

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Sušnik, G. A., 2016. Analiza poškodovanega rezervoarja. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Može, P., somentorica Melink, T.): 79 str.
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5911/>

Datum arhiviranja: 4-10-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Sušnik, G. A., 2016. Analiza poškodovanega rezervoarja. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Može, P., co-supervisor Melink, T.): 79 pp.
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5911/>

Archiving Date: 4-10-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

GABRIEL ALEJANDRO SUŠNIK

ANALIZA POŠKODOVANEGA REZERVOARJA

Diplomska naloga št.: 3521/KS

ANALYSIS OF DAMAGED STORAGE TANK

Graduation thesis No.: 3521/KS

Mentor:

doc. dr. Primož Može

Somentorica:

asist. dr. Teja Melink

Ljubljana, 21. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent Gabriel Alejandro Sušnik, vpisna številka 26109064, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Analiza poškodovanega rezervoarja

IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)

a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;

b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija:

3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Ljubljana, 30. 8. 2016

Podpis študenta:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 62-725:624.046.3(497.4)(043.2)
- Avtor:** Gabriel Alejandro Sušnik
- Mentor:** doc. dr. Primož Može
- Somentor:** asist. dr. Teja Melink
- Naslov:** Analiza poškodovanega rezervoarja
- Tip dokumenta:** Diplomaska naloga – univerzitetni študij
- Obseg in oprema:** 79 str., 14 pregl., 48 sl., 13 graf., 70 en., 1 pril.
- Ključne besede:** stabilnost obstoječih jeklenih rezervoarjev, nepopolnosti, veter, standardi, AceFEM, Abaqus

Izvleček

Jekleni rezervoarji so zaradi velikega razmerja med radijem in debelino sten občutljivi na stabilnost. V okviru diplomske naloge so bili preverjeni standardi za analiziranje nosilnosti in stabilnosti jeklenih rezervoarjev s poudarkom na standardu API 579 Fitness-For-Service, ki obravnava obstoječe rezervoarje. Za lupinaste konstrukcije velja, da začetne nepopolnosti pomembno vplivajo na njihovo stabilnost. Naprednejša analiza, opisana v API 579, zahteva natančen prikaz nepopolnosti, kar lahko zagotovimo z dobljenimi podatki iz laserskih skenerjev. V diplomski nalogi je bila izvedena geometrijska in materialna nelinearna analiza nosilnosti in stabilnosti obstoječega rezervoarja z uporabo podatkov, dobljenih z laserskim skenom. Naprednejša analiza je bila izvedena s programom Wolfram Mathematica in paketom znotraj programa, ki vsebuje programsko okolje končnih elementov, imenovano AceFEM. Vse analize so bile izvedene še v programu SIMULIA Abaqus FEA za kontrolo rezultatov.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

- UDC:** 62-725:624.046.3(497.4)(043.2)
- Author:** Gabriel Alejandro Sušnik
- Supervisor:** assist. prof. Primož Može, Ph.D
- Co-advisor:** assist. Teja Melink, Ph.D
- Title:** Analysis of damaged storage tank
- Document type:** Graduation Thesis – University studies
- Notes:** 79 p., 14 tab., 48 fig., 13 graph., 70 eq., 1 ann.
- Key words:** stability of existing steel storage tanks, imperfections, wind, standards, AceFEM, Abaqus

Abstract

Due to a high ratio between the radius and wall thickness, steel storage tanks are sensitive to stability. The thesis examines the standards used in the analysis of steel storage tank strength and stability, focusing on the API 579 Fitness-For-Service standard, which deals with the existing storage tanks. The stability of shell structures is considered to be strongly influenced by initial imperfections. An advanced analysis, as described in API 579, requires an accurate representation of imperfections, which can be generated using the data obtained from laser scanners. The thesis includes a geometric and material nonlinear analysis of strength and stability of the existing storage tank conducted using the data collected from laser scanners. An advanced analysis was performed using the Wolfram Mathematica program and a package within the program that contains a finite element software environment called AceFEM. All analyses were further carried out in the SIMULIA Abaqus FEA program in order to verify the results.

ZAHVALA

Zahvaljujem se svojemu mentorju, doc. dr. Primožu Možetu, somentorici, asis. dr. Teji Melink, ter doc. dr. Francu Sinurju za pomoč, usmerjanje in nasvete pri pisanju diplomske naloge.

Največja zahvala gre mami, očetu, bratu in sestri, ki so mi omogočili študij ter me vseskozi podpirali in spodbujali. Hvala tudi ženi Urški in sinu Filipu za potrpežljivost v času pisanja diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
1 UVOD	1
2 NAPREDNE ANALIZE Z UPOŠTEVANJEM SIST EN 1993-1-6 OZIROMA API 579.....	6
2.1 Postopki projektiranja plašča rezervoarja.....	7
2.1.1 Nosilnost rezervoarjev	7
2.1.1.1 API 650 [11].....	7
2.1.1.2 SIST EN 1993-4-2 [8]	7
2.1.1.3 SIST EN 14015 [10]	8
2.1.1.4 SIST EN 1993-1-6 [9]	8
2.1.2 Stabilnost rezervoarjev	9
2.1.2.1 API 650 [11].....	9
2.1.2.2 SIST EN 1993-4-2 [8]	11
2.1.2.3 SIST EN 14015 [10].....	13
2.1.2.4 SIST EN 1993-1-6 [9]	14
2.2 Geometrijske tolerance.....	21
2.2.1 Odstopanja od krožnice	22
2.2.1.1 API 650 [11].....	22
2.2.1.2 SIST EN 14015 [10].....	22
2.2.1.3 SIST EN 1993-1-6 [9]	22
2.2.2 Nepopolnost varjenega spoja.....	23

2.2.2.1 SIST EN 14015 [10].....	23
2.2.2.2 SIST EN 1993-1-6 [9]	24
2.2.3 Lokalne nepopolnosti	25
2.2.3.1 API 650 [11].....	25
2.2.3.2 SIST EN 14015 [10].....	25
2.2.3.3 SIST EN 1993-1-6 [9]	26
2.2.4 Primerjava standardov	28
2.3 API 579 [14].....	28
2.3.1 Izguba materiala zaradi korozije	30
2.3.2 Potek analize plaščev rezervoarja z začetnimi nepopolnostmi.....	31
2.4 Primerjava poteka GMNIA-analize, določene v SIST EN 1993-1-6 in API 579	34
2.5 Dodatna navodila k numeričnim analizam	34
2.6 Obtežba	35
2.6.1 Veter.....	35
2.6.2 Kombinacija vplivov	36
2.6.2.1 EN 1990 [17].....	36
2.6.2.2 API 579 [14].....	37
3 NUMERIČNA ANALIZA REZERVOARJA.....	39
3.1 Obtežba	40
3.2 Obtežna kombinacija.....	42
3.3 Postopek analize.....	42
3.3.1 AceFEM.....	43
3.3.1.1 Vrsta končnega elementa	43

3.3.1.2 Geometrija konstrukcije	43
3.3.1.2.1 Priprava vozlišč končnih elementov	44
3.3.1.3 Robni pogoji	47
3.3.1.4 Obtežba	48
3.3.1.5 Analiza	48
3.3.2 ABAQUS	48
3.3.2.1 Priprava podatkov	48
3.3.2.2 Vrsta končnega elementa	49
3.3.2.3 Robni pogoji	49
3.3.2.4 Obtežba	49
3.3.2.5 Analiza	49
3.4 Študija konvergence končnih elementov	49
3.5 Nepopolnosti	53
3.6 Rezultati	57
3.6.1 Trenutno stanje	57
3.6.1.1 Stabilnost konstrukcije	57
3.6.1.2 Stabilnostna analiza v programu Abaqus	59
3.6.1.3 Nosilnost konstrukcije	60
3.6.1.4 Analiza nosilnosti konstrukcije, izvedene v programu Abaqus	61
3.6.1.5 Ojačitve	62
3.6.1.6 Analiza konstrukcije z ojačitvami v programu Abaqus	64
3.6.2 Po 10 letih	65
3.6.2.1 Stabilnost konstrukcije	65

3.6.2.2 Stabilnostna analiza v programu Abaqus	66
3.6.2.3 Nosilnost konstrukcije.....	67
3.6.2.4 Analiza nosilnosti konstrukcije, izvedene v programu Abaqus	68
3.6.3 Analiza rezervoarja z zmanjšano amplitudo nepopolnosti.....	69
3.6.3.1 Kontrola analize v programu Abaqus.....	71
3.6.4 Popolna konstrukcija.....	73
3.6.4.1 Kontrola analize v programu Abaqus.....	74
4 ZAKLJUČEK.....	76
5 VIRI.....	78
5.1 Uporabljeni viri	78
5.2 Ostali viri.....	79

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Minimalna dimenzija sekundarnih ojačitev	14
Preglednica 2.2: Parameter amplitude glede na razred izdelave	19
Preglednica 2.3: Toleranca odstopanja od kroga, ki jo zahteva API 650.	22
Preglednica 2.4: Toleranca odstopanja od kroga, ki jo zahteva SIST EN 14015.	22
Preglednica 2.5: Toleranca odstopanja od krogelne oblike, ki jo zahteva SIST EN 1993-1-6.....	23
Preglednica 2.6: Toleranca zamika vertikalnega spoja, ki jo zahteva SIST EN 14015.....	23
Preglednica 2.7: Toleranca zamika vertikalnega spoja, ki jo zahteva SIST EN 1993-1-6.	24
Preglednica 2.8: Brezdimenzijska toleranca slučajne ekscentričnosti, ki jo zahteva SIST EN 1993-1-6.	25
Preglednica 2.9: Toleranca lokalnih nepopolnosti, ki jo zahteva SIST EN 14015.....	26
Preglednica 2.10: Toleranca lokalne nepopolnosti	28
Preglednica 2.11: Vrednosti delnih varnostnih faktorjev (SIST EN 1990, Poglavje A.1.3.1, in SIST EN 1993-4-2, Poglavje 2.9.2.1)	37
Preglednica 2.12: Vrednosti kombinacijskih faktorjev (SIST EN 1990, Poglavje A.1.3.1)	37
Preglednica 3.1: Izmerjene debeline posameznih segmentov ter pričakovana debelina po 10 letih	40
Preglednica 3.2: Prikaz LPF-limitnih točk, vsota reakcij pri LPF = 1 in potreben čas računanja, za različne končne elemente.....	50

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 3.1: Potek krivulje, določene z enačbo, ter točke, določene v standardu SIST EN 1991-1-4	42
Grafikon 3.2: Primerjava poteka obremenitvene poti, dobljene v programih AceFEM in Abaqus, za mrežo 20 × 20 cm.....	52
Grafikon 3.3: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra, izvedene v programu AceFEM.....	58
Grafikon 3.4: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra	60
Grafikon 3.5: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM	63
Grafikon 3.6: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami.....	64
Grafikon 3.7: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM	66
Grafikon 3.8: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami	67
Grafikon 3.9: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi, izvedene v programu AceFEM.....	70
Grafikon 3.10: Prikaz obremenitvene poti za različne velikosti amplitud nepopolnosti.....	71
Grafikon 3.11: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi	72
Grafikon 3.12: Primerjava poteka obremenitvene poti v odvisnosti od pomika med popolno konstrukcijo in konstrukcijo z začetnimi nepopolnostmi, izvedena v programu AceFEM.....	74
Grafikon 3.13: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti popolne konstrukcije pod vplivom vetra	75

KAZALO SLIK

Slika 1.1: Primer jeklenih rezervoarjev [1]	1
Slika 1.2: Poškodbe na rezervoarju zaradi vetra [2]	1
Slika 1.3: Uklon rezervoarja na otoku Gruam zaradi hurikana leta 2002 [3]	2
Slika 1.4: Uklon rezervoarja v fazi gradnje zaradi obtežbe vetra, ki je bil trikrat manjši od projektirane obtežbe, Patagonija, 2001 [4].	3
Slika 1.5: Prikaz sodobnega pristopa tehničnega pregleda [5]	4
Slika 1.6: Primer horizontalnih ojačitev [6]	4
Slika 1.7: Primer poškodbe rezervoarja zaradi korozije na zunanji strani [7]	5
Slika 2.1: Definicija uklonske nosilnosti za globalno GMNIA-analizo [12]	17
Slika 2.2: Faktor obtežbe v odvisnosti od velikosti amplitude [12]	20
Slika 2.3: Shematski prikaz vrednosti d_{\min} , d_{\max} in d_{nom} [9]	23
Slika 2.4: Slučajna ekscentričnost spoja [9]	24
Slika 2.5: Metoda merjenja lokalnih nepopolnosti pri osnih tlačnih napetostih [9]	26
Slika 2.6: Metoda merjenja lokalnih nepopolnosti pri obodni tlačni napetosti ali strižni napetosti [9]	27
Slika 2.7: Metoda merjenja lokalnih nepopolnosti skozi zware [9]	27
Slika 2.8: Ločna dolžina lahko zgreši pravo bifurkacijsko točko [14].	34
Slika 2.9: Prikaz poteka obtežbe zaradi sunka vetra in pripadajoči graf c_{p0} [16]	36
Slika 3.1: Shema rezervoarja	39
Slika 3.2: Numerični model rezervoarja s 50-kratne povečane nepopolnosti	39
Slika 3.3: Prikaz koordinat izmerjenih točk, premaknjenih v okolico koordinatnega izhodišča	44
Slika 3.4: Prikaz podaljšanega razgrnjenega plašča izmerjenih koordinat z dodatnimi interpoliranimi točkami na robovih	45
Slika 3.5: Prikaz interpoliranega plašča rezervoarja	46

Slika 3.6: Prikaz izračunanih vozlišč končnih elementov modela rezervoarja	47
Slika 3.7: Prikaz deformiranega modela z 20 x 20 cm velikimi končnimi elementi, pridobljenimi v programu AceFEM (100-kratna povečava deformacije).....	51
Slika 3.8: Prikaz deformiranega modela z 20 x 20 cm velikimi končnimi elementi, pridobljenimi v programu Abaqus (100-kratna povečava deformacije).....	51
Slika 3.9: Prikaz deformiranega modela, tik preden analiza začne nemoteno obremenjevati konstrukcijo do LPF = 1 (pridobljeno v programu Abaqus, 50-kratna povečava deformacije).....	52
Slika 3.10: Primer napačne izbire končnih elementov	54
Slika 3.11: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov celotnega plašča	54
Slika 3.12: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov prvega najnižjega segmenta ..	55
Slika 3.13: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov drugega segmenta.....	55
Slika 3.14: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov tretjega segmenta	56
Slika 3.15: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov četrtega segmenta	56
Slika 3.16: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov petega najvišjega segmenta ...	57
Slika 3.17: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra, izvedene v programu AceFEM (150-kratna povečava deformacije).....	58
Slika 3.18: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra, izvedene v programu Abaqus (150-kratna povečava deformacije).....	59
Slika 3.19: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja polnega rezervoarja, izvedene v programu AceFEM (100-kratna povečava deformacije).....	61
Slika 3.20: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja polnega rezervoarja, izvedene v programu Abaqus (100-kratna povečava deformacije).....	62
Slika 3.21: Shematski prikaz uporabljene ojačitve	62
Slika 3.22: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM (400-kratna povečava deformacije)	63
Slika 3.23: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu Abaqus (400-kratna povečava deformacije).....	64

Slika 3.24: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM (400-kratna povečava deformacije)	65
Slika 3.25: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu Abaqus (400-kratna povečava deformacije)	66
Slika 3.26: Deformiran rezervoar iz analize stanja po 10 letih polnega rezervoarja, izvedene v programu AceFEM (100-kratna povečava deformacije)	68
Slika 3.27: Deformiran rezervoar iz analize stanja po 10 letih polnega rezervoarja, izvedene v programu Abaqus (100-kratna povečava deformacije)	68
Slika 3.28: Shematski prikaz problema določevanja rezervoarja z zmanjšano amplitudo	69
Slika 3.29: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi, izvedene v programu AceFEM (150-kratna povečava deformacije).....	70
Slika 3.30: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi, izvedene v programu Abaqus (150-kratna povečava deformacije).....	72
Slika 3.31: Deformiran popoln rezervoar pod vplivom obtežbe vetra pri LPF = 1, izvedene v programu AceFEM (800-kratna povečava deformacije)	73
Slika 3.32: Deformiran popoln rezervoar pod vplivom obtežbe vetra popolne konstrukcije pri LPF = 1, izvedene v programu Abaqus (50-kratna povečava deformacije)	75

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: ANALIZA STENE REZERVOARJA V PROGRAMU ACEFEM	A1
--	----

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Beseda »rezervoar« označuje prostor, kjer se shranjuje tekočina ali plini. Rezervoarji so po navadi cilindrične oblike pravokotno na teren z ravnim dnom in imajo fiksne ali plavajoče strehe.



Slika 1.1: Primer jeklenih rezervoarjev [1]

V konstrukcijskem smislu lahko rezervoarje razdelimo na podzemne ali nadzemne rezervoarje. Ker so slednji v primerjavi s podzemnimi praviloma lažji za gradnjo, cenejši in lahko dosežejo večje kapacitete, po številu prevladujejo pred podzemnimi. Za podzemne rezervoarje se odločajo, ko požarni predpisi to zahtevajo, za lažje vzdrževanje konstantne temperature shranjene tekočine ali zaradi prostorske stiske.



Slika 1.2: Poškodbe na rezervoarju zaradi vetra [2]

Material konstrukcije je odvisen od shranjene tekočine in njene temperature. Pri nizkih temperaturah mora material zagotoviti primerno žilavost, pri visokih temperaturah pa je problem pospešene korozije. Na izbor materiala vplivajo cena, enostavnost izgradnje, odpornost na korozijo, kompatibilnost s shranjeno tekočino in razpoložljivost materiala. Jeklo je daleč najbolj pogosto uporabljen material. Je lahko dostopen in ima zaradi preproste izdelave, montaže in vzdrževanja nizko končno ceno. Rezervoarje iz aluminija izdelajo predvsem takrat, ko je potrebno tekočino shranjevati pri nizkih temperaturah, saj aluminij ostane duktilen pri nižjih temperaturah kakor običajno jeklo. Betonski rezervoarji so se uporabljali v preteklosti, vendar zaradi visoke cene dandanes niso pogosti.



Slika 1.3: Uklon rezervoarja na otoku Gruam zaradi hurikana leta 2002 [3]

V območjih z nizko potresno nevarnostjo shranjena tekočina oziroma njena specifična teža narekujejo debelino sten konstrukcije. Večja kot je specifična teža, večja mora biti debelina. Zaradi ugodne oblike rezervoarjev lahko po obodu enakomerne natezne obtežbe uspešno premosti že tanka stena. Ker so pritiski na dnu večji kakor na vrhu, se običajno debelejšje plošče vgradijo na dnu, tanjše pa na vrhu.



Slika 1.4: Uklon rezervoarja v fazi gradnje zaradi obtežbe vetra, ki je bil trikrat manjši od projektirane obtežbe, Patagonija, 2001 [4].

Vendar pa je zaradi velikega razmerja med radijem in debelino stene pri tlačni obremenitvi kritična stabilnost konstrukcije. Najpogostejšo tlačno obremenitev plašča rezervoarja predstavljata vakuum v rezervoarju, ki nastane zaradi napake pri praznjenju rezervoarja, in veter. Pogosti so primeri uklona rezervoarjev, ki ga je povzročil hurikan, ali uklona med gradnjo, ki se običajno zgodi pri nizki hitrosti vetra, običajno preden so zgrajene morebitne ojačitve oziroma streha.



Slika 1.5: Prikaz sodobnega pristopa tehničnega pregleda [5]

Pri zagotavljanju ustrezne stabilnosti se po navadi uporabljajo horizontalne ojačitve. Ker so na vrhu rezervoarja tanjše pločevine in pride do nestabilnosti običajno na tem območju, je najbolj smotno, da se ojačitve vgradijo v zgornji polovici. Rezervoarji brez fiksne strehe pa morajo na vrhu obvezno imeti togo ojačitev.



Slika 1.6: Primer horizontalnih ojačitev [6]

Rezervoar je ves čas izpostavljen zunanjim vplivom in vplivom shranjene tekočine, zato ga je potrebno zaščititi pred korozijo. Kljub zaščiti pa lahko korozija vseeno poškoduje rezervoar, tako da zmanjša debelino sten. Zato so potrebni redni tehnični pregledi, da se preveri, kakšno je dejansko stanje konstrukcije, in se na podlagi teh podatkov ugotovi, kakšno bo obnašanje v naslednjih letih.



Slika 1.7: Primer poškodbe rezervoarja zaradi korozije na zunanji strani [7]

Raziskave so pokazale, da nepopolnosti bistveno vplivajo na uklonsko nosilnost konstrukcije. Zato je poleg pregleda vpliva korozije potrebno spremljati še nepopolnosti. Na podlagi dobljenih podatkov se nato odloča o nadaljnjih ukrepih na konstrukciji.

V diplomski nalogi so opisani predpisi standardov s poudarkom na naprednih analizah, na podlagi katerih je z numerično analizo preverjena stabilnost in nosilnost obstoječega jeklenega rezervoarja za shranjevanje tekočine v programskem okolju AceFEM, ki deluje znotraj Wolfram Mathematice. Vhodni podatek so koordinate točk na plašču in trenutna debelina segmentov. Meritve so izvedene v okvirju tehničnega pregleda konstrukcije. Kot kontrola dobljenih rezultatov je bila izvedena še analiza v SIMULIA Abaqus FEA.

2 NAPREDNE ANALIZE Z UPOŠTEVANJEM SIST EN 1993-1-6 OZIROMA API 579

Za dimenzioniranje sten rezervoarjev obstajajo različni standardi, med katerimi so najbolj uveljavljeni evropski standardi SIST EN 1993-4-2 [8], SIST EN 1993-1-6 [9] in SIST EN 14015 [10] ter ameriški standard API 650 [11].

SIST EN 1993-4-2 obravnava splošna določila glede vseh komponent rezervoarjev. Za dimenzioniranje stene rezervoarja poda poenostavljen empirični izračun tako za določitev debeline stene kakor za določitev potrebnih sekundarnih ojačitev. Zahtevnejše dimenzioniranje za določitev napetosti v plašču rezervoarja podaja standard SIST EN 1993-1-6. Standard podaja postopek dimenzioniranja z linearno analizo (LA), uklonsko analizo (LBA) in materialno nelinearno analizo (MNA) ter analizo geometrijske in materialne nelinearne analize z upoštevanjem začetnih nepopolnosti (GMNIA). Evropska direktiva je izdala še priporočila Buckling of Steel Shells, European Design Recommendations [12], ki komentirajo in dopolnjujejo prej omenjeni standard. SIST EN 14015 pa pokriva področje izdelave, izvedbe, izgradnje in kontrole rezervoarja. V tem standardu so opisane vse podrobnosti, ki so potrebne za pravilno izdelavo rezervoarja.

API 650 je celovit standard, saj pokriva področje dimenzioniranja in izgradnje rezervoarjev z vsemi detajli. Enačbe za dimenzioniranje plašča rezervoarja, podane v tem standardu, so empirične, podobno kakor v SIST EN 1993-4-2.

Vsi ti standardi imajo določeno toleranco poškodb. Pri poškodovanih rezervoarjih, kjer so vrednosti tolerance presežene, omenjeni standardi ne pridejo več v poštev. Za poškodovane rezervoarje sta primerna standarda API 653 [13] in API 579 [14].

V standardu API 653 so sicer zajeta navodila za tehnične preglede, popravila, predelave in obnove rezervoarjev, vendar omenjeni standard nima konkretnih napotkov za presojanje o primernosti poškodovanih plaščev rezervoarja. Zato API 653 v poglavju 1.1.6 predlaga uporabo standarda API 579 Fitness-For-Service, ki je namenjen preverjanju nosilnosti in stabilnosti obstoječih tlačnih posod, cevovodnih sistemov ter rezervoarjev in odloča o nadaljnjem ukrepanju – ali je konstrukcija primerna za nadaljnjo uporabo, je potrebna popravi ali jo je potrebno zamenjati. Standard vsebuje postopke ocenjevanja primernosti sten rezervoarja za primer krhkega loma, izgube materiala, jamičaste korozije, zamaknjenosti spoja, začetne nepopolnosti, razpokanja, elementov v območju lezenja, poškodb zaradi požara, udrtin in zarez.

V diplomski nalogi sem se osredinil na izgubo materiala zaradi korozije, zamaknjenosti spoja ter začetnih nepopolnosti. V nadaljevanju je pregled projektiranja sten rezervoarjev po standardih, nato pa bodo prikazani pristopi pri poškodovanih rezervoarjih. Poudarek bo na naprednejši analizi, kot je GMNIA-analiza, opisana v standardih SIST EN 1993-1-6 in API 579.

2.1 Postopki projektiranja plašča rezervoarja

V standardih za projektiranje rezervoarjev je posebej prikazan način določevanja debeline stene preko analize nosilnosti ter posebej stabilnostna analiza. V nadaljevanju so prikazani postopki dimenzioniranja plašča rezervoarja po standardih od enostavnejših do naprednejših analiz.

2.1.1 Nosilnost rezervoarjev

2.1.1.1 API 650 [11]

Nosilnost rezervoarjev je zagotovljena s primerno izbiro debeline sten. API 650 v poglavju 5.6.3 določa minimalno debelino stene glede na shranjeno tekočino, premer rezervoarja in dovoljeno korozijo z enačbo (2.1):

$$t_d = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{S_d} + CA, \quad (2.1),$$

kjer je:

t_d projektna debelina [mm],

D nominalni premer rezervoarja [m],

H projektna višina tekočine [m],

G projektna specifična teža shranjene tekočine,

CA dovoljena korozija [mm],

S_d projektna napetost tečenja [MPa].

2.1.1.2 SIST EN 1993-4-2 [8]

SIST EN 1993-4-2, Poglavje 11.3.1, podaja podobno enačbo kakor API 650, le da so tokrat upoštevane še napetosti v rezervoarju, ki nastanejo nad zgornjo višino shranjene tekočine.

$$[\gamma_F \rho g H_{red} + p_{Ed}] \left(\frac{r}{t} \right) \leq f_{y,d} \quad (2.2)$$

$$H_{red,j} = H_j - \Delta H$$

$$H_{red,j} = H_j$$

$$\frac{H_{red,j-1}}{f_{yd,j-1}} \geq \frac{H_{red,j}}{f_{yd,j}}$$

$$\frac{H_{red,j-1}}{f_{yd,j-1}} < \frac{H_{red,j}}{f_{yd,j}} \quad (2.3)$$

Kjer je:

$$\Delta H = 0,30 \text{ m,}$$

ρ gostota shranjene tekočine,

g gravitacijski pospešek,

H_j navpična razdalja med spodnjo točko segmenta in projektno višino tekočine,

p_{Ed} projektna vrednost napetosti nad višino tekočine.

2.1.1.3 SIST EN 14015 [10]

SIST EN 14015 v poglavju 9.2 upošteva pri izračunu debeline stene (za razliko od prejšnjih dveh standardov) tako izgubo materiala zaradi korozije kakor druge napetosti, ki nastanejo v steni rezervoarja, ki niso posledica shranjene tekočine.

$$e_c = \frac{D}{20S} \{98W(H_c - 0.3) + p\} + c \quad (2.4)$$

Kjer je:

c dovoljena korozija [mm],

D premer rezervoarja [m],

H_c projektna višina tekočine [m],

p druga projektna obtežba [mbar],

S dovoljena projektna napetost [N/mm²],

W največja projektna gostota shranjene tekočine [kg/l].

2.1.1.4 SIST EN 1993-1-6 [9]

SIST EN 1993-1-6 določa debelino sten z napetostno analizo. Standard podaja tri različne pristope reševanja: z linearno analizo, z materialno nelinearno analizo ter direktni pristop.

V linearni analizi, podano v poglavju 6.2, mora biti Misesova napetost $\sigma_{eq,Ed}$ manjša od projektne napetosti tečenja $f_{eq,Rd}$, kakor je prikazano v enačbi (2.5).

$$\sigma_{eq,Ed} \leq f_{eq,Rd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (2.5)$$

Kjer je:

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3(\tau_{x\theta,Ed}^2 + \tau_{xn,Ed}^2 + \tau_{\theta n,Ed}^2)} \quad (2.6)$$

Oziroma če upoštevamo membransko teorijo, velja poenostavitev enačbe (2.6), kakor je prikazano v enačbi (2.7):

$$\sigma_{eq,Ed} = \frac{1}{t} \sqrt{n_{x,Ed}^2 + n_{\theta,Ed}^2 - n_{x,Ed} \cdot n_{\theta,Ed} + 3n_{x\theta,Ed}^2} \quad (2.7)$$

Pri drugem načinu, ki je predstavljen v tem standardu, Poglavje 6.3, je nosilnost določena z MNA ali z geometrijsko in materialno nelinearno analizo (GMNA).

Postopek je podoben postopku linearne analize, le da je tokrat uporabljen obtežbeni faktor r_{Rd} , ki je določen kot razmerje med obtežbo, potrebno za doseganje plastifikacije F_{Rd} , in projektno obtežbo F_{Ed} . Projektna obtežba mora tako zadovoljiti pogoju iz enačb (2.8) in (2.9):

$$F_{Rd} = F_{Rk} / \gamma_{M0} = \frac{r_{Rk} F_{Ed}}{\gamma_{M0}} = r_{Rd} F_{Ed} \quad (2.8)$$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = r_{Rd} F_{Ed} \text{ ali } r_{Rd} \geq 1 \quad (2.9)$$

Direktni način prikazanega v poglavju 6.4 zahteva za linearno analizo z upoštevanjem membranske teorije pregled največjih Misesovih napetosti v vsakem segmentu $\sigma_{eq,Ed}$, ki mora zagotoviti pogoj iz enačbe (2.5). V primeru uporabe nelinearnih analiz mora F_{Ed} biti manjši od F_{Rd} , kakor je prikazano v enači (2.9).

2.1.2 Stabilnost rezervoarjev

2.1.2.1 API 650 [11]

API 650 v poglavju 5.9.7 zagotavlja stabilnost konstrukcije z izračunom največje dovoljene višine rezervoarja, do koder ni potrebe po sekundarni ojačitvi, oziroma višine, na kateri mora biti ojačitev.

$$H_1 = 9.47t \sqrt{\left(\frac{t}{D}\right)^3 \left(\frac{190}{V}\right)^2} \quad (2.10)$$

Kjer je:

H_I navpična razdalja med sekundarno ojačitvijo in zgornji rob rezervoarja oziroma pri odprtih rezervoarjih do primarne ojačitve [m],

t nominalna debelina najtanjšega segmenta [mm],

D nominalni premer rezervoarja [m],

V projektna hitrost sunka vetra [km/h].

Če je višina konstrukcije manjša od H_I , ni potrebe po ojačitvah, v nasprotnem primeru pa jo je potrebno dodati na tej višini.

Če ima rezervoar različne debeline segmentov, je potrebno najprej izračunati nadomestno višino po enačbi (2.11) in nato to višino primerjati s H_I .

$$W_{tr} = W \sqrt{\left(\frac{t_{uniform}}{t_{actual}}\right)^5} \quad (2.11),$$

kjer je:

W_{tr} nadomestna višina posameznega segmenta [mm],

W dejanska višina segmenta [mm],

$t_{uniform}$ nominalna debelina najtanjšega segmenta [mm],

t_{actual} nominalna debelina posameznega segmenta [mm].

Nadomestno višino posameznega segmenta je potrebno sešteti, da dobimo višino nadomestnega rezervoarja. Če se izkaže, da je potrebna sekundarna ojačitev, je treba določiti pozicijo le-te na nadomestni višini in nato določiti lega ojačitve v dejanskem rezervoarju.

Določiti je še potrebno velikost ojačitve. To storimo z izračunom odpornostnega momenta ojačitve, kakor je prikazano v enačbi (2.12):

$$Z = \frac{D^2 H_1}{17} \left(\frac{V}{190}\right)^2, \quad (2.12),$$

kjer je:

Z minimalni potrebni odpornostni moment ojačitve [cm³],

D nominalni premer rezervoarja [m],

H_l navpična razdalja med sekundarno ojačitvijo in zgornjim robom rezervoarja oziroma pri odprtih rezervoarjih do primarne ojačitve [m],

V projektna hitrost sunka vetra [km/h].

2.1.2.2 SIST EN 1993-4-2 [8]

Stabilnost rezervoarja je v SIST EN 1993-4-2, Poglavje 11.3.2, tako kot v API 650 določena z višino, do koder rezervoar še ne potrebuje ojačitev. V enačbi (2.13) je prikazan izračun višine med sekundarno ojačitvijo in zgornjim robom rezervoarja.

$$H_p = 0.46 \left(\frac{E}{p_{Ed}} \right) \left(\frac{t_{\min}}{r} \right)^{2.5} rK \quad (2.13)$$

Kjer je:

$K = 1$, če je osna napetost $\sigma_{x,Ed}$ natezna,

$$K = \left\{ 1 - \left[2.67 \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{E} \right) \left(\frac{r}{t} \right) \left(1 + \frac{1}{54} \left(\frac{r}{t} \right)^{0.72} \right)^{1.25} \right]^{0.8} \right\}, \text{ če je osna napetost } \sigma_{x,Ed} \text{ tlačna,}$$

p_{ed} maksimalna tlačna projektna obtežba, ki deluje na plašč rezervoarja,

$\sigma_{x,Ed}$ tlačna osna membranska napetost.

Za določitev p_{ed} standard dovoljuje upoštevanje enakomernega poteka obremenitve z vetrom po obodu rezervoarja. Nadomestna enakomerno porazdeljena obtežba vetra je prikazana v enačbi (2.14):

$$q_{eq,Ed} = k_w q_{w,max,Ed} \quad (2.14)$$

$$k_w = 1/C_w \quad (2.15)$$

C_w je koeficient porazdelitve. Enačba za izračun koeficienta porazdelitve je podana v standardu SIST EN 1993-4-1 [15], Poglavje 5.3.2.5. Koeficient porazdelitve je največji v enačbah (2.16) in (2.17):

$$C_w = \frac{2.2}{\left(1 + 0.1 \sqrt{\frac{r}{l}} \sqrt{\frac{r}{t}} \right)} \quad (2.16)$$

$$C_w = 1.0 \quad (2.17)$$

Z novo porazdelitvijo vetra pa lahko sedaj izračunamo maksimalno tlačno projektno obtežbo z enačbo (2.18):

$$p_{Ed} = q_{eq,Ed} + q_{s,Ed} \quad (2.18)$$

Kjer je $q_{s,Ed}$ notranji srk, ki nastane zaradi prezračevanja rezervoarja, vakuuma ali drugega pojava.

V primeru različnih debelin segmentov je potrebno določiti nadomestno višino. Enačba (2.19) je enaka enačbi, podani v API 650.

$$H_E = \sum h \left(\frac{t_{\min}}{t} \right)^{2.5} \quad (2.19)$$

Kjer je:

h višina posameznega segmenta,

t debelina posameznega segmenta,

t_{\min} debelina najtanjšega segmenta.

Velikost ojačitve je v tem standardu določena z vztrajnostnim momentom. Vztrajnostni moment mora zadovoljiti pogoju iz enačbe (2.20):

$$I_{R,j} \geq 2 \frac{N_{Rj,Ed} r^2}{Em_B^2}, \quad (2.20)$$

kjer je:

$$N_{R,j,Ed} = \frac{p_{j,Ed} r (a_{j+1} + a_j)}{2}, \quad (2.21)$$

$$m_B^* = 1.79 \left\{ \frac{r}{H \left[\frac{r^2 \min(a_j t_j)}{\max(I_{R,j})} \right]^{1/4}} \right\}^{1/2}, \quad (2.22)$$

m_B naslednje manjše celo število od m_B^* ,

$I_{R,j}$ vztrajnostni moment sekundarne ojačitve,

$\max I_{R,j}$ največja vrednost $I_{R,j}$ vseh sekundarnih ojačitev,

H višina primarne ojačitve ali spoja med streho in plaščem,

a_j razdalja med sekundarno ojačitvijo j in naslednjo sekundarno ojačitvijo pod njo ali do spodnjega roba, če ni drugih sekundarnih ojačitev,

a_{j+1} razdalja med sekundarno ojačitvijo j in naslednjo sekundarno ojačitvijo nad njo. Če ni drugih ojačitev, je razdalja do primarne ojačitve ali do strehe,

t_j srednja vrednost debeline lupin, ki se nahajajo v območju a_j ,

$\min(a_j t_j)$ najmanjša vrednost $a_j t_j$ vzdolž dolžine H ,

r radij rezervoarja,

$p_{j,Ed}$ negativna projektna obtežba v sekundarni ojačitvi j .

2.1.2.3 SIST EN 14015 [10]

Tudi v SIST EN14015, Poglavje 9.3.3, je stabilnost rezervoarja preverjena z izračunom razdalje med potrebno sekundarno ojačitvijo in vrhom rezervoarja. Razdalja je izračunana s kombinacijo enačb (2.23) in (2.24):

$$H_p = K \left(\frac{e_{\min}^5}{D^3} \right)^{1/2}, \quad (2.23)$$

$$K = \frac{95000}{3.563V_w^2 + 580p_v}, \quad (2.24)$$

kjer je:

D premer rezervoarja [m],

e_{\min} debelina zgornjega segmenta,

p_v projektna notranja negativna obtežba [mbar],

V_w obtežba sunka vetra [m/s].

V primeru različnih debelin segmentov je postopek enak postopku v prejšnjih dveh standardih. Nadomestna višina posameznega segmenta je določena v enačbi (2.25):

$$He = h \left(\frac{e_{\min}}{e} \right)^{5/2} \quad (2.25)$$

Tokrat prerez sekundarnih ojačitev ni določen s formulo, ampak je podan v preglednici in je odvisen le od premera rezervoarja. V Preglednici 2.1 so podane minimalne dimenzije ojačitev v obliki kotnika. Lahko uporablja tudi drugačno obliko, vendar mora imeti enak odpornostni moment, kakor so zahtevani v tabeli

Preglednica 2.1: Minimalna dimenzija sekundarnih ojačitev

Premer rezervoarja D [m]	Minimalna dimenzija kotnikov [mm × mm × mm]
$D \leq 20$	100 × 65 × 8
$20 < D \leq 36$	120 × 80 × 10
$36 < D \leq 48$	150 × 90 × 10
$48 < D$	200 × 100 × 12

2.1.2.4 SIST EN 1993-1-6 [9]

Stabilnost rezervoarja je tokrat preverjena z naprednejšimi analizami kakor v prejšnjih standardih. Standard določa tri načine preverjanja stabilnosti. Prvi in najenostavnejši način je z linearno analizo, določeno v poglavju 8.5. Potrebno je preveriti pogoj, prikazan v enačbi (2.26):

$$\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}, \quad \sigma_{\theta,Ed} \leq \sigma_{\theta,Rd}, \quad \tau_{x\theta,Ed} \leq \tau_{x\theta,Rd} \quad (2.26)$$

Kjer je $\sigma_{x,Rd}$ določen z enačbami od (2.27) do (2.31):

$$\sigma_{x,Rd} = \sigma_{x,Rk} / \gamma_{M1}, \quad \sigma_{\theta,Rd} = \sigma_{\theta,Rk} / \gamma_{M1}, \quad \tau_{x\theta,Rd} = \tau_{x\theta,Rk} / \gamma_{M1} \quad (2.27)$$

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x f_{yk}, \quad \sigma_{\theta,Rk} = \chi_{\theta} f_{yk}, \quad \tau_{x\theta,Rk} = \chi_x f_{yk} / \sqrt{3} \quad (2.28)$$

$$\begin{aligned} \chi &= 1 & \bar{\lambda} &\leq \bar{\lambda}_0 \\ \chi &= 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^{\eta} & \bar{\lambda}_0 &< \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \\ \chi &= \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} & \bar{\lambda}_p &\leq \bar{\lambda} \end{aligned} \quad (2.29)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (2.30)$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{x,Rcr}}, \quad \bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{\theta,Rcr}}, \quad \bar{\lambda}_{\tau} = \sqrt{(f_{yk} / \sqrt{3}) / \tau_{x\theta,Rcr}} \quad (2.31)$$

Kjer je/so:

χ redukcijski faktor uklona,

α faktor nepopolnosti,

β faktor plastičnega območja,

η eksponent interakcije,

$\bar{\lambda}$ relativna vitkost,

$\sigma_{x,Rcr}$, $\sigma_{\theta,Rcr}$, $\tau_{x\theta,Rcr}$ elastične kritične uklonske napetosti.

Potrebno je še izvesti interakcijo med napetostmi, kakor je prikazano v enačbi (2.32).

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1 \quad (2.32)$$

Kjer so k_x , k_θ , k_τ in k_i interakcijski faktorji, določeni z enačbo (2.33)

$$\begin{aligned} k_x &= 1.0 + \chi_x^2 \\ k_\theta &= 1.0 + \chi_\theta^2 \\ k_\tau &= 1.5 + 0.5 \chi_\tau^2 \\ k_i &= (\chi_x \chi_\theta)^2 \end{aligned} \quad (2.33)$$

Drugi način preverjanja stabilnosti rezervoarja, prikazanega v poglavju 8.6 tega standarda, je z uporabo LBA in MNA-analiz. Najprej je potrebno določiti r_{Rpl} , kar storimo podobno kot je prikazano v enačbi (2.8), le da je tokrat varnostni faktor γ_{M1} .

$$F_{Rd} = F_{Rk} / \gamma_{M1} = \frac{r_{Rk} F_{Ed}}{\gamma_{M1}} = r_{Rd} F_{Ed} \quad (2.34)$$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = r_{Rd} F_{Ed} \text{ ali } r_{Rd} \geq 1 \quad (2.35)$$

Z elastičnim kritičnim uklonskim faktorjem r_{cr} , določenim v LBA-analizi, lahko sedaj izračunamo relativno vitkost celotne stene rezervoarja λ_{ov} , kakor je prikazano v enačbi (2.36):

$$\bar{\lambda}_{ov} = \sqrt{F_{Rpl} / F_{Rcr}} = \sqrt{r_{Rpl} / r_{Rcr}} \quad (2.36)$$

Postopek se nadaljuje podobno kakor v linearni analizi. Z enačbo (2.29) je potrebno določiti χ_{ov} , za katerega velja $\chi_{ov} = f(\bar{\lambda}_{ov}, \bar{\lambda}_{ov,0}, \alpha_{ov}, \beta_{ov}, \eta_{ov})$.

Ko dobimo χ_{ov} , preostane še določitev faktorja karakteristične uklonske nosilnosti r_{Rd} po enačbah (2.37) in (2.38). Potrebno je še preveriti pogoj iz enačbe (2.39).

$$r_{Rk} = \chi_{ov} r_{Rpl} \quad (2.37)$$

$$r_{Rd} = r_{Rk} / \gamma_{M1} \quad (2.38)$$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = r_{Rd} F_{Ed} \text{ ali } r_{Rd} \geq 1 \quad (2.39)$$

Tretji način opisanega v Poglavlju 8.7 je GMNIA-analiza, ki je najbolj zahtevna in najbolj natančna, saj izkorišča vso zmožnost moderne numerične analize, da neposredno pridobi karakteristike elasto-plastične uklonske nosilnosti lupine.

Pri analizi imperfektne oblike je potrebno ugotoviti, ali podana imperfekcija resnično povzroča neugoden vpliv, ki je primerljiv s spodnjo mejo nosilnosti.

Projektne uklonske nosilnosti lupine je določena z obtežbenim faktorjem r_R pomnoženega s projektno kombinacijo projektih vplivov F_{Ed} .

Karakteristično uklonsko nosilnost r_{Rk} se določi z elasto-plastično uklonsko nosilnostjo za nepopolne konstrukcije $r_{R,GMNIA}$, ki je popravljena s kalibracijskim faktorjem k_{GMNIA} . Tako projektne uklonske nosilnosti r_{Rd} dobimo z uporabo delnega faktorja γ_{M1} .

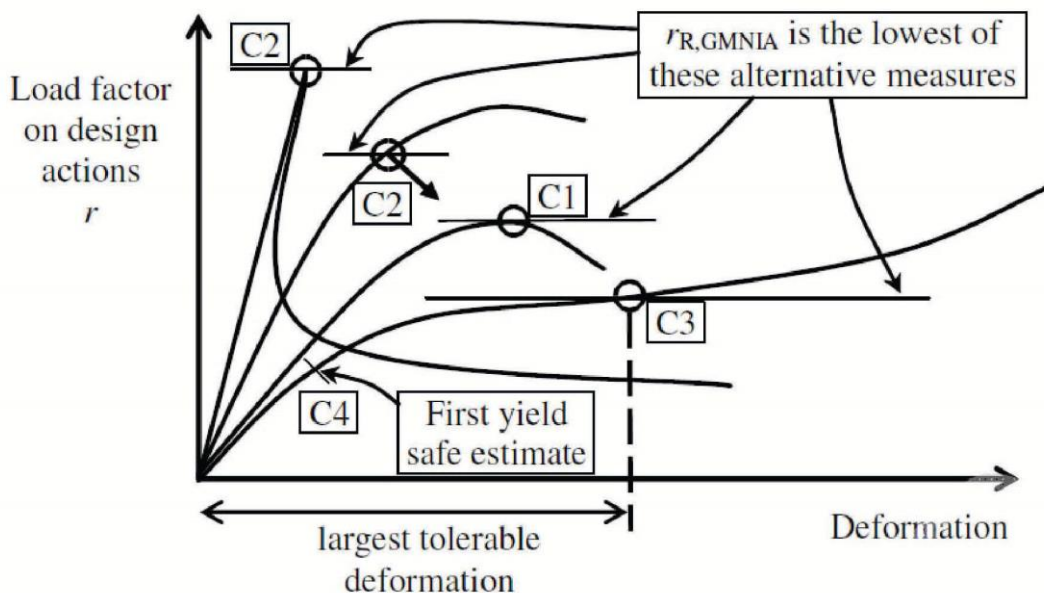
Elasto-plastični faktor kritične uklonske nosilnosti za nepopolne konstrukcije $r_{R,GMNIA}$ določimo kot najmanjši obremenitveni faktor r_R izmed naslednjih treh pogojev (slika 2.1):

Pogoj C1: Največji obremenitveni faktor na diagramu obtežba-deformacija, to je plastična nosilnost.

Pogoj C2: Bifurkacijski obremenitveni faktor. Mejna vrednost v diagramu obtežba-deformacija ni dosežena. Pri tem je potrebna večja pozornost na tip uklona, saj lahko analiza določi obremenitveni faktor pri lokalnem uklonu, ki ni nujno, da vpliva na globalno stabilnost. V tem primeru je potrebna inženirska presoja, ali je ta pogoj merodajen.

Pogoj C3: Največja dovoljena deformacija. Merodajna je, ko C1 ali C2 nista dosežena. Ta pogoj je pogostejši pri konstrukcijah, kjer nastaja utrjevanje materiala ali geometrijsko utrjevanje in deformacije neovirano rastejo. Največja dovoljena deformacija je ocenjena glede na lastnosti posamezne konstrukcije. Če ni podana nobena vrednost, se lahko upošteva, da je

največja dovoljena lokalna rotacija enaka $\beta = 0,1$ radiana (slope of the surface relative to its original geometry).



Slika 2.1: Definicija uklonske nosilnosti za globalno GMNIA-analizo [12]

Elasto-plastična uklonska nosilnost za nepopolne konstrukcije $r_{R,GMNIA}$ mora biti določena ob analizi lastnih vrednosti za določitev možnih bifurkacij na poti obremenitve.

Kot rečeno GMNIA-analiza ne upošteva začetnih nepopolnosti konstrukcije. V grobem lahko začetne nepopolnosti razdelimo na geometrijske in materialne nepopolnosti. Standard v poglavju 8.7.2 (9) določa naslednje nepopolnosti:

geometrijske nepopolnosti:

- odstopanje od nominalne srednje ploskve,
- nepravilnosti v bližini zvarov,
- odstopanja od nominalne vitkosti,
- nepravilnosti podpor,

in materialne nepopolnosti:

- zaostale napetosti zaradi procesov obdelave,

- nehomogenost in neizotropnost.

ECCS [12] ta seznam komentira Poglavlju 8.3.2.2 (9): Nekatere izmed naštetih nepopolnosti še niso bile podrobno raziskane, nekatere pa nimajo toliko vpliva na nosilnost. Standard podaja seznam z namenom, da se projektant zaveda vseh vplivov pri obravnavi problema stabilnosti. Vseh nepopolnosti ni potrebno upoštevati neposredno, ampak jih lahko upoštevamo posredno (zaostale napetosti lahko na primer upoštevamo z nadomestnimi geometrijskimi nepopolnostmi).

Nepopolnosti praviloma upoštevamo z enakovrednimi geometrijskimi nepopolnostmi kot pravokotni odmik od srednje ploskve.

Kljub velikemu številu raziskav se še vedno išče enostaven, celovit in splošen način določitve najbolj neugodne enakovrednih geometrijskih nepopolnosti. Priporočila ECCS [12] v Poglavlju 8.3.3.6 predlagajo tri načine za določitev začetnih nepopolnosti za GMNIA-analizo.

Prvi način je, da se modelira čim bolj realistično možno. To je najočitnejša rešitev, vendar obstajata dve težavi: omenjeni način je težko izvedljiv, saj so zaostale napetosti in materialne nepopolnosti po navadi zanemarjene, kjer pa so upoštevane, jih je težko ovrednotiti. Druga težava, ki se prav tako pojavlja, je vprašanje, kako pretvoriti dejanske geometrijske nepopolnosti v računski model. Dandanes se lahko to težavo deloma reši s sodobnimi skenerji, ki podajo koordinate posameznih točk konstrukcije.

Drugi način je, da se poišče najbolj neugodna možna začetna nepopolnost. Težava pri tem je, da so nekatere najbolj neugodne nepopolnosti zelo različne od realnih. ECCS [12] v Poglavlju 8.3.2.2 (13) ugotavlja, da je za majhne amplitude pogosto najbolj neugodna začetna nepopolnost uklonska oblika, dobljena z LBA-analizo.

Tretji način upošteva navedene težave in izbere razmeroma enostavno geometrijsko nepopolnost, ki izvira iz lastnih oblik konstrukcije. Ta način je kot osnovni princip podan tudi v SIST EN 1993-1-6, Poglavlje 8.7.2:

Kombinacija enakovrednih geometrijskih nepopolnosti mora biti izbrana tako, da ima najmanj ugoden učinek na elasto-plastično uklonsko nosilnost $r_{R,GMNIA}$. Če to ni povsem razvidno, se morajo upoštevati vse tiste kombinacije, za katere sumimo, da so kritične. Izvesti je potrebno serijo analiz z uporabo različnih nepopolnosti za določitev najmanj ugodne nepopolne oblike. Najmanjša dobljena nosilnost izmed teh analiz se šteje kot uklonska nosilnost nepopolne konstrukcije.

Začetne nepopolnosti je potrebno določiti z upoštevanjem lastnih oblik rezervoarja, ki morajo upoštevati konstrukcijske detajle in robne pogoje na ne ugodnem načinu. Nepopolnosti, ki glede na način gradnje niso pričakovane, pa se lahko izločijo.

Standard zahteva, da je predznak geometrijske nepopolnosti izbran tako, da je maksimalna začetna nepopolnost usmerjena proti notranjosti rezervoarja.

Amplituda začetnih geometrijskih nepopolnosti določa razred izdelave, ki ga določa projektant. Maksimalno odstopanje začetne nepopolnosti od popolne lege $\Delta w_{0,eq}$ mora biti večje od $\Delta w_{0,eq,1}$ in $\Delta w_{0,eq,2}$, kjer je/sta:

$$\begin{aligned}\Delta w_{0,eq,1} &= l_g U_{n1} \\ \Delta w_{0,eq,2} &= n_i t U_{n2}\end{aligned}\tag{2.40}$$

l_g dolžina merila glede na enačbe od (2.50) do (2.52),

t debelina cilindra,

n_i množitelj za doseganje ustrezne stopnje tolerance, standard priporoča vrednost $n_i = 25$,

U_{n1} in U_{n2} parametra amplitude za posamezni razred tolerance in sta podana v Preglednici 2.2:

Preglednica 2.2: Parameter amplitude glede na razred izdelave

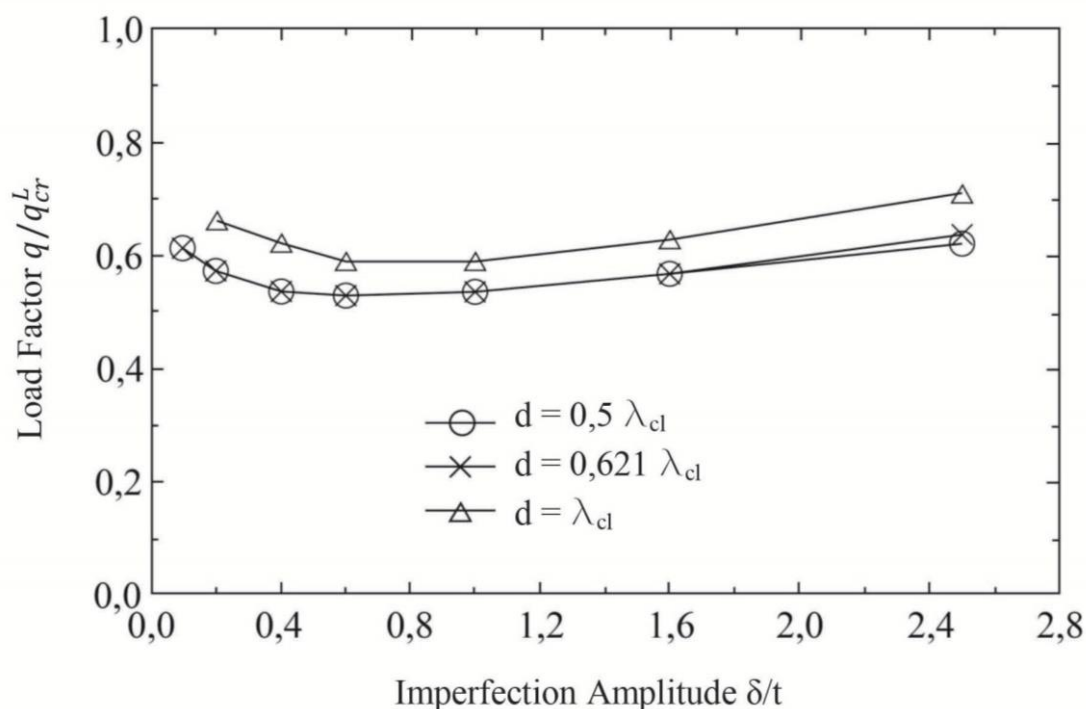
Razred izdelave	Točnost izdelave	Priporočena vrednost U_{n1}	Priporočena vrednost U_{n2}
Razred A	Odlična	0,010	0,010
Razred B	Visoka	0,016	0,016
Razred C	Normalna	0,025	0,025

Dobljenih nepopolnosti moramo interpretirati kot lokalne nepopolnosti opisane v Poglavju 2.2.3.3.

Če zmanjšamo amplitudo začetne nepopolnosti, bo pri večini lupin večja uklonska trdnost, vendar obstajajo primeri, ko velike nepopolnosti delujejo ugodno. Zato SIST EN 1993-1-6 v Poglavju 8.7.2 (20) priporoča, da se preveri vrednost $r_{R,GMNIA}$ pri 10 % manjši amplitudi. Če dobimo manjšo vrednost, moramo proces ponoviti, dokler ne najdemo amplitude z najmanjšo uklonsko nosilnostjo.

V ECCS [12], Poglavje 8.3.3.8, pa je predlog, da se preveri stabilnost za parametre amplitude iz Preglednice 2.2 od 50 % do 100%.

Na Sliki 2.2 je prikazan primer iz ECCS [12], kjer je razvidno, da večja amplituda geometrijske nepopolnosti ne proizvaja vedno nižje nosilnosti.



Slika 2.2: Faktor obtežbe v odvisnosti od velikosti amplitude [12]

Za nepreverjene programske opreme je potrebno preveriti verodostojnost dobljenih rezultatov GMNIA-analize s primerjavo numerične elasto-plastične uklonske nosilnosti $r_{R,GMNIA}$ z eno izmed alternativnih metod:

- Z uporabo istega programa se določi vrednost uklonske nosilnosti druge lupine $r_{R,GMNIA,check}$, za katero je poznana uklonska nosilnost $r_{Rk,known,check}$. Lupina, ki jo uporabljamo za primerjavo, mora imeti podobne predpostavke nepopolnosti in podobne uklonske redukcijske faktorje.
- S preverjanjem rezultatov $r_{R,GMNIA,check}$ z rezultati testov $r_{R,test,known,check}$. Test se mora čim bolj približati pogojem, določenim v računskem modelu.

Glede na dobljene rezultate določimo kalibracijska faktorja k_{GMNIA} .

$$k_{GMNIA} = \frac{r_{Rk,known,check}}{r_{R,GMNIA,check}} \quad (2.41)$$

$$k_{GMNIA} = \frac{r_{R,test,known,check}}{r_{R,GMNIA,check}}$$

Če je dobljena vrednost k_{GMNIA} večja od 1,0, predpostavimo, da je $k_{GMNIA} = 1,0$.

Če je vrednost k_{GMNIA} zunaj mej $0,8 < k_{GMNIA} < 1,2$, rezultat ni verodostojen.

Sedaj lahko se izračuna karakteristična uklonska nosilnost z enačbo (2.42):

$$r_{Rk} = k_{GMNIA} * r_{R,GMNIA} \quad (2.42)$$

Projektno uklonsko nosilnost pa dobimo z enačbo (2.43):

$$r_{rd} = r_{rk} / \gamma_{M1} \quad (2.43)$$

Kjer je γ_{M1} delni varnostni faktor odpornosti pri kontroli stabilnosti, ki je po standardu EN 1993-4-2 [8], Poglavje 2.9, enak $\gamma_{M1} = 1,10$.

Nazadnje moramo le še preveriti, ali zadovolji pogoju iz enačbe (2.44):

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = r_{Rd} F_{Ed} \text{ ali } r_{Rd} \geq 1 \quad (2.44)$$

Analiza lupin zaradi velikega števila uklonskih oblik in občutljivosti na nepopolnost ni tako preprosta kot pri okvirnih konstrukcijah. Prav zato je tudi postopek daljši za nekaj dodatnih kontrol. EN 1993-1-6 v Poglavju 8.7.2 (4) in (5) zahteva, da poleg GMNIA-analize izvedejo še dodatno LBA/MNA-analizo ter GMNA-analizo kot kontrolo h GMNIA-analizi.

Za vsako dobljeno vrednost elasto-plastične uklonske nosilnosti za nepopolne konstrukcije $r_{R,GMNIA}$ lahko izračunamo razmerje s popolno konstrukcijo $r_{R,GMNIA}/r_{R,GMNA}$. Dobljeno vrednost primerjamo z vrednostjo α , ki je določena pri LBA/MNA-analizi. Če se uklon zgodi večinoma v elastičnem območju, je dobljeno razmerje malo višje kakor vrednost, dobljena z ročnim računanjem, če pa prevladuje plastično območje, nepopolnost nima tolikšnega vpliva in se vrednosti razmerja nagibajo bolj k 1,0, tem bolj je plastično območje prevladujoče.

2.2 Geometrijske tolerance

Pri dimenzioniranju konstrukcije je potrebno upoštevati določene tolerance izdelave, znotraj katerih morajo biti geometrijske karakteristike rezervoarjev. API 579 v Poglavju 8.4.2.1 dovoljuje uporabo standardov za projektiranje tudi v obratovalnem času, vse dokler so geometrijske nepopolnosti znotraj zahtevanih mej. V nadaljevanju so prikazane mejne vrednosti toleranc, ki jih zahtevajo standardi API 650, SIST EN 14015 ter SIST EN 1993-1-6. Standard SIST EN 1993-4-2, Poglavje 4.2.3, se sklicuje na meje toleranc, določenih v SIST EN 1993-1-6.

2.2.1 Odstopanja od krožnice

2.2.1.1 API 650 [11]

API 650 v Poglavlju 7.5.3 zahteva merjenja premerov na višini 0,3 m nad dnom rezervoarja, ki se ne smejo razlikovati od projektnega premera za več, kot so vrednosti v Preglednici 2.3.

Preglednica 2.3: Toleranca odstopanja od kroga, ki jo zahteva API 650.

Premer rezervoarja D [m]	Vrednost tolerance [mm]
$D < 12$	± 13
$12 \leq D < 45$	± 19
$45 \leq D < 75$	± 25
$D \geq 75$	± 32

2.2.1.2 SIST EN 14015 [10]

V Poglavlju 16.7.1 standard zahteva, naj se najprej izmeri tri različne premere, ki so med seboj oddaljeni 120° (za določitev centra rezervoarja). Nato na višini 0,2 m nad dnom rezervoarja izmerimo zahtevano število polmerov, ki se ne smejo razlikovati od projektnega polmera za več, kot so vrednosti v Preglednici 2.4.

Preglednica 2.4: Toleranca odstopanja od kroga, ki jo zahteva SIST EN 14015.

Polmer R [m]	Vrednost tolerance [mm]	Minimalno število meritev
$R \leq 5$	± 5	6
$5 < R \leq 20$	$\pm 0,1 \% R$	8
$R > 20$	± 20	vsako pločevino

2.2.1.3 SIST EN 1993-1-6 [9]

Za določitev odstopanja od krožnice je potrebno meriti zamik lupine od projektnega radija. Za določitev globalnega odstopanja od krožnice je potrebno določiti največjo, najmanjšo in srednjo vrednost premera. Če teh vrednosti ni možno drugače pridobiti, je potrebno izvesti natančne meritve premera cilindra na različnih točkah, da lahko dovolj natančno ocenimo odstopanja od krožnice.

EN 1993-1-6, Poglavlje 8.4.2, določa odstopanje od krožnice s parametrom U_r :

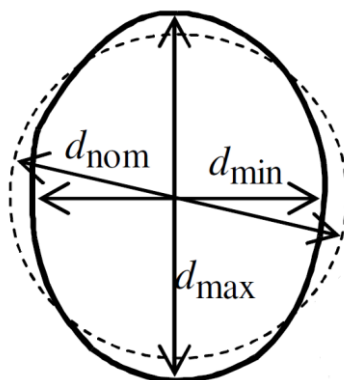
$$U_r = \frac{d_{\max} - d_{\min}}{d_{\text{nom}}}, \quad (2.45)$$

kjer je:

d_{\max} največji izmerjeni notranji premer,

d_{\min} najmanjši izmerjeni notranji premer,

d_{nom} nominalni notranji premer.



Slika 2.3: Shematski prikaz vrednosti d_{min} , d_{max} in d_{nom} [9]

Pri tem mora parameter U_r zadovoljiti pogoju $U_r \leq U_{r,max}$, ki je odvisen od natančnosti izdelave (Preglednica 2.5).

Preglednica 2.5: Toleranca odstopanja od krogelne oblike, ki jo zahteva SIST EN 1993-1-6.

	Velikost premera	$d \leq 0,50$ m	$0,50$ m $\leq d \leq 1,25$ m	$1,25$ m $\leq d$
Razred izdelave	Točnost izdelave	Vrednost $U_{r,max}$		
Razred A	Odlična	0,014	$0,007 + 0,0093(1,25 - d)$	0,007
Razred B	Visoka	0,020	$0,010 + 0,0133(1,25 - d)$	0,010
Razred C	Normalna	0,030	$0,015 + 0,0020(1,25 - d)$	0,015

2.2.2 Nepopolnost varjenega spoja

2.2.2.1 SIST EN 14015 [10]

V Poglavju 16.7.4 standard zahteva, da je zamik pločevin v vertikalnem spoju manjši od vrednosti, prikazane v Preglednici 2.6.

Preglednica 2.6: Toleranca zamika vertikalnega spoja, ki jo zahteva SIST EN 14015.

Debelina pločevine e [mm]	Zamik spoja [mm]
$e \leq 8$	18 % e
$8 < e \leq 15$	1,5
$15 < e \leq 30$	10 % e
$e > 30$	3

Za horizontalni varjeni spoj pa standard zahteva, da je pri pločevinah, ki so poravnane po sredinski ravnini stene, zamik med sredinsko ravnino posamezne pločevine manjši od 20 % debeline zgornjega

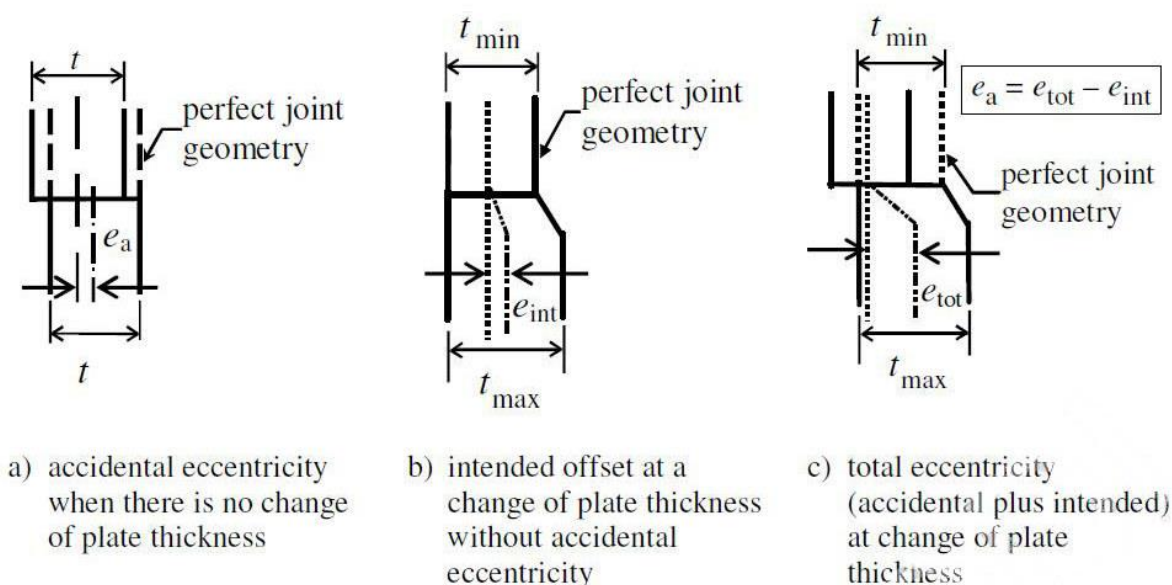
segmenta, vendar ne več kot 3 mm. Pri pločevinah, ki imajo poravnano notranjo ravnino stene, mora biti zamik notranje ravnine manjši od 20 % debeline zgornjega segmenta, vendar ne več kot 3 mm. Ob tem se moramo zavedati, da višji segment mora biti tanjši ali enako debel kot segment pod njim.

2.2.2.2 SIST EN 1993-1-6 [9]

Pri cilindričnih lupinah določimo slučajno ekscentričnost preko debeline pločevin in poznavanjem naleganje pločevin v varjenem spoju (na primer notranje površine so poravnane).

Slučajna ekscentričnost, definirana v Poglavju 8.4.3, je določena le za horizontalne spoje. Ekscentričnost mora biti izmerjena med celotno ekscentričnostjo e_{tot} in namerno ekscentričnostjo e_{int} v spojih med dvema segmentoma na lupini.

$$e_a = e_{tot} - e_{int} \quad (2.46)$$



Slika 2.4: Slučajna ekscentričnost spoja [9]

Slučajna ekscentričnost e_a mora biti manjša od največje dovoljene slučajne ekscentričnosti $e_{a,max}$ za posamezni razred izdelave.

Preglednica 2.7: Toleranca zamika vertikalnega spoja, ki jo zahteva SIST EN 1993-1-6.

Razred izdelave	Točnost izdelave	Priporočene vrednosti $e_{a,max}$
Razred A	Odlična	2 mm
Razred B	Visoka	3 mm
Razred C	Normalna	4 mm

Slučajno ekscentričnost e_a lahko predstavimo z brezdimenziskim parametrom U_e :

$$U_e = \frac{e_a}{t_{av}} \quad (2.47)$$

Ali za lupino s konstantno debelino:

$$U_e = \frac{e_a}{t}, \quad (2.48)$$

kjer je t_{av} srednja debelina med tanjšo in debelejšo pločevino.

Parameter slučajne ekscentričnosti mora zadovoljiti naslednjim pogojem:

$$U_e \leq U_{e,max} \quad (2.49)$$

Preglednica 2.8: Brezdimenzijska toleranca slučajne ekscentričnosti, ki jo zahteva SIST EN 1993-1-6.

Razred izdelave	Točnost izdelave	Priporočene vrednosti $U_{e,max}$
Razred A	Odlična	0,14
Razred B	Visoka	0,20
Razred C	Normalna	0,30

2.2.3 Lokalne nepopolnosti

Lokalne nepopolnosti moramo meriti v osni in obodni smeri. Za vse standarde velja, da mora biti merilo za merjenje v osni smeri ravno, medtem ko mora biti merilo za merjenje v obodni smeri ukrivljeno z radijem, ki je enak projektneemu radiju lupine. Lokalne nepopolnosti določimo kot razdaljo med lupino in merilom.

2.2.3.1 API 650 [11]

Lokalne nepopolnosti, določene v Poglavju 7.5.4, so določene posebej za območje spoja ter posebej za območje pločevine. Lokalne nepopolnosti v območju spoja se določijo z 900 mm dolgim merilom. Razmik med merilom in steno rezervoarja ne sme biti večji od 13 mm. Sama pločevina pa mora upoštevati meje tolerance, določene v ASTM A20M/A20.

2.2.3.2 SIST EN 14015 [10]

V Poglavju 16.7.2 je dolžina merila za horizontalno in vertikalno smer 1 m. Največje dovoljeno odstopanje za obe smeri enako. Vrednosti so prikazane v Preglednici 2.9.

Preglednica 2.9: Toleranca lokalnih nepopolnosti, ki jo zahteva SIST EN 14015.

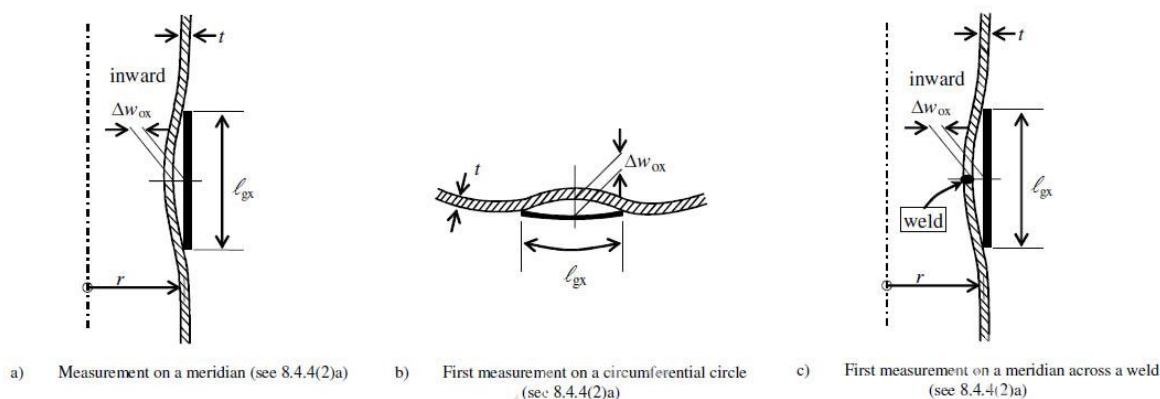
Debelina stene e [mm]	Razmik [mm]
$e \leq 12,5$	16
$12,5 < e \leq 25$	13
$e > 25$	10

2.2.3.3 SIST EN 1993-1-6 [9]

V Poglavju 8.4.4 je dolžina merila l_g za določanje lokalnih nepopolnosti določena glede na način obremenitve stene lupine.

Če so prisotne osne tlačne napetosti, morajo biti meritve izvedene v osni in obodni smeri. Dolžina merila je l_{gx} :

$$l_{gx} = 4\sqrt{rt} \quad (2.50)$$

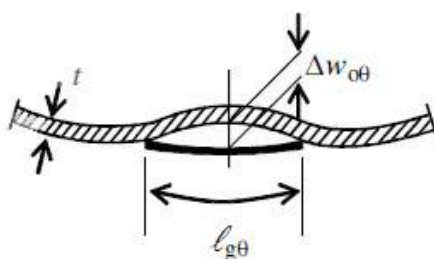


Slika 2.5: Metoda merjenja lokalnih nepopolnosti pri osnih tlačnih napetostih [9]

Ko se pojavijo obodne tlačne napetosti ali strižne napetosti, moramo opraviti meritve v obodni smeri. Dolžina merila mora biti $l_{g\theta}$:

$$l_{g\theta} = \min \left[2.3(l^2rt)^{0.25}, r \right], \quad (2.51)$$

kjer je l osna dolžina segmenta.

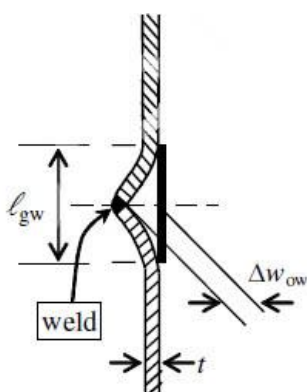


d) Second measurement on circumferential circle
 (see 8.4.4(2)b)

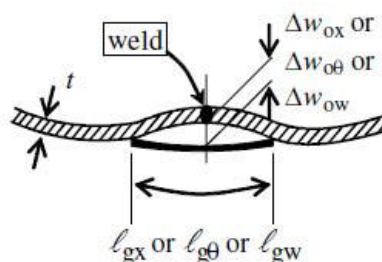
Slika 2.6: Metoda merjenja lokalnih nepopolnosti pri obodni tlačni napetosti ali strižni napetosti [9]

Skozi zvale v obeh smereh moramo dodatno meriti z merilom, dolgim l_{gw} :

$$l_{gw} = \min[25t_{\min}, 500mm] \quad (2.52)$$



e) Second measurement across a weld with special gauge (see 8.4.4(2)c)



f) Measurements on circumferential circle across weld (see 8.4.4(2)c)

Slika 2.7: Metoda merjenja lokalnih nepopolnosti skozi zvale [9]

Velikost lokalnih nepopolnosti moramo pretvoriti v parametre U_{0x} , $U_{0θ}$ in U_{0w} na naslednji način:

$$\begin{aligned} U_{0x} &= \Delta w_{0x} / l_{gx} \\ U_{0θ} &= \Delta w_{0θ} / l_{gθ} \\ U_{0w} &= \Delta w_{0w} / l_{gw} \end{aligned} \quad (2.53)$$

Parameter lokalnih nepopolnosti mora zadovoljiti naslednjim pogojem:

$$\begin{aligned}
 U_{0x} &\leq U_{0,\max} \\
 U_{0\theta} &\leq U_{0,\max} \\
 U_{0w} &\leq U_{0,\max}
 \end{aligned}
 \tag{2.54}$$

Kjer je $U_{0,\max}$ parameter tolerance za vsak razred izdelave posebej.

Preglednica 2.10: Toleranca lokalne nepopolnosti

Razred izdelave	Točnost izdelave	Priporočene vrednosti $U_{0,\max}$
Razred A	Odlična	0,006
Razred B	Visoka	0,010
Razred C	Normalna	0,016

Lahko opazimo, da so vrednosti v Preglednici 2.10 za 60 % manjše kakor vrednosti v Preglednici 2.2, ki zajame amplitudo lokalnih nepopolnosti, upoštevanih v računskem modelu. Do razlika prihaja zato, ker so v vrednostih v Preglednici 2.2 zajete že druge nepopolnosti.

2.2.4 Primerjava standardov

Lahko opazimo, da so v standardu SIST EN 1993-1-6 najbolj natančno določene nepopolnosti. Odstopanje od krožnice je v SIST EN 1993-1-6 določeno po celotnem rezervoarju, medtem ko je v drugih dveh standardih odstopanje določeno le na eni višini rezervoarja. Medtem ko SIST EN 14015 določa zamik horizontalnega in vertikalnega spoja ter SIST EN 1993-1-6 zamik horizontalnega spoja, API 650 nima določil glede zamika spoja. Težava standarda SIST EN 1993-1-6 je, da ne predpisuje števila, lokacije, niti gostote meritev, ki jih je potrebno izvesti.

2.3 API 579 [14]

API 579 vsebuje postopke za ocenjevanje primernost sten rezervoarjev, ki vsebujejo napake ali so poškodovani. Postopki ocenjevanja primernosti konstrukcije so organizirani po poglavjih za vsako napako in poškodbo posebej, vendar skozi celotni standard upoštevajo tri različne pristope k analiziranju lupinastih konstrukciji, ki so opisane v Poglavju 2.4.2. To so metoda določanja dovoljene napetosti, metoda z določanjem faktorja preostale nosilnosti ter metoda z diagramom za presojo okvare.

Dovoljene napetosti temeljijo na izračunu napetosti v konstrukciji, ki nastanejo na podlagi različnih obtežbenih pogojev, klasifikacije in superpozicije dobljenih napetosti in na podlagi primerjave izračunanih napetosti z dovoljeno vrednostjo napetosti. Dovoljene napetosti so po navadi napetost tečenja pri sobni in delavni temperaturi. Ta metoda je uporabljena pri večini novejših standardov. Najučinkovitejši način je z uporabo elasto-plastične analize.

Faktor preostale nosilnosti (RSF) je uporabljen za določitev primernosti komponente za nadaljnjo uporabo. RSF je določen z enačbo (2.55):

$$RSF = \frac{L_{DC}}{L_{UC}} \quad (2.55)$$

Kjer je:

L_{DC} limitna ali plastična porušna obremenitev poškodovanega komponenta,

L_{UC} limitna ali plastična porušna obtežba nepoškodovanega komponenta.

Če je izračunani RSF večji od dovoljenega RSF-ja (RSFa), lahko komponento še naprej uporabljamo. V primeru da je izračunani RSF manjši od dovoljenega, pa je potrebno komponento popraviti ali ponovno določiti zmogljivost rezervoarja. V enačbi (2.56) je podan primer ponovnega določanja dovoljene višine polnjenja.

$$MFH_r = H_f + (MFH - H_f) \left(\frac{RSF}{RSF_a} \right) \quad (2.56)$$

Kjer je:

MFH maksimalna dovoljena višina polnjenja nepoškodovanega rezervoarja,

H_f razdalja med spodnjim delom nepopolnosti in dnom rezervoarja.

RSF lahko določimo z uporabo elastične napetostne analize, teorijo limitne obtežbe ali elasto-plastične analize. Priporočena vrednost RSFa je 0,9. To pomeni, da je nosilnost poškodovane konstrukcije lahko 10 % nižja od nepoškodovane. Standard v Poglavju 2.4.2.2, točka d, opozarja, da se je vrednost izkazala za konservativno in dovoljuje uporabo manjše vrednosti glede na vrsto obtežbe in posledico porušitve.

Diagram za presojo okvare (FAD) se uporablja za rezervoarje z razpokami. Postopek temelji na določitvi faktorja žilavosti K_r in faktorja obtežbe L_r . Ta dva faktorja sta določena s kombinacijo rezultatov napetostne analize, faktorjev napetostne intenzitete in limitne obtežbe, nosilnosti materiala ter lomne žilavosti. Vrednosti K_r in L_r predstavljata koordinate točke, ki se nahaja v FAD-diagramu. Primernost konstrukcije se določi glede na položaj v diagramu.

Za vse tri pristope velja, da linearna elastična napetostna analiza določa le grobi približek obtežbe, ki jo konstrukcija še prenese. Boljši način za določitev dovoljene obtežbe je nelinearna napetostna

analiza, s katero lahko določimo limitno in plastično porušno obtežbo, deformacijo rezervoarja, utrujenost ter poškodbe zaradi lezenja.

V nadaljevanju je prikazan način določanja izgube debeline, določenega v API 579, ter pristop določanja primernosti konstrukcij z začetnimi nepopolnostmi.

2.3.1 Izguba materiala zaradi korozije

Zaradi korozije se debelina stene zmanjšuje. Korozija pa lahko deluje enakomerno po celotnem segmentu ali na lokalnem območju. API 579 v Poglavju 4.1.2 zahteva, da se določi velikost območja korozije, saj bi upoštevanje globalne izgube materiala, kjer je lokalna izguba, privedlo do konservativnih rezultatov.

API 579 v Poglavju 4.3.3 opisuje dve metodi določanja debeline sten. Prva metoda predstavlja točkovne meritve, ki se jih izvaja, če vizualna kontrola ali neporušena preiskava dokazuje, da gre za enotno izgubo materiala. Druga pa je metoda »debeline profila«, ki sestavi mrežo nad korodiranim območjem, na katerem se izvajajo točkovne meritve.

Pri točkovnem odčitavanju debeline je potrebno odčitati vsaj 15 točk, razen če z neporušno metodo lahko z gotovostjo dokažemo globalno izgubo materiala. Z dobljenimi podatki je potrebno po enačbi (2.57) izračunati koeficient variacije (*COV*).

$$COV = \frac{1}{t_{am}} \left[\frac{s}{N-1} \right]^{0.5} \quad (2.57)$$

Kjer je:

t_{am} povprečna izmerjena debelina, določena z enačbo (2.58):

$$t_{am} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N t_{rd,i} \quad (2.58)$$

S standardna deviacija, določena z enačbo (2.59):

$$S = \sum_{i=1}^N (t_{rd,i} - t_{am})^2 \quad (2.59)$$

Če je koeficient variacije *COV* manjši od 10 %, lahko upoštevamo izgubo materiala kot globalno. V nasprotnem primeru je potrebno izvesti metodo »debeline profilov«.

Standard določa, da je pri izvajanju metode »debeline profilov« potrebno najprej določiti območje izgube materiala ter položaj, orientacijo in dolžino kontrolnih ravnin. Pri rezervoarjih je potrebno

upoštevati le kontrolno ravnino v vzdolžni smeri, njena dolžina pa mora biti dovolj dolga, da določi izgubo materiala. Nato je potrebno meriti in zapisovati debeline sten po intervalih za vsako kontrolno ravnino t_{rd} ter odčitati najmanjšo debelino posamezne kontrolne ravnine t_{mm} . Sledi še določitev vzdolžne kritične debeline profila (CTP), ki je določen kot projekcija minimalnih debelin posameznih kontrolnih ravnin v skupno ravnino, ki je pravokotna na kontrolno ravnino. Iz dobljenega CTP-ja se nato odločimo, ali se upošteva globalno ali lokalno izgubo materiala.

Če poškodovana površina ni dostopna za vizualno kontrolo, je razdalja med meritvami vzdolž kontrolne ravnine določena z naslednjo enačbo:

$$L_s = \min \left[0.36\sqrt{Dt_{min}}, 2t_{rd} \right], \quad (2.60)$$

kjer je:

D notranji premer rezervoarja,

t_{min} minimalna zahtevana debelina segmenta,

t_{rd} debelina, izmerjena zunaj območja lokalne izgube materiala.

V drugačnem primeru so lahko razdalje večje, vendar moramo zagotoviti ustreznost rezultatov. Ne glede na izračunano razdaljo mora biti v vsaki kontrolni ravnini izvedenih vsaj 5 meritev.

Za meritve debeline sten se po navadi uporabi ultrazvočne naprave (UT). Z metodo lahko določimo debeline sten z veliko natančnostjo. Težava nastopi pri neravnih površinah ter pri dostopu. Zato je potrebno površino ustrezno pripraviti. Običajno zadošča že krtačenje, včasih pa je potrebno brušenje.

Izvesti je potrebno le še analizo ustreznosti poškodovanih elementov. V standardu sta predstavljena načina ocenjevanja, ki temeljita na poenostavljenih enačbah, ter numerični način. Numerično analizo lahko izvajamo z upoštevanjem še drugih nepopolnosti, kot je na primer začetna nepopolnost.

2.3.2 Potek analize plašcev rezervoarja z začetnimi nepopolnostmi

Postopek, podan v API 579, Poglavje 8.4, je omejen na začetne nepopolnosti, ki nastanejo zaradi zamika ali zasuka varjenega spoja, lokalne nepopolnosti in odstopanja od krožnice.

Standard določa tri stopnje ocenjevanja primernosti rezervoarjev. Priporočeno je, da se najprej izvedejo postopki nižjih stopenj, saj so bolj enostavni. Če najnižjih stopenj ni možno izpeljati zaradi omejitev, uporabimo naslednjo stopnjo.

Prva stopnja določa uporabo kriterijev, določenih v standardih, uporabljenih pri projektiranju konstrukcije. Poglavje 8.2.5.1 omejuje uporabe te stopnje, ko so presežene meje toleranc ter ko deluje ciklična obtežba.

Druga stopnja, določena v Poglavju 8.4.3, uporablja metodo faktorja preostale nosilnosti (RSF) posebej za nepopolnost varjenega spoja, posebej za odstopanja od krožnice ter kombinacijo obeh nepopolnosti. V primeru lokalnih nepopolnosti pa je potrebno uporabiti tretjo stopnjo. Druga omejitev za uporabo druge stopnje, določene v Poglavju 8.2.5.2, je, da se upoštevajo le obtežbe, ki zagotavljajo membranske napetosti, brez upoštevanja upogibnih napetosti, ki nastanejo zaradi zamika spoja in začetnih nepopolnosti pločevin. Če se pojavijo odstopanja od krožnice, morajo biti upoštevana konstantno po višini.

Tretja stopnja, določena v Poglavju 8.4.4, uporablja metodo dovoljenih napetosti in ločeno obravnava zamik spoja ter splošne nepopolnosti plašča rezervoarja. Zamik spoja je obravnavan z linearno napetostno analizo. Standard določa dva različna pristopa k reševanju te analize. Prvi pristop temelji na elastični analizi. Dobljene napetosti je potrebno najprej kategorizirati, nato pa jih primerjati z dovoljenimi vrednostmi, ki so konservativno določene.

Drugi pristop temelji na analizi z idealnim elasto-plastičnim materialom. Tokrat je projektna napetost tečenja določena v računskem modelu. Primernost konstrukcije je določena s spremljanjem numerične analize. Če v analizi nastopa divergenca rezultatov, je potrebno konstrukcijo popraviti ali zmanjšati dovoljeno delovno obremenitev rezervoarja. Če pa rezultati konvergirajo do projektne obtežbe, je konstrukcija primerna za nadaljnjo uporabo.

Za splošne nepopolnosti sten rezervoarja, kot sta odstopanje od krožnice in lokalne nepopolnosti, API 579 zahteva nelinearno napetostno analizo.

Pri tem pristopu standard zahteva uporabo geometrijske in materialne nelinearne analize z upoštevanjem nepopolnosti. Če nastopajo notranji pritiski z geometrijsko nelinearnostjo, zajamemo vpliv zmanjšanja lokalnih upogibnih napetosti, ki nastanejo zaradi lokalnih nepopolnosti. V rezervoarjih, kjer nastopajo tlačne obremenitve, pa z analizo, ki upošteva geometrijsko nelinearnost, lahko določimo stabilnost konstrukcije. Ker je upoštevana še materialna nelinearnost, se lahko v isti analizi določi nosilnost in stabilnost konstrukcije.

Natančen prikaz deformirane lupine je ključen za pridobitev natančnih rezultatov analize. Za določitev natančnega profila geometrije lupine API 579 v Poglavju 8.4.4.3 b) zahteva, da se uporabi mrežo nad deformiranim območjem, na katerem se izvajajo meritve za določitev dejanske oblike lupine. Podatki morajo biti podani kot kubične krivulje tako, da čim bolj natančno prikazujejo nepopolnost lupine in zagotovijo, da sta naklon in ukrivljenost deformirane lupine neprekinjena.

V izboru projektne amplitude nepopolnosti API 579 v Poglavju B1.4.3.1 zahteva, da so nepravilnosti takšne velikosti, kakor bi bile na koncu življenjske dobe. Za volumetrične nepravilnosti se mora upoštevati možnost izgube materiala in širjenja korozije s časom. Za razpoke pa se mora upoštevati možnost večanja razpok zaradi utrujanja, korozijskega utrujanja, napetostnega korozijskega razpokanja in lezenja.

API 579 v Poglavju B1.2.4 določa dve merili sprejemljivosti (globalni in uporabnostni kriterij). V prvem je mejna obtežba določena z izvedbo elasto-plastične analize komponent z upoštevanjem obtežnih pogojev. V tem postopku je potrebno faktorirati obtežbo za zagotavljanje ustrezne varnosti in odpornosti konstrukcije. Drugi kriterij, ki izvira iz uporabnosti konstrukcije oziroma opreme, pa določa investitor.

API 579 v Poglavju B1.2.4.4 določi naslednje korake za izvedbo nelinearne analize z upoštevanjem nepopolnosti.

1. korak: Razvoj numeričnega modela konstrukcije, vključno z vsemi ustreznimi geometrijskimi karakteristikami. Uporabljen model za analizo mora natančno predstavljati geometrijo konstrukcije, robne pogoje in vplivajočo obtežbo. Model je potrebno izpopolniti v primeru koncentriranih napetosti in deformacij. Potrebno je izvesti en ali več analitičnih modelov, da zagotovimo pravilnost poteka napetosti in deformacij.
2. korak: Določitev obtežbe. Projektna obtežba ne sme biti omejena le na obtežbe, ki so določene v standardih, ampak so lahko vključene tudi druge obtežbe, ki jih standard ne določa, a vplivajo na konstrukcijo.
3. korak: V analizi mora biti uporabljen elasto-plastičen material. Če je plastifikacija predvidena, se mora uporabljati von Misesova funkcija tečenja in z njo povezano pravilo tečenja. Lahko se uporablja model materiala, ki vključuje utrjevanje in relaksacijo. Upoštevati je potrebno geometrijsko nelinearnost.
4. korak: Določitev obtežne kombinacije na podlagi obtežbe, določene v 2. koraku.
5. korak: Izvedba elasto-plastične analize za vsako obtežno kombinacijo iz 4. koraka. Če je konvergenca dosežena, je konstrukcija z določeno obtežno kombinacijo stabilna. Drugače je potrebno spremeniti konfiguracijo konstrukcije ali zmanjšati obtežbo in ponoviti analizo.

2.4 Primerjava poteka GMNIA-analize, določene v SIST EN 1993-1-6 in API 579

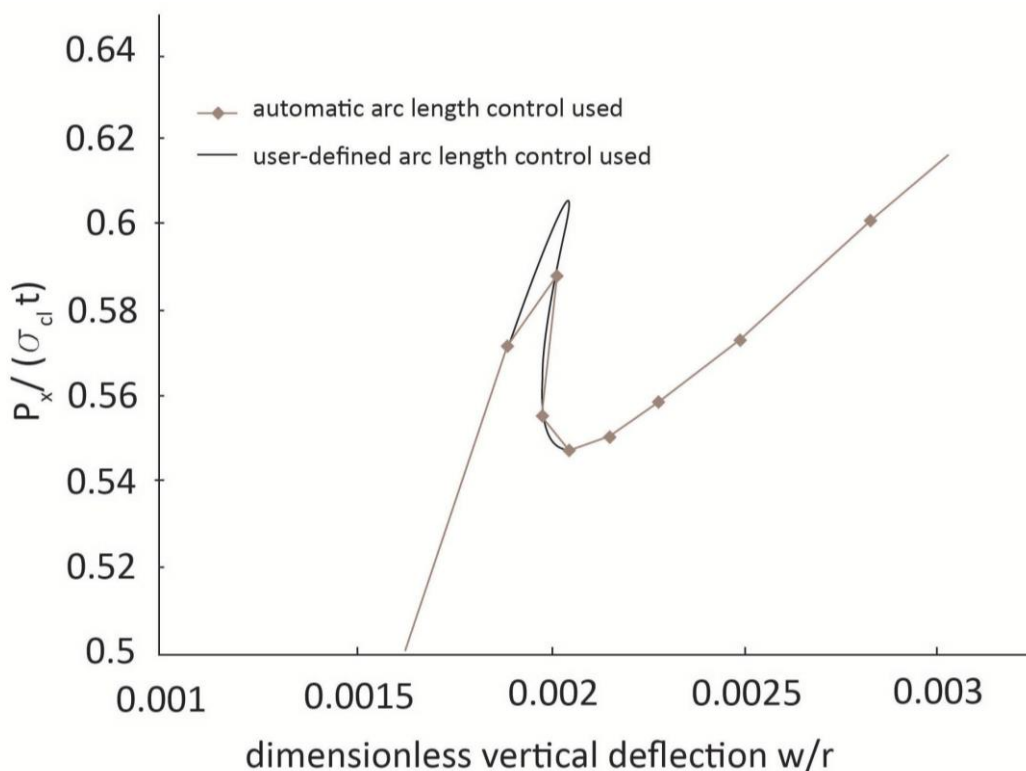
Lahko opazimo, da sta podana postopka podobna. Razlikujeta se pri določitvi začetnih nepopolnosti. Medtem ko SIST EN 1993-1-6 zahteva uporabo lastnih oblik konstrukcije v kombinaciji z realnim stanjem, API 579 zahteva direktno upoštevanje realnih nepopolnosti.

2.5 Dodatna navodila k numeričnim analizam

Če je uporabljena numerična metoda za določitev uklonske obtežbe, API 579 [9], Poglavje B1.4.2, opozarja na previdnost pri poenostavljenju modela, da ne bi izključili kritične uklonske oblike.

GMNIA-analiza z uporabno metodo končnih elementov je po navadi izvedena s pomočjo metode ločne dolžine. Ta metoda v vsaki iteraciji spremeni obtežbeni faktor, ki predstavlja neznanko, tako da rešitev sledi neki specifični poti dokler ni dosežena konvergenca. Na ta način lahko premagamo različne ovire na obtežbeni poti kot na primer bifurkacijske točke, preskok sistema, negativen gradient togosti in nekatere ostale numerične probleme.

ECCS [12] v Poglavju 8.3.3.1 opozarja, da pri nenadnih spremembah, kot je bifurkacija z močno padajočo krivuljo, ki je v veliko uklonskih primerov, lahko pride do težav. V takih primerih je težko določiti točko bifurkacije, saj metoda ločne dolžine lahko preskoči iz točke pred bifurkacijo na točko po bifurkaciji in tako zgreši maksimum krivulje, kakor prikazuje Slika 2.8.



Slika 2.8: Ločna dolžina lahko zgreši pravo bifurkacijsko točko [14].

To težavo lahko rešimo tako, da določimo najvišjo vrednost obtežbe pred uklonom in ponovimo analizo iz te točke naprej z bolj gostimi koraki. Če bi od vsega začetka izbrali gostejše korake, bi potrebovali bistveno več časa.

Naslednja težava, na katero ECCS [12] opozarja, je, da lahko metoda ločne dolžne, ko je krivulja obremenitvene poti pred in po uklonu v okolici bifurkacije »ostr«, nesrečno izbere obremenitveno pot in namesto, da bi nadaljeval »plezanje« po krivulji, se začne vračati po isti krivulji nazaj proti izhodišču, po možnosti na negativno stran krivulje. Za nastali problem obstajata dve rešitvi. Lahko dodamo zelo majhno perturbacijo, ki spodbudi algoritem, da sledi zeleni pravilni poti, ali pa spremenimo mrežo končnih elementov in se z nekaj sreče izognemo temu problemu.

ECCS [12] v Poglavju 8.3.3.1 opozarja še na problem določitve narave bifurkacijske točke. Negativne lastne vrednosti togostne matrike kažejo, da smo prešli bifurkacijsko točko, ki ima lahko več vej. Običajno programska orodja ne omogočajo analize bifurkacijskih vej.

ECCS [12] opozarja tudi na primere, ko nastane lokalni stabilnostni fenomen, ki ne vpliva na globalni odziv, vendar to vodi v konec analize zaradi problemov s konvergenco. V takšnih primerih je potrebno narediti določene ukrepe, da dobimo model, s katerim bo možen izračun globalne stabilnosti.

2.6 Obtežba

Vsa obtežba mora biti upoštevana pri določevanju uklonske nosilnosti obstoječe konstrukcije. Obtežbe, ki običajno delujejo na rezervoar, so lastna teža, stalna obtežba strehe, hidrostatični tlak shranjene tekočine, obtežba snega, obtežba vetra in potresna obtežba. Pri tem se moramo zavedati, da je stabilnost kritična, ko je rezervoar prazen. Zato upoštevamo, da na konstrukcijo delujejo le lastna teža konstrukcije, veter in sneg. Plastično porušitev pa določa prazen rezervoar brez upoštevanja vetra. V numeričnem modelu upoštevamo, da vsa obtežba deluje na srednjo ploskev, kjer morebitno ekscentrično obtežbo nadomestimo z ustreznimi silami in momenti na srednji ploskvi

2.6.1 Veter

SIST EN 1993-1-6 [9] v Poglavju D1.3.2 dovoljuje uporabo dveh načinov upoštevanja vetra. Poenostavljen način upošteva enakomeren tlak po celotnem cilindru, kakor je opisano v SIST EN 1993-4-2 (postopek je opisan v Poglavju 2.1.2.2 diplomske naloge) ali bolj kompleksno, kakor je opisano v SIST EN 1991-1-4.

V standardu SIST EN 1991-1-4 [16] je obtežba vetra določena z enačbo (2.61):

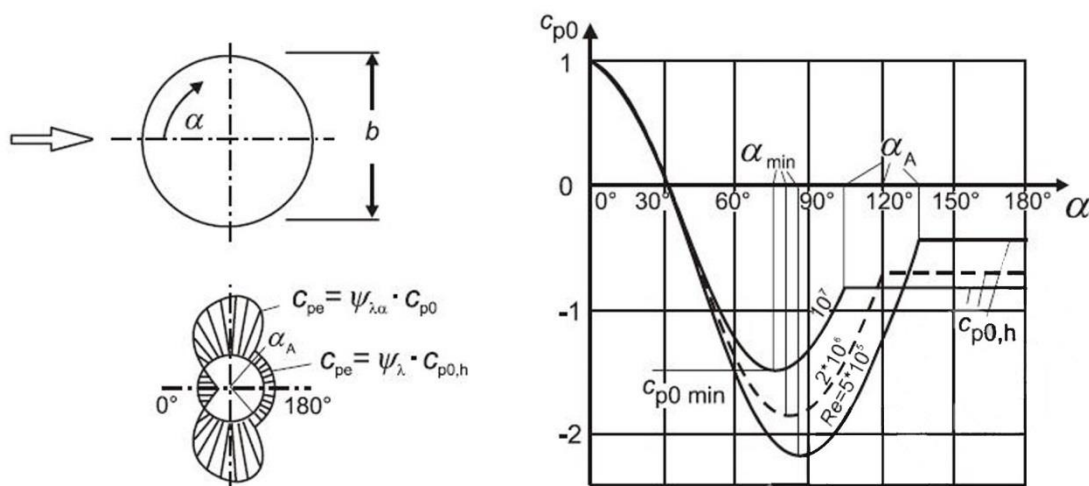
$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (2.61)$$

Ker so rezervoarji razmeroma nizke konstrukcije, lahko upoštevamo enakomernost pritiska po višini. Tako velja:

$$q_p = \frac{v^2 \rho}{2} * c_e, \quad (2.62)$$

kjer je v hitrost vetra, ρ gostota zraka, c_e faktor izpostavljenosti ter c_{pe} koeficient zunanje tlaka, ki se spreminja po obodu rezervoarja.

Obtežba vetra se spreminja po obodu cilindra od pritiska na sprednji strani do nateznih napetosti na straneh in zadnji strani. To spremenljivost pritiska upoštevamo z določitvijo koeficienta zunanje tlaka c_{pe} .



Slika 2.9: Prikaz poteka obtežbe zaradi sunka vetra in pripadajoči graf c_{p0} [16]

Pri prezračevanih rezervoarjih je potrebno upoštevati še obtežbo vetra na notranji strani konstrukcije. Standard v Poglavju 7.2.9(8) določa za prezračevane rezervoarje z majhnimi odprtinami koeficient notranje tlaka $c_{pi} = -0,4$. S tem lahko določimo koeficienta neto tlaka:

$$c_{p, net} = c_{pe} - c_{pi} \quad (2.63)$$

2.6.2 Kombinacija vplivov

2.6.2.1 EN 1990 [17]

EN 1990 v Poglavju 6.4.3 zahteva za obtežbe, ki vplivajo na rezervoar, kombinacijo vpliva mejnega stanja nosilnosti, prikazane v enačbi (2.64).

$$\begin{aligned}
 & \gamma_G G + \gamma_F Q_{hidro.tlak} + \gamma_Q \Psi_0 Q_{sneg} \\
 & \gamma_G G + \gamma_Q Q_{veter} + \gamma_Q \Psi_0 Q_{sneg} \\
 & \gamma_G G + \gamma_Q Q_{sneg} + \gamma_Q \Psi_0 Q_{sneg} \\
 & G + A_{Ed} + \Psi_2 Q_{hidro.tlak} + \Psi_2 Q_{sneg}
 \end{aligned}
 \tag{2.64}$$

Kjer je/so:

G lastna teža,

$Q_{hidro.tlak}$ hidrostatični tlak,

Q_{sneg} sneg,

Q_{veter} obtežba sunka vetra,

A_{Ed} vpliv potresa,

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_F$ varnostni faktorji,

Ψ_0, Ψ_2 kombinacijski faktorji.

Preglednica 2.11: Vrednosti delnih varnostnih faktorjev (SIST EN 1990, Poglavje A.1.3.1, in SIST EN 1993-4-2, Poglavje 2.9.2.1)

γ_G	γ_Q	γ_F		
		Strupene, eksplozivne in druge nevarne tekočine	Vnetljive tekočine	Druge tekočine
1,35	1,5	1,4	1,3	1,2

Preglednica 2.12: Vrednosti kombinacijskih faktorjev (SIST EN 1990, Poglavje A.1.3.1)

Vplivi	Ψ_0	Ψ_2
Kategorija E	1,0	0,8
Sneg	0,5	0
Veter	0,6	0

Prvo enačbo lahko uporabimo za določitev plastične porušitve, naslednji dve za analiziranje stabilnosti, zadnjo pa za potresno analizo.

2.6.2.2 API 579 [14]

Izvedena bo geometrijska in materialna nelinearna analiza mejne obtežbe, zato je po API 579, Poglavje B1.1.3.1, potrebno upoštevati Tabelo B1.3, ki vsebuje projektne kombinacije. Za podane obtežbe so zahtevane kombinacije, določene v enačbi (2.65).

$$\begin{aligned}
 & \{1.5(P + D)\} * RSF_a \\
 & \{1.3D + 1.7S_s + 0.86W\} * RSF_a \\
 & \{1.3D + 1.7W + 0.54S_s\} * RSF_a \\
 & \{1.3(P + D) + 1.1E + 0.21S_s\} * RSF_a
 \end{aligned}
 \tag{2.65}$$

Kjer je:

D lastna teža, ki zajema težo konstrukcije, strehe in opreme,

P hidrostatični tlak,

S sneg,

W obtežba sunka vetra,

E vpliv potresa,

RSF_a koeficient dovoljene preostale nosilnosti.

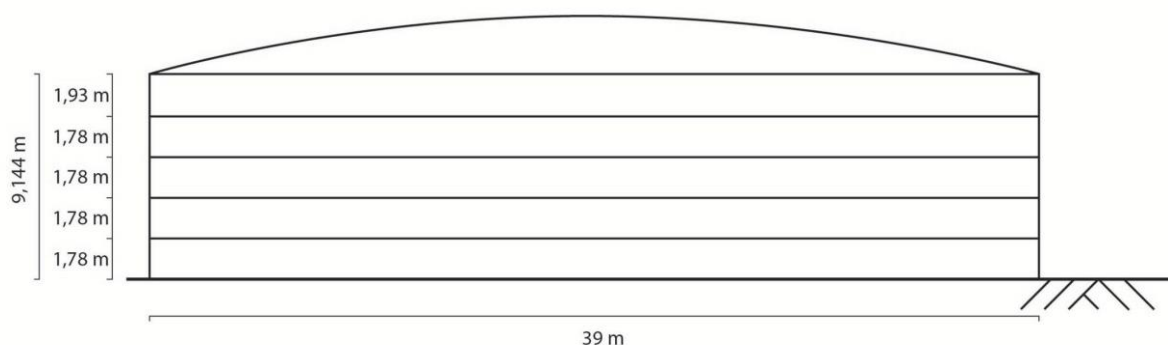
Prva enačba je primerna za določanje plastične porušitve konstrukcije, druga in tretja določata stabilnost konstrukcije, zadnja pa upošteva vpliv potresa.

Opazimo lahko, da se kombinacije obeh standardov bistveno ne razlikujejo. Razlika je pri varnostnih faktorjih za hidrostatični pritisk, kjer jih evropski standardi določajo glede na vrsto shranjene tekočine. V ostalih koeficientih pa se ne opazi posebnih razlik.

Torej, ko izvajamo GMNIA-analizo, določeno v SIST EN 1993-1-6, je potrebno uporabiti določila SIST EN 1990, v primeru ko nastopajo poškodbe plašča, pa je potrebno uporabiti določila iz API 579.

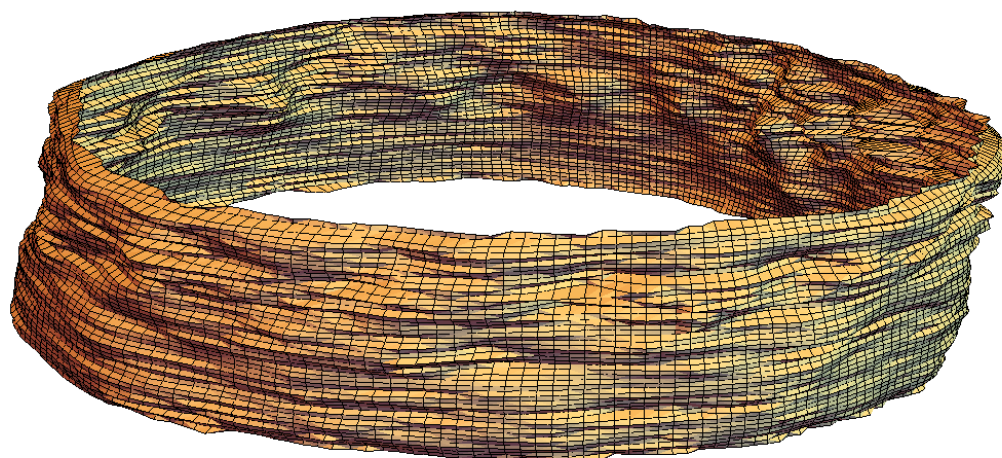
3 NUMERIČNA ANALIZA REZERVOARJA

Glavni namen diplomske naloge je izvedba analize stabilnosti in nosilnosti rezervoarja v programskem okolju AceFEM. V ta namen sem uporabil podatke rezervoarja, zgrajenega leta 1963 v Angliji. Rezervoar z radijem 19,5 m, višine 9,144 m ima fiksno streho, ki predstavlja togo ojačitev (SIST EN 14015 [10], Poglavje 9.3.1.2). Drugih sekundarnih ojačitev nima. Plašč rezervoarja je razdeljen na pet segmentov, ki imajo različne debeline.



Slika 3.1: Shema rezervoarja

Leta 2014 je bil izveden tehnični pregled konstrukcije, kjer je bila z laserskim skenerjem odčitana oblika rezervoarja, tako da so bile podane koordinate poljubnih 5984 točk plašča rezervoarja ter debelina posameznih segmentov. Iz dobljenih meritev je razvidno, da je korozija najbolj vplivala na četrti segment, če jih štejemo od spodaj navzgor. Iz dobljenih koordinat pa je razvidno, da je cilinder rahlo nagnjen ter ima lokalne nepopolnosti. Ker investitor želi podaljšati obratovalni čas še za 10 let, je bila izvedena tudi analiza konstrukcije z zmanjšano debelino konstrukcije.



Slika 3.2: Numerični model rezervoarja s 50-kratne povečane nepopolnosti

V naslednji tabeli je prikazana debelina konstrukcije po segmentih za trenutno stanje in ocena debeline čez 10 let, ki je bila izvedena na podlagi vpliva korozije v celi življenjski dobi, t. j. 51 letih. Iz podatkov spremembe debelin od začetka obratovanja pa do danes se je določilo povprečen letni vpliv korozije. Debelina sten po 10 letih je bila izračunana kot trenutna debelina, zmanjšana za največji letni vpliv korozije.

Preglednica 3.1: Izmerjene debeline posameznih segmentov ter pričakovana debelina po 10 letih

Višina segmenta (mm)	Debelina v času gradnje (mm)	Zahtevana debelina (mm)	Trenutna debelina (mm)	Dovoljena korozija (mm)	Vpliv korozije na leto (mm/a)	Debelina po 10 letih ob upoštevanju največjega vpliva korozije (mm)
1930	7,94	3,97	5,6	1,63	0,045882	5,1
1780	7,94	3,97	5,5	1,53	0,047843	5,0
1780	7,94	4,16	6,9	2,74	0,020392	6,4
1780	9,65	6,34	9	2,66	0,012745	8,5
1780	12,19	8,24	11,3	3,06	0,017451	10,8

Material segmentov je jeklo tipa BS. 15 1961, ki ima napetost tečenja $f_y = 243\text{Mpa}$, elastični modul $E = 210000\text{MPa}$ in Poissonov količnik $\nu = 0,3$.

3.1 Obtežba

Na obravnavani rezervoar deluje stalna obtežba, obtežba vetra ter hidrostatični tlak.

Teža plašča cilindra je upoštevana preko specifične teže materiala 78 kN/m^3 , obtežba strehe pa je razporejena po obodu cilindra in znaša $2,3\text{ kN/m}$. Upoštevano je, da je v rezervoarju shranjena voda z gostoto 1000 kg/m^3 . Sunek vetra je določen s hitrostjo $v = 45\text{ m/s}$. Tlak sunka vetra na površino je izračunan po standardu EN 1991-1-4 [16].

$$\begin{aligned}w_e &= q_p \cdot c_{pe} \\q_p &= \frac{v^2 \rho}{2} \\q_p &= \frac{(45 \text{ m/s})^2 \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3}{2} \\q_p &= 1.265 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\end{aligned}\tag{3.1}$$

Koeficient zunanjega tlaka je:

$$c_{pe} = c_{p0} \Psi_{\lambda\alpha},\tag{3.2}$$

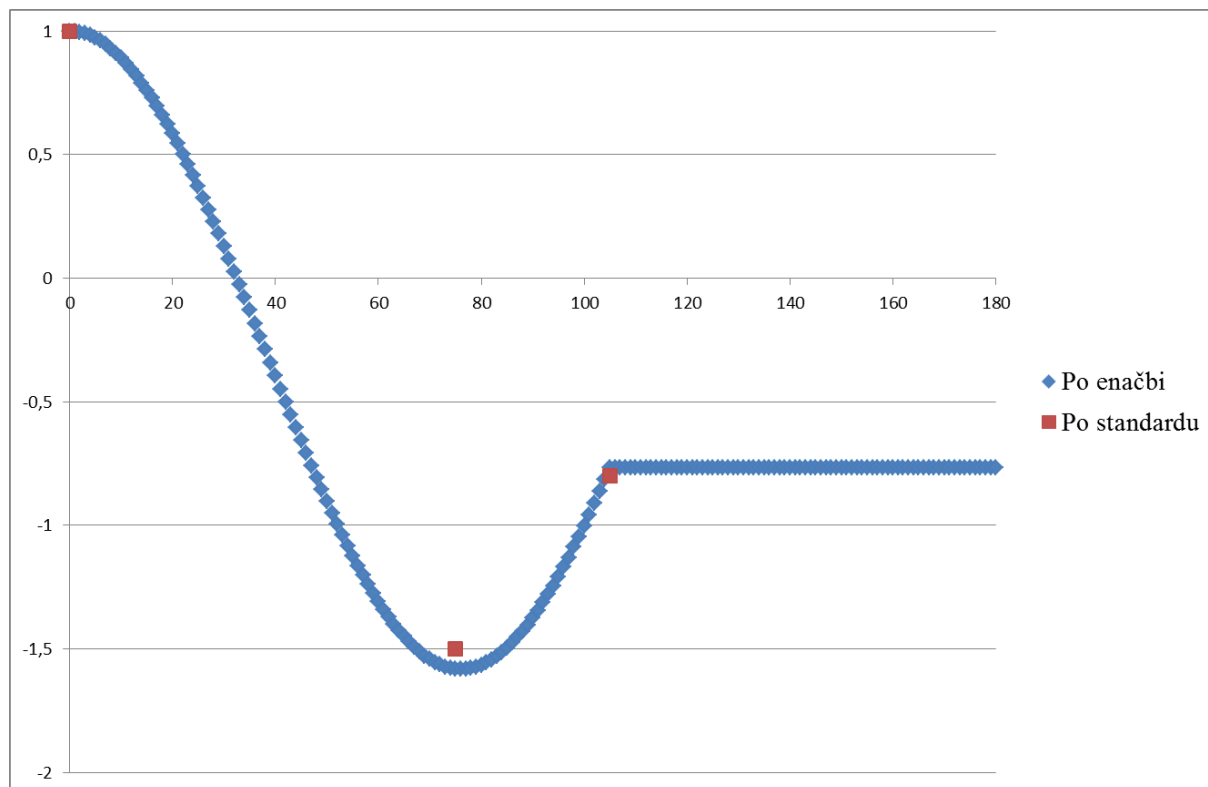
kjer za Reyndolsovo število $R_e = 10^7$ in faktor vitkosti $\psi_\lambda = 0,93$ velja :

$$\begin{aligned}\Psi_{\lambda\alpha} &= 1 & 0^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ \\ \Psi_{\lambda\alpha} &= 0.93 + (1 - 0.93) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\alpha - 75}{105 - 75}\right) & 75^\circ < \alpha < 105^\circ \\ \Psi_{\lambda\alpha} &= 0.93 & 105^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ\end{aligned}\tag{3.3}$$

Ker je C_{p0} v standardu določen le preko grafa, sem uporabil približek funkcije, ki sledi obliki krivulje, podane v SIST EN 1991-1-4, oziroma na Sliki 2.9 v diplomski nalogi.

$$c_{p0} = 1 - 2.583 \cdot \sin^2(1.183\alpha)\tag{3.4}$$

V standardu SIST EN 1991-1-4 so podane koordinate za točko pri kotu $\alpha = 0^\circ$, za najnižjo točko krivulje ter za točko, kjer je prehod iz krivulje v horizontalno črto. V Grafikonu 3.1 je prikaz krivulje, določene z enačbo, ter točke, določene v standardu.



Grafikon 3.1: Potek krivulje, določene z enačbo, ter točke, določene v standardu SIST EN 1991-1-4

Opazimo lahko, da ima krivulja podobno obliko kakor krivulja, podana v standardu. Najnižja točka krivulje je nižja, kot je določena v standardu, vendar je Burgos [18] ugotovil, da natezni del obtežbe vetra nima vpliva na stabilnost konstrukcije.

Ker je rezervoar prezračevan z majhnimi odprtini, je potrebno še upoštevati obtežbo vetra na notranji strani konstrukcije. Standard v Poglavju 7.2.9 določa za take konstrukcije koeficient notranjega tlaka $c_{pi} = -0,4$.

3.2 Obtežna kombinacija

Ker ima obravnavani rezervoar začetne nepopolnosti večje, kot je meja tolerance, je potrebno uporabiti zahteve API 579 z njenimi obtežnimi kombinacijami.

$$\begin{aligned} \text{prazen rezervoar:} & \quad 1.17G + 1.53Q_{\text{veter}} \\ \text{poln rezervoar:} & \quad 1.35G + 1.35Q_{\text{hidro.tlak}} \end{aligned} \quad (3.5)$$

3.3 Postopek analize

Konstrukcijo sem analiziral v programih AceFem in Abaqus. AceFem je program, ki ga razvija prof. Jože Korelec, oziroma je okolje končnih elementov znotraj programa Wolfram Mathematica, kar je njegova prednost, saj lahko kombiniramo enačbe iz programa AceFem z enačbami iz Mathematice.

SIMULA Abaqus FEA je uveljavljen komercialni program, ki sem ga uporabil kot kontrolni program za analize, izvedene v AceFEMu.

3.3.1 AceFEM

3.3.1.1 Vrsta končnega elementa

Uporabljeni končni element je pravokotni končni element s 4 vozlišči, kjer bo izvajana statična analiza lupinaste konstrukcije ob upoštevanju velikih deformacij. Takšen končni element je v knjižnici vgrajeni in v AceFEMu določen s kodo "BI:SEMSS1ESJCANSE4P6SVenantMises". V istem koraku, kot se določi tip končnega elementa, se določijo še lastnosti materiala, kot je elastični modul, Poissonov količnik, napetost tečenja in drugi koeficienti, ki definirajo material ter debelino stene cilindra. Zaradi različnih debelin segmentov je bilo potrebno določiti tip končnega elementa za vsak segment posebej. Spodaj je nakazan primer, kako je določen prvi segment.

```
SMTAddDomain [{"segment1", "BI:SEMSS1ESJCANSE4P6SVenantMises", {"E*" ->210000000, "ν*" ->0.3, "σy*" ->243000, "τ*" ->0.0108}}];
```

Zgornji ukaz pomeni, da se bo skupina končnih elementov imenovala »segment 1«, nato je koda elementa, sledijo pa še lastnosti materiala ter debelina stene. Ker je pričakovano, da bo nastopila nestabilnost konstrukcije pred plastifikacijo, ni potrebe po določanju obnašanja po dosegu napetosti tečenja. V primeru, ko nastopa plastifikacija, pa je potrebno to tudi določiti.

3.3.1.2 Geometrija konstrukcije

V naslednjem koraku se določa geometrijo konstrukcije. V tem koraku se priključijo predhodno pripravljene točke, ki predstavljajo vozlišča končnih elementov, s katerim program generira mrežo končnih elementov.

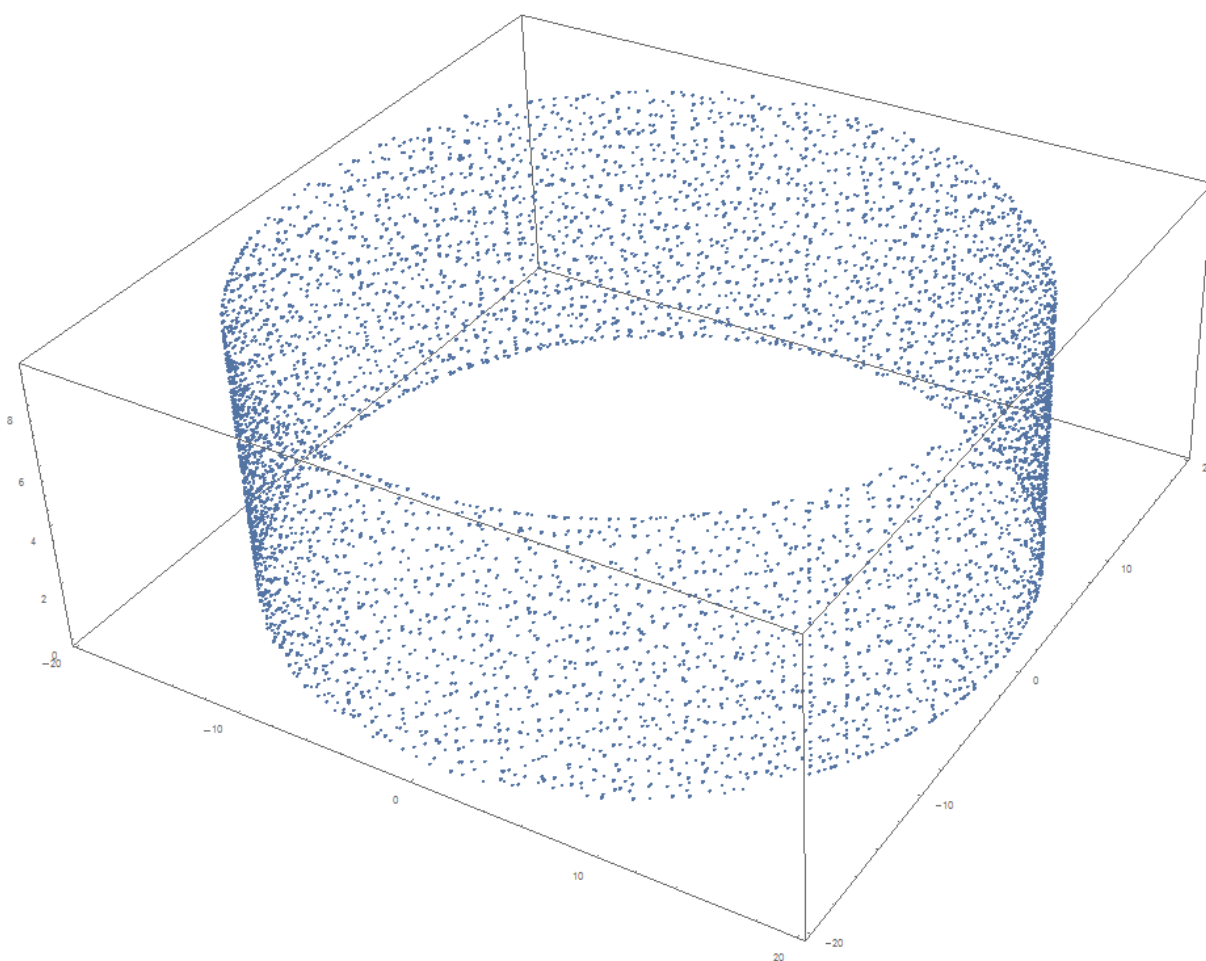
```
SMTMesh ["segment1", "S1", {stTockObod, stTockVisinal}, PrviSegment];
```

Zgornji ukaz določa skupini končnih elementov »segment1« obliko. Določeno je, da je oblika »S1«, kar pomeni, da ima 4 vozlišča. Območje je razdeljeno na *stTockObod* točk po obodu in *stTockVisinal* po višini, kar v tem primeru predstavlja 612×9 točk v prvem segmentu. Izbrano število vozlišč po obodu in po višini za izbrani rezervoar predstavlja mrežo 20 x 20 cm velikih končnih elementov. Položaj točk pa je določen s *PrviSegment*, ki je seznam predhodno določenih točk, ki predstavljajo vozlišča končnih elementov.

3.3.1.2.1 Priprava vozlišč končnih elementov

Vozlišča končnih elementov so seznam točk. V popolni konstrukciji je seznam sestavljen iz točk zgornjega in spodnjega roba segmenta, vmesna vozlišča pa program generira sam. V konstrukciji z nepopolnostmi pa je postopek zahtevnejši, saj je potrebno izmerjene točke interpolirati in nato določiti koordinate vozlišč končnih elementov.

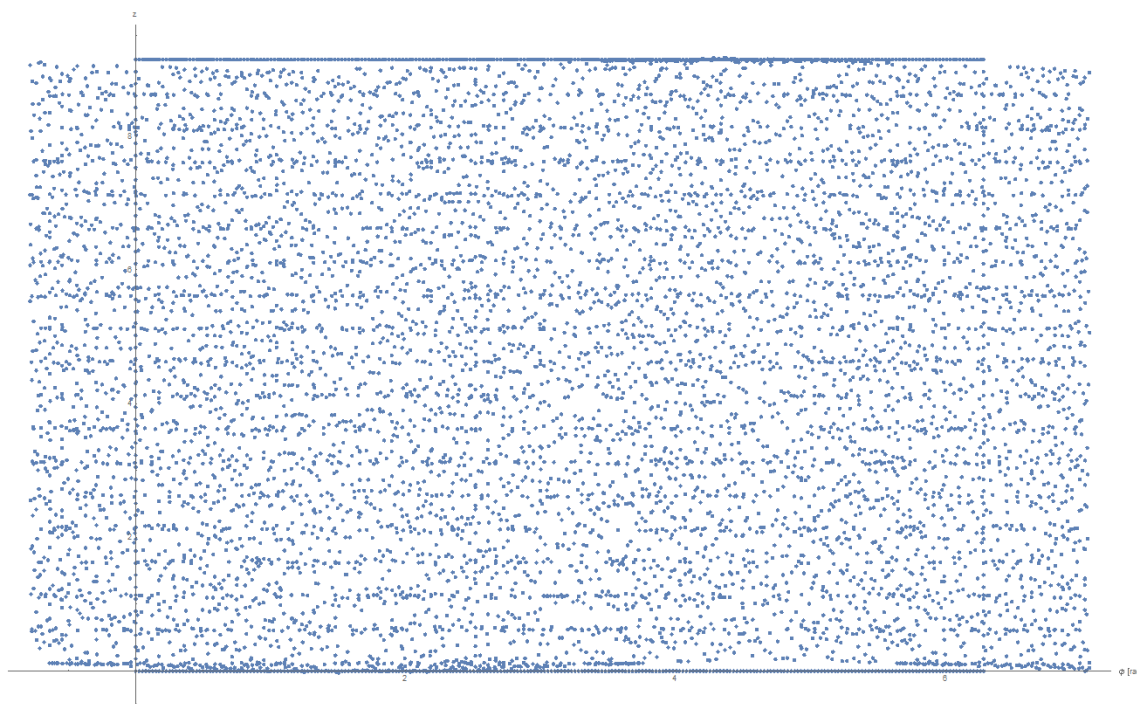
Koordinate izmerjenih točk analiziranega rezervoarja so bile podane v programu Excel, zato je bilo potrebno najprej v programu Mathematica priklicati te podatke. V spodnji sliki so prikazane koordinate izmerjenih točk, prestavljene v okolico koordinatnega izhodišča.



Slika 3.3: Prikaz koordinat izmerjenih točk, premaknjenih v okolico koordinatnega izhodišča

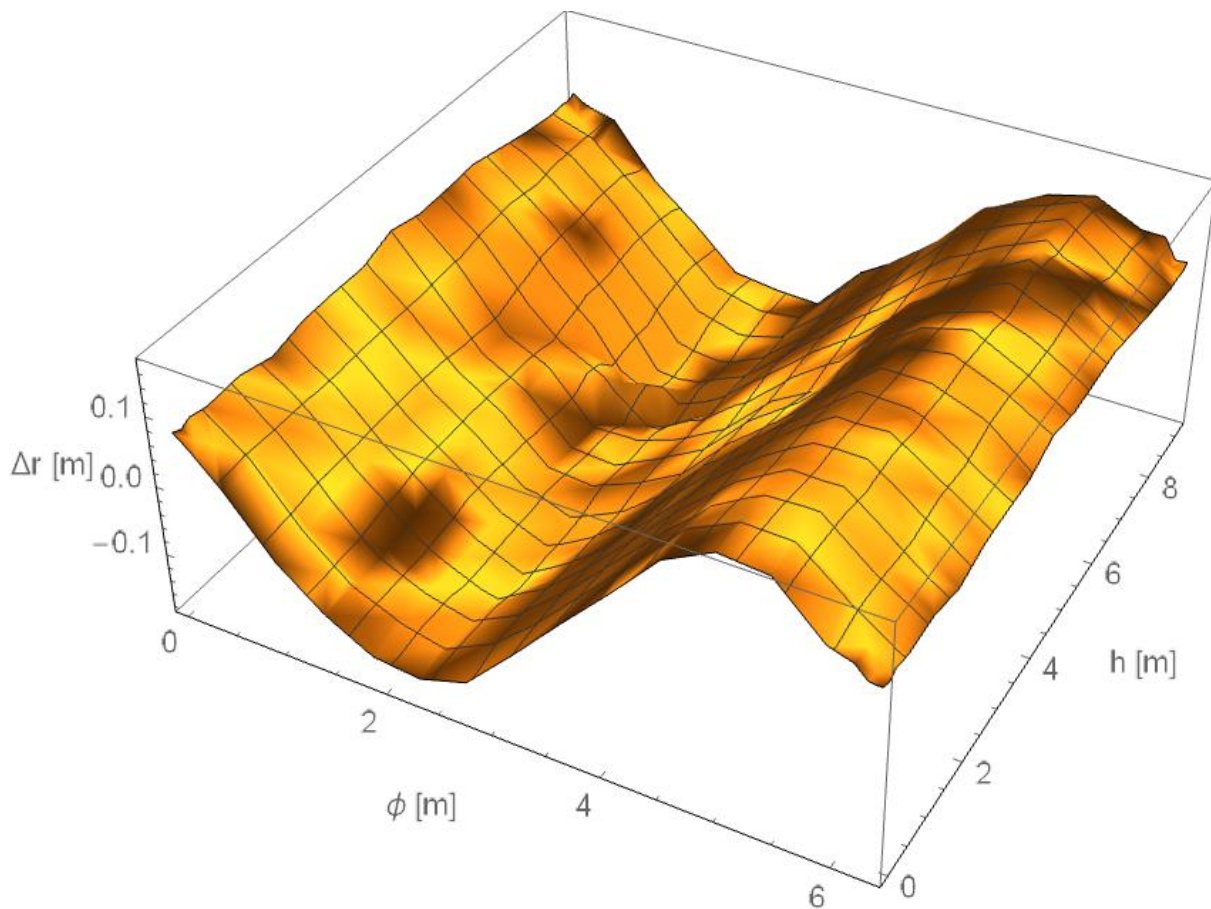
Izmerjene točke so bile razporejene poljubno po konstrukciji, zato je bilo potrebno določiti ustrezno ortogonalno mrežo. Da sem določil mrežo, sem moral izvesti interpolacijo, s pomočjo katere se določijo koordinate vozlišč končnih elementov.

Za izvedbo interpolacije sem najprej mrežo točk pretvoril iz kartezičnega koordinatnega sistema v polarnega. Tako sem dobil razgrnjen plašč. Ker je prerez po obodu sklenjen krog, na interpolacijo geometrije pri robovih $\varphi=0$ in $\varphi=2\pi$ vplivajo tudi točke preko teh robov, zato sem dolžino plašča podaljšal za $\pi/4$ na vsaki strani, tako da je sedaj plašč dolg od $\varphi=-\pi/4$ do $\varphi=9\pi/4$, da sem zagotovil gladko interpolacijo. Z ekstrapolacijo sem določil koordinate točk na dnu in na vrhu plašča, to je pri $z=0$ in $z=9,144m$. Z interpolacijo pa sem določil točke pri $\varphi=0$, ki so enake točkam pri $\varphi=2\pi$. Tako sem že dobil robna vozlišča mreže končnih elementov.



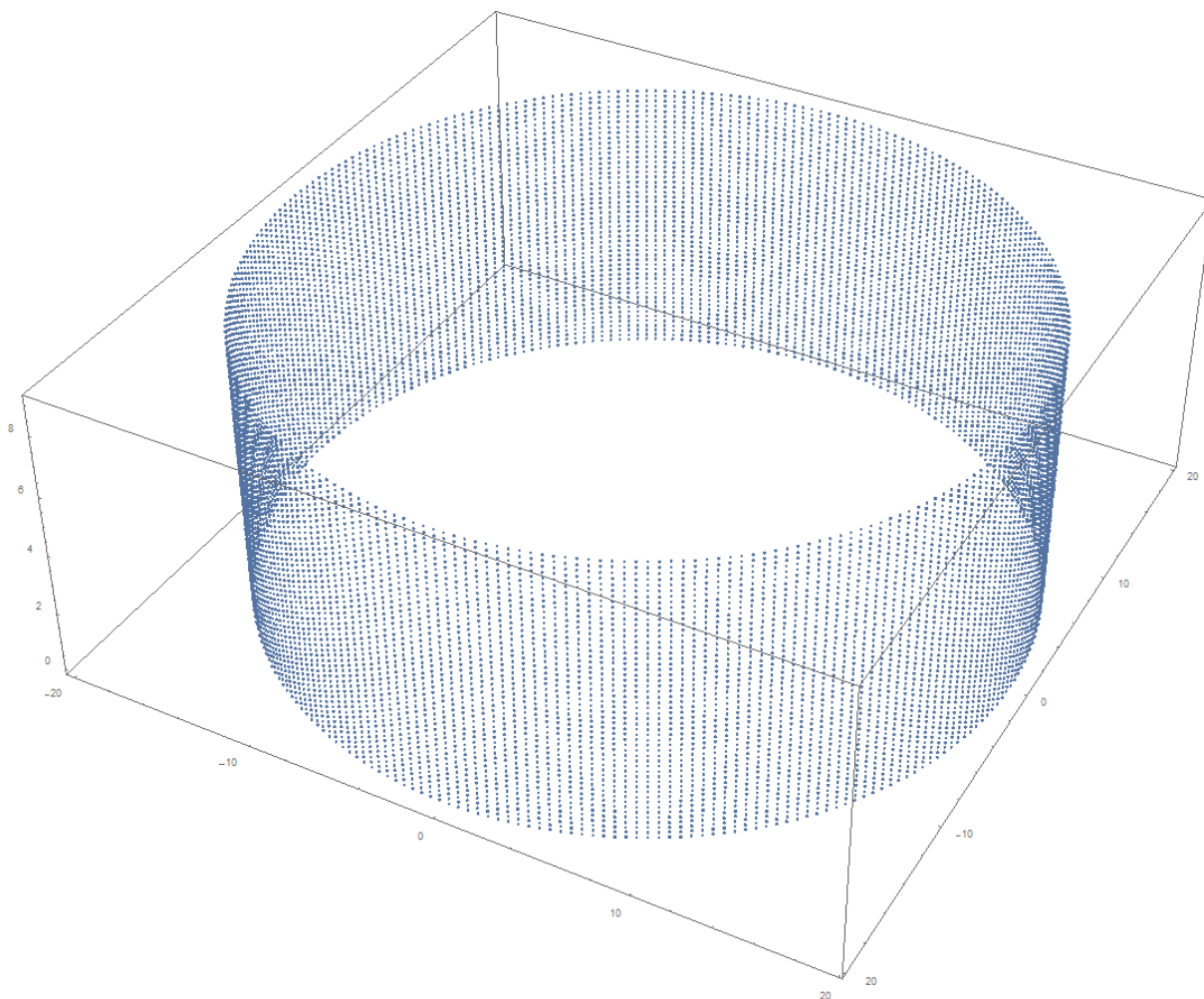
Slika 3.4: Prikaz podaljšanega razgrnjenega plašča izmerjenih koordinat z dodatnimi interpoliranimi točkami na robovih

Ko sem imel plašč pripravljen, sem z interpolacijsko funkcijo, ki je vgrajena v Mathematici, interpoliral celotni plašč.



Slika 3.5: Prikaz interpoliranega plašča rezervoarja

Potrebno je bilo le še razviti ortogonalno mrežo čez plašč oziroma določiti njena vozlišča za vsak segment posebej, ki predstavljajo vozlišča končnih elementov, in jih pretvoriti nazaj v kartezični koordinatni sistem. Seštevek višin segmentov je manjši od celotne višine konstrukcije, zato sem razliko enakomerno porazdelil po vseh segmentih.



Slika 3.6: Prikaz izračunanih vozlišč končnih elementov modela rezervoarja

Tako sem si uredil točkovno mrežo konstrukcije, na katere sem se pozneje skliceval v programu AceFEM.

3.3.1.3 Robni pogoji

Določiti je bilo potrebno še robne pogoje. Upošteval sem, da je rezervoar toga vpet po celotnem spodnjem robu.

```
SMTAddEssentialBoundary[{Line[SpRob], 1->0, 2->0, 3->0, 4->0, 5->0, 6->0}];
```

Na zgornjem robu sem vpliv strehe zajel s togo ojačitvijo. To sem storil s pravokotno pločevino z dolžino 0,20 m in debelino 5 m. Elastični modul toge ojačitve sem določil kot $E = 10^6$ MPa.

3.3.1.4 Obtežba

Lastna teža je podana kot volumska obtežba na steno rezervoarja. Stalna obtežba strehe pa je podana kot linijska obtežba po zgornjem robu cilindra.

AceFEM ima možnost podajanja obtežbe preko funkcij. Tako sem lahko podal obtežbo vetra ločeno za območje od 0 do 75°, od 75 do 105° ter od 105 do 180°. Problem nastane v okolici dveh območij, saj funkcija ne zajema elementa, ki se nahaja v kotu 75° in v kotu 105°. Zato je potrebno mrežo zavrteti tako, da je vozlišče končnih elementov ravno na teh kotih. Vendar zaradi začetnih nepopolnosti vrednosti x in y koordinat, ki pripadajo točkam kota 75° oziroma kota 105°, niso iste in z rotiranjem mreže ne bi dosegli, da so vse točke na $x = r \cdot \cos 75^\circ$ oziroma na $x = r \cdot \cos 105^\circ$ do koder so funkcije določene. Zato je potrebno na tem območju obtežbo ročno popraviti.

3.3.1.5 Analiza

Sledi le še analiza. Izvedel sem dva različna tipa analiz – analizo, ki upošteva metodo ločne dolžine, in analizo, ki uporablja Newtonovo iteracijo.

Ker je konstrukcija osno nesimetrična in vpliv vetra prav tako, sem najprej preveril, iz katere smeri mora pihati veter, da najbolj neugodno vpliva na konstrukcijo. Ker je rotiranje konstrukcije lažje kakor rotiranja vpliva vetra, sem vrtel konstrukcijo po korakih $1/18\pi$ in prišel do zaključka, da je najbolj neugodno, ko jo zavrtim za $3/4\pi$ od začetne postavitve.

3.3.2 ABAQUS

3.3.2.1 Priprava podatkov

Koordinate vozlišč in mrežo končnih elementov sem uvozil neposredno iz programa AceFEM s funkcijami:

```
SMTNodeData ["Coordinates"]
```

```
SMTElementData ["Nodes"]
```

Glede na to, da sem tako ali tako uporabljal AceFem, je bila to najbolj preprosta rešitev. Poleg tega pa sem dobil v obeh programih enako konstrukcijo z isto razporeditvijo končnih elementov, kar je ugodno za lažjo in ustrežnejšo primerjavo rezultatov.

3.3.2.2 Vrsta končnega elementa

V programu Abaqus se skupaj z določevanjem elementov in njihovih vozlišč določi število vozlišč elementov. V primeru, ko imamo lupinasto konstrukcijo s 4 vozliščnimi elementi, izberemo vrsto končnega elementa S4R. Teorijo velikih pomikov upoštevamo tako, da obkljukamo NIgeom.

Lastnosti materiala v programu podamo posebej – gostoto materiala pod funkcijo *DENSITY, elastični modul in Poissonov količnik pod funkcijo *ELASTIC ter napetost tečenja pod funkcijo *PLASTIC.

3.3.2.3 Robni pogoji

Kakor v programu AceFEM sem tudi tukaj rezervoar togo vpel, medtem ko sem premike vozlišč na zgornjem robu opisal s premiki referenčne točke z ukazom *RIGID BODY. Na ta način sem upošteval streho kot togo diafragma. Referenčni točki sem preprečil rotacije, medtem ko so pomiki omogočeni.

3.3.2.4 Obtežba

V Abaqus-u sem lastno težo upošteval preko gravitacijskega polja in gostote materiala, ki sem jo podal pri lastnostih materiala.

Funkcijo vetra lahko določimo v funkciji Analytical Field, ki jo nato priključimo pri podajanju obtežbe. V programu Abaqus ni problemov pri kotih 75 in 105°, saj je potrebno ročno izbrati elemente, ki jim pripada določena funkcija.

3.3.2.5 Analiza

Sledili sta še analizi, imenovani General, Static in Riks Static. Prva temelji na Newtonovi iteraciji, druga pa na metodi ločne dolžine.

3.4 Študija konvergence končnih elementov

V numeričnem modelu, izvedenem v programu AceFEM, so bili izbrani pravokotni 4-vozliščni končni elementi, s katerimi je bila izvedena analiza lupinaste konstrukcije ob upoštevanju teorije velikih deformacij. Izbrani končni element uporablja metodo ENS (Enhanced assumed strain) in metodo ANS (Assumed natural strain), da se izogne problemu, kot je »shear locking«.

V programu Abaqus je končni element S4R najbolj podoben končnemu elementu, izbranem v programu AceFEM. S4R je prav tako pravokotni 4-vozliščni končni element, ki se uporablja pri lupinastih konstrukcijah. Izbrani končni element za izognitev »shear locking« upošteva reducirano integracijo, ki reducira integracijske točke na eno samo. Tako kot v programu AceFEM je bila tudi v programu Abaqus upoštevana teorija velikih pomikov.

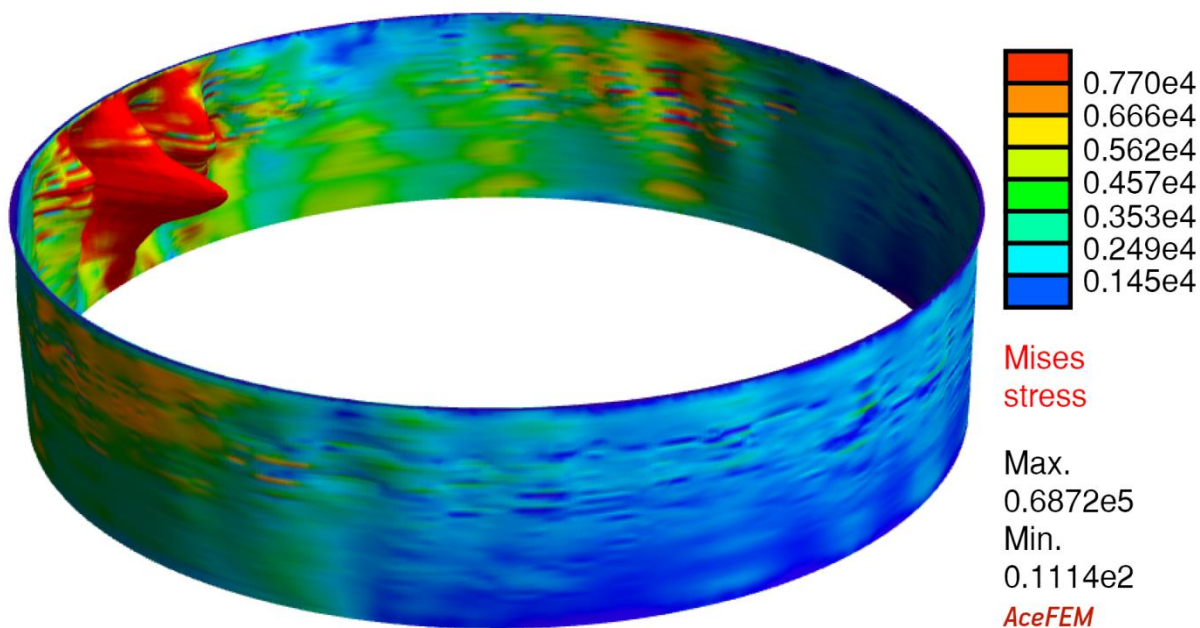
Za določitev velikosti končnih elementov je bilo izvedenih več analiz z različnimi končnimi elementi. Želja je bila, da izvedem analizo še na 8-vozlščnem elementu, vendar program AceFEM ne omogoča izvedbe tega koraka. Zato sem osnovno mrežo 20×20 cm zmanjšal na velikost 10×10 cm in jo primerjal z 8-vozlščnim 20×20 -centimetrskim elementom iz Abaqusa, kar ni čisto pravilno, vendar je gostota mreže približno enaka. V Preglednici 3.1 so prikazani proporcionalni obtežbeni faktorji (LPF), ki pripadajo limitnim točkam, za različne končne elemente. Geometrija končnih elementov je bila v obeh programih enaka. Različne gostote mrež pomenijo tudi različne nepopolnosti konstrukcije. Zato direktna primerjava rezultatov z različnimi gostotami mrež ni mogoča.

Preglednica 3.2: Prikaz LPF-limitnih točk, vsota reakcij pri LPF = 1 in potreben čas računanja, za različne končne elemente

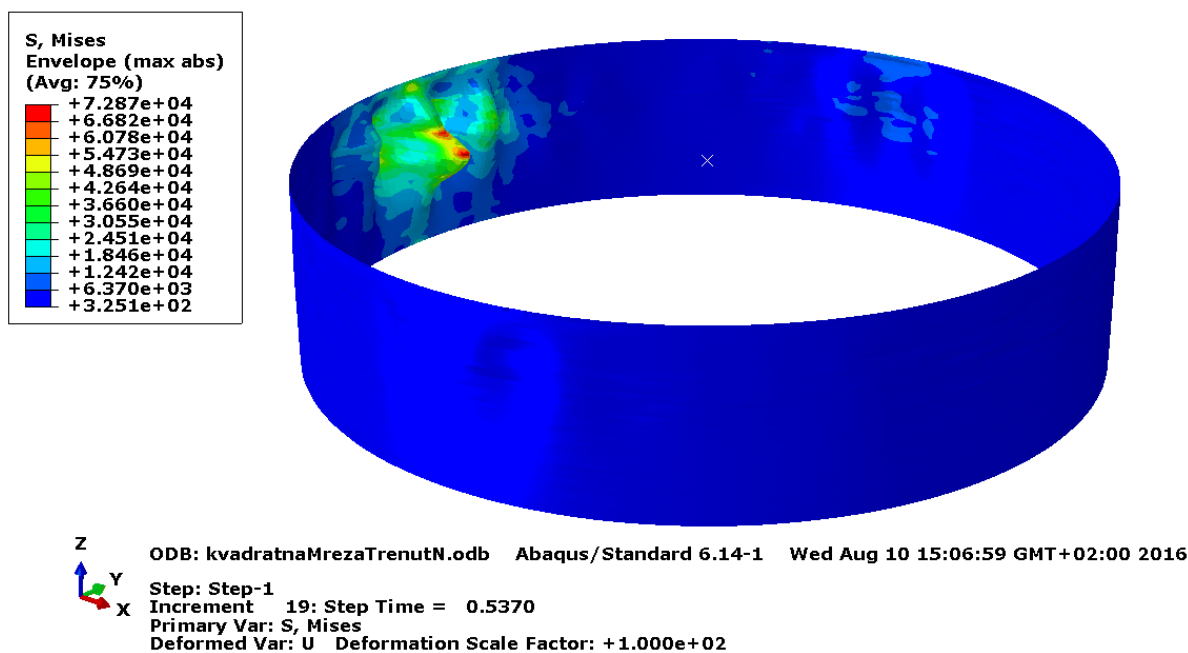
	AceFEM				Abaqus				Potreben čas računanja v primerjavi s časom računanja mreže 20×20 cm
	LPF	Vsota reakcij pri LPF=1			LPF	Vsota reakcij pri LPF=1			
		X	Y	Z		X	Y	Z	
20×20 cm	0,583	-457	0,04	1096	0,537	-454	-3,7	1108	1
10×10 cm	0,671	-460	0,02	1103					
20×20 cm S8R					0,545	-453	-3,7	1107	4,37
20×40 cm	0,610	-456	0,19	1094	0,547	-459	-3,7	1107	0,56
30×30 cm	0,673	-455	0,06	1089	0,558	-460	-3,0	1107	0,46
100×100 cm	0,775	-435	1,24	1050	0,637	-461	-0,1	1106	0,02
Trikotni KE (kateta 20 cm)	28,1	-457	0,04	1095	9,5	-456	-3,2	1107	2,34

Iz Preglednice 3.2 lahko razberemo, da obstajajo razlike med rezultati, dobljenimi v obeh programih. Najmanjša razlika med rezultati obeh programov je z mrežo 20×20 cm. Opazimo lahko, da Abaqus izračuna podobne rezultate pri različnih mrežah, medtem ko se v programu AceFEM rezultati razlikujejo do 14 %. V trikotnih KE pa je razlika neprimerljivo večja. S trikotnimi elementi je mreženje enostavno, numerični so pa ti elementi slabi. Vpliv »shear locking«, sem v programu Abaqus analiziral s kvadratnimi končnimi elementi brez upoštevanja reducirane integracije (S4). Očitno je na dobljeni rezultat vplival »shear locking«, saj je pri limitni točki LPF = 5,9, kar ni realna rešitev.

Na Sliki 3.7 in na Sliki 3.8 so prikazane deformacije modela z 20×20 cm velikimi končnimi elementi, v trenutku ko je bila dosežena limitna točka. Prva slika je pridobljena v programu AceFEM, druga pa v programu Abaqus.

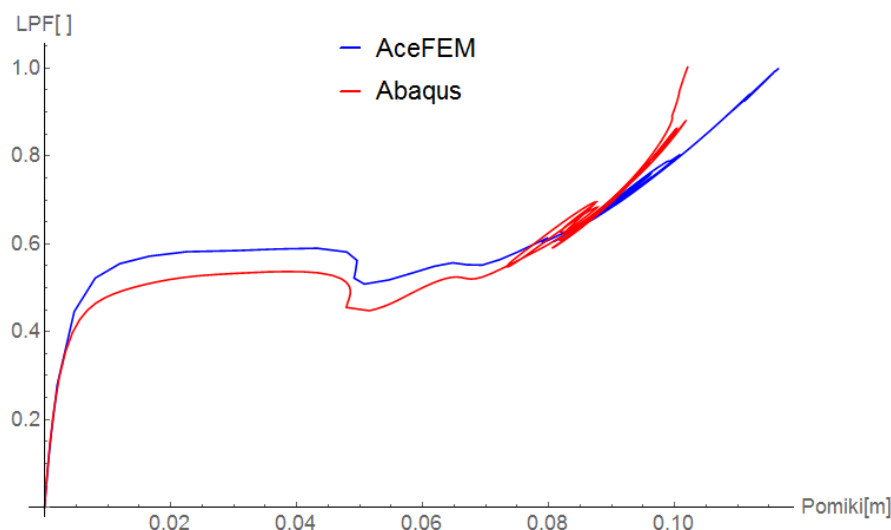


Slika 3.7: Prikaz deformiranega modela z 20 x 20 cm velikimi končnimi elementi, pridobljenimi v programu AceFEM (100-kratna povečava deformacije)



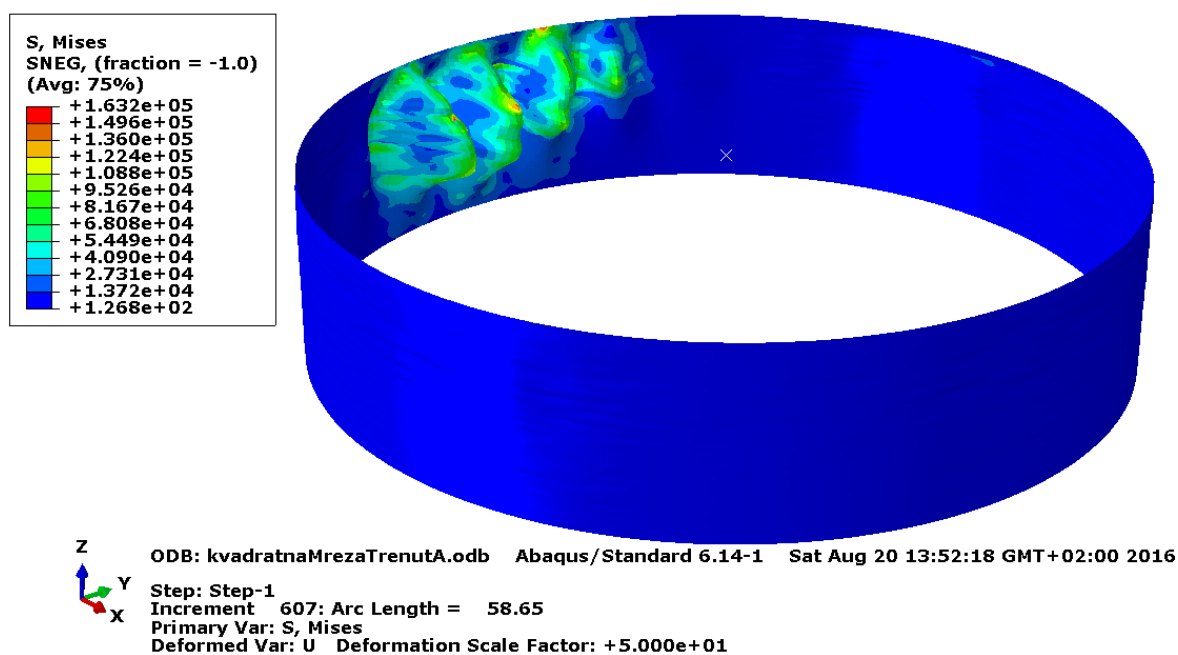
Slika 3.8: Prikaz deformiranega modela z 20 x 20 cm velikimi končnimi elementi, pridobljenimi v programu Abaqus (100-kratna povečava deformacije)

Iz prikazanih slik lahko opazimo, da je deformirana oblika modela v obeh programih podobna. V Grafikonu 3.2 sta prikazani krivulji LPF v odvisnosti od pomikov točke, ki ji pripadajo največje deformacije za mrežo končnih elemntov 20 ×20 cm.



Grafikon 3.2: Primerjava poteka obremenitvene poti, dobljene v programih AceFEM in Abaqus, za mrežo 20×20 cm

Iz grafikona je razvidno, da sta obliki krivulji podobni, le da je krivulja, izračunana v programu AceFEM višja. V ostalih analizah pa je potek krivulje po dosegu limitne točke nekoliko drugačen, vendar je v obeh programih dobljena ista oblika. Vsakič po dosegu limitne točke obremenitev konstrukcije pada, dokler ne doseže stabilnega območja, nato ponovno naraste. V nadaljevanju je možno opaziti, da se krivulja večja in manjša na istem območju. V tem delu nastanejo deformacije v drugih točkah konstrukcije, kakor je prikazano na Sliki 3.9.



Slika 3.9: Prikaz deformiranega modela, tik preden analiza začne nemoteno obremenjevati konstrukcijo do $LPF = 1$ (pridobljeno v programu Abaqus, 50-kratna povečava deformacije).

Po dosegu deformirane oblike, prikazane na Sliki 3.9, krivulja nemoteno naraste do $LPF = 1$.

Zaradi podobnosti deformirane oblike in podobnosti med krivuljama sem preveril, ali so vnešeni pravilni podatki. Za preverjanje tega sem odčital vsote reakcij pri $LPF = 1$ in jih primerjal med seboj v Preglednici 3.2. Iz dobljenih rezultatov je razvidno, da se reakcije med seboj ne razlikujejo bistveno.

Preveril sem tudi, ali pride do razlik zaradi kompleksnosti obtežbe vetra, zato sem naredil analizo, kjer je edina obtežba bila enakomerno razporejen veter po obodu. Rezultati so še vedno pokazali procentualno iste razlike.

Ker je bila v programu AceFEM streha upoštevana s togo ojačitvijo, v programu Abaqus pa s togo diafragmo, sem naredil analizo v programu Abaqus s togo ojačitvijo namesto diafragme. Dobljeni rezultati v programu Abaqus s togo diafragmo in togo ojačitvijo se niso razlikovali med seboj.

Iz dobljenih rezultatov je razvidno, da so vnešeni podatki pravilni. Skleпам, da je težava znotraj programov.

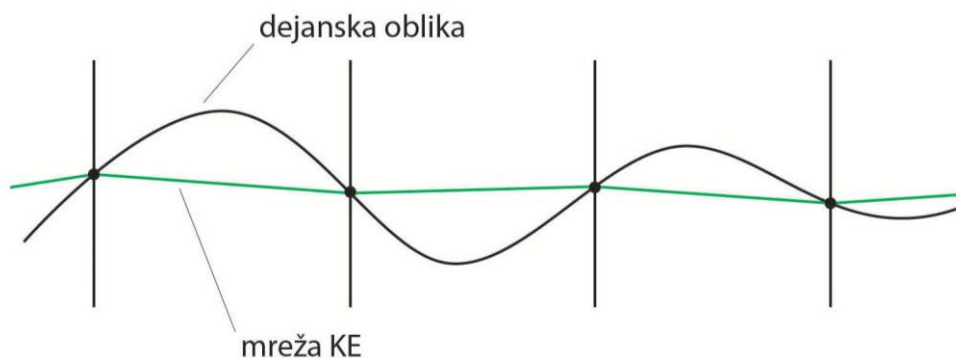
Zanimivo je tudi, da je v mreži 10×10 cm AceFEM izračunal višjo nosilnost kakor v mreži 20×20 cm. Pri tem je potrebno poudariti, da se z izbiro mreže spreminja potek nepopolnosti, saj zajamemo različno število točk interpoliranega plašča. Možno je, da pride do takšnih razlik zaradi drugačne oblike nepopolnosti.

Na podlagi dobljenih rezultatov lahko sklenem, da je najprimerneje uporabljati mrežo 20×20 cm, saj tako dobimo najbolj podobne rezultate v obeh programih.

3.5 Nepopolnosti

Ker nepopolnosti bistveno vplivajo na stabilnost tankostenskih lupin, je potrebno temu posvetiti ustrezno pozornost. V obravnavanem rezervoarju so geometrijske nepopolnosti zajete preko izmerjenih koordinat plašča obstoječega rezervoarja. Meritve so bile izvedene z laserskim skenerjem v 5984 točkah. Ker so to le določene točke v množici točk, ki sestavljajo plašč, ne moremo reči, da so nepopolnosti točno določene, ampak da smo dobili približek dejanskega stanja. Kako dober približek smo dobili, pa je odvisno od kakovosti izbranih točk. Za upoštevanje neokrogle oblike tlorisa API 579 se zahteva minimalno 24 enakomerno razporejenih izmerjenih točk, medtem ko je pri lokalnih izbočitvah to prepuščeno presoji. Ker je plašč podan s točkami, je potrebno izvesti interpolacijo med točkami, da dobimo kontinuiran plašč. V primeru, da so bile izmerjene točke dobro izbrane, se izračunana oblika plašča dobro približa dejanski. API 579, Poglavje 8.4.4.3, sicer zahteva kubično interpolacijo, da dobimo natančno obliko plašča, vendar je zaradi velikega števila točk tudi linearna interpolacija primerna. Problem nastane pri določanju končnih elementov. Ko določimo pravokotno

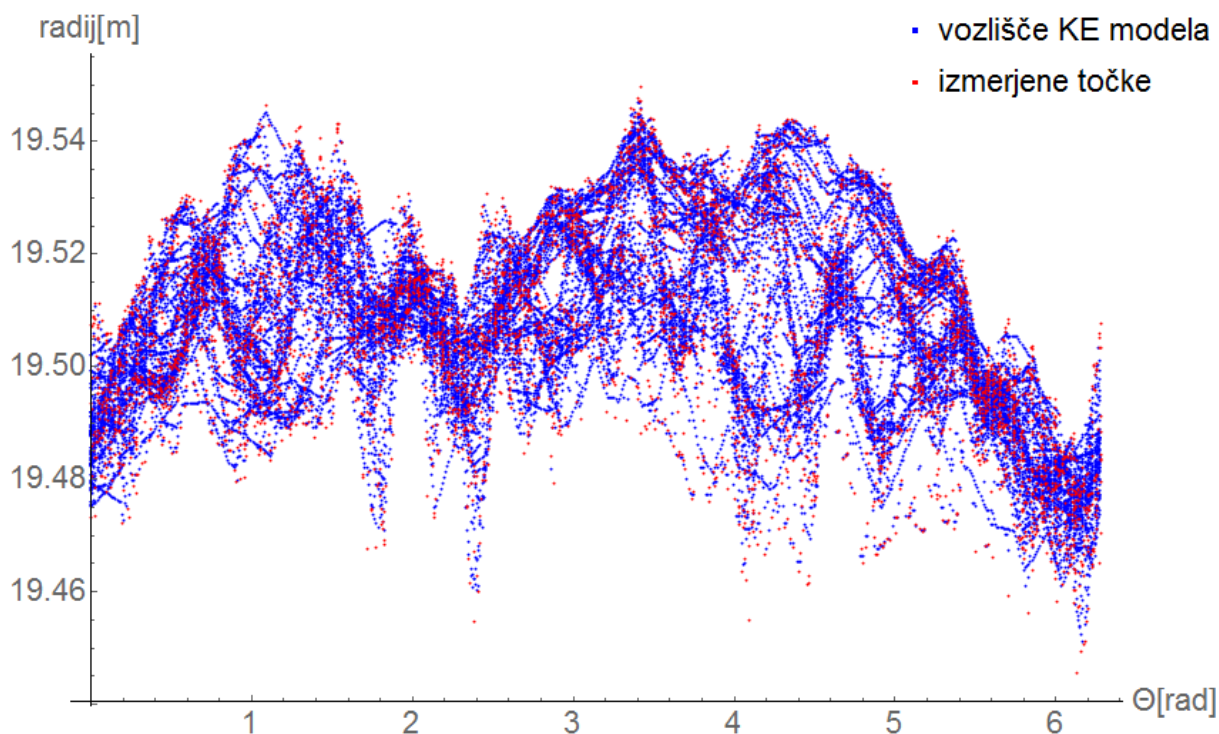
mrežo končnih elementov, lahko zgrešimo “vrhove” nepopolnosti (kakor kaže Slika 3.10) in dobimo drugačno obliko plašča.



Slika 3.10: Primer napačne izbire končnih elementov

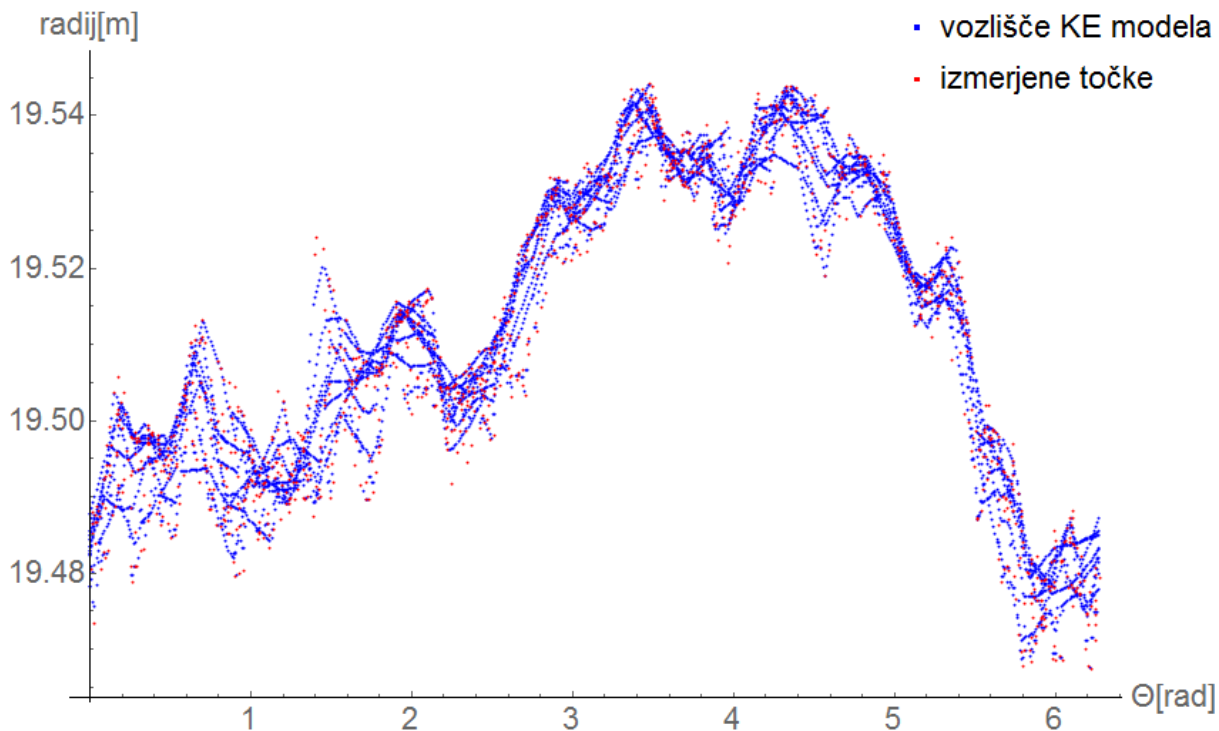
Ker je plašč določen, ga je potrebno primerjati z izmerjenimi točkami, da ugotovimo, ali so nepopolnosti pravilno upoštewane. V splošnem bi se s pravilno obliko interpolacije in z dovolj gosto mrežo končnih elementov izračunana oblika morala ujemati z izmerjeno.

Na Sliki 3.11 je primerjava med izmerjenimi koordinatami in koordinate vozlišč končnih elementov razgrnjenega plašča.

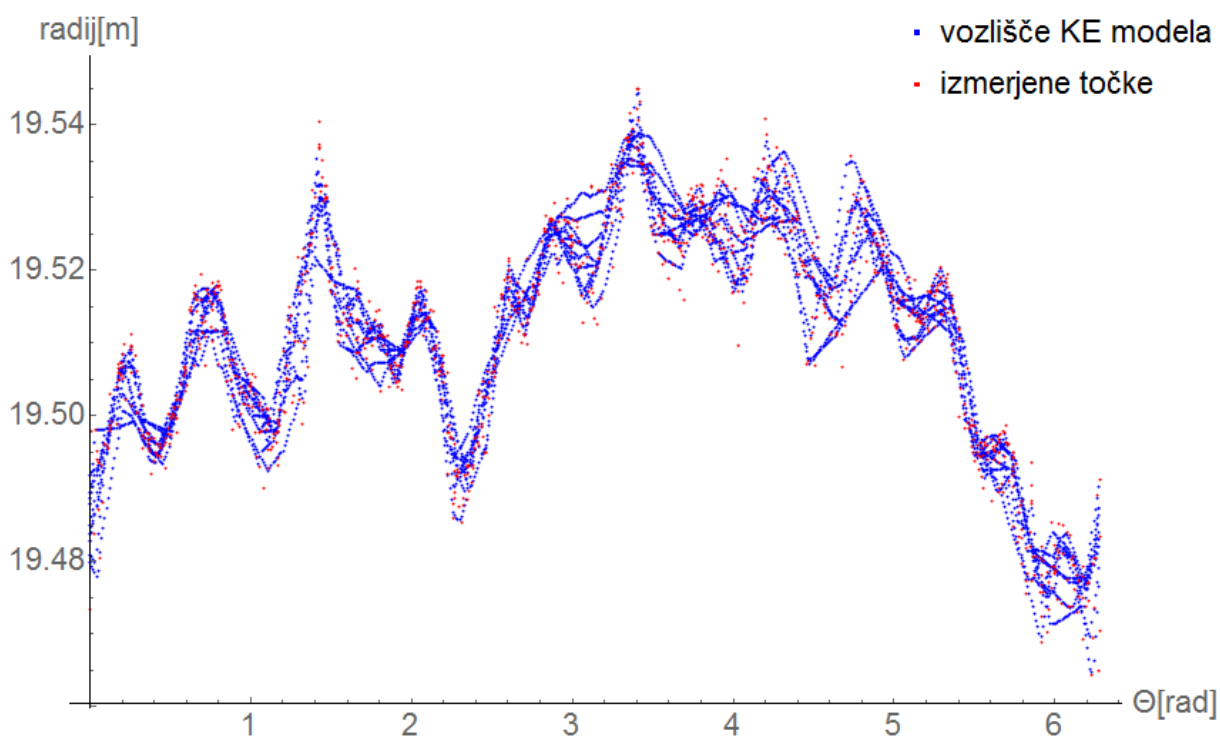


Slika 3.11: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov celotnega plašča

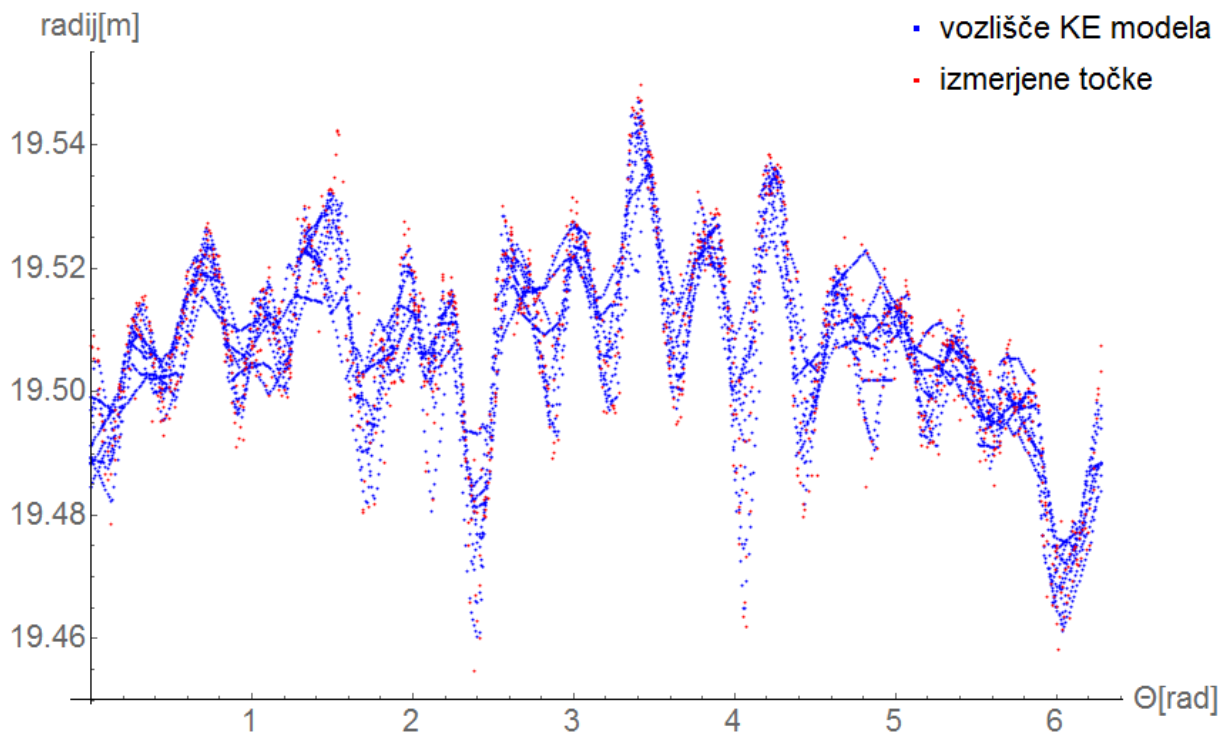
S slike je razvidno, da vozlišča končnih elementov sledijo obliki izmerjenih koordinat točk. Ker pa je obravnavani rezervoar nagnjen, je lahko graf zavajajoč, saj ne prikazuje višine konstrukcije. Za boljšo primerjavo so v nadaljevanju prikazani grafi po segmentih.



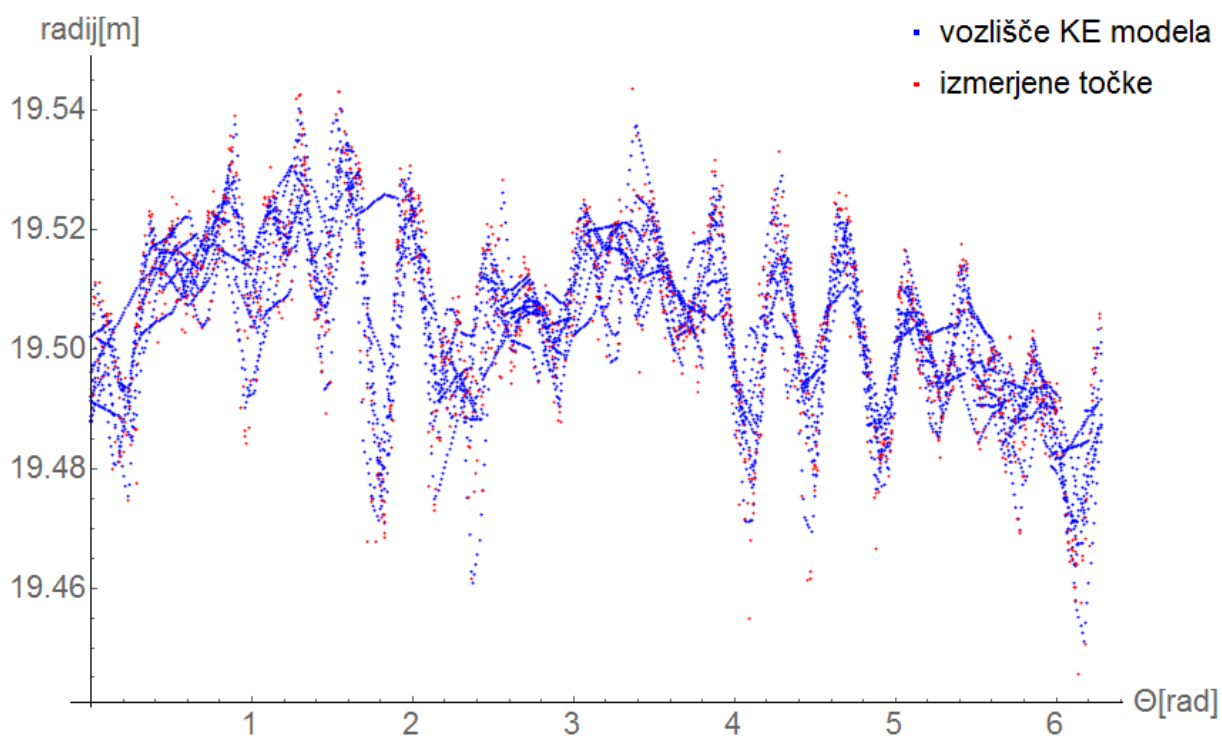
Slika 3.12: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov prvega najnižjega segmenta



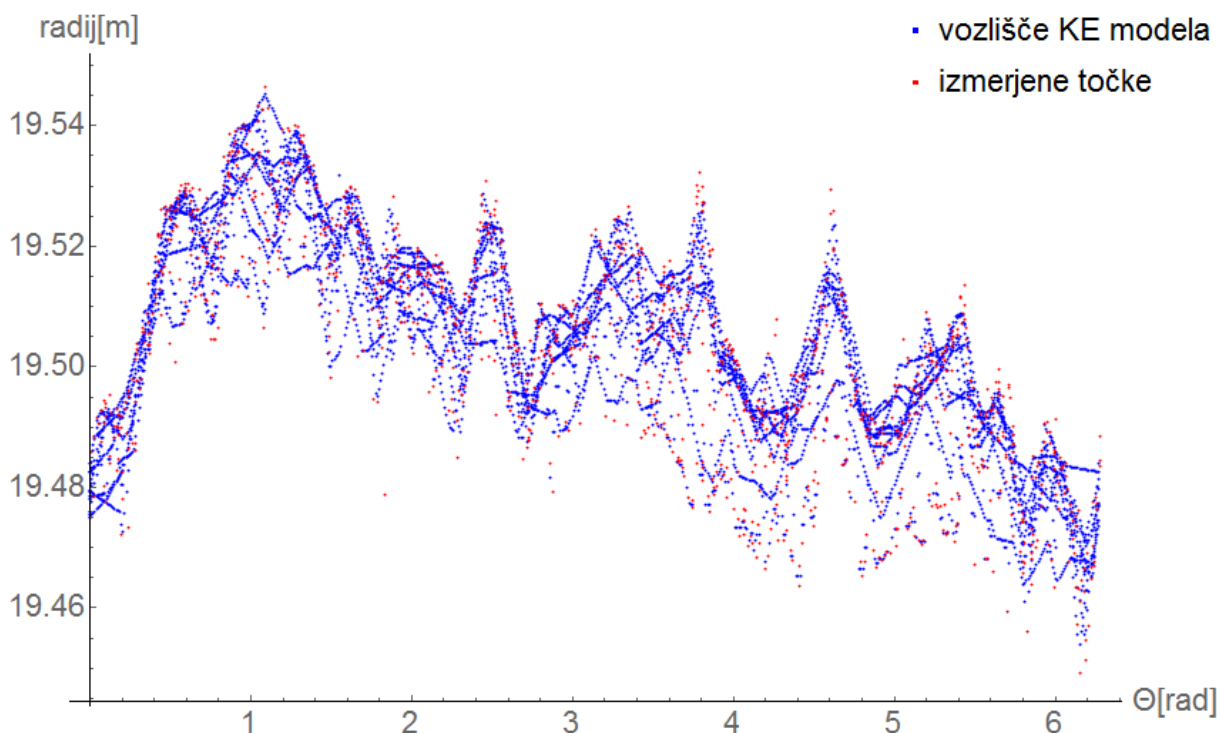
Slika 3.13: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov drugega segmenta



Slika 3.14: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov tretjega segmenta



Slika 3.15: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov četrtega segmenta



Slika 3.16: Primerjava izmerjenih točk in vozlišča končnih elementov petega najvišjega segmenta

Z dobljenih grafov je razvidno, da izbrani končni elementi sledijo obliki nepopolnosti plašča rezervoarja in da so »vrhovi« razmeroma dobro upoštevani.

3.6 Rezultati

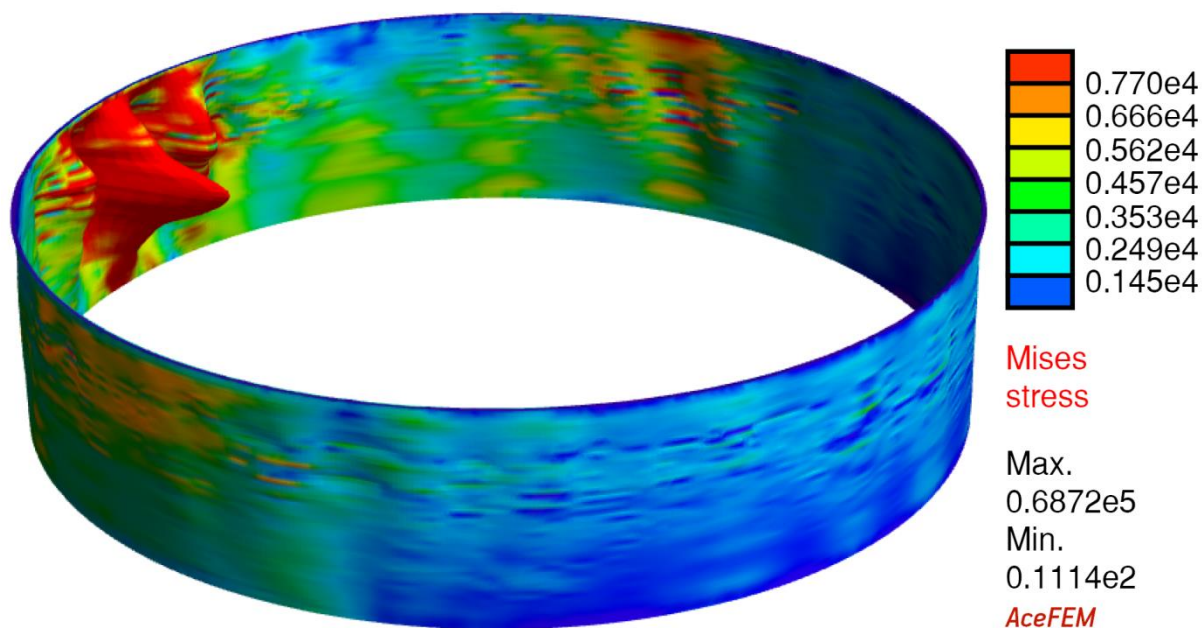
Prikazani rezultati so rezultati, pridobljeni v programu AceFEM. V nadaljevanju vsake analize so še rezultati iz programa Abaqus, ki služijo kot kontrola analizam iz programa AceFEM.

3.6.1 Trenutno stanje

3.6.1.1 Stabilnost konstrukcije

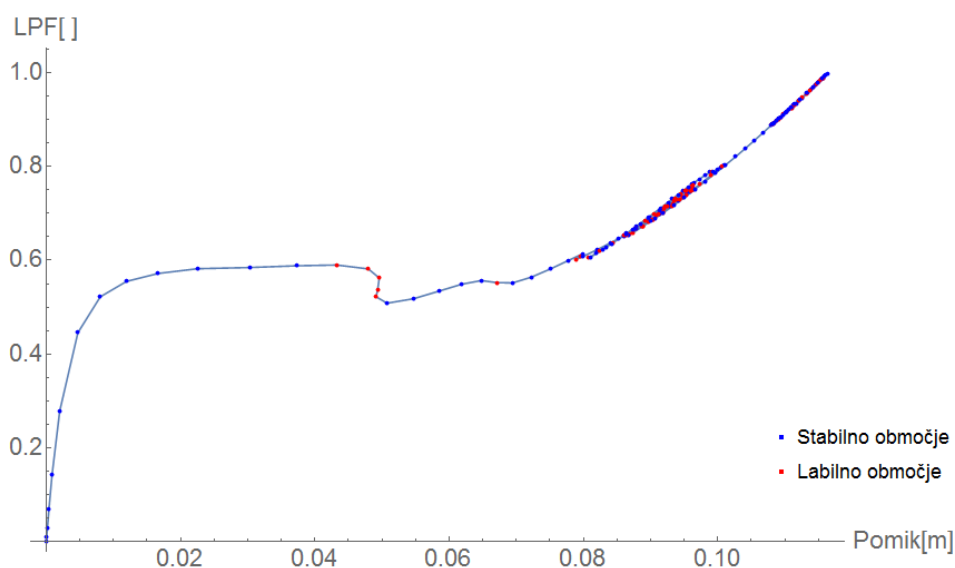
Analiziran je bil model trenutnega stanja ob upoštevanju obtežne kombinacije, ki ustreza praznemu rezervoarju ob vplivu vetra po standardu API 579.

Analiza z Newtonovo iteracijo ni dosegla projektne obtežbe, saj pri 0,591-kratniku projektne analize ni konvergirala. Na Sliki 3.17 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu tik pred divergenco. Iz slike je razvidno, da deformacije narekuje obtežba vetra. Največje deformacije nastopajo na privetni strani, kjer deluje tlačna obtežba. Vrednost največje von Misesove napetosti je $\sigma_{vM, \max} = 6,87 \text{ kN/cm}^2$, največji pomiki pa znašajo $u_{\max} = 41,2 \text{ mm}$.



Slika 3.17: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra, izvedene v programu AceFEM (150-kratna povečava deformacije)

Z metodo ločne dolžine je možno opazovati dogajanje po dosegu limitne točke. V Grafikonu 3.3 je prikazan potek obremenitvenega faktorja proporcionalnosti (LPF) v odvisnosti od pomikov točke z največjim pomikom. Iz grafa je razvidno tudi stabilno in labilno območje. Modre točke predstavljajo stabilno, rdeče točke pa labilno območje. Točke so bile določene glede na negativne lastne vrednosti togostne matrike. Ko ima matrika pozitivne lastne vrednosti, je konstrukcija stabilna, ko se pojavi negativna lastna vrednost, konstrukcija ali del konstrukcije preide v nestabilno območje.



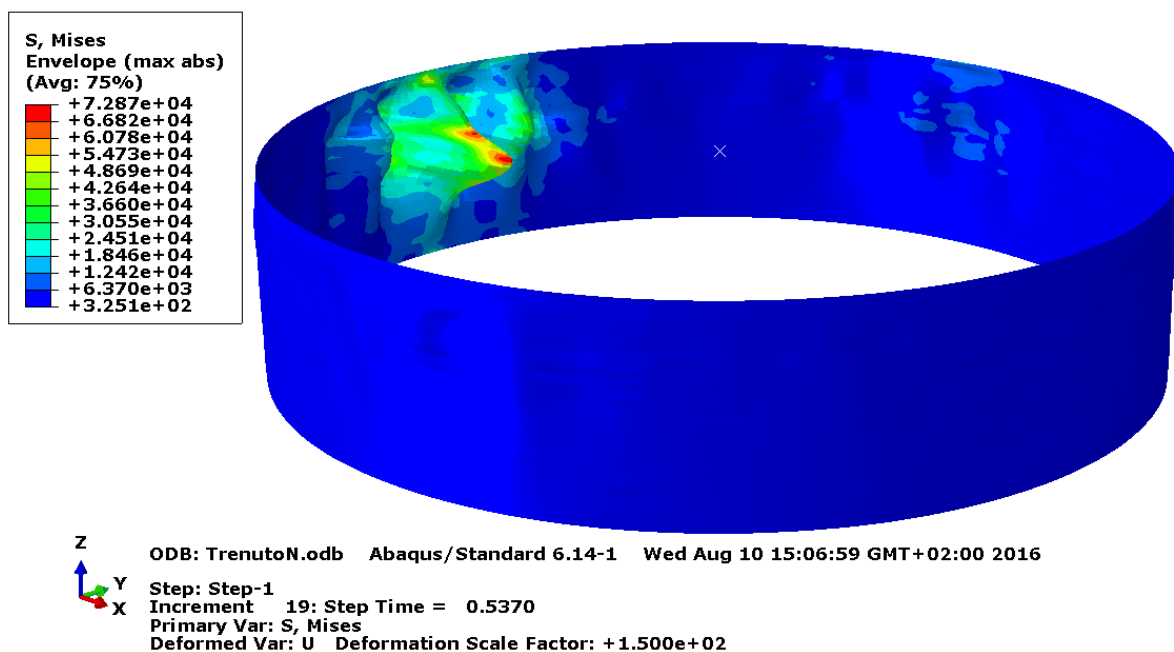
Grafikon 3.3: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra, izvedene v programu AceFEM

Glede na standard API 579 nestabilnost konstrukcije določa nekonvergenca. Iz grafa je razvidno, da bi se v limitni točki pri povečanju obtežbe izbrana točka v trenutku premaknila za dobrih 40 mm in bi ponovno dosegla stabilno območje. Preden bi nato dosegla projektno vrednost $\lambda = 1$ bi imela še nekaj majhnih skokov. V sami konstrukciji se torej pojavljajo lokalne nestabilnosti, vendar je globalna stabilnost še vedno zagotovljena. V tem primeru je problem kriterij pomikov ter uporabnost konstrukcije oziroma opreme.

3.6.1.2 Stabilnostna analiza v programu Abaqus

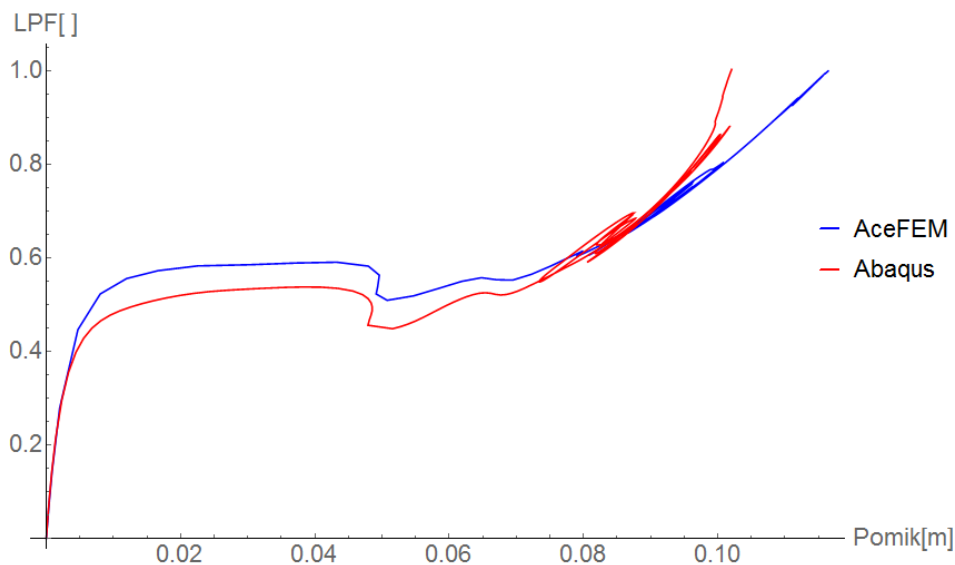
Tudi v programu Abaqus v analizi z Newtonovo iteracijo ni bila dosežena projektna obtežba. Konstrukcija ni konvergirala pri $\lambda = 0,537$ oziroma pri 9 % nižjem LPF kot v programu AceFEM.

Na Sliki 3.18 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. Dobljena deformacijska oblika je podobna kot v programu AceFEM. Največja Misesova napetost znaša $\sigma_{vM,max} = 7,29 \text{ kN/cm}^2$ največji pomik pa je $u_{max} = 41,3 \text{ mm}$. S slike je razvidno, da največje napetosti nastopajo v zelo majhnem območju in nato hitro padajo.



Slika 3.18: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra, izvedene v programu Abaqus (150-kratna povečava deformacije)

Na Grafikonu 3.4 je prikazana primerjava med krivuljo, dobljeno v programih AceFEM in Abaqus. Lahko opazimo, da imata krivulji podoben potek, le da je krivulja, dobljena v programu Abaqus, nižja od tiste, ki je dobljena v programu AceFEM. Opazimo lahko, da se v linearnem delu ujemata, ko krivulja doseže $\lambda = 0,4$, pa se odcepita in sta vseskozi vzporedni do $\lambda = 0,9$, kjer se krivulji sekata.

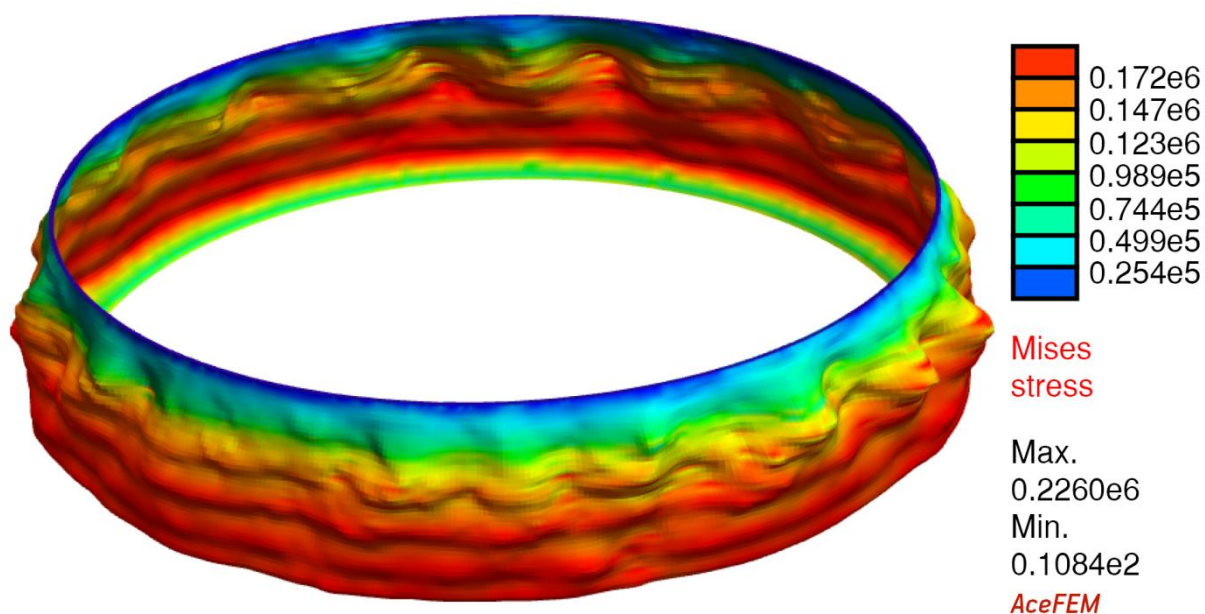


Grafikon 3.4: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra

3.6.1.3 Nosilnost konstrukcije

Zaradi zmanjšanja debeline plašča rezervoarja se je nosilnost konstrukcije zmanjšala, zato je potrebno preveriti, ali je stena še dovolj debela. Pričakovano je, da nepopolnosti ne bodo bistveno vplivale na to analizo. Analiziran je bil model trenutnega stanja ob upoštevanju obtežne kombinacije, ki predstavlja poln rezervoar, brez upoštevanja obtežbe vetra.

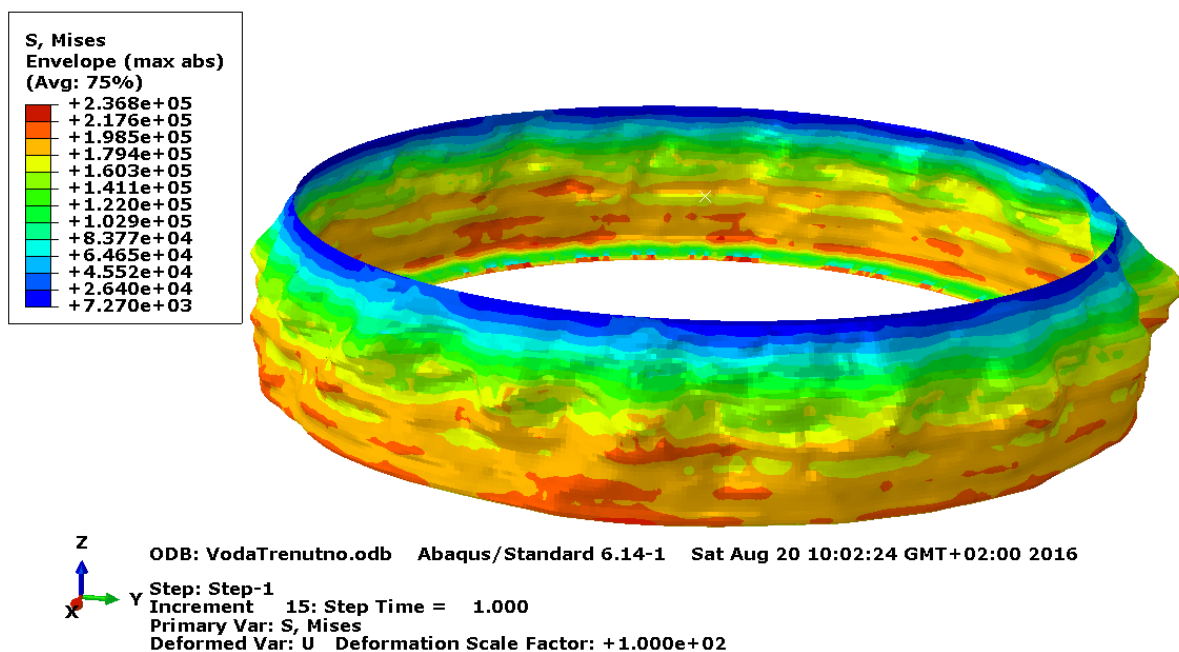
Na Sliki 3.19 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. S slike je razvidno, da imajo nepopolnosti majhen vpliv na deformacijsko obliko, saj oblika ni povsem osnosimetrična. Opazimo lahko, da se napetosti enakomerno spreminjajo po višini. Največja napetost znaša $\sigma_{vM,max} = 22.60 \text{ kN/cm}^2$, kar je manjše od projektne napetosti tečenja $f_{ed} = 24,3 \text{ kN/cm}^2$, torej je še vedno v elastičnem območju.



Slika 3.19: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja polnega rezervoarja, izvedene v programu AceFEM (100-kratna povečava deformacije)

3.6.1.4 Analiza nosilnosti konstrukcije, izvedene v programu Abaqus

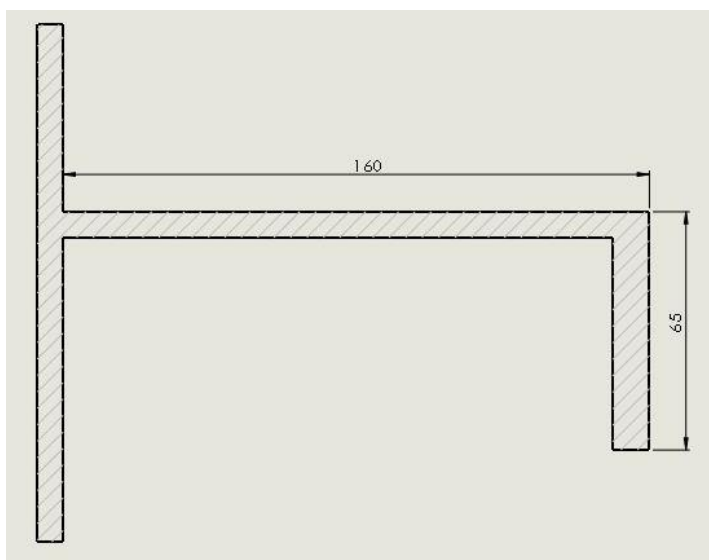
Na Sliki 3.20 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. S slike je razvidno, da je dobljena deformacijska oblika podobna kakor v programu AceFEM. Največja Misesova napetost je tokrat malo večja $\sigma_{vM,max} = 23,68 \text{ kN/cm}^2$, vendar je konstrukcija še vedno v elastičnem območju.



Slika 3.20: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja polnega rezervoarja, izvedene v programu Abaqus (100-kratna povečava deformacije)

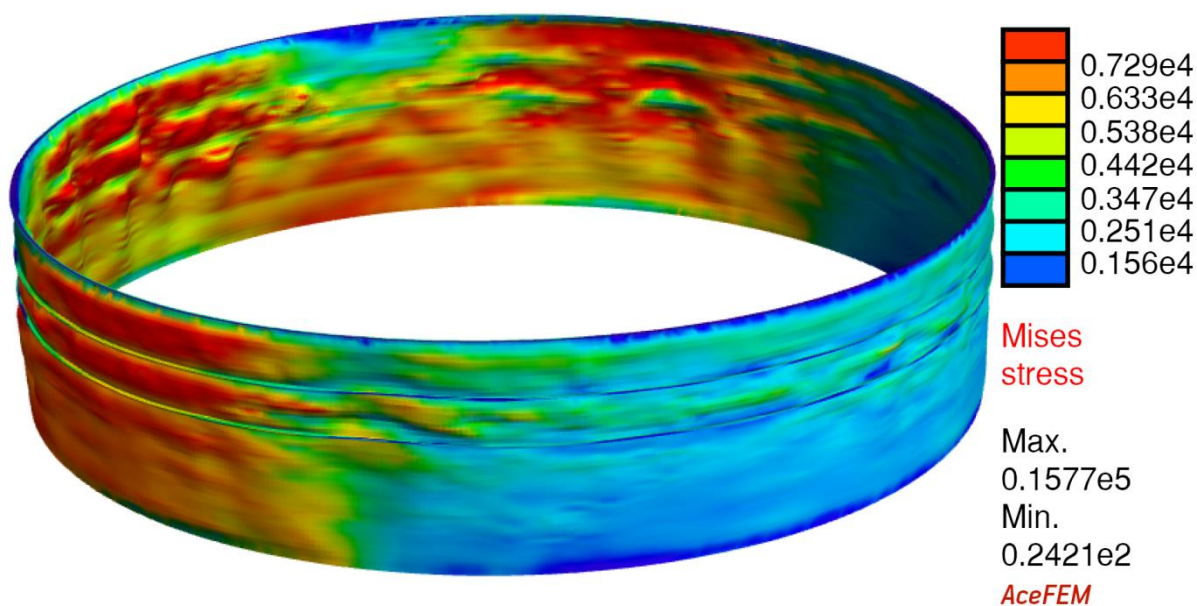
3.6.1.5 Ojačitve

Ker je stabilnost konstrukcije kritična, se je investitor odločil za uporabo dveh ojačitev tipa UPN160 na višinah 5,10 m in 7,07 m. V analizi je bila uporabljena poenostavljena ojačitev v obliki kotnika namesto U-profila, kakor prikazuje Slika 3.21.



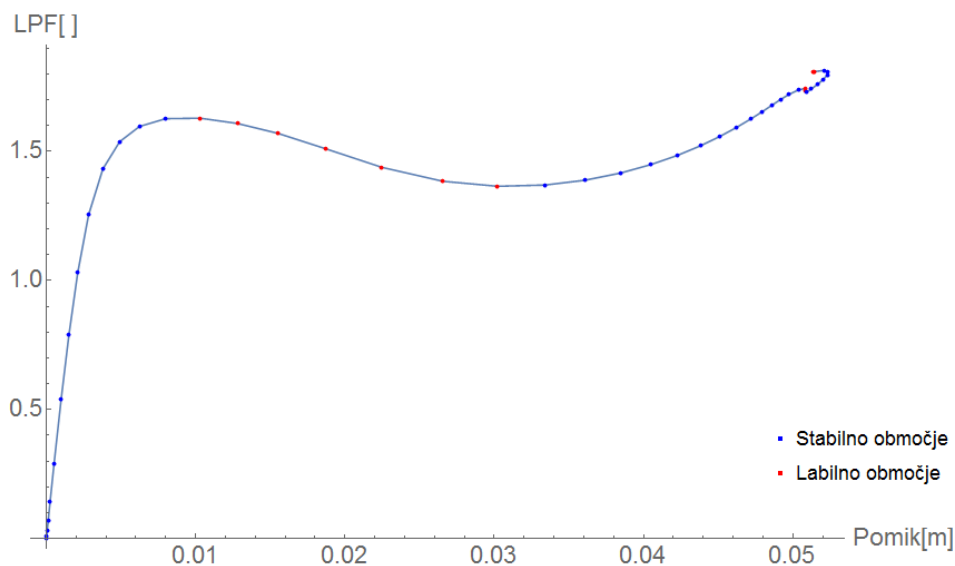
Slika 3.21: Shematski prikaz uporabljenega ojačitve

Po analizi lahko opazimo, da je konstrukcija z ojačitvama stabilna za izbrano obtežno kombinacijo. Na Sliki 3.22 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. Napetosti že v primeru brez ojačitev niso bile problematične, vendar je zanimivo primerjati razliko. Razvidno je, da so se napetosti zmanjšale na $\sigma_{vM, \max} = 1,57 \text{ kN/cm}^2$, največji pomik pa na $u_{\max} = 3,0 \text{ mm}$.



Slika 3.22: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM (400-kratna povečava deformacije)

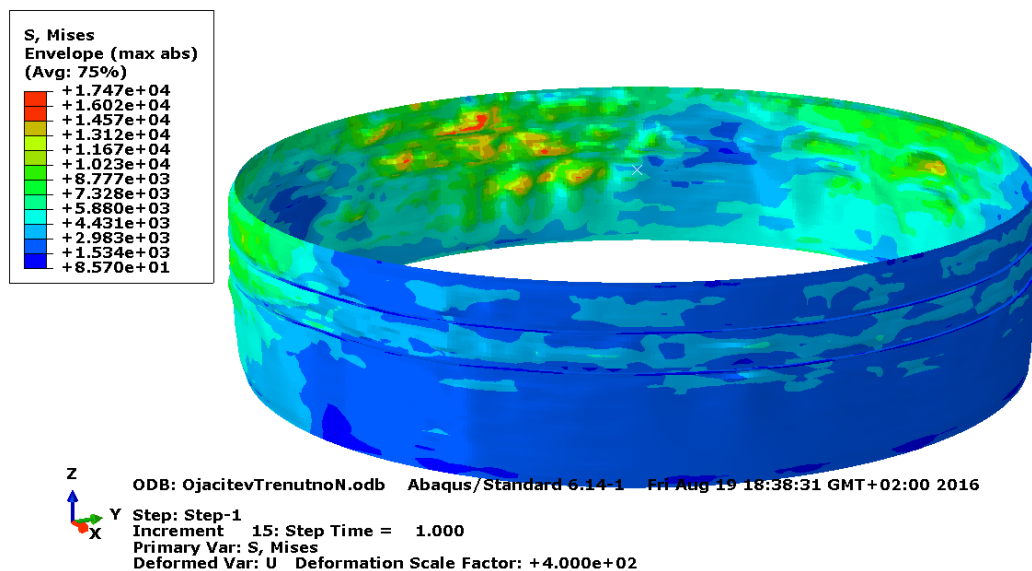
Tokrat sem analizo z metodo ločne dolžine podaljšal čez projektno obtežbo, da sem lahko ugotovil, za koliko se je povečala stabilnost. Iz dobljenega grafa je razvidno, da se je stabilnost konstrukcije povečala za 290 %.



Grafikon 3.5: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM

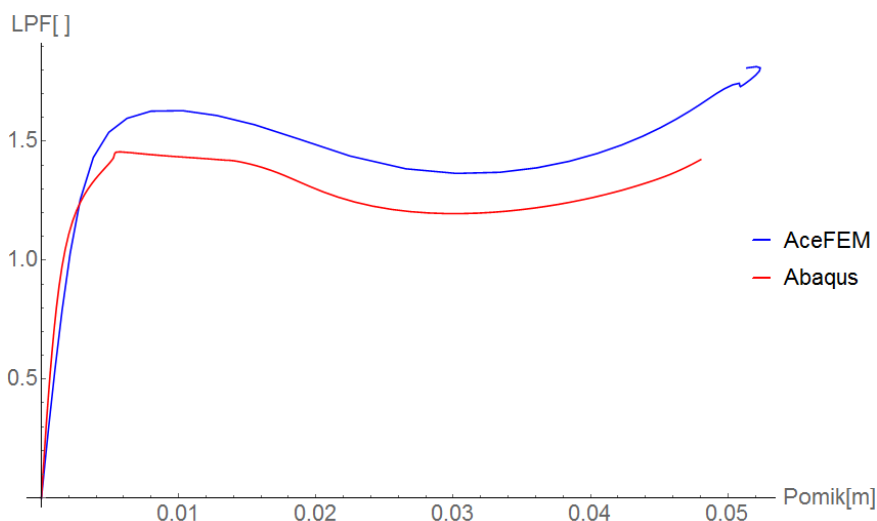
3.6.1.6 Analiza konstrukcije z ojačitvami v programu Abaqus

Na Sliki 3.23 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. V tem primeru je absolutna razlika med rezultati iz obeh programov primerljiva. Največja Misesova napetost je $\sigma_{vM, \max} = 1,75 \text{ kN/cm}^2$, največji pomik pa $u_{\max} = 3,4 \text{ mm}$.



Slika 3.23: Deformiran rezervoar iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu Abaqus (400-kratna povečava deformacije)

Na Grafikonu 3.6 je prikazana primerjava med krivuljo, dobljeno v programu AceFEM, in krivuljo, dobljeno v programu Abaqus. Na grafikonu lahko opazimo podobnost med obliko krivulj, le da je krivulja, dobljena v programu Abaqus, nižja od krivulje, dobljene v programu AceFEM.



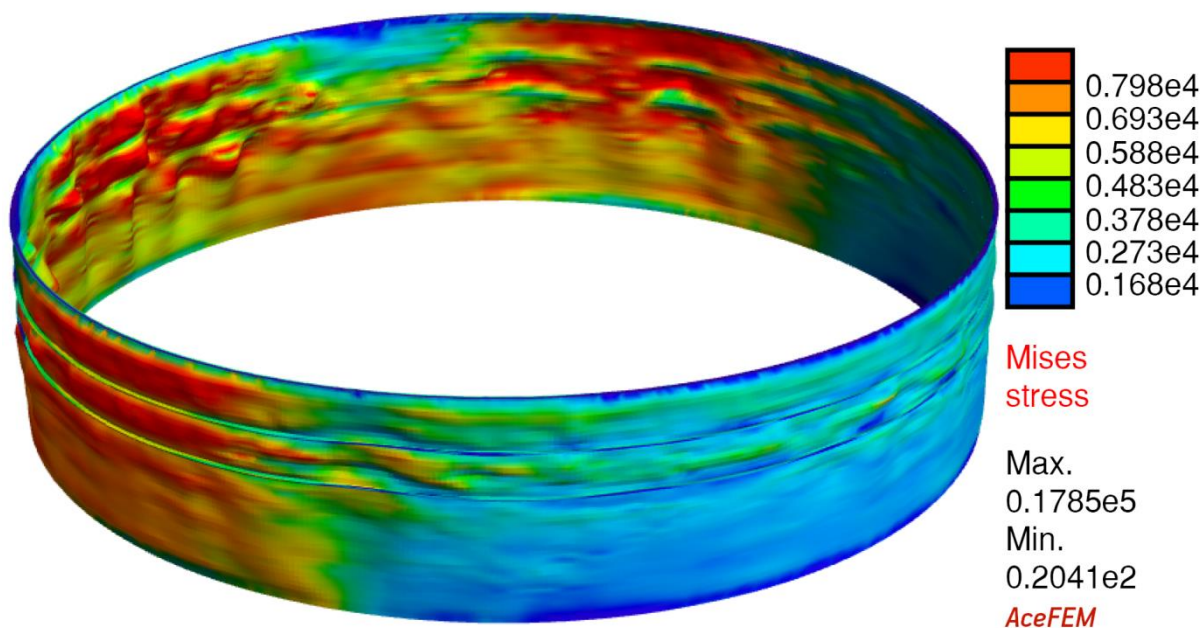
Grafikon 3.6: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami.

3.6.2 Po 10 letih

3.6.2.1 Stabilnost konstrukcije

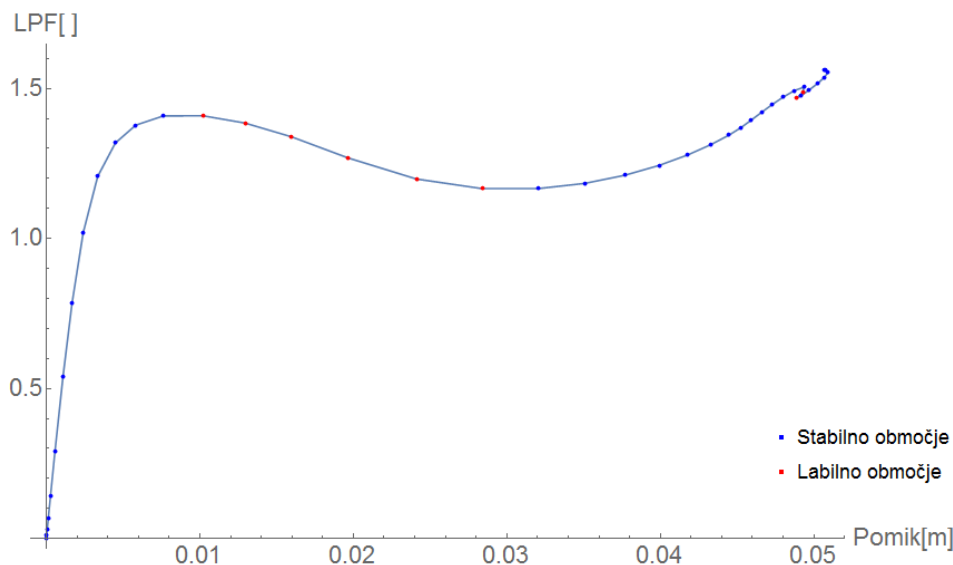
Investitor je želel podaljšati delovanje rezervoarja za deset let, zato je bila preverjena nosilnost in stabilnost konstrukcije ob upoštevanju korozije, ki je predvidena v desetih letih. Uporabljen je isti model, kakor je bil uporabljen pri analizi trenutnega stanja z ojačitvama, le da sem upošteval pričakovano zmanjšano debelino. Uporabljena je tudi ista obtežba in obtežna kombinacija.

Izkaže se, da ojačitve primerno stabilizirajo konstrukcijo za izbrano obtežno kombinacijo. Na Sliki 3.24 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. S slike je razvidno, da je deformirana oblika podobna obliki, dobljeni v analizi trenutnega stanja. Največja Misesova napetost je $\sigma_{vM,max} = 1,79kN/cm^2$, največji pomik pa je $u_{max} = 3,4mm$.



Slika 3.24: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM (400-kratna povečava deformacije)

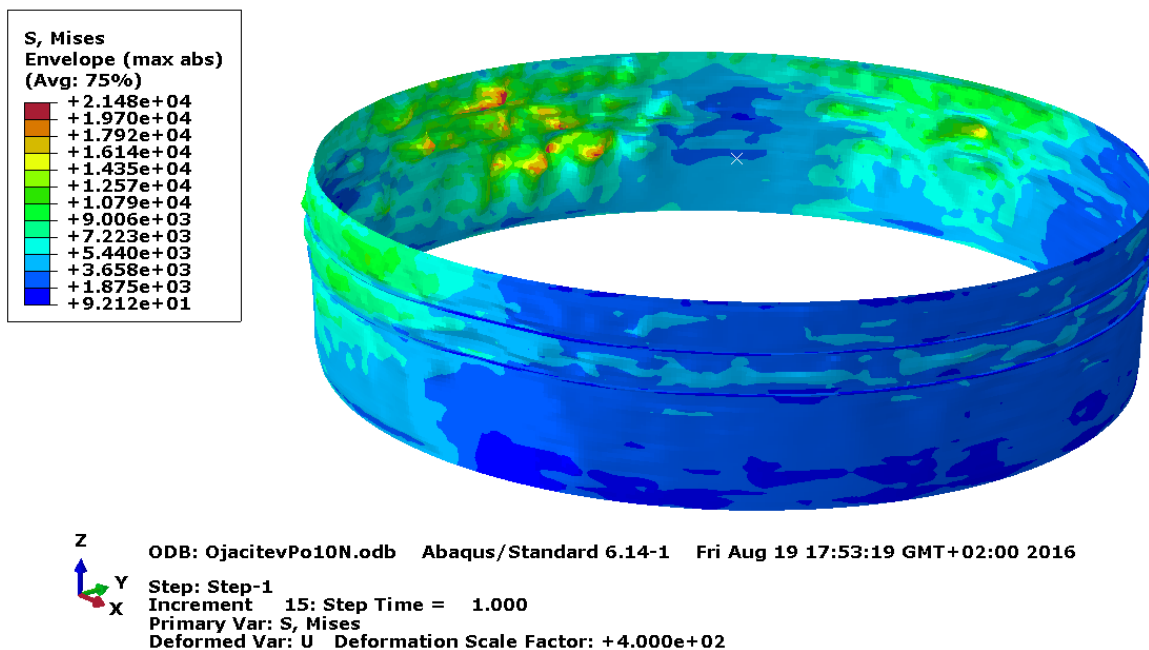
Tudi tokrat sem analizo podaljšal preko projektne obtežbe. Iz Grafikona 3.7 je razvidno, da bo zaradi ojačitve konstrukcija lahko prenesla 1,39-krat večjo obtežbo od projektne brez nobenih izbočitev.



Grafikon 3.7: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu AceFEM

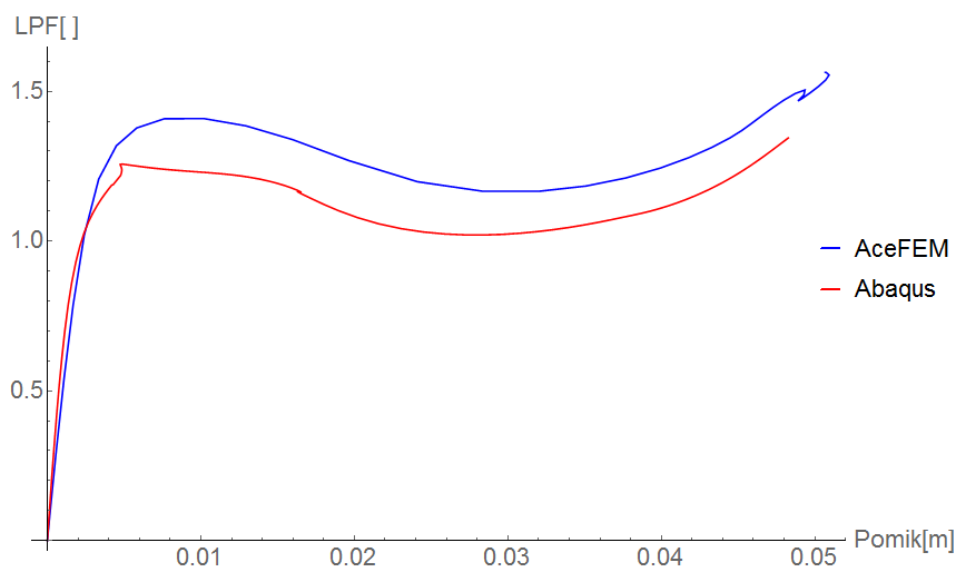
3.6.2.2 Stabilnostna analiza v programu Abaqus

Tudi tokrat se napetosti in pomiki ne razlikujejo bistveno od tistih, ki so dobljeni v programu AceFEM. Opazimo lahko, da je največja dobljena napetost $\sigma_{vM,max} = 2,15 \text{ kN/cm}^2$, največji pomik pa $u_{max} = 5,1 \text{ mm}$.



Slika 3.25: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami, izvedene v programu Abaqus (400-kratna povečava deformacije)

Tudi tokrat lahko v Grafikonu 3.8 opazimo podobnost med krivuljama (enako kot v analizi trenutnega stanja). Razlika je v višinah posameznih krivulj.

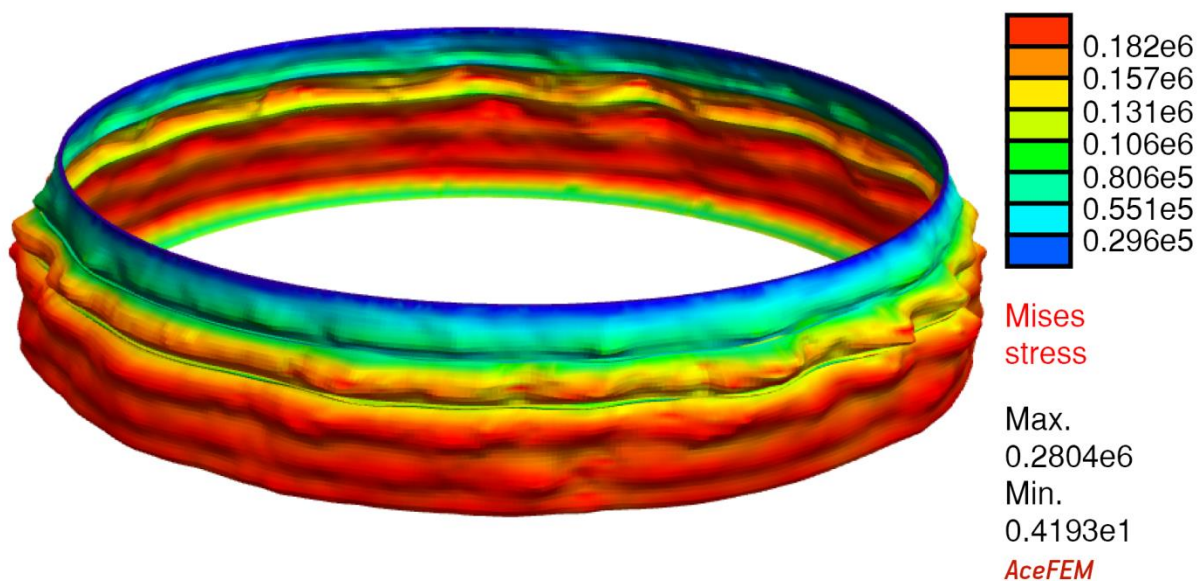


Grafikon 3.8: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z ojačitvami

3.6.2.3 Nosilnost konstrukcije

V naslednjih letih se pričakuje zmanjšanje debeline stene zaradi korozije, zato bo nosilnost sten vsakič manjša. V ta namen je bila izvedena analiza polnega rezervoarja, kakor je bila storjena za trenutno stanje.

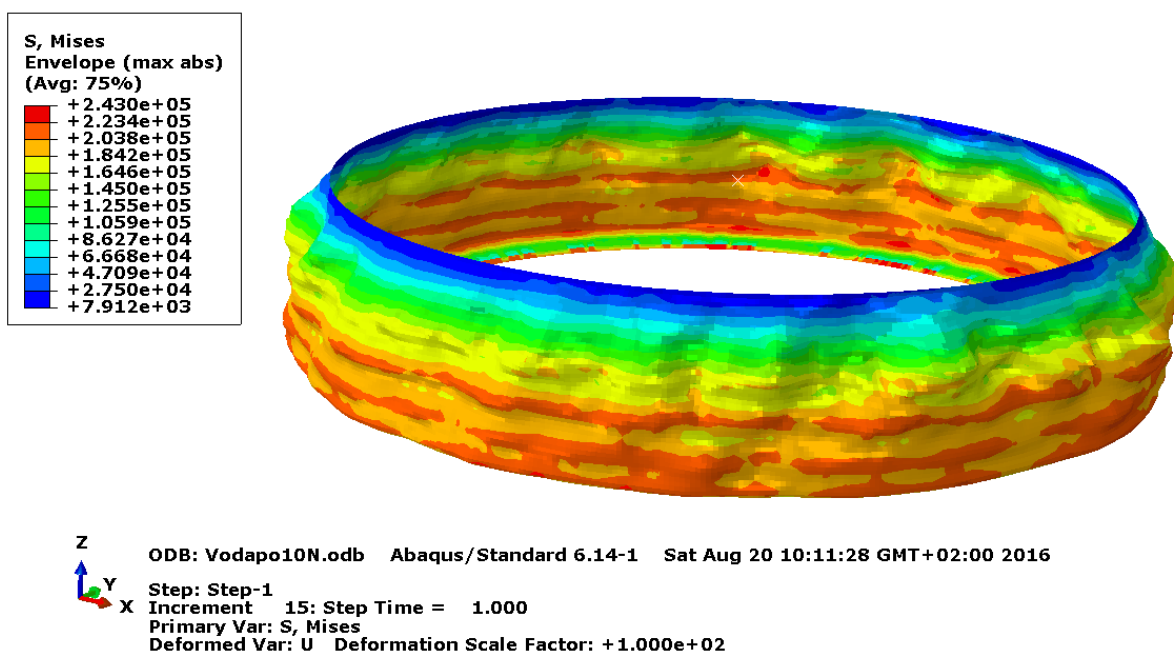
Na Sliki 3.26 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. Po pričakovanjih so napetosti na konstrukciji večje. Največja Misesova napetost znaša $\sigma_{vM,max} = 28,04 kN/cm^2$, kar je večje od napetosti tečenja. Iz natančnejšega pregleda pa je razvidno, da je napetost tečenja dosežena le v dveh končnih elementih, zato plastična porušitev še ne nastopi.



Slika 3.26: Deformiran rezervoar iz analize stanja po 10 letih polnega rezervoarja, izvedene v programu AceFEM (100-kratna povečava deformacije)

3.6.2.4 Analiza nosilnosti konstrukcije, izvedene v programu Abaqus

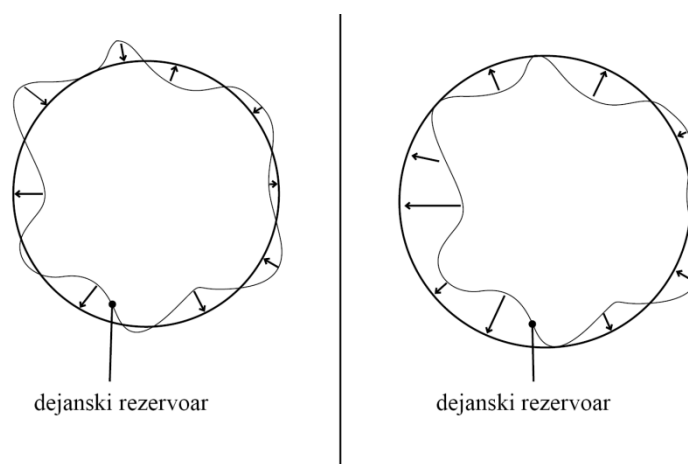
Na Sliki 3.27 so prikazane Misesove napetosti na deformiranem modelu. Opazimo lahko podobnost med dobljenima deformacijskima oblikama. Tudi v programu Abaqus je dosežena napetost tečenja le na majhnem območju, zato ni nevarnosti za plastično porušitev.



Slika 3.27: Deformiran rezervoar iz analize stanja po 10 letih polnega rezervoarja, izvedene v programu Abaqus (100-kratna povečava deformacije)

3.6.3 Analiza rezervoarja z zmanjšano amplitudo nepopolnosti

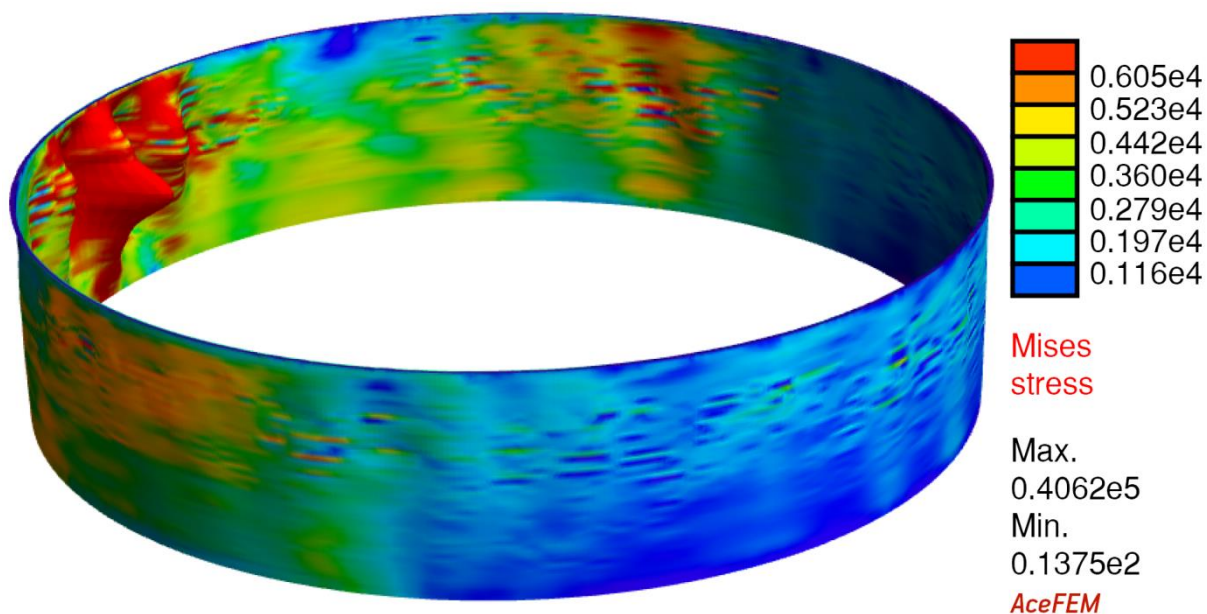
Izvedena je bila kontrola, ki jo zahteva standard EN 1993-1-6 o preverjanju konstrukcije z zmanjšano amplitudo nepopolnosti. Pri analizi, kjer popolni konstrukciji dodamo nepopolnosti, je postopek enostaven, vendar v konstrukcijah, kjer je geometrija podana z začetnimi nepopolnostmi, postopek ni trivialen. Oblika nepopolnosti z zmanjšano amplitudo je odvisna od izbranega radija in od središča popolnega rezervoarja. Zato analize ne moremo imenovati kot analiza konstrukcije z zmanjšano amplitudo nepopolnosti, ampak kot analiza konstrukcije z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi (zato je tudi ta kontrola neizvedljiva za obstoječe rezervoarje). V nagnjenih konstrukcijah bi bilo primerno »popolni« rezervoar izbrati nagnjen, saj se ne pričakuje, da se bo rezervoar »zravnal«. Vendar nastane problem, ker bi bilo potrebno na vsaki višini posebej določiti zmanjšano amplitudo, kar privede do težav z zveznostjo konstrukcije. Analiza je torej narejena kot primerjava uporabe malo drugačnih nepopolnosti. Na sliki 3.28 je shematski prikaz, kako izbor popolne konstrukcije vpliva na dobljeni rezervoar z zmanjšano amplitudo.



Slika 3.28: Shematski prikaz problema določevanja rezervoarja z zmanjšano amplitudo

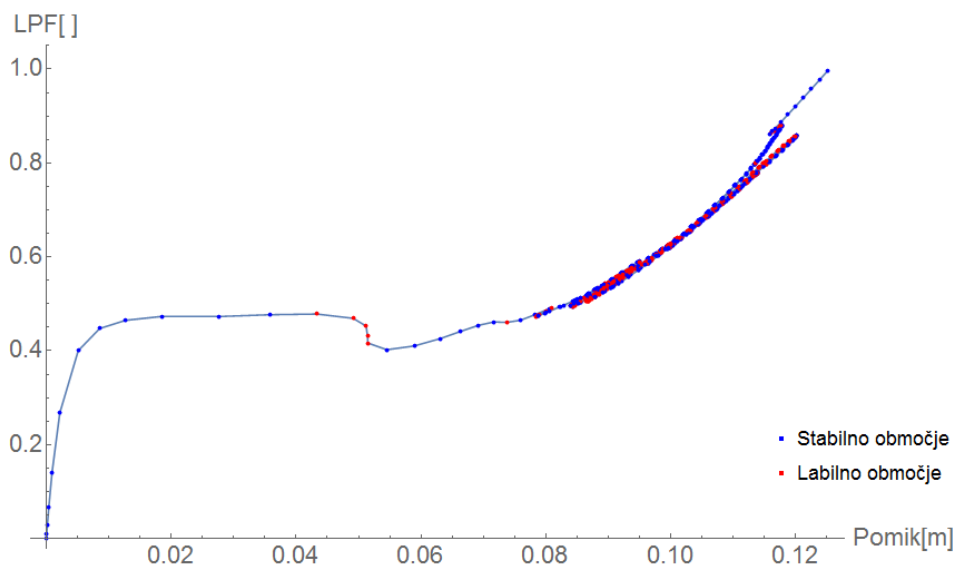
Analiza je bila izvedena na rezervoarju z radijem $r = 19.5059m$, na katerem so bile podane nepopolnosti z amplitudo 90 % primarnih nepopolnosti, in debelino, ki ustreza trenutnemu stanju.

Analiza ni konvergirala pri $\lambda = 0,475$, kar je za $\Delta\lambda = 0,026$ manj kot v analizi s primarnimi nepopolnostmi. Na Sliki 3.29 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. Deformacije ponovno narekuje obtežba vetra. Opazimo lahko, da se oblika ni bistveno spremenila v primerjavi z analizo s primarnimi nepopolnostmi. Medtem ko je največja dobljena napetost $\sigma_{vM,max} = 4,06kN/cm^2$, je največji pomik $u_{max} = 25,2mm$, kar se bistveno ne razlikuje od primerjane analize.



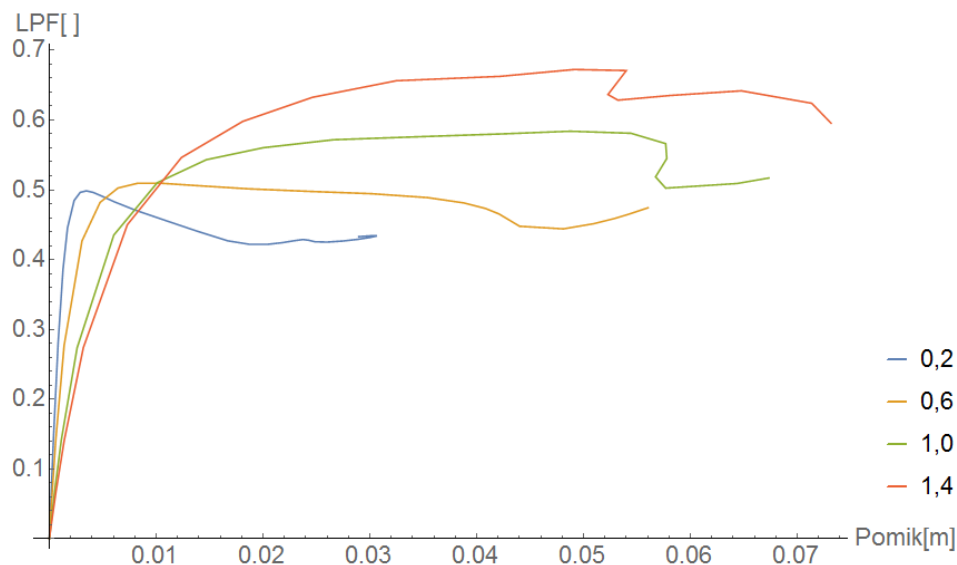
Slika 3.29: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi, izvedene v programu AceFEM (150-kratna povečava deformacije)

Na grafikonu 3.9 je prikazan potek LPF-ja v odvisnosti od pomikov.



Grafikon 3.9: Potek obremenitvene poti v odvisnosti od pomika iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi, izvedene v programu AceFEM

Iz Grafikona je razvidno, da je obremenitvena pot podobna kot pri osnovni konstrukciji, le da je obremenitvena pot konstrukcije s prvotnimi nepopolnostmi višja. Izvedene so bile še analize z različnimi velikostmi amplitude. V grafikonu 3.10 je prikazan potek LPF-ja v odvisnosti od pomikov izračunano z AceFEMom za nepopolnostmi z amplitudami pomnožne z 0,2, 0,6, 1,0 in 1,4.

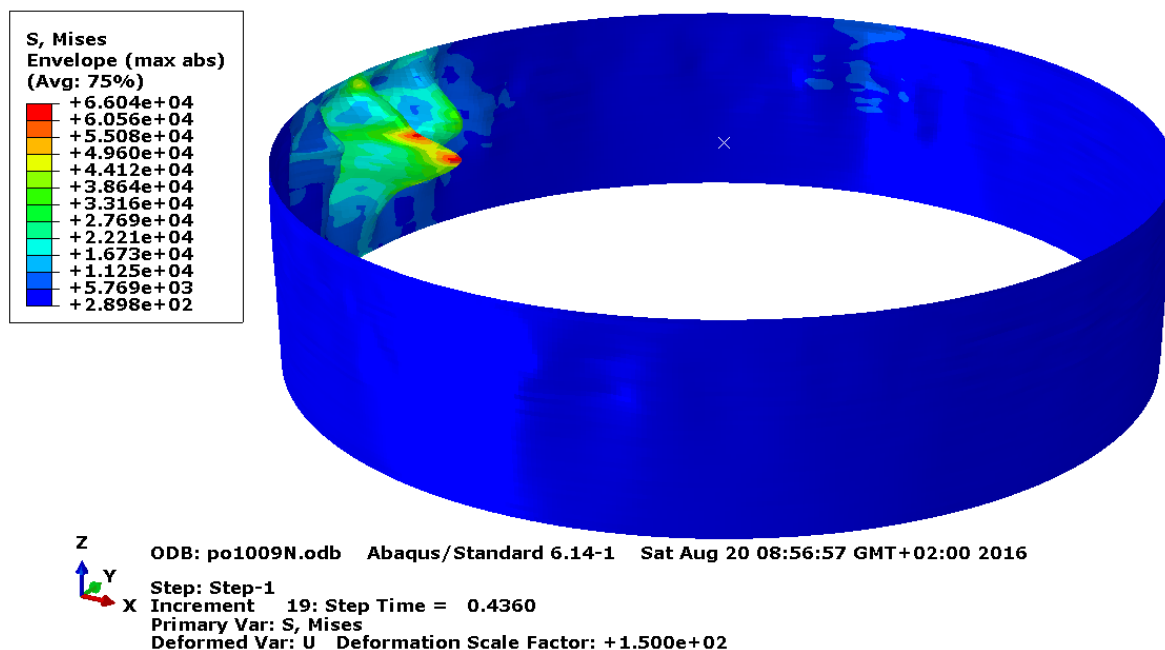


Grafikon 3.10: Prikaz obremenitvene poti za različne velikosti amplitud nepopolnosti

Iz grafikona 3.10 je razvidno, da z večanjem amplitude se večja limitna točka. Opazimo lahko tudi, da pri manjših amplitudah je krivulja bolj »ostra«. Če primerjamo konstrukcijo s koeficientom amplitude 0.2 in 1.4, lahko vidimo, da ima konstrukcija z večjo amplitudo pri $LPF = 0.5$, 2.8 krat večje pomike. Torej lahko sklepamo, da ima referenčni rezervoar tako amplitudo in obliko nepopolnosti, da prvih lokalnih izbočitev popolnejše konstrukcije ne zaznava in nemoteno nadaljuje po obremenitveni poti, vendar pri isti obremenitvi ima večje pomike kakor konstrukcije z manjšimi nepopolnostmi.

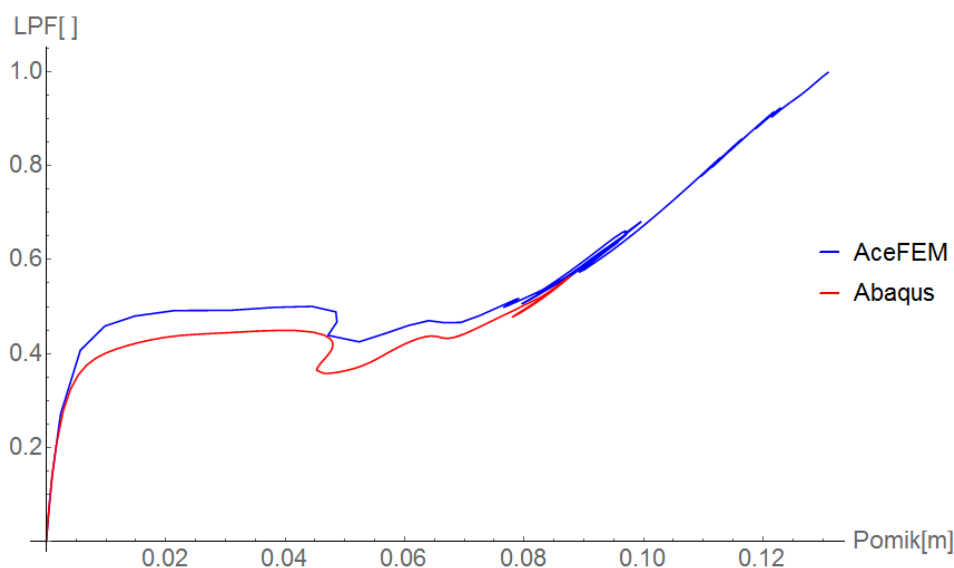
3.6.3.1 Kontrola analize v programu Abaqus

Na Sliki 3.30 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. Kakor na vseh dosedanjih analizah tudi tokrat dobimo podobno deformacijsko obliko in nižji LPF ob nastopu divergence $\lambda = 0,436$. Največja napetost je $\sigma_{vM,max} = 6,60 kN/cm^2$, največji pomik pa $u_{max} = 39,2 mm$.



Slika 3.30: Deformiran rezervoar iz analize stanja po desetih letih pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi, izvedene v programu Abaqus (150-kratna povečava deformacije)

Na Grafikonu 3.11 je prikazana primerjava med krivuljo, dobljeno v programu AceFEM, in krivuljo, dobljeno v programu Abaqus. Krivulji sta tudi v tej analizi podobni, razlikujeta se le v višini. Tokrat se je v Abaqus-u, potem ko je maksimalni pomik dosegel vrednost 90 mm, obremenitvena pot začela vračati po isti krivulji proti izhodišču. Za preprečitev tega bi bilo potrebno izbrati drugačno mrežo, vendar potem ne bi bila analiza primerljiva z analizo v AceFEM-u.

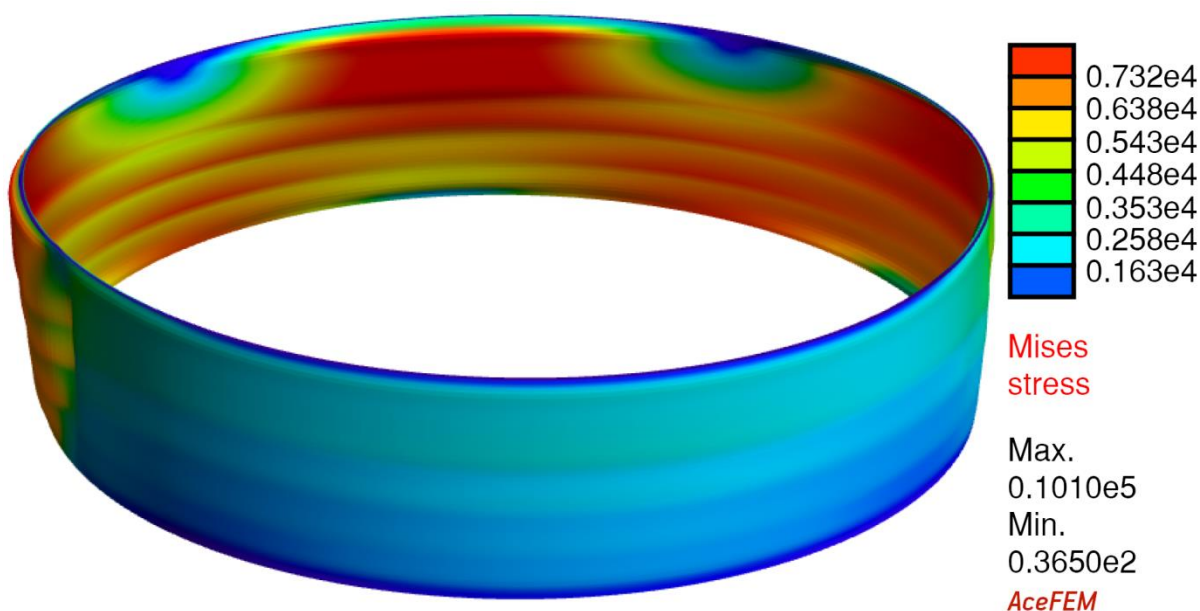


Grafikon 3.11: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti iz analize trenutnega stanja pod vplivom obtežbe vetra z drugačnimi začetnimi nepopolnostmi

3.6.4 Popolna konstrukcija

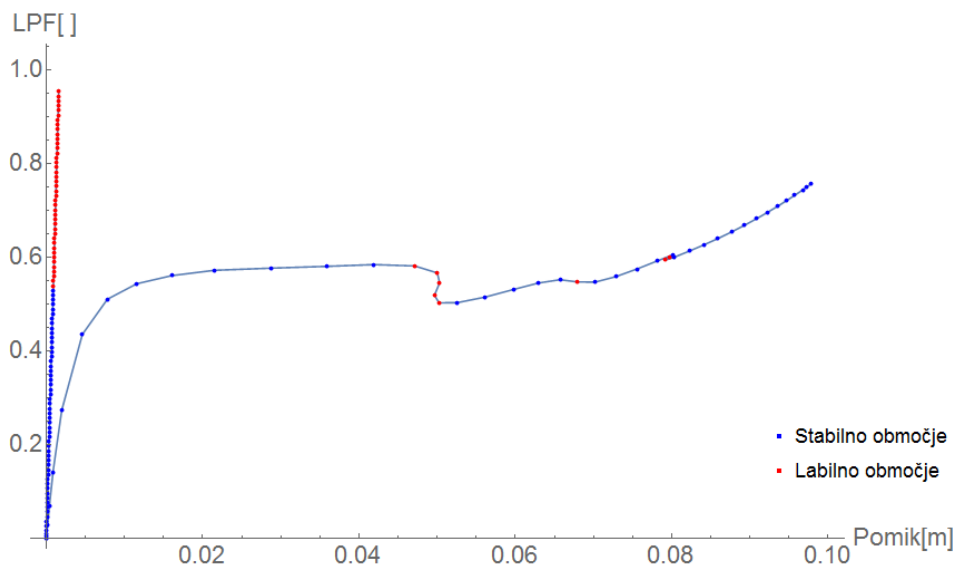
Izvedena je bila kontrola, ki jo zahteva standard EN 1993-1-6 v Poglavju 8.7.2 (5), o analiziranju popolne konstrukcije. Izbrana popolna konstrukcija ima radij $r = 19.5059$ m in debelino, ki ustreza trenutnemu stanju.

Analiza z Newtonovo iteracijo je dosegla projektno obtežbo. Na Sliki 3.31 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. Razvidno je, da nepopolnosti bistveno vplivajo na potek deformacij, saj je tokrat največji pomik $u_{\max} = 1,9\text{mm}$, kar je bistveno manj od konstrukcije z začetnimi nepopolnostmi. Največja napetost zanaša $\sigma_{vM,\max} = 1,01\text{kN/cm}^2$, kar je tudi nižje v primerjavi z nepopolnim rezervoarjem.



Slika 3.31: Deformiran popoln rezervoar pod vplivom obtežbe vetra pri LPF = 1, izvedene v programu AceFEM (800-kratna povečava deformacije)

Na Grafikonu 3.12 je prikazana primerjava med popolno konstrukcijo in konstrukcijo z začetnimi nepopolnostmi. Z grafikona je razvidno, da ima togostna matrika negativne lastne vrednosti že pri $\lambda = 0,529$. V analizi z metodo ločnih dolžin bi lahko hitro spregledal labilno pot, če ne bi preverjal negativnih lastnih vrednosti. Glede na to, da graf še vedno narašča, lahko sklepamo, da gre za lokalne izbočitve, tako da globalna stabilnost ni ogrožena.

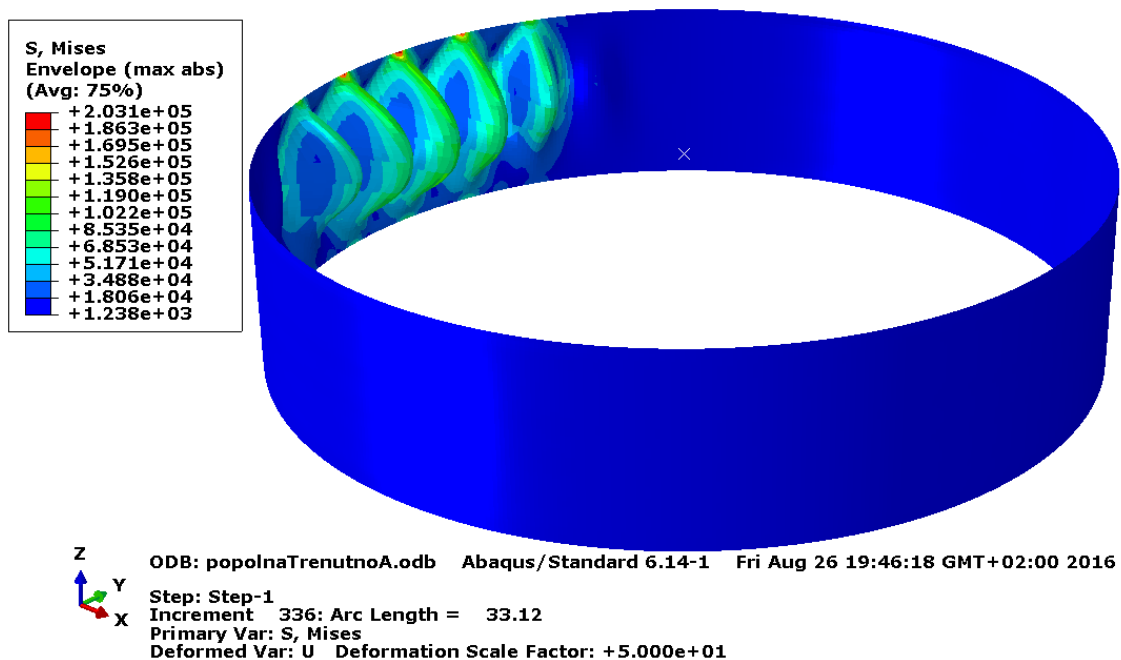


Grafikon 3.12: Primerjava poteka obremenitvene poti v odvisnosti od pomika med popolno konstrukcijo in konstrukcijo z začetnimi nepopolnostmi, izvedena v programu AceFEM

Z grafa je razvidno, kako nepopolnosti vplivajo na deformacije, saj ima nepopolna konstrukcija že od vsega začetka večje pomike pri isti obtežbi. Iz rezultatov je tudi razvidno, da togostna matrika popolne konstrukcije prej dobi negativne lastne vrednosti kakor konstrukcija z začetnimi nepopolnostmi. Slednje pomeni, da v popolni konstrukciji pride prej do lokalnih izbočitev.

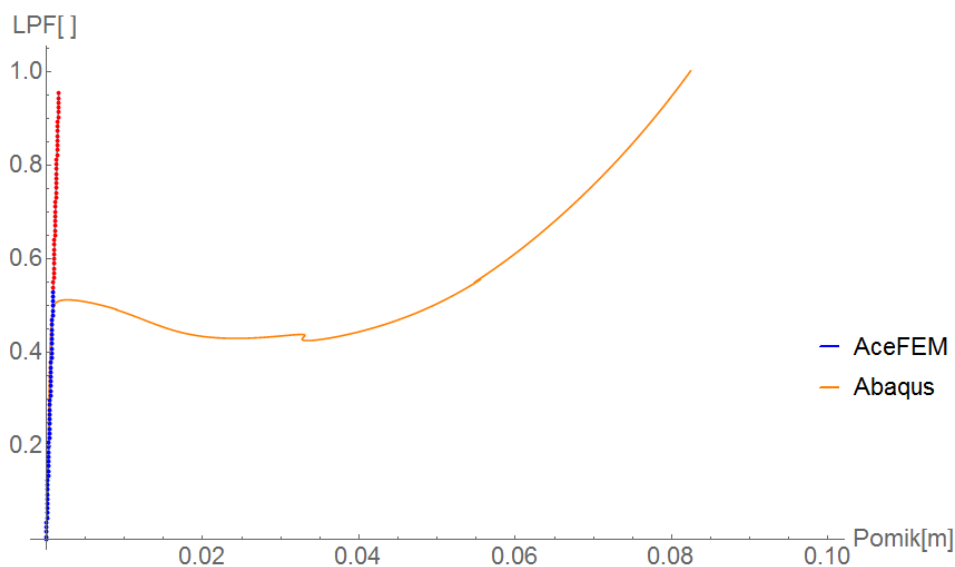
3.6.4.1 Kontrola analize v programu Abaqus

V programu Abaqus je analiza dosegla limitno točko pri $\lambda = 0,512$, kar je malo nižje od vrednosti, ko so se pojavile negativne lastne vrednosti v programu AceFEM. Na Sliki 3.32 so prikazane von Misesove napetosti na deformiranem modelu. S slike je razvidno, da se plašč naguba, za razliko od deformacijske oblike, dobljene v programu AceFEM, ki je gladka. Največji pomiki pri $\lambda = 1$ so $u_{\max} = 84,7 \text{ mm}$, največje napetosti pa $\sigma_{vM, \max} = 20,31 \text{ kN/cm}^2$. Tokrat je razlika velika, saj v programu AceFEM obtežba linearno narašča, medtem ko se v programu Abaqus po dosegu limitne točke pomiki hitreje večajo.



Slika 3.32: Deformiran popoln rezervoar pod vplivom obtežbe vetra popolne konstrukcije pri LPF = 1, izvedene v programu Abaqus (50-kratna povečava deformacije)

Metoda ločne dolžine po dosegu vrednosti, ko dobimo v togostni matriki negativne lastne vrednosti, ni linearno nadaljevala po labilni poti, ampak je analiza razbremenjevala konstrukcijo. V Grafikonu 3.13 je prikazan potek obremenitvene poti popolne konstrukcije. Opazimo lahko, da tudi tokrat konstrukcija doseže projektno obtežbo z nekaj skoki pomikov. Končni pomik popolne konstrukcije izračunan v Abaqusu pa je za $\Delta u = 50\text{ mm}$ manjši od konstrukcije z začetnimi nepopolnostmi.



Grafikon 3.13: Primerjava krivulj poteka obremenitvene poti popolne konstrukcije pod vplivom vetra

4 ZAKLJUČEK

Jekleni rezervoarji zaradi ugodne oblike lahko brez večjih težav prenesejo natezne napetosti, ki nastanejo zaradi hidrostatične obtežbe tekočine. Ker jeklo dobro prenaša natezne napetosti, so stene rezervoarjev lahko zelo tanke. Tako dobimo veliko razmerje med radijem cilindra in debelino sten, kar privede do stabilnostnega problema. Poleg velikega razmerja med radijem in debelino na stabilnost lupinastih konstrukcij vplivajo nepopolnosti. Jekleni rezervoarji so stalno pod vplivom korozije zaradi shranjene tekočine ali zaradi zunanje vpliva, zato se debelina konstrukcije stalno manjša. Zaradi velikih težav, ki jih ima lahko konstrukcija, je potrebno skozi celotno življenjsko obdobje rezervoarja izvajati redne tehnične preglede debeline sten ter nepopolnosti konstrukcije.

V diplomski nalogi sem preučil standarde, ki zajemajo rezervoarje, s poudarkom na standardu API 579, ki zajema obstoječe rezervoarje. Osredinil sem se na numerično analizo, kjer standard zahteva geometrijsko in materialno, nelinearno analizo, z upoštevanjem začetnih nepopolnosti (GMNIA). Pri konkretnem rezervoarju, ki sem ga analiziral, se je pojavljal problem stabilnosti, zato napetosti nikoli niso presegle napetosti tečenja. Glavni pokazatelj nestabilnosti konstrukcije je glede na standard nekonvergenca analize. Vendar je potrebno biti pozoren tudi na druge stvari, kot so negativne lastne vrednosti v togostni matriki.

Cilj naloge je bila izvedba analize nosilnosti in stabilnosti obstoječe konstrukcije v programu AceFEM s kontrolami v programu Abaqus. Vhodni podatek je bila množica izmerjenih koordinat plašča rezervoarja, ki predstavlja dejansko geometrijo, ter izmerjena debelina sten. Ker program AceFEM deluje v Mathematici, sem s pomočjo funkcij, vgrajenih v njej, najprej interpoliral koordinate, da sem dobil kontinuiran plašč, in nato določil mrežo končnih elementov, ki sem jo uporabil v programu AceFEM. Na takšen način sem lahko analiziral konstrukcijo od začetka do konca v istem programu. Iz programa AceFEM sem nato izvozil podatke za izvedbo analize v programu Abaqus. Ker je investitor želel podaljšati delovanje rezervoarja za 10 let, je bilo potrebno izvesti še analizo z zmanjšano debelino sten zaradi predvidene korozije.

Vse analize so bile izvedene z Newtonovo iteracijo in z metodo ločne dolžine. Izkazalo se je, da je v stabilnostnih analizah primerneje uporabljati metodo ločne dolžine, saj lahko s to metodo dobimo boljši pregled nad delovanjem konstrukcije (tudi po nastopu limitne točke).

Rezultati analiz so pokazali, da je že v trenutnem stanju stabilnost kritična za izbrani obtežbeni primer, medtem ko nosilnost ni problematična. Investitor se je odločil za uporabo dveh ojačitev UPN160. Rešitev se je izkazala za primerno, saj je analiza pokazala, da bo taka konstrukcija stabilna, kljub morebitnemu zmanjšanju debeline zaradi korozije v naslednjih 10 letih.

Primerjava rezultatov AceFEM-a in Abaqus-a je pokazala, da Abaqus konstantno računa 0,91-kratno vrednost limitne točke, dobljene v programu AceFEM. Med vsemi vhodnimi podatki so bile večkrat narejene primerjave, ali je razlika posledica različnih vhodnih podatkov. Razlika med vhodnimi podatki je minimalna in ne bi smela povzročiti tako velike razlike med rezultati. Sklepam, da je težava v samih programih. Da bi ugotovili, zakaj pride do razlik, bi bilo potrebno imeti vpogled v ozadje programov.

Prednost programa AceFEM je predvsem, da lahko celotno analizo izvedemo v istem programu. Tako lahko za isto konstrukcijo vsakič, ko se naredi tehnični pregled, program poda izmerjene koordinate in debeline sten ter se lahko v trenutku analizira konstrukcijo. Za uporabo v drugih konstrukcijah pa bi bilo potrebno narediti nekaj popravkov, kot so npr. določitev višin segmentov, lastnosti materiala, obtežba konstrukcije in morebitni drugi popravki. Druga prednost programa AceFEM, ki omogoča lažji pregled nad delovanjem konstrukcije, je možnost prikazovanja obremenitvene poti ter označevanje stabilnega in labilnega območja v istem grafu (za preverjanje negativnih lastnih vrednosti je namreč v programu Abaqus potrebno odpreti drugo datoteko).

5 VIRI

5.1 Uporabljeni viri

[1] IBE, d.d., 2012.

<https://www.ibe.si/si/news/Strani/Novica43.aspx> (Pridobljeno 29. 6. 2016).

[2] AIR Worldwide.2016.

<http://www.air-worldwide.com/Publications/AIR-Currents/attachments/A-More-Rigorous-Approach-to-Assessing-Catastrophe-Risk-for-Industrial-Facilities/> (Pridobljeno 5. 7. 2016).

[3] University of Puerto Rico at Mayagüez. 2016.

<http://lef.uprm.edu/Failure%20of%20two%20Tanks/Examples%20Wind.html> (Pridobljeno 29. 6. 2016).

[4] Jaca, R. C., Godoy, L. A. 2003. Analisis de la falla de un tanque metalico bajo la acción del viento. Mecánica Computacional Vol. XXII, Bahia Blanca. str. 492–507.

[5] Versa Integrity Group, Inc. 2016

<http://versaintegrity.com/inspection-services/above-ground-storage-tank-inspection> (Pridobljeno 10. 8. 2016.)

[6] CST Industries, Inc. 2016.

<http://www.cstindustries.com/products/bioenergy-solutions/> (Pridobljeno 29. 6. 2016).

[7] Belzona International Ltd. 2016.

<http://www.belzona.com/en/products/5000/5111.aspx> (Pridobljeno 14. 7. 2016).

[8] SIST EN 1993-1-6:2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1–6. del: Trdnost in stabilnost lupinastih konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

[9] SIST EN 1993-4-2:2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 4-2. del: Rezervoarji. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

[10] SIST EN 14015:2005. Specifikacija za načrtovanje in proizvodnjo na mestu postavitve grajenih navpičnih, valjastih, varjenih, jeklenih nadzemnih posod z ravnim dnom za shranjevanje tekočin pri temperaturi okolja ali višji temperaturi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

- [11] API 650:2013. Welded Tanks for Oil Storage, Twelfth Edition. Washington, American Petroleum Institute.
- [12] Rotter, J. M., Schmidt, H. (ur.). 2008. Buckling of Steel Shells, European Design Recommendations, N°125, 5th edition. European Convention for Constructional Steelwork.
- [13] API 653:2014. Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction, Fifth Edition. Washington, American Petroleum Institute.
- [14] API 579:2007. Fitness-For-Service, Second Edition. Washington, American Petroleum Institute.
- [15] SIST EN 1993-4-1:2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 4-1. del: Silosi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo
- [16] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [17] SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [18] Burgos, C. A., Jaca, R. C., Godoy, L. A. 2014. Efectos de la modelacion de presiones por viento en altura sobre la estabilidad de tanques de almacenamiento de fluidos. Mecanica Computacional Vol XXXIII, San Carlos de Bariloche. str. 971–984.

5.2 Ostali viri

- [19] Myers, P. E., Above Ground Storage Tanks. New York: McGraw-Hill Education, 1997.
- [20] Pullarcot, S., Above Ground Storage Tanks: Practical Guide to Construction, Inspection, and Testing. Boca Raton: CRC Press, 2015.
- [21] Godoy, L. A., Flores, F. G. 2002. Imperfection sensitivity to elastic buckling of wind loaded open cylindrical tanks. Structural Engineering and Mechanics Vol. XIII, Daejeon. str. 533–542.
- [22] SIST EN 1991-1-1:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [23] Abaqus Analysis User's Manual. Vol. 5. (2016)
https://things.maths.cam.ac.uk/computing/software/abaqus_docs/docs/v6.12/pdf_books/ANALYSIS_5.pdf (Pridobljeno 8. 4. 2016).

»Ta stran je namenoma prazna.«

PRILOGA A: ANALIZA STENE REZERVOARJA V PROGRAMU ACEFEM