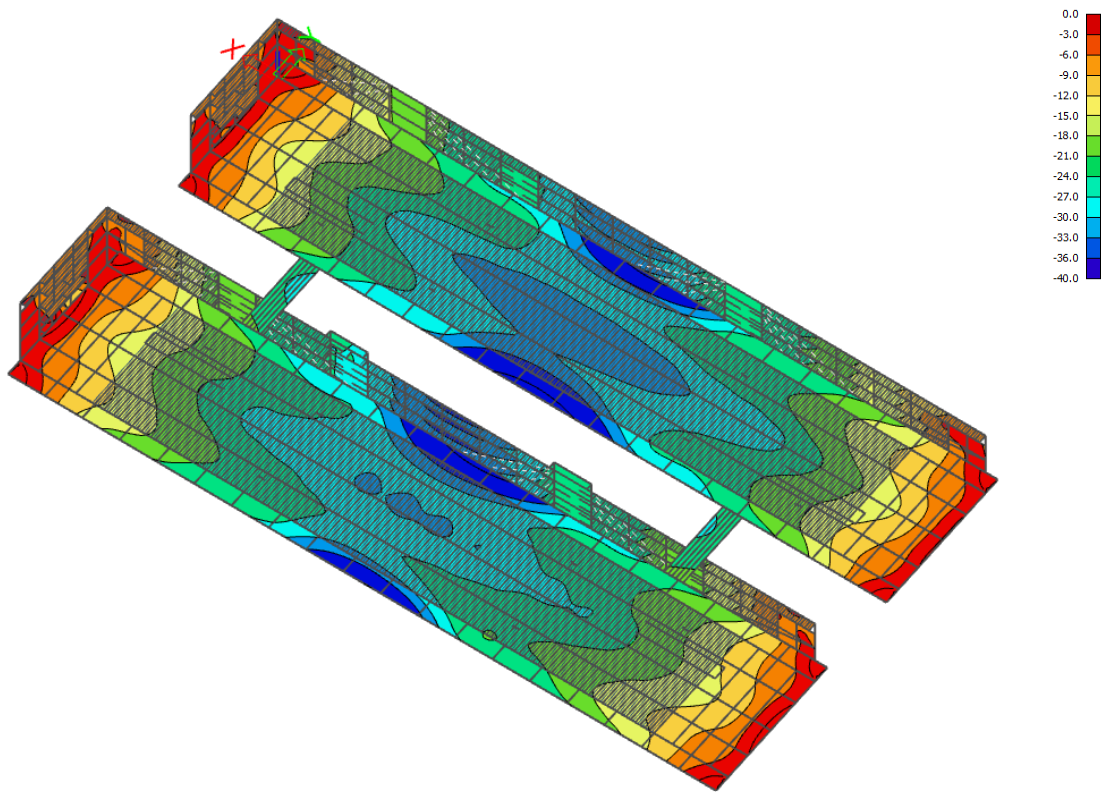


Obr. 141 -  $\sigma_y-$  Lávka v KZ Charakteristická -max

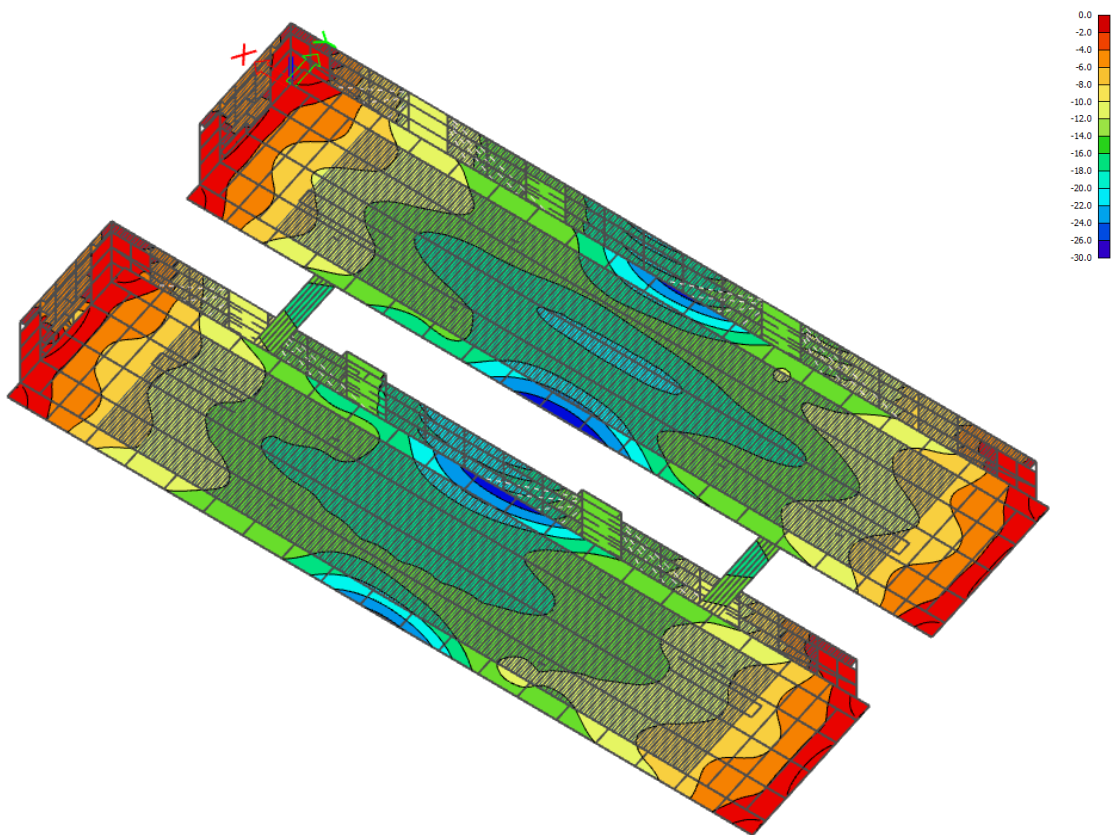
Napětí na plochách v charakteristické kombinaci na konci životnosti v lávce při horním i dolním povrchu **vyhovují** požadavkům.



### 4.13 Průhyby konstrukce dokončeného mostu

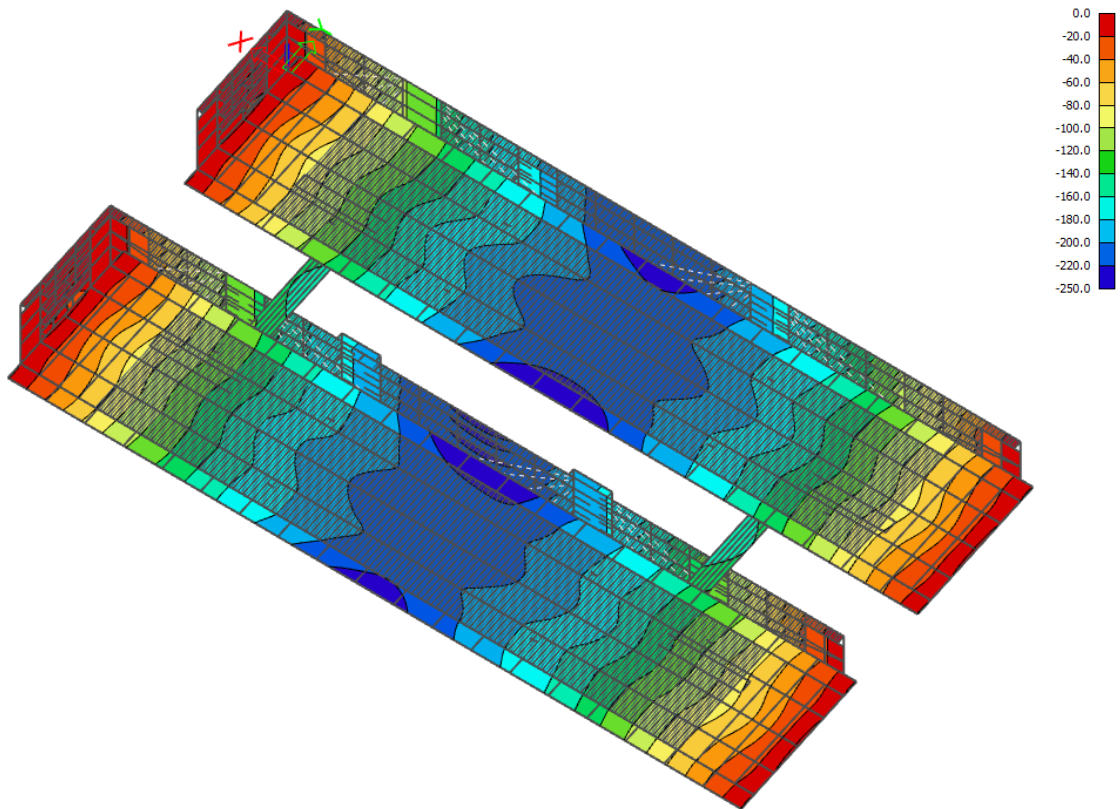


Obr. 142 - Svislý průhyb dokončeného mostu v Charakteristické kombinaci při UP - včetně předpětí

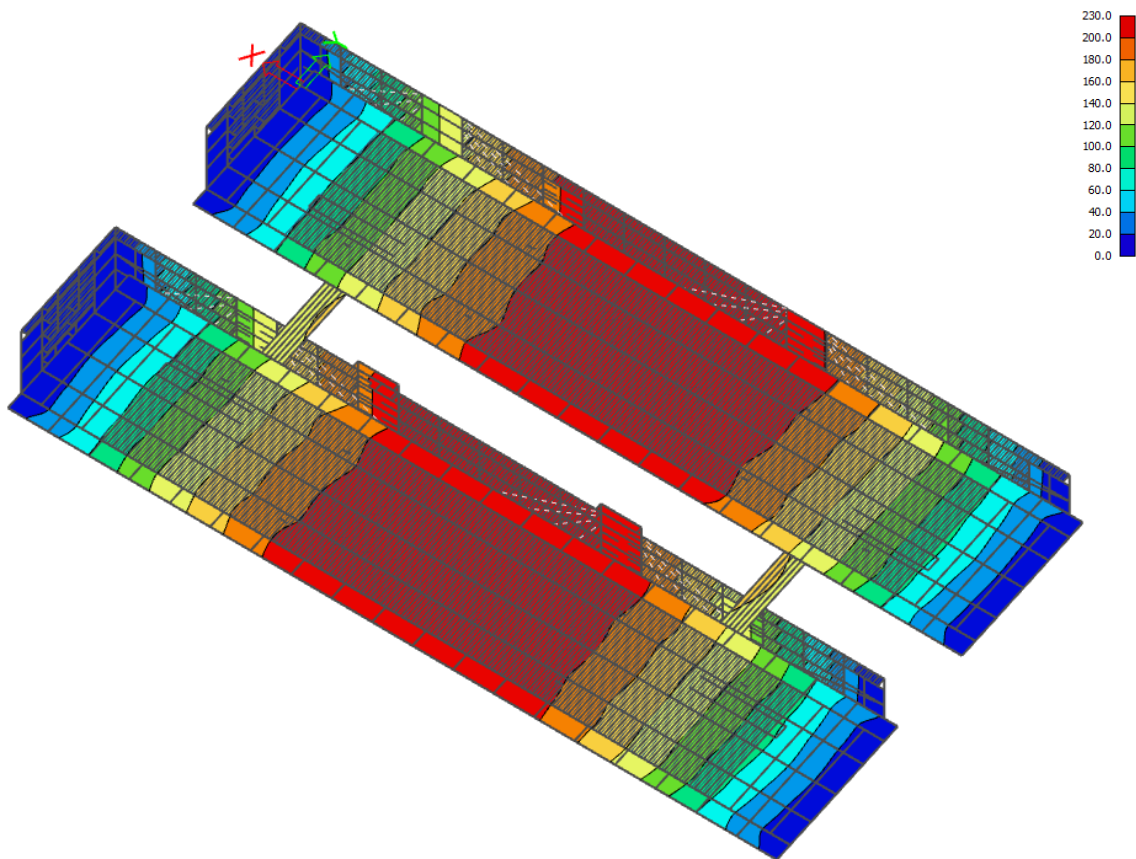


Obr. 143 - Svislý průhyb dokončeného mostu v Kvazistálé kombinaci na KZ - včetně předpětí

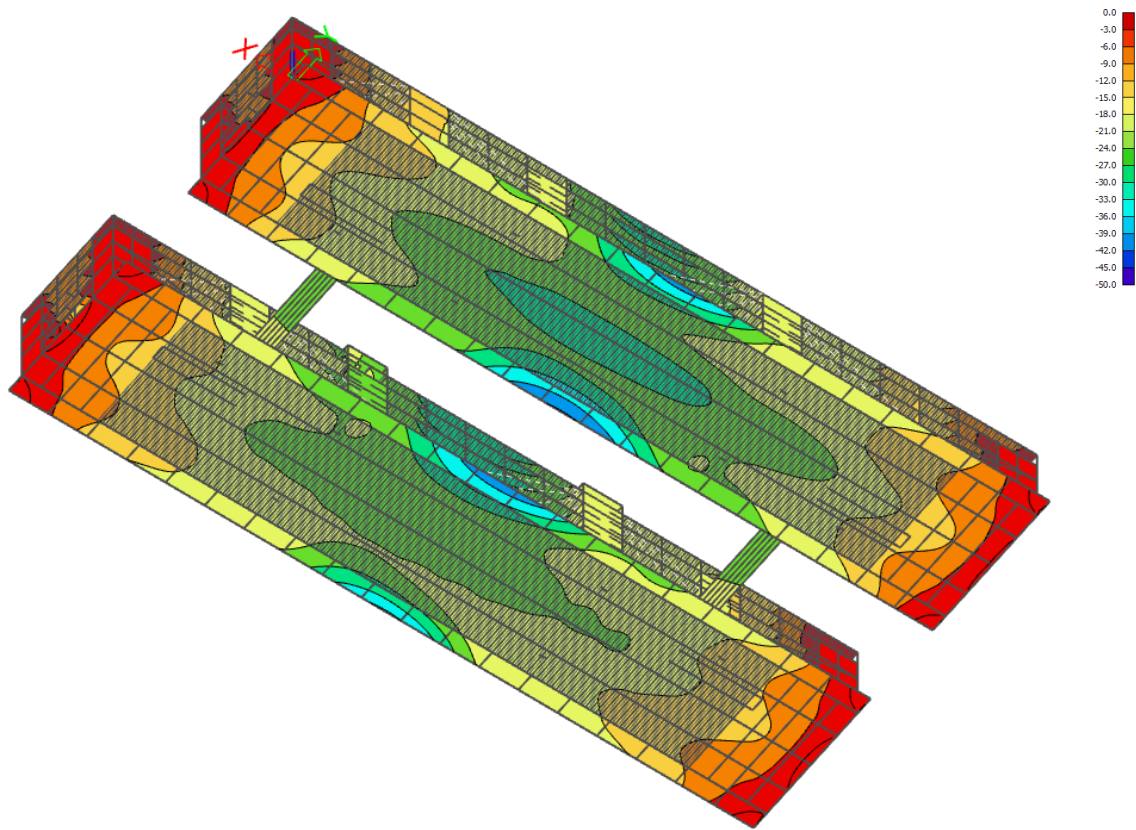




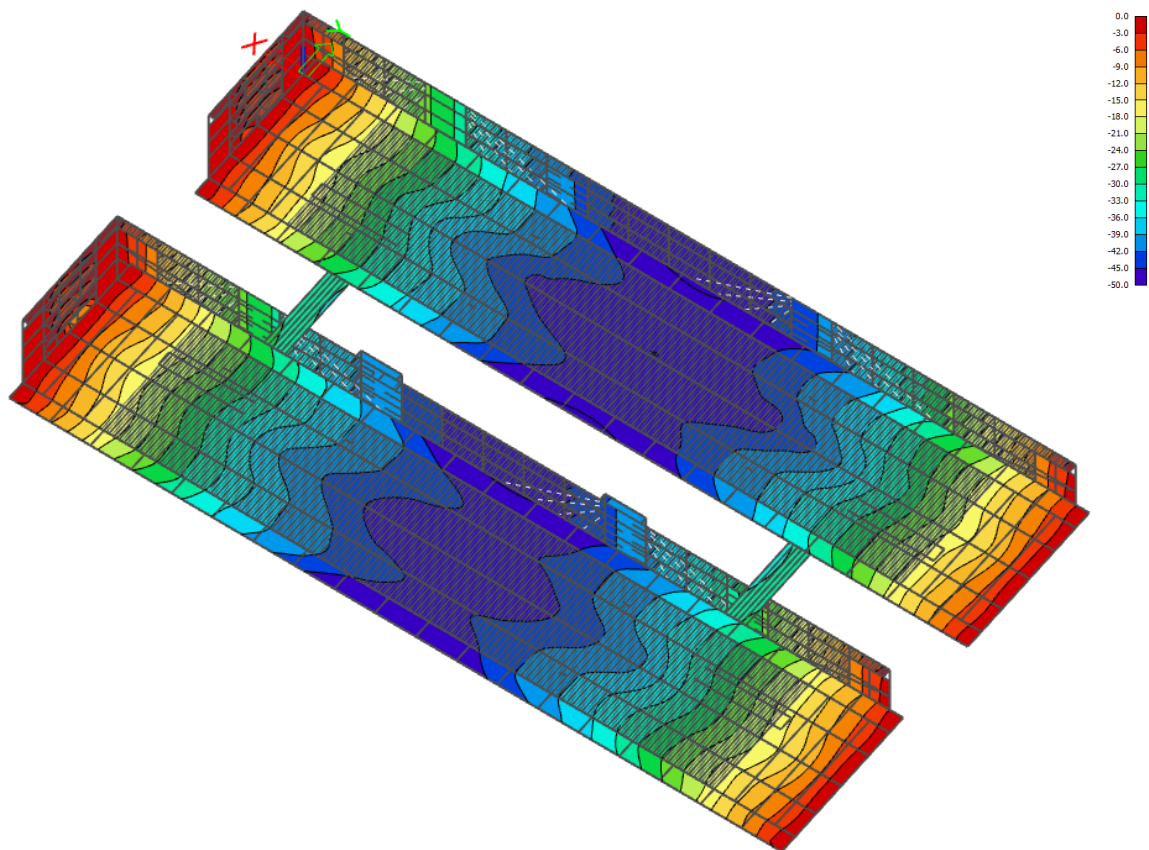
Obr. 144 - Svislý průhyb dokončeného mostu pouze od stálého zatížení



Obr. 145 - Svislý průhyb dokončeného mostu pouze od předpětí

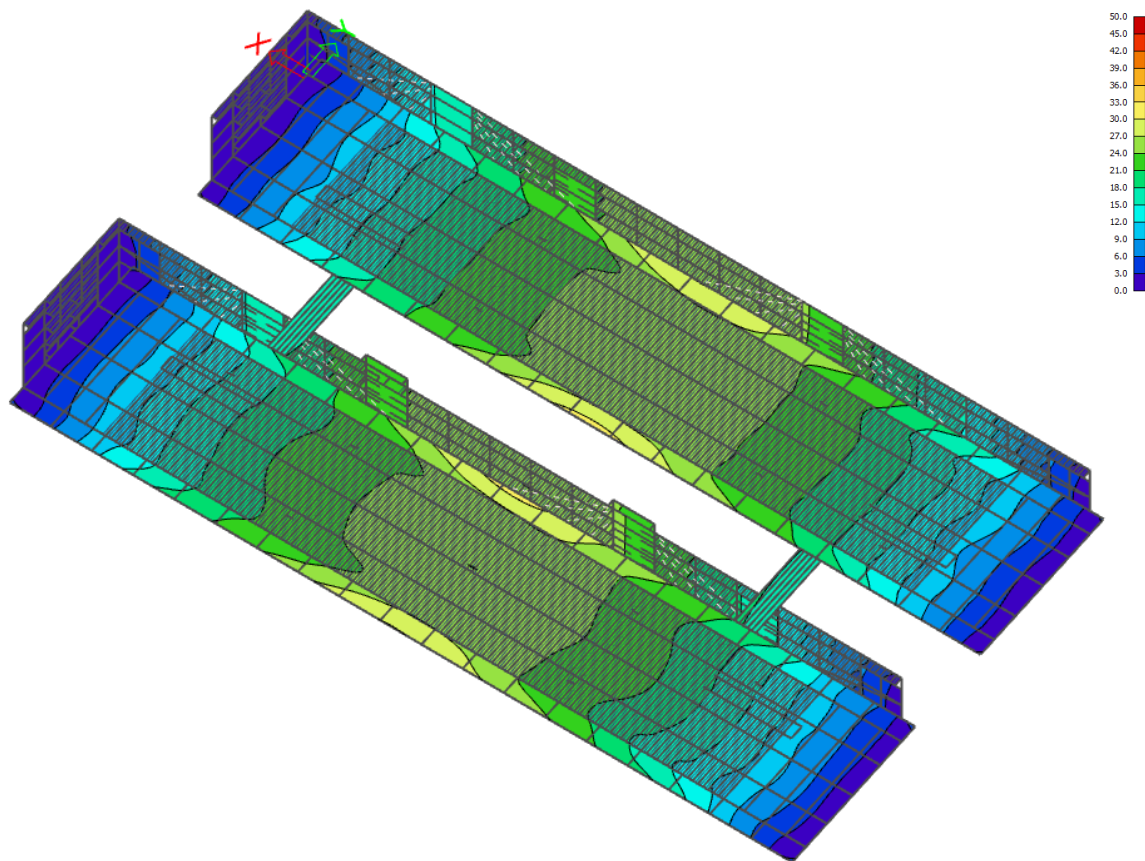


Obr. 146 - Svislý průhyb dokončeného mostu pouze od stálého zatížení a od předpětí



Obr. 147 - Svislý průhyb dokončeného mostu pouze od proměnných zatížení - záporný - bez předpětí





Obr. 148 - Svislý průhyb dokončeného mostu pouze od proměnných zatížení - kladný - bez předpětí

#### 4.14 Návrh předpětí plošných prvků konstrukce

Další část statického výpočtu se bude věnovat návrhu předpětí plošných prvků konstrukce. Návrh předpětí byl proveden v programu MS Excel. Konstrukce obou mostů je předepnuta jak v podélném, tak příčném směru. Podélné přepětí je realizováno ve stropních konstrukcích, kde jsou kabely přímé. Předepnuty jsou stropní konstrukce 1. až 4. NP. Předpětí je v jednotlivých těchto patrech odstupňováno od 100 % v 1. NP až do 50 % ve 4. NP. 2. NP je také ještě předepnuto na 100 % ale 3. podlaží je předepnuto jen na 75 %. Ve třetím podlaží je předpětí vynecháno ve střední části kvůli galerii. Dále jsou předepnuty stěny vodorovnými kabely nad dveřmi. V každém z mostů jsou pak čtyři žebra, která jsou také předepnuta. V 1. NP je na počátku z obou stran stropní konstrukce zesílena kvůli vysokým napětím a je také více předepnuta v podélném směru. Předpětí je zde dvojnásobné. Kvůli stavebním fázím a vyvěšování byly také předepnuty vrcholy všech věží, ze kterých se vyvěšuje, tak, aby konstrukce v těchto místech nepřekročila povolenou tahovou pevnost.

Příčné předpětí je realizováno v žebrech stropní konstrukce. V každém žebru jsou dva kabely. Tyto kabely jsou zvedané. Kabely jsou průběžné skrze celý příčný řez. Spojovací lávky jsou také v tomto směru předepnuty zvedanými kabely.

Síly od předpětí jsou do výpočtu vneseny pomocí spojitého zatížení. Takto jsou do výpočtu vneseny vodorovné síly od předpětí a svislé podporové síly zvedaných kabelů. Svislé síly v poli zvedaných kabelů jsou rozpočteny jako plošné zatížení desek.

Všechny kabely jsou vedeny tak, aby se nekřížily.

##### 4.14.1 Vstupní údaje výpočtu

Všechny kabely v konstrukci jsou použity ze systému VSL. Jsou použity předpínací kabely vnitřní bez soudržnosti - kabely VSL Pramenec 0,6" S 1860 MPa. Předpínací výztuž je uvažována bez soudržnosti. Krytí předpínací výztuže je uvažováno ve třídě konstrukce S4 a se stupněm vlivu prostředí XD2, XS4.

Výpočet pevnosti	
E	195000 MPa
$f_p$	1860 MPa
$f_{p0,1}$	1670 MPa
$0,8 \cdot f_p$	1488 MPa
$0,9 \cdot f_{p0,1}$	1503 MPa
$\sigma_{pmax}$	<b>1488 MPa</b>

Tab. 18 - Výpočet pevnosti předpínací výztuže

##### 4.14.2 Návrh předpětí 1. NP

Výpočtem bylo zjištěno, že konstrukci bude potřeba předepnout v 1. NP po celé délce stropní konstrukce. Konstrukce bude předepnuta kabely ze 34 lan. Vzdálenost kabelů bude 400 mm. Kabely budou ve stropní konstrukci rozmístěny rovnoměrně. 1. NP je předpínáno až



do stavební fáze 6.2 na 25 % předpětí (tzn. V každé vyvěšovací fázi jsou přidáné desky připnuty). Ve stavební fázi 6.2 se konstrukce předepne o dalších 25 %. Dále ve stavebních fázích 7 a 8 opět v každé o 25 % a tím bude konstrukce předepnuta na celkových 100 %. Ve stejném poměru je aplikováno i předpětí konzol.

Předepnutí pater - 1. NP	
Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	34 Ks
Průměr kab. kanálku	127 mm

Předepnutí pater - 1. NP	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	7,59 MN
Vzdálenost kabelů	400,00 mm

Tab. 19 - Předpínací výztuž v 1. NP

V 1. NP se budou podélně předpínat i konzoly venkovních chodníků. Tyto konzoly budou předepnuty také kabely ze 34 lan, ale pouze po 250 mm.

Předepnutí pater - Konzoly v 1. NP	
Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	34 Ks
Průměr kab. Kanálku	127 mm

Předepnutí pater - Konzoly v 1. NP	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	7,59 MN
Vzdálenost kabelů	250,00 mm
Spojité zatížení	22,7664 MN/m

Tab. 20 - Předpínací výztuž konzol 1. NP

#### 4.14.3 Návrh předpětí 2. NP

Výpočtem bylo zjištěno, že konstrukci bude potřeba předepnout v 2. NP po celé délce stropní konstrukce. Konstrukce bude předepnuta kabely z 11 lan. Vzdálenost kabelů bude 333 mm. Kabely budou ve stropní konstrukci rozmístěny rovnoměrně. Toto podlaží bude předepnuto na 100 % celé ve stavební fázi 8.

Předepnutí mezipatra s garážemi	
Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	11 Ks
Průměr kab. Kanálk	77 mm

Předepnutí mezipatra s garážemi	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	2,46 MN
Vzdálenost kabelů	333,00 mm
Spojité zatížení	5,524 MN/m

Tab. 21 - Předpínací výztuž v mezipatře s garážemi

#### 4.14.4 Návrh předpětí 3. NP

Výpočtem bylo zjištěno, že konstrukci bude potřeba předepnout v 3. NP po celé délce stropní konstrukce. Konstrukce bude předepnuta kabely z 26 lan. Vzdálenost kabelů bude 400 mm. Kabely budou ve stropní konstrukci rozmístěny rovnoměrně. Toto předpětí odpovídá zhruba 75 % předpětí 1. NP. Toto podlaží bude předepnuto na 100 % celé ve stavební fázi 9.

Předepnutí pater - 3. NP	
Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	26 Ks
Průměr kab. kanálk	117 mm

Předepnutí pater - 3. NP	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	5,80 MN
Vzdálenost kabelů	400,00 mm
Spojité zatížení	10,881 MN/m

Tab. 22 - Předpínací výztuž ve 3. NP

#### 4.14.5 Návrh předpětí 4. NP

Výpočtem bylo zjištěno, že konstrukci bude potřeba předepnout v 4. NP po celé délce stropní konstrukce kromě střední části, kde bude galerie. Konstrukce bude předepnuta kabely ze 17 lan. Vzdálenost kabelů bude 400 mm. Kabely budou ve stropní konstrukci rozmístěny rovnoměrně. Toto předpětí odpovídá zhruba 50 % předpětí 1. NP. Toto podlaží bude předepnuto na 100 % celé ve stavební fázi 11.

Předepnutí pater - 4. NP	
Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	17 Ks
Průměr kab. kanálku	92 mm

Předepnutí pater - 4. NP	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	3,79 MN
Vzdálenost kabelů	400,00 mm
Spojité zatížení	7,1145 MN/m

Tab. 23 - Předpínací výztuž ve 4. NP

#### 4.14.6 Návrh předpětí stěn - podélné předpětí

Předepnuty budou i průběžné stěny. Toto předpětí je realizováno v podélném směru. Tyto stěny budou předepnuty nad dveřmi v 1. NP, 2. NP a 3. NP. Konstrukce bude předepnuta kabely ze 37 lan. Vzdálenost kabelů bude 275 mm. Kabely budou ve stropní konstrukci rozmístěny rovnoměrně nad sebou. Všechna výztuž ve stěnách bude předepnuta na 100 % ve stavební fázi 11.

Předepnutí stěn	
Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	37 Ks
Průměr kab. kanálku	137 mm

Předepnutí stěn	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	8,26 MN
Svislá vzdálenost kabelů	275,00 mm
Spojité zatížení	22,607 MN/m

Tab. 24 - Předpínací výztuž ve stěnách nad dveřmi

#### 4.14.7 Návrh příčného předpětí

V příčném směru bude konstrukce předepnuta zvedanými kabely. V každém žebru budou dva kabely. Tyto kabely budou ze 3 a ze 4 lan. Ve výpočtu je tedy zaveden jak účinek předpětí, tak i účinek zvedání kabelu. Výpočet těchto účinků je uveden v tabulce 24. Kabely budou vedeny skrz celý příčný profil mostu. V podporách jsou tedy síly zavedeny směrem dolů a v poli směrem nahoru. Předpětí bude vždy aplikováno celé ve stavební fázi, ve které budou desky osazeny.

Předpínací výztuž - příčný směr								
Typ	6 - 3 S 6 - 4 S		Předepnutí stěn					
E	195000 MPa		Průměr lana		15,7 mm			
f <sub>p</sub>	1860 MPa		Plocha lana		150 mm <sup>2</sup>			
f <sub>p0,1</sub>	1670 MPa		Počet lan v kabelech		7 Ks			
0,8*f <sub>p</sub>	1488 MPa		Průměr kab. Kanálku pro 4 lana		50 mm			
0,9*f <sub>p0,1</sub>	1503 MPa		Průměr kab. Kanálku pro 3 lana		47 mm			
σ <sub>pmax</sub>	<b>1488 MPa</b>							
Š. nosník	4,95 m		Příčné předepnutí					
			Max. předpínací síla 1 lana		0,223 MN			
			Max. předpínací síla 1 kabelu		1,56 MN			
			Počet kabelů v desce se žebry		3,00 Ks			
			Max. předpínací síla v desce		3,515 MN			
			Spojité zatížení		0,710 MN/m			
	<b>P<sub>m,0</sub></b>	<b>L<sub>i</sub></b>	<b>e<sub>i</sub></b>	<b>F<sub>i</sub></b>	<b>O<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>i</sub></b>	
	[MN]	[m]	[m]	[MN]	[m]	[kN/m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]
0		-	0,000	<b>-0,257</b>	-	-	-	<b>51,87</b>
1		3,45	-0,252	0,577	6,9	<b>83,6</b>	<b>16,9</b>	
2		3,45	0,062	<b>-0,446</b>	-	-	-	<b>90,14</b>
3	<b>3,515</b>	8,745	-0,252	0,252	17,49	<b>14,4</b>	<b>2,9</b>	
4		8,745	0,062	<b>-0,446</b>	-	-	-	<b>90,14</b>
5		3,45	-0,252	0,577	6,9	<b>83,6</b>	<b>16,9</b>	
6		3,45	0,000	<b>-0,257</b>	-	-	-	<b>51,87</b>

Tab. 25 - Předpínací výztuž v příčném směru

#### 4.14.8 Návrh příčného předpětí v části u galerie

V příčném směru v části u galerie ve 4. NP bude konstrukce předepnuta zvedanými kabely. V každém žebru budou dva kabely. Tyto kabely budou ze 3 a ze 4 lan. Tyto kabely jsou v každém žebru. Tyto kabely budou ve střední části 4. NP, kde je stropní konstrukce přerušena galerií. Konec kabelů je tedy jako na konzole. Ve výpočtu je tedy zaveden jak účinek předpětí, tak i účinek zvedání kabelu. Výpočet těchto účinků je uveden v tabulce 25. Kabely budou vedeny skrz celý příčný profil mostu. Předpětí bude vneseno celé ve stavební fázi 9.

Předpínací výztuž - příčný směr - části u galerie								
Typ	6 - 3 S 6 - 4 S							
E	195000 MPa		Předepnutí stěn					
f <sub>p</sub>	1860 MPa		Průměr lana			15,7 mm		
f <sub>p0,1</sub>	1670 MPa		Plocha lana			150 mm <sup>2</sup>		
0,8*f <sub>p</sub>	1488 MPa		Počet lan v kabelec			7 Ks		
0,9*f <sub>p0,1</sub>	1503 MPa		Průměr kab. Kanálku pro 4 lana			50 mm		
<b>σ<sub>pmax</sub></b>	<b>1488 MPa</b>		Průměr kab. Kanálku pro 3 lana			47 mm		
Š. nosník	4,95 m		Příčné předepnutí					
			Max. předpínací síla 1 lana			0,223 MN		
			Max. předpínací síla 1 kabelu			1,56 MN		
			Počet kabelů v desce se žebry			3,00 Ks		
			Max. předpínací síla v desce			3,515 MN		
			Spojité zatížení			0,710 MN/m		
	<b>P<sub>m,0</sub></b>	<b>L<sub>i</sub></b>	<b>e<sub>i</sub></b>	<b>F<sub>i</sub></b>	<b>O<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>i</sub></b>	
	<b>[MN]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[MN]</b>	<b>[m]</b>	<b>[kN/m]</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>[kN/m]</b>
0		-	0,000	<b>-0,257</b>	-	-	-	<b>51,87</b>
1	<b>3,515</b>	3,45	-0,252	0,577	6,9	<b>83,6</b>	<b>16,9</b>	
2		3,45	0,062	<b>-0,380</b>	-	-	-	<b>76,70</b>
3		3,65	0,000	0,060	-	-	-	<b>-12,06</b>

Tab. 26 - Předpínací výztuž v příčném směru ve 4. NP u galerie

#### 4.14.9 Návrh předpětí spojovacích lávek

Dále jsou také předepnuty spojovací lávky. Tyto lávky jsou předepnuty v jejich podélném směru zvedanými kabely. Jedná se o kabely složené ze 14 lan. Výpočtem bylo stanoveno, že je potřeba v každé látce mít alespoň 5 těchto kabelů. Účinky předpětí i zvedání jsou znázorněny v následující tabulce. Předpětí bude vneseno současně s příčným předpětím stavební fáze 8. Jelikož jsou lávky do konstrukce vetknuty, tak budou kabely obou lávek vedeny skrz navazující stropní konstrukci až k vnějšímu povrchu.

Předpínací výztuž - lávky								
Typ	6 - 14 S							
E	195000 MPa		Předepnutí stěn					
f <sub>p</sub>	1860 MPa		Průměr lana			15,7 mm		
f <sub>p0,1</sub>	1670 MPa		Plocha lana			150 mm <sup>2</sup>		
0,8*f <sub>p</sub>	1488 MPa		Počet lan v kabelu			14 Ks		
0,9*f <sub>p0,1</sub>	1503 MPa		Průměr kab. kanálku			62 mm		
<b>σ<sub>pmax</sub></b>	<b>1488 MPa</b>		Příčné předepnutí					
Š. lávky	5 m		Max. předpínací síla 1 lana			0,223 MN		
			Max. předpínací síla 1 kabelu			3,12 MN		
			Počet kabelů jedné lávky			5,00 Ks		
			Max. předpínací síla v desce			11,718 MN		
			Spojité zatížení			2,344 MN/m		
	<b>P<sub>m,0</sub></b>	<b>L<sub>i</sub></b>	<b>e<sub>i</sub></b>	<b>F<sub>i</sub></b>	<b>O<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>i</sub></b>	
	<b>[MN]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[MN]</b>	<b>[m]</b>	<b>[kN/m]</b>	<b>[kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>[kN/m]</b>
0		-	0,400	<b>-0,625</b>	-	-	-	<b>124,99</b>
1	<b>11,718</b>	15	-0,400	1,250	30	<b>41,7</b>	<b>8,3</b>	
2		15	0,400	<b>-0,625</b>	-	-	-	<b>124,99</b>

Tab. 27 - Předpínací výztuž spojovacích lávek



#### 4.14.10 Návrh předpětí stěn věží v místě závěsů

Vzhledem k postupu výstavby a nutnosti vyvážování konstrukce 1. NP je potřeba dostatečně předepnout i stěny věží, ze kterých se bude konstrukce vyvážovat. Toto předpětí bude jak podélně, tak příčně. V obou směrech je stejné množství tohoto předpětí. Tyto stěny budou předepnuty kabely ze 7 lan. Výpočtem bylo zjištěno, že stěny bude potřeba předepnout v obou směrech. Vzdálenost jednotlivých kabelů pak bude 1 m. Plné předpětí věží bude vneseno už ve stavební fázi 2.

Předepnutí stěn věží v místě závěsů v obou směrech			
Typ	6 - 7 S		
E	195000 MPa		
fp	1860 MPa	Předepnutí stěn	
fp0,1	1670 MPa	Průměr lana	15,7 mm
0,8*fp	1488 MPa	Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
0,9*fp0,1	1503 MPa	Počet lan v kabelu	7 Ks
<b>σpmax</b>	<b>1488 MPa</b>	Průměr kab. Kanálku	62 mm
Vzdálenost kabelů	1 m	Příčné předepnutí konzol	
		Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
		Max. předpínací síla 1 kabelu	1,56 MN
		Max. předpínací síla ve stěně	1,172 MN
		Spojité zatížení	1,172 MN/m

Tab. 28 - Předpínací výztuž stěn věží

#### 4.14.11 Návrh předpětí 1. NP v místě uložení

Jelikož výpočtem vycházela u podpory 1. NP příliš vysoká napětí, pravděpodobně vlivem ztužujících rohů, bylo přistoupeno k zesílení podporových desek v uložení na tloušťku 0,5 m. Díky tomu pak mohlo být v konstrukci zvýšeno předpětí v podélném směru až na dvojnásobnou hodnotu. To se ukázalo jako optimální řešení, takže konstrukce byla předepnuta v místě uložení dalšími kabely ze 34 lan ve vzdálenosti 400 mm. Toto předpětí je vneseno ale až před dokončení mostní konstrukce ve stavební fázi 11.

Předepnutí oblastí v uložení			
Typ	6 - 34 S		
E	195000 MPa		
fp	1860 MPa	Předepnutí stěn	
fp0,1	1670 MPa	Průměr lana	15,7 mm
0,8*fp	1488 MPa	Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
0,9*fp0,1	1503 MPa	Počet lan v kabelu	34 Ks
<b>σpmax</b>	<b>1488 MPa</b>	Průměr kab. Kanálku	127 mm
		Příčné předepnutí konzol	
		Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
		Max. předpínací síla 1 kabelu	7,59 MN
		Vzdálenost kabelů	400,00 mm
		Spojité zatížení	14,229 MN/m

Tab. 29 - Předpínací výztuž v místě uložení

## 4.15 Výpočet a posouzení napětí prutových prvků

### 4.15.1 Návrh předpětí lomených žeber - podélné předpětí

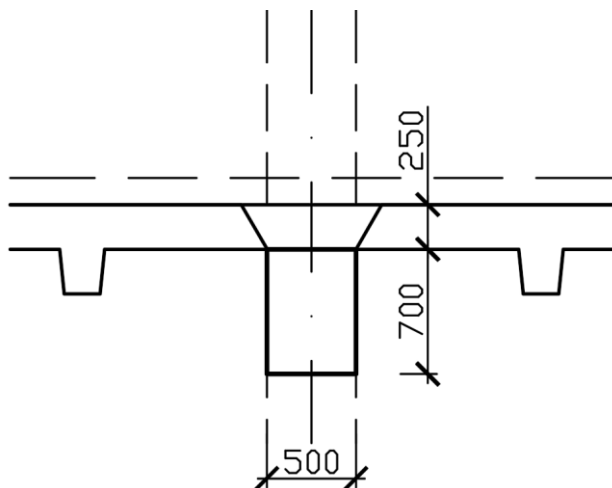
Největší částí předpětí je předepnutí hlavních žeber. Tato žebra budou průřezu 1600x1600 mm, pouze v části, kde budou v 1. NP budou krajní žebra 1450x2240 mm a střední žebra budou 1450x2190 mm. Tato žebra budou předepnuta dvěma typy kabelů. Jejich popis je níže. Ve stavební fázi 10 budou žebra předepnuta na 65 % předpínací síly. Zbýlých 35 % předpětí bude vneseno ve stavební fázi 11.

Výpočet předpínacích sil žebra			
Průměr lana	15,7 mm	Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>	Max. předpínací síla 1 kabelu	8,26 MN
Počet lan v kabelu	37 Ks	Počet kabelů v žeburu	35,00 Ks
Průměr kab. Kanálů	137 mm	Předpínací síla	216,783 MN
Úhel	10,832 stupeň		
Úhel	0,18905 rad	Vodorovná síla	212,920 MN
		Svislé síly	40,740 MN

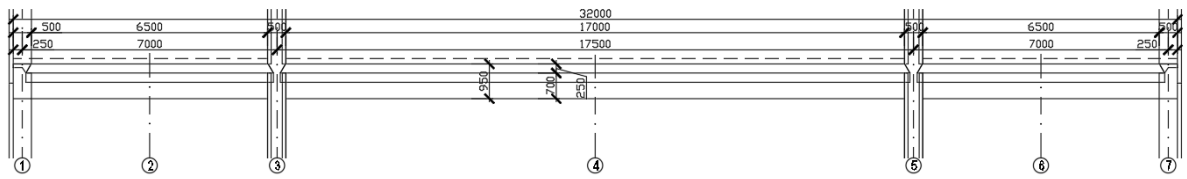
Tab. 30 - Předpínací výztuž v žebrech - větší kabely

### 4.15.2 Návrh předpětí vybraného prutového prvku

Pro posouzení byl vybrán jeden prutový prvek, kterým je příčný trám, kterých je několik v každém patře. Průřez tohoto prutového prvku je 700x500 mm. Výška nabetonávky je 250 mm.

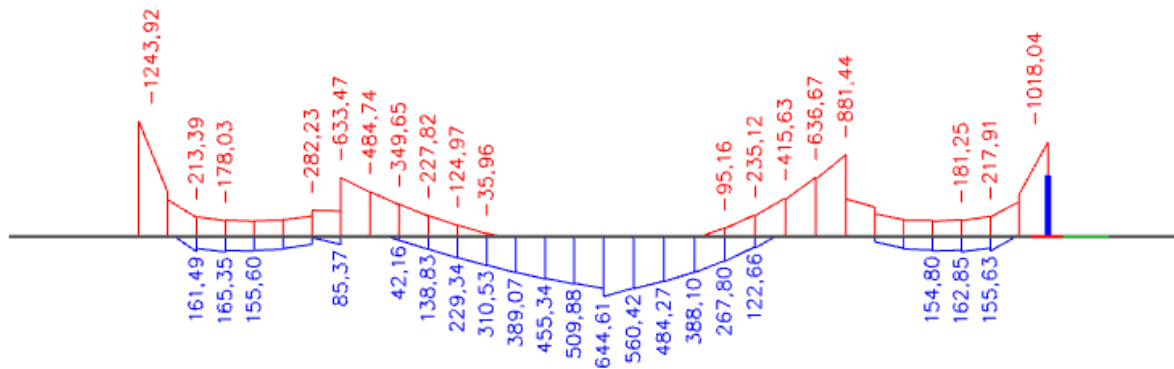


Obr. 149 - Schéma posuzovaného průřezu - příčný řez

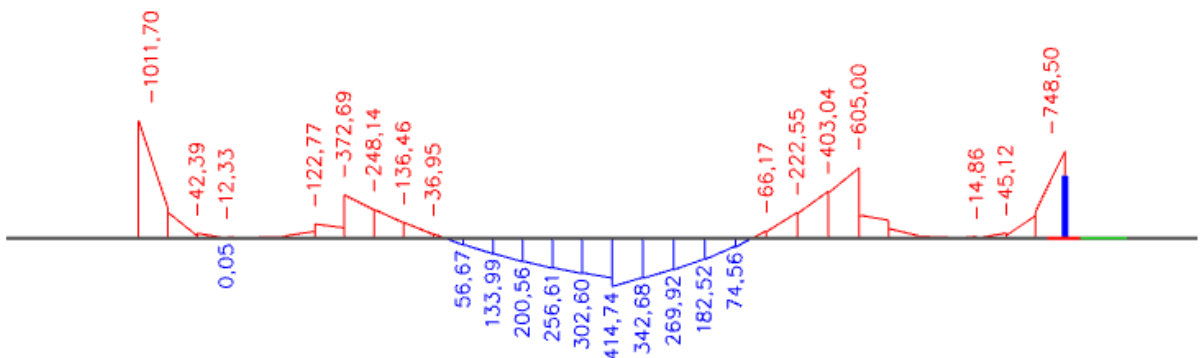


Obr. 150 - Schéma posuzovaného průřezu - pohled na trám

Z obrázku č. 143 je vidět, že se jedná o trám se třemi poli. Rozpětí středního pole je 17,5 m a krajních polí 7 m. Na následujících obrázcích je zobrazeno napětí v charakteristické a kvazistálé kombinaci. Byl vybrán nejzatíženější trám tohoto typu.



Obr. 151 - Ohybový moment  $M_y$  v charakteristické kombinaci



Obr. 152 - Ohybový moment  $M_y$  v kvazistálé kombinaci

V další části se nachází návrh a výpočet předpětí tohoto trámu. Trám byl posouzen v sedmi místech označených ve schématu obrázku č. 143. V trámu bude tedy jeden kabel, který je navržen výpočtem. Tento kabel je řešen jako zvedaný. Kabel bude stejně jako ostatní předpětí mostu dodatečně předpínán bez soudržnosti (tj. zatížení vnášeno v kotvách). V následujících tabulkách se nachází samotný výpočet.

Předpínací výztuž			
Typ	6 - 37 S	Předepnutí stěn	
E	195000 MPa	Průměr lana	15,7 mm
f <sub>p</sub>	1860 MPa	Plocha lana	150 mm <sup>2</sup>
f <sub>p0,1</sub>	1670 MPa	Počet lan v kabelu	36 Ks
0,8*f <sub>p</sub>	1488 MPa	Průměr kab. Kaná	137 mm
0,9*f <sub>p0,1</sub>	1503 MPa		
<b>σ<sub>pmax</sub></b>	<b>1488 MPa</b>		

Příčné předepnutí	
Max. předpínací síla 1 lana	0,223 MN
Max. předpínací síla 1 kabelu	8,04 MN
Počet kabelů v nosniku	1,00 Ks
Max. předpínací síla nosniku	6,026 MN

	P <sub>m,0</sub>	L <sub>i</sub>	e <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	O <sub>i</sub>	p <sub>i</sub>
	[MN]	[m]	[m]	[MN]	[m]	[kN/m]
1		-	0,165	<b>-0,405</b>	-	-
2		3,5	-0,070	0,663	6,9	<b>96,1</b>
3		3,5	0,080	<b>-0,386</b>	-	-
4	<b>6,026</b>	8,5	-0,100	0,255	17,49	<b>14,6</b>
5		8,5	0,080	<b>-0,386</b>	-	-
6		3,5	-0,070	0,663	6,9	<b>96,1</b>
7		3,5	0,165	<b>-0,405</b>	-	-

Tab. 31 - Návrh předpětí

Výpočtem byl navržen jeden kabel o 36 lanech.

řez	Předpínací síla	
	celkem	
	M <sub>p,m,0</sub>	N <sub>p,m,0</sub>
	[MNm]	[MN]
1	0,994	6,026
2	-0,422	6,026
3	0,482	6,026
4	-0,603	6,026
5	0,482	6,026
6	-0,422	6,026
7	0,994	6,026

Tab. 32 - Celkové účinky předpětí v jednotlivých řezech

Celkový ohybový moment od předpětí v jednotlivých řezech a časech						
řez	Uvedení do provozu			Konec životnosti		
	ztráty	M <sub>p,m,UP</sub>	N <sub>p,m,UP</sub>	ztráty	M <sub>p,m,KZ</sub>	N <sub>p,m,KZ</sub>
	[%]	[MNm]	[MN]	[%]	[MNm]	[MN]
1	15	0,845	5,122	25	0,746	4,520
2	15	-0,359	5,122	25	-0,316	4,520
3	15	0,410	5,122	25	0,362	4,520
4	15	-0,512	5,122	25	-0,452	4,520
5	15	0,410	5,122	25	0,362	4,520
6	15	-0,359	5,122	25	-0,316	4,520
7	15	0,845	5,122	25	0,746	4,520

Tab. 33 - Celkové účinky předpětí včetně ztrát

Ztráty předpětí byly uvažovány 15 % při uvedení do provozu a 25 % na konci životnosti.



$A_c$	0,35	m <sup>2</sup>
$I_y$	0,014292	m <sup>4</sup>
$e$	0,35	m
$W_h$	0,040833	m <sup>3</sup>
$W_d$	0,040833	m <sup>3</sup>
$b$	0,5	m
$h$	0,7	m

Tab. 34 - Výpočet průřezových charakteristik

Kombinace	Tlak [MPa]	Tah [MPa]
Charakteristická	90	3,57
Kvazistálá	67,5	0

Tab. 35 - Omezující podmínky

konstrukce při provozu	M1 [MNm]		M2 [MNm]		M3 [MNm]		M4 [MNm]		M5 [MNm]		M6 [MNm]		M7 [MNm]	
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
charakteristická	-0,909	-1,244	0,165	-0,178	0,085	-0,633	0,645	0,459	0,068	-0,881	0,163	-0,181	-0,699	-1,018
kvazistálá	-0,849	-1,012	0,005	-0,012	0,002	-0,373	0,415	0,276	0,002	-0,605	0,005	-0,015	-0,638	-0,749

Tab. 36 - Napětí v jednotlivých řezech a kombinacích

Dále se výpočet věnuje posouzení konstrukce. V tabulce 38 je posouzení konstrukce při uvedení do provozu a v tabulce 39 na konci životnosti.

charakteristická kombinace														
průřez vláknů	MAX													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,UP}$ [MN]	5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122	
$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_{Lh}$ [MNm]	-0,909		0,165		0,085		0,645		0,068		0,163		-0,699	
$M_{p,UP}$ [MNm]	0,845		-0,359		0,410		-0,512		0,410		-0,359		0,845	
$W_h$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,sh}$ [MPa]	-13,073	-16,198	-9,904	-19,367	-26,762	-2,509	-17,877	-11,394	-26,337	-2,934	-9,842	-19,429	-18,216	-11,055
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	90,000													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

charakteristická kombinace														
průřez vláknů	MIN													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,UP}$ [MN]	5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122	
$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_{Lh}$ [MNm]	-1,244		-0,178		-0,633		0,459		-0,881		-0,181		-1,018	
$M_{p,UP}$ [MNm]	0,845		-0,359		0,410		-0,512		0,410		-0,359		0,845	
$W_h$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,sh}$ [MPa]	-4,871	-24,400	-1,494	-27,777	-9,158	-20,113	-13,332	-15,939	-3,085	-26,186	-1,415	-27,856	-10,403	-18,868
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	90,000													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

Tab. 37 - Posouzení při uvedení do provozu v charakteristické kombinaci

kvazistálá kombinace														
průřez vlákna	MAX													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,UP}$ [MN]	5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122	
$A_v$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_{k,UP}$ [MNm]	-0,849		0,005		0,002		0,415		0,002		0,005		-0,638	
$M_{p,UP}$ [MNm]	0,845		-0,359		0,410		-0,512		0,410		-0,359		0,845	
$W_h$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,cb}$ [MPa]	-14,543	-14,729	-5,977	-23,294	-24,720	-4,551	-12,254	-17,017	-24,720	-4,551	-5,977	-23,294	-19,710	-9,561
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	67,500													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

kvazistálá kombinace														
průřez vlákna	MIN													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,UP}$ [MN]	5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122		5,122	
$A_v$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_{k,UP}$ [MNm]	-1,012		-0,012		-0,373		0,276		-0,605		-0,015		-0,749	
$M_{p,UP}$ [MNm]	0,845		-0,359		0,410		-0,512		0,410		-0,359		0,845	
$W_h$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,cb}$ [MPa]	-10,558	-18,713	-5,552	-23,719	-15,537	-13,734	-8,850	-20,421	-9,855	-19,416	-5,487	-23,784	-16,992	-12,280
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	67,500													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

Tab. 38 - Posouzení při uvedení do provozu v kvazistálé kombinaci

charakteristická kombinace														
průřez vlákna	MAX													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,K2}$ [MN]	4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520	
$A_v$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_{k,2}$ [MNm]	-0,909		0,165		0,085		0,645		0,068		0,163		-0,699	
$M_{p,K2}$ [MNm]	0,746		-0,316		0,362		-0,452		0,362		-0,316		0,746	
$W_h$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,cb}$ [MPa]	-8,916	-16,911	-9,215	-16,613	-23,860	-1,968	-17,631	-8,196	-23,434	-2,393	-9,154	-16,674	-14,059	-11,768
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	90,000													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

charakteristická kombinace														
průřez vlákna	MIN													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,K2}$ [MN]	4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520	
$A_v$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_{k,2}$ [MNm]	-1,244		-0,178		-0,633		0,459		-0,881		-0,181		-1,018	
$M_{p,K2}$ [MNm]	0,746		-0,316		0,362		-0,452		0,362		-0,316		0,746	
$W_h$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,cb}$ [MPa]	-0,714	-25,113	-0,806	-25,022	-6,255	-19,572	-13,086	-12,742	-0,183	-25,645	-0,727	-25,101	-6,246	-19,582
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	90,000													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

Tab. 39 - Posouzení na konci životnosti v charakteristické kombinaci

kvazistálá kombinace														
průřez vlákna	MAX													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,k2}$ [MN]	4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520	
$A_k$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_k$ [MNm]	-0,849		0,005		0,002		0,415		0,002		0,005		-0,638	
$M_{p,k2}$ [MNm]	0,746		-0,316		0,362		-0,452		0,362		-0,316		0,746	
$W_k$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,ed}$ [MPa]	-10,386	-15,442	-5,288	-20,539	-21,818	-4,010	-12,008	-13,819	-21,818	-4,010	-5,288	-20,539	-15,553	-10,275
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	67,500													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

kvazistálá kombinace														
průřez vlákna	MIN													
	1		2		3		4		5		6		7	
	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní	horní	dolní
$N_{p,k2}$ [MN]	4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520		4,520	
$A_k$ [m <sup>2</sup> ]	0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350		0,350	
$M_k$ [MNm]	-1,012		-0,012		-0,373		0,276		-0,605		-0,015		-0,749	
$M_{p,k2}$ [MNm]	0,746		-0,316		0,362		-0,452		0,362		-0,316		0,746	
$W_k$ [m <sup>3</sup> ]	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-
$W_d$ [m <sup>3</sup> ]	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041	-	0,041
$\sigma_{c,ed}$ [MPa]	-6,401	-19,426	-4,864	-20,964	-12,634	-13,193	-8,604	-17,223	-6,953	-18,875	-4,798	-21,029	-12,835	-12,993
$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	67,500													
vyhovuje	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

Tab. 40 - Posouzení na konci životnosti v kvazistálé kombinaci

Výpočtem je prokázáno, že trám při daných podmínkách a daném zatížení trám **vyhovuje**.

#### 4.15.3 Návrh výztuže sloupů

Obsahem následující části bude návrh výztuže posouzení dvou vybraných sloupů. Vybrány budou nejzatíženější sloupy tlakem a tahem. Posouzení bude provedeno pomocí interakčního diagramu. Zatížení sloupů budou převzata z výpočetního programu SCIA. Zatížení je ukázáno na obrázku níže.

Stav	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
MSP - UP - charakteristická/4	-4500,91	-611,62	552,6
MSP - UP - charakteristická/5	2306,54	-452,15	120,37
MSP - UP - charakteristická/6	-58,09	127,9	1016,21
MSP - UP - charakteristická/7	-3,14	-199,13	-1041,76
MSP - UP - charakteristická/8	1002,18	918,48	-16,71
MSP - UP - charakteristická/9	-1018,6	-988,39	133,89
MSP - UP - charakteristická/10	375,35	-657,1	746,75
MSP - UP - charakteristická/10	1240,3	448,77	651,65
MSP - UP - charakteristická/4	-1049,09	1221,94	-67,89
MSP - UP - charakteristická/11	178,08	-139,02	-1228,99
MSP - UP - charakteristická/7	21,69	217,97	1245,67

Tab. 41 - Výpis posouzených kombinací

INTERAKČNÍ DIAGRAM PRO NÁVRH SLOUPŮ			
<b>Charkteristiky průře:</b>			
	h =	0,50 m	
	b =	0,50 m	
<b>Materiály</b>	<b>Beton</b>	<b>UHPFRC</b>	<b>Ocel R 10 505</b>
	g <sub>c</sub> =	1,5	
	f <sub>ck</sub> =	150,00 MPa	
	f <sub>cd</sub> =	100,00 MPa	
	a =	1,0	
	g <sub>s</sub> =	1,15	
	f <sub>yk</sub> =	490,00 MPa	
	f <sub>yd</sub> =	426,09 MPa	
	E <sub>s</sub> =	200,00 MPa	
	e <sub>yd</sub> =	2,130 ‰	
<b>Geometrie</b>			
<b>Předpoklad</b>	Podélná tahová výztuž č.1	32 mm	
	Podélná tahová výztuž č.2	32 mm	
	Třmínky	10 mm	
<b>Krytí</b>	c <sub>min</sub> =	25 mm	
	Dh =	10 mm	
	Dc =	0 mm	
	c=c <sub>min</sub> +Dh + Dc =	35 mm	
	d <sub>1</sub> =	0,051 m	d <sub>2</sub> = 0,051 m
	d =	0,449 m	d' = 0,449 m
	z <sub>1</sub> =	0,199 m	z <sub>2</sub> = 0,199 m
<b>Výztuž</b>	4	×	Ř R 50
	4	×	Ř R 50
	A <sub>s1</sub> =	7854 mm <sup>2</sup>	
	A <sub>s2</sub> =	7854 mm <sup>2</sup>	
	x <sub>lim</sub> = 700 / (700 + f <sub>yd</sub> [Mpa]) =	0,622	
	x <sub>lim,2</sub> = 700 / (700 - f <sub>yd</sub> [Mpa]) =	2,556	
	F <sub>s1</sub> = A <sub>s1</sub> f <sub>yd</sub> =	3346,5 kN	
	F <sub>s2</sub> = A <sub>s2</sub> f <sub>yd</sub> =	3346,5 kN	
	DF <sub>s</sub> = (A <sub>s2</sub> - A <sub>s1</sub> ) f <sub>yd</sub> =	0,0 kN	
	s <sub>s</sub> =	400,0 MPa	

Tab. 42 - Tabulka geometrie a vyztužení sloupu

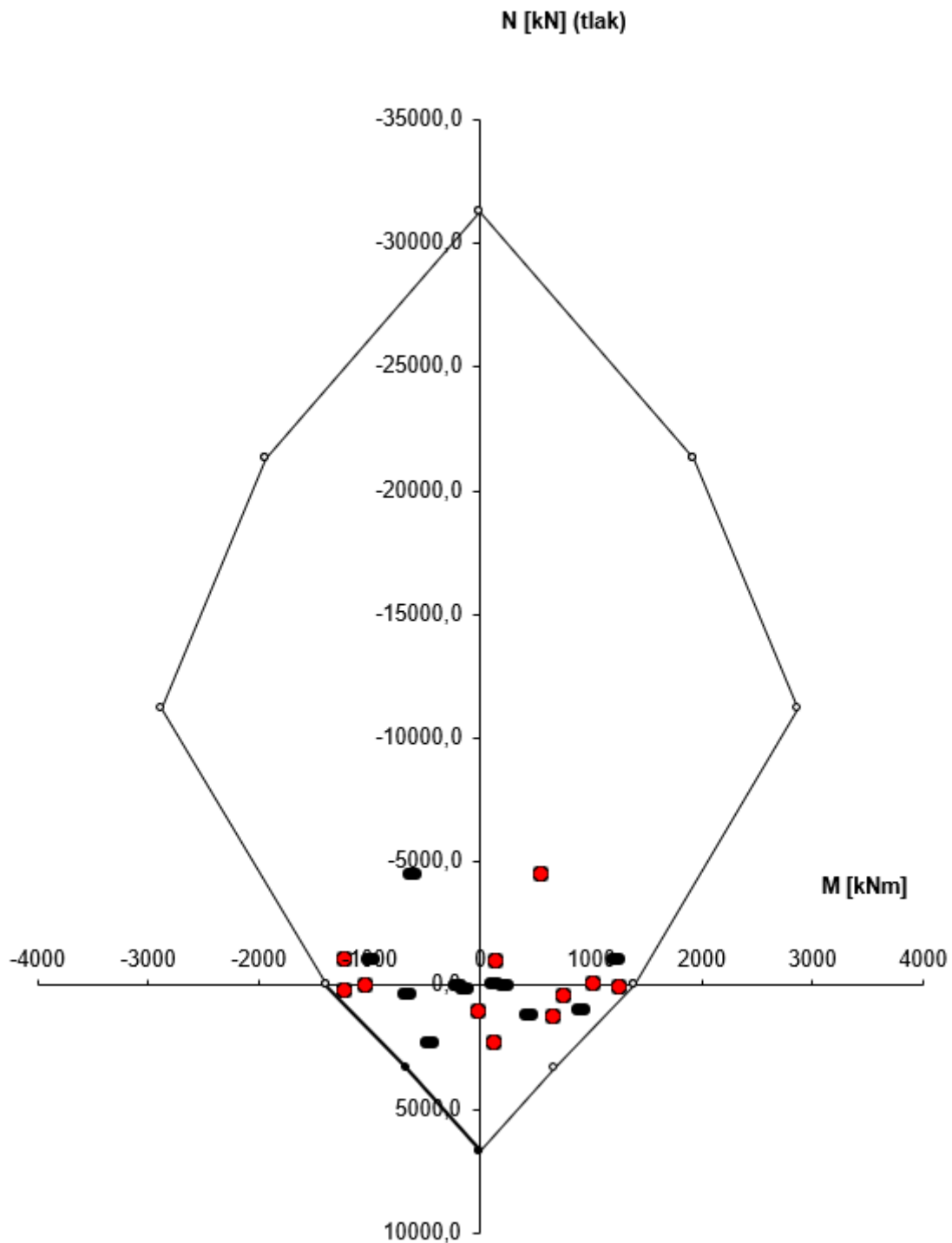
Bod	M [kNm]	N [kN]
0	0,0	-31283,2
1	1 930,3	-21306,5
2	2 876,6	-11164,3
3	1 390,6	0,0
4	666,0	3346,5
5	0,0	6693,0
4'	-666,0	3346,5
3'	-1 390,6	0,0
2'	-2 876,6	-11164,3
1'	-1 930,3	-21306,5
0	0,0	-31283,2

Tab. 43 - Výpis bodů interakčního diagramu



Body diagramu			
Bod 0	$N_{Rd0} = -(b h a f_{cd} + S A_s s_s) =$		-31283,2 kN
	$M_{Rd0} = (A_{s2} z_2 - A_{s1} z_1) s_s =$		0,0 kNm
Bod 1	$N_{Rd1} = -(0,8 b d a f_{cd} + F_{s2}) =$		-21306,5 kN
	$M_{Rd1} = 0,8 b d a f_{cd} (0,5 h - 0,4 d) + F_{s2} z_2 =$		1930,3 kNm
	$d \leq x_{lim,2} d_2$	0,449 $\leq$ 0,130 =>	=> VYHOVUJE
Bod 2	$N_{Rd,lim} = -(0,8 x_{lim} b d a f_{cd} + D F_s) =$		-11164,3 kN
	$M_{Rd,lim} = 0,8 x_{lim} b d a f_{cd} (0,5 h - 0,4 x_{lim} d) + F_{s2} z_{s2} + F_{s1} z_{s1} =$		2876,6 kNm
	$x_{lim} d \leq x_{lim,2} d_1$	0,279 $\leq$ 0,130 =>	=> VYHOVUJE
Bod 3	$x = 1,25 (A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b a f_{cd}) =$	0,000 m	
	$x < x_{lim} d$	0,000 < 0,279 m	=> VYHOVUJE
	$s_{s1} =$	426,09 MPa	
	$x < x_{lim2} d_2$	0,000 < 0,130 m	=> VYHOVUJE
	As2 - není plně využita => zanedbáme		
	$x = 1,25 F_{s1} / (b a f_{cd}) =$	0,084 m	
	$x < x_{lim} d$	0,084 < 0,279 m	=> VYHOVUJE
	$s_{s1} =$	426,09 MPa	
	$M_{Rd} = F_{s1} (d - 0,4 x) =$		1390,6 kNm
Bod 4	$N_{Rd,lim} = F_{s1} =$		3346,5 kN
	$M_{Rd,lim} = F_{s1} z_1 =$		666,0 kNm
Bod 5	$N_{Rd0} = F_{s1} + F_{s2} =$		6693,0 kN
	$M_{Rd,lim} = F_{s1} z_1 - F_{s2} z_2 =$		0,0 kNm
Bod 1'	$N'_{Rd1} = -(0,8 b d' a f_{cd} + F_{s1}) =$		-21306,5 kN
	$M'_{Rd1} = -0,8 b d' a f_{cd} (0,5 h - 0,4 d') - F_{s1} z_1 =$		-1930,3 kNm
Bod 2'	$N'_{Rd,lim} = -(0,8 x_{lim} b d' a f_{cd} - D F_s) =$		-11164,3 kN
	$M'_{Rd,lim} = -0,8 x_{lim} b d' a f_{cd} (0,5 h - 0,4 x_{lim} d') - F_{s2} z_{s2} - F_{s1} z_{s1} =$		-2876,6 kNm
	$x_{lim} d' \leq x_{lim,2} d_1$	0,279 $\leq$ 0,130 =>	=> VYHOVUJE
Bod 3'	$x = 1,25 F_{s2} / (b a f_{cd}) =$	0,084 m	
	$x < x_{lim} d$	0,084 < 0,279 m	=> VYHOVUJE
	=> tažená výztuž plně využita		
	$f_{yd} =$	426,09 MPa	
	$M_{Rd} = -F_{s2} (d' - 0,4 x) =$		-1390,6 kNm
Bod 4'	$N'_{Rd,lim} = F_{s2} =$		3346,5 kN
	$M'_{Rd,lim} = -F_{s2} z_2 =$		-666,0 kNm

Tab. 44 - Výpočet bodů interakčního diagramu



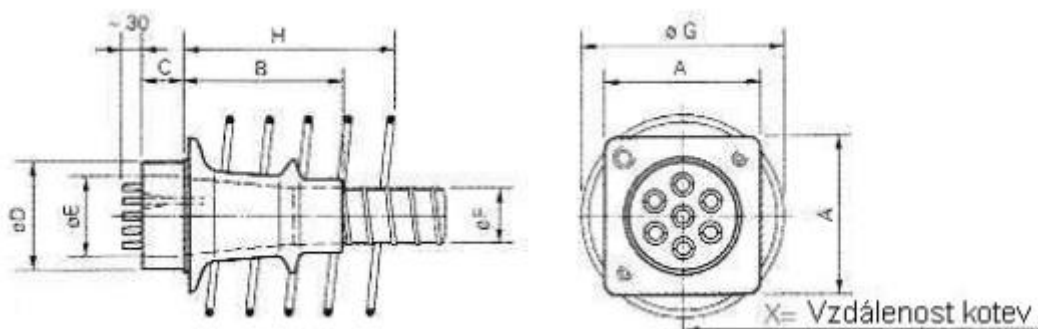
Obr. 153 - Interakční diagram

Sloupy budou také z UHPFRC betonu. Průřezy budou 0,5x0,5 m. Výpočtem bylo zjištěno, že sloupy je potřeba vyztužit po obvodě tak, aby na každé straně byly 4 x  $\varnothing$  50 mm. Alternativním řešením tažených sloupů by byla možnost svislého předpětí sloupů tak, aby byly všechny sloupy uvedeny do tlaku, a pak by nebylo potřeba takové množství výztuže. Druhým řešením by byla možnost návrhu ocelobetonových spřažených sloupů, kde by nosnou funkci tvořila především ocelová část sloupů.

Nejllepší variantou by tedy bylo svislé předepnutí tažených a silně ohýbaných sloupů. Dalším postupem výpočtu by tedy bylo svislé předepnutí a návržení sloupů pomocí předpětí.

#### 4.15.4 Návrh a výkaz předpětí a kotvení

Bude použit systém VSL. Jako aktivní kotvení bude použit systém kotvení kabelů bez soudržnosti aktivní kotvení VSL typ Ec. Obrázek níže zobrazuje typ kotvy a následující tabulka pak její rozměry. Pasivní kotvy budou realizovány jako cibulové.



Obr. 154 - Aktivní kotva typ Ec

Předpínací jednotka		Rozměry										
		A	B	C	D	E	F	G	H	J	n	X
Předpínací pramence 0,5"	5-3	120	130	50	90	50	35/40	145	145	10	3	145
	5-4	135	125	50	95	55	40/45	160	145	10	3	160
	5-7	165	155	55	110	74	50/57	200	210	12	4	200
	5-12	215	215	60	150	104	65/72	270	285	14	5	270
	5-19	270	285	75	180	135	80/87	350	345	16	6	350
	5-22	290	335	85	190	150	85/92	370	380	18	6	370
	5-31	340	365	95	230	172	100/107	440	440	20	7	440
	5-37	370	360	105	240	188	120/127	480	475	22	7	480
	5-42	395	380	110	260	201	130/137	510	540	22	8	510
5-55	430	460	130	290	230	140/150	550	605	22	9	550	
Předpínací pramence 0,6"	6-3	135	125	50	95	55	40/45	160	145	10	3	160
	6-4	150	155	55	110	65	45/50	200	210	12	4	200
	6-7	190	170	60	135	84	60/67	250	260	14	5	250
	6-12	250	245	75	170	118	80/87	330	345	16	6	330
	6-19	310	305	95	200	150	95/102	400	440	18	7	400
	6-22	340	365	100	220	178	110/117	430	480	18	8	430
	6-31	390	350	120	260	192	130/137	510	540	22	8	510
	6-37	430	450	135	280	215	140/150	550	605	22	9	550

Tab. 45 - Rozměry kotev

V následujících tabulkách se nachází výkaz předpínací výztuže, údaje o napínání a výkaz kotev podélného předpětí pro jeden most. Uvedeny jsou délky jednotlivých prvků, hmotnosti a počty aktivních a pasivních kotev.

Výkaz předpínací výztuže - pro jeden most						
Kabel	Počet lan v 1 kabelu	Počet kabelů	Hmotnost (kg/m)	Hmotnost celkem (kg)	Délka včetně přesahů (m)	Délka celkem (m)
1	34	56	40,12	432493,6	192,5	10780,0
2	34	18	40,12	139015,8	192,5	3465,0
3	34	14	40,12	108123,4	192,5	2695,0
4	34	4	40,12	30892,4	192,5	770,0
5	34	14	40,12	108123,4	192,5	2695,0
6	11	28	12,98	69598,8	191,5	5362,0
7	26	37	30,68	217383,1	191,5	7085,5
8	26	37	30,68	217383,1	191,5	7085,5
9	17	24	20,06	92195,8	191,5	4596,0
10	17	24	20,06	92195,8	191,5	4596,0
11	17	2	20,06	7683,0	191,5	383,0
12	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
13	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
14	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
15	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
16	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
17	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
18	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
19	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
20	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
21	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
22	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
23	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
24	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
25	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
26	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
27	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
28	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
29	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
30	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
31	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
32	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
33	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
34	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
35	37	2	43,66	16721,8	191,5	383,0
36	34	112	40,12	105595,8	23,5	2632,0
37	34	36	40,12	33941,5	23,5	846,0
38	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
39	37	8	43,66	67935,0	194,5	1556,0
40	37	4	43,66	33967,5	194,5	778,0
41	37	8	43,66	67935,0	194,5	1556,0
42	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
43	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
44	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
45	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
46	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
47	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
48	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
49	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
50	37	12	43,66	101902,4	194,5	2334,0
Celkem				3244810 kg	89413,0 m	

Tab. 46 - Výkaz předpínací výztuže pro jeden most



Údaje o napínání - pro jeden most						
Kabel	Počet lan v 1 kabelu	Počet kabelů	Poloha aktivní kotvy	Kotevní napětí (MPa)	Kotevní síla (MN)	Podržení (min.)
1	34	56	obě strany	1488,0	7,589	5
2	34	18	obě strany	1488,0	7,589	5
3	34	14	obě strany	1488,0	7,589	5
4	34	4	obě strany	1488,0	7,589	5
5	34	14	obě strany	1488,0	7,589	5
6	11	28	obě strany	1488,0	2,455	5
7	26	37	obě strany	1488,0	5,803	5
8	26	37	obě strany	1488,0	5,803	5
9	17	24	obě strany	1488,0	3,794	5
10	17	24	obě strany	1488,0	3,794	5
11	17	2	obě strany	1488,0	3,794	5
12	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
13	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
14	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
15	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
16	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
17	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
18	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
19	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
20	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
21	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
22	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
23	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
24	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
25	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
26	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
27	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
28	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
29	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
30	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
31	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
32	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
33	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
34	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
35	37	2	obě strany	1488,0	8,258	5
36	34	112	od opěry	1488,0	7,589	5
37	34	36	od opěry	1488,0	7,589	5
38	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
39	37	8	obě strany	1488,0	8,258	5
40	37	4	obě strany	1488,0	8,258	5
41	37	8	obě strany	1488,0	8,258	5
42	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
43	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
44	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
45	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
46	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
47	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
48	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
49	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5
50	37	12	obě strany	1488,0	8,258	5

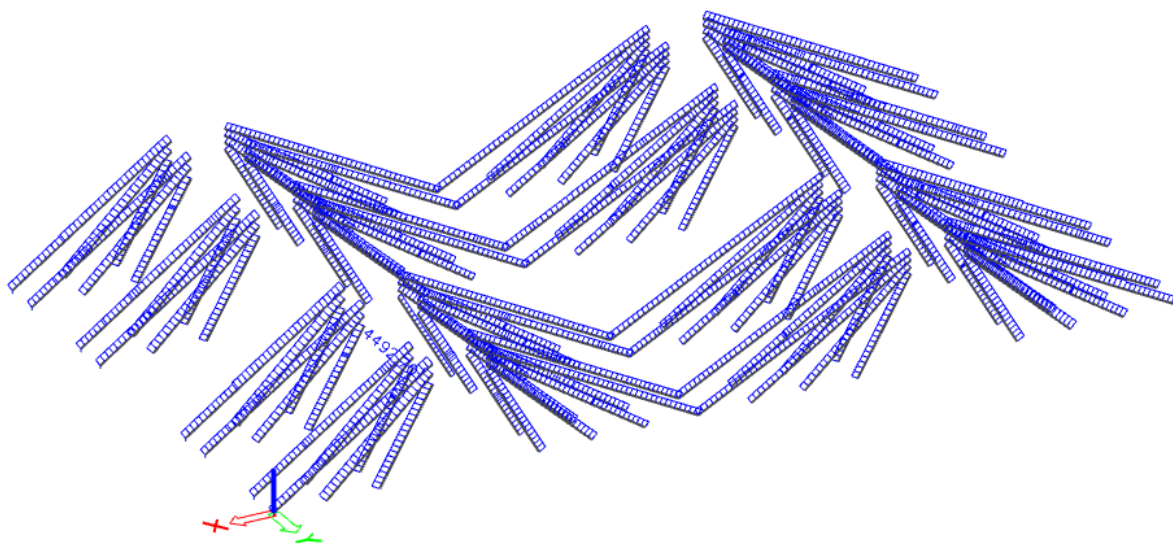
Tab. 47 - Údaje o napínání pro jeden most

Výkaz kotev - jeden most		
Kabel	Kotva	Počet kusů
11 lan	aktivní	56
	pasivní	0
17 lan	aktivní	100
	pasivní	0
26 lan	aktivní	148
	pasivní	0
34 lan	aktivní	360
	pasivní	148
37 lan	aktivní	424
	pasivní	0

Tab. 48 - Výkaz kotev pro jeden most

#### 4.15.5 Návrh a posouzení provizorních závěsů

Poslední návrh se bude věnovat návržení a posouzení provizorních závěsů. Pro závěsy bude použit také předpínací systém VSL. Kabely budou jako volné. Nejprve je zde zobrazeno zatížení závěsů. Dále jsou pak navrženy závěsy. Závěsy jsou ke konstrukci připojeny jako kloub. Délka provizorních závěsů se pohybuje mezi 19,7 m a 44,7 m. Závěsy tedy budou předpínány jen z jedné strany. Předpínat se bude z věží. Celkem se jedná o 120 závěsů. Z každé z osmi věží jde na každou stranu 6 nebo 8 závěsů.



Obr. 155 - Normálová síla v závěsech ve SF 11

Z předchozího obrázku je vidět, že maximální síla v závěsech je 4492,7 kN. Na tuto sílu budou dále navrženy závěsy. Jelikož ve výpočtu je uvažováno s pruty o průměru 85 mm, je potřeba, aby byla i dodržena tuhost těchto závěsů. Po přepočtu tedy vyjde při průměru předpínacího lana 150 mm<sup>2</sup>, že je kabely potřeba vytvořit z 37 lan. V následující tabulce se nachází posouzení mostní provizorních závěsů na maximální sílu.

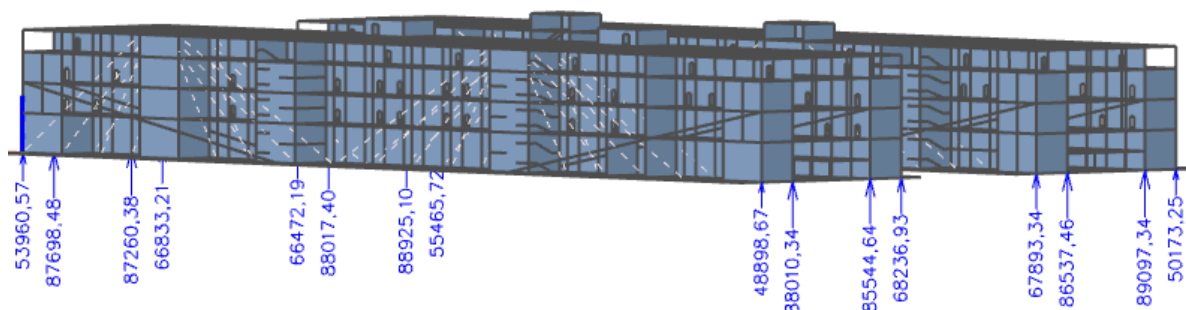
Posudek závěsů - Systém VSL				
Maximální tahová síla v závěsu	4492,7 KN			
Zvolený typ závěsu	6-37 =>	<b>NÁVRH</b>	<b>Kabel ze 37 lan</b>	
Charak. max. síla v závěsu	10323 KN	Ztráty	15 %	
Návrhová max. síla v závěsu	8775 KN			
<b>Posouzení</b>				
<b>Max. síla v závěsu</b>	<b>8775 KN</b>	>	<b>4492,7 KN</b>	<b>Skutečná síla v závěsu</b>
		VYHOVUJE	Využití	51,2 %
<b>Max. síla v závěsu</b>	<b>10323 KN</b>	>	<b>4492,7 KN</b>	<b>Skutečná síla v závěsu</b>
		VYHOVUJE	Využití	43,5 %
Jelikož se jedná pouze o stavební stádia, tak si jsou charakteristická a častá kombinace velmi podobné a z posouzení je vidět, že v charakteristické kombinaci je využití pouze 0,432 fpk < 0,45 fpk => VYHOVUJE, takže by vyhověla i kombinace častá.				

Tab. 49 - Posouzení závěsů

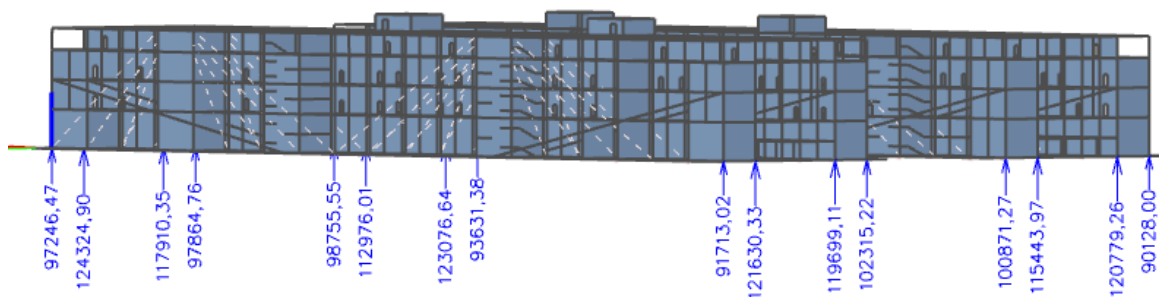
Z posouzení je vidět, že závěsy vyhovují. Jejich využití je 52 %. Závěsy jsou předpínány v jednotlivých rektifikačních fázích. Jsou tedy předpínány ve fázích 3.1, 4.1, 5.1, 6.1, 7.1, 8.1, 9.1 a 10.1. Závěsy jsou předpínány rovnoměrně. Následně jsou pak závěsy ve fázi 11.1 odepnuty.

## 4.16 Výpočet reakcí

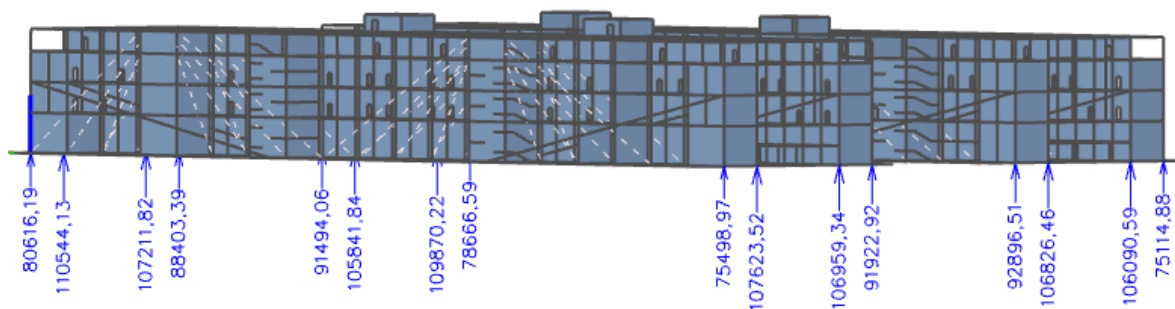
Tato kapitola se zabývá zobrazením reakcí v ložiscích mostní konstrukce. Je zde zobrazeno několik reakcí z několika kombinací a zatěžovacích stavů.



Obr. 156 - Reakce v ložiscích od vlastní tíhy



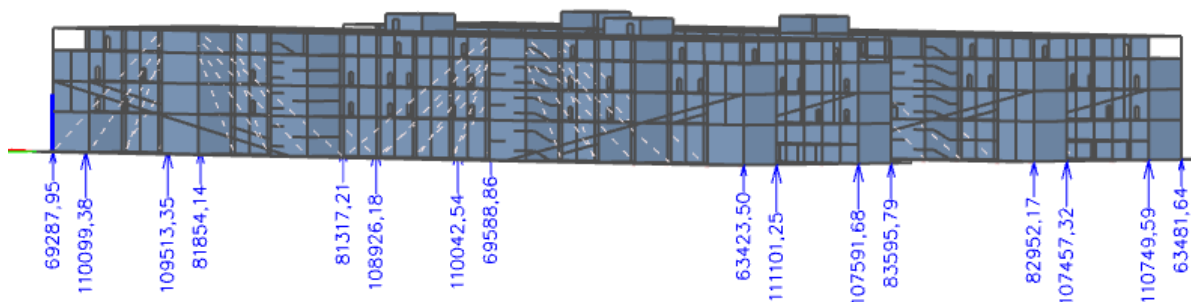
Obr. 157 - Reakce v ložiscích od charakteristické kombinace při uvedení do provozu



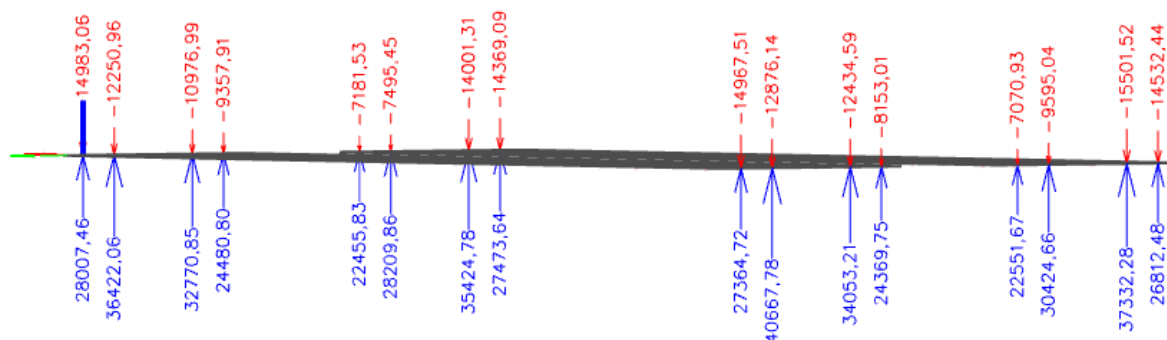
Obr. 158 - Reakce v ložiscích od kvazistálé kombinace při uvedení do provozu

Ze zobrazených svislých reakcí je vidět, že u obou mostních konstrukcí jsou nejvíce zatíženy střední ložiska obou mostů. Dále jsou velmi zatížena vnitřní krajní ložiska a nejméně zatížena jsou ložiska na vnějších krajích. Dále budou zobrazeny reakce od dalších typů kombinací.



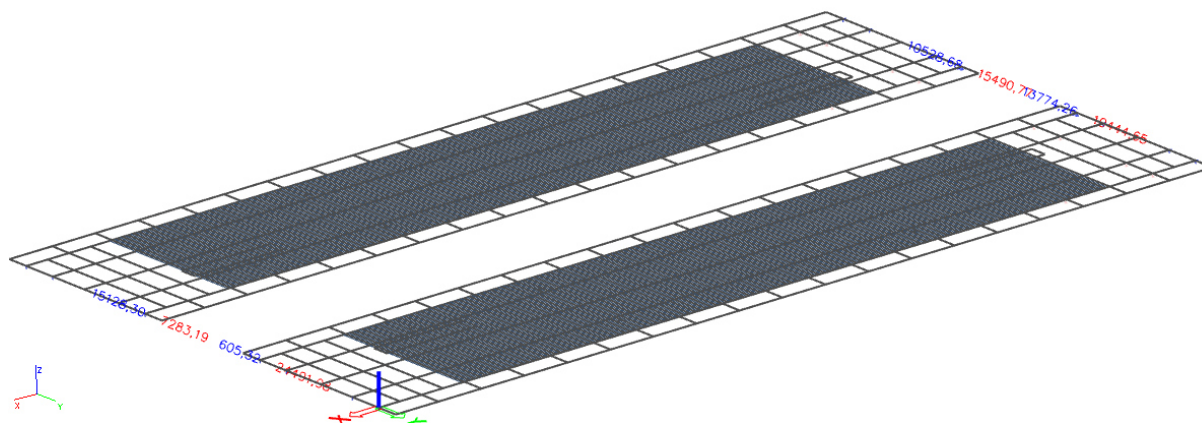


Obr. 159 - Reakce v ložiscích od všech stálých zatížení



Obr. 160 - Reakce v ložiscích od kombinací proměnných zatížení

U proměnných zatížení je vidět, že některé kombinace vyvíjejí v ložiscích tahovou reakci, ovšem po přičtení stálých zatížení zůstávají dle obrázku 148 a 149 reakce v ložiscích v tlaku.



Obr. 161 - Reakce ve směru  $R_y$  v ložiscích od charakteristické kombinace při uvedení do provozu

Reakce v podporách jsou důležité především pro následný návrh spodní stavby mostní konstrukce.

## 4.17 Výpočet a posouzení MSÚ

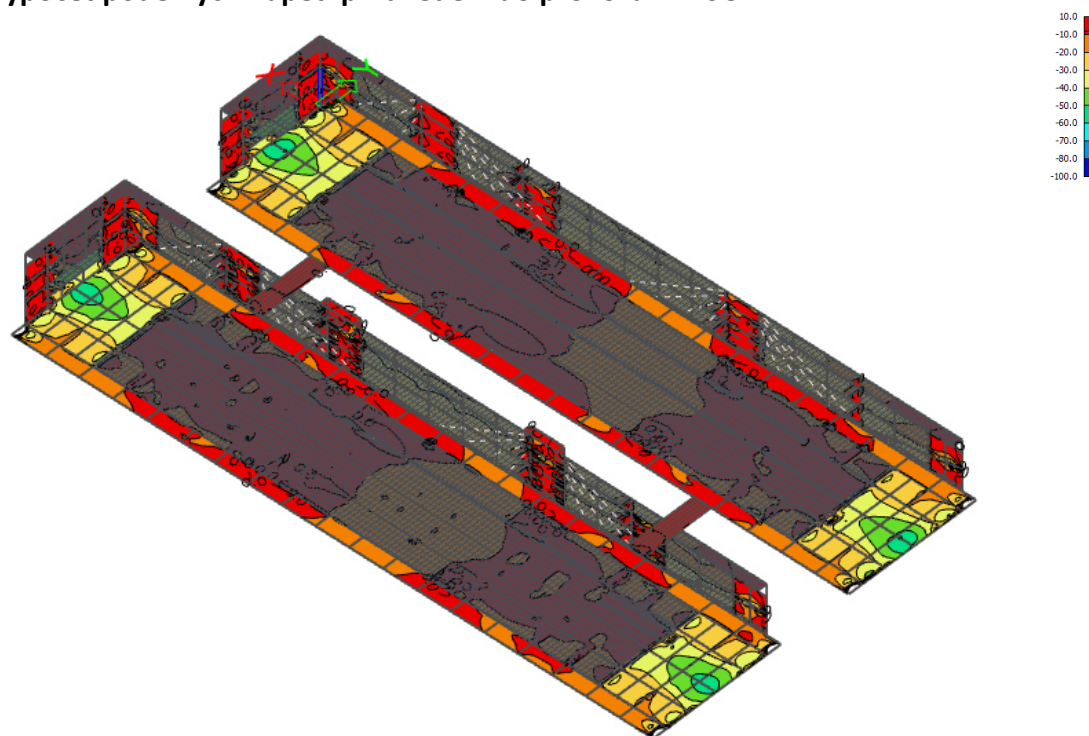
### 4.17.1 Výpočet podélných napětí při uvedení do provozu v MSÚ

Všechna napětí v MSÚ budou uváděna včetně předpětí. V následující tabulce jsou znázorněny omezující podmínky pro beton. Pevnosti v tlaku a tahu byly převzaty z vyhledaných provedených zkoušek.

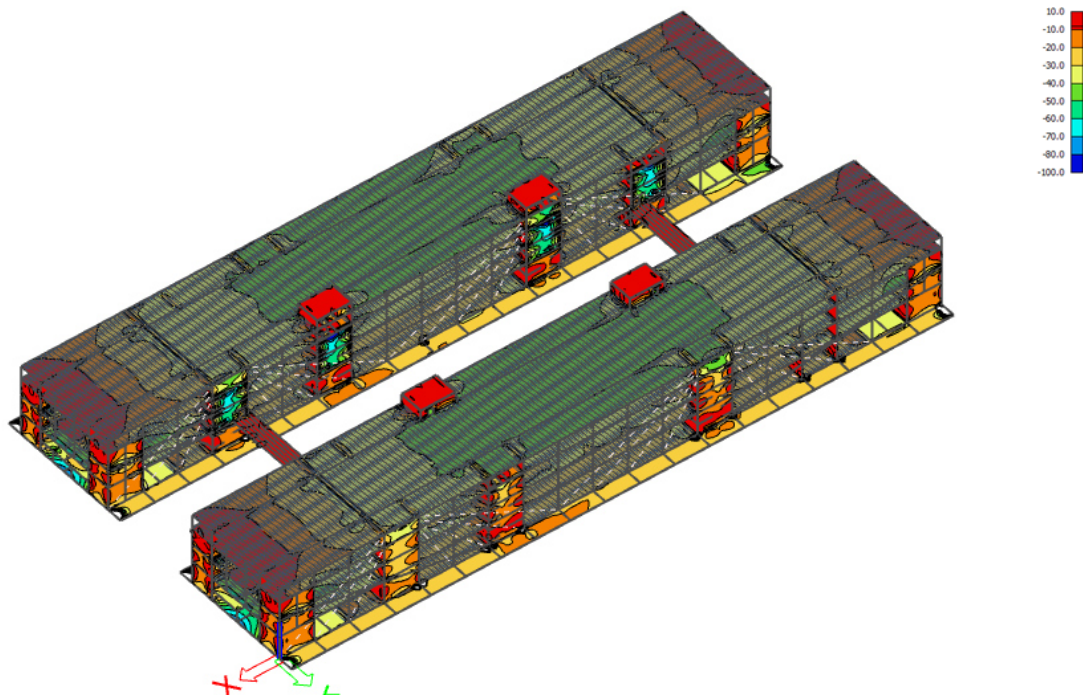
Kombinace	Veličina	Jednotka	Tlak [MPa]	Tah [MPa]
MSÚ	Charakter. pevnost	[MPa]	150	15,0
	$\gamma$	[-]	1,5	1,5
	Návrhová pevnost	[MPa]	100	10

Tab. 50 - Omezující podmínky pro beton

### 4.17.2 Výpočet podélných napětí při uvedení do provozu v MSÚ



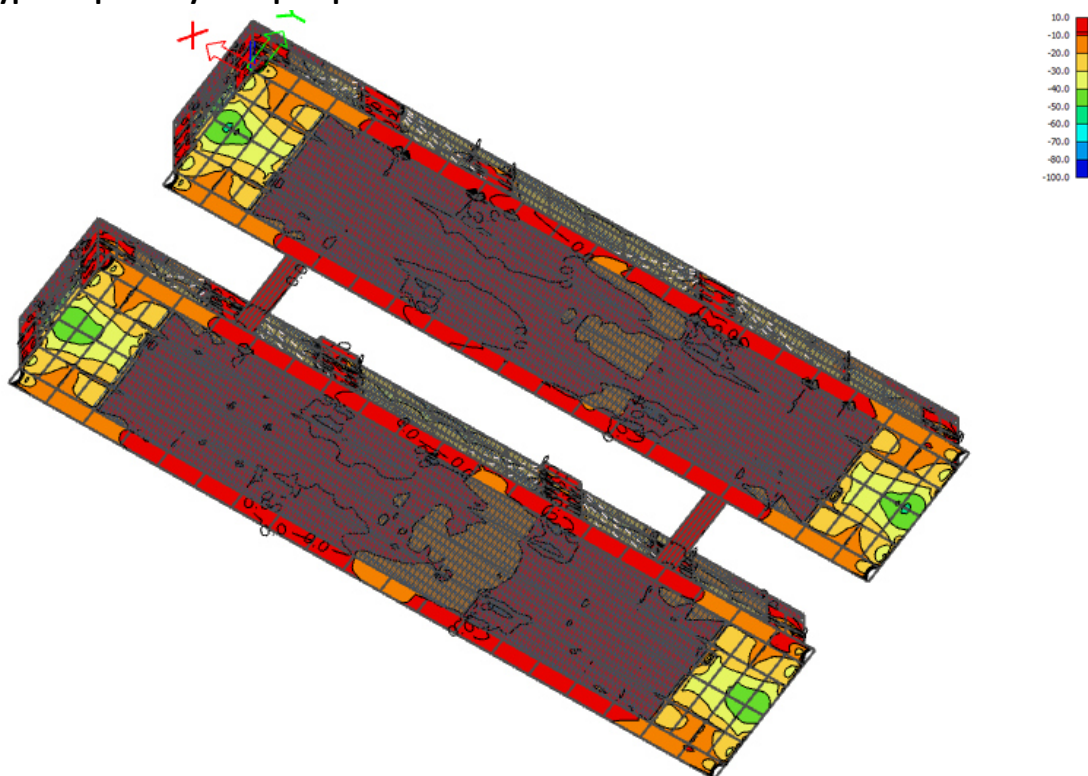
Obr. 162 -  $\sigma_{x+}$  v UP MSÚ - max



Obr. 163 -  $\sigma_x$ - v UP MSÚ - min

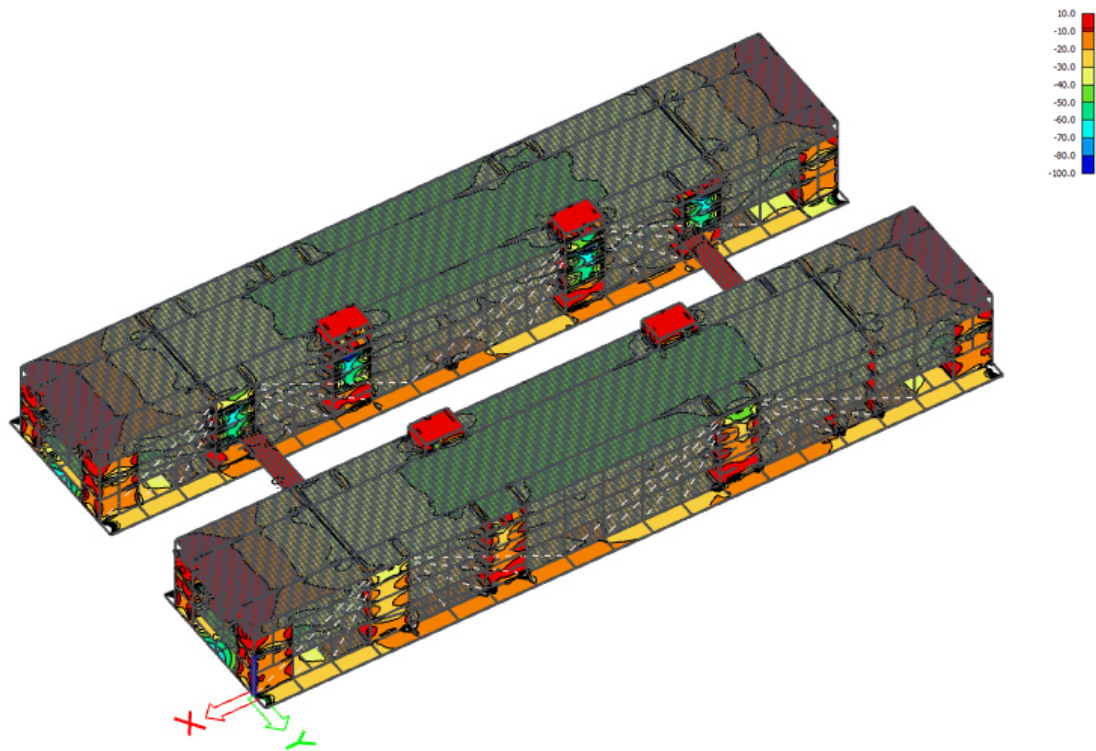
Podélná napětí na plochách v MSÚ při uvedení do provozu **vyhovují** požadavkům.

#### 4.17.3 Výpočet podélných napětí při na konci životnosti v MSÚ



Obr. 164 -  $\sigma_x$ + v KZ MSÚ - max

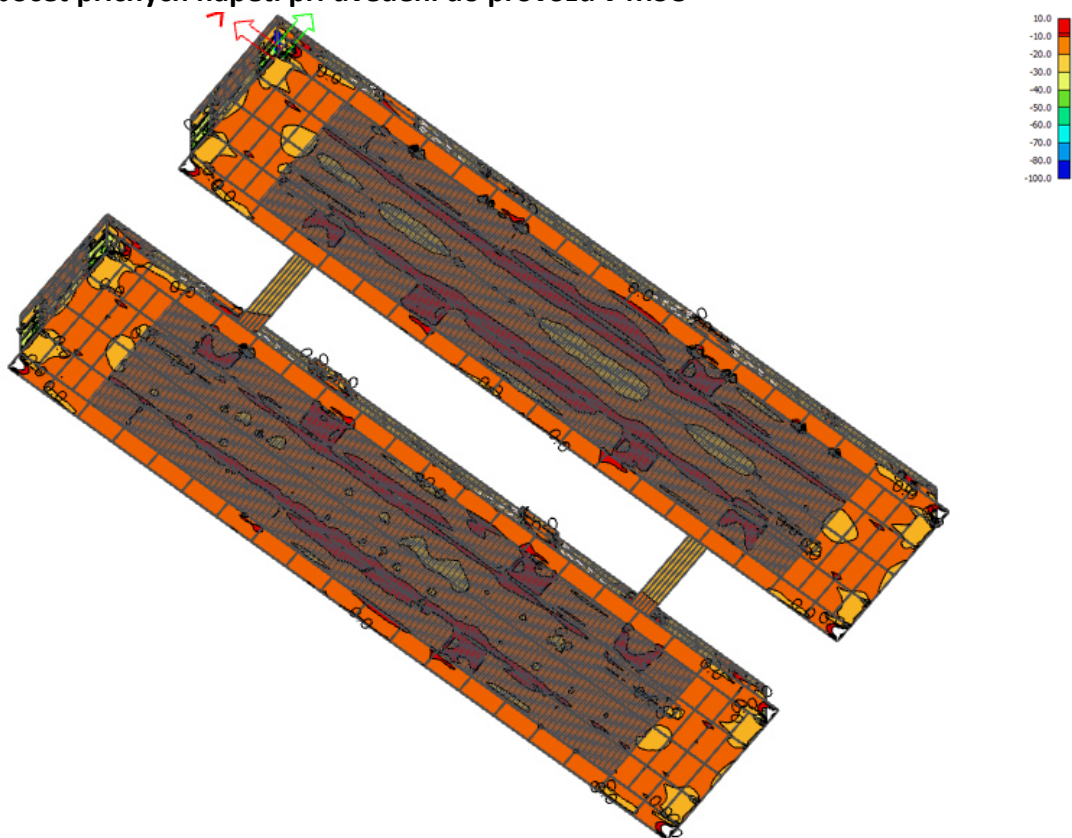




Obr. 165 -  $\sigma_x$ - v KZ MSÚ - min

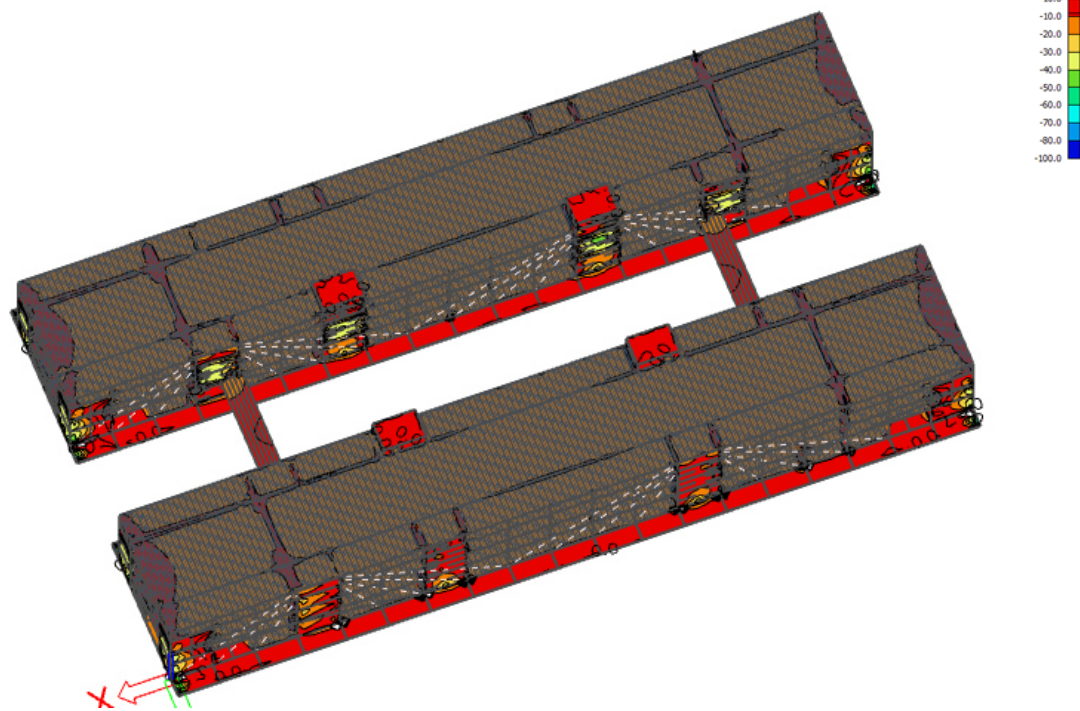
Podélná napětí na plochách v MSÚ na konci životnosti **vyhovují** požadavkům.

#### 4.17.4 Výpočet příčných napětí při uvedení do provozu v MSÚ





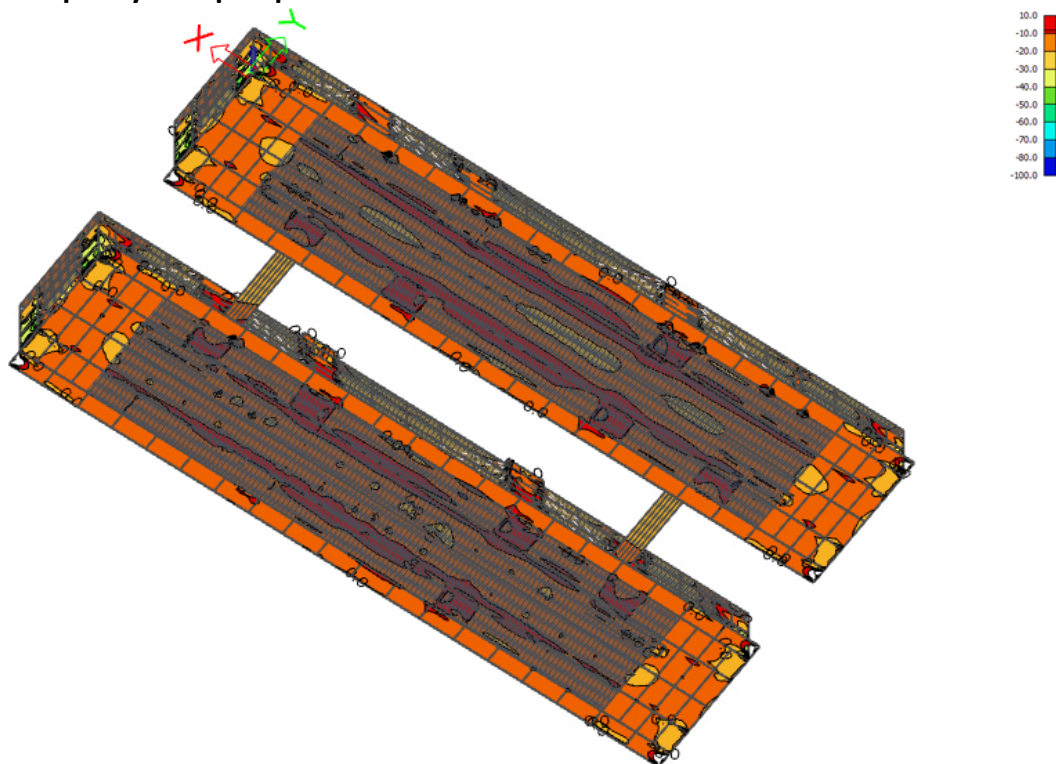
Obr. 166 -  $\sigma_{y+}$  v UP MSÚ - max



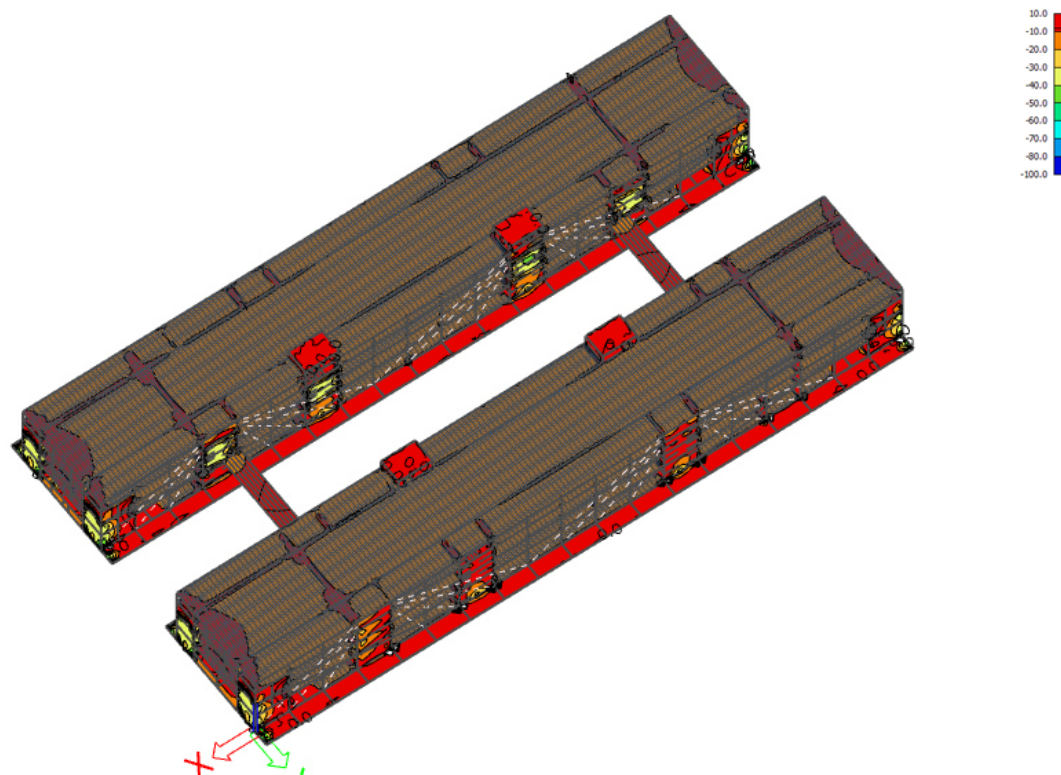
Obr. 167 -  $\sigma_{y-}$  v UP MSÚ - min

Příčná napětí na plochách v MSÚ při uvedení do provozu **vyhovují** požadavkům.

#### 4.17.5 Výpočet příčných napětí při na konci životnosti v MSÚ



Obr. 168 -  $\sigma_{y+}$  v KZ MSÚ - max



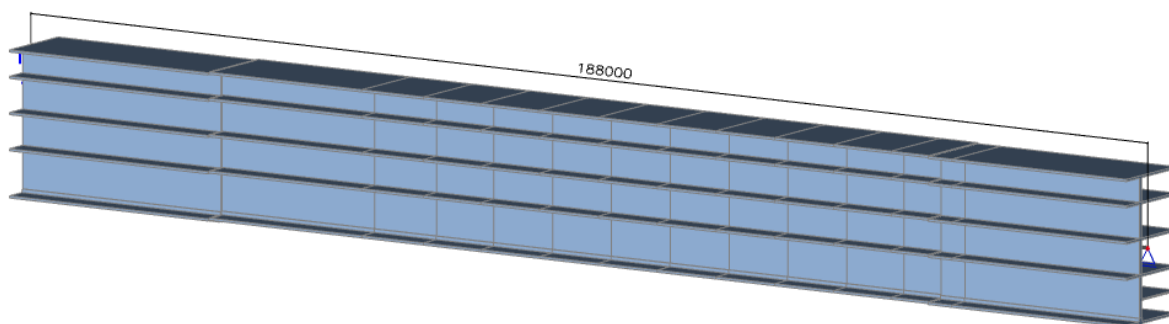
Obr. 169 -  $\sigma_{y-}$  v KZ MSÚ - min

Příčná napětí na plochách v MSÚ na konci životnosti **vyhovují** požadavkům.

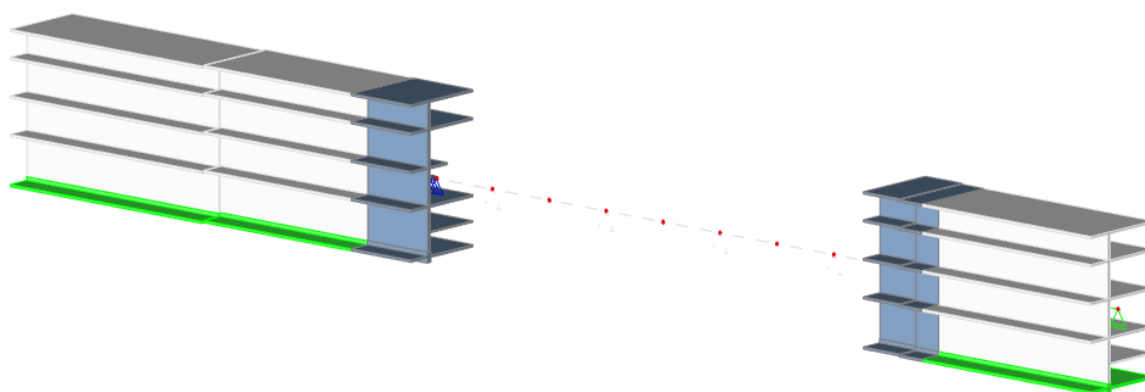
## 4.18 Modul TDA

Poslední částí výpočtu je přibližný výpočet dotvarování mostní konstrukce. Z jedné mostní konstrukce byl vybrán výsek středové části jedné stěny. Následně byla prutovým modelem vymodelována tato část mostu. Model je včetně fází výstavby. Průřez byl zadán jako fázovaný průřez. Celý výpočet je proveden ve SCIA Engineer v modulu TDA (Časově závislá analýza). Do výpočtu byly zahrnuty i provizorní podpory. Provizorní závěsná lana byla také nahrazena podporou, bohužel pružné podpory modul TDA neumožňuje.

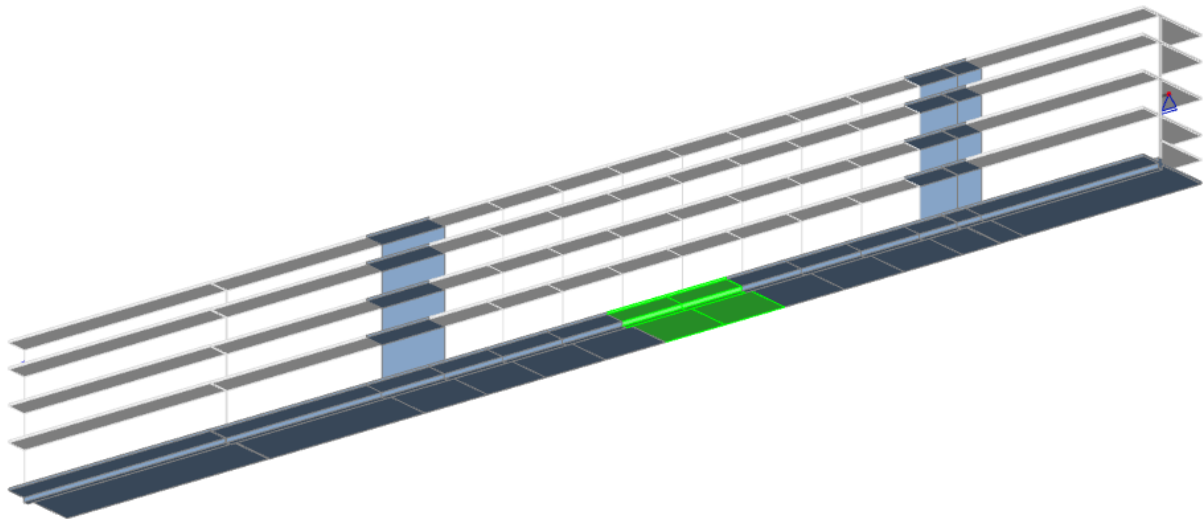
V první části byly vloženy dva typy průřezů, a to v místě galerie a u opěr. Dále byla vymodelována konstrukce v jednotlivých fázích výstavby. Poté byla konstrukce zatížena jak vlastní tíhou v jednotlivých fázích, tak při uvedení do provozu ostatním stálým zatížením. Následně byl most zatížen i vloženým předpětím včetně ztrát.



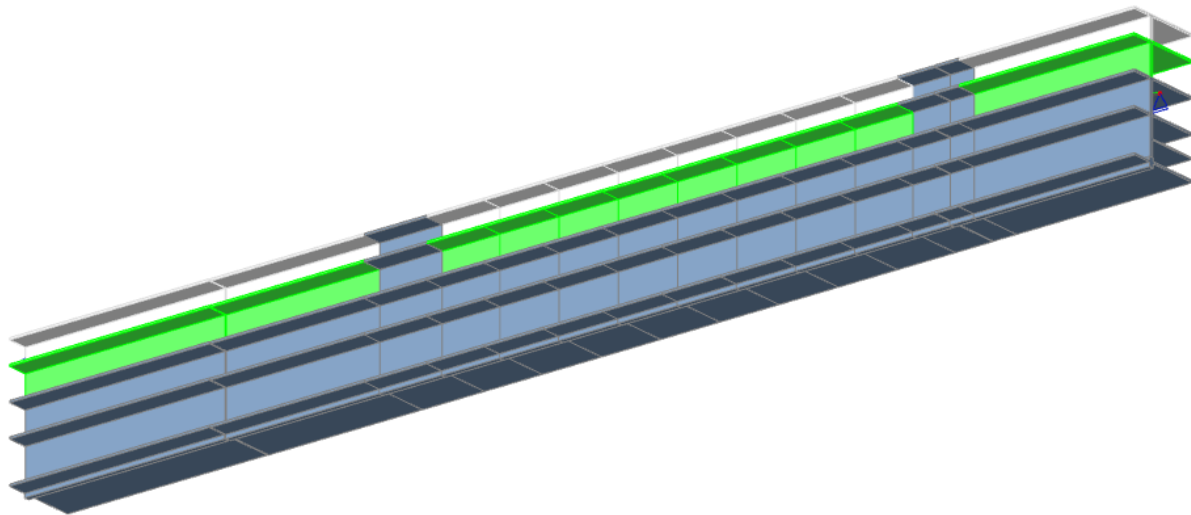
Obr. 170 - Model mostu v modulu TDA - Hotový most



Obr. 171 - Model mostu v modulu TDA - Stavební fáze 2



Obr. 172 - Model mostu v modulu TDA - Stavební fáze 6

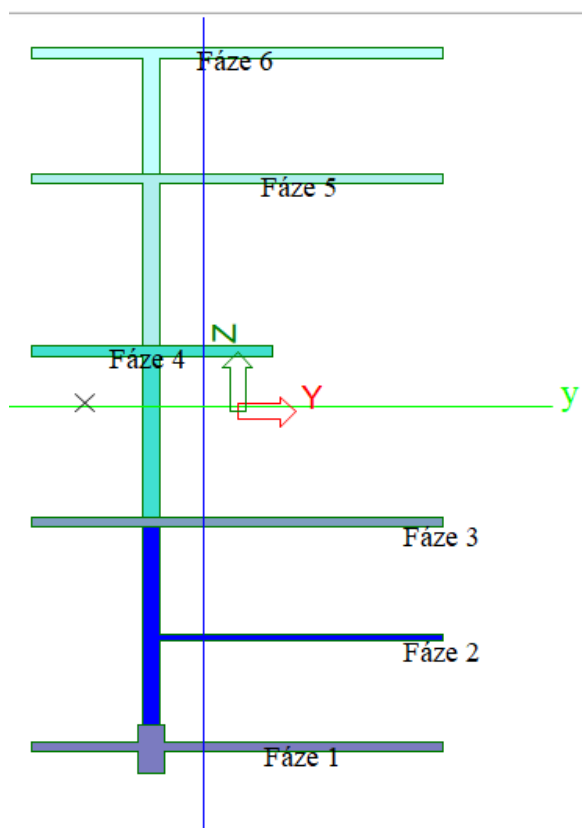


Obr. 173 - Model mostu v modulu TDA - Stavební fáze 10

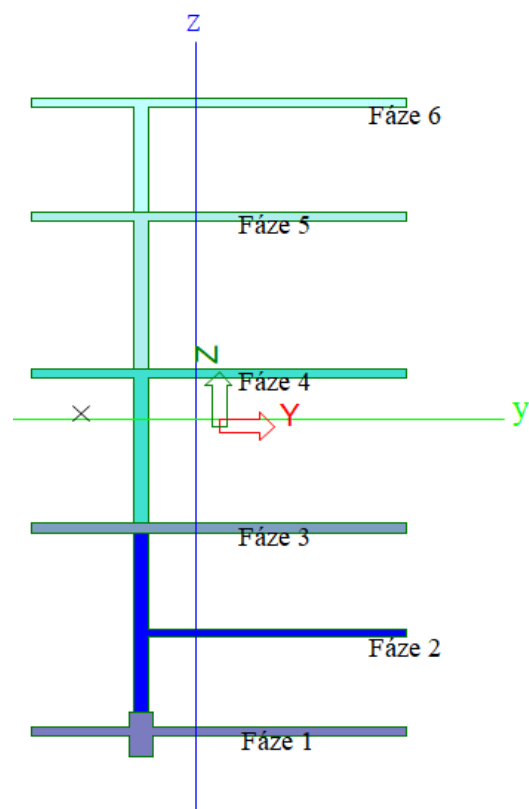
Jméno	Fáze	Materiál	A [m <sup>2</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	cZLCS [mm]	I <sub>t</sub> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>r</sub> [m <sup>4</sup> ]	Vysychající obvod [m <sup>2</sup> /m]
Průřez u galerie	1	UHPFRC1	4,6751e+00	2,9371e+01	2,3508e-01	1,5380e+03	-10070	2,4085e-01	1,3397e+00	2,7550e+01
	2	UHPFRC1	4,6475e+00		8,6775e+00		-6582	2,4849e-01		2,9790e+01
	3	UHPFRC1	3,7591e+00		2,9141e-02		-3353	1,0324e-01		2,5260e+01
	4	UHPFRC1	4,6261e+00		1,2407e+01		449	2,3478e-01		2,4750e+01
	5	UHPFRC1	6,1816e+00		1,4536e+01		5938	2,8122e-01		3,4950e+01
	6	UHPFRC1	5,4816e+00		5,8855e+00		10108	2,3113e-01		3,2150e+01
Průřez u opěr	1	UHPFRC1	4,6751e+00	3,0927e+01	2,3508e-01	1,5421e+03	-10070	2,4085e-01	1,3794e+00	2,7550e+01
	2	UHPFRC1	4,6475e+00		8,6775e+00		-6582	2,4849e-01		2,9790e+01
	3	UHPFRC1	3,7591e+00		2,9141e-02		-3353	1,0324e-01		2,5260e+01
	4	UHPFRC1	6,1816e+00		1,4536e+01		788	2,7834e-01		3,4950e+01
	5	UHPFRC1	6,1816e+00		1,4536e+01		5938	2,7834e-01		3,4950e+01
	6	UHPFRC1	5,4816e+00		5,8855e+00		10108	2,3018e-01		3,2150e+01

Tab. 51 - Výpis použitých průřezů





Obr. 174 - Průřez v místě galerie



Obr. 175 - Průřez u opěr

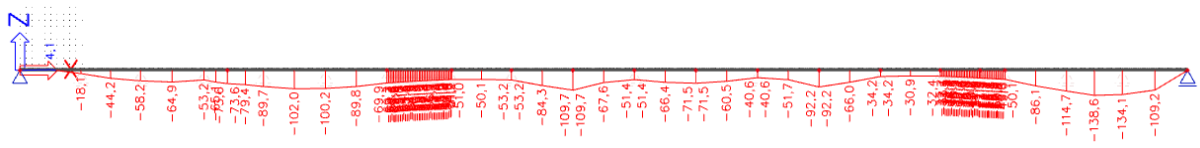
Jméno	Pořadí fáze	Popis	Čas fáze [den]
Stavební fáze 1	1		0,00
Stavební fáze 2	2		7,00
Stavební fáze 3	3		14,00
Stavební fáze 4	4		21,00
Stavební fáze 5	5		28,00
Stavební fáze 6	6		35,00
Stavební fáze 7	7		42,00
Stavební fáze 8	8		56,00
Stavební fáze 9	9		70,00
Stavební fáze 10	10		84,00
Stavební fáze 11	11		98,00
Uvedení do provozu	12		182,00
Konec životnosti	13		36500,00

Tab. 52 - Výpis fází výstavby

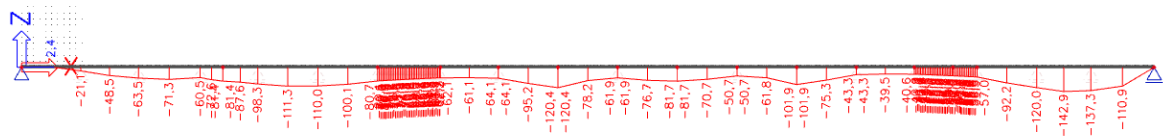
Iméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Řídící zat. stav
		Typ zatížení				
ZS1	Vlastní tíha	Stálé Vlastní tíha	SZ1	-Z		
Stavební fáze 1		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 2		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 3		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 4		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 5		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 6		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 7		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 8		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 9		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 10		Stálé Standard	SZ1			
Stavební fáze 11		Stálé Standard	SZ1			
Ostatní stálé	Uvedení do provozu	Stálé Standard	SZ1			
Konec životnosti		Stálé Standard	SZ1			
Předpětí SF 2	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 3	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 4	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 5	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 6	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 7	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 8	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 9	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 10	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
Předpětí SF 11	Standard	Proměnné Statické	SZ2		Dlouhodobé	Žádný
F1-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F2-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F3-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F4-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F5-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F6-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F7-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F8-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F9-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F10-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F11-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F12-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			
F13-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1			

Tab. 53 - Výpis zatěžovacích stavů





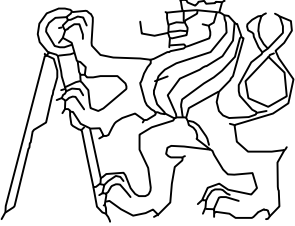
Obr. 172 - Deformace včetně dotvarování v UP



Obr. 173 - Deformace včetně dotvarování v KZ

Z výpočtu je tedy vidět, že se průhyby konstrukce v času v průběhu času zvětšují. Zvětšení průhybů mezi uvedením do provozu a koncem životnosti už není tak velký. Paradoxně velké průhyby jsou i u opěr. Bylo by tedy možné během výstavby konstrukci u obou opěr podepřít na více místech, čímž by se následně mohli zmenšit tyto průhyby.



<b>Vypracoval</b> Petr Miklas	<b>Tech. kontrola</b> doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
<b>Studijní obor</b> Konstrukce a dopravní stavby		
<b>Předmět</b> Diplomová práce		
<b>Název úlohy</b>  Praha – Palác nad řekou		<b>datum</b> 5.1.2020
		<b>Katedra</b> 133
		<b>Ročník</b> 2.

## Obsah

<u>Název výkresu</u>	<u>Měřítko</u>	<u>Č. výkresu</u>
Půdorys 1. NP obou mostů	1:200	1
Půdorys 2. NP mostu (mezipatro) – pravý most	1:200	2
Půdorys 3. NP mostu – pravý most	1:200	3
Půdorys 4. NP mostu – pravý most	1:200	4
Půdorys 5. NP mostu – pravý most	1:200	5
Půdorys střechy mostu – pravý most	1:200	6
Podélný řez mostem	1:200	7
Příčný řez mostem uprostřed rozpětí	1:100	8
Příčný řez mostem u opěry	1:200	9
Technologie výstavby Fáze 1, Fáze 2	1:500	10
Technologie výstavby Fáze 3.2, Fáze 4.2	1:500	11
Technologie výstavby Fáze 5.2, Fáze 6.2	1:500	12
Technologie výstavby Fáze 7, Fáze 8	1:500	13
Technologie výstavby Fáze 9, Fáze 10	1:500	14
Technologie výstavby Fáze 11, Fáze 11.1	1:500	15
Předpětí podélného směru mostu	1:200	16

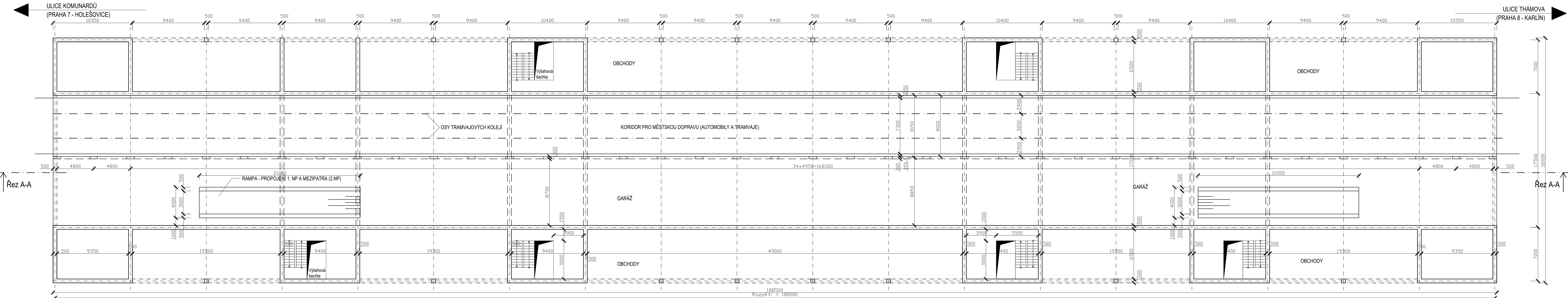


Materiály:  
 Platy C 25/30 XA1+XC2  
 Žbloty C 30/37 XF4+XA1+XC2  
 Opěry - boky C 30/37 XF4+XD2+XC4  
 Opěry - prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4  
 Přechodové desky C 25/30 X11+XC3  
 Nosná konstrukce UNIFRC X2+XD1+XC4  
 Římky C 30/37 XF4+XD3+XC4  
 Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4  
 Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝTIUŽB B5008  
 PŘEDPÍNAČI LANA L 15,7 Y180057 lana s nízkou relaxací

Projektant	Ing. Roman Šubr, Ph.D.	Číslo	S.1.2020
Objekt	Práha - Palác nad Fekou	Klasifikace	133
Průběh	Průběhová práce	Stavba	2
Stav	Půdorys 1. NP obou mostů	Měřítko	1:200

Půdorys 2. NP (mezipatro) - pravý most



Materiály:

- Piloty C 25/30 XA1+XC2
- Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
- Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
- Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
- Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Podkladní beton C 16/20 XA1

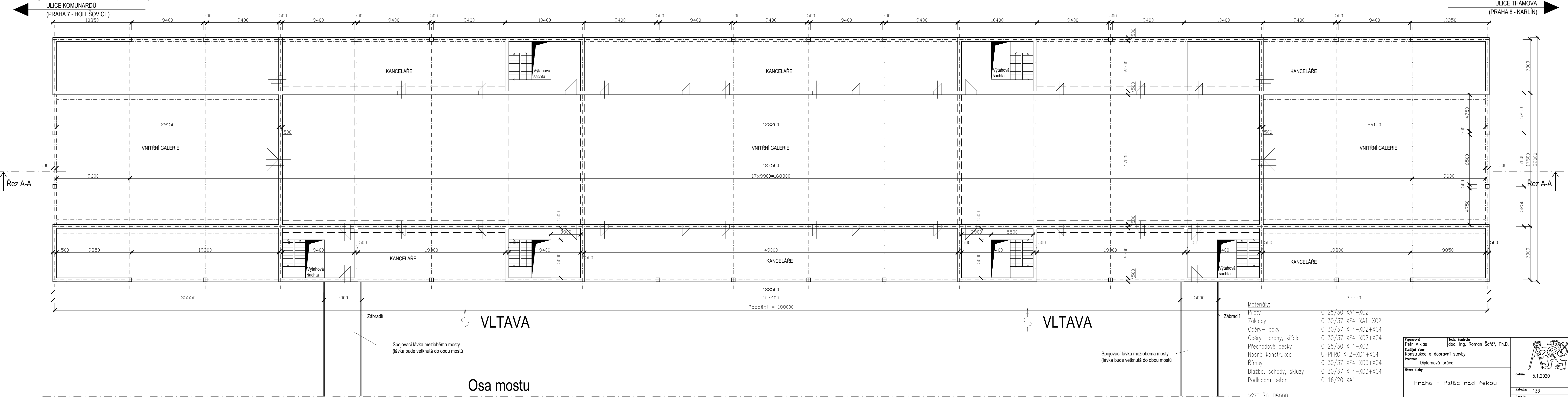
VÝZTUŽ B500B

PŘEDPINACÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Stupňový obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název dílny Praha - Palác nad řekou		datum 5.1.2020
Období výkresu Půdorys 2. NP mostu (mezipatro) - pravý most		Katedra 133
		Ročník 2.
		Měřítko 1:200
		Č. výkresu 2



Půdorys 3. NP - pravý most

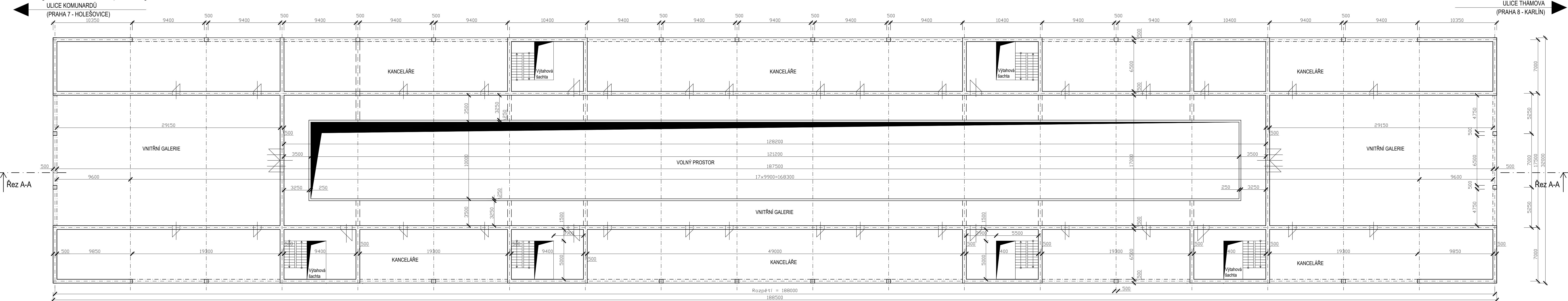


- Materiály:**
- Piloty C 25/30 XA1+XC2
  - Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
  - Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
  - Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
  - Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝTUŽB B500B  
 PŘEDPÍNAČÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název dílohy Praha - Palác nad řekou	datum 5.1.2020	
Období výkresu Půdorys 3. NP mostu - pravý most	Katedra 133	
	Ročník 2.	
	Měřítko 1:200	Č. výkresu 3

Půdorys 4. NP- pravý most



ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

VLTAVA

VLTAVA

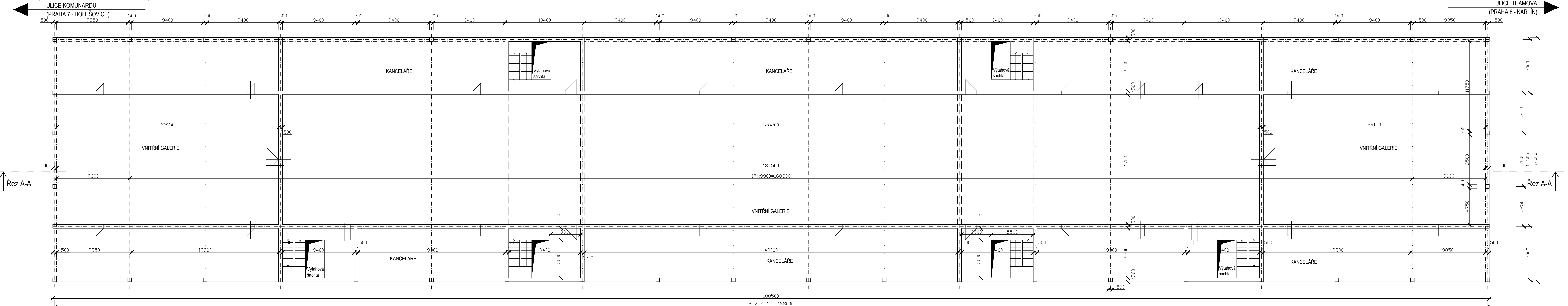
**Materiály:**

- Piloty C 25/30 XA1+XC2
- Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
- Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
- Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
- Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝZTUŽB B500B  
PŘEDPINACÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Strojní obor Konstrukce a dopravní stavby		
Předmět Diplomová práce		datum 5.1.2020
Název dílohy Praha - Palác nad řekou		Katedra 133
Obsah výkresu Půdorys 4. NP mostu- pravý most		Ročník 2.
		Měřítko 1:200
		Č. výkresu 4

Půdorys 5. NP - pravý most



VLTAVA

VLTAVA

**Materiály:**

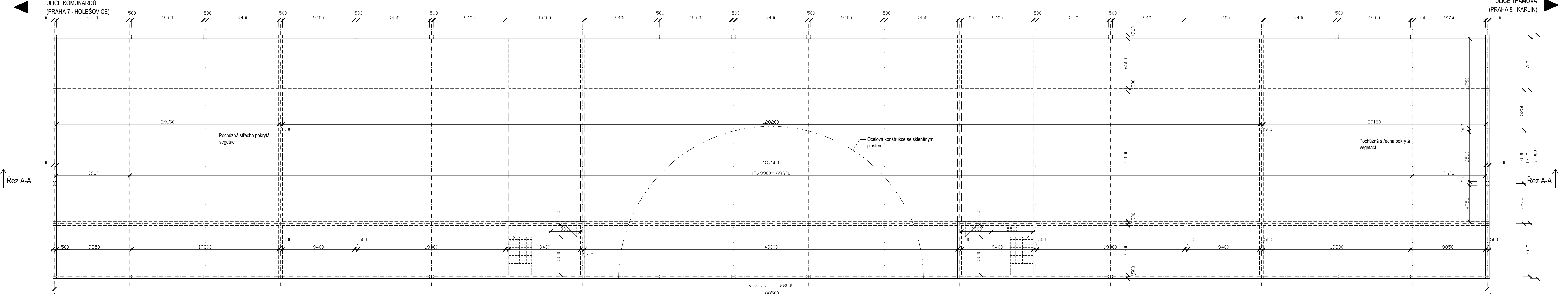
- Piloty C 25/30 XA1+XC2
- Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
- Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
- Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
- Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝZTUŽB B500B

PŘEDPÍNAČÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby		
Předmět Diplomová práce		
Název dílohy Praha - Palác nad řekou		datum 5.1.2020
		Katedra 133
		Ročník 2.
Obsah výkresu Půdorys 5. NP mostu- pravý most		Měřítko 1:200
		č. výkresu 5

# Půdorys střechy- pravý most



VLTAVA

VLTAVA

**Materiály:**

- Piloty C 25/30 XA1+XC2
- Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
- Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
- Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
- Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
- Římky C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
- Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝZTUŽ B 500B  
PŘEDPÍNAČÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Díplomová práce	
Název dílohy Praha - Palác nad řekou		datum 5.1.2020
Obsah výkresu Půdorys střechy mostu - pravý most		Katedra 133
		Ročník 2.
		Měřítko 1:200
		č. výkresu 6

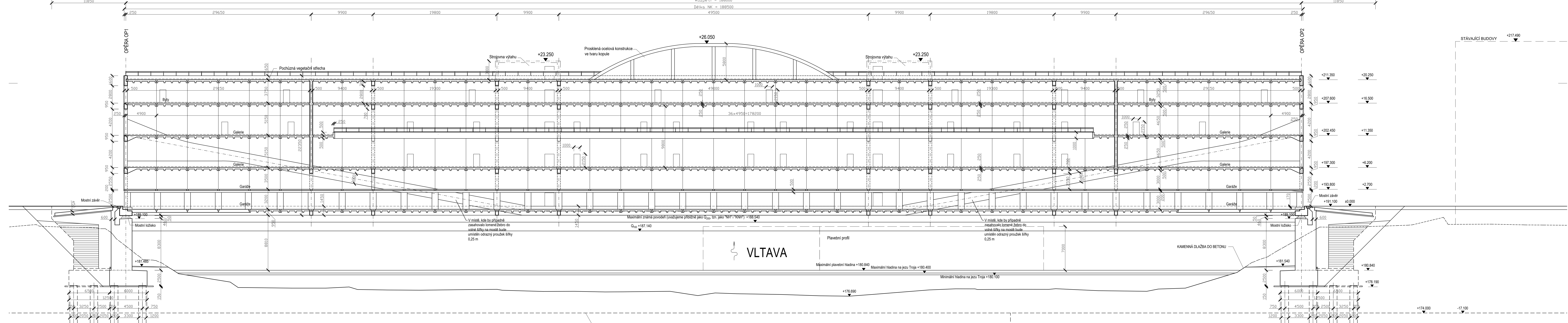


Podélný řez mostem

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

Délka mostu = 211700  
Rozpětí = 188000  
Délka NK = 188500  
49500



VLTAVA

KAMENNÁ DLAŽBA DO BETONU

- Materiály:**
- Piloty C 25/30 XA1+XC2
  - Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
  - Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
  - Nosná konstrukce UHPPRC XF2+XD1+XC4
  - Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Podkladní beton C 16/20 XA1

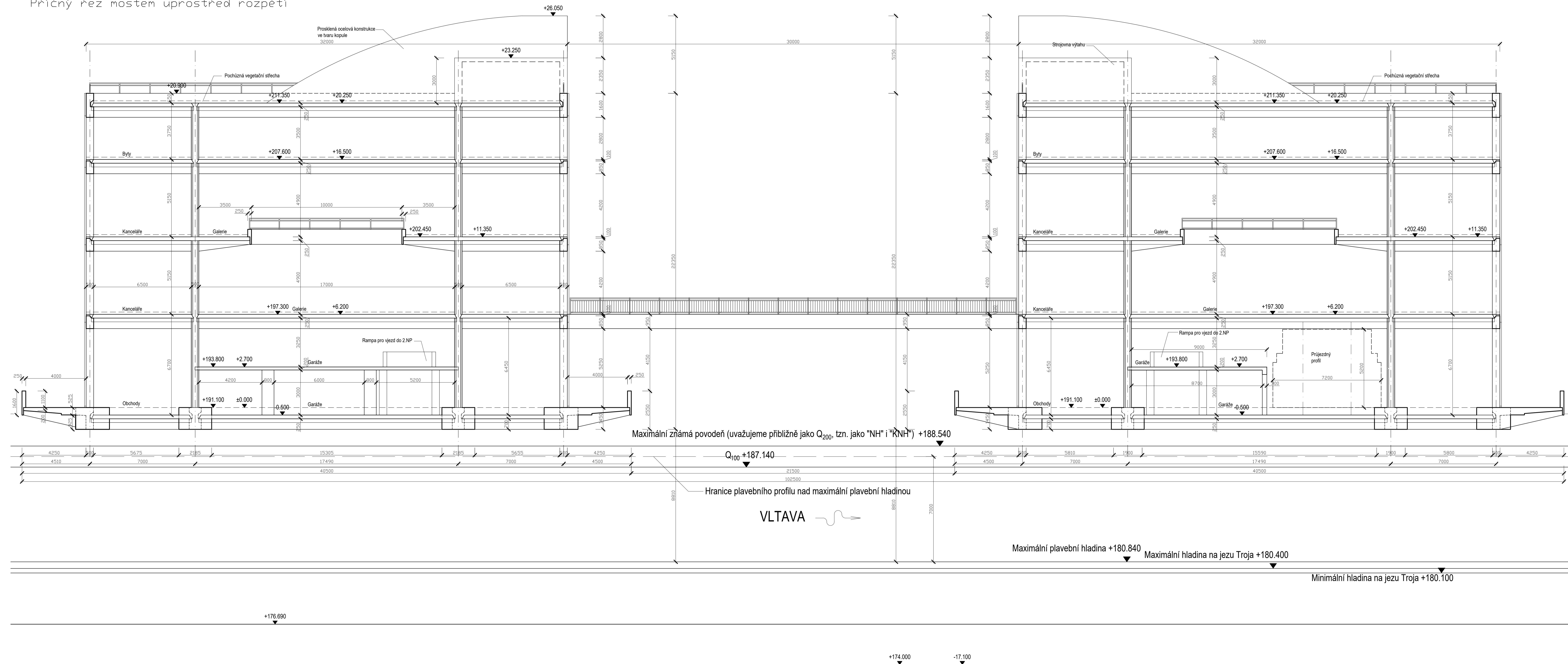
VÝZTUŽ B500B  
PŘEDPINACÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

PŘEDPOKLÁDANÁ ÚROVEŇ SKALNÍHO PODLOŽÍ (BŘIDLICE R4)

TEKTONICKÁ LINIE

Výkres Stavba Předmět Měřítko	Petr Miklas doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D. Konstrukce a dopravní stavby Diplomová práce	
Datum Kladra Rodník Mřítko	5.1.2020 133 2. 1:200	
Název díla Praha - Palác nad řekou		Č. výkres 7

Příčný řez mostem uprostřed rozpětí



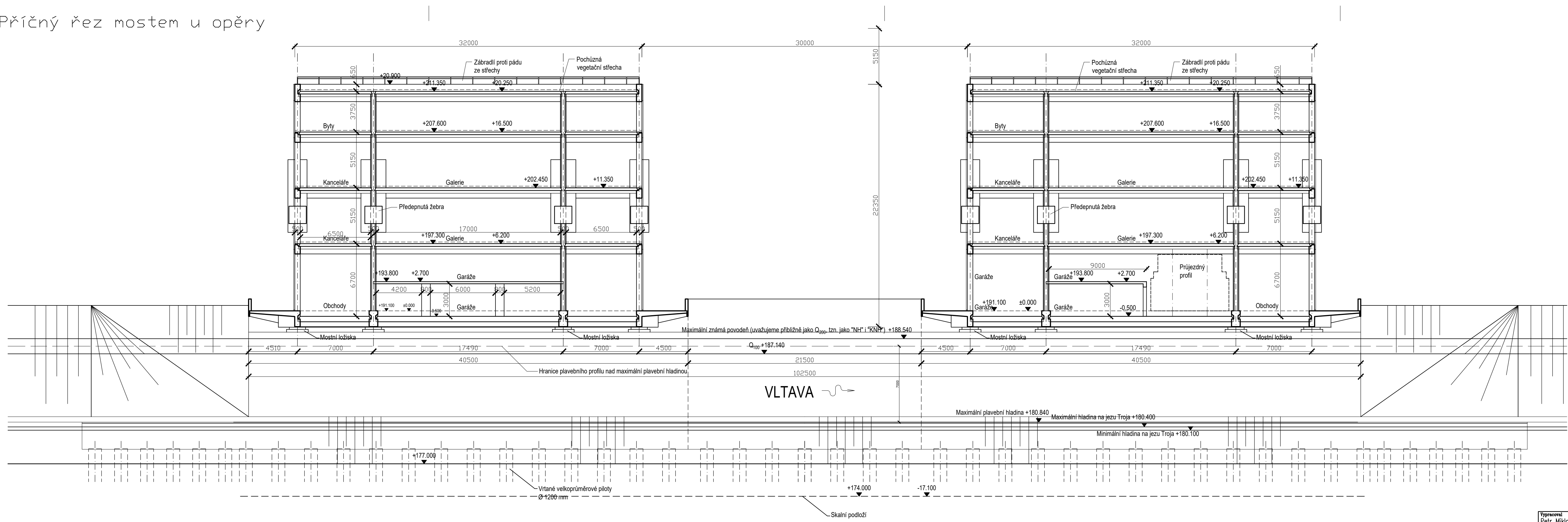
SROVNÁVACÍ ROVINA +170,00 = -21,100  
STANIČENÍ V KM

**Materiály:**  
 Piloty C 25/30 XA1+XC2  
 Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2  
 Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4  
 Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4  
 Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3  
 Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4  
 Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4  
 Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4  
 Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝTUŽB B500B  
PŘEDPÍNAČI LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

Vypracoval Petr Miklas	Techn. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Projektant KONSTRUKCE A DOPRAVNÍ STAVBY	Průběh Diplomové práce	
Město Praha - Palác nad řekou		Datum 5.1.2020
Číslo 133		Kategorie 2.
Měřítko 1:100		Č. výkresu 8

# Příčný řez mostem u opěry



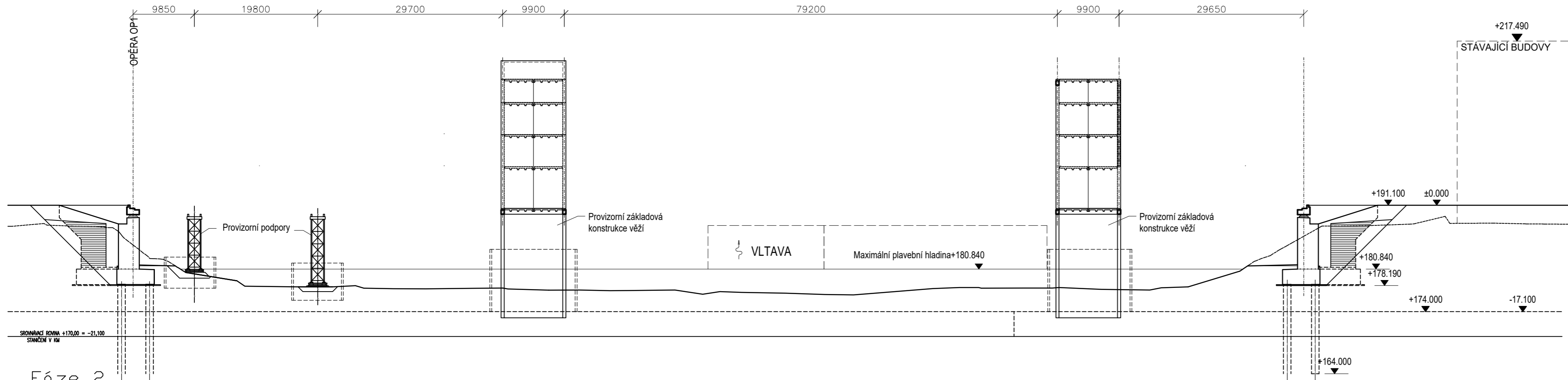
- Materiály:**
- Piloty C 25/30 XA1+XC2
  - Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
  - Opěry- boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Opěry- prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
  - Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
  - Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Podkladní beton C 16/20 XA1

VÝZTUŽB B500B  
PŘEDPÍNAČÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací

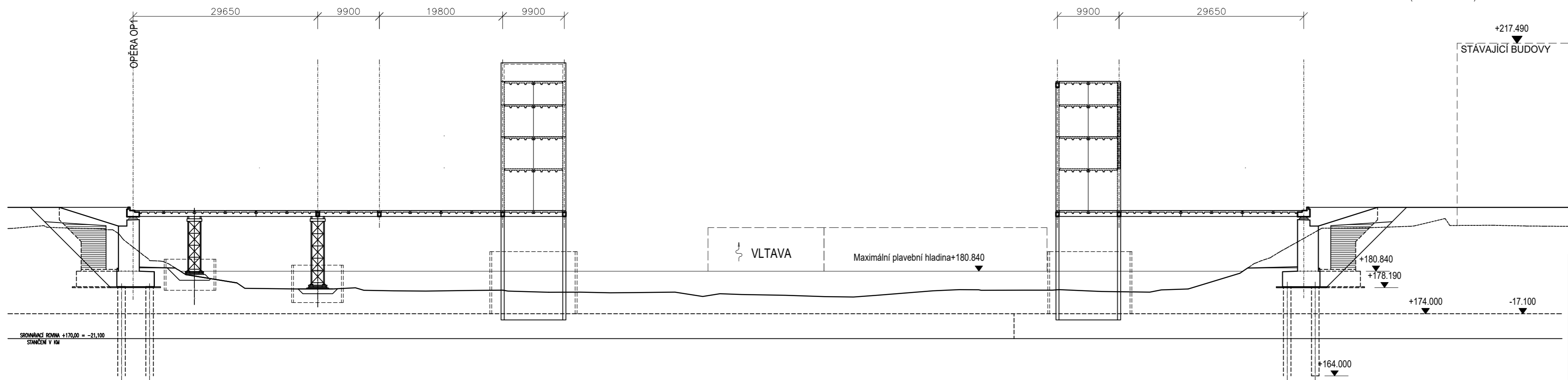
SROVNÁVACÍ ROVINA +170,00 = -21,100  
STANIČENÍ V KM

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název úlohy Praha - Palác nad řekou	datum 5.1.2020	
Obsah výkresu Příčný řez mostem u opěry	Katedra 133	
	Ročník 2.	
	Měřítko 1:200	
	Č. výkresu 9	

Fáze 1  
ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)



Fáze 2  
ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)



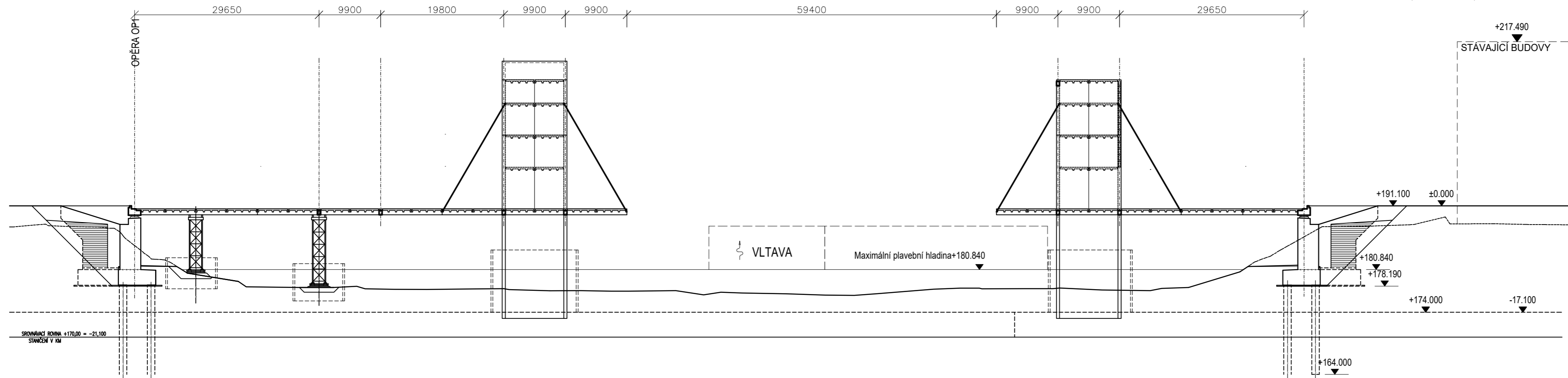
Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název úlohy Praha - Palác nad řekou	datum 5.1.2020	
Obsah výkresu Technologie výstavby Fáze 1, Fáze 2	Katedra 133	
	Ročník 2.	
	Měřítko 1:500	Č. výkresu 10



Fáze 3.2

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

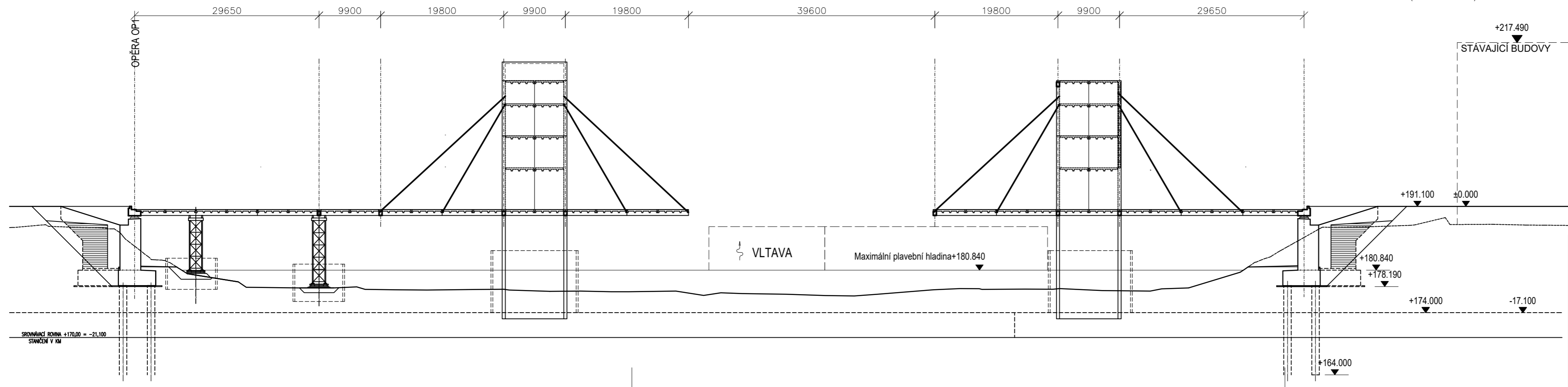
ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)



Fáze 4.2

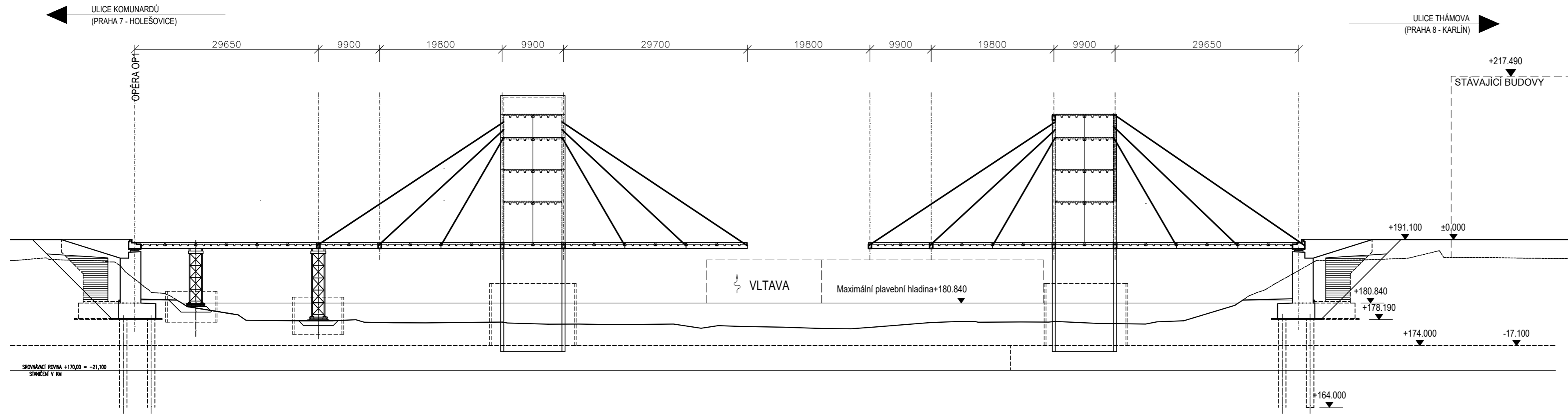
ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

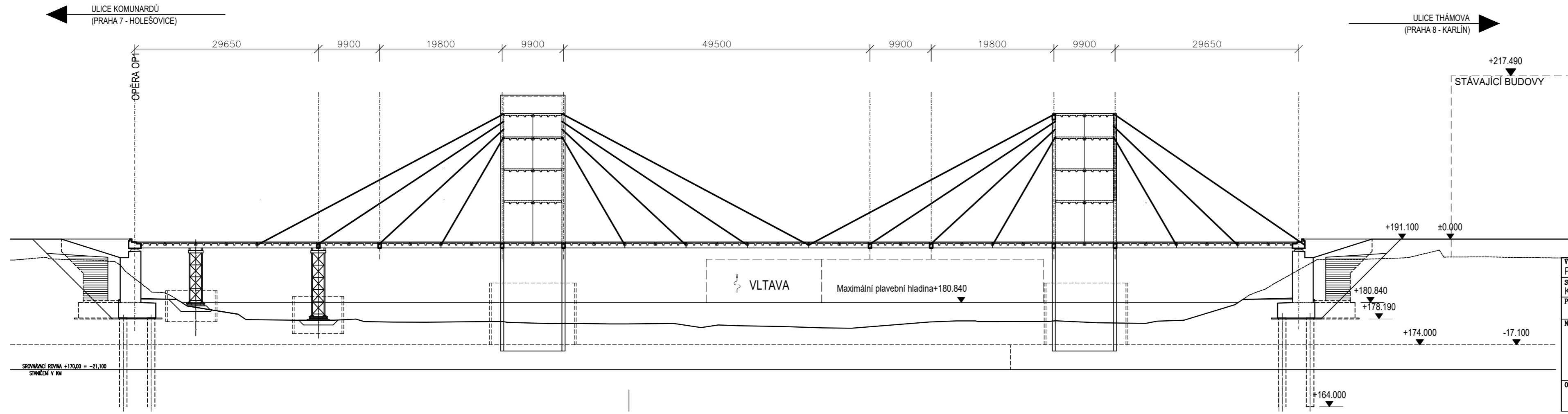


Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název úlohy Praha - Palác nad řekou	datum 5.1.2020	
Obsah výkresu Technologie výstavby Fáze 3.2, Fáze 4.2	Katedra 133	
	Ročník 2.	
	Měřítko 1:500	Č. výkresu 11

# Fáze 5.2



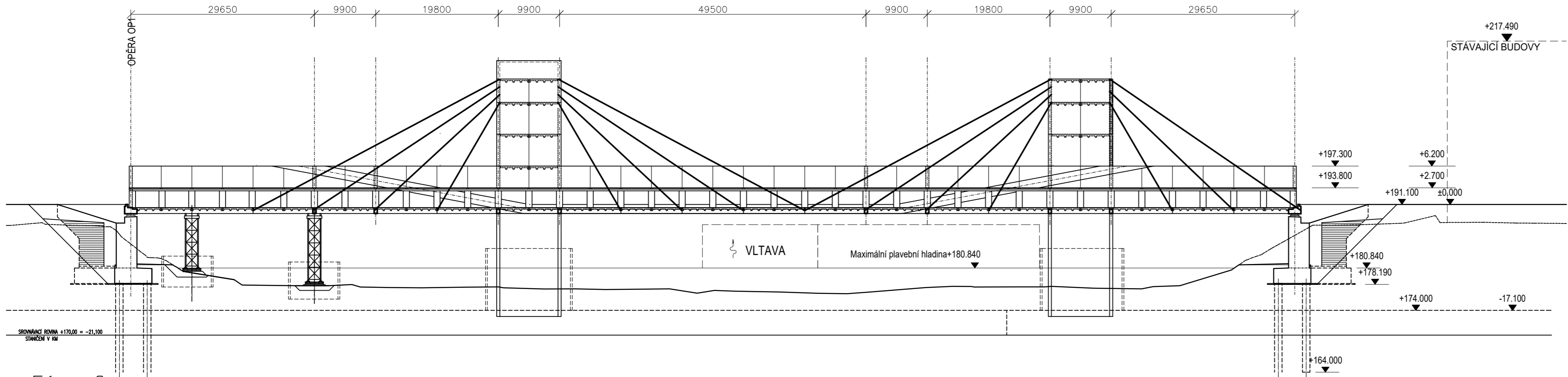
# Fáze 6.2



Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název úlohy Praha - Palác nad řekou	datum 5.1.2020	
Obsah výkresu Technologie výstavby Fáze 5.2, Fáze 6.2	Katedra 133	
	Ročník 2.	
	Měřítko 1:500	Č. výkresu 12

# Fáze 7

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

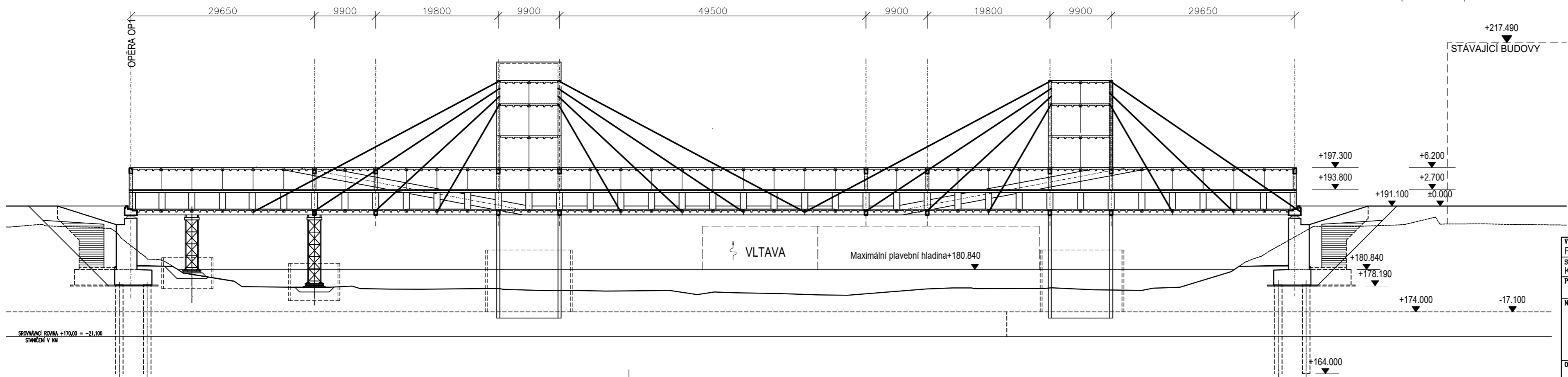


ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

+217.490  
STÁVAJÍCÍ BUDOVY

# Fáze 8

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)



ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

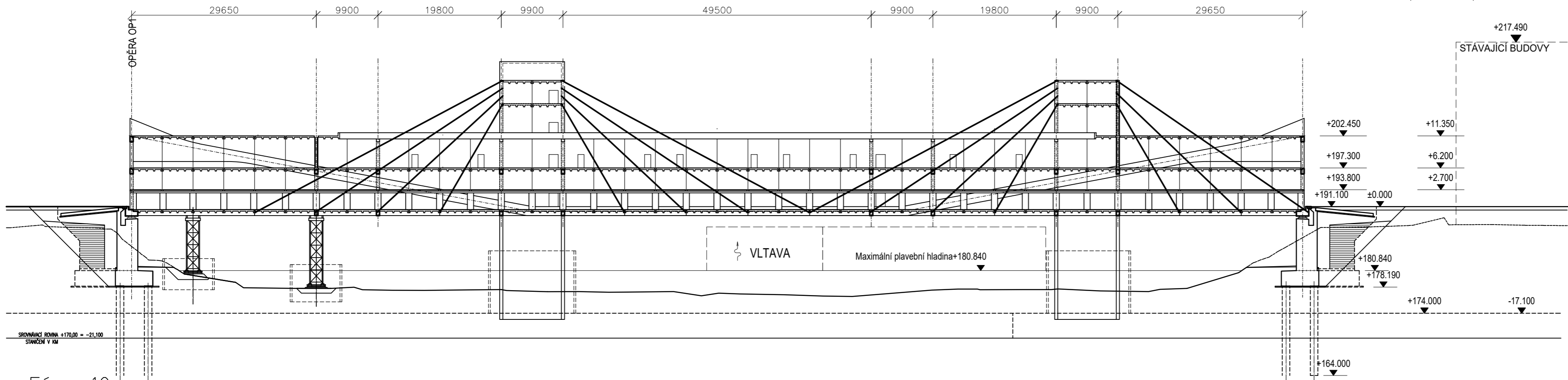
+217.490  
STÁVAJÍCÍ BUDOVY

Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby		
Předmět Diplomová práce		datum 5.1.2020
Název úlohy Praha - Palác nad řekou		Katedra 133
		Ročník 2.
Obsah výkresu Technologie výstavby Fáze 7, Fáze 8		Měřítko 1:500
		Č. výkresu 13

# Fáze 9

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

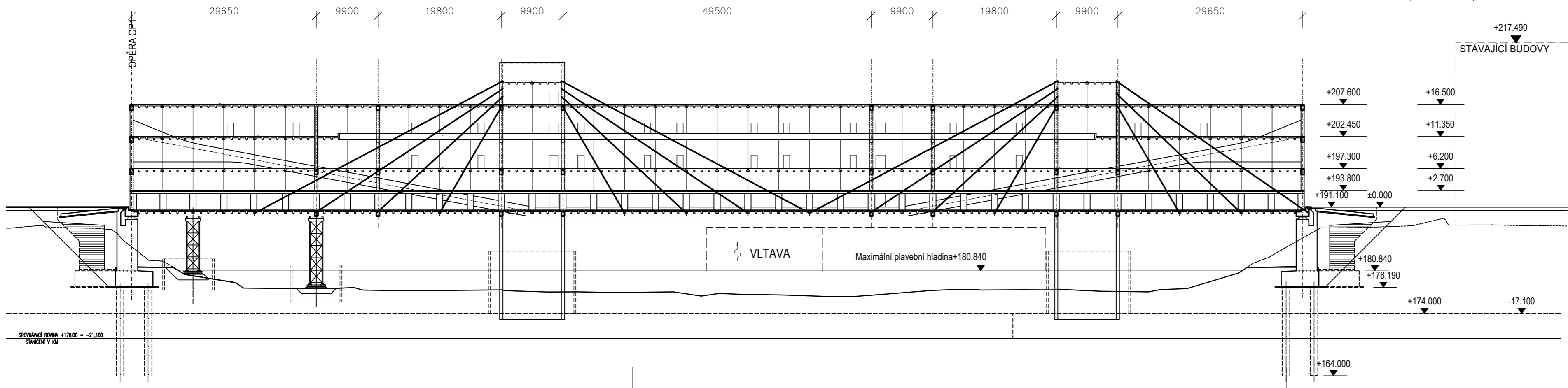
ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)



# Fáze 10

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)

ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

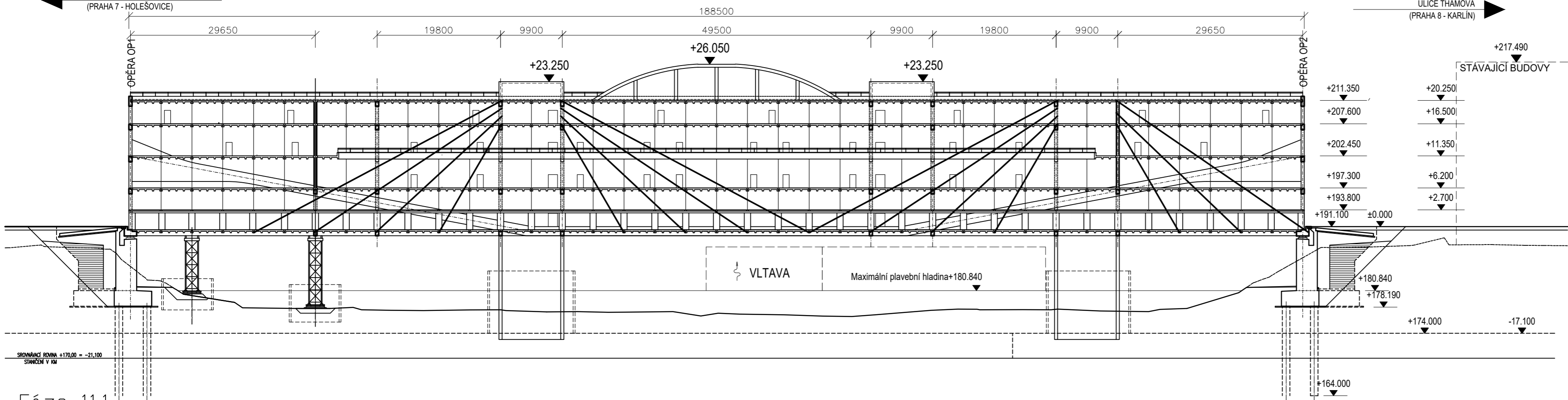


Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby		
Předmět Diplomová práce		datum 5.1.2020
Název úlohy Praha - Palác nad řekou		Katedra 133
		Ročník 2.
Obsah výkresu Technologie výstavby Fáze 9, Fáze 10		Měřítko 1:500
		Č. výkresu 14



Fáze 11

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)



ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

+217.490

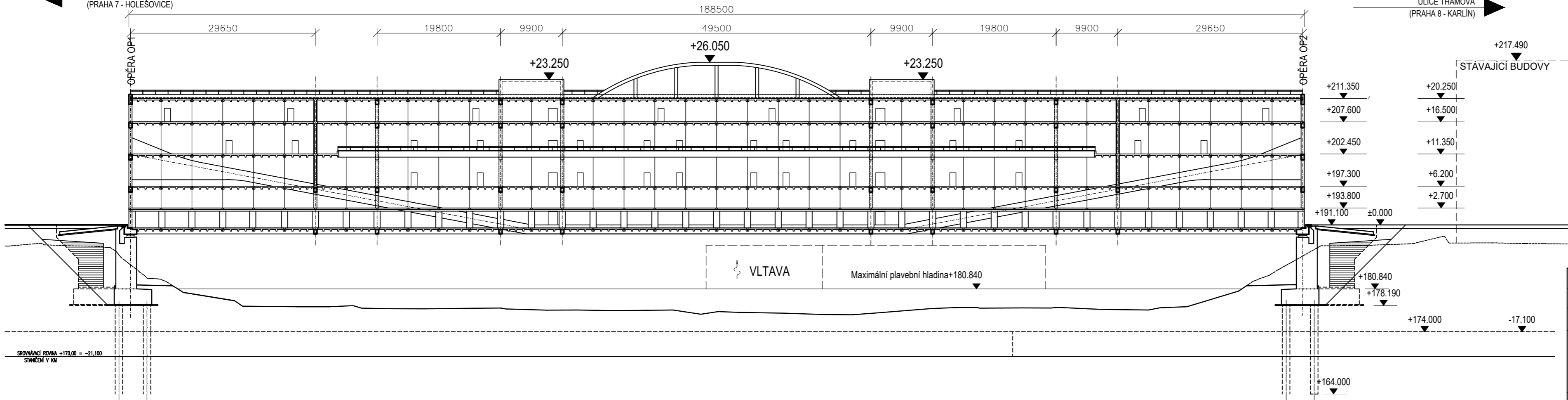
STÁVAJÍCÍ BUDOVOVY

+211.350  
+207.600  
+202.450  
+197.300  
+193.800  
+191.100

+20.250  
+16.500  
+11.350  
+6.200  
+2.700

Fáze 11.1

ULICE KOMUNARDŮ  
(PRAHA 7 - HOLEŠOVICE)



ULICE THÁMOVA  
(PRAHA 8 - KARLÍN)

+217.490

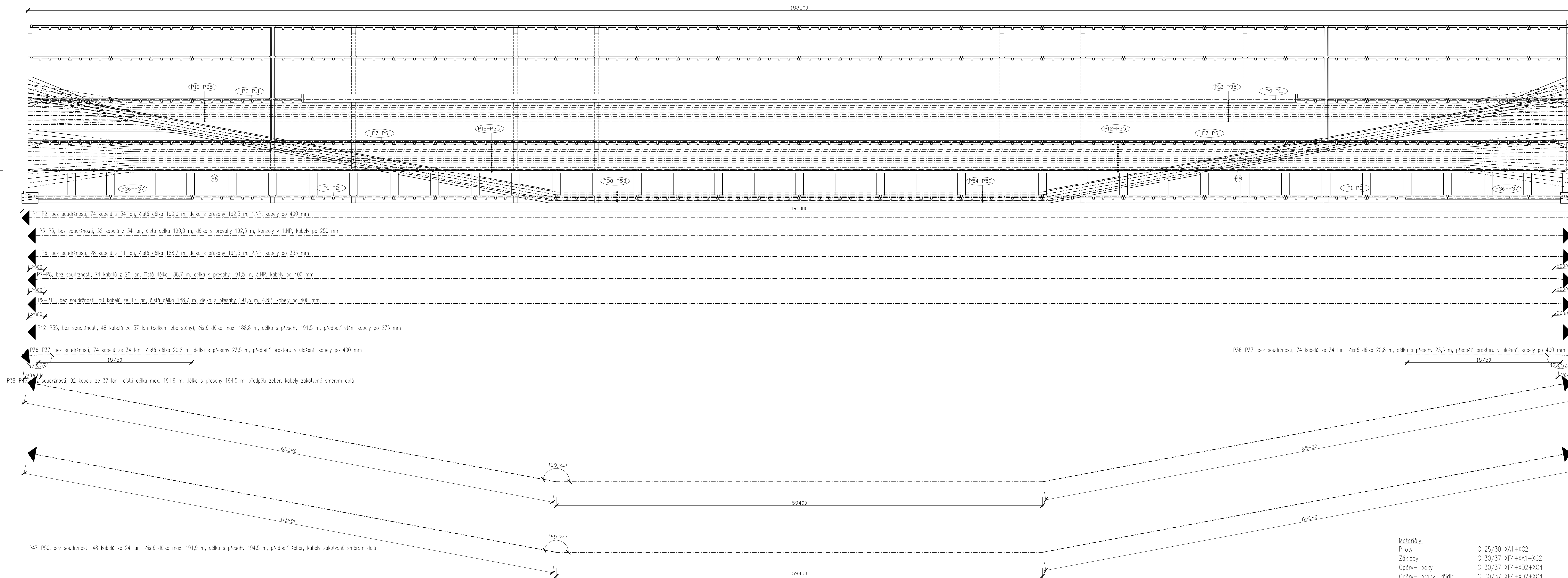
STÁVAJÍCÍ BUDOVOVY

+211.350  
+207.600  
+202.450  
+197.300  
+193.800  
+191.100

+20.250  
+16.500  
+11.350  
+6.200  
+2.700

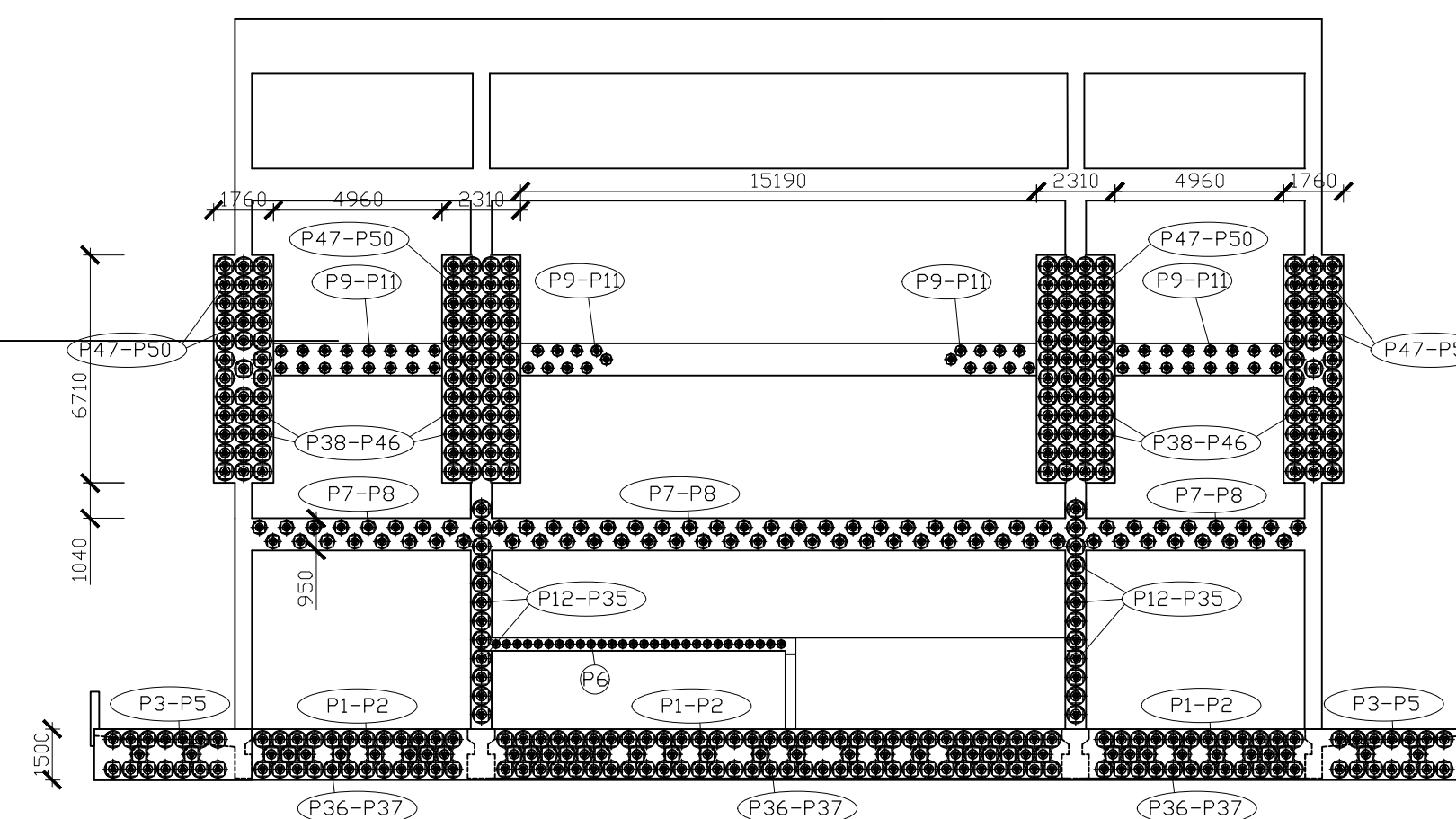
Vypracoval Petr Miklas	Tech. kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Studijní obor Konstrukce a dopravní stavby	Předmět Diplomová práce	
Název úlohy Praha - Palác nad řekou	datum 5.1.2020	
Obsah výkresu Technologie výstavby Fáze 11, Fáze 11.1	Katedra 133	
	Ročník 2.	
	Měřítko 1:500	Č. výkresu 15

Předpětí podélného směru mostu

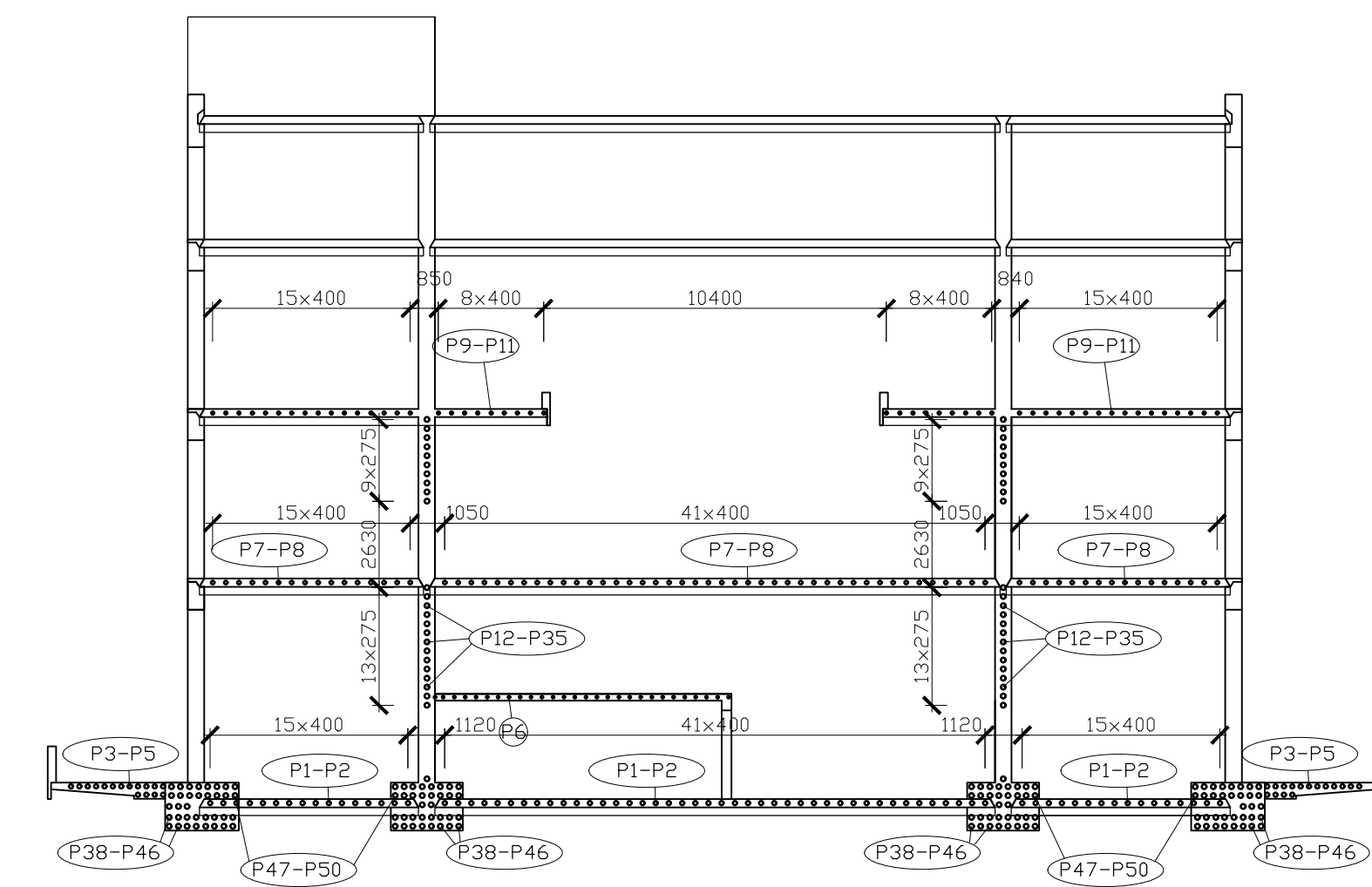


- Materiály:**
- Piloty C 25/30 XA1+XC2
  - Základy C 30/37 XF4+XA1+XC2
  - Opěry – boky C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Opěry – prahy, křídla C 30/37 XF4+XD2+XC4
  - Přechodové desky C 25/30 XF1+XC3
  - Nosná konstrukce UHPFRC XF2+XD1+XC4
  - Římsy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Dlažba, schody, skluzy C 30/37 XF4+XD3+XC4
  - Podkladní beton C 16/20 XA1

Pohled na kotevní oblast



Příčný řez uprostřed rozpětí



VÝZTUŽ B500B  
 PŘEDPINACÍ LANA L 15,7 Y1860S7 lana s nízkou relaxací  
 PŘEDPINACÍ SYSTÉM VSL  
 KANÁLKY SE OPATŘÍ ODVZDUŠŇOVACÍMI TRUBIČKAMI DLE DOKUMENTACE ZHOTOVITELE  
 KABELOVÉ KANÁLKY Z HDPE  
 D = 77 mm (11 LAN)  
 D = 92 mm (17 LAN)  
 D = 117 mm (26 LAN)  
 D = 127 mm (34 LAN)  
 D = 137 mm (37 LAN)

MIN. POLOMĚR ZAKŘVENÍ KABELŮ MUSÍ BÝT ROVEN MIN 100Ø KABELOVÉHO KANÁLKU  
 VNESENÍ PŘEDPĚTÍ DO BETONU PO DOSAŽENÍ  
 MIN. 80 % KRYCHELNĚ PEVNOSTI (PŘEDPOKLAD 7 DNI PO BETONÁŽI)  
 Množství výztuže jsou psána pro jeden most  
 Vzdálenost jednotlivých kotev je dle požadavku dodavatele kotveního systému  
 jednotlivé pozice se liší délkou zahnutí u kotvení oblasti  
 Stěna je v oblasti kotvení rozšířena z 500 mm na 660 mm tak, aby bylo možné zakotvit kabely ve stěně

Vypracoval Petr Miklas	Technická kontrola doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Stupeň a obsah Konstrukce a dopravní stavby		
Předmět Diplomová práce		
Měřítko 1:200		
Období výkresu Předpětí podélného směru mostu		
	datum 5.1.2020	
	listůvek 133	
	listůvek 2.	
	č. výkresu 16	

## 6 Závěr

Cílem diplomové práce bylo navrhnout přemostění Vltavy v Praze mezi Karlínem a Holešovicemi, konkrétně mezi ulicemi Komunardů a Thámova. Požadavkem bylo vytvořit dvě mostní konstrukce vedle sebe, které budou spojeny lávkami. Speciálním požadavkem bylo vytvoření unikátního mostu, který nebude loužit pouze pro převedení dopravy přes určitou překážku. Požadavkem bylo i to, aby uvnitř mostu byl nejen průjezdní prostor, ale i garáže pro parkování automobilů a lehkých užitkových vozů. Tento prostor se nachází ve střední části prvních dvou nadzemních podlaží obou mostních konstrukcí. V jednom z mostů je tento prostor rozdělen na garáže a průjezdní prostor. V bočních částech 1. NP jsou v obou mostních konstrukcích obchody, které budou přístupné z vnější části, kde se nachází venkovní terasy. Tyto terasy slouží i jako běžecká dráha a plošiny pro nástup bagru v případě povodní, aby bagr mohl odstraňovat naplavené předměty. V dalším patře se nachází ve střední části galerie a v bočních částech jsou kancelářské prostory. V tomto patře se i spojují obě mostní konstrukce pomocí dvou lávek. Ve 4. NP je prostor rozvržen stejně jako v předchozím podlaží. Ve střední části tohoto podlaží v obou mostech se nachází volný prostor. V posledním patře jsou byty v obou mostech. Střešní konstrukce je řešena jako vegetační. Na střeše obou mostů bude ocelová konstrukce se skleněnou výplní. V každé mostní konstrukci je šest výtahových šachet.

Návrh obsahuje statický výpočet nosné konstrukce mostovky, technickou zprávu a výkresovou dokumentaci.

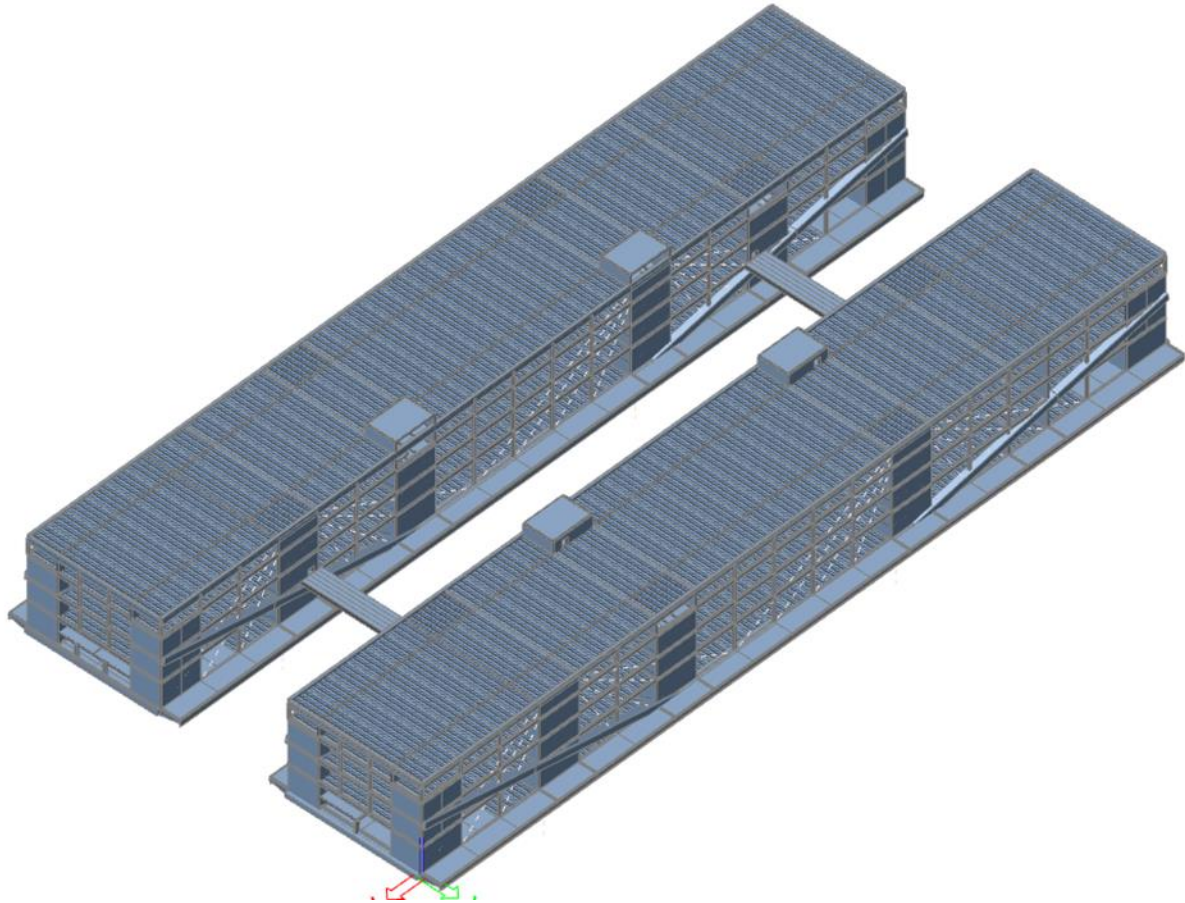
V první části práce je technická zpráva obsahující údaje o mostu, zdůvodnění mostu a umístění, technické řešení mostu. Je zde popsán i postup výstavby mostu.

Ve druhé části se nachází statický výpočet nosné konstrukce mostovky. Tento statický výpočet obsahuje výpočet zatížení nosné konstrukce a tvorbu jednotlivých kombinací. V další části je 3D výpočetní model obou mostních konstrukcí ve statickém výpočetním programu SCIA a výpočet napětí na uvedená zatížení a jejich kombinace. Při výpočtu bylo uvažováno se stálým zatížením od vlastní tíhy a ostatním stálým. Dále byla uvažována zatížení dopravou LM1 a zatížení od tramvají dle normy. V jednotlivých patrech byla započtena užitná zatížení včetně garáží. Výpočet zahrnuje i zatížení od klimatických vlivů. Jedná se o zatížení teplotou jak konstantní, tak lineární. Toto zatížení je realizováno ve spoustě zatěžovacích stavů, kdy jsou zatíženy jednotlivé strany. Dále je započteno zatížení od větru a zatížení sněhem, kterým jsou zatíženy jen střechy strojoven výtahů. Ve stavebních fázích je rovněž započteno montážní zatížení. Další zatížení je zavedeno zatížení od bagrů na vnějších chodnících. Toto zatížení je bráno jako zatížení zvláštním vozidlem (obdobu LM3). Dále byly vytvořeny jednotlivé kombinace zatěžovacích stavů jak pro stavební fáze, tak pro dokončenou mostní konstrukci. Pro dokončený most byly vytvořeny kombinace v charakteristické a kvazistálé kombinaci. Tyto kombinace byly vypočteny v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Dále byla konstrukce rozdělena do jednotlivých zatěžovacích stavů. Konstrukce bude postupně vyvěšována se středních věží, kde bude vytvořena provizorní základová konstrukce.



Z těchto věží bude následně pomocí provizorních závěsů vyvěšováno 1. NP v jednotlivých traktech. Po dokončení 1. NP bude konstrukce stavěna do výšky po jednotlivých patrech. Po dokončení střešní konstrukce budou odepnuty provizorní závěsy a následně bude vybourána i provizorní základová konstrukce věží.



V další části se statický výpočet věnuje návrhu a posouzení předpětí. Předpětí je vyhodnocováno jak během stavebních fází, tak po dokončení mostu. Konstrukce je předepnuta jak v podélném, tak v příčném směru. Předpětí v podélném směru je realizováno ve stropních konstrukcích 1. NP, 2. NP, 3.NP a 4.NP. Dále ve stěnách nad 1. NP, 2. NP a 3.NP nad dveřmi. Největší část předpětí je pak realizována v žebrech obou mostů, která jsou v každém mostu čtyři. V jednotlivých patrech je množství předpětí odstupňováno tak, aby ve 4. NP byla zhruba polovina množství předpětí 1. NP. V každém z žeber je celkem 35 kabelů ze 37 lan. Konstrukce je předpínána během stavebních fází a zbytek je předepnut po dokončení mostu. V konstrukci jsou použity kabely o 11 až 37 lanech ze systému VSL.

Další částí statického výpočtu je posouzení napětí v MSÚ, kterým bylo prokázáno, že konstrukce vyhovuje i v mezním stavu únosnosti.

Předposlední částí statického výpočtu je posouzení předpětí. Posouzeny jsou všechny plošné prvky, dále jsou navrženy a posouzeny i některé prutové prvky. Posouzení je provedeno pro MSP omezení napětí a pro průhyb konstrukce.

Poslední částí statického výpočtu je výpočet dotvarování výseku stěny a stropů v jednom z mostů. Pro výpočet byl použit v programu SCIA Engineer modul TDA (časově závislá analýza). V této části jsou pak ukázány průhyby konstrukce v závislosti na čase při uvedení do provozu a na konci životnosti.

V poslední části diplomové práce je výkresová dokumentace mostu. Tato dokumentace obsahuje 16 výkresů. Dále se ve výkresové dokumentaci nachází jeden výkres podélného řezu mostem a dva příčné řezy oběma mosty. Jeden z těchto řezů je uprostřed mostu a druhý je řez u opěry. Další šest výkresů jsou výkresy jednotlivých fází výstavby. Posledním výkresem je schéma podélného předpětí mostu.

Tímto návrhem byla prokázána reálnost konstrukce včetně její výstavby.

V dalším stupni návrhu by bylo vhodné optimalizovat spotřebu předpínací výztuže v jednotlivých částech mostu. Dále by bylo možné konstrukci předepnout i svisle. Toto předpětí by se uplatnilo například při předpětí některých sloupů.



## Literatura

- [1] Uhpfrc. Share and Discover Knowledge on LinkedIn SlideShare [online]. Copyright © 2019 [cit. 21.03.2019]. Dostupné z: <https://www.slideshare.net/issaibrahim/uhpfrc>
- [2] Stropní panely PARTEK / SPIROLL | Unikonta. Montáže předpjatých stropních panelů | Unikonta [online]. Copyright © 2019 [cit. 22.03.2019]. Dostupné z: <https://www.unikonta.cz/inpage/stropni-panely-partek-spiroll-kopie/>
- [3] Stropní panely Filigran – Prefa.cz. Prefa.cz – ...jsme tam, kde stavíte [online]. Copyright © 2016 Prefa Brno a.s. [cit. 22.03.2019]. Dostupné z: <https://www.prefa.cz/pozemni-stavby/stropni-dilce/stropni-panely-filigran/>
- [4] Brožury | VSL. VSL [online]. Copyright © VSL SYSTEMS [cit. 29.12.2019]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>
- [5] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2 - přednášky.