

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

studijní program: Stavební inženýrství

studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

akademický rok: 2008/2009

Jméno a příjmení studenta: Martin Staš

Zadávací katedra: Katedra mechaniky (K132)

Vedoucí bakalářské práce: Jan Zeman

Název bakalářské práce: Sierpinski structure (statická optimalizace)

Název bakalářské práce  
v anglickém jazyce Sierpinski structure (static optimization)

Rámcový obsah bakalářské práce: Studium dostupné literatury

Podrobnější posouzení statické proveditelnosti pro 3D model, specifikace statických doporučení

Určení předběžných dimenzí konstrukce

Datum zadání bakalářské práce: 5.3.2009 Termín odevzdání: 5. 6. 2009

Pokud student neodevzdal bakalářskou práci v určeném termínu, tuto skutečnost předem písemně zdůvodnil a omluva byla děkanem uznána, stanoví děkan studentovi náhradní termín odevzdání bakalářské práce. Pokud se však student řádně neomluvil nebo omluva nebyla děkanem uznána, může si student zapsat bakalářskou práci podruhé. Studentovi, který při opakovaném zápisu bakalářskou práci neodevzdal v určeném termínu a tuto skutečnost řádně neomluvil nebo omluva nebyla děkanem uznána, se ukončuje studium podle § 56 zákona o VŠ č. 111/1998. (SZŘ ČVUT čl. 21, odst. 4)

*Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.*

.....  
vedoucí bakalářské práce

.....  
vedoucí katedry

Zadání bakalářské práce převzal dne: 5.3.2009

.....  
student

Nejpozději do konce 2. týdne výuky v semestru odešle katedra 1 kopii zadání BP na studijní oddělení a provede zápis údajů týkajících se BP do databáze KOS.

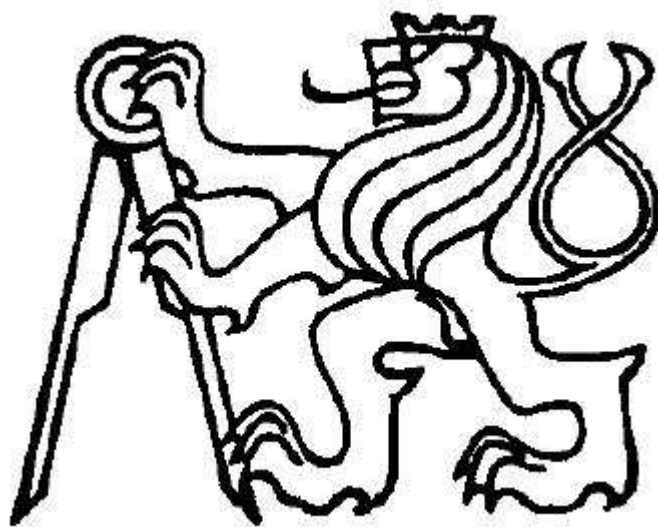
BP zadává katedra nejpozději 1. týden semestru, v němž má student BP zapsanou.

(Směrnice děkana pro realizaci studijních programů a SZZ na FSv ČVUT čl. 5, odst. 7)

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

**K132 Katedra mechaniky**



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

5.6.2009

Martin Staš

# **Statická optimalizace "Sierpinski Structure"**

**(Static optimization of  
"Sierpinski Structure")**

## **Abstrakt**

Tato práce se zabývá statickou optimalizací konstrukce s názvem Sierpinski structure - Crematorium for metropolititan cities. Analýza byla provedena pomocí výpočetního softwaru, který pracuje na základě metody konečných prvků. Bylo zjišťováno chování jednotlivých segmentů konstrukce vlivem působení různých statických zatížení - zatížení vlastní tíhou a zatížení sněhem. Na základě této analýzy byly navrženy a posouzeny jednotlivé prvky konstrukce potřebné pro realizovatelnost daného objektu.

## **Abstract**

This thesis deals with a static optimization of a so-called Sierpinski structure - Crematoirium for metropolitan cities. The analysis was carried out by a software based on the Finite Element Metod - FEM. The characteristic response of segments of structure to various external actions such as self weight and snow was determined. On the basic of the analysis results, assessment of the construction measures needed to ensure buildability of the structure was performed.

# Obsah

|   |    |
|---|----|
| Obsah.....  | 4  |
| 1. Úvod.....  | 5  |
| 1.1 Vývoj stavební mechaniky ve světě od začátku až po současnost ..... | 5  |
| 1.2 Vývoj stavební mechaniky u nás .....                                | 12 |
| 2. Krátká charakteristika architektonického řešení .....                | 14 |
| 2.1 Představa architekta o dané konstrukci .....                        | 14 |
| 3. Import konstrukce do výpočetního softwaru.....                       | 15 |
| 3.1 Potřebné vstupní podklady .....                                     | 15 |
| 3.2 Import modelu konstrukce.....                                       | 17 |
| 3.3 Popis systému konstrukce.....                                       | 18 |
| 4. Analýza konstrukce .....   | 21 |
| 4.1 Zatížení vlastní tíhou .....  | 22 |
| 4.1.1 Hlavní část .....   | 23 |
| 4.1.2 Krajní část .....   | 36 |
| 4.1.3 Zadní část .....  | 47 |
| 4.1.4 Přední opěra .....  | 54 |
| 4.1.5 Zadní opěra .....   | 62 |
| 5. Závěr.....   | 69 |
| 6. Literatura .....   | 72 |

# 1.Úvod

„Mechanika je zahradou matematiky, v níž dozrávají její nejkrásnější plody.“[6]

Leonardo da Vinci

„Chceme-li mít z přírodních pozorování nějaký účinek, musíme být matematiky.“[6]

Jacob Bernoulli

„Mechanika zkoumá změny vzájemné polohy tělesa, jakož i jejich příčiny a následky, dělí se na mechaniku tuhých těles, tekutin a plynů.“[3]

## 1.1 Vývoj stavební mechaniky ve světě od začátku až po současnost

Jak předchozí citáty a definice naznačují historie mechaniky je po celou svou existenci spjata s historií matematiky.

Mechanika jako taková se vyvíjí už více než 4700 let. Ovšem ne vždy to byla mechanika, jakou známe ze současné doby, během minulosti se pojem mechanika měnil a ne vždy znamenal to co dnes. Ve svých počátcích představoval pojem mechanika „nauku o strojích či pomůckách“[4]. Samotnou mechaniku jak ji známe dnes, bychom mohli datovat až od konce 17. století.

První setkání s mechanikou můžeme najít například už ve starověkém Egyptě, kde jsme se mohli setkat se základními mechanismy, jako byla páka, kladka, kolo a podobně. Starověké stavitelství, ale i následné období středověku, bylo výlučně věcí zkušenosti, chyběla jakákoli potřebná teorie, a proto jediný technický pokrok fungoval metodou pokus omyl. Nejznámější v té době byl pouze zákon páky, což je vlastně zjednodušená momentová věta. Tento zákon poprvé definoval největší mechanik starověku Archimédes. Další objevy toto období už nepřineslo, a tak bychom mohli pokládat výše zmíněný Archimédův zákon jako za základní kámen mechaniky.

Období středověku bylo poměrně hodně svázáno s náboženstvím, a tudíž rozvoji mechaniky se v tomto období skoro nikdo nevěnoval. Důkazem toho by mohlo být například období kolem roku 476, kdy se stavělo ve stylu románském. Masivnosti těchto konstrukcí svědčí o tom, že stavitelé neoplývali znalostmi mechaniky.

Teprve v polovině 12. stoléní a s rozvojem gotiky, bychom se mohli setkat se stavbami kleneb, u kterých je patrné, jak jejich stavitelé měli už jasnější představu průběhu sil v klenbách a jejich podporách, dalším důkazem jsou naprosto impozantní rozměry katedrál, jejichž stavbu bychom si dnes už nedovedli představit bez použití výpočetního programu.

Začátek 16. stoléní a příchod renesance znamená pro mechaniku počátek nového rozvoje. Jedním z hlavních představitelů je Leonardo da Vinci. Byl to právě on, kdo formuloval momentovou větu principem virtuálních prací. Navrhoval pokusy v tahu, tlaku i ohybu a doporučoval několikanásobné opakování pokusů. „Dalším z představitelů byl Simon Stevin, který jako první mechanik podal správné řešení nakloněné roviny a zavedl rovnoběžník sil.“[1]

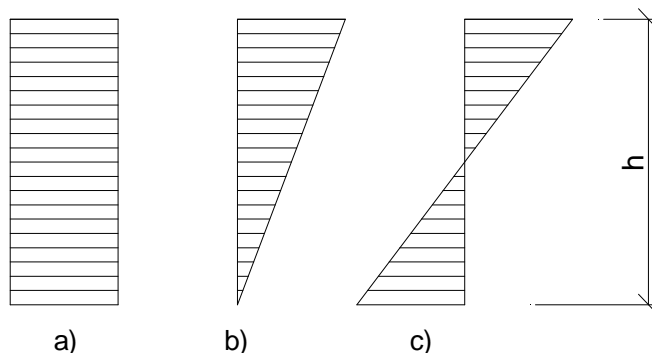
„Magnus parens“ (velký rodič)[1] mechaniky je přezdívám Galileo Galilei, uvedme si několik objevů, kterým tento velký mechanik přispěl k velkému rozvoji stavební mechaniky. Galileo ve svých pracích, „uvažoval pouze prostý tah. Zjistil, že mezní břemeno nezávisí na délce prutu a je přímo úměrné ploše průřezu. “[1] Z ohýbaných konstrukcí řešil především konzolu stálého obdélníkového průřezu s osamělým břemenem na volném konci. „Věděl, že k porušení průřezu dojde ve vetknutí, a představoval si, že se tento průřez snaží vytrhnout z vetnutí, a že na něj v okamžiku porušení působí síla, která se rovná absolutnímu odporu proti porušení a působící v ose prutu. “[1] Mezní velikost břemene pak plyne z momentové podmínky k dolnímu bodu průřezu ve vetknutí. I když Galileo nakonec došel ke špatným výsledkům, podařilo se mu odvodit řadu správných důsledků.

Galileo hodně přispěl k rozvoji mechaniky, „nikdy neuvažoval s přetvořením, z jeho práce plyne, že si vlákna konzoly představoval jako neprůtažná. “[1] V druhé polovině 17. stoléní se proto vývoj mechaniky přesouvá do Anglie, kde to byl především Robert Hooke, který jako jeden z prvních přinesl teorii pružnosti. Hooke si jako jeden z prvních všimnul během svých pokusů na ohýbaných nosnících, že vlákna na vypuklé straně se prodlužují a naopak, že vlákna na vyduté straně se zkracují. „Samotnou pružnost spatřuje v silách působících mezi částicemi látek. Pružnost předpokládá jako obecnou vlastnost u všech



materiálů.“[1] Hooke právě díky těmto poznatkům objevil zákon, který položil základ k celé dnešní teorii pružnosti a je po něm pojmenován.

Úlohou ohýbaného nosníku se po Galileově smrti, zabývalo několik badatelů z celého světa, ovšem pořád vycházeli z jeho teorie o neprůtažnosti vláken, takže jejich objevy nepřinesly žádný přínos. S novými myšlenkami v teorii ohybu přišel až italský badatel Edme Mariotte. Nejprve se snažil také jako mnozí před ním rozvíjet Galileovy myšlenky a to že konzola se snaží otočit kolem bodu ve vetknutí, a tudíž hodnoty normálových napětí jsou stálá Obr.1.1a. „Všiml si, že síly v podélných vláknech tzn. dnešní napětí, jsou úměrné hodnotě od bodu ve vetknutí a že se mění podle Obr.1.1b. V dalším zkoumání dospěl k názoru, že se spodní vlákna konzoly zkracují a tak dospěl k představě rozdělení napětí dle Obr.1.1c.“[1]



**Obr.1.1 Průběh napětí**

„Jacob Bernoulli použil na řešení této úlohy infinitesálního počtu. Vyšel především z Mariottovy představy o průběhu vnitřních sil, která ho bohužel dovedla ke špatným výsledkům, ale i přesto došel k důležitému a správnému mezivýsledku, kterým je vzorec:“[1]

$$\frac{C}{\rho} = M$$

kde  $M$  je ohybový moment,  $\rho$  je poloměr křivosti v tomtéž bodě, a  $C$  je konstanta závislá na pružných vlastnostech prutu. Dnes tedy víme, že

$$C = E \times I$$

kde  $E$  je modul pružnosti a  $I$  je moment setrvačnosti průřezu. V dalších bádáních a výzkumech pokračoval se s svým bratrem Johannem I. Bernoulli, který byl nejprve pouze jeho žákem, vlivem této spolupráce se jim později podařilo sestavit první diferenciální rovnici „řetězovky“[1] pro svislé zatížení rozdělené rovnoměrně po délce křivky a udali její integrál.

„Jacob, později dokázal, že pro zatížení rozdělené rovnoměrně po vodorovné křivce přechází „řetězovka“ v parabolu.“[1]

V 18. Století se spousta mechaniků pokoušela zdokonalit řešení Jacoba Bernulliho, to se povedlo až Leonardu Eulerovi, jenž byl výborný a schopný matematik. „Euler zavedl dvojitý přístup k řešení mechanických úloh, první byl sestavením diferenciálních rovnic, ve kterém se objevují přímé příčiny, jako je zatížení, změna teploty a druhý spočíval ve stanovení funkce, která nabývá maxima. Obě metody musí vést ke stejným výsledkům.“ Na výsledky Eulerovi práce navázal Joseph Louis Lagrange, knihou Analytická mechanika. Mechanika je v této knize založena na principu virtuálních prací a na d'Alembertově principu, dále se v ní uvádí několik univerzálních postupů, které běžně používáme v dnešní době. „S použitím nově zavedených pojmů zobecněných souřadnic, zobecněných rychlostí a zobecněných sil, odvodil rovnice, které nesou v názvu jeho jméno. Lagrangerova Analytická mechanika se stala na jedné straně završením dosavadního vývoje, a na straně druhé otevřela cesty k novým poznatkům a bádáním.“[1]

Jak jsme se mohli dočíst už v předchozích odstavcích tak správný průběh napětí za ohybu odvodil už Mariotte, ale ten se nedostal ke správným výsledkům. Podstatně jasnější představu o napětí za ohybu měl mechanik Parent, „jenž uvažoval v okamžiku porušení různý model pružnosti v tahu a tlaku a polohu neutrální osy mimo těžiště průřezu, dokonce si uvědomoval o existenci smyku ve vetknutém průřezu.“[1] Bohužel jeho práce byla v tehdejší době značně opomíjena a jeho kolegy zpochybňována.

„Výzkumy a dílo Charlese Augustina Coulomba představuje vyvrcholení statiky a pružnosti 18. Století.“[1] Jeho teorie zemního tlaku dnes už přímo nepatří do stavební mechaniky, ale je důležitá proto, že si díky svým zkušenostem uvědomil, „že ze všech možných smykových ploch vznikne ta, která zatěžuje opěrnou zeď největším tlakem.“[1] Správnost Coulombovy teorii je využívána dodnes. Během svých pokusů v tahu, tlaku a ohybu na stavebních kamenech došel ke správné představě o průběhu vnitřních sil, a to k představě mnohem správnější a ucelenější než Parent šedesát let před ním. „Zjistil, že za rovinného ohybu musí platit tři podmínky rovnováhy mezi vnitřními silami v průřezu a vnějšími silami.“[1] Byl jeden z prvních mechaniků, který se zajímal o kroucení, díky svým pokusům odvodil mnoho správných výsledků, které jsou platné dodnes.

„Je překvapující, že za 160 let vývoje pružnosti nikoho nenapadlo oddělit fyzikální a geometrické vlastnosti konstrukce.“[1] Viděli jsme, že Euler je shrnoval do konstanty  $C$ ,

jenomže rozdělit ji na součin fyzikální veličiny  $E$  a geometrické veličiny  $I$  ji nedokázal. Proto důležitým objevem se stal modul pružnosti, jenž jeho objevitel Thomas Young sám definuje jako: „Modul pružnosti nějaké látky je sloupec téže látky, která vyvodí na své základně tlak, jenž má k tíže způsobující jistý stupeň stlačení jako se má délka látky k zkrácení její délky.“[1] „Modul pružnosti je zde chápán jako objem. Označíme-li ho jako  $V$ , průřez sloupce jako  $A$ , měrnou tíhu látky jako  $\rho$  a její modul pružnosti v dnešním pojetí jako  $E$  tak platí:“[1]

$$V = \frac{EA}{\rho}$$

I přes špatnou využitelnost tohoto vzorce v dnešní době, připisujeme objev a zavedení modulu pružnosti právě Youngovi, jenž zavedl charakteristiku materiálu se pružně převážet. Díky tomuto objevu se začala formovat teorie pružnosti a statika konstrukcí jak jí známe dnes.

Koncem 18. stolní byla v Paříži zřízena jedna z prvních škol, která se zabývala se výukou technických oborů, jmenovala se Ecola polytechnique. Jejými prvními profesory byli např. Lagrange, Monge a další známí mechanici. Tato škola se stala vzorem pro všechny ostatní vyvíjející se školy po celém světě. Jedním z prvních absolventů této školy byl Augustin Louis Cauchy, „ten jako jeden z prvních zavádí pojem napětí. V jeho práci je obsažena teorie napjatosti v bodě, v tom rozsahu jak ji používáme v dnešní době, jde v ní o vysvětlení napětí normálových, tangenciálních, hlavního napětí v bodě a elipsoidu napětí pro napětí normálové.“[1]

Dalším kdo vystudoval Ecolu byl Louis Marie Henri Navier, jenž během svého života vytvořil dílo, které se stalo opravdovým mezníkem vývoje stavební mechaniky. „Dřívější badatelé se ve svých výzkumech zaměřovali hlavně na pevnost, tj. že se snažili určit zatížení, při kterých dojde ke kolapsu konstrukce. Navier vycházel ze zásady, že konstrukce během provozního zatížení by měla zůstat v pružném stavu, toto v teorii mechaniky znamenalo značná zjednodušení a usnadnění výpočtů.“[1] Navier přijal Cauchyho pojem napětí a široce ho využil. Umožnilo mu to například definovat modul pružnosti způsobem dosud platným a to je „jako podíl napětí a přetvoření“[1]. Vyhodnotil materiálové zkoušky některých svých kolegů a další přidal sám a dostal se k závěrům, „například pevnost běžné oceli kolísá v rozmezích 350-450 MPa, tím také zjistil, že trvalá přetvoření se objevují při napětí něco přes polovinu této hodnoty a samotný modulu pružnosti oceli Navier určil na  $2 \cdot 10^5$  MPa.“[1] K dalším velkým Navierým přínosům pro mechaniku patří skutečnost, zavedení obecné metody pro řešení konstrukcí staticky neurčitých. Ukázal, že v takových případech lze

k podmínkám rovnováhy přidat podmínky převážnosti v takovém počtu, aby daná konstrukce šla vyřešit.

V první třetině 19. století, díky prací Naviera a dalších jeho kolegů z té doby, se stavební mechanika stala samostatným vědním oborem, v následujícím období se zformovala do podoby, jako jí v podstatě známe dnes.

Rozvoj grafické mechaniky bychom mohli datovat začátkem 17. století a zasloužil se o něj především Carl Culman, který jako první vydal knihu s názvem *Graphische Statistik*, „řeší v ní například rovinnou soustavu rovnoběžných sil, reakce prostého nosníku, momentové obrazce, polohu největšího momentu, těžiště a kvadratické momenty obrazců a řešení spojitého nosníku.“[1] Kniha měla obrovský význam, protože jediným pracovním nástrojem tehdejších mechaniků bylo pouze logaritmické pravítko, které obsahuje jenom goniometrické funkce sinus a tangens a to ještě jenom v prvním kvadrantu, tak především kde se objevovaly síly různých směrů, byla grafická mechanika hodně a s oblibou používána. „Dá se říct, že grafická mechanika znamenala takový převrat jako o sto let později maticové výpočty.“[1] Culman se taky zabýval výpočty příhradových konstrukcí a zavádí styčnickovou metodu a průsečnou metodu.

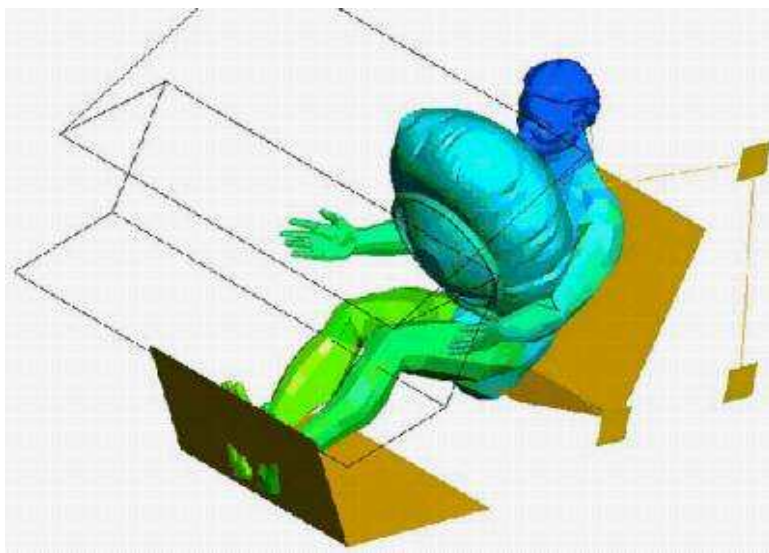
Neustále zvětšující se požadavky na stavební konstrukce kladly nové úkoly na zkoušení materiálu, proto začaly vznikat specializované laboratoře, které se zabývaly zkouškami materiálů. Laboratoře vznikaly především při vysokých školách, kde mohli sloužit jak pro účely výzkumu, tak pro potřeby profesorů a pro výuku studentů. „V roce 1889 se konal v Paříži Mezinárodní kongres aplikované mechaniky, který uznal nutnost sjednocení zkušebních metod a rozhodl o založení Mezinárodní společnosti pro zkoušení materiálu.“[1]

Z teoretických badatelů, působícím koncem 19. století, stojí na prvním místě Otto Mohr, povedlo se mu mnohem lépe a účelněji definovat a používat kružnici napětí, než jak ji definoval Coulman několik let před ním. „Jednou z největších Mohrových zásluh, tkví v tom, že uvedl do stavební mechaniky princip virtuálních prací v rozsahu do té doby neznámém.“[1] Současně s Winklerem zavedl v roce 1868 pojem příčinkových čar.

V půlce 20. století docházelo k poměrnému rozmachu ve stavebnictví, jenž bylo charakterizováno například neustále se zvětšujícími se rozměry staveb a jejich zatížením, používáním stále více kvalitnějších materiálů, zaváděním prefabrikace a zlepšováním postupů montáže jednotlivých prvků. Současně s vývojem samotného stavebnictví šel i vývoj stavební

mechaniky směrem k většímu kladení důrazu na přesnost výsledků, respektování prostorového působení konstrukcí a spojitosti konstrukcí, dynamického charakteru zatížení a časově proměnných vlastností materiálů. Tohle všechno bylo umožněno především rozvojem numerických metod a také neustále rostoucí výkonů počítačů, díky kterým se již v minulosti začalo upouštět od nepřesných a přibližných výpočtů.

V dnešní době se díky právě těmto výkonným počítačům používá už jenom výpočetního softwaru, přibližné výpočty se používají pouze k ověření správnosti výsledků získaným výpočetním softwarem. K samotnému rozvoji stavební mechaniky nedochází už tak bouřlivě jakou jako v minulých letech, dokonce by se mohlo zdát, že všechny problémy jsou už vyřešeny, ale rozvoj lidstva přináší neustále nové a nové problémy. „Například v poslední době se u dynamiky mostů, čím dál tím častěji objevuje rezonanční kmitání u vysokorychlostních tratí, dále pak se například vyvíjí model člověka jakožto vázané mechanické soustavy modelované tuhými tělesy spojenými mechanickými klouby daných vlastností s uvažováním kontaktů. Obr.1.2 ukazuje simulaci nárazové zkoušky osobního automobilu. Tento model obsahuje deformovatelné svalové prutové elementy nelineárních vlastností. V poslední době se vyvíjí algoritmus, který by byl schopen vytvořit i model v závislosti na věku, stavbě těla, pohlaví apod.“[3]



**obr.1.2 Simulace rázové zkoušky[3]**

Výše zmíněné příklady poměrně v dostatečné míře ukazují využití mechaniky v dnešní době, kdy dovedeme efektivně předvídat a řešit různé jevy, se kterými se nyní setkáváme.

## **1.2 Vývoj stavební mechaniky u nás**

Počátek stavební mechaniky u nás je spjat především se jménem Františka Josefa Gerstnera a jeho zásluhou byla stavovská inženýrská profesura, to byla v té době jediná škola v Čechách, kde se vyučovala technika, přetvořena v roce 1806 na polytechniku s větším počtem profesorů a náročnějšími cíli. Gerstner, napsal knihu Úvod do stavební mechaniky, čímž se zasloužil o první učebnici mechaniky u nás. „S jeho výukou na polytechnice souvisí jeho hlavní dílo Handbuch der Mechanik, vyšla ve třech dílech, kde první díl pojedná o mechanice, druhý o hydraulice a třetí o stavbě strojů.“[1] Toto dílo sepsal syn Gerstnera, protože jeho otec byl v té době vážně nemocen. Pro nás je důležitý především první díl, který, jak již bylo řečeno, pojednává o mechanice. „Ve III. kapitole je probírána pružnost a pevnost, především se zaměřuje na tah, ohyb, tlak a kroucení. Chybí smyk, ale pro ten v té době ještě nebylo nalezeno řešení. IV. kapitola obsahuje pojednání o stavební mechanice, veškeré problémy se řeší pomocí rovnoběžníku sil a ke statické neurčitosti se nepřihlíží.“[1]

Prvním profesorem na polytechnice by Jiří Fischer, jenž začal probírat statiku, nicméně se probírala jenom zběžně, protože v pěti týdenních hodinách se muselo stihnout probrat i další předměty. Sám Fischer byl, ale spíše architektem než statikem a proto výuka neměla valnou úroveň. Následovníkem Fischera se stal Karel Wiesenfeld, jenž rozšířil a „obohatil výuku o inženýrské obory jako stavebnictví železnic, ocelové konstrukce a mostní stavitelství.“[1]

Výraznou osobou stojící mimo polytechniku byl Bedřich Schnirch, byl to projektant ocelových konstrukcí, který navrhl deset řetězových mostů. K teorii přispěl knížkou, kterou napsal se svým mladším příbuzným. „V úvodní části této knihy je postup navrhování visutých mostů podle Naviera, Schnirch ukazuje že Naveirovo řešení visutých mostů je mylné a uvádí zde řešení správné.“[1]

„Studium na pražské polytechnice nebylo rozděleno podle oborů, stavitelství inženýrské, pozemní a strojní inženýrství se studovaly dohromady a jen chemie tvořila samostatný obor.“[1] Studenti nebo posluchači nebyli povinni studovat podle nějakého řádu a mohli si vybírat předměty podle libosti. Žádné závěrečné zkoušky neexistovaly a jen malá část studentů absolvovala v dnešní slova smyslu. Změnu přinesl až organický statut v roce 1863, kde se studium rozdělilo na obory s předepsanými předměty a způsobem ukončení. První přednášky, jak je známe dnes, zahájil profesor Rudolf Skuherský v roce 1861 a to z deskriptivní geometrie.

Organický statut zřizoval pražskou techniku jako ústav utrakvistický, na kterém se vyučovalo ve dvou jazycích, a každý student si mohl zvolit, v jakém jazyce chce studovat. Jedním z prvních českých profesorů byl Vilém Bukovský. „Pod vedením Bukovského byla na české technice vyřešena graficky křížová klenba lodí. Napsal pojednání O grafickém určení deformace zatížených konstrukcí příhradových, uveřejněné v Zprávách architektů a inženýrů v království Českém v roce 1880.“[1]

Po osamostatnění české techniky bylo nutno doplnit učitelský sbor, Pro stavební mechaniku byla zřízena honorovaná docentura, a konkurz na ni vyhrál Josef Šolín, ten i přes všechny svoje činnosti našel čas na rozsáhlou vědeckou činnost. „Ta zahrnuje několik okruhů, jako je geometrie, grafický počet, grafická statika, stavební mechanika, nauka o pružnosti a pevnosti.“[1] Šolín měl během svého působení několik asistentů, kteří, mu pomáhali s jeho vědeckými pracemi a později sami vyučovali a publikovali. Zmiňme jenom některá jména jako Jaroslav Pešek, Albert Vojtěch Velflík, Zdeněk Bažant, František Klokner, jehož velkou zásluhou je založení laboratoře pro zkoušení hmot konstrukcí. „Z malých počátků vyrostlo vědecké pracoviště zabývající se teoretickými studiemi stejně jako činností laboratorní – dnešní Stavební ústav ČVUT.“[1]

Během první světové války vývoj tohoto vědního oboru u nás stagnoval, ale po jejím skončení se tempo postupně zrychlovalo a to především díky tomu, že v Praze, ale nejenom v našem hlavním městě začaly vznikat české vysoké technické školy. Ty měli začít vychovávat odborníky, kteří by se i nadále věnovali výzkumu a vývoji stavební mechaniky v Čechách. Těmto odborníkům se podařilo využít čas během zavření vysokých škol během druhé světové války a následně je obnovit hned po její skončení.

## **2. Krátká charakteristika architektonického řešení**

### **2.1 Představa architekta o dané konstrukci**

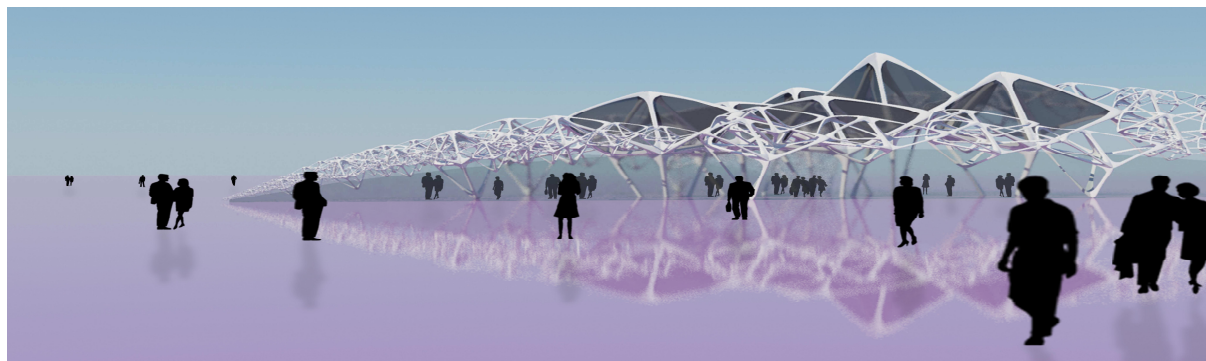
Studentka fakulty architektury Michaela Fišerová vytvořila jedinečný projekt "Sierpinski structure", jenž má být vizí moderního hřbitova do velkoměst s výškovými budovami. Konstrukce je dle architekta navržena jako výšková budova a řeší tím tak plošnou náročnost, jenž se pomalu v dnešních velkoměstech stává důležitým měřítkem, dále řeší špatnou dostupnost hřbitovů dnešní doby. Uvažovaný proces pohřbu je pouze kremace, schránky s ostatky se potom ukládají do samostatné nosné konstrukce stavby.

Nosná konstrukce je struktura, která je tvořena tělesy, vycházející tvarem z rovnostranného trojúhelníka. Tyto tělesa jsou uspořádány v systému Sierpiského čtyřtění a jsou v jádru dutá.

Cílem projektu je vyvinout pomocí skriptu strukturu, která by se modelovala podle tohoto fraktálu a hledaného terénu.

Jako materiál struktury architekt uvažuje sklo. Výplň jader, které tvoří zastřešení jsou membrány či ETFE fólie tam, kde je požadována větší propustnost světla. Dispozice krematoria je řešena jako centrální, uprostřed s obřadní místností.

Při návrhu toho díla se Michaela Fišerová nechala inspirovat německou skupinou architektů, která se otázkou přelidněnosti měst a nedostatku prostoru pro pohřbívání začala zabývat.



**Obr.2.1 "Sierpinski structure"**



# **3. Import konstrukce do výpočetního softwaru**

## **3.1 Potřebné vstupní podklady**

V dnešní velmi uspěchané době je potřeba pracovat efektivně a pokud možno co s největší eliminací chyb a nepřesností ve výpočtu. Aby se těmto nepřesnostem opravdu předešlo, je potřeba co nejvíce dodržet geometrii konstrukce vytvořenou architektem. Z tohoto důvodu nabízí v současnosti již skoro každý výpočetní software možnost importovat přesnou geometrii konstrukce.

Drtivá většina výpočetních programů nabízí import vektorového grafického formátu DXF „(jedná se o zkratku úplného názvu Drawing Interchange File Format), tento formát souboru byl vytvořen společností Autodesk pro její nejčastěji používanou aplikaci - AutoCad a slouží především pro přenos grafických informací typu CAD, vektorovými editory, modelovacími programy a podobně.“[7] V dnešní době je prakticky nemožné najít nějaký rozšířenější systém typu CAD, který by nepodporoval formát souboru DXF, jak pro import, tak i pro export.

Obvykle se s formátem DXF můžeme potkat ve dvou různých podobách. První podoba je častěji se vyskytující a dovedou ji zpracovat jak počítače, tak je čitelná i pro člověka, jde o tak zvanou textovou podobu. Druhá forma je binární, jde sice o podobu používanou zřídka, ale soubory uložené v této formě jsou podstatně kratší a také se rychleji načítají.

Jedním z nejdůležitějších podkladů vytvořeným architektem by měl být správně zpracovaný a uložený soubor formátu DXF. To v důsledku znamená, že samotný statik by se už neměl zabývat editací vektorového grafického formátu, ale měl by pouze převzít získané podklady. Správně vytvořený formát DXF musí obsahovat určité zákonitosti které samotný architekt při vytváření podkladu musí dodržet. Především v tomto souboru se nesmí vyskytovat žádné jiné entity, kromě těch co tvoří samotnou konstrukci, jinými entity se rozumí např. body, křivky, spline. Samotná konstrukce musí být tvořena pouze obyčejnými čarami tzn. úsečkami, které se musí stýkat v koncových bodech. Dále je docela vhodné aby veškeré entity byly buď vytvořeny, nebo převedeny do stejné hladiny, převedení do jedné

hladiny je nutné především u starších výpočetních softwarů, novější a pokročilejší programy by s více hladinami už neměly mít žádné problémy.

Dalším poměrně důležitým aspektem je uložení souboru DXF ve správné verzi, některé starší výpočetní programy nepodporují novější verze souboru DXF. V případě že výpočetní program nebude podporovat novější verzi vektorového grafického formátu, je potřeba soubor DXF přeuložit do správné verze.

Teprve takto vytvořený a zpracovaný soubor DXF je možno bez výskytu chyb importovat do vhodného výpočetního programu.

Jednou z nevýhod tohoto formátu, jak už z předchozích odstavců vyplývá je, že neumí přenést definice ploch, ale pouze definice vektorů. Samotné plochy musíme manuálně dodělat ve výpočetním programu. Proto se v dnešní době rozvíjí další formáty, které by sloužili jako neutrální datový formát pro přenos návrhu do rozdílného systému. Takovýto dnes používaný formát je IGES, který ve formě prostého textu nese všechny požadované informace a právě díky svojí univerzálnosti by s postupem času mohl vytlačit ostatní formáty používané v současné době.

V této kapitole jsem popsal, jak by měly vypadat správně vytvořené podklady od architekta ve formátu DXF, jenž se v současnosti používá pravděpodobně nejběžněji. Statik vzhledem k náročnosti a druhu konstrukce musí rozhodnout, jaký typ formátu podkladu bude pro danou konstrukci nejvhodnější a ten potom použít. Nemusí jít vždy o formát DXF, ale může využít i jakýkoli jiný formát, např. výše zmíněný IGES, či QSE ASA, CIS. V tomto ohledu je důležité, aby statik, použije-li jakýkoli nekonvenční formát, jasně definoval, jak jednotlivé podklady mají vypadat a co musí obsahovat. A především díky správně vytvořeným podkladům a společné komunikaci se zamezí zbytečným nedorozuměním a několikanásobnému předělávání výpočtu.

## **3.2 Import modelu konstrukce**

V předchozích několika odstavcích jsme se mohli dozvědět, jak by měly vypadat správně vytvořené poklady pro import a následné vytvoření modelu stavební konstrukce.

Samotnou geometrii konstrukce jsem převzal z vytvořené práce Michaely Fišerové, které mi poskytla i většinu dalších podkladů. Konstrukce se začala vytvářet v prostředí RhinoScript a skládá z prutových prvků trubkového průřezu. Výstup tohoto prostředí jsou souřadnice uzlů, definice linií a ploch. Po vložení těchto definic do libovolného grafického programu lze z těchto definic vytvořit soubor formátu DXF.

Veškeré výpočty vytvořené v této práci jsem prováděl pomocí programu STAAD Pro 2007, tento program stejně jako mnoho dalších pracuje na principu metody konečných prvků a umožňuje import formátu DXF. Vzhledem k tomu, že se v konstrukci vyskytují pouze jenom přímé pruty, s importem nebyly skoro žádné problémy a veškeré prvky se transformovaly do prvků, s kterými jsem mohl bez další editace začít pracovat.

Pro výpočet vnitřní sil postačí jako import prutový model celé konstrukce, kdežto pro výpočty vlivem zatížení sněhem, bylo nutné samotnou konstrukci ještě dále přizpůsobit.

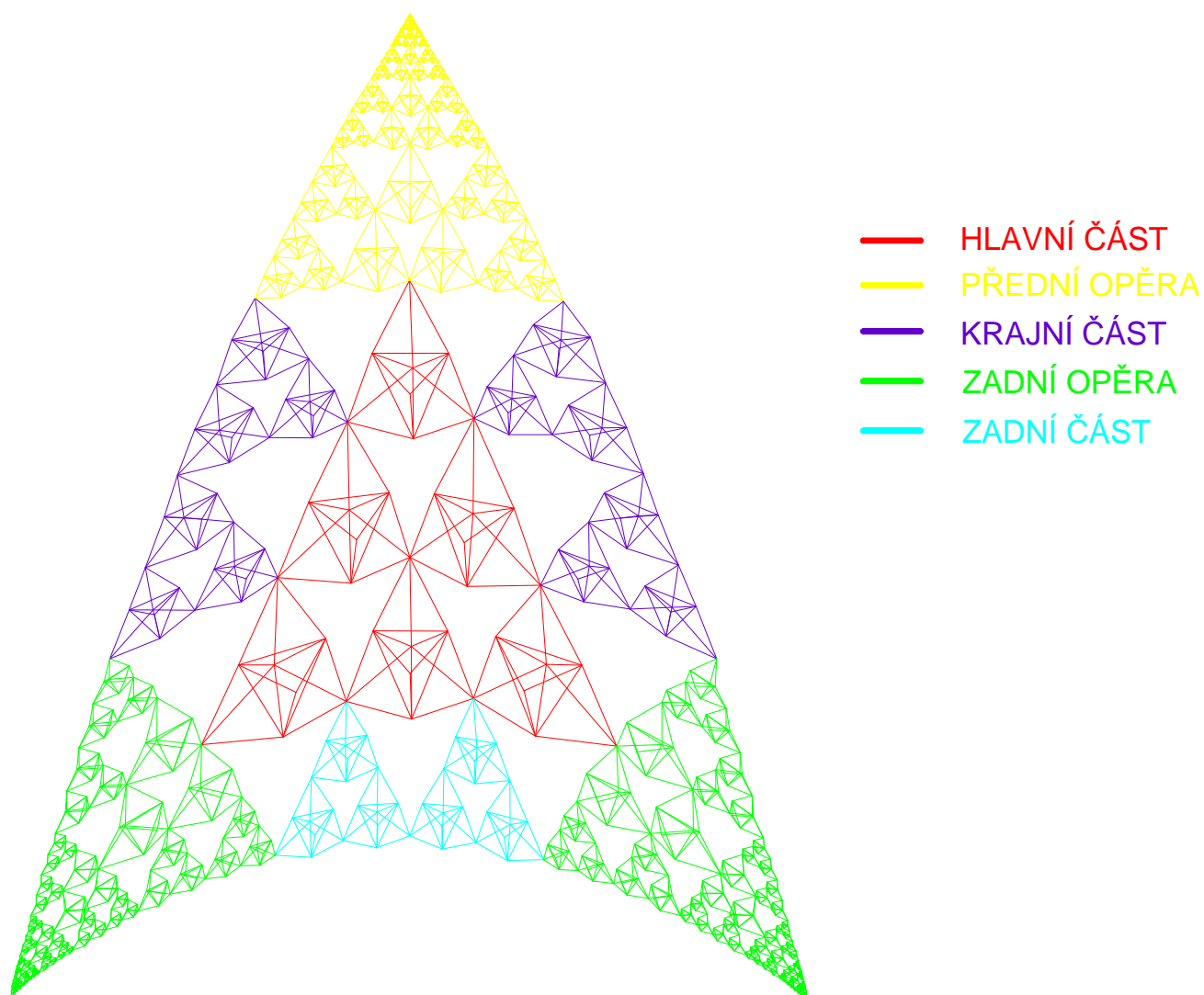
K přizpůsobení konstrukce jsem využil již vytvořený zdrojový formát DXF a pomocí grafického programu AutoCad 2009 jsem pomocí úseček vytvořil rošt, který by při realizaci sloužil k chycení a tím i podepření ETFE fólie. Takto editovaný výkres jsem posléze opět vložil do výpočetního programu. Po samotném vložení jsem musel ověřit, jestli nedošlo k rozdělení nosných prvků v místě styků s vytvořeným roštem. Tento problém se neobjevil, a tudíž jsem s konstrukcí mohl dále pracovat.

Výpočty vlivem zatížení sněhem nebyly v této bakalářské práci především kvůli časové náročnosti realizovány.

### 3.3 Popis systému konstrukce

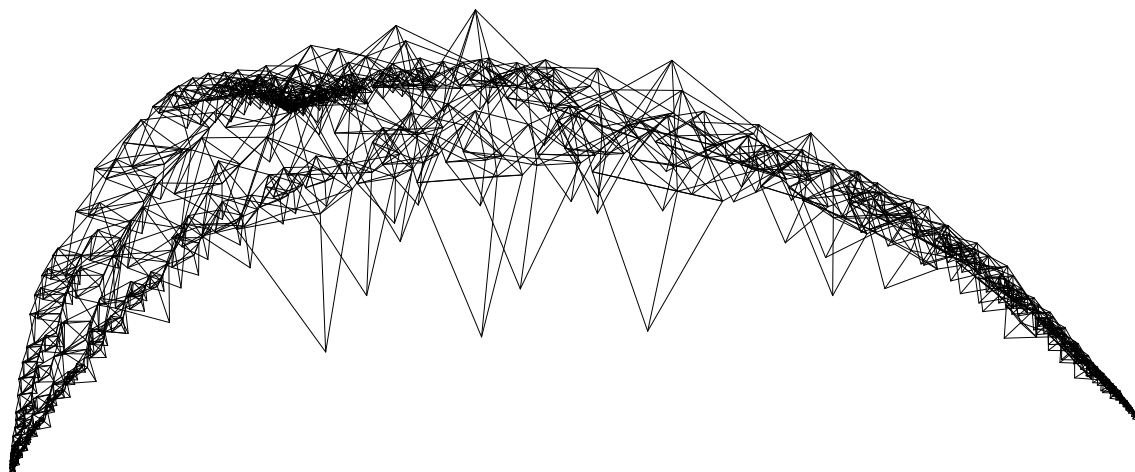
S importem konstrukce je spojen i samotný popis konstrukce. V případě importu naprosto celé konstrukce vede ke zhoršení orientace v konstrukci a tím by se mohlo docházet ke zbytečným chybám ve výpočtu, a samotný výpočet takto velké konstrukce by trval poměrně dlouho dobu.

Proto jsem se v tomto ohledu rozhodl pro zjednodušení výpočtu v tom smyslu, že jsem konstrukci rozdělil na několik částí a každou část jsem posuzoval samostatně. Rozdělení konstrukce je patrné z Obr.3.3.1



**Obr.3.3.1 Půdorys konstrukce**

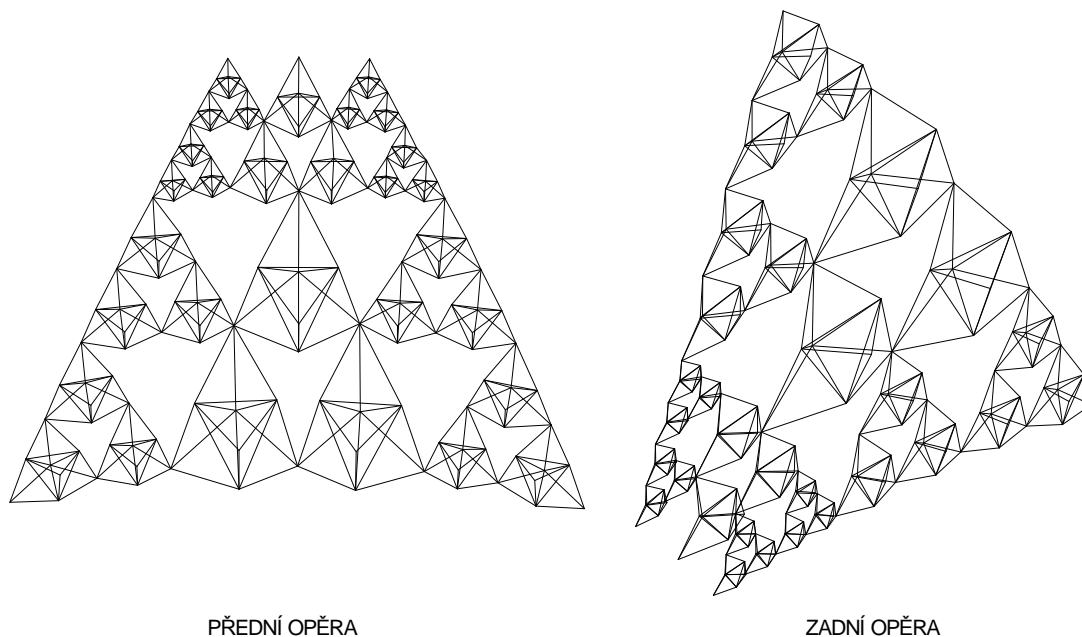
Na Obr.3.3.2 si můžeme prohlédnout jak je konstrukce podepřena, nejvíce sloupů obsahuje hlavní část konstrukce, kde je každý fraktál jenž je tvořen prostorovými trojúhelníky, podepřen třemi sloupy které vycházejí z jednoho místa v podlaze a každý tento sloup míří do jednoho vrcholu trojúhelníka.



**Obr.3.3.2. Podepření konstrukce**

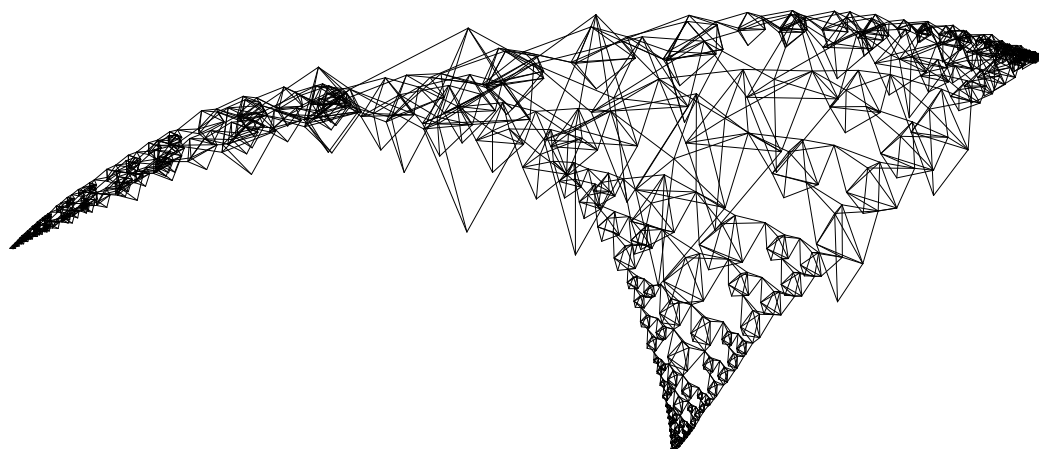
Další dva sloupy obsahuje krajní část, kde jsou prostorové trojúhelníky opět jako u hlavní části podepřeny sloupy. I když tato část je poměrně podobná zadní části je s podivem, že zadní část žádné sloupy neobsahuje, a tudíž je podepřena jenom okolními částmi konstrukce.

Posledními částmi celé konstrukce jsou přední a zadní opěry. U opěr se předpokládá, že se v jednom vrcholu opírají o zem, dále je potom přední opěra podepřena ještě jedním sloupem a potom ostatními konstrukcemi kolem. Vzhledem k tomu, že celá konstrukce má tvar trojúhelníku, tak přední opěra je jenom jedna, kdežto zadní opěry jsou dvě a jsou podepřeny pouze ostatními konstrukcemi. Samotné fraktály v hlavách podpor jsou natolik malé, že byly z posudku vyloučeny, a to především z důvodů složité výroby těchto prvků a v neposlední řadě i náročné montáže. Po odstranění takto malých prvků vidíme výsledný tvar obou opěr na Obr.3.3.3.



**Obr.3.3.3 Opěry konstrukce**

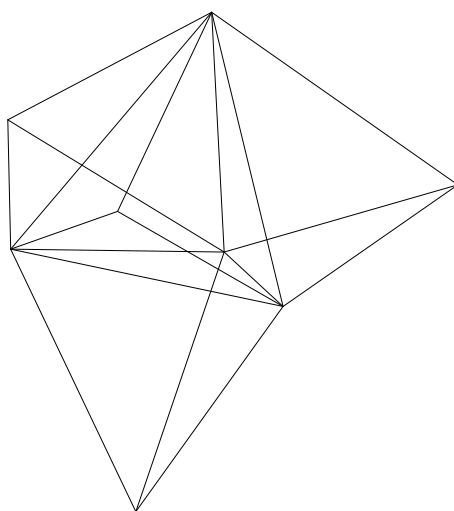
Konstrukce je tvořena přesně 4208 prvky, z toho jak již bylo zmíněno nejmenší prvky se vyskytují v opěrách a měří 193,0mm, oproti tomu největší je v hlavní části a měří 7,973 metrů. Z celkového počtu prvků, pouze 33 jich tvoří sloupy, při čemž nejdelší sloup se opět vyskytuje v hlavní části a měří 8,767metrů. Celá konstrukce na délku, tzn. od začátku přední opěry, až po konec zadní opěry měří 70 metrů, a na šířku tzn. od okraje jedné zadní opěry k druhé měří konstrukce 52,6 metrů. Největší výšky dosahuje konstrukce v prostředním segmentu zadní řady hlavní části a to 14,96 metrů. Pro představu si na Obr.3.3.4 můžeme prohlédnout axonometrii celé konstrukce.



**Obr.3.3.4. Axonometrie konstrukce**

## 4. Analýza konstrukce

Jak již bylo uvedeno v předchozích kapitolách, celou konstrukci jsem rozdělil na několik částí, samotným posudkům se tedy budeme věnovat každé části zvlášť. Jednotlivé části konstrukce jsou tvořeny segmenty, které se vytvářejí spojováním prostorových čtyřstěnů, jak vidíme na Obr.4.1.



**Obr.4.1 Segment konstrukce**

Konstrukce by měla odolávat různým statickým zatížením, jako je zatížení vlastní tíhou a dále zatížení sněhem. U celé konstrukce se předpokládá, že bude tvořena trubkami, je to jednak z důvodů návrhů architekta, ale také i proto že uzavřené průřezy nedeplanují a stejně tak se nemusí posuzovat vliv boulení.

Pro výpočet vnitřních sil jsem se rozhodl celou konstrukci zatížit spojitým rovnoměrným zatížením, které bude působit na celou konstrukci, která bude v tomto případě tvořena trubkami 300/10. Toto zatížení bude působit ve směru globální osy Z, tzn. bude působit na každý prvek jako svislé zatížení a nikoli jako kolmé. Velikost tohoto zatížení je volena v závislosti na náročnosti konstrukce. Nejde ani tak o rozpony, ale jde především o značnou členitost střechy, a tudíž častého výskytu sněhových kapes, kde by se bez včasného odklizení sněhu mohlo kumulovat zatížení. Konstrukce se nachází v I. sněhové oblasti,

charakteristické zatížení sněhem v této oblasti je  $0,7 \text{ kN/m}^2$ , a tudíž návrhové zatížení je  $1,05 \text{ kN/m}^2$ . Samotnou intenzitu působícího zatížení jsem odhadl, jako návrhovou hodnotu sněhu, kterou je potřeba převést na běžný metr. K tomu je zapotřebí zatěžovací plocha o velikosti  $12,625 \text{ m}^2$ , která působí na teoreticky nejvíc zatížený prvek. Dále stačí vydělit zatížení délkou příslušného prvku  $3,2 \text{ m}$  a výsledná hodnota je již v  $\text{kN/m}$ . Velikost zatěžovací šířky je zvětšena z důvodů okolních třech šikmých ploch, ze kterých by mohlo dojít ke sklouznutí sněhu na kritickou plochu a vytvořit tím tak poměrně velkou sněhovou kapsu. K dalšímu přitížení by mohlo dojít vlivem např. k zavěšení různých objektů na podhled konstrukce. Tuto hodnotu jsem odhadl na  $0,8 \text{ kN/m}$ . Z výpočtu vyplývá, že celá konstrukce bude zatížena spojitým zatížením o hodnotě  $5,0 \text{ kN/m}$ .

$$f = \frac{1,05 \times 12,625}{3,2} + 0,8 \cong \underline{\underline{5,0 \text{ kN} / \text{m}}}$$

Konstrukci budeme posuzovat jako prostorovou konstrukci, vždy na dvou modelech. Jeden model bude tvořen vetknutými spoji (rámová konstrukce), zatím co druhý bude modelován s kloubovými spoji (příhradová konstrukce). Rozhodující vlivy na tuto konstrukci bude mít tlak, tah a ohyb. Tlak a tah jsou jasnými charakteristikami konstrukce, v tomto případě bude hrát i poměrně důležitou roli ohyb a to především u horních částí jednotlivých segmentů, kde mezi tyto hlavní prvky bude upnuta fólie a ta bude způsobovat namáhání ohybem. Nesmíme zapomenout na sloupy, které budou namáhány jako u klasické ocelové konstrukce kombinací tlakem za ohybu.

Po provedení výpočtu, a zjištění výsledku, dokážeme určit průměry zvolených trubek a tím tak zahájit vhodnou statickou optimalizaci.

## **4.1 Zatížení vlastní tíhou**

V této kapitole se již budeme věnovat posouzení konstrukce a návrhem vhodných prvků. Po zatížení konstrukce spojitým zatížením vypočteme průběhy vnitřních sil jak u příhradového modelu, tak i prutového modelu. Maximální vnitřní síly použijeme jako kritické hodnoty a dosadíme je do jednotlivých výpočtů pro tah, tlak a ohyb. Obdobně použijeme i maximální síly vniklé u sloupů.



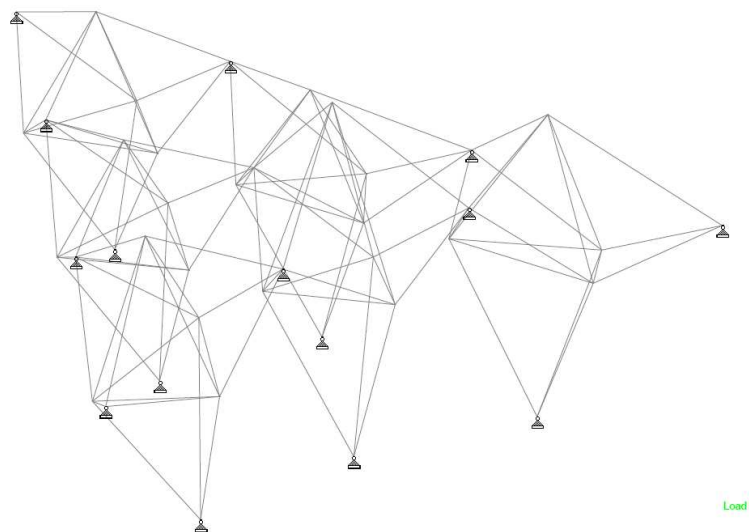
Výpočty jednotlivých částí jsou vedeny jako posouzení příhradových a rámových ocelových konstrukcí. Tyto výpočty, záleží vždy na různých kritériích prvků, jako např. u ohýbaných prvků záleží na plastickém průřezovém modulu, u tlaku a tahu záleží na minimální průřezové ploše a u sloupů na vzpěrné délce. V neposlední řadě je důležitým faktorem zvolená ocel. V tomto případě budou všechny prvky vyrobeny z oceli z mezí kluzu  $f_y=235$  MPa.

### **4.1.1 Hlavní část**

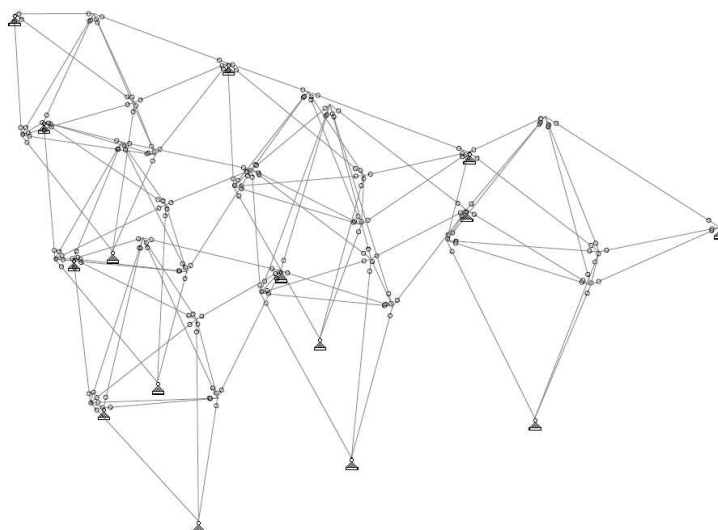
Hlavní část je nejdůležitější část celé konstrukce. Jde o část, kde se bude vyskytovat největší počet lidí, a tudíž musí být zajištěna jejich naprostá bezpečnost.

Na této části se bude nejpravděpodobněji kumulovat největší zatížení, které by mohlo přesáhnout i odhadnutou hodnotu spojitého zatížení a to především díky vodorovné části střechy, u které by mohlo dojít k přetížení především díky sklouznutí sněhu z okolních až devíti šikmých ploch. Z tohoto důvodu by bylo vhodné, aby navržené prvky měli alespoň 30-50% rezervu, tato rezerva bude zapotřebí především u vodorovných prvků, šikmé prvky by nemusely obsahovat takovou rezervu, ale pro zjednodušení budeme tuto rezervu uvažovat u všech prvků. Na Obr.4.1.1.1 si můžeme prohlédnout statické schéma modelu s tuhými spoji.

Na Obr 4.1.1.3. jsou v přehledné tabulce shrnuty vypočtené vnitřní síly, kde tučně jsou vyznačeny hodnoty, který budeme zavádět do výpočtu jako kritické. Na Obr.4.1.1.2 je zobrazeno statické schéma s klouby a na Obr.4.1.1.4 jsou v tabulce opět shrnuty odpovídající vnitřní síly.



**Obr.4.1.1.1 Statické schéma – vetknutí**



**Obr.4.1.1.2 Statické schéma – klouby**

|        | Beam | Node | Fx kN          | Fy kN         | Fz kN          | Mx kNm        | My kNm         | Mz kNm         |
|--------|------|------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|----------------|
| Max Fx | 74   | 30   | <b>186,761</b> | 0,163         | 11,307         | -0,822        | -20,762        | 1,714          |
| Min Fx | 79   | 31   | <b>-108,31</b> | 0,246         | 15,473         | -0,085        | -9,305         | 1,403          |
| Max Fy | 29   | 14   | -52,158        | <b>4,442</b>  | 14,937         | -1,911        | -18,488        | 9,342          |
| Min Fy | 28   | 11   | -38,008        | <b>-4,292</b> | 7,287          | 1,603         | 1,447          | -12,062        |
| Max Fz | 6    | 5    | 47,49          | -0,091        | <b>20,354</b>  | -0,345        | -27,844        | -1,055         |
| Min Fz | 9    | 1    | -42,976        | 2,123         | <b>-18,785</b> | -1,405        | -23,872        | -7,873         |
| Max Mx | 105  | 37   | -26,541        | -0,991        | 13,803         | <b>5,615</b>  | -12,3          | -4,622         |
| Min Mx | 15   | 3    | -26,238        | 0,744         | 15,523         | <b>-5,037</b> | -15,538        | 4,119          |
| Max My | 74   | 31   | 154,431        | 0,163         | -3,124         | -0,822        | <b>8,211</b>   | 0,562          |
| Min My | 6    | 5    | 47,49          | -0,091        | 20,354         | -0,345        | <b>-27,844</b> | -1,055         |
| Max Mz | 101  | 38   | -57,619        | -3,944        | -8,302         | 1,592         | -0,837         | <b>12,435</b>  |
| Min Mz | 29   | 11   | -39,929        | 4,442         | -6,559         | -1,911        | 2,233          | <b>-12,632</b> |

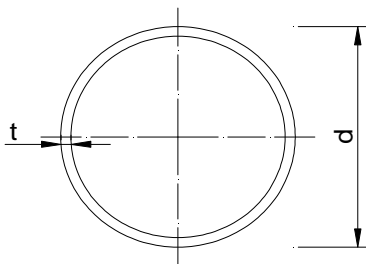
**Obr.4.1.1.3 Vnitřní síly - vetknutí**

|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN         | Fz kN          | Mx kNm   | My kNm         | Mz kNm        |
|--------|------|------|-----------------|---------------|----------------|----------|----------------|---------------|
| Max Fx | 74   | 30   | <b>188,441</b>  | 0,267         | 9,778          | 0        | -18,145        | 1,891         |
| Min Fx | 79   | 31   | <b>-108,402</b> | 0             | 16,19          | 0        | 0              | 0             |
| Max Fy | 2    | 2    | 85,048          | <b>0,662</b>  | 12,487         | 0        | -18,525        | 5,164         |
| Min Fy | 92   | 36   | 81,251          | <b>-0,658</b> | 12,492         | 0        | -18,516        | -5,136        |
| Max Fz | 96   | 39   | 44,848          | 0             | <b>17,818</b>  | 0        | 0              | 0             |
| Min Fz | 96   | 40   | 62,734          | 0             | <b>-17,818</b> | 0        | 0              | 0             |
| Max Mx | 39   | 17   | 61,463          | -0,257        | -11,912        | <b>0</b> | -12,66         | 1,683         |
| Min Mx | 2    | 2    | 85,048          | 0,662         | 12,487         | <b>0</b> | -18,525        | 5,164         |
| Max My | 1    | 1    | 49,981          | -0,202        | 8,66           | 0        | <b>0</b>       | 0             |
| Min My | 20   | 10   | 65,249          | 0,061         | 9,813          | 0        | <b>-20,023</b> | 0,535         |
| Max Mz | 2    | 2    | 85,048          | 0,662         | 12,487         | 0        | -18,525        | <b>5,164</b>  |
| Min Mz | 92   | 36   | 81,251          | -0,658        | 12,492         | 0        | -18,516        | <b>-5,136</b> |

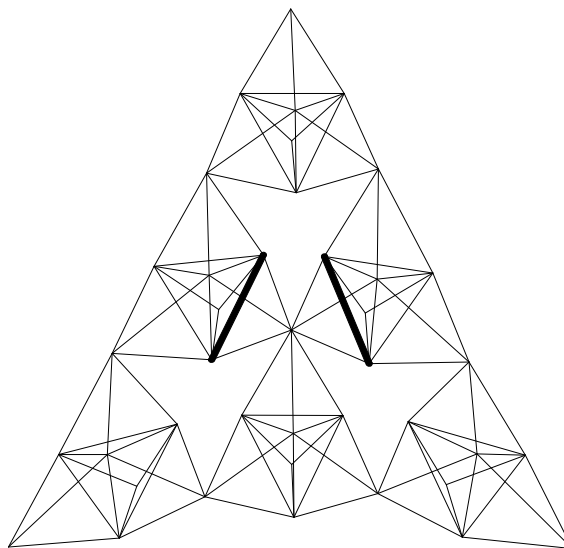
**Obr.4.1.1.4. Vnitřní síly - klouby**

## Posudek max. tlačný prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} \chi &= 0,6 \\ N_{sd}[kN] &= 108,31 \\ f_y[Mpa] &= 235 \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$



minimální průřezová plocha:

$$A_{min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{\chi \times f_y} \quad \mathbf{883,38 \text{ mm}^2}$$

→

| návrh | trubka | 127/12,5                |
|-------|--------|-------------------------|
| A=    |        | 4496 mm <sup>2</sup>    |
| d=    |        | 127 mm                  |
| t=    |        | 12,5 mm                 |
| I=    |        | 7460000 mm <sup>4</sup> |
| i=    |        | 40,7 mm                 |
| W=    |        | 117400 mm <sup>3</sup>  |

zatřídění průřezu:

$$\epsilon = 1$$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

10,16

vybočení v rovině nebo z roviny

vzpěrná délka pro vybočení v rovině i z roviny je stejná

$$L_{vz} = 6,52 \text{ m}$$

štíhlosti při vybočení v hlavních rovinách se vypočítají ze vztahu

$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i} \quad \mathbf{160,20}$$

pro duté průřezy se určí součitel vzpěrnosti podle křivky a, pro poměrné štíhlosti

$$\lambda = 93,9 \epsilon \quad \mathbf{93,9}$$

$$\beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta} \quad \mathbf{1,71}$$

pro křivku a

$$\chi = 0,299$$

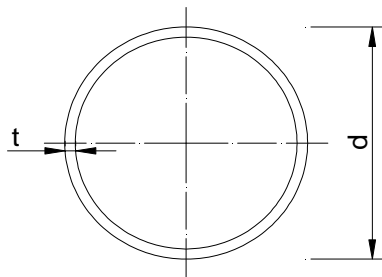
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{274,71 \text{ kN}}$$

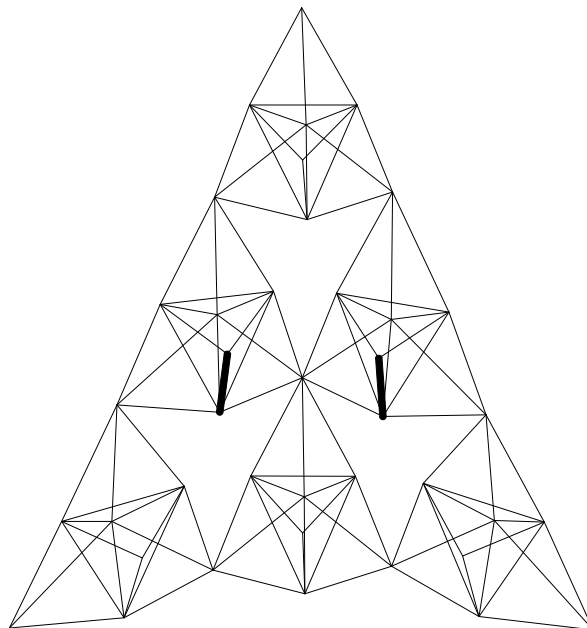
$$\mathbf{N_{rd}[kN] = 274,7 \geq N_{sd}[kN] = 108,3 \text{ vyhoví}}$$

## Posudek max. tažený prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} N_{sd}[\text{kN}] &= 186,76 \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$



minimální průřerová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{913,93 \text{ mm}^2}$$

→

| <u>návrh</u> | trubka | 127/12,5                |
|--------------|--------|-------------------------|
|              | A=     | 4496 mm <sup>2</sup>    |
|              | d=     | 127 mm                  |
|              | t=     | 12,5 mm                 |
|              | I=     | 7460000 mm <sup>4</sup> |
|              | i=     | 40,7 mm                 |
|              | W=     | 117400 mm <sup>3</sup>  |

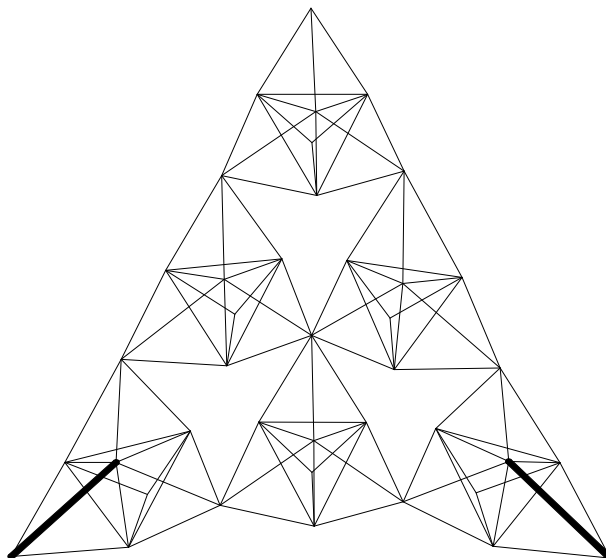
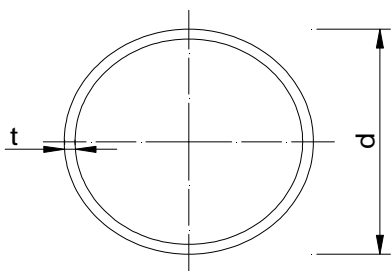
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{918,75 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{N_{rd}[\text{kN}] = 918,75 \geq N_{sd}[\text{kN}] = 186,76 \text{ vyhoví}}$$

## Posudek ohyb (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} Msd[\text{kNm}] &= 27,84 \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

protože je prvek zajištěn proti ztrátě stability a lze očekávat, že bude splňovat požadavky pro I. Třidu průřezu, hledá se nutný plastický průřezový modul podle jednoduchého vztahu

$$W_{pl} = \frac{Msd \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{136238,30 \text{ mm}^3}$$

zatřídění průřezu:

$$\epsilon = 1$$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

$$10,16$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

| návrh | trubka | 127/12,5                |
|-------|--------|-------------------------|
|       | Av=    | 2863 mm <sup>2</sup>    |
|       | d=     | 127 mm                  |
|       | t=     | 12,5 mm                 |
|       | I=     | 7460000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 407 mm                  |
|       | Wpl=   | 164500 mm <sup>3</sup>  |

moment unosnosti se stavoví ze vztahu

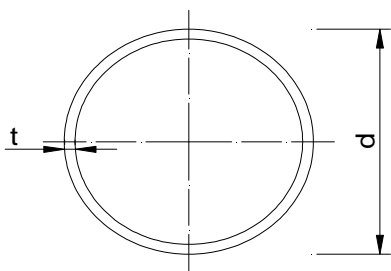
$$Mrd = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{33,62 \text{ kNm}}$$

$$\underline{\underline{Mrd[\text{kNm}] = 33,6 \geq Msd[\text{kNm}] = 27,8 \quad \text{vyhoví}}}$$

smyk lze zanedbat

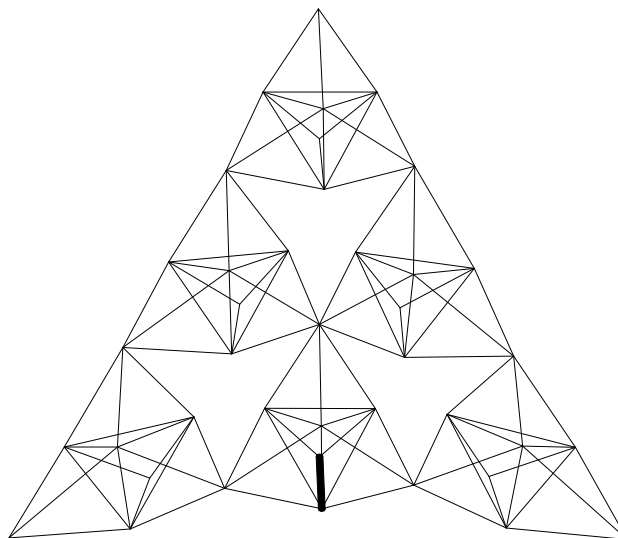
## Posudek kombinace tlaku a ohybu (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



### Vnitřní síly

|      |                      |
|------|----------------------|
| Msd= | 20,12 kNm            |
| Nsd= | 60,74 kN (v patce)   |
| Nsd= | 19,56 kN (v uložení) |
| Vsd= | 0,06 kN (v patce)    |



|              |                          |
|--------------|--------------------------|
| Návrh trubka | 245/10                   |
| ocel         | 235                      |
| d=           | 245 mm                   |
| t=           | 10 mm                    |
| A=           | 7383 mm <sup>2</sup>     |
| Av=          | 4700 mm <sup>2</sup>     |
| I=           | 51060000 mm <sup>4</sup> |
| W=           | 416800 mm <sup>3</sup>   |
| Wpl=         | 552600 mm <sup>3</sup>   |
| i=           | 83,2 mm                  |

třídy průřezu

pro ohyb: I. Třída

pro tlak: I. třída

### Posouzení:

o únosnosti rozhoduje stabilita prutu

### Vzpěrné délky:

délka sloupu:

**8760 mm**

vzpěrná délka v rovině rámu:

17520 mm

vzpěrná délka z roviny rámu:

8760 mm

### štíhlosti:

### poměrné štíhlosti:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} = 210,58$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 2,24$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = 105,29$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 1,12$$

kde  $\lambda_1 = 93,9 \sqrt{235/f_y} = 93,9$ ;

$\beta_A = 1$ .

### Součinitele vzpěrnosti:

pro křivku a

**Ky= 0,187**

**Kz= 0,582**

beta= 1,4

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = \mathbf{-2,37}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = \mathbf{1,44}$$

Podmínka spolehlivosti:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_{yd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_{yd}} = \mathbf{0,41} \leq \mathbf{1}$$

uzavřený profil není náchylný ke ztrátě stability za ohybu (klopení). Proto není třeba podmínku s vlivem stability ověřovat.

Na Obr.4.1.1.5 si shrneme jaké prvky jsme navrhli u rámové konstrukce hlavní části.

|           | průřez          | plocha A | hmotnost | délka [m] | hmotnost celkem[t] |
|-----------|-----------------|----------|----------|-----------|--------------------|
| sloupy    | <b>245/10</b>   | 7383     | 57,95    | 127,9     | <b>7,412</b>       |
| diagonály | <b>127/12,5</b> | 4496     | 35,3     | 500,7     | <b>17,675</b>      |
|           |                 |          |          |           | <b>25,087</b>      |

#### Obr.4.1.1.5 Shrnutí - vetknutí

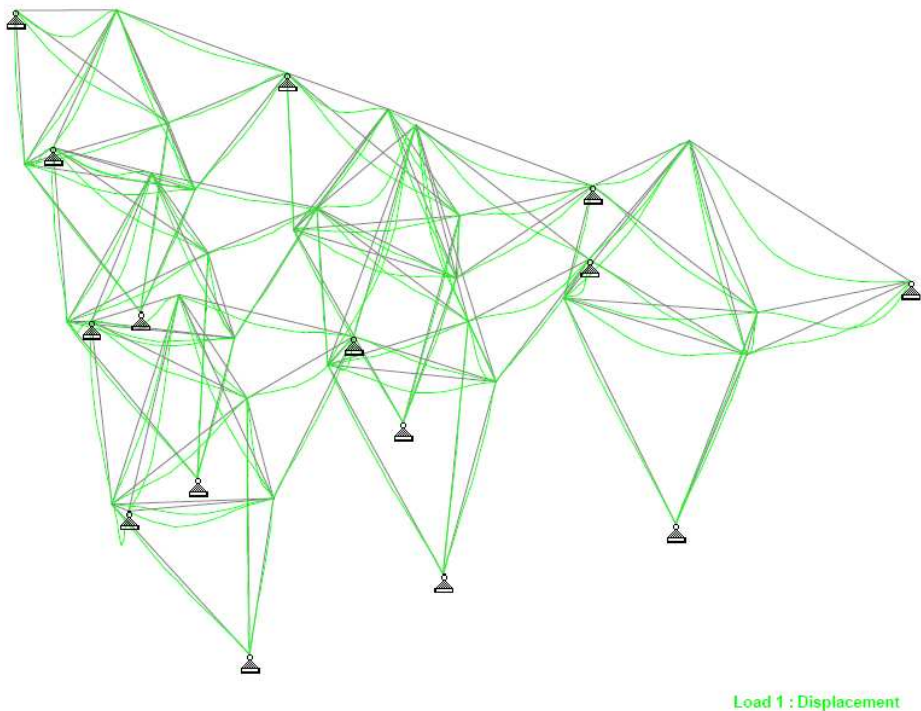
V případě, že máme vhodně nadimenzovány průřezy, aplikujeme je na vytvořený model naší konstrukce a opět provedeme výpočet s tím rozdílem, že tentokrát budeme aplikovat zatížení pouze vlastní tíhou. Zatížení vlastní tíhou bude po celou dobu životnosti konstrukce neměnné a tudíž je potřeba ověřit, jestli konstrukce unese sebe sama. Vlivem podstatně menšího zatížení vyjdou výrazně menší síly jak vidíme na Obr.4.1.1.6. Na Obr.4.1.1.8 si můžeme prohlédnout tvar deformace a na Obr.4.1.1.7 jsou v tabulce deformace vyčísleny.

|        | Beam | Node | Fx kN         | Fy kN         | Fz kN         | Mx kNm        | My kNm        | Mz kNm        |
|--------|------|------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Max Fx | 74   | 30   | <b>14.870</b> | 0.142         | 1.456         | 0.028         | -2.645        | 0.445         |
| Min Fx | 43   | 18   | <b>-7.432</b> | -0.017        | 1.102         | -0.003        | -0.991        | -0.040        |
| Max Fy | 93   | 38   | 5.278         | <b>0.300</b>  | 0.275         | 0.112         | 1.826         | 1.330         |
| Min Fy | 3    | 4    | 5.361         | <b>-0.298</b> | 0.283         | -0.109        | 1.783         | -1.329        |
| Max Fz | 92   | 36   | 8.092         | -0.200        | <b>1.689</b>  | -0.104        | -2.804        | -0.801        |
| Min Fz | 91   | 36   | 7.125         | -0.011        | <b>-1.668</b> | -0.045        | -2.141        | -0.056        |
| Max Mx | 105  | 37   | -1.201        | 0.001         | 0.968         | <b>0.208</b>  | -0.943        | -0.060        |
| Min Mx | 15   | 3    | -1.150        | -0.006        | 1.082         | <b>-0.185</b> | -1.165        | 0.041         |
| Max My | 56   | 24   | 5.029         | 0.023         | -0.121        | 0.003         | <b>2.056</b>  | -0.066        |
| Min My | 20   | 10   | 7.225         | 0.009         | 1.439         | 0.002         | <b>-3.150</b> | 0.059         |
| Max Mz | 93   | 38   | 5.278         | 0.300         | 0.275         | 0.112         | 1.826         | <b>1.330</b>  |
| Min Mz | 3    | 4    | 5.361         | -0.298        | 0.283         | -0.109        | 1.783         | <b>-1.329</b> |

Obr.4.1.1.6 - Vnitřní síly od vlastní tíhy - vetknutí

|         | Beam | Node | Horizonta     | Vertical     | Horizonta    | Resultant    |
|---------|------|------|---------------|--------------|--------------|--------------|
|         |      |      | X mm          | Y mm         | Z mm         | Resultant mm |
| Max X   | 74   | 31   | <b>0.050</b>  | 0.000        | -0.099       | 0.111        |
| Min X   | 38   | 18   | <b>-0.050</b> | 0.000        | -0.099       | 0.111        |
| Max Y   | 22   | 13   | 0.000         | <b>0.099</b> | -0.099       | 0.140        |
| Min Y   | 1    | 1    | 0.000         | <b>0.000</b> | <b>0.000</b> | 0.000        |
| Max Z   | 1    | 1    | 0.000         | 0.000        | <b>0.000</b> | 0.000        |
| Min Z   | 32   | 15   | 0.000         | 0.000        | -0.198       | <b>0.198</b> |
| Max Rst | 32   | 15   | 0.000         | 0.000        | -0.198       | <b>0.198</b> |

Obr.4.1.1.7 Deformace - vetknutí

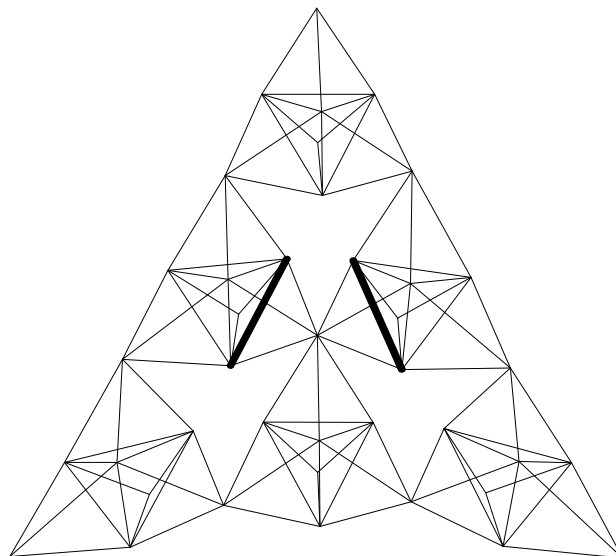
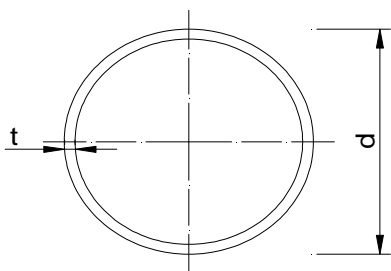


Obr.4.1.1.8 Tvar deformace - vetknutí



## Posudek max. tlačný prvek (klouby)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} \chi &= 0,6 \\ N_{sd}[kN] &= 108,31 \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{\chi \times f_y} \quad \mathbf{883,38 \text{ mm}^2}$$

→

| návrh | trubka | 127/12,5                |
|-------|--------|-------------------------|
| A=    |        | 4496 mm <sup>2</sup>    |
| d=    |        | 127 mm                  |
| t=    |        | 12,5 mm                 |
| I=    |        | 7460000 mm <sup>4</sup> |
| i=    |        | 40,7 mm                 |
| W=    |        | 117400 mm <sup>3</sup>  |

zatřídění průřezu:  $\epsilon = 1$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

vybočení v rovině nebo z roviny

vzpěrná délka pro vybočení v rovině i z roviny je stejná

$$L_{vz} = 6,52 \text{ m}$$

štíhlosti při vybočení v hlavních rovinách se vypočítají ze vztahu

$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i} \quad \mathbf{160,20}$$

pro duté průřezy se určí součitel vzpěrnosti podle křivky a, pro poměrné štíhlosti

$$\lambda = 93,9 \epsilon \quad \mathbf{93,9} \quad \beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

$$\mathbf{1,71}$$

pro křivku a

$$\chi = 0,204$$

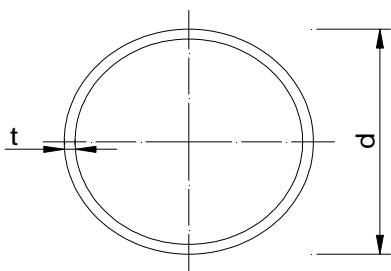
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{187,42 \text{ kN}}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[kN] = 187,42 \geq N_{sd}[kN] = 108,3 \text{ vyhoví}}}$$

## Posudek max. tažený prvek (klouby)

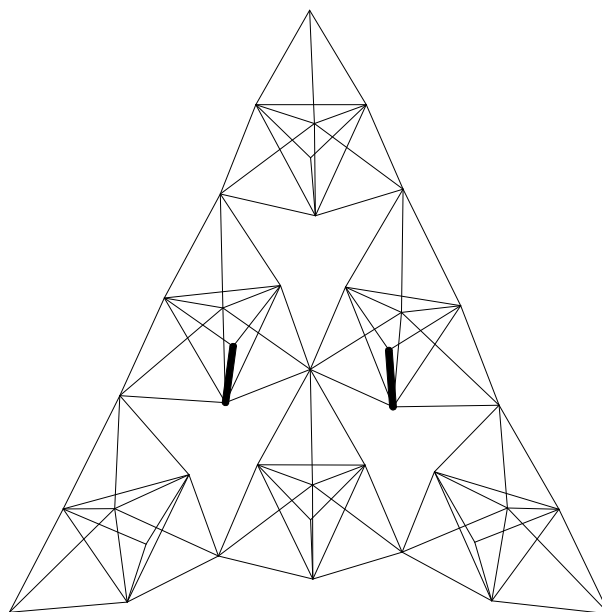
návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} N_{sd}[\text{kN}] &= 186,76 \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{913,93 \text{ mm}^2}$$



| <u>návrh</u> | trubka | 127/12,5                |
|--------------|--------|-------------------------|
|              | A=     | 4496 mm <sup>2</sup>    |
|              | d=     | 127 mm                  |
|              | t=     | 12,5 mm                 |
|              | I=     | 7460000 mm <sup>4</sup> |
|              | i=     | 40,7 mm                 |
|              | W=     | 117400 mm <sup>3</sup>  |

posouzení mezního stavu únosnosti

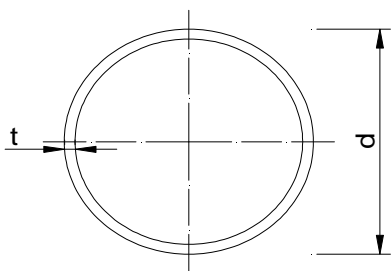
$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{918,7478 \text{ kN}}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[\text{kN}] = 918,75 \geq N_{sd}[\text{kN}] = 186,8 \text{ vyhoví}}}$$

U varianty s klouby není potřeba posouzení ohyby, z důvodů, že v příhradové konstrukci nevznikají momenty na rozdíl od rámové konstrukce. Díky nulovým momentům ve střešní části bychom mohli navrhovat relativně malé profily. O sloupech toto říci už bohužel nemůžeme, u těch vznikají momenty v podporách, a tudíž je musíme posoudit jako v předchozím případě. V tomto důsledku musíme zohlednit konstrukční spojení sloupů s diagonály, a proto jsou diagonály značně předdimenzovány a to až o cca 70%.

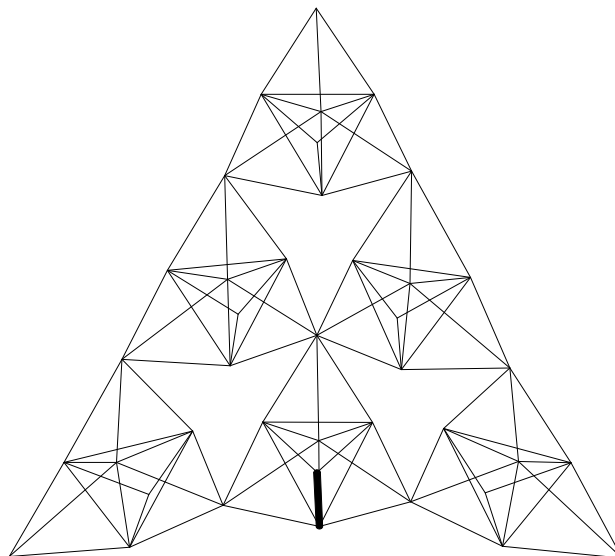
## Posudek kombinace tlaku a ohybu (klouby)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



### Vnitřní síly

|      |                      |
|------|----------------------|
| Msd= | 20,03 kNm            |
| Nsd= | 65,25 kN (v patce)   |
| Nsd= | 24,08 kN (v uložení) |
| Vsd= | 0,06 kN (v patce)    |



|              |                          |
|--------------|--------------------------|
| Návrh trubka | 194/10                   |
| ocel         | 235                      |
| d=           | 194 mm                   |
| t=           | 10 mm                    |
| A=           | 5781 mm <sup>2</sup>     |
| Av=          | 3680 mm <sup>2</sup>     |
| I=           | 24540000 mm <sup>4</sup> |
| W=           | 252900 mm <sup>3</sup>   |
| Wpl=         | 338900 mm <sup>3</sup>   |
| i=           | 65,1 mm                  |

třídy průřezu  
pro ohyb: I. Třída  
pro tlak: I. třída

### Posouzení:

o únosnosti rozhoduje stabilita prutu

Vzpěrné délky:                      **délka sloupu:                      8760 mm**

vzpěrná délka v rovině rámu:                      8760 mm

vzpěrná délka z roviny rámu:                      8760 mm

### štíhlosti:

### poměrné štíhlosti:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} =$$

**134,56**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} =$$

**1,43**

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} =$$

**134,56**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} =$$

**1,43**

kde  $\lambda_1 = 93,9 \sqrt{235/f_y} = 93,9;$

$\beta_A = 1.$

Součinitele vzpěrnosti:    pro křivku a

**Ky=                      0,404**

**Kz=                      0,404**

beta= 1,4

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = -1,38$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1,16$$

Podmínka spolehlivosti:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_{yd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_{yd}} = 0,41 \leq 1$$

uzavřený profil není náchylný ke ztrátě stability za ohybu (klopení). Proto není třeba podmínku s vlivem stability ověřovat.

Na Obr.4.1.1.9 si shrneme, jaké prvky jsme navrhli u příhradové konstrukce hlavní části.

|           | průřez          | plocha A | hmotnost | délka [m] | hmotnost celkem[t] |
|-----------|-----------------|----------|----------|-----------|--------------------|
| sloupy    | <b>194/10</b>   | 5781     | 45,38    | 127,9     | <b>5,804</b>       |
| diagonály | <b>127/12,5</b> | 4496     | 35,6     | 500,7     | <b>17,825</b>      |
|           |                 |          |          |           | <b>23,629</b>      |

**Obr.4.1.1.9 Shrnutí - klouby**

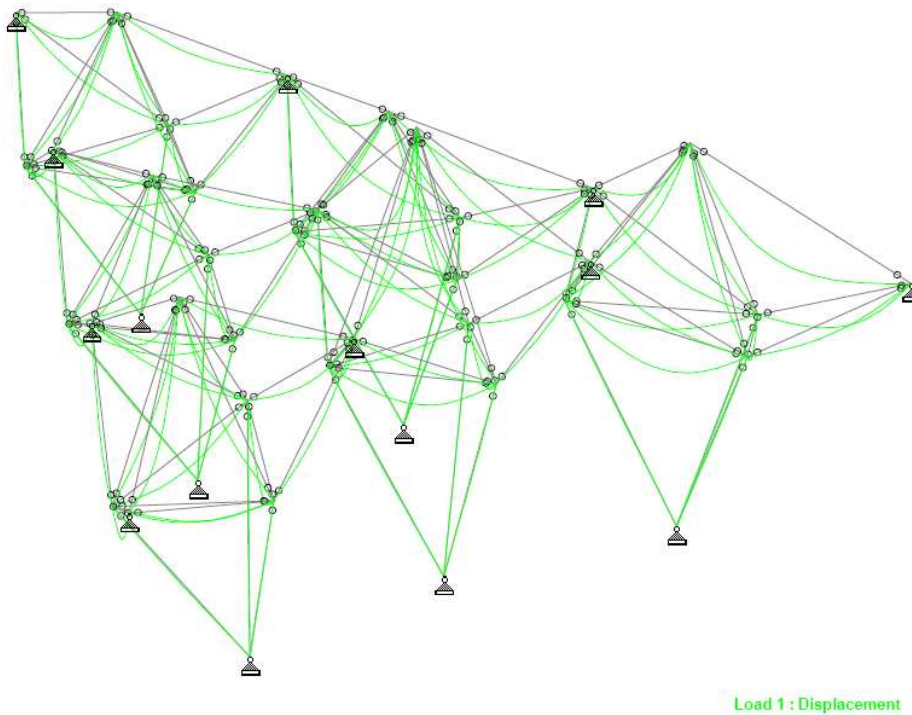
Výsledné vnitřní síly na vlivem zatížení vlastní tíhou na kloubovém modelu jsou na Obr.4.1.1.10, Obr.4.1.1.11 zobrazuje vypočtené deformace a Obr.4.1.1.12 tvar deformace.

|        | Beam | Node | Fx kN         | Fy kN         | Fz kN         | Mx kNm       | My kNm        | Mz kNm        |
|--------|------|------|---------------|---------------|---------------|--------------|---------------|---------------|
| Max Fx | 74   | 30   | <b>13.822</b> | 0.027         | 0.849         | 0.000        | -1.475        | 0.189         |
| Min Fx | 43   | 18   | <b>-7.438</b> | -0.000        | 1.119         | 0.000        | 0.000         | 0.000         |
| Max Fy | 2    | 2    | 7.008         | <b>0.056</b>  | 1.106         | 0.000        | -1.621        | 0.437         |
| Min Fy | 92   | 36   | 6.726         | <b>-0.056</b> | 1.107         | 0.000        | -1.622        | -0.437        |
| Max Fz | 96   | 39   | 2.915         | 0.000         | <b>1.231</b>  | 0.000        | 0.000         | 0.000         |
| Min Fz | 96   | 40   | 4.150         | -0.000        | <b>-1.231</b> | -0.000       | -0.000        | -0.000        |
| Max Mx | 1    | 1    | 3.783         | -0.017        | 0.775         | <b>0.000</b> | 0.000         | 0.000         |
| Min Mx | 1    | 1    | 3.783         | -0.017        | 0.775         | <b>0.000</b> | 0.000         | 0.000         |
| Max My | 1    | 1    | 3.783         | -0.017        | 0.775         | 0.000        | <b>0.000</b>  | 0.000         |
| Min My | 20   | 10   | 5.900         | 0.005         | 0.871         | 0.000        | <b>-1.771</b> | 0.047         |
| Max Mz | 2    | 2    | 7.008         | 0.056         | 1.106         | 0.000        | -1.621        | <b>0.437</b>  |
| Min Mz | 92   | 36   | 6.726         | -0.056        | 1.107         | 0.000        | -1.622        | <b>-0.437</b> |

**Obr.4.1.1.10 - Vnitřní síly od vlastní tíhy - klouby**

|         | Beam | Node | Horizontal    | Vertical     | Horizontal    | Resultant    |
|---------|------|------|---------------|--------------|---------------|--------------|
|         |      |      | X mm          | Y mm         | Z mm          | Resultant mm |
| Max X   | 73   | 29   | <b>0.050</b>  | 0.000        | -0.099        | 0.111        |
| Min X   | 38   | 18   | <b>-0.050</b> | 0.000        | -0.099        | 0.111        |
| Max Y   | 22   | 13   | 0.000         | <b>0.099</b> | -0.099        | 0.140        |
| Min Y   | 1    | 1    | 0.000         | <b>0.000</b> | <b>-0.099</b> | 0.099        |
| Max Z   | 1    | 2    | 0.000         | 0.000        | <b>0.000</b>  | 0.000        |
| Min Z   | 32   | 15   | 0.000         | 0.000        | -0.198        | <b>0.198</b> |
| Max Rst | 32   | 15   | 0.000         | 0.000        | -0.198        | <b>0.198</b> |

**Obr.4.1.1.11 - Tvar deformace - klouby**



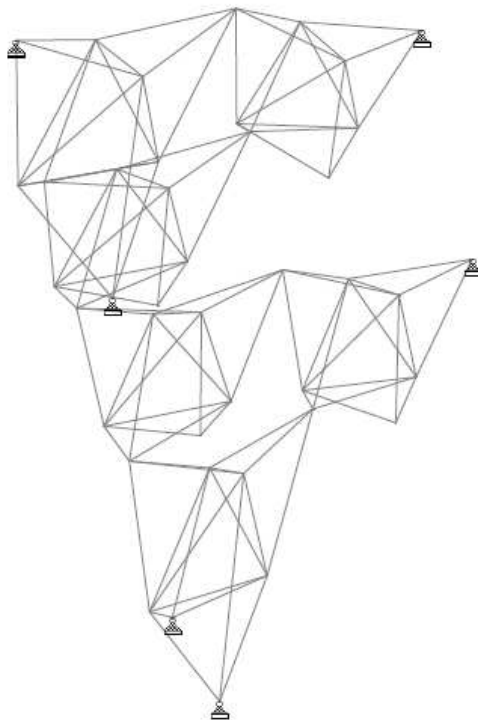
**Obr.4.1.1.12 Tvar deformace - klouby**

## **4.1.2 Krajiní část**

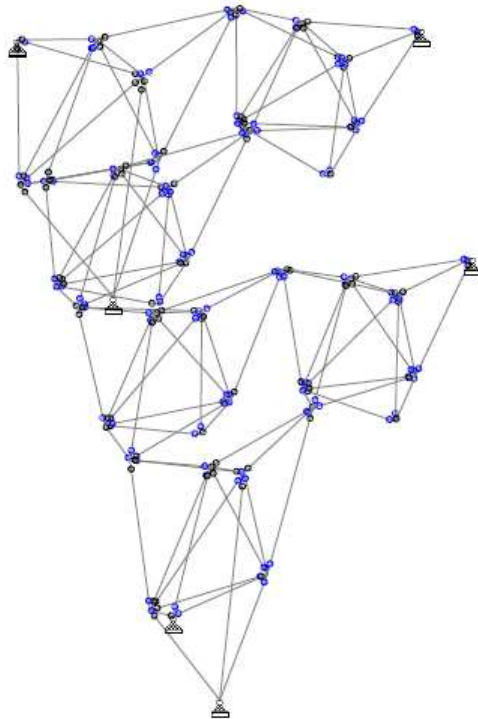
Jako funkce zádveří a umožnění vstupu do hlavní části bude fungovat krajiní část. Kvůli umožnění vstupu do objektu jsou v této části sloupy umístěny jinak než v ostatních částech. Sloupy jsou umístěny ve vrcholech trojúhelníků složených z fraktálů a tím nepřekáží ve vstupu. Fraktály jenž spojují trojúhelníky tvoří přirozenou klenbu a tím tak přímo vybízejí k tomu aby v tomto místě byl umístěn vstup do objektu.

Krajiní část obsahuje podobně jako hlavní část dvě vodorovné plochy, na kterých jak již bylo řečeno by se mohlo kumulovat větší, než jaké bylo uvažováno. Proto i zde budeme dimenzovat prvky s 30 až 50% rezervou.

Po aplikaci spojitého zatížení jsou na Obr.4.1.2.3 zobrazeny vnitřní síly pro model s tuhými spoji a na Obr.4.1.2.4 pro model s klouby. Statická schémata jsou na Obr.4.1.2.1 a Obr.4.1.2.2.



**Obr.4.1.2.1 Statické schéma - vetknutí**



**Obr.4.1.2.2 - Statické schéma - klouby**

|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN          | Fz kN          | Mx kNm         | My kNm          | Mz kNm         |
|--------|------|------|-----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|
| Max Fx | 18   | 4    | <b>492.091</b>  | -18.088        | 35.858         | 0.554          | 30.746          | 13.911         |
| Min Fx | 51   | 21   | <b>-363.484</b> | 42.172         | -9.411         | 50.099         | -11.928         | -91.178        |
| Max Fy | 51   | 16   | -362.189        | <b>42.172</b>  | 5.058          | 50.099         | -5.605          | 31.343         |
| Min Fy | 15   | 1    | 63.791          | <b>-57.043</b> | 60.043         | -45.534        | -68.280         | -48.049        |
| Max Fz | 12   | 1    | 94.740          | 1.670          | <b>88.074</b>  | 28.365         | -69.416         | 4.721          |
| Min Fz | 36   | 9    | -179.628        | -2.547         | <b>-98.731</b> | -21.140        | -65.162         | 1.974          |
| Max Mx | 51   | 16   | -362.189        | 42.172         | 5.058          | <b>50.099</b>  | -5.605          | 31.343         |
| Min Mx | 64   | 22   | -52.502         | -24.884        | 14.698         | <b>-57.307</b> | 6.089           | -20.200        |
| Max My | 63   | 21   | 29.064          | -29.392        | -65.497        | -11.749        | <b>212.842</b>  | -85.118        |
| Min My | 18   | 8    | 480.501         | -18.088        | 50.780         | 0.554          | <b>-132.949</b> | -54.442        |
| Max Mz | 15   | 8    | 62.222          | -57.043        | 46.856         | -45.534        | 73.686          | <b>103.461</b> |
| Min Mz | 51   | 21   | -363.484        | 42.172         | -9.411         | 50.099         | -11.928         | <b>-91.178</b> |

**Obr.4.1.2.3 - Vnitřní síly - vetknutí**

|        | Beam | Node | Fx kN     | Fy kN          | Fz kN          | Mx kNm        | My kNm          | Mz kNm         |
|--------|------|------|-----------|----------------|----------------|---------------|-----------------|----------------|
| Max Fx | 7    | 3    | 14003.991 | 0.000          | -4.863         | -0.000        | -0.000          | -0.000         |
| Min Fx | 5    | 7    | 14542.840 | 0.000          | -6.875         | -0.000        | -0.000          | -0.000         |
| Max Fy | 2    | 2    | 55.699    | <b>19.502</b>  | 32.538         | 0.000         | -124.340        | 85.174         |
| Min Fy | 1    | 1    | 4607.455  | <b>-23.447</b> | -4.108         | 0.000         | 0.000           | 0.000          |
| Max Fz | 2    | 2    | 55.699    | 19.502         | <b>32.538</b>  | 0.000         | -124.340        | 85.174         |
| Min Fz | 1    | 2    | 4631.105  | -23.447        | <b>-16.175</b> | -0.000        | -53.852         | 124.510        |
| Max Mx | 1    | 1    | 4607.455  | -23.447        | -4.108         | <b>0.000</b>  | 0.000           | 0.000          |
| Min Mx | 93   | 37   | 301.800   | -0.113         | -7.462         | <b>-0.000</b> | -8.915          | 0.588          |
| Max My | 3    | 2    | -2313.677 | 14.552         | 23.146         | -0.000        | <b>88.201</b>   | -46.814        |
| Min My | 2    | 2    | 55.699    | 19.502         | 32.538         | 0.000         | <b>-124.340</b> | 85.174         |
| Max Mz | 1    | 2    | 4631.105  | -23.447        | -16.175        | -0.000        | -53.852         | <b>124.510</b> |
| Min Mz | 3    | 2    | -2313.677 | 14.552         | 23.146         | -0.000        | 88.201          | <b>-46.814</b> |

**Obr.4.1.2.4 Vnitřní síly - klouby**

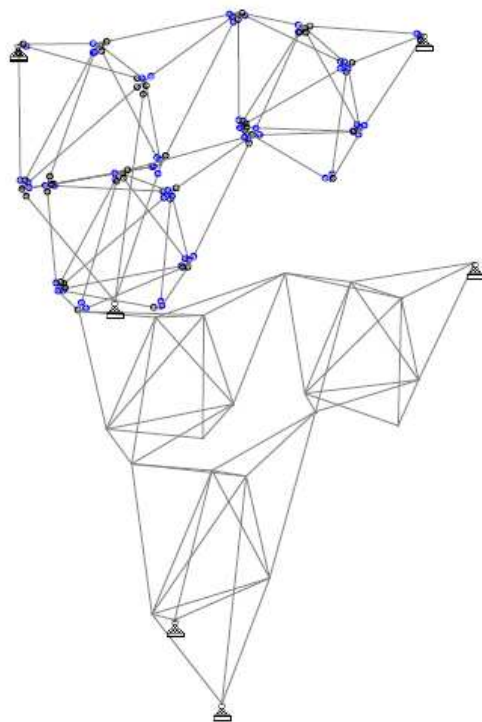
Jak předchozí tabulky naznačují, tato část už není tak stabilní jako hlavní část. Všimněme si především obrovských hodnot normálových sil u kloubového modelu, které dosahují hodnot až 14 tis. kN, na takto velké síly budeme jenom obtížně hledat vhodné průměry trubek. Použijeme-li vzorec na minimální průřezovou plochu zjistíme, že bychom potřebovali trubku a o ploše 118611,8mm<sup>2</sup> což by odpovídalo trubce asi 1m v průměru.

$$A_{\min} = \frac{Nsd \times \gamma_m}{\chi \times f_y} = \frac{14542,84 \times 10^3 \times 1,15}{0,6 \times 235} = \underline{\underline{118611,8 \text{ mm}^2}}$$

Jak vidíme z předchozího výpočtu na síly vypočtené na kloubovém modelu nejsme schopni navrhnout vhodný průřez trubky a proto se nebude posudkem kloubového modelu zabývat.

Zkusme na této části vyzkoušet ještě jednu možnou alternativu a to takovou jak můžeme vidět na Obr.4.1.2.5, horní část je tvořena klouby a dolní část je tvořena rámovými spoji.





**Obr.4.1.2.5 Statické schéma - vetknutí klouby**

Po zatížení tohoto modelu spojitým zatížením jako v předchozích příkladech vypočteme vnitřní síly, které vidíme na Obr.4.1.2.6.

|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN           | Fz kN           | Mx kNm          | My kNm          | Mz kNm          |
|--------|------|------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Max Fx | 18   | 4    | <b>1102.277</b> | -35.730         | 119.350         | 9.898           | 124.812         | 34.783          |
| Min Fx | 51   | 21   | <b>-845.006</b> | 9.713           | 23.534          | -10.878         | 27.440          | -24.945         |
| Max Fy | 48   | 19   | 649.867         | <b>88.300</b>   | -140.898        | 38.480          | 176.812         | 112.617         |
| Min Fy | 15   | 1    | -9.780          | <b>-144.691</b> | 46.560          | -101.082        | -79.813         | -122.452        |
| Max Fz | 12   | 1    | 70.990          | 7.704           | <b>149.894</b>  | 51.867          | -115.309        | 20.921          |
| Min Fz | 48   | 8    | 644.342         | 88.300          | <b>-158.729</b> | 38.480          | -382.518        | -217.052        |
| Max Mx | 5    | 6    | 6.121           | -35.356         | 24.320          | <b>77.060</b>   | -2.487          | -29.522         |
| Min Mx | 15   | 1    | -9.780          | -144.691        | 46.560          | <b>-101.082</b> | -79.813         | -122.452        |
| Max My | 12   | 7    | 60.175          | 7.704           | 141.009         | 51.867          | <b>291.861</b>  | -0.646          |
| Min My | 48   | 8    | 644.342         | 88.300          | -158.729        | 38.480          | <b>-382.518</b> | -217.052        |
| Max Mz | 15   | 8    | -11.350         | -144.691        | 33.373          | -101.082        | 26.341          | <b>261.859</b>  |
| Min Mz | 48   | 8    | 644.342         | 88.300          | -158.729        | 38.480          | -382.518        | <b>-217.052</b> |

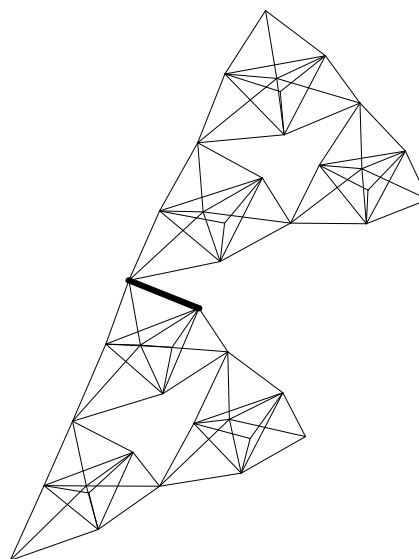
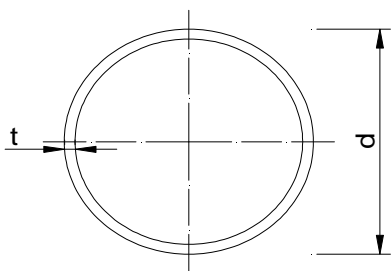
**Obr.4.1.2.6 Vnitřní síly - vetknutí-klouby**

V tabulce vidíme, že vnitřní síly nevycházejí příznivěji, naopak by se dalo říct že vychází hůř. Ve srovnání například s rámovou konstrukcí nemá vůbec žádných výhod, normálové síly i momenty vychází několikanásobně větší a tudíž by to nebylo vhodné řešení, srovnáme-li tento model s příhradovou konstrukcí, vycházejí lépe normálové síly, jenomže na úkor vysokých momentů, takže v případě ušetření materiálů na namáhání tahem a tlakem, by se muselo použít mnohem únosnějších sloupů a uspořené materiálu by byl k ničemu.

Z těchto důvodů je model tvořený z části klouby a z části tuhými spoji naprosto nevhodující a v následných posudcích s ním nebude uvažovat.

## Posudek max. tlačný prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} \chi &= 0,6 \\ N_{sd}[kN] &= 363,48 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{\chi \times f_y} \quad \mathbf{2964,55 \text{ mm}^2}$$

→

| návrh | trubka | 273/12,5                 |
|-------|--------|--------------------------|
|       | A=     | 10230 mm <sup>2</sup>    |
|       | d=     | 273 mm                   |
|       | t=     | 12,5 mm                  |
|       | I=     | 86970000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 92,2 mm                  |
|       | W=     | 637200 mm <sup>3</sup>   |

zatřídění průřezu:

$$\epsilon = 1$$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

21,84

vybočení v rovině nebo z roviny

vzpěrná délka pro vybočení v rovině i z roviny je stejná

$$L_{vz} = 2,9 \text{ m}$$

štíhlosti při vybočení v hlavních rovinách se vypočítají ze vztahu

$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i} \quad \mathbf{31,45}$$

pro duté průřezy se určí součitel vzpěrnosti podle křivky a, pro poměrné štíhlosti

$$\lambda = 93,9 \epsilon \quad \mathbf{93,9} \quad \beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

$$\mathbf{0,33}$$

pro křivku a

$$\chi = \mathbf{0,97}$$

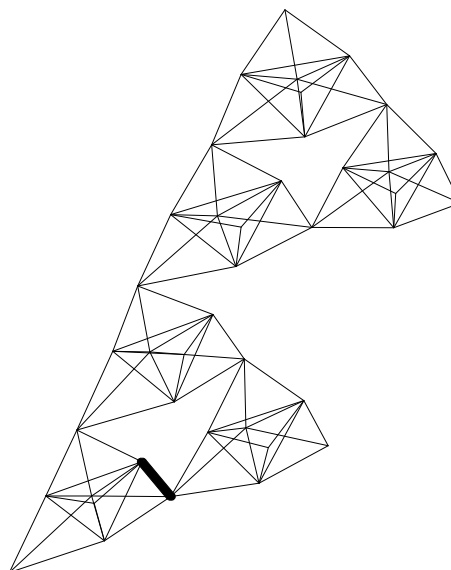
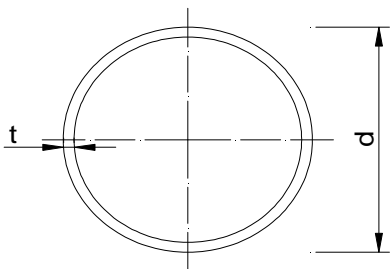
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{2027,8 \text{ kN}}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[kN] = 2027,8 \geq N_{sd}[kN] = 363,48 \text{ vyhoví}}}$$

## Posudek max. tažený prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} N_{sd}[\text{kN}] &= 492,09 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{2408,10 \text{ mm}^2}$$

→

| <u>návrh</u> | trubka | 273/12,5                 |
|--------------|--------|--------------------------|
|              | A=     | 10230 mm <sup>2</sup>    |
|              | d=     | 273 mm                   |
|              | t=     | 12,5 mm                  |
|              | I=     | 86970000 mm <sup>4</sup> |
|              | i=     | 92,2 mm                  |
|              | W=     | 637200 mm <sup>3</sup>   |

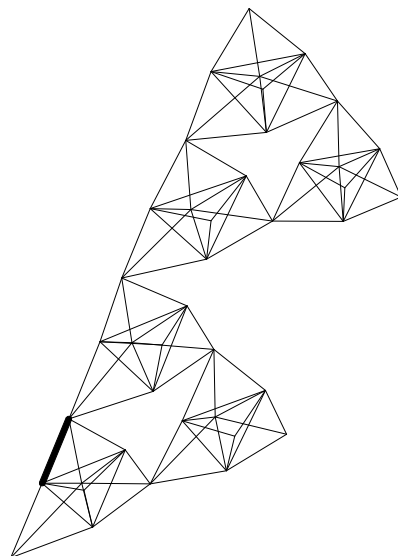
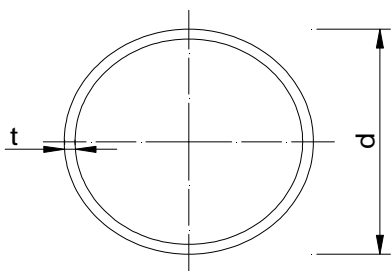
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{2090,5 \text{ kN}}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[\text{kN}] = 2090,5 \geq N_{sd}[\text{kN}] = 492,09 \text{ vyhoví}}}$$

## Posudek ohyb (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



Msd[kNm]= 132,95 kNm  
 fy[Mpa]= 235 Mpa  
 γ= 1,15

protože je prvek zajištěn proti ztrátě stability a lze očekávat, že bude splňovat požadavky pro I. Třidu průřezu, hledá se nutný plastický průřezový modul podle jednoduchého vztahu

$$W_{pl} = \frac{Msd \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{650606,38 \text{ mm}^3}$$

zatřídění průřezu:

ε= 1

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \varepsilon^2$$

21,84

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \varepsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \varepsilon^2$$

→ I.třída

| návrh | trubka | 273/12,5                 |
|-------|--------|--------------------------|
|       | Av=    | 6513 mm <sup>2</sup>     |
|       | d=     | 273 mm                   |
|       | t=     | 12,5 mm                  |
|       | I=     | 86970000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 92,2 mm                  |
|       | Wpl=   | 848900 mm <sup>3</sup>   |

moment unosnosti se stavoví ze vztahu

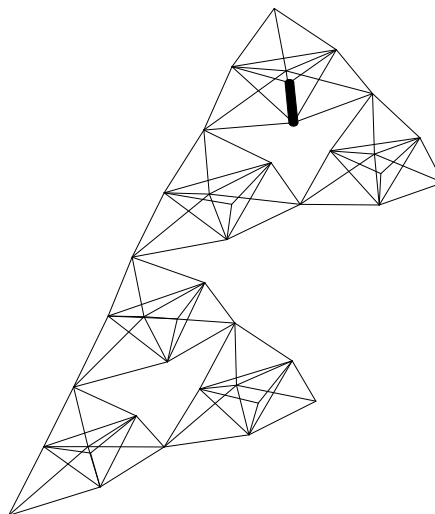
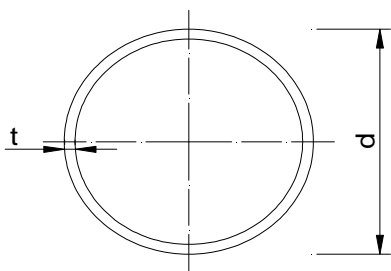
$$Mrd = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{173,47 \text{ kNm}}$$

**Mrd[kNm]= 173,5 ≥ Msd[kNm]= 133,0 vyhoví**

smyk lze zanedbat

## Posudek kombinace tlaku a ohybu (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



### Vnitřní síly

|      |                       |
|------|-----------------------|
| Msd= | 8,6 kNm               |
| Nsd= | 482,64 kN (v patce)   |
| Nsd= | 459,94 kN (v uložení) |
| Vsd= | -4,68 kN (v patce)    |

|              |                          |
|--------------|--------------------------|
| Návrh trubka | 245/10                   |
| ocel         | 235                      |
| d=           | 245 mm                   |
| t=           | 10 mm                    |
| A=           | 7383 mm <sup>2</sup>     |
| Av=          | 4700 mm <sup>2</sup>     |
| I=           | 51060000 mm <sup>4</sup> |
| W=           | 416800 mm <sup>3</sup>   |
| Wpl=         | 552600 mm <sup>3</sup>   |
| i=           | 83,2 mm                  |

třídy průřezu

pro ohyb: I. Třída

pro tlak: I. třída

### Posouzení:

o únosnosti rozhoduje stabilita prutu

### Vzpěrné délky:

délka sloupu:

**4913 mm**

vzpěrná délka v rovině rámu:

9826 mm

vzpěrná délka z roviny rámu:

4913 mm

### štíhlosti:

### poměrné štíhlosti:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} = 118,10$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 1,26$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = 59,05$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 0,63$$

kde  $\lambda_1 = 93,9 \sqrt{235/f_y} = 93,9$ ;

$\beta_A = 1$ .

### Součinitele vzpěrnosti:

pro křivku a

**Ky= 0,493**

**Kz= 0,878**

### Vliv osové síly na zvětšení ohybového momentu a vliv tvaru ohyb plochy

beta= 1,4

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = -1,183461725$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1,667775$$

Podmínka spolehlivosti:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_{yd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_{yd}} = 0,674703117 \leq 1$$

uzavřený profil není náchylný ke ztrátě stability za ohybu (klopení). Proto není třeba podmínku s vlivem stability ověřovat.

Výsledné navržené prvky si můžeme shrnout na Obr.4.1.2.7

|           | průřez          | plocha A | hmotnost | délka [m] | hmotnost celkem[t] |
|-----------|-----------------|----------|----------|-----------|--------------------|
| sloupy    | <b>245/10</b>   | 7383     | 57,95    | 30,8      | <b>1,785</b>       |
| diagonály | <b>273/12,5</b> | 10230    | 80,3     | 286,6     | <b>23,014</b>      |
|           |                 |          |          |           | <b>24,799</b>      |

### **Obr.4.1.2.7 Shrnutí - vetknutí**

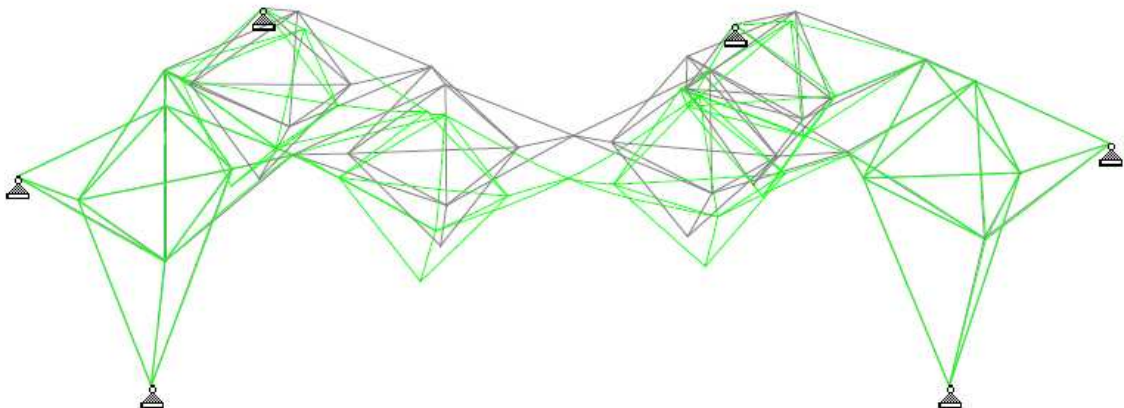
Výsledné vnitřní síly na vlivem zatížení vlastní tíhou jsou na Obr.4.1.2.8, Obr.4.1.2.9 zobrazuje vypočtené deformace a Obr.4.1.2.10 tvar deformace.

|        | Beam | Node | Fx kN          | Fy kN         | Fz kN          | Mx kNm        | My kNm         | Mz kNm         |
|--------|------|------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|----------------|
| Max Fx | 42   | 8    | <b>118.843</b> | 2.602         | -4.994         | 0.485         | -12.189        | -7.032         |
| Min Fx | 51   | 21   | <b>-94.719</b> | 6.447         | -1.563         | 5.928         | -3.256         | -12.855        |
| Max Fy | 51   | 16   | -94.515        | <b>6.447</b>  | 0.711          | 5.928         | -2.017         | 5.874          |
| Min Fy | 15   | 1    | -15.071        | <b>-7.281</b> | 7.580          | -5.332        | -7.827         | -6.315         |
| Max Fz | 12   | 1    | 10.568         | -0.058        | <b>13.245</b>  | 4.037         | -11.161        | 0.432          |
| Min Fz | 36   | 9    | -49.288        | -0.462        | <b>-16.310</b> | -3.011        | -11.948        | 0.266          |
| Max Mx | 51   | 16   | -94.515        | 6.447         | 0.711          | <b>5.928</b>  | -2.017         | 5.874          |
| Min Mx | 64   | 22   | 9.583          | -3.911        | 3.700          | <b>-6.385</b> | -2.092         | -4.117         |
| Max My | 36   | 15   | -49.593        | -0.462        | -14.169        | -3.011        | <b>29.986</b>  | -1.005         |
| Min My | 18   | 8    | 113.108        | -3.552        | 7.974          | -0.678        | <b>-18.898</b> | -9.520         |
| Max Mz | 15   | 8    | -15.317        | -7.281        | 5.507          | -5.332        | 9.554          | <b>13.023</b>  |
| Min Mz | 51   | 21   | -94.719        | 6.447         | -1.563         | 5.928         | -3.256         | <b>-12.855</b> |

**Obr.4.1.2.8 Vnitřní síly - vetknutí**

|         | Beam | Node | Horizontal    | Vertical      | Horizontal    | Resultant     |
|---------|------|------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|         |      |      | X mm          | Y mm          | Z mm          | Resultant mm  |
| Max X   | 73   | 30   | <b>4.961</b>  | 2.431         | -3.026        | 6.299         |
| Min X   | 37   | 17   | <b>-1.091</b> | -5.159        | -9.327        | 10.714        |
| Max Y   | 55   | 23   | 0.893         | <b>4.564</b>  | -7.838        | 9.114         |
| Min Y   | 19   | 10   | 3.572         | <b>-7.342</b> | <b>-1.935</b> | 8.391         |
| Max Z   | 20   | 11   | 0.695         | -2.332        | <b>1.240</b>  | 2.731         |
| Min Z   | 37   | 16   | 2.084         | -2.729        | -12.700       | <b>13.156</b> |
| Max Rst | 37   | 16   | 2.084         | -2.729        | -12.700       | <b>13.156</b> |

**Obr.4.1.2.9 Deformace - vetknutí**

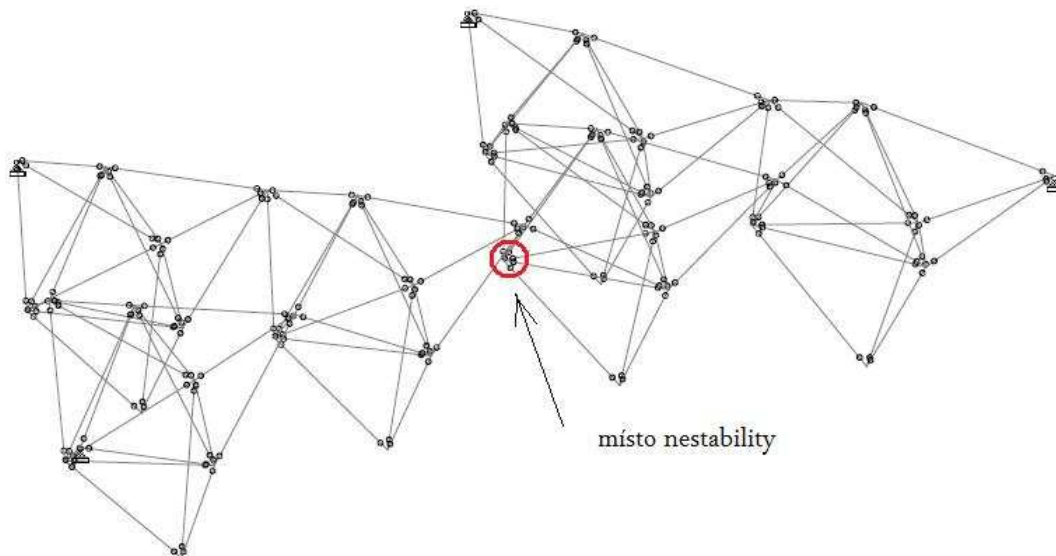


**Obr.4.1.2.10 Tvar deformace - vetknutí**



### **4.1.3 Zadní část**

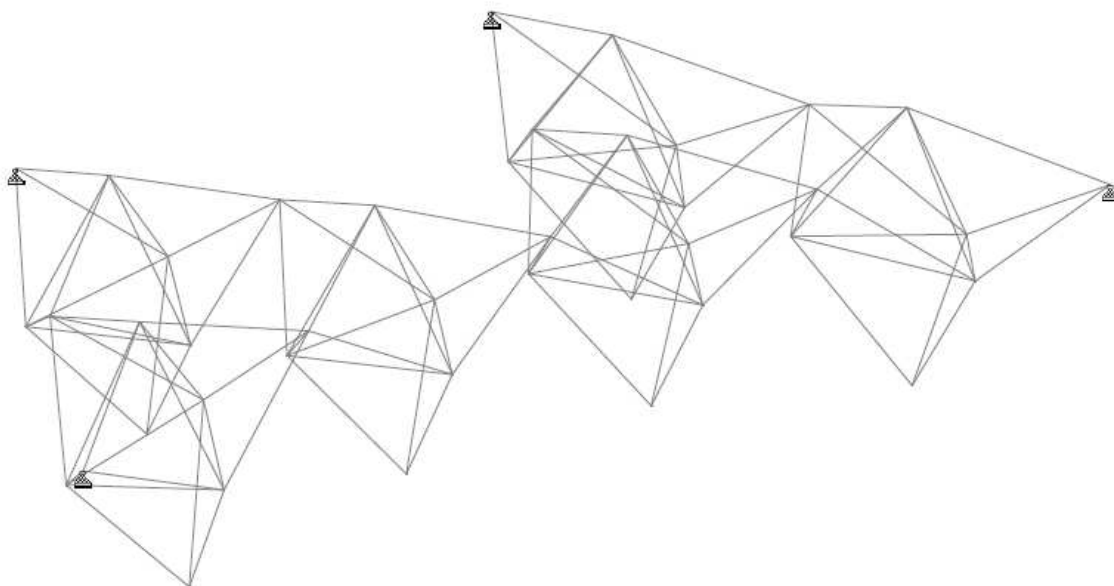
Zadní část je tvořena pouze šesti samostatnými fraktály, které jsou podepřeny pouze okolními konstrukcemi. V této části se nevyskytují žádné sloupy, což v důsledku znamená, že nemůžeme aplikovat kloubový model, protože v tu chvíli se konstrukce stává nestabilní a to především v místě spojení samotné zadní části jak je naznačeno na Obr.4.1.3.1. V tomto spojení dojde vlivem okolních konstrukcí ke stlačení zadní části a tím dojde k obrovské deformaci kloubového styčnicku, kterou není schopný přenést a došlo by ke kolapsu konstrukce.



**Obr.4.1.3.1 Místo nestability**

Pokud bychom chtěli kloubový model využít museli bychom konstrukce dodatečně podepřít a to zřejmě v kritickém místě spojení obou trojúhelníků.

S touto variantou vize architekta nepočítá, a proto budeme uvažovat pouze rámový model. Vypočtené vnitřní síly a statické schéma si můžeme prohlédnout na Obr.4.1.3.2 a Obr.4.1.3.3.



**Obr.4.1.3.3. Statické schéma - vetknutí**

|        | Beam | Node | Fx kN            | Fy kN           | Fz kN           | Mx kNm         | My kNm          | Mz kNm          |
|--------|------|------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| Max Fx | 78   | 27   | <b>1357.289</b>  | 100.199         | -43.343         | -39.934        | 127.746         | 152.307         |
| Min Fx | 77   | 34   | <b>-1154.294</b> | 23.350          | 11.238          | -5.859         | -24.127         | 35.731          |
| Max Fy | 22   | 13   | 1347.511         | <b>148.315</b>  | 121.151         | -72.308        | -62.829         | 143.854         |
| Min Fy | 76   | 34   | 1233.876         | <b>-161.523</b> | 121.772         | 74.006         | -60.292         | -169.218        |
| Max Fz | 87   | 33   | -136.027         | 5.661           | <b>123.323</b>  | 27.153         | -97.216         | 1.260           |
| Min Fz | 72   | 25   | -261.403         | -29.923         | <b>-116.144</b> | -23.481        | -105.239        | 35.080          |
| Max Mx | 84   | 33   | -672.834         | 34.612          | 18.763          | <b>77.199</b>  | -5.339          | -0.585          |
| Min Mx | 30   | 12   | -413.937         | -35.133         | 1.689           | <b>-82.976</b> | 17.897          | -4.820          |
| Max My | 29   | 14   | 604.729          | 47.523          | -91.546         | 10.128         | <b>267.952</b>  | 111.926         |
| Min My | 72   | 25   | -261.403         | -29.923         | -116.144        | -23.481        | <b>-105.239</b> | 35.080          |
| Max Mz | 76   | 14   | 1235.727         | -161.523        | 108.427         | 74.006         | 249.837         | <b>265.996</b>  |
| Min Mz | 22   | 14   | 1349.362         | 148.315         | 107.779         | -72.308        | 246.198         | <b>-256.560</b> |

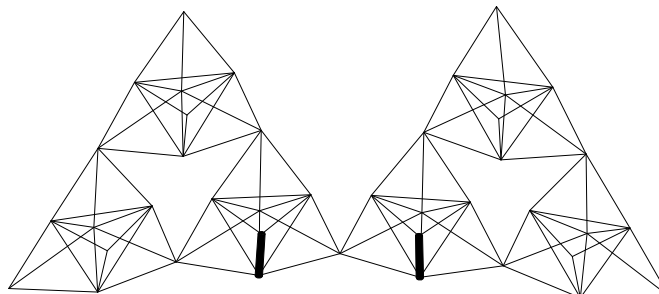
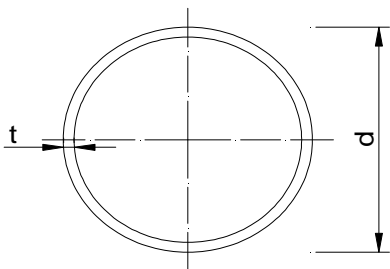
**Obr.4.1.3.4 Vnitřní síly -vetknutí**

Z vypočtených vnitřních sil je patrné, že konstrukce je sice stabilní ale přesto velké vnitřní síly naznačují, že i model s tuhými spoji by v kritickém místě bylo potřeba podepřít.

Následující posudky nám ukážou, že na takto velké síly je sice možno prvky nadimenzovat, ale půjde o trubky poměrně velkých průměrů.

## Posudek max. tlačný prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} \chi &= 0,6 \\ N_{sd}[kN] &= 1154,29 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{\chi \times f_y} \quad \mathbf{9414,422 \text{ mm}^2}$$

→

| návrh | trubka | 273/12,5                 |
|-------|--------|--------------------------|
|       | A=     | 10230 mm <sup>2</sup>    |
|       | d=     | 273 mm                   |
|       | t=     | 12,5 mm                  |
|       | I=     | 86970000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 92,2 mm                  |
|       | W=     | 637200 mm <sup>3</sup>   |

zatřídění průřezu:

$$\epsilon = 1$$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

vybočení v rovině nebo z roviny

vzpěrná délka pro vybočení v rovině i z roviny je stejná

$$L_{vz} = 2,9 \text{ m}$$

štíhlosti při vybočení v hlavních rovinách se vypočítají ze vztahu

$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i} \quad \mathbf{31,45336}$$

pro duté průřezy se určí součitel vzpěrnosti podle křivky a, pro poměrné štíhlosti

$$\lambda = 93,9 \epsilon \quad \mathbf{93,9} \quad \beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

$$\mathbf{0,33}$$

pro křivku a

$$\chi = 0,97$$

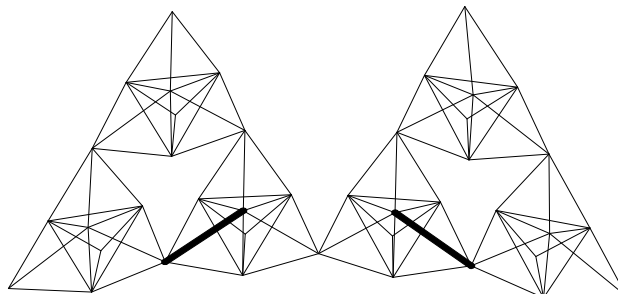
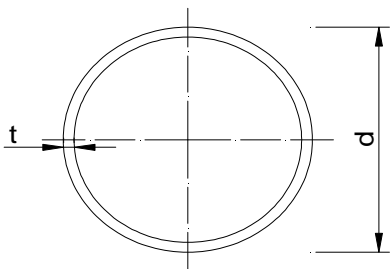
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{2027,8 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{N_{rd}[kN] = 2027,8 \geq N_{sd}[kN] = 1154,3 \text{ vyhoví}}$$

## Posudek max. tažený prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} N_{sd}[\text{kN}] &= 1357,29 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad 6642,06 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow$$

| <u>návrh</u> | trubka | 273/12,5                 |
|--------------|--------|--------------------------|
|              | A=     | 10230 mm <sup>2</sup>    |
|              | d=     | 273 mm                   |
|              | t=     | 12,5 mm                  |
|              | I=     | 86970000 mm <sup>4</sup> |
|              | i=     | 92,2 mm                  |
|              | W=     | 637300 mm <sup>3</sup>   |

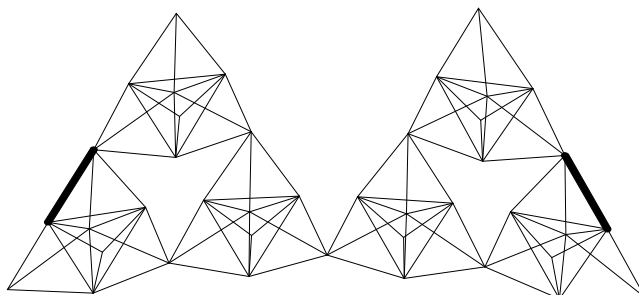
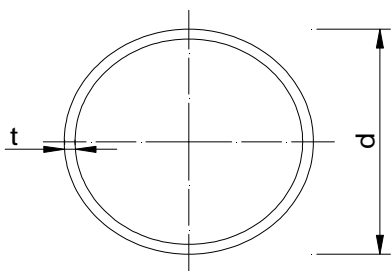
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \quad 2090,48 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[\text{kN}] = 2090,5 \geq N_{sd}[\text{kN}] = 1357,3 \text{ vyhoví}}}$$

## Posudek ohyb (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$M_{sd}[kNm]= 105,24 \text{ kNm}$   
 $f_y[Mpa]= 235 \text{ Mpa}$   
 $\gamma = 1,15$

protože je prvek zajištěn proti ztrátě stability a lze očekávat, že bude splňovat požadavky pro I. Třidu průřezu, hledá se nutný plastický průřezový modul podle jednoduchého vztahu

$$W_{pl} = \frac{M_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{515004,26 \text{ mm}^3}$$

zatřídění průřezu:  $\epsilon = 1$

I. Třída  $\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$   $21,84$

II. Třída  $\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$

III. Třída  $\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$   $\rightarrow$  I.třída

| návrh | trubka     | 273/12,5                |
|-------|------------|-------------------------|
|       | $A_v =$    | $10230 \text{ mm}^2$    |
|       | $d =$      | $273 \text{ mm}$        |
|       | $t =$      | $12,5 \text{ mm}$       |
|       | $I =$      | $86970000 \text{ mm}^4$ |
|       | $i =$      | $92,2 \text{ mm}$       |
|       | $W_{pl} =$ | $848900 \text{ mm}^3$   |

moment unosnosti se stavoví ze vztahu

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{173,47 \text{ kNm}}$$

**$M_{rd}[kNm]= 173,5 \geq M_{sd}[kNm]= 105,24$  vyhoví**

smyk lze zanedbat

Navržené prvky obsahuje tabulka na Obr.4.1.3.5

|           | průřez          | plocha A | hmotnost | délka [m] | hmotnost celkem[t] |
|-----------|-----------------|----------|----------|-----------|--------------------|
| sloupy    | -               | -        | -        | -         | -                  |
| diagonály | <b>273/12,5</b> | 10230    | 80,3     | 304,5     | <b>24,451</b>      |
|           |                 |          |          |           | <b>24,451</b>      |

**Obr.4.1.3.5 Shrnutí - vetknutí**

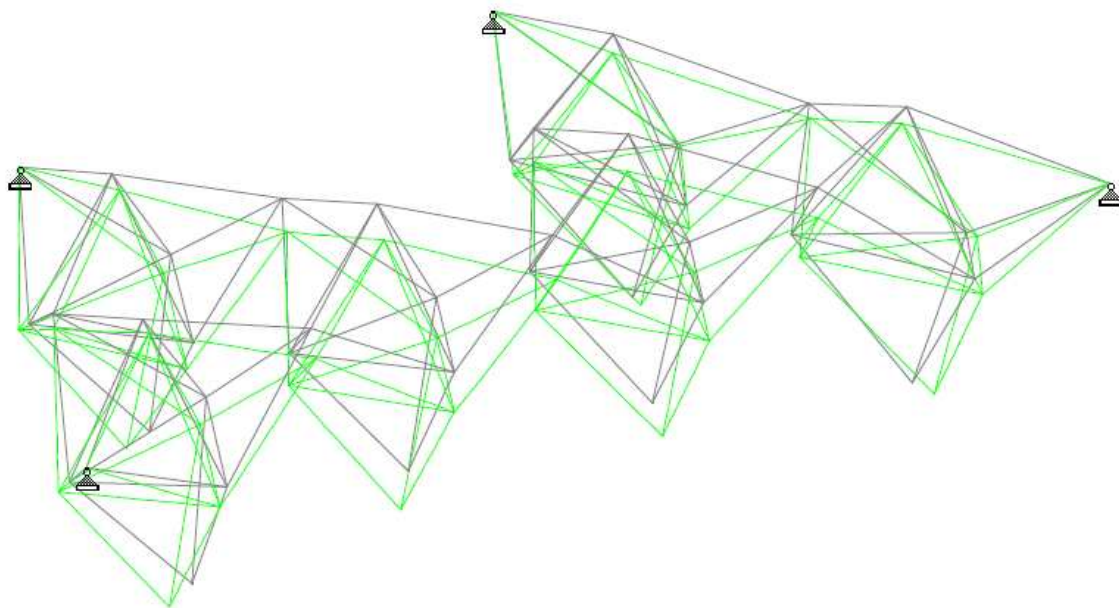
Navržené prvky aplikujeme na statický model a provedeme výpočet se zatížením vlastní tíhy, výsledné vnitřní síly můžeme vidět na Obr.4.1.3.6 vypočtené deformace na Obr.4.1.3.7 tvar deformace na Obr.4.1.3.8.

|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN          | Fz kN          | Mx kNm        | My kNm         | Mz kNm         |
|--------|------|------|-----------------|----------------|----------------|---------------|----------------|----------------|
| Max Fx | 78   | 27   | <b>256.661</b>  | 6.492          | -2.817         | -2.078        | 8.228          | 9.320          |
| Min Fx | 58   | 26   | <b>-264.306</b> | 1.611          | 2.444          | -0.823        | -4.381         | 2.381          |
| Max Fy | 100  | 37   | -25.826         | <b>12.086</b>  | -2.662         | 7.702         | 2.731          | 9.728          |
| Min Fy | 76   | 34   | 217.125         | <b>-12.488</b> | 8.912          | 4.706         | -6.196         | -13.054        |
| Max Fz | 87   | 33   | -29.274         | -0.798         | <b>16.128</b>  | 0.869         | -13.513        | -0.789         |
| Min Fz | 99   | 38   | -20.960         | 3.777          | <b>-15.848</b> | 2.226         | -13.365        | -3.054         |
| Max Mx | 100  | 37   | -25.826         | 12.086         | -2.662         | <b>7.702</b>  | 2.731          | 9.728          |
| Min Mx | 46   | 17   | -33.119         | -10.946        | -1.719         | <b>-7.093</b> | 1.623          | -8.595         |
| Max My | 99   | 29   | -22.273         | 3.777          | -13.798        | 2.226         | <b>32.552</b>  | 8.646          |
| Min My | 72   | 25   | -55.960         | -2.563         | -14.597        | -0.434        | <b>-13.873</b> | 3.004          |
| Max Mz | 76   | 14   | 217.416         | -12.488        | 6.814          | 4.706         | 14.990         | <b>20.593</b>  |
| Min Mz | 100  | 29   | -26.619         | 12.086         | -4.467         | 7.702         | -6.211         | <b>-20.592</b> |

**Obr.4.1.3.6 Vnitřní síly - vetknutí**

|         | Beam | Node | Horizontal X mm | Vertical Y mm | Horizontal Z mm | Resultant Resultant mm |
|---------|------|------|-----------------|---------------|-----------------|------------------------|
| Max X   | 55   | 23   | <b>8.830</b>    | -1.984        | -7.838          | 11.973                 |
| Min X   | 1    | 2    | <b>-9.017</b>   | -1.587        | -7.938          | 12.117                 |
| Max Y   | 91   | 36   | 6.499           | <b>7.144</b>  | -10.120         | 13.989                 |
| Min Y   | 22   | 14   | 0.167           | <b>-3.373</b> | <b>-17.066</b>  | 17.397                 |
| Max Z   | 6    | 7    | 0.000           | 0.000         | <b>0.000</b>    | 0.000                  |
| Min Z   | 22   | 14   | 0.167           | -3.373        | -17.066         | <b>17.397</b>          |
| Max Rst | 22   | 14   | 0.167           | -3.373        | -17.066         | <b>17.397</b>          |

**Obr.4.1.3.7 Deformace - vetknutí**



**Obr.4.1.3.8 Tvar deformace - vetknutí**

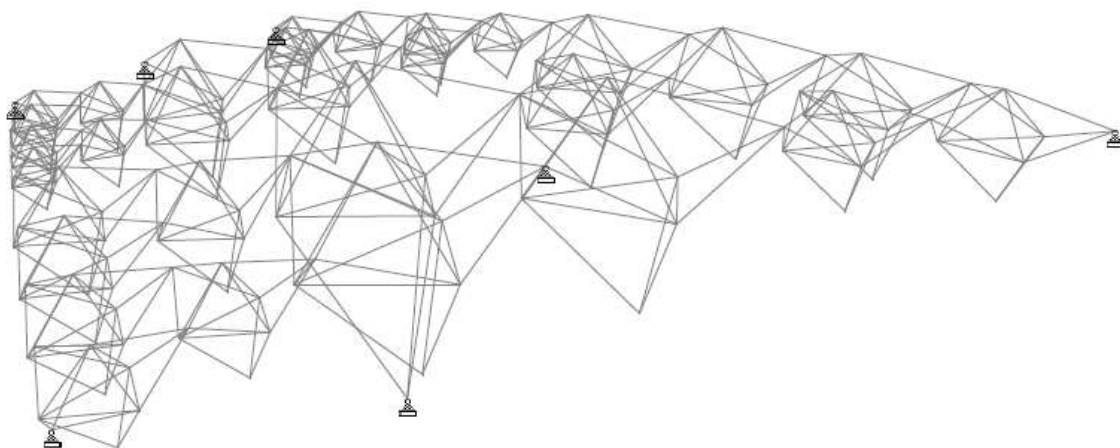
## **4.1.4 Přední opěra**

Přední opěra stejně jako zadní opěra je značně členitá část a je umístěna ve vrcholu celé konstrukce. V částech opěr nebude velký pohyb lidí, tyto části budou plnit funkci skladů, nebo místnosti pro technické zázemí krematoria.

Podepření přední opěry je zajištěno okolními konstrukcemi a jedním sloupem, který je umístěn ve středu opěry. Tento sloup je relativně nízký, ale přesto přispívá k podepření opěry. Opěra se ve svém vrcholu dotýká země a tím je vytvořeno přirozené podepření. I přes odebrání malých prvků ve vrcholu opěry, je konstrukce tvořena nejvíce prvky s nejmenšími rozměry. Právě díky tak malým prvkům nemůžeme aplikovat model s klouby. Pokusíme-li se přesto takovýto model s klouby vytvořit, výpočetní program nám neumožní provést výpočet z důvodů nestability ve více jak v 17 styčnicích. Tyto nestability jsou způsobeny právě, výše zmíněným kloubovým spojením jednotlivých prvků, kde v jednotlivých styčnicích dochází k natolik velkým deformacím, že by to způsobilo kolaps konstrukce.

Přihlédneme-li i realizovatelnosti konstrukce, je prakticky nemožné, aby se jednotlivé takto malé prvky, spojovali šroubováním, a to především z časové náročnosti. Mnohem časově úspornější bude jednotlivé prvky svařovat přímo ve výrobě a jednotlivé svařené fraktály dovézt na stavbu, kde dojde ke konečnému svaření do správného tvaru.

Vzhledem k těmto skutečnostem bude přední, ale i zadní opěra posuzována jenom na modelu s rámovými spoji. Statický model si můžete prohlédnout na Obr.4.1.4.1 a vypočtené vnitřní síly vlivem spojitého zatížení na Obr.4.1.4.2.



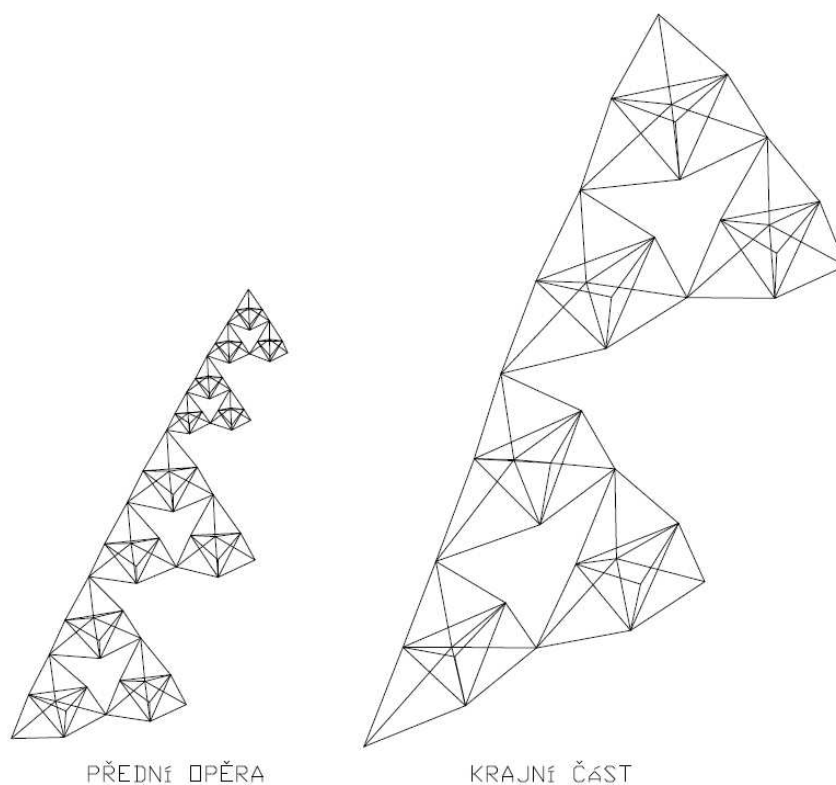
**Obr.4.1.4.1 Statické schéma - vetknutí**



|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN           | Fz kN           | Mx kNm         | My kNm          | Mz kNm          |
|--------|------|------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| Max Fx | 20   | 10   | <b>819.349</b>  | 9.206           | 11.682          | 8.336          | -17.531         | 15.412          |
| Min Fx | 32   | 13   | <b>-568.184</b> | -11.628         | -17.120         | -5.473         | -28.096         | 19.968          |
| Max Fy | 207  | 86   | 259.713         | <b>131.036</b>  | 44.444          | -43.982        | -33.176         | 29.677          |
| Min Fy | 757  | 301  | 294.770         | <b>-136.714</b> | 58.762          | 60.974         | -22.795         | -30.956         |
| Max Fz | 194  | 16   | -6.841          | -107.383        | <b>229.360</b>  | 2.511          | -292.039        | -108.694        |
| Min Fz | 828  | 14   | -105.327        | 9.233           | <b>-175.882</b> | 0.605          | -230.489        | -24.285         |
| Max Mx | 223  | 93   | 69.272          | -116.011        | 48.429          | <b>86.754</b>  | -11.354         | -14.353         |
| Min Mx | 907  | 350  | 36.952          | -72.891         | -31.254         | <b>-76.677</b> | -2.025          | -15.804         |
| Max My | 81   | 41   | 664.593         | 13.076          | 109.662         | -5.665         | <b>174.302</b>  | 10.722          |
| Min My | 194  | 16   | -6.841          | -107.383        | 229.360         | 2.511          | <b>-292.039</b> | -108.694        |
| Max Mz | 189  | 16   | 84.121          | -127.282        | -96.199         | 66.680         | -129.990        | <b>146.955</b>  |
| Min Mz | 901  | 16   | -167.629        | 114.157         | -109.178        | -52.922        | -153.057        | <b>-146.177</b> |

**Obr.4.1.4.2 Vnitřní síly - vetknutí**

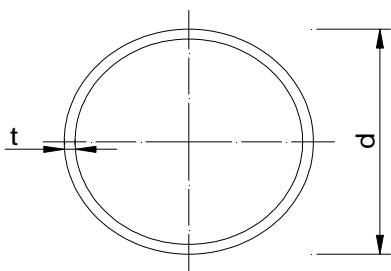
Podíváme-li se na tabulku vnitřních sil, bude nám připomínat výsledky rámového modelu krajní části, to je způsobeno obdobným tvarem přední opěry jako krajní části. S tím rozdílem, že opěra je ozrdcadlena a namísto podepření hlavní částí je uprostřed podepřena sloupem. Porovnání si můžeme prohlédnout na Obr.4.1.4.3.



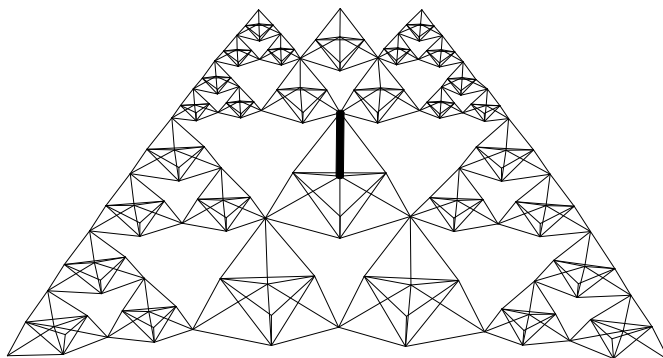
**Obr.4.1.4.3 Porovnání**

## Posudek max. tlačný prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} \chi &= 0,6 \\ N_{sd}[kN] &= 568,184 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$



minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{\chi \times f_y} \quad \mathbf{4634,125 \text{ mm}^2}$$

→

| návrh | trubka | 324/16                    |
|-------|--------|---------------------------|
|       | A=     | 15482 mm <sup>2</sup>     |
|       | d=     | 324 mm                    |
|       | t=     | 16 mm                     |
|       | I=     | 184080000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 109 mm                    |
|       | W=     | 1136300 mm <sup>3</sup>   |

zatřídění průřezu:

$$\epsilon = 1$$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

20,25

vybočení v rovině nebo z roviny

vzpěrná délka pro vybočení v rovině i z roviny je stejná

$$L_{vz} = 3,25 \text{ m}$$

štíhlosti při vybočení v hlavních rovinách se vypočítají ze vztahu

$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i} \quad \mathbf{29,81651}$$

pro duté průřezy se určí součitel vzpěrnosti podle křivky a, pro poměrné štíhlosti

$$\lambda = 93,9 \epsilon \quad \mathbf{93,9} \quad \beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta} \quad \mathbf{0,32}$$

pro křivku a

$$\chi = 0,973$$

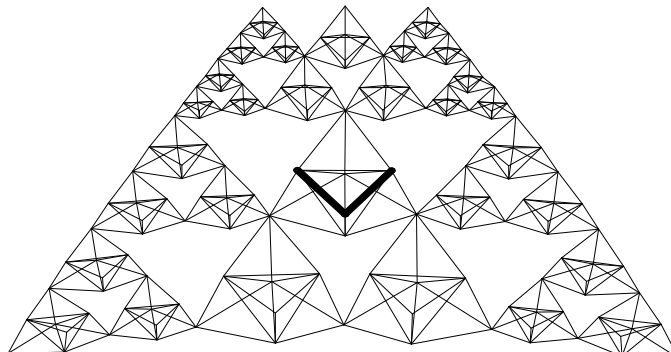
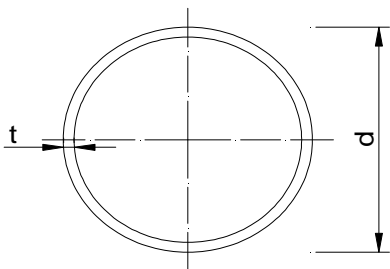
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{3078,3 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{N_{rd}[kN] = 3078,3 \geq N_{sd}[kN] = 568,18 \text{ vyhoví}}$$

## Posudek max. tažený prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} N_{sd}[kN] &= 819,35 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad 4009,59 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow$$

| <u>návrh</u> | trubka | 324/16                    |
|--------------|--------|---------------------------|
|              | A=     | 15482 mm <sup>2</sup>     |
|              | d=     | 324 mm                    |
|              | t=     | 16 mm                     |
|              | I=     | 184080000 mm <sup>4</sup> |
|              | i=     | 109 mm                    |
|              | W=     | 1136300 mm <sup>3</sup>   |

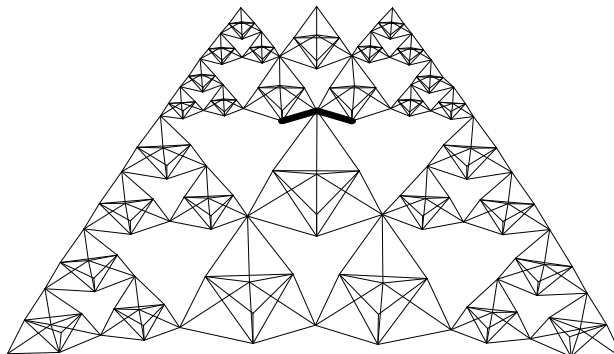
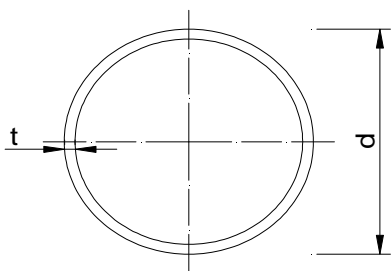
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \quad 3163,71 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[kN]= 3163,7 \geq N_{sd}[kN]= 819,35 \text{ vyhoví}}}$$

## Posudek ohyb (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$Msd[kNm]= 292,04 \text{ kNm}$   
 $f_y[Mpa]= 235 \text{ Mpa}$   
 $\gamma = 1,15$

protože je prvek zajištěn proti ztrátě stability a lze očekávat, že bude splňovat požadavky pro I. Třidu průřezu, hledá se nutný plastický průřezový modul podle jednoduchého vztahu

$$W_{pl} = \frac{Msd \times \gamma_m}{f_y} \quad 1429131,91 \text{ mm}^3$$

zatřídění průřezu:

$\epsilon = 1$

I. Třída  $\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2$  20,25

II. Třída  $\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$

III. Třída  $\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$

→ I.třída

| návrh | trubka | 324/16                    |
|-------|--------|---------------------------|
|       | Av=    | 9856 mm <sup>2</sup>      |
|       | d=     | 324 mm                    |
|       | t=     | 16 mm                     |
|       | I=     | 184080000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 109 mm                    |
|       | Wpl=   | 1519200 mm <sup>3</sup>   |

moment unosnosti se stavoví ze vztahu

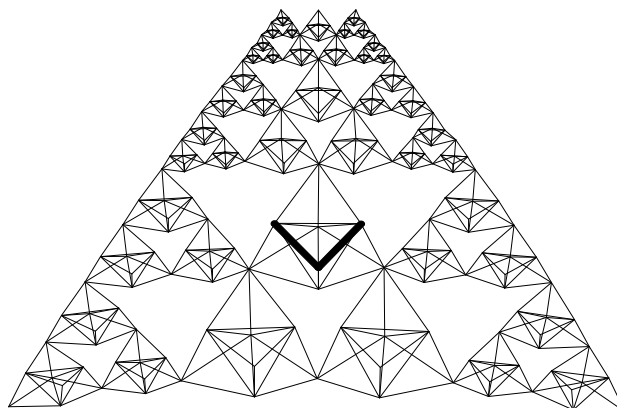
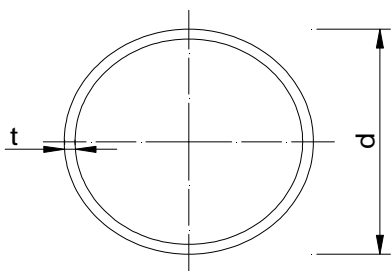
$$Mrd = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_m} \quad 310,45 \text{ kNm}$$

**Mrd[kNm]= 310,445 ≥ Msd[kNm]= 292,0 vyhoví**

smyk lze zanedbat

## Posudek kombinace tlaku a ohybu (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



### Vnitřní síly

|      |                       |
|------|-----------------------|
| Msd= | 17,531 kNm            |
| Nsd= | 819,35 kN (v patce)   |
| Nsd= | 808,14 kN (v uložení) |
| Vsd= | 9,21 kN (v patce)     |

|              |                           |
|--------------|---------------------------|
| Návrh trubka | 324/10                    |
| ocel         | 235                       |
| d=           | 324 mm                    |
| t=           | 10 mm                     |
| A=           | 9865 mm <sup>2</sup>      |
| Av=          | 6280 mm <sup>2</sup>      |
| I=           | 121700000 mm <sup>4</sup> |
| W=           | 751200 mm <sup>3</sup>    |
| Wpl=         | 986300 mm <sup>3</sup>    |
| i=           | 111,1 mm                  |

### třídy průřezu

pro ohyb: I. Třída

pro tlak: I. třída

### Posouzení:

o únosnosti rozhoduje stabilita prutu

### Vzpěrné délky:

délka sloupu:

**3785 mm**

vzpěrná délka v rovině rámu:

7570 mm

vzpěrná délka z roviny rámu:

3785 mm

### štíhlosti:

### poměrné štíhlosti:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} = 68,14$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 0,73$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = 34,07$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 0,36$$

kde  $\lambda_1 = 93,9 \sqrt{235/f_y} = 93,9$ ;

$\beta_A = 1$ .

### Součinitele vzpěrnosti:

pro křivku a

**Ky= 0,833**

**Kz= 0,963**

#### Vliv osové síly na zvětšení ohybového momentu a vliv tvaru ohyb plochy

beta= 1,4

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = \quad \mathbf{-0,56}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = \quad \mathbf{1,24}$$

Podmínka spolehlivosti:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_{yd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_{yd}} = \quad \mathbf{0,52} \leq \mathbf{1}$$

uzavřený profil není náchylný ke ztrátě stability za ohybu (klopení). Proto není třeba podmínku s vlivem stability ověřovat.

Navržené prvky obsahuje tabulka na Obr.4.1.4.4.

|           | průřez        | plocha A | hmotnost | délka [m] | hmotnost celkem[t] |
|-----------|---------------|----------|----------|-----------|--------------------|
| sloupy    | <b>324/10</b> | 9865     | 77,44    | 11,6      | <b>0,898</b>       |
| diagonály | <b>324/16</b> | 15482    | 121,53   | 702,06    | <b>85,321</b>      |
|           |               |          |          |           | <b>86,220</b>      |

#### **Obr.4.1.4.4 Shrnutí - vetknutí**

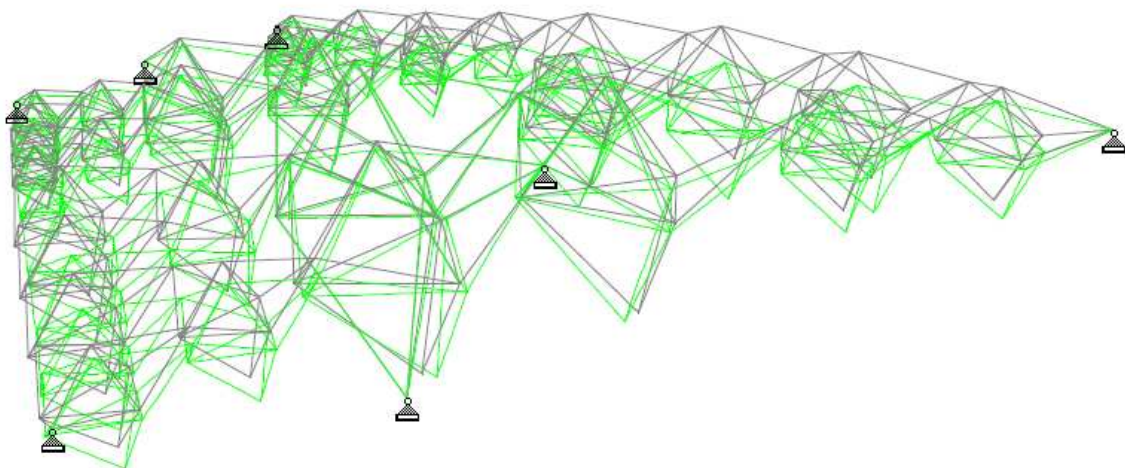
Navržené prvky aplikujeme na statický model a provedeme výpočet se zatížením vlastní tíhy, výsledné vnitřní síly můžeme vidět na Obr.4.1.4.5 vypočtené deformace na Obr.4.1.4.6 tvar deformace na Obr.4.1.4.7.

|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN          | Fz kN          | Mx kNm         | My kNm         | Mz kNm         |
|--------|------|------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Max Fx | 937  | 369  | <b>267.835</b>  | -2.138         | 1.204          | 1.134          | 5.953          | 0.291          |
| Min Fx | 984  | 382  | <b>-184.132</b> | -2.463         | -2.202         | 1.743          | -2.625         | 0.494          |
| Max Fy | 207  | 86   | 91.893          | <b>37.671</b>  | 8.101          | -6.993         | -6.190         | 11.168         |
| Min Fy | 757  | 301  | 107.256         | <b>-40.152</b> | 13.568         | 10.289         | -5.720         | -11.828        |
| Max Fz | 194  | 16   | 12.419          | -28.195        | <b>53.618</b>  | -0.419         | -58.910        | -25.952        |
| Min Fz | 828  | 14   | -22.003         | 2.345          | <b>-38.636</b> | 0.304          | -45.606        | -4.909         |
| Max Mx | 223  | 93   | 23.398          | -31.736        | 13.146         | <b>13.633</b>  | -3.572         | -7.276         |
| Min Mx | 907  | 350  | 12.886          | -18.279        | -9.045         | <b>-13.471</b> | 1.791          | -6.988         |
| Max My | 198  | 81   | 18.459          | -4.214         | 25.594         | 0.176          | <b>34.991</b>  | 5.223          |
| Min My | 194  | 16   | 12.419          | -28.195        | 53.618         | -0.419         | <b>-58.910</b> | -25.952        |
| Max Mz | 189  | 16   | 26.453          | -27.020        | -23.233        | 10.167         | -28.946        | <b>29.328</b>  |
| Min Mz | 901  | 16   | -44.031         | 24.967         | -25.951        | -8.810         | -32.576        | <b>-29.815</b> |

**Obr.4.1.4.5 Vnitřní síly - vetknutí**

|         | Beam | Node | Horizontal    | Vertical      | Horizontal    | Resultant    |
|---------|------|------|---------------|---------------|---------------|--------------|
|         |      |      | X mm          | Y mm          | Z mm          | Resultant mm |
| Max X   | 94   | 44   | <b>3.249</b>  | -1.191        | -3.125        | 4.663        |
| Min X   | 842  | 331  | <b>-3.001</b> | -1.984        | -5.259        | 6.372        |
| Max Y   | 238  | 96   | -0.298        | <b>0.794</b>  | -1.587        | 1.800        |
| Min Y   | 73   | 32   | 1.067         | <b>-3.175</b> | <b>-5.556</b> | 6.488        |
| Max Z   | 5    | 6    | 0.000         | 0.000         | <b>0.000</b>  | 0.000        |
| Min Z   | 78   | 38   | 1.786         | -2.381        | -7.938        | <b>8.477</b> |
| Max Rst | 78   | 38   | 1.786         | -2.381        | -7.938        | <b>8.477</b> |

**Obr.4.1.4.6 Deformace - vetknutí**

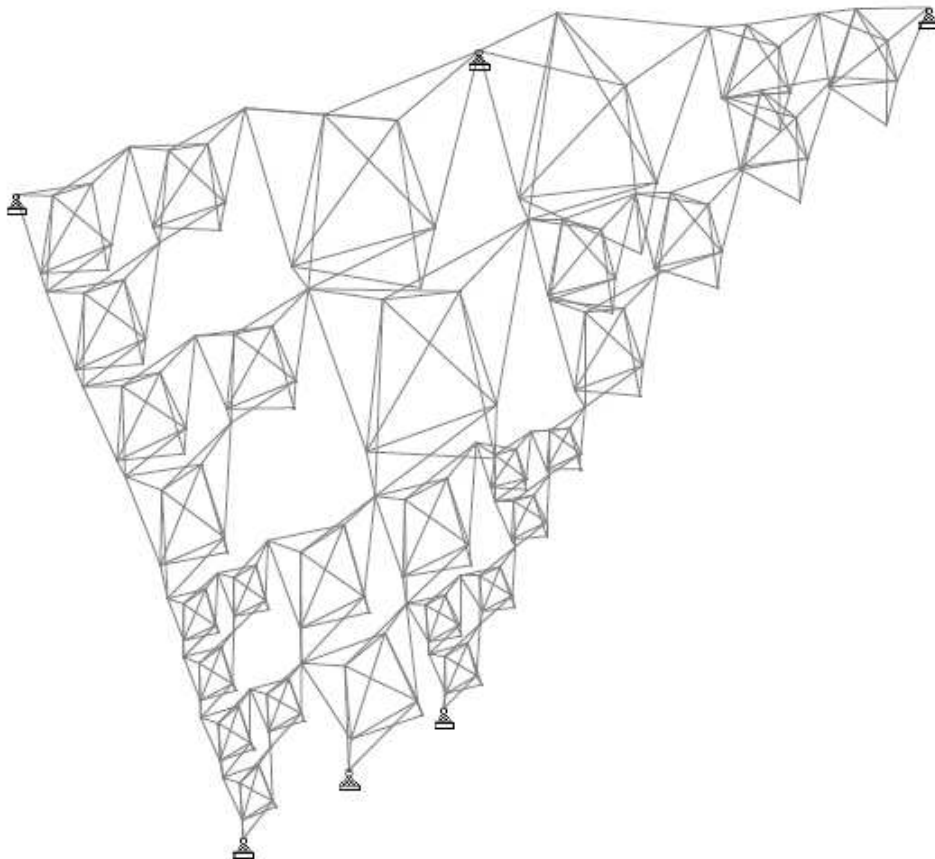


**Obr.4.1.4.7 Tvar deformace - vetknutí**

### **4.1.5 Zadní opěra**

Zadní opěry jsou obdobné jako již posouzená přední opěra, rozměrově a počtem prvků se skoro neliší, jediná změna oproti přední opěře je ta, že tato část nemá žádný sloup a tudíž je podepřena jenom okolními konstrukcemi a ve svém vrcholu se podobně jak přední opěra opírá o zem. Ze stejných důvodů jako přední opěru budeme i zadní opěru posuzovat jenom na modelu s tuhými spoji.

Statické schéma vidíme na Obr.4.1.5.1 a vypočtené vnitřní síly jsou zobrazeny v tabulce na Obr.4.1.5.2.



**Obr.4.1.5.1 Statické schéma -vetknutí**

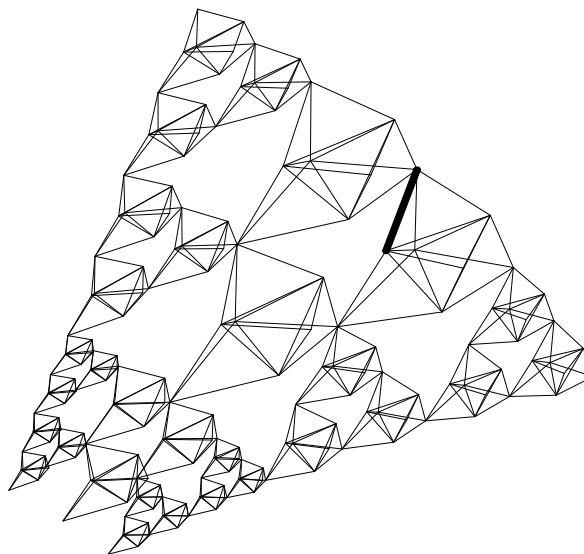
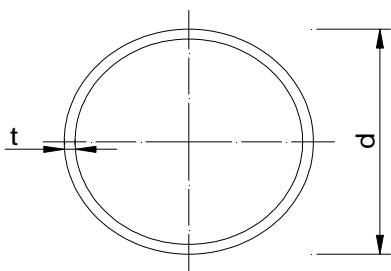


|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN          | Fz kN          | Mx kNm         | My kNm         | Mz kNm         |
|--------|------|------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Max Fx | 425  | 155  | <b>502.560</b>  | 40.779         | 42.705         | -9.958         | 21.084         | 1.840          |
| Min Fx | 143  | 2    | <b>-469.590</b> | 8.155          | -12.837        | 12.011         | 9.293          | 17.914         |
| Max Fy | 421  | 155  | 470.936         | <b>70.493</b>  | -62.210        | 12.461         | -22.354        | -5.543         |
| Min Fy | 398  | 147  | 384.108         | <b>-73.732</b> | -25.820        | -9.224         | 6.150          | -31.816        |
| Max Fz | 428  | 156  | 357.780         | -36.001        | <b>64.621</b>  | 8.919          | -30.732        | -27.814        |
| Min Fz | 405  | 150  | 236.987         | -60.333        | <b>-65.712</b> | 2.122          | -30.933        | 30.407         |
| Max Mx | 399  | 146  | -122.367        | -37.077        | 27.704         | <b>13.133</b>  | -14.490        | -6.802         |
| Min Mx | 48   | 22   | -346.850        | -52.030        | 37.729         | <b>-13.323</b> | -25.297        | -40.389        |
| Max My | 66   | 31   | -90.459         | -6.798         | 36.746         | 0.869          | <b>41.635</b>  | 10.705         |
| Min My | 140  | 2    | -385.487        | -0.704         | 28.002         | 2.309          | <b>-49.957</b> | -6.601         |
| Max Mz | 421  | 153  | 467.536         | 68.245         | -61.491        | 12.461         | 28.848         | <b>51.883</b>  |
| Min Mz | 422  | 154  | 43.948          | 57.795         | 16.904         | -3.834         | 12.534         | <b>-48.364</b> |

**Obr.4.1.5.2 Vnitřní síly - vetknutí**

## Posudek max. tlačný prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} \chi &= 0,6 \\ N_{sd}[kN] &= 469,59 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{\chi \times f_y} \quad \mathbf{3829,99 \text{ mm}^2}$$

→

| návrh | trubka | 219/10                   |
|-------|--------|--------------------------|
|       | A=     | 6566 mm <sup>2</sup>     |
|       | d=     | 219 mm                   |
|       | t=     | 10 mm                    |
|       | I=     | 35930000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 74 mm                    |
|       | W=     | 328200 mm <sup>3</sup>   |

zatřídění průřezu:

$$\epsilon = 1$$

I. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$$

II. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$$

III. Třída

$$\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$$

→ I.třída

21,9

vybočení v rovině nebo z roviny

vzpěrná délka pro vybočení v rovině i z roviny je stejná

$$L_{vz} = 3,25 \text{ m}$$

štíhlosti při vybočení v hlavních rovinách se vypočítají ze vztahu

$$\lambda = \frac{L_{vz}}{i} \quad \mathbf{43,92}$$

pro duté průřezy se určí součitel vzpěrnosti podle křivky a, pro poměrné štíhlosti

$$\lambda = 93,9 \epsilon \quad \mathbf{93,9} \quad \beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta}$$

$$\mathbf{0,47}$$

pro křivku a

$$\chi = \mathbf{0,933}$$

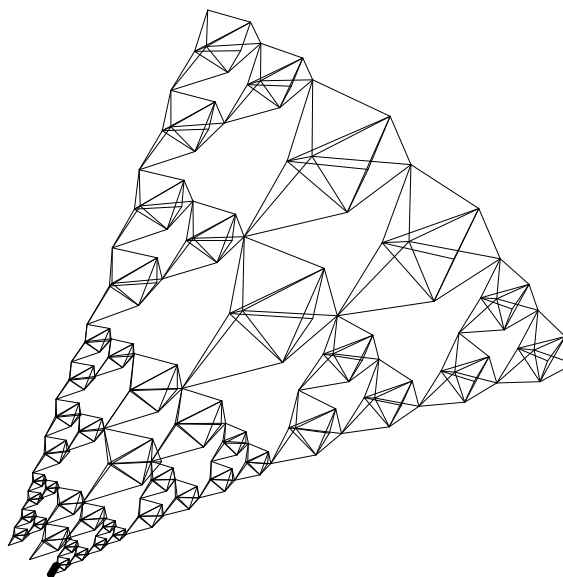
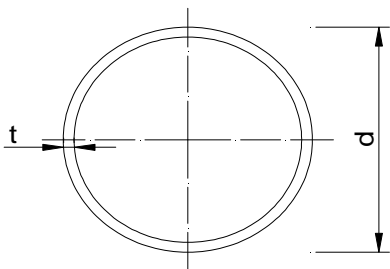
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{1251,85 \text{ kN}}$$

$$\underline{\underline{N_{rd}[kN] = 1251,9 \geq N_{sd}[kN] = 469,59 \text{ vyhoví}}}$$

## Posudek max. tažený prvek (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



$$\begin{aligned} N_{sd}[\text{kN}] &= 502,56 \text{ kN} \\ f_y[\text{Mpa}] &= 235 \text{ Mpa} \\ \gamma &= 1,15 \end{aligned}$$

minimální průřezová plocha:

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \times \gamma_m}{f_y} \quad \mathbf{2459,34 \text{ mm}^2}$$

→

| <u>návrh</u> | trubka | 219/10                   |
|--------------|--------|--------------------------|
|              | A=     | 6566 mm <sup>2</sup>     |
|              | d=     | 219 mm                   |
|              | t=     | 10 mm                    |
|              | I=     | 35930000 mm <sup>4</sup> |
|              | i=     | 74 mm                    |
|              | W=     | 328200 mm <sup>3</sup>   |

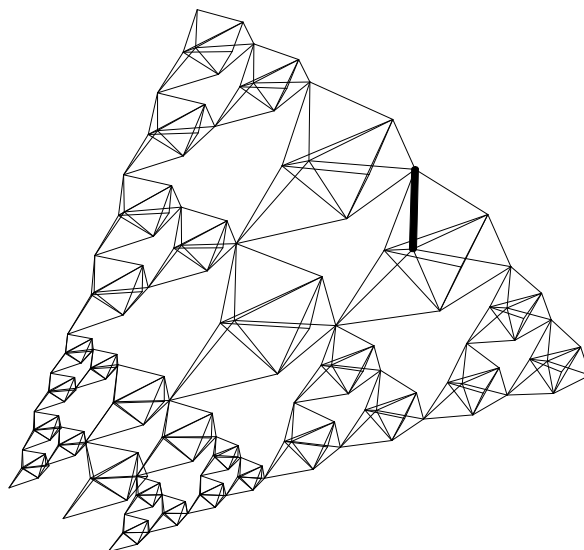
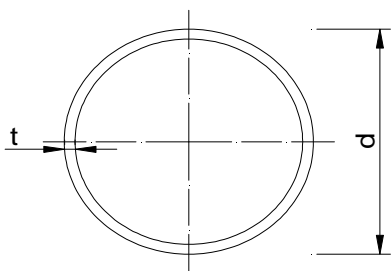
posouzení mezního stavu únosnosti

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \quad \mathbf{1341,75 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{N_{rd}[kN]= 1341,7 \geq N_{sd}[kN]= 502,6 \quad \text{vyhoví}}$$

## Posudek ohyb (vetknutí)

návrh na základě mezního stavu únosnosti



Msd[kNm]= 49,95 kNm  
 fy[Mpa]= 235 Mpa  
 γ= 1,15

protože je prvek zajištěn proti ztrátě stability a lze očekávat, že bude splňovat požadavky pro I. Třidu průřezu, hledá se nutný plastický průřezový modul podle jednoduchého vztahu

$$W_{pl} = \frac{Msd \times \gamma_m}{f_y} \quad 244436,17 \text{ mm}^3$$

zatřídění průřezu:  $\epsilon = 1$

I. Třída  $\frac{d}{t} \leq 50 \epsilon^2$  21,9

II. Třída  $\frac{d}{t} \leq 70 \epsilon^2$

III. Třída  $\frac{d}{t} \leq 90 \epsilon^2$  → I.třída

| návrh | trubka | 219/10                   |
|-------|--------|--------------------------|
|       | Av=    | 4180 mm <sup>2</sup>     |
|       | d=     | 219 mm                   |
|       | t=     | 10 mm                    |
|       | I=     | 35930000 mm <sup>4</sup> |
|       | i=     | 74 mm                    |
|       | Wpl=   | 437100 mm <sup>3</sup>   |

moment unosnosti se stavoví ze vztahu

$$Mrd = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_m} \quad 89,32 \text{ kNm}$$

**Mrd[kNm]= 89,3 ≥ Msd[kNm]= 50,0 vyhoví**

smyk lze zanedbat

Navržené prvky obsahuje tabulka na Obr.4.1.5.3

|           | průřez        | plocha A | hmotnost | délka [m] | hmotnost celkem[t] |
|-----------|---------------|----------|----------|-----------|--------------------|
| sloupy    | -             | -        | -        | -         | -                  |
| diagonály | <b>219/10</b> | 6566     | 51,54    | 748,5     | <b>38,578</b>      |
|           |               |          |          |           | <b>38,578</b>      |

#### Obr.4.1.5.3 Shrnutí - vetknutí

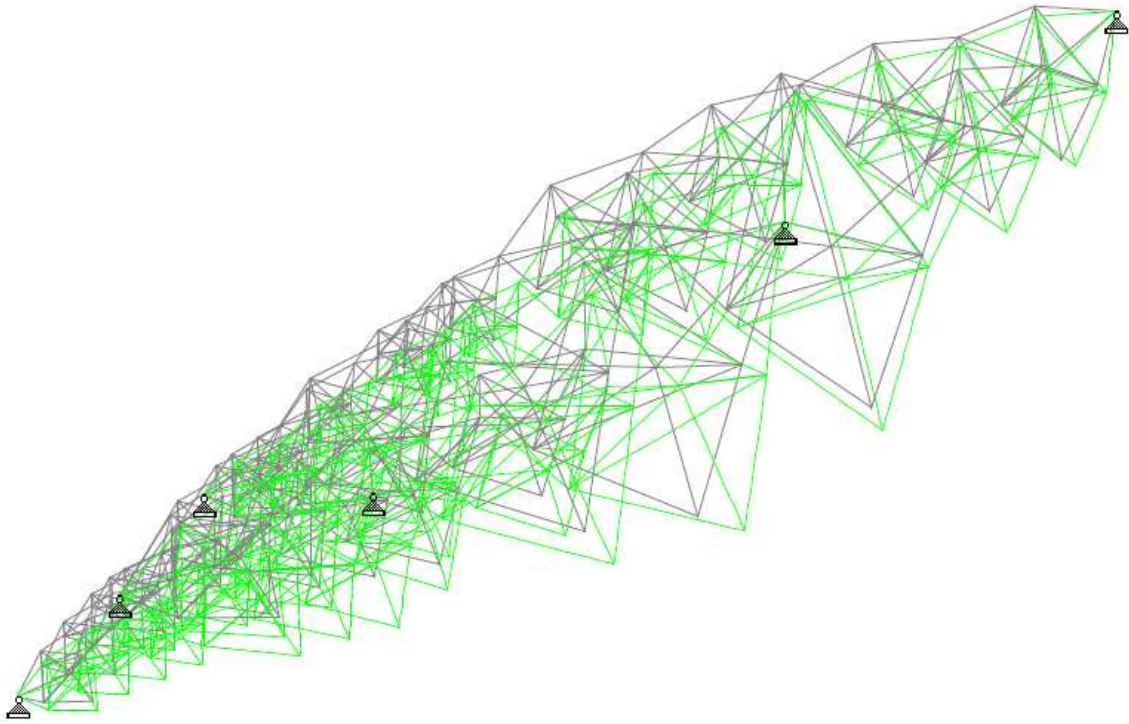
Navržené prvky aplikujeme na statický model a provedeme výpočet se zatížením vlastní tíhy, výsledné vnitřní síly můžeme vidět na Obr.4.1.5.4 vypočtené deformace na Obr.4.1.5.5 tvar deformace na Obr.4.1.5.6.

|        | Beam | Node | Fx kN           | Fy kN          | Fz kN          | Mx kNm        | My kNm         | Mz kNm        |
|--------|------|------|-----------------|----------------|----------------|---------------|----------------|---------------|
| Max Fx | 535  | 192  | <b>258.586</b>  | 0.260          | 4.075          | -0.574        | 3.769          | 1.837         |
| Min Fx | 142  | 55   | <b>-112.386</b> | -0.258         | -0.311         | -0.199        | -1.010         | 0.524         |
| Max Fy | 352  | 129  | 90.259          | <b>19.605</b>  | 9.138          | -2.115        | -0.447         | 5.416         |
| Min Fy | 435  | 158  | -33.357         | <b>-13.632</b> | 8.819          | 1.850         | -2.992         | -4.447        |
| Max Fz | 536  | 194  | 106.149         | -8.088         | <b>15.714</b>  | 0.606         | -5.382         | -2.999        |
| Min Fz | 441  | 163  | 78.683          | -12.659        | <b>-28.945</b> | 3.189         | -7.057         | 5.279         |
| Max Mx | 58   | 30   | 43.847          | -6.539         | 7.472          | <b>3.610</b>  | -2.897         | -4.240        |
| Min Mx | 30   | 16   | -54.015         | -0.389         | 2.480          | <b>-3.833</b> | -2.454         | -1.686        |
| Max My | 66   | 31   | 11.878          | -8.127         | 14.483         | 0.705         | <b>16.268</b>  | 8.196         |
| Min My | 1    | 2    | -65.942         | -1.479         | -6.364         | 0.762         | <b>-12.655</b> | 2.433         |
| Max Mz | 86   | 31   | 31.865          | 4.216          | -3.415         | -2.006        | 8.203          | <b>9.315</b>  |
| Min Mz | 352  | 79   | 90.105          | 19.605         | 8.794          | -2.115        | 6.263          | <b>-9.255</b> |

#### Obr.4.1.5.4 Vnitřní síly - vetknutí

|         | Beam | Node | Horizontal<br>X mm | Vertical<br>Y mm | Horizontal<br>Z mm | Resultant<br>Resultant mm |
|---------|------|------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------------|
| Max X   | 73   | 33   | <b>8.731</b>       | -0.992           | -2.632             | 9.173                     |
| Min X   | 1    | 2    | <b>0.000</b>       | 0.000            | 0.000              | 0.000                     |
| Max Y   | 38   | 20   | 1.587              | <b>4.167</b>     | -4.801             | 6.553                     |
| Min Y   | 130  | 55   | 2.778              | <b>-2.381</b>    | <b>-3.212</b>      | 4.869                     |
| Max Z   | 1    | 2    | 0.000              | 0.000            | <b>0.000</b>       | 0.000                     |
| Min Z   | 21   | 13   | 5.556              | -0.198           | -10.331            | <b>11.732</b>             |
| Max Rst | 21   | 13   | 5.556              | -0.198           | -10.331            | <b>11.732</b>             |

#### Obr.4.1.5.5 Deformace - vetknutí



**Obr.4.1.5.6 Tvar deformace - vetknutí**

## 5. Závěr

Statickou optimalizaci "Sierpinski structure" jsme se snažili vždy provádět na dvou statických modelech a to na modelu s klouby a na modelu s vetknutím. Tyto modely jsme zatěžovali spojitým zatížením a po vypočtení vnitřních sil jsme navrhli vhodné prvky. Tyto prvky jsme aplikovali na konstrukci, kterou jsme opět zatížili, ale tentokrát pouze vlastní tíhou a vykreslili jsme její příslušné deformace. S ostatním zatížením, jako je například zatížení sněhem, větrem nebo užitným zatížením nebylo uvažováno a byly by předmětem dalších výpočtů, které nebyly námětem této bakalářské práce, a pro vhodnou statickou optimalizaci nehráli téměř žádnou roli.

Už během samotných výpočtů jsme si mohli všimnout, že kloubový model lze použít pouze u stabilních konstrukcí, které jsou důsledně podepřeny, tohoto si můžeme povšimnout například u zadní části, kde především vlivem špatného podepření konstrukce jsme nemohli uvažovat výpočet s klouby. Kloubové spojení není vhodné ani u částí s malými prvky, jako je přední a zadní opěra, nejen že vlivem kloubů vznikali ve styčnicích obrovské deformace, které by vedly ke kolapsu konstrukce, ale především ze strany realizace by nebylo vhodné takto malé prvky aplikovat na konstrukci.

Když pomíneme předchozí důsledky a podíváme se na hlavní část, kde jsme mohli aplikovat oba modely, můžeme provést srovnání obou možných variant. Podíváme-li se na výpočet vnitřních sil, v tomto případě nebudeme brát v potaz sloupy a podíváme se jenom na střešní konstrukci. Na Obr.5.1 si můžeme prohlédnout jednotlivé vnitřní síly obou modelů nejvíce namáhaných prvků v konstrukci.

Vnitřní síly - vetknutí

|        | Beam | Node | Fx kN         | Fy kN  | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
|--------|------|------|---------------|--------|-------|--------|--------|--------|
| Max Fx | 74   | 30   | <b>14.870</b> | 0.142  | 1.456 | 0.028  | -2.645 | 0.445  |
| Min Fx | 43   | 18   | <b>-7.432</b> | -0.017 | 1.102 | -0.003 | -0.991 | -0.040 |

Vnitřní síly - klouby

|        | Beam | Node | Fx kN         | Fy kN  | Fz kN | Mx kNm | My kNm | Mz kNm |
|--------|------|------|---------------|--------|-------|--------|--------|--------|
| Max Fx | 74   | 30   | <b>13.822</b> | 0.027  | 0.849 | 0.000  | -1.475 | 0.189  |
| Min Fx | 43   | 18   | <b>-7.438</b> | -0.000 | 1.119 | 0.000  | 0.000  | 0.000  |

**Obr.5.1 Porovnání**

Jak je patrné z tabulky, jednotlivé vnitřní síly u obou modelů vycházejí téměř stejně u Max Fx s rozdílem 7,05% a u Min Fx s rozdílem 0,08%, v celkové velikosti na náročnosti konstrukce jsou tyto rozdíly zanedbatelné. Sloupy jsou namáhány kombinací tlaku a ohybu, proto se u sloupů zaměříme na hodnoty momentů. Hodnoty maximálních momentů u sloupů jsou na v tabulce na Obr.5.2

Sloupy - vetknutí

| Beam | Node | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm        | Mz kNm |
|------|------|-------|-------|-------|--------|---------------|--------|
| 20   | 10   | 7.225 | 0.009 | 1.439 | 0.002  | <b>-3.150</b> | 0.059  |

Sloupy - klouby

| Beam | Node | Fx kN | Fy kN | Fz kN | Mx kNm | My kNm        | Mz kNm |
|------|------|-------|-------|-------|--------|---------------|--------|
| 20   | 10   | 5.900 | 0.005 | 0.871 | 0.000  | <b>-1.771</b> | 0.047  |

**Obr.5.2 Porovnání - sloupy**

Provedeme-li opět srovnání momentů u sloupů, tak vidíme již poměrně patrný rozdíl mezi jednotlivými variantami a to o 43,77%. V tomto ohledu je opravdu výhodné navrhovat sloupy jako kloubově připojené protože vnitřní síly se tímto způsobem opravdu sníží.

Zohledněme tuto úsporu v konstrukci jako celku a podívejme se, jestli takováto úspora je v závislosti na celé konstrukci rentabilní. Na Obr.5.3 můžeme vidět celkový souhrn všech částí konstrukce, kde jsme díky statické optimalizaci vytvořili dvě možné varianty a to takové kde jedna je tvořena pouze jako rámová konstrukce, v tabulce je pojmenovaná jako varianta: vetknutí a druhá je kombinací vetknutí a kloubů s pojmenováním varianta: vetknutí - klouby, přičemž klouby byly aplikovány jenom na hlavní část.



|                                      | průřez    | plocha A<br>[mm <sup>2</sup> ] | hmotnost G<br>[kg/m] | délka [m]      | hmotnost<br>celkem[t] |               |
|--------------------------------------|-----------|--------------------------------|----------------------|----------------|-----------------------|---------------|
| hlavní část                          |           |                                |                      |                |                       |               |
| vetknutí                             | sloupy    | <b>245/10</b>                  | 7383                 | 57,95          | 127,9                 | <b>7,412</b>  |
|                                      | diagonály | <b>127/12,5</b>                | 4496                 | 35,3           | 500,7                 | <b>17,675</b> |
| klouby                               | sloupy    | <b>194/10</b>                  | 5781                 | 45,38          | 127,9                 | <b>5,804</b>  |
|                                      | diagonály | <b>127/12,5</b>                | 4496                 | 35,6           | 500,7                 | <b>17,825</b> |
| krajní část                          |           |                                |                      |                |                       |               |
| vetknutí                             | sloupy    | <b>245/10</b>                  | 7383                 | 57,95          | 30,8                  | <b>1,785</b>  |
|                                      | diagonály | <b>273/12,5</b>                | 10230                | 80,3           | 286,6                 | <b>23,014</b> |
| klouby                               | sloupy    | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
|                                      | diagonály | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
| zadní část                           |           |                                |                      |                |                       |               |
| vetknutí                             | sloupy    | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
|                                      | diagonály | <b>273/12,5</b>                | 10230                | 80,3           | 304,5                 | <b>24,451</b> |
| klouby                               | sloupy    | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
|                                      | diagonály | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
| přední opěra                         |           |                                |                      |                |                       |               |
| vetknutí                             | sloupy    | <b>324/10</b>                  | 9865                 | 77,44          | 11,6                  | <b>0,898</b>  |
|                                      | diagonály | <b>324/16</b>                  | 15482                | 121,53         | 702,06                | <b>85,321</b> |
| klouby                               | sloupy    | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
|                                      | diagonály | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
| zadní opěra                          |           |                                |                      |                |                       |               |
| vetknutí                             | sloupy    | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
|                                      | diagonály | <b>219/10</b>                  | 6566                 | 51,54          | 748,5                 | <b>38,578</b> |
| klouby                               | sloupy    | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
|                                      | diagonály | -                              | -                    | -              | -                     | -             |
| celková délka všech prvků konstrukce |           |                                |                      | <b>3341,26</b> |                       |               |
| varianta: vetknutí                   |           |                                |                      |                | <b>199,134</b>        |               |
| varianta: vetknutí - klouby          |           |                                |                      |                | <b>197,677</b>        |               |

**Obr.5.3 Celkové shrnutí**

Z předcházející tabulky je docela dobře patrné, že konstrukce je realizovatelná s použitím rámových spojů, jediná část kde bychom mohli použít kloubového spojení je hlavní část, dosáhli bychom tím sice úspory materiálů o 0,73%, ale vzhledem k charakteru ostatních částí, by samotná realizace hlavní části jako příhradové konstrukce vedlo spíše k dalším problémům, než k vhodné statické optimalizaci.

## **6. Literatura**

- [1] S. Cais: Statika stavebních konstrukcí – Dějiny stavební mechaniky (doplňkové skriptum), ČVUT, listopad 1991
- [2] J.Hořejší, M.Pirner : Osobnosti stavební mechaniky v Českých zemích (od zakladatelů až po rok narození 1936), ÚTAM, AV ČR, 1997
- [3] <http://abicko.avcr.cz/cs/archiv/2003/1/obsah/ceska-spolecnost-pro-mechaniku.html>
- [4] <http://mechanika.fsid.cvut.cz/old/mechanika/historie.html>
- [5] <http://mechanika.fsid.cvut.cz/old/mechanika/>
- [6] <http://mechanika.johnyho.net/?page=5>
- [7] <http://www.root.cz/clanky/vektorovy-graficky-format-dxf/>
- [8] T. Vraný, M. Eliášová: Ocelové konstrukce 2 - cvičení, ČVUT, 2005
- [9] T.Vraný, F. Wald: Ocelové konstrukce - tabulky, ČVUT, 2006