

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



# **DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**2020**

**Bc. Tereza Genserová**

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

# **Statické řešení vybraných prvků na budově Nového divadla v Plzni**

## **Diplomová práce**

Vypracovala:

Bc. Tereza Genserová

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Studijní obor:

Konstrukce pozemních staveb

Praha 2020

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Genserová Jméno: Tereza Osobní číslo: 423098

Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Statické řešení vybraných prvků na budově Nového divadla v Plzni

Název diplomové práce anglicky: Structural analysis of selected elements of New theatre in Pilsen

Pokyny pro vypracování:

- Popis objektu, shrnutí předběžného návrhu konstrukce
- Statický návrh vybraných stěnových nosníků
- Statický návrh obvodové stěny provozní budovy
- Návrh zastropení jeviště
- Výkresy tvaru a výztuže řešených prvků
- Technická zpráva a popis navržených řešení

Seznam doporučené literatury:

- ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992-1-1.
- Procházka, Šmejkal - Betonové základové a opěrné konstrukce. ČVUT, 2017.
- Procházka, Šmejkal - Betonové stropní a schodišťové konstrukce. ČVUT 2017.
- Kohoutková, Procházka, Vašková: Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- Archiv časopisu Beton TKS
- Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Petr Bílý Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 23.9.2019 Termín odevzdání diplomové práce: 6.1.2020  
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného sk. 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)

## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci napsala samostatně. Veškeré zdroje a informace jsou uvedeny na konci této práce v seznamu použité literatury.

Jsem si vědoma, že se na mojí práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb. (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním mojí práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne

05.01.2020

.....  
Tereza Genserová

## **Poděkování**

Ráda bych poděkovala vedoucímu mé diplomové práce Ing. Petru Bílému, Ph.D. za pomoc při vypracování této diplomové práce, dále za poskytnuté konzultace a užitečné rady.

## **Abstrakt**

Tato diplomová práce je zaměřena na statické řešení vybraných částí na budově Nového divadla v Plzni. Hlavní částí práce je návrh dvou stěnových nosníků, který byl proveden pomocí metody příhradové analogie. Pro posouzení na mezní stav použitelnosti je použita nelineární analýza metodou konečných prvků. Dále je navrženo vyztužení stěny provozní budovy, která je oslabena velkým množstvím nepravidelně rozmístěných otvorů. Na závěr je zhodnocena možnost alternativního návrhu zastřešení provaziště s použitím betonových vazníků.

## **Klíčová slova**

Železobeton, stěnový nosník, příhradová analogie, železobetonová stěna, železobetonový vazník

## **Abstrakt**

The diploma thesis is focused on structural solutions of selected parts on New theatre in Pilsen. The main part of the thesis is the design of two deep beams, which was carried out using the strut-and-tie method. Non-linear finite element analysis is used for serviceability limit state check. Furthermore, the reinforcement of the wall of the operational building is designed; the wall is weakened by a large number of irregularly spaced openings. In the end, the possibility of alternative design of roofing of theatrical rigging system with the use of concrete trusses is evaluated.

## **Key words**

Reinforced concrete, deep beam, strut and tie models, reinforced concrete wall, reinforced concrete truss

## Obsah

Úvod .....	1
Rešerše stavby.....	2
Architektonické řešení .....	3
Stavebně-konstrukční řešení.....	4
Konstrukční řešení.....	4
Základové konstrukce .....	4
Svislé nosné konstrukce .....	4
Stropní konstrukce .....	7
Střešní konstrukce.....	8
Ztužení objektů .....	10
Dilatace.....	10
Vstupní fasáda.....	11
Fasádní panely.....	12
Divadelní technologie.....	13
Technologie provádění.....	16
Stěnový nosník č.01.....	17
Schéma nosníku .....	17
Materiálové řešení .....	17
Zatížení .....	17
Vnitřní síly.....	21
Návrh výztuže.....	22
Posouzení styčníků.....	25
Posouzení na mezní stav únosnosti .....	28
Posouzení na mezní stav použitelnosti .....	28
Stěnový nosník č.02.....	30
Schéma konstrukce .....	31
Materiálové řešení .....	31
Zatížení .....	31
Vnitřní síly.....	37
Návrh výztuže.....	40
Posouzení styčníků.....	43
Posouzení na mezní stav únosnosti .....	47
Posouzení na mezní stav použitelnosti .....	47
Porovnání nákladů hlavní nosné výztuže .....	51
Stěna provozní budovy.....	54
Schéma konstrukce .....	54

Materiálové řešení .....	55
Zatížení .....	55
Výpočetní model .....	56
Výsledky z programu Scia Engineer.....	57
Návrh výztuže.....	61
Alternativní řešení zastřešení provaziště .....	63
Schéma konstrukce .....	64
Materiálové řešení .....	64
Zatížení konstrukce .....	64
Předběžný návrh konstrukce.....	71
Výpočetní model .....	72
Vnitřní síly.....	72
Posouzení .....	74
Alternativní návrh – předpjatý beton .....	77
Závěr alternativního návrhu.....	80
Závěr.....	81
Citovaná literatura .....	82
Použité programy.....	83

### **Seznam příloh:**

1. Iterace pro stěnové nosníky č.01 a č.02
2. Výkresová dokumentace



## Úvod

Předmětem této diplomové práce je řešení vybraných částí objektu Nového divadla v Plzni. Podklady pro řešení byly převzaty z webových stránek [www.stavbaroku.cz](http://www.stavbaroku.cz) a dále zpracovány v předmětu Projekt 04C.

Cílem této diplomové práce bylo navržení dvou stěnových nosníků pomocí příhradové analogie. Dále byly tyto nosníky posouzeny na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti pomocí programů založených na metodě konečných prvků. Dále je v práci řešen návrh železobetonové stěny, která je oslabena mnoha otvory. Otvory mají proměnnou pozici v jednotlivých patrech. Nakonec je řešen alternativní návrh zastřešení divadelního provaziště.

Stěnové nosníky patří mezi poruchové oblasti (D-oblasti) a nelze je tedy řešit pomocí lineárně pružné analýzy. V těchto oblastech neplatí předpoklad lineárního rozložení poměrných přetvoření. Tyto oblasti lze řešit několika způsoby: empirickými vzorci nebo příhradovou analogií. Tento typ řešení byl zvolen pro vybrané stěnové nosníky.

Příhradová analogie je způsob řešení konstrukcí, ve kterém je konstrukce převedena na soustavu vzpěr a táhel. Tyto prvky reprezentují hlavní trajektorie namáhání v konstrukci – vzpěry jsou oblasti hlavních tlakových napětí a táhla jsou oblasti hlavních tahových napětí. Další částí konstrukce příhradové analogie jsou uzly. Vzpěry reprezentují v konstrukci výslednici tlakového napětí, kdežto táhla reprezentují svazek betonářské nebo předpínací výztuže. Uzel je ohraničený objem betonu, kde se vzpěry buď protínají, nebo jsou odkloněny táhly kotvenými v uzlech. Uzly jsou umístěny rovněž v místech, kde je odkloněna nebo stykována výztuž [1]. Vzpěry a táhla musejí být navrženy tak, aby splňovaly požadavky na přenesení zatížení a pevnostní kritéria a zároveň byly zajištěny konstrukční požadavky.

Návrh železobetonové stěny je řešen klasicky lineárně pružnou analýzou.

Alternativní návrh zastřešení zkoumá možnost zastřešení provaziště železobetonovými nosníky oproti původnímu návrhu z oceli.

## Rešerše stavby<sup>1</sup>

Nové divadlo v Plzni, které se nachází v centru Plzně, se začalo stavět v roce 2012 a stavba byla dokončena 2. září 2014. Na projekt Nového divadla byla vypsaná mezinárodní architektonická soutěž, kterou vyhrálo portugalské architektonické studio Contemporânea Lda. Vzhledem k nákladům se upustilo od portugalského studia, koncepční návrh byl zachován. Na dopracování návrhu se podílel Vladimír Kružík se statickou kanceláří Helika. Dodavatelem stavby byla společnost Hochtief. Celková cena divadla byla 818,5 milionu korun [2].



Obrázek 1 Vizualizace Nového divadla od portugalského studia [2]



Obrázek 2 Vizualizace Nového divadla od portugalského studia [2]

<sup>1</sup> Pro část Rešerše bylo čerpáno ze zdrojů (2) až (11).

V divadle se nacházejí dva sály, jeden s kapacitou 444 sedadel, druhý s kapacitou 120 sedadel.

## Architektonické řešení

Objekt divadla tvoří dvě samostatné budovy, které jsou vzájemně propojeny spojovacími můstkami, podzemním podlažím a bočním jevištěm. Toto dělení slouží pro oddělení prostoru se sály a zázemím divadla. Obě budovy jsou od sebe odkloněny o půdorysný úhel 5°.

Provozní budova, která umístěna na západní části pozemku, slouží jako zázemí pro zaměstnance divadla a herce a také slouží jako hluková bariéra od ulice Jízdecká, která je hlavním tahem Praha-Rozvadov. Jedná se o obdélníkovou budovu s pěti nadzemními a jedním podzemním podlažím, plochou střechou a bočními ztužujícími jádry se schodišti a výtahy přisazeny k hlavní části budovy ze západní strany. Celkové půdorysné rozměry budovy jsou 90,5 x 12,28 m a výšku 15,5 m. Třetí až páté nadzemní podlaží jsou v jižní části objektu překonzolovány. Fasáda je řešena pomocí panelů z leptaného skla a titanizinkových ploch. Fasáda je narušena mnoha francouzskými okny v nepravidelném rastru.

Budova divadla se nachází ve východní části pozemku. Jedná se o budovu s pěti nadzemními a jedním podzemním podlažím, které je pod oběma budovami propojené. Celkové rozměry budovy jsou 119,2 x 21,8 m. Ze západu je k hlavnímu traktu budovy připojena budova vedlejšího jeviště s půdorysnými rozměry 11,52 x 17,6 m. Budova je členitá a její vzhled je primárně přizpůsobený funkci divadla. V jižní části, kde je situováno foyer má budova tři nadzemní patra, dále nad hledištěm hlavního sálu je postaveno čtvrté nadzemní podlaží, které slouží jako technické zázemí objektu. Ve středu budovy je nejvyšší část, která odpovídá pěti nadzemním podlažím. V tomto prostoru je provaziště nad hlavním jevištěm. Ze severní strany je budova čtyřpatrová, ve druhém a třetím patře se nachází menší ze dvou sálů. Tato část je zastřešena pilovou střechou a na nejsevernější části budovy je umístěna vyhlídková terasa na úrovni čtvrtého nadzemního podlaží. V severní části je druhé a třetí patro překonzolované. Vstup do divadla je situován na jižní fasádě, která je označována za největší umělecké dílo poslední doby. Jedná se o betonovou fasádu odkloněnou o 11,2° směrem nad vstup. Ve fasádě je 40 oválných otvorů různých velikostí. Celkové rozměry fasády jsou 21,8 x 13,8m a tloušťka stěny je 0,6 m.

Obě budovy spojuje barevné členění fasád. Červené fasády jsou v místech přístupných veřejnosti, jako jsou divadelní sály, foyer atd. kdežto tmavě šedé části označují místa pro zaměstnance či zázemí divadla. Černé lesklé fasády se nacházejí na provozní budově.

## Stavebně-konstrukční řešení

### Konstrukční řešení

Konstrukční systém provozní budovy je prostorový železobetonový skelet. Jedná se o dvoutrakt s rozponem 5,45 a 2,75 m. K dvoutraktu jsou ze západní stany přisazena dvě schodišťová jádra s výtahovými šachtami s šířkou 3,85 m. Vzdálenost příčných os je 23 x 4,2 m a konstrukční výška pater je 2,9 m.

Konstrukční systém budovy divadla je řešen jako prostorová železobetonová konstrukce s kombinací nosných stěn a sloupů. Budova má jeden trakt. Hlavní osy budovy jsou jak v příčném, tak v podélném směru. V podélném směru jsou osy ve vzdálenosti 2 x 6 m od krajů budovy a prostřední osy jsou vzdáleny 8,4 m. Příčné osy mají konstantní vzdálenosti 4,2 m. Konstrukční výšky u budovy divadla jsou proměnné, mění se v závislosti na požadavcích na jednotlivé prostory.

### Základové konstrukce

Základové konstrukce jsou řešeny plošně pomocí základových desek, v místech velkých zatížení jsou doplněny o založení hlubinné.

Základová deska je po celé ploše podzemního patra, její tloušťka se mění v závislosti na zatížení od vrchní stavby. Základní tloušťka je 500 mm. V místech dojezdů výtahů či velkých zatížení se tloušťka zvětšuje na 750 či 1000 mm.

Hlubinné založení pomocí pilot je řešeno v místě vstupní fasády v jižní části budovy divadla. Roznášecí deska má tloušťku 1000 mm a je podporována dvojicí pilot o průměru 800 mm v osové vzdálenosti 3,3 m s proměnnou hloubkou.

Dále jsou hlubinně založeny části budov, které nemají podzemní patro.

Stěny podzemního podlaží tloušťky 400 mm jsou řešeny jako hnědá vana.

### Svislé nosné konstrukce

V podzemním podlaží jsou svislé nosné stěny navrženy ze železobetonu tl. 200 – 300 mm s výjimkou stěn sprinklerové nádrže, jejíž stěny mají tl. 450 mm. Dále jsou v podzemním patře navrženy nosné sloupy o půdorysných rozměrech 500 x 800 mm. Některé více zatížené sloupy jsou doplněny o hlavice tl. 450 mm a rozměrech 3 x 3 m.

Provozní budova má obvodové stěny tl. 250 mm. Vnitřní nosné sloupy mají rozměry 350 x 350 mm. Tloušťka vnitřních nosných stěn je 200-250 mm. Na jižní straně provozní

budovy je stěnový nosník, který prochází přes tři patra a vynáší překonzolování třech nadzemních pater. Tento nosník je oslaben několika většími otvory.



Obrázek 3 Stěna provozní budovy [3]

V budově divadla jsou obvodové stěny navrženy jako monolitické železobetonové tl. 300 mm. V místech zadního a bočního jeviště a hlediště jsou navržena svislá žebra, která ztužují stěny. V místě provaziště a hlavního jeviště je zároveň přidáno ještě vodorovné žebro cca v půlce výšky stěny. Tato žebra mají rozměry 500 x 800 mm. V obvodových stěnách jsou navrženy dva velké lichoběžníkové otvory přes dvě patra.





Obrázek 4 Lichoběžníkový otvor v obvodové stěně (foto autorka práce)

Vnitřní nosné stěny jsou navrženy v tloušťkách 150 – 300 mm. Stěny výtahových šachet mají tl. 200 mm a vnitřní sloupy ve foyer mají rozměry 350 x 350 mm. V severní části budovy divadla se nachází stěnový nosník, který je ve třetím patře. Do tohoto nosníku je pomocí dvou táhel zavěšena stropní deska nad 1.NP.



Obrázek 5 Stěnový nosník se dvěma táhly [3]

Dále jsou v severní části budovy v místě pod menším divadelním sálem ještě sloupy s rozměry 500 x 500 mm s hlavicemi 3 x 3 m.

### Stropní konstrukce

V provozní budově jsou stropní konstrukce navrženy jako monolitické železobetonové desky s tl. 220 mm. Rozpony desek jsou v podélném směru 8,4 m a v příčném směru 5,45 a 2,75 m.

Stropní konstrukce budovy divadla tvoří převážně železobetonové desky, které jsou podporovány stěnami a sloupy. Rozpětí jednotlivých stropních desek se pohybuje od 4,2 do 8,4 m a mění se v závislosti na dispozici. Tloušťky stropních desek jsou navrženy vzhledem k rozpětí 250-300 mm a s ohledem na statické působení desek a zatížení.

Zajímavou stropní konstrukci tvoří šikmá deska tvořící nosnou konstrukci hlediště. Deska je nakloněna pod úhlem 18°, což je ideální pozorovací úhel. Tato stropní deska je přes dvě nadzemní podlaží. Podpory desky jsou rozmístěny v různých vzdálenostech a nejsou po celé šířce desky. Deska je po obvodu lemována žebrem. Šířka desky je přes celou šířku objektu divadla, tj. 20,4 m.

V místech, kde jsou stropní konstrukce pnuté na celou šířku budovy, s výjimkou desky hlediště, byly zvoleny ocelobetonové stropní konstrukce. Hlavními prvky stropu jsou ocelové svařované nosníky ve tvaru písmene I. Tyto nosníky jsou většinou ukládány na stěny nebo krátké konzoly. Na nosnících jsou umístěny roznášecí sekundární ocelové nosníky, které zmenšují rozpon pro uložení trapézového plechu s nadbetonávkou. Jako spřahovací prvky byly použity spřahovací trny, které byly přivařeny při výrobě k horní pásnici nosníku. Tato konstrukce byla volena s ohledem na účinky dynamických zatížení a ekonomičnost návrhu.

### Střešní konstrukce

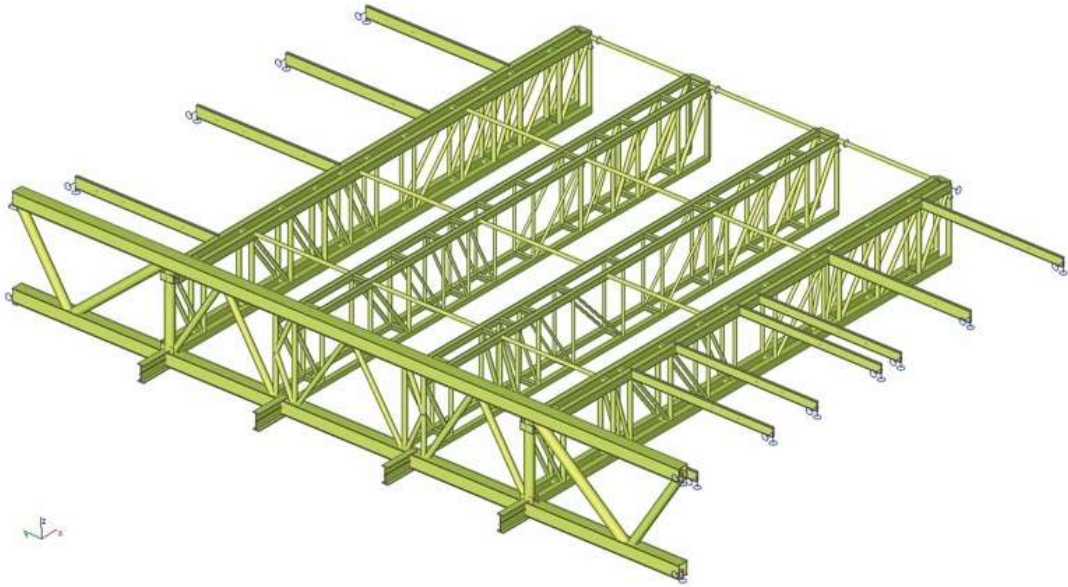
Střešní konstrukce na provozní budově je řešena stejně jako stropní konstrukce tj. železobetonová stropní deska tl. 220 mm. Skladba střechy je navržena jako jednoplášťová střecha s klasickým pořadím vrstev. V jižní části budovy se nachází v úrovni 5.NP střešní terasa, která je nezastřešena. Všechny střešní konstrukce s výjimkou terasy jsou navrženy jako nepochozí.

Střechy budovy divadla mají v různých částech rozdílné konstrukce. V severní části budovy divadla je navržena v úrovni 4.NP pochozí vyhlídková terasa. V této části budovy tvoří nosnou konstrukci střechy monolitická deska.

Další střešní konstrukci tvoří shedová střecha taktéž v severní části budovy divadla. Tato střecha je navržena z ocelových svislých vierendeelových nosníků, které byly navrženy s ohledem na požadavek umístění oken do svislých částí střechy. Šikmé části střechy jsou tvořeny šikmými nosníky ztuženými tyčovými ztužidly do kříže.

Nejvyšší střešní konstrukce je navržena nad provazištěm, které se nachází nad hlavním jevištěm. V tomto případě byly navrženy čtyři zdvojené ocelové příhradové nosníky, které jsou na jedné straně uloženy na stěně a na straně druhé jsou uloženy na ocelový příhradový průvlak, který je na obou koncích uložený na obvodové stěny ztužené žebry. Na horních pásnících je uložena konstrukce střechy z železobetonové desky na trapézovém plechu tl. 200 mm. Spolupůsobení desky s ocelovými nosníky je zajištěno pomocí spřahovacích trnů. Na dolních pásnících je pak uložena konstrukce plošiny provaziště. Na tuto konstrukci byly kladeny požadavky na průchod mezi jednotlivými nosníky a požární odolnost minimálně 30 minut. Do prostoru zastřešení provaziště je přístup umožněn dvěma ocelovými schodišti na jižní fasádě provaziště. Tato schodiště jsou ocelová schodnicová podepřená sloupky. Tuhost schodiště je zajištěna systémovými táhly. Tyto schodiště zároveň slouží jako úniková cesta.





Obrázek 6 Ocelová konstrukce zastřešení provaziště [4]

Z jižní strany provaziště navazuje technologické podlaží, které je tvořeno ocelovou jednodílnou rámovou konstrukcí. Jedná se o rám se dvěma klouby umístěnými v patách sloupů. Rozpětí sloupů je 11,5 m a délka je cca 24 m. Jednotlivé vazby jsou rozepřeny mezi obvodové stěny, které jsou tvořeny svislými ocelovými sloupky, které jsou kotvené do železobetonových atik, doplněny vodorovnými příčníky a ztužidly.

V jižní části budovy divadla je zastřešení řešeno opět jako ocelové I-nosníky spřažené s železobetonovou deskou.



Obrázek 7 Pohled na střechu divadla [5]

### Ztužení objektů

V provozní budově je ztužení řešeno pomocí železobetonových jader, která jsou přisazena ze západní strany na budovu. V jádrech jsou umístěna schodiště a výtahové šachty. Tvar jader je ve tvaru písmene U. Ze severní strany nejsou jádra uzavřena kvůli osvětlení schodišť.

V budově divadla je ztužení tvořeno v jižní části dvěma jádry, do kterých jsou umístěny výtahové šachty. Dále jsou na rozhraní foyer a hlediště umístěna dvě komunikační jádra se schodišti, která zároveň slouží jako ztužení. Další dvě komunikační jádra jsou mezi velkým a malým sálem. Tato komunikační jádra probíhají přes všechna patra.

### Dilatace

Vzhledem k velikosti objektů bylo nutné navrhnout dilataci. Nadzemní části divadla jsou rozděleny do celkem pěti dilatačních celků. Výjimku tvoří podzemní patro, které dilatováno není.

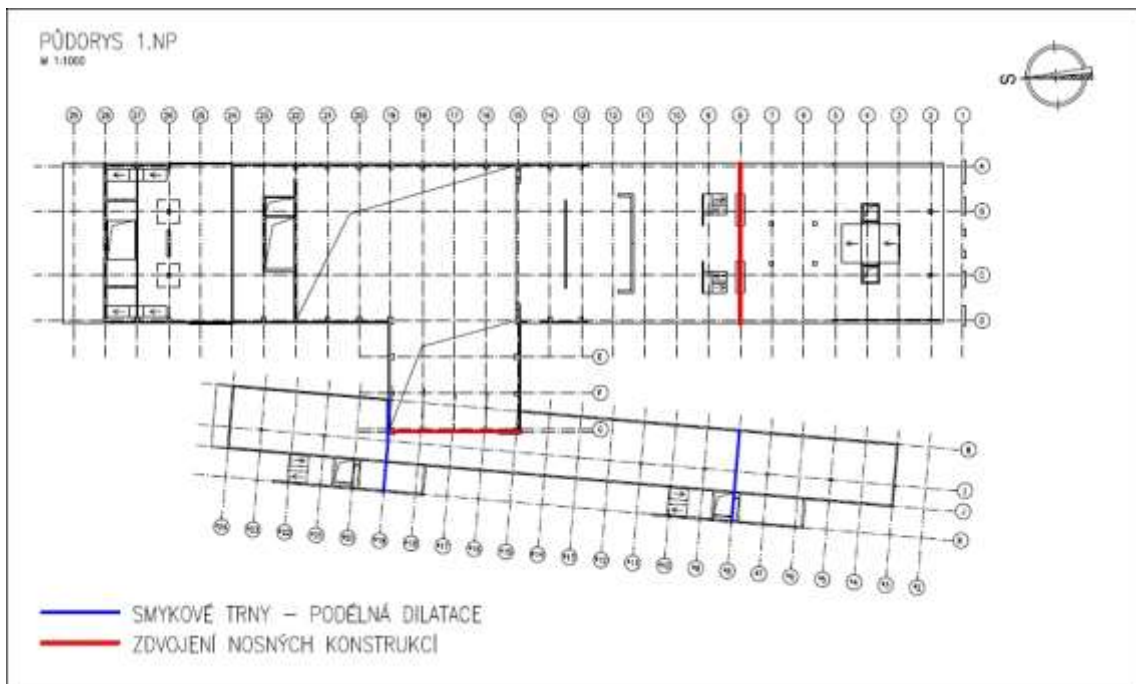
Budova divadla je dilatována na rozhraní foyer a hlediště. V tomto případě je dilatace řešena pomocí zdvojení nosných konstrukcí.

Dále je budova divadla v místě bočního jeviště oddělena od provozní budovy pomocí dvou typů dilatace. Na severní straně bočního jeviště je zvolena dilatace pomocí smykových

trnů, které umožňují podélný posun. Na západní a jižní fasádě je boční jeviště od provozní budovy oddilatováno pomocí zdvojení nosných konstrukcí.

Provozní budova má dvě dilatace. Obě jsou řešeny pomocí smykových trnů. Severní dilatační celek končí v místě severní fasády bočního jeviště. Jižní dilatační celek začíná na hranici podsklepené a nepodsklepené části provozní budovy, což je přibližně 25,2 m od jižní fasády objektu.

Samostatný dilatační celek tvoří vstupní perforovaná fasáda.



Obrázek 8 Schéma dilatace

### Vstupní fasáda

Vstupní fasáda na jižní straně budovy je hlavním architektonickým prvkem budovy. Jedná se o stěnu z pohledového betonu se 40 otvory. Její rozměry jsou 21,8 x 13,8 m a tloušťka je 0,6 m.

Zajímavostí má tato stěna hned několik. Vyztužena je ve čtyřech vrstvách. První dvě vrstvy tvoří základní rastr, 3. a 4. řadu tvoří výztuž lemující otvory. Váha oceli je  $315 \text{ kg/m}^3$ , což odpovídá maximálnímu stupni vyztužení. Vzhledem k hustému vyztužení byl zvolen specifický způsob betonáže – pomocí 29 plnicích otvorů, do kterých byl pod tlakem vháněn samozhutnitelný beton. Příprava bednění a samotné konstrukce před betonáží trvala 50 dní a samotná betonáž probíhala nepřetržitě 43 hodin vzhledem k požadavku na absenci pracovních spar. Vzhledem k zatížení čerstvým betonem a povětrnostním podmínkám muselo být

navrženo oboustranné nosíkové bednění se stabilizačními rámy. Tyto rámy byly kotveny do základové desky. Maximální tlak čerstvé betonové směsi byl stanoven na  $120 \text{ kN/m}^2$ . K bednění otvorů byly použity sololitové výplně.



Obrázek 9 Perforovaná vstupní fasáda [6]

### Fasádní panely

Fasádní panely jsou tvořeny z probarveného sytě červeného betonu Colorcrete® a jsou zavěšeny pomocí těžkého kotvení na obvodových stěnách. Tloušťka panelů je 150 mm.

Na beton panelů byly kladeny specifické požadavky na barvu, pohledovost, pórovitost a strukturu. Dále byly upřesněny požadavky na ukládání betonové směsi do bednění a na stupeň vlivu prostředí.

Na panely byl použit beton C30/37 XC4, XD1, XF1 s maximálním obsahem chloridů Cl 0,4 %. Obsah anorganického pigmentu na bázi červeného oxidu železa v betonu byl 8% objemu cementu. Maximální rozměr kameniva byl zvolen 16 mm vzhledem k hustému vyztužení panelů a zadané tloušťce 150 mm.

Panely byly betonovány na stavbě na 238 traktů. Jeden trakt odpovídal panelu o rozměrech 5 x 2,5 – 10 m.

## Divadelní technologie

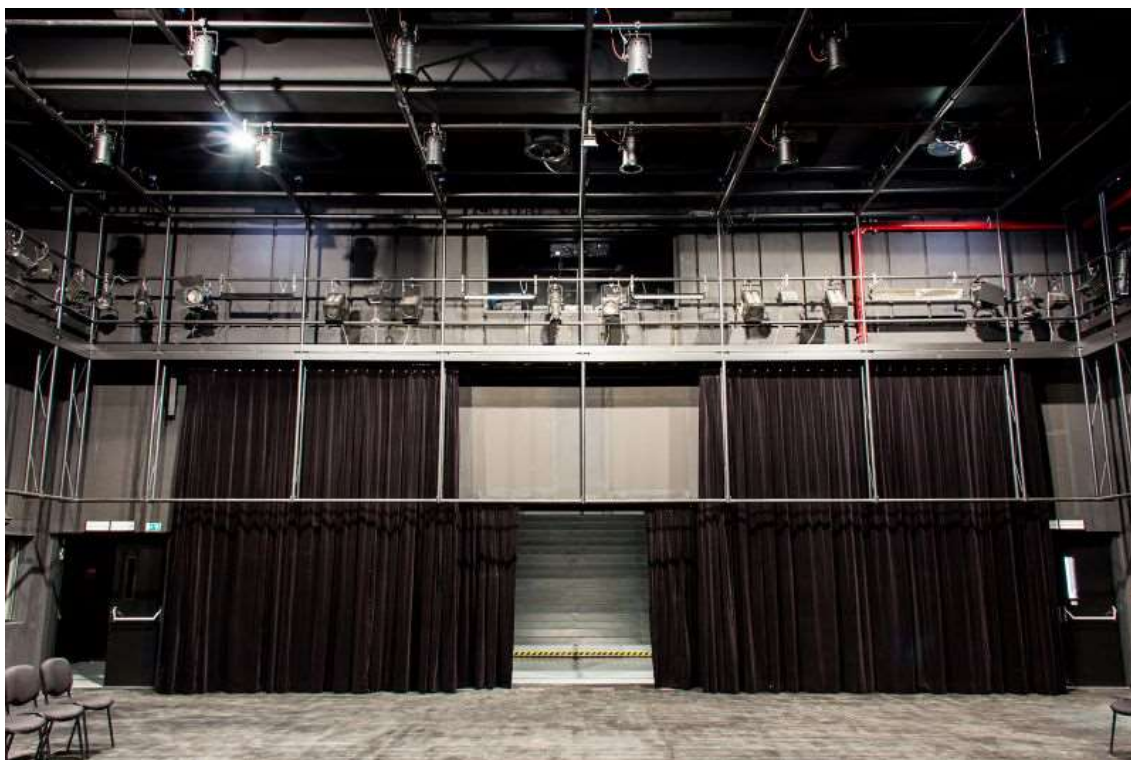
Celá budova divadla je ve svém návrhu velmi specifická a hodně konstrukčních detailů bylo podřízeno divadelním technologiím a jejich provozu.

Provazíště, místo nad hlavním jevištěm, je nejvíce zatížené místo divadelními technologiemi. Vzhledem k velkému zatížení bylo zvoleno zastřešení z ocelových nosníků popsané v kapitole střešní konstrukce. V provazišti je umístěno 80 divadelních tahů s nosností až 600 kg na každý tah. Další významný prvek tvoří železná protipožární opona s celkovou váhou 10 tun a požární odolností 60 minut. Dále se v provazišti nachází zvedaná hlavní textilní opona a zvedaná a rozhrnovací opona – obě s hmotností 200 kg. Další významný prvek zatížení tvoří osvětlení jeviště. Jednotlivé osvětlovací baterie jsou umísťovány dle potřeb na stropní konstrukce, samonosné konstrukce nebo portálové mosty, které se nacházejí nad hledištěm a slouží pro obsluhu techniky. Dále jsou umísťovány technologie pro ozvučení. Tato technika je umísťována stejně jako osvětlovací technika na samonosné konstrukce, které jsou uloženy na obvodových stěnách. V nejvyšší části provazíště jsou na spodních pásnicích nosníků umístěny lávky, které slouží pro divadelní techniky na obsluhu divadelních tahů. Mimo jiné jsou na stěnách provazíště umístěny pomocné ocelové konstrukce jako lávky a schodiště, které taktéž slouží pro techniky divadla.

Další významná divadelní technika se nachází pod jevištěm. Jsou to především primární hydraulické stoly, které umožňují různou výškovou polohu podlahy jeviště, což umožňuje např. snadné stěhování rekvizit či hudebních nástrojů z podzemního podlaží na jeviště. Hydraulické stoly lze totiž nastavit na polohu, ve které jejich horní úroveň odpovídá 1.NP (jeviště) či 1.PP (sklady, zkušebna orchestru). Dále se na bočním jevišti nacházejí sekundární hydraulické stoly, které jsou navrženy tak, aby se během pár minut přesunuly nad primární hydraulické stoly. Tato technologie umožňuje mít připravenou jinou scénu, než je na hlavním jevišti a např. během přestávky je vyměnit bez nutnosti stěhování věcí na jevišti. V zadní části jeviště je pak divadelní točna. Ta je umístěna na kolejích, po kterých ji lze převést na přední část jeviště.

V malém sále jinak nazývaném jako „blackbox“ jsou instalovány podobné technologie co v provazišti a nad hledištěm velkého sálu. Pouze spodní část technologií, jako hydraulické stoly či divadelní točna, je vynechána. Malý sál je určen pro menší představení, která nejsou tak náročná na technologie.





Obrázek 10 Jevištní technika - malý sál [7]



Obrázek 11 Jevištní technika - divadelní točna [8]



Obrázek 12 Jevištní technologie - primární hydraulické stoly [2]



Obrázek 13 Jevištní technologie - pohled na hlavní jeviště [9]

## Technologie provádění

### *Betonové konstrukce*

Pro nosné konstrukce a podlahy bylo použito celkem 16 000 m<sup>3</sup> betonu. Vstupní fasáda je tvořena ze 100 m<sup>3</sup> betonu a na obvodové panely bylo použito celkem 600 m<sup>3</sup> probarveného betonu.

Betonové konstrukce byly na této stavbě prováděny vesměs jako monolitické. Jedná se hlavně o základové konstrukce, podzemní stěny, stropní desky a nosné stěny. Výjimku tvoří stropní a střešní konstrukce na velké rozpětí.

Budovy nebyly stavěny rovnoměrně po patrech, ale po dilatačních celcích. Nejprve bylo postaveno podzemní podlaží, které zabírá skoro tři čtvrtiny plochy obou budov. Následovaly stěny a stropní deska, která byla betonována jako jeden dilatační celek pouze s pracovními spárami. Díky šachovnicovému uspořádání pracovních záběrů bylo možné eliminovat smršťovací spáry. Po této části se začal stavět dilatační celek s jevištěm a hledištěm. S touto částí bylo současně stavěno i 1.NP provozní budovy v celé ploše. Po dokončení těchto částí následovalo provádění severního a jižního dilatačního celku provozní budovy a dilatační celek obsahující foyer a vstupní fasády.

### *Ocelové konstrukce*

Ocelové konstrukce, především na zastřešení, byly vytvořeny v dílně a jsou především svařované. Na stavbu byly dovezeny jako hotové výrobky. Pro ukládání na místo byly použity mobilní jeřáby. Samotné uložení ocelových konstrukcí je provedeno pomocí centrovacích kamenů nebo na centrovací hranoly. V místech, kde bylo požadováno kluzné uložení, jsou vložena elastomerová ložiska s kluznou vrstvou. U střešních konstrukcí s betonovou deskou na trapézovém plechu byly nosníky vždy během betonáže a po dobu tvrdnutí betonu podstojkovány. Nosná ocelová konstrukce ve 4.NP nad hledištěm je kotvena ke stropní konstrukci přes elastomerová ložiska, která zabraňují přenosu vibrací z ocelové konstrukce do železobetonové desky stropu a dále do ocelových nosníků zastropení.

Ocelové schodiště na jižní straně provaziště je namáháno teplotními změnami. Tento problém je vyřešen vložením termoizolačních vložek mezi plechy v místě kotvení do obvodové stěny. Tato vložka je vyrobena z tuhého plastu odolného proti vlhkosti.

V příloze č.2 jsou uvedeny schémata budovy , půdorysy jednotlivými podlažími a řez.

Pro část Rešerše bylo čerpáno ze zdrojů [2], [3], [4], [5], [6], [10], [11], [12], [13], [14].

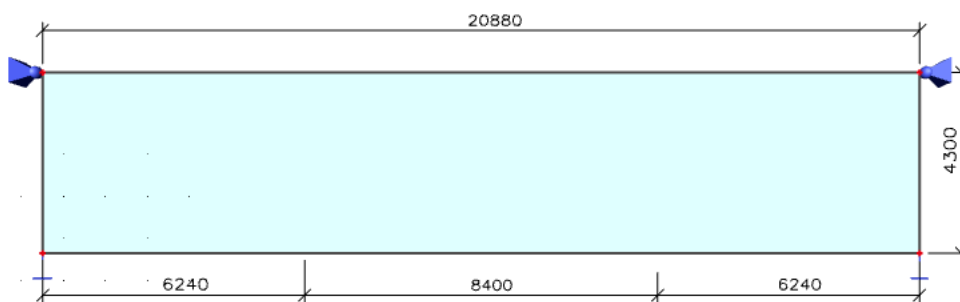


## Stěnový nosník č.01

V první části této práce byl zpracován stěnový nosník ve 3.NP na severní straně budovy divadla (viz. Stěnový nosník se dvěma táhly ). Tento stěnový nosník je specifický díky zatížení, které na něj působí. Kromě klasických zatížení jako je vlastní tíha stěnového nosníku, zatížení od navazujících stropních desek je zatížen také od stropní desky nad 1.NP. Toto zatížení je do nosníku vnášeno pomocí dvou ocelových táhel.

V následujícím návrhu byla mírně upravena geometrie stěnového nosníku oproti reálné konstrukci na Novém divadle v Plzni. Jedná se o přidání nadpraží otvoru výšky 0,75 m ve 2.NP. Na budově divadla je v této části realizován předsazený obklad konstrukce. Tento obklad zasahuje do světlé výšky okenního otvoru, proto bylo v tomto návrhu uvažováno nadpražím v rámci nosné konstrukce.

### Schéma nosníku



Obrázek 14 Schéma konstrukce se základními rozměry

### Materiálové řešení

Pro stěnový nosník byl zvolen beton C30/37 XC1 s maximálním obsahem chloridů 0,20, maximálním zrnem kameniva 16 mm a konzistencí S4.

Navrhovaná výztuž je z oceli B500B.

### Zatížení

#### Střecha - pochozí terasa

##### Stálé zatížení

Popis vrstvy	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
betonová dlažba na terčích	50	25	1,25
spárová vrstva z tepelné izolace	100	0,75	0,075
Tepelná izolace z EPS	250	0,75	0,19
ŽB deska	260	25	6,50

zavěšené technologie		0,50	
Celkem	$g_k =$	8,50	$kN/m^2$
Celkem ostatní zatížení	$g_{k,ost} =$	2,00	$kN/m^2$
<b>Nahodilé zatížení</b>			
dle ČSN EN 1991-1-1	$q_k =$	3,00	$kN/m^2$

### Podlahy - veřejné prostory, kavárna, sklady

#### **Stálé zatížení**

Popis vrstvy	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[ $kN/m^3$ ]	[ $kN/m^2$ ]
leštěný beton	80	25	2
tepelná izolace z EPS - Rigifloor	70	0,5	0,04
nosná konstrukce stropu - dle projektu			
Celkem ostatní zatížení bez vl.tíhy konstr.		$g_{k,ost} =$	2,04 $kN/m^2$
<b>Nahodilé zatížení</b>			
dle ČSN EN 1991-1-1 kat. C3 - foyer		$q_k =$	5,00 $kN/m^2$

### Stěny obvodové - červené betonové panely

Popis vrstvy od interiéru	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[ $kN/m^3$ ]	[ $kN/m^2$ ]
ŽB stěna - pohledový beton	300	25,00	7,50
tepelná izoalce EPS	150	1,00	0,15
ŽB panel - tl. 150 mm	150	25,00	3,75
Celkem		$g_k =$	11,40 $kN/m^2$

### stropní deska nad 3.NP

vl.tíha	$g_{0,3NP} =$	$0,26 \cdot 25 =$	6,5	$kN/m^2$
podlaha	$g_{p,3NP} =$	2,0		$kN/m^2$
	$\Sigma(g_{0,3NP} + g_{p,3NP})_k =$		8,5	$kN/m^2$
	z.š. =	3,5		m
	$\Sigma(g_{0,3NP} + g_{p,3NP})_k =$	$8,5 \cdot 3,5 =$	<b>29,9</b>	$kN/m$
	$\gamma_G =$	1,35		
	$\Sigma(g_{0,3NP} + g_{p,3NP})_d =$	$29,9 \cdot 1,35 =$	<b>40,4</b>	$kN/m$
proměnné	$q_{3NP} =$	3		$kN/m^2$
	z.š. =	3,5		m
	$q_{3NP,k} =$	$3 \cdot 3,5 =$	<b>10,50</b>	$kN/m$
	$\gamma_Q =$	1,5		
	$q_{3NP,d} =$	$10,5 \cdot 1,5 =$	<b>15,75</b>	$kN/m$

### stropní deska nad 2.NP

vl.tíha	$g_{0,2NP} =$	$0,26 \cdot 25 =$	6,5	$kN/m^2$
---------	---------------	-------------------	-----	----------

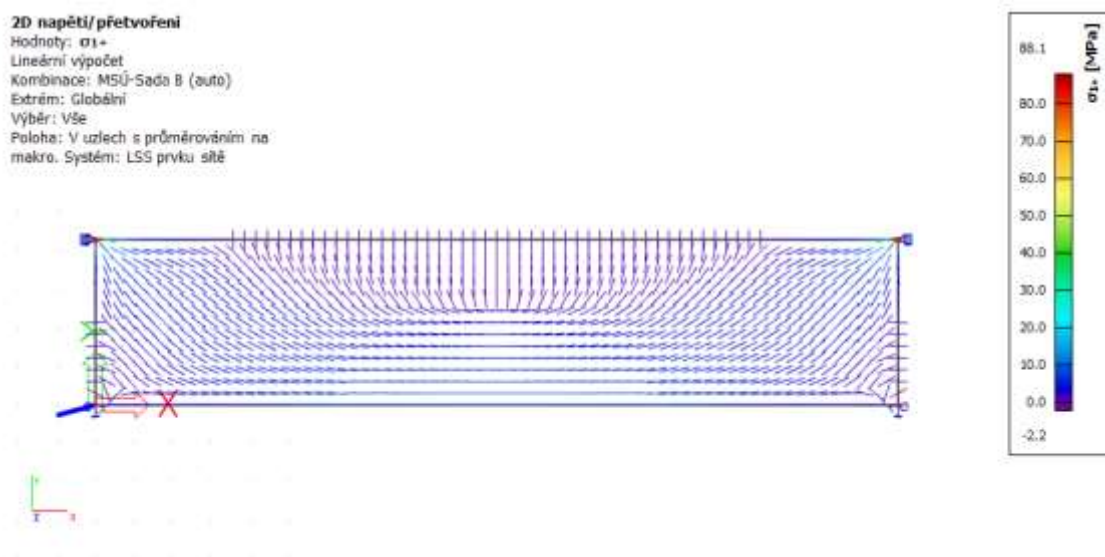
podlaha	$g_{p,2NP} =$	2,0		$\text{kN/m}^2$
		$\Sigma g_{0,2NP} + g_{p,2NP} =$	8,5	$\text{kN/m}^2$
	$A_{zat1,2} =$	31,11		$\text{m}^2$
	$G_{1,k} =$	$8,5 \cdot 31,11 =$	<b>265,68</b>	kN
	$G_{2,k} =$	$8,5 \cdot 31,11 =$	<b>265,68</b>	kN
	$\gamma_G =$	1,35		
	$G_{1,d} =$	$265,68 \cdot 1,35 =$	<b>358,67</b>	kN
	$G_{2,d} =$	$265,68 \cdot 1,35 =$	<b>358,67</b>	kN
proměnné	$q_{2NP} =$	3		$\text{kN/m}^2$
	$Q_{1,k} =$	$3 \cdot 31,11 =$	<b>93,33</b>	kN
	$Q_{2,k} =$	$3 \cdot 31,11 =$	<b>93,33</b>	kN
	$\gamma_Q =$	1,5		
	$Q_{1,d} =$	$93,33 \cdot 1,5 =$	<b>140,00</b>	kN
	$Q_{2,d} =$	$93,33 \cdot 1,5 =$	<b>140,00</b>	kN
<u>zavěšená část stěny</u>				
vl.tíha	$g_0 =$	$0,3 \cdot 25 =$	7,5	$\text{kN/m}^2$
	$A_{zat1,2} =$	6,264		$\text{m}^2$
	$G_{1,k} =$	$6,264 \cdot 7,5 =$	<b>46,98</b>	kN
	$G_{2,k} =$	$6,264 \cdot 7,5 =$	<b>46,98</b>	kN
	$\gamma_G =$	1,35		
	$G_{1,d} =$	$46,98 \cdot 1,35 =$	<b>63,423</b>	kN
	$G_{2,d} =$	$46,98 \cdot 1,35 =$	<b>63,423</b>	kN
<u>stropní deska nad 1.NP</u>				
vl.tíha	$g_{0,1NP} =$	$0,26 \cdot 25 =$	6,5	$\text{kN/m}^2$
podlaha	$g_{p,1NP} =$	2,0		$\text{kN/m}^2$
		$\Sigma g_{0,1NP} + g_{p,1NP} =$	8,5	$\text{kN/m}^2$
	$A_{zat1,2} =$	30,01		$\text{m}^2$
	$G_{1,k} =$	$8,5 \cdot 30,01 =$	<b>256,29</b>	kN
	$G_{2,k} =$	$8,5 \cdot 30,01 =$	<b>256,29</b>	kN
	$\gamma_G =$	1,35		
	$G_{1,d} =$	$256,29 \cdot 1,35 =$	<b>345,99</b>	kN
	$G_{2,d} =$	$256,29 \cdot 1,35 =$	<b>345,99</b>	kN

proměnné	$q_{1NP} =$	3		$\text{kN/m}^2$
	$Q_{1,k} =$	$3 \cdot 30,01 =$	<b>90,03</b>	kN
	$Q_{2,k} =$	$3 \cdot 30,01 =$	<b>90,03</b>	kN
	$\gamma_Q =$	1,5		
	$Q_{1,d} =$	$90,03 \cdot 1,5 =$	<b>135,05</b>	kN
	$Q_{2,d} =$	$90,03 \cdot 1,5 =$	<b>135,05</b>	kN

Uložení bylo určeno na základě reálného uložení konstrukce na stavbě. V horních rozích konstrukce je uvažován pevný kloub – konstrukce stěnového nosníku je v tomto místě rozepřena železobetonovou stropní deskou a podporována stěnami v kolmém směru. Ve spodních rozích je stěnový nosník podepřený kolmou stěnou, takže jsou uvažovány posuvné klouby. Toto uložení bylo upraveno na základě prvního modelu, ve kterém byla konstrukce modelována ve všech rozích s pevnými klouby. Jelikož statické působení neodpovídalo reálnému působení konstrukce, byly podpory v dolních rozích změněny na posuvné klouby.

Pro návrh příhradových modelů byla konstrukce řešena pomocí pružného řešení metodou MKP a následně byl návrh tvořen z izolinií hlavních napětí.

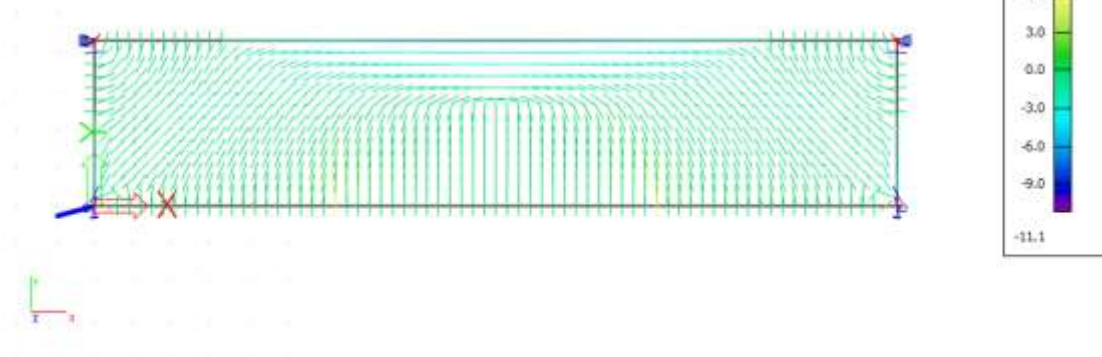
Šířka navrhovaných prvků odpovídá tl. 300 mm, což je šířka stěnového nosníku.



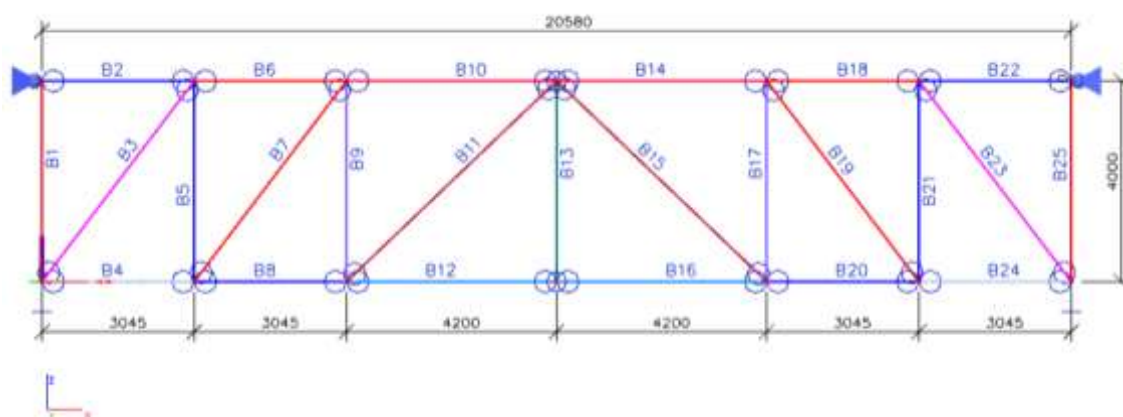
Obrázek 15 Hlavní tahová napětí

### 2D napětí/přetvoření

Hodnoty:  $\sigma_2$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)  
Extrém: Globální  
Výběr: Vše  
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Obrázek 16 Hlavní tlaková napětí



Obrázek 17 Výpočetní model sestavený na základě hlavních trajektorií napětí (odstíny červené – vzpěry, odstíny modré - táhla)

### Vnitřní síly

Příhradový model je symetrický a proto byla řešen pouze jeho polovina. Jelikož je řešená konstrukce staticky neurčitá, závisí síly v prutech na jejich tuhostech, které jsou dány jejich rozměry. Při změně tuhostí (rozměrů) se změní rozložení sil. Je tedy potřeba v několika iteracích hledat takové uspořádání modelu, které přenesení síly působící na model.

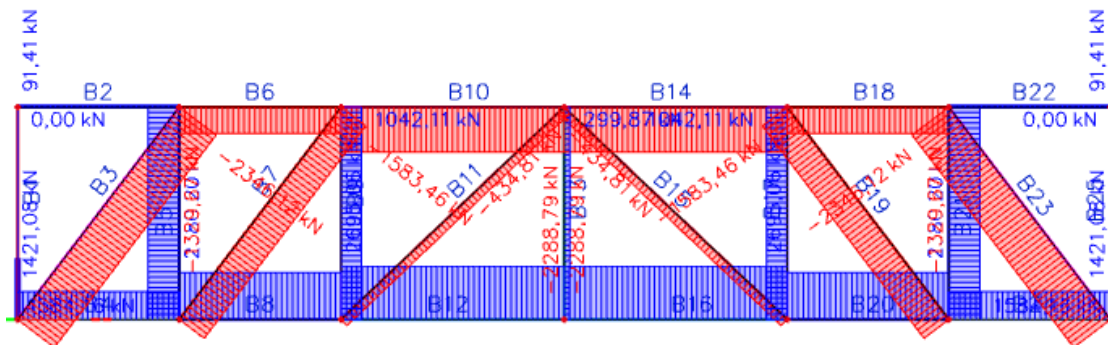
Pro prvotní model byly zvoleny výchozí průřezy – vzpěry z betonu C30/37 300x300 mm, táhla z oceli S235 5x300 mm. V každé následující iteraci byly měněny jejich výšky. Výška průřezu byla určena z podmínky maximálního návrhového napětí na prutu s ohledem na použitý materiál. V každých dvou po sobě jdoucích iteracích byla kontrolována procentuální shoda výsledků vnitřních sil s předešlou iterací. Procentuální shoda byla určena za vyhovující, pokud se výsledky shodovaly na  $\pm 5\%$ . Tento výsledek byl následně považován za finální.

Po třech iteracích se výsledky s předešlou iterací shodovaly na 100 %. Tyto výsledky jsou považovány za výsledné síly v příhradovém modelu. Mezilehlé iterace jsou uvedeny v příloze č.1.

Tabulka 1 Vnitřní síly ve třetí iteraci - finální výsledky

Prvek	Uzlové body	síla [kN]	T/C	$f_d$ [Mpa]	$a^*$ [mm]	procentuální shoda výsledků s předešlou iterací
B1	1-2	0	T - táhlo	435	0	-
B2	1-3	91,41	T - táhlo	435	1	100
B3	2-3	-2346,12	C - beton	20	391	100
B4	2-4	1421,08	T - táhlo	435	11	100
B5	3-4	1584,16	T - táhlo	435	12	100
B6	3-5	-1329,67	C - beton	20	222	100
B7	4-5	-1583,46	C - beton	20	264	100
B8	4-6	2380,2	T - táhlo	435	18	100
B9	5-6	1042,11	T - táhlo	435	8	100
B10	5-7	-2288,79	C - beton	20	381	100
B11	6-7	-434,81	C - beton	20	72	100
B12	6-8	2695,06	T - táhlo	435	21	100
B13	7-8	299,87	T - táhlo	435	2	100

\* $a$  je požadována šířka prvku v příhradovém modelu



Obrázek 18 Výsledné síly na příhradovém modelu

### Návrh výztuže

Pro výpočty je uvažováno krytí 20 mm.

#### Konstrukční výztuž

$$a_{s,v} \geq 0,002 \cdot a_c = 0,002 \cdot 300 \cdot 1000 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,h} \geq 0,001 \cdot a_c = 0,001 \cdot 300 \cdot 1000 = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s \leq \min(2b; 300 \text{ mm}) = \min(2 \cdot 300; 300) = 300 \text{ mm}$$

Návrh:  **$\varnothing 10$  á 100 mm při obou površích**

$$(a_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2)$$

Při návrhu vzpěr, na které po celé délce nepůsobí kolmé tlakové zatížení, je nutno počítat též se vznikem příčných tahů. Je uvažováno, že síla od příčných tahů se rovná:

$$T = 0,22 \cdot F$$

kde F je síla působící v dané vzpěře. Síly T pak působí ve čtvrtinách rozpětí jednotlivých vzpěr. Výztuž na příčný tah je uvažována jako rovnoměrné rozprostřená po celé délce vzpěry.

**Tabulka 2 Výpočet potřebné výztuže pro zachycení příčných tahů**

Prut	úhel [°]	Síla [kN]	Délka vzpěry [m]	Příčné tahy [kN]	Síla směr x [kN]	Síla směr y [kN]	$A_{s,req,x}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,req,y}$ [mm <sup>2</sup> /m]	Výztuž směr x			Výztuž směr y			$A_{s,prov,x}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,prov,y}$ [mm <sup>2</sup> ]
									řada	ks	∅	řada	ks	∅		
B3	52,7	2346,1	5,027	516,1	410,7	312,6	472	472	konstrukční			konstrukční			3140	3140
B6	0	1329,7	3,045	292,5	0,0	292,5	-	442	-			konstrukční			-	3140
B7	52,7	1583,5	5,027	348,4	277,2	211,0	319	319	konstrukční			konstrukční			3140	3140
B10	0	2288,8	4,200	503,5	0,0	503,5	-	551	-			konstrukční			-	3140
B11	43,6	434,8	5,800	95,7	66,0	69,3	76	76	konstrukční			konstrukční			3140	3140

Ve všech případech na zachycení příčných sil stačí navržená konstrukční výztuž.

Pro přenesení sil v táhlech je navržena samostatná výztuž nebo je uvažováno přenesení sil konstrukční výztuží. Potřebná výztuž pro jednotlivá táhla se navrhne ze vzorce:

$$A_{s,req} = \frac{F}{f_{yd}}$$

S je skutečná světlá vzdálenost mezi pruty. Hodnota  $s_{min}$  je minimální světlá vzdálenost prutů dle normy ČSN EN 1992-1-1.

**Tabulka 3 Výpočet vyztužení táhel**

Prvek	uzlové body	úhel [°]	Síla [kN]	$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	Výztuž			$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	$s_{min}$ [mm]	s [mm]
					počet řad	∅ v řadě	∅			
B2	1-3	0	91,4	210	2	2	10	314	21	250
B4	2-4	0	1421,1	3268	4	3	22	4562	21	22
B5	3-4	90	1584,2	3644	24	2	10	3833	21	250
B8	4-6	0	2380,2	5474	6	3	22	6842	21	22
B9	5-6	90	1042,1	2397	24	2	10	3833	21	250
B12	6-8	0	2695,1	6199	7	3	22	7983	21	22
B13	7-8	90	299,9	690	24	2	10	3833	21	250

U táhel B2, B5 a B13 je uvažováno s konstrukční výztuží, proto bylo v následující tabulce ověřeno, že plocha konstrukční výztuže je dostatečná pro přenesení příčných tahů od vzpěr a současně přenesení tahových sil.

**Tabulka 4 Posouzení konstrukční výztuže**

Druh prutu	Ozn. Prutu	šířka [mm]	$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,req}/A_{s,prov}$	$\Sigma(A_{s,req}/A_{s,prov})$	posudek
táhlo	B5	3045	3644	4781	0,76	0,93	OK
vzpěra	B3	1523	236	2390	0,10		
vzpěra	B7	1523	159	2390	0,07		
táhlo	B9	3623	2397	5687	0,42	0,50	OK
vzpěra	B7	1523	159	2390	0,07		
vzpěra	B11	2100	38	3297	0,01		
táhlo	B13	4200	690	6594	0,10	0,13	OK
vzpěra	B11	2100	38	3297	0,01		
vzpěra	B11	2100	38	3297	0,01		

V následující tabulce jsou spočteny kotevní délky jednotlivých prutu dle ČSN EN 1992-1-1 kapitoly 6.6. Kotevení a přesahy prutů.

**Tabulka 5 Výpočet kotevních délek na prutech**

č. táhla	způsob kotevení	síla v táhle [kN]	$f_{ctd}$ [MPa]	$\eta_1$	$\eta_2$	$f_{bd}$ [MPa]	$\sigma_{sd}$ [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$\alpha_1=\alpha_2=\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$	$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{o,d}$ [mm]
B2	rovný prut do betonu	91,4	1,33	1,0	0,7	2,1	291,0	346	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	250	250
B4	smyčky přesahem	1421,1	1,33	1,0	1,0	3	311,6	571	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	580	870
B5	smyčky přesahem	1584,2	1,33	1,0	1,0	3	413	345	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	350	530
B8	rovný prut do betonu	2380,2	1,33	1,0	0,7	2,1	347,9	911	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	640	640
B9	rovný prut do betonu	1042,1	1,33	1,0	0,7	2,1	271,9	324	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	230	230
B12	rovný prut do betonu	2695,1	1,33	1,0	0,7	2,1	337,7	884	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	620	620
B13	rovný prut do betonu	299,9	1,33	1,0	0,7	2,1	78,3	93	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	70	70



## Posouzení styčnicků

Při posouzení styčnicku se používají tři typy styčnicků - styčnický s tlakovými silami, kde nejsou kotvena žádná táhla (CCC), styčnický s tlakovými i tahovými silami, kde jsou táhla kotvena v jednom směru (CCT) a styčnický s tlakovými i tahovými silami, kde jsou táhla kotvena ve více směrech (CTT). Dle druhu styčnicku je upravováno pomocí koeficientů  $k_2$  a součinitele v maximální dovolené napětí ve styčnicku  $\sigma_{Rd,max}$ . Napětí je rovno podílu síly ku ploše. Styčnick vyhovuje, pokud napětí v něm nepřekročí maximální dovolenou hodnotu a zároveň jeho obrys nezasahuje mimo hranici konstrukce.

Výpočet součinitele redukce pevnosti betonu v tlaku při porušení smykovou trhlinou:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

Koeficient  $k_2$  pro jednotlivé typy styčnicků:

Typ styčnicku	Koeficient $k_2$
CCC	1,0
CCT	0,85
CTT	0,75

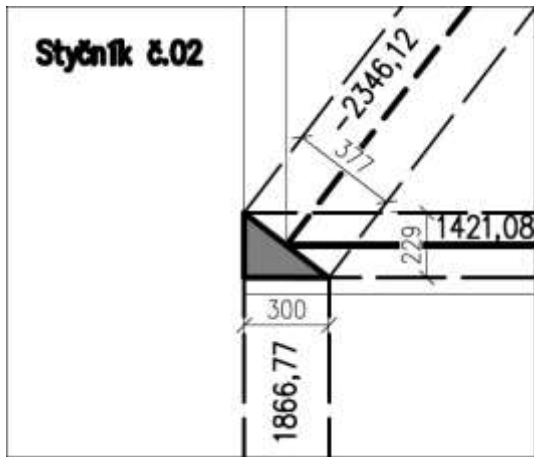
Ve styčnicku CCC se vychází z předpokladu hydrostatického napětí, což znamená, že všechna napětí na prutech jsou stejná.

Ve styčnicích CCT je předpoklad, že délky stran jsou ve stejném poměru jako styčnickové síly.

Ve styčnicku CTT není nutné dodržet hydrostatické napětí, neboť ocel má jiné pevnostní vlastnosti než beton. V tomto případě ověřujeme napětí na konci betonové vzpěry.

Posouzení je dále provedeno pouze pro kritické styčnický s velkými působícími silami, ve kterých existuje riziko, že nevyhoví požadovaným podmínkám.

Styčník č.02



Typ styčníku: **CCT**  
 Výška průřezu h: 560 mm (uvažována  
 tloušťka stěnového nosníku + výška desky)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 20 = 14,96 \text{ MPa}$$

$$b_4 = \frac{F_4}{R_z} \cdot b_{Rz} = \frac{1421,08}{1866,77} \cdot 300 = 229 \text{ mm}$$

$$b_3 = \frac{F_3}{R_z} \cdot b_{Rz} = \frac{2346,12}{1866,77} \cdot 300 = 377 \text{ mm}$$

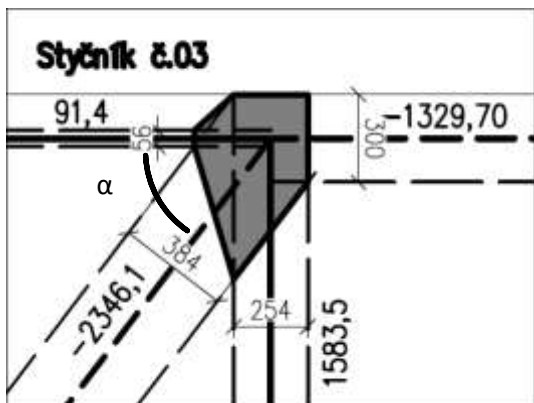
$$\sigma_{Rz} = \frac{R_z}{b \cdot h} = \frac{1866770}{300 \cdot 560} = 11,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = \frac{F_3}{b \cdot h} = \frac{2346120}{377 \cdot 560} = 11,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_4 = \frac{F_4}{b \cdot h} = \frac{1421800}{229 \cdot 560} = 11,11 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Rz} = \sigma_3 = \sigma_4 = 11,11 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Styčník č.03



Typ styčníku: **CTT**  
 Výška průřezu h: 560 mm (uvažována  
 tloušťka stěnového nosníku + výška desky)

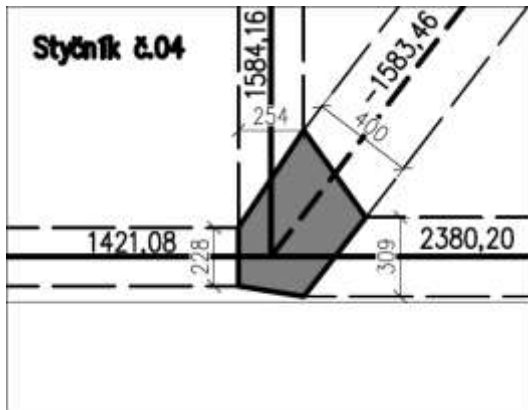
$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$$

$$b_3 = b_6 \cdot \cos \alpha + b_5 \cdot \sin \alpha = 300 \cdot \cos(52,72) + 254 \cdot \sin(52,72) = 384 \text{ mm}$$

$$\sigma_3 = \frac{F_3}{b \cdot h} = \frac{2346100}{384 \cdot 560} = 10,91 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 13,20 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_6 = \frac{F_6}{b \cdot h} = \frac{1329700}{300 \cdot 560} = 7,93 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 13,20 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Styčník č.04



Typ styčníku: **CTT**  
 Výška průřezu h: 560 mm (uvažována tloušťka stěnového nosníku + výška desky)

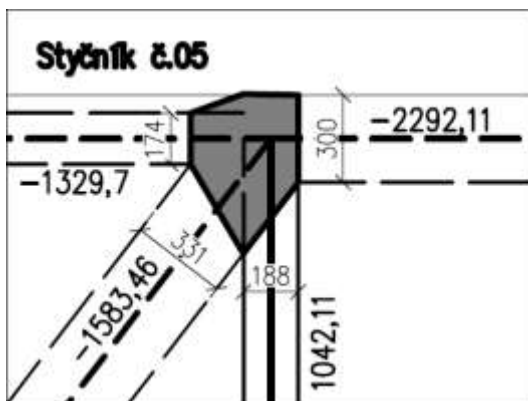
$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$$

$$b_7 = \sqrt{b_5^2 + b_8^2} = \sqrt{254^2 + 309^2} = 400 \text{ mm}$$

$$\sigma_7 = \frac{F_7}{b \cdot h} = \frac{1583460}{400 \cdot 560} = 7,07 \text{ MPa} \leq$$

$\sigma_{Rd,max} = 13,20 \text{ MPa} \rightarrow$  **VYHOVUJE**

Styčník č.05



Typ styčníku: **CCT**  
 Výška průřezu h: 560 mm (uvažována tloušťka stěnového nosníku + výška desky)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 20 = 14,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{10} = \frac{F_{10}}{b \cdot h} = \frac{2292110}{300 \cdot 560} = 13,64 \text{ MPa} \leq$$

$\sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow$  **VYHOVUJE**

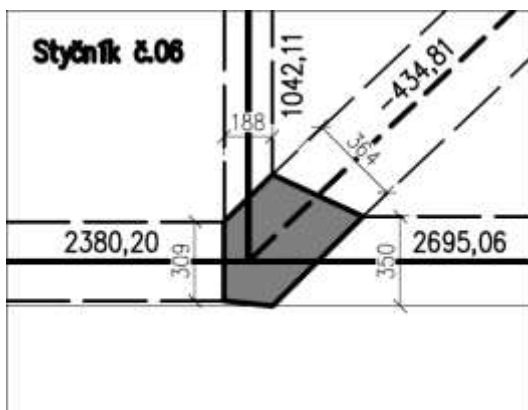
$$b_6 = \frac{F_6}{F_{10}} \cdot b_{10} = \frac{1329,7}{2292,11} \cdot 300 = 174 \text{ mm}$$

$$\sigma_6 = \frac{F_6}{b \cdot h} = \frac{1329700}{174 \cdot 560} = 13,64 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow$$
 **VYHOVUJE**

$$b_7 = b_{10} \cdot \cos \alpha + b_9 \cdot \sin \alpha = 300 \cdot \cos(52,72) + 188 \cdot \sin(52,72) = 331 \text{ mm}$$

$$\sigma_7 = \frac{F_7}{b \cdot h} = \frac{1583460}{331 \cdot 560} = 8,53 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow$$
 **VYHOVUJE**

Styčník č.06



Typ styčníku: **CTT**  
 Výška průřezu h: 560 mm (uvažována tloušťka stěnového nosníku + výška desky)

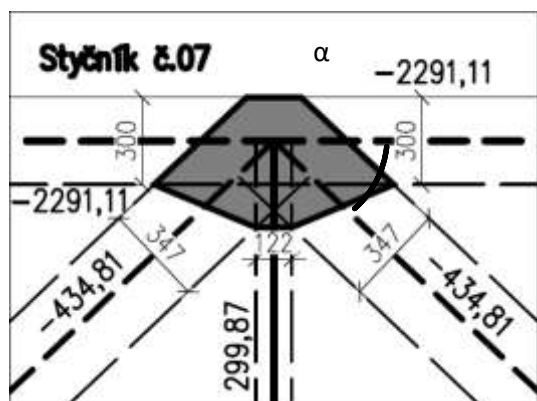
$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$$

$$b_{11} = \sqrt{b_8^2 + b_9^2} = \sqrt{309^2 + 188^2} = 364 \text{ mm}$$

$$\sigma_{11} = \frac{F_{11}}{b \cdot h} = \frac{434810}{364 \cdot 560} = 2,13 \text{ MPa} \leq$$

$\sigma_{Rd,max} = 13,20 \text{ MPa} \rightarrow$  **VYHOVUJE**

### Styčník č.07



Typ styčníku: **CCT**  
Výška průřezu h: 560 mm (uvažována tloušťka stěnového nosníku + výška desky)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 20 = 14,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{10} = \frac{F_{10}}{b \cdot h} = \frac{2291110}{300 \cdot 560} = 13,64 \text{ MPa} \leq$$

$$\sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$b_{11} = b_{10} \cdot \cos\alpha + b_{13} \cdot \sin\alpha =$$

$$= 300 \cdot \cos(43,6) + 188 \cdot \sin(43,6) = 347 \text{ mm}$$

$$\sigma_{11} = \frac{F_{11}}{b \cdot h} = \frac{434800}{347 \cdot 560} = 2,28 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### Posouzení na mezní stav únosnosti

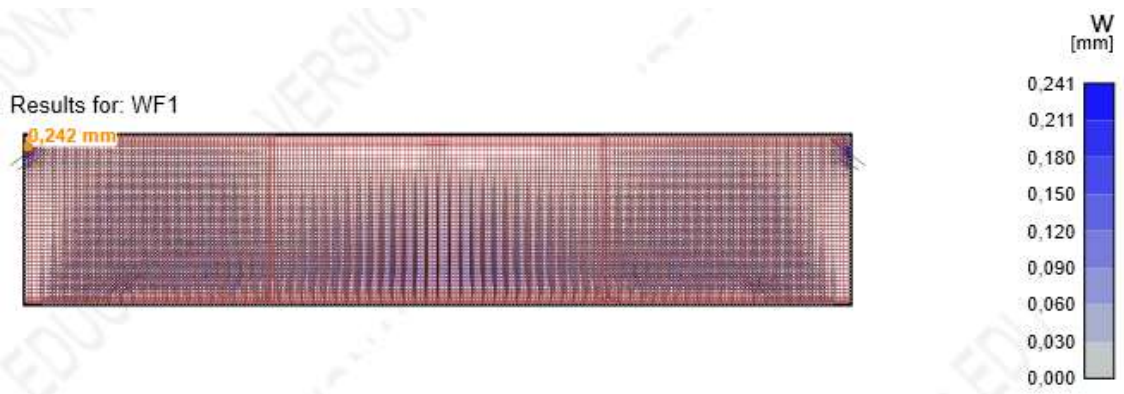
Mezní stav únosnosti byl ověřen pomocí výše provedeného posouzení styčníků a návrhu výztuže s dodržáním konstrukčních zásad.

### Posouzení na mezní stav použitelnosti

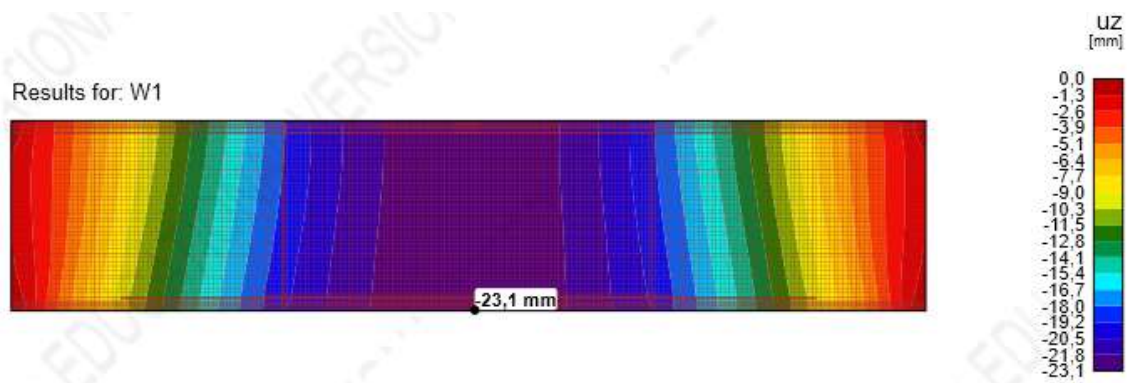
Pro posouzení stěnového nosníku na mezní stav použitelnosti byl použit materiálově nelineární výpočet pomocí metody konečných prvků v programu Idea StatiCa. Chování betonu se při tomto výpočtu řídí bilineárním pracovním diagramem. Pro dlouhodobou složku zatížení je hodnota modulu pružnosti E upravena pomocí součinitele dotvarování. Při stanovování tuhostí je počítáno se vznikem trhlin v betonu a s účinkem tahového zpevnění výztuží.

Do modelu stěnového nosníku byl zadán tvar konstrukce, zatížení a navržená výztuž. Pro výpočet byl upraven součinitel dotvarování  $\varphi$ , který byl spočítán pomocí programu Creep 3000 (autor doc. Vráblík) pro danou konstrukci. Jeho hodnota byla 3,22.

Byla posuzována dvě kritéria návrhu – průhyb a šířka trhlin. Pro šířku trhlin byla zvolena maximální hodnota 0,3 mm. Hodnota maximálního průhybu byla nejprve zvolena jako  $L/250$ , kde L je osová vzdálenost podpor, ale s ohledem na připojené stropní desky byl maximální průhyb dále omezen na 25 mm.



Obrázek 19 Posouzení šířky trhlin



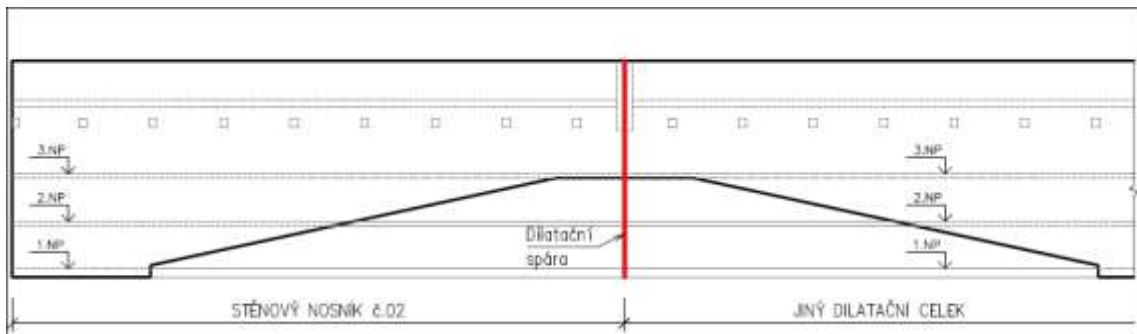
Obrázek 20 Posouzení průhybu

Dle obrázků reprezentujících výsledky výpočtů je zřejmé, že u obou mezních stavů nebyla překročena maximální dovolená hodnota a tudíž konstrukce na mezní stav použitelnosti vyhoví.

Výkres tvaru a výkres výztuže jsou uvedeny v příloze.

## Stěnový nosník č.02

Jako stěnový nosník č.02 je označena část obvodové stěny, která se nachází na jihovýchodní části pozemku. Tento stěnový nosník je navržen přes tři patra. V nosníku je navržen lichoběžníkový otvor na výšku dvou pater. Stěnový nosník je rozdělen dilatační spárou, která probíhá přes celou šířku budovy divadla. Dilatační spára je ve vzdálenosti 36,42 m od kraje budovy a je řešena zdvojením nosných konstrukcí. Délka řešené části stěnového nosníku je 36,42 m a výška 12,8 m.



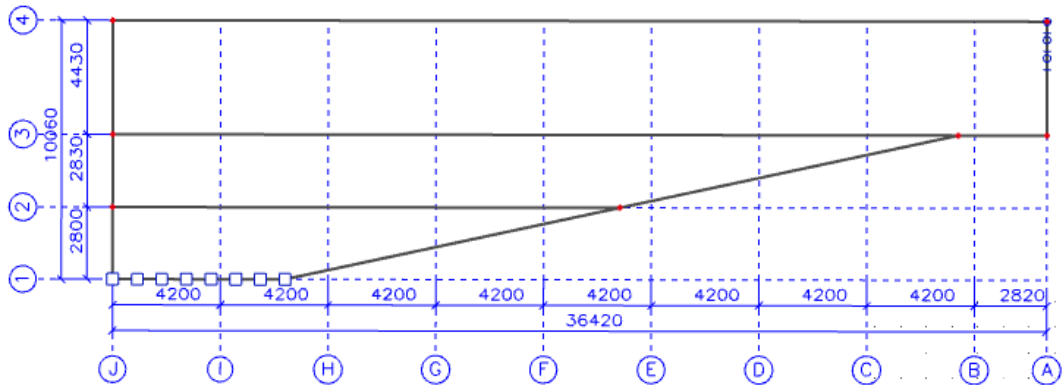
Obrázek 21 Schéma konstrukce stěnového nosníku v pohledu v návaznosti na dilataci



Obrázek 22 Pohled na východní fasádu objektu, v levé části stěna s lichoběžníkovým otvorem [2]

Tato konstrukce byla řešena jako stěnový nosník. Důvodem byl velký otvor, který mění schéma roznosu zatížení oproti klasické stěně. Dále jsou v této části střešní nosníky, které jsou ukládány na krátké konzoly a ty vnášejí do konstrukce velké bodové zatížení.

## Schéma konstrukce



Obrázek 23 Základní rozměry konstrukce

## Materiálové řešení

Pro stěnový nosník byl zvolen beton C30/37 XC1 s maximálním obsahem chloridů 0,20, maximálním zrnem kameniva 16 mm a konzistenci S4.

Navrhovaná výztuž je z oceli B500B.

## Zatížení

### Střecha 3.NP - foyer

#### Stálé zatížení

Popis vrstvy	tloušťka	$g$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
stabilizační vrstva - praný kačírek	120	18	2,16
HI - Dekplan 76	8		0,1
tepelná izolace z EPS	250	1	0,25
pojistná HI - Glastek 40 special mineral	4		0,05
ŽB deska	200	25	6,56
trapézový plech 200/420 tl. 1,5	70		0,21
ocelový I nosník á 4,2 m	1400		1,09
SDK podhled zavěšený	75		0,30
Celkem		$g_k =$	10,72 kN/m <sup>2</sup>
Celkem ostatní zatížení bez vl. tíhy konst.		$g_{k,ost} =$	9,63 kN/m <sup>2</sup>
<b>Nahodilé zatížení</b>			
dle ČSN EN 1991-1-1 kat. H		$q_k =$	0,75 kN/m <sup>2</sup>

### Podlahy - veřejné prostory, kavárna, sklady

#### Stálé zatížení

Popis vrstvy	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
leštěný beton	80	25	2
tepelná izolace z EPS - Rigifloor	70	0,5	0,04
nosná konstrukce stropu - dle projektu			
Celkem ostatní zatížení bez vl.tíhy konst.		$g_{k,ost} =$	2,04 kN/m <sup>2</sup>

### Nahodilé zatížení

dle ČSN EN 1991-1-1 kat. C3 - foyer

$$q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

### Stěny obvodové - červené betonové panely

Popis vrstvy od interiéru [-]	tloušťka [mm]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
ŽB stěna - pohledový beton	300	25,00	7,50
tepelná izolace EPS	150	1,00	0,15
ŽB panel - tl. 150 mm	150	25,00	3,75
Celkem		$g_k =$	11,40 kN/m <sup>2</sup>

### Zatížení sněhem

Plochá střecha

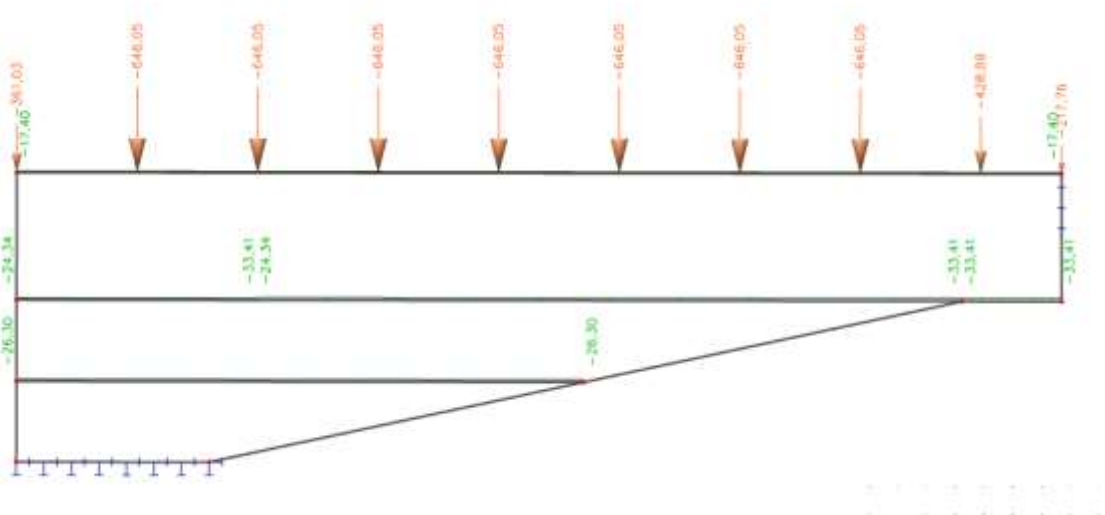
sklon střechy $\alpha =$	0,00 °
tvarový součinitel $m_1 =$	0,80
tvarový součinitel $m_2 =$	0,80
Součinitel expozice $C_e =$	1,00
Tepelný součinitel $C_t =$	1,00

Char. hodnota zatížení sněhem  $s_k =$  **0,7 kN/m<sup>2</sup>**

Zatížení sněhem  $s_1 =$  0,56 kN/m<sup>2</sup>

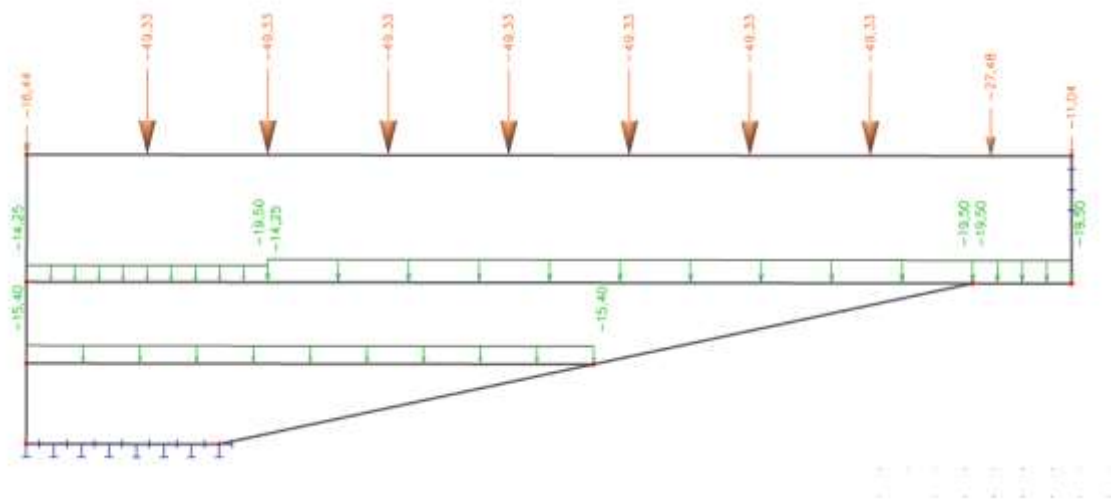
Zatížení sněhem  $s_2 =$  0,56 kN/m<sup>2</sup>

Zatížení bylo přepočítáno pomocí zatěžovacích šířek a ploch na líniová a bodová zatížení.



Obrázek 24 Všechna stálá zatížení



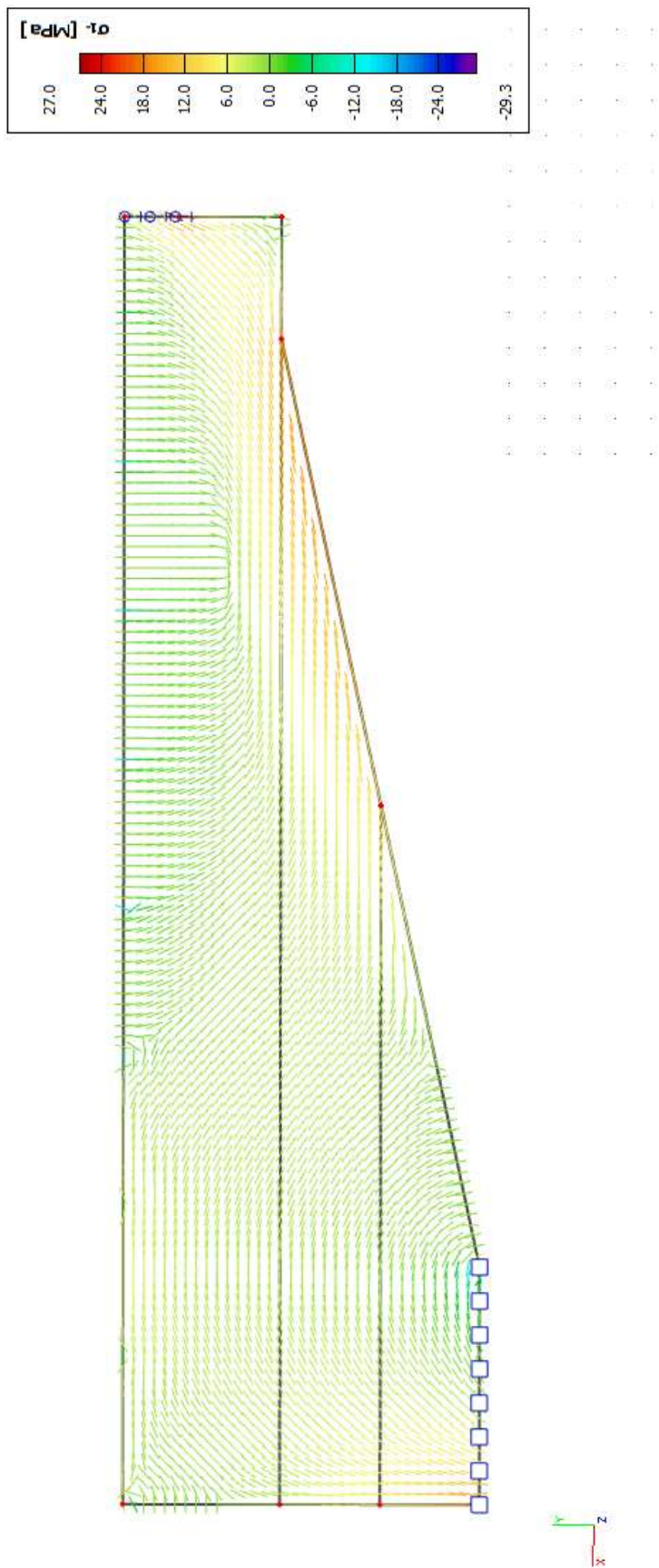


Obrázek 25 Všechna proměnná zatížení

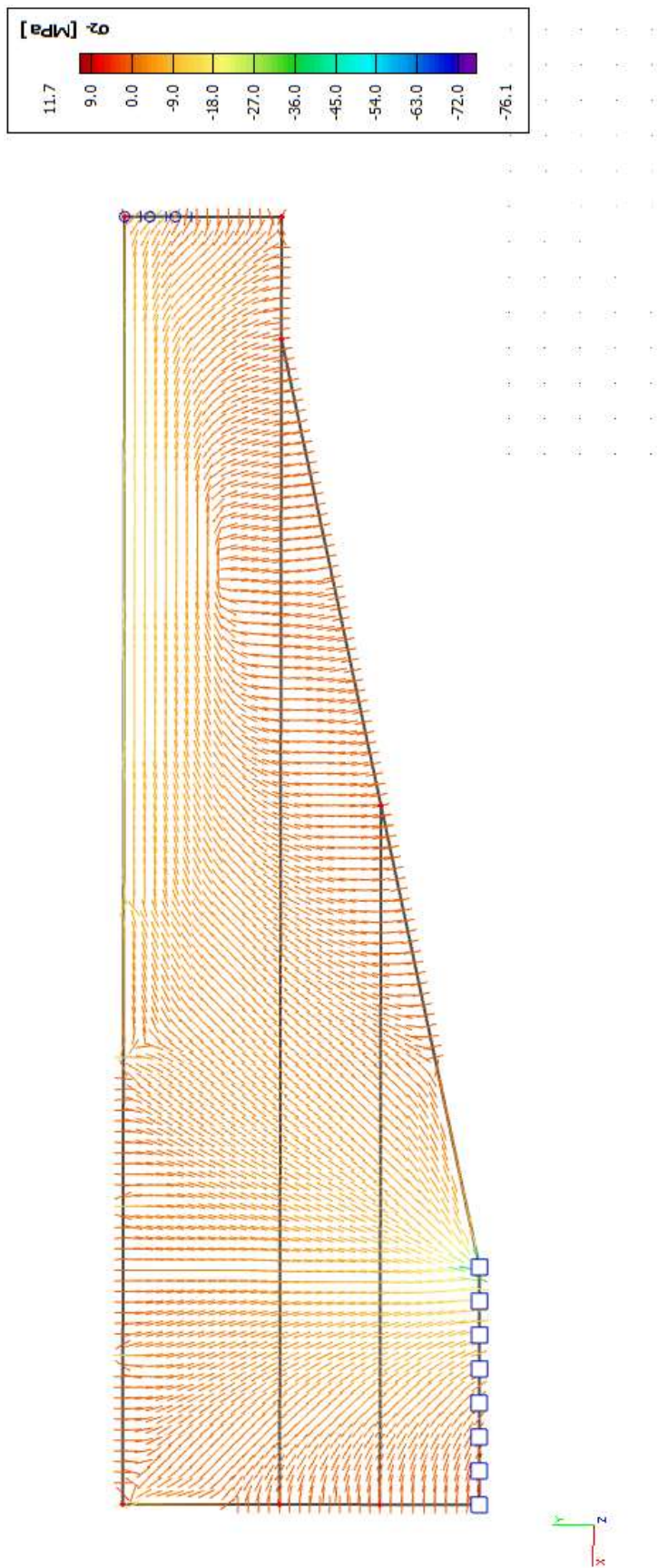
Uložení konstrukce je uvažováno ve spodní části jako neposuvné ve všech směrech z důvodu nepoddajného podepření základovou konstrukcí. Uložení v horní části je uvažováno jako neposuvné ve směru kolmo na střednicovou rovinu stěny a směru svislém z důvodu podepření kolmou stěnou na okraji konstrukce. Posun ve směru vodorovném je umožněn, aby byla zachována možnost délkové dilatace konstrukce.

Pro návrh příhradových modelů byla konstrukce řešena pomocí pružného řešení metodou MKP a následně byl návrh tvořen z izolinií hlavních napětí.

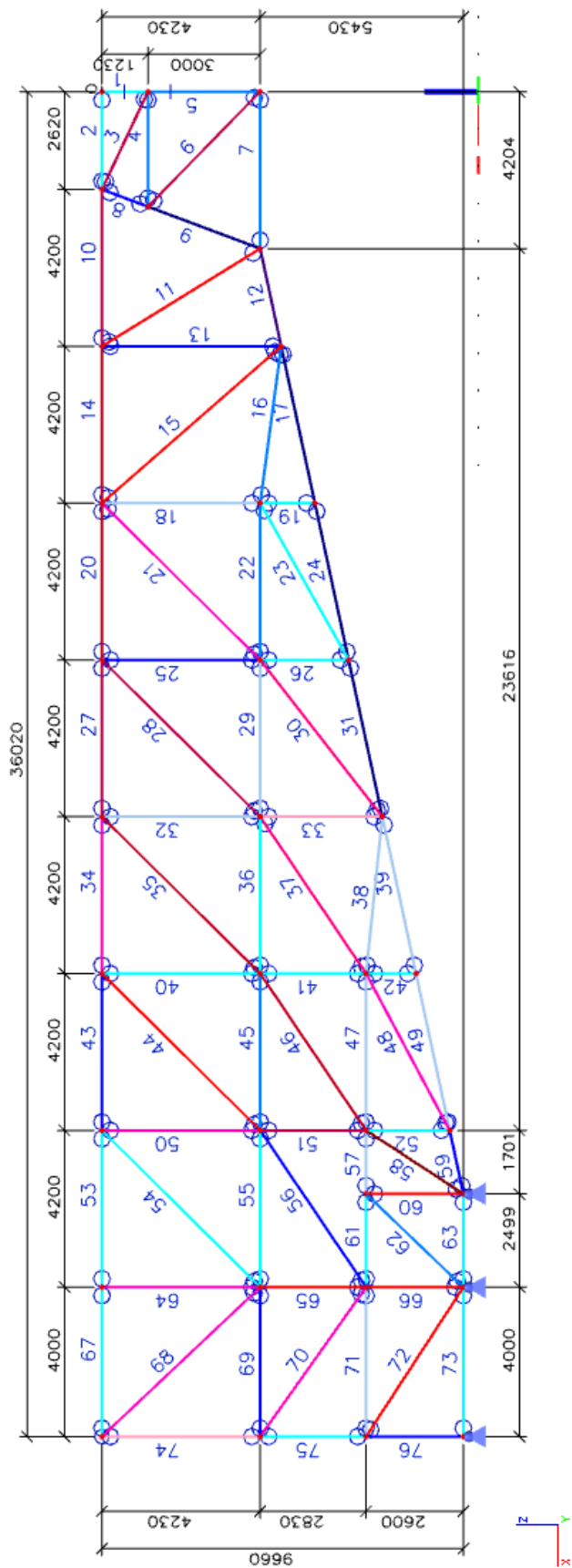
Šířka navrhovaných prvků odpovídá tl. 300 mm, což je šířka stěnového nosníku.



Obrázek 26 Hlavní tahová napětí



Obrázek 27 Hlavní tlaková napětí



Obrázek 28 Výpočetní model sestavený na základě hlavních trajektorií napětí (odstíny červené - vzpěry, odstíny modré - táhla)

## Vnitřní síly

Vzhledem ke statické neurčitosti konstrukce je příhradový model řešen stejným způsobem jako stěnový nosník v předešlé kapitole.

Pro první iteraci byly zvoleny vstupní průřezy pro vzpěry 300x300 mm a pro táhla 5x300 mm. Vzpěry jsou z betonu C30/37 a táhla jsou z oceli S235.

Finální výsledky odpovídají 7. iteraci. Mezilehlé iterace jsou uvedeny v příloze č.1.

Tabulka 6 Vnitřní síly v sedmé iteraci - finální výsledky

Prvek	síla [kN]	T/C	$f_d$ [MPa]	a [mm]	procentuální shoda výsledků s předešlou iterací
B1	0	T - táhlo	435	0	-
B2	0	T - táhlo	435	0	-
B3	-4657,29	C - beton	20	776	100
B4	4215,82	T - táhlo	435	32	100
B5	3216,45	T - táhlo	435	25	100
B6	-4332,38	C - beton	20	722	100
B7	3103,75	T - táhlo	435	24	100
B8	1336,48	T - táhlo	435	10	100
B9	4507,53	T - táhlo	435	35	100
B10	-4684,43	C - beton	20	781	100
B11	-2991,42	C - beton	20	499	100
B12	6400,36	T - táhlo	435	49	100
B13	1409,6	T - táhlo	435	11	100
B14	-6257,99	C - beton	20	1043	100
B15	-2265,47	C - beton	20	378	100
B16	2764,93	T - táhlo	435	21	100
B17	5124,74	T - táhlo	435	39	100
B18	1485,14	T - táhlo	435	11	100
B19	658,43	T - táhlo	435	5	100
B20	-6812,06	C - beton	20	1135	100
B21	-1333,14	C - beton	20	222	100
B22	2686,44	T - táhlo	435	21	100
B23	81,65	T - táhlo	435	1	100
B24	5124,74	T - táhlo	435	39	100
B25	1192,92	T - táhlo	435	9	100
B26	192,71	T - táhlo	435	1	100
B27	-4492,1	C - beton	20	749	100
B28	-3292,66	C - beton	20	549	100
B29	2264,33	T - táhlo	435	17	100
B30	-655	C - beton	20	109	100
B31	5180,12	T - táhlo	435	40	100

B32	2321,48	T - táhlo	435	18	100
B33	-281,39	C - beton	20	47	100
B34	-1052,28	C - beton	20	175	100
B35	-4882,05	C - beton	20	814	100
B36	243,7	T - táhlo	435	2	100
B37	-360,93	C - beton	20	60	100
B38	2690,93	T - táhlo	435	21	100
B39	1913,56	T - táhlo	435	15	100
B40	524,57	T - táhlo	435	4	100
B41	534,03	T - táhlo	435	4	100
B42	37,07	T - táhlo	435	0	100
B43	603,73	T - táhlo	435	5	100
B44	-2350,32	C - beton	20	392	100
B45	2644,73	T - táhlo	435	20	100
B46	-7043,07	C - beton	20	1174	100
B47	2969,77	T - táhlo	435	23	100
B48	-671,05	C - beton	20	112	100
B49	1913,56	T - táhlo	435	15	100
B50	-1333,7	C - beton	20	222	100
B51	-3962,25	C - beton	20	660	100
B52	222,91	T - táhlo	435	2	100
B53	414,64	T - táhlo	435	3	100
B54	268,36	T - táhlo	435	2	100
B55	248,24	T - táhlo	435	2	100
B56	892,9	T - táhlo	435	7	100
B57	2605,57	T - táhlo	435	20	100
B58	-10002,6	C - beton	20	1667	100
B59	1307,71	T - táhlo	435	10	100
B60	-2787,76	C - beton	20	465	100
B61	94,24	T - táhlo	435	1	100
B62	3624,2	T - táhlo	435	28	100
B63	0	T - táhlo	435	0	100
B64	-1140,93	C - beton	20	190	100
B65	-1805,24	C - beton	20	301	100
B66	-2200,8	C - beton	20	367	100
B67	414,64	T - táhlo	435	3	100
B68	-603,49	C - beton	20	101	100
B69	851,97	T - táhlo	435	7	100
B70	-1043,63	C - beton	20	174	100
B71	1686,69	T - táhlo	435	13	100
B72	-2011,69	C - beton	20	335	100
B73	0	T - táhlo	435	0	100
B74	-196,47	C - beton	20	33	100
B75	235,77	T - táhlo	435	2	100
B76	1148,57	T - táhlo	435	9	100







## Návrh výztuže

Pro výpočty je uvažováno krytí 25 mm.

### Konstrukční výztuž

$$a_{s,v} \geq 0,002 \cdot a_c = 0,002 \cdot 300 \cdot 1000 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,h} \geq 0,001 \cdot a_c = 0,001 \cdot 300 \cdot 1000 = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s \leq \min(2b; 300 \text{ mm}) = \min(2 \cdot 300; 300) = 300 \text{ mm}$$

Návrh:  **$\varnothing 12$  á 150 mm při obou površích**

$$(a_{s,prov} = 1508 \text{ mm}^2)$$

Při návrhu vzpěr a táhel bylo postupováno stejně jako v předešlé kapitole u stěnového nosníku č.01.

Tabulka 7 Výpočet potřebné výztuže pro zachycení příčných tahů

Prut	Síla [kN]	úhel [°]	Délka vzpěry [m]	Příčné tahy [kN]	Síla směr x [kN]	Síla směr y [kN]	$AS_{v,req,x}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$AS_{v,req,y}$ [mm <sup>2</sup> /m]	Výztuž směr x			Výztuž směr y			$AS_{prov,x}$ [mm <sup>2</sup> ]	$AS_{prov,y}$ [mm <sup>2</sup> ]
									řada	ks	Ø	řada	ks	Ø		
B3	-4657	25	2,90	1024,6	433,0	928,6	1627	1627	konstrukční	konstrukční	1846	3958				
B6	-4332	44	4,30	953,1	662,1	685,6	1020	1020	konstrukční	konstrukční	4504	4664				
B10	-4684	0	4,20	1030,6	0,0	1030,6	-	1129	konstrukční	konstrukční	0	6334				
B11	-2991	58	4,97	658,1	558,1	348,7	609	609	konstrukční	konstrukční	6361	3975				
B14	-6258	0	4,20	1376,8	0,0	1376,8	-	1508	-	konstrukční	-	6334				
B15	-2265	49	6,37	498,4	376,1	327,0	360	360	konstrukční	konstrukční	7251	6303				
B20	-6812	0	4,20	1498,7	0,0	1498,7	-	1641	-	konstrukční	-	6334				
B21	-1333	45	5,96	293,3	207,4	207,4	226	226	konstrukční	konstrukční	6356	6356				
B27	-4492	0	4,20	988,3	0,0	988,3	-	1082	-	konstrukční	-	6334				
B28	-3293	45	5,96	724,4	512,2	512,2	559	559	konstrukční	konstrukční	6356	6356				
B30	-655	38	5,32	144,1	88,7	113,6	125	125	konstrukční	konstrukční	4938	6321				
B33	-281	90	3,26	61,9	61,9	0,0	87	-	-	konstrukční	4922	-				
B34	-1052	0	4,20	231,5	0,0	231,5	-	254	konstrukční	konstrukční	-	6334				
B35	-4882	45	5,96	1074,1	759,5	759,5	829	829	-	konstrukční	6356	6356				
B37	-361	34	5,07	79,4	44,4	65,8	72	72	konstrukční	konstrukční	4271	6332				
B44	-2350	45	5,96	517,1	365,6	365,6	399	399	-	konstrukční	6356	6356				
B46	-7043	34	5,07	1549,5	866,5	1284,6	1407	1407	konstrukční	konstrukční	4271	6332				
B48	-671	28	4,76	147,6	69,3	130,4	143	143	-	konstrukční	3367	6333				
B50	-1334	90	4,23	293,4	293,4	0,0	319	-	konstrukční	konstrukční	6379	0				
B51	-3962	90	2,83	871,7	871,7	0,0	1417	-	-	konstrukční	4268	0				
B58	-10003	57	3,11	2200,6	1846	1198,5	3258	3258	konstrukční	13   2   12	3929	5104				
B60	-2788	90	2,60	613,3	613,3	0,0	1085	-	-	konstrukční	3921	0				

B64	-1141	90	4,23	251,0	251,0	0,0	273	-	konstrukční	konstrukční	6379	0
B65	-1805	90	2,83	397,2	397,2	0,0	646	-	-	konstrukční	4268	0
B66	-2201	90	2,60	484,2	484,2	0,0	857	-	konstrukční	konstrukční	3921	0
B68	-603	43	5,82	132,8	90,5	97,1	105	105	-	konstrukční	5988	6421
B70	-1044	55	4,90	229,6	188,1	131,7	216	216	konstrukční	konstrukční	6053	4238
B72	-2012	57	4,77	442,6	371,2	241,0	427	427	-	konstrukční	6034	3918
B74	-196	90	4,23	43,2	43,2	0,0	47	-	-	konstrukční	6379	0

Ve všech případech, s výjimkou prvku B58 ve směru y, na zachycení příčných sil stačí navržená konstrukční výztuž. U prvku B58 je ve svislém směru navržena přídatná výztuž k základní konstrukční výztuži.

Pro přenesení sil v místě táhel je navržena samostatná výztuž, která se bude přikládat k základnímu rastru. Pokud je pro přenesení táhel uvažována konstrukční výztuž, bylo ověřeno, že konstrukční výztuž má dostatečnou plochu pro přenesení příčných tahů i tažených částí konstrukce.

Tabulka 8 Výpočet vyztužení táhel

Prvek	Síla [kN]	úhel [°]	šířka táhla [mm]	$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	posudek na konstr. výztuž	Výztuž směr x, směr y			$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]
						počet řad	Ø v řadě	Ø	
B4	4215,8	0	515	9696	NÁVRH	7	3	25	10308
B5	3216,5	90	400	7398	NÁVRH	6	3	25	8836
B7	3103,8	0	400	7139	NÁVRH	6	3	25	8836
B8	1336,5	69	1227	1102	OK	7	2	12	1850
			471	2870	NÁVRH	3	2	25	2945
B9	4507,5	69	2990	3715	OK	13	2	12	9018
			1148	9679	NÁVRH	9	2	25	10142
B12	6400,4	12	600	14721	NÁVRH	10	3	25	14726
B13	1409,6	90	4200	3242	OK	7	2	12	6333
B16	2764,9	8	2400	6297	NÁVRH	13	2	12	10857
			4196	885	OK	7	2	12	1508
B17	5124,7	12	600	11787	NÁVRH	9	3	25	13254
B18	1485,1	0	4200	3416	OK	13	2	12	12667
B19	658,4	0	4200	1514	OK	7	2	12	6333
B22	2686,4	0	4460	6343	OK	13	2	12	13451
B23	81,7	29							

B24	5124,7	12	600	11787	NÁVRH	9	3	25	13254
B25	1192,9	90	4200	2744	OK	7	2	12	6333
B26	192,7	90	4200	443	OK	7	2	12	6333
B29	2264,3	0	3730	5208	OK	13	2	12	11249
B31	5180,1	12	600	11914	NÁVRH	9	3	25	13254
B32	2321,5	90	4200	5339	OK	13	2	12	12667
B36	243,7	0	3530	561	OK	7	2	12	5323
B38	2690,9	6	1850	6155	NÁVRH	7	2	20	7749
			4200	647	OK	7	2	12	1508
B39	1913,6	12	400	4401	NÁVRH	3	3	25	4418
B40	524,6	90	4200	1207	OK	7	2	12	6333
B41	534,0	90	4200	1228	OK	7	2	12	6333
B42	37,1	90	4200	85	OK	7	2	12	6333
B43	603,7	0	2315	1389	OK	7	2	12	3491
B45	2644,7	0	3530	6083	NÁVRH	13	2	12	10646
B47	2969,8	0	3200	6830	NÁVRH	7	2	16	8579
B49	1913,6	12	400	4401	NÁVRH	3	3	25	4418
B52	222,9	0	3800	513	OK	7	2	12	5730
B53	414,6	0	2315	1390	OK	7	2	12	3491
B54	268,4	45							
B55	248,2	0	3530	2274	OK	7	2	12	5323
B56	892,9	34							
B57	2605,6	0	2715	5993	NÁVRH	7	2	16	7278
B59	1307,7	12	400	3008	NÁVRH	3	3	25	4418
B61	94,2	0	2715	217	OK	7	2	12	4094
B62	3624,2	46	2600	5790	NÁVRH	7	2	16	6970
			2500	5996	NÁVRH	7	2	16	7037
B67	414,6	0	2315	954	OK	7	2	12	3491
B69	852,0	0	3530	1960	OK	7	2	12	5323
B71	1686,7	0	2715	3879	OK	13	2	12	8188
B75	235,8	90	2100	542	OK	7	2	12	3167
B76	1148,6	90	2100	2642	OK	7	2	12	3167
B16	2764,9	12	500	6359	NÁVRH	5	3	25	7363

Při návrhu výztuže táhel byly dodrženy všechny konstrukční zásady.

V následující tabulce jsou spočteny kotevní délky jednotlivých prutu dle ČSN EN 1992-1-1 kapitoly 6.6. Kotvení a přesahy prutů.

Tabulka 9 Výpočet kotevnicích délek na prutech

prvek	kotv. *	síla	$f_{ctd}$ [MPa]	$\eta_1$	$\eta_2$	$f_{bd}$ [MPa]	$\sigma_{sd}$ [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$	$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{0,d}$ [mm]
B4	S	4216	1,33	1,0	1,0	3	409,0	852	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	860	1290
	RP			1,0	0,7	2,1			1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	600	600
B5	RP	3216	1,33	1,0	0,7	2,1	364,1	1084	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	760	760
	S			1,0	1,0	3			1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	1090	1640
B7	RP	3104	1,33	1,0	0,7	2,1	351,3	1046	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	740	740
B8	RP	1336	1,33	1,0	0,7	2,1	423,7	1261	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	890	890
	S		1,33	1,0	1,0	3	423,7	424	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	430	650
B9	RP	4508	1,33	1,0	0,7	2,1	179,2	533	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	380	380
	S		1,33	1,0	1,0	3	415,0	865	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	870	1310
B12	RP	6400	1,33	1,0	0,7	2,1	434,7	1294	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	910	910
B13		1410	1,33	1,0	1,0	3	222,6	223	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	230	350
B16	RP	2765	1,33	1,0	0,7	2,1	252,2	360	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	260	260
B17	RP	5125	1,33	1,0	0,7	2,1	386,7	1151	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	810	810
B18	RP	1485	1,33	1,0	0,7	2,1	117,3	168	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	120	120
B19	S	658	1,33	1,0	1,0	3	104,0	104	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	110	170
B22	RP	2686	1,33	1,0	0,7	2,1	205,1	293	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	210	210
B23	RP	82	1,33	1,0	0,7	2,1	205,1	293	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	210	210
B24	RP	5125	1,33	1,0	0,7	2,1	386,7	1151	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	810	810
B31	RP	5180	1,33	1,0	0,7	2,1	390,9	1163	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	820	820
B38	RP	2691	1,33	1,0	0,7	2,1	345,4	822	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	580	580
B39	RP	1914	1,33	1,0	0,7	2,1	433,2	1289	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	910	910
B45	RP	2645	1,33	1,0	0,7	2,1	248,5	355	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	250	250
B47	RP	2970	1,33	1,0	0,7	2,1	346,2	659	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	470	470
B49	RP	1914	1,33	1,0	0,7	2,1	433,2	1289	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	910	910
B57	RP	2606	1,33	1,0	0,7	2,1	358,0	682	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	480	480
B59	RP	1308	1,33	1,0	0,7	2,1	296,1	881	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	620	620
B62	RP	3624	1,33	1,0	0,7	2,1	361,2	688	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	490	490
	RP		1,33	1,0	0,7	2,1	370,5	706	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	500	500
	S		1,33	1,0	1,0	3	370,5	494	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	OK	500	750
B71	RP	1687	1,33	1,0	0,7	2,1	206,0	294	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	OK	210	210

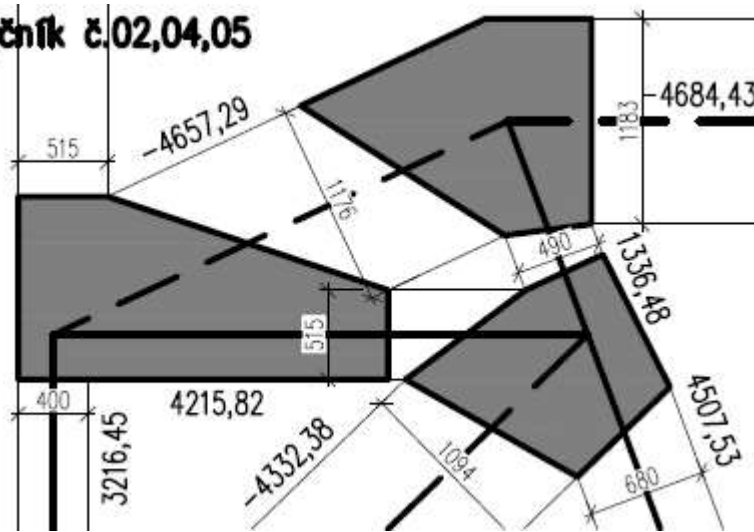
\*S znamená kotvení smyčkami přesahem a RP znamená kotvení pomocí rovného prutu do betonu.

### Posouzení styčniců

Posouzení je dále provedeno pouze pro některé kritické styčnice s velkými působícími silami, ve kterých existuje riziko, že nevyhoví požadovaným podmínkám.

### Styčník č.02

#### Styčník č.02,04,05



Typ styčníku: **CTT**  
Výška průřezu h: 300 mm  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$

$$b_{3,max} = \frac{F_3}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{46572920}{13,20 \cdot 300} = 1176 \text{ mm}$$

### Styčník č.04

Typ styčníku: **CCT**  
Výška průřezu h: 300 mm  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 20 = 14,96 \text{ MPa}$

$$\sigma_3 = \frac{F_3}{b \cdot h} = \frac{4657290}{1176 \cdot 300} = 13,20 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$b_{10} = \frac{F_{10}}{F_3} \cdot b_{10} = \frac{4684,43}{4657,29} \cdot 300 = 1183 \text{ mm}$$

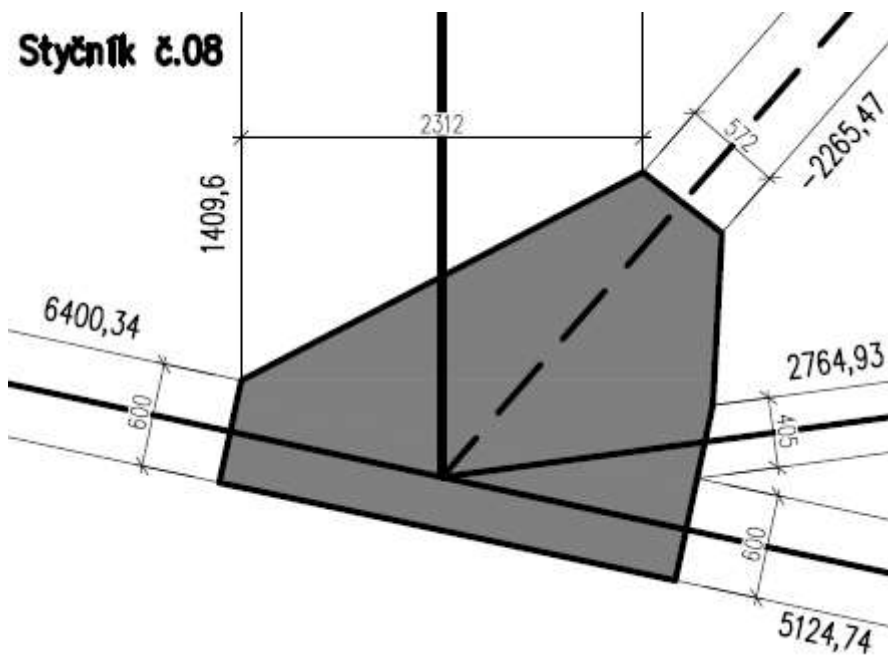
$$\sigma_{10} = \frac{F_{10}}{b \cdot h} = \frac{4684430}{1183 \cdot 300} = 13,20 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### Styčník č.05

Typ styčníku: **CTT**  
Výška průřezu h: 300 mm  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$

$$b_{6,max} = \frac{F_6}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{4332380}{13,20 \cdot 300} = 1094 \text{ mm}$$

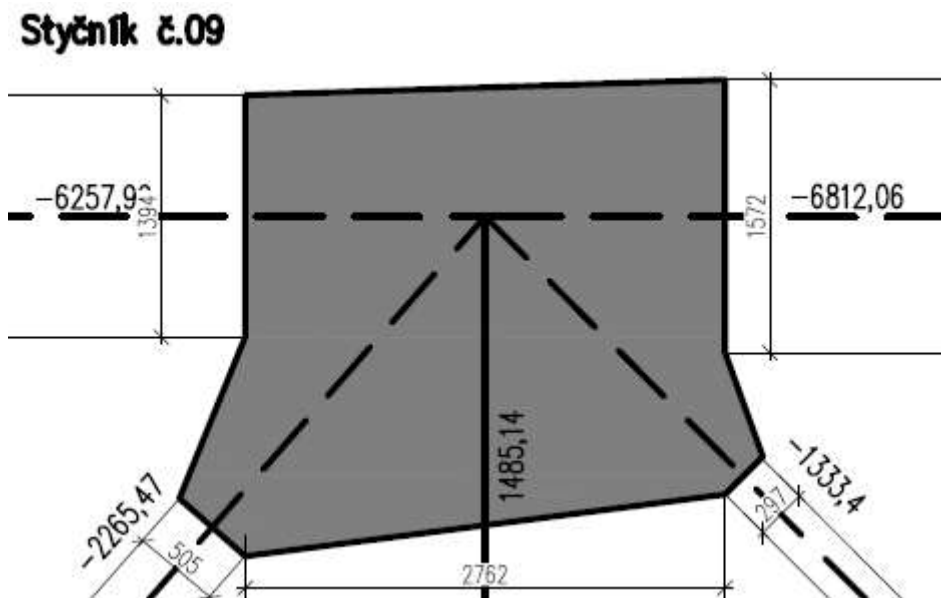
Styčník č.08



Typ styčníku: **CTT**  
 Výška průřezu h: 300 mm  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$

$$b_{6,max} = \frac{F_6}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{2265470}{13,20 \cdot 300} = 572 \text{ mm}$$

Styčník č.09



Typ styčníku: **CCT**  
 Výška průřezu h: 300 mm  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 20 = 14,96 \text{ MPa}$

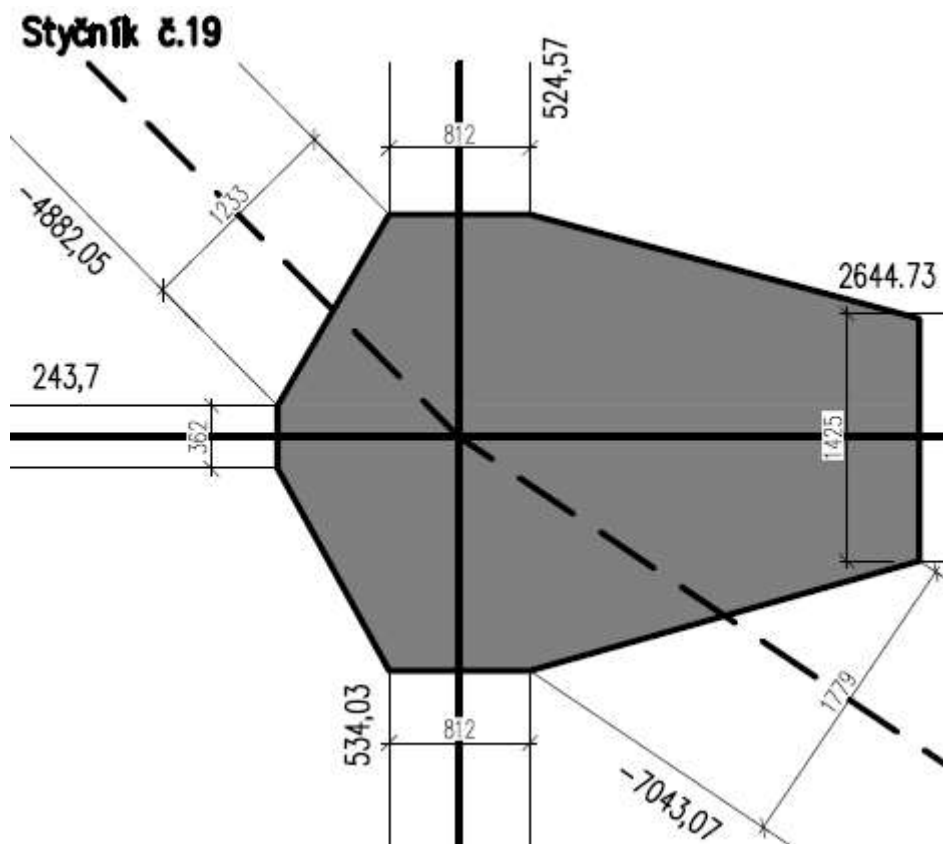
$$b_{20,max} = \frac{F_{20}}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{6812060}{14,96 \cdot 300} = 1572 \text{ mm}$$

$$b_{21,max} = \frac{F_{21}}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{1333400}{14,96 \cdot 300} = 297 \text{ mm}$$

$$b_{15,max} = \frac{F_{15}}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{2265470}{14,96 \cdot 300} = 505 \text{ mm}$$

$$b_{14,max} = \frac{F_{14}}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{6257990}{14,96 \cdot 300} = 1394 \text{ mm}$$

Styčník č.19



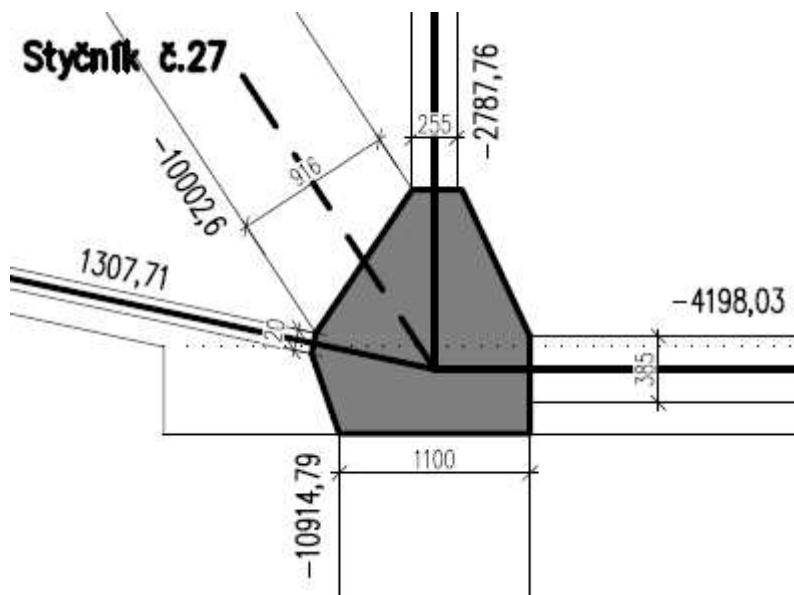
Typ styčníku: **CTT**  
 Výška průřezu h: 300 mm  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 0,88 \cdot 20 = 13,20 \text{ MPa}$

$$b_{35,max} = \frac{F_{35}}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{4882050}{13,20 \cdot 300} = 1233 \text{ mm}$$

$$b_{48,max} = \frac{F_{48}}{\sigma_{Rd,max} \cdot h} = \frac{7043070}{13,20 \cdot 300} = 1779 \text{ mm}$$



### Styčník č.27



Typ styčníku: **CCT**  
Výška průřezu h: 800 mm (uvažována tl. stěnového nosníku + výška zákl. desky)  
 $\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,88 \cdot 20 = 14,96 \text{ MPa}$

V místě styčníku č.27 je uvažováno pod základovou deskou tl. 500 mm s hlubinným založením pilotami s  $\varnothing 1100$  mm.

$$\sigma_{Rd,max} = \frac{R_z}{b \cdot h} = \frac{10914,79}{1100 \cdot 800} = 12,4 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$b_{58} = \frac{F_{58}}{R_z} \cdot b_{Rz} = \frac{10002,640}{10914,790} \cdot 300 = 916 \text{ mm}$$

$$b_{60} = \frac{F_{60}}{R_z} \cdot b_{Rz} = \frac{2787,760}{10914,790} \cdot 300 = 255 \text{ mm}$$

### Posouzení na mezní stav únosnosti

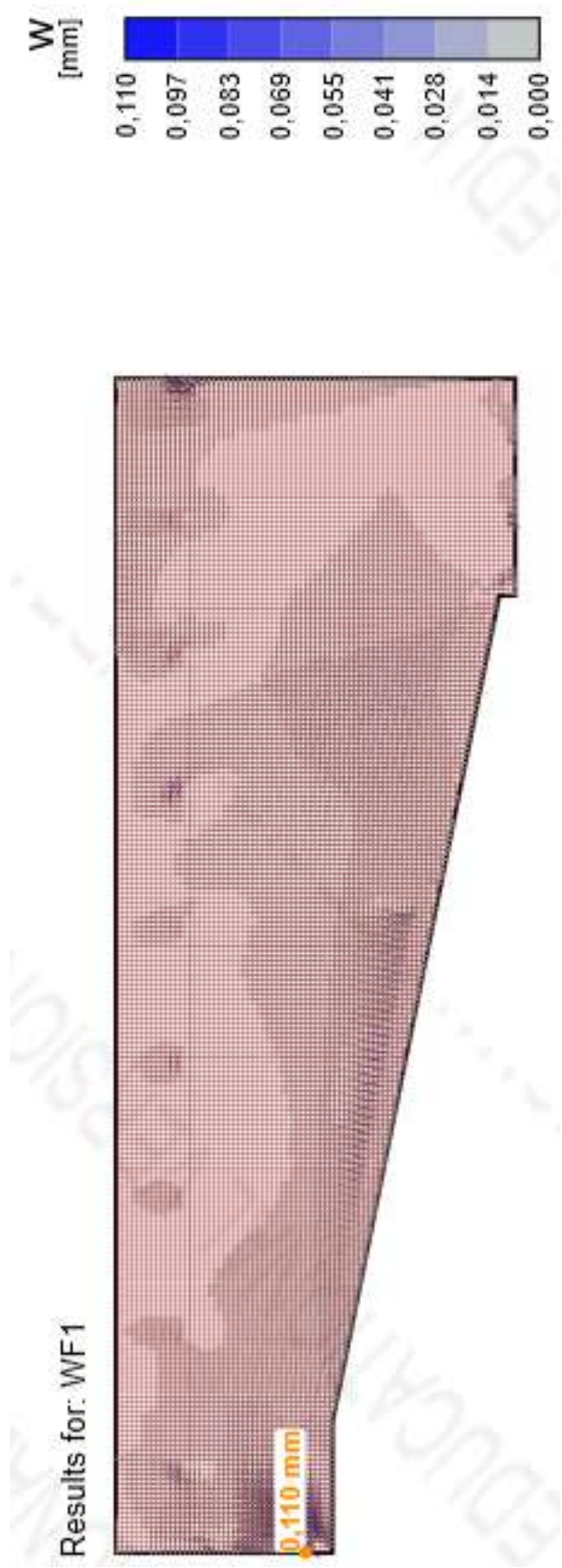
Mezní stav únosnosti byl ověřen pomocí výše provedeného posouzení některých významných styčníků a návrhu výztuže s dodržением konstrukčních zásad.

### Posouzení na mezní stav použitelnosti

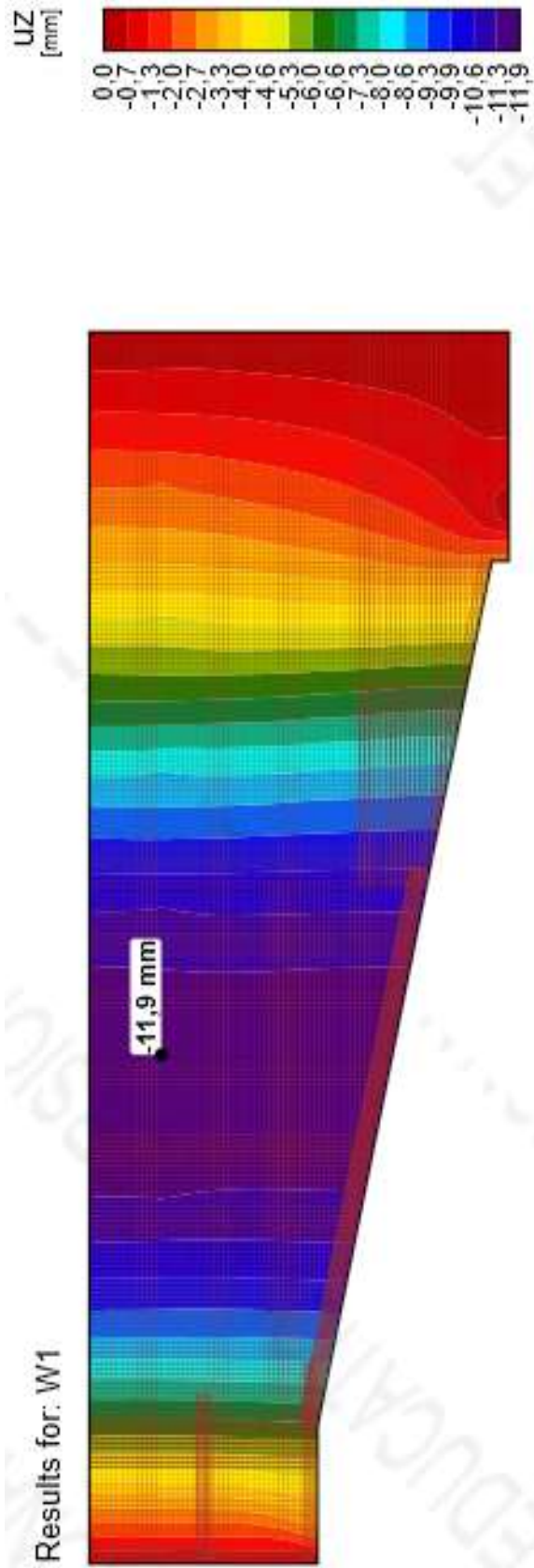
Pro posouzení stěnového nosníku na mezní stav použitelnosti byl použit materiálově nelineární výpočet pomocí metody konečných prvků v programu Idea StatiCa stejně jako v předchozí kapitole.

Do modelu stěnového nosníku byl zadán tvar konstrukce, zatížení a navržená výztuž. Pro výpočet byl upraven součinitel dotvarování  $\varphi$ , který byl spočítán pomocí programu Creep 3000 (autor doc. Vráblík) pro danou konstrukci. Jeho hodnota byla 3,81.

Byla posuzována dvě kritéria návrhu – průhyb a šířka trhlin. Pro šířku trhlin byla zvolena maximální hodnota 0,3 mm. Hodnota maximálního průhybu byla nejprve zvolena jako  $L/250$ , kde  $L$  je osová vzdálenost podpor, ale s ohledem na připojené stropní desky byl maximální průhyb dále omezen na 25 mm.



Obrázek 30 Posouzení šířky trhlin



Obrázek 31 Posouzení průhybu

Dle obrázků reprezentujících výsledky výpočtů je zřejmé, že u obou mezních stavů nebyla překročena maximální dovolená hodnota a tudíž konstrukce na mezní stav použitelnosti vyhoví.

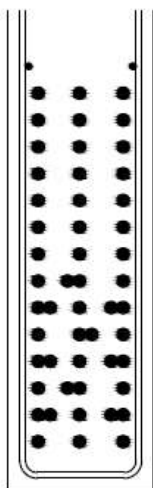
Výkres tvaru, výkres výztuže a výkres stykování výztuže jsou uvedeny v příloze.

### Porovnání nákladů hlavní nosné výztuže

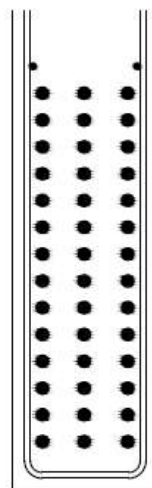
V příhradovém modelu stěnového nosníku vycházejí velké osově síly, na které je nutné navrhnout nosnou výztuž. Výztuž  $\varnothing 25$  mm je navržena tak, aby i v nejkritičtějších místech stykování byla dodržena světlá vzdálenost mezi pruty 30 mm, což je minimální dovolená světlá vzdálenost daná normou ČSN EN 1992-1-1. V rámci možnosti úspory nákladů a zlepšení podmínek probetonování konstrukce bylo uvažováno se dvěma variantami.

V základní variantě je navrženo stykování výztuže pomocí přesahů. Tato varianta je nejběžnější způsob, jak výztuž po délce nastavit. V této variantě byly uvažovány pruty s maximální délkou 12 m. Minimální přesahové délky byly spočteny dle normy [15]. V místech stykování přesahy je stále dodržena minimální světlá vzdálenost, avšak hustota prutů je relativně veliká.

#### STYKOVÁNÍ PŘESAHEM



#### STYKOVÁNÍ ŠROUBOVANÝMI SPOJKAMI



Obrázek 32 Detail vyztužení při stykování přesahem a při stykování šroubovanými spojkami

Ve druhé variantě jsou uvažovány šroubované spojky. Tento druh nastavení výztuže je méně obvyklý, avšak stejně spolehlivý. U šroubovaných spojek je nutné na koncích obou prutů vytvořit šroubový závit, na který se na stavbě našroubuje spojka. Dále je nutné dodržet

pravidlo, že alespoň jeden ze dvou napojovaných prutů musí být rovný nebo jen minimálně ohnutý kvůli šroubování na stavbě. Díky použití šroubových spojek nebude nutné na části konstrukce zhušťovat výztuž kvůli stykování přesahem, což umožní snadnější probetonování konstrukce.

Bylo provedeno ekonomické porovnání obou variant. V tomto porovnání je uvažována pouze výztuž při spodním povrchu stěnového nosníku z prutů Ø25 mm. Je porovnávána pouze cena samotných šroubovaných spojek a cena za vytvoření závitů na prutu [16] a cena za hmotnost přesahů prutů.

Tabulka 10 Porovnání cen obou variant

pol.	Ø	délka	počet	B 500B
	[mm]	[mm]	[ks]	[m]
6	25	760	9	6,84
7	25	760	9	6,84
7	25	810	9	7,29
8	25	810	5	4,05
8	25	910	5	4,55
9	25	910	5	4,55
10	25	975	9	8,775
9	25	975	9	8,775
9	25	820	9	7,38
8	25	820	4	3,28
8	25	620	4	2,48
11	25	620	4	2,48
12	25	820	5	4,1
13	25	810	4	3,24
14	25	810	12	9,72
15	25	810	12	9,72
Celková délka [m]				94,1
Hmotnost 1bm, [kg/m]				3,853
Hmotnost [kg]				362,5
Celková hmotnost [kg]				362,5
Celk. hmotnost + 5% [kg]				380,6
<b>Cena celkem [Kč]*</b>				<b>28543</b>

\* je uvažována cena 75 000 Kč/t

pol.	Ø	počet závitů	počet spojek
	[mm]	[ks]	[ks]
6	25	5	5
7	25	5	
7	25	5	5
8	25	5	
8	25	5	5
9	25	5	
10	25	4	4
9	25	4	
9	25	4	4
8	25	4	
8	25	4	4
11	25	4	
10	25	5	5
9	25	5	
9	25	5	5
12	25	5	
6	25	4	4
7	25	4	
7	25	4	4
13	25	4	
14	25	12	12
15	25	12	
celkový počet		114	57
cena [Kč/ks]		125	312
cena [Kč]		14250	17784
<b>Cena celkem [Kč]</b>		<b>32034</b>	

Ceny obou variant se liší v tomto případě o necelých 3500 Kč, což je v porovnání s celkovou cenou betonářské výztuže v nosníku S02 586230 Kč malá částka. Vzhledem k menší hustotě prutů v místech stykání a lepší probetonovatelnosti konstrukce se jeví šroubové spojky jako lepší varianta.



## Stěna provozní budovy

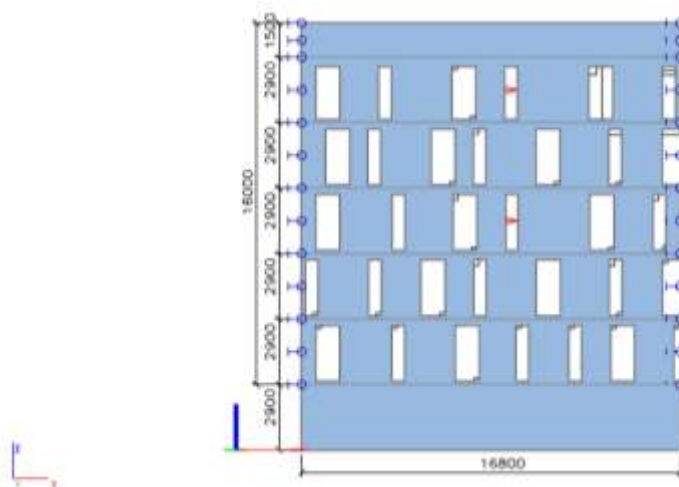
V další části této práce je zpracovávána část západní stěny provozní budovy. Jedná se o železobetonovou stěnu tl. 250 mm oslabenou francouzskými okny v nepravidelném rastru.



Obrázek 33 Stěna provozní budovy - západní fasáda

Vzhledem k velikosti byl zpracováván pouze výsek stěny. Stěna navazuje na nosnou stěnu v podzemním podlaží. V horní části je stěna zakončena železobetonovou atikou. Nosná konstrukce je zatížena vlastní tíhou obvodového pláště a navazujících stropních desek.

### Schéma konstrukce



Obrázek 34 Schéma konstrukce západní stěny

Pozice a velikosti jednotlivých otvorů jsou uvedeny ve výkresu tvaru v příloze.

## Materiálové řešení

Pro stěnu byl zvolen beton C30/37 XC1 s maximálním obsahem chloridů 0,20, maximálním zrnem kameniva 16 mm a konzistenci S4.

Navrhovaná výztuž je z oceli B500B.

## Zatížení

### Střecha 5.NP

#### **Stálé zatížení**

Popis vrstvy	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
stabilizační vrstva - praný kačírek	120	18	2,16
hydroizolace - Dekplan 76	8		0,1
tepelná izolace z EPS	250	1	0,25
pojistná HI - Glastek 40 special mineral	4		0,05
ŽB deska	220	25	3,38

Celkem  $g_k = 5,94 \text{ kN/m}^2$

#### **Nahodilé zatížení**

dle ČSN EN 1991-1-1 kat. H  $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

### Podlahy - chodby, kanceláře, šatny

#### **Stálé zatížení**

Popis vrstvy	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
laminátová podlaha	7	6	0,042
separační podložka	-		
betonový potěr	70	25	1,75
separační vrstva	-		
tepelná izolace z EPS - Rigifloor	70	0,5	0,04
nosná konstrukce stropu - dle projektu	220	25	5,50

Celkem  $g_{k,ost} = 7,29 \text{ kN/m}^2$

#### **Nahodilé zatížení**

dle ČSN EN 1991-1-1 kat. B  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

### Stěny obvodové - černé panely

Popis vrstvy od interiéru	tloušťka	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
ŽB stěna	220	25	5,50
Fasádní titan-zinkové panely	150		2,00

Celkem  $g_k = 7,50 \text{ kN/m}^2$

## Zatížení větrem

Vzhledem k malé hodnotě zatížení větrem a velké tuhosti konstrukce není toto zatížení uvažováno.

### Zatížení sněhem

Zatížení sněhem je uvažováno stejné jako u stěnového nosníku č.02 (viz str.32).

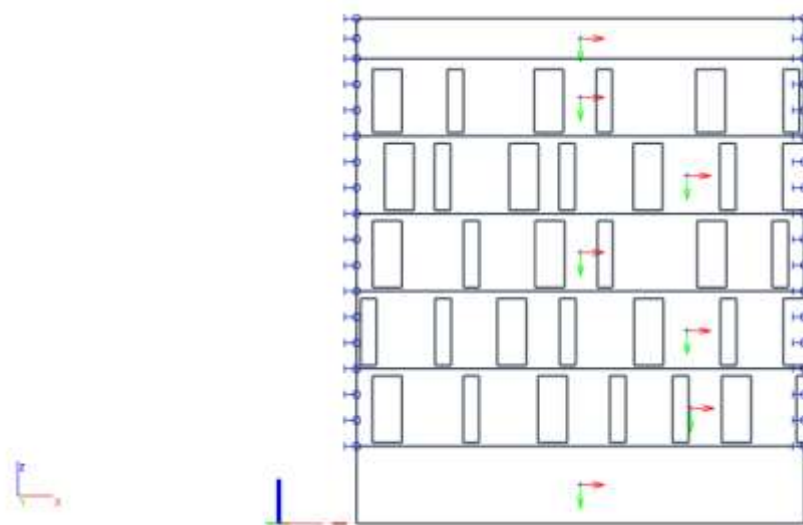
### Zatížení příčkami

Pro zatížení příčkami bylo uvažováno plošné zatížení  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

### Výpočetní model

Pro výpočet byl použit model, který obsahuje všechna patra, avšak neobsahuje celou budovu, pouze její výsek. Ve stěnách, kde budova dále pokračuje, jsou zvoleny podpory neposuvné ve vodorovném směru. Svislý posun je umožněn, aby se mohla konstrukce realisticky deformovat vlivem působícího zatížení – jedná se pouze o výsek z většího celku. Na hranách stropních desek jsou podpory modelovány obdobně. V podzemním podlaží jsou sloupy a stěna modelovány jako vetknuté do základových konstrukcí. Pro zpracování byla vybrána západní fasáda provozní budovy.

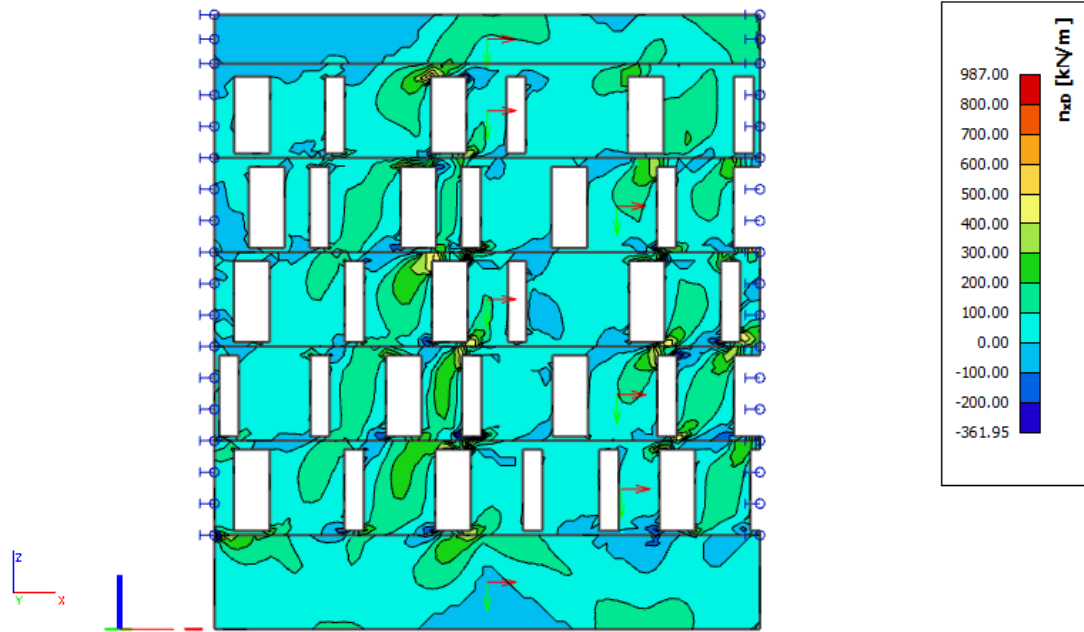
Tloušťka stěn je 250 mm a tloušťka stropních desek 220 mm.



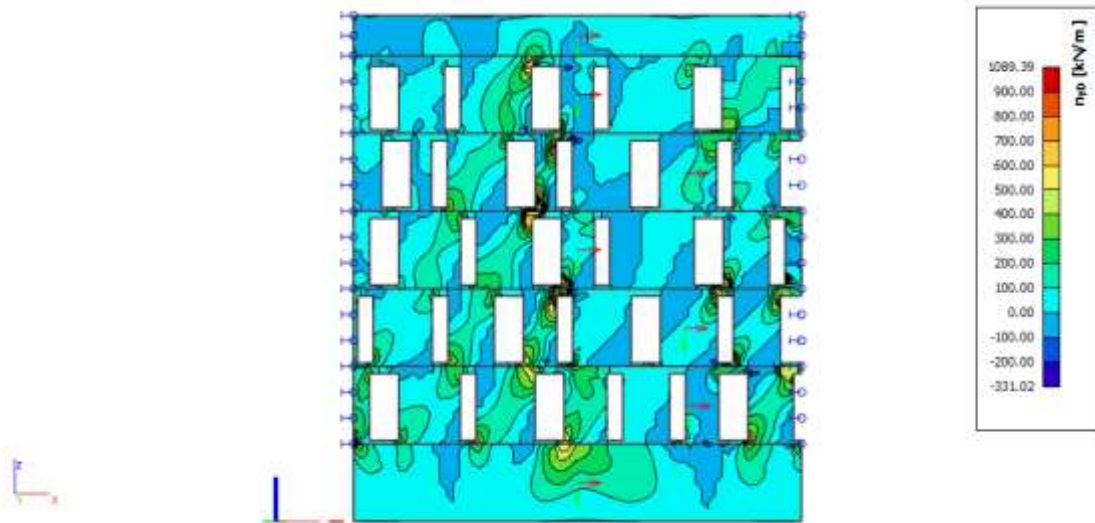
Obrázek 35 Výpočetní model konstrukce západní stěny

Pro výpočet vnitřních sil a návrh výztuže byl použit výpočetní program Scia Engineer. Pomocí programu byly stanoveny nutné plochy výztuže na kombinaci normálové síly a ohybového momentu. Pro výpočet byla použita normová kombinace s uvažováním kombinačních součinitelů podle ČSN EN 1990.

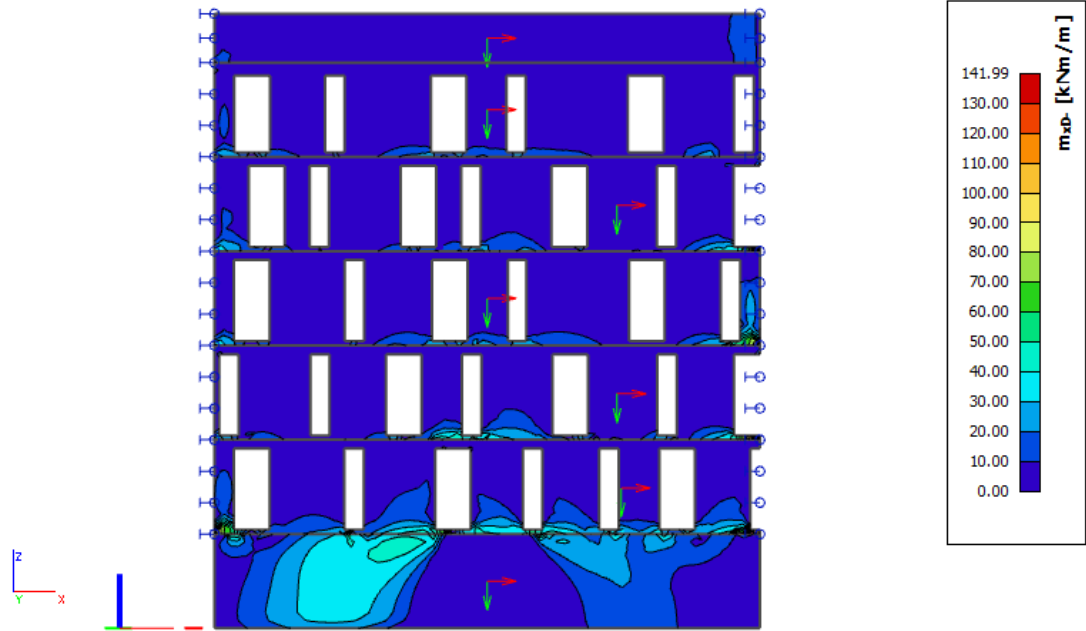
## Výsledky z programu Scia Engineer



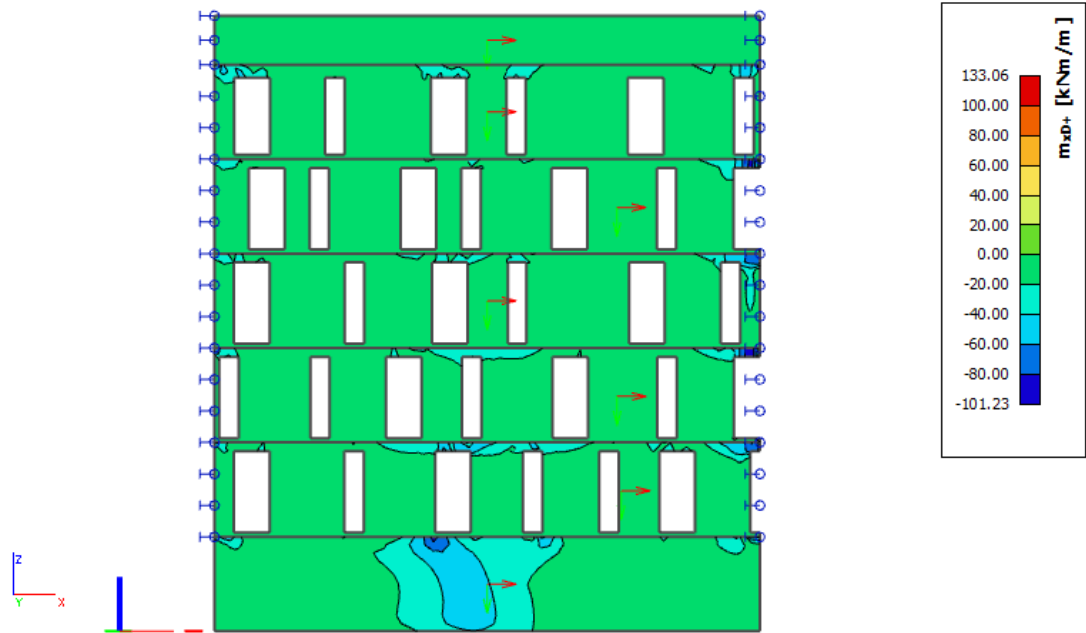
Obrázek 36 Normálové síly ve vodorovném směru



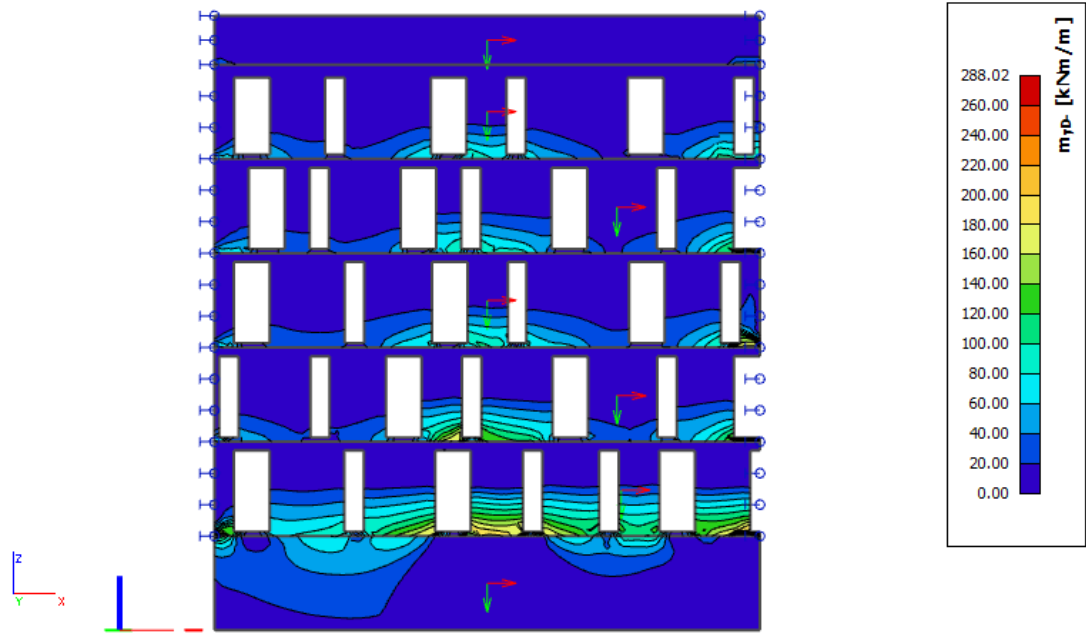
Obrázek 37 Normálové síly ve svislém směru



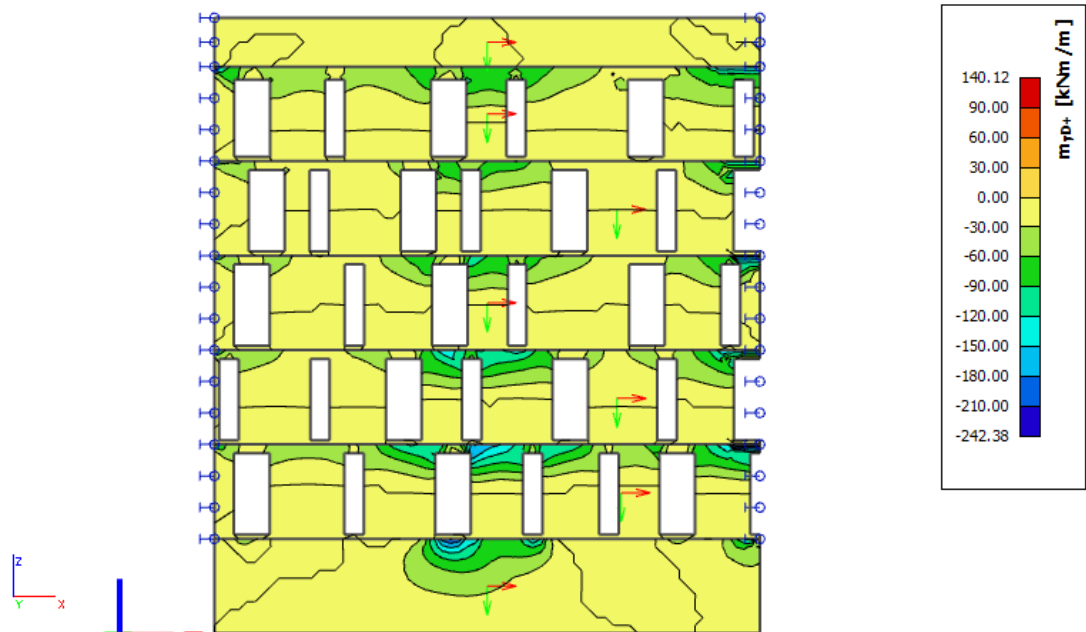
Obrázek 38 Moment ve vodorovném směru při vnějším povrchu stěny



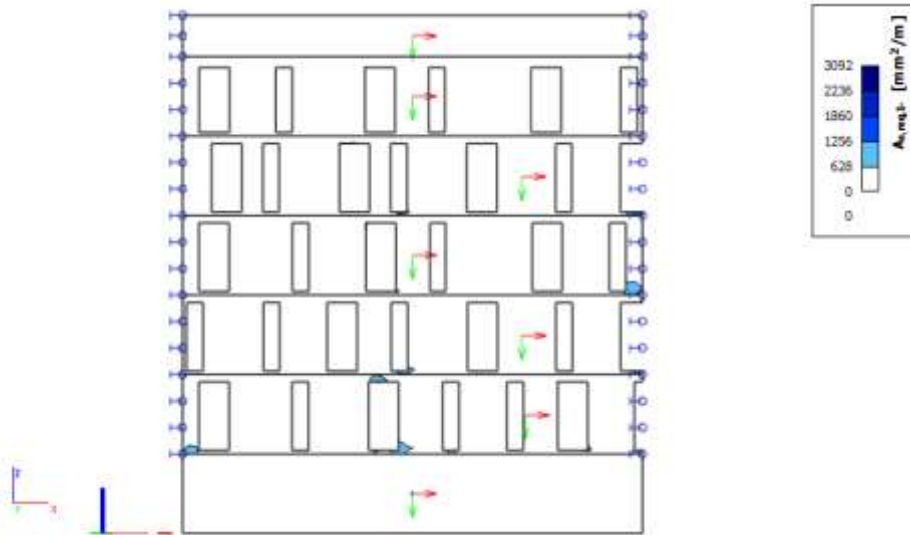
Obrázek 39 Moment ve vodorovném směru při vnitřním povrchu stěny



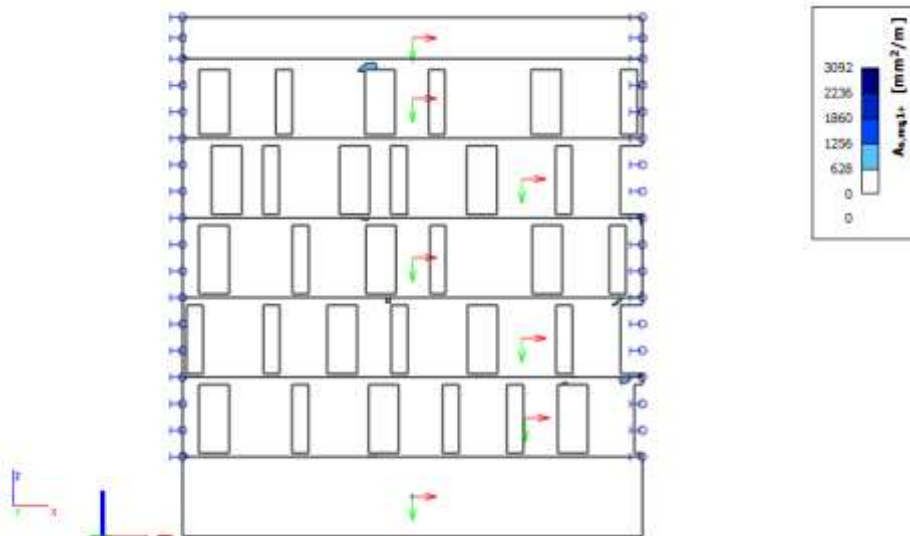
Obrázek 40 Moment ve svislém směru při vnějším povrchu stěny



Obrázek 41 Moment ve svislém směru při vnitřním povrchu stěny

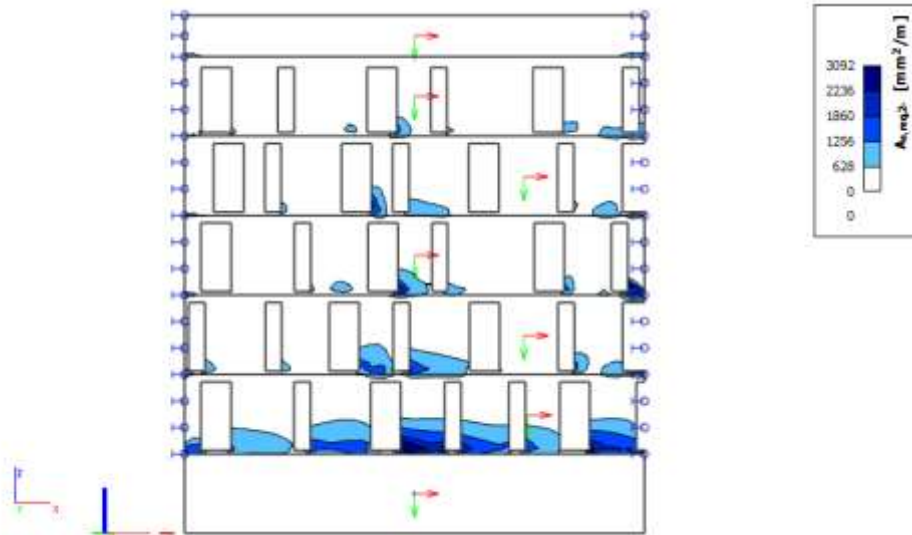


Obrázek 42 Potřebná výztuž ve vodorovném směru při vnějším povrchu stěny  $A_{s1-}$

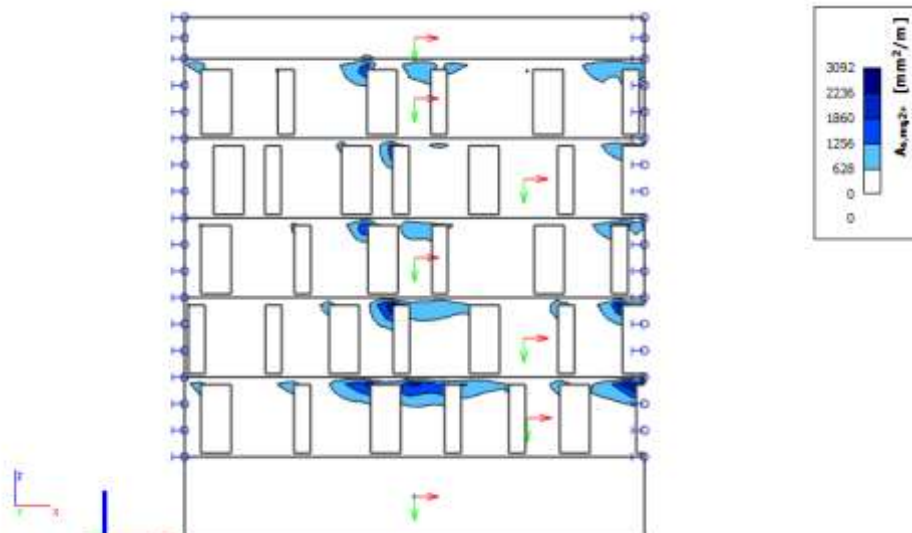


Obrázek 43 Potřebná výztuž ve vodorovném směru při vnitřním povrchu stěny  $A_{s1+}$





Obrázek 44 Potřebná výztuž ve vslém směru při vnějším povrchu stěny  $A_{s2}$ -



Obrázek 45 Potřebná výztuž ve vslém směru při vnitřním povrchu stěny  $A_{s2+}$

### Návrh výztuže

tloušťka stěny: 250 mm

krytí: 25 mm

Základní rastr – směr x:  $\text{Ø}10$  á 250 mm při obou površích ( $A_{s,prov}=2 \cdot 314 = 628 \text{ mm}^2$ )

Základní rastr – směr y:  $\text{Ø}10$  á 250 mm při obou površích ( $A_{s,prov}=2 \cdot 314 = 628 \text{ mm}^2$ )

Konstrukční zásady:  $\max\left(\frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}}; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) =$

$$\max\left(\frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 1000 \cdot 220}{435}; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 220\right) =$$

$$\max(381; 286) = 381 \text{ mm}^2 < A_{s,prov} = 628 \text{ mm}^2$$

$$s_{sl,max} = \min(2 \cdot h; 300 \text{ mm}) = \min(2 \cdot 250; 300) =$$

$$s_{sl,max} = 300 \text{ mm} > s = 250 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(1,2 \cdot \phi; d_g + 5; 20 \text{ mm}) =$$

$$\max(1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20 \text{ mm}) = 21 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 21 \text{ mm} < s = 250 \text{ mm}$$

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 300 = 600 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 628 \text{ mm}^2$$

$$S_{wl,lmax} = \min(3 \cdot h; 400 \text{ mm}) = \min(3 \cdot 250; 400 \text{ mm}) =$$

$$= 400 \text{ mm} \geq s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Spony min } \phi 4 / \text{m}^2 \leq 5 \text{ ks/m}^2$$

V oblastech, kde nepostačovala základní výztuž, bylo provedeno zhuštění rastru pro pokrytí požadované plochy výztuže pro oba směry výztuže:

- $\phi 10$  á 250 mm při obou površích ( $A_{s,prov}=628+2 \cdot 314 = 1256 \text{ mm}^2$ )
- $\phi 14$  á 250 mm při obou površích ( $A_{s,prov}=628+2 \cdot 616 = 1860 \text{ mm}^2$ )
- $\phi 16$  á 250 mm při obou površích ( $A_{s,prov}=628+2 \cdot 804 = 2236 \text{ mm}^2$ )
- $\phi 14$  á 125 mm při obou površích ( $A_{s,prov}=628+2 \cdot 1232 = 3092 \text{ mm}^2$ )

Výkres tvaru, schéma vyztužení a detailní výkres výztuže 1.NP jsou přiloženy v příloze.

## Alternativní řešení zastřešení provaziště

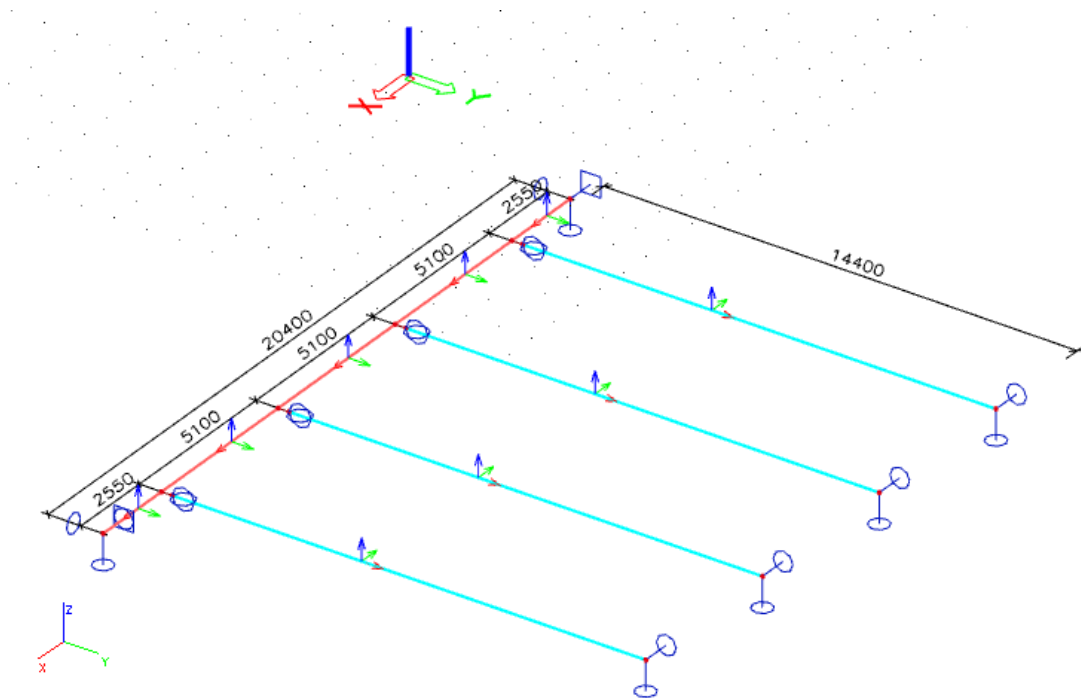
Na budově Nového divadla v Plzni je řešeno zastřešení provaziště pomocí zdvojených ocelových příhradových nosníků uložených na jedné straně na stěny provaziště a na straně druhé do vynášecího ocelového příhradového průvlaku. V následující části této práce je řešen alternativní návrh zastřešení pomocí konstrukce ze železobetonu.



Obrázek 46 Zastřešení provaziště [4]

Na nosníky působí zatížení ze střechy, vlastní tíha střešní konstrukce, klimatické zatížení a zároveň zatížení od divadelních technologií. Zatížení střešní konstrukcí bylo ponecháno původní, pouze jsou uvažovány nosníky ze železobetonu.

## Schéma konstrukce



Obrázek 47 Schéma alternativního zastřešení

## Materiálové řešení

Pro nosníky a průvlak byl zvolen beton C40/50 XC1 s maximálním obsahem chloridů 0,20, maximálním zrnem kameniva 16 mm a konzistenci S4.

Navrhovaná výztuž je z oceli B500B.

## Zatížení konstrukce

### Stálé zatížení

Popis vrstvy	t	$\gamma$	$g_k$
[-]	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
stabilizační vrstva - praný kačírek, $d_{max}=16$ mm	120	18	2,16
hydroizolace - Dekplan 76	8		0,1
tepelná izolace z EPS	250	1	0,25
pojistná HI - Glastek 40 special mineral	4		0,05
ŽB panel	200	25	6,56
trapézový plech 200/420 tl. 1,5 mm	70		0,21
ocelový I nosník á 4,2 m	2000		1,41
lávky pro revizi	50		0,50
Celkem		$g_k=$	11,24 kN/m <sup>2</sup>
Celkem ostatní zatížení bez vl. tíhy nosné konstr.		$g_{k,ost}=$	9,83 kN/m <sup>2</sup>

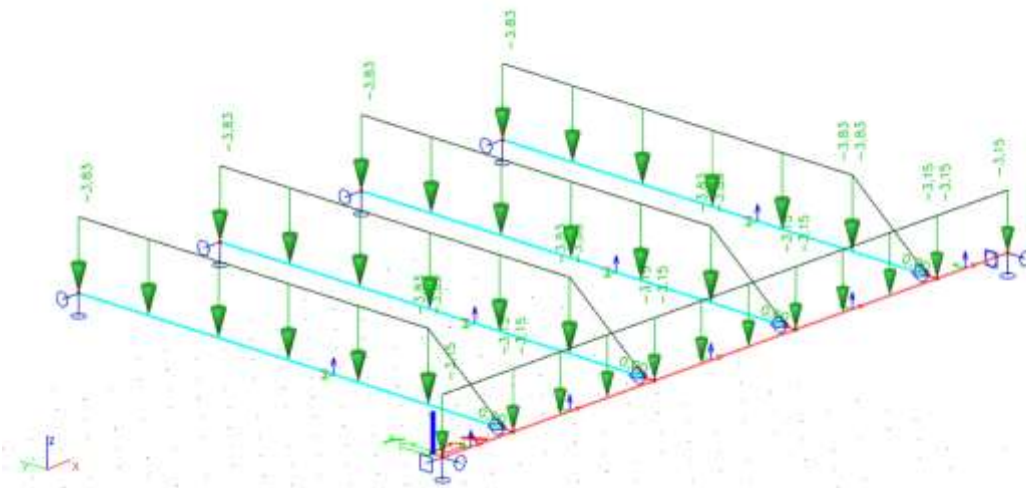
### Nahodilé zatížení

dle ČSN EN 1991-1-1 kat. H

Zatížení pochozích lávek pro obsluhu provaziště

$q_{k,1}=$	0,75	kN/m <sup>2</sup>
$q_{k,2}=$	0,75	kN/m <sup>2</sup>





Obrázek 50 Nahodilé zatížení na dolním líci konstrukce - pochozí lávky

### Zatížení sněhem

Dle ČSN EN 1991-1-3

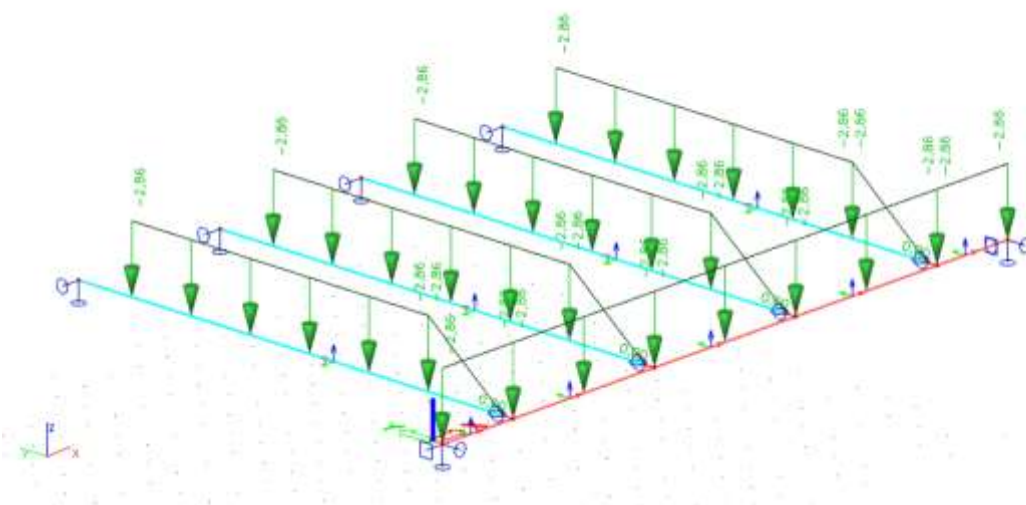
Plochá střecha

sklon střechy $\alpha$ =	0,00 °
tvárový součinitel $m_1$ =	0,80
tvárový součinitel $m_2$ =	0,80
Součinitel expozice $C_e$ =	1,00
Tepelný součinitel $C_t$ =	1,00

Char. hodnota zatížení sněhem  $s_k$ = **0,7** **kN/m<sup>2</sup>**

Zatížení sněhem  $s_1$ = 0,56 **kN/m<sup>2</sup>**

Zatížení sněhem  $s_2$ = 0,56 **kN/m<sup>2</sup>**



Obrázek 51 Zatížení sněhem

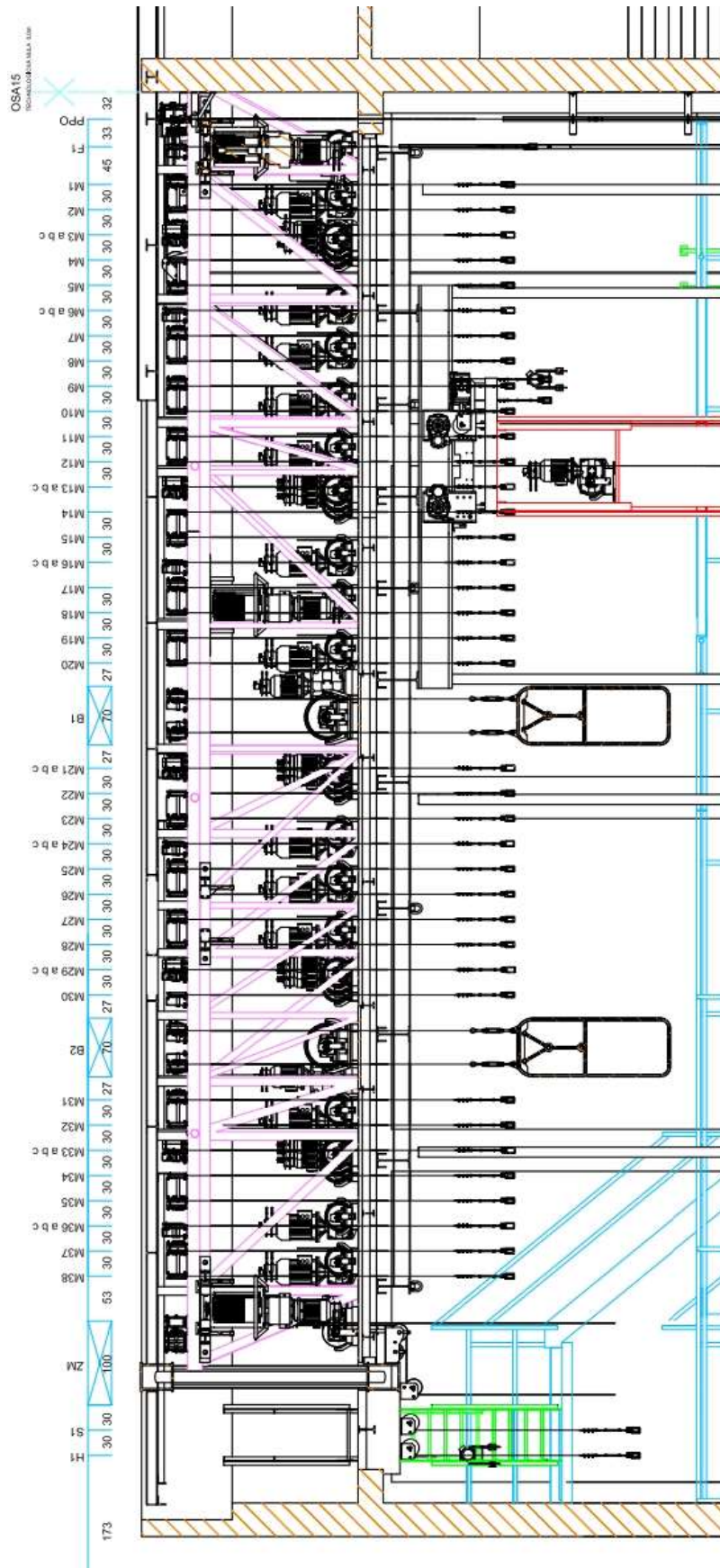
### **Zatížení větrem**

Vzhledem k malé hodnotě zatížení větrem a velké tuhosti konstrukce není toto zatížení uvažováno.

### **Zatížení technologiemi**

Podkladem pro určení zatížení technologiemi byly technické plány Nového divadla v Plzni [17]. V těchto technických plánech jsou uvedena možná nahodilá zatížení jednotlivých divadelních technologií, vlastní tíhy těchto konstrukcí byly určeny odborným odhadem na základě hodnot, které na svých stánkách uváděla jiná divadla či výrobci těchto technologií.





Obrázek 52 Výsek z výkresu technologií [17]

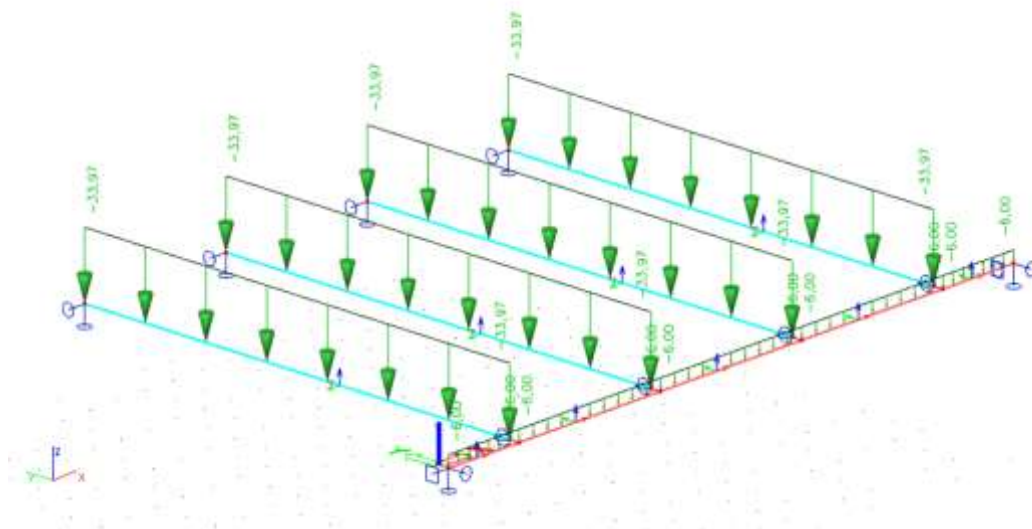


PP0 - PROTIPOŽÁRNÍ OPONA  
 F1 - ZVEDANÁ HLAVNÍ OPONA NOSNOST - 200kg V=1,2m/s  
 F2 - ZVEDANÁ A ROZHRNOVANÁ OPONA NOSNOST - 200kg V=1,0m/s  
 M1-38 - DEKORAČNÍ TAH - CELÝ NOSNOST - 400kg V=1,2m/s  
 M1-38 - abc - DEKORAČNÍ TAH - DĚLENÝ NOSNOST - 150kg V=1,2m/s  
 M40-47 - DEKORAČNÍ TAH ZADNÍ NOSNOST - 250kg V=0,6m/s  
 BT - BODOVÝ TAH NOSNOST - 400kg V=1,2m/s  
 B1, B2 - OSVĚTLOVACÍ BATERIE NOSNOST - 1000kg V=0,2m/s  
 B3 - OSVĚTLOVACÍ BATERIE ZADNÍ NOSNOST - 600kg V=0,2m/s  
 ZM - ZVEDANÝ MOST NOSNOST - 1500kg V=0,1m/s  
 H1 - HORIZONT HLAVNÍHO JEVIŠTĚ NOSNOST - 200kg V=0,2m/s  
 H2 - HORIZONT ZADNÍHO JEVIŠTĚ NOSNOST - 200kg V=0,2m/s  
 S1 - ZVEDANÁ SUFITA NOSNOST - 200kg V=0,2m/s  
 KTR - KAZETOVÁ TOČNA ROTACE NOSNOST DYN/STAT- 5000/10000kg Vpojezd=0,1m/s, Vrotace=1m/s R=5,5m  
 BV - BOČNÍ VOZY NOSNOST DYN/STAT- 3500/12000kg V=0,2m/s  
 OP-ORCHESTR PRIMÁRNÍ STŮL NOSNOST DYN/STAT- 3000/12000kg V=0,4m/s  
 JS-JEVIŠTNÍ STŮL PRIMÁRNÍ NOSNOST DYN/STAT- 3000/12000kg V=0,4m/s  
 SS-SEKUNDÁRNÍ STŮL NOSNOST DYN/STAT- 2000/4000kg V=0,2m/s

Obrázek 53 Výsek z výkresu technologií – legenda [17]

Zatížení divadelními technologiemi odpovídá konstrukcím, které se nazývají divadelní tahy. Jsou to ocelové nosníky, na které se zavěšují např. divadelní rekvizity. Tyto divadelní tahy jsou kotvené do konstrukce zastřešení a jejich osa je kolmá k ose nosníků popř. vodorovná s vynášecím průvlakem.

Vlastní tíha divadelních tahů odpovídá ostatnímu stálému zatížení divadelními technologiemi. Vlastní tíha divadelního tahu je uvažována 2 kN/m. Vzhledem k malé osově vzdálenosti divadelních tahů (cca 300 mm) je uvažováno plošné zatížení 6,66 kN/m<sup>2</sup>. Toto zatížení je následně přenášeno osovou vzdáleností nosníků 5,1 m, což odpovídá liniovému zatížení 33,97 kN/m.

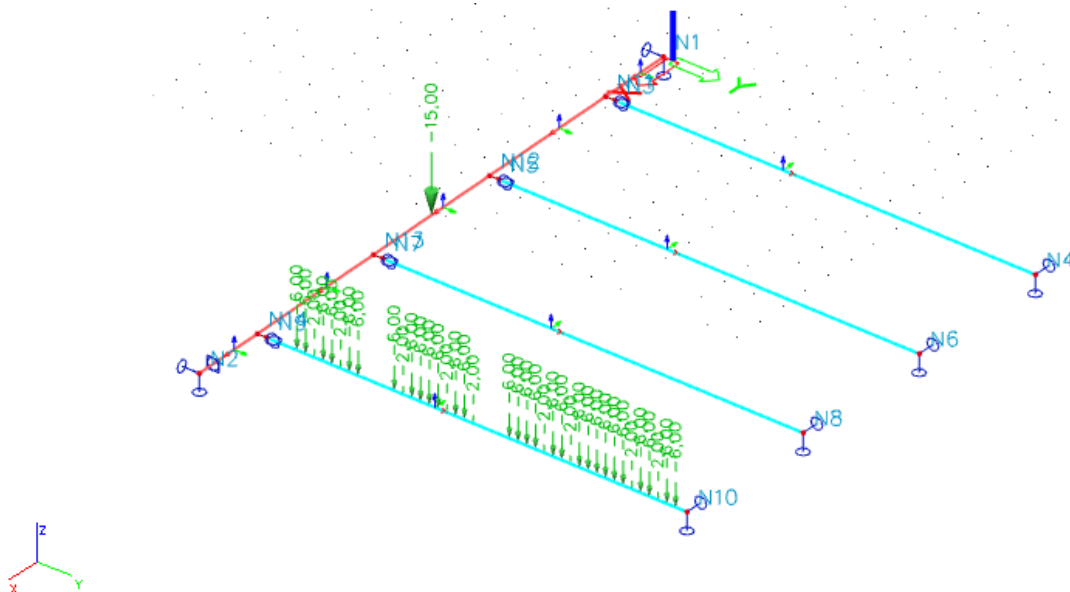


Obrázek 54 Ostatní stálé - zatížení technologiemi

Nahodilé zatížení vynášecího průvzlaku je uvažováno jako bodová síla, která má hodnotu 15 kN [17]. Toto zatížení představuje tíhu břemene, které lze na divadelní tah zavěsit. Břemeno může mít proměnlivou polohu. Ve výpočtech je umístěna doprostřed rozpětí průvzlaku, kde vyvolá maximální vnitřní síly.

Nahodilé zatížení nosníků je řešeno ve čtyřech zatěžovacích stavech. Tyto zatěžovací stavy jsou navzájem exkluzivní, což znamená, že v kombinaci je vždy pouze jeden z těchto zatěžovacích stavů. V každém zatěžovacím stavu je zatížen pouze jeden z nosníků a současně vynášecí průvzlak.

Bodové síly na nosnících představují vlastní tíhu břemen, která lze na divadelní tahy zavěsit. Břemena jsou upevněna na kolejnicích a mohou se pohybovat ve směru kolmém na nosníky. Nejvíce nepříznivé vnitřní síly vyvolá stav, v němž všechna břemena zatěžují jeden nosník. Hodnoty bodových sil jsou uvedeny v technických plánech divadla [17].

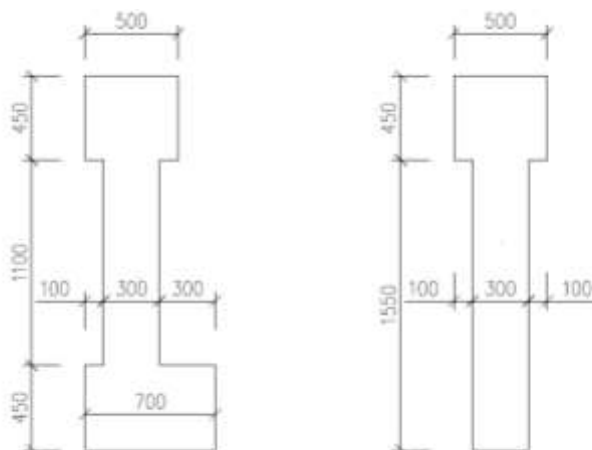


Obrázek 55 Nahodilé zatížení technologiemi – 1. zatěžovací stav. Zbylé stavy jsou obdobné, pouze je zatížen jiný nosník.

### Předběžný návrh konstrukce

V budově divadla je řešena konstrukce zastřešení z ocelových nosníků. Jedním z úkolů této práce je vypracovat alternativní návrh zastřešení z betonových nosníků.

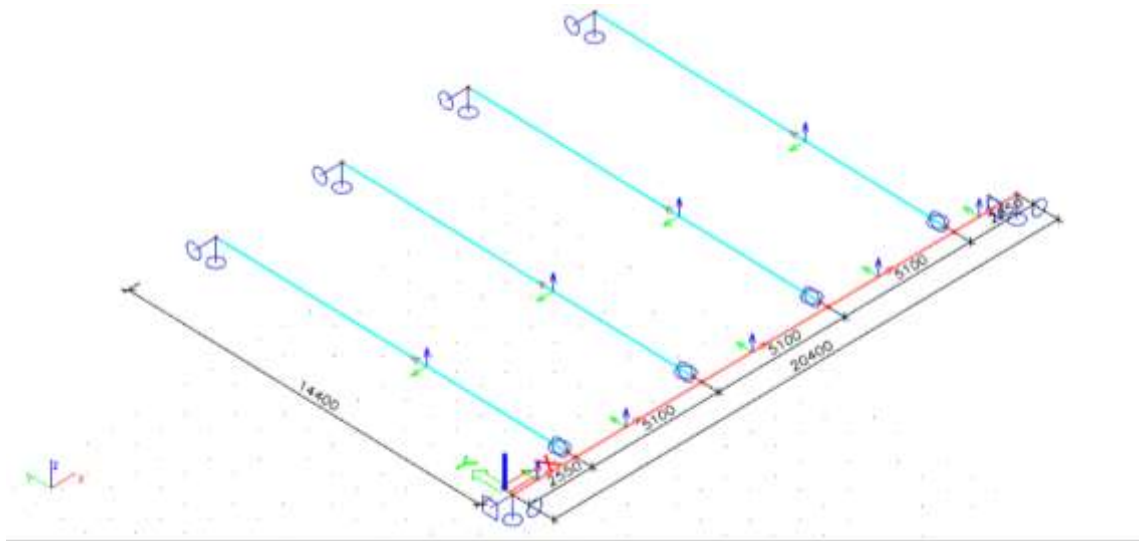
Při návrhu betonových nosníků je nutno zachovat požadavek na maximální výšku konstrukce 2 m. S ohledem na tento požadavek byla zachována výška nosníků 2 m. Tvar průřezů byl zvolen ve tvaru T. Uložení nosníků na vynášecí průvlak je řešeno pomocí krátkých konzol, které jsou součástí průřezu průvlaku. Tyto krátké konzoly jsou v osově vzdálenosti 2,55 m a 7,65 m od osy uložení průvlaku. Šířka krátké konzoly je shodná s tloušťkou stojiny nosníku, tj. 300 mm. Vyložení konzoly je 300 mm, uvažovaná hloubka uložení nosníku je 250 mm.



Obrázek 56 Geometrie průřezů, vlevo vynášecí průvlak, vpravo nosník

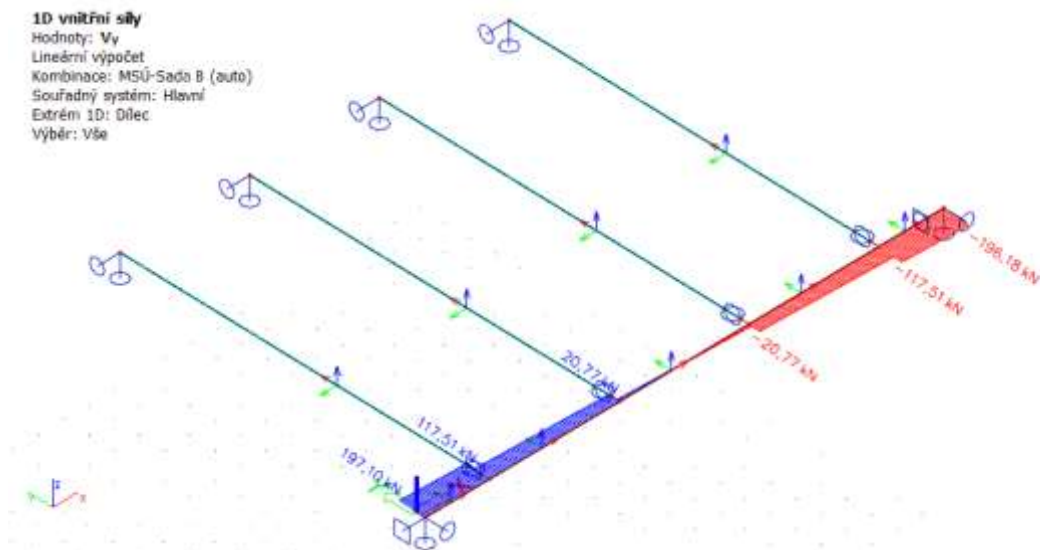
## Výpočetní model

Nosníky (světle modrá barva) byly modelovány s kloubovým uložením na stěny a připojení k vynášecímu průvlaku bylo modelováno pomocí tuhých ramen, aby bylo zohledněno excentrické uložení vůči ose vynášecího průvlaku. Délka tuhého ramene tak odpovídala vzdálenosti od osy vynášecího nosníku do středu uložení na krátké konzole, tj. 325 mm. Vynášecí nosník (červená barva) byl modelován jako prostý nosník se zabráněním kroucení ve směru osy x (bylo uvažováno opření jeho zhlaví o zarážky ve stěnách provaziště).



Obrázek 57 Schéma výpočetní modelu v programu Scia Engineer

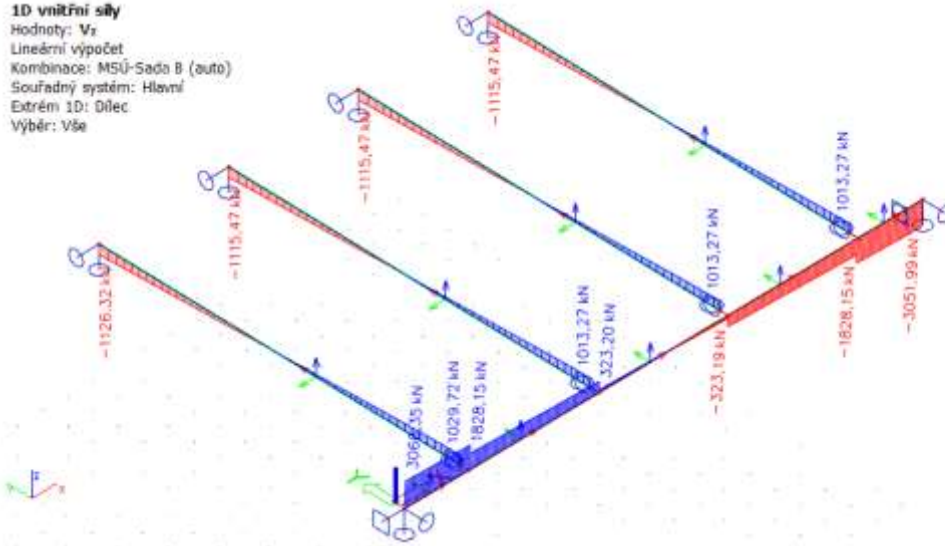
## Vnitřní síly



Obrázek 58 Posouvající síla ve směru y

**1D vnitřní síly**

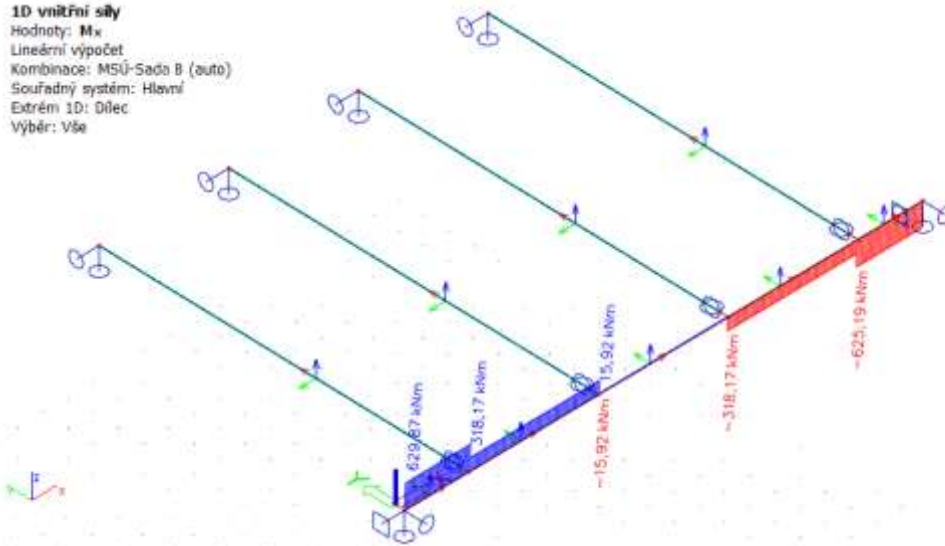
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Důlec  
Výběr: Vše



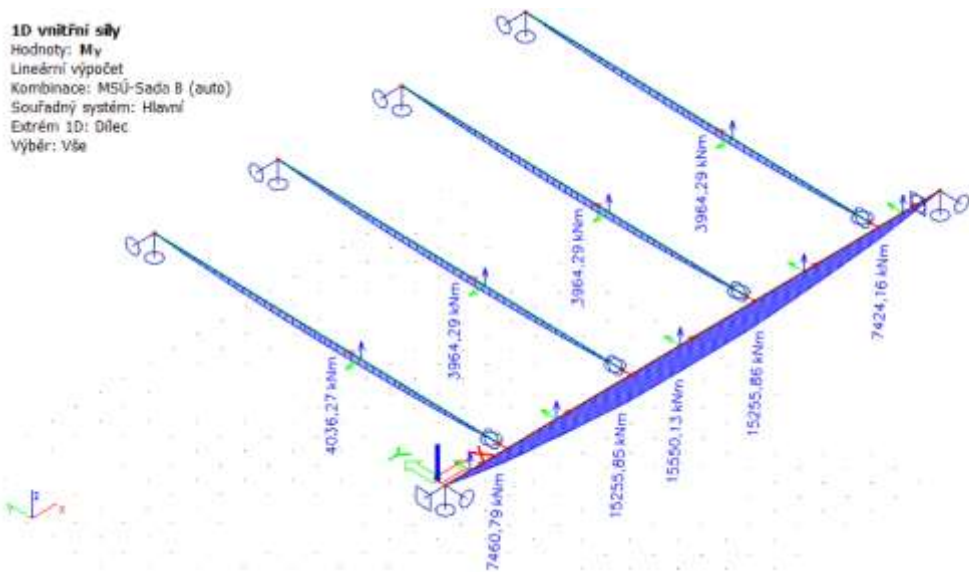
Obrázek 59 Posouvající síla ve směru z

**1D vnitřní síly**

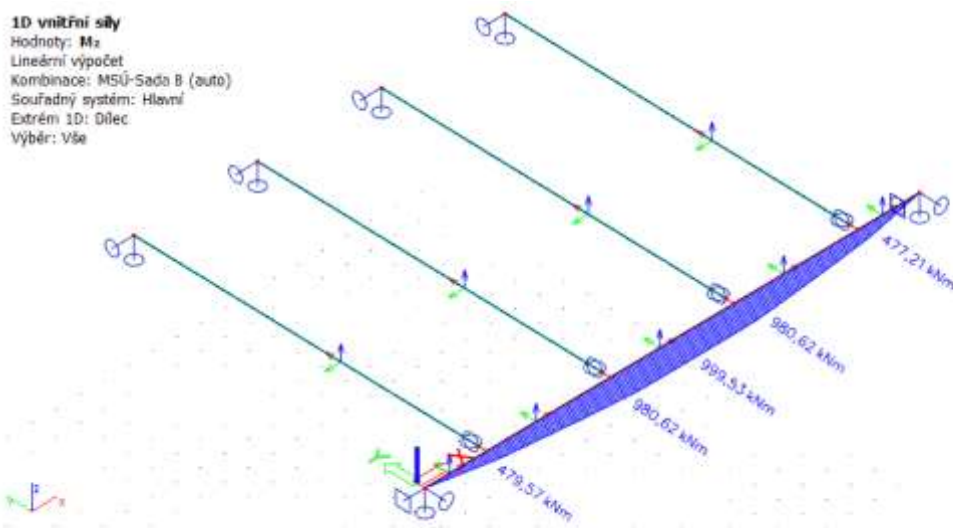
Hodnoty:  $M_x$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Důlec  
Výběr: Vše



Obrázek 60 Kroutící moment ve směru x



Obrázek 61 Ohybový moment ve směru y



Obrázek 62 Ohybový moment ve směru z

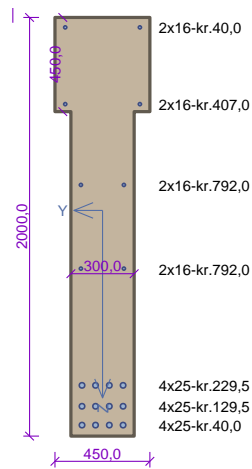
### Posouzení

Posouzení železobetonové průřezu bylo provedeno v programu Fin EC – Beton 2D. V programu byly zadány vstupní parametry – tvar průřezu, materiál, vnitřní síly. V programu byl následně proveden návrh vyztužení a posouzení na mezní stav únosnosti.

Mezní stav použitelnosti je řešen zjednodušeně pomocí omezení štíhlosti prvku.

## Mezní stav únosnosti

### Nosník



Typ prvku: nosník  
Prostředí: XC1

**Beton: C 40/50**

$f_{ck} = 40,0$  MPa;  $f_{ctm} = 3,5$  MPa;  $E_{cm} = 35000$  MPa

**Ocel podélná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa)

**Ocel příčná: B500** ( $f_{yk} = 500,0$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa)

**Vzpěr**

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

**Obvodové třmínky**

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

### Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0,0111$    $\rho_{s,min} = 0,00182$   **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0112$    $\rho_{s,max} = 0,04$   **Vyhovuje**

### Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,00101$    $\rho_w = 0,00349$   **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků  $s_{l,max} = 400,0$  mm  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků  $s_{t,max} = 600,0$  mm

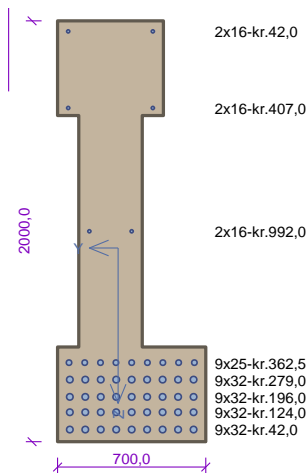
### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$	$M_{Edy}$	$M_{Edz}$	$V_{Edz}$	$V_{Edy}$	Posouzení
		$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Rdy}$ [kN]	
1	Zat. případ 1	0,00	4036,27	0,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		0,00	4901,79	0,00	0,00	0,00	
2	Zat. případ 2	0,00	0,00	0,00	-1115,47	0,00	Vyhovuje
		-20799,59	4901,79	0,00	-1348,10	0,00	

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Návrh nosníku na mezní stav únosnosti vyhovuje.

## Vynášecí průvlak



Typ prvku: nosník  
Prostředí: XC1

**Beton: C 40/50**

$f_{ck} = 40,0$  MPa;  $f_{ctm} = 3,5$  MPa;  $E_{cm} = 35000$  MPa

**Ocel podélná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa)

**Ocel příčná: B500** ( $f_{yk} = 500,0$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa)

**Vzpěr**

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

**Obvodové třmínky**

Profil: 12 mm; Vzdálenost: 100,0 mm

**Spony, vnitřní třmínky svislé**

Profil: 12 mm; Vzdálenost: 100,0 mm; Střihy: 2

### Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0,0286 \geq \rho_{s,min} = 0,00182 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0397 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

### Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,0151 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků  $s_{t,max} = 400,0$  mm  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků  $s_{t,max} = 600,0$  mm

### Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení vodorovně

$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,00503 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků  $s_{t,max} = 400,0$  mm  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků  $s_{t,max} = 428,8$  mm

Maximální vzdálenost třmínků  $s_{l,max} = 400,0$  mm  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$	$M_{Edy}$	$M_{Edz}$	$V_{Edz}$	$V_{Edy}$	$T_{Ed}$	Posouzení
		$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Rdy}$ [kN]	$T_{Rd}$ [kNm]	
1	Zat. případ 1	0,00	15550,13	999,53	-3,88	-0,25	-11,15	Nevyhovuje
		0,00	11050,30	708,51	-1934,98	-124,68	-686,38	
2	Zat. případ 2	0,00	0,00	0,00	3066,35	197,10	629,87	Nevyhovuje
		-37030,86	12942,40	0,00	1921,32	123,50	374,53	

Mezní stav únosnosti **NEVYHOVUJE**

Navrhovaná plocha výztuže se blíží maximálnímu stupni vyztužení, který je uvedeným v normě. I přes maximální vyztužení není průřez schopný přenést navrhované zatížení a tudíž není možné provést tento prvek ze železobetonu, pokud je dán požadavek na zachování výšky průřezu.

### Mezní stav použitelnosti

V případě vynášecího průvlaku není řešení MSP vzhledem k nevyhovujícímu návrhu na MSÚ.

### Nosník

U nosníku byl MSP řešen zjednodušeně pomocí omezení štíhlosti prvku. Postup výpočtu je dle normy ČSN EN 199-1-1 kapitola 7.4.2.



Vstupní hodnoty:

$$l = 14,4 \text{ m} \quad \rho = 0,0112$$

$$A_{s,req} = 5008,8 \text{ mm}^2 \quad A_{s,prov} = 5890,8 \text{ mm}^2$$

$$K = 1,0$$

$$d = h - c - \varnothing_{sw} - \varnothing - s - \varnothing/2 = 2000 - 25 - 10 - 25 - 75 - 25/2 = 1852,5 \text{ mm}$$

$$\kappa_{c1} = 1,0; \kappa_{c2} = 7/l = 7/14,4 = 0,486$$

$$\kappa_{c3} = \frac{310}{\sigma_s} \cong \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{5890,8}{5008,8} = 1,176$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{40} = 0,006$$

$$\lambda_{d,tab} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho'}{\rho_0} \right] = 1 \left[ 11 + 1,5 \sqrt{40} \frac{0,006}{0,0112 - 0} + 0 \right] = 16,08$$

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 0,486 \cdot 1,176 \cdot 16,08 = 9,19 \geq \frac{l}{d} = \frac{14,4}{1,8525} = 7,77$$

→ **VYHOVUJE**

### Alternativní návrh - předpjatý beton

Vzhledem k nevyhovujícímu návrhu vynášecího průvlaku z železobetonu byl řešen návrh z předpjatého betonu. Materiál, průřez i vnitřní síly byly zachovány. Předpokládá se předem předpjatý vazník vyztužený pomocí přímých předpínacích lan umístěných ve spodní pásnici průřezu. Výpočet je zjednodušený pouze pro účel rozhodnutí, zda by konstrukci bylo možné navrhnout ze železobetonu. Dlouhodobé ztráty jsou konzervativně odhadnuty na 40% a excentricita těžiště předpínací výztuže je odhadnuta na 0,7 m.

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p,0,1,k}) = (0,8 \cdot 1770; 0,9 \cdot 1491,5) = (1416; 1342) = 1342 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p,0,1,k}) = (0,75 \cdot 1770; 0,85 \cdot 1491,5) = (1327,5; 1267,8) =$$

$$= 1267,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ck,\infty} = \sigma_{ck,d}$$

$$r = \frac{I_c/e_d}{A} = \frac{0,36254/0,917}{0,87} = 0,453 \text{ m}$$

$$P_{k,\infty} = P_{p,\infty} = (\sigma_{k,d}/(1 + e_p/r)) \cdot A_c = (29,61/(1 + 0,7/0,453)) \cdot 0,87 = 10,12 \text{ MN}$$

$$\sigma_{p,\infty,est} = (1 - 0,4) \cdot \sigma_{p,in} = (1 - 0,4) \cdot 1342 = 805,2 \text{ MPa}$$

$$A_{s,req} = \frac{P_{k,\infty}}{\sigma_{p,\infty,est}} = \frac{10,12}{805,2} = 0,0126 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_{s,req}}{A_{p,s,1}} = \frac{0,012}{140 \cdot 10^{-6}} = 89,8 \rightarrow 90 \text{ lan}$$

Lana by bylo možno v nejméně namáhaném průřezu uprostřed rozpětí vazníku uspořádat například do 9 řad ( $n_f$ ) po 10 lanech ( $n$ ) umístěných ve spodní pásnici průřezu. V krajních částech nosníku by bylo nutno část lan odseparovat, aby nedošlo k překročení dovoleného namáhání betonu v tlaku ve spodní pásnici a tahovému poškození horních vláken prvku. Prvek je posuzován ve třech průřezech – průřez 0 je nad podporou, průřez 1 je 7,56 m od kraje nosníku (uložení nosníků) a průřez 2 je uprostřed nosníku.

### **Posouzení v čase 3 dny – uvedení do provozu**

V čase 3 dny jsou uvažovány pouze ztráty krátkodobé, odhad 10 %. Konstrukce je zatížena pouze vlastní tíhou.

$$N_{p,skut} = n \cdot A_{p,s,1} \cdot \sigma_{ck,3} = 90 \cdot 140 \cdot 10^{-6} \cdot (1 - 0,1) \cdot 1342 = 15,21 \text{ MN}$$

$$e_{p,skut,0,2} = t_d - c - \phi_{tr} - \frac{n_f - 1}{2} \cdot s = 1100 - 25 - 10 - \frac{9 - 1}{2} \cdot 40 = 905 \text{ mm}$$

$$e_{p,skut,1} = t_d - c - \phi_{tr} - \frac{n_f - 1}{2} \cdot s = 917 - 25 - 10 - \frac{9 - 1}{2} \cdot 40 = 722 \text{ mm}$$

$$M_{Ek,3,2} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot (0,87 \cdot 25) \cdot 20,4^2 = 1131 \text{ kNm} = 1,131 \text{ MNm}$$

$$M_{Ek,3,1} = R_z \cdot x - f \cdot l \cdot \frac{l}{2} = 221,85 \cdot 7,65 - (0,87 \cdot 25) \cdot 7,65 \cdot \frac{7,65}{2} = 1060 \text{ kNm}$$

$$= 1,060 \text{ MNm}$$

### **Charakteristická kombinace**

#### **Podpora (průřez 0):**

$$\sigma_{ck,h} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} + \frac{N_{p,skut}}{W_h} \cdot e_{p,skut} = \frac{-15,21}{0,69} + \frac{15,21}{0,250} \cdot 0,905 = 33,02 \text{ MPa} < 0$$

→ NEVYHOVÍ – NUTNO NAVRHNOUT SEPARACI

$$\sigma_{ck,d} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} - \frac{N_{p,skut}}{W_d} \cdot e_{p,skut} = \frac{-15,21}{0,69} - \frac{15,21}{0,205} \cdot 0,905 = -77,1 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

→ NEVYHOVÍ – NUTNO NAVRHNOUT SEPARACI

#### **Pole (průřez 2):**

$$\sigma_{ck,h} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} + \frac{N_{p,skut}}{W_h} \cdot e_{p,skut} - \frac{M_{Ek,3}}{W_h} = \frac{-15,21}{0,69} + \frac{15,21}{0,25} \cdot 0,905 - \frac{1,131}{0,25} = 28,49 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa} \rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

$$\sigma_{ck,d} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} - \frac{N_{p,skut}}{W_d} \cdot e_{p,skut} + \frac{M_{Ek,3}}{W_d} = \frac{-15,21}{0,69} - \frac{15,21}{0,205} \cdot 0,905 + \frac{1,131}{0,205} = -83,67 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa} \rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Průřez s krátkou konzolou (průřez 1):

$$\sigma_{ck,h} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} + \frac{N_{p,skut}}{W_h} \cdot e_{p,skut} - \frac{M_{Ek,3}}{W_h} = \frac{-15,21}{0,87} + \frac{15,21}{0,335} \cdot 0,722 - \frac{1,060}{0,335} = 12,13 \text{ MPa} < 0$$

→ NEVYHOVÍ

$$\sigma_{ck,d} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} - \frac{N_{p,skut}}{W_d} \cdot e_{p,skut} + \frac{M_{Ek,3}}{W_d} = \frac{-15,21}{0,87} - \frac{15,21}{0,395} \cdot 0,722 + \frac{1,060}{0,395} = -42,6 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa} \rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

### Posouzení v čase na konci životnosti

Na konci životnosti jsou uvažovány celkové ztráty odhadem 40 %.

$$N_{p,skut} = n \cdot A_{p,s,1} \cdot \sigma_{ck,3} = 90 \cdot 140 \cdot 10^{-6} \cdot (1 - 0,4) \cdot 1342 = 10,15 \text{ MN}$$

$$e_{p,skut,0,2} = t_d - c - \phi_{tr} - \frac{n_f - 1}{2} \cdot s = 1100 - 25 - 10 - \frac{9 - 1}{2} \cdot 40 = 905 \text{ mm}$$

$$e_{p,skut,1} = t_d - c - \phi_{tr} - \frac{n_f - 1}{2} \cdot s = 917 - 25 - 10 - \frac{9 - 1}{2} \cdot 40 = 722 \text{ mm}$$

$$M_{Ek,2} = 11,67 \text{ MNm}$$

$$M_{Ek,1} = 11,41 \text{ MNm}$$

### Charakteristická kombinace

Podpora (průřez 0):

$$\sigma_{ck,h} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} + \frac{N_{p,skut}}{W_h} \cdot e_{p,skut} = \frac{-10,15}{0,69} + \frac{10,15}{0,250} \cdot 0,905 = 22,03 \text{ MPa} < 0$$

→ NEVYHOVÍ – NUTNO NAVRHNOUT SEPARACI

$$\sigma_{ck,d} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} - \frac{N_{p,skut}}{W_d} \cdot e_{p,skut} = \frac{-10,15}{0,69} - \frac{10,15}{0,205} \cdot 0,905 = -59,42 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

→ NEVYHOVÍ – NUTNO NAVRHNOUT SEPARACI

### Pole (průřez 2):

$$\sigma_{ck,h} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} + \frac{N_{p,skut}}{W_h} \cdot e_{p,skut} - \frac{M_{Ek}}{W_h} = \frac{-10,15}{0,69} + \frac{10,15}{0,25} \cdot 0,905 - \frac{11,67}{0,25} = -24,65 \text{ MPa}$$
$$\leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa} \rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

$$\sigma_{ck,d} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} - \frac{N_{p,skut}}{W_d} \cdot e_{p,skut} + \frac{M_{Ek,3}}{W_d} = \frac{-10,15}{0,69} - \frac{10,15}{0,205} \cdot 0,905 + \frac{11,67}{0,205} = -2,59 \text{ MPa}$$
$$\rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

### Průřez s krátkou konzolou (průřez 1):

$$\sigma_{ck,h} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} + \frac{N_{p,skut}}{W_h} \cdot e_{p,skut} - \frac{M_{Ek,3}}{W_h} = \frac{-15,21}{0,87} + \frac{15,21}{0,335} \cdot 0,722 - \frac{11,41}{0,335} = -18,82 \text{ MPa}$$
$$\leq 0,6f_{ck} = 24 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_{ck,d} = \frac{-N_{p,skut}}{A_c} - \frac{N_{p,skut}}{W_d} \cdot e_{p,skut} + \frac{M_{Ek,3}}{W_d} = \frac{-15,21}{0,87} - \frac{15,21}{0,395} \cdot 0,722 + \frac{11,41}{0,395} = -16,39 \text{ MPa} < 0$$
$$\rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

### **Závěr alternativního návrhu**

Navrhované alternativní zastřešení pomocí betonových nosníků se ukazuje jako nevhodné. Nosníky je možné navrhnout ze železobetonu. Vynášecí průvlek ze železobetonu navrhnout nelze. Dle dalších výpočtů je jasné, že vynášecí průvlek nelze navrhnout ani z předem předpjatého betonu s přímým vedením kabelů. Nadměrné hodnoty napětí v podporovém průřezu a v místě uložení nosníků by bylo pravděpodobně možné vyřešit částečnou separací předpětí na části nosníku. Vlivem předpínací síly potřebné pro přenesení charakteristického zatížení na konci životnosti by však došlo k rozdrčení nosníku ve výrobním stádiu po vnesení předpínací síly.

## Závěr

Cílem této diplomové práce bylo řešení vybraných částí objektu Nového divadla v Plzni. Vzhledem k dohledaným informacím o stavbě byly známy skoro všechny rozměry konstrukcí a materiálové charakteristiky, které byly pro tuto práci převzaty.

V úvodní části byla zpracována rešerše stavby, která představuje budovu Nového divadla v Plzni jako celek. Jsou zde uvedeny informace o nosných konstrukcích, statickém řešení budovy a zajímavých částech stavby.

Jako další byl zpracován návrh stěnového nosníku č.01 pomocí příhradové analogie. Konstrukce byla nejprve vymodelována v programu Scia Engineer a dále byl na základě trajektorií hlavních napětí tohoto modelu vytvořen příhradový model. Následně byl příhradový model posouzen na mezní stav únosnosti pomocí ověření styčnicků. Mezní stav použitelnosti byl posouzen v programu Idea StatiCa. Součástí jsou výkres tvaru a výkres výztuže.

Následně byl zpracován návrh stěnového nosníku č.02 taktéž pomocí příhradové analogie se stejným postupem, jako u stěnového nosníku č.01. Součástí jsou výkres tvaru a výkres výztuže.

Ve třetí části byla zpracována stěna provozní budovy Nového divadla v Plzni. Byl vytvořen model části budovy v programu Scia Engineer, ze kterého se následně zpracovávala vybraná stěna. Pro stěnu bylo na základě potřebné výztuže spočtené programem vytvořeno schéma vyztužení a detailní návrh vyztužení stěny v 1.NP.

V poslední části byl vypracován alternativní návrh zastřešení provaziště z železobetonových nosníků. Soustava nosníků a průvlastu byla nejprve vymodelována v programu Scia Engineer a dále posouzena na mezní stav únosnosti v programu Fin EC-Beton 2D. Návrh nosníků se ukázal jako reálný, návrh vynášecího průvlastu nikoliv. Vzhledem k výsledkům byl ještě zpracován návrh vynášecího nosníku z předpjatého betonu. Výsledky ukazují, že část vynášecího průvlastu ze železobetonu navrhnout nelze a nelze navrhnout ani z předpjatého betonu s přímým vedením kabelů. Lze konstatovat, že ocelová konstrukce použitá v původním návrhu je nevhodnějším řešením z hlediska statického i z hlediska dopravy a manipulace.

Konstrukce objektu jsou navrženy v souladu s platnými normami.

## Citovaná literatura

1. **Semrád, Karel a Szücs, Csaba.** *Řešení příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie.* Praha : České vysoké učení technické v Praze.
2. Divadlo J.K.Tyla v Plzni. [Online] [Citace: 19.. prosinec 2019.] <https://www.djkt.eu/historie-noveho-divadla>.
3. **Pecuch, Martin.** Město Plzeň. [Online] 23. Květen 2013. <https://www.plzen.eu/o-meste/aktuality/aktuality-z-mesta/stavba-divadla-pokracuje-za-tri-tydny-zacnou-prace-na-stresni-konstrukci.aspx>.
4. **Pražák, Ing. Aleš.** Konstrukce odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství. [Online] 2. květen 2014. <http://old.konstrukce.cz/clanek/novostavba-divadla-v-plzni-ocelove-konstrukce-ii-dil/>.
5. **Nedvěd, Jaroslav.** iDnes. [Online] 20. Únor 2018. [https://www.idnes.cz/plzen/zpravy/nove-divadlo-v-plzni-soud-mesto-plzen-hochtief-vystavba-viceprace-zaloba.A180220\\_104712\\_plzen-zpravy\\_jzk](https://www.idnes.cz/plzen/zpravy/nove-divadlo-v-plzni-soud-mesto-plzen-hochtief-vystavba-viceprace-zaloba.A180220_104712_plzen-zpravy_jzk).
6. **s.r.o., TBG Plzeň Transportbeton.** Heidelberg cement Czech Republic. [Online] [Citace: 25. Prosinec 2019.] <https://www.heidelbergcement.cz/cs/referencni-stavby/divadlo-j-k-tyla>.
7. [jevistnitechnika.cz](http://jevistnitechnika.cz). [Online] [Citace: 28. Prosinec 2019.] <https://www.jevistnitechnika.cz/uvod-jevistni-technika-plzen/divadlo-jizdecka>.
8. **ČT24.** Česká televize. [Online] 12. Prosinec 2014. [Citace: 20. Duben 2019.]
9. **Šrámková, Jitka.** iDnes. [Online] 8. Listopad 2013. [Citace: 28. Prosinec 2019.] [https://www.idnes.cz/plzen/zpravy/stavba-noveho-divadla-v-plzni.A131108\\_084427\\_plzen-zpravy\\_pp](https://www.idnes.cz/plzen/zpravy/stavba-noveho-divadla-v-plzni.A131108_084427_plzen-zpravy_pp).
10. [QAP.cz](http://qap.cz). [Online] 17. Červen 2010. [Citace: 25. Prosinec 2019.] [https://www.qap.cz/object/plzen-predstavuje-nove-divadlo-5145/dokument-gallery-2.htm?comID=l1047c10c1c7\\_ctrl&pix=6&psize=1](https://www.qap.cz/object/plzen-predstavuje-nove-divadlo-5145/dokument-gallery-2.htm?comID=l1047c10c1c7_ctrl&pix=6&psize=1).
11. ASB Architektura Stavebnictví Byznis. [Online] 8. Prosinec 2015. [Citace: 10. Prosinec 2019.] <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/zaklady-a-hruba-stavba/cement-a-beton/pohledove-betony-na-novem-divadle-v-plzni>.
12. *Nové divadlo v Plzni.* **Kružík, Vladimír, a další, a další.** 5, Praha : Beton TKS, 2014.

13. **Pražák, Ing. Aleš.** Konstrukce odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství. [Online] 12. březem 2014. <http://old.konstrukce.cz/clanek/novostavba-divadla-v-plzni-ocelove-konstrukce-i-dil/>.
14. Transportbeton. [Online] [Citace: 15. Listopad 2019.] <http://www.transportbeton.cz/pohledove-betony-na-novem-divadle-v-plzni.html>.
15. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* místo neznámé : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
16. filinger.cz. [Online] 1. Leden 2014. [Citace: 15. Prosinec 2019.] <http://www.filinger.cz/c-lenton.pdf>.
17. Divadlo J. K. Tyla v Plzni. [Online] [Citace: 13. Březen 2019.] <https://www.djkt.eu/ke-stazeni/category/9-technicke-plany>.
18. **Krynek, Ondřej.** Designmag. [Online] 22. Červen 2010. [Citace: 3. Květen 2019.] <http://www.designmag.cz/architektura/15818-divadlo-plzen-postavi-helika-dle-navrhu-portugalcu.html>.
19. [Online] [Citace: 19. Březen 2019.] <https://www.djkt.eu/ke-stazeni/category/9-technicke-plany>.

## Použité programy

19. Microsoft Word 2010
20. Microsoft Excel 2010
21. Scia Engineer 19.0 – Studentská verze
22. AutoCad 2016
23. Fin EC – Beton 2D
24. Idea StatiCa 10.1 – studentská verze
25. Program Creep 3000 (autor doc. Vráblík)

