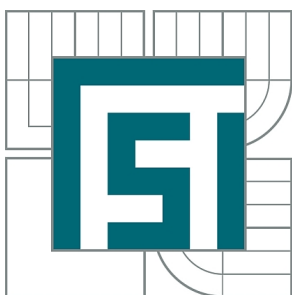


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



**FAKULTA STROJNÍHO INŽENÝRSTVÍ
ÚSTAV PROCESNÍHO A EKOLOGICKÉHO
INŽENÝRSTVÍ**

FACULTY OF MECHANICAL ENGINEERING
INSTITUTE OF PROCESS AND ENVIRONMENTAL
ENGINEERING

ANALÝZA ZTRÁTY INTEGRITY NÁDRŽE POMOCÍ MKP

STRUCTURAL INTEGRITY ANALYSIS OF STORAGE TANK USING FEM

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. PAVEL ZAHRADNÍČEK

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. VIKTOR STUHLÍK

BRNO 2014

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta strojního inženýrství

Ústav procesního a ekologického inženýrství

Akademický rok: 2013/2014

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

student(ka): Bc. Pavel Zahradníček

který/která studuje v **magisterském navazujícím studijním programu**

obor: **Procesní inženýrství (3909T003)**

Ředitel ústavu Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

Analýza ztráty integrity nádrže pomocí MKP

v anglickém jazyce:

Structural integrity analysis of storage tank using FEM

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Diplomová práce je zaměřena na postupnou analýzu příčin havárie a její simulace prostřednictvím MKP s využitím programu ANSYS. Výpočet kritického podtlaku a přetlaku pro daný typ konstrukce nádrže. Na základě výpočtu kritických tlaků stanovit alarmové meze pro automatický systém řízení ASŘ.

Cíle diplomové práce:

1. Seznámit se s problematikou uskladňovacích nádrží (normy, provoz, NDT).
2. Detailně proměřit geometrii havarované nádrže pro modelaci ve 3D.
3. Vypracovat 3D skořepinový model nádrže včetně OP.
4. Analyzovat výsledky šetření havárie a následně provést výpočet napětového stavu v konstrukci nádrže v průběhu a na konci havárie (pokritický stav).
5. Provést výpočet odolnosti konstrukce na boulení dle ČSN EN 1993-1-6 (Eurokód 3) a porovnat s výsledky výpočtu MKP ANSYS.
6. Najít kritický stav konstrukce a stanovit hodnotu kritického vnitřního přetlaku a podtlaku pro alarmové meze ASŘ.
7. Stanovit opatření pro bezpečný provoz nádrže (nastavení ventilačních členů (PROTEGO))

Seznam odborné literatury:

- [1] ČSN 75 3415 – Ochrana vody před ropnými látkami – Objekty pro manipulaci s ropnými látkami a jejich skladování, říjen 1992.
- [2] ČSN EN ČSN EN 1993-1-6 – navrhování ocelových konstrukcí, část 1-6: Pevnost a stabilita skořepinových konstrukcí, září 2008.
- [3] ČSN 69 8119-1 – Nadzemní svařované ocelové nádrže s plochým dnem pro skladování ropy a kapalných ropných produktů - Část 1: Technické požadavky, leden 1998.
- [4] EEMUA 159, Users' guide to the Inspection, maintenance and repair of above ground vertical cylindrical steel storage tanks, (2003, 3rd Edition with corrigenda & Amendment February 04 to Vol 1 and January 2005 to Vol 2).
- [5] B. Long, B. Garner: Guide to Storage Tank & Equipment, Professional Engineering Publishing, srpen 2004
- [6] Křupka V., Schneider P.: Konstrukce aparátů, PC-DIR, Brno 1998.
- [5] EEMUA – Engineering equipment and materials association, 183:99 Guide for Prevention of Bottom Leakage from Vertical Cylindrical Steel Storage Tanks, 1999.

Vedoucí diplomové práce: Ing. Viktor Stuchlík

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku 2013/2014.

V Brně, dne 22.11.2013

L.S.

prof. Ing. Petr Stehlík, CSc., dr. h. c.
Ředitel ústavu

prof. RNDr. Miroslav Doupovec, CSc., dr. h. c.
Děkan fakulty

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá problematikou uskladňovacích nádrží na ropné produkty. V úvodní části práce je uvedeno rozdělení nádrží, související normy a údržba nádrží. Další část práce se zabývá analýzou reálného případu havárie nádrže. Byl vytvořen 3D model havarované nádrže dle naměřených hodnot v nádrži. Dále byl vytvořen skořepinový model nádrže podle výkresové dokumentace a analýza výsledků šetření havárie pomocí metody konečných prvků (MKP) v programu ANSYS. Byl proveden výpočet odolnosti konstrukce na boulení dle ČSN EN 1993-1-6 a jeho porovnání s výsledky výpočtu MKP v programu ANSYS. Cílem práce bylo nalezení kritického stavu konstrukce a stanovení kritického vnitřního podtlaku a přetlaku. Na závěr byla určena opatření pro bezpečný provoz a nastavení ventilačních členů.

ABSTRACT

This diploma thesis deals with the storage tanks for petroleum products. The introductory part is devoted to the distribution of the storage tanks, associated standards and maintenance of tanks. Another part goes about the analysis of real case of a tank collapse. There was created a 3D model of the collapsed tank according to the measured values in the tank. It was created a tank shell model by drawing documentation and analysis of the results of the accident investigation using the finite element method (FEM) by program ANSYS. Calculation was performed on the buckling resistance of the structure according to ČSN EN 1993-1-6 and its comparison with the results of FEM analysis in ANSYS. The aim of the study was to find the critical condition of the structure and determination of the critical internal underpressure and overpressure. At the end there were determined measures for safe operation and settings of the valve members.

KLÍČOVÁ SLOVA

Uskladňovací nádrže, ropné produkty, havárie nádrží, MKP, analýza ztráty integrity, boulení.

KEY WORDS

Storage tanks, petroleum products, tank collapse, FEM, integrity loss analysis, buckling.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

ZAHRADNÍČEK, P. *Analýza ztráty integrity nádrže pomocí MKP*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta strojního inženýrství, 2014. 83 s. Vedoucí diplomové práce Ing. Viktor Stuchlík.

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI PRÁCE

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně na základě svých znalostí, odborných konzultací, s použitím odborné literatury a dalších podkladů, které jsou uvedeny v seznamu použitých zdrojů.

V Brně dne 25. 5. 2014

.....

Podpis

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych touto cestou poděkoval panu Ing. Viktoru Stuchlíkovi za vedení, odbornou pomoc a cenné připomínky při vypracovávání této práce. Dále bych chtěl poděkovat společnosti ČEPRO, a.s. za poskytnutí podkladů.

OBSAH

SEZNAM SYMBOLŮ	9
SEZNAM ZKRATEK	10
ÚVOD	11
1 USKLADŇOVACÍ NÁDRŽE	12
1.1 Rozdělení nádrží	12
1.1.1 Základy nádrží	13
1.1.2 Dno nádrží	16
1.1.3 Plášť nádrží	17
1.1.4 Konstrukce střechy	19
1.1.5 Umístění nádrží	22
1.2 Kontrola nádrží	24
1.2.1 Příprava nádrže	24
1.2.2 Zkoušky nádrží pomocí NDT	25
1.2.3 Vyhodnocení inspekce	26
1.3 Normy a předpisy	27
2 HAVÁRIE NÁDRŽÍ	29
2.1 Kritická místa	29
2.2 Havárie ve světě	30
3 ŘEŠENÁ HAVÁRIE – VČELNÁ	33
3.1 Popis nádrže	33
3.2 Popis havárie	35
3.3 Model deformace	36
4 3D MODEL DLE DOKUMENTACE	38
4.1 Použitá zjednodušení	38
4.2 Postup při modelování	40
5 ANALÝZA NAPJATOSTI PŘI HAVÁRII	45
5.1 Tvorba MKP modelu v ANSYS	45
5.1.1 Geometrie a vlastnosti modelu	45
5.1.2 Okrajové podmínky	49
5.2 Analytické určení únosnosti střechy	51
5.3 Lineární statická analýza pomocí MKP	53
5.3.1 Zatížení podtlakem	53
5.3.2 Výpočet pomocí MKP	53
5.4 MKP stabilitní analýza (buckling)	64
5.5 Zhodnocení	69
6 ODOLNOST NA BOULENÍ – ČSN EN 1993-1-6	70
6.1 Výpočet	70
6.2 Porovnání s výsledky MKP v ANSYS	72
7 KRITICKÝ PŘETLAK STŘECHY NÁDRŽE	73

8	OPATŘENÍ PRO BEZPEČNÝ PROVOZ	75
	ZÁVĚR	77
	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	79
	SEZNAM OBRÁZKŮ	81
	SEZNAM TABULEK	83

SEZNAM SYMBOLŮ

Symbol	Význam	Jednotka
C_k	koeficient způsobu uložení střechy	-
D	průměr	m
E	Youngův modul pružnosti	MPa
FACT	součinitel zatížení	-
F_{kr}	kritická síla	N
h	výška	m
H	výška	m
j	kvadratický poloměr průřezu	m
J_{min}	min. kvadratický poloměr	m^4
k	součinitel bezpečnosti	-
l	délka prutu	m
l_0	redukovaná délka	m
p	tlak	MPa
p_{kr}	kritický podtlak konstrukce	kPa
p_{kr}'	kritický podtlak skořepiny	Pa
p_{pkr}	kritický přetlak	kPa
R	poloměr	m
R_e	mez kluzu	m
R_m	mez pevnosti v tahu	MPa
s	tloušťka	m
S	plošný obsah	m^2
β	součinitel vzpěrné délky	-
γ	stabilitní míra bezpečnosti	-
κ	redukční koeficient	-
λ	štíhlost prutu	-
λ_m	mezní štíhlost prutu	-
μ	Poissonova konstanta	-
ρ	hustota	kg/m^3
σ_{Dkr}	návrhové kritické napětí	MPa
σ_i	ideální kritické napětí	MPa
σ_{kr}	kritické napětí	MPa
$[\sigma]$	dovolené napětí	MPa

SEZNAM ZKRATEK

Zkratka	Význam	(Překlad)
3D	three-dimensional	trojrozměrný
ASŘ	automatický systém řízení	
AT	acoustic emission testing	zkoušení akustickou emisí
CAD	computer aided design	počítačem podporované navrhování
DN	diameter nominal	jmenovitý průměr
EIA	Energy Information Administration	státní správa pro energetiku
ET	electromagnetic testing	elektromagnetické zkoušení
LT	leakage testing	těstnostní zkoušení
MKP	metoda konečných prvků	
MT	magnetic particle testing	magnetické práškové zkoušení
NDT	non-destructive testing	nedestruktivní zkoušení
PT	penetrant testing	kapilární zkoušení
RT	radiographic testing	prozařovací zkoušení
UT	ultrasonic testing	ultrazvuková zkouška
VT	visual testing	vizuální zkoušení

ÚVOD

Předkládaná diplomová práce se zabývá detailní analýzou stavu napjatosti ocelové konstrukce střechy uskladňovací nádrže na ropné produkty, u níž došlo k havárii [1] v důsledku podtlaku v parním prostoru v prosinci 2012 ve společnosti ČEPRO, a.s. Práce byla řešena v důsledku potřeby zajištění integrity obdobných nádrží po skladech společnosti ČEPRO, a.s., přičemž zmiňovaná analýza havárie významně přispěje ke správnému nastavení kritických hodnot alarmových hlášek tlakových poměrů v automatickém systému řízení.

Práce je rozdělena na několik částí. Nejprve je uveden popis uskladňovacích nádrží, jejich rozdělení a údržba. Uvedeny jsou také normy pro skladování, inspekci a opravy uskladňovacích nádrží. Dále je uvedeno několik příkladů havárií nádrží ve světě.

Hlavní částí práce je pak analýza skutečného případu havárie nádrže společnosti ČEPRO, a.s. ve Včelné (okres České Budějovice). Práce obsahuje model deformace dle naměřených hodnot v řešené nádrži. Následuje vytvoření modelu dle výkresové dokumentace a analýza kritického podtlaku metodou konečných prvků (MKP) v programu ANSYS. V tomto bodě (bod č. 4 zadání práce) došlo v průběhu řešení diplomové práce k odchýlení od zadání, kdy bylo po dohodě s vedoucím diplomové práce odstoupeno od postkritické analýzy havárie, která by s ohledem na reálnou rozměrnost deformací střešní skořepiny přesahovala možnosti této práce.

Následuje výpočet na boulení konstrukce dle ČSN EN 1993-1-6 a jeho porovnání s výsledky v ANSYS. Na závěr je uvedeno vyhodnocení kritického stavu konstrukce, kritického podtlaku a přetlaku. Pro úplnost jsou uvedena opatření pro bezpečný provoz (nastavení ventilů PROTEGO).

1 USKLADŇOVACÍ NÁDRŽE

K uskladnění ropných produktů se používá několik typů nádrží, jejichž konstrukce je ovlivněna rokem výstavby, dostupnými technologiemi, legislativou, provozními potřebami, klimatickými podmínkami, investiční a údržbovou politikou provozovatele. S vývojem technologií a zpracování materiálů se měnil i způsob konstrukce nádrží. První ocelové nádrže byly nýtované. I dnes jsou některé z nich po více jak 60. letech stále v provozu například v Severní Americe, ale i v ČR. Významným posunem bylo zavedení procesu svařování při konstrukci nádrží. Svařované ocelové nádrže dominují dodnes.

Kromě vývoje technologií a materiálů vstupovaly do konstrukce nádrží ještě další aspekty. Během studené války se ze strategických důvodů ukryvaly skladovací nádrže pod zem, proto byly konstruovány podzemní zakryté nádrže. V tektonicky aktivních oblastech jsou nádrže kvůli bezpečnosti umísťovány do speciálních betonových sil, která nádrž v případě zemětřesení ochrání. Významnou roli při konstrukci nádrží hrají i klimatické podmínky (arktické oblasti, tropy s extrémním množstvím srážek atd.).

V současnosti lze sledovat tendenci nástupů nových materiálů, jako jsou lamináty a speciální hmoty, které mohou zlepšit provozní vlastnosti ocelové nádrže nebo i v některých případech ocel zcela nahradit. Dále samozřejmě zesiluje tlak na bezpečnost a provozování nádrží co nejšetrnějších k životnímu prostředí [2].

1.1 Rozdělení nádrží

Pro skladování ropných produktů se v současnosti hojně využívají válcové vertikální nádrže. Jejich základní rozdělení může být podle:

- a) základů
 - základy bez betonové výztuže
 - základy s armovanou betonovou výztuží
- b) dna
 - s jednoplášťovým dnem
 - s dvojitým dnem
- c) pláště
 - jednoplášťová nádrž v ochranném valu nebo betonovém dvoře
 - dvouplášťová nádrž (nádrž umístěná v ochranné jímce)

- d) konstrukce střechy
 - s pevnou střechou
 - s plovoucí střechou
- e) umístění
 - nadzemní nádrž
 - podzemní nádrž

Další možné rozdělení nádrží je podle technické, bezpečnostní a ekologické úrovně, které se odvíjí od konkrétního vybavení nádrže, nainstalovaných bezpečnostních prvků, protikorozi ochrany, požárního zabezpečení a řídicího systému daného tankoviště či terminálu.

Moderní nádrže bývají v současnosti vybaveny automatickým měřením hladiny na mechanickém nebo radarovém principu, obvykle ještě s dalším nezávislým prvkem (spínačem), zabraňujícím přeplnění nádrže. Tyto prvky nezávisle na celém měřicím systému hlídají maximální (resp. havarijní) úroveň hladiny a v případě selhání hladinoměru signalizují tento stav s cílem zabránit přeplnění nádrže a případnému úniku produktu.

Dno nádrží a venkovní plochy jsou opatřeny ochrannými protikoroziními nátěry, aby nedocházelo k nežádoucímu úbytku materiálu a s tím spojeným zkrácením životnosti. Povrchovou korozi ochranu může doplňovat elektrochemická protikorozi ochrana. Používají se dva typy - aktivní katodická ochrana nebo pasivní anoda, které se instalují dovnitř nádrže. Elektrochemická ochrana je založena na účincích stejnosměrného proudu, který prochází chráněným kovovým povrchem a vede tak ke snížení rychlosti koroze.

Plovoucí střechy s dvojitým těsněním minimalizují množství uhlovodíků odpařených do okolí a eliminují tak jejich nebezpečné úniky. Požárního systémy jsou tvořeny požárními hlásiči, které zajišťují monitoring a v případě iniciace požáru mohou do několika minut spustit poplach nebo plně automatický požární systém. Půda a spodní vody jsou nejlépe ochráněny u nádrží s dvojitým dnem, jehož těsnost může být monitorována on-line. Všechny tyto moderní prvky musí být doplněny správným a bezpečným provozováním a vhodným systémem údržby [2].

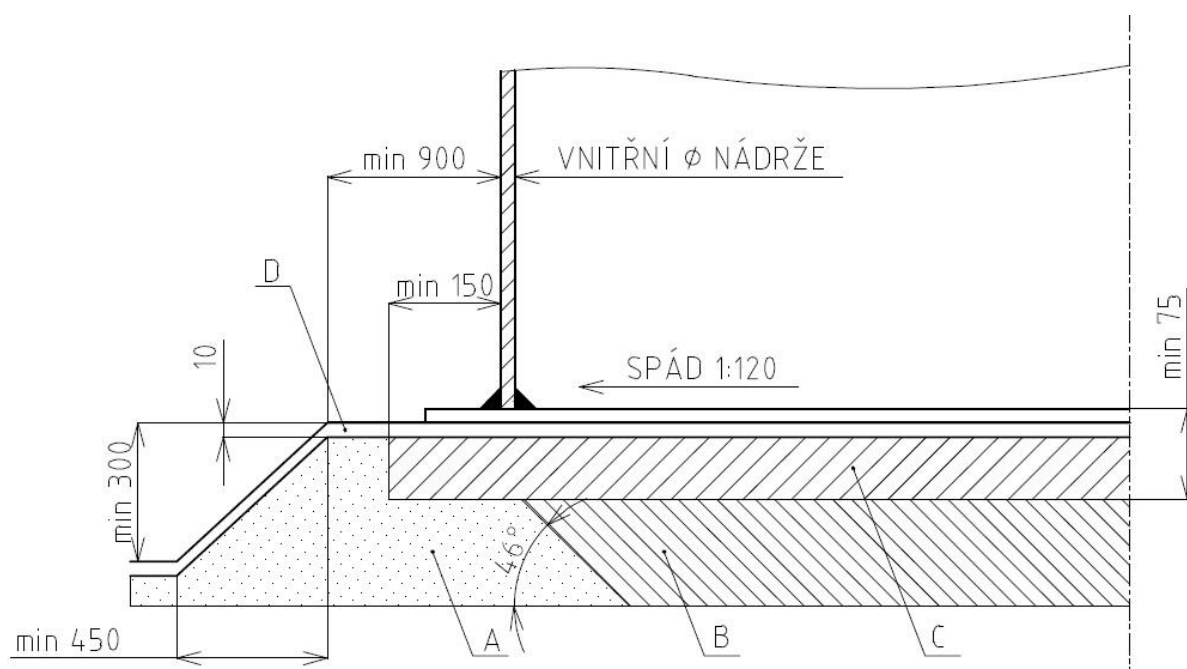
1.1.1 Základy nádrží

Typ základové konstrukce závisí na velikosti a funkci nadzemní uskladňovací nádrže, únosnosti půdy, hladině podzemní vody, potřebách ukotvení a možnostech provozovatele. Podle kvality půdy se volí jeden ze dvou základních způsobů provedení – základ bez betonové výztuže nebo základ s armovanou betonovou výztuží [3], [4].

Základy bez betonové výztuže

Jak je znázorněno níže na obr. 1.1, základy musí být minimálně 300 mm vysoké, aby mohla srážková voda odtéct a dno nádrže zůstalo v suchu. Základ kromě toho musí také vykompenzovat sedání nádrže, ke kterému dojde při těsnostní zkoušce vodou a při ustáleném provozu.

Základ se skládá z věnce (A) z hrubého zaválcovaného štěrku. Kruhový prostor uvnitř věnce je vyplněn vrstvou udusaného štěrku (B) a vrstvou (C) z hrubého písku (případně směsí štěrku a písku). Shora pak musí být základ pokryt asfaltem nebo jiným izolačním prostředkem, sloužícím k zabránění průniku vlhkosti na dno nádrže. Aby nedošlo k poškození této izolační vrstvy při svařování plechů dna, musí se izolační vrstva pokrýt nejméně 10 mm silnou vrstvou písku (D). Po skončení montáže se sešikmená plocha násypu opraví a zaleje asfaltem tak, aby nedocházelo k zatékání vody pod dno [4].



Obr. 1.1 Základ bez betonové výztuže [4]

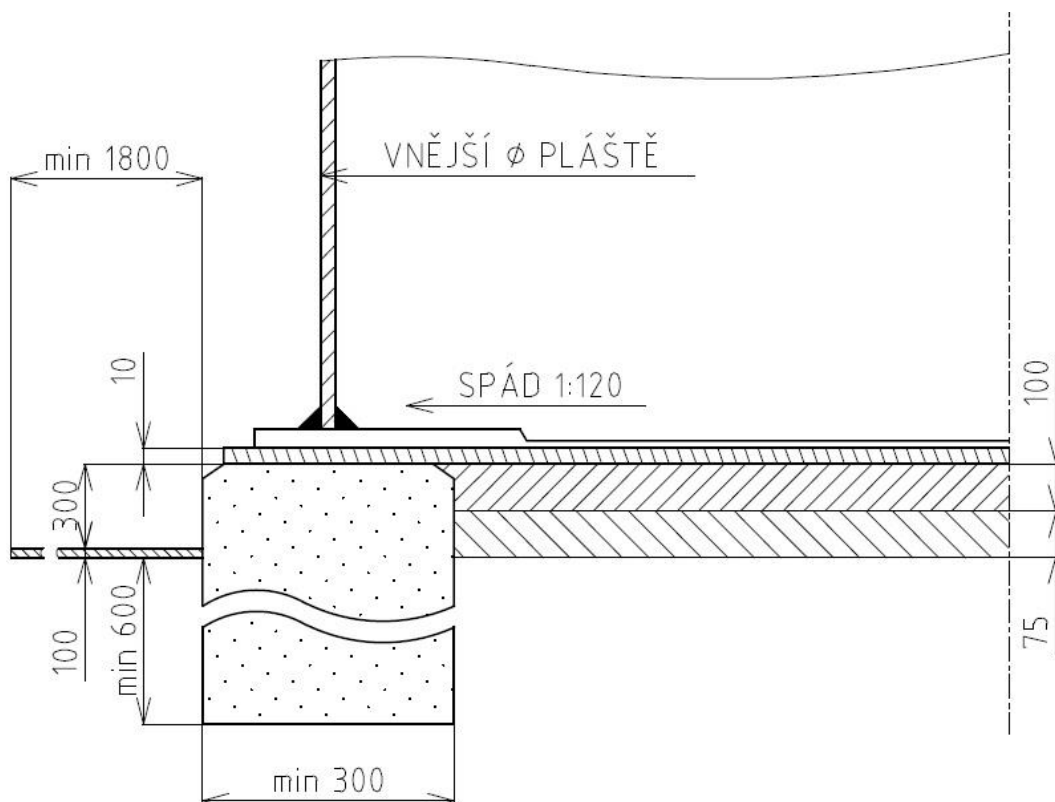
Základy s armovanou betonovou výztuží

Základy s armovanou betonovou výztuží jsou využívány zejména tam, kde hrozí poškození nádrže či připojovacího potrubí z důvodu nesejnoměrného sedání půdy. K takovým poškozením dochází [4]:

- V seismických oblastech
- Na poddolovaném území
- Na vrstvách tzv. plastické hlíny, která dočasně dokáže udržet velké zatížení, ale postupem času může způsobit nadměrné sedání
- Na bahnitě nebo navezené zemině, kde se vyskytují stlačitelné vrstvy na povrchu nebo pod povrchem

K předcházení účinků těchto negativních geologických vlivů se budují masivní základy (viz obr. 1.2). Hlavním prvkem takového základu je betonový armovaný prstenec, který je umístěn pod pláštěm nádrže, kde rozkládá působící zatížení od pláště. Mezi další funkce armovaného prstence patří [4]:

- Zabránění usmýknutí okraje podloží v případě podmočení
- Držení materiálu zaválcovaného uvnitř prstence (zabránění erozivního poškození základů)
- Zajištění pevné a rovné výchozí plochy pro montáž pláště
- Ochranné působení proti pronikání zemní vlhkosti ke dnu nádrže



Obr. 1.2 Základ s armovanou betonovou výztuží[4]

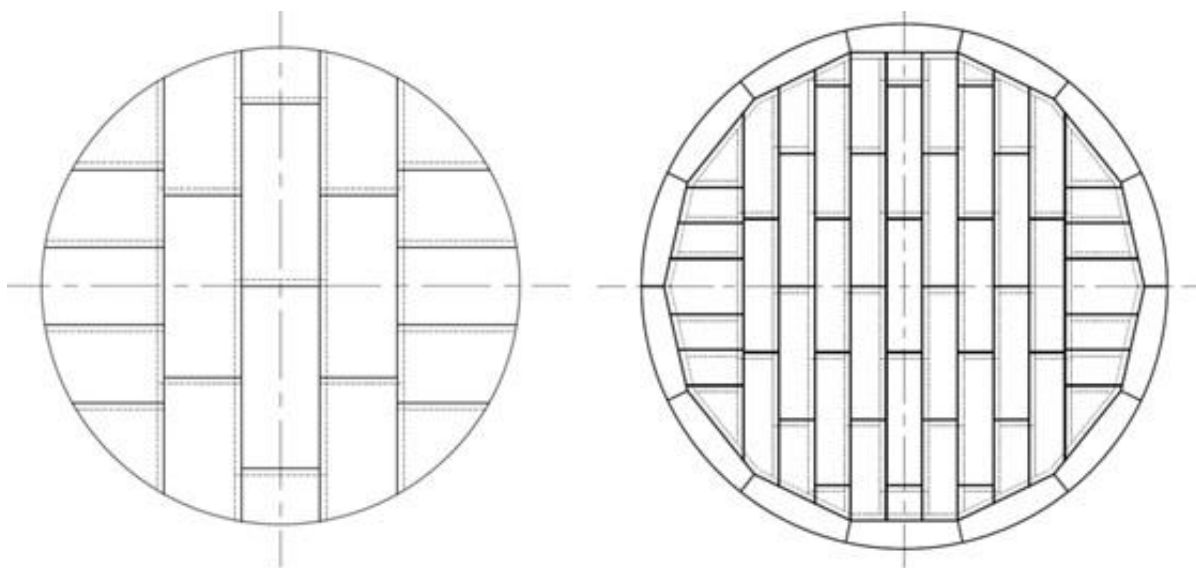
1.1.2 Dno nádrží

Rozlišují se dva základní druhy den nádrží, běžnější jsou nádrže s jednoplášťovým dnem, druhým typem jsou nádrže s dvojitým dnem.

Nádrž s jednoplášťovým dnem

Dna nádrží se zhotovují svařováním ocelových obdélníkových plechů o tloušťce 5 mm pro průměry do 15 m. Nádrže s větším průměrem mají předepsanou tloušťku 6-8 mm. Dna se svařují natupo. U nádrží o menším průměru (obr. 1.3) se plášť svařuje přímo na plech dna. U nádrží s průměrem větším než 18 m (obr. 1.4) se musí nejprve vytvořit přechod mezi plechem dna a válcovým pláštěm, tzv. okolek. Okolek je svařován ze segmentových plechů o minimální šířce 650 mm a tloušťce 8-14 mm, v závislosti na tloušťce pláště [4].

Kvůli odčerpávání kapaliny a kalů, usazených na dně nádrže, se provádí spádování. Spád bývá 1:120 buď ke středu nádrže, k jejímu obvodu nebo k centrálnímu žlabu či kalové jámce.

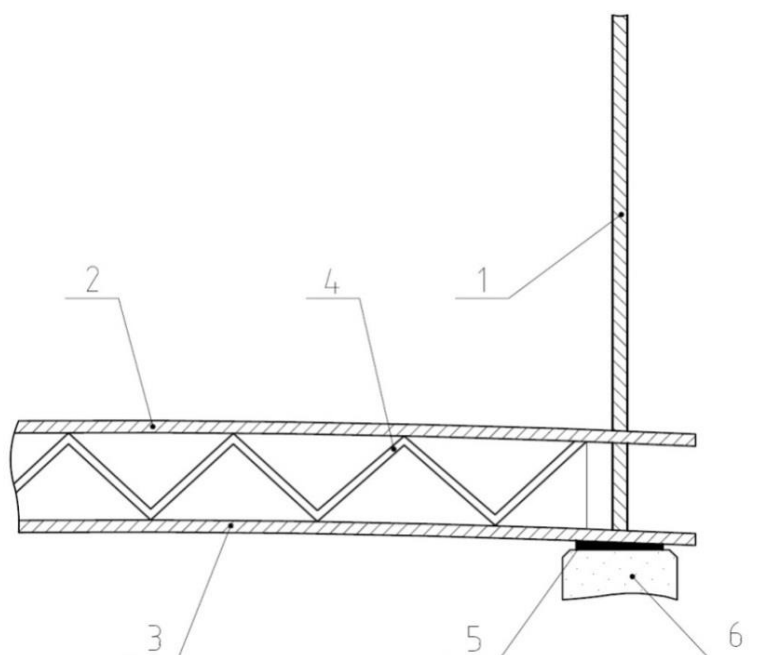


Obr. 1.3 Plechy dna menších nádrží [3] Obr. 1.4 Dno nádrží s větším průměrem [3]

Nádrž s dvojitým dnem

Dvojitá dna (příklad na obr. 1.5) u nádrží zajišťují dokonalou nepropustnost nádrže v případě, že se ve dně objeví díra. Je nepravděpodobné, že by se porucha vyskytla na obou vrstvách dna. Dvojitá dna dále umožňují lepší kontrolu koroze nádrže, lepší

detekci netěsností a monitorování úniků. Dna musí být navržena tak, aby bylo během odstávky možné zkontrolovat, jestli nedochází v úniku kapaliny [3], [5].



Popis k obr. 1.5:

- 1 – Plášť
- 2 – Horní dno
- 3 – Dolní dno
- 4 – Ocelová výztuž
- 5 – Vrstva z elastomeru
- 6 – Betonový prstenec

Obr. 1.5 Příklad dvojitého dna [3]

1.1.3 Plášť nádrží

V závislosti na funkci a požadavkům provozovatele se volí mezi dvěma způsoby provedení pláště. Prvním typem provedení jsou nádrže jednoplášťové. Mezi jejich výhody patří jednodušší montáž a nižší cena zařízení, než u nádrží dvouplášťových. Výhodou dvouplášťových nádrží je větší záruka toho, že díky zdvojenému plášti nedojde ke kontaminaci půdy skladovanými ropnými produkty.

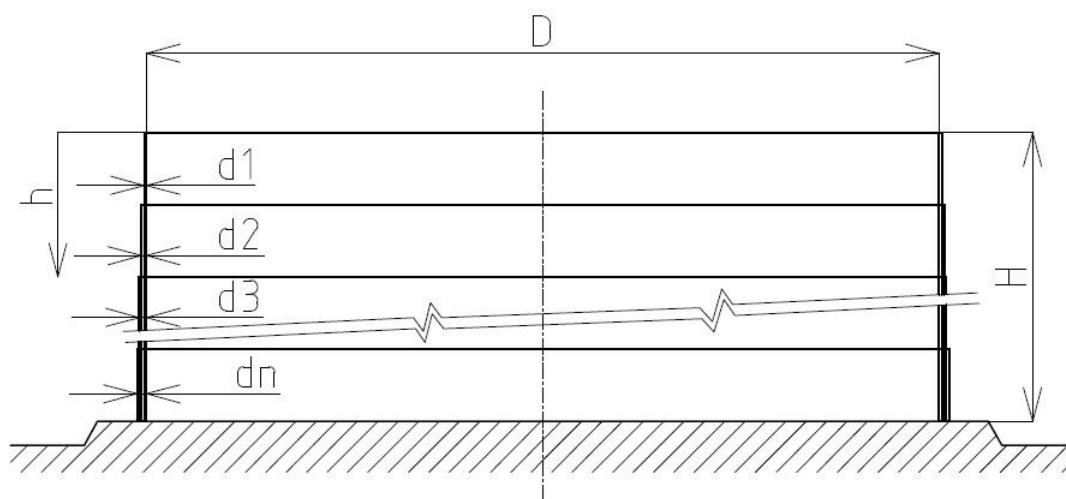
Jednoplášťová nádrž

Pláště válcových nádrží se svařují z tabulí plechu jednotného formátu. Plechy se připravují opracováním hran a tvarováním. Při dimenzování pláštěů nádrží musí být dodržena minimální tloušťka horního patra plechů (lubu) dle tabulky 1.1. Horní lub nepřenáší velký hydrostatický tlak, proto by jeho návrhová tloušťka mohla být velmi malá. Malá tloušťka by pak mohla způsobit nerealizovatelnost montáže – příliš tenký plech by např. nešlo navařit k silnějším. Minimální tloušťka horního lubu také zajišťuje dostatečnou tuhost pláště při přenášení váhy střechy.

Průměr pláště [m]	Minimální tloušťka horního lubu [mm]
do 15,25	5
15,25-36,6	6
36,6-61	8
nad 61	10

Tab. 1.1 Minimální tloušťka horního lubu [6]

Návrh tloušťky pláště se provádí pro jednotlivé luby, protože tloušťka pláště je počítána na působení hydrostatického tlaku, který je lineárně proměnný. Proto se budou jednotlivé tloušťky směrem ke dnu zvětšovat, jak je znázorněno na obr. 1.6.



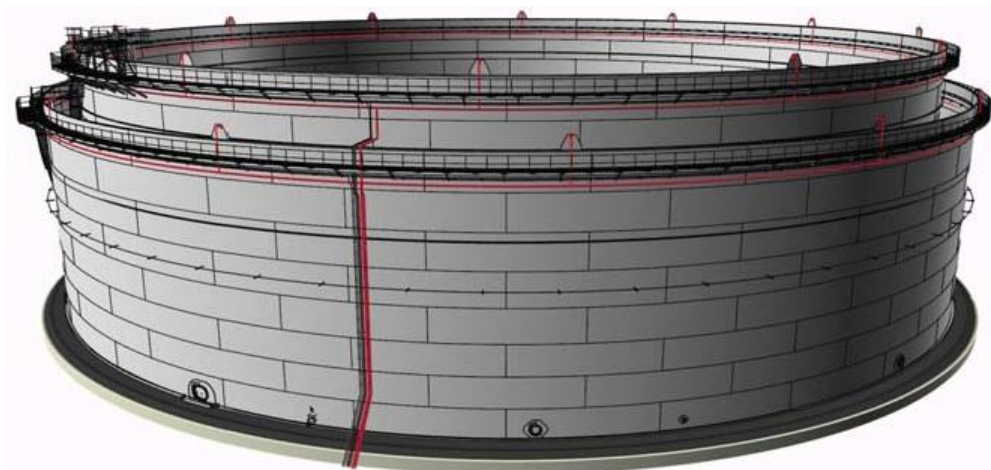
Obr. 1.6 Tloušťka lubů nádrže [4]

Existuje také maximální hodnota tloušťky pláště u dna. Například podle hodnot, uvedených v normě EN 14015 [5], která specifikuje navrhování, výrobu a provoz nadzemních vertikálních nádrží, se maximální rozměr tloušťky plechu pohybuje mezi 10-40 mm v závislosti na použitém materiálu.

Dvouplášťová nádrž

Jak název napovídá, jedná se o nádrže, složené ze dvou plášťů (obr. 1.7) – nádrže a záchytné jímky. Vzdálenost mezi těmito dvěma plášti musí být 1,5 - 2,5 m, aby mohl být umožněn volný pohyb pracovníků. Výška vnějšího pláště musí být větší než 80 % výšky pláště hlavní nádrže. Vnější nádrž dále musí být dostatečně vysoká na to, aby dokázala pojmout celou výšku hladiny uložené kapaliny a to nejméně o 1 m.

Hlavní i vedlejší nádrž bývají umístěny na betonovém prstenci, jehož velikost je stanovena normami. Pro konstrukci je také doporučeno dvojitě dno s průběžným monitorováním úniku [7].



Obr. 1.7 Dvouplášťová nádrž [8]

1.1.4 Konstrukce střechy

Konstrukce střech nádrží pro ropné produkty mohou být pevné, plovoucí nebo kombinací obou způsobů.

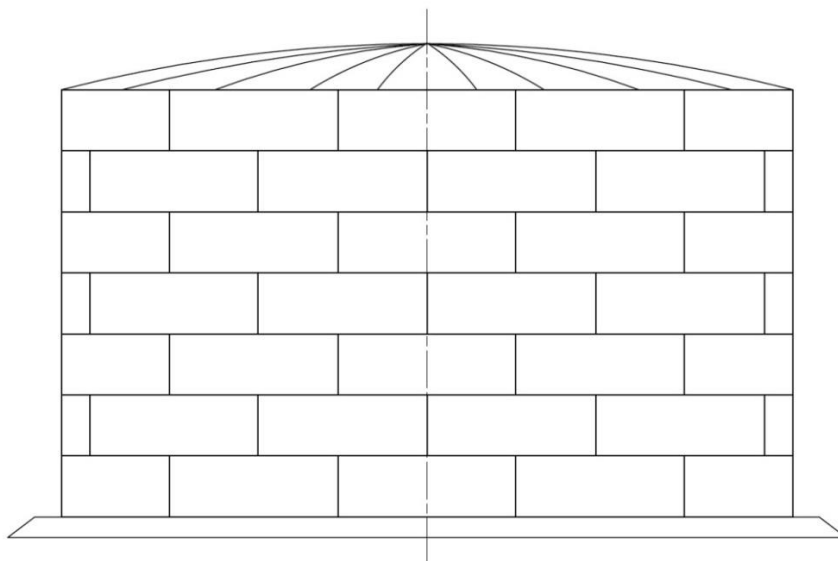
Konstrukce s pevnou střechou

Pevné střechy se používají nejvíce pro nízko až středně objemové nádrže, výjimečně i pro velké nádrže o objemu až 70 000 m³ [7]. Existují střechy samonosné a podepřené.

Samonosná pevná střecha (obr. 1.8) nádrží se skládají ze dvou hlavních částí – ocelové kostry a plynotěsné svařené střešní skořepiny. U nádrží na ropné produkty nesmí být kostra přivařena ke skořepině (plechům střechy). Střechy tohoto typu se staví do průměru cca 60 m. Aby vznikl co nejmenší parní prostor, staví se střechy s okrajovým úhlem menším než 25 °. Kostra se svařuje z válcovaných profilů „I“, „U“ nebo „L“. Kostra je dále pokryta svařenými tenkými plechy, které tvoří střešní skořepinu. Pro skořepinu platí, že nesmí být přivařena ke kostře nádrže. Hlavním nosným prvkem konstrukce kostry jsou žebra, která paprskovitě vycházejí z lucernového prstence a končí v patním prstenci. Ten zachycuje rozpěrné síly od žeber a zároveň vyztužuje horní okraj pláště. Proti vybočení jsou tato žebra jištěna

mezižebními prstenci, které jsou složeny z rovných dílů, proto mají tvar polygonu (viz obr. 1.4) [4].

U větších nádrží bývá nejvíce namáhaným místem lucernový a patní věnec, proto se místo prostého skruženého profilu navrhují složitější svařené profily. Proti ztrátě stability střechy a jejímu prolomení dovnitř je střecha jištěna diagonálními vzpěrami mezi žebry.



Obr. 1.8 Konstrukce s pevnou střechou [6]

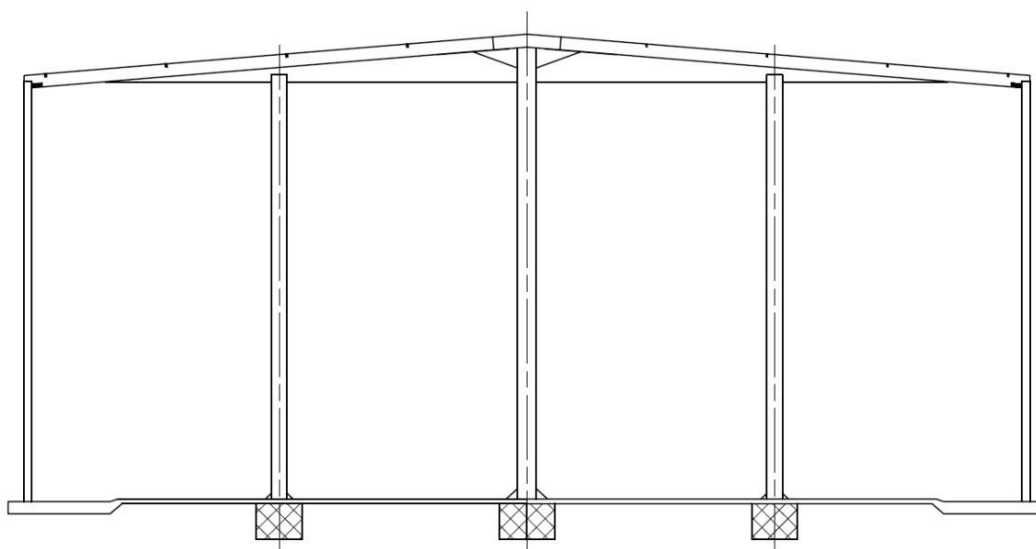
Podle statických a stabilitních výpočtů není ekonomické aplikovat jeden typ střechy pro všechny průměry nádrží. Například pro nádrže o průměru menším než 15 m je únosnost skořepiny tak velká, aby unesla celé zatížení i bez kostry. U nádrží od 15 m do 50 m se používají střechy složené z kostry, která podepírá skořepinu. V případě větších průměrů se u tohoto typu nádrže objevují problémy [4]:

- jelikož zatížení roste s druhou mocninou průměru, je nutné používat čím dál mohutnější profily na kostru střechy, což se projeví neúměrným nárůstem hmotnosti kostry, další komplikací pak bývá zakružování velkých profilů
- se zvýšením hmotnosti narůstá cena
- s většími rozměry střechy klesá její stabilitní rezerva, což vyžaduje podrobnější posouzení konstrukce a složitější metody výpočtu takové střechy

Podepřená pevná střecha (obr. 1.9) řeší předešlé tři problémy, jelikož je ekonomicky výhodná pro nádrže velkých průměrů (50-100 m). Tento typ pevné střechy má tvar velmi plochého kužele – okrajový úhel nepřesahuje 5°. Oproti

předchozímu typu provedení pevné střechy je rozdíl v tom, že se kostra sestává z polygonálních prstenců, které jsou usazeny na podpěrných sloupech. Střešní skořepina leží na hustě položených radiálních žebrech a stejně jako u předchozího typu střechy se nepřivařuje ke kostře.

Konstrukce se tedy skládá z velkého počtu samostatných polí a celá je staticky určitá, proto je velmi jednoduché zvětšení průměru nádrže. Není totiž potřeba zvětšovat rozměry nosníků a sloupů, neboť se jejich nadimenzování nemění. Stačí pouze přidat další sekci na vnějším obvodu [4].



Obr. 1.9 Schéma podepřené pevné střechy[7]

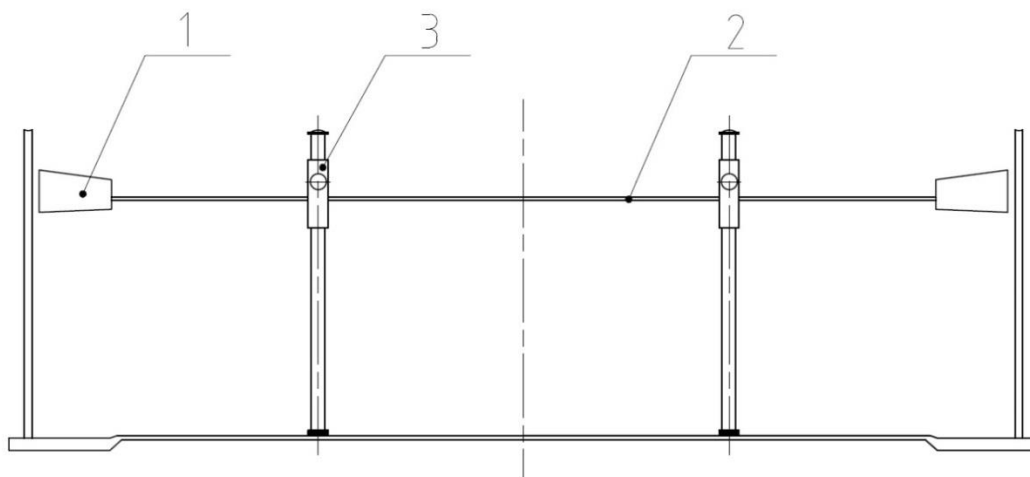
Konstrukce s plovoucí střechou

Oproti pevným střechám mají plovoucí střechy (obr. 1.10) nesporné výhody - střecha leží přímo na kapalině, proto vzniká minimální parní prostor pro vytvoření výbušné směsi par se vzduchem. Další výhodou jsou minimální ztráty odparem a dýcháním nádrže. Nedostatkem u těchto nádrží může být možnost znečištění obsahu nádrže srážkovou vodou atp. [4].

Plovoucí střechy se konstruují převážně jako dvoupalubové, aby se předešlo potopení střechy, které může nastat v případě prorezivění plechu. Proto je ponton střechy rozdělen na mnoho oddělených uzavřených objemů, které střechu nadnášejí i v případě zaplnění většiny z nich.

Popis obr. 1.10:

- 1 – Okrajový věnec
- 2 – Ponton
- 3 – Teleskopický stojan



Obr. 1.10 Schéma plovoucí střechy [7]

Plovoucí střechy jsou ještě vybaveny okrajovým věncem, který slouží k těsnění okraje střechy. Nezbytným vybavením jsou také teleskopické stojany, které při vypouštění nádrže zadrží střechu v určité výšce, která je potřebná k opravám či revizím [4].

1.1.5 Umístění nádrží

Podle umístění se nádrže pro skladování ropných produktů mohou rozdělit na dva základní typy – nadzemní a podzemní.

Nadzemní nádrže

Převážná část světové kapacity ropných produktů je uložena ve formě nadzemních nádrží vertikálního válcového typu (obr. 1.11). Do této skupiny se dají zařadit i nádrže, které jsou z části zasypané v terénu. Nevýhodou těchto nádrží je přímý kontakt s okolím – silný vliv na jejich funkci má teplo, vlhkost a další povětrnostní podmínky. Výhodou pak může být snadný přístup ke kontrole těsnosti a koroze nádrže [3].

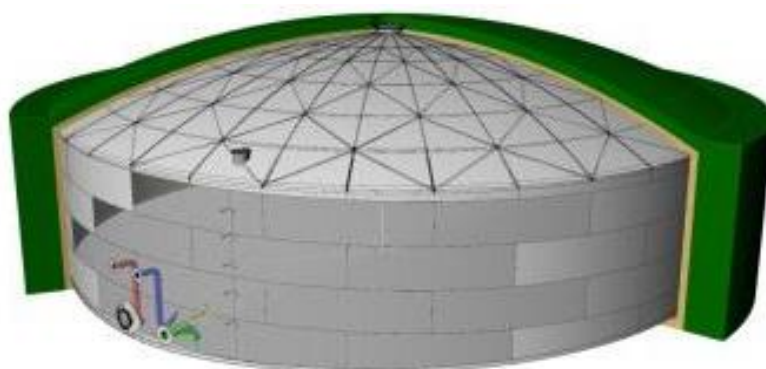


Obr. 1.11 Nadzemní stojaté válcové nádrže s plovoucí střechou [9]

Podzemní nádrže

Podzemní nádrže (obr. 1.12) se stavějí tam, kde není možné vybudovat nadzemní nádrže např. kvůli:

- Předpisům a územním povolením
- Estetické vhodnosti
- Požadavkům na životní prostředí
- Strategické vojenské cíle



Obr. 1.12 Podzemní stojatá válcová nádrž [8]

Nejběžnější způsob výstavby podzemních nádrží se skládá z následujících kroků:

- 1) Zhotovení železo-betonové základové desky
- 2) Sestavení ocelové nádrže
- 3) Kladení betonové prefabrikace
- 4) Obetonování
- 5) Zavalení zeminou

1.2 Kontrola nádrží

K zabezpečení provozuschopnosti nádrží je nutné nádrže pravidelně podrobovat kontrole. Každá řádná kontrola nádrže se skládá z několika kroků - z nádrží se nejprve odčerpá produkt a proběhne příprava nádrže na kontrolu, následuje samotná inspekce, její vyhodnocení, případné opravy a na závěr se provádí těsnostní zkouška.

1.2.1 Příprava nádrže

Před kontrolou nádrže musí být skladovaný produkt nejprve odčerpán, až poté může být nádrž odpojena a odvětrána.

Odpojení nádrže

Před údržbovou prací v nádrži musí být splněno několik podmínek. Je nezbytné, aby byly odpojeny všechny přívody, propojující nádrž s okolními vazbami. Musí být zajištěna bezpečnost pro obsluhu, která provádí požadované práce. Musejí být odpojeny všechny zdroje hnací a elektrické energie [3].

Vstup do nádrže

Do nádrží, které nebyly odvětrané nebo otestované na dostatek kyslíku, by neměl být umožněn přístup, a to ani v případě použití dýchací masky. Vstup do takových nádrží by měl být umožněn pouze se speciálním povolením. V případě udělení takového povolení je nezbytný dýchací aparát a přítomnost kompetentní osoby vně nádrže, která v případě nutnosti záchrany zasáhne [3].

Odvětrání nádrže

Odvětrání nádrže od plynů ropných produktů (směsi těkavých uhlovodíků) má dva hlavní účely:

- 1) Eliminace podmínek, které by mohly vést k požáru nebo explozi
- 2) Eliminace možných toxických účinků nebo zadušení osoby, vstupující do nádrže

Za odvětranou lze považovat takovou nádrž, v níž koncentrace vznětlivých plynů klesla pod 1 % dolní meze zápalnosti a zůstala na této úrovni po dobu 30 minutového měření. Taková koncentrace se měří ve všech částech nádrže (průlezy, střešní poklopy, čerpadla, vstupy do potrubí, pontony, těsnění trubek atd.) [3].

1.2.2 Zkoušky nádrží pomocí NDT

Zkratkou NDT se označují nedestruktivní metody kontroly (zkratka NDT vychází z anglického spojení „non-destructive testing“). Jedná se o metody, při kterých nedochází k porušení zkoumaného objektu, a to ani v případě negativního výsledku zkoušky.

Každá řádná inspekce nádrže začíná vizuální kontrolou boulení, jelikož žádným jiným způsobem nelze odhalit boulení dna či pláště. Boulení může poukazovat na sedání základové desky nebo na ztrátu stability nádrže vlivem kritického podtlaku při provozu. Po vizuální kontrole následuje inspekce pomocí nedestruktivních zkoušek. Provádí měření tloušťek pomocí ultrazvuku a skenování korozních úbytků. Při podezření na netěsnost svarů nebo necelistvost materiálu se využívá tzv. vakuových komůrek. Při inspekci lze použít i další nedestruktivní metody – viz obecný přehled NDT metod níže.

Nedestruktivní zkoušky (NDT) [10]:

VT - vizuální metoda (z angl. visual testing). Vizuální kontrolou se zjišťují výhradně povrchové vady zkoušeného předmětu. Povrch se kontroluje zrakem, případně za použití optických pomůcek (lupa, endoskop, televizní řetězec apod.).

MT – magnetická prášková metoda (z angl. magnetic particle testing). Patří mezi metody povrchové, vhodné pro zjišťování povrchových vad nebo vad ležících těsně pod povrchem. Zkoušený materiál musí být feromagnetický. Materiál se zmagnetizuje a povrch předmětu se poleje detekčním prostředkem, který způsobí zviditelnění vad na povrchu zkoušeného předmětu.

PT - penetrační (kapilární) metoda (z angl. penetrable testing). Kapilární kontrola se řadí mezi povrchové metody, vhodné pro zjišťování vad na povrchu zkoušeného předmětu. Zkoušený materiál může být feromagnetický i neferomagnetický, ale nesmí být porézní. Ke zkoušce se využívá penetračních vlastností kapalin. Vytvořené indikace se vyhodnocují zrakem.

ET - metoda vířivých proudů (z angl. electromagnetic testing). Povrchová metoda, používaná nejčastěji pro zkoušení elektricky vodivých materiálů, hutních polotovarů, při provozních kontrolách trubkových tepelných výměníků. Metoda slouží pro zjištění korozních úbytků na vnitřní a vnější straně zkoušeného materiálu. Výsledkem zkoušky je mapa korozních úbytků.

RT - metoda prozařováním (z angl. radiographic testing). Patří mezi metody objemové, což znamená, že zjišťuje vady v celém objemu zkoušeného materiálu. Objemové vady svarů (bubliny, plynové dutiny, vměsky) jsou touto metodou dobře zjištělné. Vady plošné (trhliny, studené spoje) jsou zjištělné v omezené míře, záleží na jejich velikosti a orientaci vzhledem k ose svazku záření.

UT - zkoušení ultrazvukem (z angl. ultrasonic testing). Další objemová metoda. Do materiálu se zavádí zvukové vlnění o vysoké frekvenci (ultrazvuk), které se na rozhraní dvou prostředí (materiál - vada) odráží. Ke zkoušení se nejčastěji používá impulsní odrazová metoda.

LT – těsnostní zkoušky (z angl. leakage testing) slouží ke zjištění netěsností svarových spojů. Patří sem zkouška těsnosti vakuovou komůrkou, kapilární průsaková zkouška a kontrola těsnosti pomocí zkušebního plynu.

AT - zkoušení akustickou emisí (z angl. acoustic emission testing). Metoda je založena na pozorování akustických signálů, vysílaných do zkoušeného materiálu. Metoda akustické emise se dnes běžně používá pro určení vzniku a rozšiřování prasklin, změnu poddajnosti, k odhalování tvorby plastické zóny před prasknutím, vzniku únavy, koroze, tečení, rázového lomu apod.

1.2.3 Vyhodnocení inspekce

V tomto kroku dochází k posouzení naměřených hodnot korozních úbytků – provádí se přepočítání statiky nádrže (zejména pláště), aby bylo možné stanovit, zda změřené tloušťky dostávají pro bezpečný provoz. Na základě výsledků statických přepočtů se rozhoduje o případných opravách a stanovuje se termín další opravy.

1.3 Normy a předpisy

ČSN 69 8119-1: Nadzemní svařované ocelové nádrže s plochým dnem pro skladování ropy a kapalných ropných produktů – Část 1: Technické požadavky

Norma stanovuje základní požadavky na volbu materiálu, výpočet pevnosti, konstrukci, výstroj, výrobu, montáž, zkoušení, přejímání a dokumentaci pro nadzemní ocelové svařované velkoobjemové nádrže s plochým dnem (dále jen nádrže), uzavřené nebo otevřené, s vnitřním přetlakem blízkým atmosférickému (účinek vnitřního přetlaku nepřevyšuje účinek tíhy střechy), jejichž celé dno je rovnoměrně podepřeno, sloužící k uskladňování ropy nebo kapalných ropných produktů a namáhané hydrostatickým tlakem uskladněné kapaliny a případnými vnějšími vlivy. Norma neplatí pro nádrže provozované v chlazeném režimu nebo při teplotách nad 250 °C. Bez dalších doplňků je její použitelnost omezena klimatickými a seismickými podmínkami České republiky. ČSN 69 8119-1 byla vydána v lednu 1998 [11].

ČSN 75 3415: Ochrana vody před ropnými látkami. Objekty pro manipulaci s ropnými látkami a jejich skladování

Norma platí pro navrhování a provoz objektů, které slouží pro skladování a manipulaci s ropnými látkami, z hlediska ochrany jakosti podzemních a povrchových vod. Neplatí pro ropné látky v pohyblivých strojích, pro přepravní zařízení na ropné látky, pokud nejsou součástí skladů a pro doplnění letadel pohonnými hmotami, pro produktovody, pro lodní přepravu ropných látek a pro těžbu ropy. Objekty, v nichž se ropné látky přijímají, skladují, vydávají nebo používají, nebo kde se s ropnými látkami manipuluje, musí být zabezpečeny tak, aby nemohlo dojít k úniku ropných látek do povrchových nebo do podzemních vod nebo k nepřípustnému znečištění terénu spojenému se znečištěním podzemních i povrchových vod. Pohotovostní uložení ropných látek v nádržkových vozzech a cisternách se zřizuje jen nezbytně nutném rozsahu. Provoz skladů ropných látek musí být zajišťován podle schváleného provozního řádu. Pozorovatel skladu ropných látek musí mít k dispozici dokumentaci skutečného provedení stavby (vč. technického vybavení objektů, plán opatření pro případ havárie, záznamy o provedených zkouškách těsnosti a kontrolách zařízení a o odstranění zjištěných závad). ČSN 75 3415 byla vydána v říjnu 1992. Nahradila ČSN 83 0915 z roku 1979 [12].

API 653: Kontrola, oprava, úprava a rekonstrukce nádrží na ropné a chemické produkty

Americká norma obsahuje kontrolu, opravu, úpravu a rekonstrukce ocelových nadzemních skladovacích nádrží používaných v ropném a chemickém průmyslu. Stanovuje minimální požadavky na zachování integrity svařovaných, nýtovaných, nechlazených a atmosférických nadzemních skladovacích nádrží, potřebné pro uvedení do provozu. API 653 byla vydána v roce 2009 [13].

EEMUA 159: Inspekce, údržba a opravy nadzemních stojatých válcových ocelových uskladňovacích nádrží

Britský předpis, který se zabývá kontrolou, údržbou a opravami vertikálních ocelových nádrží na skladování ropy, ropných produktů a zkapalněných plynů. Norma obsahuje popis hlavních komponent nádrže, vyžadujících kontrolu a údržbu, běžných kontrolních technik a mechanismus preventivní ochrany, založený na rizicích a spolehlivosti. EEMUA 159 byla vydána v roce 2003 [14].

2 HAVÁRIE NÁDRŽÍ

Moderní sklady ropných produktů jsou projektovány a realizovány s ohledem na maximální bezpečnost provozu a ochranu životního prostředí. Ropné produkty představují vážné nebezpečí pro ovzduší, vodu a půdu, možnost jejich havárie ohrožuje zdraví a životy osob i majetek [15]. Mělo by být v zájmu každého provozovatele, aby využívané skladovací nádrže plnily dobře svoji funkci. Toho se dá docílit pravidelnými kontrolami - v případě zanedbání údržby hrozí nejen ekologické, ale i ekonomické následky.

2.1 Kritická místa

Kritických míst na nádržích se nachází několik. Jedná se zejména o svary mezi pláštěm a dnem (okolek), svary mezi střešní skořepinou a pláštěm nádrže a další náhlé změny tvaru (průlezy, napojená potrubí).

Svar pláště se dnem nádrže

V místě spoje pláště a dna nádrže vzniká při plnění kapalinou vysoká koncentrace napětí. Plášť, který je v důsledku velkého průměru radiálně poddajný, je v tomto místě svázán ocelovým prstencem a membránou dna. Tím vznikají vysoká ohybová napětí, která se přičítají k základní hladině membránové napjatosti a namáhají jak skořepinu, tak koutové svary na obou stranách pláště [4].

Svar střešní skořepiny s pláštěm

Místo, nacházející se mezi skořepinou střechy a pláštěm nádrže patří k dalším problematickým částem nádrží. Jedná se o případ plnění produktu do střechy, kdy kapalina stoupne nad horní okraj válcového pláště a začne vztlakem působit na střešní skořepinu. Takto vzniklé membránové síly bývají velké a ohrožují nádrž [4].

Další kritická místa

Do této části jsou zařazena místa, kde se mění profil nádrže. Patří sem například:

- Příjmové potrubí
- Homogenizační potrubí

- Výdejové potrubí
- Odkalovací potrubí
- Boční průlez
- Střešní průlez
- Střešní hrdlo pro radar

V těchto místech dochází ke změnám průřezu nádrže, které vyvolávají změny tuhosti v plášti a tím ovlivňují jeho membránová napětí.

2.2 Havárie ve světě

Havárie nádrží na ropné produkty mohou vzniknout z několika důvodů. Příčinou mohou být chyby v projekci, inspekci či selhání lidského faktoru. Často se jedná o kombinaci více činitelů, které se projeví ve stejný okamžik.

Buncefield (Anglie)

V prosinci roku 2005 došlo v anglickém Buncefieldu k úniku ropných produktů z nádrží. Sklad měl celkovou kapacitu cca 225 000 m³ a před zničením byl 5. největší ve Velké Británii. Při havárii (obr. 2.1 a 2.2) došlo k rychlému odpaření těkavé kapaliny, k jejímu vznícení a sérii mohutných explozí. Příčinou havárie bylo selhání několika úrovní ochrany díky nevhodným postupům při kontrole nádrží a provozu. Selhalo také hlášení poruch a roli údajně sehrálo i stresující pracovní prostředí [16].



Obr. 2.1 Havárie terminálu v Buncefieldu [16]



Obr. 2.2 Následky havárie terminálu v Buncefieldu [16]

Po havárii byly odhaleny ještě další nedostatky, které nehrály roli při explozi, ale které by mohly přispět k nehodě za jiných okolností. Mezi nimi byla například bezpečnost řídicího softwaru, který operátorům dovoval deaktivovat alarmy.

Antverpy (Belgie)

V říjnu roku 2005 došlo v Antverpách (obr. 2.3) k úniku surové ropy z jedné nádrže s kapacitou 40 000 m³ ve skladě s celkovou kapacitou 208 000 m³. Při havárii došlo k protržení dna nádrže, která ztratila svoji stabilitu a celý svůj obsah během méně než 15 minut vypustila do okolí. Příčinou havárie bylo zanedbání kontroly těsnosti a koroze na nádrži, která by měla být prováděna podle interního plánu [17].



Obr. 2.3 Havárie v Antverpách [17]

Chesapeake, Virginie (Spojené státy americké)

V listopadu roku 2008 došlo k havárii nádrže na 7 500 m³ (obr. 2.4), která skladovala tekuté hnojivo (dusičnan amonný) v americkém Chesapeake. Na nádrži byla provedena výměna nýtovaných spojů za navařované desky. Nádrž se prolomila při plnění do maximální hladiny, během kterého byly navíc prováděny svářečské práce. Padajícími stěnami nádrže byli vážně poraněni dva dělníci. Při havárii uniklo více než 650 m³ skladované látky do okolí včetně blízké řeky.

Vyšetřování zjistilo, že po provedení úprav nebyla provedena řádná inspekce, podle které se kontroluje dovolená výška plnění. Při pracích na nádrži navíc nebyly dodržovány bezpečnostní postupy, které mohly zabránit poranění dvou osob [18].



Obr. 2.4 Havárie nádrže v Chesapeake [18]

3 ŘEŠENÁ HAVÁRIE – VČELNÁ

Předmětem diplomové práce je řešení skutečného případu havárie nádrže. Uvedená nádrž se nachází ve Včelné (okres České Budějovice) a patří společnosti ČEPRO, a.s., která provozuje nádrže na ropné produkty. Během plánované technické kontroly v dubnu roku 2013 byla zjištěna deformace střechy směrem dovnitř. Zdeformováno bylo přibližně 40 % konstrukce střechy (13 krokrových polí z 32). Plášť a dno nádrže zůstalo nepoškozeno.

3.1 Popis nádrže

Havarovaná nádrž s označením 230/H102 (obr. 3.1) je podzemní stojatá válcová nádrž postavená v roce 1978. V tehdejší době ještě neexistovala ČSN 69 8119-1, proto se nádrže stavěly podle tehdejších podnikových zvyklostí a patentů, případně zahraničních norem. Nádrž je určena ke skladování ropných produktů (v tomto případě motorové nafty) a plní se do kopule.



Obr. 3.1 Havarovaná nádrž ve Včelné – vnější pohled

Kapacita nádrže je 6 000 m³, průměr 29,517 m³, výška ode dna k vrcholu kopule činí 11,749 m. Střecha má tvar kulového vrchlíku o výšce 5,003 m. Nádrž je postavena na železobetonové základové desce, její tělo tvoří ocelová skořepina, která je obetonovaná a zasypaná zeminou (viz obr. 1.11). Řešená nádrž má samonosnou pevnou střechu tvořenou z kostry a skořepiny, která je na kostře volně položená a přivařená je pouze k patnímu věnci a lucerně.

Nádrž je opatřena příjmovým potrubím DN 150, homogenizačním potrubím DN 150, výdejovým potrubím DN 250 a odkalovacím potrubím DN 80. Nádrž je vybavena měřiči tlaku, teploty (multispot) a radarovým měřením výšky hladiny. O ventilaci nádrže (obr. 3.2) se stará přetlakový ventil PROTEGO UB/D DN 150, nastavený na maximální přetlak 4,2 mbar, a podtlakový ventil PROTEGO SV/E DN 150, nastavený na maximální podtlak 8 mbar. Nádrž je pak ještě vybavena plamenopojistkou PROTEGO DR/U DN 200, která však byla v době havárie zaslepena z důvodu naftového režimu nádrže.

Popis obrázku 3.2:

Vlevo - plamenopojistka PROTEGO DR/U DN 200

Uprostřed (vzadu) - přetlakový ventil PROTEGO UB/D DN 150

Vpravo - podtlakový ventil PROTEGO SV/E DN 150



Obr. 3.2 Ventilační členy řešené nádrže

3.2 Popis havárie

Působením klimatických podmínek, které panovaly v prosinci roku 2012 (přesný termín není znám, jelikož z vnějšku nádrže nebylo pozorovatelné žádné poškození), došlo k vytvoření námrazy a následnému zamrznutí podtlakového ventilu PROTEGO. Kvůli zamrznutí této jediné přístupové cesty vzduchu do nádrže došlo při výdeji z nádrže k vytvoření podtlaku v parním prostoru a následné deformaci (ztrátě stability) střechy nádrže (obr 3.3).

Výsledkem havárie bylo poškození cca 40 % střechy (13 krokrových polí), na plášti a dnu nebyly nalezeny známky poškození důsledkem velkého podtlaku. Vzhledem k velikosti poškození střešní konstrukce lze předpokládat, že svary skořepiny střechy mohou být porušené, a proto nemusí těsnit. Z tohoto důvodu nelze provozování nádrže považovat za bezpečné, a to zejména kvůli další případné ztrátě stability střechy.

Zpětnou analýzou kritického podtlaku celé konstrukce střechy, při kterém dojde ke ztrátě stability - trvalému poškození střechy (konkrétně k nevratnému vybočení krokví) bude zjištěn minimální kritický podtlak v době havárie nádrže. Tuto hledanou hodnotu minimálního kritického podtlaku lze charakterizovat jako prvotní iniciaci nestabilního stavu střešní konstrukce.



Obr. 3.3 Zdeformovaná nádrž ve Včelné - vnitřní pohled

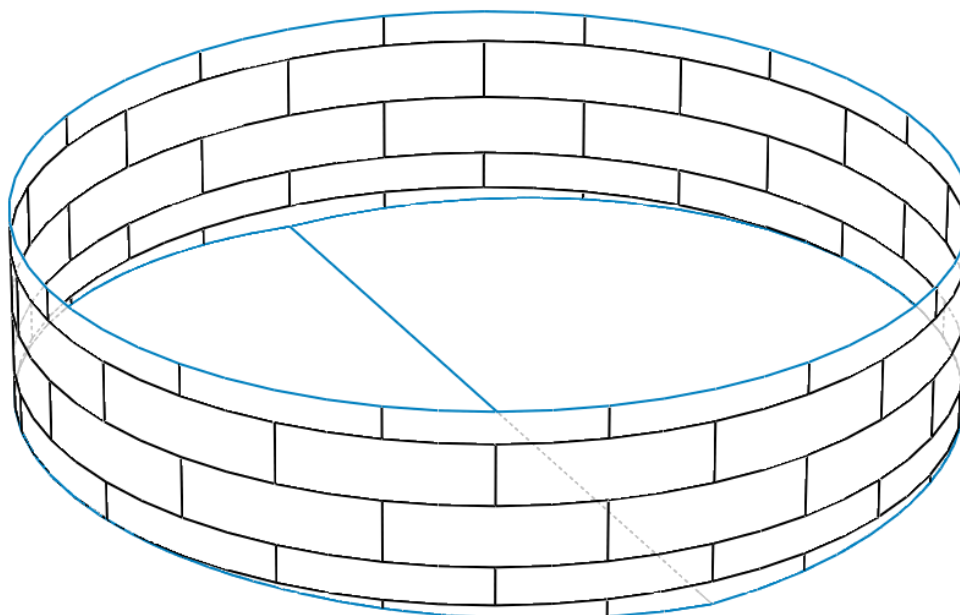
3.3 Model deformace

Po detailním proměření geometrie deformované části střechy byl vytvořen modelu havarované nádrže. Pro měření bylo použito zařízení BOSH GML 250, jedná se o laserový dálkoměr vybavený nivelací. Měření bylo provedeno pro každé pole poškozených krokví postupným měřením vzdálenosti deformované části krokve ode dna nádrže. Poškozených krokví bylo 13 (z celkem 32), přičemž každá krokev se skládá z dalších 7 segmentů.

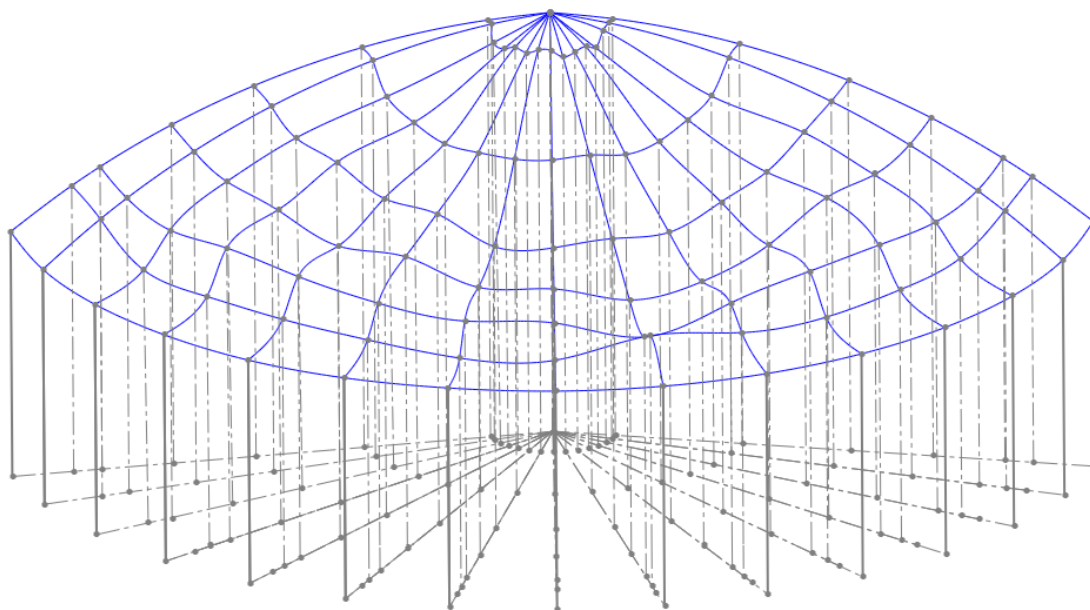
Pro vytvoření 3D modelu poškození byl použit modelovací software SolidWorks. Trojrozměrný model byl sestaven z 92 bodů, které byly vyneseny do příslušných řezných rovin.

Při modelování mělo velký vliv i to, že dno nádrže není zcela ploché (obr. 3.4), ale má tvar „V“, proto byl v každé řezné rovině jiný sklon dna, od kterého se vynášely naměřené hodnoty. Vzniklá „sít“ z bodů byla proložena křivkami (obr. 3.5), ze kterých pak mohl program vygenerovat zakřivenou plochu.

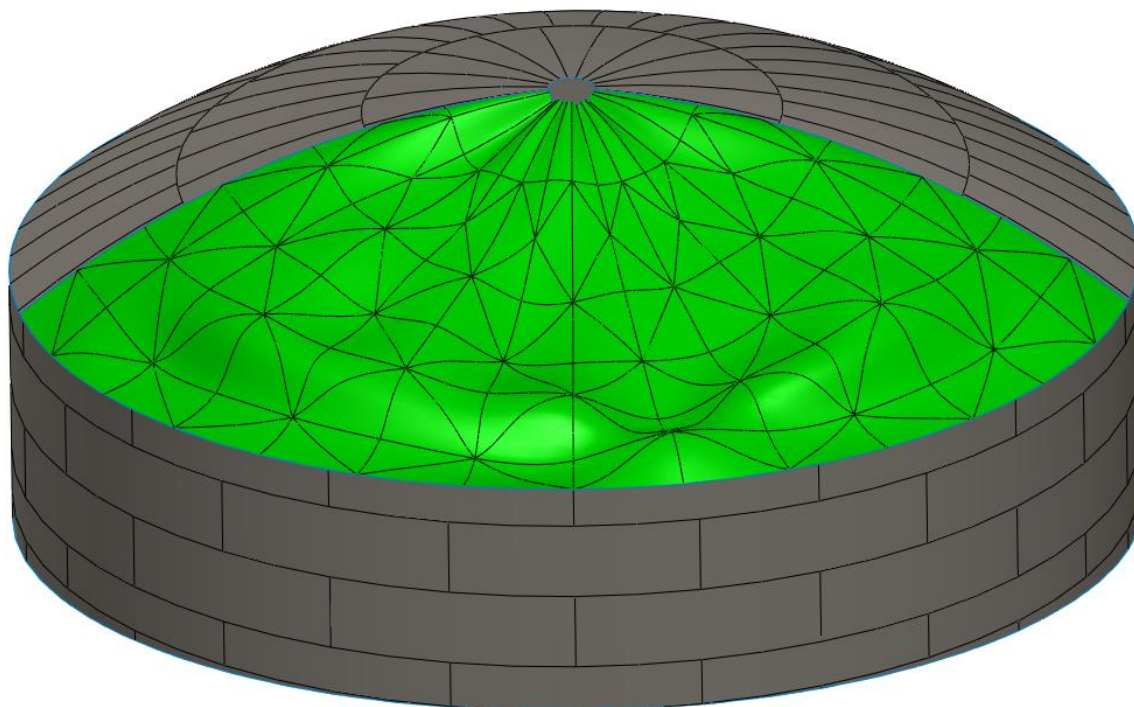
Výsledný 3D model (obr. 3.6) poškození byl pro přehlednost dopraven barevným zvýrazněním krokrových polí v místě deformace. Byly dokresleny plechy střešní skořepiny jak v neporušené, tak i v porušené části nádrže.



Obr. 3.4 Zobrazení zešikmeného dna a pláště



Obr. 3.5 Síť z naměřených hodnot deformace



Obr. 3.6 Výsledný model deformace nádrže

4 3D MODEL DLE DOKUMENTACE

K MKP analýze havarované nádrže bylo nejprve třeba vytvořit skořepinový model, který se následně mohl importovat do výpočtového programu. Modelace byla provedena v 3D CAD softwaru SolidWorks (pozn.: CAD = computer aided design - počítačem podporované navrhování). Samotná analýza pak proběhla ve výpočtovém programu ANSYS s využitím tzv. shell prvku (skořepiny), který podstatně urychluje výpočetní čas úlohy. Při použití této metody je nutné vytvořit model v plochách, tloušťka je přiřazena až v programu ANSYS.

Pro analýzu havárie byl vytvořen pouze model střechy, modelovat plášť a dno nebylo nutné, protože při havárii nebyly poškozeny. Při analýze byly tyto komponenty nahrazeny odpovídajícími okrajovými podmínkami.

Model střechy byl vytvořen podle původní dokumentace havarované nádrže. Od výstavby nádrže, která proběhla v roce 1978, nepochybně došlo ke korozivním úbytkům. Ty však nebyly zohledněny, protože podle měření z roku 2008 [19] jsou současné tloušťky materiálu oproti hodnotám v dokumentaci větší (o cca 5-20 %) - způsobeno to mohlo být např. výrobními tolerancemi nebo použitím materiálů jiných tlouštěk. Díky tomu lze výsledky modelu uvažovat jako konzervativní (na straně bezpečné) a není tedy třeba korozi uvažovat. Oproti výkresové dokumentaci se model může lišit ještě např. v nepřesnostech způsobených při montáži.

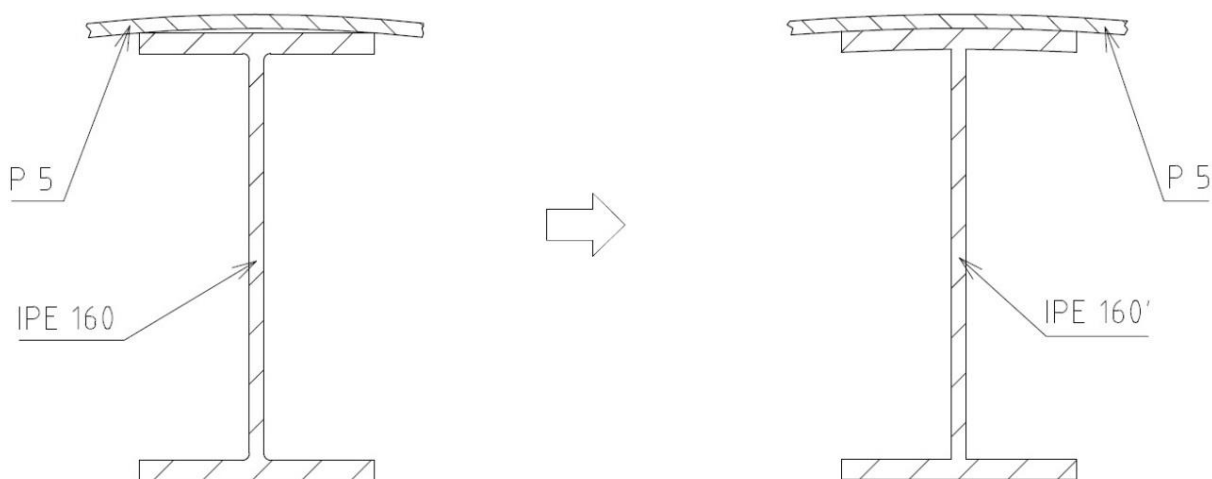
4.1 Použitá zjednodušení

Smyslem tvorby modelu je co největší přiblížení se skutečnosti, aby byly hledané výsledky co nejpřesnější. Protože byl model pro diplomovou práci vytvořen v plochách, bylo nutné použít několik zjednodušení. Tím se však výrazně nemění vlastnosti a chování řešené úlohy. Oproti výkresové dokumentaci došlo k těmto zjednodušením:

- Protože je model vytvořen z kulovité plochy, došlo u některých rovinných ploch k jejich zaoblení (obr. 4.1).
- Dalším zjednodušením bylo odstranění výztužných plechů, spojujících jednotlivé profily, a jejich nahrazení prodloužením profilů do jednotlivých uzlů (viz obr. 4.2). Touto úpravou celkově došlo k odebrání materiálu, proto lze tento krok nazvat konzervativním – došlo ke zvýšení bezpečnosti.
- Byly sloučeny na sobě ležící plochy materiálů, z nichž byla vytvořena jediná plocha o tloušťce rovné součtu tlouštěk těchto materiálů (viz obr. 4.3). Samotným plochám pak tedy byly v programu ANSYS přiřazeny tloušťky

v závislosti na jejich celkovém součtu. Při řešení úlohy má toto nahrazení zanedbatelný vliv.

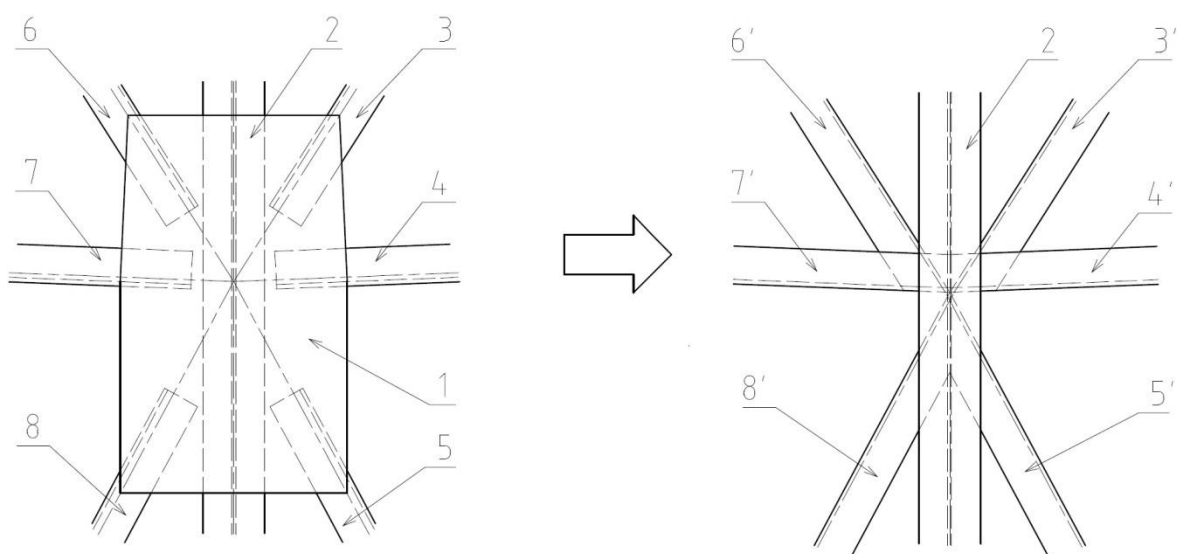
- Jelikož je model vytvořen v plochách, došlo k zanedbání svarů. Pro výpočet membránových napětí je takové zjednodušení rovněž zanedbatelné.



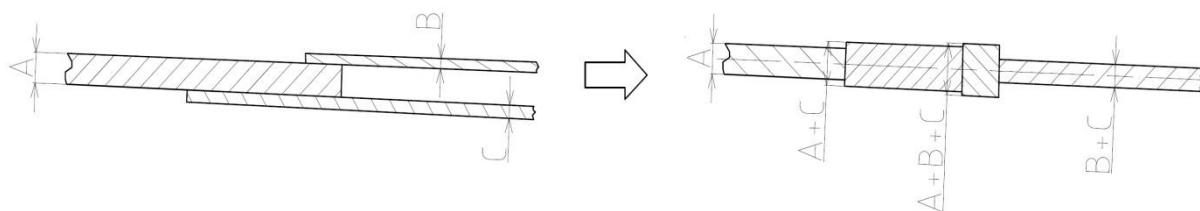
Obr. 4.1 Princip úpravy rovinných ploch

Popis k obr 4.2:

- 1 – Výztužný plech
- 2 – Hlavní nosný profil IPE 160
- 3-8 – Výztužné profily L
- 3'-8' – Výztužné profily L po upravení



Obr. 4.2 Ukázka použitého zjednodušení



Obr. 4.3 Princip slučování tloušťek materiálu

4.2 Postup při modelování

Střecha nádrže má kulovitý tvar a skládá se ze skořepiny (plechů střechy) a třešní konstrukce, která je tvořena z krokrových polí, lucerny (střed střechy) a patního věnce (vnější okraj střechy). Celá konstrukce modelované střechy se skládá z 32 krokrových polí. Pro vytvoření modelu však nebylo nutné modelovat celou střechu, stačilo vymodelovat výseč tvořenou dvěma poli (obr. 4.8 a 4.9), která se opakuje po celém obvodu střechy.

Střešní konstrukce

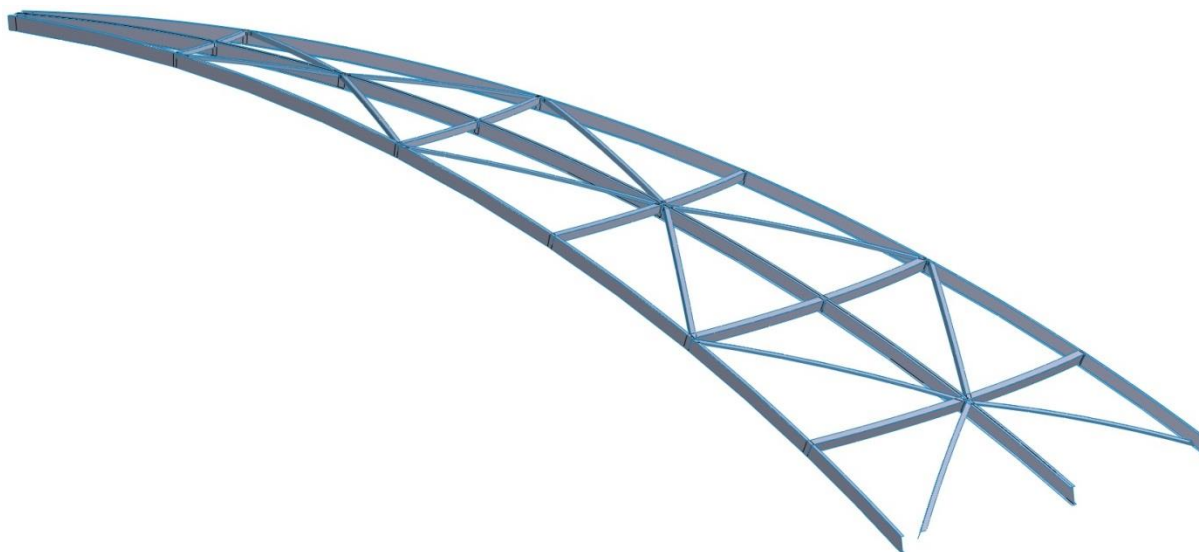
Krokvoví (krokvová pole) tvoří největší část konstrukce střechy. Hlavním nosným prvkem střechy jsou profily IPE 160 (krokve), které sahají od lucerny až k patnímu věnci. Mezi těmito profily jsou kolmo umístěny vyztužovací L profily o různých velikostech. Směrem od lucerny k patnímu věnci se jejich mohutnost zvětšuje – od nejmenšího profilu L 50x50x5 až po profil L 125x80x10. Konstrukce obsahuje ještě další vyztužné L profily, které jsou uloženy šikmo k dvěma předchozím profilům. Jedná se o profily L 50x50x5 na horní polovině konstrukce a profily L 56x56x5 na spodní polovině. Uvedené části střešní konstrukce jsou zobrazeny na obrázku 4.4. Vzhledem k velikosti krokrových polí byl pořízen i detail (viz obr. 4.5).

Lucerna leží na vrcholu střešní konstrukce, kde se sbíhají krokvová pole. Lucerna (obr. 4.6) je vytvořena z profilu UE 16, plechu kruhového průřezu a příruby.

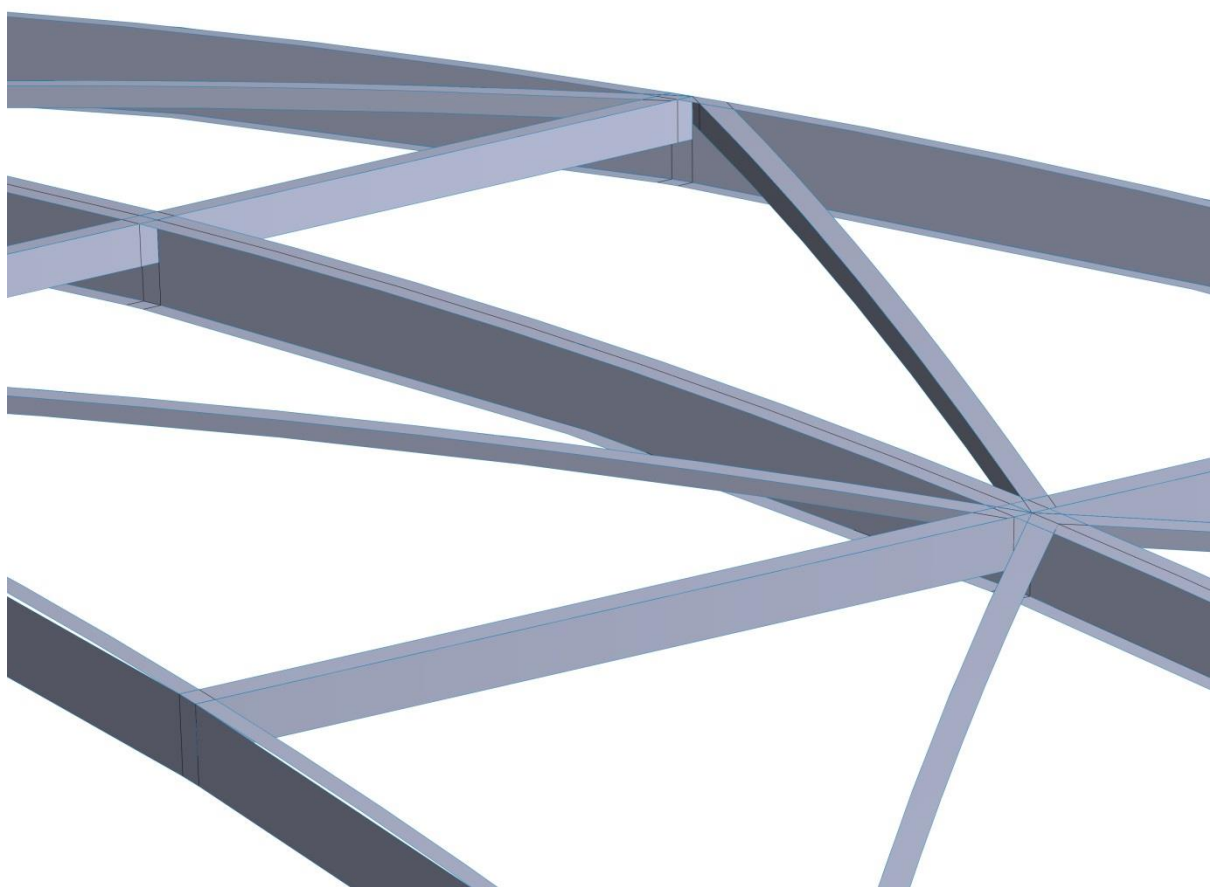
Patní věnec přenáší silové působení krokví a skořepiny na plášť. Patní věnec (obr. 4.7) je vytvořen z profilu L 80x80x8 a bednění.

Střešní skořepina

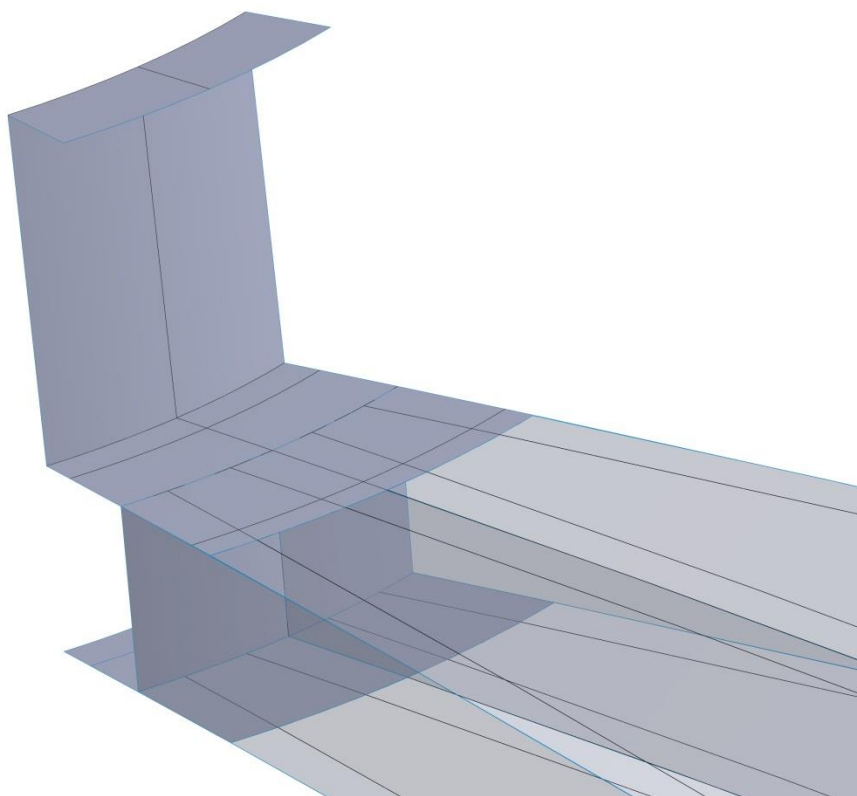
Skořepina střechy je složena z plechů o tloušťce 5 mm. Jak již bylo zmíněno, svary mezi jednotlivými plechy byly zanedbány, proto je skořepina tvořena jediným dílem.



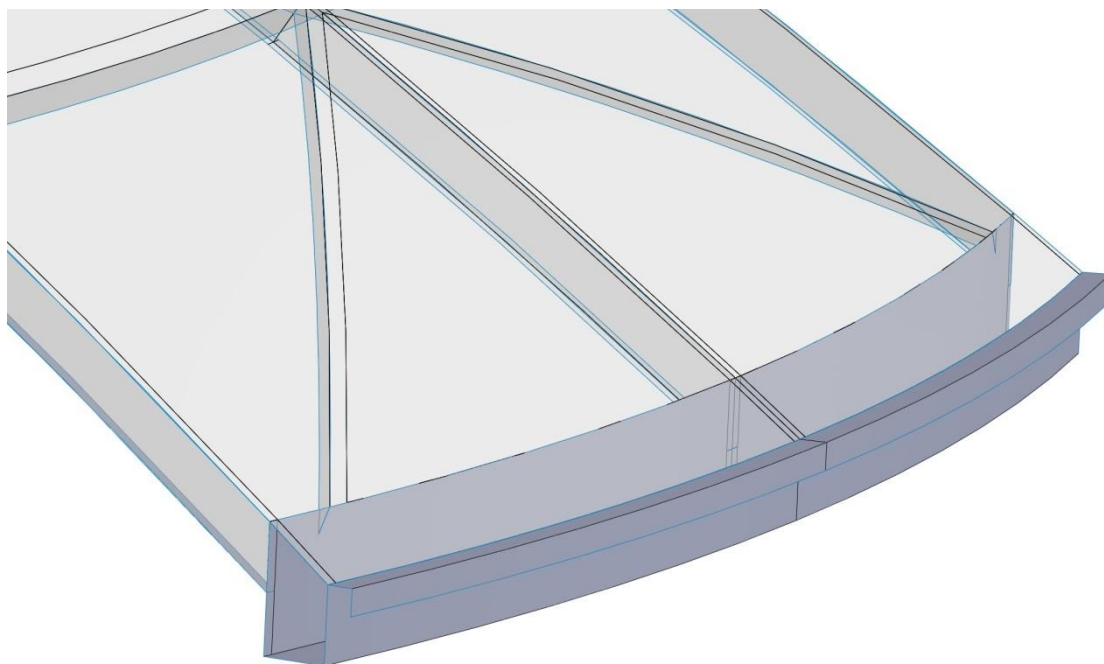
Obr. 4.4 Krokvvá pole střechy



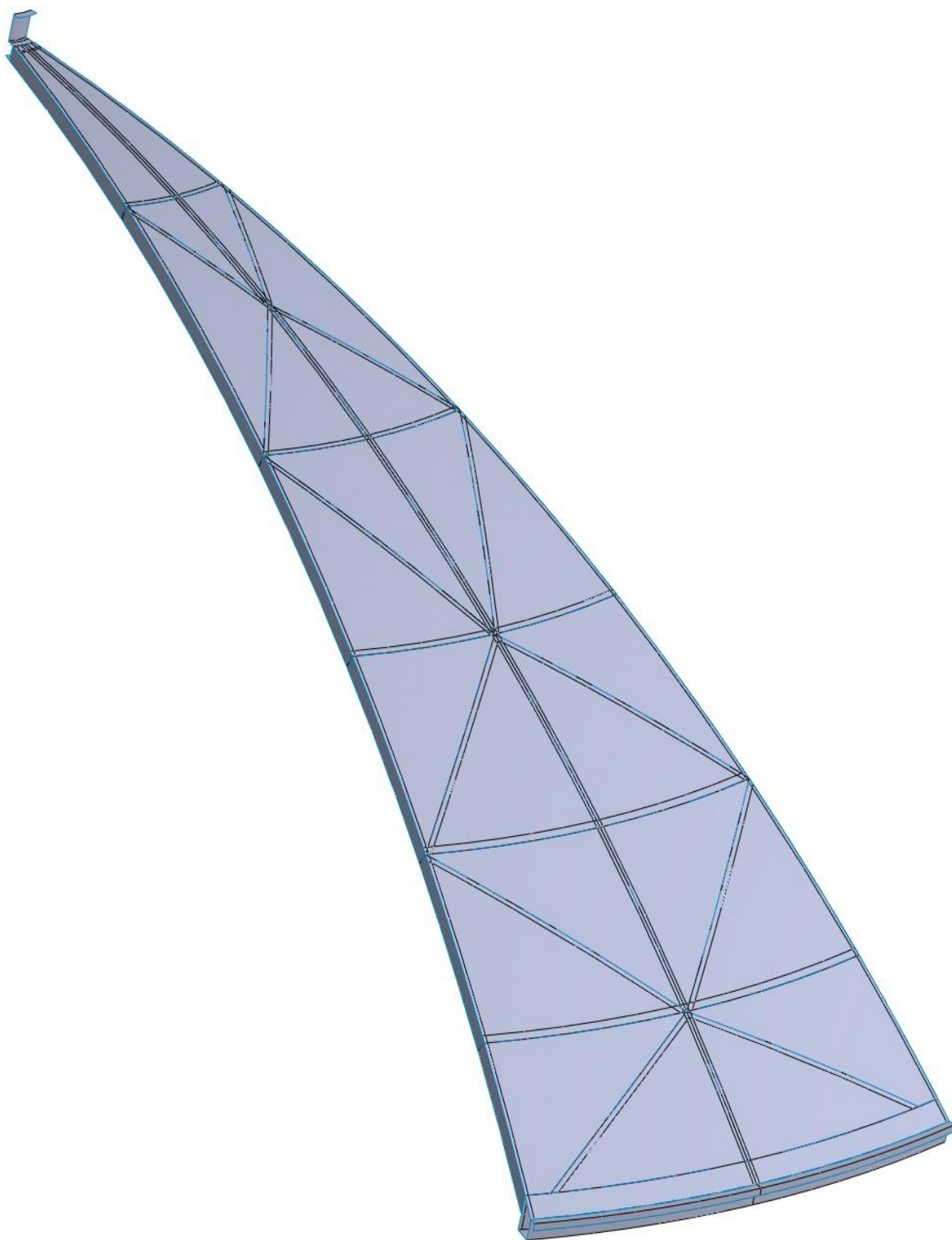
Obr. 4.5 Detail krokvvého pole



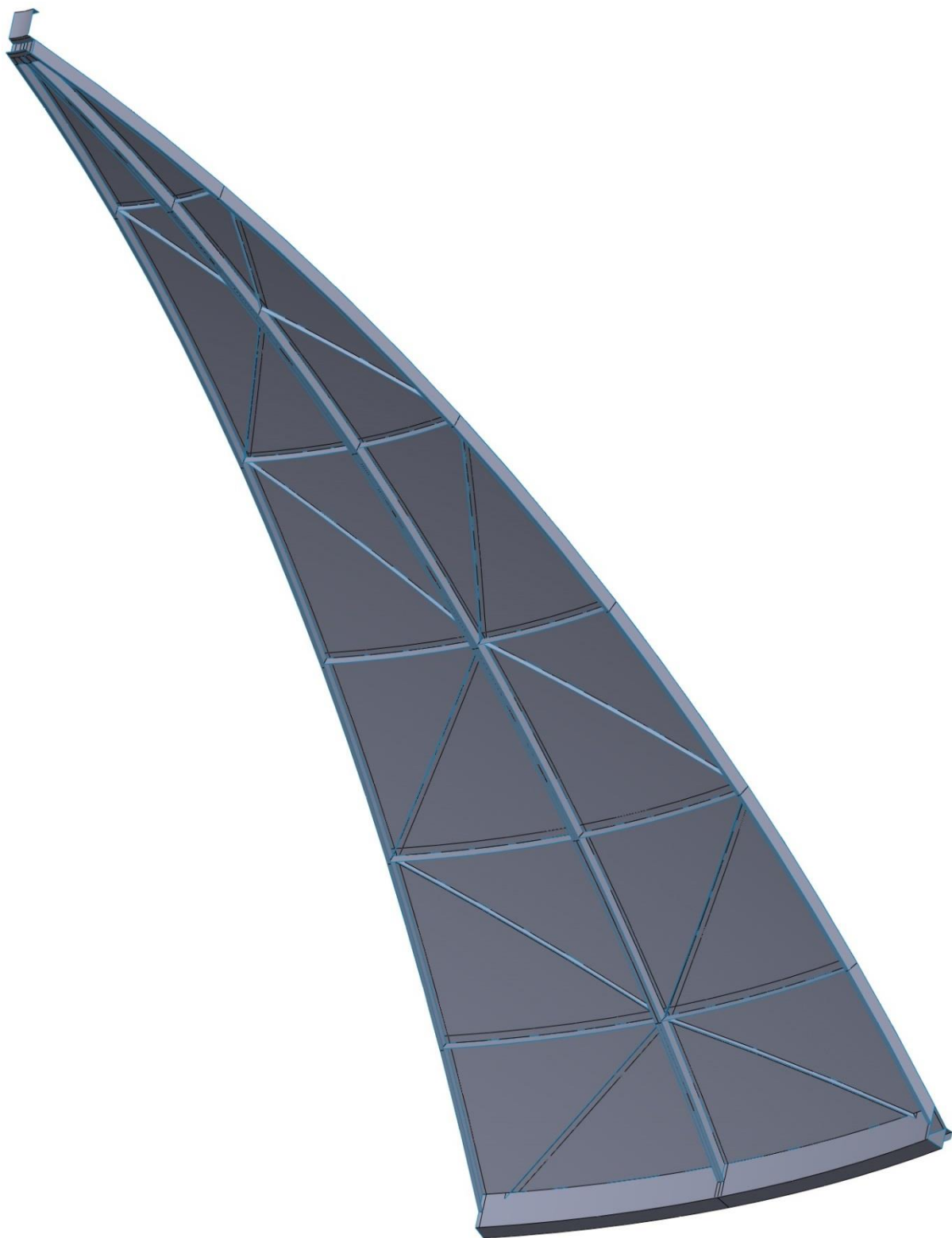
Obr. 4.6 Lucerna



Obr. 4.7 Patní věnec



Obr. 4.8 Výsledný model výseče střechy



Obr. 4.9 Spodní pohled na model

5 ANALÝZA NAPJATOSTI PŘI HAVÁRII

Diplomová práce se v této části zabývá hledáním vnitřního podtlaku (vnějšího přetlaku), který vyvolal fázi iniciace nevratného stavu deformace (ztrátu integrity) střechy nádrže. Nejprve byl vytvořen matematický model v programu ANSYS. V dalším bodě byla analyticky stanovena hodnota kritického napětí v konstrukci, která způsobí ztrátu integrity nádrže (schopnost provozu). Poté bylo provedeno několik statických lineárních výpočtů pro různé podtlaky v ANSYS – z jejich výsledků pak byla určena hodnota hledaného podtlaku. Pro verifikaci výsledků byla použita analýza lineárního boulení (buckling) opět pomocí programu ANSYS. Na závěr bylo provedeno zhodnocení analyzovaných hodnot.

5.1 Tvorba MKP modelu v ANSYS

Při řešení úloh z technické praxe často nelze použít analytické metody (např. kvůli složitosti řešeného problému). Proto se dnes, také díky pokročilé počítačové technice, využívají numerické přístupy. Při řešení se využívá tzv. metoda konečných prvků (MKP), která na počítačovém modelu dokáže simulovat průběh napětí, deformací a další (proudění tekutin, elektromagnetické jevy, proudění tepla atd.). Princip MKP spočívá v nahrazení spojitého kontinua (nekonečného množství prvků) určitým (konečným) počtem prvků, kdy jsou hledané parametry zjišťovány v jednotlivých uzlových bodech.

Při analyzování havárie ve Včelné byl použit simulační program ANSYS Mechanical APDL 14.5 (dále jen ANSYS). Skořepinový model, popsáný v kapitolách 4.1 a 4.2, byl exportován ve formátu IGES (.igs) a následně importován do programu ANSYS (obr. 5.1).

Model byl nejprve připraven zadáním geometrických podmínek (slepení sousedních ploch, přiřazení tloušťek, vytvoření sítě konečných prvků (MESH), kopírování opakujícího se segmentu, nastavení vlastností materiálu,...), poté byly nastaveny okrajové podmínky.

5.1.1 Geometrie a vlastnosti modelu

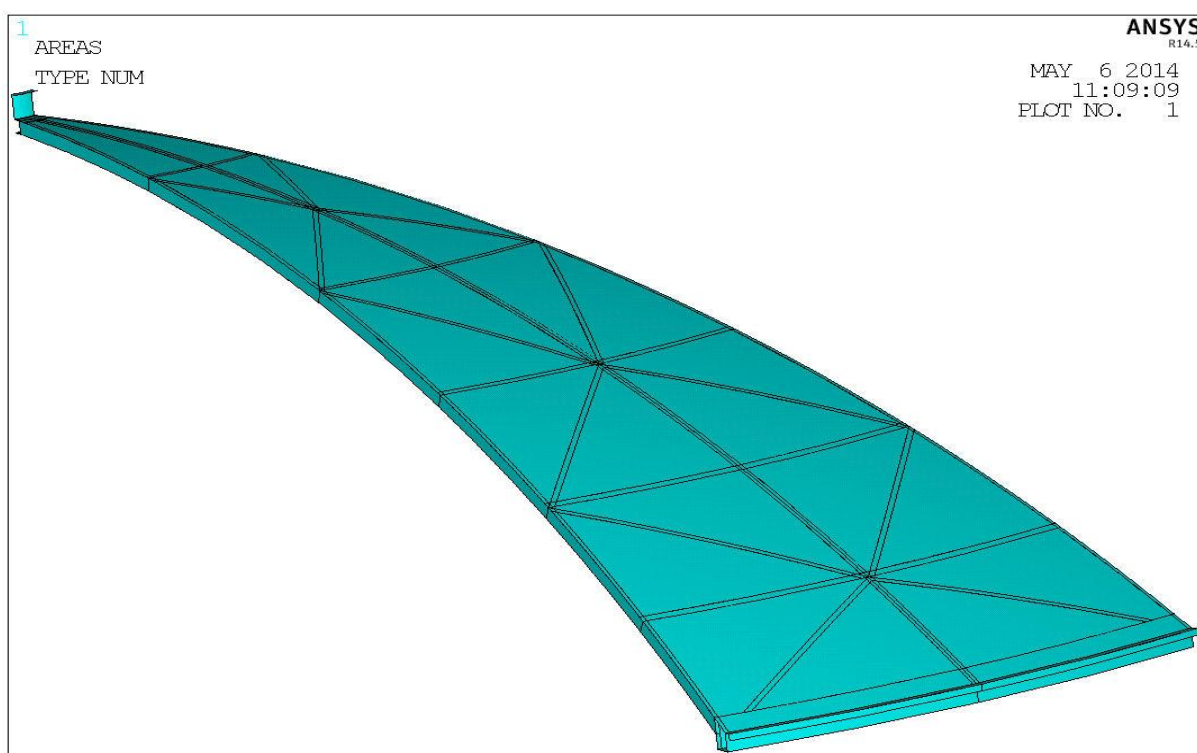
Po importování modelu do výpočtového programu ANSYS je třeba provést několik operací, které definují geometrii a vlastnosti modelu.

Slepení sousedních ploch (operace AGLUE)

Hranice ploch importovaného modelu bylo třeba nejprve slepit pomocí příkazu AGLUE. Programu je tak předána informace, že vybrané hrany (resp. uzlové body) jsou k sobě svázaný a budou mezi sebou při zatížení reagovat. Model, který v této fázi přípravy představuje 1/16 povrchu celé střechy, je složen celkem z 267 ploch.

Přiřazení tloušťek (operace THICKNESS)

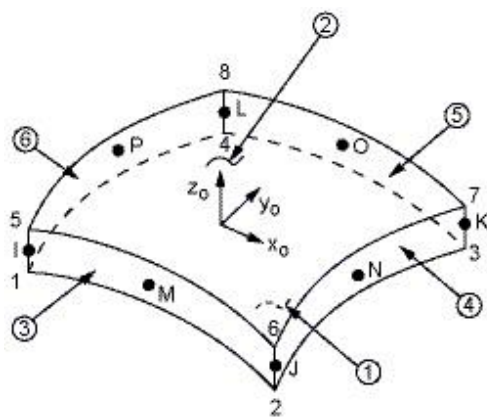
Plochám modelu byly v této operaci přiřazeny tloušťky podle výkresové dokumentace s použitím zjednodušení, popsaném v kapitole 4.1. Byl vytvořen seznam obsahující 25 různých tloušťek a každé ploše pak byla přiřazena tloušťka, která odpovídá součtu tloušťek v daném místě.



Obr. 5.1 Model střechy importovaný do programu ANSYS

Síť konečných prvků (operace MESH)

Před vytvořením sítě je třeba definovat typ prvku. Použit byl prvek SHELL 281 (obr. 5.2), který je vhodný pro analýzu tenkých až středně silných skořepinových konstrukcí [20]. Tento prvek má osm uzlů se šesti stupni volnosti na každém uzlu (posuvy v osách X, Y, Z a natočení kolem os X, Y a Z).



Obr. 5.2 Prvek SHELL 281 [20]

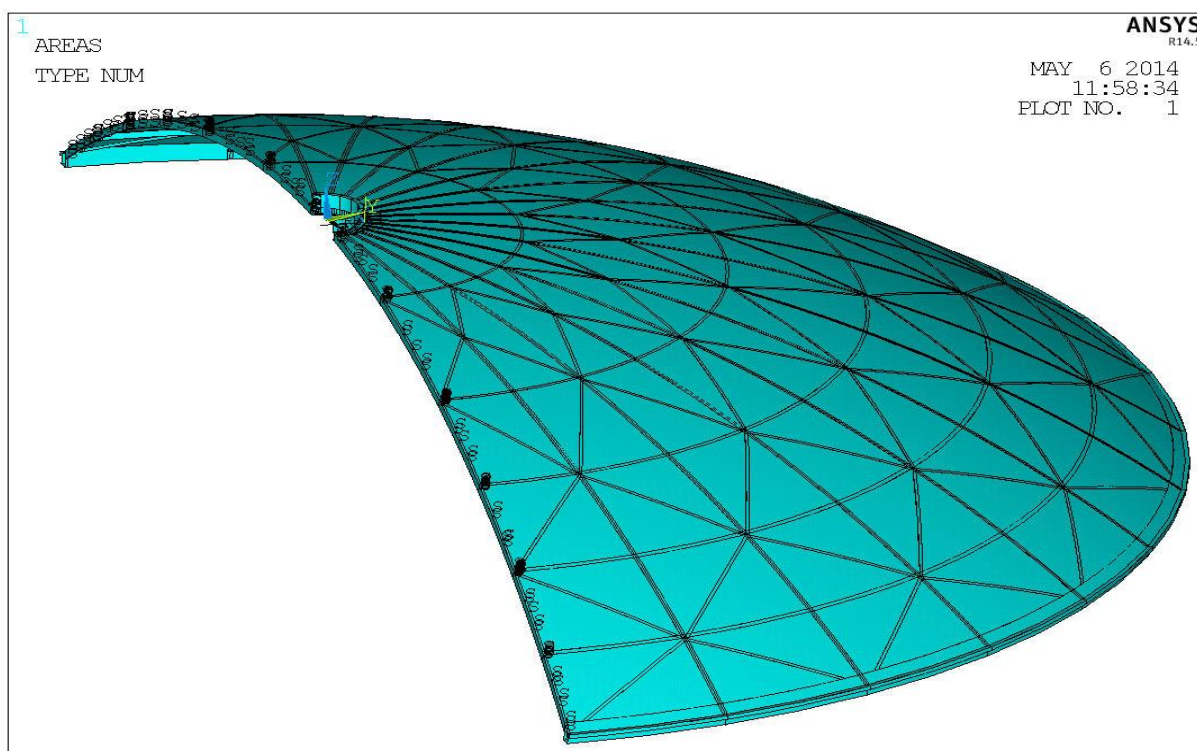
Pomocí příkazu MESH byla na plochách modelu programem automaticky vygenerována síť konečných prvků (obr. 5.3). Výchozí velikostí prvků byla zvolena hodnota 60 mm (délka hrany). V částech modelu, kde se nacházejí velké plochy, byla použita síť hrubších prvků o velikosti hrany 100 mm.



Obr. 5.3 Zobrazená síť konečných prvků (MESH)

Kopírování vymodelované výseče (operace REFLECT, SYMMETRY B.C.)

Pro další postup bylo nutné vytvořit výpočtový model střešní kopule. Kvůli zrychlení výpočtového času však nebylo nutné vytvořit celou kopuli. Příkazem REFLECT byla vytvořena pouze polovina střechy, druhá polovina byla zajištěna použitím příkazu SYMMETRY B.C. (vytvoření symetrie na rovině, která pólí obě části střechy). Druhá polovina tak není zobrazena, ale je uložena v paměti programu. Na obrázku 5.4 je zobrazen výpočtový model a symetrie, která je označena písmeny S na rovině rozdělující obě poloviny střechy.



Obr. 5.4 Výpočtový model s využitím symetrie

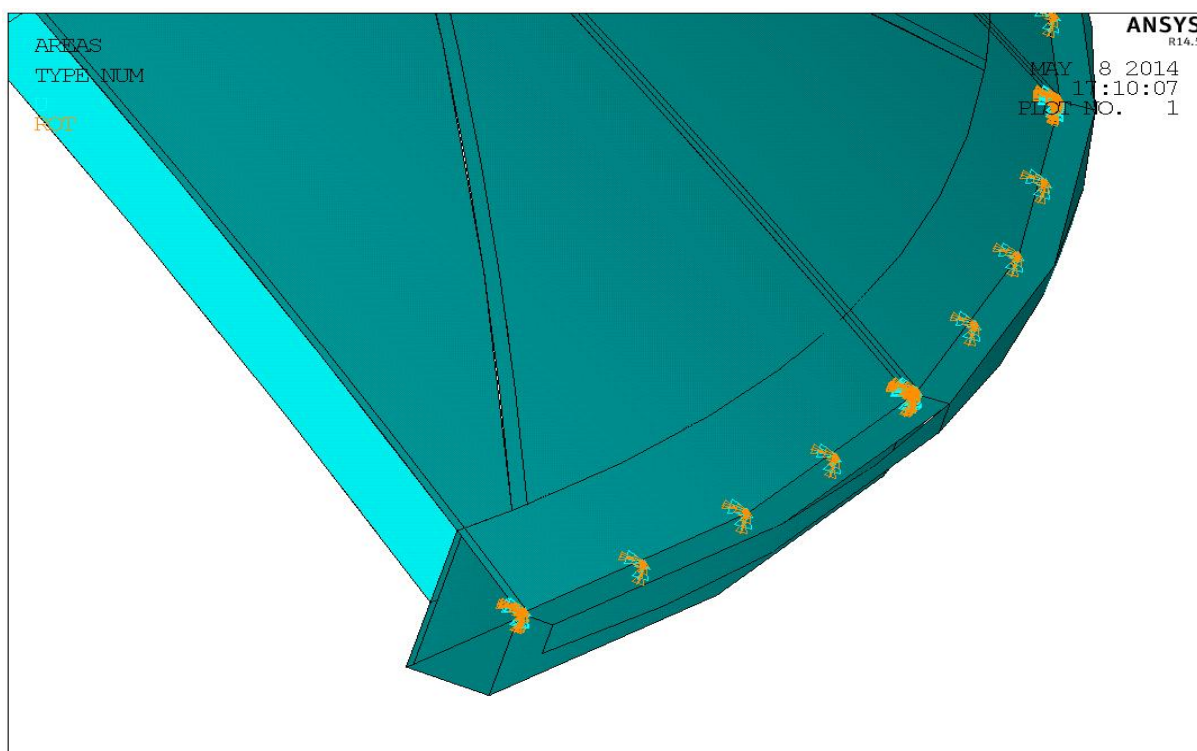
Vlastnosti a reálné konstanty materiálu

Před nastavením okrajových podmínek a zatížení je nezbytné definovat vlastnosti materiálu. Konstrukce střechy je vyrobena z nelegované oceli 11373. Byl použit lineární elastický izotropní model s následujícími reálnými konstantami:

- $E=2 \cdot 10^5$ Pa (Youngův modul pružnosti)
- $\mu=0,3$ (Poissonova konstanta)
- $\rho=7850$ kg/m³ (hustota oceli)

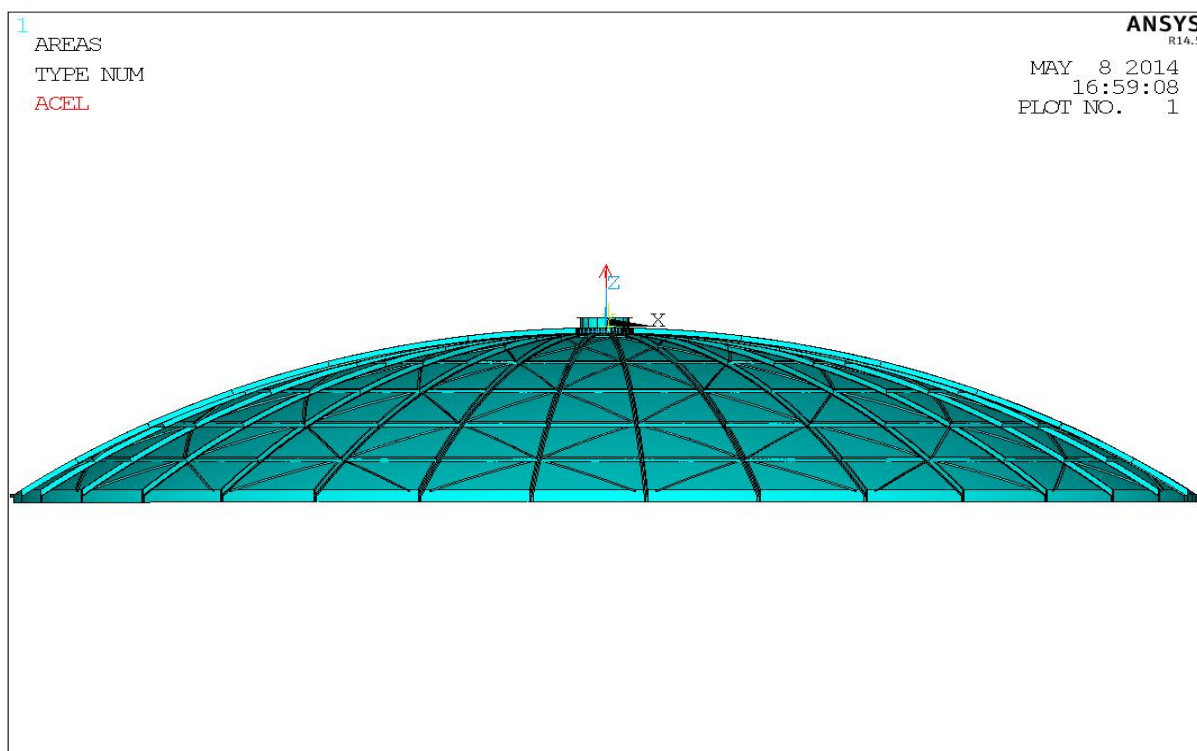
5.1.2 Okrajové podmínky

Okrajové podmínky lze definovat jako nezávislé veličiny, které jsou známy na začátku výpočtu. V práci je řešena podzemní nádrž zalitá vrstvou betonu (beton obklopuje plášť i střechu). Z tohoto důvodu lze předpokládat, že posuvy vnější části patního věnce, která je uložena v betonu, budou při působení podtlaku (i přetlaku) zanedbatelné (cca 0,5 mm). Proto byla zvolena podmínka nulového počtu stupňů volnosti na okraji patního věnce (obr. 5.5). Tím je zabráněno posuvům a natočením vybrané části modelu v osách X, Y a Z.



Obr. 5.5 Okrajová podmínka – ukotvení části patního věnce

Působení gravitace (gravitační zrychlení) také patří mezi okrajové podmínky a bylo nastaveno na hodnotu $9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ (obr. 5.6 – červená šipka).



Obr. 5.6 Okrajová podmínka - zatížení gravitací

5.2 Analytické určení únosnosti střechy

Před samotným provedením výpočtu pomocí MKP je nutné znát maximální dovolenou sílu (napětí), která vyvolá nevratnou (plastickou) deformaci konstrukce. Nejkritičtější prvkem střechy byl zvolen IPE profil, který přenáší veškerou váhu střechy a další případná zatížení (např. podtlak nebo váhu betonu při výstavbě). Pozn.: při přetlaku tento profil není zatížen, jelikož skořepina není přivařena ke konstrukci a přetlak proto působí pouze na skořepinu.

Při zatížení kritickým napětím dojde k nevratnému vybočení IPE profilu ve směru nejmenšího odporu – v obvodovém směru. Síla, která vyvolá ztrátu stability prutu, je nazývána kritickou. Pro zjištění přibližné kritické síly (napětí) byla využita teorie vzpěru přímého prutu. V řešeném případě se nejedná o přímý prut, ale o prut se zakřivením o poloměru 24,25 m. Takové zjednodušení není konzervativní, ale pro stranu bezpečnosti pak hovoří vyztužení obvodovými L profily, které podepírají nosné profily IPE.

Výpočet

Znamé hodnoty:

$$\lambda_m = 100$$

$$l = 14,768 \text{ m}$$

$$\beta = 0,5$$

$$J_{\min} = 6,83 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$S = 0,00201 \text{ m}^2$$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Pro zjištění kritické síly F_{kr} (kritického napětí σ_{kr}) je nejprve třeba zjistit štíhlost prutu λ , podle které se ověří, zda se jedná o vzpěr v pružné oblasti (tj. podle Eulerovy metody) – musí platit podmínka $\lambda > \lambda_m$ (vypočítaná štíhlost prutu musí být menší než mezní štíhlost).

Štíhlost prutu λ [-] se počítá podle vzorce (5.1):

$$\lambda = \frac{l_0}{j} = \frac{\beta \cdot l}{\sqrt{\frac{J_{\min}}{S}}} = \frac{0,5 \cdot 14,768}{\sqrt{\frac{6,83 \cdot 10^{-7}}{0,00201}}} = 400,571, \quad (5.1)$$

kde:

l – původní délka prutu [m]

l_0 – redukovaná délka prutu [m]

β – součinitel vzpěrné délky pro daný typ uložení [-]

j – kvadratický poloměr průřezu [m]

J_{\min} – minimální kvadratický poloměr průřezu prutu [m⁴]

S – plošný obsah průřezu prutu (profilu IPE) [m²]

Podmínka $\lambda > \lambda_m$ je splněna – jedná se o vzpěr v pružné oblasti (je možné použít Eulerovu metodu).

Kritická síla F_{kr} [16] se díky splnění předchozí podmínky počítá pro vzpěr v pružné oblasti (Eulerova metoda - viz rovnice (5.2)). Kritická síla je síla, při které dojde k vybočení prutu.

$$F_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{\min}}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{\min}}{(\beta \cdot l)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 6,83 \cdot 10^{-7}}{(0,5 \cdot 14,768)^2} = 24071,687 \text{ N}, \quad (5.2)$$

kde:

E – Youngův modul pružnosti [MPa]

Kritické napětí σ_{kr} [MPa] se spočítá jako podíl kritické síly F_{kr} a plochy průřezu prutu S - vzorec (5.3). Takto vypočítané kritické napětí je napětí, které způsobí vybočení nosného profilu IPE 160 ve směru nejmenšího odporu – v obvodovém směru.

$$\sigma_{kr} = \frac{F_{kr}}{S} = \frac{24071,687}{0,00201} = 12,289 \cdot 10^6 \text{ Pa} \doteq 12,29 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

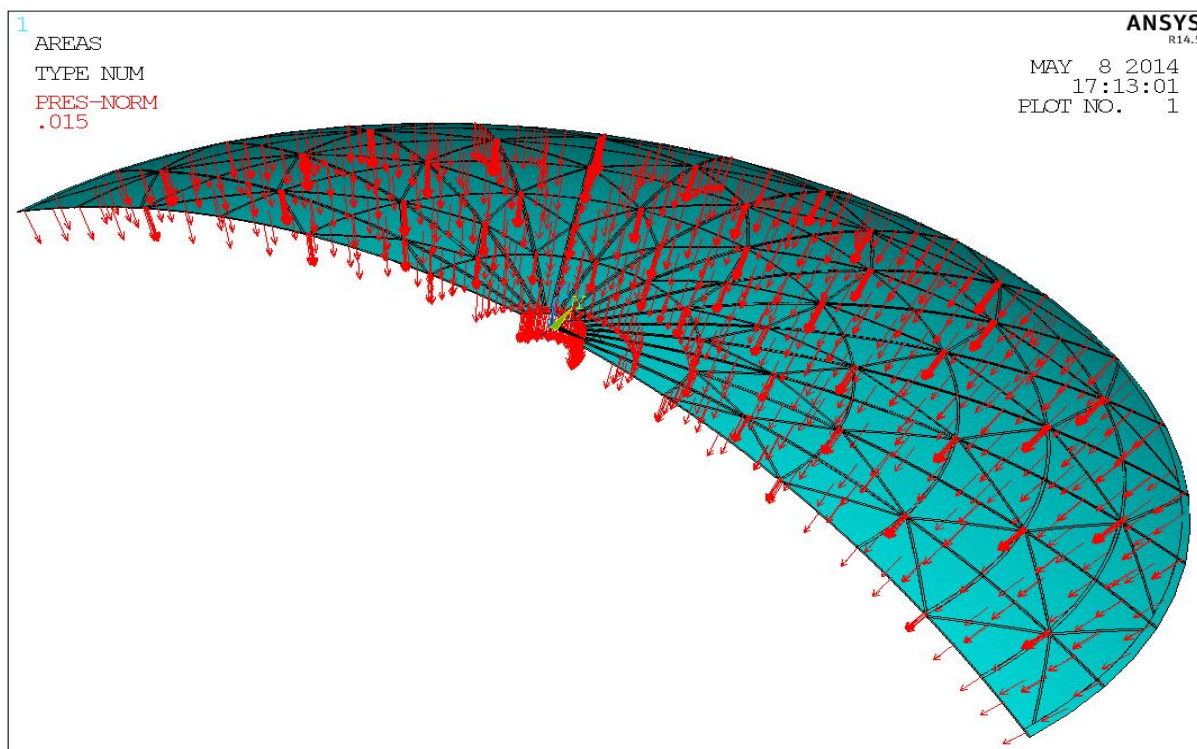
Vypočítaná hodnota ($\sigma_{kr}=12,29$ MPa) je přibližná velikost napětí v ose profilu IPE, která vyvolá vybočení tohoto profilu. Cílem MKP simulací (výpočtů) v programu ANSYS pak bude nalezení takového podtlaku, který v ose profilu IPE vyvolá hodnotu kritického podtlaku vypočtenou z rovnice (5.3).

5.3 Lineární statická analýza pomocí MKP

Prvním způsobem zjištění kritického podtlaku v nádrži bylo použití lineární statické analýzy pomocí MKP. Před provedením simulací v programu ANSYS bylo ještě třeba nastavit zatížení vnitřním podtlakem (vnějším přetlakem). V další části je uveden samotný výpočet (výpočty) neznámého podtlaku, jehož účinky (vzniklé napětí) se blíží analyticky zjištěnému membránovému napětí v žeburu.

5.3.1 Zatížení podtlakem

Zatížení plechů skořepiny vnitřním podtlakem je znázorněno na obr. 5.7 - působení tlaku je na každé ploše symbolizováno červenou šipkou. Šipky směřují do středu koule, z jejíhož vrchlíku se střecha skládá.



Obr. 5.7 Příklad zatížení skořepiny vnitřním podtlakem (vnějším přetlakem) – 15 kPa

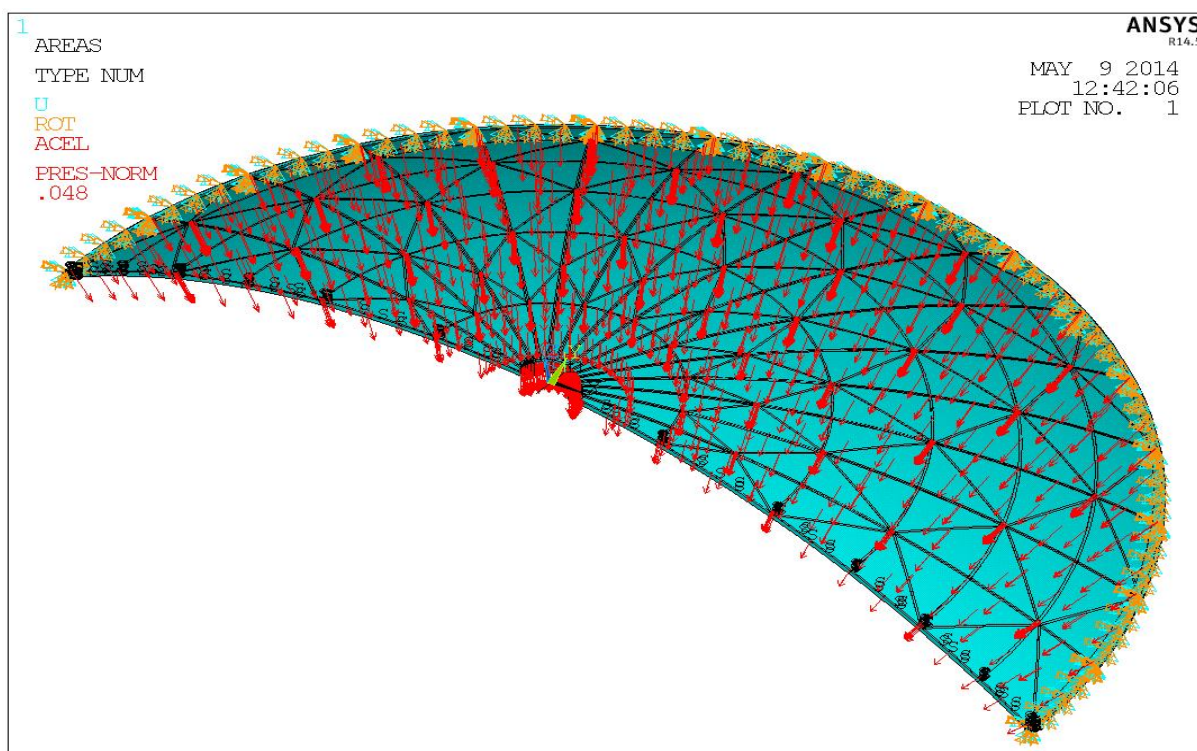
5.3.2 Výpočet pomocí MKP

Po celkovém vyladění matematického modelu (obr. 5.8) byla v programu ANSYS provedena lineární statická analýza. Lineární výpočet odpovídá celkovému zatížení

(podtlaku), který působí na radiální žebra (nosné profily IPE) na úrovni vnitřního membránového tlakového napětí.

Hledání neznámé hodnoty tlakového zatížení probíhalo iterační metodou, kdy v prvním kroku byla nejprve zvolena („nastřelena“) počáteční hodnota. Proběhl její výpočet a vyhodnocení stanovilo, zda je k vyvolání hledaného napětí ($\sigma_{kr}=12,29$ MPa) potřeba podtlak vyšší nebo nižší. Tento cyklus byl opakován tak dlouho, než byla nalezena přibližná hodnota podtlaku, který v žebře vyvolá kritické napětí.

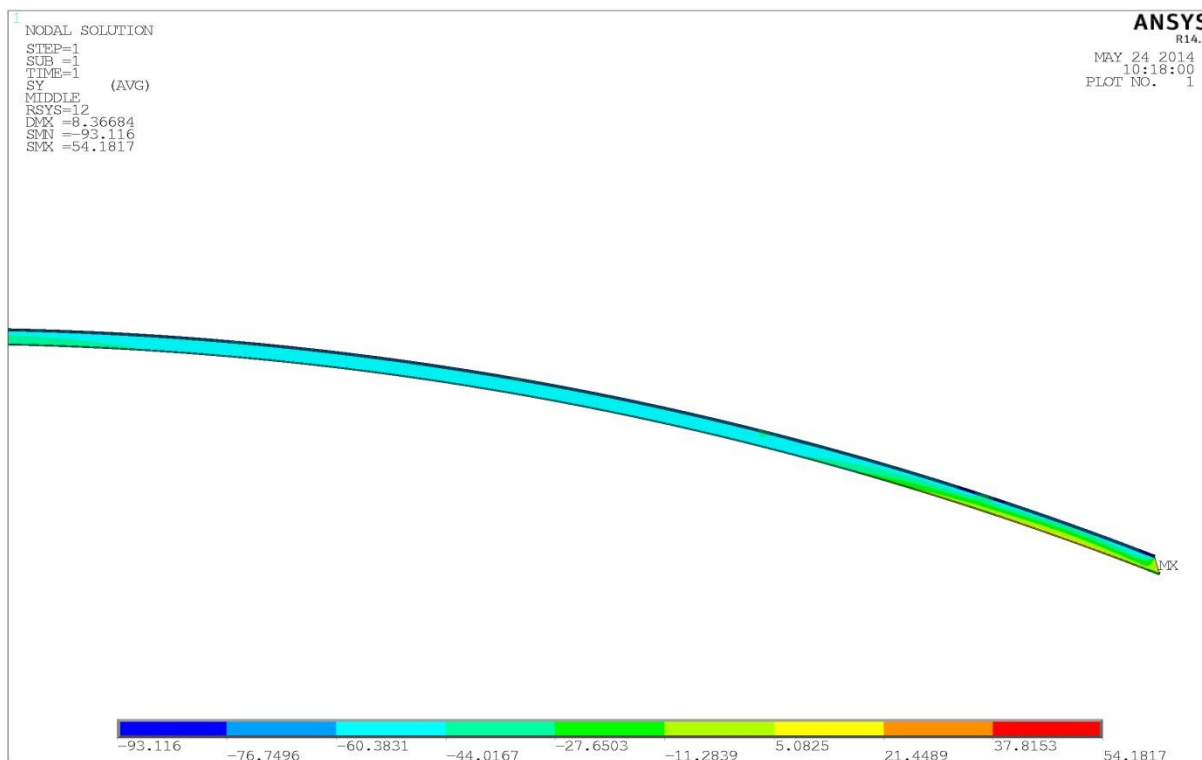
Vyhodnocení bylo provedeno s využitím metody linearizace membránového napětí po délce osy vybraného žebra, čímž bylo stanoveno celkové napětí v ose profilu. Zjištěné napětí bylo dále porovnáváno s analyticky vypočítanou hodnotou kritického napětí. Pro místo vyhodnocení byla použita osa žebra, jelikož se zde nachází nulová hodnota ohybového napětí a působí zde pouze membránová napětí.



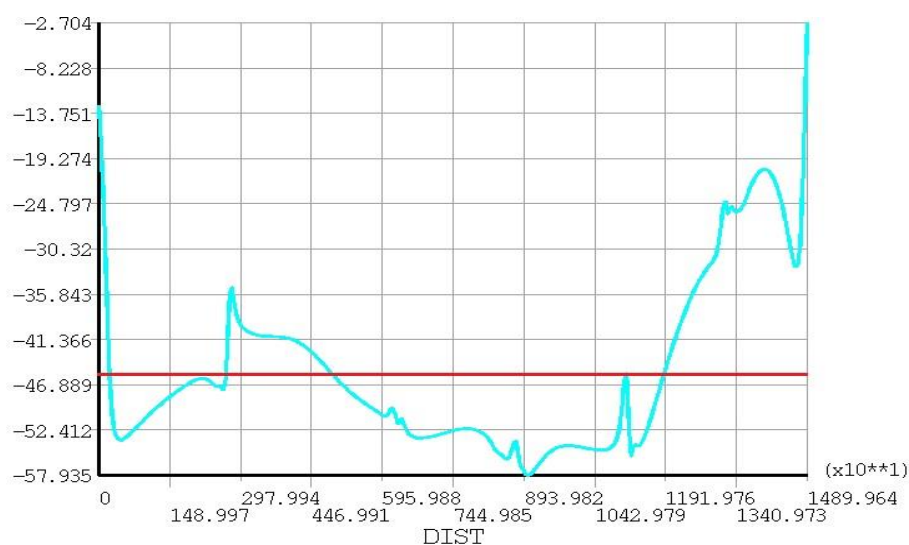
Obr. 5.8 Kompletně nastavený výpočtový model

1. Zatížení podtlakem 48 kPa

Jako první nástřel podtlaku byla zvolena hodnota 48 kPa (obr. 5.9). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -45,62 MPa (obr. 5.10) => v dalším iteračním kroku je třeba snížit hodnotu podtlaku.



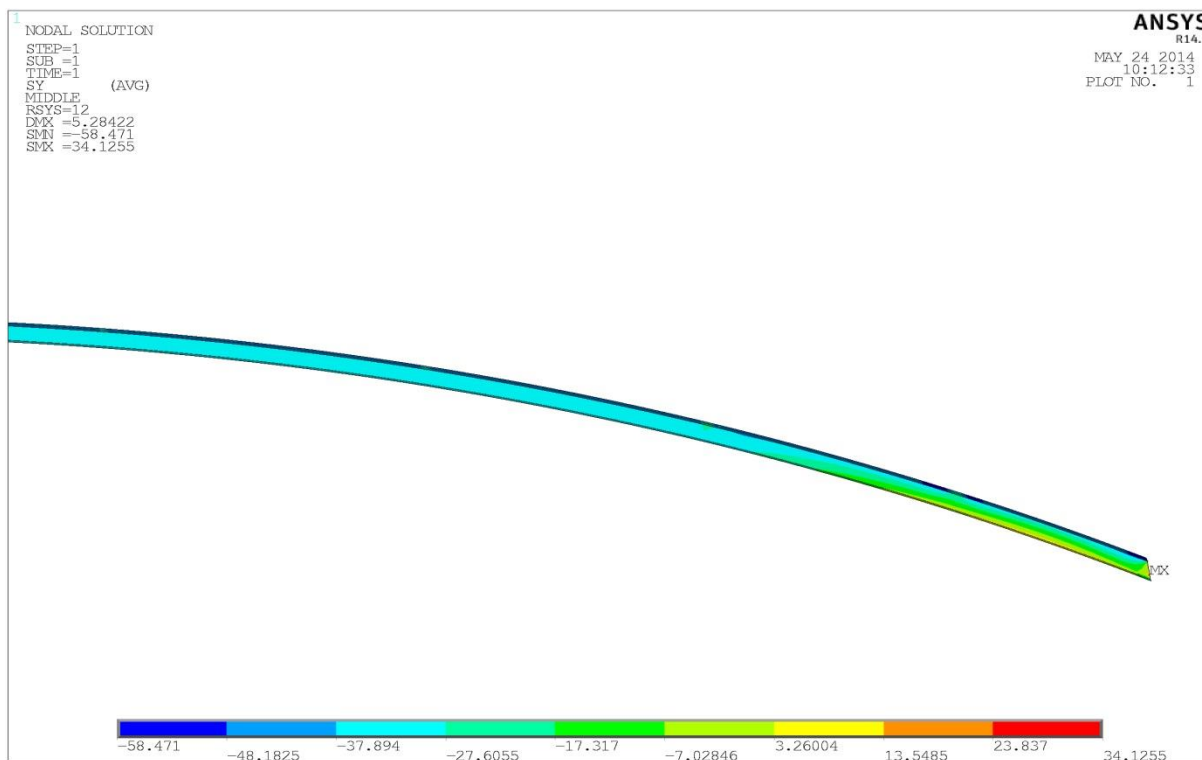
Obr. 5.9 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 48 kPa



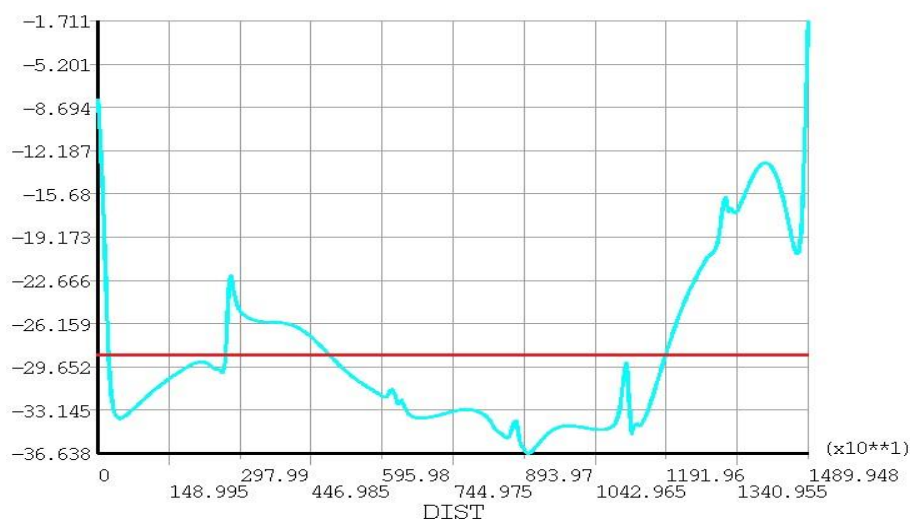
Obr. 5.10 Průběh membránového napětí v žebře vč. linearizace – 48 kPa

2. Zatížení podtlakem 30 kPa

Další hodnotou podtlaku bylo zvoleno 30 kPa (obr. 5.11). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -28,91 MPa (obr. 5.12) => je třeba opět snížit hodnotu podtlaku.



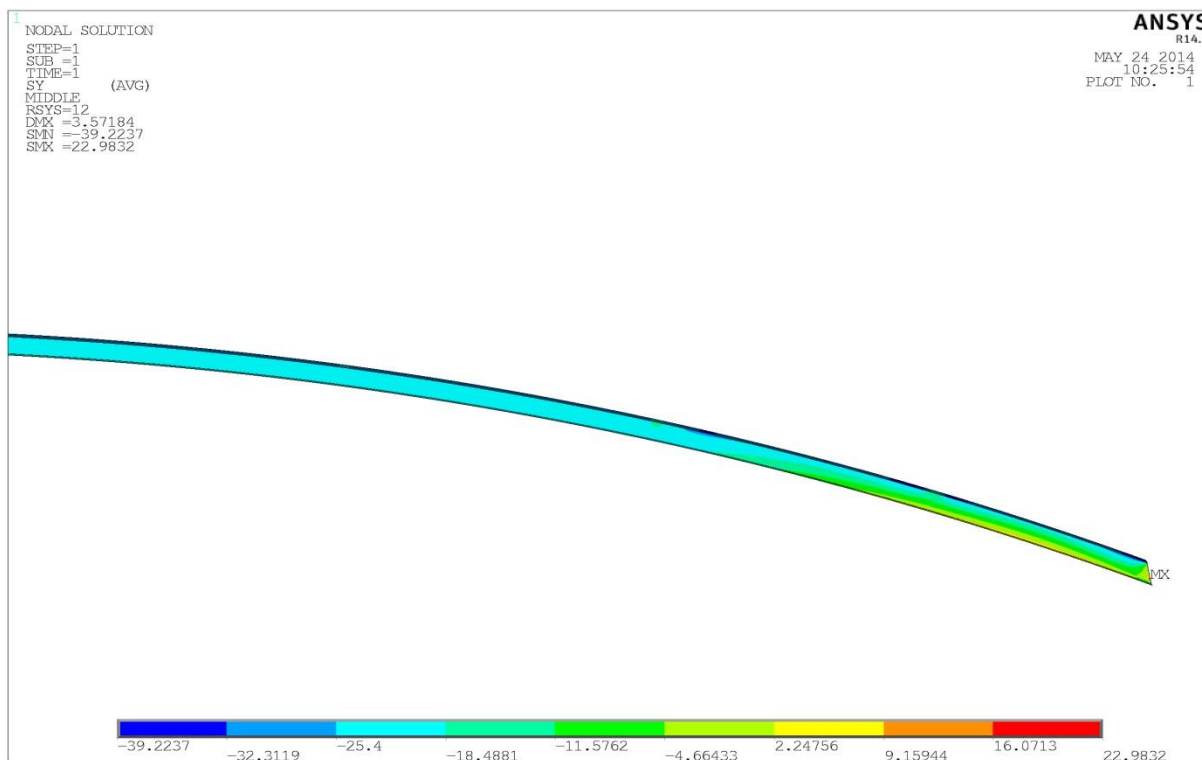
Obr. 5.11 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 30 kPa



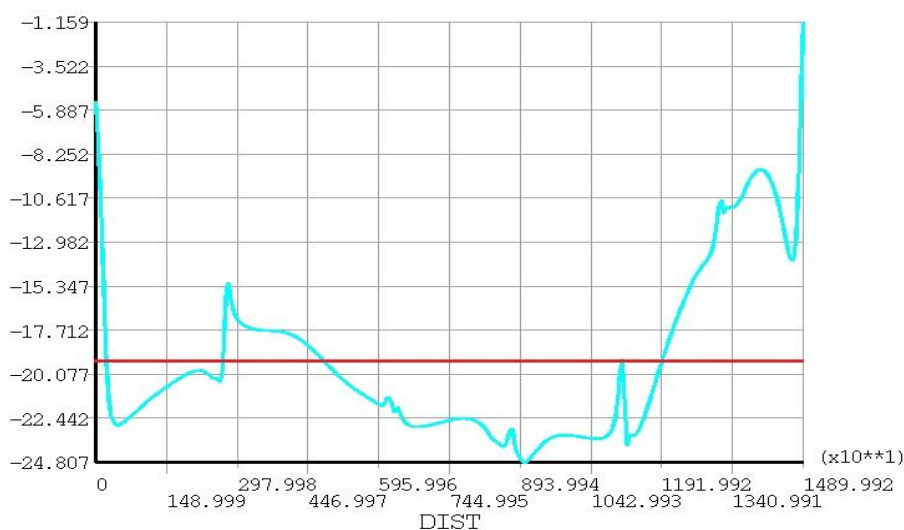
Obr. 5.12 Průběh membránového napětí v žebrou vč. linearizace – 30 kPa

3. Zatížení podtlakem 20 kPa

Dalším nástřelem podtlaku byla zvolena hodnota 20 kPa (obr. 5.13). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -19,62 MPa (obr. 5.14) => je třeba snížit hodnotu podtlaku.



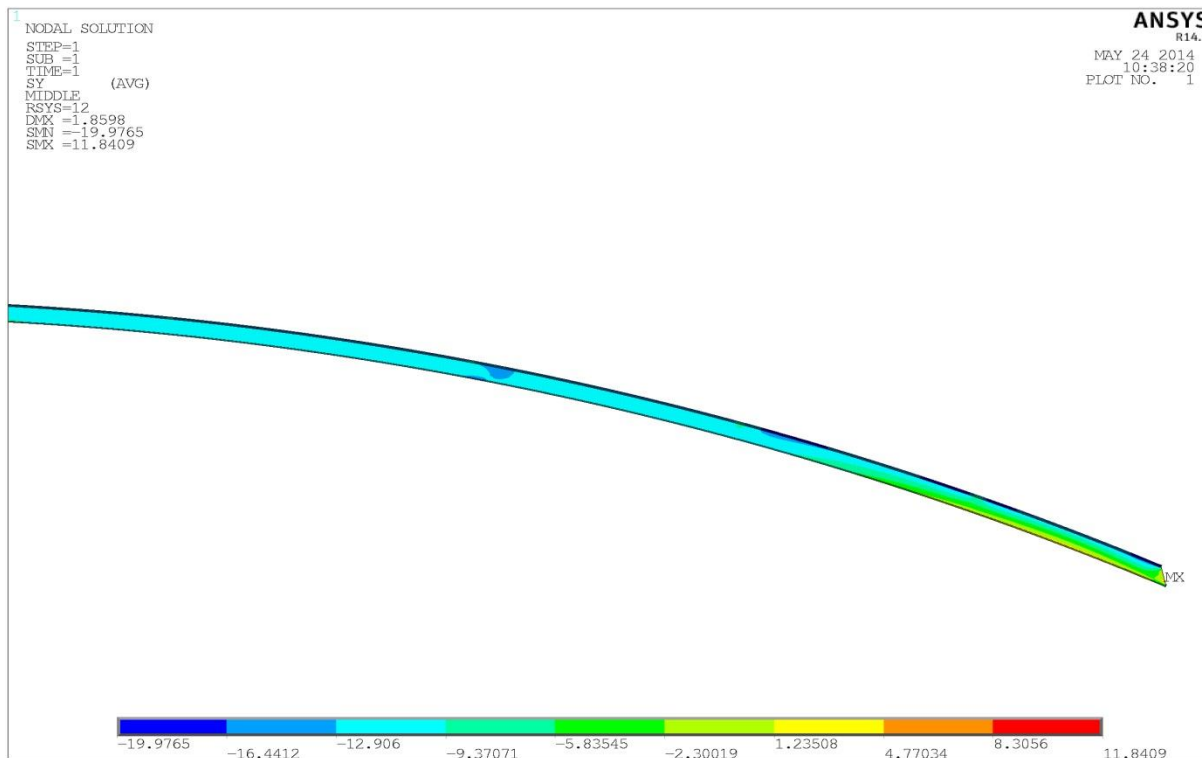
Obr. 5.13 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 20 kPa



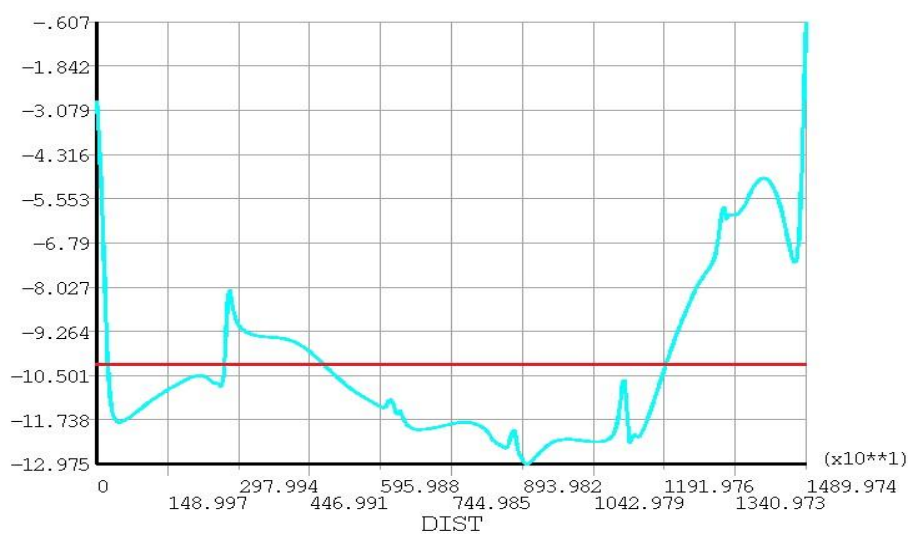
Obr. 5.14 Průběh membránového napětí v žebro vč. linearizace – 20 kPa

4. Zatížení podtlakem 10 kPa

Další nástřel podtlaku bylo 10 kPa (obr. 5.15). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -10,34 MPa (obr. 5.16) => hledaná hodnota leží mezi 10 a 20 kPa, proto je třeba další hodnotu zatížení zvýšit.



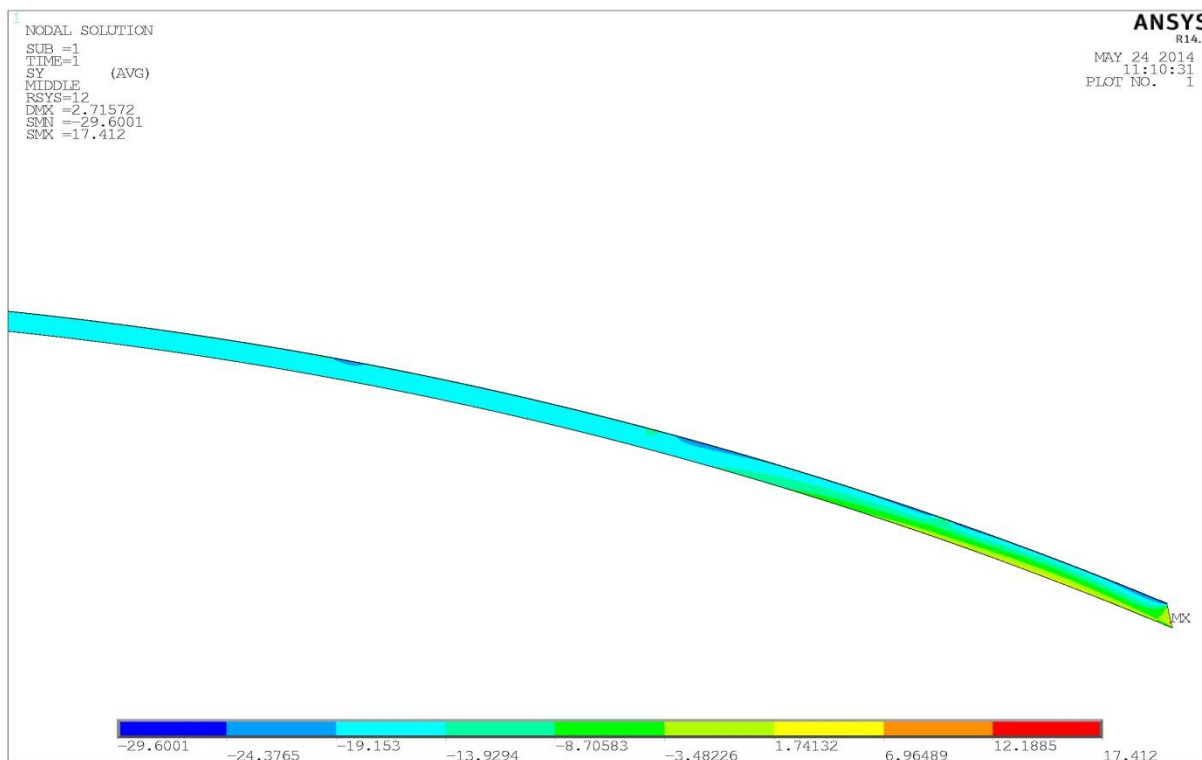
Obr. 5.15 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 10 kPa



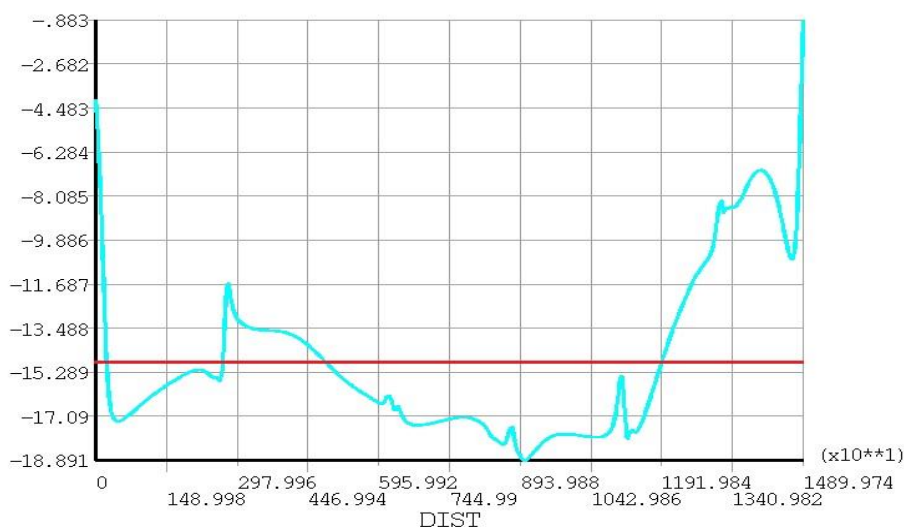
Obr. 5.16 Průběh membránového napětí v žebře vč. linearizace – 10 kPa

5. Zatížení podtlakem 15 kPa

Dalším nástřelem podtlaku bylo zvoleno 15 kPa (obr. 5.17). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -14,98 MPa (obr. 5.18) => je třeba snížit hodnotu podtlaku.



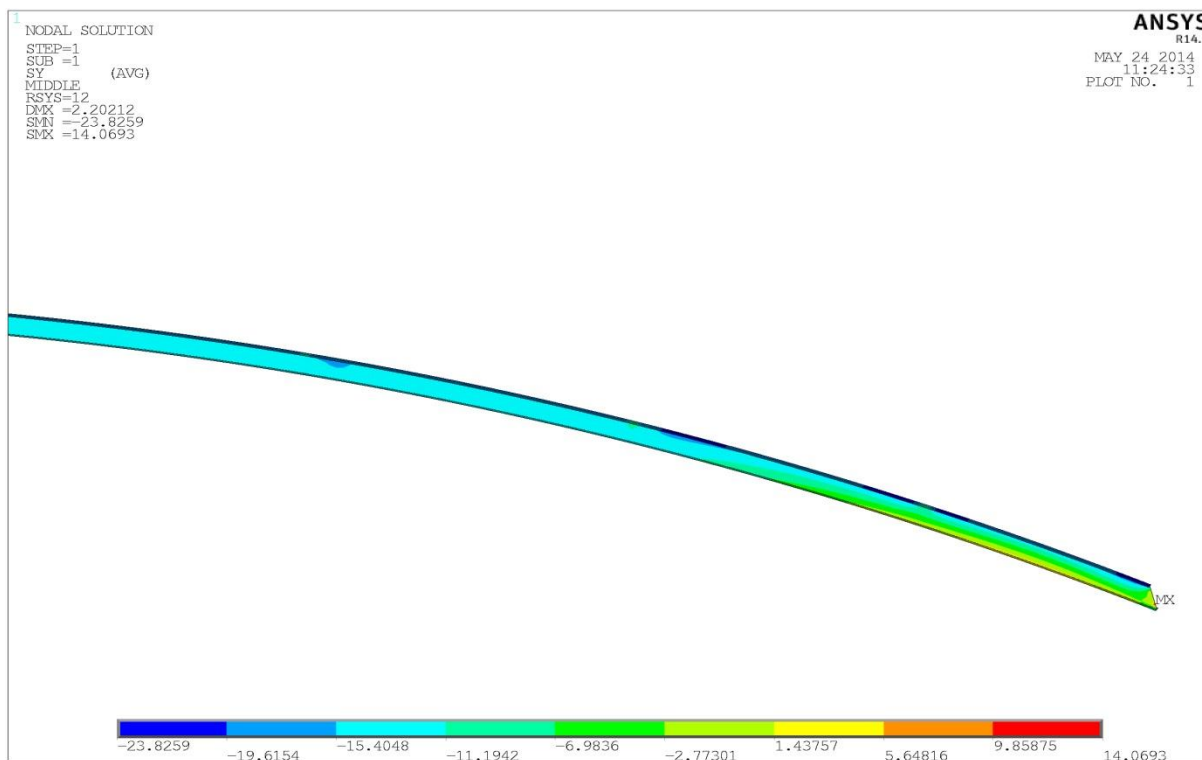
Obr. 5.17 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 15 kPa



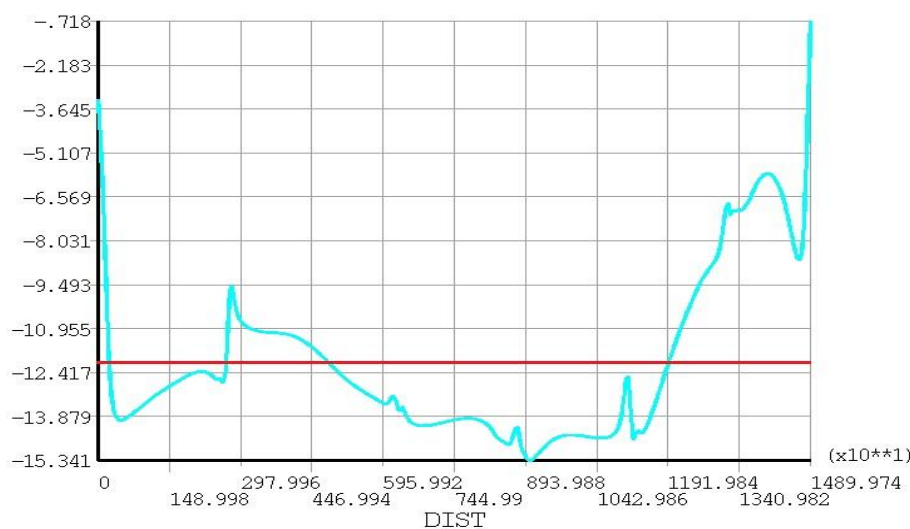
Obr. 5.18 Průběh membránového napětí v žebře vč. linearizace – 15 kPa

6. Zatížení podtlakem 12 kPa

Pro další výpočet byla zvolena hodnota podtlaku 12 kPa (obr. 5.19). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -12,2 MPa (obr. 5.20) => hodnota se velmi blíží hledané hodnotě, je třeba nepatrně zvýšit hodnotu podtlaku.



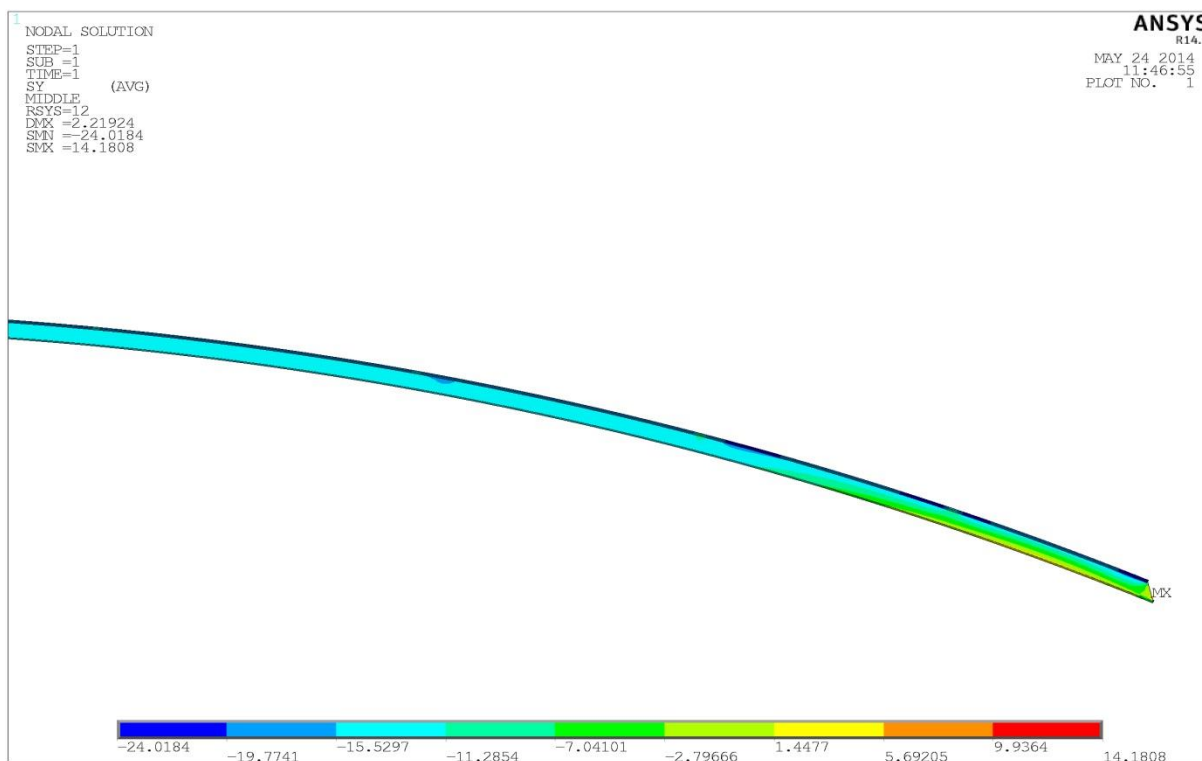
Obr. 5.19 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 12 kPa



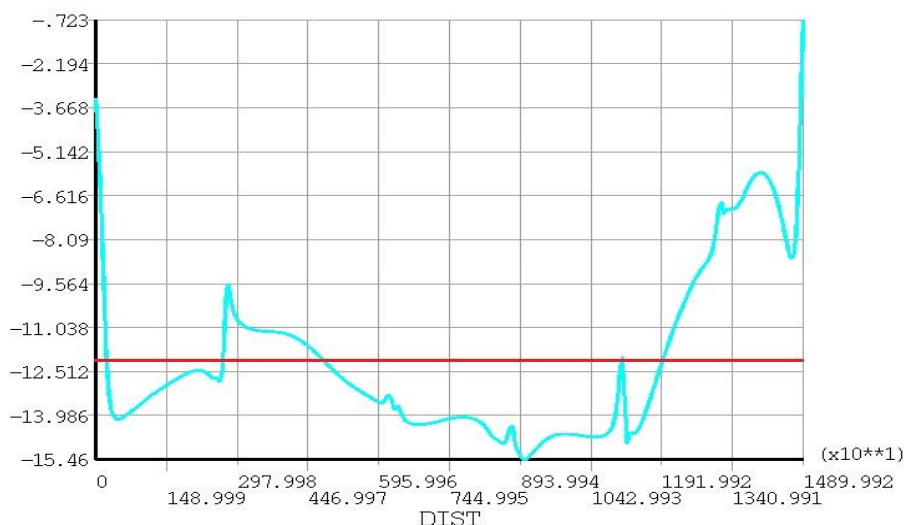
Obr. 5.20 Průběh membránového napětí v žebru vč. linearizace – 12 kPa

7. Zatížení podtlakem 12,10 kPa

Dalším nástřelem byla zvolena hodnota podtlaku 12,10 kPa (obr. 5.21). Zvolená hodnota vyvolá v ose radiálního žebra celkové napětí -12,2907 MPa (obr. 5.22) => v tomto kroku byla nalezena hodnota podtlaku (p_{kr1}), která způsobí analyticky vypočítané kritické napětí ($\sigma_{kr}=12,29$ MPa) s přesností na setiny MPa.

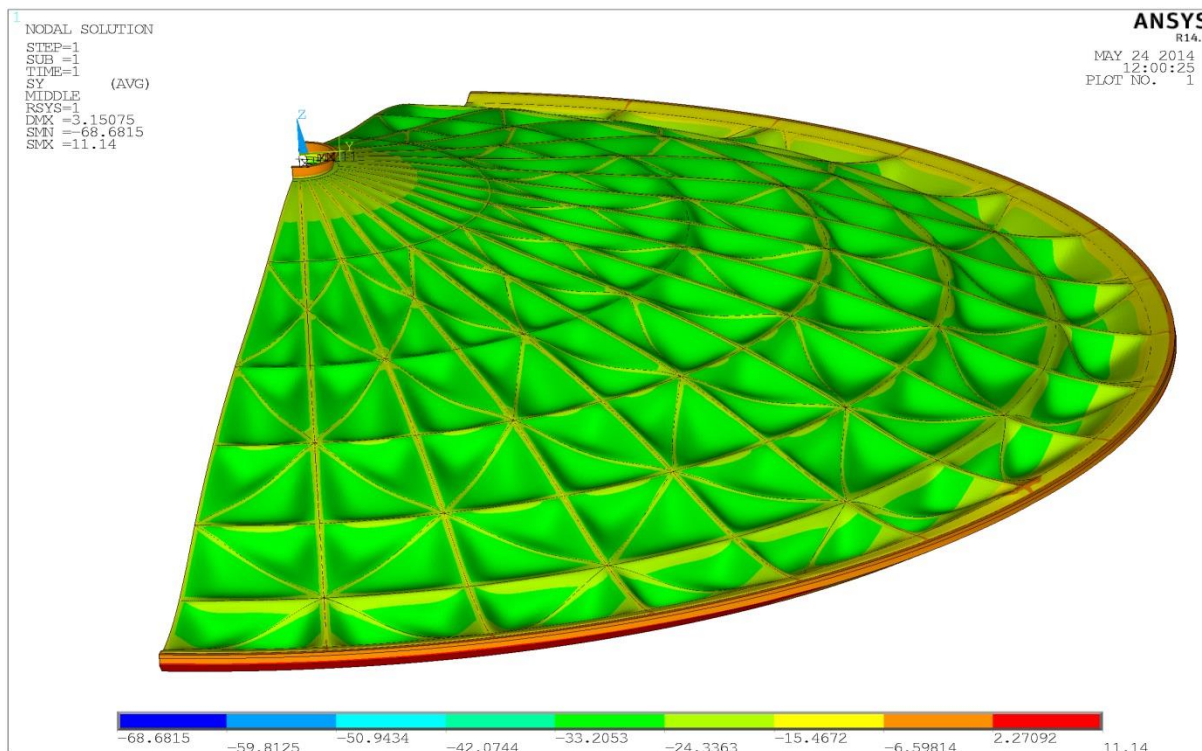


Obr. 5.21 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 12,10 kPa

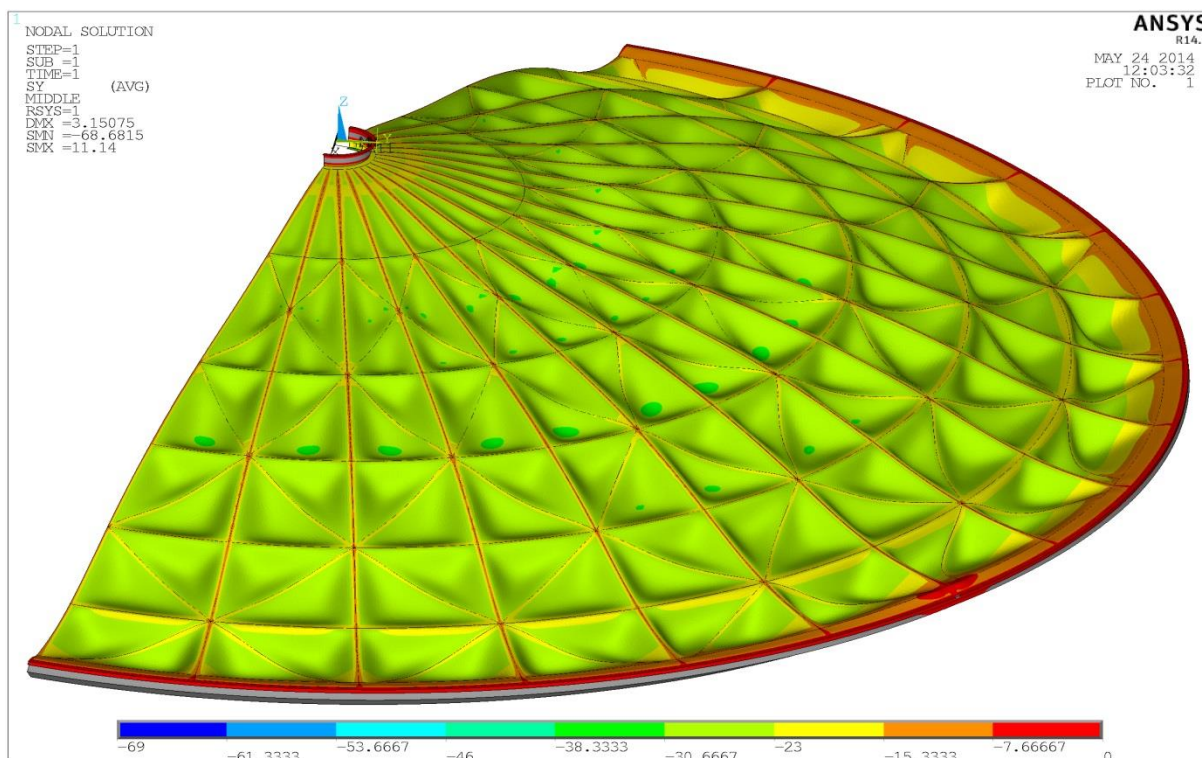


Obr. 5.22 Průběh membránového napětí v žebru vč. linearizace – 12,10 kPa

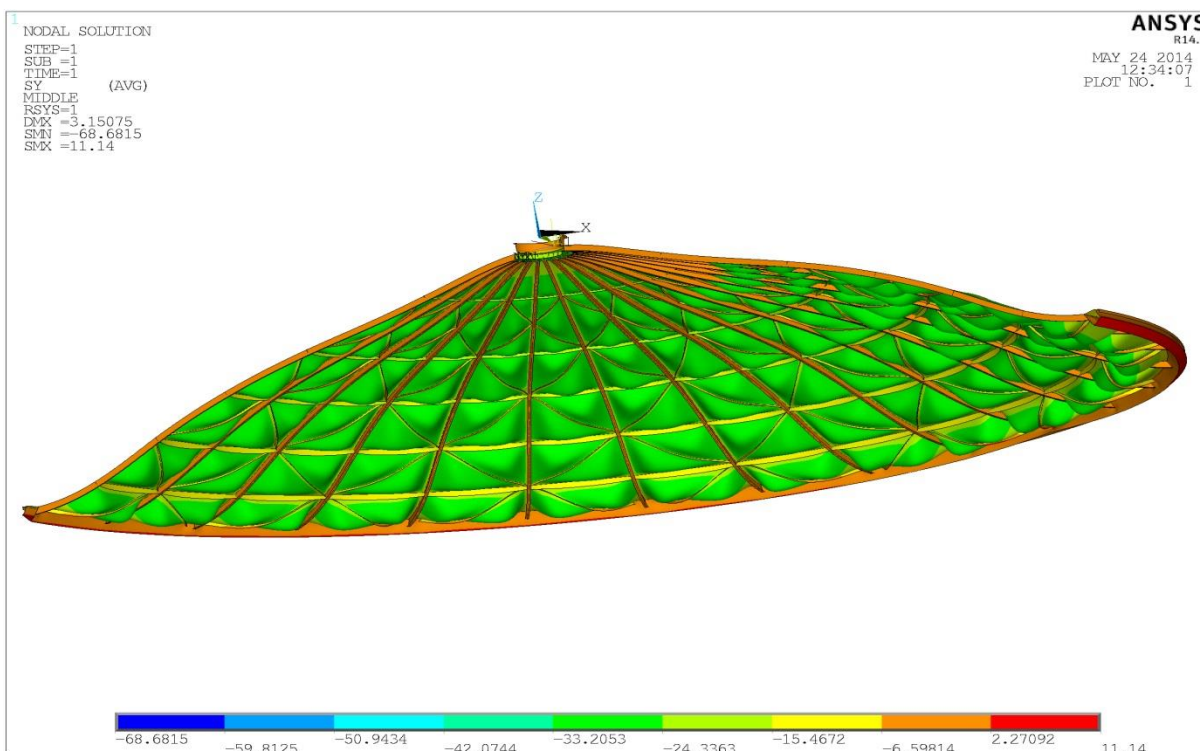
Pro přehlednost byly doplněny obr. 5.23 - 5.26 s vizualizací napětí ve střeše nádrže.



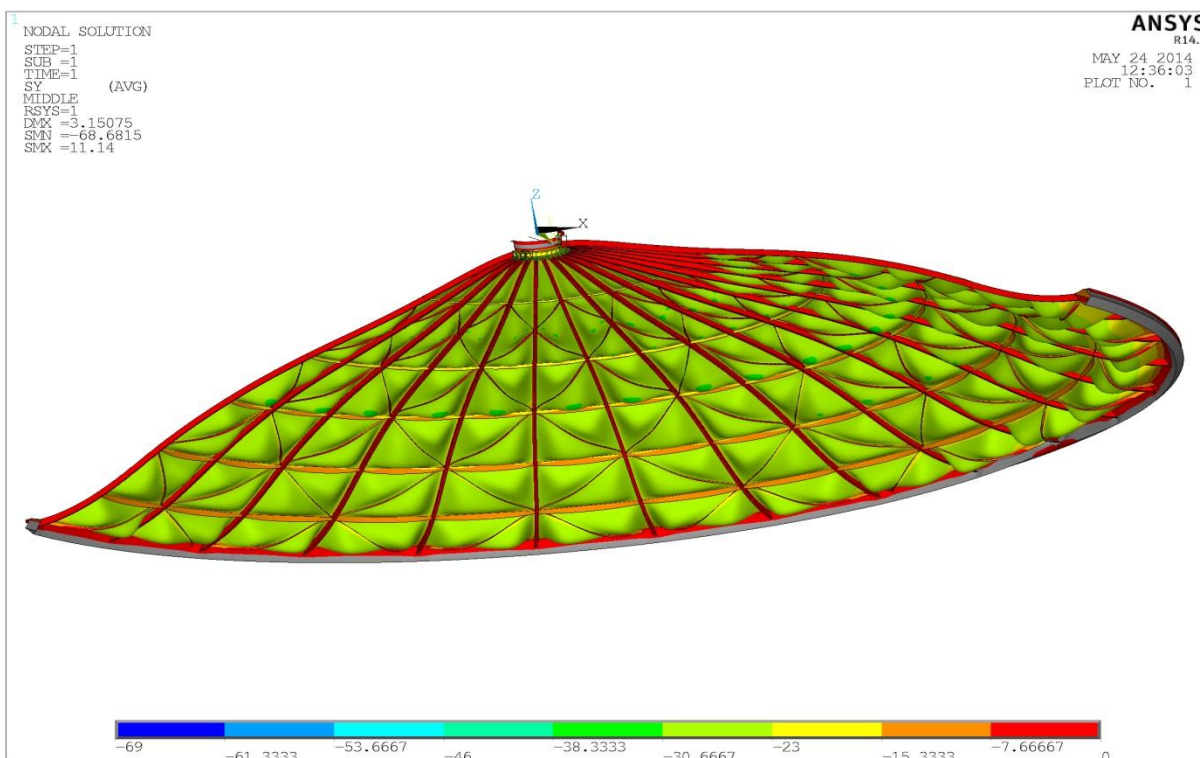
Obr 5.23 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku a tahu – pohled shora



Obr. 5.24 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku – pohled shora



Obr 5.25 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku a tahu – spodní pohled



Obr. 5.26 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku – spodní pohled

5.4 MKP stabilitní analýza (buckling)

Druhým způsobem zjištění kritického podtlaku, který vyvolá ztrátu stability střechy nádrže, bylo využití lineární stabilitní analýzy pomocí MKP v programu ANSYS. Lineární stabilitní analýza (v ANSYS nazvaná Eigenvalue buckling) předpovídá teoretickou velikost napětí, potřebnou pro vznik ztráty stability na ideálně elastické konstrukci.

Výpočtu stabilitní analýzy vždy předchází statický lineární výpočet – výpočty (o stejné velikosti jako v kapitole 3.5) tak mohly být použity jako příprava pro výpočet v této kapitole. Hledání kritického podtlaku bylo opět provedeno iteračním způsobem, kdy byl hledán součinitel zatížení (load factor – v ANSYS označený jako FACT) blízký se hodnotě 1. Pro součinitel zatížení (FACT) platí podmínka:

$$FACT < 1 \rightarrow \text{vznik ztráty stability}$$

$$FACT \geq 1 \rightarrow \text{pružná deformace}$$

Při nástřelu počáteční hodnoty zatížení podtlakem byla použita relativně blízká hodnota výsledku z kapitoly 5.3 – hodnota 15 kPa. Přesnější hodnoty hledaného podtlaku pak byly zjištěny iterační metodou.

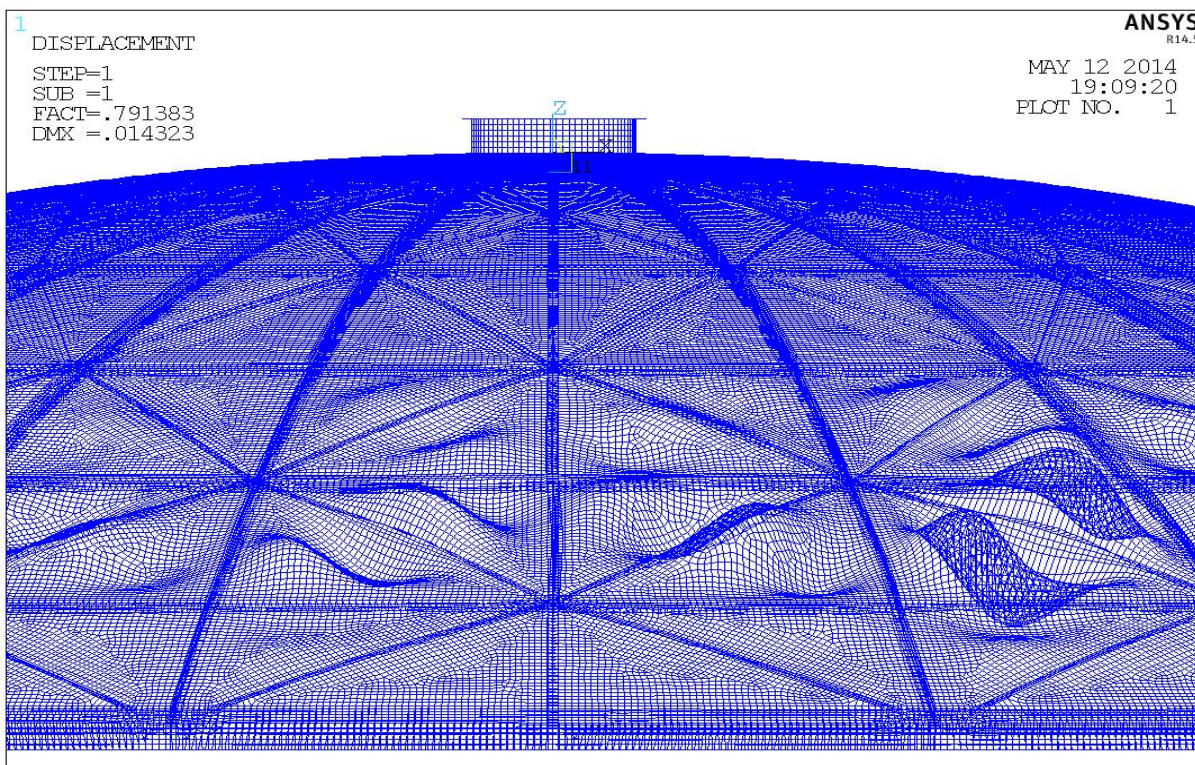
Zobrazené výsledky analýzy stability zobrazují pouze deformace konstrukce střechy – slouží pouze pro představu o rozložení deformací, nezobrazují skutečné posuvy (obr. 5.27-32).

1. Zatížení podtlakem 15 kPa

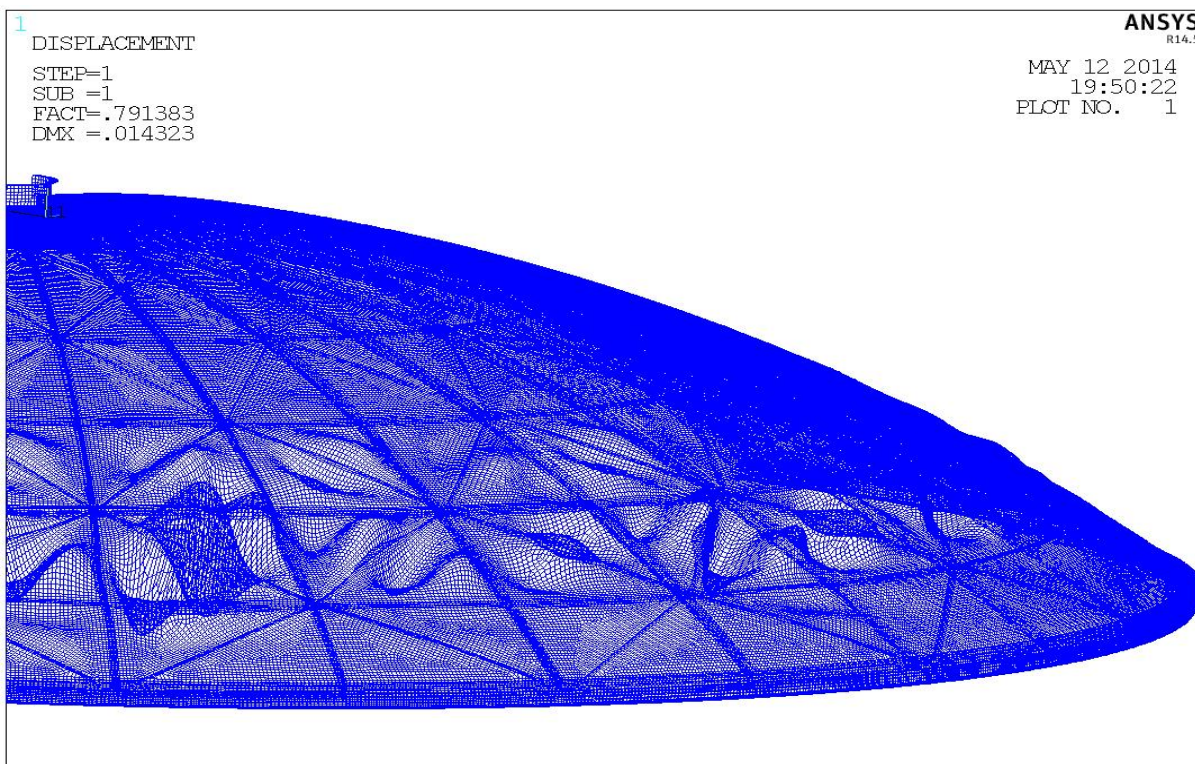
Při zatížení podtlakem o velikosti $p_1=15$ kPa (obr. 5.27) odpovídá součinitel zatížení $FACT_1$ hodnotě 0,791383, což znamená, že se jedná o zatížení způsobující vznik ztráty stability => hledaná hodnota kritického podtlaku bude nižší než 15. Kritický podtlak p_2 lze odhadnout vynásobením tlaku p_1 a součinitele zatížení podle (5.4).

$$p_2 = p_1 \cdot FACT_1 = 15 \cdot 0,791383 \doteq 11,87 \text{ kPa} \quad (5.4)$$

Posuvy zobrazené na obrázcích 5.27 a 5.28 ukazují, že nejvíce deformací se objevuje na dolní polovině střechy. Na zmíněných obrázcích lze navíc pozorovat vybočení profilu IPE (v druhé řadě krokví od patního věnce) – to dokazuje, že ztráta stability souvisí s vybočením tohoto hlavního nosného prvku.



Obr. 5.27 Stabilitní analýza při podtlaku 15 kPa – čelní pohled



Obr. 5.28 Stabilitní analýza při podtlaku 15 kPa – boční pohled

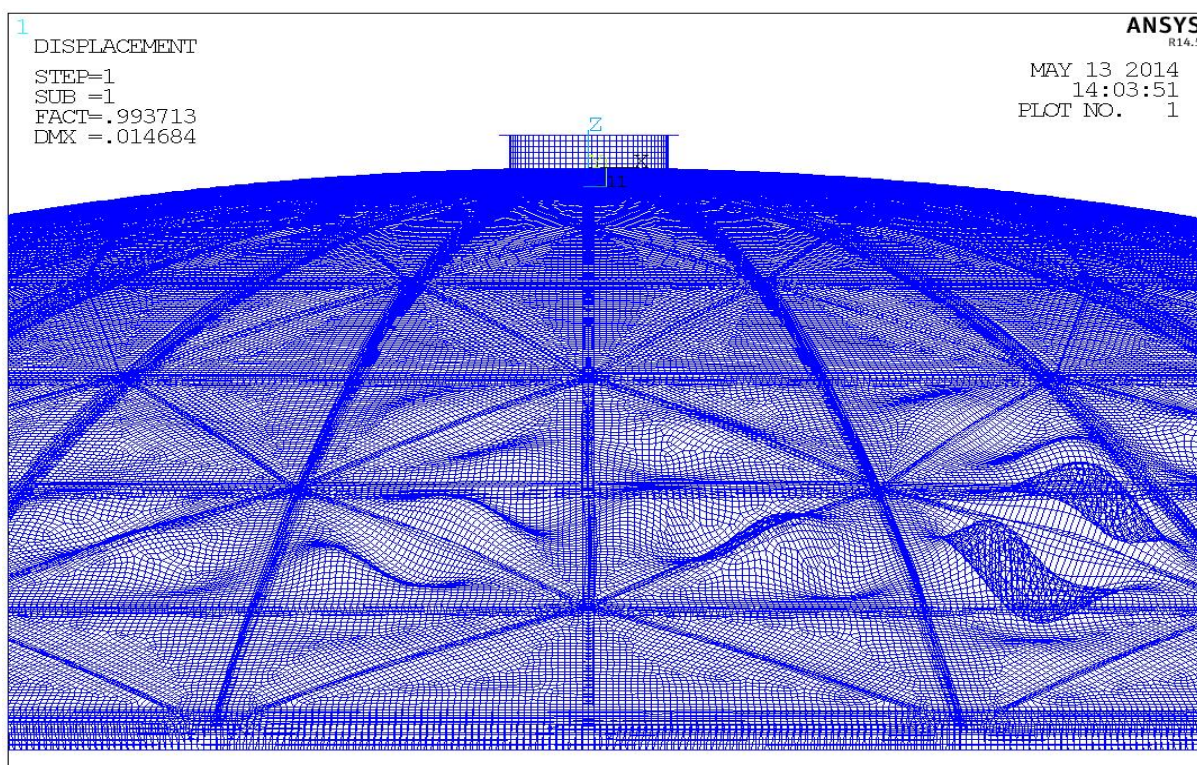
2. Zatížení podtlakem 11,87 kPa

Z údajů předchozí simulace zatížení byla vypočtena přibližná hodnota zatížení přetlakem o velikosti $p_2=11,87$ kPa. Po provedení simulace zatížení byl zjištěn součinitel zatížení $FACT_2$ roven 0,993713. Tato hodnota se významně blíží hodnotě 1, pro přesnější výsledek bude provedena ještě jedna iterace.

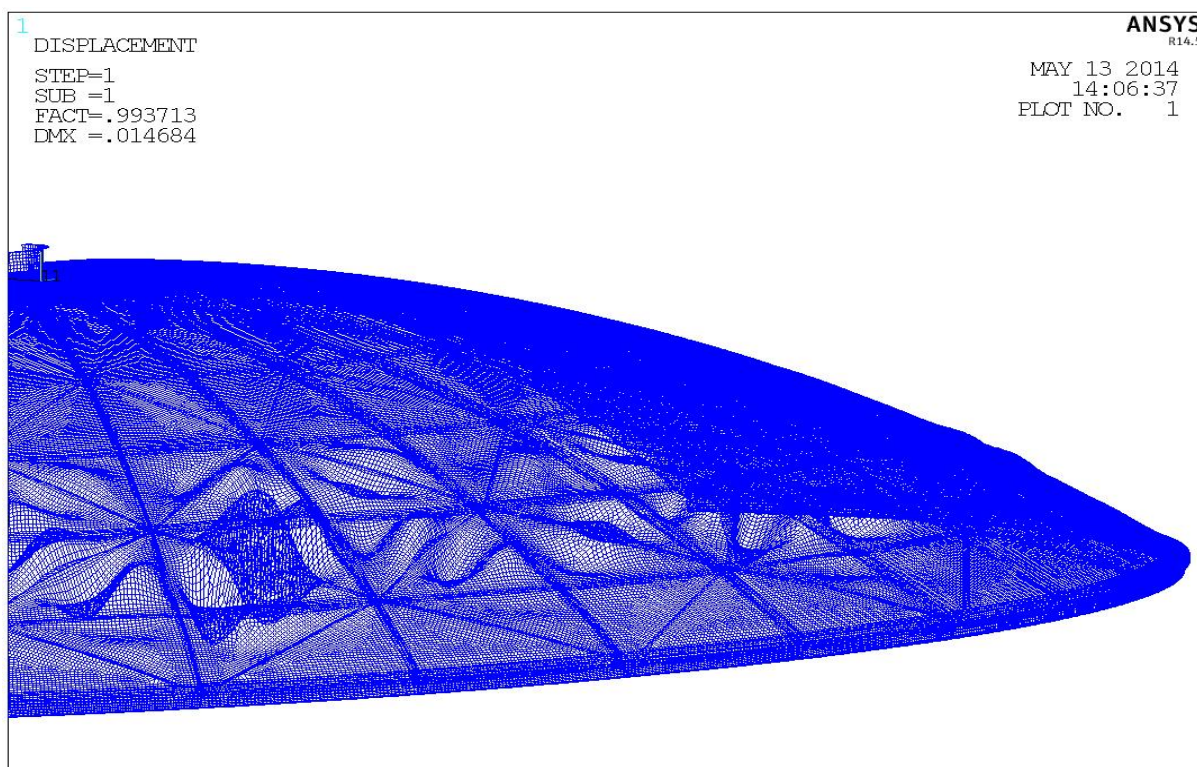
Při výpočtu dalšího odhadu budou použity výsledky předchozího výpočtu pro podtlak 11,87 kPa podle rovnice (5.5).

$$p_3 = p_2 \cdot FACT_2 = 11,87 \cdot 0,993713 \doteq 11,80 \text{ kPa} \quad (5.5)$$

Na modelu je opět možné pozorovat deformace na spodní části střechy (obr. 5.29 a 5.30). Viditelné je také vychýlení profilu IPE (v druhé řadě polí od věnce).



Obr. 5.29 Stabilitní analýza při podtlaku 11,87 kPa – čelní pohled



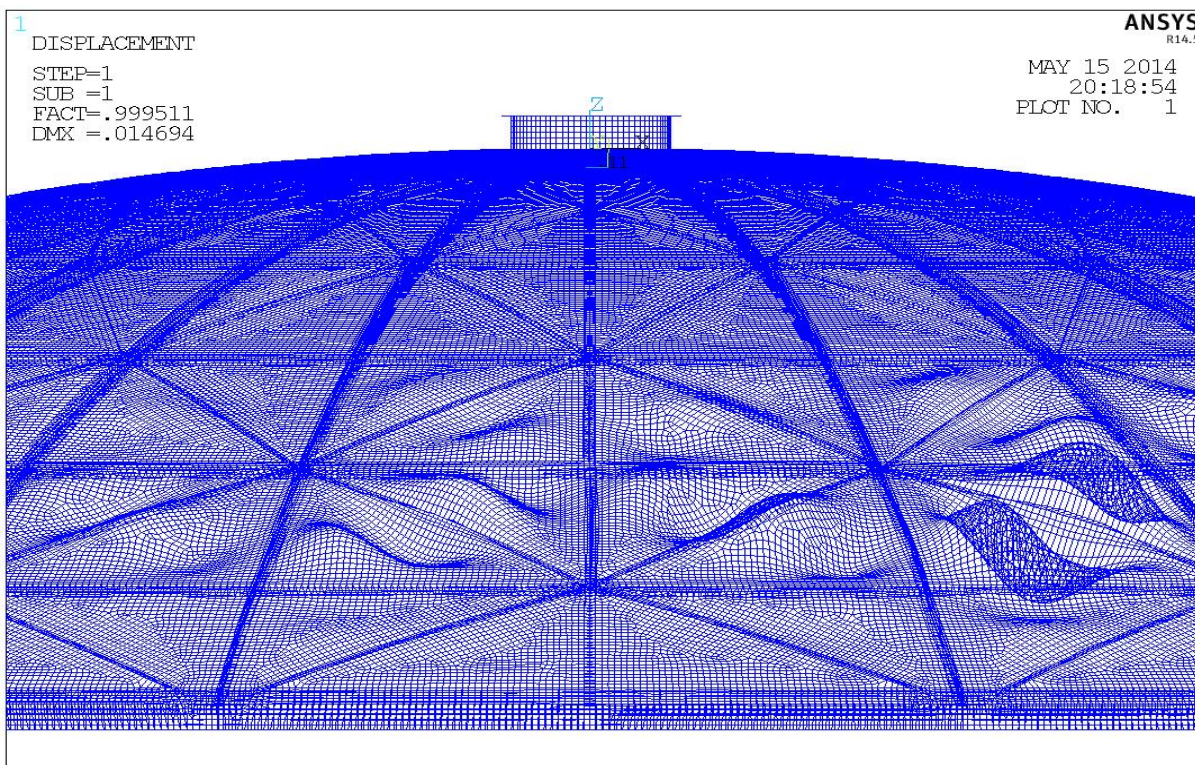
Obr. 5.30 Stabilitní analýza při podtlaku 11,87 kPa – boční pohled

3. Zatížení podtlakem 11,80 kPa

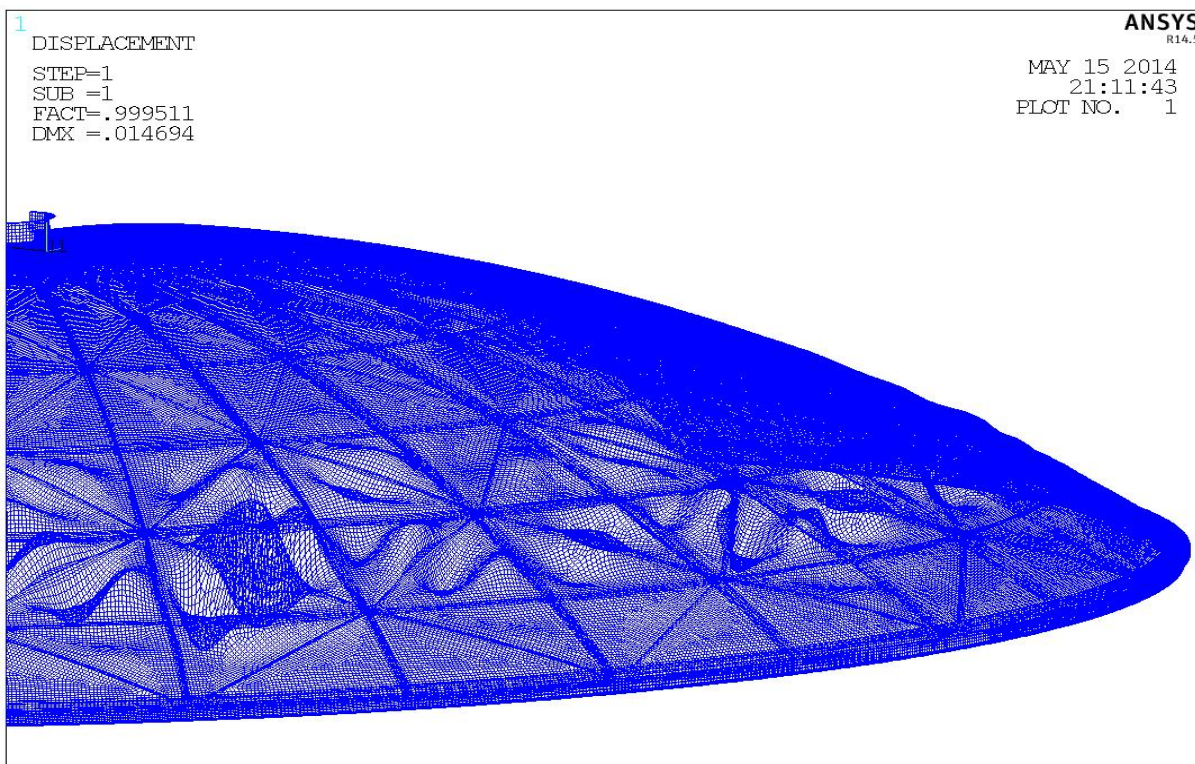
Při zatížení podtlakem o velikosti $p_3=11,80$ kPa odpovídá součinitel zatížení $FACT_3$ hodnotě 0,999511, což znamená, že v tomto iteračním kroku byla nalezena hodnota kritického podtlaku s přesností na více než jednu tisícinu.

Podtlak o velikosti 11,80 kPa lze proto považovat za hledanou hodnotu kritického podtlaku (p_{kr2}), která tvoří pomyslnou hranici mezi stabilní a nestabilní geometrickou konfigurací.

Obdobně jako u předchozích dvou modelů je i na tomto možné pozorovat deformace na spodní části střechy (obr. 5.31 a 5.32). Viditelné je i vychýlení profilu IPE (v druhé řadě polí od věnce).



Obr. 5.31 Stabilitní analýza při podtlaku 11,80 kPa – čelní pohled



Obr. 5.32 Stabilitní analýza při podtlaku 11,80 kPa – boční pohled

5.5 Zhodnocení

Cílem páté kapitoly bylo analyzování havárie ve Včelné. Byly použity dvě metody, podle nichž byl zjištěn kritický podtlak, který způsobil prvotní ztrátu stability nádrže.

První metoda vycházela z analytického určení kritického napětí v hlavním nosném prvku (IPE profilu) – kapitola 5.2. K takto vypočtenému napětí pak byly porovnávány účinky statického působení podtlaku z kapitoly 5.3, kde jsou uvedeny simulace a jejich vyhodnocení v programu ANSYS. Podle analytického výpočtu bylo určeno, že kritické napětí, které způsobí ztrátu stability nádrže, má hodnotu 12,29 MPa. Simulace v programu ANSYS pak ukázaly, že takové napětí vyvolá podtlak o velikosti 12,10 kPa.

Další metoda, která měla určit kritický podtlak v nádrži, byla stabilitní analýza (buckling) opět pomocí programu ANSYS. Cílem simulací stabilitního chování bylo nalezení takového podtlaku, který vyvolá hodnotu součinitele zatížení o velikosti 1 – tato hodnota tvoří pomyslnou hranici mezi stabilní a nestabilní geometrickou konfigurací. Po provedení několika iterací byla nalezena hodnota kritického podtlaku rovná hodnotě 11,80 kPa.

Oběma postupy bylo docíleno v podstatě obdobných výsledků (rozdíl kritických podtlaků činí 0,3 kPa). Je však třeba zdůraznit, že se jedná o výsledky ideálního výpočtu, který nepředpokládá imperfekce (nedokonalosti modelu), které jsou pro přesné stabilitní výpočty velice důležité. Na druhou stranu je třeba podotknout, že se odchylky od ideality poměrně špatně stanovují, neboť nelze předpokládat, jak dokonale bude při návrhu konstrukce svařena a to nejen s ohledem na případnou ovalitu nebo excentricitu.

6 ODOLNOST NA BOULENÍ – ČSN EN 1993-1-6

U tenkostěnných konstrukcí jsou velké rozdíly mezi membránovou a ohybovou tuhostí. Dochází proto k velkým průhybům (boulení) střednicové plochy konstrukce. V této kapitole je uvedeno porovnání odolnosti skořepiny střechy nádrže na boulení při podtlaku podle ČSN EN 1993-1-6 s celkovou odolností konstrukce střechy na podtlak, která byla zjištěna v přechozí kapitole.

Norma s označením ČSN EN 1993-1-6 (Eurokód 3) uvádí pravidla pro návrh ocelových konstrukcí, které mají tvar rotační skořepiny. Norma se zabývá návrhovými požadavky mezních stavů únosnosti z hlediska plasticity, cyklické plastifikace, boulení a únavy.

Na začátek je nutné zmínit, že tento výpočet je pouze hypotetický, neboť posouzení na boulení podle uvedené normy je možné pouze při splnění podmínky $\frac{R}{s} < 2500$. Výpočet má ale za cíl ukázat, jaký vliv na stabilitu má samotná střešní skořepina střechy nádrže bez uvážení kostry střechy (krokví).

6.1 Výpočet

Znamé hodnoty:

$C_k=0,8$
 $E=2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
 $s=0,005 \text{ m}$
 $R=24,25 \text{ m}$
 $R_e=235 \text{ MPa}$

Ideální kritické napětí σ_i [MPa] je u koule stejné v radiálním i axiálním směru ($\sigma_{i\varphi}=\sigma_{ix}$) a vypočítá se ze vzorce (6.1).

$$\sigma_i = 0,605 \cdot C_K \cdot E \cdot \frac{s}{R} = 0,605 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,005}{24,25} = 19,96 \text{ MPa}, \quad (6.1)$$

kde:

C_k – koeficient pro způsob uložení střechy (vrchlíku) [-]
 E – modul pružnosti v tahu [MPa]
 s – tloušťka plechu střešní skořepiny [-]
 R – poloměr kulového vrchlíku střechy [-]

Štíhlostní poměr $\bar{\lambda}$ [-] je druhá odmocnina meze kluzu a ideálního kritického napětí, která se vypočítá dle vzorce (6.2).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{R_e}{\sigma_i}} = \sqrt{\frac{235}{19,96}} = 3,43, \quad (6.2)$$

kde:

R_e – mez kluzu pro ocel 11373 [MPa]

Redukční koeficient κ [-] pro skořepiny s vysokou citlivostí na boulení se určí v závislosti na štíhlostním poměru. Pro štíhlostní poměr $\bar{\lambda} = 61,87$ se hodnota redukčního koeficientu stanoví z rovnice (6.3).

$$\kappa = \frac{0,2}{\bar{\lambda}^2} = \frac{0,2}{3,43^2} = 0,017 \quad (6.3)$$

Reálné kritické napětí σ_R [MPa] se určí ze vztahu (6.4).

$$\sigma_R = \kappa \cdot R_e = 0,017 \cdot 235 = 4,0 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

Stabilitní míra bezpečnosti γ [-] je pro štíhlostní poměr $\bar{\lambda} = 3,43$ v případech citlivých na boulení rovna 1,45.

Návrhové kritické napětí σ_{Dkr} [MPa] je stanoveno jako podíl reálného kritického napětí a stabilitní míry bezpečnosti podle vzorce (6.5).

$$\sigma_{Dkr} = \frac{\sigma_R}{\gamma} = \frac{4,0}{1,45} = 2,75 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Kritický podtlak $p_{kr'}$ (kPa) pro boulení střešní skořepiny se určí z kotlového vzorce (6.6).

$$\sigma_{Dkr} = \frac{p_{kr'} \cdot R}{2 \cdot S} \rightarrow p_{kr'} = \frac{2 \cdot S \cdot \sigma_{Dkr}}{R} = \frac{2 \cdot 0,005 \cdot 2,75}{24,25} = 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ MPa} = 1,1 \text{ kPa} \quad (6.6)$$

6.2 Porovnání s výsledky MKP v ANSYS

Hodnota kritického podtlaku střešní konstrukce, která byla zjištěna pomocí MKP v kapitole 5 ($p_{kr} \approx 11,8 \div 12,1$ kPa), je oproti hypotetické hodnotě kritického podtlaku nevyztužené střešní skořepiny při boulení ($p_{kr}' = 1,1$ kPa) podstatně větší. Z toho vyplývá, že plechy střešní skořepiny nemají na zvýšení odolnosti vůči ztrátě stability střechy nádrže významný vliv a k jejich vyboulení by došlo už při malém zatížení vnitřním podtlakem.

7 KRITICKÝ PŘETLAK STŘECHY NÁDRŽE

Hodnota kritického podtlaku ve střeše nádrže byla zjištěna v kapitole 5, tato kapitola se zabývá získáním velikosti kritického přetlaku.

Při namáhání střechy nádrže na vnitřní přetlak lze předpokládat, že veškeré zatížení přenáší střešní skořepina, která je ke střešní konstrukci přivařena pouze po vnitřním a vnějším obvodu (k lucerně a k patnímu věnci - plášti).

Využitím kategorizace napětí bylo předpokládáno, že při zatížení plechů střechy vnitřním přetlakem dojde k membránovému pnutí (kategorie napětí I – dovolené napětí $[\sigma]$).

Výpočet

Znamé hodnoty:

$$R_e = 235 \text{ MPa}$$

$$R_m = 360 \text{ MPa}$$

$$R = 24,25 \text{ m}$$

$$s = 0,005 \text{ m}$$

Dovolené napětí $[\sigma]$ [MPa] při zatížení přetlakem lze zjistit jako minimální hodnotu z podmínky (7.1). Nejvyšší dovolené napětí $[\sigma]$ je v tomto případě rovné mezi únavy, což je menší hodnota poměru meze kluzu nebo meze pevnosti k příslušnému koeficientu.

$$[\sigma] = \min \left\{ \frac{R_e}{1,5}; \frac{R_m}{2,4} \right\} = \min \left\{ \frac{235}{1,5}; \frac{360}{2,4} \right\} = \min \{156,67; 150\} = 150 \text{ MPa}, \quad (7.1)$$

kde:

R_e – mez kluzu pro ocel 11373 [MPa]

R_m – mez pevnosti v tahu pro ocel 11373 [MPa]

Kritický přetlak p_{pkr} [kPa] lze vypočítat z kotlového vzorce pro vnitřní přetlak (7.2).

$$[\sigma] = \frac{p_{pkr} \cdot R}{2 \cdot s} \rightarrow p_{pkr} = \frac{2 \cdot s \cdot [\sigma]}{R} = \frac{2 \cdot 0,005 \cdot 150}{24,25} = 0,0619 \text{ MPa} = 61 \text{ kPa}, \quad (7.2)$$

kde:

s – tloušťka plechů střešní skořepiny [m]

R – poloměr kulového vrchlíku střechy [m]

Teoretická hodnota dovolené únosnosti střechy nádrže pro přetlak ($p_{pkr}=61$ kPa) je podle předešlého výpočtu přibližně pětkrát větší, než hodnota kritického podtlaku ($p_{kr}\approx 12,3$). Je však třeba dodat, že každý druh zatížení je přenášen jinou částí konstrukce – vnitřní podtlak přenáší konstrukce střechy (krokve), zatímco vnitřní přetlak přenáší skořepina střechy.

Vypočtená hodnota kritického přetlaku je určena pouze pro ocelovou část střechy, protože v případě řešené nádrže se jedná o nádrž obetonovanou – tzn., že přetlak by plechy skořepiny téměř okamžitě přenášely na betonový skelet, který střechu obklopuje. Pro určení kritického přetlaku pro celou nádrž (tj. ocelové i betonové části) by bylo nutné znát únosnost betonové skořepiny na přetlak, což není předmětem diplomové práce.

8 OPATŘENÍ PRO BEZPEČNÝ PROVOZ

Na základě analýzy stavu havarované nádrže 230/H102 Včelná pomocí MKP byla vypočtena skutečná tuhost střešní konstrukce. Z té je možné stanovit nové alarmové meze automatického systému řízení (ASŘ), které by lépe vyhovovaly požadavkům na provoz (čím menší jsou alarmové meze, tím častěji dochází k nerelevantním alarmovým hláškám, které mohou být způsobeny např. klimatickými podmínkami). ASŘ při indikaci přetlaku nebo podtlaku v nádrži okamžitě spouští alarm, který automaticky uvádí do chodu sled událostí vedoucích např. k zastavení příjmu nebo výdeje hmoty z nádrže.

Havarovaná nádrž byla navrhována v době, kdy bylo možné alarmové meze stanovit pouze analyticky. Pro stanovení kritické hodnoty podtlaku se tak vycházelo z dovoleného kritického napětí střešní skořepiny (obdobně jako v kapitole 6 a 7). V tabulce 8.1 jsou uvedeny limitní alarmové hodnoty pro nastavení ventilačních členů při podtlaku a přetlaku nádrží provozovaných společností ČEPRO včetně analyzované nádrže ve Včelné (pozn.: kritická hodnota podtlaku a přetlaku z tab. 8.1 se neshoduje s vypočítanými hodnotami kritického přetlaku a podtlaku v kapitolách 6 a 7, jelikož ve společnosti ČEPRO byl proveden konzervativnější výpočet – $R_e=225$ MPa, $E=2,06 \cdot 10^5$ MPa). Alarmové hodnoty (oranžově podbarvená pole v tab. 8.1) pro podtlak jsou uvažovány s hodnotou součinitele bezpečnosti $k=2$ (tzn. polovina kritického podtlaku).

NASTAVENÍ OCHRANY PROTI PŘETLAKU A PODTLAKU V NÁDRŽÍCH											
SPECIFIKACE NÁDRŽE							PODTLAK		PŘETLAK		
SKLAD	BLOK	NÁDRŽ	ROK VÝSTAVBY	OBJEM	PRODUKT	TLAK	ALARM LL [kPa]	KRITICKÁ HODNOTA [kPa]	ALARM HH [kPa]	KRITICKÁ HODNOTA [kPa]	
Smyslov	233	6	1971	3 897	BA95N	□	-0,35	-0,67	1	25	
Smyslov	233	7	1971	1 163	BA95N	□	-0,33	-1,32	1	44,12	
Smyslov	233	8	1971	1 164	BA95N	□	-0,31	-1,32	1	44,12	
Smyslov	233	9	1971	1 163	rr	□	-0,33	-1,32	1	44,12	
Smyslov	233	10	1971	1 158	BA95N	□	-0,32	-1,32	1	44,12	
Včelná	230	H 102	1978	6 043	NM	□	-0,39	-0,76	0,46	21,78	
Včelná	230	H 103	1978	4 244	NM	□	-0,39	-0,76	0,46	21,78	
Včelná	230	H 104 A	1978	3 944	NM	□	-1	-1,6	0,46	31,76	
Včelná	230	H 104 B	1978	3 916	NM	□	-1	-1,6	0,46	31,76	
Včelná	230	H 105	1978	1 104	BA95N	□	-1	-1,76	0,6	44,12	

Tab. 8.1 Nastavení ochrany proti přetlaku a podtlaku v nádržích – ČEPRO [1]

Pro stabilitní míru bezpečnosti (odolnosti konstrukce vůči ztrátě stability) se v praxi častokrát používá i vyšší míra bezpečnosti, než je tomu např. u výpočtu na prostou pevnost ($k=1,5 \div 2,4$). Na základě uvážení stabilitní míry bezpečnosti $k=4$ by tedy při návrhu ocelové konstrukce byla dovolená hodnota kritického podtlaku čtyřikrát menší – v řešeném případě cca 3 kPa. Právě tato hodnota podtlaku bude v tabulce 8.1 u analyzované nádrže zvýšena z hodnoty 0,39 na hodnotu 3 kPa.

Na základě výsledků diplomové práce tedy dojde ke změně nastavení ASŘ (ventilačních členů PROTEGO), což umožní analyzovanou nádrž provozovat s větší provozní spolehlivostí, neboť bude snížena hladina nerelevantních alarmových hlášek a s nimi související přerušení provozu.

Alarmové hodnoty pro přetlak zůstanou beze změn, neboť tyto hodnoty odpovídají nastavení přetlakových pojistných ventilů a nastavení rekuperační jednotky objektu 230 Včelná, která je v provozu v přetlakovém režimu.

ZÁVĚR

Úvodní část diplomové práce je zaměřena na popis uskladňovacích nádrží na ropné produkty – jejich rozdělení, kontrola a normy. Dále se práce zabývá haváriemi nádrží, jejich možnými příčinami a uvedeno je také několik příkladů velkých havárií.

Hlavní částí diplomové práce je pak analýza skutečné havárie nádrže ve Včelné (u Českých Budějovic) v ČEPRO, a.s. Práce měla za cíl zjistit podmínky (vnitřní podtlak), za jakých došlo ke ztrátě stability střešní konstrukce nádrže. Řešena byla pouze střecha nádrže, protože ostatní části zůstaly při havárii neporušeny.

Nejprve byl z naměřených hodnot vytvořen 3D model skutečné deformace, který slouží pro vizualizaci skutečného poškození střechy nádrže. V další části byla provedena modelace střechy nádrže podle výkresové dokumentace. Tento model byl dále importován do výpočetního programu ANSYS, kde byl analyzován pomocí metody konečných prvků (MKP). Pro výpočet kritického podtlaku byly použity dvě lineární metody. První vycházela z analyticky určeného kritického napětí v ose hlavního nosného prvku (profilu IPE), které bylo iteračně hledáno pomocí různých zatížení podtlakem v ANSYS. Nalezená hodnota kritického podtlaku analyzovaná touto metodou má hodnotu 12,10 kPa. Při druhé metodě výpočtu byla využita stabilitní analýza (buckling) v ANSYS, která měla za cíl verifikovat hodnotu podtlaku odpovídající hodnotě součinitele zatížení rovné 1. Takto byla zjištěna hodnota kritického podtlaku, která činí 11,80 kPa. Obě tyto metody tak mají srovnatelné výsledky (rozdíl kritického podtlaku činí 0,3 kPa) za uvážení geometricky dokonalého modelu.

V reálném případě se na konstrukci nacházejí různé imperfekce (nedokonalosti), které mohou způsobit ztrátu stability i při menším zatížení. Takové řešení by vyžadovalo nelineární analýzu, která však s ohledem na rozměrnost 3D modelu a s ní spojenou časovou náročností výpočtu přesahuje možnosti této práce. Z tohoto důvodu bylo, po dohodě s vedoucím práce, odstoupeno od postkritické analýzy, která by takový nelineární způsob řešení vyžadovala.

Dalším bodem práce byl výpočet odolnosti konstrukce na boulení. Norma obsahuje výpočet pouze pro střešní skořepinu (plechy střechy). Byl tak proveden hypotetický výpočet podtlaku, který způsobí vyboulení (ztrátu stability) nevyztužené střešní skořepiny. Výsledný podtlak o hodnotě 1,1 kPa dokazuje, jak malý podtlak by teoreticky stačil k boulení skořepiny, kdyby nebyla podepřena krokevní konstrukcí.

Dále pak byl v diplomové práci proveden výpočet kritického přetlaku pro střechu nádrže. Opět se jednalo pouze o teoretický výpočet, protože řešená nádrž je kompletně obetonovaná - plechy střechy leží velmi blízko betonové klenbě

a případný přetlak by způsobil nalehnutí těchto plechů na betonový skelet, na který by byl tento přetlak přenášen. Kritický přetlak byl řešen pro skořepinu střechy, protože je ke konstrukci přivařena pouze po vnitřním a vnějším obvodu. Výsledná teoretická hodnota kritického přetlaku činí 61 kPa, což je přibližně pětikrát větší hodnota, než je vypočtená velikost dovoleného podtlaku.

Posledním úkolem bylo nastavení ventilačních členů (PROTEGO) pro bezpečný provoz řešené nádrže. Z analýzy tuhosti střechy nádrže pomocí MKP byla s ohledem na stabilitní míru bezpečnosti při podtlaku $k=4$ definována nová alarmová mez (čtvrtina kritického podtlaku) rovna hodnotě 3 kPa. S ohledem na stávající nastavení ventilů je podtlakový ventil nastaven na hodnotu 0,8 kPa, což je dostatečná hodnota pro bezpečný provoz. Pro přetlak je ventil nastaven na 0,42 KPa, což je také dostatečná hodnota. Výsledky práce tedy umožnily změnu nastavení alarmové meze pro podtlak v ASŘ (zvýšení původní alarmové meze pro podtlak z 0,39 na 3 kPa), díky čemuž dojde ke snížení hladiny nerelevantních alarmových hlášek, které byly vyvolány např. větrným počasím nebo změnou teploty v parním prostoru.

Společnost ČEPRO, a.s. provozuje různé velikosti a typy nádrží, jejichž analýza bude předmětem dalšího výzkumu v rámci dohodnuté smlouvy.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] STUHLÍK, Viktor. ČEPRO, a.s. *Analýza havárie nádrže 230/H102 Včelná*. Střelice, 2014.
- [2] DUNDR, Zdeněk. MERO ČR A.S. *Skladování a přeprava ropy* [online]. Praha: CENIA, 2009, 2. dubna [cit. 2014-03-13]. Dostupné z: [http://www.cenia.cz/web/www/web-pub2.nsf/\\$pid/CENMSFLZ6Z36/\\$FILE/TPSskladovani_ropy_prednaska.pdf](http://www.cenia.cz/web/www/web-pub2.nsf/$pid/CENMSFLZ6Z36/$FILE/TPSskladovani_ropy_prednaska.pdf)
- [3] BOB LONG, Bob Garner. *Guide to storage tanks: the practical reference book and guide to storage tanks and ancillary equipment with a comprehensive buyers' guide to worldwide manufacturers and suppliers*. Bury St. Edmunds: Professional Engineering Pub, 2004. ISBN 978-186-0584-312.
- [4] SCHNEIDER, Petr. *Základy konstruování procesních zařízení*. Vyd. 1. Brno: PC-DIR Real, 1999, 169 s. Učební texty vysokých škol (Vysoké učení technické v Brně). ISBN 80-214-1483-9.
- [5] ČSN EN 14015. *Specifikace pro navrhování a výrobu nadzemních vertikálních válcových svařovaných ocelových nádrží s plochým dnem, zhotovovaných na místě provozování, určených pro skladování kapalin při teplotě okolí a vyšší*. 2005.
- [6] KŘUPKA, Vlastimil a Petr SCHNEIDER. *Konstrukce aparátů*. Vyd. 1. Brno: PC-DIR, 1998, 290 s. Učební texty vysokých škol (Vysoké učení technické v Brně). ISBN 80-214-1124-4.
- [7] ASTANKS.COM. *TYPES OF ABOVEGROUND STEEL TANKS* [online]. [cit. 2014-02-20]. Dostupné z: http://www.astanks.com/EN/Types_of_AST_EN.html
- [8] PETROLEUM.CZ. *Konstrukce a údržba skladovacích nádrží na ropu a ropné produkty* [online]. [cit. 2014-02-19]. Dostupné z: <http://petroleum.cz/doprava/konstrukce-udrzba-nadrzi.aspx>
- [9] Storage tanks. In: [online]. [cit. 2014-02-23]. Dostupné z: http://www.sinopec.com.hk/WebRoot/jquery_files/banner3.jpg
- [10] IPOTRUBI.CZ. *NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠENÍ* [online]. [cit. 2014-03-09]. Dostupné z: <http://www.ipotrubi.cz/clanky/7.-ostatni-aktivity/2.-zkouseni-potrubi-a-svaru/nedestruktivni-zkouseni.html>
- [11] ČSN 69 8119-1. *Nadzemní svařované ocelové nádrže s plochým dnem pro skladování ropy a kapalných ropných produktů - Část 1: Technické požadavky*. 1998.

- [12] ČSN 75 3415. *Ochrana vody před ropnými látkami. Objekty pro manipulaci s ropnými látkami a jejich skladování*. 1992.
- [13] API 653. *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*. 4. vyd. 2009.
- [14] EEMUA 159. *Users' guide to the Inspection, maintenance and repair of above ground vertical cylindrical steel storage tanks*. 3. vyd. 2003.
- [15] KOCIÁN, František. *Používání chemických látek: (bezpečné používání nebezpečných chemických látek a přípravků)*. Vyd. 2. Praha: Výzkumný ústav bezpečnosti práce, 2008, 1 CD-R. ISBN 978-80-86973-87-6. Dostupné z: https://osha.europa.eu/fop/czech-republic/cs/topics/files/cerpaci_phm.pdf
- [16] *Buncefield: Why did it happen?* [online]. 2011 [cit. 2014-03-20]. Dostupné z: <http://www.hse.gov.uk/comah/buncefield/buncefield-report.pdf>
- [17] ROOSENDANS, D. *Major Risk Management in Petrochemical Plants: Case Study - Large spill of Crude Oil at Antwerp*. 2006.
- [18] INVESTIGATION REPORT: CATASTROPHIC TANK COLLAPSE. In: [online]. Cheseapeake, Virginia, 2009 [cit. 2014-03-12]. Dostupné z: http://www.csb.gov/assets/1/19/allied_terminals_report_final_7_13_09.pdf
- [19] ČEPRO, a.s. *Protokol o technickém stavu nádrže 230/H102: Sklad Včelná*. Střelice u Brna, 2008.
- [20] ASNYS, Inc. *Elements Reference*. Dostupné z: http://www.vncold.vn/modules/cms/upload/10/AnPham/NamText/Download/aelem110_elements.pdf

SEZNAM OBRÁZKŮ

- Obr. 1.1 Základ bez betonové výztuže
- Obr. 1.2 Základ s armovanou betonovou výztuží
- Obr. 1.3 Plechy dna menších nádrží
- Obr. 1.4 Dno nádrží s větším průměrem
- Obr. 1.5 Příklad dvojitého dna
- Obr. 1.6 Tloušťka lubů nádrže
- Obr. 1.7 Dvouplášťová nádrž
- Obr. 1.8 Konstrukce s pevnou střechou
- Obr. 1.9 Schéma podepřené pevné střechy
- Obr. 1.10 Schéma plovoucí střechy
- Obr. 1.11 Nadzemní stojaté válcové nádrže s plovoucí střechou
- Obr. 1.12 Podzemní stojatá válcová nádrž
- Obr. 2.1 Havárie terminálu v Buncefieldu
- Obr. 2.2 Následky havárie terminálu v Buncefieldu
- Obr. 2.3 Havárie v Antverpách
- Obr. 2.4 Havárie nádrže v Chesapeake
- Obr. 3.1 Havarovaná nádrž ve Včelné – vnější pohled
- Obr. 3.2 Ventilační členy řešené nádrže
- Obr. 3.3 Zdeformovaná nádrž ve Včelné - vnitřní pohled
- Obr. 3.4 Zobrazení zešikmeného dna a pláště
- Obr. 3.5 Síť z naměřených hodnot deformace
- Obr. 3.6 Výsledný model deformace nádrže
- Obr. 4.1 Princip úpravy rovinných ploch
- Obr. 4.2 Ukázka použitého zjednodušení
- Obr. 4.3 Princip slučování tloušťek materiálu
- Obr. 4.4 Krokvová pole střechy
- Obr. 4.5 Detail krokového pole
- Obr. 4.6 Lucerna
- Obr. 4.7 Patní věnec
- Obr. 4.8 Výsledný model výseče střechy
- Obr. 4.9 Spodní pohled na model
- Obr. 5.1 Model střechy importovaný do programu ANSYS
- Obr. 5.2 Prvek SHELL 281
- Obr. 5.3 Zobrazená síť konečných prvků (MESH)
- Obr. 5.4 Výpočtový model s využitím symetrie
- Obr. 5.5 Okrajová podmínka – ukotvení části patního věnce
- Obr. 5.6 Okrajová podmínka - zatížení gravitací
- Obr. 5.7 Příklad zatížení skořepiny vnitřním podtlakem (vnějším přetlakem) – 15 kPa
- Obr. 5.8 Kompletně nastavený výpočtový model

- Obr. 5.9 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 48 kPa
- Obr. 5.10 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 48 kPa
- Obr. 5.11 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 30 kPa
- Obr. 5.12 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 30 kPa
- Obr. 5.13 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 20 kPa
- Obr. 5.14 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 20 kPa
- Obr. 5.15 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 10 kPa
- Obr. 5.16 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 10 kPa
- Obr. 5.17 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 15 kPa
- Obr. 5.18 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 15 kPa
- Obr. 5.19 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 12 kPa
- Obr. 5.20 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 12 kPa
- Obr. 5.21 Napětí v dolní polovině žebra při lineárním zatížení – 12,10 kPa
- Obr. 5.22 Průběh membránového napětí v žeburu vč. linearizace – 12,10 kPa
- Obr. 5.23 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku a tahu – pohled shora
- Obr. 5.24 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku – pohled shora
- Obr. 5.25 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku a tahu – spodní pohled
- Obr. 5.26 Obvodové napětí v konstrukci střechy od tlaku – spodní pohled
- Obr. 5.27 Stabilitní analýza při podtlaku 15 kPa – čelní pohled
- Obr. 5.28 Stabilitní analýza při podtlaku 15 kPa – boční pohled
- Obr. 5.29 Stabilitní analýza při podtlaku 11,87 kPa – čelní pohled
- Obr. 5.30 Stabilitní analýza při podtlaku 11,87 kPa – boční pohled
- Obr. 5.31 Stabilitní analýza při podtlaku 11,80 kPa – čelní pohled
- Obr. 5.32 Stabilitní analýza při podtlaku 11,80 kPa – boční pohled

SEZNAM TABULEK

Tab. 1.1 Minimální tloušťka horního lubu

Tab. 8.1 Nastavení ochrany proti přetlaku a podtlaku v nádržích – ČEPRO