

UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

DISERTACION

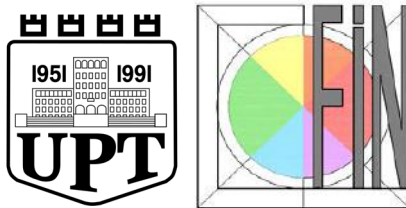
Për mbrojtjen e gradës shkencore “Doktor”

METODAT STOKASTIKE NË PROJEKTIMIN E TUNELEVE

Përgatitur nga: MSc. Erion Bukaçi

Udhëheqës shkencor: Prof. Thoma Korini

Tiranë, Dhjetor 2016



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

Disertacion për mbrojtjen e gradës shkencore “Doktor”

METODAT STOKASTIKE NË PROJEKTIMIN E
TUNELEVE

Përgatitur nga: MSc. Erion Bukaçi
Udhëheqës shkencor: Prof. Thoma Korini

Mbrohet më datë 23.12.2016 para jurisë:

Prof. Niko Pojani,	Kryetar, Oponent
Prof. Luljeta Bozo,	Anëtare, Oponente
Prof. Stavri Lami,	Anëtar
Prof. Vasil Jorgji,	Anëtar
Prof. Asoc. Neritan Shkodrani,	Anëtar

Tiranë, Dhjetor 2016

Përmbledhje

Metodat stokastike në projektimin e tuneleve.

Në të shkuarën, projektimi i tuneleve konsiderohej si një art dhe një nga librat e vjetër mbi ndërtimin e tuneleve titullohet “Arti i tunelimit” (Szechy, 1967). Nga ajo kohë, shumë inxhinierë dhe shkencëtarë kanë punuar në zhvillimin e metodave të avancuara për projektimin e tuneleve. Rritja e fuqisë llogaritëse të kompjuterave, na jep mundësinë e përdorimit të metodave shumë të avancuara në projektimin e tuneleve. Por këto metoda të avancuara janë shumë të kufizuara nëse përdoren vetëm për llogaritje deterministike. Parametrat e shkëmbit, të dherave, gjeometria e tuneleve, konstruksionet mbajtëse të tuneleve, etj, nuk mund të karakterizohen nëpërmjet vlerave të sakta.

Trendi i ditëve të sotme është përdorimi i analizës së besueshmërisë në procesin e projektimit, në këtë mënyrë, nga llogaritjet e kryera, nuk përfitohet një vlerë e vetme, p.sh. jo vetëm faktori i sigurisë, por një grup vlerash të faktorit të sigurisë dhe nga ky grup vlerash, mund të llogaritet probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit).

Puna kërkimore e zhvilluar në këtë disertacion ka për qëllim të adresojë problemet e hasur nga inxhinierët të cilët kryejnë analizat e besueshmërisë. Puna kërkimore e kryer në këtë disertacion ndahet në gjashtë pjesë: 1) një përmbledhje e metodave të kryerjes së analizës së besueshmërisë të përdorura ditët e sotme në inxhinierinë gjeoteknike; 2) aplikimi i analizës së besueshmërisë në katër raste studimore për projektimin e konstruksionit mbajtës të tuneleve, duke përdorur metoda diskrete dhe stokastike; 3) aplikimi i analizës së besueshmërisë duke përdorur metodën Sauku; 4) zhvillimi dhe aplikimi i një metodologjie në përcaktimin e numrit minimal të iteracioneve të nevojshëm në simulimin Monte Carlo; 5) aplikimi i analizës së besueshmërisë duke përdorur Metodën e Elementëve të Fundëm; 6) krahasimi i rezultateve të metodave analitike (Sauku dhe Carranza – Torrez & Fairhurst) dhe atyre numerike (Metoda e Elementëve të Fundëm e aplikuar me analiza dy dhe tre përmasore).

Në këtë disertacion janë përdorur katër metoda të mirënjohura të aplikimit të analizës së besueshmërisë, të ndara në dy grupe, metodat diskrete (PEM dhe FOSM) dhe ato stokastike (FORM dhe Simulimi Monte Carlo).

Rezultatet e përftuara nga kërkimi shkencor i realizuar në këtë disertacion, mbështesin konkluzionet në vijim: 1) përdorimi i metodave stokastike në analizën e besueshmërisë paraqet avantazh krahasuar me përdorimin e metodave diskrete; 2) është e

rëndësishme të përdoret analiza e besueshmërisë në çdo projekt tuneli; 3) është ndonjëherë më mirë përdorimi i metodave analitike sesa i atyre numerike; 4) është gjithmonë e rëndësishme të përcaktohet numri minimal i nevojshëm i iteracioneve në simulimin Monte Carlo; 5) metoda Sauku në projektimin e tuneleve është një qasje shumë e mirë e krahasuar me metoda të tjera analitike dhe numerike; 6) është tani koha për përdorimin e analizës së besueshmërisë në metodat numerike, megjithëse është më e thjeshtë përdorimi i metodave diskrete sesa i atyre stokastike.

Fjalë kyçe: Analizë besueshmërie; FORM: FOSM; PEM; Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit); Projektimi i tunelit; Simulimi Monte Carlo; Treguesi i Besueshmërisë.

Abstract

Stochastic methods used in tunnel design.

In the past, tunnel design was considered an art and one of the old books for tunnel construction, was “The Art of Tunneling” (Szechy, 1967). Till that time a lot of engineers and scientists have worked to develop advanced methods in designing tunnels. Increased power in computer processing gives us today very advanced methods to use in tunnel design. But these methods are very limited if used only in deterministic calculations. Rock data, soil data, geometry, supports etc. are not exact values. Today, state of the art in the design process is to use reliability analysis, this way a range of factors of safety can be obtained and probability of failure can be calculated.

The research conducted in this thesis aims to address the problems encountered by the engineer which has to deal with reliability analysis. The scientific research conducted in this thesis is divided in six parts: 1) a summary of reliability methods used now days in geotechnical engineering; 2) applying reliability analysis in four case studies for tunnel support design, using discrete and stochastic methods; 3) applying reliability analysis using Sauku approach; 4) developing and applying a methodology to establish minimum number of iterations needed in Monte Carlo Simulation; 5) applying reliability analysis using Finite Element Method; 6) comparing results between analytical (Sauku and Carranza – Torrez & Fairhurst) and numerical methods (using Finite Element Methods with 2D and 3D models).

In this thesis are used four well known reliability methods, divided in two groups, discrete methods (PEM and FOSM) and stochastic methods (FORM and Monte Carlo Simulation).

Results obtained by this scientific research will give an insight why: 1) using stochastic methods in reliability analysis is better than using discrete methods; 2) is important to use reliability analysis in every tunnel design project; 3) is sometimes better to use analytical than numerical methods; 4) is always important to calculate number of minimum iterations needed in Monte Carlo Simulation; 5) Sauku method to tunnel design is a very good approach compared to other analytical and numerical methods; 6) is now the time to use reliability analysis with numerical methods, even if it is more easy to use discrete than stochastic methods.

Key – words: FORM, FOSM, Monte Carlo Simulation, PEM, Probability of failure, Reliability analysis, Reliability index, Tunnel design.

Deklaratë autorësie

Deklaroj se disertacioni i paraqitur është një punë origjinale e kryer vetëm prej meje. Çdo ide dhe/ose teknikë e publikuar (ose jo e publikuar) nga puna e të tjerëve, është e cituar sipas rregullave përkatëse.

Erion Bukaçi
(Dhjetor 2016)

Mirënjohje

Shpreh mirënjohjen dhe falenderimet e mia kundrejt të gjithë personave të cilët më ndihmuan dhe investuan nga koha e tyre gjatë këtyre viteve:

Fillimisht falenderoj familjen time. Ju falenderoj për ndihmën tuaj me besimin që keni patur për mua që nga momenti i parë që kam filluar fakultetin e Inxhinierisë së Ndërtimit, në vitin e largët 2000, deri në ditët e sotme. Shumë gjëra kanë ndryshuar gjatë kësaj kohe, të gjitha për mirë, dhe pjesa më e madhe është meritë e juaja.

Falenderoj udhëheqësin tim profesor Thoma Korinin. Pa këshillat tuaja, ndihmën e pakursyer dhe eksperiencën tuaj, do ishte e pamundur ta përfundoja këtë disertacion.

Falenderoj gjithashtu profesor Niko Lakon i cili megjithëse nuk ishte udhëheqësi im në këtë disertacion, ka qenë dhe ngelet udhëheqësi im në formimin tim si inxhinier ndërtimi.

Falenderoj profesor Neritan Shkodranin i cili më këshilloi fillimisht për fushën ku duhet ta zgjidhja temën e disertacionin dhe më prezantoi me profesor Thomain.

Falenderoj kompanitë Aydiner Construction Co. dhe Altea & Geostudio 2000, në veçanti Erion Perikun, Skënder Allkën, Paulin Sheperin dhe shumë të tjerë, për ndihmën, për materialet dhe matjet që më kanë vënë në dispozicion në lidhje me katër rastet studimore të cilat janë përdorur në këtë disertacion. Pa ndihmën tuaj do ishte e pamundur ta zhvilloja këtë disertacion.

Falenderime të veçanta për profesorët dhe kolegët e Departamentit të Konstruksioneve të Ndërtimit dhe Infrastrukturave të Transportit, të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit dhe të Fakultetit të Gjeologjisë dhe të Minierave. Faleminderit për bisedat e ndryshme në lidhje me disertacionin dhe për këshillat që më keni dhënë.

Përmbajtja

Përmbledhje	i
Deklaratë autorësie.....	iv
Mirënjohje.....	v
Përmbajtja	vi
Lista e figurave.....	x
Lista e tabelave.....	xix
Lista e shkurtimeve	xxii
Lista e Simboleve.....	xxiii
Terminologjia.....	xxvi
Kapitulli 1	1
Hyrje.....	1
1.1. Arsyet e studimit	1
1.2. Qëllimi dhe objektivat kryesore të disertacionit.	2
1.3. Struktura e disertacionit	3
Kapitulli 2	6
Analiza e besueshmërisë	6
2.1. Ngarkesat, Rezistenca dhe Besueshmëria	6
2.2. Hapat në Analizën e Besueshmërisë.	11
2.3. Metodatat e përdorura për kryerjen e analizës së besueshmërisë.	12
2.4. Metoda e Rendit të Parë Momenti i Dytë (First Order Second Moment - FOSM).....	13
2.4.1 Llogaritja e Treguesit të Besueshmërisë.	15
2.4.2 Metoda Duncan (Duncan 2000).....	15
2.5. Metoda e Vlerësimit Pikësor (Point Estimate Method). (Rosenblueth 1975, Baecher dhe Christian 2003)	17
2.5.1. Rastet Rosenblueth.....	17
2.5.2 Llogaritje numerike për raste të thjeshta	20
2.5.3 Komente përfundimtare.	21
2.6. Metoda Hasofer - Lind (First Order Reliability Method - FORM).....	21
2.6.1 Formulimi Hasofer – Lind. (Christian, Baecher 2003).....	21
2.6.2 Treguesi i besueshmërisë sipas Low dhe Tang (Low & Tang 1997).....	25

2.7 Metoda e Simulimit Monte Carlo.	30
2.7.1 Simulimi i proceseve të rastësishëm.	30
2.7.2 Shembull i përdorimit të metodës Monte Carlo.	31
2.7.3. Numri i nevojshëm i iteracioneve në simulimin Monte Carlo.	33
2.8. Përmbledhje në lidhje me shembullin 2.1, për të cilin është llogaritur treguesi i besueshmërisë me metoda të ndryshme.	40
2.9. Përmbledhje dhe përfundime për analizën e besueshmërisë.	40
Kapitulli 3	42
Klasifikimi i masivit shkëmbor	42
3.1. Klasifikimi i masivit shkëmbor për qëllime inxhinierike	42
3.2. Klasifikimi Gjeomekanik (RMR - Rock Mass Rating)	45
3.3. Indeksi i cilësisë së shkëmbit për tunele, Q (Rock Tunnelling Quality Index)	47
3.4. Treguesi gjeologjik i rezistencës, GSI (Geological Strength Index)	52
3.5. Përmbledhje dhe përfundime	55
Kapitulli 4	56
Rezistenca e masivit shkëmbor, përcaktimi i deformueshmërisë në rastin e galerive nëntokësore dhe projektimit të tuneleve të thella në mjedis shkëmbor	56
4.1. Hyrje.	56
4.2. Kriteret e rezistencës për shkëmbin e paprekur dhe për masivin shkëmbor. .	58
4.2.1 Kriteri i Mohr-Coulomb (1773)	59
4.2.2 Kriteri i Përgjithësuar i Hoek – Brown (2002).	61
4.3. Analizat paraprake me anë të metodave empirike.	63
4.4. Metoda e ekuilibrit kufitar	66
4.5. Zgjidhjet analitike. Metoda e sforcimeve.	67
4.5.1. Zgjidhja e Duncan - Fama (1993)	67
4.5.2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst (Fairhurst, Carranza – Torrez 2002) ...	69
4.5.3. Metoda Sauku (Sauku 1999) në përcaktimin e karakteristikave të masivit shkëmbor, thellësive kritike, presioneve minerare dhe zhvendosjeve radiale të konturit të tunelit.	73
4.6 Metoda konvergjencë – kundërveprim	86
4.6.1. Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti i avancimit.	90
4.7. Metodatat numerike	92

4.8. Përmbledhje dhe përfundime.	94
Kapitulli 5	95
Tunelet e marrë në studim.....	95
5.1. Tuneli i devijimit, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.	96
5.2. Tuneli i energjisë 1, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.	98
5.3. Tuneli i energjisë 2, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.	100
5.4. Tuneli kryesor i energjisë, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.	102
5.5. Përmbledhje dhe përfundime.	104
Kapitulli 6	105
Përdorimi i klasifikimeve gjeomekanike në tunelet e marrë në studim dhe rezultatet për këto tunele, duke përfshirë edhe elementët e nevojshëm për analizën e besueshmërisë.	105
6.1. Tuneli i devijimit.....	107
6.2. Tuneli i energjisë 1.....	108
6.3. Tuneli i energjisë 2.....	110
6.4. Tuneli kryesor i energjisë.....	111
6.5. Karakteristikat mekanike të masivit shkëmbor sipas Sauku dhe krahasimi i tyre me linearizimin e kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown.	112
6.5.1. Tuneli i devijimit, karakteristikat mekanike të shkëmbit.....	114
6.5.2. Tuneli i energjisë 1, karakteristikat mekanike të shkëmbit.....	115
6.5.3. Tuneli i energjisë 2, karakteristikat mekanike të shkëmbit.....	117
6.5.4. Tuneli kryesor i energjisë, karakteristikat mekanike të shkëmbit.....	119
6.6. Përmbledhje dhe përfundime	121
Kapitulli 7	123
Përdorimi i metodës konvergjencë – kundërveprim. Integrimi i analizës së besueshmërisë në këtë metodë.....	123
7.1. Tuneli i devijimit. Metoda konvergjencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.....	133
7.1.1. Krahasimi i qasjes Sauku me Carranza – Torrez & Fairhurst. Tuneli i devijimit.....	134
7.1.2 Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i devijimit.	134
7.1.3. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i devijimit. Carranza – Torrez dhe Fairhurst.....	140
7.1.4. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i devijimit. Metoda Sauku.	149

7.2. Përmbledhje dhe përfundime.	156
Kapitulli 8	158
Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm. Integrimi i analizës së besueshmërisë në këtë metodë.	158
8.1. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi dy përmasor i tuneleve.	158
8.1.1. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike.	160
8.1.2. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi dy përmasor. Analiza e besueshmërisë.	164
8.2. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi tre përmasor i tuneleve.	169
8.2.1. Tuneli i devijimit. Modelimi tre përmasor.	169
8.3. Përmbledhje dhe përfundime	174
Kapitulli 9	177
Diskutime, përmbledhje dhe përfundime	177
9.1. Diskutime	177
9.2. Puna shkencore dhe kërkimore.	177
9.3. Përfundime.	178
9.4. Kufizime të këtij kërkimi shkencor dhe fusha kërkimi për të ardhmen.	180
9.5. Kontributet.	181
9.5.1. Artikuj të publikuar në revista kombëtare dhe ndërkombëtare.	181
9.5.2. Artikuj të prezantuar në konferenca ndërkombëtare.	182
9.5.3. Prezantime të tjera.	183
Referencat	183
SHTOJCA A	194
A.1. Tuneli i energjisë 1. Metoda konvergjencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.	194
SHTOJCA B	220
B.1. Tuneli i energjisë 2. Metoda konvergjencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.	220
SHTOJCA C	241
C.1. Tuneli kryesor i energjisë. Metoda konvergjencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.	241
SHTOJCA D	268
D.1. Tuneli i energjisë 1. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike. ...	268

SHTOJCA E.....	274
E.1. Tuneli i energjisë 2. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike.....	274
SHTOJCA F.....	279
F.1. Tuneli kryesor i energjisë. Modelimi dy dimensional. Llogaritjet deterministike.....	279
SHTOJCA G.....	284
G.1. Tuneli i energjisë 1. Modelimi tre përmasor.....	284
SHTOJCA H.....	289
H.1. Tuneli i energjisë 2. Modelimi tre përmasor.....	289
SHTOJCA J.....	294
J.1. Tuneli kryesor i energjisë. Modelimi tre dimensional.....	294

Lista e figurave

Figura 2.1. Densitetet e probabiliteteve për vlera tipike të rezistencës (R) dhe ngarkesës (Q). (Përshtatuar nga Baecher dhe Christian 2003)	7
Figura 2.2. Densiteti i probabilitetit (a) dhe probabiliteti kumulativ (b) për marzhin (M). Të vihet re se sipërfaqja tek (a) poshtë kurbës, majtas aksit, është probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse identifikuar në (b). (Përshtatuar nga Baecher dhe Christian 2003)	8
Figura 2.3. Gjeometria e tunelit dhe masës shkëmbore në faqe të tunelit.....	9
Figura 2.4. Hapat e analizës së besueshmërisë.....	11
(Përshtatuar nga Baecher dhe Christian 2003)	11
Figura 2.5. Tipet e ndryshme të analizës së besueshmërisë.	13
Figura 2.6. Koordinata e pikave për metodën FOSM (sipas Duncan) dhe PEM (Rosenblueth) për një sistem me dy variabla. (Përshtatuar nga Langford 2013).....	16
Figura 2.7. Pikat dhe peshat e Rosenblueth për dy variabla, të korreluar ose jo të korreluar (Christian, J. T. dhe Baecher, G. B., 2003)	18
Figura 2.8. Pikat dhe peshat e Rosenblueth për tre variabla, të korreluar ose jo të korreluar (Christian, J. T. dhe Baecher, G. B., 2003).	19
Figura 2.9. Grafiku i rezistencës (R) dhe ngarkimit (Q) i cili na jep kuptimin e treguesit të besueshmërisë. (Christian, Baecher 2003)	23

Figura 2.10. Shpërndarja probabilitare e bashkuar e dy variablave të pavarura me shpërndarje Normale dhe një kriter shkatërrimi linear. (Christian, Baecher 2003) ...	24
Figura 2.11. Shpërndarja marzhinale (sipas planit ku pret kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit)) e marzhit të sigurisë. (Christian, Baecher 2003)	24
Figura 2.12. Elipsi me dispersion σ rrotullohet me ndryshimin e koeficientit të korrelacionit ρ (përshtatur nga Low dhe Tang 1997).	26
Figura 2.13. Elipsi me dispersion σ dhe elipsi kritik, për koeficient korrelacioni $\rho = 0.7$ (përshtatur nga Low dhe Tang).	26
Figure 2.14. Simulimi Monte Carlo për 100, 1000 and 10000 iteracione dhe probabiliteti kumulativ për shpërndarje Normale.	32
Figure 2.15. Simulimi Monte Carlo për 100, 1000 and 10000 iteracione dhe probabiliteti kumulativ për shpërndarje Normale.	33
Figure 2.16. Funksioni i densitetit të probabilitetit për shpërndarje Normale. Nivelet e besimit dhe limitet e besimit. (Bukaci et al. 2016b).....	34
Figura 2.17. Numri i iteracioneve me Numrin e iteracioneve të nevojshëm.....	37
Figura 2.18. Numri i iteracioneve me Gabimin në llogaritje në %	37
Figura 2.19. Numri i iteracioneve me vlerën mesatare të Marzhit të Sigurisë.....	38
Figura 2.20. Numri i iteracioneve me vlerën e devijimit mesatar kuadratik të Marzhit të Sigurisë.....	38
Figura 2.21. Numri i iteracioneve me vlerën e Probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse.	39
Figura 3.1. Vlerësimi i GSI-së bazuar në inspektim pamor të kushteve gjeologjike. (Rocklab, 2006; Marinos dhe Hoek, 2000) Modifikuar nga Cai et al. (2004) në termat e vlerësimit nga volumi i blloqeve dhe faktori i kushteve të çarjes.	54
Figura 4.1. Hapat në projektimin e një tuneli. (Përshtatur nga Barla 2011).....	56
Figura 4.2. Skematizime të gjendjes së sforcimeve në konturin e tunelit pranë sipërfaqes dhe të thellë. (Përshtatur nga Barla 2011)	57
Figura 4.3. Kriteri i rezistencës Mohr-Coulomb. (Përshtatur nga Barla 2011).....	59
Figura 4.4. Rrathët e Mohrit për provën në shtypje njëaksiale, provën braziliene dhe provën në tërheqje të drejtëpërdrejtë. (Përshtatur nga Barla 2011).....	60
Figura 4.5. Kriteri i Mohr-Coulombit në planet $\tau_{\max}$ - σ'_{mes} (ose t-s') dhe σ'_1 - σ'_3 . (Përshtatur nga Barla 2011)	60
Figura 4.6. Vlerësimi i klasave të qëndrueshmërisë dhe dimensionimi i konstruksionit mbajtës bazuar në indeksin Q (Grimstad dhe Barton 1993).....	64

Figura 4.7. Shembuj të gjeometrive për aplikimin e metodës së ekuilibrit kufitar. (përshtatur nga Barla 2011)	66
Figura 4.8. Zona plastike rreth përreth tunelit rrethor.	68
Figura 4.9. Grafiku karakteristik i tunelit në rastin e një materiali ILE (linear elastik) dhe ELPLA (elasto-plastik).(përshtatur nga Barla 2011).....	72
Figura 4.10. Thellësitë kritike në rastin e punimeve nëntokësore (Sauku 1999):	77
Figura 4.11. Bllokskema e thellësive kritike sipas Sauku-t.....	78
Figura 4.12. Skema e llogaritjes së presionit normal të shkëmbit për rastin $H_1 \leq H < H_2$ (Sauku 1999).....	80
Figura 4.13. Skema e llogaritjes së presionit normal të shkëmbit për rastin $H_2 \leq H < H_3$ (Sauku 1999).....	81
Figura 4.14. Skema e llogaritjes së presionit normal të shkëmbit për rastin $H \geq H_3$ (Sauku 1999)	82
Figura 4.15. Skema e llogaritjes së presionit normal nga tavani për tavane të harkuar. (Sauku 1999).....	83
Figura 4.16. Bllokskema e llogaritjeve të presioneve minerare për tunele me tavan harkor.	84
Figura 4.17. Bllokskema e llogaritjeve të zhvendosjeve plastike (sipas Sauku-t) dhe atyre elastike (sipas Lamé), dhe ndërtimi i diagramës së zhvendosjeve radiale të tunelit. .	86
Figura 4.18 Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti për një tunel rrethor (përshtatur nga Panet & Guellec, 1974).	87
Figura 4.19. Grafiku i Konvergjencës së Masivit shkëmbor (GRC) dhe Grafiku i Kundërveprimit të Konstruksionit Mbajtës (SRC), (përshtatur nga Barla 2011).....	89
Figura 4.20. Profili i zhvendosjeve radiale sipas profilit gjatësor për një tunel tipik.....	91
Figura 4.21. Elementi trekëndor me 6 nyje dhe tetrahedrik me 10 nyje.	94
Figura 5.1. Vendndodhja dhe harta e hidrocentraleve të Peshqeshit dhe Fang-ut.	95
Figura 5.2. Prerje gjatësore e tunelit të devijimit (marrë nga Bukaci et al. 2016a).....	96
Figura 5.3. Planimetria e tunelit të devijimit (marrë nga Bukaci et al. 2016a)	96
Figura 5.4. Raporti gjeologut në 195.6 m, tuneli i devijimit. (marrë nga Bukaci et al. 2016a)	97
Figura 5.5. Prerje gjatësore e tunelit të energjisë 1 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	98

Figura 5.6. Planimetria e tunelit të energjisë 1 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	98
Figura 5.7. Raporti gjeologut në 5052 m, tuneli i energjisë 1. (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	99
Figura 5.8. Prerje gjatësore e tunelit të energjisë 2 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	100
Figura 5.9. Planimetria e tunelit të energjisë 2 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	100
Figura 5.10. Raporti gjeologut në 62.5 m, tuneli i energjisë 2. (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	101
Figura 5.11. Prerje gjatësore e tunelit kryesor të energjisë (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	102
Figura 5.12 Planimetria e tunelit kryesor të energjisë (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	102
Figura 5.13. Raporti gjeologut në 542 m, tuneli kryesor i energjisë. (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri).....	103
Figura 6.1. Bllokskema e përcaktimit të RMR-së.	105
Figura 6.2. Bllokskema e përcaktimit të Q-së.	106
Figura 6.3. Bllokskema e përcaktimit të GSI-së.....	106
Figura 6.4. Prerje gjatësore e tunelit të devijimit (marrë nga Bukaci et al. 2016a).....	107
Figura 6.5. Vlerat e RMR për tunelin e devijimit.....	107
Figura 6.6. Vlerat e Q (Barton) për tunelin e devijimit.	107
Figura 6.7. Vlerat e GSI për tunelin e devijimit.	108
Figura 6.8. Prerje gjatësore e tunelit të energjisë 1 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	108
Figura 6.9. Vlerat e RMR për tunelin e energjisë 1.....	109
Figura 6.10. Vlerat e Q (Barton) për tunelin e energjisë 1.	109
Figura 6.11. Vlerat e GSI për tunelin e energjisë 1.....	109
Figura 6.12. Prerje gjatësore e tunelit të energjisë 2 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	110
Figura 6.13. Vlerat e RMR për tunelin e energjisë 2.....	110
Figura 6.14. Vlerat e Q (Barton) për tunelin e energjisë 2.	110
Figura 6.15. Vlerat e GSI për tunelin e energjisë 2.	111

Figura 6.16. Prerje gjatësore e tunelit kryesor të energjisë (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)	111
Figura 6.17. Vlerat e RMR për tunelin kryesor të energjisë.	111
Figura 6.18. Vlerat e Q (Barton) për tunelin kryesor të energjisë.	112
Figura 6.19. Vlerat e GSI për tunelin kryesor të energjisë.	112
Figura 6.20. Bllokskema e përcaktimit të karakteristikave mekanike të masivit shkëmbor, sipas Sauku.	113
Figura 6.21. Bllokskema e përcaktimit të karakteristikave mekanike të masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown.	113
Figura 6.22. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i devijimit.	114
Figura 6.23. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.	114
Figura 6.24. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i devijimit.	114
Figura 6.25. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.	114
Figura 6.26. Krahassimi midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.	115
Figura 6.27. Krahassimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.	115
Figura 6.28. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 1.	115
Figura 6.29. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.	116
Figura 6.30. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 1.	116
Figura 6.31. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.	116
Figura 6.32. Krahassimi midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.	116
Figura 6.33. Krahassimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.	117

Figura 6.34. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 2.....	117
Figura 6.35. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2.....	117
Figura 6.36. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 2.....	118
Figura 6.37. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2.....	118
Figura 6.38. Krahاسimi midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2.....	118
Figura 6.39. Krahاسimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2..	118
Figura 6.40. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli kryesor i energjisë.....	119
Figura 6.41. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.....	119
Figura 6.42. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli kryesor i energjisë.....	119
Figura 6.43. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.....	120
Figura 6.44. Krahاسimi midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.....	120
Figura 6.45. Krahاسimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.	120
Figura 7.1. Bllokskema e ndërtimit të grafikut të konvergencës (zhvendosjes radiale së faqeve të tunelit), me metodën Carranza – Torrez dhe Fairhurst.	124
Figura 7.2. Bllokskema e ndërtimit të grafikut të konvergencës (zhvendosjeve radiale të faqeve të tunelit), me metodën Sauku.	127
Figura 7.3. Bllokskema e ndërtimit të kurbës së konvergencës së konstruksionit mbajtës të tunelit.....	128
Figura 7.4. Bllokskema e përcaktimit të faktorit të sigurisë të konstruksionit mbajtës të tunelit.....	129
Figura 7.5. Bllokskemat e aplikimit të metodave FOSM dhe PEM.....	130

Figura 7.6. Bllokskema e aplikimit të metodës FORM.....	131
Figura 7.7. Bllokskema e aplikimit të simulimit Monte Carlo.....	132
Figura 7.8. Diagramat e zhvendosjeve radiale sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i devijimit.....	134
Figura 7.9. Zhvendosjet radiale në lidhje me ecurinë e gërmimit, për Vlachopoulos dhe Diederichs, Panet, Carranza – Torrez dhe Fairhurst.....	135
Figura 7.10. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit.....	136
Figura 7.11. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit	136
Figura 7.12. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit	137
Figura 7.13. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit	137
Figura 7.14. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit	138
Figura 7.15. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit.....	138
Figura 7.16. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit.....	139
Figura 7.17. Diagrama konvergjencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit.....	139
Figura 7.18. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit	142
Figura 7.19. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit....	142
Figura 7.20. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit	143
Figura 7.21. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit	143
Figura 7.22. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit	144
Figura 7.23. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit	144

Figura 7.24. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit	145
Figura 7.25. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit	145
Figura 7.26. Grafiku i densitetit real të probabilitetit (histograma), i përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen Normale. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i devijimit	148
Figura 7.27. Grafiku i densitetit real të probabilitetit (histograma), i përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen logNormale. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i devijimit	148
Figura 7.28. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit.....	150
Figura 7.29. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit.....	150
Figura 7.30. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit.....	151
Figura 7.31. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit.....	151
Figura 7.32. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti3, IPN240, Tuneli i devijimit.....	152
Figura 7.33. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit.....	152
Figura 7.34. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit.....	153
Figura 7.35. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit.....	153
Figura 8.1. Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti i gërmimit, me përdorimin e metodës së „Zbutjes së materialit“.....	159
Figura 8.2. Modeli 2D i tunelit të devijimit.....	160
Figura 8.3. Zhvendosjet dhe zona plastike. Tuneli i devijimit.	161
Figura 8.4. Modeli 2D i tunelit të devijimit, Zhvendosjet – Moduli i deformimit.....	161
Figura 8.5. Zhvendosjet dhe zona plastike rreth tunelit mbas vendosjes të konstruksionit mbajtës dhe gërmimit përfundimtar të tij. Tuneli i devijimit.	162

Figura 8.6. Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit të tunelit të devijimit, për profile IPN 200 dhe torkret beton 15 cm.	163
Figura 8.7. Pikat 1 dhe 2 në të cilat do të kryhet analiza e besueshmërisë.....	165
Figura 8.8. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli i devijimit.	167
Figura 8.9. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 1.	167
Figura 8.10. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 2.....	168
Figura 8.11. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli kryesor i energjisë.....	168
Figura 8.12. Elementi tetrahedër me 10 nyje.	169
Figura 8.13. Modeli 3D i tunelit të devijimit, pa vendosjen e konstruksionit mbajtës. ...	170
Figura 8.14. Modeli 3D i tunelit të devijimit, zhvendosjet e masivit shkëmbor.	170
Figura 8.15 Modeli 3D i tunelit të devijimit, zona plastike.....	171
Figura 8.16. Grafiku i zhvendosjeve të konturit të tunelit – avancim i gërmimit, për formula të ndryshme analitike dhe për modelin 3D të tunelit të devijimit.	171
Figura 8.17. Modeli 3D i tunelit të devijimit, konstruksioni mbajtës i vendosur, (profile IPN200/1m dhe torkret beton 15 cm).	172
Figura 8.18. Modeli 3D i tunelit të devijimit, konstruksioni mbajtës i vendosur, (profile IPN200/1m dhe torkret beton 15 cm). Zona plastike e shkëmbit rreth tunelit.	172
Figura 8.19 Modeli 3D i tunelit të devijimit, zhvendosjet e profileve IPN200.....	173
Figura 8.20 Modeli 3D i tunelit të devijimit, zhvendosjet e torkret betonit (15 cm).	173
Figura 8.21. Tuneli i devijimit, krahasimi i grafikëve të konvergjencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.....	175
Figura 8.22. Tuneli i energjisë 1, krahasimi i grafikëve të konvergjencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.	175
Figura 8.23. Tuneli i energjisë 2, krahasimi i grafikëve të konvergjencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.	176
Figura 8.24. Tuneli kryesor i energjisë, krahasimi i grafikëve të konvergjencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.	176

Lista e tabelave

Tabela 2.1. Llogaritjet me metodën Duncan për masën shkëmbore që shkëputet nga faqja e tunelit.....	16
Tabela 2.2. Llogaritjet për variabla jo të korreluar. (Bukaci et al. 2015b).....	20
Tabela 2.3. Llogaritjet për variabla të korreluar. (Bukaci et al. 2015b).....	20
Tabela 2.4. Rezultatet nga simulimi Monte Carlo për variabla jo të korreluar	32
Tabela 2.5. Rezultatet nga simulimi Monte Carlo për variabla të korreluar	33
Tabela 2.6. Vlerat e z_c për nivele të ndryshme besimi. (Morris, Young 2004).....	35
Tabela 2.7. Përqindja e gabimit si një funksion i numrit të llogaritjeve.	36
Tabela 2.8. Përqindja e ndryshimit për 4000 dhe 5000 iteracione.	39
Tabela 2.9. Rezultatet për variabla jo të korreluar	40
Tabela 2.10. Rezultatet për variabla të korreluar	40
Tabela 3.1. Klasifikimet e masivit shkëmbor më të përdorshme në ditët e sotme dhe aplikimet e tyre në fusha të ndryshme të mekanikës së shkëmbit. (Bieniawski 1989) Modifikuar duke i shtuar klasifikime mbas 1989 dhe duke shtuar kolonën e aplikimit në metoda numerike.	44
Tabela 3.2. Klasifikimi RMR (Bieniawski 1989)	46
Tabela 3.3. Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimin e indeksit Q. (Barton et al. 1974).....	48
Tabela 3.3(vazhdimi). Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimin e indeksit Q. (Barton et al. 1974).....	49
Tabela 3.3(vazhdimi). Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimin e indeksit Q. (Barton et al. 1974).....	50
Tabela 3.3(vazhdimi). Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimin e indeksit Q. (Barton et al. 1974).....	51
Tabela 3.4. Klasifikimi i masivit shkëmbor bazuar në indeksit Q. (Barton et al. 1974)....	52
Tabela 4.1 Kriteret e rezistencës së shkëmbit më të përdorshme në ditët e sotme dhe aplikimet e tyre në fusha të ndryshme të mekanikës së shkëmbit.	58
Tabela 4.2. Vlerësimi i parametratit ESR (Grimstad dhe Barton 1993).	63
Tabela 4.3. Ndërhyrjet e sugjeruara për përforsim (Grimstad dhe Barton 1993)	64
Tabela 4.4. k_u – koeficienti i ndikimit të lagështisë (Sauku 1999).....	74
Tabela 4.5. k_σ – koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv (Sauku 1999).....	74
Tabela 4.6 Përmbledhje e faktorëve ndikues (Sauku 1999).....	75

Tabela 4.7 Faktorët ndikues (Sauku 1999).....	75
Tabela 5.1. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor	97
Tabela 5.2. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor	99
Tabela 5.3. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor	100
Tabela 5.4. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor	103
Tabela 6.1 Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI në tunelin e devijimit.....	108
Tabela 6.2. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI në tunelin e energjisë 1.....	109
Tabela 6.3. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI	111
në tunelin e energjisë 2.....	111
Tabela 6.4. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI	112
në tunelin kryesor të energjisë.....	112
Tabela 6.5 Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin e devijimit.....	115
Tabela 6.6. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin e energjisë 1	117
Tabela 6.7. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin e energjisë 2	119
Tabela 6.8. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin kryesor të energjisë	121
Tabela 6.9. Përmbledhje e rezultateve të të dhënave gjeomekanike të tuneleve në studim.	121
Tabela 7.1. Të dhënat e konstruksionit mbajtës të tunelit.	135
Tabela 7.2. Rezultatet e metodës deterministike për tunelin e devijimit.....	140
Tabela 7.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FOSM	140
Tabela 7.4. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda PEM	141

Tabela 7.5. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FORM.....	141
Tabela 7.6. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, simulimi Monte Carlo, tuneli i devijimit.....	146
Tabela 7.7. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, tuneli i devijimit.	147
Tabela 7.8. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FOSM, tuneli i devijimit.....	149
Tabela 7.9. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda PEM, tuneli i devijimit.....	149
Tabela 7.10. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FORM, tuneli i devijimit.....	149
Tabela 7.11. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, simulimi Monte Carlo, tuneli i devijimit.	154
Tabela 7.12. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, tuneli i devijimit.	155
Tabela 8.1. Krahësimi i rezultateve për llogaritjet deterministike, midis RS2, Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i devijimit.....	164
Tabela 8.2. Të dhënat e ndryshueshmë të përdorura në analizën e besueshmërisë të strukturave mbajtëse të tuneleve.	165
Tabela 8.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë me metodën e elementëve të fundëm, duke përdorur PEM, për të katër tunelet e marrë në studim.....	166
Tabela 8.4. Krahësimi i rezultateve për tunelin e devijimit	173
Tabela 8.5. Përmbledhje e llogaritjeve deterministike me metodat analitike dhe metodën e elementëve të fundëm.....	174
Tabela 8.6. Rrezet plastike të tuneleve të llogaritur me RS2, metoda deterministike dhe analiza e besueshmërisë.....	174

Lista e shkurtimeve

BEM	Metoda e elementëve kufitarë (Boundary Element Method)
C.T.&F.	Carranza - Torrez dhe Fairhurst
CDF	Funksioni kumulativ i shpërndarjes (Cumulative Distribution Function)
COV	Kovarianca
DEM	Metoda e elementëve diskretë (Discrete Element Method)
ELPLA	Elasto - plastik
ESR	Koeficienti i Mbajtjes së Gërmimit (Excavation Support Ratio)
FDM	Metoda e diferencave të fundme (Finite Difference Method)
FEM	Metoda e elementëve të fundëm (Finite Element Method)
FORM	Metoda e Besueshmërisë e Rendit të Parë (First Order Reliability Method)
FOSM	Metoda e Rendit të Parë Momenti i Dytë (First Order Second Moment method)
GRC	Grafiku i Kundërveprimit të Terrenit (Ground Reaction Curve)
GSI	Treguesi Gjeologjik i Fortësisë (Geological Strength Index)
HEC	Hidrocentral
ILE	Linear elastik
ISRM	Shoqëria Ndërkombëtare e Mekanikës së Shkëmbit (International Society of Rock Mechanics)
JCS	Koeficienti i rezistencës në shtypje të faqeve të çarjes (Joint Wall Compressive Strength)
JRC	Koeficienti i ashpërsisë së çarjes (Joint Roughness Coefficient)
NATM	Metoda e Re Austriake e Tunelimit (New Austrian Tunneling Method)
PDF	Funksioni densitetit të probabilitetit (Probability Density Function)
PEM	Metoda e Vlerësimit Pikësor (Point Estimate Method)
RMi	Treguesi i Masivit Shkëmbor (Rock Mass Index)
RMR	Rankimi i Masivit Shkëmbor (Rock Mass Rating)
RQD	Treguesi i Cilësisë së Shkëmbit (Rock Quality Designation)
RSR	Rankimi i Strukturës së Shkëmbit (Rock Structure Rating)
SMR	Rankimi i Pjerrësive shkëmbore (Slope Mass Rating)
SOSM	Metoda e Rendit të Dytë Momenti i Dytë (Second Order Second Moment method)

SRC	Grafiku i Kundërveprimit të Konstruksionit Mbajtës (Support Reaction Curve)
SRF	Faktori i Reduktimit të Sforcimeve (Stress Reduction Factor)
UCS	Rezistenca në shtypje një aksiale (Uniaxial Compressive Strength)
V.&D.	Vlachopoulos dhe Diederichs

Lista e Simboleve

A	sipërfaqja
B	kapaciteti mbajtës i një ankore
B	gjerësia e tunelit
c	kohezioni
C	matrica e korrelacionit
c _m	kohezioni i masivit shkëmbor
c _o	kohezioni në çarje
D	faktori i ndikimi të gërmimit i Hoek - Brown
d	trashësia e torkret betonit
E(X)	prirja matematike e variablit të rastit X
E _c	moduli i Young-ut të betonit
E _i	moduli i Young-ut për shkëmbin e paprekur
E _m	moduli i Young-ut për masivin shkëmbor
E _s	moduli i Young-ut të çelikut
f _y	rezistenca e rrjedhshmërisë së çelikut
G(X)	funksioni i performancës
G _{rm}	moduli i prerjes së masivit shkëmbor
H	thellësia e ndodhjes së tunelit
h	lartësia e tunelit
H ₁	thellësia e parë kritike sipas Sauku
H ₂	thellësia e dytë kritike sipas Sauku
H ₃	thellësia e tretë kritike sipas Sauku
h _o	lartësia e qemerit
h _s	trashësia e shtresës së parë shkëmbore në tavanin e punimit
J _a	numri i tjetërsimit të çarjes
J _n	numri i familjeve të çarjeve

J_r	numri i dhëmbëzimit të çarjes
J_w	faktori i reduktimit nga prania e ujit në çarje
K	konstantja e dekomprimimit sipas Sauku
k_1	faktori i gjendjes natyrore të masivit shkëmbor sipas Sauku
k_2	faktori i sistemeve të çarjeve sipas Sauku
k_3	faktori i lidhshmërisë në çarje sipas Sauku
k_4	faktori i ujëdhënies në punim sipas Sauku
k_5	faktori i orientimit të punimit sipas Sauku
k_6	faktori i afatit të shërbimit sipas Sauku
k_7	faktori i mënyrës së rrëzimit sipas Sauku
k_8	faktori i shpejtësisë së ndërtimit sipas Sauku
k_{pl}	koeficienti i plasticitetit
k_s	ngurtësia e konstruksionit mbajtës
k_t	koeficient i përqëndrimit mesatar të sforcimeve normale në faqet anësore të punimeve sipas Sauku
k_u	koeficienti i ndikimit të lagështisë sipas Sauku
k_σ	koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv sipas Sauku
L_b	gjatësia e ankorave
l_φ	largësia midis çarjeve
m_b	konstantja e Hoek - Brown e masivit shkëmbor
m_i	konstantja e Hoek - Brown e shkëmbit të paprekur
N	numri i iteracioneve në simulimin Monte Carlo
N_b	numri i ankorave
p_{ek}	presioni i ekuilibrit, ndërpretja e GRC me SRC
p_{fd}	presioni normal për dyshtim në galerisë sipas Sauku
p_f	probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit)
p_i	presioni në brendësi të tunelit
p_{cr}^i	presioni i brendshëm kritik
P_i	presioni i brendshëm pa dimensione
P_{cr}^i	presioni i brendshëm kritik pa dimensione
p_{lim}	presioni limit i strukturave mbajtëse
p_o	vlera e sforcimit fillestar në masivit shkëmbor
p_r	presioni normal për tavanin e galerisë sipas Sauku

p_s	presioni normal për faqet anësore të galerisë sipas Sauku
Q	indeksi i cilësisë së shkëmbit sipas Barton
q_c	rezistenca në shtypje një aksiale e shkëmbit
q_{cm}	rezistenca në shtypje e masivit shkëmbor
q_t	rezistenca në tërheqje një aksiale e shkëmbit
R	rrezja e tunelit
R_p	rrezja e zonës plastike
s, a	konstantet e Hoek - Brown për masivin shkëmbor
S_o	vlera e sforcimit fillestar në masivin shkëmbor pa dimensione
T	koha e qëndrimit të konstruksionit mbajtës në muaj
T_q	koeficient që përdoret në zgjidhjen sipas Sauku
u_{ek}	zhvendosja e ekuilibrit, ndërprerja e GRC me SRC
u_i	zhvendosja e konturit të galerisë sipas Sauku
u_r	zhvendosja radiale
W	pesha e masivit shkëmbor
x	largësia nga balli i punimit
β	treguesi i besueshmërisë
β_k	koeficienti i ndikimit kompleks sipas Sauku
γ	pesha volumore mesatare e shkëmbit
λ	parametër që përdoret në metodën konvergjencë-kundërveprim
μ	vlera mesatare
ν	koeficienti i Poisson-it
σ	devijimi mesatar kuadratik
σ_1	sforcimi kryesor maksimal
σ^2	varianca
σ_3	sforcimi kryesor minimal
φ	këndi i fërkimit të brendshëm
Φ	funksioni kumulativ i shpërndarjes normale standarte
φ'	këndi efektiv i fërkimi të brendshëm
φ_m	këndi i fërkimi të brendshëm të masivit shkëmbor
ψ	këndi i dilatancës

Terminologjia

Analizë besueshmërie: Është ajo analizë në të cilën parametrat hyrës janë “jo të sigurtë” dhe përveç vlerës mesatare mund të përfaqësohen dhe nga devijimi mesatar kuadratik, asimetria si dhe momente të rendeve më të larta. Analiza e besueshmërisë merret me lidhjen midis ngarkesave që një sistem duhet të mbajë dhe aftësinë e këtij sistemi për të mbajtur këto ngarkesa, kur të dyja, si ngarkesat dhe rezistenca mund të jenë të pasigurta. Parametri kryesor i cili përcaktohet nga analiza e besueshmërisë është Treguesi i Besueshmërisë.

Analizë deterministike: Është ajo analizë në të cilën të gjithë parametrat hyrës janë "të njohur" dhe të përfaqësuar me vlerën e tyre mesatare

Analizë stokastike: Është ajo analizë në të cilën disa, ose të gjithë parametrat hyrës konsiderohen se janë të pasigurtë dhe përfaqësohen me vlera të rastësishme, sipas një llogjike të caktuar

Besueshmëria: Aftësia e një strukture ose e një elementi strukturor për të përmbushur kërkesat e specifikuar, duke përfshirë jetëgjatësinë e projektuar. Zakonisht, besueshmëria shprehet në terma probabilitarë.

Shënim: Besueshmëria përmbledh sigurinë, shërbyeshmërinë dhe durueshmërinë e një strukture.

Faktori i sigurisë: Raporti midis rezistencës dhe ngarkesës

Humbje e aftësisë mbajtëse (dështim): Kapacitet i pamjaftueshëm për të mbajtur ngarkesa, ose shërbyeshmëri jo adekuate e një strukture, ose elementi strukturor.

Kovarianca: Shpreh vlerësimin se sa të lidhur janë me njëri-tjetrin dy variabla

Marzhi i sigurisë: Diferenca midis rezistencës dhe ngarkesës

Probabilitet: Është vlerësimi se sa mundësi ka që të ndodhi një ngjarje e rastësishme

Simulim Monte Carlo: Është një teknikë sipas të cilës modelohen procese të cilat nuk mund të parashikohen lehtësisht për shkak të përdorimit të variablave të rastësishëm

Treguesi i besueshmërisë: Shpreh distancën e vlerës mesatare të marzhit të sigurisë nga vlera e tij kritike ($M = 0$) në njësi të devijimit mesatar kuadratik, ose të vlerës

mesatare të faktorit të sigurisë nga vlera e tij kritike ($FS = 1$), në njësi të devijimit mesatar kuadratik.

Variabël i pasigurt: Një variabël vlera e të cilit nuk mund të përfaqësohet vetëm nga vlera mesatare e tij

Variabël i rastësishëm: Një variabël i cili mund të marri vlera të ndryshme të rastësishme, secila e lidhur me një probabilitet të caktuar.

Varianca: Varianca mat shkallën e shpërndarjes së ligjit të ndryshores së rastit X rreth mesatares dhe fizikisht interpretohet si moment i inercisë i rendit të dytë i vlerave x_i në lidhje me mesataren. Varianca përcaktohet si vlera e pritshme e katrorit të diferencës së vlerës mesatare të një grupi numrash me numrat e rastësishëm.

Kapitulli 1

Hyrje

1.1. Arsyet e studimit

Metodat llogaritëse të cilat përdoren në ditët e sotme në projektimin e tuneleve, variojnë nga ato më të thjeshtat empirike, deri në më të komplikuarat me analiza numerike.

Parametrat e nevojshëm për projektim, të përdorur në këto metoda janë parametrat fizikë të materialit (shkëmb, ose dhé), mekanikë dhe të deformimit. Kryesisht përdoren vlerat mesatare të këtyre parametrave për të kryer analiza të ndryshme. Siç u përshkrua më lart, metoda të tilla quhen deterministike. Por a është kjo metodë një qasje e arsyeshme?

Nga studimi i masivit shkëmbor, vihet re se ka shumë pasiguri në këto parametra, pasiguri të cilat janë pasojë e heterogjenitetit të materialit, si dhe mungesës së informacionit të mjaftueshëm.

Rreshtojmë disa raste problematike në projektimin e tuneleve me të cilat kemi pasur të bëjmë në Shqipëri, nga prania e pasigurive dhe mungesës së informacionit.

- a) Tuneli i Bisticës 1965, u ndeshën shumë vështirësi gjatë ndërtimit, mbasi pati rrjedhje shumë të mëdha uji, që arritën 1500 l/sek (Çeku, Çerepi, Gjadri, 1982)
- b) Tuneli i Qafë Thanës 1979, u ndeshën vështirësi shumë të mëdha nga veprimi i theksuar i presionit malor dhe rrjedhja e ujërave në sasi të mëdha.(Çeku, Çerepi, Gjadri, 1982)
- c) Një rast më i freskët në kujtesat tona është Tuneli i Thirrës, pjesë e rrugës së Kombit, seksioni Rrëshen – Kalimash.

Po përmend disa shifra (Gjoni 2012)

Parashikimi i kostos dhe kostoja e vërtetë:

Vlerësuar nga konsulentët e punëdhënësit para tenderit: 144m Euro

Çmimi target nga kompania Bechtel – Enka: 125m Euro

Çmimi përfundimtar real: 258m Euro

133m euro shtesë më lart se çmimi target.

Një nga arsyet e dyfishimit të kostos është vlerësimi që i ishte bërë masivit shkëmbor ku do të gërmohej tuneli. Para nisjes së projektit, vlerësohej se vetëm 11% e shkëmbinjve do ishin të kategorisë 4 dhe 5 (kategoritë më të dobëta sipas RMR) . Si përfundim ishte 76 % e shkëmbit e kategorisë 4 dhe 5.

Dhe po të ishte zgjedhur një shifër e rastit, do ishte vlerësim më i mirë. Një mënyrë për të marrë në konsideratë këto pasiguri, është përdorimi i analizës së besueshmërisë.

Përdorimi i analizës së besueshmërisë në gjeoteknikë është një qasje e viteve të fundit dhe aplikimet e saj në fushën e gërmimeve nëntokësore janë të pakta (Brinkman, 2009; Mollon et al., 2009a; Mollon et al., 2009b; Mollon et al., 2009c; Papaioannou et al., 2009; Cai 2011; Fortsakis et al., 2011; Langford 2013, Bukaci et al. 2015a, Bukaci et al. 2015b, Bukaci et al. 2016a, Bukaci et al. 2016b, Bukaci et al. 2016c, Bukaci et al. 2016d).

Duhet përmendur se Eurokodet janë qasje gjysëm probabilitare në metodat që ofrojnë, duke futur dhe koeficientët pjesorë si përfaqësues të pasigurive.

Ky disertacion jep një qasje probabilitare në projektimin e tuneleve e galerive nëntokësore, duke përdorur që nga metodat më të thjeshta të analizës së besueshmërisë, ato diskrete (FOSM, PEM), deri tek metodat stokastike (FORM, Monte Carlo).

Paralelisht me metodat analitike, për rastet studimore janë përdorur dhe metodat numerike (Metoda e Elementëve të Fundëm), me modelime dy dhe tre përmasore. Për rastet e modelimeve dy përmasore, është përdorur një nga metodat e besueshmërisë diskrete (PEM).

1.2. Qëllimi dhe objektivat kryesore të disertacionit.

1. Të japë një përmbledhje të metodave të ndryshme të besueshmërisë që përdoren në gjeoteknikë.
2. Përcaktimi i paramentrave statistikorë të nevojshëm për kryerjen e analizës së besueshmërisë.
3. Përdorimi i analizës së besueshmërisë me metodat më të reja që përdoren në projektimin e tuneleve në mjedis shkëmbor.
4. Përdorimi i analizës së besueshmërisë me metodën e Sauku-t.
5. Krijimi i një metodologjie për aplikimin e metodave të besueshmërisë në rastin e konstruksionit mbajtës të punimeve nëntokësore.
6. Zgjedhja e metodës së duhur për kryerjen e analizës së besueshmërisë në rastin e projektimit të tuneleve në mjedis shkëmbor.
7. Krahësimi midis metodave analitike dhe atyre numerike, duke dhënë sugjerimet përkatëse se kur mund të përdoren këto metoda në rastin e tuneleve në mjedis shkëmbor.

1.3. Struktura e disertacionit

Ky disertacion përbëhet nga 9 kapituj të cilat bëjnë pjesë në dy grupe. Katër kapitujt e parë bëjnë pjesë në grupin e pjesës teorike dhe pesë të tjerët në pjesën studimore dhe aplikative.

Pjesë e disertacionit janë dhe nëntë shtojca, të cilat përmbajnë llogaritjet që i përkasin tre rasteve studimore, nga katër rastet studimore që ka ky disertacion. Rasti tjetër studimor është përfshirë në katër kapitujt që i përkasin pjesës studimore dhe aplikative.

Organizimi i disertacionit është si më poshtë:

PJESA TEORIKE

Kapitulli 1: Hyrje

Në këtë kapitull janë dhënë arsyet e studimit, qëllimi dhe objektivat e disertacionit dhe struktura e disertacionit

Kapitulli 2: Analiza e besueshmërisë

Një përmbledhje e metodologjive që përdoren për aplikimin e analizës së besueshmërisë dhe aplikimi i metodave me një shembull të propozuar nga autori i këtij disertacioni.

Kapitulli 3: Klasifikimet e masivit shkëmbor

Një përmbledhje e klasifikimeve më të përdorshme në mekanikën e shkëmbit dhe si lidhen këto klasifikime me metodat llogaritëse në fushën e tuneleve që ndërtohen në masiv shkëmbor.

Kapitulli 4: Rezistenca e masivit shkëmbor dhe përcaktimi i deformueshmërisë në rastin e galerive nëntokësore.

Kriteret e rezistencës që përdoren për shkëmbin e paprekur dhe për masivin shkëmbor. Si përcaktohen zhvendosjet radiale në masivin shkëmbor rreth tunelit me metoda të ndryshme, një prej tyre dhe metoda e Sauku.

PJESA STUDIMORE DHE APLIKATIVE

Kapitulli 5: Tunelet e marrë në studim

Një përmbledhje për gjeometrinë dhe të dhënat gjeomekanike për katër tunelet e marrë në studim.

- Kapitulli 6:** **Përdorimi i klasifikimeve gjeomekanike në tunelet e marrë në studim dhe rezultatet për këto tunele, duke përfshirë edhe elementët e nevojshëm për analizën e besueshmërisë.**
 Aplikimi i klasifikimeve gjeomekanike në katër tunelet e marrë në studim. Krahasimi i parametrave mekanikë të shkëmbit të llogaritur sipas metodës së Sauku dhe linearizimit të Hoek - Brown.
- Kapitulli 7:** **Përdorimi i metodës konvergjencë – kundërveprim. Integrimi i analizës së besueshmërisë në këtë metodë.**
 Përdorimi i analizës së besueshmërisë për tunelet e marrë në studim duke përdorur metodat analitike të Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst.
- Kapitulli 8:** **Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm. Integrimi i analizës së besueshmërisë në këtë metodë.**
 Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm për llogaritjet deterministike, në rastin e modelimeve dy dhe tre përmasore dhe për analizë besueshmërisë për llogaritjet dy përmasore, në projektimin e tuneleve të marrë në studim.
- Kapitulli 9:** **Diskutime, përmbledhje dhe përfundim.**
 Ky kapitull jep diskutime të përgjithshme në lidhje me disertacionin, gjithashtu dhe një përmbledhje dhe përfundimet kryesore të këtij disertacioni.

SHTOJCAT

- Shtojca A: Rezultatet e analizës së besueshmërisë për tunelin e energjisë 1.
- Shtojca B: Rezultatet e analizës së besueshmërisë për tunelin e energjisë 2.
- Shtojca C: Rezultatet e analizës së besueshmërisë për tunelin kryesor të energjisë.
- Shtojca D: Rezultatet e llogaritjeve deterministike duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me modelim dy përmasor. Tuneli i energjisë 1
- Shtojca E: Rezultatet e llogaritjeve deterministike duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me modelim dy përmasor. Tuneli i energjisë 2.
- Shtojca F: Rezultatet e llogaritjeve deterministike duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me modelim dy përmasor. Tuneli kryesor i energjisë.

- Shtojca G: Rezultatet e llogaritjeve deterministike duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me modelim tre përmasor. Tuneli i energjisë 1.
- Shtojca H: Rezultatet e llogaritjeve deterministike duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me modelim tre përmasor. Tuneli i energjisë 2.
- Shtojca J: Rezultatet e llogaritjeve deterministike duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me modelim tre përmasor. Tuneli kryesor i energjisë.

Kapitulli 2

Analiza e besueshmërisë

Hyrje

Analiza e besueshmërisë merret me lidhjen midis ngarkesave që një sistem duhet të mbajë dhe aftësinë e këtij sistemi për ti mbajtur këto ngarkesa. Të dyja, si ngarkesat dhe rezistenca, mund të jenë të pasigurta. Në ditët e sotme, besueshmëria shprehet në formën e treguesit të besueshmërisë, i cili lidhet me probabilitetin e humbjes së aftësisë mbajtëse. Duhet të kuptohet se „humbje e aftësisë mbajtëse“, nuk përfshin vetëm shkatërrim katastrofik, si në rastin e një rrëshqitjeje, por gjithashtu, sipas frazës së Leonards¹ (1975), çdo „diferencë të papritur midis performancës së pritur nga ajo e vëzhguar“.

2.1. Ngarkesat, Rezistenca dhe Besueshmëria.

Ngarkesat të cilat veprojnë mbi një sistem inxhinierik shënohen me Q . Rezistenca e disponueshme është R . Në këtë këndvështrim, „Ngarkesat“ dhe „Rezistenca“ duhet të shihen në një kuptim më të gjërë; ku në to nuk përfshihen vetëm forcat dhe sforcimet, por dhe filtrimi, uljet dhe çdo fenomen tjetër i cili mund të bëhet shkak analize projektimi. Vlerat e R dhe Q janë të pasigurta, pra këto variabla kanë mesataren ose vlerën e pritur, variancën dhe kovariancën, gjithashtu dhe parametra të tjerë statistikorë. Simbolet janë si më poshtë:

μ_R, μ_Q :	Vlerat mesatare të R dhe Q , përkatësisht.
$E[R], E[Q]$:	Pritjet matematike të R dhe Q , përkatësisht, $= \mu_R, \mu_Q$.
σ_R, σ_Q :	Devijimi mesatar kuadratik i R dhe Q , përkatësisht.
Ω :	Koeficienti i variacionit $= \sigma/\mu$
σ_R^2, σ_Q^2 :	Varianca e R dhe Q , përkatësisht, gjithashtu $\text{Var}[Q], \text{Var}[R]$
ρ_{RQ} :	Koeficienti i korrelacionit midis R dhe Q
$\text{Cov}[R, Q]$:	Kovarianca e R dhe $Q = \rho_{RQ} \sigma_R \sigma_Q$.

Marzhi i sigurisë, M , është diferenca midis rezistencës dhe ngarkesës:

$$M = R - Q \quad (2.1)$$

Nga përkufizimi elementar i mesatares dhe variancës, pa dallim nga shpërndarja probabilitare e R dhe Q , vlera mesatare e M është:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_Q \quad (2.2)$$

dhe varianca e M është:

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_Q^2 - 2\rho_{RQ} \cdot \sigma_R \cdot \sigma_Q \quad (2.3)$$

Treguesi i besueshmërisë, β , përcaktohet nga:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2 - 2\rho_{RQ} \cdot \sigma_R \cdot \sigma_Q}} \quad (2.4)$$

i cili shpreh distancën e vlerës mesatare të marzhit të sigurisë nga vlera e tij kritike ($M = 0$) në njësi të devijimit mesatar kuadratik. Nëse ngarkesa dhe rezistenca nuk janë të korreluara, koeficienti i korrelacionit është zero, pra:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.5)$$

Figura 2.1 tregon grafikët e një shpërndarjeje probabilitare tipike të R dhe Q. Figura 2.2 (a) tregon rezultatet e shpërndarjes probabilitare të M. Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse është probabiliteti që M të jetë më i vogël se 0.0, e cila është treguar në zonën e vijëzuar në figurë.

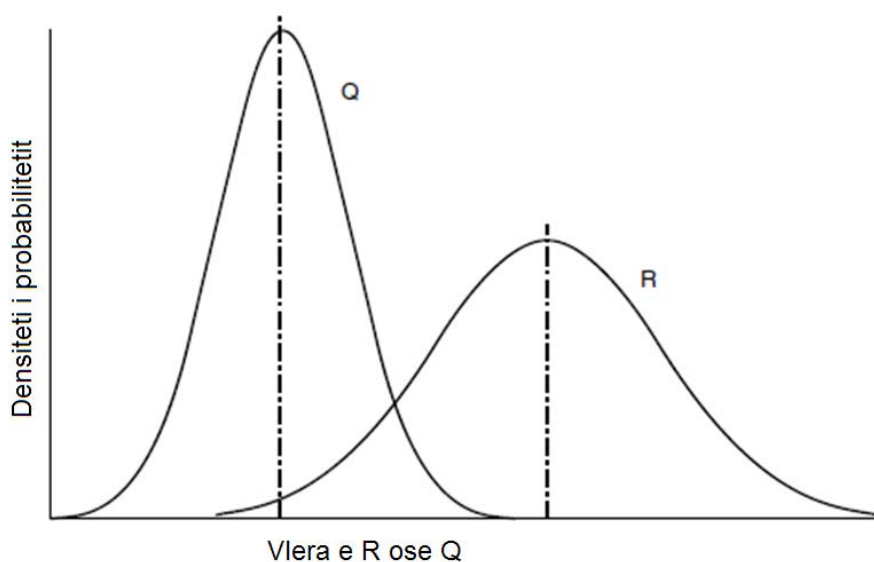


Figura 2.1. Densitetet e probabiliteteve për vlera tipike të rezistencës (R) dhe ngarkesës (Q). (Përshtatur nga Baecher dhe Christian 2003)

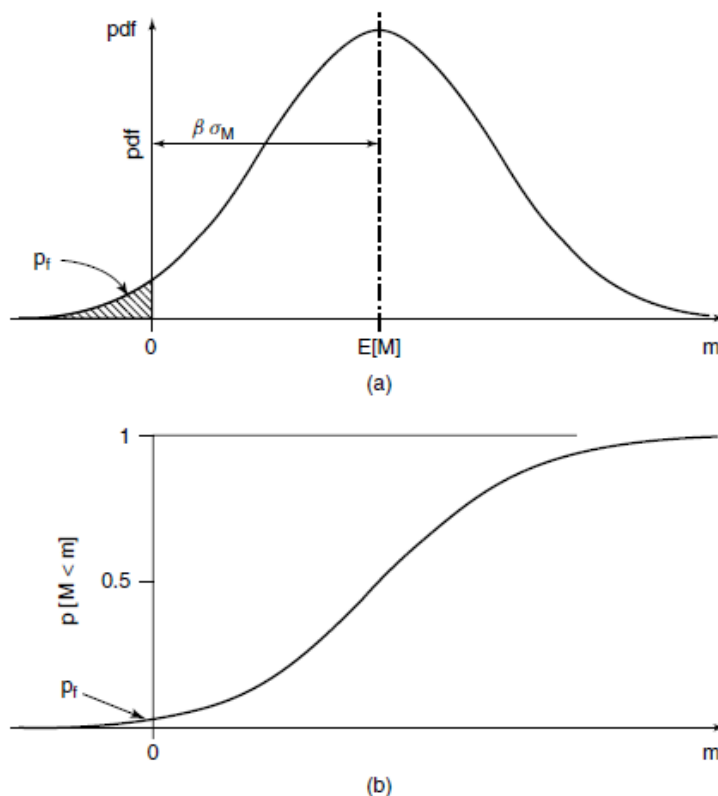


Figura 2.2. Densiteti i probabilitetit (a) dhe probabiliteti kumulativ (b) për marzhin (M). Të vihet re se sipërfaqja tek (a) poshtë kurbës, majtas aksit, është probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse identifikuar në (b). (Përshtatuar nga Baecher dhe Christian 2003)

Figura 2.2 (b) tregon shpërndarjen kumulative e cila i përket funksionit të shpërndarjes të treguar në Figurën 2.2 (a). Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse është ndërprerja e funksionit të shpërndarjes kumulative me aksin vertikal ku $M = 0$.

Në rastin e veçantë kur R dhe Q kanë shpërndarje Normale, M ka gjithashtu shpërndarje Normale. Pra, treguesi i besueshmërisë β , i cili lidh M me devijimin mesatar kuadratik, është një variabël me shpërndarje Normale, zakonisht i shënuar me Z . Shpërndarja Normale standarte, me mesatare zero dhe devijimi mesatar kuadratik njësi, është pasqyruar në shumë tabela (Abramowitz dhe Stegun 1964; Burington dhe May 1970) dhe programet e zakonshme statistikore e kanë si funksion. Zakonisht, tabelat shprehin integralin Φ të shpërndarjes Normale standarte midis $-\infty$ dhe vlerave pozitive të parametrin Z . Ne na duhet probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse p_f , i cili është integrali midis $-\infty$ dhe vlerës së parametrin Z që ndodhet poshtë vlerës mesatare, pra vlerat negative të Z . Nga simetria e shpërndarjes Normale, $p_f = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta)$.

Inxhinierët gjeoteknikë janë mësuar të përdorin Faktorin e Sigurisë, F , i dhënë:

$$F = \frac{R}{Q} \quad (2.6)$$

Shkatërrimi ndodh kur $F \leq 1$, dhe treguesi i besueshmërisë përcaktohet nga:

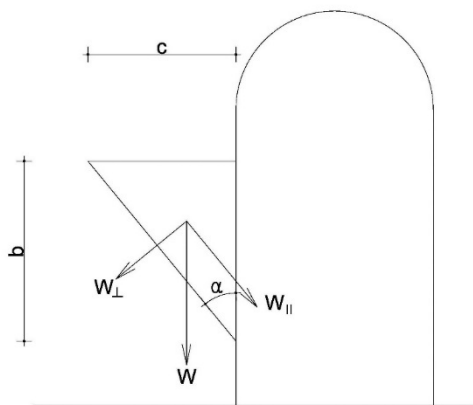
$$\beta = \frac{E[F] - 1}{\sigma_F} \quad (2.7)$$

Llogaritja e treguesit të besueshmërisë është më e vështirë kur ai shprehet në terma të faktorit të sigurisë, sepse F është raporti midis dy entiteteve të pasigurta, ndërsa M është diferenca e tyre. Për të shmangur këtë problem, disa studiues kanë supozuar se R dhe Q kanë shpërndarje logNormale (dmth, logaritmet e R dhe Q kanë shpërndarje Normale) në këtë mënyrë logaritmi i raporteve të tyre kthehet në diferencën midis logaritmeve të tyre. Për pasojë, formulimi është identik me ekuacionet (2.1) – (2.5), por rezultatet numerike për një problem të dhënë do të jenë të ndryshme. Gjithashtu, në vlerësimin e parametrave statistikorë të R dhe Q nga të dhënat eksperimentale dhe të dhënat në terren, llogaritjet duhet të bëhen sipas logaritmeve të të dhënave dhe jo vlerave aritmetike të tyre.

E ilustrojmë me një shembull numerik llogaritjen e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse të spjeguar më lart. Shembujt numerik të këtij kapitulli janë konceptuar nga autori i disertacionit. Shembujt numerik të tjerë mund të gjenden në literatura të ndryshme (Bukaci et al. 2015a, Bukaci et al. 2015b, Baecher dhe Christian 2003, Duncan 2000, Low dhe Tang 1997, Harr 1987 etj)

Shembulli 2.1 – Bllok shkëmbi që shkëputet nga faqja e tunelit. (Bukaci et al., 2015b)

Një bllok shkëmbi me peshë W , ka mundësinë kinematike që të shkëputet nga faqja



e tunelit. Llogaritja e Marzhit të sigurisë dhe probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse me metodën e saktë, tregohet më poshtë.

$$R = W_{\perp} \cdot \tan \varphi = W \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi$$

$$Q = W_{\parallel} = W \cdot \cos \alpha$$

$$M = R - Q = W \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi - W \cdot \cos \alpha$$

$$W = \frac{b \cdot c}{2} \gamma = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \gamma$$

Figura 2.3. Gjeometria e tunelit dhe masës shkëmbore në faqe të tunelit.

$$M = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \gamma \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi - \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \gamma \cdot \cos \alpha$$

$$M = A \cdot \gamma \cdot \tan \varphi - B \cdot \gamma \quad (\text{i}) ; \quad A = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \sin \alpha \quad (\text{ii}) ; \quad B = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \cos \alpha \quad (\text{iii})$$

Ku:

R – rezistenca

Q – ngarkesa

M – Marzhi i sigurisë

A, B – konstantet e llogaritura nga (ii) and (iii)

Variablat e pasigurt janë, $\tan \varphi$ dhe γ .

Të dhënat hyrëse:

$$b = 1\text{m}, \alpha = 60^\circ, c = b \cdot \tan \alpha,$$

$$E(\tan \phi) = \mu_{\tan \phi} = 0.6008606$$

$$\sigma_{\tan \phi} = 0.02 \rightarrow \text{Var}(\tan \phi) = 0.0004$$

$$E(\gamma) = \mu_\gamma = 27 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_\gamma = 1 \text{ kN} / \text{m}^3 \rightarrow \text{Var}(\gamma) = 1$$

$$A = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \sin \alpha = 0.75 ; \quad B = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \cos \alpha = 0.4330127$$

Llogaritjet për variabla jo të korreluar:

$$E(M) = A \cdot E(\gamma) \cdot E(\tan \phi) - B \cdot E(\gamma) = 0.47608458$$

$$\begin{aligned} \text{Var}(M) &= \text{Var}(A \cdot \gamma \cdot \tan \phi - B \cdot \gamma) = \text{Var}[\gamma \cdot (A \cdot \tan \phi - B)] = \\ &= \text{Var}(\gamma) \cdot [\text{Var}(A \cdot \tan \phi - B)] + \text{Var}(\gamma) \cdot [E(A \cdot \tan \phi - B)]^2 + \\ &+ [E(\gamma)]^2 \cdot [\text{Var}(A \cdot \tan \phi - B)] \end{aligned}$$

$$\text{Var}(M) = \sigma_M^2 = 0.16456$$

$$\sigma_M = 0.40566$$

$$\beta = E(M) / \sigma_M = 1.1736$$

Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje Normale është: $p_f = 0.1203$

Shënim: Me të dhënat e këtij shembulli numerik, në vazhdim, janë bërë llogaritjet dhe me metoda të tjera. Në fund janë bërë krahasime.

2.2. Hapat në Analizën e Besueshmërisë.

Në shembullin e aplikuar më lart, analiza e besueshmërisë është kryer në mënyrë të saktë. Në realitet, problemet nuk janë aq të thjeshta. Analiza mund të jetë më e komplikuar dhe mund të jetë e nevojshme të përdoren përafrime në ndonjë nga hapat, ose në të gjithë hapat. Hapat e treguara në figurën 2.4 (Christian, J. T. dhe Baecher, G. B., 2003), japin një procedurë të kryerjes së analizës së besueshmërisë.

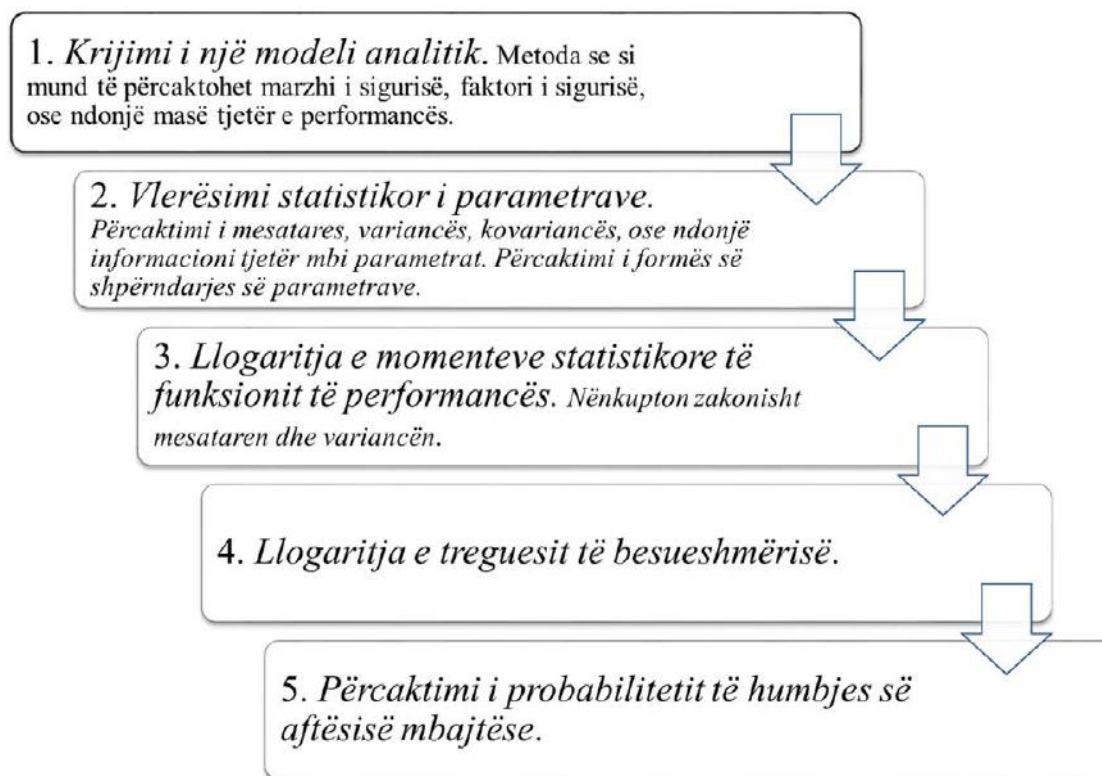


Figura 2.4. Hapat e analizës së besueshmërisë.

(Përshtatuar nga Baecher dhe Christian 2003)

Inxhinieri i cili po kryen një analizë besueshmërie, duhet të kuptojë se shumica e metodave praktike të analizave të besueshmërisë përfshijnë përafrime edhe nëse një ose disa hapa janë të saktë. Duhet të presim që metoda të ndryshme të na japin rezultate të ndryshme. Në veçanti, llogaritja e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse nga treguesi i besueshmërisë, zakonisht shoqërohet me supozimin se marzhi i sigurisë ka shpërndarje Normale. Për pasojë, është një ide e mirë të ballafaqohen rezultatet e dy ose më tepër metodave për të pasur një vlerësim më të mirë të gabimeve të përfshirë në metodën llogaritëse.

2.3. Metodatat e përdorura për kryerjen e analizës së besueshmërisë.

Shembulli i masës shkëmbore në faqe të tunelit është aq i thjeshtë sa mund të realizohen llogaritjet në mënyrë të saktë. Në shumë raste tipike, analiza përfshin teknika të cilat përafrojnë vlerën e vërtetë të treguesit të besueshmërisë dhe të probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse. Ka disa metoda të cilat mund të përdoren, secila prej tyre ka avantazhet dhe disavantazhet e saj. Midis më të përdorurave janë:

- *Metoda e Rendit të Parë Momenti i Dytë* (First Order Second Moment - FOSM). Kjo metodë përdor termat e parë të serisë së Taylor, në vlerësimin e vlerës së pritshme dhe të variancës së funksionit të performancës. Quhet metoda e momentit të dytë, sepse varianca është formë e momentit të dytë dhe është rendi më i lartë statistik i përdorur në analizë. Nëse numri i variablave është N , kjo metodë kërkon ose të vlerësohen N derivate të pjesshme të funksionit të performancës, ose të përdoren përafrime numerike duke përdorur $2N+1$ pika.
- *Metoda e Rendit të Dytë Momenti i Dytë* (Second Order Second Moment - SOSM). Kjo metodë përdor termat deri në rendin e dytë në serinë Taylor. Ka vështirësi në llogaritje dhe përmirësimi në saktësi jo gjithmonë justifikohet me vështirësitë në llogaritje. Metodatat SOSM nuk përdoren shumë në aplikimet gjeoteknike.
- *Metoda e Vlerësimit Pikësor* (Point Estimate Method). Rosenblueth (1975) propozoi një metodë të thjeshtë për të përfutur momentet e funksionit të performancës duke vlerësuar funksionin e performancës në një numër pikash të zgjedhura në mënyrë diskrete. Një nga mangësitë e metodës origjinale është se kërkonte që funksioni i performancës të vlerësohej 2^N herë, dhe kjo çonte në një numër shumë të madh, kur variablat në funksion ishin të shumtë në numër. Modifikime të kohëve të fundit e kanë zvogëluar numrin në $2N$, por shtojnë komplikime të tjera.
- *Metoda Hasofer – Lind*. Hasofer dhe Lind (1974) propozuan një përmirësim në metodën FOSM të bazuar në një interpretim gjeometrik të treguesit të besueshmërisë, si distanca në një hapësirë pa dimensionë, midis vlerës maksimale të shpërndarjes shumë variable të paramentrit të pasigurtë dhe një funksioni i cili paraqiste lidhjen me shkatërrimin. Kjo metodë zakonisht kërkon llogaritje ciklike në vlerësimin e $2N$ pikave. Akronimi FORM zakonisht tregon këtë metodë.
- *Simulimi Monte Carlo*. Sipas kësaj metode, analisti krijon një numër të madh setesh me vlera të gjeneruara në mënyrë të rastësishme për paramentrat e pasigurtë dhe llogarit funksionin e performancës për secilin set. Nga analiza statistikore e

rezultateve, mund të llogaritet funksioni i performancës dhe të përcaktohen në mënyrë direkte β dhe p_F . Metoda ka përparësitë e thjeshtësisë në konceptimin e saj, por kërkon një numër të madh setesh vlerash për funksionin e performancës në mënyrë që të arrijë një saktësi të pranueshme. Për më tepër, metoda nuk na jep të dhëna për kontributet relative midis parametrave të pasigurtë të përftuar nga metoda të tjera. Vështirësitë në llogaritje mund të zvogëlohen shumë duke përdorur teknika statistikore të njohura si skema të zvogëlimit të variancës, skema të cilat duhen përdorur sa herë që është e mundur.

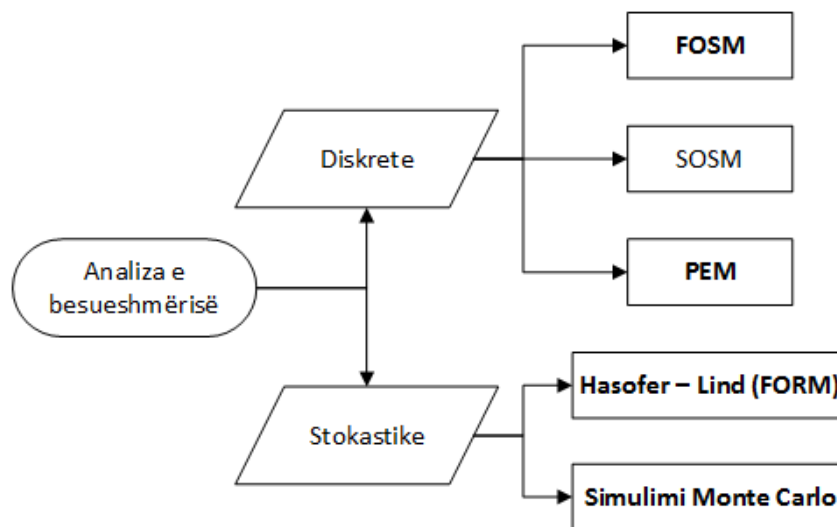


Figura 2.5. Tipet e ndryshme të analizës së besueshmërisë.

Duhet pasur parasysh se çdo metodë përfshin mënyra llogaritëse të ndryshme, ka një nivel saktësie të ndryshëm dhe jep përfundime të ndryshme në efektin e parametrave të veçantë. Disa metoda japin vlera të treguesit të besueshmërisë, por duhen bërë supozime shtesë në lidhje me shpërndarjen e funksionit të performancës për të përftuar probabilitetin e humbjes së aftësisë mbajtëse.

Skema në figurën 2.5 tregon metodat e ndryshme të kryerjes së analizës së besueshmërisë, duke i ndarë në dy grupe, metoda diskrete, të cilat e vlerësojnë problemin në pika diskrete dhe metoda stokastike, të cilat përdorin të dhëna hyrëse stokastike, pra vlera të rastësishme sipas një rregulli të zgjedhur.

2.4. Metoda e Rendit të Parë Momenti i Dytë (First Order Second Moment - FOSM).

Nëse realizojmë përafrimet e rendit të parë për mesataren, variancën dhe devijimin mesatar kuadratik të një funksioni F , bazuar në termat e parë të serisë së Taylor për shprehjen

e funksionit F (Baecher dhe Christian 2003), kur variablat nuk janë të korreluar, ekuacionet që mund të përdoren janë:

$$E[F] = \mu_F \approx F(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.7)$$

dhe

$$\sigma_F^2 \approx \sum \sum \frac{\partial F}{\partial x_i} \frac{\partial F}{\partial x_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \quad (2.8)$$

Ku vlerat e x , janë vlerat e variablit X të cilat futen në llogaritjen e F. Në shprehjen e F mund të përfshihen dhe gabimet në modelim. Funksioni F mund të jetë çdo funksion, por për rastet praktike, është faktori i sigurtisë i llogaritur me metoda të ndryshme. Mbas llogaritjes së mesatares dhe variancës, është e thjeshtë të gjendet treguesi i besueshmërisë:

$$\beta = \frac{E[F] - 1}{\sigma_F} \quad (2.9)$$

Zakonisht supozohet se faktori i sigurtisë ka shpërndarje Normale dhe nga kjo përcaktohet probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse duke u nisur nga β .

Shembull 2.2. Ushtrimi i shembullit 2.1 llogaritet me FOSM, për rastet me variabla jo të korreluar dhe të korreluar. (Bukaci et al. 2015b)

Për variabla jo të korreluar:

$$E(M) = A \cdot E(\gamma) \cdot E(\tan \phi) - B \cdot E(\gamma) = 0.47608$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_{\tan \phi}^2 \left(\frac{dM}{d \tan \phi} \right)^2 + \sigma_\gamma^2 \left(\frac{dM}{d \gamma} \right)^2$$

$$Var(M) = \sigma_M^2 = 0.164336$$

$$\sigma_M = 0.405384$$

$$\beta = E(M) / \sigma_M = 1.174405$$

Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje Normale është: $p_f = 0.1201$

Për variabla të korreluar:

Të dhënat hyrëse për variabla të korreluar:

$$b = 1 \text{ m}, \alpha = 60^\circ, c = b \cdot \tan \alpha,$$

$$E(\tan \phi) = \mu_{\tan \phi} = 0.600861$$

$$\sigma_{\tan \phi} = 0.02 \rightarrow Var(\tan \phi) = 0.0004$$

$$E(\gamma) = \mu_\gamma = 27 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_\gamma = 1 \text{ kN} / \text{m}^3 \rightarrow Var(\gamma) = 1$$

$$\rho_{\tan \phi \gamma} = 0.5 ; \quad \sigma_{\tan \phi \gamma} = \rho_{\tan \phi \gamma} \cdot \sigma_{\tan \phi} \cdot \sigma_{\gamma} = 0.01$$

$$A = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \sin \alpha = 0.75 ; \quad B = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \cos \alpha = 0.433013$$

Llogaritjet FOSM për variabla të korreluar:

$$E(M) = A \cdot E(\gamma) \cdot E(\tan \phi) - B \cdot E(\gamma) = 0.47608$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_{\tan \phi}^2 \left(\frac{dM}{d \tan \phi} \right)^2 + \sigma_{\gamma}^2 \left(\frac{dM}{d \gamma} \right)^2 + \sigma_{\tan \phi \gamma} \frac{dM}{d \tan \phi} \frac{dM}{d \gamma}$$

$$Var(M) = \sigma_M^2 = 0.167907$$

$$\sigma_M = 0.409764$$

$$\beta = E(M) / \sigma_M = 1.161851$$

Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje Normal është: $p_f = 0.1226$

2.4.1 Llogaritja e Treguesit të Besueshmërisë.

Po marrim si shembull përcaktimin e treguesit të besueshmërisë për shembullin 2.2.

Llogaritjet përfshijnë gjashtë hapa:

1. Përcaktimi i të gjithë variablave të cilat ndikojnë në qëndrueshmërinë e bllokut të shkëmbit; shembull janë gjeometria, pesha, parametrat rezistues të çarjes.
2. Përcaktimi i vlerës së pritshme (zakonisht vlera mesatare) për secilin variabël, $E[X_i]$ dhe përdorimi i këtyre vlerave për të llogaritur vlerën e pritshme të marzhit të sigurisë, $E[M]$ me anë të ekuacioneve të ekuilibrit.
3. Përcaktimi i pasigurive për çdo variabël, në veçanti i variancës, $Var[X_i]$.
4. Kryerja e analizave të ndjeshmërisë duke llogaritur derivatet e pjesshëm të F në lidhje me secilën variabël, ose duke përafruar derivatin me raportin $\Delta F / \Delta X_i$. (kjo lloj llogaritjeje është bërë në vazhdim, tek përcaktimi i treguesit të besueshmërisë për konstruksionin mbajtës të tuneleve)
5. Llogaritja e variancës së Marzhit, $Var[M]$.
6. Llogaritja e treguesit të besueshmërisë β .

2.4.2 Metoda Duncan (Duncan 2000).

Në vitin 2000, Duncan sugjeroi një thjeshtim të mëtëjshëm të metodës FOSM. Ai sugjeroi se diferenca në futjen e të dhënave të jetë me një devijim mesatar kuadratik, gjë që e thjeshton shumë llogaritjen, sidomos në rastin e variablave jo të korreluar, ku vlera e devijimit mesatar kuadratik do të bëhej:

$$\sigma_F^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta F}{2} \right)^2 \quad (2.10)$$

Për n – variabla, të korreluar ose jo, do duheshin $2n+1$ llogaritje. Vëndndodhja e këtyre pikave tregohet në figurën 2.6.

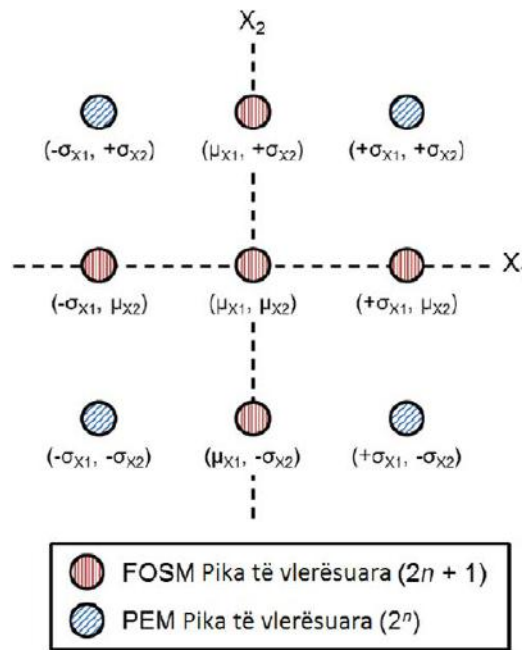


Figura 2.6. Koordinata e pikave për metodën FOSM (sipas Duncan) dhe PEM (Rosenblueth) për një sistem me dy variabla. (Përshtatur nga Langford 2013)

Shembull 2.3. Ushtrimi i shembullit 2.1, llogaritjet me metodën Duncan (Duncan 2000)

Këtë metodë mund ta përdorim vetëm për variabla jo të korreluar.

Tabela 2.1. Llogaritjet me metodën Duncan për masën shkëmbore që shkëputet nga faqja e tunelit.

Pika	tanφ	γ (kN/m ³)	M	ΔM	(ΔM/2) ²
1	0.600861	27	0.476085		
2	0.580861	27	0.071085		
3	0.620861	27	0.881085	0.81	0.164025
4	0.600861	28	0.493717		
5	0.600861	26	0.458452	0.035266	0.000311
				shuma	0.164336
				σ(M) =	0.405384
				μ(M) =	0.476085
				β =	1.174405
				pf =	0.120116

Shohim se përfundimi i metodës Duncan me FOSM është i njëjtë. Kjo ndodh, sepse metoda Duncan është shprehje e thjeshtuar e metodës FOSM, për rastin pa korrelim variablash.

2.5. Metoda e Vlerësimit Pikësor (Point Estimate Method). (Rosenblueth 1975, Baecher dhe Christian 2003)

Në Tetor 1975, Emilio Rosenblueth i Universitetit të Pavarur të Meksikës, publikon në një revistë (Transactions of the National Academy of Science(USA)), një metodë për përafrimin numerik të momenteve të funksioneve të variablove të rastësishëm (Rosenblueth 1975). Duke u nisur nga momentet e rendit të ulët të variablit të pavarur X , kjo metodë jep përafrime për momentet e rendit të ulët për variablin e varur Y . Procedura, të cilën Rosenblueth e quan *Metoda e Vlerësimit Pikësor*, është bërë më e përdorura në analizat e besueshmërisë në gjeoteknikë. Metoda është e drejtëpërdrejtë, e thjeshtë në përdorim dhe kërkon pak njohuri mbi teorinë e probabilitetit. Përdoret gjërësisht në praktikë, shpesh me efekt të mirë (Harr 1987; Wolff 1996; Duncan 1999) dhe është komentuar gjërësisht nga disa kërkues në analizën e besueshmërisë (Lind 1983; Wong 1985; Harr 1989; Li 1992).

2.5.1. Rastet Rosenblueth.

Rosenblueth (1975) trajton tre raste: (1) kur Y është funksion i një variabli X , për të cilin njihen mesatarja, varianca dhe asimetria; (2) kur Y është funksion i një variabli X për të cilën kemi shpërndarje simetrike dhe afërsisht Gaussiane; dhe (3) kur Y është funksion i n variablove $X_1, X_2, \dots, X_n$, për të cilat shpërndarjet janë simetrike dhe mund të korrelohen. Në të shumtën e rasteve, llogaritjet bëhen për dy pika, dhe Rosenblueth përdor shënimet e mëposhtme:

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (2.11)$$

Në këtë ekuacion,

Y është një funksion deterministik i X , $Y = g(X)$,

$E[Y^m]$ është vlera e pritshme e Y të ngritur në fuqinë m .

y_+ është vlera e Y e vlerësuar në pikën x_+ , e cila është më e madhe se vlera mesatare, μ_x ,

y_- është vlera e Y e vlerësuar në pikën x_- , e cila është më e vogël se vlera mesatare, μ_x , dhe

P_+, P_- janë „peshat“.

2.5.1.1 Rasti 3.

Aplikimi më i përdorur i metodës Rosenblueth ka të bëjë me rastin 3 – kur Y është një funksion me n variabla për të cilët asimetria është zero, por këta variabla mund të korrelohen. Procedura zgjedh 2^n pika, të vendosura në mënyrë të tillë që vlera e çdo variabli

është një devijim mesatar kuadratik mbi ose nën mesataren. Pra, nëse do ishin dy variabla X_1 dhe X_2 , katër pikat janë $(\mu_{x1} + \sigma_{x1}, \mu_{x2} + \sigma_{x2})$, $(\mu_{x1} + \sigma_{x1}, \mu_{x2} - \sigma_{x2})$, $(\mu_{x1} - \sigma_{x1}, \mu_{x2} + \sigma_{x2})$, $(\mu_{x1} - \sigma_{x1}, \mu_{x2} - \sigma_{x2})$. Nëse variablat nuk janë të korreluar, funksioni Y vlerësohet në katër pikat dhe pesha për secilën pikë është 0.25.

Nëse korrelimi midis X_1 dhe X_2 është ρ , pikat janë sërish të vendosura me një devijim mesatar kuadratik mbi ose nën mesataren e çdo variabli, por peshat ndryshojnë. Për dy pikat $(\mu_{x1} + \sigma_{x1}, \mu_{x2} + \sigma_{x2})$ dhe $(\mu_{x1} - \sigma_{x1}, \mu_{x2} - \sigma_{x2})$ peshat bëhen $(1 + \rho)/4$ dhe për dy pikat e tjera janë $(1 - \rho)/4$. Pozicioni i pikave dhe peshave tregohet në figurën 2.7.

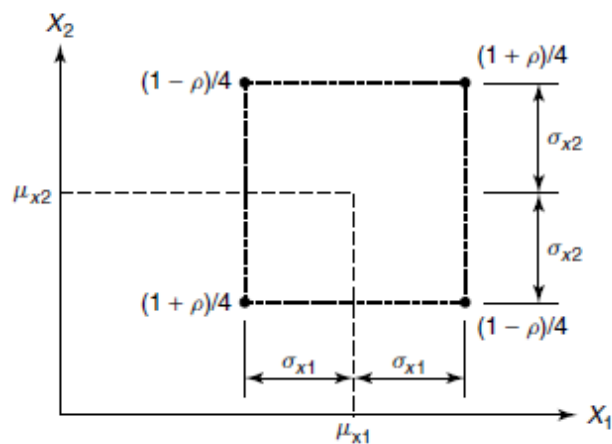


Figura 2.7. Pikat dhe peshat e Rosenblueth për dy variabla, të korreluar ose jo të korreluar (Christian, J. T. dhe Baecher, G. B., 2003)

Kur Y është funksion i tre variablave, X_1 , X_2 dhe X_3 , kemi tetë pika, të cilat janë të vendosura për çdo kombinim, një devijim mesatar kuadratik mbi ose nën mesataren e të gjithë variablave. Për simbolet e peshave, Rosenblueth përdor grup + dhe - si indeks për peshat P. Shenja e parë ka lidhje me X_1 , e dyta me X_2 dhe e treta me X_3 . Nëse pika është tek $\mu_{xi} + \sigma_{xi}$, shenja është positive; në të kundërtën është negative. Për shembull, P_{-+-} i përket pikës $(\mu_{x1} - \sigma_{x1}, \mu_{x2} + \sigma_{x2}, \mu_{x3} - \sigma_{x3})$. Në figurën 2.8 tregohet se si merren shenjat. Gjithashtu, ρ_{12} është koeficienti i korrelacionit midis X_1 dhe X_2 , e kështu me rradhë.

Atëherë:

$$\begin{aligned}
 P_{+++} &= P_{---} = \frac{1}{8}(1 + \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31}) \\
 P_{++-} &= P_{--+} = \frac{1}{8}(1 + \rho_{12} - \rho_{23} - \rho_{31}) \\
 P_{+-+} &= P_{-+-} = \frac{1}{8}(1 - \rho_{12} - \rho_{23} + \rho_{31}) \\
 P_{+--} &= P_{-++} = \frac{1}{8}(1 - \rho_{12} + \rho_{23} - \rho_{31})
 \end{aligned} \tag{2.12}$$

Për çdo dy variabla, kur koordinatat e pikave kanë të dyja të njëjtin kah me devijimin mesatar kuadratik, shenja e koeficientit korrespondues të korrelacionit është pozitive, dhe kur kahet janë në të kundërt, shenja është negative.

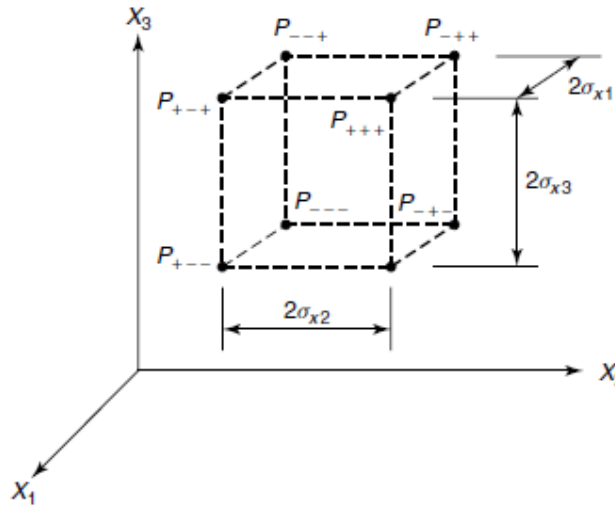


Figura 2.8. Pikat dhe peshat e Rosenblueth për tre variabla, të korreluar ose jo të korreluar (Christian, J. T. dhe Baecher, G. B., 2003).

Përgjithësimi për më tepër se tre variabla është i thjeshtë. Nëse janë n variabla, atëherë zgjidhen 2^n pika për të marrë parasysh të gjitha kombinimet me secilin variabël një devijim mesatar kuadratik mbi ose nën mesataren. Nëse s_i është $+1$ kur vlera e variablës së i -të është një devijim mesatar kuadratik mbi mesataren dhe -1 kur kjo vlerë është një devijim mesatar kuadratik nën mesataren, atëherë peshat janë:

$$P_{(s_1 s_2 \dots s_n)} = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j)\rho_{ij} \right] \tag{2.13}$$

Dhe:

$$E[Y^m] \approx \sum P_i (y_i)^m \tag{2.14}$$

Ku y_i është vlera e Y e vlerësuar për x_i dhe i është një kombinim i përshtatshëm i shenjave + dhe – të cilat tregojnë pozicionin e x_i , pra skajet e hiperkubit.

2.5.2 Llogaritje numerike për raste të thjeshta.

Shembull 2.4. Ushtrimi i shembullit 2.1, është zgjidhur me metodën PEM, për rastet me variabla jo të korreluar dhe të korreluar. (Bukaci et al. 2015b)

Tabela 2.2. Llogaritjet për variabla jo të korreluar. (Bukaci et al. 2015b)

Point	$\tan\phi$	γ (kN/m ³)	M	p	pM	pM ²
1	0.6209	28	0.9137	0.25	0.2284	0.2087
2	0.6209	26	0.8485	0.25	0.2121	0.1800
3	0.5809	28	0.0737	0.25	0.0184	0.0014
4	0.5809	26	0.0685	0.25	0.0171	0.0012
Shuma					0.4761	0.3912

$$\text{Var}(M) = 0.39122 - (0.47608)^2 = 0.16456$$

$$\sigma_M = 0.40566$$

$$\beta = E(M) / \sigma_M = 1.173602$$

Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje Normale është: $p_f = 0.1203$

Tabela 2.3. Llogaritjet për variabla të korreluar. (Bukaci et al. 2015b)

Pika	$\tan\phi$	γ (kN/m ³)	M	p	pM	pM ²
1	0.6209	28	0.9137	0.375	0.3426	0.3131
2	0.6209	26	0.8485	0.125	0.1061	0.0900
3	0.5809	28	0.0737	0.125	0.0092	0.00068
4	0.5809	26	0.0685	0.375	0.0257	0.00176
Shuma					0.4836	0.4055

$$\text{Var}(M) = 0.4055 - (0.48358)^2 = 0.17165$$

$$\sigma_M = 0.4143$$

$$\beta = E(M) / \sigma_M = 1.16723$$

Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje Normale është: $p_f = 0.1216$

2.5.3 Komente përfundimtare.

Metoda e vlerësimit pikësor e Rosenblueth, përdoret gjërësisht në analiza besueshmërie në inxhinierinë gjeoteknike, por gjithashtu kritikohet për thjeshtësinë e saj. Rosenblueth e përshkruan mënyrën e përdorimit kur janë dy ose tre variabla dhe tregon se si korrelimi i këtyre variablave mund të merret parasysh në llogaritje. Një shtesë e thjeshtë e përafrimit të Rosenblueth aplikohet për më tepër se tre variabla – të korreluar ose jo të korreluar.

Metoda është llogjikisht e qëndrueshme dhe ka saktësi të kënaqshme për një sërë problemesh praktike, megjithëse kërkesat e llogaritjeve rriten shpejt me rritjen e numrit të variablave të marrë në konsideratë. Metoda nuk është simulim Monte Carlo dhe nuk duhet ngatërruar me metodat e serisë Taylor. Kujdes duhet bërë në aplikimin e metodës në rastet kur transformimi i variablave e ndryshon rrënjësisht funksionin e shpërndarjes, ose për momentet më të larta se ato të rendit të dytë. Në veçanti, kur funksioni i variablit X i cili duhet të integrohet, nuk paraqitet shumë mirë me anë të një polinomi të rendit të tretë, dhe kur Ω (koeficienti i variacionit) i X -it është i madh, rezultatet mund të japin gabime të mëdha.

Megjithë këto kufizime, metoda mbetet e thjeshtë, direkte dhe efektive për llogaritjen e momenteve të rendit të ulët për variabla të rastësishëm. Përdorimi i saj i vazhduar në analizat e besueshmërisë në gjeoteknikë justifikohet nga eksperiencia dhe teoria, por përdoruesit e familjarizuar me principet e matematikës ku bazohet kjo metodë, duhet të kenë kujdes ta përdorin atë vetëm brenda kufijve ku ajo jep rezultate të mira.

2.6. Metoda Hasofer - Lind (First Order Reliability Method - FORM).

Hasofer dhe Lind (1974) propozuan një përcaktim ndryshe të treguesit të besueshmërisë i cili çon në një interpretim gjeometrik. Kjo metodë ka marrë emrin e tyre, por gjithashtu njihet dhe si besueshmëria gjeometrike dhe si Metodë Besueshmërie e Rendit Të Parë (First Order Reliability Method - FORM).

2.6.1 Formulimi Hasofer – Lind. (Christian, Baecher 2003)

Hapi i parë në metodën Hasofer – Lind është të riformulohet problemi me variabla pa dimensione. Ka n variabla jo të sigurtë dhe secili prej tyre identifikohet me indeksin i . Çdo variabël x_i përcaktohet me termat e mesatares μ_{x_i} dhe devijimit mesatar kuadratik σ_{x_i} . Përcaktohet në këtë mënyrë një variabël “prim” :

$$x'_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (2.15)$$

i cila nuk ka përmasa, ka vlerë mesatare zero dhe devijim mesatar kuadratik njësi. Mund të shkruajmë:

$$x_i = \sigma_{x_i} x'_i + \mu_{x_i} \quad (2.16)$$

Çdo funksion i variablove jo prim mund të shkruhet si një funksion $g(x'_1, x'_2, \dots, x'_i, \dots, x'_n)$ i variablove prim. Për shembullin e shpatit vertikal (*Christian, Baecher 2003*), kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse $F = 1$ ose $M = 0$ na jep:

$$g(c', \gamma') = c' \sigma_c - \frac{H}{4} \gamma' \sigma_\gamma + \left(\mu_c - \frac{H}{4} \mu_\gamma \right) = 0 \quad (2.17)$$

Këto lidhje mund të shprehen në formë matricore, duke përdorur shkronja të trasha (bold) për të treguar vektorët dhe matricat. Atëherë:

$$\mathbf{x} \equiv \{x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_n\} \quad (2.18)$$

$$\mathbf{x}' \equiv \{x'_1, x'_2, \dots, x'_i, \dots, x'_n\} \quad (2.19)$$

$$g(\mathbf{x}') = 0 \quad (2.20)$$

Nga përkufizimi i variablove prim:

$$\frac{dx_i}{dx'_i} = \sigma_{x_i} \quad \frac{dx'_i}{dx_i} = \frac{1}{\sigma_{x_i}} \quad (2.21)$$

Pra, për çdo funksion f të variablove jo prim:

$$\frac{\partial f}{\partial x'_i} = \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{dx_i}{dx'_i} = \sigma_{x_i} \frac{\partial f}{\partial x_i} \quad (2.22)$$

Ti kthehemi rastit më të thjeshtë të studimit të besueshmërisë së një sistemi me ngarkimin Q dhe rezistencën R , të cilën e kemi diskutuar më parë. Nga përcaktimet e mësipërme, ne mund të shprehim variablat e reduktuar:

$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2.23)$$

$$Q' = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q}$$

Nëse R dhe Q nuk janë të korreluar, ekuacioni (2.1) për marzhin e sigurisë bëhet:

$$M = R - Q = \sigma_R R' - \sigma_Q Q' + \mu_R - \mu_Q = 0 \quad (2.24)$$

Figura 2.9 tregon kriterin e humbjes së aftësisë mbajtëse duke përdorur variablat e reduktuar si akse. Origjina është pika ku R dhe Q kanë vlerat mesatare. Distanca d midis origjinës dhe vijës $M = 0$ është (Christian, Baecher 2003):

$$d = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.25)$$

i cili është i njëjtë me kuptimin e treguesit të besueshmërisë β . Ky rezultat na jep idenë se treguesi i besueshmërisë mund të interpretohet gjeometrikisht si distanca midis pikës të dhënë nga vlerat mesatare të variablave dhe pikës më të afërt me kriterin e humbjes së aftësisë mbajtëse.

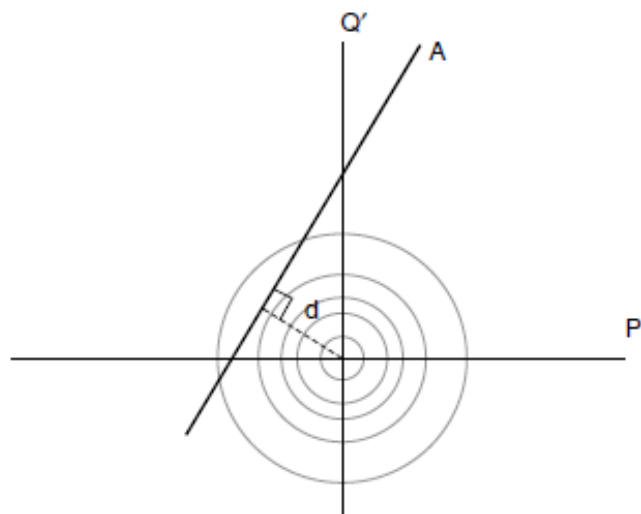


Figura 2.9. Grafiku i rezistencës (R) dhe ngarkimit (Q) i cili na jep kuptimin e treguesit të besueshmërisë. (Christian, Baecher 2003)

Figura 2.10 tregon një pamje tjetër të interpretimit gjeometrik. Akset horizontale dhe vertikale janë variablat e normalizuar, të cilat supozohet se kanë shpërndarje Normale dhe janë të pavarur. Shpërndarja e tyre e përbashkët është „kodra“ me majën e saj në origjinë. Kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse linear ($M = 0$) tregohet si një mur i cili ndan zonën e humbjes së aftësisë mbajtëse nga pjesa tjetër e shpërndarjes. Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse është sipërfaqja nën kurbën Normale e cila gjendet në të majtë të vijës së humbjes së aftësisë mbajtëse (figura 2.11). Ky probabilitet është funksion i distancës pa dimensionë β .

Vihet re se shpërndarja probabilitare e bashkuar e dy variablave dhe shpërndarja Normale marzhinale në figurën 2.10 dhe 2.11, përfaqësojnë shpërndarjen e variablave – jo shpërndarjen e funksionit të performancës. Funksioni i performancës mund të ketë çdo formë, për sa kohë që kriteri ($F = 1$ ose $M = 0$) është vijë e drejtë. Kjo ndryshon nga FOSM

dhe metoda e Vlerësimit Pikësor, për të cilat bënim llogaritjet që të përcaktonim parametrat statistikorë të funksionit të performancës.

Një argument në favor të metodës Hasofer – Lind është se nuk kërkon të gjendet shpërndarja e funksionit të performancës. Ky rezultat mund të përgjithësohet kur ka më tepër se dy variabla. Kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse është ekuacioni (2.20). Në një hapësirë shumë dimensionesh, distanca nga origjina tek një pikë në kriterin e humbjes së aftësisë mbajtëse është:

$$d = \sqrt{x_1'^2 + x_2'^2 + \dots + x_n'^2} = (\mathbf{x}'^T \mathbf{x}')^{1/2} \quad (2.26)$$

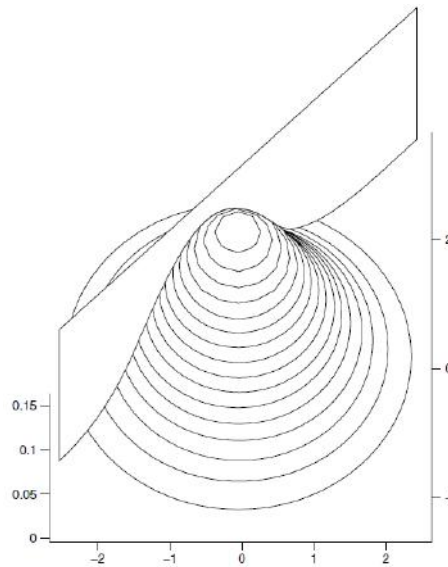


Figura 2.10. Shpërndarja probabilitare e bashkuar e dy variablave të pavarura me shpërndarje Normale dhe një kriter shkatërrimi linear. (Christian, Baecher 2003)

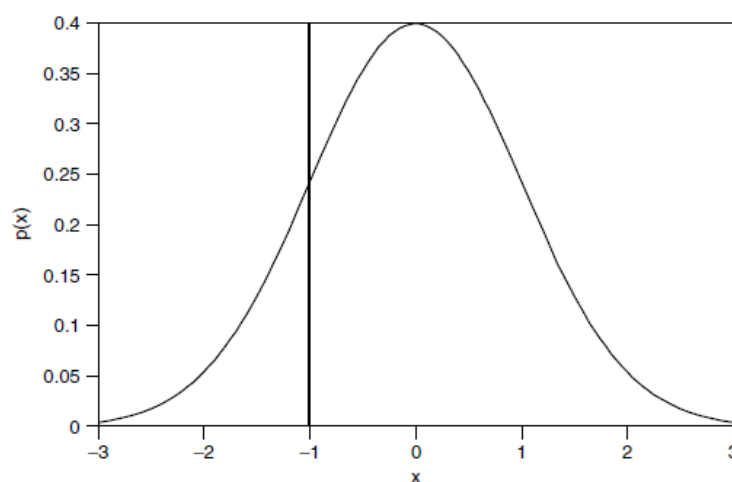


Figura 2.11. Shpërndarja marzhinale (sipas planit ku pret kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit)) e marzhit të sigurisë. (Christian, Baecher 2003)

Ku $\mathbf{x}'$ është vektori i x'_i -ve dhe indeksi T tregon transpozimin e një matrice ose vektori. Problemi është minimizimi i d me kushtin që të kënaqet ekuacioni (2.20). Rekomandohen dy teknika:

1. Krijohet shprehja sipas ekuacionit (2.20) dhe algoritmi i d në një “spreadsheet” në EXCEL ose në ndonjë program tjetër matematik si MATLAB ose MATHCAD. Këto sisteme kanë komanda si “solve - zgjidh”, ose “minimize - minimizo”, të cilat mundësojnë operacionet e minimizimit.
2. Krijimi i një algoritmi llogaritës të përshtatshëm për problemin në fjalë dhe aplikimi i tij, ose me program kompiuterik, ose duke bërë llogaritjet me dorë. Këshillohet që më mirë të dihet se çfarë bëhet gjatë llogaritjeve, sesa të përdoret një program të cilit i fut të dhënat dhe nxjerr përfundimet.

2.6.2 Treguesi i besueshmërisë sipas Low dhe Tang (Low & Tang 1997)

Në hapësirën origjinale të variablave të rastit, mund të ndërtohet elipsoidi me dispersion sa një devijim mesatar kuadratik (σ), i cili do jetë në formën e tij standarte nëse variablat janë jo të korreluar; çdo aks i elipsoidit është paralel me aksin korespondues koordinativ. Kur ka korrelim, elipsoidi me dispersion σ është i rrotulluar. Ekuacioni i elipsoidit të rrotulluar jepet nga ekuacioni kuadratik i formës:

$$(\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu})^T \mathbf{C}^{-1} (\mathbf{x} - \boldsymbol{\mu}) = 1 \quad (2.27)$$

Kjo formë kuadratike është elips në rastin dy përmasor (2D), elipsoid në rastin tre përmasor dhe hiperelipsoid për përmasa më të mëdha se tre. Ekuacioni (2.27) është paraqitur në figurën 3 për rastin 2D për një rast specifik llogaritjeje për vlera të ndryshme të koeficientit të korrelacionit ρ . Kur x_1 dhe x_2 nuk janë të korreluar, ekuacioni (2.27) reduktohet në shprehjen e njohur të elipsit, forma e të cilit i korrespondon $\rho = 0$ në figurën 2.12.

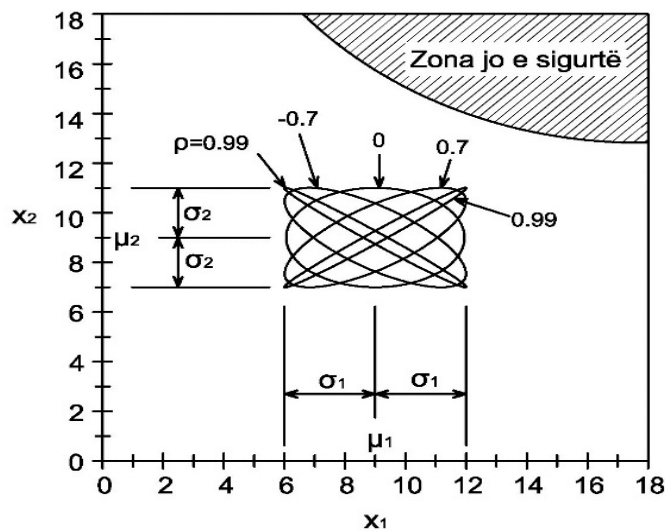


Figura 2.12. Elipsi me dispersion σ rrotullohet me ndryshimin e koeficientit të korrelacionit ρ (përshtatur nga Low dhe Tang 1997).

Kur x_1 dhe x_2 janë të korreluara, elipsi rrotullohet dhe ndryshon raporti i gjysëmakseve të tij. Megjithatë rrotullimin, elipsi me dispersion σ në lidhje me origjinalin e parrotulluar, jepet sërish me anë të σ_1 dhe σ_2 . Për rastin me koeficient korrelimi $\rho = 0.7$, elipsi σ , elipsi $\beta \cdot \sigma$ dhe sipërfaqja e humbjes së aftësisë mbajtëse (jo e sigurtë), paraqiten në figurën 2.13.

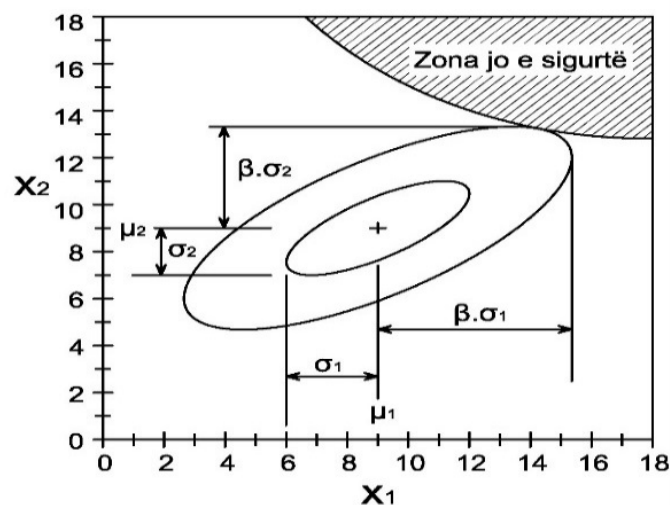


Figura 2.13. Elipsi me dispersion σ dhe elipsi kritik, për koeficient korrelacioni $\rho = 0.7$ (përshtatur nga Low dhe Tang).

Ekuacioni për elipsin $\beta \cdot \sigma$ është ekuacioni 2.27, por me anën e djathtë të zëvendësuar me β^2 . Në figurën 2.13, elipsi i cili është tangent me sipërfaqen e humbjes së aftësisë mbajtëse, është β herë më i madh (në terma të raporteve të akseve) në raport me elipsin me dispersion σ . Kjo jep një metodë intuitive të treguesit të besueshmërisë β në hapësirën origjinale të variablave të rastit. Qasja e elipsoidit sipas spreadsheet-ve është relativisht e

thjeshtë. Ekuacioni (2.28) paraqet formulimin matricor të treguesit të besueshmërisë sipas Hasofer-Lind, i dhënë nga Ditlevsen, duke cituar Veneziano (Veneziano 1974):

$$\beta_{HL} = \min_{x \in F} \sqrt{(x - \mu)^T C^{-1} (x - \mu)} \quad (2.28)$$

Ku x është vektori që përfaqëson setin e variablave të rastit; μ = mesataret e tyre; C = matrica e kovariancës; dhe F = zona jo e sigurtë (zona ku mund të ndodhi shkatërrimi).

Në zgjidhjen e problemit jolinear të kushtëzuar sipas (2.28) - ë, përdoruesi duhet të gjejë elipsoidin më të vogël që prek sipërfaqen e humbjes së aftësisë mbajtëse.

Midis funksionit të densitetit multivariabël dhe treguesit të besueshmërisë β egziston një lidhje e cila në rastin 2D për dy variabla jepet nga:

$$f_{x_1, x_2}(x_1, x_2) = \frac{1}{2\pi\sigma_{x_1}\sigma_{x_2}\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left(-\frac{\beta^2}{2}\right) \quad (2.29)$$

ku β është siç është përkufizuar tek (2.28), pa minimizim.

Prandaj, që të minimizohet β (ose β^2), duhet të maksimizohet vlera e funksionit të densitetit dyvariabëlsh. Elipsi me dispersion σ dhe ai me $\beta \cdot \sigma$ të treguar në figurën 2.12 janë konturet e funksionit të densitetit të probabilitetit. Gjetja e elipsit më të vogël (ose e hiperelipsit për rastin me shumë variabla) që është tangent me sipërfaqen e humbjes së aftësisë mbajtëse, është ekuivalente me gjetjen e pikës më probabël të humbjes së aftësisë mbajtëse. Kjo është konsistente me konkluzionin e Shinozuka (Shinozuka 1983), i cili është shprehur se “pika e projektimit x^* është pika me mundësinë më të madhe të maksimumit, nëse x është Gaussian, pavarësisht nëse komponentet janë apo jo të korreluar.”

Metoda e propozuar me anë të spreadsheet-it ilustron në zgjidhjen për rastin studimor të Tunelit të Devijimit të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen. (Bukaci et al. 2016a)

2.6.2.1 Procedura e përcaktimit të treguesit të besueshmërisë.

Minimizimi i nënshtrohet kushtit se x duhet të kënaqi kriterin, p.sh. që faktori i sigurisë $FS = 1$. Procedura e implementuar në Microsoft Excel paraqitet si më poshtë:

1. Përcaktohen vlerat e mesatareve dhe matrica e kovariancës dhe llogaritet C^{-1} .
2. Ndërtohet forma e mëposhtme e ekuacionit

$$\beta^2 = (x - \mu)^T C^{-1} (x - \mu) \quad (2.30)$$

3. Kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse ($F = 1$), i cili është edhe funksioni i performancës në rastin tonë, shprehet si kusht i termave të variablave në vektorin x .

4. Përdoren komandat „*minimize*“ ose „*solve*“ (në varësi të versionit të programit kompjuterik) për të minimizuar β^2 duke ndryshuar vlerat e x në varësi të kushtit që kriteri i humbjes së aftësisë mbajtëse të plotësohet.

5. Rezultatet janë vlerat e x në pikën e humbjes së aftësisë mbajtëse dhe vlera korresponduese e β^2 . Më pas llogaritet β dhe probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse.

Kjo teknikë përdoret lehtësisht dhe mund të trajtojë variabla të korreluar ose jo. Low dhe Tang (1997) kanë treguar gjithashtu se mund të përdoren shpërndarje të tjera nga ajo Normale.

Shembull 2.5. Ushtrimi i shembullit 2.1, është zgjidhur më poshtë me metodën FORM, për variabla jo të korreluar dhe të korreluar, duke përdorur qasjen sipas Low dhe Tang (1997). Kjo qasje kërkon një procedurë minimizimi të treguesit të besueshmërisë β , me kushtin që Marzhi i Sigurisë të shkojë drejt vlerës 0 (i gjetur me analizë të ekuilibrit kufitar). Për këtë zgjidhje u përdor funksioni Solver i programit Excel. Shembull tjetër që përdor këtë metodë zgjidhjeje mund ta gjeni në artikullin e Bukaci et al., 2015b.

Llogaritjet për variabla jo të korreluar:

	xvalue	mean	stdev	covariance	
$\tan\phi=$	0.577350269	0.600860619	0.02	0.0004	0
$\gamma=$	26.99999941	27	1	0	1
$[x-m]^T$				$[Covariance]^{-1}$	
	-0.02351035	-5.855E-07		2500	0
				0	1
$g(\tan\phi, \gamma) = A \cdot \gamma \cdot \tan\phi - B \cdot \gamma = 0$					
			$[C^{-1}][x-m]$	$[x-m]$	
$g(\tan\phi, \gamma) =$		-9.84102E-13	-58.7759	-0.02351	
			-5.9E-07	-5.9E-07	
		beta			
		1.175517492			
				$[x-m]^T [C^{-1}] [x-m]$	
pf=		0.119893872		1.381841	

Llogaritjet për variabla të korreluar:

	xvalue	mean	stdev	covariance	
tan ϕ =	0.577350269	0.600860619	0.02	0.0004	0.01
γ =	26.99999941	27	1	0.01	1
	$[x-m]^T$			$[\text{Covariance}]^{-1}$	
	-0.02351035	-5.855E-07		3333.333	-33.3333
	$g(\tan \phi, \gamma) = A \cdot \gamma \cdot \tan \phi - B \cdot \gamma = 0$			-33.3333	1.333333
			$[C^{-1}][x-m]$	$[x-m]$	
	$g(\tan \phi, \gamma) =$	-9.84102E-13	-78.3678	-0.02351	
			0.783678	-5.9E-07	
		beta			
		1.357370343			
				$[x-m]^T [C^{-1}] [x-m]$	
pf=		0.087331783		1.842454	

2.7 Metoda e Simulimit Monte Carlo.

Aplikimet më të zakonshme të metodës Monte Carlo kërkojnë që një funksion të vlerësohet në një numër të madh pikash, për pasojë, përdorimi i kompiuterit është domosdoshmëri (*Christian, Baecher 2003*). Popullariteti i metodave Monte Carlo përputhet me mundësinë e përdorimit të kompiuterave. Në ditët e sotme, analisti mund të përdorë një numër të madh programesh kompjuterike të krijuar për simulimet stokastike. Mundësitë e metodave Monte Carlo lidhen me përdorimin e programeve kompjuterike, kryesisht që përmbajnë algoritme të funksioneve të nevojshëm për të kryer analizën Monte Carlo. Prandaj, në ditët e sotme, programuesit kanë zgjidhur shumë probleme me të cilat u është dashur të ndeshen analistët në të shkuarën. Megjithatë, analisti duhet të ketë njohuri mbi çështjet të cilat kanë të bëjnë me metodat Monte Carlo, gjithashtu të ketë kujdes të përdorë programin në mënyrë korrekte, në kushtet për të cilat ai është krijuar.

Çdo simulim i cili mbështetet në numrat e rastësishëm kërkon një procedurë të përcaktuar për gjenerimin e këtyre numrave të rastësishëm. Në literaturë ka mjaft shembuj që trajtojnë këtë problem (Kahaner et al. 1989; Press et al. 1992; Fishman 1995; Knuth 1997) në të cilët jepen detaje për gjenerimin e numrave të rastësishëm.

2.7.1 Simulimi i proceseve të rastësishëm.

Një nga aplikimet kryesore të simulimit Monte Carlo, është studimi i sjelljes së proceseve të rastësishëm. Këto janë probleme në të cilët të dhënat hyrëse janë stokastike dhe rezultatet janë jo të sigurt. Metoda Monte Carlo është veçanërisht efektive kur procesi ka natyrë të theksuar jolineare dhe në të cilët përfshihen shumë pasiguri, të cilat mund të kenë shpërndarje të ndryshme.

Për të bërë një studim të tillë, analisti gjeneron nga një vlerë të rastësishme për çdo variabli të pasigurt dhe bën llogaritjet e nevojshme për të gjetur zgjidhjen për atë grup vlerash. Kjo jep një vlerë të procesit. Tentativat përsëriten shumë herë, duke dhënë shumë vlera të procesit. Mbasi merret një numër i madh vlerash, është e mundur të studiohen në mënyrë statistikore dhe të merren vlera të mesatareve, variancës, probabiliteteve të ndryshme dhe parametra të tjerë statistikorë. Duhet theksuar dy pika të rëndësishme:

1. Pa marrë parasysh numrin e variablave të rastësishëm, çdo llogaritje jep një vlerë të procesit. Pra, rritja e numrit të variablave të rastësishëm nuk rrit numrin e llogaritjeve për të njëjtin nivel të kërkuar saktësie.

2. Simulimi i proceseve të rastësishëm ka të bëjë kryesisht me përsëritjen e të dhënave të procesit stokastik, për pasojë, saktësia e saj mund të vlerësohet nga metoda statistikore të përmendura në literaturë (Christian, Baecher 2003).

2.7.2 Shembull i përdorimit të metodës Monte Carlo.

Shembulli 2.1 tregon analizën e besueshmërisë për një masë shkëmbore e cila rrëshqet nga faqja e tunelit. Për të zgjidhur këtë problem, mund të përdoren metoda analitike të drejtëpërdrejta. Nëse variablat hyrës kanë shpërndarje Normale, marzhi i sigurisë ka gjithashtu shpërndarje Normale, por faktori i sigurisë nuk ka shpërndarje Normale. Meqenëse ne kemi zgjidhjen e saktë të këtij problemi, e krahasojmë atë me simulimin Monte Carlo për të njëjtin problem.

Shembulli 2.6 – Masa shkëmbore që rrëshqet nga faqja e tunelit.

Ekuacioni për të llogaritur marzhin e sigurisë është

$$M = A \cdot \gamma \cdot \tan \varphi - B \cdot \gamma \quad (i) ; \quad A = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \sin \alpha \quad (ii) ; \quad B = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \cos \alpha \quad (iii)$$

Ku:

M – Marzhi i sigurisë

A, B – konstantet e llogaritura nga (ii) and (iii)

Variablat e pasigurt janë, $\tan \varphi$ dhe γ .

Për problemin në fjalë (shiko figurën 2.3),

$b = 1\text{m}$, $\alpha = 60^\circ$, $c = b \cdot \tan \alpha$,

$$A = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \sin \alpha = 0.75 ; \quad B = \frac{b^2 \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \cos \alpha = 0.4330127$$

Parametrat e tjerë kanë shpërndarje Normale me vlera si më poshtë:

$$E(\tan \phi) = \mu_{\tan \phi} = 0.6008606$$

$$\sigma_{\tan \phi} = 0.02 \rightarrow \text{Var}(\tan \phi) = 0.0004$$

$$E(\gamma) = \mu_\gamma = 27 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_\gamma = 1 \text{ kN} / \text{m}^3 \rightarrow \text{Var}(\gamma) = 1$$

$$\rho_{\tan \phi \gamma} = 0.5 ; \quad \sigma_{\tan \phi \gamma} = \rho_{\tan \phi \gamma} \cdot \sigma_{\tan \phi} \cdot \sigma_\gamma = 0.01$$

Për çdo provë, analisti gjeneron dy numra të rastësishëm x dhe y , me shpërndarje Normale standarte. Përdorim zbërthimin Cholesky (ekuacioni 2.31) për të përfutur një numër të tretë të rastësishëm z i cili është i korreluar me x

$$z = \rho_{\tan \varphi \gamma} \cdot x + \sqrt{1 - \rho_{\tan \varphi \gamma}^2} \cdot y \quad (2.31)$$

Vlerat e $\tan \varphi$ dhe γ për këtë provë janë

$$\begin{aligned} \tan \varphi &= \mu_{\tan \varphi} + \sigma_{\tan \varphi} \cdot x \\ \gamma &= \mu_{\gamma} + \sigma_{\gamma} \cdot z \end{aligned} \quad (2.32)$$

Simulimi Monte Carlo u bë për 100, 1000 dhe 10000 prova. Tabelat 2.4 dhe 2.5 japin rezultatet përkatësisht për variabla jo të korreluar dhe të korreluar. Figurat 2.14, 2.15 tregojnë grafikët përkatës të rezultateve të provave. Përgjithësisht, sa më i lëmuar të jetë grafiku, aq më të sakta janë rezultatet.

Llogaritjet më poshtë jepen për variabla të korreluar dhe jo të korreluar.

Variabla jo të korreluar:

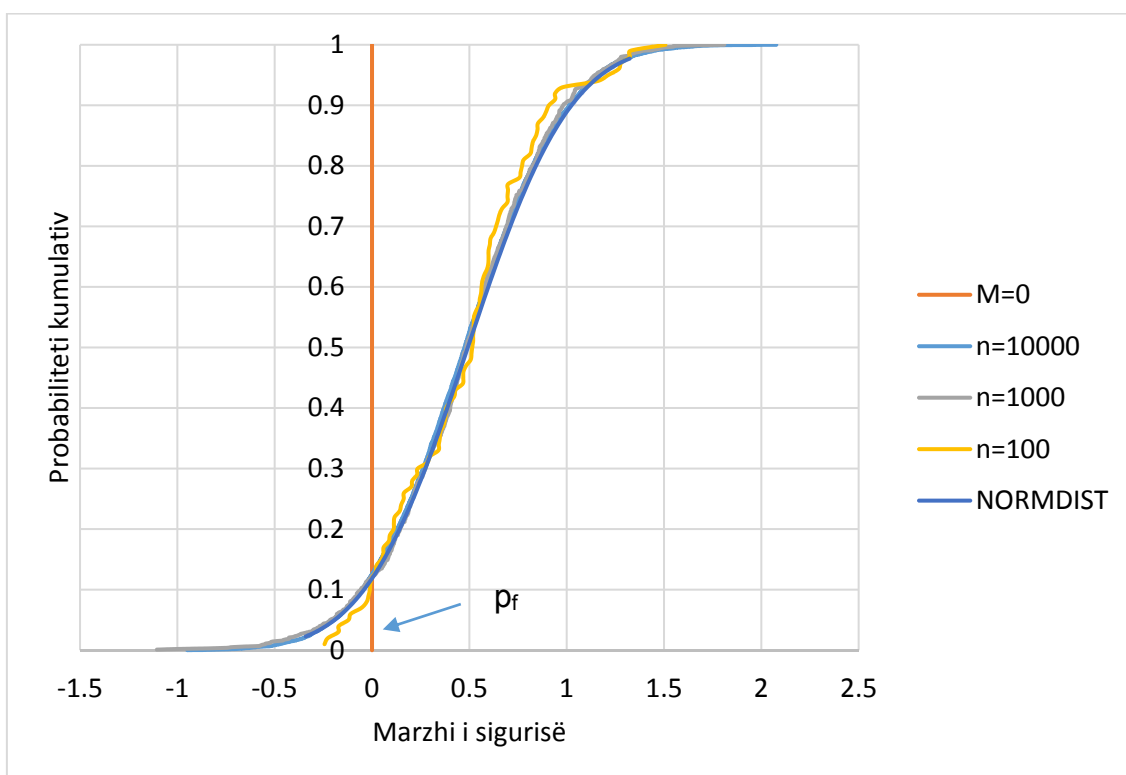


Figure 2.14. Simulimi Monte Carlo për 100, 1000 and 10000 iteracione dhe probabiliteti kumulativ për shpërndarje Normale.

Rezultatet nga simulimi Monte Carlo për variabla të pakorreluar

Tabela 2.4. Rezultatet nga simulimi Monte Carlo për variabla jo të korreluar

n=	$\mu(M)$	$\sigma(M)$	β	$p_f(\text{norm})$	$p_f(\text{graph})$
100	0.4801	0.3779	1.2702	0.1020	0.1194
1000	0.4782	0.4116	1.1618	0.1227	0.1229
10000	0.4776	0.4131	1.1562	0.1238	0.1257

Variabla të korreluar:

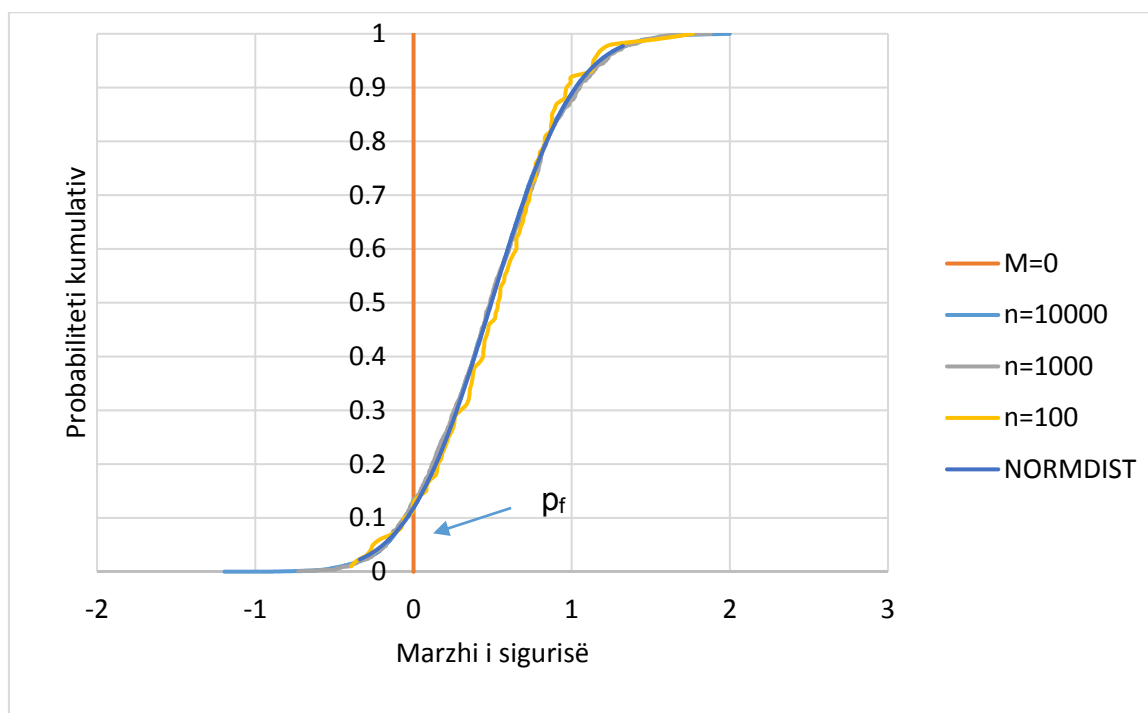


Figure 2.15. Simulimi Monte Carlo për 100, 1000 and 10000 iteracione dhe probabiliteti kumulativ për shpërndarje Normale.

Rezultatet nga simulimi Monte Carlo për variabla të korreluar

Tabela 2.5. Rezultatet nga simulimi Monte Carlo për variabla të korreluar

n=	$\mu(M)$	$\sigma(M)$	β	$p_f(\text{norm})$	$p_f(\text{graph})$
100	0.5140	0.4108	1.2511	0.105	0.163
1000	0.4951	0.4237	1.1684	0.121	0.133
10000	0.4810	0.4144	1.1608	0.123	0.125

2.7.3. Numri i nevojshëm i iteracioneve në simulimin Monte Carlo.

Nëse përdoret simulimi Monte Carlo, duhet të jemi të sigurtë për rezultatet që do marrim. Për këtë arsye, duhet përcaktuar mënyra e llogaritjes së numrit të iteracioneve të nevojshëm, në të kundërt, rezultatet nuk do ishin shumë të besueshme.

Këtu do të tregohen dy metoda në përcaktimin e numrit të iteracioneve të nevojshëm në simulimin Monte Carlo. Për të dy metodat do ketë një aplikim të thjeshtë për ti testuar, dhe në vazhdim, gjithë llogaritjet që përdorin simulimin Monte Carlo, do të përdorin dy metodat e përmendura këtu. Aplikimi i këtyre dy metodave në një rast më kompleks tregohet në një artikull të botuar posaçërisht (Bukaci et al. 2016b).

2.7.3.1 Metoda 1. Numri i iteracioneve të nevojshëm në simulimin Monte Carlo duke pranuar shpërndarjen Normale si shpërndarje të funksionit të performancës.

Shpërndarja Normale është ajo më e përdorura për analiza statistikore në inxhinierinë gjeoteknike (Baecher, Christian 2003). Metoda e treguar në këtë paragraf përdor shpërndarjen Normale si shpërndarje për faktorin e performancës. Shkurtimisht kjo metodë spjegohet këtu, por informacion më i detajuar mund të gjendet në artikuj të tjerë (Ritter et al. 2011).

2.7.3.1.1 Niveli i Besimit, Limitet e Besimit dhe Intervalet.

Nga tabelat e funksionit kumulativ për variabël me shpërndarje normale, mund të vihet re se 68% e vlerave bien në zonën e $\pm\sigma$, 95.5% në zonën e $\pm 2\sigma$ dhe 99.7% në zonën e $\pm 3\sigma$. Figura 2.16 tregon kuptimin e nivelit të besimit dhe limiteve të besimit. Vlera në përqindje është niveli i besimit dhe intervali brenda të cilit pritet të bjerë vlera e x-it, është limiti i besimit.

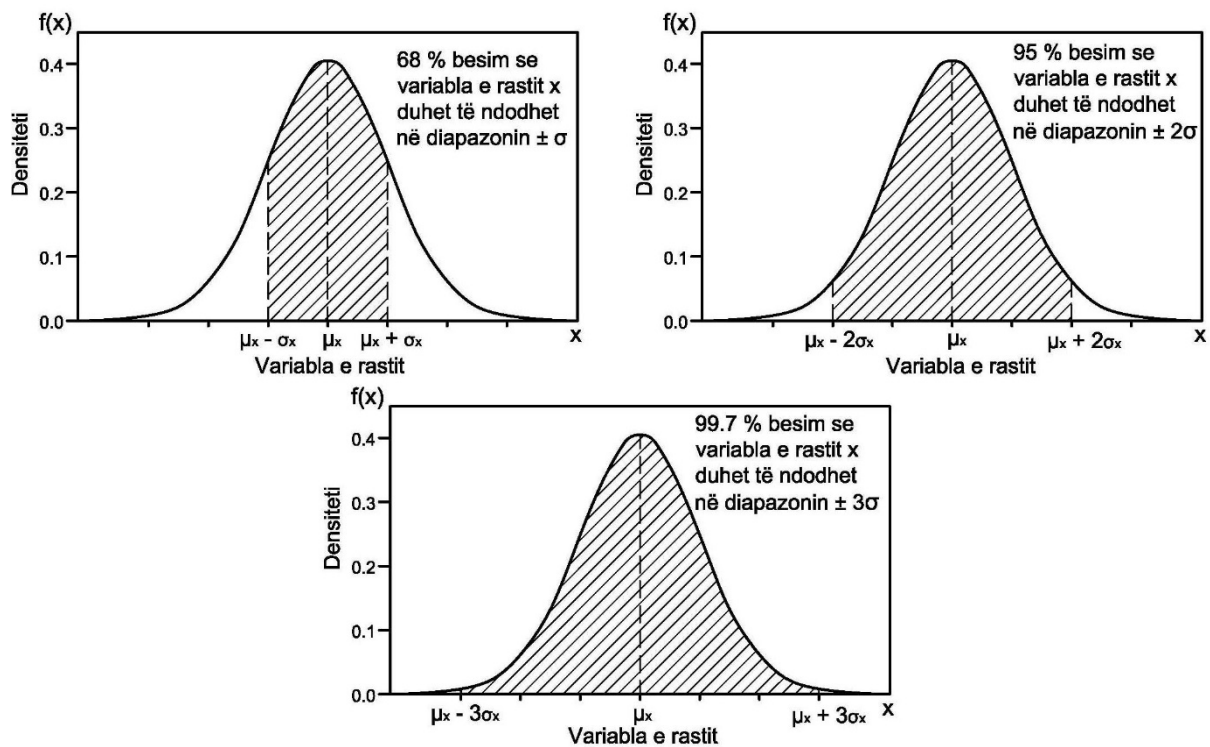


Figure 2.16. Funksioni i densitetit të probabilitetit për shpërndarje Normale. Nivelet e besimit dhe limitet e besimit. (Bukaci et al. 2016b)

Ky interval mund të shprehet dhe në formën e një kufiri të sipërm (U) dhe të poshtëm (L), ku:

$$U = \mu_x + z_c \sigma_x \quad (2.33)$$

dhe

$$L = \mu_x - z_c \sigma_x \quad (2.34)$$

Vlerat e koeficientëve të besimit z_c jepen në tabelën 2.6.

Tabela 2.6. Vlerat e z_c për nivele të ndryshme besimi. (Morris, Young 2004)

Niveli i besimit %	99.75	99	98	96	95.5	95	90	80	68	50
z_c	3	2.58	2.33	2.05	2	1.96	1.645	1.28	1	0.6745

2.7.3.1.2 Intervalat e besimit për mesataren dhe gabimi kufi në llogaritjen e mesatares.

Intervali i besimit (për një nivel besimi të dhënë) përshkruhet më poshtë si një vlerësim i variablit x , pjesëtar i një popullsie. Për mesataren e një popullsie është e mundur të nxirren intervale besimi. (Morris, Young 2004)

Ekuacioni 2.35 jep llogaritjen e intervalit të besimit për rastin e përgjithshëm:

$$(L, U) = \mu_x \pm z_c \left(S_x / \sqrt{n} \right) \quad (2.35)$$

Intervali i besimit ka dy herë gabimin maksimal si më poshtë:

$$gabimi_{\max} = \frac{z_c S_x}{\sqrt{n}} \quad (2.36)$$

Përqindja e gabimit të mesatares bëhet:

$$E = \frac{100 \times z_c S_x}{\bar{x} \sqrt{n}} \quad (2.37)$$

Duke e zgjidhur për n :

$$n = \left[\frac{100 \times z_c S_x}{\bar{x} E} \right]^2 \quad (2.38)$$

n – numri i kampionëve. Nëse përdorim simulimin Monte Carlo, n është numri i iteracioneve të nevojshëm për një gabim kufi dhe interval besimi të specifikuar.

Llogaritjet e mësipërme të kryera për shembullin 2.5 tregohen në tabelën 2.7.

Tabela 2.7. Përqindja e gabimit si një funksion i numrit të llogaritjeve.

n	μ_M	% gabimit
100	0.472	17.14
1000	0.499	5.18
10000	0.481	1.69

Në këtë mënyrë mund të zgjidhet një përqindje gabimi për mesataren dhe të përcaktohet numri i nevojshëm i iteracioneve.

Për përcaktimin e numrit të nevojshëm të iteracioneve, kryejmë simulimet Monte Carlo, duke filluar për numër të vogël iteracionesh, psh 5, 10, 50 simulime e vazhdojmë duke marrë 100, 200, 300 e me rradhë, duke shtuar nga 100, dhe për çdo rast, duke pasur nivelin e besimit dhe përqindjen e gabimit të fiksuar, llogarisim numrin e tentativave të nevojshëm me anë të ekuacionit (2.38).

2.7.3.2 Një metodë alternative në përcaktimin e numrit të iteracioneve të nevojshëm në simulimin Monte Carlo. (Bukaci et al 2016b)

Pranimi i një shpërndarjeje për funksionin e performancës, mund të çojë në përfundime jo të sakta, nëse shpërndarja e pranuar është shumë e ndryshme nga realja. Pranimi i tipit të shpërndarjes mund të shmanget si dhe numri i iteracioneve të nevojshëm të kontrollohet duke parë se kur ato konvergjojnë. Këtë kontroll mund ta bëjmë për faktorët e ndryshëm të cilët i llogarisim me anë të simulimit Monte Carlo, gjë e cila na çon në një saktësi më të lartë, duke marrë në konsideratë faktorin për të cilin jemi të ineteresuar. Në rastin tonë këta faktorë janë vlera mesatare e funksionit të performancës, devijimi mesatar kuadratik dhe probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse.

Dy metodat e spjeguar më lart, aplikohen në shembullin 2.5, për të llogaritur numrin e iteracioneve të nevojshëm në simulimin Monte Carlo për rastin e masës shkëmbore e cila rrëshqet nga faqja e tunelit, rasti për variabla të korreluar.

Metoda e parë, llogarit numrin e iteracioneve të nevojshëm, si funksion të numrit të iteracioneve të kryera, duke pranuar shpërndarje Normale të funksionit të performancës, në rastin tonë marzhit të sigurisë.

Numri i iteracioneve të nevojshëm është $n = 7000$ iteracione.

Kemi pranuar nivel besimi 95%, dhe përqindje gabimi $E = 2\%$.

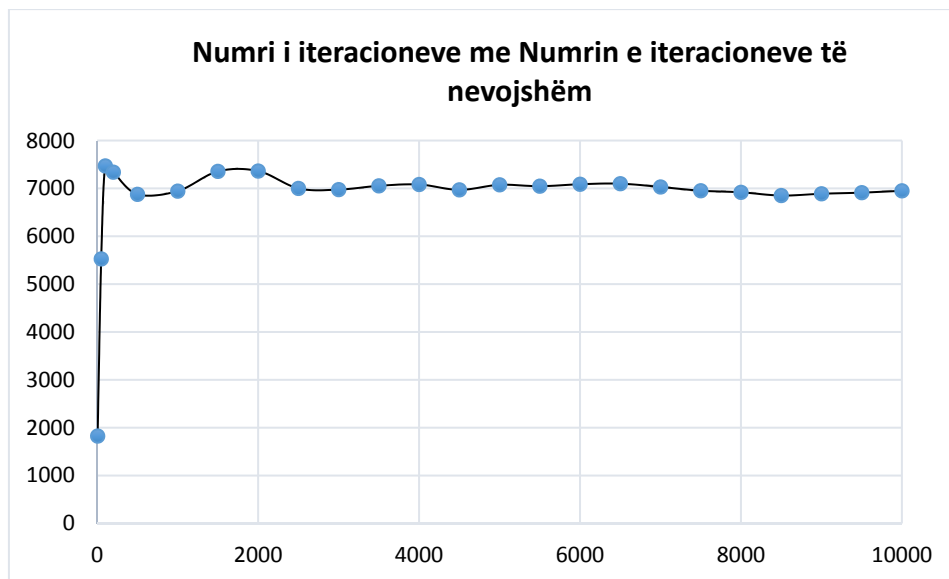


Figura 2.17. Numri i iteracioneve me Numrin e iteracioneve të nevojshëm.

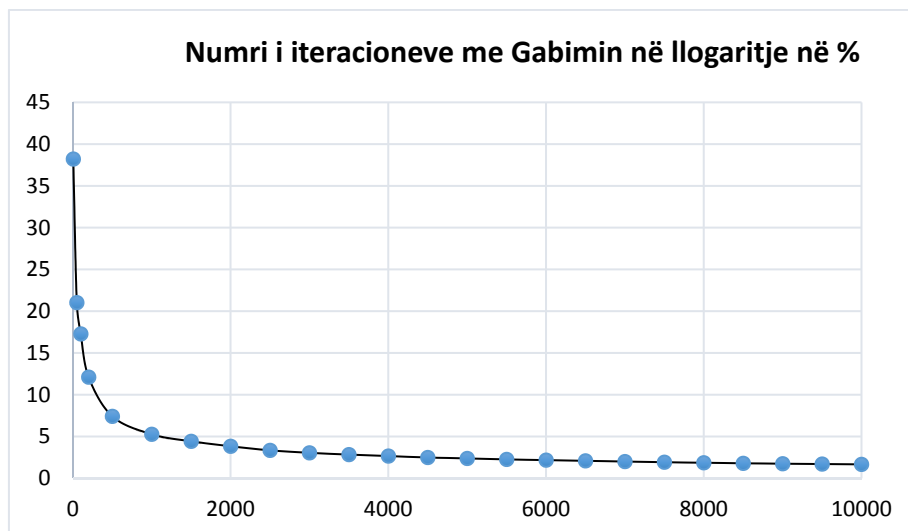


Figura 2.18. Numri i iteracioneve me Gabimin në llogaritje në %

Metoda e aplikuar më lart, ka të domosdoshëm pranimin e një tipi shpërndarjeje për funksionin e performancës, në rastin tonë është pranuar shpërndarje Normale. Pranimi i një shpërndarjeje është një përafrim që bëhet, i cili shton gabimet në llogaritje.

Metoda e dytë, sugjeruar nga autori, përcakton numrin e iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo, duke u nisur nga konvergjimi i faktorit për të cilin interesohemi. Në këtë rast nuk është e nevojshme të pranohet shpërndarja për funksionin e performancës. Bëhen llogaritjet dhe pranohet ai numër iteracionesh, për të cilin konvergjon llogaritja (Bukaci et al. 2016b). Figurat 2.19, 2.20 dhe 2.21 japin përkatësisht konvergjencën e numrit të iteracioneve për vlerën mesatare të marzhit të sigurisë, të devijimit mesatar kuadratik të marzhit të sigurisë dhe të probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse.

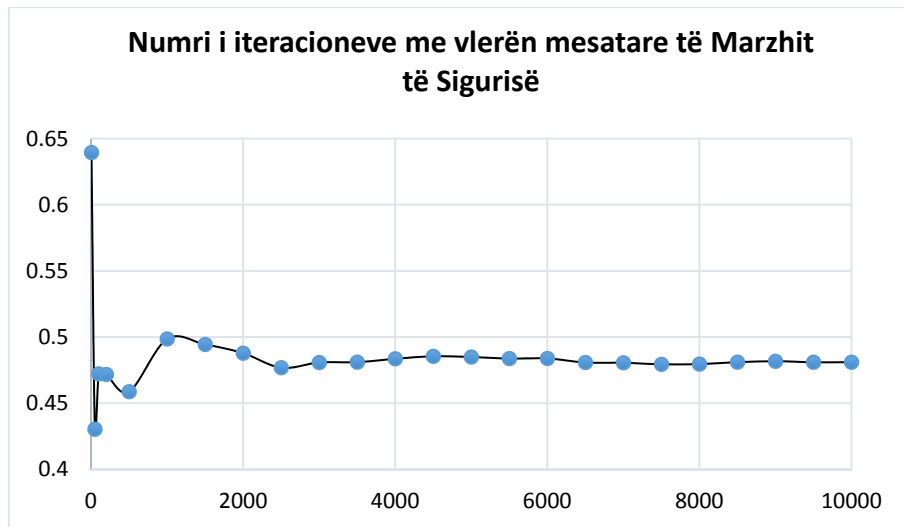


Figura 2.19. Numri i iteracioneve me vlerën mesatare të Marzhit të Sigurisë

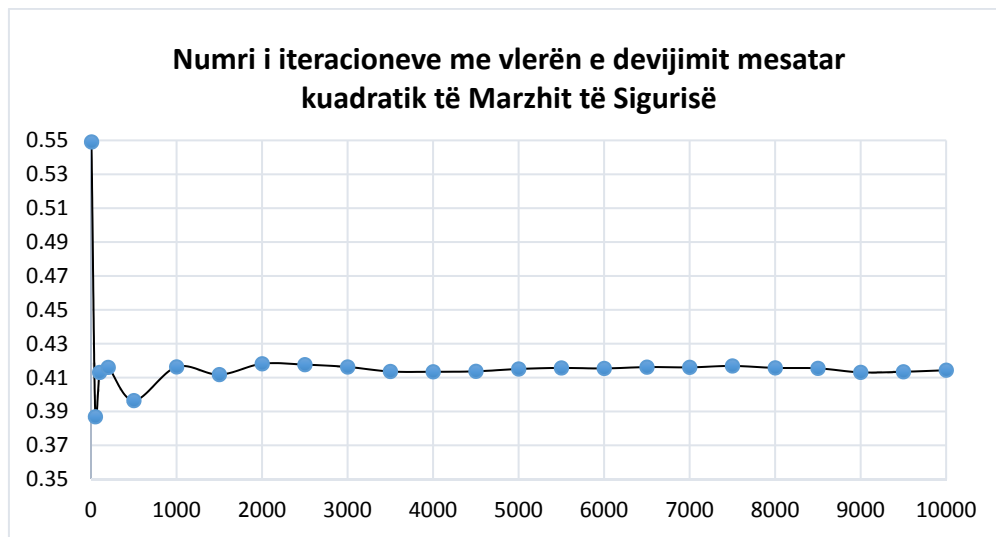


Figura 2.20. Numri i iteracioneve me vlerën e devijimit mesatar kuadratik të Marzhit të Sigurisë

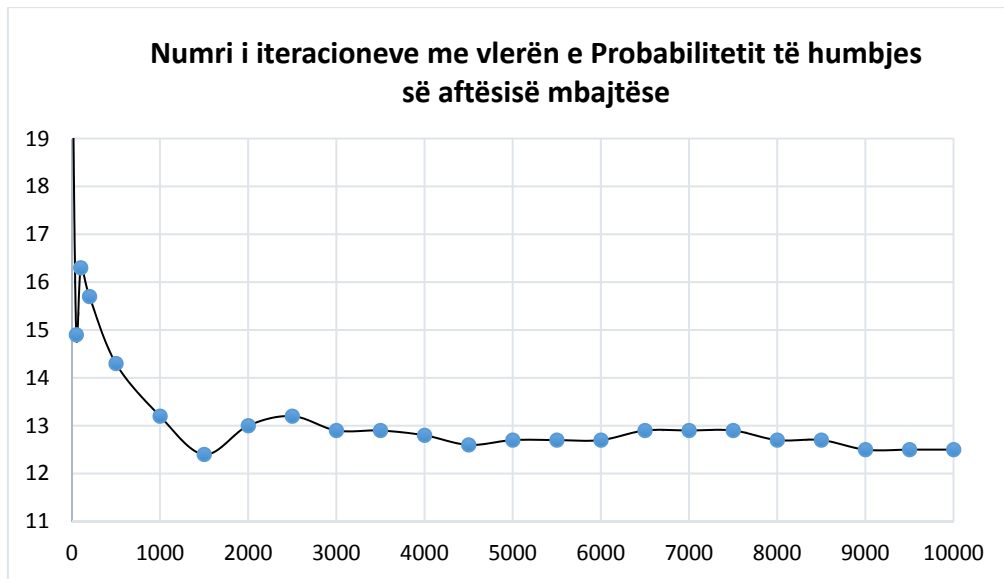


Figura 2.21. Numri i iteracioneve me vlerën e Probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse.

Shohim se për rastin në studim, Marzhi i sigurisë, devijimi mesatar kuadratik i tij dhe probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse konvergjojnë për një numër $n = 4000$ iteracione, numër më i vogël se ai i llogaritur me metodën kur pranim shpërndarjen Normale si shpërndarje të marzhit të sigurisë.

Kontrolli i konvergjimit mund të bëhet duke pranuar ndryshimin në llogaritjet e njëpasnjëshme, për shembull, në rastin tonë kontrollojmë ndryshimin midis 4000 iteracioneve dhe 5000 iteracioneve.

Formula që do përdoret është:

$$Ndryshimi(\%) = \frac{Vlera(N = 5000) - Vlera(N = 4000)}{Vlera(N = 5000)} \times 100\% \quad (2.39)$$

Rezultatet janë në tabelën 2.8:

Tabela 2.8. Përqindja e ndryshimit për 4000 dhe 5000 iteracione.

	$\mu(M)$	$\sigma(M)$	p_f
Ndryshimi (%)	0.27	0.39	0.79

2.8. Përmbledhje në lidhje me shembullin 2.1, për të cilin është llogaritur treguesi i besueshmërisë me metoda të ndryshme.

Përmbledhja e llogaritjeve për bllokun e shkëmbit që shkëputet nga faqja e tunelit:

Tabela 2.9. Rezultatet për variabla jo të korreluar

Metoda	Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse (p_f) %
Llogaritjet e sakta	12.03
FOSM	12.01
FORM (Hasofer – Lind)	11.99
PEM	12.03
Monte Carlo	12.60

Tabela 2.10. Rezultatet për variabla të korreluar

Metoda	Probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse (p_f) %
FOSM	12.26
FORM (Hasofer – Lind)	11.99
PEM	12.16
Monte Carlo	11.93

2.9. Përmbledhje dhe përfundime për analizën e besueshmërisë

Për të kryer analizë besueshmërie, ekzistojnë metoda të ndryshme, por pothuajse gjithmonë, jemi të detyruar të bëjmë disa përafrime. Në metodat FOSM, PEM, FORM, duhet të pranohet një lloj shpërndarjeje për funksionin e performancës, në rastin tonë u zgjodh shpërndarje Normale dhe Lognormale, të cilat janë shpërndarjet të cilat përdoren më gjerësisht në analizat e besueshmërisë në fushën e inxhinierisë. Në simulimin Monte Carlo, probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse mund të llogaritet direkt nga të dhënat e marra nga simulimi.

Analiza e besueshmërisë u krye në një shembull të thjeshtë, realizuar me metoda të ndryshme, diskrete (FOSM dhe PEM) dhe stokastike (FORM dhe Monte Carlo). Nga llogaritjet, marzhi i siguriës është më i madh se zero, më saktë është rreth 0.5, por probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse është rreth 12%.

Nga kryerja e simulimit Monte Carlo, për shembullin e masës shkëmbore që shkëputet nga faqja e tunelit, vëmë re se Marzhi i siguriës ka shpërndarje Normale.

Analiza e besueshmërisë është e vetmja analizë e cila mund ti japë vlerë numerike pasigurisë në variabla, duke na dhënë një tablo më të qartë të problemeve që studiojmë, duke llogaritur jo vetëm Marzhin ose Faktorin e sigurisë, por edhe probabilitetin e humbjes së aftësisë mbajtëse.

Megjithëse këto metoda mund të duken të komplikuara, ato kërkojnë vetëm pak më tepër përpjekje sesa metodat deterministike, dhe na japin një kuptim më të mirë të problemeve që studiojmë.

FOSM dhe PEM janë dy metoda të përafërta zbatimi i të cilave është relativisht i thjeshtë, por të dyja e vlerësojnë performancën e funksionit në disa pika diskrete. Përafrim tjetër i këtyre dy metodave është pranimi i shpërndarjes kumulative të funksionit të performancës, në mënyrë që të llogaritet probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse.

FORM është një metodë e thjeshtë për tu aplikuar, pasi nuk kërkon njohuri të thella për statistikën dhe probabilitetin, ajo përdor variabla të rastësishëm, por dhe në këtë metodë, duhet të pranojmë apriori një shpërndarje të caktuar për funksionin e performancës.

Simulimi Monte Carlo është metodë tërësisht stokastike, e cila përdor variabla të rastësishëm dhe analisti nuk ka nevojë të pranojë shpërndarje për funksionin e performancës. Kjo metodë kërkon më tepër llogaritje se gjithë metodat e tjera, por në ditët e sotme, me evolucionin e kompjuterave dhe përdorimin e metodave të reduktimit të variancës, nuk është i vështirë përdorimi i kësaj metode në analizën e besueshmërisë, ndaj dhe duhet të jetë metoda më e përdorur.

Simulimi Monte Carlo duhet të shoqërohet me një analizë për përcaktimin e numrit të iteracioneve të nevojshëm për të qenë brenda gabimit të pranuar të mesatares, të shpjeguar me metodën 1, ose për të arritur konvergjencën e numrit të iteracioneve të nevojshëm, për faktorin që zgjedhim, të shpjeguar me metodën 2. Metoda 2 (Bukaci et al., 2016b), sugjerohet të përdoret, pasi me përdorimin e kësaj metode, nuk është e nevojshme të pranohet një shpërndarje për funksionin e performancës. Sipas kësaj metode, mund të kontrollojmë se kur konvergjon faktori për të cilin jemi të interesuar. Ky faktor mund të jetë marzhi i sigurisë, probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse, ose devijimi mesatar kuadratik i faktorit të sigurisë.

Kapitulli 3

Klasifikimi i masivit shkëmbor

Hyrje

Gjatë fazës së projektimit paraprak, përdorimi i një skeme të klasifikimit të masivit shkëmbor konsiderohet me avantazh, pasi jemi në një fazë kur informacioni në lidhje me masivin shkëmbor, gjendja e sforcuar e masivit dhe hidrologjia e tij janë pak të njohura. Përdorimi i një skeme klasifikimi, mund të përbëjë një garanci që ne kemi marrë parasysh në projektim gjithë informacionin e nevojshëm. Nga ana tjetër, përdorimi i një ose disa klasifikimeve të masivit shkëmbor, mund të na krijojë një ide paraprake të karakteristikave të masës shkëmbore, e cila mund të përdoret për një vlerësim paraprak të masave që do merren, gjithashtu një vlerësim për parametrat e rezistencës dhe të deformimit të masës shkëmbore.

Është e rëndësishme të kuptohen kufizimet e skemave të klasifikimit të masivit shkëmbor (Palmstrom and Broch, 2006) dhe se përdorimi i tyre nuk zëvendëson disa prej procedurave më të përparura të projektimit. Megjithatë, përdorimi i këtyre procedurave të projektimit kërkon informacion relativisht të detajuar për gjendjen e sforcuar të masivit, parametrave të masivit shkëmbor dhe një plan të detajuar të gërmimit, elementë të cilët nuk janë të disponueshëm në fazën e projektimit paraprak. Gjatë kohës që ky informacion plotësohet, përdorimi i skemave të klasifikimit të masivit shkëmbor duhet të rinovohet dhe të përdoret i shoqëruar me analiza specifike për projektin në studim.

3.1. Klasifikimi i masivit shkëmbor për qëllime inxhinierike

Skemat e klasifikimit të masivit shkëmbor janë zhvilluar për mbi 100 vite, që kur Ritter (1879) u përpoq të formalizojë një trajtim empirik të projektimit të tuneleve, në veçanti në përcaktimin e konstruksionit mbajtës të nevojshëm. Skemat e klasifikimit të masivit shkëmbor janë të përshtatshme për raste të ngjashme me ato për të cilin autorët i kanë përdorur, duke i lidhur me aplikimet që autorët e tyre i kanë realizuar me këto skema, prandaj duhet bërë shumë kujdes në aplikimin e këtyre skemave për probleme inxhinierike të ndryshme nga ato origjinalet.

Shumë nga skemat e klasifikimit multi – parametrike (Wickham et al. (1972), Bieniawski (1973, 1989), Barton et al. (1974)) janë zhvilluar nga projekte praktike inxhinierike në të cilat janë përfshirë të gjithë komponentët me karakter gjeologo –

inxhinierik të masivit shkëmbor. Në gërmimet nëntokësore të minierave, kryesisht në thellësi të mëdha, tjetërsimi i masivit shkëmbor dhe ndikimi i ujërave janë më pak të pranishme dhe mund të neglizhohen (Hoek, 2007). Sisteme të ndryshme klasifikimesh i japin rëndësi të ndryshme parametrave të masës shkëmbore, prandaj rekomandohet që minimalisht të përdoren dy metoda për çdo projekt gjatë fazës paraprake të projektimit.

Sot ekzistojnë shumë klasifikime të ndryshme të masivit shkëmbor. Në tabelën 3.1 tregohen klasifikimet më të përdorshme:

Tabela 3.1. Klasifikimet e masivit shkëmbor më të përdorshme në ditët e sotme dhe aplikimet e tyre në fusha të ndryshme të mekanikës së shkëmbit. (Bieniawski 1989) Modifikuar duke i shtuar klasifikime mbas 1989 dhe duke shtuar kolonën e aplikimit në metoda numerike.

Emri i Klasifikimit	Autori dhe Data	Aplikime në metoda numerike	Aplikimi
1. Ngarkimi i Shkëmbit (Rock Load)	Terzaghi, 1946	Jo	Tunel me konstruksion mbajtës profile çeliku
2. Koha e qëndrimit (Stand-up Time)	Lauffer, 1958	Jo	Tunele
3. NATM (New Austrian Tunneling Method)	Pacher et al., 1964	Jo	Tunele
4. RQD (Rock Quality Designation)	Deere et al., 1967	Jo	Karotazh, tunele
5. RSR (Rock Structure Rating)	Wickham et al., 1972	Jo	Tunele
6. Sistemi RMR (Rock Mass Rating)	Bieniawski, 1973, 1989, *	Jo	Tunele, punime miniera, shpate, themele
7. Sistemi - Q	Barton et al. 1974, **	Po	Tunele, galeri, gërmueshmëri
8. Rezistencë - Përmasa	Franklin, 1975	Jo	Tunele
9. Përshkrim i përgjithshëm Gjeoteknik	ISRM, 1981	Jo	Përgjithshme
10. Klasifikimi Unifikuar i Shkëmbit	Williamson, 1984	Jo	Përgjithshme
11.SMR (Slope Mass Rating)	Romana 1985	Jo	Shpate (modifikim i RMR)
12. Klasifikimi RMI (Rock Mass Index)	Palmstrom, 1995	Po	Material Ndërtimi
13. Treguesi gjeologjik i rezistencës (GSI)	Hoek and Brown, 1997, Marinos and Hoek, 2000, Hoek (Rocklab 2006)	Po	Përgjithshme
* Ka pasur dhe shtesa nga autorë të tjerë për klasifikimin RMR (Weaver 1975, Laubscher 1977, Oliver 1979, Ghose dhe Raju 1981, Moreno Tallon 1982, Kendorski et al. 1983, Nakao et al. 1983, Serafim dhe Pereira 1983, Gonzalez de Vallejo 1983, Unal 1983, Romana 1985, Newman 1985, Sandbak 1985, Smith 1986, Venkateswarlu 1986, Robertson 1988, Bieniawski 1993, Bieniawski et al. 2007)			
** Ka pasur dhe shtesa nga autorë të tjerë për klasifikimin Q (Kirsten 1982, 1983, Singh et al. 1992, Grimstad and Barton 1993, Barton 2002, Barton 2008)			

Në paragrafet në vazhdim, jepen shpjegime të shkurtra për klasifikimet RMR, Q dhe GSI, të cilët do të përdoren në këtë disertacion.

3.2. Klasifikimi Gjeomekanik (RMR - Rock Mass Rating)

Bieniawski (1976) publikoi detajet e një klasifikimi të masivit shkëmbor të quajtur Klasifikim Gjeomekanik ose Rock Mass Rating (RMR). Me kalimin e viteve, ky klasifikim pati përmirësime nga vetë Bieniawski, në dritën e informacionit suplementar të përftuar nga raste të tjera të praktikës së ndërtimit të punimeve në shkëmb, përmirësime të cilat kanë të bëjnë me vlerësimin e parametrave të ndryshëm të këtij klasifikimi. Këtu do flitet për versionin e 1989 të këtij klasifikimi (Bienawski, 1989). Si ky version, dhe versioni i 1976-ës, kryejnë vlerësimin e masivit shkëmbor në trajtën e pikëve për të përfunduar me një kategorizim në një numër klasash. Gjashtë parametrat e mëposhtëm përdoren në klasifikimin e masivit shkëmbor sipas RMR-së:

1. Rezistenca në shtypje njëaksiale e materialit shkëmbor.
2. Treguesi i cilësisë së shkëmbit (RQD).
3. Distanca ndërmjet çarjeve.
4. Kushtet e çarjeve.
5. Prania e ujërave nëntokësore.
6. Orientimi i çarjeve.

Në aplikimin e këtij klasifikimi, masa shkëmbore ndahet në një numër zonash strukturore dhe çdo zonë strukturore klasifikohet më vete. Kufijtë e zonave strukturore zakonisht përkojnë me një veçanti strukturore si një çarje tektonike, ose ndryshim në llojin e shkëmbit. Në disa raste, ndryshime të rëndësishme në ndërprerjen e çarjeve ose karakteristikave, brënda të njëjtit lloj shkëmbi, mund të bëjnë të nevojshëm ndarjen e masivit shkëmbor në një numër zonash strukturore më të vogla.

Klasifikimi RMR paraqitet në tabelën 3.2, i cili jep vlerësimin për secilin nga gjashtë parametrat e listuar më lart. Këto vlerësime individuale mblidhen për të dhënë vlerën e RMR-së.

Tabela 3.2. Klasifikimi RMR (Bieniawski 1989)

A. Parametrat e klasifikimit dhe vlerësimet e tyre									
Parametri			Zona e vlerave						
1	Rezistenca e shkëmbit e paprekur	Treguesi i rezistences në ngarkim pikësor	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Për vlera të vogla preferohet rezistenca në shtypje një aksiale		
		Rezistenca ne shtypje një aksiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Vlerësimi		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Vlerësimi		20	17	13	8	3		
3	Distanca ndërmjet çarjeve		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Vlerësimi		20	15	10	8	5		
4	Kushtet e çarjes (shiko E)		Shumë e dhëmbëzuar, jo e vazhduar, jo e ndarë, buzët e patjetërsuara.	Pak e dhëmbëzuar, ndarje < 1 mm, buzët pak të tjetërsuara.	Pak e dhëmbëzuar, ndarje < 1 mm, buzët shumë të tjetërsuara.	Sip. e lëmuar, mbushje < 5 mm, ose ndarje 1-5mm e vazhduar	Sip. e lëmuar, mbushje e butë > 5 mm, ose ndarje >5mm e vazhduar		
	Vlerësimi		30	25	20	10	0		
5	Ujërat nëntokësorë	Prurja për 10 m gjatësi tuneli (l/m)	Nuk ka	< 10	10 - 25	25 -125	> 125		
		(Presioni ujit) / (sforcimi kryesor maksimal)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Kushte të përgjithshme	Komplet i thatë	Njolla uji	I lagësht	Uji pikon	Rrjedhje uji		
	Vlerësimi		15	10	7	4	0		
B. Drejtimi i çarjes (shiko F)									
Drejtimi dhe pjerrësia e çarjes			Shumë e favorshme	E favorshme	Pak e favorshme	E disfavorshme	shumë e disfavorshme		
Vlerësimi	Tunelet dhe galeri miniere		0	-2	-5	-10	-12		
	Themele		0	-2	-7	-15	-25		
	Shpat		0	-5	-25	-50	-60		
C. Klasifikimi i masivit shkëmbor i përcaktuar nga vlerësimi total									
Vlerësimi			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21		
Klasa e shkëmbit			I	II	III	IV	V		
Përshkrimi			Shumë i mirë	I mirë	Mesatar	I dobët	Shumë i dobët		
D. Kuptimi i klasave të shkëmbinjve									
Numri i Klasës së shkëmbit			I	II	III	IV	V		
Koha mesatare e qëndrimit (stand up time)			20 vite për hapësirë 15 m	1 vit për hapësirë 10 m	1 javë për hapësirë 5 m	10 orë për hapësirë 2.5 m	30 min për hapësirë 1 m		
Kohezioni i masës shkëmbore (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Këndi i fërkimit të brëndshëm (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. Guidë për klasifikimin e kushteve të çarjeve*									
Vazhdimësia e çarjes			< 1 m	1- 3 m	3- 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Vlerësimi			6	4	2	1	0		
Hapja e çarjes			nuk ka	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Vlerësimi			6	5	4	1	0		
Dhëmbëzimi i çarjes			Shumë e dhëmb.	E dhëmbëzuar	Pak e dhëmb.	E lëmuar	Shumë e lëmuar		
Vlerësimi			6	5	3	1	0		
Mbushja e çarjes			nuk ka	Mbushje e fortë < 5 mm	Mbushje e fortë > 5 mm	Mbushje e butë < 5 mm	Mbushje e butë > 5 mm		
Vlerësimi			6	4	2	2	0		
Tjetërsimi			e pa tjetërsuar	pak e tjetërsuar	mesatarisht e tjetërsuar	Shumë e tjetërsuar	e dekompozuar		
Vlerësimi			6	5	3	1	0		
F. Efektet e shtrirjes dhe rënies (strike and dip) së çarjeve në tunele**									
Drejtimi i shtrirjes së çarjes pingul me aksin e tunelit					Drejtimi i shtrirjes së çarjes paralel me aksin e tunelit				
Gërmimi tunelit sipas drejtimit të rënies së çarjes, rënia 45-90°			Gërmimi tunelit sipas drejtimit të rënies së çarjes, rënia 20-45°			Rënia 45-90°		Rënia 20-45°	
Shumë e favorshme			E favorshme			Shumë jo e favorshme		Mesatarisht e favorshme	
Gërmimi tunelit kundër drejtimit të rënies së çarjes, rënia 45-90°			Gërmimi tunelit kundër drejtimit të rënies së çarjes, rënia 20-45°			Rënia 45-90° - pavarësisht nga drejtimi i shtrirjes së çarjes			
Mesatarisht e favorshme			Jo e favorshme			Mesatarisht e favorshme			

3.3. Indeksi i cilësisë së shkëmbit për tunele, Q (Rock Tunnelling Quality Index)

Bazuar në vlerësimin e një numri të madh rastesh praktike të gërmimeve nëntokësore, Barton et al. (1974) i Institutit Gjeoteknik Norvegjez, propozuan Indeksin e Cilësisë së shkëmbit për tunele (Q), për përcaktimin e karakteristikave të masivit shkëmbor dhe konstruksionit të nevojshëm mbajtës të tunelit. Vlera numerike e Q, varion në shkallë logaritmike, nga 0.001 në maksimum 1000, dhe mund të përcaktohet si më poshtë:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.1)$$

Ku RQD është vlera në përqindje e treguesit të cilësisë së shkëmbit

J_n numri i familjeve të çarjeve (joint set number)

J_r numri i ashpërsisë së çarjes (joint roughness number)

J_a numri i tjetërsimit të çarjes (joint alteration number)

J_w faktori i reduktimit nga prania e ujit në çarje (joint water reduction factor)

SRF faktori i reduktimit të sforcimeve (stress reduction factor)

Mund të thuhet se indeksi Q është një funksion i tre parametrave kryesorë, të cilët janë:

1. Përmasa e blloqeve të shkëmbit (RQD/J_n)
2. Rezistenca në prerje e blloqeve të shkëmbit (J_r/J_a)
3. Sforcimi aktiv (J_w/SRF)

Tabela 3.3 (Sipas Barton et al. 1974) jep vlerësimin e të gjithë parametrave për përcaktimin e vlerës së indeksit Q.

Tabela 3.3. Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimit të indeksit Q.
(Barton et al. 1974)

Përshkrimi	Vlera	Shënime
1. Rock quality designation	RQD	1. Nqs RQD < 10 (përfshirë 0), pranohet RQD = 10. 2. RQD merret në intervale 5, psh 100, 95, 90 etj.
A. Shumë i dobët	0-25	
B. I dobët	25-50	
C. Mesatarisht i dobët	50-75	
D. I mirë	75-90	
D. Shumë i mirë	90-100	
2. Numri i familjeve të çarjeve	J_n	1. Për ndërprerje midis galerive të përdoret ($3.0 \times J_n$) 2. Për portalet të përdoret ($2.0 \times J_n$)
A. Masiv ose pak çarje	0.5 -1.0	
B. Një familje çarjesh	2	
C. Një familje çarjesh + random	3	
D. Dy familje çarjesh	4	
E. Dy familje çarjesh + random	6	
F. Tre familje çarjesh	9	
G. Tre familje çarjesh + random	12	
H. Kater ose më tepër familje çarjesh + random	15	
J. Shkëmb i thërrmuar, si dherat	20	
3. Numri i dhëmbëzimit të çarjes	J_r	1. Shto 1.0 nëse hapësira mesatare midis çarjeve është më e madhe se 3 m. 2. $J_r = 0.5$ mund të përdoret për kontakte planare të lëmuara, nëse janë të orientuara në mënyrë jo të favorshme (për të dhënë rezistencë minimale)
a. Muret e çarjes kane kontakt	4	
b. Muret e çarjes kane kontakt para 10 cm rrëshqitje	4	
A. Ndarja jo e vazhduar	4	
B. E dhëmbëzuar dhe jo e rregullt, e valezuar	3	
C. Të lëmuara, të valëzuara	2	
D. Të lëmuara, të valëzuara nga drejtimi rrëshqitjes	1.5	
E. E dhëmbëzuar dhe jo e rregullt, plane	1.5	
F. Të lëmuara, plane	1	
G. Të lëmuara, plane ne drejtim të rrëshqitjes	0.5	
c. Muret e çarjes nuk kane kontakt mbas rrëshqitjes		
H. Zona të cilat përmbajne material argjilor aq të trashë sa të pengojnë kontaktin e mureve	1	
J. Zona të mbushura me rërë, zhavorr që pengon kontaktin midis mureve	1	

Tabela 3.3(vazhdimi). Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimin e indeksit Q. (Barton et al. 1974)

Përshkrimi	Vlera		Shënime
4. Numri i tjetërsimit të çarjes	J _a	φr (°)	1. Vlerat e φr, këndit të fërkimit minimal, të merren parasysh si një guidë e përafërt për karakteristikat mineralogjike të tjetërsimit të shkëmbit.
a. Muret e çarjes kane kontakt			
A. Mbushja e papërshkrueshme nga uji, e çimentuar, e fortë, nuk zbutet.	0.75		
B. Buzët e çarjes jo të tjetërsuara, shenja që ka nisur tjetërsimi.	1	25 - 35	
C. Buzët e çarjes pak të alteruara, mbushje e çarjes me material që nuk zbutet, kokrriza rëre, shkëmb i thërrmuar pa prani argjile.	2	25 - 30	
D. Mbushje e çarjes me argjila pluhurore ose argjila ranore, pak fraksion argjilor (që nuk zbutet)	3	20 - 25	
E. Mbushje e çarjes me argjila që mund të zbuten ose me fërkim të vogël, psh kaolinit, mika. Gjithashtu përmbajtje kloriti, talk, gips, grafit, etj., dhe sasi e vogël argjilash mbufatëse.	4	8 - 16	
b. Muret e çarjes kane kontakt para 10 cm rrëshqitje			
F. Kokrriza rëre, shkëmb i thërrmuar, pa argjilë	4	25 - 30	
G. Mbushje argjilore e mbikonsoliduar shumë, nuk zbutet (e vazhduar, < 5mm trashësi)	6	16 - 24	
H. Mbushje argjilore mesatarisht ose pak e mbikonsoliduar, zbutet (e vazhduar, < 5mm trashësi)	8	12 - 16	
J. Mbushje me argjila mbufatëse, psh montmorilonite (e vazhduar, < 5mm trashësi). Vlera e J _a varet nga përqindja e argjilave mbufatëse dhe nga prania e ujit.	8.0 - 12.0	6 - 12	
c. Muret e çarjes nuk kane kontakt mbas rrëshqitjes			
K. Zona ose shtresa me shkëmb të thërrmuar	6		
L. dhe argjilë (shiko G, H dhe J për gjëndjen e	8		
M. argjilës)	8.0 - 12.0	6 - 24	
N. Zona ose shtresa me argjila pluhurore ose ranore, % e vogël e fraksionit argjilor, nuk zbuten.	5		
O. Zona të trasha të vazhduara argjilore	10.0 - 13.0		
P. Q. R. (shiko G, H dhe J për gjëndjen e argjilës)	10, 13, 13-20	6 - 24	

Tabela 3.3(vazhdimi). Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimin e indeksit Q. (Barton et al. 1974)

Përshkrimi	Vlera		Shënime
5. Faktori i reduktimit nga prania e ujit	J _w	presioni ujit i përafërt (daN/cm ²)	
A. Gërmim i thatë ose shenja të vogla lagështie	1	< 1.0	1. Faktorët nga C tek F janë vlerësime jo shumë të sakta. Të rritet vlera e J _w nëse përdoren drenazhe. 2. Nuk janë marrë në konsideratë probleme të veçanta të shkaktuara nga prania e formimit të akullit.
B. Prurje minimale, shplarje rastësore të materialit mbushës	0.66	1.0 - 2.5	
C. Prurje të mëdha ose presion i lartë i presionit të ujit ne shkëmb të fortë me çarjet jo të mbushura	0.5	2.5 - 10.0	
D. Prurje të mëdha ose presion i lartë	0.33	2.5 - 10.0	
E. Prurje jashtëzakonisht të larta të cilat zvogëlohen me kohën	0.2 - 0.1	>10	
F. Prurje jashtëzakonisht të larta të cilat nuk zvogëlohen me kohën	0.1 - 0.05	>10	
6. Faktori i reduktimit të sforcimeve		SRF	
a. Zona dobësimi ndërpriten me gërmimin, gjë që mund të shkaktojë rrëzime të masës shkëmbore gjatë gërmimit			1. Nëse zonat e shkëputjeve (shear zones) nuk ndërptiten me gërmimin, atëherë vlerat e SRF-së mund të zvogëlohen me 25 - 50%.
A. Shumë zona dobësimi me përmbajtje materiali argjilor ose shkëmb kimikisht i shpërbërë, shkëmb i copëzuar (çdo thellësi gërmimi)		10	
B. Një zonë e vetme dobesimi me përmbajtje argjilore, ose shkëmb kimikisht i shpërbërë (thellësia e gërmimit < 50 m)		5	
C. Një zonë e vetme dobesimi me përmbajtje argjilore, ose shkëmb kimikisht i shpërbërë (thellësia e gërmimit > 50 m)		2.5	
D. Shumë zona me shkëputje (shear zone) në shkëmb të mirë (pa argjilë), shkëmb i copëzuar (çdo thellësi gërmimi)		7.5	
E. Një zonë e vetme me shkëputje (shear zone) në shkëmb të mirë (pa argjilë) (thellësia e gërmimit < 50 m)		5	
F. Një zonë e vetme me shkëputje (shear zone) në shkëmb të mirë (pa argjilë) (thellësia e gërmimit > 50 m)		2.5	
G. Çarje të hapura, numër i madh çarjesh "si kub sheqeri" (çdo thellësi gërmimi)		5	

Tabela 3.3(vazhdimi). Klasifikimi i parametrave individuale të përcaktimit e indeksit Q. (Barton et al. 1974)

Përshkrimi	Vlera		Shënime
6. Faktori i reduktimit të sforcimeve			SRF
b. Shkëmb i cili nuk ka nevojë për mbështetje strukturale (competent rock), shkëmb i cili ka probleme me sforcimet			2. Për fushë sforcimesh shumë anizotropike (nëse matet): kur $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, të zvogëlohet q_c në $0.8q_c$ dhe q_t në $0.8q_t$, ku q_c = rezistenca në shtypje një aksiale, q_t = rezistenca në tërheqje (ngarkim pikësor) dhe σ_1 e σ_3 janë sforcimet kryesore maksimal dhe minimal.
	q_c/σ_1	q_t/σ_1	
H. Sforcime të vogla, në afërsi të sipërfaqes	>200	>13	
J. Sforcime mesatare	200 - 10	13 - 0.66	
K. Sforcime të mëdha, strukturë shumë solide (zakonisht e favorshme në anën e stabilitetit, mund të jetë jo e favorshme në stabilitetin e mureve)	10 - 5	0.66 - 0.33	
L. Shkëmb masiv i moderuar	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Shkëmb masiv i rënde	< 2.5	< 0.16	10 - 20
c. Shkëmb me veti shtytëse (squeezing) me sjellje plastike nën veprimin e ngarkesave të mëdha.			
N. Presione të moderuara			5 - 10
O. Presione të larta			10 - 20
c. Shkëmb mbufatës, aktivitet i mbufatjes kimike i cili varet nga prania e ujit			
P. Presione të moderuara mbufatëse			5 - 10
O. Presione të larta mbufatëse			10 - 15
Shënime shtesë në përdorimin e tabelës 6			
Kur bëhet vlerësimi i cilësisë së shkëmbit (Q), si shtesë të shënimeve në tabelë, duhen ndjekur dhe shënimet e mëposhtme:			
1. Nëse është e pamundur të bëhet karrotazhi, vlera e RQD-së mund të nxirret nga numri i çarjeve në njësinë e volumit, në të cilën shtohen numri i çarjeve për metër për secilën çarje. Një lidhje e thjeshtë përdoret për ta konvertuar këtë numër në numrin e RQD-së për rastin e masave shkëmbore pa prani argjilash: $RQD = 115 - 3.3J_v$ (afërsisht), ku J_v = numri i çarjeve për m^3 ($0 < RQD < 100$ për $35 > J_v > 4.5$)			
2. Parametri J_n i cili përfaqëson numrin e familjeve të çarjeve, shumë herë do ndikohet nga shtresëzimet plane ose të valëzuara, në lloje të ndryshme shkëmbinjsh. Nëse këto çarje janë të zhvilluara shumë, atëherë ato mund të quhen si një familje çarjesh. Megjithatë, nëse ka disa "çarje" të dukshme, të cilat nuk janë të vazhduara, atëherë mund të jetë më e përshtatshme që këto çarje ti quanim si çarje "rastësore" (random) kur vlerësojmë J_n .			
3. Parametrat J_r dhe J_a (të cilët përfaqësojnë rezistencën në prerje) duhet të nxirren nga familja e çarjeve me e dobët, ose çarja me mbushje argjile më e disfavorshme. Megjithatë, nëse çarja e cila jep vlerën minimale të J_r/J_a është orientuar në mënyrë të favorshme për qëndryshmërinë e masivit, atëherë duhet marrë parasysh një familje çarjesh tjetër, me orientim të çarjeve më të disfavorshëm, dhe vlera e saj e J_r/J_a duhet të përdoret në gjetjen e indeksit Q. Vlera e J_r/J_a duhet të tregojë në realitet sipërfaqen e cila ka më shumë mundësi të humbasi qëndryshmërinë.			
4. Kur një masë shkëmbore përmban argjilë, duhet bërë kujdes në vlerësimin e saktë të SRF-së. Në raste të tilla, rezistenca e shkëmbit masiv ka pak interes. Megjithatë, nëse çarjet janë minimale, dhe nuk kemi përmbajtje argjile, rezistenca e shkëmbit masiv mund të kthehet në hallkën më të dobët, dhe qëndryshmëria do varej nga raporti (sforcimi në shkëmb)/(rezistenca e shkëmbit). Një fushë sforcimesh shumë anizotropike është jo e favorshme në qëndryshmërinë e masivit shkëmbor, dhe merret parasysh sipas shënimit 2 në vlerësimin e SRF-së.			
5. Rezistenca në shtypje dhe tërheqje (q_c dhe q_t) e shkëmbit masiv, duhet të vlerësohet në kushte të saturuara, nëse kjo shkon me kushtet e tanishme ose të ardhme të zonës. Për ata shkëmbinj të cilëve u zvogëlohen parametrat rezistues në prani të lageshtirës ose saturimit, duhet bërë një vlerësim shumë konservativ i rezistencës.			

Tabela 3.4. Klasifikimi i masivit shkëmbor bazuar në indeksit Q. (Barton et al. 1974)

Q	Klasa	Përshkrimi
0.001 - 0.01	I	Ekstremalisht i dobët
0.01 - 0.1	II	Jashtëzakonisht i dobët
0.1 - 1	III	Shumë i dobët
1 - 4	IV	I dobët
4 - 10	V	Mesatar
10 - 40	VI	I mirë
40 - 100	VII	Shumë i mirë
100 - 400	VIII	Jashtëzakonisht i mirë
400 - 1000	IX	Ekstremalisht i mirë

3.4. Treguesi gjeologjik i rezistencës, GSI (Geological Strength Index)

Hoek dhe Brown (1997) prezantuan Treguesin Gjeologjik të Rezistencës (GSI) për shkëmbinj të fortë dhe të butë. Inxhinerët dhe gjeologët me eskperiençë përgjithësisht preferojnë klasifikime të besueshme të bazuara në vrojtimin vizual të kushteve gjeologjike. Një klasifikim i masës shkëmbore duhet të jetë jolinear për shkëmbinj të dobët, pasi rezistenca e tyre zvogëlohet shumë shpejt me zhvillimin e tjetërsimit të shkëmbit. Nga ana tjetër, përdorimi i metodave numerike (që lidhen me zhvillimin e teknologjisë kompjuterike), kanë krijuar nevojën e një klasifikimi i cili të mundësojë dhe përfitim të parametrave të nevojshëm për këto modelime. Për të përmbushur këto nevoja, Hoek dhe Brown (1997) krijuan grafikë të thjeshtë në përcaktimin e GSI-së si dhe propozuan lidhje analitike me klasifikimet e përshkruara më sipër:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \text{ për } GSI \geq 18 \text{ ose } RMR \geq 23 \quad (3.2)$$

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \text{ për } GSI < 18 \quad (3.3)$$

Ku Q' = Indeksi i cilësisë së shkëmbit i modifikuar,

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (3.4)$$

RMR_{89} = Rock Mass Rating sipas Bieniawskit (1989), për të cilin vlerësimi për praninë e ujit = 15 dhe vlerësimi për drejtimin e çarjes = 0.

Ndonjëherë, është e vështirë të vlerësohet RMR-ja për masa shkëmbore të dobëta, dhe Q' mund të përdoret më shpesh pasi është relativisht më i besueshëm se RMR-ja, sidomos për galeritë në shkëmbinj të dobët.

Hoek (Rocklab, 2006) dhe Marinos e Hoek (2000) propozuan një diagramë në përcaktimin e GSI-së, duke bërë të mundur që ekspertët të mund ta vlerësojnë GSI-në vetëm me inspektim pamor. Në këtë klasifikim, janë gjashtë klasa kryesore shkëmbinjsh, kryesisht të marrë nga klasifikimi Terzaghi (Terzaghi 1946).

1. E paprekur ose masiv (Intact or massive)
2. Me blloqe (Blocky)
3. Me shumë blloqe (Very blocky)
4. Me blloqe e valëzime (Blocky/folded)
5. I shkatërruar (dërmuar) (Crushed)
6. I laminuar me shtresa (Laminated/sheared)

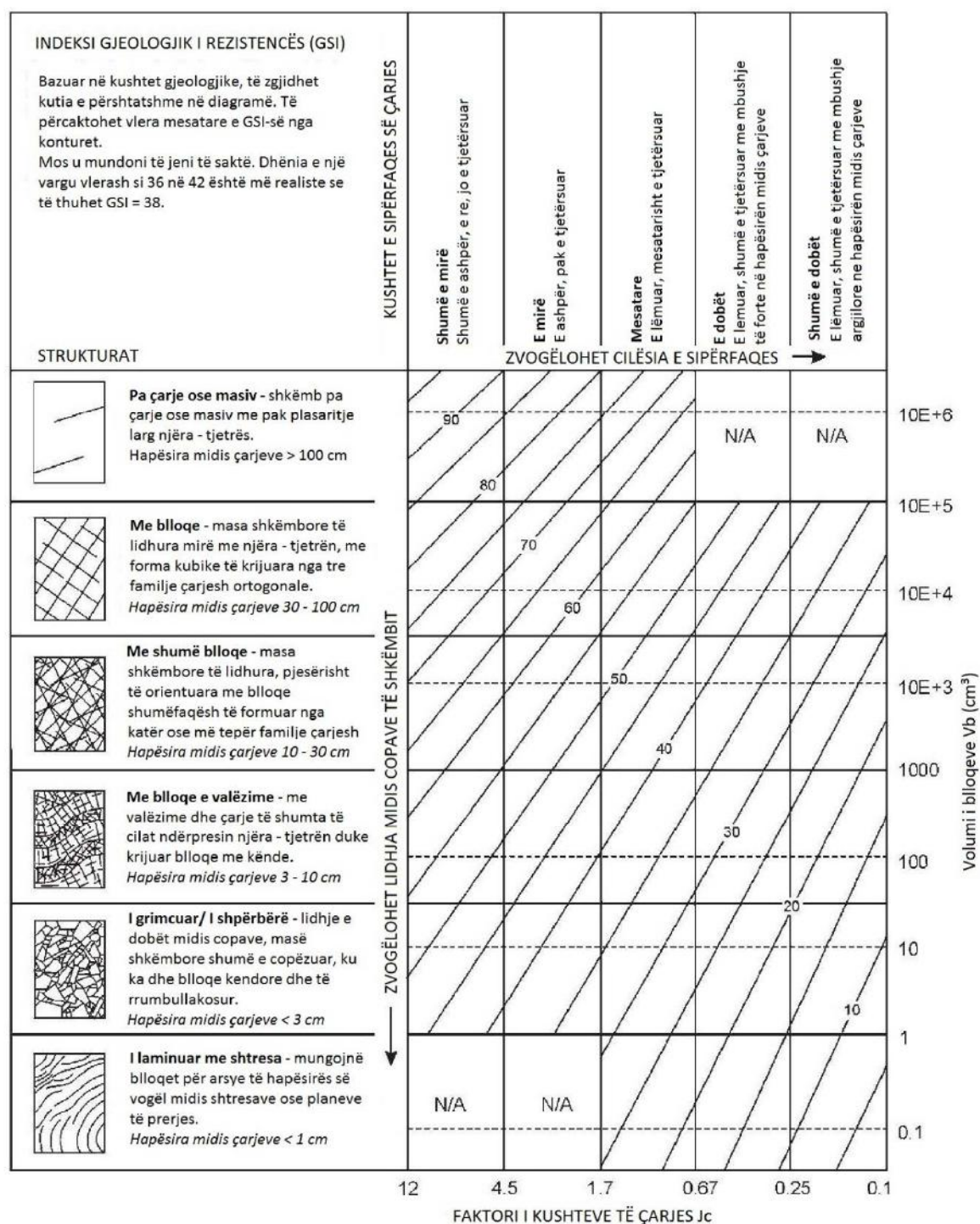


Figura 3.1. Vlerësimi i GSI-së bazuar në inspektim pamor të kushteve gjeologjike.
(Rocklab, 2006; Marinos dhe Hoek, 2000) Modifikuar nga Cai et al. (2004) në termat
e vlerësimit nga volumi i blloqeve dhe faktori i kushteve të çarjes.

3.5. Përmbledhje dhe përfundime

Nga 13 klasifikime të përmendur në këtë disertacion, ku disa prej tyre kanë dhe modifikime të kryera nga autorë të ndryshëm, vetëm tre prej tyre mund të përdoren në modelimet numerike.

Në këtë disertacion, janë përdorur tre klasifikime të masivit shkëmbor në aplikimet e kryera (RMR, Q, GSI). Është përdorur dhe RQD, por si parameter hyrës për klasifikimet RMR dhe Q, jo si klasifikim më vete.

Kapitulli 4

Rezistenca e masivit shkëmbor, përcaktimi i deformueshmërisë në rastin e galerive nëntokësore dhe projektimit të tuneleve të thella në mjedis shkëmbor

4.1. Hyrje

Hapja e tuneleve dhe veprave nëntokësore kërkon një studim i cili sjell së pari një përzgjedhje të kujdesshme të metodës së gërmimit dhe të tipologjisë së konstruksionit mbajtës të përkohshëm, përf forcimin e shkëmbinjve si dhe konstruksionit mbajtës definitiv. Studimi përbëhet nga një seri hapash (Figura 4.1).

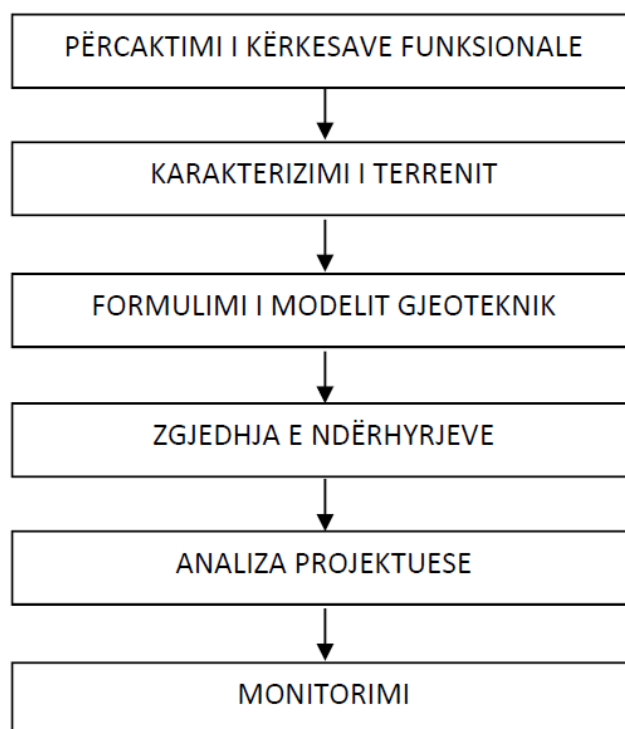


Figura 4.1. Hapat në projektimin e një tuneli. (Përshtatur nga Barla 2011)

I pari ka të bëjë me përcaktimin e kërkesave funksionale, që do të drejtojë përzgjedhjen e gjeometrisë dhe tipologjisë së veprës. Hapi pasardhës konsiston në karakterizimin e terrenit dhe pasqyrimin e modelit gjeomekanik, prandaj është e nevojshme të kemi përcaktuar parametrat gjeomekanikë të masës shkëmbore si dhe të njihet gjendja e sforcimeve në terren. Më pas do të kalohet në analizën e duhur të projektimit, në të cilën zgjidhen dhe dimensionohen ndërhyrjet, duke përdorur metodat e llogaritjeve analitike e

numerike. E mbyll linjën përcaktimi i një sistemi monitorimi në optikën e aplikimit të metodës vëzhguese.

Figura 4.2 tregon skemën gjeometrike për një tunel të hapur në afërsi të sipërfaqes dhe një të gërmuar në thellësi. Konsiderohet sforcimi vertikal që vepron mbi dy elementët e shkëmbit, njëri në harkun e sipërm (tavani i galerisë) e tjetri në harkun e poshtëm (bazamenti i galerisë), përpara gërmimit të tunelit. Diferenca mes të dyjave është e barabartë me $(C+D) \gamma - C\gamma = D\gamma$, ku γ është pesha volumore e materialit të gërmimit, D diametri i tunelit dhe C thellësia nga tavani në sipërfaqen e tokës. Nëse $C \gg D$, ky entitet është i neglizhueshëm krahasuar me vlerën mesatare të sforcimit vertikal në thellësi të tunelit. Flitet, në këtë rast, për tunele të thella dhe skematizohet problemi, duke supozuar gjendjen konstante të sforcimeve në zonën rreth tunelit. Krejt ndryshe është për një tunel pranë sipërfaqes, diferenca e sforcimeve nuk është e neglizhueshme krahasuar me vlerën mesatare ndaj është e nevojshme mbajtja parasysh e gravitetit në procesin e analizës së projektimit.

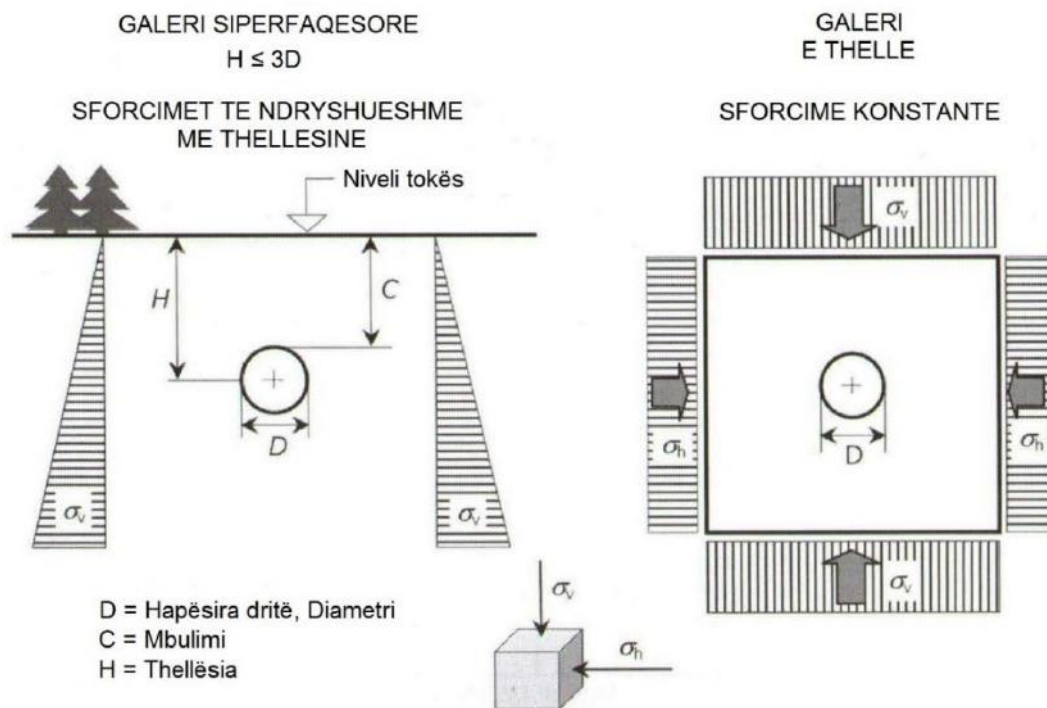


Figura 4.2. Skematizime të gjendjes së sforcimeve në konturin e tunelit pranë sipërfaqes dhe të thellë. (Përshtatur nga Barla 2011)

4.2. Kriteret e rezistencës për shkëmbin e paprekur dhe për masivin shkëmbor.

Interpretimi i provave laboratorike, na jep mundësinë të përcaktojmë karakteristikat e rezistencës së shkëmbit të paprekur. Për të shprehur sjelljen e shkëmbinjve në pikëpamjen sforcim - deformim, na duhet një kriter rezistence të cilit ti referohemi. Në mekanikën e shkëmbinjve, ekziston një numër i madh kriteresh rezistence, por ata që përdoren më tepër në ditët e sotme janë kriteri i Mohr-Coulomb (1773) dhe ai i Hoek & Brown (Hoek et al. 2002), të cilët janë kritere empirike të krijuar për përshkrimin e sjelljes së shkëmbinjve dhe të masave shkëmbore.

Kriteret e rezistencës mund të jenë teorikë, ose empirikë. Gjithashtu ata mund të shërbejnë për shkëmbin e paprekur, ose për masivin shkëmbor. Tabela 4.1 jep një përmbledhje të disa prej kritereve më të njohur në mekanikën e shkëmbit, duke dhënë dhe detaje për këto kritere.

Tabela 4.1 Kriteret e rezistencës së shkëmbit më të përdorshme në ditët e sotme dhe aplikimet e tyre në fusha të ndryshme të mekanikës së shkëmbit.

Emri i kriterit	Autori dhe data	Klasifikimi që përdor kriteri	Shënime
Mohr - Coulomb	Coulomb, 1773	RMR, GSI, Q, Sauku.	kriter empirik, për shkëmbin e paprekur, masivin shkëmbor dhe për çarjet e shkëmbinjve
Griffith	Griffith, 1921		kriter teorik, për shkëmbin e paprekur dhe masivin shkëmbor
Fairhurst	Fairhurst, 1964		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Hobb's	Hobbs, 1970		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Bedonyi	Bedonyi, 1970		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Franklin	Franklin, 1971		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Barton	Barton, 1973	JRC*, JCS**	kriter empirik, për çarjet e shkëmbinjve
Bieniawski	Bieniawski, 1974		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Yudhbir	Yudhbir et al., 1983		kriter empirik, për shkëmbin masivin shkëmbor
Ramamurthy	Ramamurthy and Arora, 1985		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Johnston	Johnston, 1985		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Desai dhe Salami	Desai dhe Salami 1987		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Sheorey	Sheorey et al., 1989		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur dhe masivin shkëmbor
Yoshida	Yoshida et al., 1990		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur
Hoek dhe Brown	Hoek et al. 2002	GSI, RMR, RMI	kriter empirik, për shkëmbin e paprekur dhe masivin shkëmbor
Mogi	Mogi, 2007		kriter empirik, për shkëmbin e paprekur dhe masivin shkëmbor
* Koeficienti i ashpërsisë së çarjes (Joint Roughness Coefficient)			
** Koeficienti i rezistencës në shtypje të faqeve të çarjes (Joint Wall Compressive Strength)			

Në vazhdim, jepet një përmbledhje e kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown (Hoek et al. 2002) dhe kriterit të Mohr – Coulomb (Coulomb 1773) të cilët janë kriteret më të përdorshëm në ditët e sotme.

4.2.1 Kriteri i Mohr-Coulomb (1773)

Kriteri i rezistencës i Mohr-Coulomb jep lidhjen midis rezistencës në prerje në një plan rrëshqitjeje (s) dhe sforcimeve normale mbi këtë plan (σ) në funksion të karakteristikave të materialit. Shprehja e shkruar në lidhje me sforcimet efektive është:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.1)$$

Ku c' dhe ϕ' janë kohezioni dhe këndi i fërkimit të brendshëm të materialit. Kriteri i rezistencës i Mohr-Coulomb mund të shprehet edhe si funksion i sforcimeve kryesore. Lidhja e paraqitur në planin e Mohrit (τ - σ') tregohet në figurën 4.3.

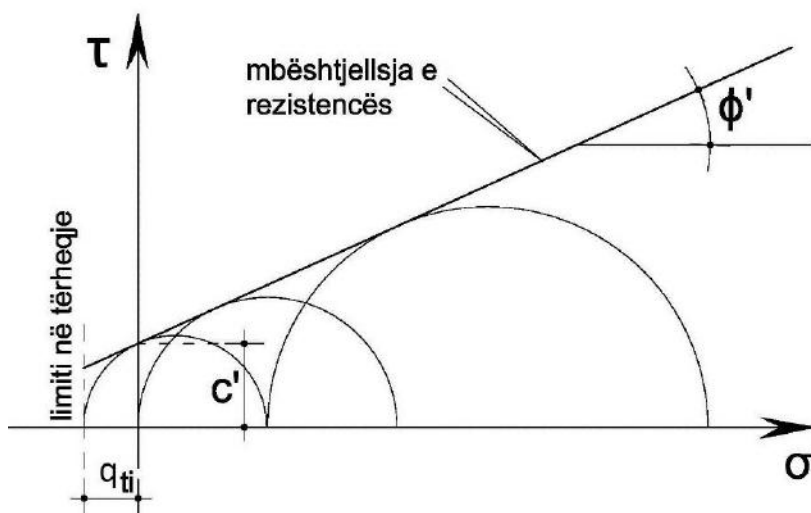


Figura 4.3. Kriteri i rezistencës Mohr-Coulomb. (Përshtatur nga Barla 2011)

Në Mekanikën e Shkëmbit, zakonisht ndërpritet zhvillimi i rezistencës në fushën e sforcimeve negative (në tërheqje), duke dhënë një limit në tërheqje të barabartë me rezistencën në tërheqje të shkëmbit (q_{ti}).

Shikohet me interes paraqitja në planin e Mohrit e rathëve përfaqësues të disa prej provave laboratorike të kampionëve të shkëmbit. Rrethi përfaqësues për provën në shtypje një aksiale, kalon nga origjina, meqenëse sforcimi kryesor minimal (σ'_3) është zero, kurse ndërprerja tjetër me aksin e abshisave do jetë vlera e q_{ci} . Në rastin e provës triaksiale, të dy ndërprerjet janë të ndryshme nga zero. Në figurën 4.4 tregohen rathët e Mohrit për provën në tërheqje të drejtëpërdrejtë (e cila ka $\sigma'_1=0$) dhe për provën braziliane (prova në tërheqje indirekte për të cilën $\sigma'_3= q_{ti}$ dhe $\sigma'_1= 3q_{ti}$). Kriteri i rezistencës, pra parametrat c'

dhe ϕ' , të shprehur në formën e sforcimeve efektive, mund të përcaktohet si mbështjellesja e rathëve përfaqësues të provave laboratorike. Për pasojë, përcaktimi i parametrave të rezistencës kërkon kryerjen e një numri të mjaftueshëm provash laboratorike, të tilla që mund të përshkruajnë sjelljen për gjendje të ndryshme sforcimesh (tërheqje, shtypje njëaksiale dhe triaksiale).

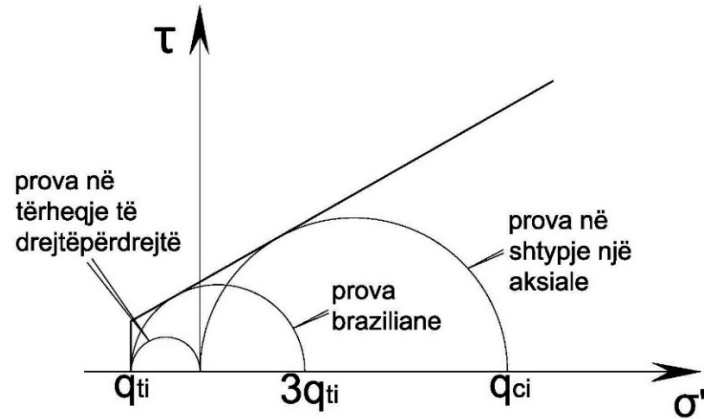


Figura 4.4. Rrathët e Mohrit për provën në shtypje njëaksiale, provën braziliiane dhe provën në tërheqje të drejtëpërdrejtë. (Përshtatur nga Barla 2011)

Kriteri i Mohr-Coulomb mund të paraqitet dhe në plane të tjera, psh $\tau_{\max}-\sigma'_{\text{mes}}$ (ose $t-s'$) dhe $\sigma'_1-\sigma'_3$ (Figura 4.5). Kriteri vazhdon të jetë linear dhe paraqet „të njëjtën“ rezistencë të materialit. Ndryshojnë lidhjet dhe parametrat të cilat japin c' dhe ϕ' nga formulat e mëposhtme:

$$\text{Në planin } \tau_{\max}-\sigma'_{\text{mes}} \quad \tau_{\max} = c' \cos \phi' + \sigma'_{\text{mes}} \sin \phi'; \quad \begin{aligned} a &= c' \cos \phi' \\ \tan \alpha &= \sin \phi' \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\text{Në planin } \sigma'_1-\sigma'_3 \quad \sigma'_1 = q_{ci} + N_{\phi} \sigma'_3; \quad \begin{aligned} q_{ci} &= \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \\ N_{\phi} &= \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \end{aligned} \quad (4.3)$$

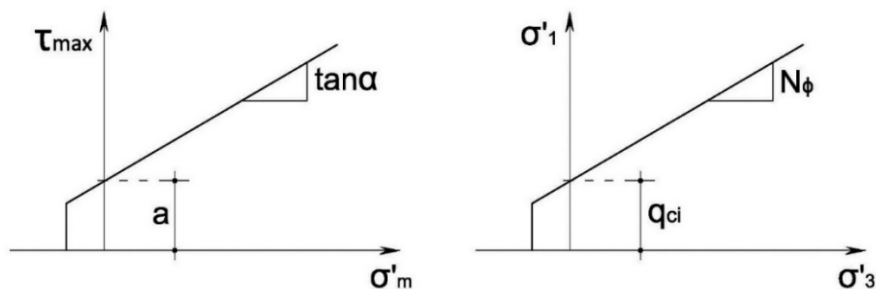


Figura 4.5. Kriteri i Mohr-Coulombit në planet $\tau_{\max}-\sigma'_{\text{mes}}$ (ose $t-s'$) dhe $\sigma'_1-\sigma'_3$. (Përshtatur nga Barla 2011)

4.2.2 Kriteri i Përgjithësuar i Hoek – Brown (2002).

Kriteri i përgjithësuar i Hoek – Brown (Hoek, Carranza-Torres, Corkum, 2002) për masivin shkëmbor jepet si më poshtë:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{q_{ci}} + s \right)^a \quad (4.4)$$

Ku

σ_1 dhe σ_3 janë vlerat e sforcimeve kryesore efektive në momentin e shkatërrimit, m_b - është konstantja e Hoek – Brown për masivin shkëmbor, s dhe a janë konstante të cilat varen nga karakteristikat e masivin shkëmbor, q_{ci} është rezistenca në shtypje një aksiale e shkëmbit të paprekur (pa çarje).

Në mënyrë që të përdorim kriterin e Hoek – Brown për të vlerësuar rezistencën dhe deformueshmërinë e masivit shkëmbor, na duhen tre të dhëna për masivin shkëmbor. Këto janë:

- Rezistenca në shtypje një aksiale q_{ci} e shkëmbit të paprekur.
- Vlera e konstantes m_i të Hoek – Brown për masivin e paprekur.
- Vlera e GSI (Geological Strength Index) për masivin shkëmbor.

q_{ci} dhe m_i përcaktohen me anë të provave laboratorike. Kur nuk ka mundësi të kryhen prova laboratorike, vlerat e q_{ci} dhe m_i mund të përcaktohen dhe në mënyrë tabelore (Marinos dhe Hoek 2001).

Vlera m_b është një vlerë e reduktuar e konstantes m_i dhe jepet nga ekuacioni:

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (4.5)$$

s dhe a janë konstante të masivit shkëmbor të cilat jepen nga ekuacionet si më poshtë:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (4.6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4.7)$$

D është një faktor i cili varet nga shkalla e ndikimit të cilit i është nënshtruar masivi shkëmbor nga shpërthimet dhe shkarkimi nga sforcimet. Ai varjon nga 0 për shkëmbin e pandikuar, në 1 për masiv shkëmbor shumë të ndikuar. Për përcaktimin e vlerës së D, mund të përdoren dhe tabela (Hoek, Carranza-Torres, Corkum, 2002).

Vlera e rezistencës në shtypje njëaksiale përftohet duke zëvendësuar $\sigma_3 = 0$ në ekuacionin (4.4), duke marrë:

$$q_c = q_{ci} \cdot s^a \quad (4.8)$$

Dhe rezistenca në tërheqje:

$$q_t = -\frac{s \cdot q_{ci}}{m_b} \quad (4.9)$$

Ekuacioni (4.9) përftohet duke zëvendësuar $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$ në ekuacionin (4.4). Kjo përfaqëson një gjëndje dyaksiale në tërheqje. Hoek ka treguar se për materiale të thyeshëm, rezistenca në tërheqje një aksiale është e njëjtë me atë në tërheqje dy aksiale.

4.2.2.1 Moduli i deformimit

Moduli i deformimit jepet nga.

Për $q_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$:

$$E_m (\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{q_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.10)$$

Për $q_{ci} > 100 \text{ MPa}$:

$$E_m (\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.11)$$

Vlera e q_{ci} duhet zëvendësuar në MPa, përfundimi del në GPa.

Duke përdorur Hoek & Diederichs 2006, vlerësimi i modulit të deformimit mund të bëhet dhe me formulat si më poshtë:

$$E_m = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad (4.12)$$

Dhe

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (4.13)$$

Ku E_i – moduli i deformimit të shkëmbit të paprekur.

4.3 Analizat paraprake me anë të metodave empirike.

Metoda e parë e analizave të projektimit për tunelet, e cila do të përshkruhet këtu është ajo që bazohet në përdorimin e të dhënave të klasifikimeve gjeomekanike, të ilustruara në kapitullin e klasifikimeve, dhe që përkufizohet si metodë empirike. Bëhet fjalë për një trajtim të thjeshtëzuar për problemin, që për arsytet e përshkruara tashmë më parë, nuk lejon të arrihet në konkluzione të projektimit, por që mbështet fare mirë analizën paraprake të problemit që duhet padiskutim të thellohet me metodat që do të shihen më pas.

Një nga metodat empirike më të reja, është ajo e bazuar në treguesin e cilësisë Q, sipas Barton (Barton et al. 1974). Grimstad dhe Barton (1993) kanë përcaktuar nëntë klasa të ndryshme në funksion të Q-së dhe dimensionit ekuivalent të gërmimit. Dimensioi ekuivalent i gërmimit llogaritet si dimension i maksimal (diametri ose lartësia e gërmimit), pjesëuar me një koeficient të emërtuar *Excavation Support Ratio* (ESR), funksion i destinacionit të veprës dhe i shkallës së kërkuar të sigurisë. ESR mund të variojë nga 0.8 në 5 siç tregohet në Tabelën 4.2:

Tabela 4.2. Vlerësimi i parametrit ESR (Grimstad dhe Barton 1993).

Tipologjia e gërmimit/vepra	ESR
Punime minerare të përkohshme	3-5
Punime minerare të përhershme, galeri hidraulike, galeri para ecëse, punime eksploruese	1.6
Galeri hekurudhore dhe rrugore të vogla, galeri hyrjeje, zgjerim	1.3
Centrale hidroelektrike, galeri hekurudhore dhe rrugore të mëdha, interseksione, portale	1.0
Centrale nukleare, stacione hekurudhore...	0.8

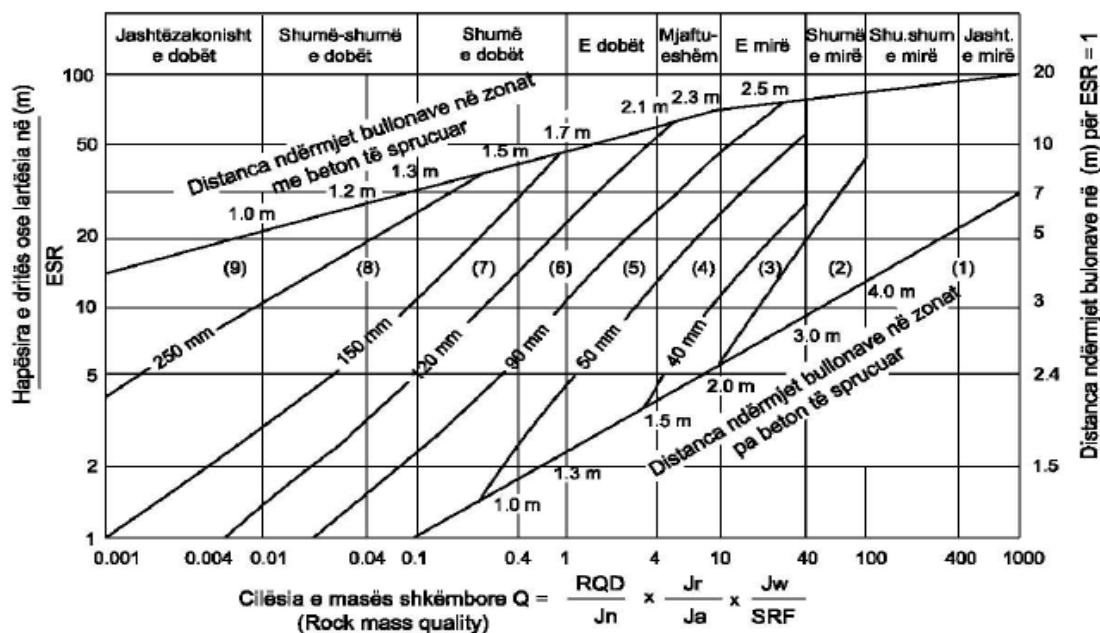


Figura 4.6. Vlerësimi i klasave të qëndrueshmërisë dhe dimensionimi i konstruksionit mbajtës bazuar në indeksin Q (Grimstad dhe Barton 1993)

Tabela 4.3. Ndërhyrjet e sugjeruara për përforcim (Grimstad dhe Barton 1993)

Zona e Diagramës	Mënyra e rekomanduar e përforcimit
1	Pa konstruksion mbajtës
2	Ankorim i rrallë, jo sistematik
3	Ankorim sistematik
4	Ankorim sistematik (dhe torkretim, jo i armuar, 4-5 cm)
5	Torkretim i përforcuar me fibra çeliku, i sprucuar në vend, + ankorim, 5-9 cm
6	Torkretim i përforcuar me fibra çeliku, i sprucuar në vend, + ankorim, 9-12 cm
7	Torkretim i përforcuar me fibra çeliku, i sprucuar në vend, + ankorim, 12-15 cm
8	Torkretim i përforcuar me fibra çeliku, i sprucuar në vend, trashësi >15 cm, profile metalike dhe torkretim, + ankorim
9	Beton i hedhur në vepër

Në secilën prej nëntë zonave të diagramës (Figura 4.6 dhe Tabela 4.3) tregohen tipet e konstruksionit mbajtës, të nevojshëm për të garantuar qëndrueshmërinë. Tipologjitë e marra në konsideratë janë: ankorimi i çrregullt, ankorimi sistematik dhe torkretimi.

Treguesi Q mund të jetë i dobishëm edhe në vlerësimin e dimensionit maksimal të gërmimit që mund të realizohet pa përdorimin e konstruksionit mbajtës:

$$B_{MAX}=2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4} \quad (4.14)$$

presioni i stabilizimit në tavan:

$$p_{tavan} = \frac{2 \cdot \sqrt{J_n} \cdot Q^{\frac{1}{3}}}{3J_r} \quad (4.15)$$

dhe gjatësia e ankorave:

$$L_b = 2 + \frac{0.15 \cdot B}{ESR} \quad (4.16)$$

Një modifikim i treguesit Q i bërë nga Kirsten (1982), ka bërë të mundur të nxirret një parametër N i quajtur tregues i gërmueshmërisë. N merr trajtën që vijon:

$$N = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot M_s \cdot J_s \quad (4.17)$$

ku M_s është një koeficient i rezistencës së materialit në gërmim, në rastin që masa të ishte homogjene, e paprekur dhe në kushte të thata, ndërsa J_s është një koeficient që merr parasysh orientimin e blloqeve në krahasim me drejtimin e gërmimit (është 1 në rastin e shkëmbit të paprekur).

Duke vlerësuar N është e mundur të jepen konsideratat e mëposhtme:

- $1 < N < 10$: lehtësi në gërmimin mekanik;
- $10 < N < 100$: vështirësi në gërmimin mekanik;
- $100 < N < 1000$: vështirësi e lartë në gërmimin mekanik;
- $1000 < N < 10.000$: vështirësi shumë e lartë në gërmimin mekanik, i preferueshëm gërmimi me eksploziv;
- $N > 10.000$: gërmim me eksploziv.

Siç është evidentuar tashmë në kapitullin e klasifikimeve, është mirë të kihen parasysh rrethanat në të cilën janë formuluar klasifikimet gjeomekanike, dmth mbi cilat raste bazohen konkluzionet.

Sa më shumë masivi shkëmbor në studim të jetë i ndryshëm nga ai i konsideruar në procesin e zhvillimit të klasifikimit, aq më e vogël është besueshmëria e rezultateve që arrihen përmes treguesit të klasifikimit të përdorur. Veçanërisht problematik rezulton aplikimi i treguesve të klasifikimit të masivit shkëmbor me zhvillim të theksuar çarshmërie, ose gjithsesi me karakteristika mekanike të dobëta.

4.4. Metoda e ekuilibrit kufitar

Aplikimi i metodës së ekuilibrit kufitar në galeri apo tunele është i kufizuar në situatat e thjeshta gjeometrike dhe për analizat e qëndrueshmërisë së blloqeve të shkëmbit në tavan, në faqe ose në ballin e gërmimit. Metoda mundëson të bëhen vlerësime parametrike të llojit të paqëndrueshmërisë si dhe mënyrës së përforcimit për të garantuar qëndrueshmërinë.

Përcaktimi i formave të humbjes së qëndrueshmërisë (rënie blloqesh shkëmborë nga tavani apo rrëshqitje e tyre nga faqet), i volumeve të paqëndrueshme të masës shkëmbore si dhe i kushteve të ekuilibrit realizohet kryesisht nëpërmjet përdorimit të metodave që bazohen në projeksionin stereografik (në formë grafike ose analitike).

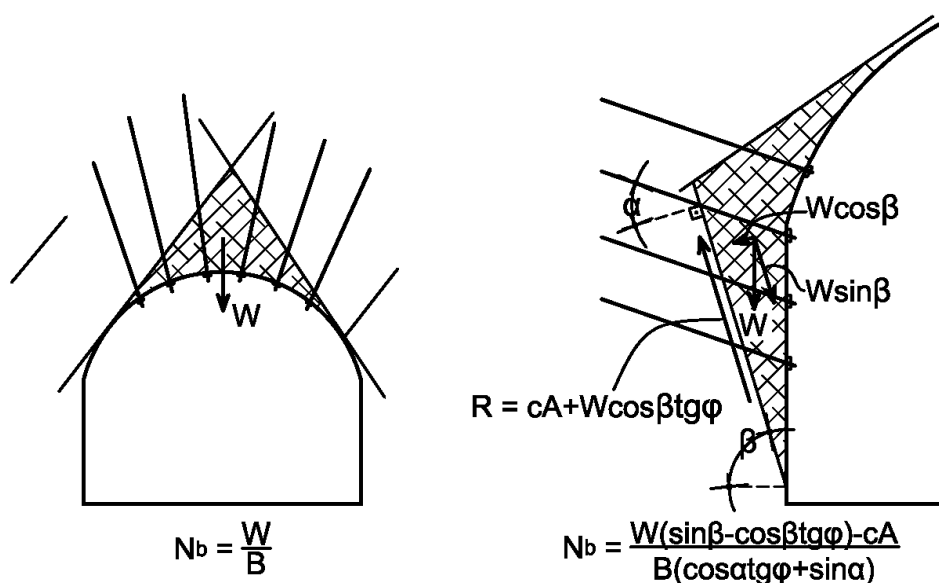


Figura 4.7. Shembuj të gjeometrive për aplikimin e metodës së ekuilibrit kufitar.
(përshtatur nga Barla 2011)

Figura 4.7 paraqet dy shembuj aplikimi të metodës së ekuilibrit kufitar në rastin e tuneleve. Në rastin e parë paraqitet një bllok i paqëndrueshëm në tavan, kurse në rastin e dytë një bllok në faqet anësore, që rrëshqet përgjatë planit të çarjeve me kënd β me planin horizontal. Në të dy situatat janë instaluar ankora për të siguruar qëndrueshmërinë e bllokut. Aplikimi i metodës së ekuilibrit kufitar lejon, përmes konsideratave të tipit statik, të llogaritet vlera e forcave aktive dhe të atyre rezistuese në të dy situatat dhe për pasojë të dimensionohet konstruksioni mbajtës.

Marrëdhënia që lejon llogaritjen e numrit të nevojshëm të ankorave (N_b) është treguar në të njëjtën figurë, për të dy rastet. Vihet re se në rastin e parë, N_b varet vetëm nga pesha (W) e bllokut dhe nga kapaciteti mbajtës i ankorës (B). Ekuacioni, në fakt, është

përcaktuar nga një ekuilibër përgjatë drejtimit vertikal. Në rastin e dytë përkundrazi, ndërhyjnë edhe karakteristikat e rezistencës në prerje përgjatë çarjeve ku ndodh rrëshqitja. Ekuacioni nxirret duke shkruar ekuacionin e ekuilibrit përgjatë planit të rrëshqitjes. Përveç parametrave tashmë të përshkruar, hyjnë ndërkohë në marrëdhënie këndet α dhe β si dhe karakteristikat e rezistencës, në këtë rast të përcaktuara nëpërmjet kriterit të Mohr-Coulomb për çarjet. Në rastin e parametrat të kohezionit c , ky vepron në një sipërfaqe të përcaktuar A , që në qoftë se supozohet njësi sipas drejtimit paralel me tunelin, është e barabartë me gjatësinë e zonën së rrëshqitjes (çarjes).

Në fazën e projektimit, ndaj elementëve të llogaritjeve aplikohen koeficientët e duhur pjesorë të sigurisë siç është parashikuar në kushtet e projektimit.

4.5. Zgjidhjet analitike. Metoda e sforcimeve.

Studimi dhe analiza e kushteve të qëndrueshmërisë së tunelit/veprës nëntokësore me metodën e sforcimeve përfshin studimin në kushte natyrore në mungesë të ndërhyrjeve dhe studimin në prezencë të ndërhyrjeve të përforsimit/stabilizimit. Gërmimi i një tuneli në një masiv shkëmbor sjell një modifikim të gjendjes fillestare të sforcimeve. Nëse sforcimet e induktuara kalojnë kufinjtë e rezistencës, rreth tunelit formohet një brez plastik, në të cilin gjendja e sforcuar rezulton thellësisht e modifikuar në krahasim me atë që do të ishte në një zonë elastike ideale. Por, nëse sforcimet e induktuara mbahen më të uleta se kufinjtë e plasticitetit, shpërndarja e sforcimeve dhe deformimeve është pikërisht e një sjelljeje elastike. Studimi i gjendjes së sforcuar dhe asaj të deformimeve bëhet i mundur nëse njihen kushtet fillestare (sforcimet natyrore), karakteristikat fiziko – mekanike të masivit shkëmbor si dhe ligji i sjelljes së masivit si për rastin e sjelljes elastike (ILE) ashtu dhe për atë elasto – plastike (ELPLA).

Përcaktimi i sforcimeve dhe deformimeve që rezultojnë për shkak të gërmimit mund të bëhet duke shfrytëzuar zgjidhje të tipit analitik, për rastet më të thjeshta, ose përdorimit të metodave numerike. Në paragrafet që vijojnë prezantohen disa zgjidhje analitike më të përdorshme në fushën e tuneleve.

Numri i zgjidhjeve analitike që përdoren për përcaktimin e sforcimeve dhe deformimeve rreth punimeve nëntokësore të tipit tunel është relativisht i madh. Më poshtë po trajtojmë ato që përdoren më tepër ditët e sotme.

4.5.1. Zgjidhja e Duncan - Fama (1993)

Zgjidhjet Duncan Fama është bazuar në kriterin e shkatërrimit të Mohr – Coulomb të shprehur si më poshtë:

$$\sigma_1' = q_{cm} + k\sigma_3' \quad (4.18)$$

Rezistenca në shtypje e masivit shkëmbor q_{cm} jepet:

$$q_{cm} = \frac{2c' \cos \varphi'}{(1 - \sin \varphi')} \quad (4.19)$$

Dhe pjerrësia k jepet:

$$k = \frac{(1 + \sin \varphi')}{(1 - \sin \varphi')} \quad (4.20)$$

Ku σ_1' është sforcimi aksial për të cilin ndodh shkatërrimi

σ_3' është sforcimi anësor

c' është kohezioni

φ' është këndi i fërkimit të brëndshëm i masës shkëmbore

Supozojmë se një tunel rrethor me rreze r_0 i nënshtrohet një sforcimi fillestar hidrostatik p_o dhe një presioni uniform të brëndshëm (fiktiv) p_i siç tregohet në figurën 4.8.

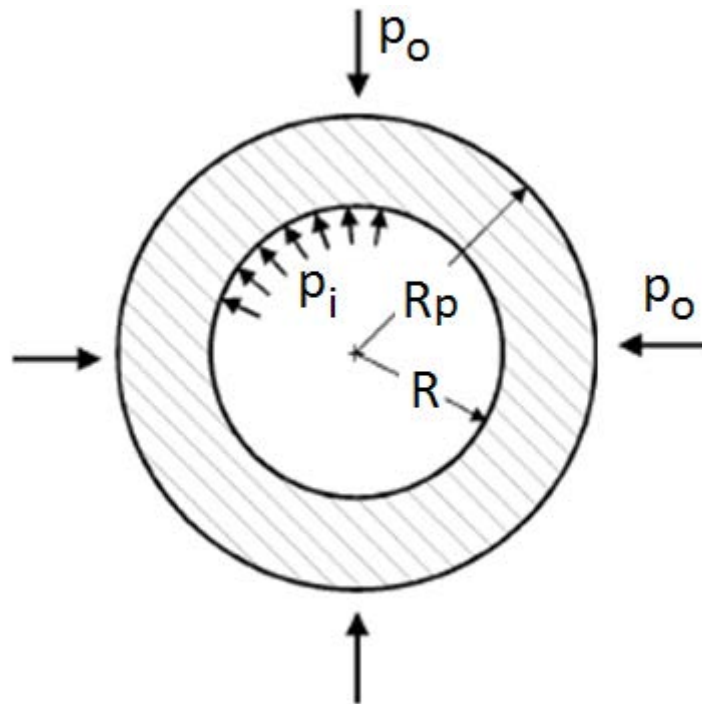


Figura 4.8. Zona plastike rreth përreth tunelit rrethor.

Shkatërrimi në masën shkëmbore rreth tunelit ndodh kur presioni i brëndshëm i shkaktuar nga konstruksioni mbajtës i tunelit është më i vogël se presioni kritik p_{cr} , i cili përcaktohet:

$$p_{cr} = \frac{2p_o - q_{cm}}{1+k} \quad (4.21)$$

Nëse presioni i brëndshëm p_i është më i madh se presioni kritik p_{cr} , nuk kemi kalim të kufirit të qëndrueshmërisë dhe sjellja e masës shkëmbore rreth tunelit është elastike.

Zhvendosja radiale elastike në faqet e tunelit është:

$$u_{ie} = \frac{R(1+\nu)}{E_m} (p_o - p_i) \quad (4.22)$$

Ku E_m është moduli i Young-ut dhe ν është koeficienti i Poisson-it.

Nëse presioni i brëndshëm p_i është më i vogël se presioni kritik p_{cr} , kemi kalim të kufirit të qëndrueshmërisë dhe rrezja e zonës plastike R_p rreth tunelit jepet nga:

$$R_p = R \left[\frac{2(p_o(k-1) + q_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + q_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}} \quad (4.23)$$

Në kushtet e kalimit të kufirit të qëndrueshmërisë dhe zhvillimit të zonës plastike, zhvendosja radiale e konturit të tunelit jepet nga:

$$u_{ip} = \frac{R(1+\nu)}{E_m} \left[2(1-\nu)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{R_p}{R} \right)^2 - (1-2\nu)(p_o - p_i) \right] \quad (4.24)$$

4.5.2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst (Fairhurst, Carranza – Torrez 2002)

Zgjidhja Carranza Torrez dhe Fairhurst është bazuar në kriterin e rezistencës të Hoek – Brown (Hoek et al. 2002) për përcaktimin e sforcimeve dhe zhvendosjeve rreth tunelit.

- a. Përdoren ekuacionet (4.35) dhe (4.38), duke i dhënë vlera p_i nga vlera $p_i = p_o$ në $p_i = 0$. Ekuacioni (4.35) përdoret për $p_i > p_{cr}$ dhe ekuacioni (4.38) për $p_i < p_{cr}$. Me ato vlera ndërtohet grafiku i zhvendosjes së masivit shkëmbor në faqet e tunelit (figura 4.9).

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (4.25)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (4.26)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4.27)$$

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (4.28)$$

$$S_o = \frac{p_o}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (4.29)$$

$$P_i^{cr} = \frac{1}{16} \left(1 - \sqrt{1 + 16S_o} \right)^2 \quad (4.30)$$

$$p_i^{cr} = \left(P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2} \right) m_b q_{ci} \quad (4.31)$$

Për $q_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$:

$$E_m = 1000 \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{q_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.32)$$

Për $q_{ci} > 100 \text{ MPa}$:

$$E_m = 1000 \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.33)$$

$$G_{rm} = \frac{E_{rm}}{2(1+\nu)} \quad (4.34)$$

$$u_r^{el} = \left(\frac{p_o - p_i}{2G_{rm}} \right) R \quad (4.35)$$

$$R_p = R \cdot e^{\left[2(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i}) \right]} \quad (4.36)$$

$$K_\Psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (4.37)$$

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \frac{2G_{rm}}{p_o - p_i^{cr}} &= \frac{K_\Psi - 1}{K_\Psi + 1} + \frac{2}{K_\Psi + 1} \left(\frac{R_p}{R} \right)^{K_\Psi + 1} + \frac{1 - 2\nu}{4(S_o - P_i^{cr})} \left[\ln \left(\frac{R_p}{R} \right) \right]^2 - \left[\frac{1 - 2\nu}{K_\Psi + 1} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_o - P_i^{cr}} \right. \\ &\left. + \frac{1 - \nu}{2} \frac{K_\Psi - 1}{(K_\Psi + 1)^2} \frac{1}{S_o - P_i^{cr}} \right] [(K_\Psi + 1) \ln \left(\frac{R_p}{R} \right) - \left(\frac{R_p}{R} \right)^{K_\Psi + 1} + 1] \end{aligned} \quad (4.38)$$

Për $K_\Psi = 1$ ($\psi = 0$)

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \frac{2G_{rm}}{p_o - p_i^{cr}} &= \frac{1 - 2\nu}{4(S_o - P_i^{cr})} \left[\ln \left(\frac{R_p}{R} \right) \right]^2 + \left[\frac{1 - 2\nu}{2} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_o - P_i^{cr}} + 1 \right] \left(\frac{R_p}{R} \right)^2 \\ &- \frac{1 - 2\nu}{2} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_o - P_i^{cr}} [2 \ln \left(\frac{R_p}{R} \right) + 1] \end{aligned} \quad (4.39)$$

Ku:

m_b - koeficient pa dimensione i masivit shkëmbor i cili varet nga koeficienti i shkëmbit të paprekur m_i , nga vlera e GSI-së dhe nga D.

m_i - koeficienti pa dimensione i shkëmbit të paprekur, vlera e të cilit varet nga lloji i shkëmbit.

s - koeficienti pa dimensione i shkëmbit, vlera e të cilit varet nga GSI-ja kur $GSI \geq 25$, përcaktohet me ekuacionin (4.26), kur $GSI < 25$, $s = 0$.

a - koeficienti pa dimensione i shkëmbit, vlera e të cilit varet nga GSI-ja kur $GSI < 25$, përcaktohet me ekuacionin (4.27), kur $GSI \geq 25$, $a = 0.5$.

D – është faktor i cili varet nga shkalla e ndikimit që i është nënshtruar shkëmbi nën veprimin e shpërthimeve dhe shkarkimit të sforcimeve. Ai varion nga 1 për shkëmbinj të pandikuar, në 0 për shkëmbinj shumë të ndikuar.

GSI – Treguesi Gjeologjik i Rezistencës (Geological Strength Index)

P_i - kundërveprimi i brëndshëm pa dimensione (Scaled internal Pressure)

p_i - kundërveprimi i brëndshëm uniform (kPa)

q_{ci} - rezistenca në shtypje një aksiale e materialit shkëmbor (kPa)

p_o - sforcimi fillestar në masivin shkëmbor (kPa)

S_o - sforcimi fillestar pa dimensione në masivin shkëmbor

p_i^{cr} - kundërveprimi i brëndshëm kritik (kPa)

P_i^{cr} - kundërveprimi i brëndshëm kritik pa dimensione

u_r^{el} - zhvendosja radiale në zonën elastike

u_r^{pl} - zhvendosja radiale në zonën plastike

G_{rm} - moduli i prerjes i masivit shkëmbor

E_{rm} - moduli i elasticitetit i masivit shkëmbor

ν - koeficienti i Poisson-it

R - rrezja e tunelit

R_p - rrezja e zonës plastike

K_Ψ - koeficienti i dilatancës

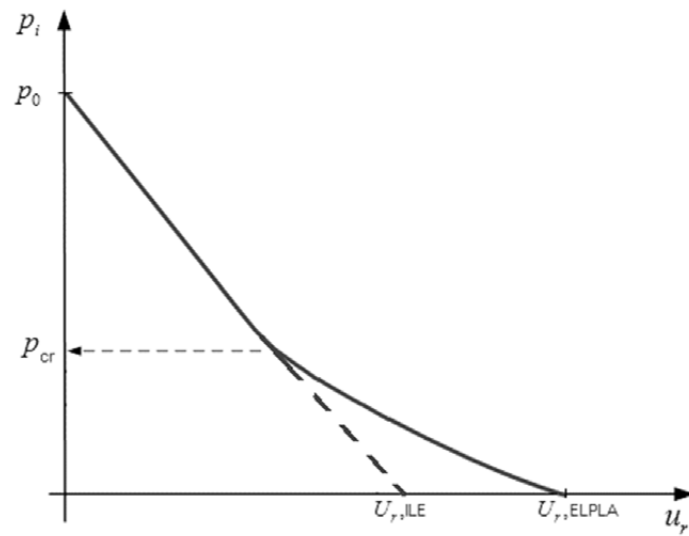


Figura 4.9. Grafiku karakteristik i tunelit në rastin e një materiali ILE (linear elastik) dhe ELPLA (elasto-plastik).(përshtatur nga Barla 2011)

4.5.3. Metoda Sauku (Sauku 1999) në përcaktimin e karakteristikave të masivit shkëmbor, thellësive kritike, presioneve minerare dhe zhvendosjeve radiale të konturit të tunelit.

Provat laboratorike bëjnë të mundur përcaktimin e parametrave mekanikë të shkëmbit të paprekur. Përpunimi i informacionit të përftuar prej provave laboratorike bën të mundur p.sh. përcaktimin e vlerave të këndit të fërkimit të brëndshëm (φ) dhe të kohezionit (c).

Vështirësia qëndron në përcaktimin e këtyre vlerave për rastin e çarjeve të pranishme në shkëmbinj dhe sidomos për rastin e masivit shkëmbor.

Një metodë që përdoret gjërësisht për përcaktimin e parametrave mekanikë të masivit shkëmbor, është linearizimi i Kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown (Hoek et al. 2002).

Si një alternative, në këtë kapitull, po japim një zgjidhje të këtij problemi sipas Sauku-t (Sauku 1999).

4.5.3.1 Këndi i fërkimit të brëndshëm dhe kohezioni i masivit shkëmbor.

Vihet re, se në kushtet e ekuilibrit në rastin e shpateve shkëmbore dhe të gërmimeve nëntokësore, kanë një ndikim të madh përmasat e gërmimeve të realizuara (lartësia dhe gjerësia) si dhe prania e sistemeve të çarjeve rreth tyre. Dihet se vlerat e rezistencës zvogëlohen me rritjen e përmasave të kampionit shkëmbor (në teste laboratorike) gjithashtu dhe në rastet e gërmimeve të realizuara në masiv shkëmbor (në sipërfaqe ose në gërmime nëntokësore) kemi të bëjmë me efektet e shkallës. Duke vënë re shpatet shkëmbore, arrihet në përfundimin se këndi i fërkimit të brëndshëm dhe kohezioni i masivit shkëmbor mund të shprehet me formulat si më poshtë (Sauku 1999).

Këndi i fërkimit në masiv:

$$\varphi_m = k_u \cdot k_\sigma \cdot \varphi \quad (4.40)$$

Tabela 4.4. k_u – koeficienti i ndikimit të lagështisë (Sauku 1999)

Prania e lagështisë	I thatë	Minimale	Mesatare	E lartë	Shumë e lartë
k_u	1.0	0.98	0.95	0.9	0.85

Tabela 4.5. k_σ – koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv (Sauku 1999)

$\gamma H/q_{ci}$	<0.5	0.5 – 1	1 – 2	2 – 3	> 3
k_σ	1.0	0.98	0.95	0.9	0.85

ϕ – këndi i fërkimit të brendshëm të shkëmbit të paprekur (pa çarje)

ϕ_m – këndi i fërkimit të brendshëm të masivit shkëmbor

γ – pesha volumore mesatare e masivit shkëmbor

H – thellësia e ndodhjes së punimit

q_{ci} – rezistenca në shtypje njëaksiale e shkëmbit të paprekur

Kohezioni (lidhshmëria) në masiv:

$$c_m = \frac{c}{1 + \beta_k \ln \frac{L}{l_\zeta}}; \quad \beta_k = \prod_{i=1}^8 k_i \quad (4.41)$$

c – kohezioni i shkëmbit të paprekur (pa çarje)

c_m – kohezioni i masivit shkëmbor

L – përmasa maksimale e gërmimit (gjerësi apo lartësi)

l_ζ – largësia mesatare ndërmjet çarjeve

β_k – koeficienti i ndikimit kompleks

k_i – faktori ndikues respektiv

Tabela 4.6 Përmbledhje e faktorëve ndikues (Sauku 1999)

FAKTORËT NDIKUES

Faktorët natyrorë	Faktorët teknikë e teknologjikë
Gjendja natyrore e masivit shkëmbor	Orientimi i punimit
Sistemet e çarjeve	Afati i shërbimit
Lidhshmëria në çarje	Mënyra e rrëzimit
Ujëdhënia në punim	Shpejtësia e ndërtimit

Tabela 4.7 Faktorët ndikues (Sauku 1999)

k _i	Faktori ndikues	Masa e ndikimit														
		Shumë e ulët		E ulët	Mesatare	E lartë	Shumë e lartë									
A. Faktorët natyrorë																
k ₁	Gjendja natyrore e masivit shkëmbor	Shumë i qetë		Monoklinal	I rrudhosur	Tepër i rrudhosur	Krejt i çrregullt									
		1.0		1.05	1.10	1.15	1.20									
k ₂	Sistemet e çarjeve	Të rralla		Dy sisteme çarjesh	3 sisteme çarjesh	Disa sisteme çarjesh	Copëtim i çrregullt									
		0.80		1.00	1.10	1.20	1.30									
k ₃	Lidhshmëria në çarje *) n _c = 100 Co/C.%	E fortë, n>15		E mirë, n=15 - 10	E mesme, n=10 - 5	E dobët, n=5 - 1	Shumë e dobët, n<1									
		0.80		1.00	1.10	1.20	1.30									
k ₄	Ujëdhënia në punim (l/min për ml)	I thatë		I vlagët	I lagësht	Pikues	Rrjedhës									
		-		<1.0	1 - 2.5	2.5 - 10	>10									
		1.00		1.05	1.10	1.20	1.30									
B. Faktorët teknikë dhe teknologjikë																
k ₅	Orientimi i punimit për Galeri (G), Bazament (B), Shpat (S).	Shumë i përshtatshëm			I përshtatshëm			I kënaqshëm			I papërshtatshëm			Shumë i papërshtatshëm		
		G	B	S	G	B	S	G	B	S	G	B	S	G	B	S
		0.8	0.8	0.8	1.0	1.0	1.2	1.1	1.3	1.6	1.2	1.4	2.0	1.4	1.8	3.0
k ₆	Afati i shërbimit	<1 vit			1 - 3 vjet			3 - 10 vjet			10 - 25 vjet			> 25 vjet		
		0.90			1.00			1.05			1.10			1.15		
k ₇	Mënyra e rrëzimit	Me kombajnë			Me çekiçë rrëzues			I përzier me lëndë plasëse			Me LP I kontrolluar			Me LP I pakontrolluar		
		1.00			1.05			1.10			1.15			1.20		
k ₈	Shpejtësia e ndërtimit (rrëzim + armatim)	>200 m/muaj			100-200 m/muaj			50-100 m/muaj			20-50 m/muaj			<20 m/muaj		
		0.90			0.95			1.00			1.10			1.20		

*) Co – kohezioni në çarje, C – kohezioni i kampionit shkëmbor

Përcaktimi i këndit të fërkimit të brendshëm dhe i kohezionit të shkëmbit e paprekur nga prova në laborator.

Duke përdorur Rrethin e Mohrit dhe kriterin e Mohr – Coulomb, lehtësisht mund të nxjerrim se këndi i fërkimit të brendshëm:

$$\varphi = \arcsin \left(1 - \frac{2\sigma_{pr}}{q_{ci}} \right) \quad (4.42)$$

dhe kohezioni:

$$c = \frac{q_{ci}}{2 \tan \frac{90 + \varphi}{2}} \quad (4.43)$$

4.5.3.2. Thellësitë kritike sipas Sauku-t.

Qëndrueshmëria e punimeve nëntokësore lidhet drejtëpërdrejt me karakteristikat e rezistencës së masivit shkëmbor. Në punimet minerare dhe ato civile inxhinierike, është vënë re se gjatë avancimit të punimeve, ka situata të ndryshme të qëndrueshmërisë:

- a. *Qëndrueshmëri e plotë në konturet e punimit*, në raste të veçanta, sidomos në prani të shkëmbinjve shumë të fortë dhe në thellësi të vogla të gërmimeve. Në raste të tilla, sforcimet tangenciale në shkëmbinj janë më të vogla se rezistenca në prerje e tyre.
- b. *Qëndrueshmëri e pjesshme në punimet nëntokësore*, është rasti më i përhapur. Humbja e qëndrueshmërisë, në raste të tilla vihet re kryesisht në zonën e tavanit të punimit, në faqet anësore të tij, dhe rrallë herë në dyshemenë e punimit.
- c. *Humbje e plotë e qëndrueshmërisë në punimet nëntokësore*. Zhvillohet në rastet ku si rezultat i kombinimit të vlerave të larta të sforcimeve të pranishme dhe karakteristikave të dobëta mekanike të masivit shkëmbor kemi zhvillim të konsiderueshëm të zhvendosjeve dhe humbje të qëndrueshmërisë përgjatë gjithë konturit të punimit.

Siç është vënë re në masivin shkëmbor, në rastin e punimeve minerare, për thellësi të ndryshme, dhe me ndryshim të vlerave të shkallës së ngarkimit të masivit shkëmbor ($\gamma H/q_{ci}$), nga vlera minimale në maksimale, humbja e qëndrueshmërisë në punimet nëntokësore ndryshon duke kaluar në tre situatat e përmendura më lart. Kalimi nga një situatë në tjetrën quhet thellësi kritike, dhe tregohet në figurën 4.10.

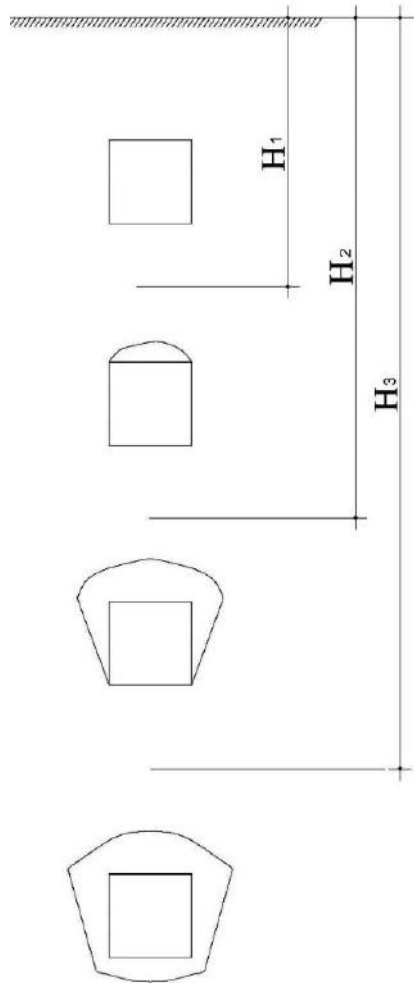


Figura 4.10. Thellësitë kritike në rastin e punimeve nëntokësore (Sauku 1999):

H_1 – humbje qëndrueshmërie në pjesën e tavanit;

H_2 – humbje qëndrueshmërie në tavan dhe faqet anësore;

H_3 – humbje e plotë e qëndrueshmërisë.

Duke përdorur teorinë e ekuilibrit kufitar (Sauku 1999), thellësitë kritike llogariten si më poshtë:

Thellësia e parë kritike (H_1):

$$H_1 = \frac{c_m}{\left(\frac{B}{2h_s} - \lambda \tan \varphi_m \right) \gamma_{mes}} \quad (4.44)$$

B – gjerësia e gërmimit

h_s – trashësia e shtresës së parë shkëmbore në tavanin e punimit, në metra. Në mungesë të të dhënës së h_s , merret $h_s = l_\varphi$ (largësia midis çarjeve).

Thellësia e dytë kritike (H_2):

$$H_2 = \frac{2c_m \tan \frac{90 + \varphi_m}{2}}{k_t \gamma_{mes}} \quad (4.45)$$

k_t – koeficient i përqëndrimit mesatar të sforcimeve normale në faqet anësore të punimeve.

Për formë drejtëkëndore me $B:h = 1 \rightarrow k_t = 2$.

Thellësia e tretë kritike (H_3):

$$H_3 = \frac{c_m (M - 1)}{2k_t \gamma_{mes} \tan \varphi_m}; \text{ ku } M = e^{\pi \tan \varphi_m} \cdot \tan^2 \left(\frac{90 + \varphi_m}{2} \right) \quad (4.46)$$

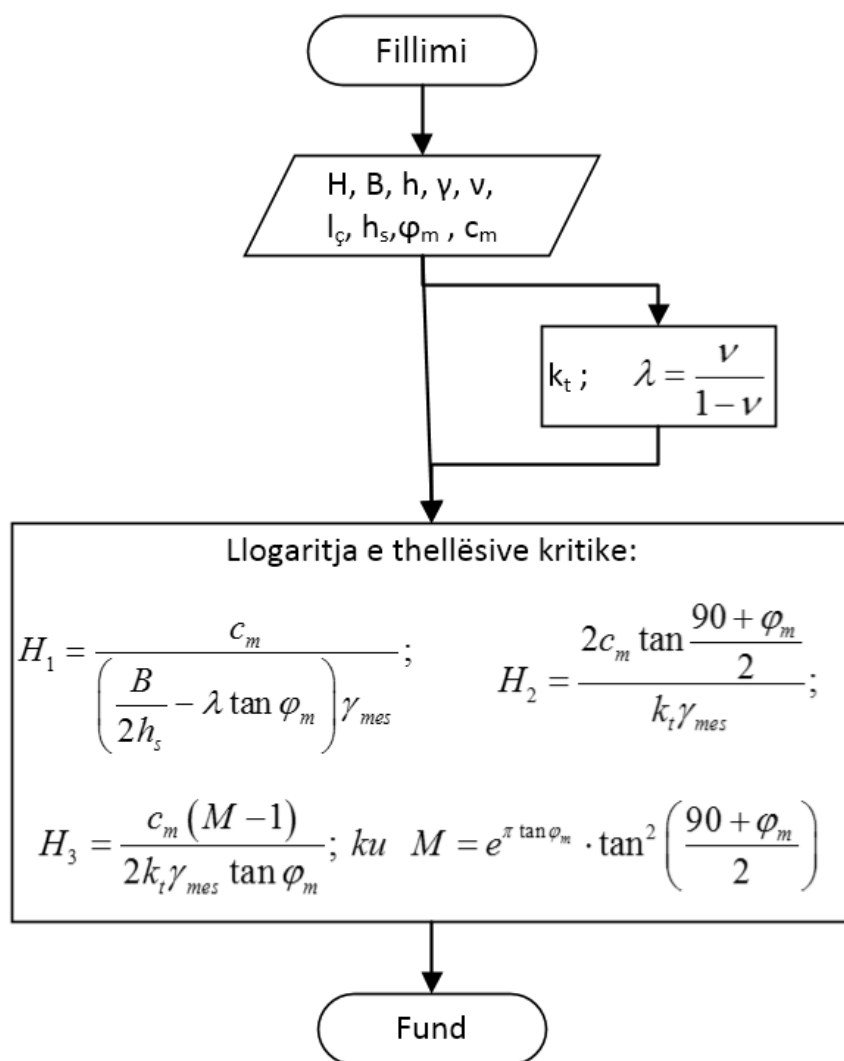


Figura 4.11. Bllokskema e thellësive kritike sipas Sauku-t.

4.5.3.3 Presionet minerare në punimet e nëntokësore. (Sauku 1999)

Presionet minerare të llogaritura më poshtë, janë konceptuar si një fenomen mekanik, të lidhura me deformimet jo elastike të masivit shkëmbor rreth konturit të gërmimit. Deformime të tilla vihen re në zonën e brendshme të harkut të formuar në tavan të gërmimit, në faqet e gërmimit dhe gjithashtu në dysHEME. Duke u deformuar, masat shkëmbore lëvizin në drejtim të galerisë së formuar dhe kur ndeshin ndonjë pengesë (elementët e konstruksionit mbajtës), e ngarkojnë atë me një forcë të caktuar (presioni i shkëmbit). Lëvizjet e shkëmbit mund të ndodhin nga graviteti, presioni i ujit, presioni i gazit, presioni i bufatjes, rrëshqitjet e blloqeve shkëmbore.

Pa u futur në shumë detaje, gjatë trajtimit teorik të vlerësimit të presionit mineral, vihen re dy mënyrat e ndryshme:

- a. Analiza sforcim – deformim në një sistem masiv shkëmbor dhe konstruksion mbajtës të marrë së bashku.
- b. Analiza sforcim – deformim e masivit shkëmbor, e lidhur me një analizë tjetër për bashkëveprimin masiv shkëmbor – konstruksion mbajtës.

Formulat e nxjerra më poshtë, marrin në konsideratë mënyrën e dytë, pra fillimisht duhet të përcaktohet presioni mineral dhe në një fazë të dytë, bashkëveprimi masiv shkëmbor – konstruksion mbajtës.

Metodika e zgjidhjes së problemit.

Si kriter për llogaritjen e presionit të shkëmbit, mbas analizimit të metodave ekzistuese, u mendua se duhet të jetë:

- Hipoteza e zhvillimit të presionit, e cila në një formë të thjeshtë, përfaqëson të gjitha situatat e mundshme të presioneve në punimet nëntokësore.
- Forca e ngarkimit e llogaritur, duhet të përfaqësohet nga kolona më e madhe e shkëmbinjve e cila mund të shkëputet pa kohezion dhe të lëvizë në zonën jo të qëndrueshme rreth punimit, duke ngarkuar konstruksionin mbajtës ($c_m = 0$, $\varphi = \varphi_m$).
- Formulatat llogaritëse duhet të përshtaten për tre rastet e ndryshme të presioneve, të lidhura me thellësinë H:
 - a. Ka vetëm presion nga tavani, $H_1 \leq H < H_2$
 - b. Presion nga tavani dhe nga faqet anësore të punimit, $H_2 \leq H < H_3$
 - c. Presion nga tavani, faqet anësore dhe nga dysHEMEJA, $H \geq H_3$

- Vlerat e presionit duhet të llogariten bazuar në ligjet e ekuilibrit kritik në masa shkëmbore “elastike pa kohezion”, duke marrë parasysh forcat e gravitetit që veprojnë në konturet e gërmimit.
- Presioni i tillë i shkëmbit, duhet të përcaktohet si presion normal shkëmbi (q_k), ku masat e deformuara të shkëmbit mbushin hapësirën rreth punimit, duke shkaktuar lëvizje konturore të brëndshme në zonën e gërmuar (u_i). Kjo lëvizje është e lejuar nga deformueshmëria e konstruksionit mbajtës (u_{si}), i cili kundërvepron me vlerën (p_{si}), $p_{si} = q_i$. Mund të jetë që $u_{si} \approx u_i$.

Llogaritja e presioneve normale për punime drejtëkëndore.

1. Presioni normal i shkëmbit për rastin kur $H_1 \leq H < H_2$.

Në thellësinë kur mund të ndodhi vetëm humbje e qëndrueshmërisë e tavanit të gërmimit, ngarkimi i konstruksionit mbajtës përcaktohet nga harku që ngrihet në lartësinë “b”, i cili llogaritet nga (4.47):

$$b = \frac{a}{2 \left(\lambda \tan \varphi_m + \frac{c_m}{\gamma H} \right)}; \text{ ku } \lambda = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (4.47)$$

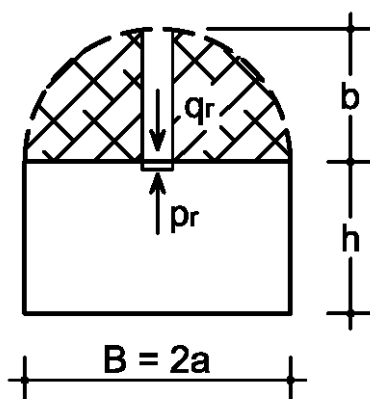


Figura 4.12. Skema e llogaritjes së presionit normal të shkëmbit për rastin $H_1 \leq H < H_2$ (Sauku 1999)

Presioni normal i shkëmbit (vlera maksimale) është q_r , i cili për kushte ekuilibri, është i barabartë me reaksionin normal të konstruksionit mbajtës p_r :

$$q_r = p_r = \gamma b = \frac{\gamma a}{2 \left(\lambda \tan \phi_m + \frac{C_m}{\gamma H} \right)} \quad (4.48)$$

2. Presioni normal i shkëmbit për rastin kur $H_2 \leq H < H_3$.

Në këtë interval thellësie, ekuilibri duhet të mbahet në tavan dhe në faqet anësore të gërmimit, me reaksione normale, të njëjta me ato të presionit të shkëmbit.

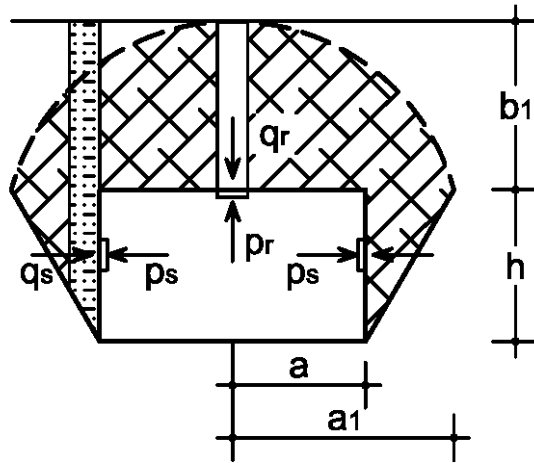


Figura 4.13. Skema e llogaritjes së presionit normal të shkëmbit për rastin $H_2 \leq H < H_3$
(Sauku 1999)

$$a_1 = a + h \tan \theta = a + h \tan \frac{90 - \phi_m}{2} \quad (4.49)$$

$$b_1 = \frac{a_1}{2 \left(\lambda \tan \phi_m + \frac{C_m}{\gamma H} \right)} = \frac{a + h \tan \frac{90 - \phi_m}{2}}{2 \left(\lambda \tan \phi_m + \frac{C_m}{\gamma H} \right)} \quad (4.50)$$

Presioni normal për tavanin është:

$$p_r = q_r = \gamma b_1 \quad (4.51)$$

Për faqet anësore:

$$p_s = q_s = \gamma \left(b_1 + \frac{h}{2} \right) \tan^2 \frac{90 - \phi_m}{2} \quad (4.52)$$

3. Presioni normal i shkëmbit për rastin kur $H \geq H_3$.

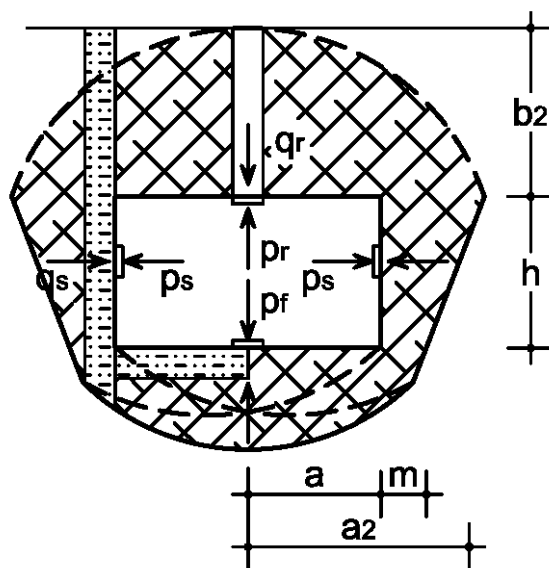


Figura 4.14. Skema e llogaritjes së presionit normal të shkëmbit për rastin $H \geq H_3$

(Sauku 1999)

Në kushtet kur $H \geq H_3$, humbja e qëndrueshmërisë fillon në dyshemën e punimit, më pas transmetohet në vijën e tavanit me anë të planeve të rrëshqitjes që zhvillohen në faqet anësore të punimit.

$$a_2 = a + \left(h + 2a e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi_m} \right) \tan^2 \frac{90 - \phi_m}{2} \quad (4.53)$$

Presioni normal në tavan:

$$p_r = \gamma b_2 = \frac{\gamma a_2}{2 \left(\lambda \tan \phi_m + \frac{C_m}{\gamma H} \right)} \quad (4.54)$$

Presioni normal në faqet anësore të punimit:

$$p_s = \gamma \left(b_2 + \frac{h}{2} \right) \tan^2 \frac{90 - \phi_m}{2} \quad (4.55)$$

Presioni normal në dyshemë:

$$p_f = 2\gamma(b_2 + h)e^{-\pi \tan \phi_m} \tan^2 \frac{90 - \phi_m}{2} \quad (4.56)$$

Korrigjime të presioneve normale të shkëmbit për gërmime nëntokësore me formë harkore të tavanit.

Format e gërmimeve nëntokësore ndikojnë në gjendjen e sforcim – deformimit dhe gjithashtu në presionet normale dhe deformimet që lindin në masivin shkëmbor. Më poshtë jepen llogaritjet që mund të bëhen për raste të gërmimit me formë harkore të tavanit.

Në këtë rast, ngarkesa e shkaktuar nga tavanit, zvogëlohet nga gërmimi i harkut (h_0). Në tre intervalet e gjendjeve të humbjes së qëndrueshmërisë, presioni shkëmbor nga tavanit mund të llogaritet:

$$\begin{aligned} p_r' &= \gamma(b - h_0) \\ p_r'' &= \gamma(b_1 - h_0) \\ p_r''' &= \gamma(b_2 - h_0) \end{aligned} \quad (4.57)$$

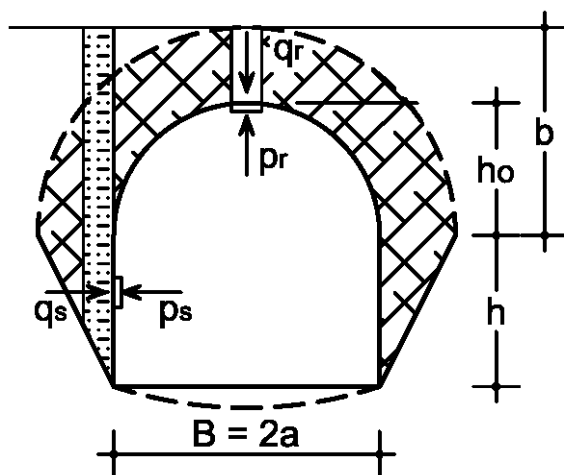


Figura 4.15. Skema e llogaritjes së presionit normal nga tavanit për tavane të harkuar. (Sauku 1999)

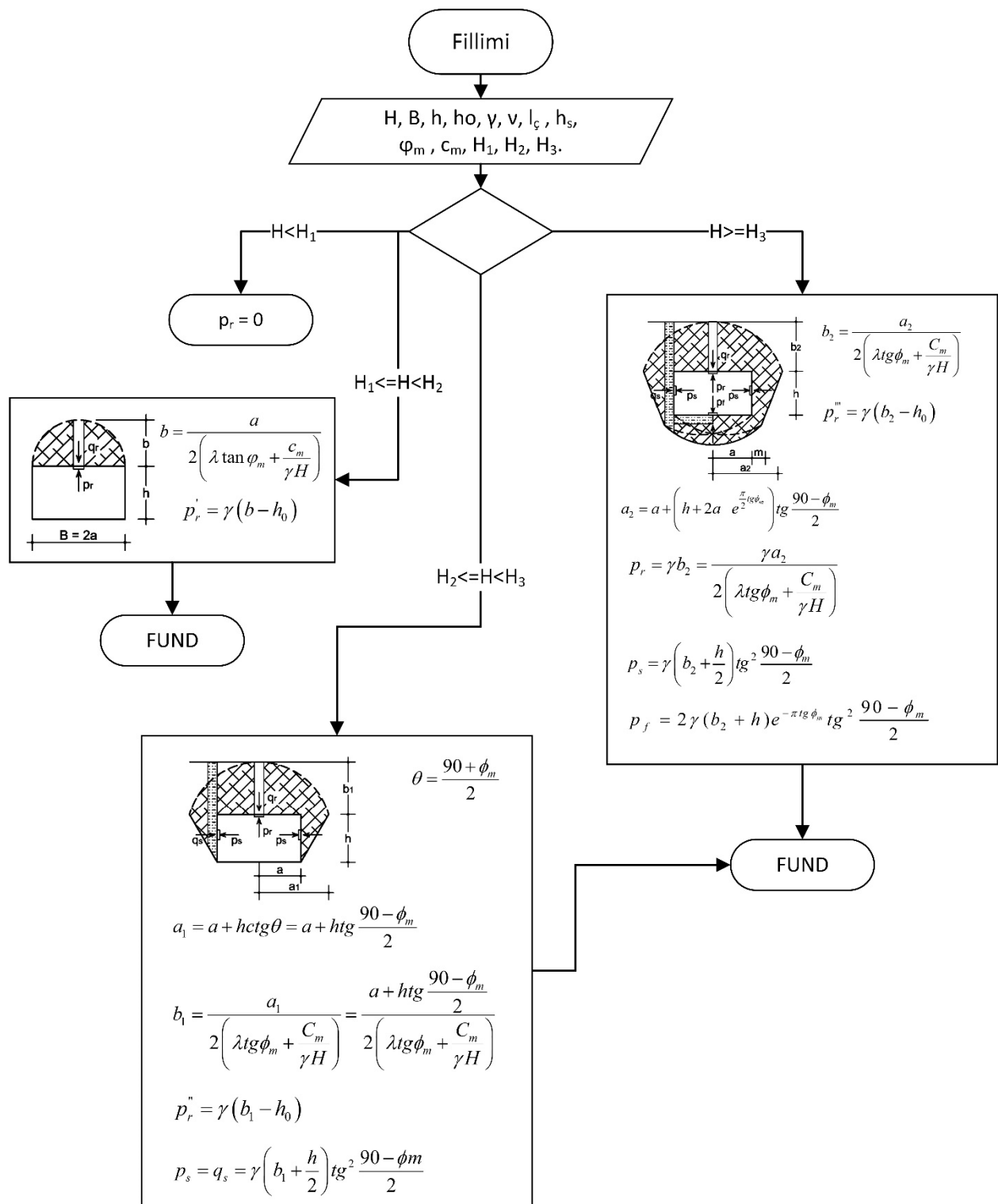


Figura 4.16. Blllokskema e llogaritjeve të presioneve minerare për tunele me tavan harkor.

4.5.3.4 Zhvendosjet rreth gjurmëve nëntokësore sipas Sauku-t (Sauku 1999).

Zhvendosjet plastike që ndodhin rreth një gjurme nëntokësore, mund të përcaktohen me formulën:

$$u_i = \left(K \frac{p_l}{p_i} \ln \frac{\gamma_{mes} \cdot H}{p_i} \right) (1 - e^{-z \cdot T}) \quad (4.58)$$

Ku:

u_i – zhvendosja e konturit të galerisë

p_i – kundërveprimi i brendshëm në galeri.

$p_l = \max (p_r, p_s, p_f)$

K – konstantja e dekomprimimit

$$K = \frac{k_{pl}}{\gamma_{mes}} T_q \cdot e^{\left(\frac{2 \cdot T_q - 1}{2} \right)} \quad (4.59)$$

k_{pl} – koeficienti i plasticitetit (Sauku 1999)

T – koha e qëndrimit të konstruksionit mbajtës në muaj

$$T_q = \frac{\gamma_{mes} \cdot H}{q_{ci}} \quad (4.60)$$

q_{ci} = rezistenca në shtypje njëaksiale e shkëmbit të paprekur.

z – koeficient

$$z = z_o k_{pl} T_q \quad (4.61)$$

$z_o = 1$ (për T në muaj) dhe $z_o = 1/30$ (për T në ditë).

Për aplikimin e metodës Sauku në përcaktimin e zhvendosjeve radiale dhe projektimin e galerive nëntokësore, është zhvilluar dhe një program kompiuterik (Jorgji 1996), (Jorgji, Korini, 2005) aplikimi i të cilit është provuar në shumë raste studimore, disa prej tyre të botuara dhe referuara në revista dhe konferenca kombëtare dhe ndërkombëtare (Sauku 1992), (Korini, Panagiotou, Jorgji, 2000), (Jorgji, Korini, Nako, Bakiu, 2002), (Korini, Hoxha, Jorgji, Nako, Bakiu, 2007).

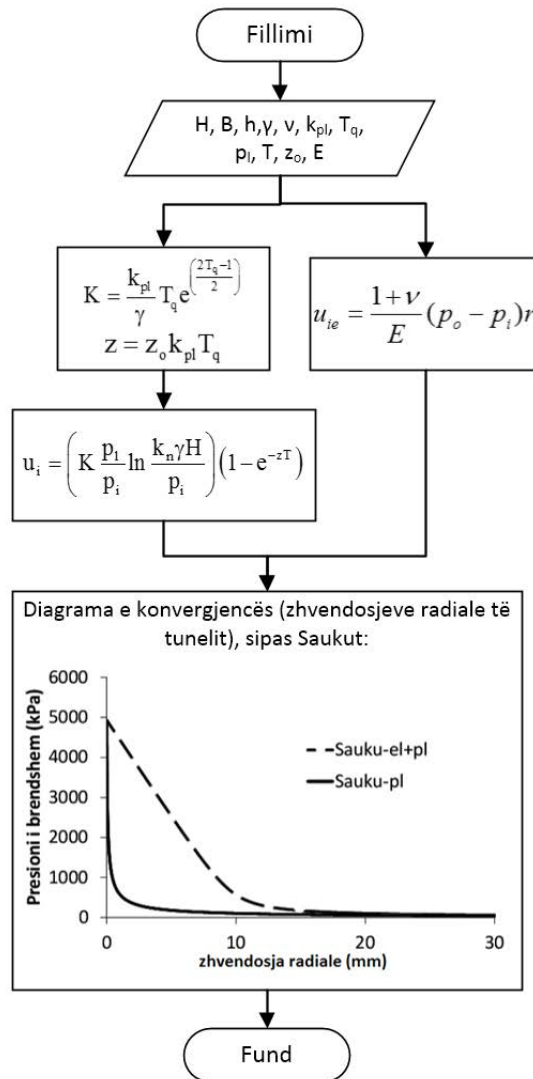


Figura 4.17. Bllokskema e llogaritjeve të zhvendosjeve plastike (sipas Saucut) dhe atyre elastike (sipas Lamé), dhe ndërtimi i diagramës së zhvendosjeve radiale të tunelit.

4.6 Metoda konvergencë – kundërveprim

Problemi që trajtohet, avancimi i tunelit, megjithëse është trepërmasor (seksioni tërthor i tunelit ka dy përmasa dhe avancimi i gërmimit të tunelit është përmasa e tretë), i jepet zgjidhje duke përdorur metodën Konvergencë - Kundërveprim (A.F.T.E.S 1978), në të cilën, në pamje të parë, duket sikur trajtohet problemi dypërmasor (zhvendosjet radiale llogariten për seksionin tërthor të tunelit).

Kjo metodë bazohet në bashkëveprimin shkëmb-armaturë dhe duke privilegjuar rolin e masivit, pranon që konstruksioni mbajtës ka kryesisht për qëllim kufizimin e

zhvendosjeve të konturit dhe të zonës pseudo-plastike rreth tij për të arritur në një ekuilibër që të kënaqë kushtet e mëposhtme:

- kufizimin e konvergencës (zhvendosjet radiale) së konturit, deri në vlera të pranueshme, në funksion të kushteve të ndërtimit dhe të funksionimit të punimit;
- kufizimin e fenomenit të shkarkimit të masivit që shoqërohet gjithmonë me një dobësim të ndjeshëm të karakteristikave të tij mekanike;
- optimizimin e karakteristikave dhe të kostos së konstruksionit mbajtës nëpërmjet optimizimit të presionit të kundërveprimit, duke patur parasysh konvergencën maksimale të pranuar.

Me anë të metodës konvergencë – kundërveprim mund të përcaktohet faktori i sigurisë i konstruksionit mbajtës të zgjedhur për të garantuar qëndrueshmërinë e tunelit.

Trajtimi dypërmasor i problemit të evolucionit të zhvendosjeve të konturit gjatë avancimit të tunelit realizohet përmes aplikimit të një presioni fiktiv kundërveprimi në perimetrin e gërmimit, gradualisht në zvogëlim, nga vlera ekuivalente e gjëndjes së sforcuar fillestare të një vlerë që është funksion i distancës ndërmjet frontit dhe seksionit në studim (Barla 2011).

Nëse shihet në figurën 4.18, vërejmë se: Seksioni A është larg nga fronti i gërmimit. Në këtë situatë masa shkëmbore mund të konsiderohet e patrazuar dhe kundërveprimi i brëndshëm përputhet me atë fillestar që i rrjedh nga ngarkimi gjeostatik.

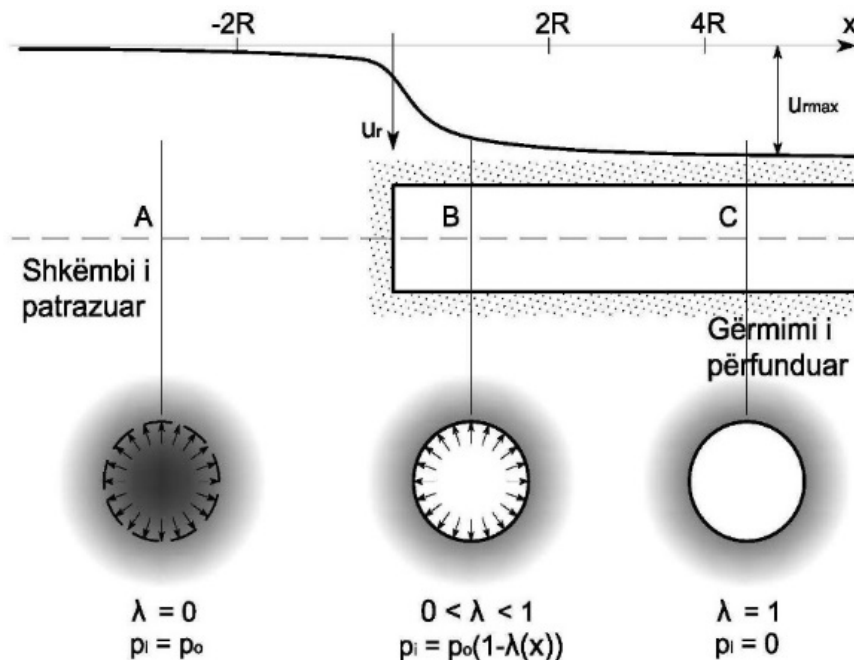


Figura 4.18 Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti për një tunel rrethor (përshtatur nga Panet & Guellec, 1974).

Seksioni C, edhe ky larg nga fronti, i korresponon situatës ku tuneli është gërmuar plotësisht, pa konstruksion mbajtës, dhe për këtë mund të konsiderohet një kundërveprim i brëndshëm zero. Seksioni B është përfaqësues i një situate pranë frontit të avancimit, për të cilën kundërveprimi i brëndshëm gjendet në një situatë të ndërmjetme mes vlerës së kundërveprimit fillestar dhe vlerës zero. Ky do të zvogëlohet gradualisht derisa të shuhet në përputhje me seksionin C. Distanca, për të cilën mund të konsiderohet i shuar pranohet përgjithësisht e barabartë me dy diametra. Kundërveprimi i brendshëm përkufizohet si fiktiv, meqënëse lejon të riprodhohet avancimi i gërmimit duke përdorur analiza të tipit plane (Panet dhe Guellec 1974). Edhe zhvendosja konturore e tunelit u_r , gjithashtu rritet. Përftohet ajo që quhet konvergjencë. Kurba që lidh p_i me u_r , karakterizon sjelljen e masivit. Kjo quhet grafiku i konvergjencës së masivit shkëmbor (**GRC**) (figura 4.19). Trajta e saj varet nga ligji i sjelljes së masivit shkëmbor, nga forma e seksionit dhe nga gjendja e sforcuar fillestare.

GRC lejon të paraqitet lidhja mes zhvendosjeve radiale të konturit dhe kundërveprimit të brëndshëm. GRC përfaqëson zhvillimin e konvergjencës gjatë avancimit të gërmimit, që simulohet duke reduktuar presionin e brendshëm (fiktiv) të aplikuar në faqet e tunelit. Sipas kësaj procedure problemi në afërsi të frontit konsiderohet njësoj me problemin e deformimeve plane, në të cilin avancimi paraqitet me një sekuencë situatash me presion fiktiv në zvogëlim, që mund të përcaktohet në bazë të parametrit λ , në funksion të presionit fillestar gjeostatik p_0 :

$$p_i = (1 - \lambda)p_0 \quad (4.62)$$

Mund të evidentohen fazat vijuese kryesore:

- Gjendja fillestare: $\lambda = 0$, për të cilën kemi $p_i = p_0$;
- në afërsi të frontit: $\lambda = \lambda(x)$, me vlera gjithsesi të përfshira midis 0 dhe 1;
- larg frontit: $\lambda = 1$, për të cilën $p_i = 0$;

Figura 4.19 paraqet grafikun e konvergjencës së masivit shkëmbor (GRC) i cili është ndërtuar duke përdorur metodën Carranza Torrez & Fairhurst (Fairhurst, Carranza-Torres 2002) bazuar në kriterin Hoek – Brown (Hoek, Carranza-Torres, Corkum 2002) për përcaktimin e sforcimeve dhe deformimeve rreth një tuneli.

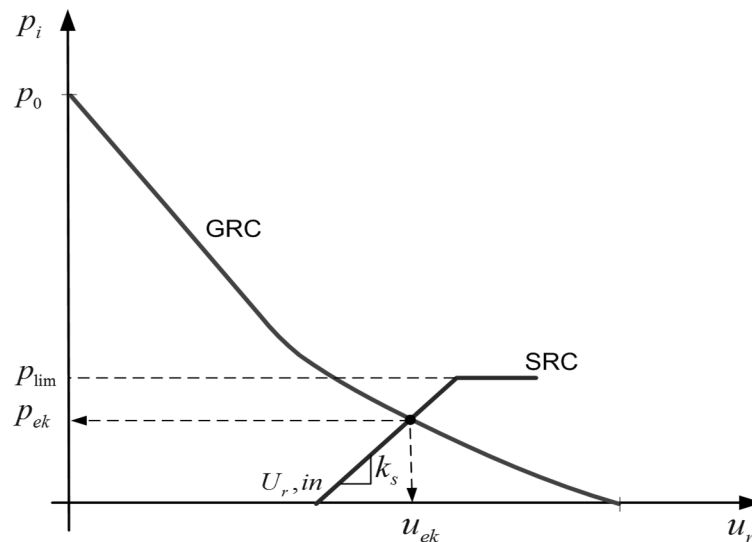


Figura 4.19. Grafiku i Konvergjencës së Masivit shkëmbor (GRC) dhe Grafiku i Kundërveprimit të Konstruksionit Mbajtës (SRC), (përshtatur nga Barla 2011)

Grafiku i kundërveprimit të konstruksionit mbajtës (SRC) shpreh lidhjen midis kundërveprimit të ushtruar nga konstruksioni mbajtës, me zhvendosjet radiale të këtij konstruksioni. Ky grafik përcaktohet nga ngurtësia e konstruksionit mbajtës (k_s) dhe nga ngarkesa maksimale (p_{lim}) që ai mund të mbajë.

Figura 4.19 paraqet një shembull të diagramës së bashkëveprimit mes GRC dhe SRC të karakterizuar nga ngurtësia k_s dhe kapaciteti mbajtës kufitar p_{lim} . Kushtet e ekuilibrit mes shkëmbit dhe konstruksionit mbajtës përcaktohen nga ndërprerja ndërmjet kurbës së konvergjencës së masivit shkëmbor dhe asaj të konstruksionit mbajtës.

ku:

p_{ek} = presioni i ekuilibrit

u_{ek} = zhvendosja e ekuilibrit

$u_{r,in}$ = zhvendosja radiale e konturit të tunelit në momentin e vendosjes së konstruksionit mbajtës.

Për të zgjedhur pozicionin e vendosjes së konstruksionit mbajtës të tunelit (në raport me frontin e avancimit), mund të përdoret një metodë e bazuar në një konvergjencë prej 1%, (Sakurai 1983). Duke përdorur metodën e Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009), gjejmë zhvendosjen radiale në një distancë x nga balli i tunelit.

4.6.1. Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti i avancimit.

Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti është dhënë nga Panet & Guenot (1982), në rastin e materialit ILE, me ekuacionet vijuese:

$$\begin{aligned} u_r &= \lambda(x) \square u_r(\infty) = \lambda(x) \left[\frac{p_0 a}{2G} \right] \\ \lambda(x) &= 0.28 + 0.72 \left[1 - \left(\frac{0.84a}{0.84a+x} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (4.63)$$

Panet (1995) për material ILE:

$$\lambda(x) = 0.25 + 0.75 \left[1 - \left(\frac{0.75a}{0.75a+x} \right)^2 \right] \quad (4.64)$$

ku “a” është rrezja e tunelit, $u_r(\infty)$ zhvendosja radiale në gërmim të përfunduar dhe distancë “x” nga fronti, duke supozuar marrëveshjen e shenjës së Figurës 4.18.

Për modelin ELPLA, mund të citohen dy formulime, përkatësisht të Panet & Guenot (1982) dhe Carranza-Torres & Fairhurst (2000):

$$u_r(x) = u_r(0) + \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{x}{0.84R_{pl}}} \right)^2 \right] [u_r(\infty) - u_r(0)] \quad (4.65)$$

$$u_r(x) = u_r(\infty) \left[1 + e^{\frac{-x/2a}{0.55}} \right]^{-1.7} \quad (4.66)$$

Një nga metodat më të reja është ajo e Vlachopoulos dhe Diederichs (2009):

Zhvendosja e konturit të tunelit në frontin e avancimit

$$u_r(0) = \left(\frac{u_r(\infty)}{3} \right) e^{-0.15 \left(\frac{R_{pl}}{a} \right)}$$

Zhvendosja para frontit të avancimit ($x < 0$):

$$u_r(i) = u_r(0) e^{\left(\frac{x}{a} \right)} \quad (4.67)$$

Zhvendosja pas frontit të avancimit ($x > 0$):

$$u_r(i) = u_r(\infty) \left[1 - \left(1 - \frac{u_r(0)}{u_r(\infty)} \right) e^{\left(\frac{-3x}{a} \right) \left(\frac{2R_{pl}}{a} \right)} \right]$$

Një profil zhvendosjeje për një tunel tipik tregohet në figurën 4.20.

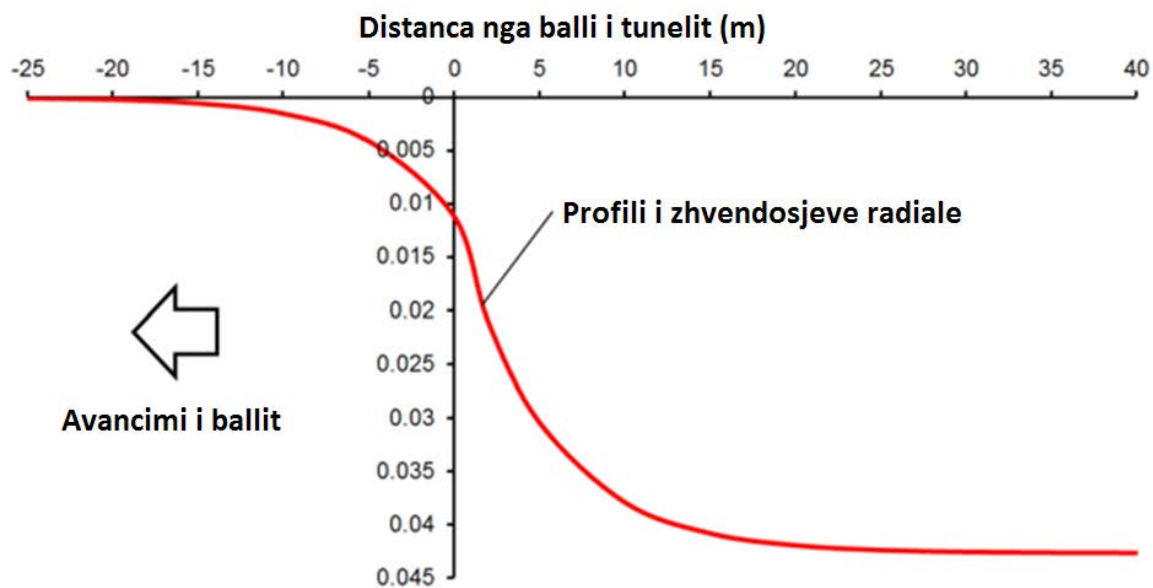


Figura 4.20. Profili i zhvendosjeve radiale sipas profilit gjatësor për një tunel tipik.

ku $u_r(0)$ është zhvendosja radiale në frontin e avancimit, $u_r(\infty)$ është ajo më larg frontit të avancimit (në pjesën e sipërme), x distanca nga fronti, a rrezja e tunelit dhe R_{pl} vlera e rrezes plastike.

4.7. Metodatat numerike

Deri në dhjetëvjeçarët e parë të shekullit të njëzetë, mekanika e dherave dhe e shkëmbit konsideroheshin kryesisht si disiplina empirike. Kompleksiteti i madh i problemeve me të cilat kishte të bënte inxhinieri gjeoteknik, e bënte të vështirë trajtimin analitik të tyre. Terzaghi (Terzaghi, 1943) ishte një nga nismëtarët e trajtimit të këtyre problemeve komplekse me metoda matematikore. Në këto zgjidhje të para numerike, kryesisht përdorshin ekuacionet diferenciale për të karakterizuar sistemet e ndryshme fizike. Problemi i metodave të para numerike kishte të bënte me faktin se ishte e domosdoshme të bëheshin thjeshtime të shumta për të arritur në zgjidhjet e problemeve të ndryshme në fushën e gjeoteknikës. Në pjesën e dytë të shekullit të njëzetë, me evolucionin e kompjuterave, aplikimet numerike në fushën e mekanikës së dherave dhe të shkëmbit u zhvilluan me shpejtësi të madhe. Kjo bëri të mundur të trajtoheshin probleme më komplekse, si jolineariteti i materialeve, gjeometritë komplekse, prania e çarjeve në shkëmbinjtë dhe shumë faktorë të tjerë të cilët ishin pamundur të merreshin parasysh më parë.

Pjesa më e madhe e metodave numerike bazohet në parimin e diskretizimit, e thënë më thjeshtë, një problem sado kompleks të jetë, mund të ndahet (diskretizohet) në njësi më të vogla.

Disa metoda numerike që përdoren në fushën e mekanikës së shkëmbit janë:

- Metoda e elementëve kufitarë (Boundary Element Method - BEM)
- Metoda e elementëve të fundëm (Finite Element Method - FEM)
- Metoda e diferencave të fundme (Finite Difference Method - FDM)
- Metoda e elementëve diskretë (Discrete Element Method - DEM)

Në këtë studim, është përdorur metoda e elementëve të fundëm, prandaj në vazhdim, do i referohemi asaj kur flasim për metodat numerike.

Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm në modelimin e tuneleve paraqet një numër veçorish që kanë të bëjnë si me kushtet fillestare ashtu edhe me simulimin e fazave të gjurmimit.

Në përcaktimin e kushteve kufitare dhe të gjëndjes së sforcuar fillestare, do të duhet të vlerësohet nëse bëhet fjalë për një tunel pranë sipërfaqes apo të thellë. Në rastin e parë do të duhet të mbahet parasysh një sipërfaqe e lirë dhe të vendoset gjendja e sforcuar gravitacionale. Në rastin e dytë modeli mund të thjeshtohet, qoftë nga këndvështrimi i kushteve kufitare qoftë nga ai gjëndjes së sforcuar fillestare.

Simulimi i fazave të gjurmimit mund të aplikohet sipas procedurës në vijim:

- llogaritjen e forcave nyjore të transmetuara fillimisht në zonën që duhet gërmuar nga ana e elementëve fqinjë: Bashkësia e forcave nyjore mund të përkufizohet edhe si “sistem i forcave nyjore ekuivalente”, ose “sistem i forcave të gërmimit”;
- aplikimin e forcave nyjore , me shenja të kundërta, në nyjet e sipërfaqes së gërmimit;
- çaktivizimi i elementëve që përfaqësojnë sipërfaqen e gërmuar, e marrë duke supozuar karakteristika rigjediteti zero për elementet e konsideruar;

Simulimi i ndërtimit, duhet të marrë parasysh, përveç disa fazash gërmimi, edhe disa ndërhyrje përmirësimi, përforcimi dhe stabilizimi, gjithashtu dhe vendosjes në vepër të konstruksionit mbajtës, e cila kryhet, gjatë fazave të analizës, duke aktivizuar rigjeditetin e elementëve të ndryshëm strukturorë. Prandaj është e domosdoshme të përcaktohet, në shërbim të projektimit, roli që duhet t’u jepet ndërhyrjeve të ndryshme, në mënyre që të mund të zhvillohen analiza që simulojnë sjelljen reale.

Vështirësi përbën dhe modelimi i gërmimit të tunelit, sidomos nëse përdorim modele dy përmasore. Në këto raste mund të përdoret metoda e “Zbutjes së materialit” (RS2 tutorial, 2016) për të marrë parasysh efektin tre përmasor të gërmimit të tunelit. Për metodën e “Zbutjes së materialit” flitet më gjatë në kapitullin 8.

Në këtë studim janë bërë disa modelime me metodën e elementëve të fundëm. Ato janë modelime dypërmasore të tuneleve, për të cilat është përdorur metoda e “Zbutjes së materialit” për të marrë parasysh efektin tre përmasor të gërmimit të tunelit. Si alternativë e metodës së “Zbutjes së materialit”, në këtë disertacion janë kryer dhe llogaritje me modelime tre përmasore, ku është përdorur projektimi sekuencial për të realizuar modelimin tre përmasor të tuneleve të marrë në studim.

Programet me anë të të cilëve aplikohet Metoda e Elementëve të Fundëm, të përdorur në këtë disertacion, janë RS2 dhe RS3 (RS2, Rocscience, 2016 dhe RS3, Rocscience, 2016), përkatësisht për modelime dy dhe tre përmasore. Elementët që janë përdorur në modelimet dypërmasore janë elementë trekëndorë me gjashtë nyje dhe në modelimet trepërmasore, elementë tetrahedrikë me dhjetë nyje.

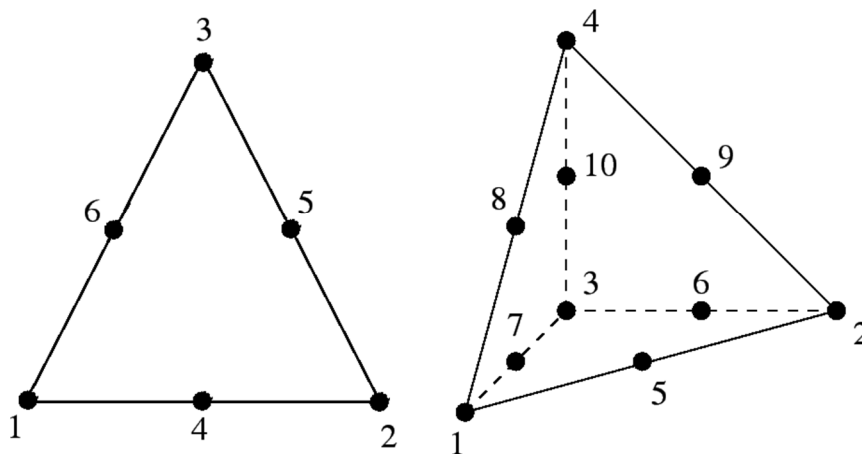


Figura 4.21. Elementi trekëndor me 6 nyje dhe tetrahedrik me 10 nyje.

4.8. Përmbledhje dhe përfundime.

Nga 16 kritere rezistence të marrë në konsideratë, vetëm tre prej tyre përdorin të dhënat e klasifikimeve të masivit shkëmbor, Kriteri i Barton, kriteri i Hoek Brown dhe kriteri i Mohr – Coulomb.

Për masivin shkëmbor, kriteret e shkatërrimit që përdoren më tepër janë kriteri i Mohr – Coulomb dhe kriteri i Hoek – Brown, ndërsa për çarjet përdoren kriteri i Mohr – Coulomb dhe kriteri i Barton.

Në këtë disertacion, janë përdorur kriteret e Mohr – Coulomb dhe Hoek – Brown, por preferohet të përdoret kriteri i Hoek – Brown, pasi dhe të dhënat që kanë qenë në dispozicion kanë favorizuar atë kriter.

Në këtë disetacion, do përdoren dy qasje analitike, qasja e Carranza – Torrez dhe Fairhurst si dhe qasja Sauku për llogaritjen e zhvendosjeve të masivit shkëmbor. Aplikimi i këtyre qasjeve do përdoret në kombinim me metodën konvergencë – kundërveprim.

Përveç metodave analitike, në këtë disertacion do përdoren dhe analiza numerike, duke përdorur metodën e elementëve të fundëm, për modelime dy dhe tre përmasore.

Kapitulli 5

Tunelet e marrë në studim

Hyrje

Për të ilustruar përdorimin e metodave të ndryshme të analizës së besueshmërisë për të cilat kemi folur në kapitujt e mëparshëm, kjo analizë është kryer në katër tunele, me diametra të cilët variojnë nga 4.5m në 9.1m dhe shkëmbinj diabaze, klorite dhe gatro, me GSI që variojnë nga 20 deri në 75. Në total janë marrë në studim 11800 m tunele, nga projekti i HEC-eve të Rrëshenit, të cilët janë akoma në ndërtim e sipër. Projekti i HEC-eve të Rrëshenit ka rreth 30 km tunele të cilat po ndërtohen në luginën e lumenjve Fan.

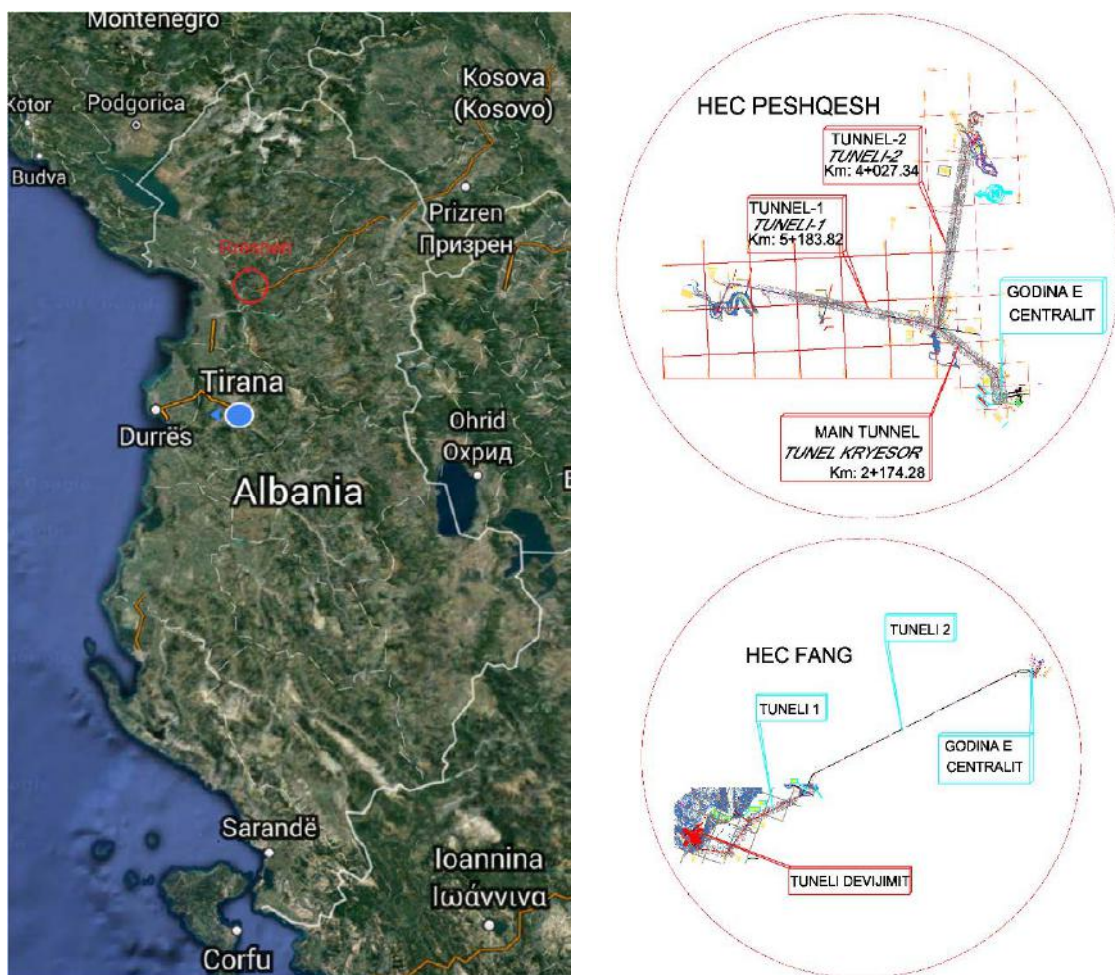


Figura 5.1. Vendndodhja dhe harta e hidrocentraleve të Peshqeshit dhe Fangut.

Në këtë luginë po ndërtohen dy hidrocentrale, Peshqeshi dhe Fangu (Figura 5.1). Tunelet e marrë në studim në këtë disertacion janë tre prej tuneleve të energjisë të HEC-it të Peshqeshit, tuneli i energjisë 1, tuneli i energjisë 2 dhe tuneli kryesor i energjisë, dhe

tuneli i devijimit të HEC-it të Fang-ut. Figura 5.1 jep hartën e Shqipërisë me pozicionin e Rrëshenit dhe hartën e dy hidrocentraleve që do ndërtohen në këtë zonë.

5.1. Tuneli i devijimit, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.

Ky tunel ka një gjatësi prej 416 m dhe thellësi maksimale nga sipërfaqja e terrenit rreth 100 m. Prerja gjatësore dhe planimetria e tunelit të devijimit tregohen në figurat 5.2 dhe 5.3.

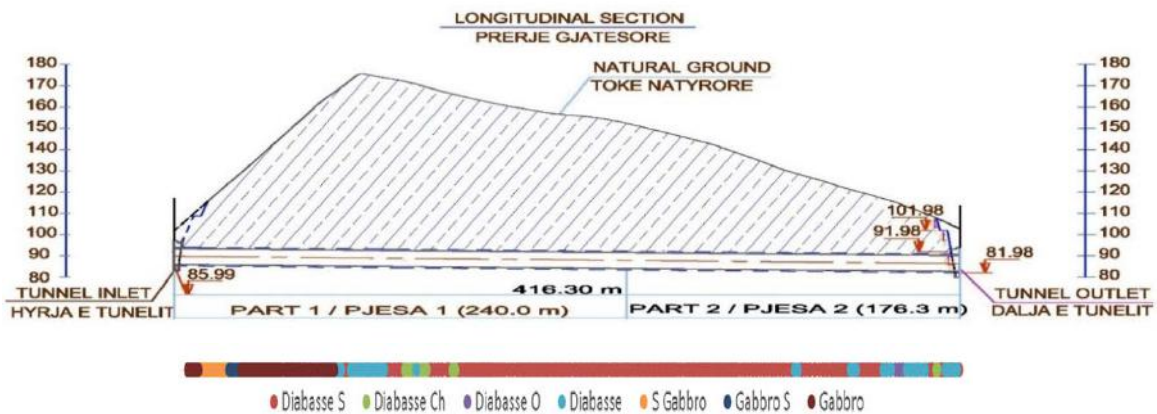


Figura 5.2. Prerja gjatësore e tunelit të devijimit (marrë nga Bukaci et al. 2016a)

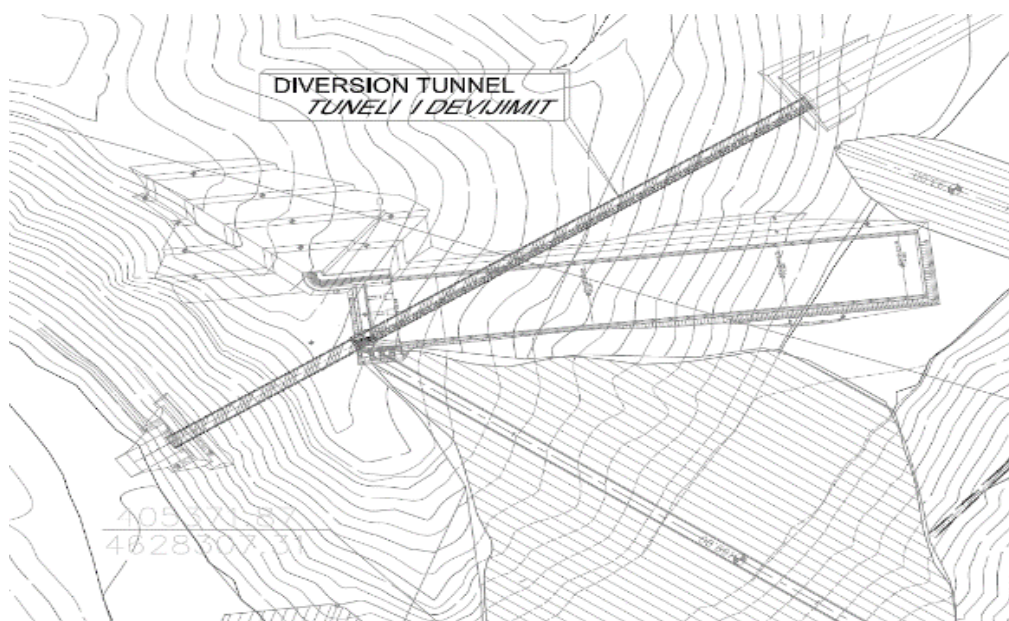


Figura 5.3. Planimetria e tunelit të devijimit (marrë nga Bukaci et al. 2016a)

Ky tunel ka një formë të tavanit qemerore, gjerësia e tij është 9.1 m dhe lartësia 7.4 m.

Në zonën në afërsi të tunelit, janë bërë shpime të cilat kanë shkuar deri në thellësi 100 m. Nga kampionët e nxjerrë nga shpimet, është përcaktuar rezistenca në shtypje një aksiale e shkëmbit të paprekur.

Tabela 5.1 jep të dhënat mbi vlerat e përfuara të rezistencës në shtypje njëaksiale të shkëmbit të paprekur për tunelin e devijimit dhe përpunimin statistikor të vlerave:

Tabela 5.1. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor

	Mesatarja (MPa)	Devijimi Mes. Kuadr.	Varianca
UCS*	46.62	10.59	112.15

UCS* - Rezistenca në shtypje një aksiale për shkëmbin të paprekur

Gërmimi i tunelit është realizuar me lëndë plasëse, dhe avancimet e ballit të tunelit kanë qenë nga 0.5 m, deri në 2.5 m për cikël. Gjatë avancimit të tunelit, janë bërë vërtetimet nga inxhinierët gjeologë, të cilët kanë bërë përshkrimin sasior dhe cilësor të masivit shkëmbor. Për tunelin e devijimit, ka pasur 282 avancime të ballit të tij. Një shembull i raportit për secilin cikël avancimi jepet në figurën 5.4.

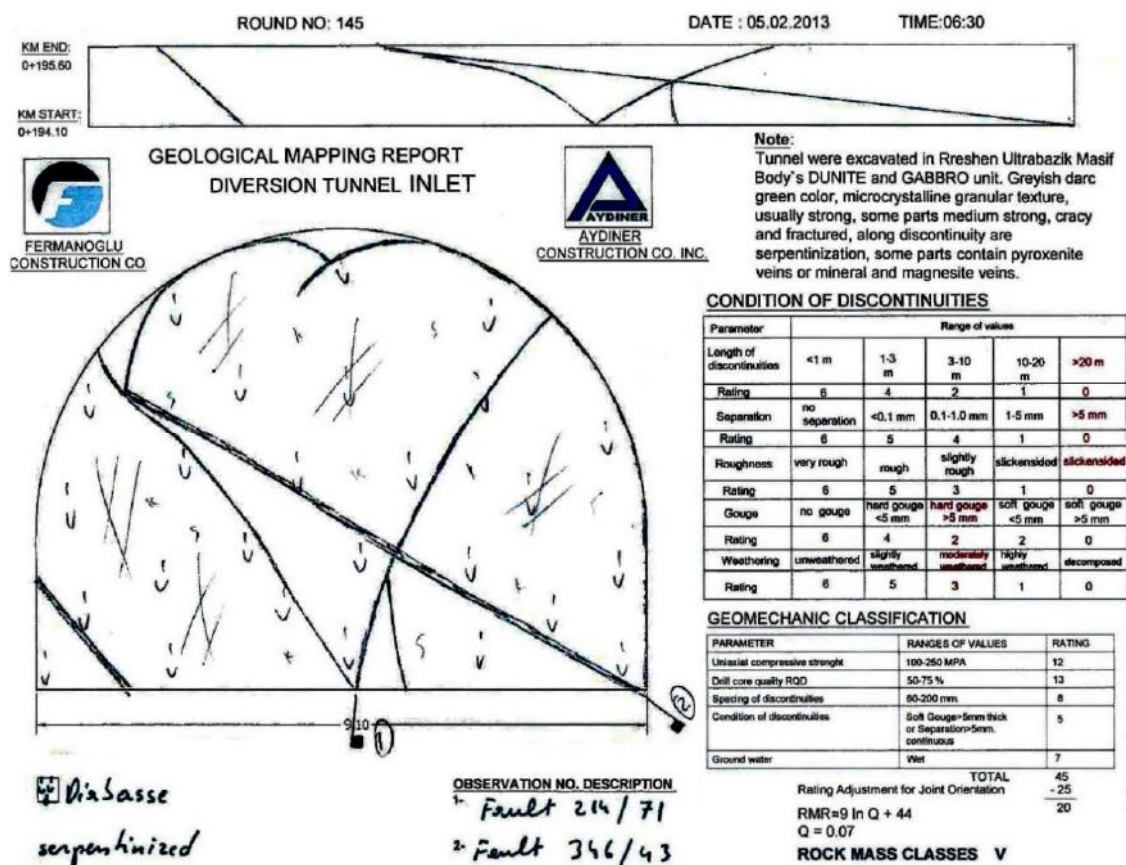


Figura 5.4. Raporti gjeologut në 195.6 m, tuneli i devijimit. (marrë nga Bukaci et al. 2016a)

Në kapitujt në vazhdim, do të jepen detaje në lidhje me përpunimin e të dhënave të marra nga vërtetimet në tunel.

5.2. Tuneli i energjisë 1, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.

Ky tunel ka një gjatësi prej 5184 m dhe thellësi maksimale nga sipërfaqja e terrenit rreth 200 m. Prerja gjatësore dhe planimetria e tunelit të energjisë 1 tregohen në figurat 5.5 dhe 5.6.

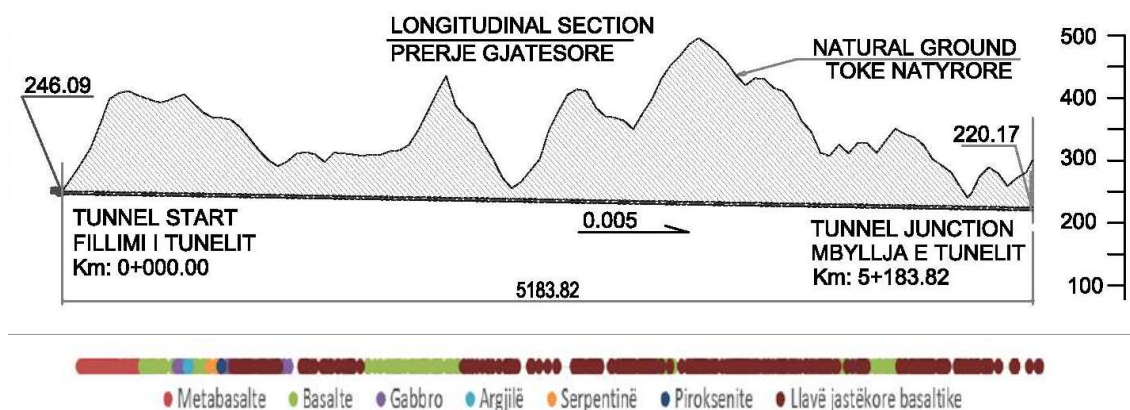


Figura 5.5. Prerja gjatësore e tunelit të energjisë 1 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

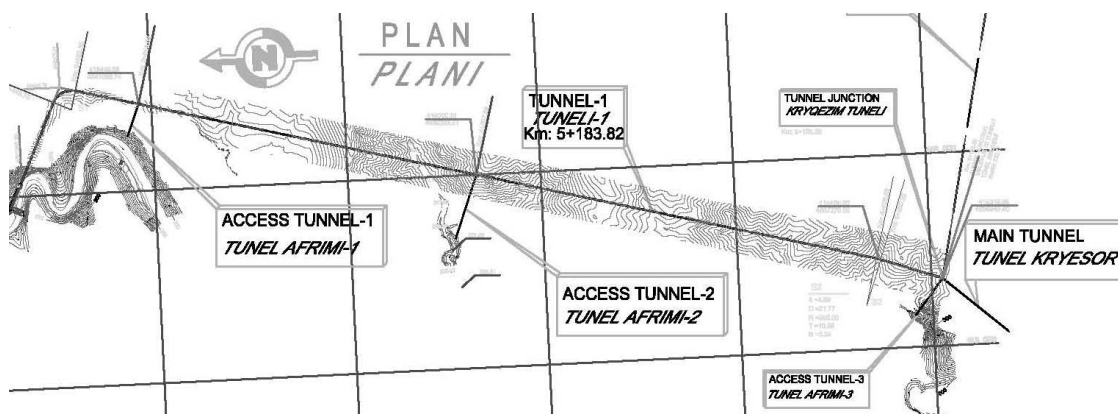


Figura 5.6. Planimetria e tunelit të energjisë 1 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

Ky tunel ka një formë të tavanit qemerore, gjerësia e tij është 5.5 m dhe lartësia 5.5 m.

Në zonën në afërsi të tunelit, janë bërë shpime të cilat kanë shkuar deri në thellësi 150 m. Nga kampionët e nxjerrë nga shpimet, është përcaktuar rezistenca në shtypje një aksiale e shkëmbit të paprekur.

Tabela 5.2 jep të dhënat mbi vlerat e përfuara të rezistencës në shtypje njëaksiale të shkëmbit të paprekur për tunelin e energjisë 1 dhe përpunimin statistikor të vlerave:

Tabela 5.2. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor

	Mesatarja (MPa)	Devijimi Mes. Kuadr.	Varianca
UCS*	64.87	11.03	121.66

UCS* - Rezistenca në shtypje një aksiale për shkëmbin të paprekur

Gërmimi i tunelit është realizuar me lëndë plasëse, dhe avancimet e ballit të tunelit kanë qenë nga 1.5 m, deri në 5 m për cikël. Gjatë avancimit të tunelit, janë bërë vrojtime nga inxhinierët gjeologë, të cilët kanë bërë përshkrimin sasior dhe cilësor të masivit shkëmbor.

Për tunelin e energjisë 1, kemi në dispozicion 548 raporte të gjeologëve për faqet dhe ballin e tunelit gjatë avancimit të tij. Një shembull i raportit për secilin cikël avancimi jepet në figurën 5.7.

HEPP 3 - T1 ENERGY TUNNEL OUTLET PORTAL
GEOLOGICAL MAP

Determination of the Q-value (according to Barton):

Joint Volume: 14 [pairs / m²]
Rock Quality: 6000
Joint Sets: 3+ (see sketch)
Joint Roughness: unloading, smooth, slickensided
Joint Alteration: clay, contact (shear)
Water inflow: Wet
volume / time: 2.1 [l / min]
Stress: single, weakness zone, overburden: No [m] overburden

Q = $\frac{RQD \cdot J_r \cdot J_w}{J_n \cdot J_a \cdot SRF}$

SRF = 5.2
Q = 0.32
ST (Class) = III

Geological Sketch (radiating technology, rock mass discontinuities, rock mass strength m)

Legend:
U: Uniaxial
S: Spherulitic
K: Koolin

CLASS I 4 < Q
CLASS II 4 > Q > 2
CLASS III 2 > Q > 0.6
CLASS IV 0.6 > Q > 0.15
CLASS V 0.15 > Q > 0.01

Scale: 1/50

Notes:
Koolin e shkëmbit është i njëllosh

Figura 5.7. Raporti gjeologut në 5052 m, tuneli i energjisë 1. (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

5.3. Tuneli i energjisë 2, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.

Ky tunel ka një gjatësi prej 4027 m dhe thellësi maksimale nga sipërfaqja e terrenit rreth 400 m. Prerja gjatësore dhe planimetria e tunelit të energjisë 2 tregohen në figurat 5.8 dhe 5.9.

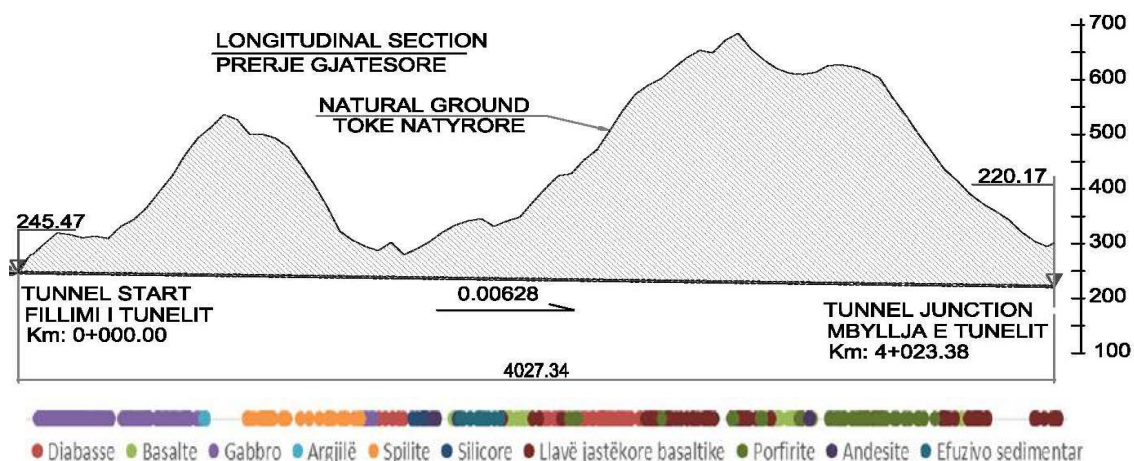


Figura 5.8. Prerja gjatësore e tunelit të energjisë 2 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

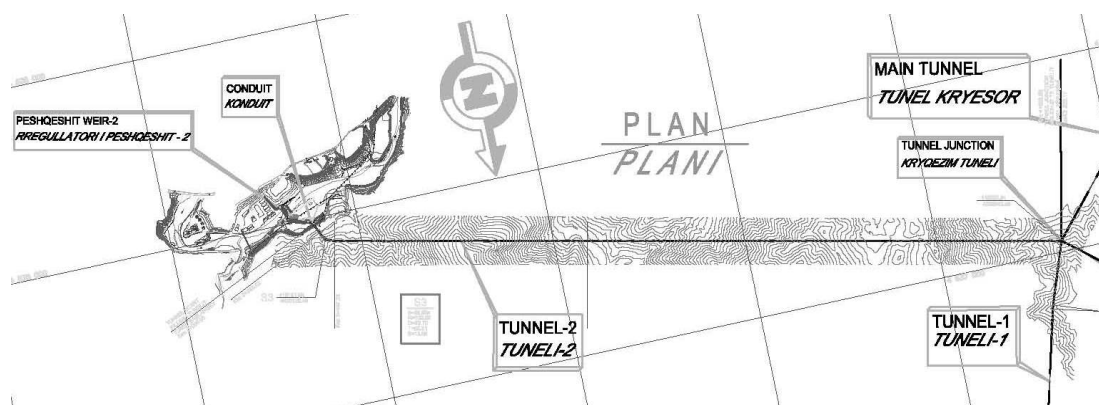


Figura 5.9. Planimetria e tunelit të energjisë 2 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

Ky tunel ka një formë të tavanit qemerore, gjerësia e tij është 4.5 m dhe lartësia 4.5 m.

Tabela 5.3 jep të dhënat mbi vlerat e llogaritura të rezistencës në shtypje njëaksiale të shkëmbit të paprekur për tunelin e energjisë 2 dhe përpunimin statistikor të vlerave:

Tabela 5.3. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor

	Mesatarja (MPa)	Devijimi Mes. Kuadr.	Varianca
UCS*	64.87	11.03	121.66

UCS* - Rezistenca në shtypje një aksiale për shkëmbin të paprekur

Gërmimi i tunelit është realizuar me lëndë plasëse, dhe avancimet e ballit të tunelit kanë qenë nga 1.5 m, deri në 5 m për cikël. Gjatë avancimit të tunelit, janë bërë vërtetimet nga inxhinierët gjeologë, të cilët kanë bërë përshkrimin sasior dhe cilësor të masivit shkëmbor. Për tunelin e energjisë 2, kemi në dispozicion 429 raporte të gjeologëve për faqet dhe ballin e tunelit gjatë avancimit të tij. Një shembull i raportit për secilin cikël avancimi jepet në figurën 5.10.

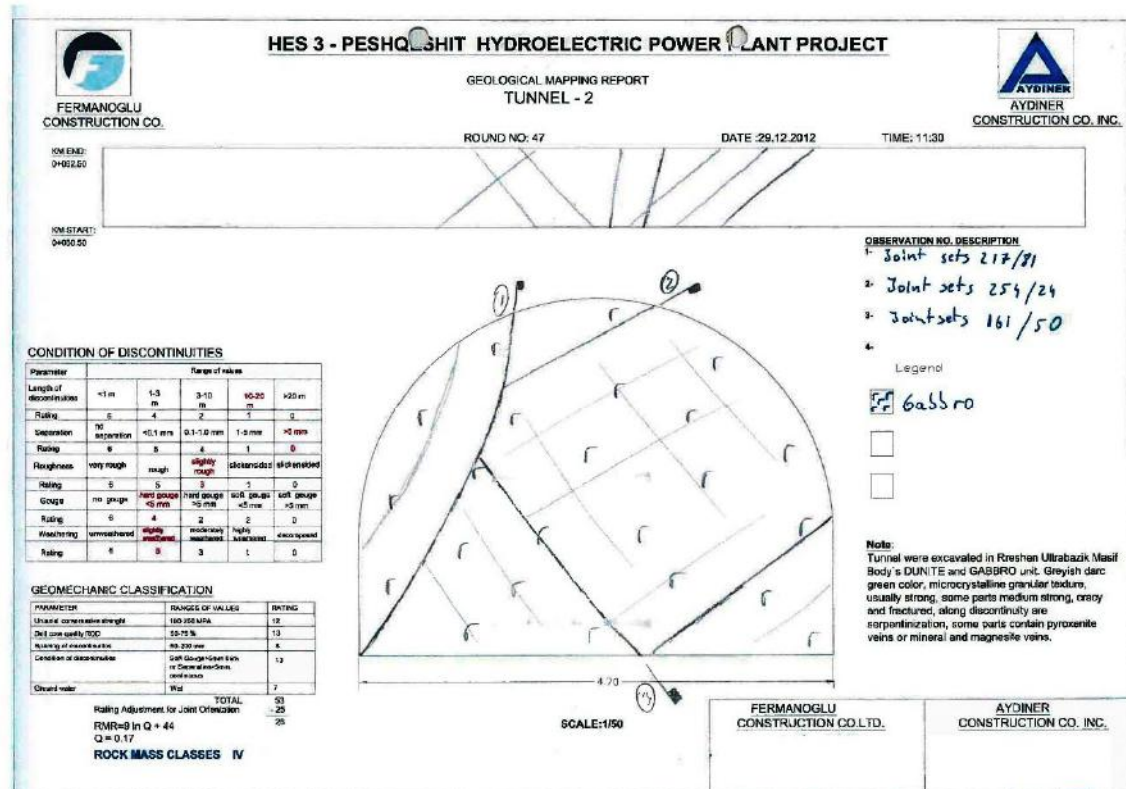


Figura 5.10. Raporti gjeologut në 62.5 m, tuneli i energjisë 2. (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

5.4. Tuneli kryesor i energjisë, të HEC-it në lumin Fan, Rrëshen.

Ky tunel ka një gjatësi prej 2174 m dhe thellësi maksimale nga sipërfaqja e terrenit rreth 200 m. Prerja gjatësore dhe planimetria e tunelit kryesor të energjisë tregohen në figurat 5.11 dhe 5.12.

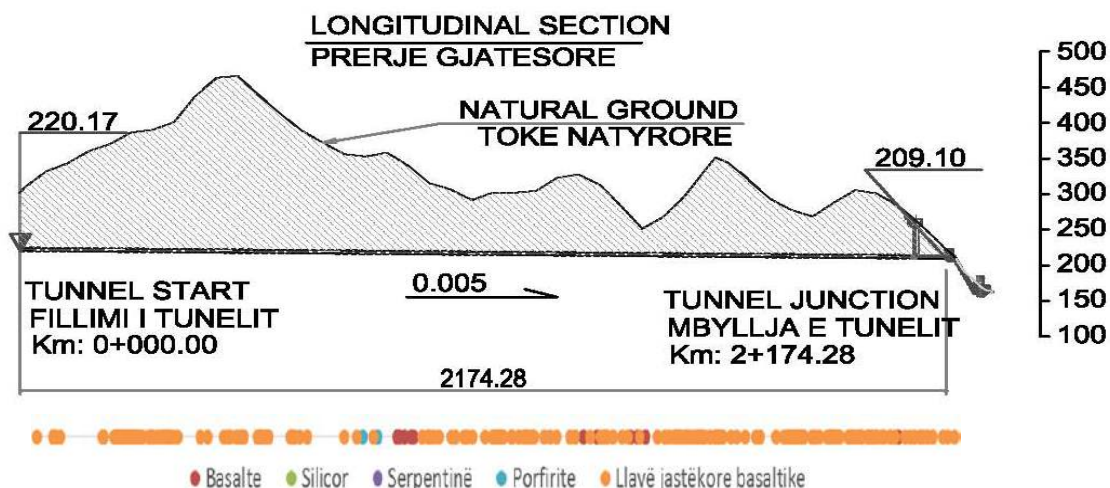


Figura 5.11. Prerja gjatësore e tunelit kryesor të energjisë (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

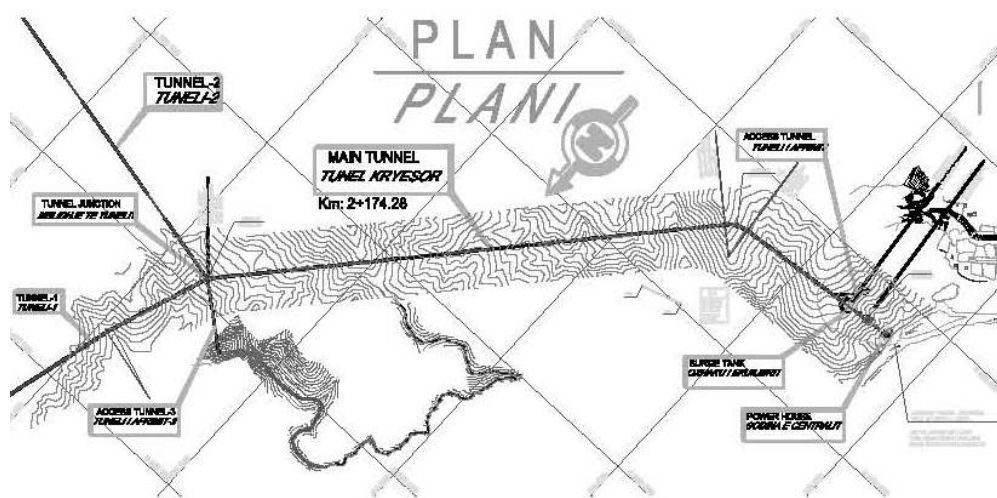


Figura 5.12 Planimetria e tunelit kryesor të energjisë (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

Ky tunel ka një formë të tavanit qemerore, gjerësia e tij është 5.5 m dhe lartësia 5.5 m.

Tabela 5.4 jep të dhënat mbi vlerat e llogaritura të rezistencës në shtypje njëaksiale të shkëmbit të paprekur për tunelin kryesor të energjisë dhe përpunimin statistikor të vlerave:

Tabela 5.4. Vlera e UCS-së nga përpunimi statistikor

	Mesatarja (MPa)	Devijimi Mes. Kuadr.	Varianca
UCS*	64.87	11.03	121.66

UCS* - Rezistenca në shtypje një aksiale për shkëmbin të paprekur

Gërmimi i tunelit është realizuar me lëndë plasëse, dhe avancimet e ballit të tunelit kanë qenë nga 1.5 m, deri në 5 m për cikël. Gjatë avancimit të tunelit, janë bërë vërtetime nga inxhinierët gjeologë, të cilët kanë bërë përshkrimin sasior dhe cilësor të masivit shkëmbor. Për tunelin kryesor të energjisë, kemi në dispozicion 220 raporte të gjeologëve për faqet dhe ballin e tunelit gjatë avancimit të tij. Një shembull i raportit për secilin cikël avancimi jepet në figurën 5.13.

Mas. Shargave

**MAIN TUNNEL INLET PORTAL
GEOLOGICAL MAP**

Determination of the Q-value (according to Barton):

Joint Volume: 23 [joints / m³]
 Rock Quality: POOR
 Joint Set: 3+ (see sketch)

Joint Roughness:
 undulating: ☐
 rough: ☐
 smooth: ☒
 slickensided: ☐

Joint Alteration:
 yes: ☐
 no: ☒
 clay: ☐
 contact (shot): ☐

Water inflow:
 volume / time: Wet
2.2 [l / min]

Stress:
 single: ☒
 multiple: ☐
 weakness zone: ☐
 overburden: 10 [m]

$Q = \frac{RQD \cdot J_r \cdot J_w}{J_n \cdot J_a \cdot SRF}$

Support Type: 10

Tunnel: PSHQESH Date & Time: 22.10.13 12:30
 Face at chainage: 0+542.10
 Geological Sketch (indicating lithology, rock mass discontinuities, rock mass strength etc.)

RQD = 39.1
 Joint Set Number: 12
 Joint Roughness Number: 1.5
 Joint Alteration Number: 3.0
 Joint Water Production Factor: 1.0
 Stress Reduction Factor: 0.5
 Rock Turning Quality Index: 0.65
 ST (Class): IV

CLASS I 4 < Q
 CLASS II 4 > Q > 2
 CLASS III 2 > Q > 0.6
 CLASS IV 0.6 > Q > 0.15
 CLASS V 0.15 > Q > 0.0

Scale: 1/50
 Azimuth at Tunnel Axis: 213 SW

Drawn by: _____

NOTES:
 - Pasqja e shkëmbit në ballin e tunelit është e shkëlqyeshme.
 - shprehja është e klasës IV

Figura 5.13. Raporti gjeologut në 542 m, tuneli kryesor i energjisë. (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

5.5. Përmbledhje dhe përfundime.

Në këtë disertacion, janë marrë në studim katër tunele të cilat janë pjesë e hidrocentraleve që janë duke u ndërtuar në Rrëshen, në luginën e Lumit Fan.

Tunelet e marrë në studim kanë diametra të cilët variojnë nga 4.5m në 9.1m dhe kalojnë në formacione të ndryshme shkëmbore si diabase, klorite dhe gabro, të cilët karakterizohen nga një variacion i konsiderueshëm i karakteristikave fiziko – mekanike. Në total janë marrë në studim 11800 m tunele. Thellësia e këtyre tuneleve varion nga 100 m, deri në 400 m nga sipërfaqja e terrenit. Vlerat e GSI-së në këta tunele variojnë nga 20, në 75.

Tuneli i devijimit të HEC-it të Fangut ka thellësi më të vogël nga sipërfaqja nga të tjerët (100m) dhe përmasa më të mëdha (gjerësi 9.1m).

Tuneli i energjisë 2 të HEC-it të Peshqeshit ka thellësi më të madhe (400m) dhe përmasa më të vogla (gjerësi 4.5 m).

Kapitulli 6

Përdorimi i klasifikimeve gjeomekanike në tunelet e marrë në studim dhe rezultatet për këto tunele, duke përfshirë edhe elementët e nevojshëm për analizën e besueshmërisë.

Hyrje

Në kapitujt e mëparshëm, u fol për klasifikimet e ndryshme gjeomekanike të cilat përdoren në mekanikën e shkëmbit. Në këtë kapitull, do përdorim klasifikimet RMR, Q dhe GSI, për të vlerësuar masivin shkëmbor përgjatë profilin të tuneleve të marrë në studim dhe si përfundim do përcaktohen karakteristikat statistikore (mesataret dhe devijimet mesatare kuadratike përkatëse) të vlerësimit të klasifikimeve të përmendura më lart.

Në vazhdim të këtij studimi do bëhen llogaritjet sipas metodës konvergjencë – kundërveprim. Për këtë, një nga qasjet në përcaktimin e konvergjencës (zhvendosjet radiale) të tuneli është dhe metoda e Sauku-t. Në këtë kapitull do jepet dhe vlerësimi i parametrave të Sauku-t, të nevojshëm për përcaktimin e zhvendosjeve radiale të tunelit.

Figurat 6.1, 6.2, 6.3, japin bllokskemat e përcaktimit të RMR, Q-së së Barton dhe GSI-së.

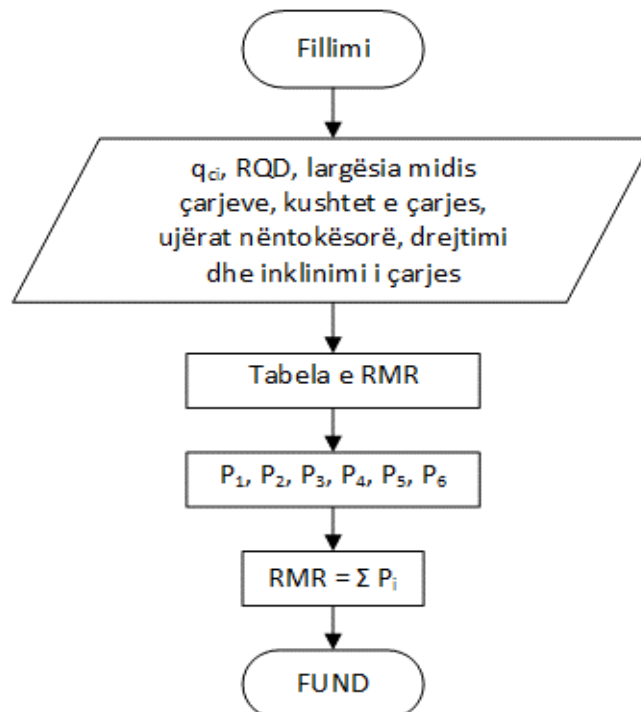


Figura 6.1. Bllokskema e përcaktimit të RMR-së.

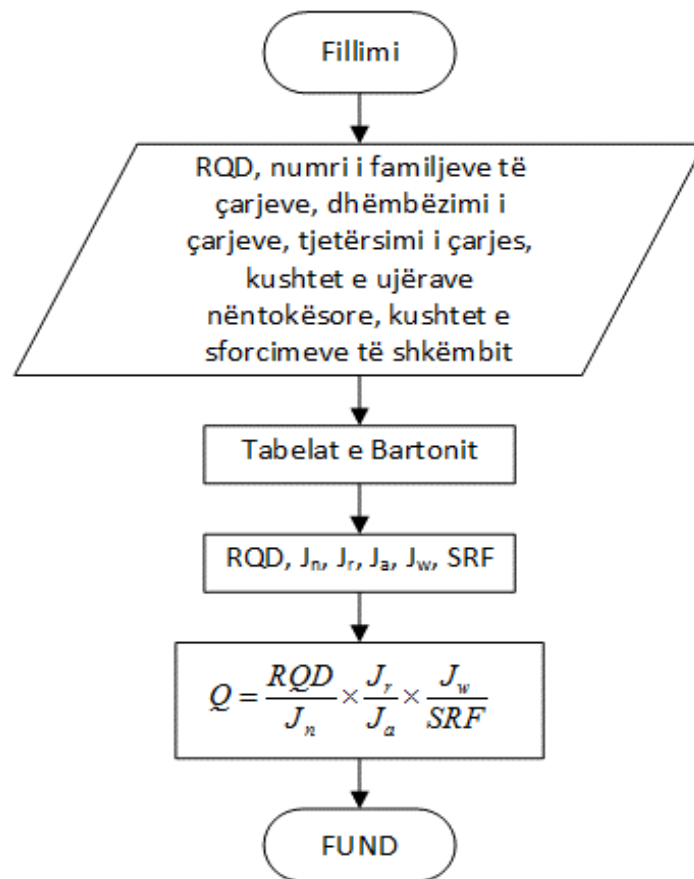


Figura 6.2. Bllokskema e përcaktimit të Q-së.

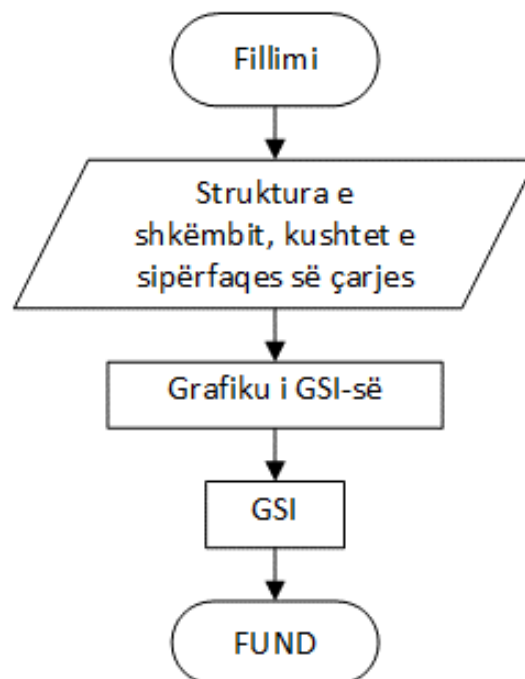


Figura 6.3. Bllokskema e përcaktimit të GSI-së

6.1. Tuneli i devijimit.

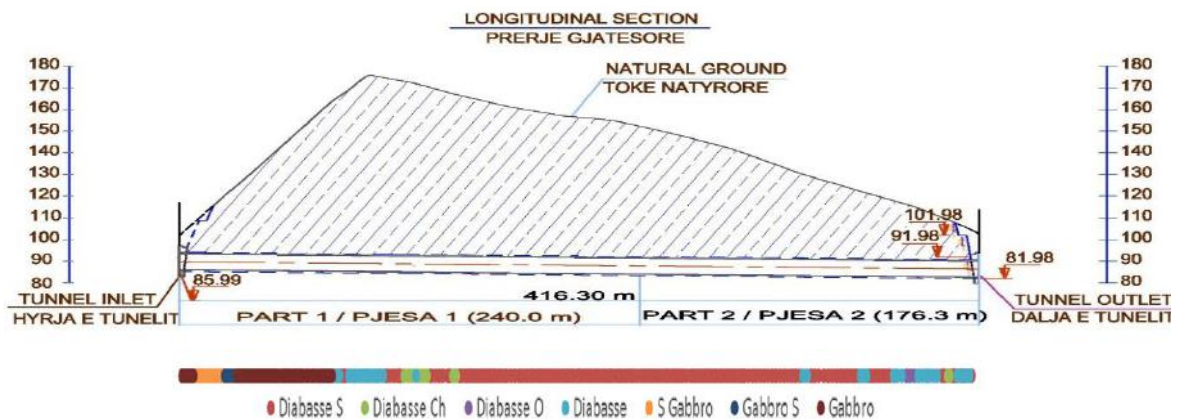


Figura 6.4. Prerje gjatësore e tunelit të devijimit (marrë nga Bukaci et al. 2016a)

Nga 282 raportet e marra për faqet dhe ballin e avancimit të tunelit, u përcaktuan vlerat e RMR, Q dhe GSI, për secilin raport. Rezultatet jepen në grafikët e mëposhtëm (figurat 6.5, 6.6, 6.7) dhe në tabelën 6.1.

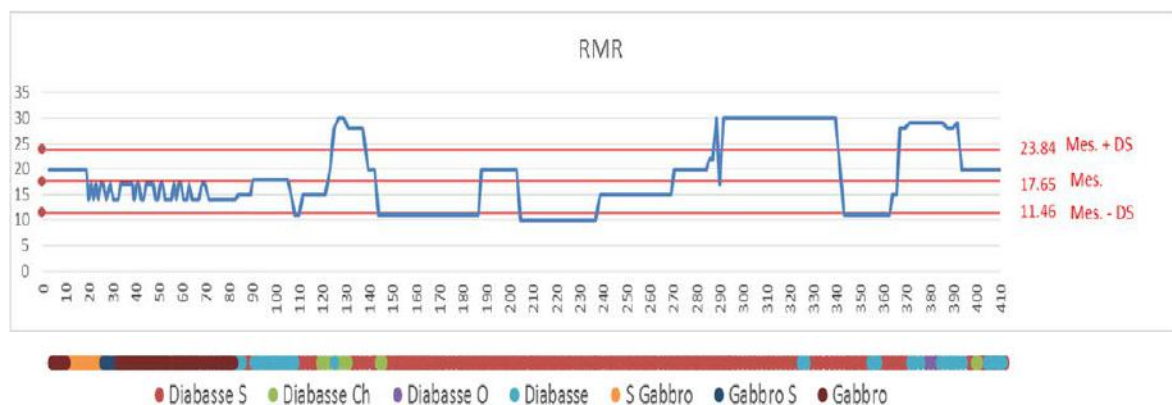


Figura 6.5. Vlerat e RMR për tunelin e devijimit.

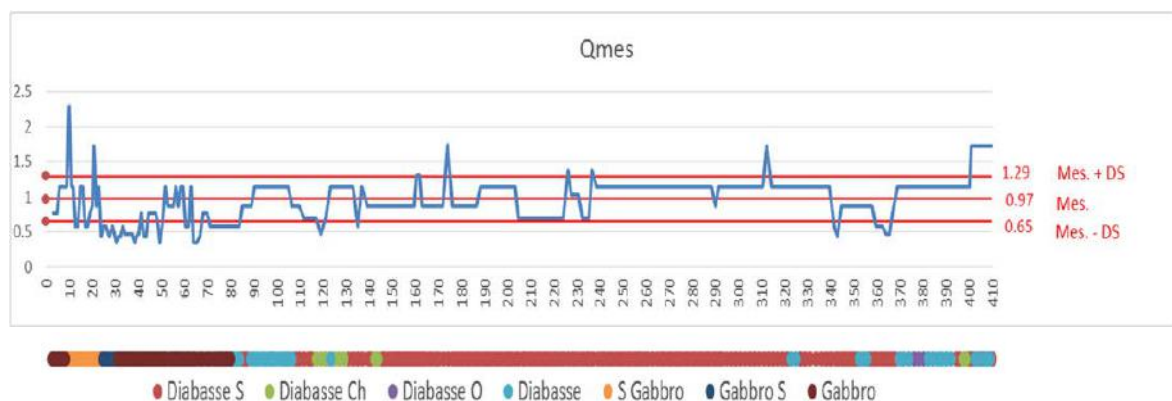


Figura 6.6. Vlerat e Q (Barton) për tunelin e devijimit.

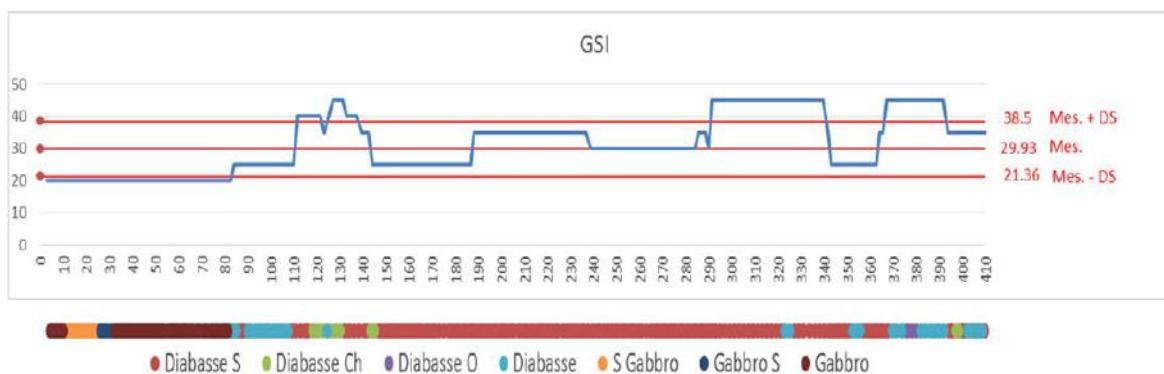


Figura 6.7. Vlerat e GSI për tunelin e devijimit.

Tabela 6.1 Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI në tunelin e devijimit.

	Vlera mesatare	Devijimi Mes. Kuadr.
RMR	17.65	6.19
Q (Barton)	0.97	0.32
GSI	29.93	8.57

6.2. Tuneli i energjisë 1.

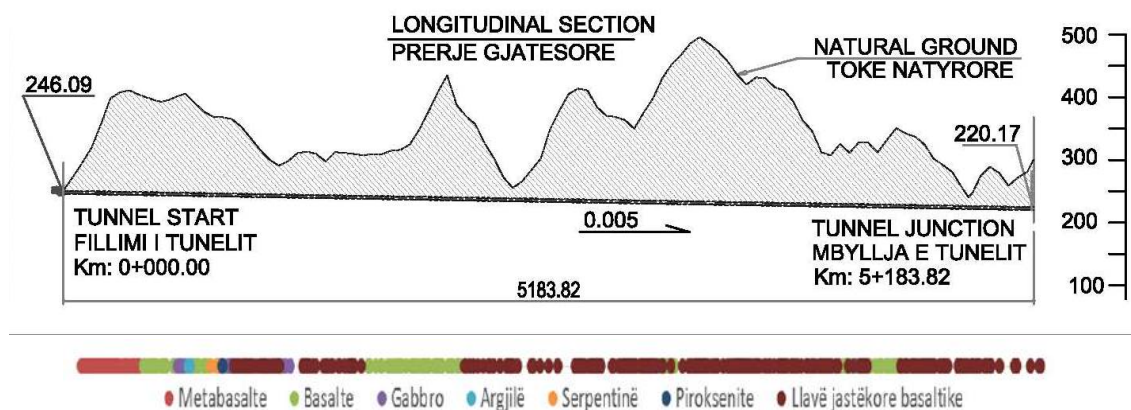


Figura 6.8. Prerje gjatësore e tunelit të energjisë 1 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

Nga 548 raportet e marra për faqet dhe ballin e avancimit të tunelit, u përcaktuan vlerat e RMR, Q dhe GSI, për secilin raport. Rezultatet jepen në grafikët e mëposhtëm (figurat 6.9, 6.10, 6.11) dhe në tabelën 6.2.

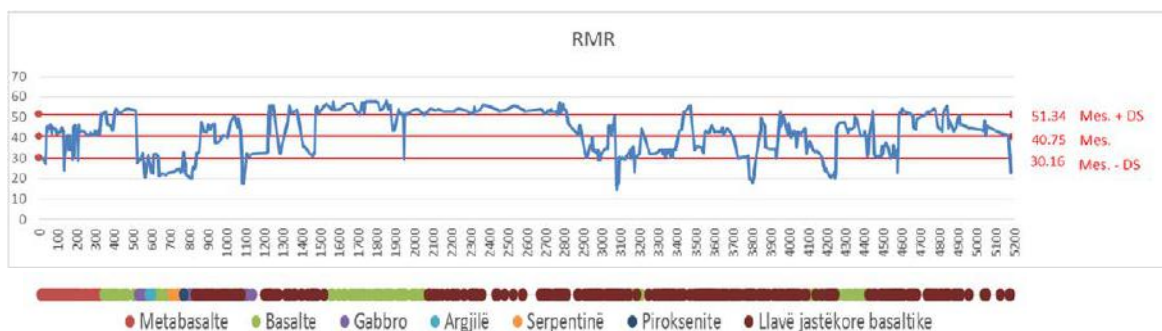


Figura 6.9. Vlerat e RMR për tunelin e energjisë 1.

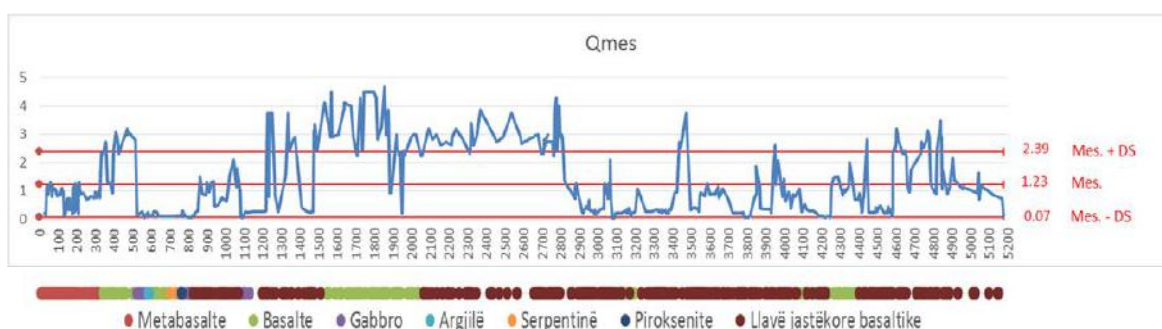


Figura 6.10. Vlerat e Q (Barton) për tunelin e energjisë 1.

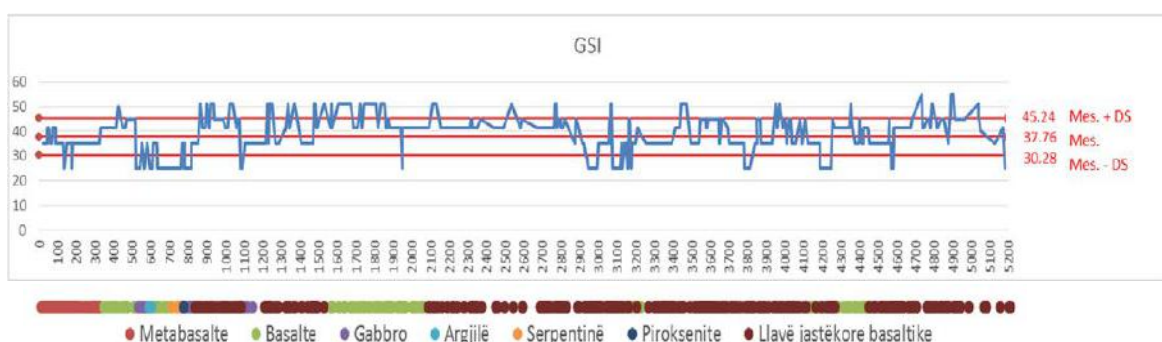


Figura 6.11. Vlerat e GSI për tunelin e energjisë 1.

Tabela 6.2. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI në tunelin e energjisë 1.

	Vlera mesatare	Devijimi Mes. Kuadr.
RMR	40.75	10.59
Q (Barton)	1.23	1.16
GSI	37.76	7.48

6.3. Tuneli i energjisë 2.

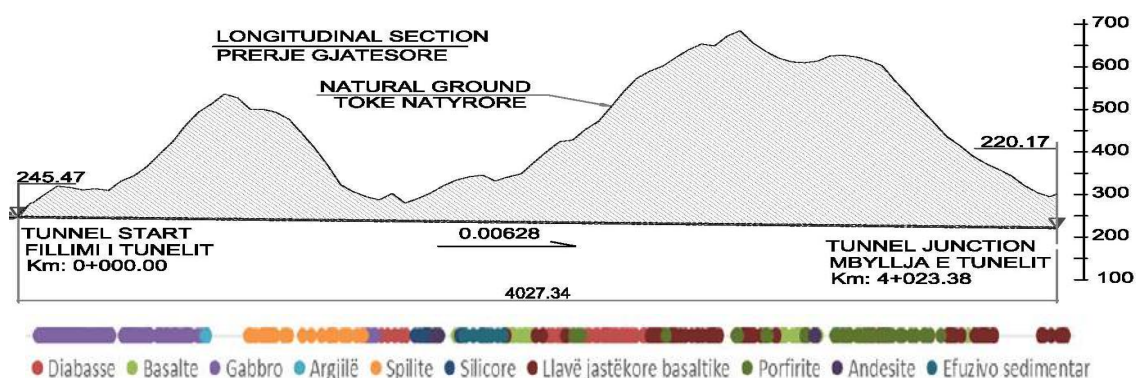


Figura 6.12. Prerje gjatësore e tunelit të energjisë 2 (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

Nga 429 raportet e marra për faqet dhe ballin e avancimit të tunelit, u përcaktuan vlerat e RMR, Q dhe GSI, për secilin raport. Rezultatet jepen në grafikët e mëposhtëm (figurat 6.13, 6.14, 6.15) dhe në tabelën 6.3

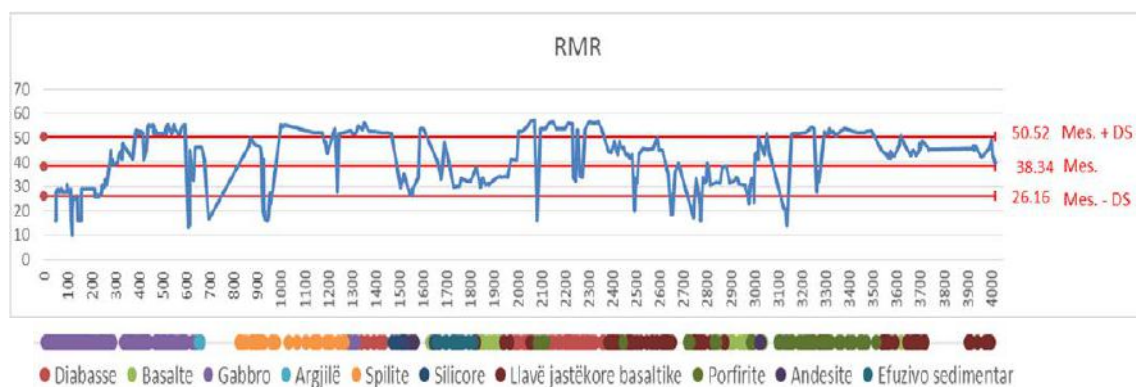


Figura 6.13. Vlerat e RMR për tunelin e energjisë 2.

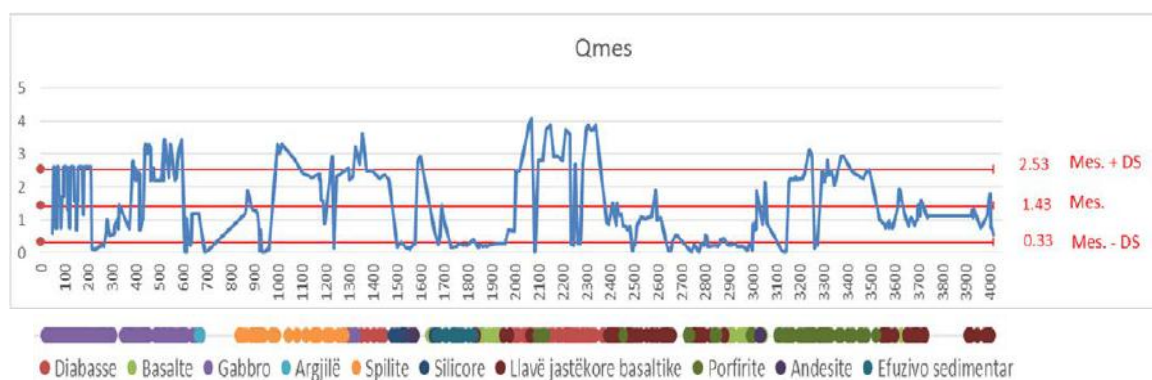


Figura 6.14. Vlerat e Q (Barton) për tunelin e energjisë 2.

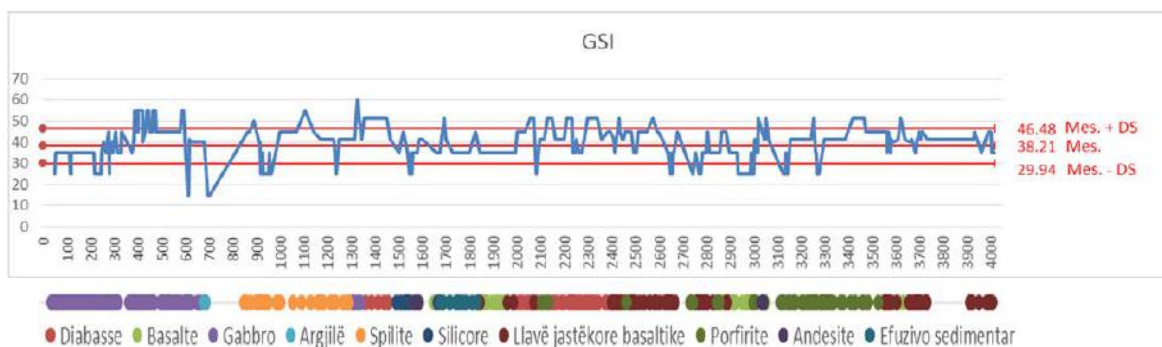


Figura 6.15. Vlerat e GSI për tunelin e energjisë 2.

Tabela 6.3. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI në tunelin e energjisë 2.

	Vlera mesatare	Devijimi Mes. Kuadr.
RMR	38.34	12.18
Q (Barton)	1.43	1.10
GSI	38.21	8.27

6.4. Tuneli kryesor i energjisë.

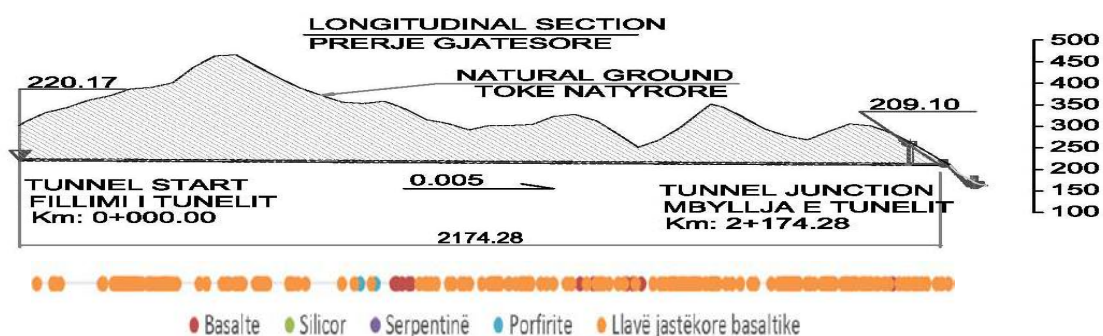


Figura 6.16. Prerje gjatësore e tunelit kryesor të energjisë (Projekti i HEC-it në lumin Fan, publikuar me leje të Aydiner Construction Co, Lezhë, Shqipëri)

Nga 220 raportet e marra për faqet dhe ballin e avancimit të tunelit, u përcaktuan vlerat e RMR, Q dhe GSI, për secilin raport. Rezultatet jepen në grafikët e mëposhtëm (figurat 6.17, 6.18, 6.19) dhe në tabelën 6.4.

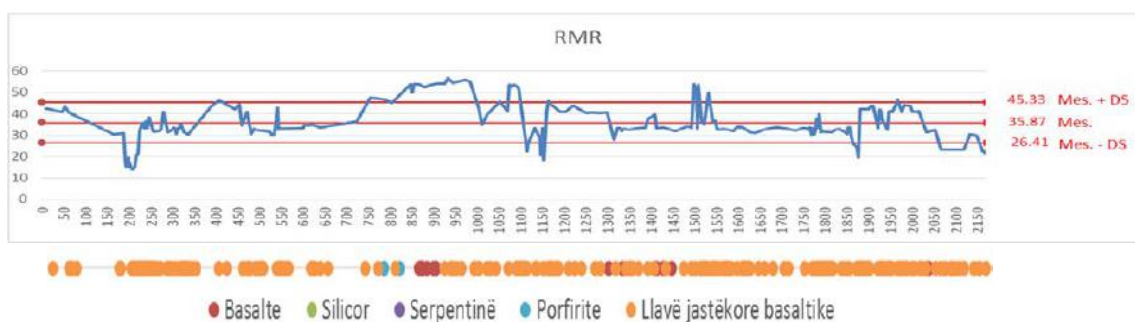


Figura 6.17. Vlerat e RMR për tunelin kryesor të energjisë.

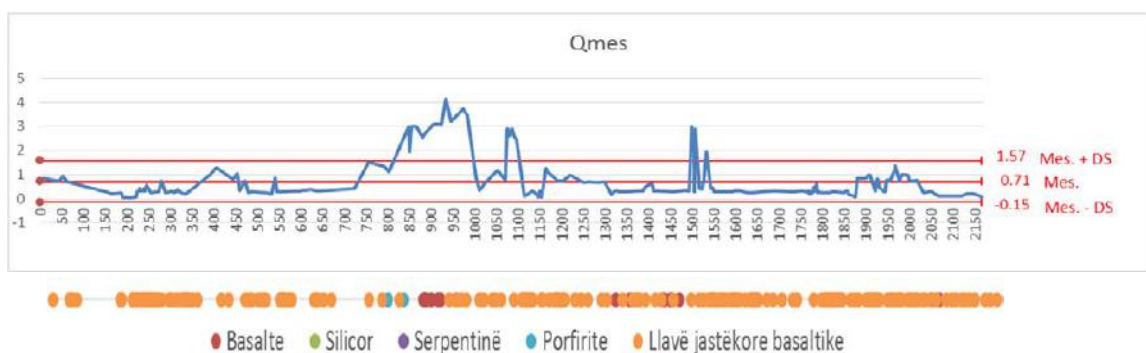


Figura 6.18. Vlerat e Q (Barton) për tunelin kryesor të energjisë.

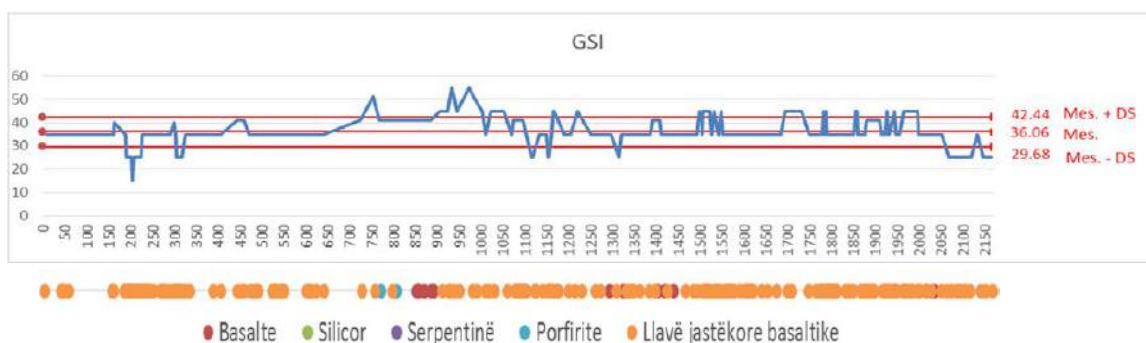


Figura 6.19. Vlerat e GSI për tunelin kryesor të energjisë.

Tabela 6.4. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për RMR, Q dhe GSI në tunelin kryesor të energjisë.

	Vlera mesatare	Devijimi Mes. Kuadr.
RMR	35.87	9.46
Q (Barton)	0.71	0.86
GSI	36.06	6.38

6.5. Karakteristikat mekanike të masivit shkëmbor sipas Sauku dhe krahasimi i tyre me linearizimin e kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown.

Në kapitujt e mëparshëm kemi folur për përcaktimin e karakteristikave mekanike të masivit shkëmbor me metodën Sauku. Aplikimi i kësaj metode jepet në këtë paragraf me të dhënat e marra nga katër tunelet. Përfundimet e nxjerra do përdoren në vijim në analizën e besueshmërisë.

Rezultatet e metodës Sauku janë krahasuar me rezultatet e nxjerra nga linearizimi i kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown.

Figurat 6.20 dhe 6.21 janë bllokskema të cilat japin përkatësisht përcaktimin e karakteristikave mekanike me metodën Sauku dhe me linearizimin e Hoek – Brown.

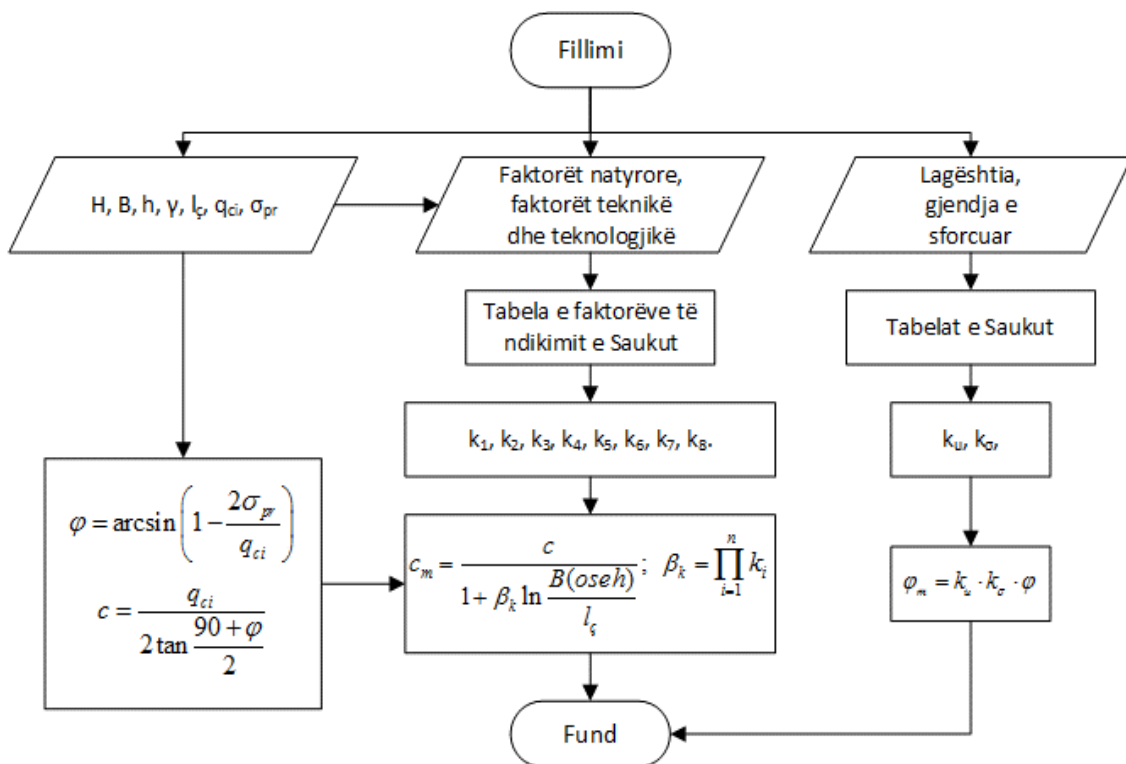


Figura 6.20. Bllokskema e përcaktimit të karakteristikave mekanike të masivit shkëmbor, sipas Sauku.

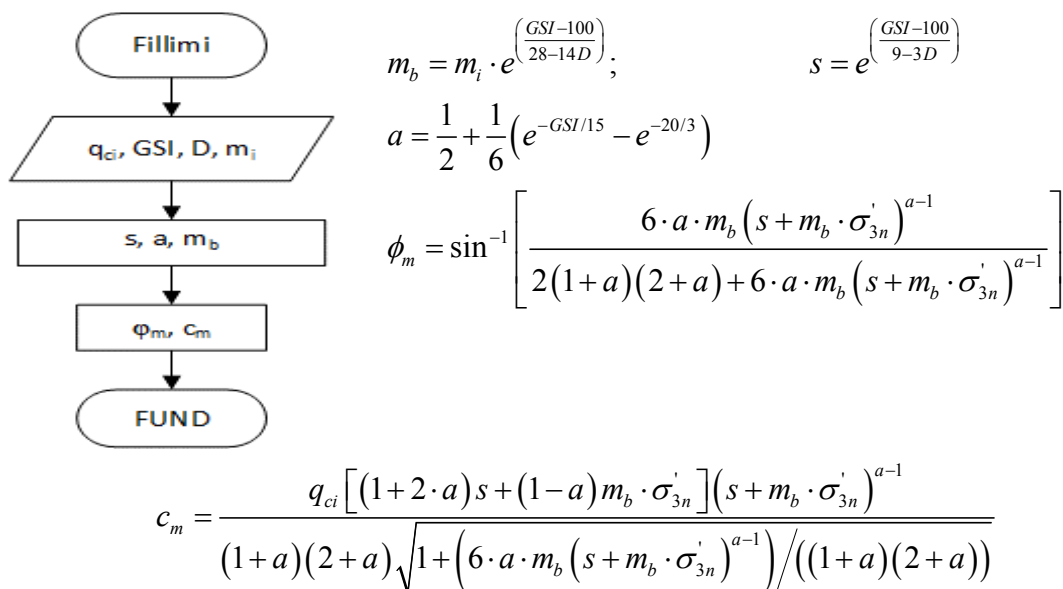


Figura 6.21. Bllokskema e përcaktimit të karakteristikave mekanike të masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek – Brown.

6.5.1. Tuneli i devijimit, karakteristikat mekanike të shkëmbit.

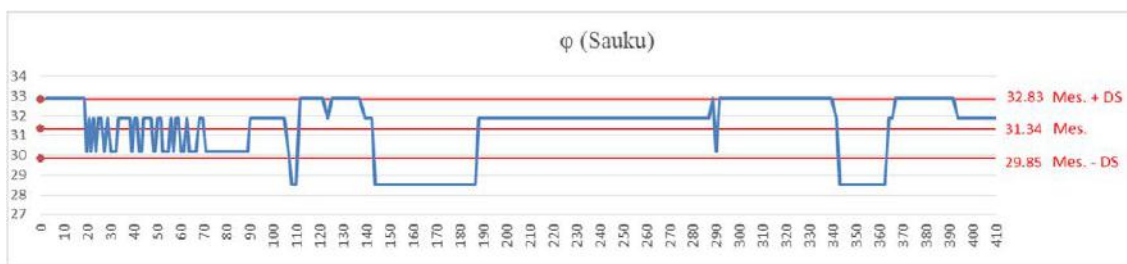


Figura 6.22. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i devijimit.



Figura 6.23. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.



Figura 6.24. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i devijimit.



Figura 6.25. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.

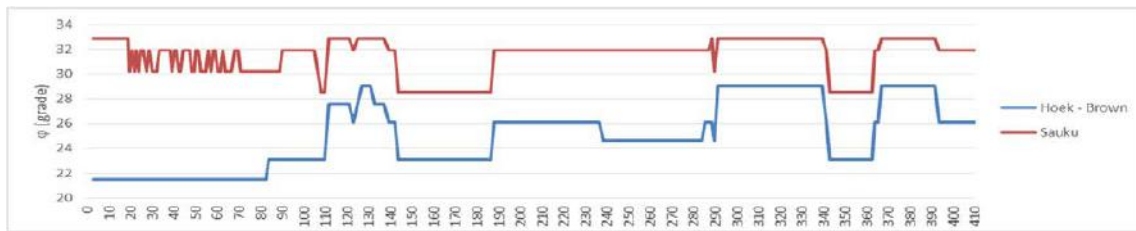


Figura 6.26. Krahasoni midis këndi të fërkimit të brendshëm të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.

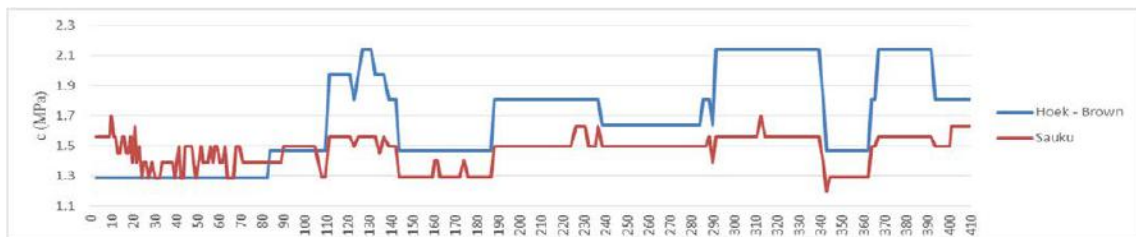


Figura 6.27. Krahasoni midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i devijimit.

Tabela 6.5 Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin e devijimit.

	ϕ (këndi i fërkimit të brendshëm)		c (kohezioni) (Mpa)	
	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.
Sauku	31.34°	1.49°	1.46	0.11
Hoek – Brown	24.53°	2.59°	1.63	0.29

6.5.2. Tuneli i energjisë 1, karakteristikat mekanike të shkëmbit.

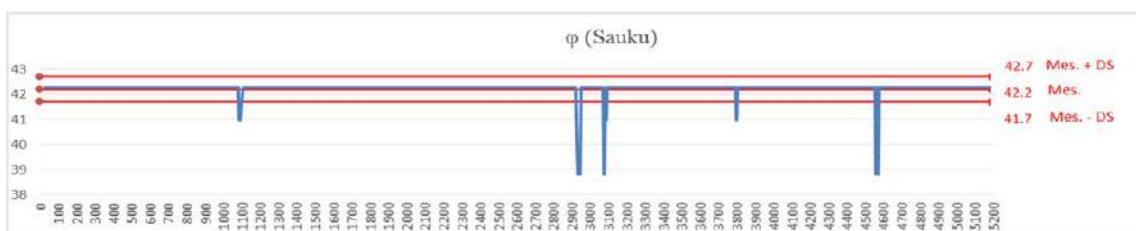


Figura 6.28. Këndi i fërkimit të brendshëm të masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 1.

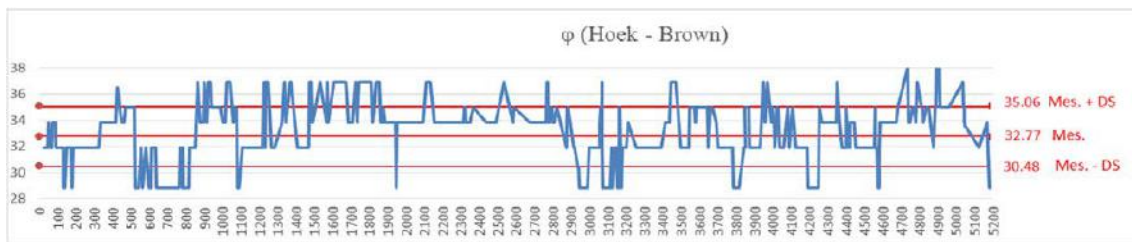


Figura 6.29. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.

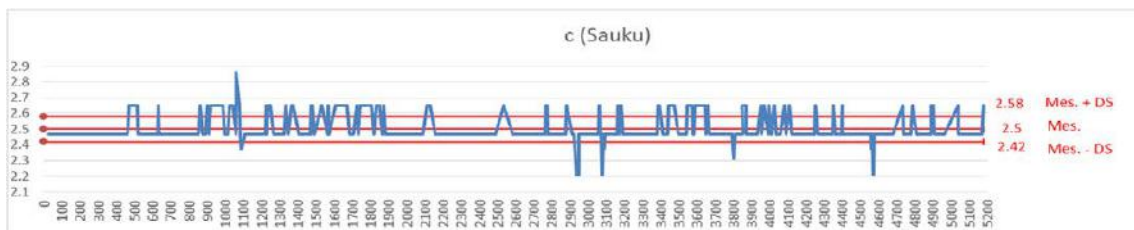


Figura 6.30. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 1

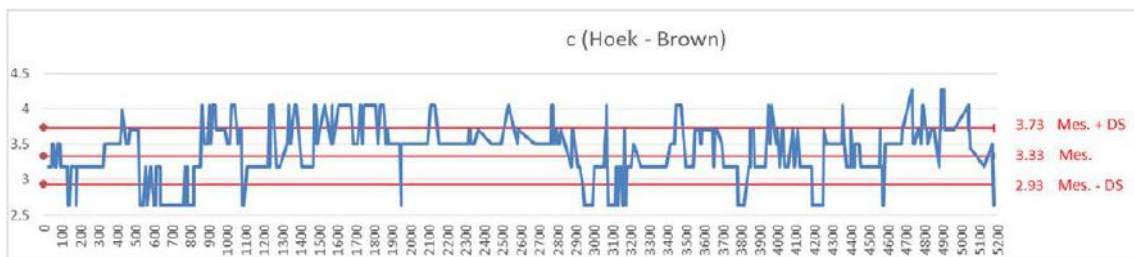


Figura 6.31. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.

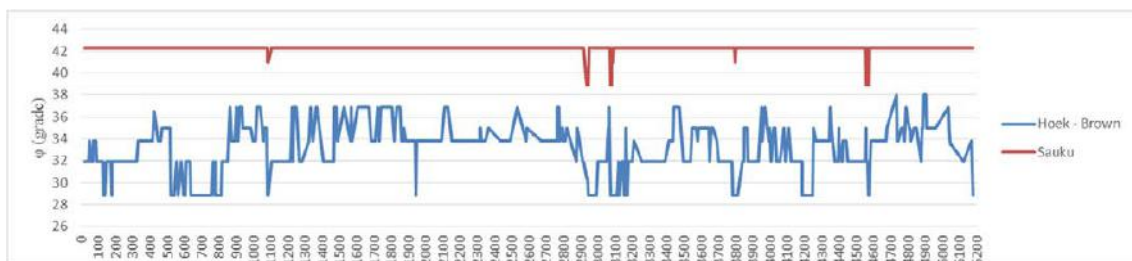


Figura 6.32. Krahasoni midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.

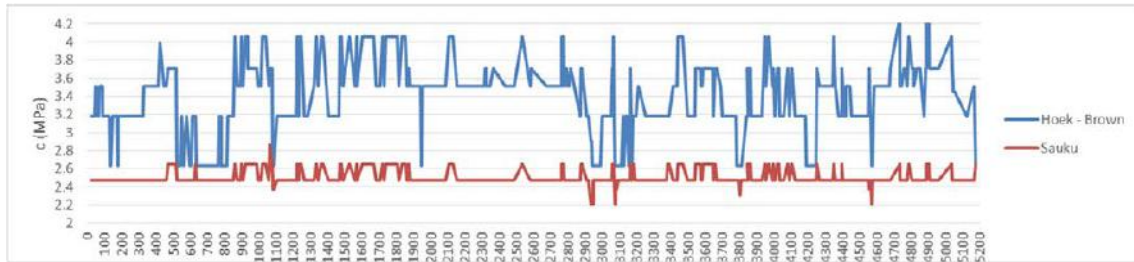


Figura 6.33. Krahasimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 1.

Tabela 6.6. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin e energjisë 1

	ϕ (këndi i fërkimit të brendshëm)		c (kohezioni) (Mpa)	
	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.
Sauku	42.20°	0.50°	2.50	0.08
Hoek – Brown	32.77°	2.29°	3.33	0.40

6.5.3. Tuneli i energjisë 2, karakteristikat mekanike të shkëmbit.

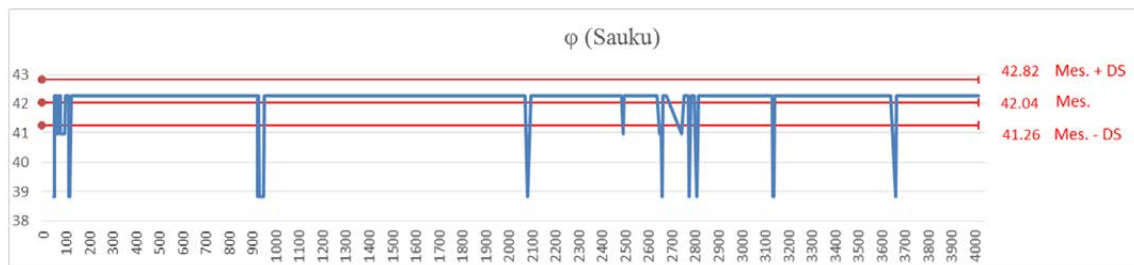


Figura 6.34. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 2

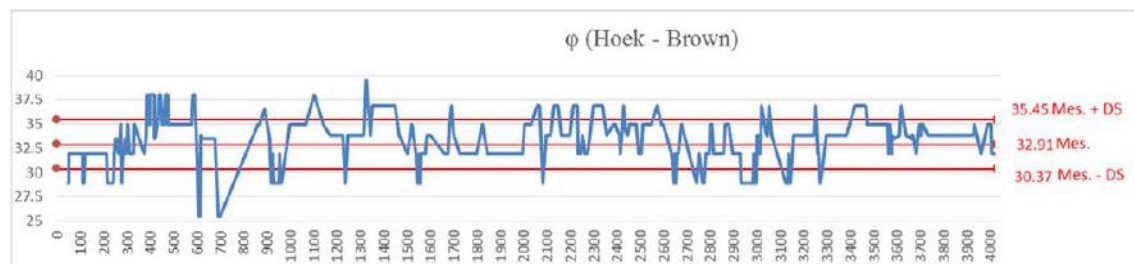


Figura 6.35. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2

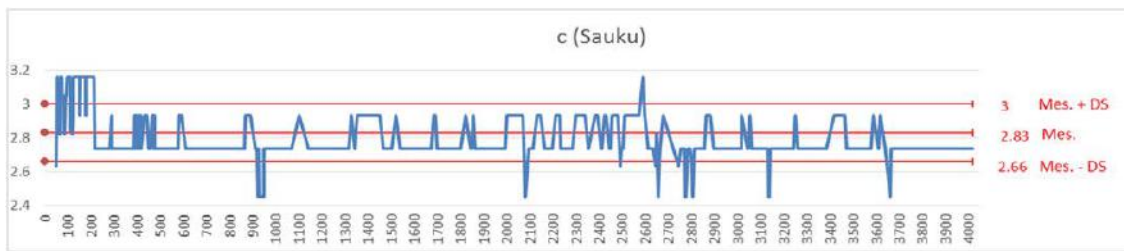


Figura 6.36. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli i energjisë 2

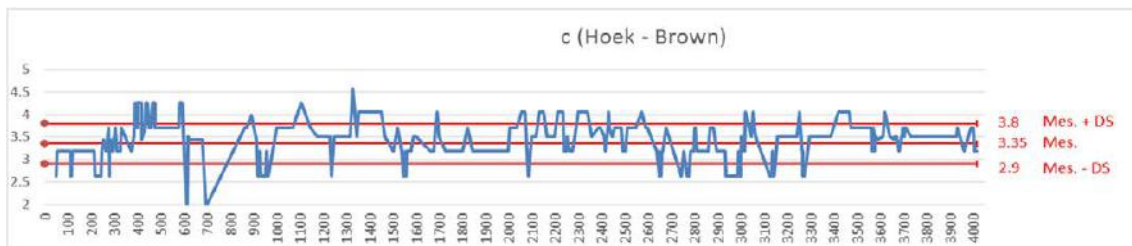


Figura 6.37. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2

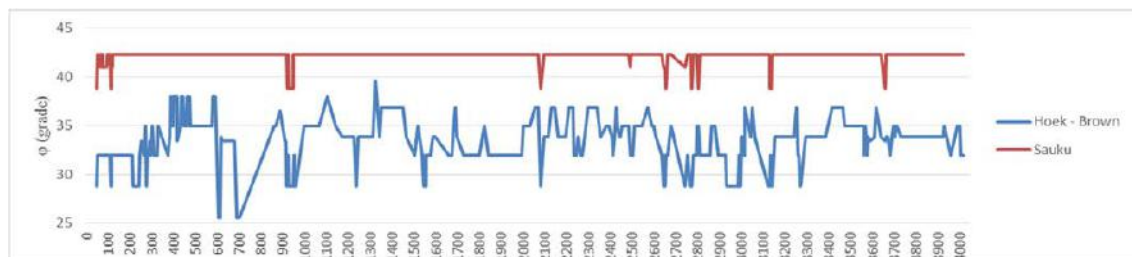


Figura 6.38. Krahësimi midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2.

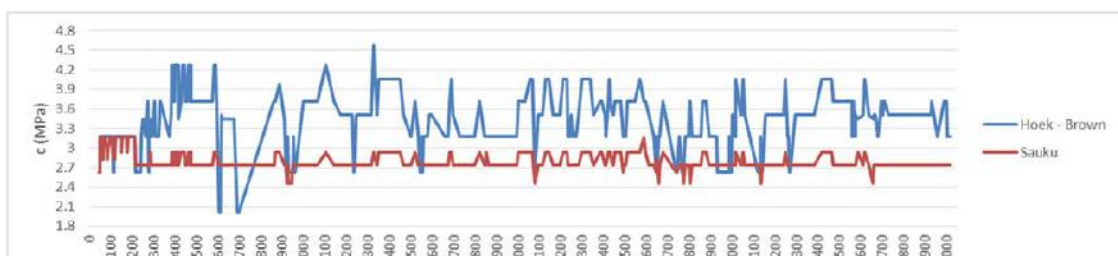


Figura 6.39. Krahësimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli i energjisë 2.

Tabela 6.7. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin e energjisë 2

	ϕ (këndi i fërkimit të brendshëm)		c (kohezioni) (Mpa)	
	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.
Sauku	42.04°	0.78°	2.83	0.17
Hoek – Brown	32.91°	2.54°	3.35	0.45

6.5.4. Tuneli kryesor i energjisë, karakteristikat mekanike të shkëmbit.

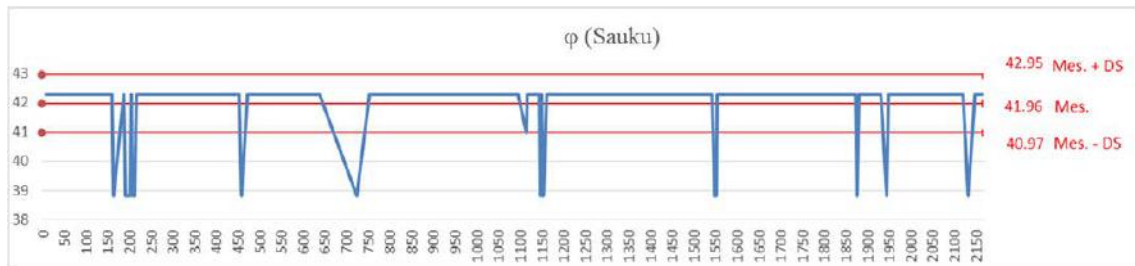


Figura 6.40. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli kryesor i energjisë.

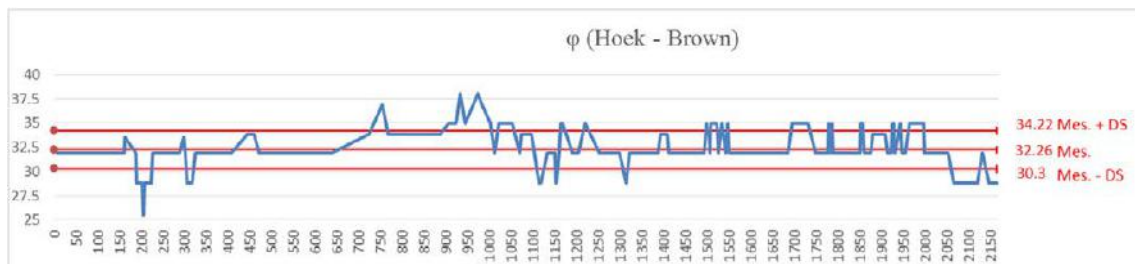


Figura 6.41. Këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.

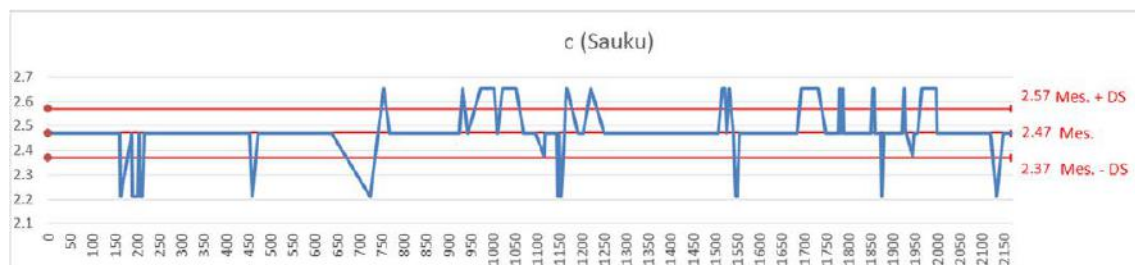


Figura 6.42. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas Sauku, tuneli kryesor i energjisë.

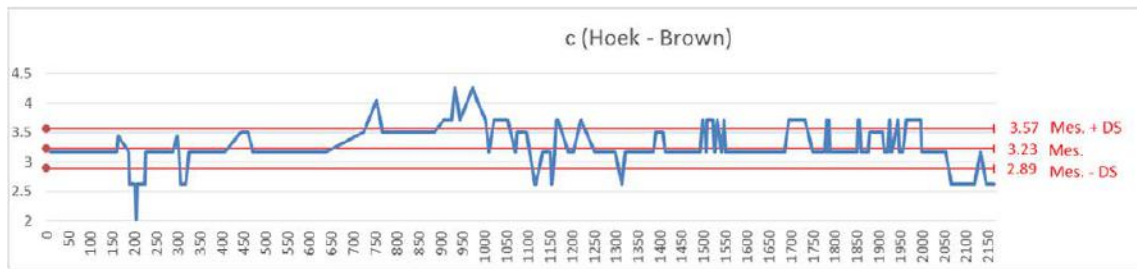


Figura 6.43. Kohezioni i masivit shkëmbor, sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.

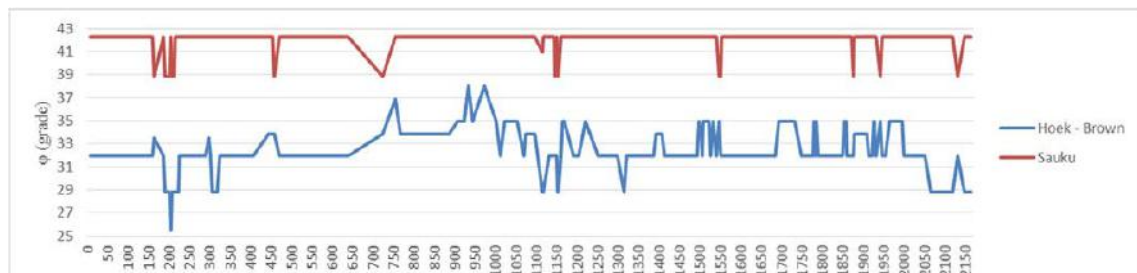


Figura 6.44. Krahasimi midis këndi i fërkimit të brendshëm i masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.

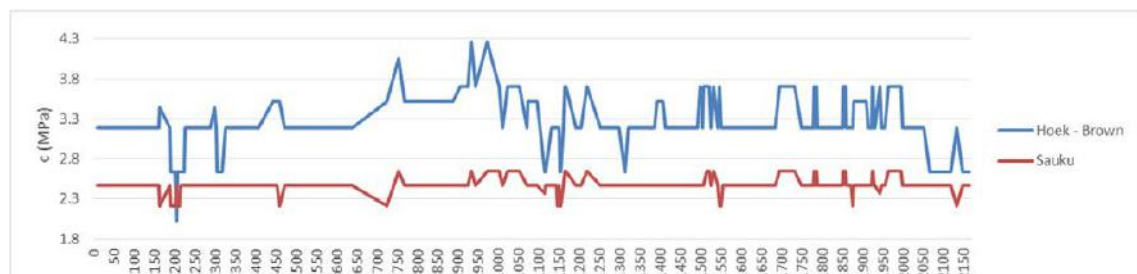


Figura 6.45. Krahasimi midis kohezionit të masivit shkëmbor, të llogaritur sipas Sauku dhe sipas linearizimit të kriterit të përgjithësuar të Hoek - Brown, tuneli kryesor i energjisë.

Tabela 6.8. Vlera mesatare dhe devijimet mesatare kuadratike për këndin e fërkimit të brendshëm dhe kohezionin e masivit shkëmbor, të llogaritura sipas Sauku dhe sipas linearizimit të Hoek – Brown, në tunelin kryesor të energjisë

	ϕ (këndi i fërkimit të brendshëm)		c (kohezioni) (Mpa)	
	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.	mesatarja	Dev. Mes. Kuadr.
Sauku	41.96°	0.99°	2.47	0.10
Hoek – Brown	32.26°	1.96°	3.23	0.34

6.6. Përmbledhje dhe përfundime

Tabela 6.9 jep një përmbledhje të gjeometrisë dhe të dhënave gjeomekanike të tuneleve të marrë në studim.

Tabela 6.9. Përmbledhje e rezultateve të të dhënave gjeomekanike të tuneleve në studim.

	Tuneli i devijimit		Tuneli i energjisë 1		Tuneli i energjisë 2		Tuneli kryesor i energjisë	
	$\mu(x)$	$\sigma(x)$	$\mu(x)$	$\sigma(x)$	$\mu(x)$	$\sigma(x)$	$\mu(x)$	$\sigma(x)$
thellësia (m)	100	-	200	-	400	-	200	-
gjerësia (m)	9.1	-	5.5	-	4.5	-	5.5	-
lartësia (m)	7.4	-	5.5	-	4.5	-	5.5	-
qci (MPa)	46.62	10.59	64.87	11.03	64.87	11.03	64.87	11.03
GSI	29.93	8.57	37.76	7.48	38.21	8.27	36.06	6.38
RMR	17.65	6.19	40.75	10.59	38.34	12.18	35.87	9.46
Q	0.97	0.32	1.23	1.16	1.43	1.1	0.71	0.86
ϕ (°) Sauku	31.34	1.49	42.2	0.5	42.04	0.78	41.96	0.99
ϕ (°) Hoek - Brown	24.53	2.59	32.77	2.29	32.91	2.54	32.26	1.96
c (Mpa) Sauku	1.46	0.11	2.5	0.08	2.83	0.17	2.47	0.1
ϕ (Mpa) Hoek - Brown	1.63	0.29	3.33	0.4	3.35	0.45	3.23	0.34

Tuneli i devijimit ka karakteristika gjeomekanike më të dobëta se tunelet e tjerë të marrë në studim, ndodhet në thellësi më të vogël dhe ka përmasa më të mëdha.

Nëse krahasojmë këndin e fërkimit të brendshëm sipas Sauku dhe sipas Hoek – Brown, vlerat sipas Sauku janë gjithmonë më të mëdha, por vlera e kohezionit është gjithmonë më e vogël e llogaritur sipas Sauku.

Gjithashtu vlerat e devijimit mesatar kuadratik të këndit të fërkimit të brendshëm dhe kohezionit, janë më të vogla të llogaritura sipas Sauku, sesa ato të llogaritura me linearizimin e Hoek – Brown.

Kapitulli 7

Përdorimi i metodës konvergjencë – kundërveprim. Integrimi i analizës së besueshmërisë në këtë metodë.

Hyrje

Në kapitullin 4, është folur mbi metodën konvergjencë – kundërveprim dhe përdorimin e saj në përcaktimin e faktorit të sigorisë së konstruksionit mbajtës të tunelit.

Nëse kryejmë analizën e besueshmërisë për konstruksionin mbajtës të tunelit, përveç faktorit të sigorisë, marrim edhe probabilitetin e humbjes së aftësisë mbajtëse të këtij konstruksioni mbajtës.

Funksioni i performancës, në këtë rast është faktori i sigorisë.

Metoda konvergjencë – kundërveprim do aplikohet sipas qasjes Carranza - Torrez dhe Fairhurst (Fairhurst, Carranza – Torrez 2002) dhe sipas qasjes Sauku (Sauku 1999). Dy qasjet e mësipërme janë spjeguar me më detaje në kapitullin 4.

Figurat 7.1 dhe 7.2 japin bllokskemat e ndërtimit të diagramës së zhvendosjeve radiale (konvergjencës) të tunelit.

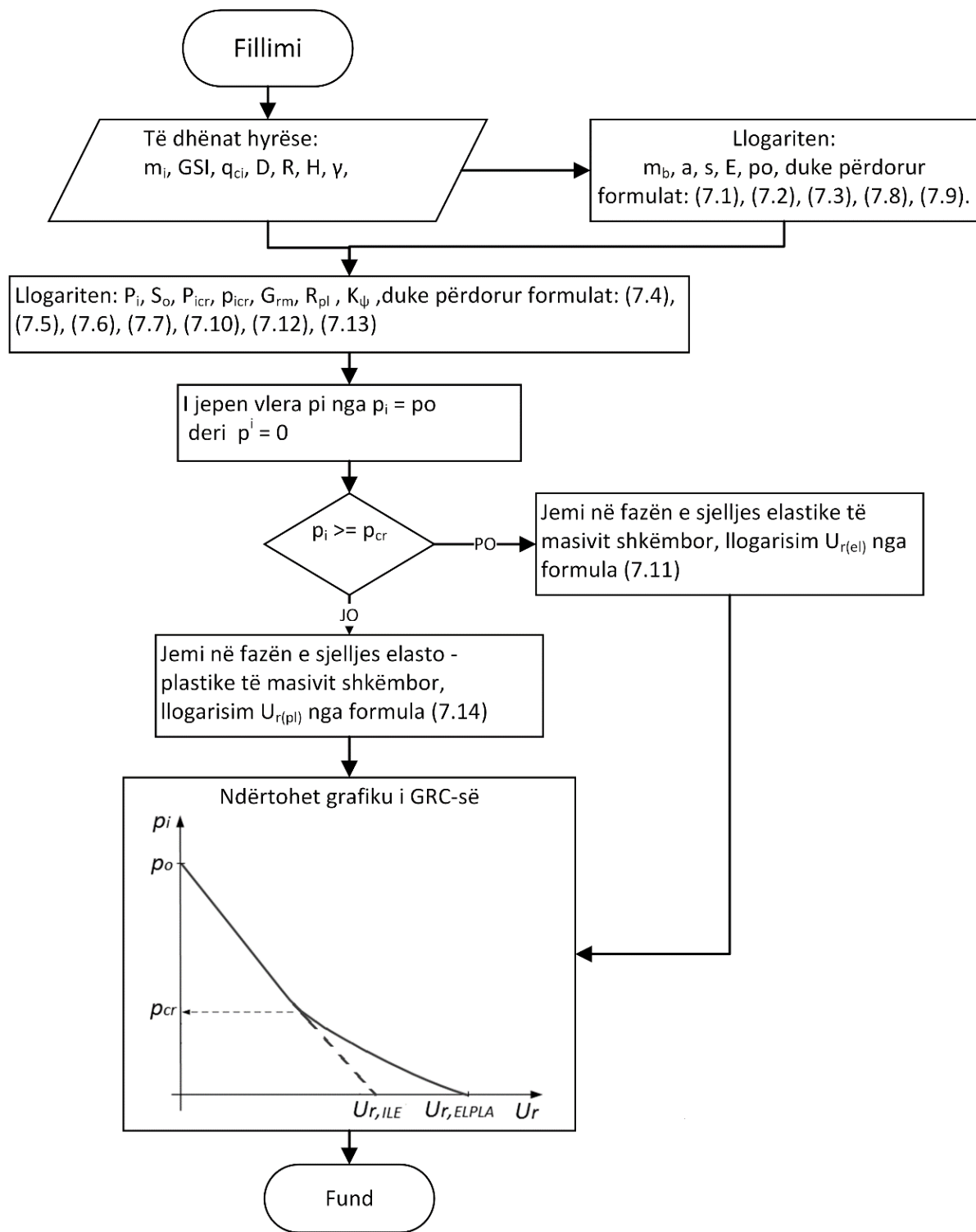


Figura 7.1. Blokskema e ndërtimit të grafikut të konvergencës (zhvendosjes radiale së faqeve të tunelit), me metodën Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (7.1)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (7.2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (7.3)$$

$$P_i = \frac{P_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (7.4)$$

$$S_o = \frac{\sigma_o}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (7.5)$$

$$P_i^{cr} = \frac{1}{16} \left(1 - \sqrt{1 + 16S_o} \right)^2 \quad (7.6)$$

$$p_i^{cr} = \left(P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2} \right) m_b \sigma_{ci} \quad (7.7)$$

Për $\sigma_{ci} \leq 100MPa$:

$$E_m = 1000 \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (7.8)$$

Për $\sigma_{ci} > 100MPa$:

$$E_m = 1000 \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (7.9)$$

$$G_{rm} = \frac{E_{rm}}{2(1+\nu)} \quad (7.10)$$

$$u_r^{el} = \left(\frac{\sigma_o - p_i}{2G_{rm}} \right) R \quad (7.11)$$

$$R_{pl} = R \cdot e^{\left[2 \left(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i} \right) \right]} \quad (7.12)$$

$$K_\Psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (7.13)$$

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \frac{2G_{rm}}{\sigma_o - p_i^{cr}} &= \frac{K_\Psi - 1}{K_\Psi + 1} + \frac{2}{K_\Psi + 1} \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\Psi + 1} + \frac{1 - 2\nu}{4(S_o - P_i^{cr})} \left[\ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) \right]^2 - \left[\frac{1 - 2\nu}{K_\Psi + 1} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_o - P_i^{cr}} \right. \\ &\left. + \frac{1 - \nu}{2} \frac{K_\Psi - 1}{(K_\Psi + 1)^2} \frac{1}{S_o - P_i^{cr}} \right] \left[(K_\Psi + 1) \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) - \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\Psi + 1} + 1 \right] \end{aligned} \quad (7.14)$$

Ku:

m_b - koeficienti pa dimensione i masivit shkëmbor i cili varet nga koeficienti i shkëmbit e paprekur

m_i , nga vlera e GSI-së dhe nga D.

m_i - koeficienti pa dimensione i shkëmbit të paprekur, vlera e të cilit varet nga lloji i shkëmbit që po testohet.

s - koeficienti pa dimensione i shkëmbit, vlera e të cilit varet nga GSI-ja kur $GSI \geq 25$, përcaktohet me ekuacionin (7.2), kur $GSI < 25$, $s = 0$.

a - koeficienti pa dimensione i shkëmbit, vlera e të cilit varet nga GSI-ja kur $GSI < 25$, përcaktohet me ekuacionin (7.3), kur $GSI \geq 25$, $a = 0.5$.

D – është faktor i cili varet nga shkalla e ndikimit që i është nënshtruar shkëmbi nën veprimin e shpërthimeve dhe shkarkimit të sforcimeve. Ai varion nga 1 për shkëmbinj të pandikuar, në 0 për shkëmbinj shumë të ndikuar.

GSI – Treguesi Gjeologjik i Rezistencës (Geological Strength Index)

P_i - kundërveprimi i brëndshëm pa dimensione (Scaled internal Pressure)

p_i - kundërveprimi i brëndshëm uniform (kPa)

σ_{ci} - Rezistenca në shtypje një aksiale e kampionit shkëmbor (kPa)

σ_o - sforcimi fillestar i shkëmbit (kPa)

S_o - sforcimi fillestar pa dimensione i shkëmbit

p_i^{cr} - kundërveprimi i brëndshëm kritik (kPa)

P_i^{cr} - kundërveprimi i brëndshëm kritik pa dimensione

u_r^{el} - zhvendosja radiale në zonën elastike

u_r^{pl} - zhvendosja radiale në zonën plastike

G_{rm} - moduli i prerjes i masivit shkëmbor

E_{rm} - moduli i elasticitetit i masivit shkëmbor

ν - koeficienti i Poisson-it

R - rrezja e tunelit

R_p - rrezja e zonës plastike

K_ψ - koeficienti i dilatancës

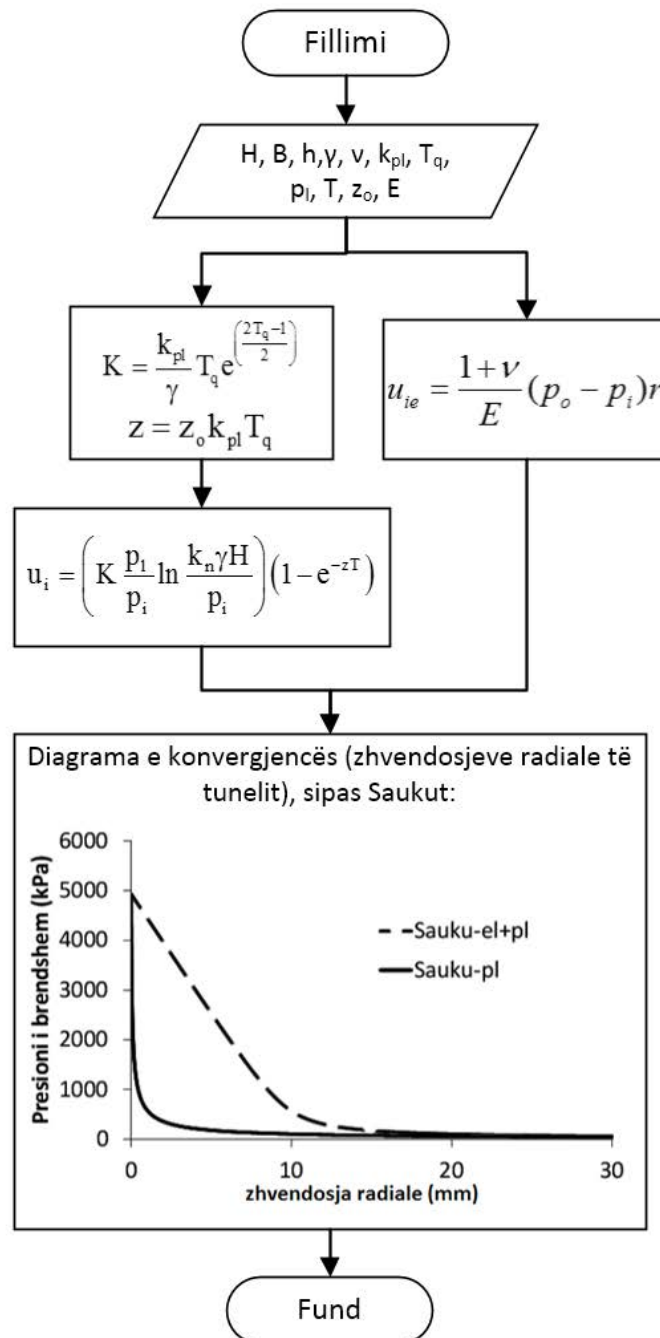


Figura 7.2. Bllokskema e ndërtimit të grafikut të konvergencës (zhvendosjeve radiale të faqeve të tunelit), me metodën Sauku.

Figura 7.3 jep bllokskemën e ndërtimit të kurbës së kundërveprimit të konstruksionit mbajtës të tunelit, dhe figura 7.4, bllokskemën e përcaktimit të faktorit të sigurisë, duke gjetur ndërprerjen e kurbës së konvergencës së tunelit, me atë të kundërveprimit të konstruksionit mbajtës.

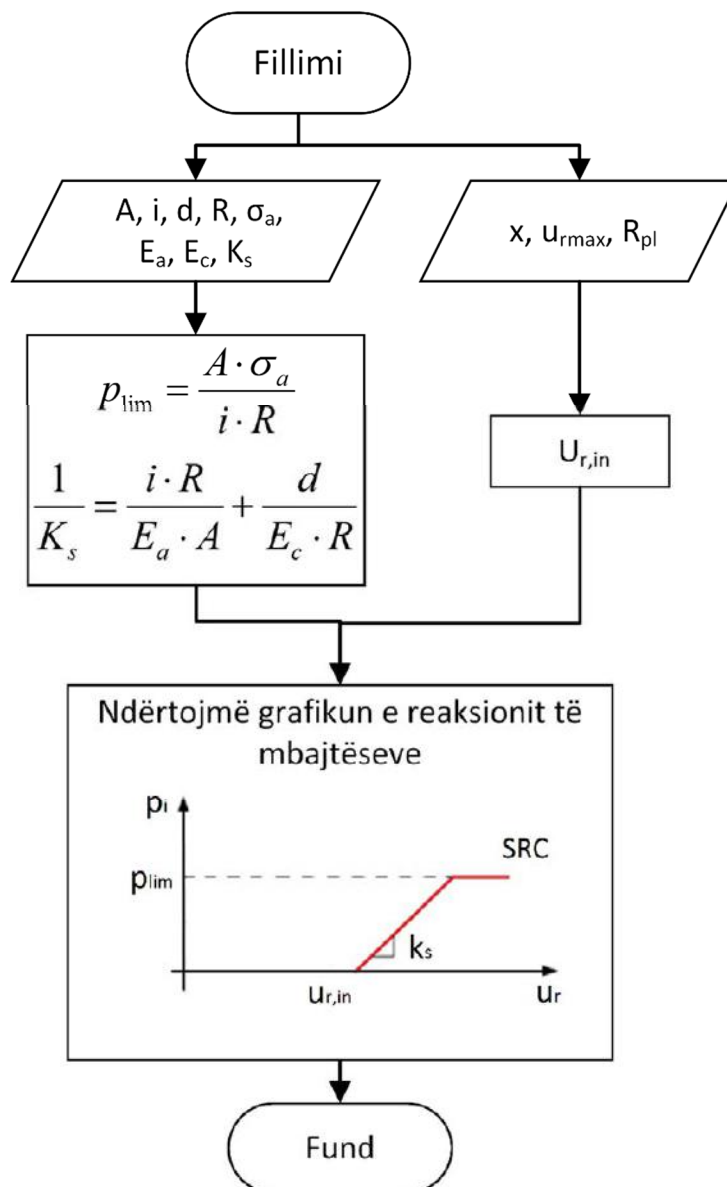


Figura 7.3. Blokskema e ndërtimit të kurbës së konvergjencës së konstruksionit mbajtës të tunelit.

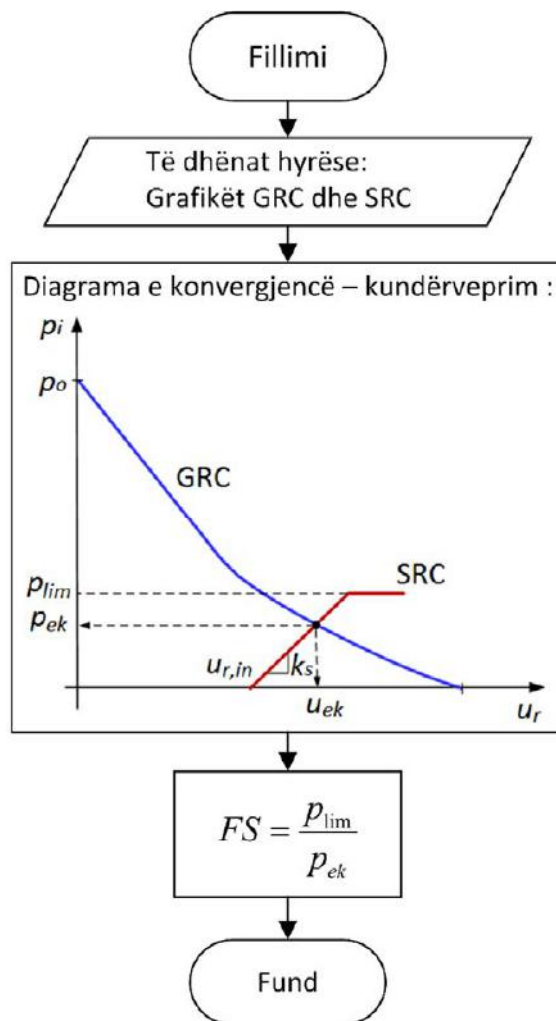


Figura 7.4. Bllokskema e përcaktimit të faktorit të sigorisë të konstruksionit mbajtës të tunelit.

Analiza e besueshmërisë do kryhet për të 4 tunelet e marrë në studim.

Për kryerjen e analizës së besueshmërisë, do përdoren metodat, si më poshtë:

- Metoda e Rendit të Parë Momenti i Dytë (First Order Second Moment – FOSM)
- Metoda e Vlerësimit Pikësor (Point Estimate Method – PEM)
- Metoda Hasofer – Lind, ose Metoda e Besueshmërisë e Rendit të Parë (FORM)
- Simulimi Monte Carlo

Figurat 7.5, 7.6 dhe 7.7 japin bllokskemat e përdorimit të katër metodave të përmendura më lart.

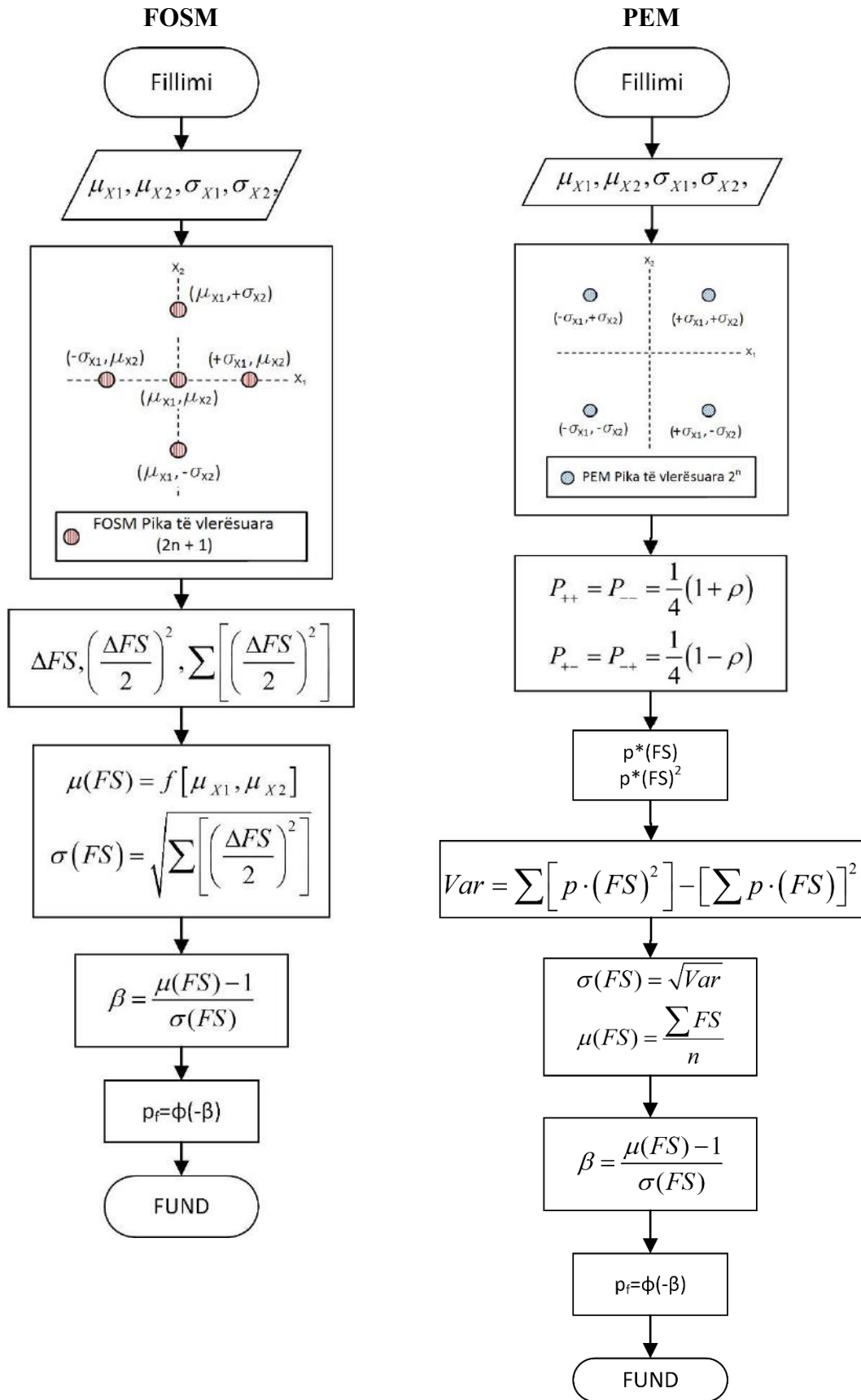


Figura 7.5. Bllokskemat e aplikimit të metodave FOSM dhe PEM

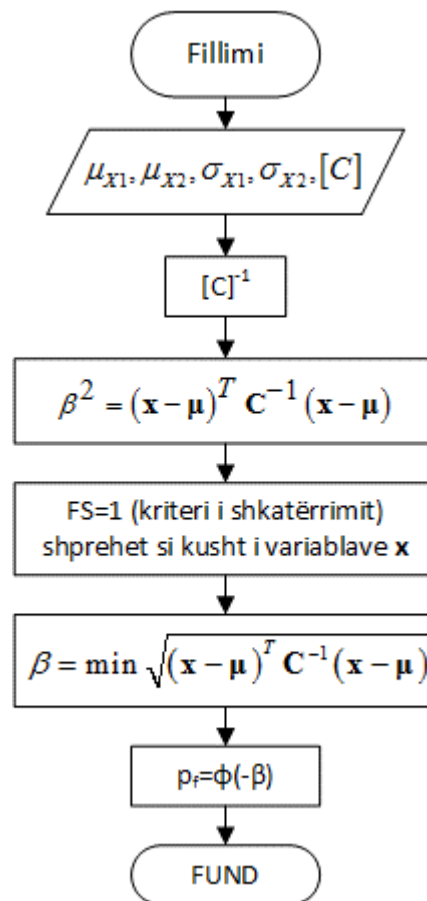


Figura 7.6. Bblokskema e aplikimit të metodës FORM

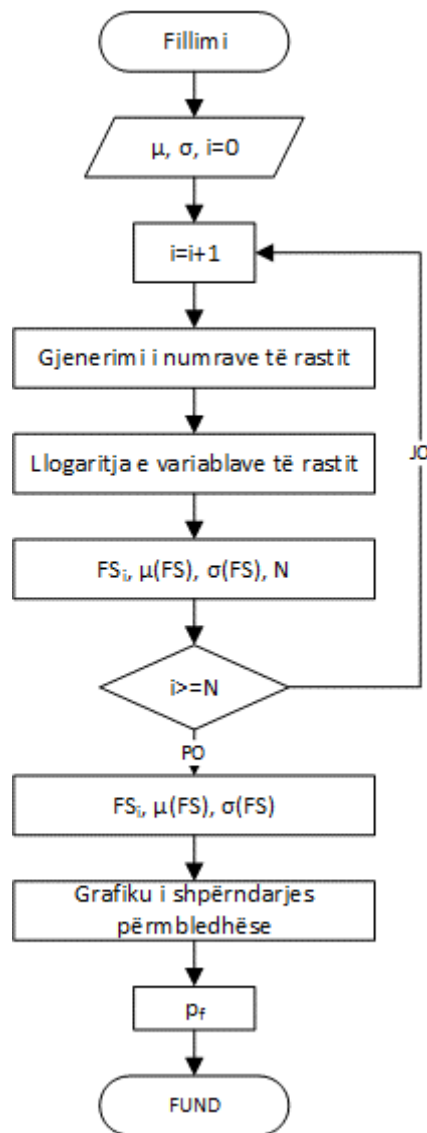


Figura 7.7. Bllokskema e aplikimit të simulimit Monte Carlo.

Tek kapitulli 4 është folur më gjatë për secilën prej metodave të përmenduar më lart. Dy metodat e para, FOSM dhe PEM, e vlerësojnë funksionin e performancës në pika të zgjedhura në mënyrë diskrete, ndërsa FORM dhe Monte Carlo, mund të quhen metoda stokastike, ku vlerat në të cilat vlerësohet funksioni i performancës, zgjidhen në mënyrë të rastësishme për parametrat e ndryshueshëm. Për të gjithë rastet e kryerjes së analizës së besueshmërisë, fillimisht është kryer një analizë ndjeshmërie e parametrave, metodologjia e kryerjes të të cilës jepet në një prej artikujve të referuar në një konferencë ndërkombëtare nga autori (Bukaci et al., 2015a).

7.1. Tuneli i devijimit. Metoda konvergencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.

Nga llogaritjet e tregua në kapitujt 5 dhe 6, për tunelin e devijimit kemi:

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e devijimi për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

	Mesatarja	Devijimi Mesatar Kuadratik
q_{ci} (MPa)	46.62	10.59
GSI	29.93	8.57

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e devijimit për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

$$m_i = 10$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

$$p_o = 100 \text{ m} \cdot 29 \text{ kN/m}^3 = 2900 \text{ kPa} = 2.9 \text{ Mpa (Sforcimi fillestar)}$$

$$R = 4.55 \text{ m (Rrezja e tunelit)}$$

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e devijimi për llogaritjet sipas Sauku:

	Mesatarja	Devijimi Mesatar Kuadratik
q_{ci} (MPa)	46.62	10.59
k_2	1.1021	0.0437
k_4	1.1346	0.0862
k_u	0.9339	0.0443

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e devijimit për llogaritjet sipas Sauku:

$$A = 58.5 \text{ m}^2 \text{ (Sipërfaqja e tunelit)}$$

$$B = 9.1 \text{ m (Gjerësia e tunelit)}$$

$$h = 7.4 \text{ m (lartësia e tunelit)}$$

$$H = 100 \text{ m (Thellësia e ndodhjes së tunelit)}$$

$$l_{\phi} = 0.5 \text{ m (Largësia midis çarjeve)}$$

$$h_o = 4.40 \text{ m (Lartësia e qemerit)}$$

$$\gamma = 29 \text{ kN/m}^3 \text{ (Pesha volumore mesatare e shkëmbinjve)}$$

$$k_{pl} = 1.5 \text{ (Koeficienti i plasticitetit)}$$

$$k_1 = 1.05 \text{ (Koeficienti i gjendjes natyrore të masivit)}$$

$$k_3 = 1.3 \text{ (Koeficienti i lidhshmërisë në çarje)}$$

$$k_5 = 1.4 \text{ (Koeficienti i orientimit të punimit)}$$

$$k_6 = 1.0 \text{ (Koeficienti i afatit të shërbimit)}$$

$k_7 = 1.2$ (Koeficienti i mënyrës së rrëzimit)

$k_8 = 1.0$ (Koeficienti i shpejtësisë së ndërtimit)

$k_\sigma = 1.0$ (Koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv)

7.1.1. Krahاسimi i qasjes Sauku me Carranza – Torrez & Fairhurst. Tuneli i devijimit.

Qasja sipas Carranza – Torrez & Fairhurst për përcaktimin e zhvendosjeve radiale në faqet e tunelit, është e mirënjohur në fushën e inxhinierisë së tuneleve. Në këtë paragraf jepet krahasimi i kësaj qasjeje me qasjen sipas Sauku. Meqënëse metoda Sauku në përcaktimin e zhvendosjeve radiale të tunelit na jep vetëm vlerat e zhvendosjeve plastike, zhvendosjet elastike janë llogaritur me metodën Lamé. Dy metodat janë të sqaruar në kapitullin 4. Diagramat në figurën 7.8 janë përfutur nga përdorimi i të dhënave hyrëse me vlerat mesatare të parametrave.

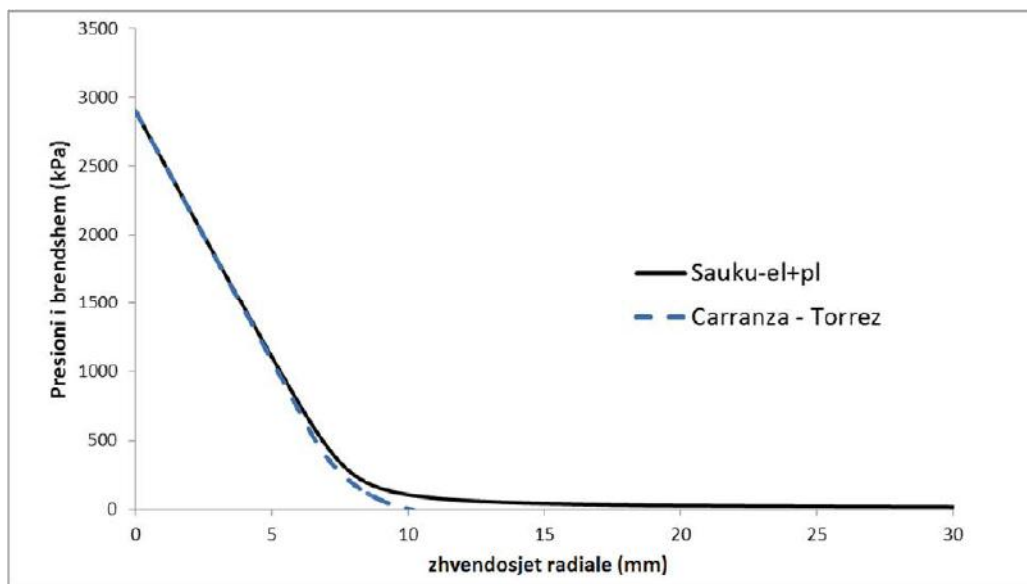


Figura 7.8. Diagramat e zhvendosjeve radiale sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i devijimit.

7.1.2 Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i devijimit.

Në këtë paragraf jepen llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe sipas Sauku, me vlerat mesatare të parametrave hyrës.

Konstruksioni mbajtës që do të përdoret në llogaritje, përbëhet nga profile metalike + torkret betoni.

Janë marrë në studim katër variante të ndryshme të konstruksionit mbajtës për tunelin në fjalë, të dhënat e përbashkëta në të katër variantet, janë treguar në tabelën 7.1

Tabela 7.1. Të dhënat e konstruksionit mbajtës të tunelit.

Vendosja nga balli i punimit	$x = 1 \text{ m}$
Trashësia e torkret betonit	$d = 0.15 \text{ m}$
Moduli Young-ut i betonit	$E_c = 2.5 * 10^7 \text{ kPa}$
Moduli Young-ut i çelikut	$E_s = 2.1 * 10^8 \text{ kPa}$
Rezistenca e rrjedhshmërisë së çelikut	$f_y = 5.4 * 10^5 \text{ kPa}$

Në katër variantet ndryshon profili metalik që do të përdoret:

Varianti 1 : HEA 280; sipërfaqja: $A = 0.009726 \text{ m}^2$

Varianti 2 : IPN 200; sipërfaqja: $A = 0.00334 \text{ m}^2$

Varianti 3 : IPN 240; sipërfaqja: $A = 0.00461 \text{ m}^2$

Varianti 4 : IPN 220; sipërfaqja: $A = 0.00395 \text{ m}^2$

Për përcaktimin e zhvendosjes radiale në momentin e vendosjes së konstruksionit mbajtës, në qasjen Carranza – Torrez dhe Fairhurst është përdorur metoda Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009), si një nga metodat më të reja ditët e sotme.

Në qasjen Sauku, është përdorur metoda Panet (Panet 1995). Janë zgjedhur këto dy metoda, pasi kanë ngjashmëri të madhe në vlerat që dalin në grafikun e zhvendosjeve të një tuneli (Figura 7.9 jep grafikët e profileve të zhvendosjes së tunelit të Devijimit, sipas Vlachopoulos dhe Diederichs 2009, Panet 1995 dhe Carranza – Torrez & Fairhurst 1999.

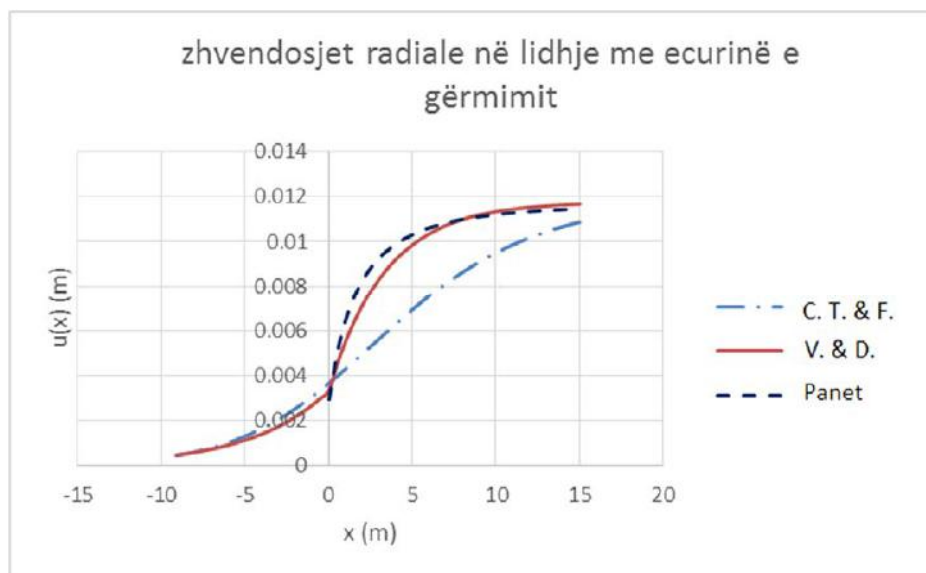


Figura 7.9. Zhvendosjet radiale në lidhje me ecurinë e gërmimit, për Vlachopoulos dhe Diederichs, Panet, Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

7.1.2.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Llogaritjet me metodën deterministike.

Varianti 1 (HEA280):

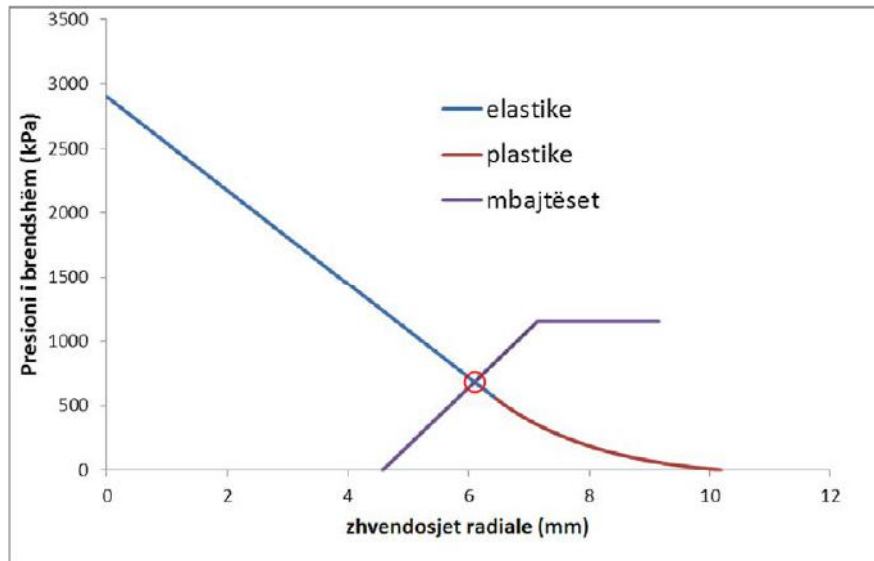


Figura 7.10. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigurië $FS = 1.69$.

Varianti 2 (IPN200):

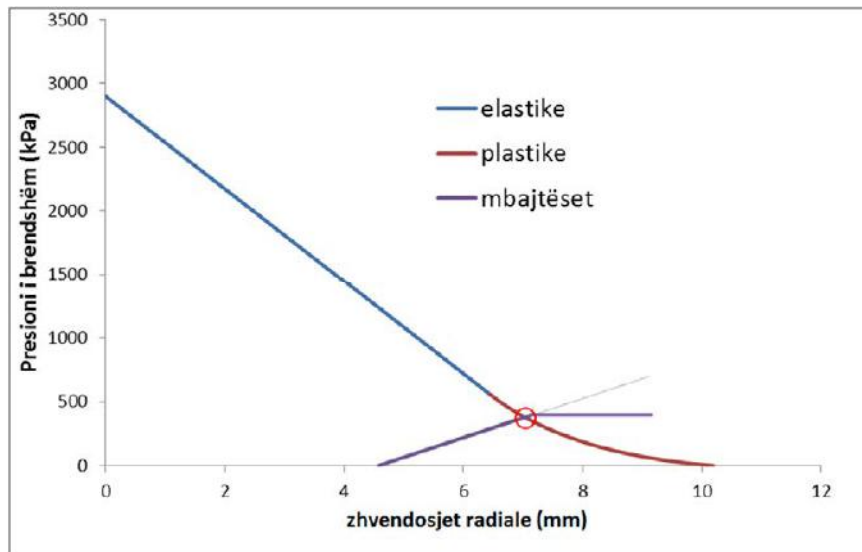


Figura 7.11. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigurië $FS = 1.05$.

Varianti 3 (IPN240):

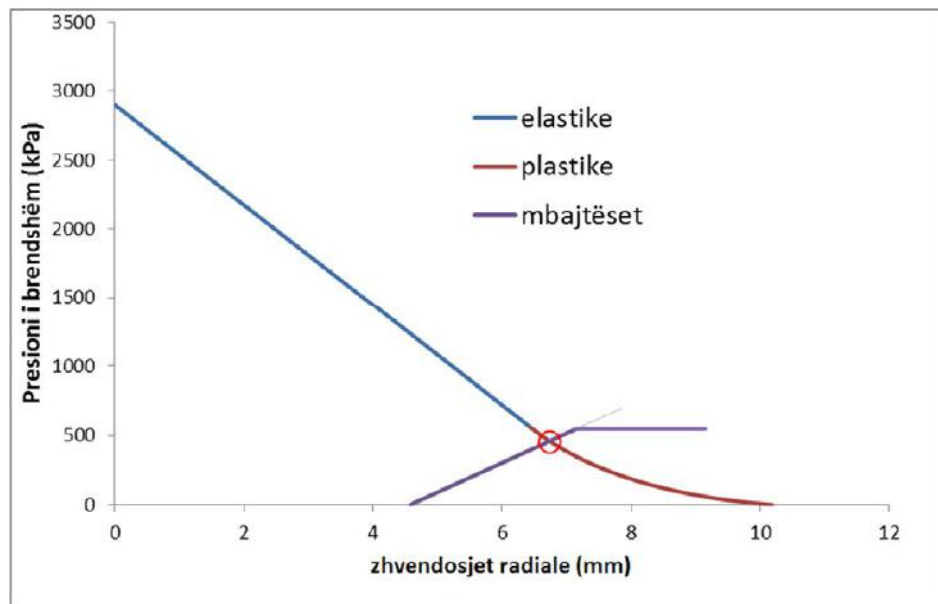


Figura 7.12. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.19$.

Varianti 4 (IPN220):

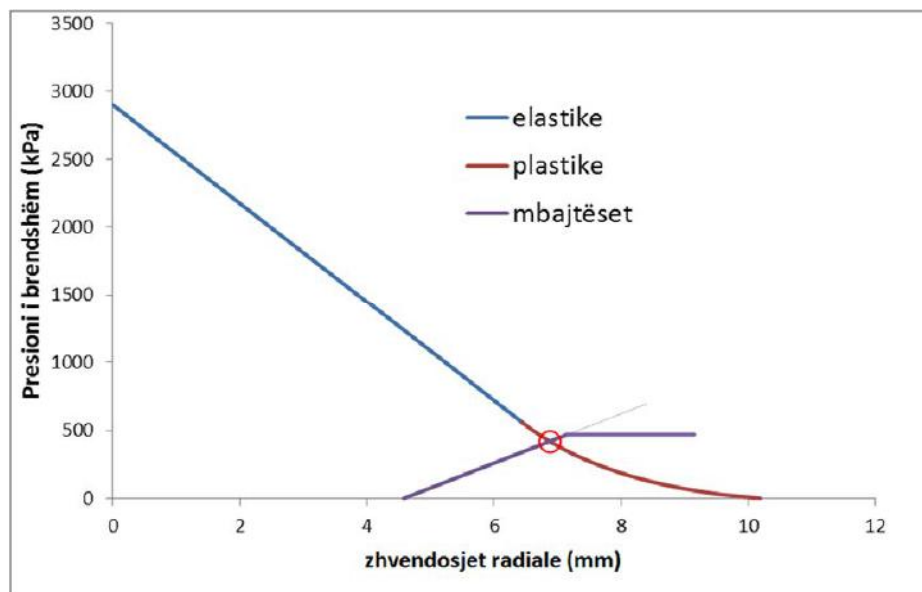


Figura 7.13. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.12$.

7.1.2.2. Sauku. Llogaritjet me metodën deterministike.

Varianti 1 (HEA280):

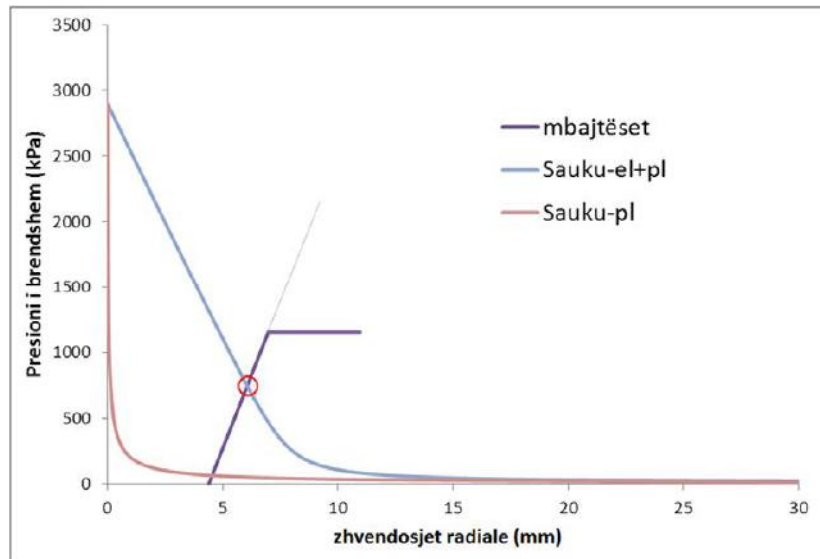


Figura 7.14. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigorisë $FS = 1.55$.

Varianti 2 (IPN200):

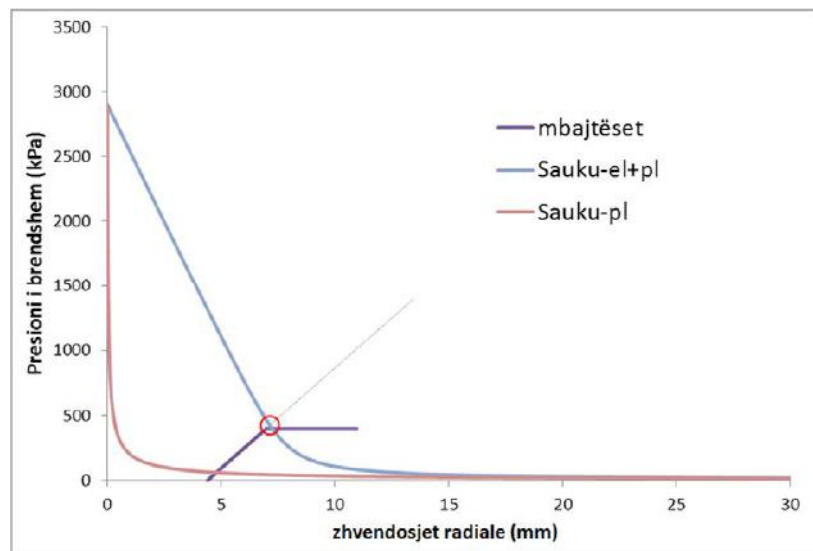


Figura 7.15. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigorisë $FS = 0.94$.

Varianti 3 (IPN240):

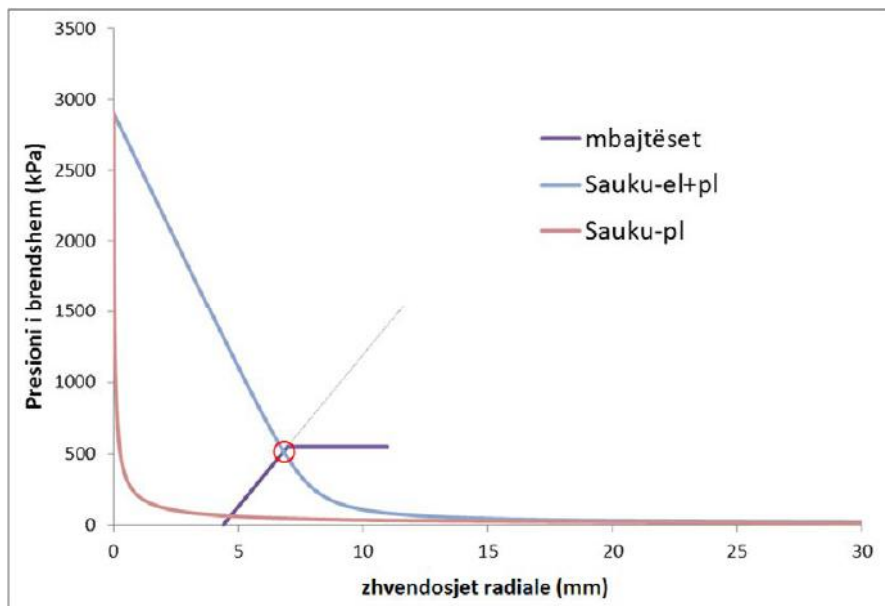


Figura 7.16. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigurtisë $FS = 1.06$.

Varianti 4 (IPN220):

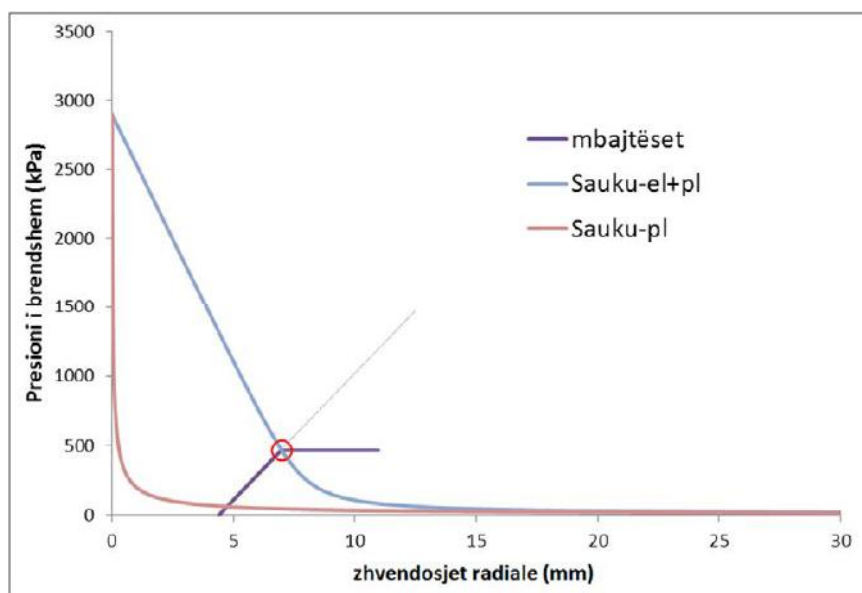


Figura 7.17. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit

Për rastin më lart, faktori i sigurtisë $FS = 1.00$.

Tabela 7.2, jep një përmblendhje për llogaritjet deterministike, sipas dy metodologjive, Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe Sauku, në katër variantet e ndryshme.

Tabela 7.2. Rezultatet e metodës deterministike për tunelin e devijimit.

Varianti	Carranza – Torrez dhe Fairhurst	Sauku
1 (HEA280)	1.69	1.55
2 (IPN200)	1.05	0.94
3 (IPN240)	1.19	1.06
4 (IPN220)	1.12	1.00

7.1.3. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i devijimit. Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

7.1.3.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM.

Tabela 7.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FOSM

	Variantet			
	1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.0703	0.2199	0.1874	0.2047
$\mu(\text{FS}) =$	1.6897	1.0482	1.1899	1.1181
$\beta_N =$	9.8121	0.2192	1.0135	0.5768
$\beta_{LN} =$	12.5940	0.1231	1.0327	0.5239
$p_{FN} =$	4.995E-23	0.4132	0.1554	0.2820
$p_{FLN} =$	1.138E-36	0.4510	0.1509	0.3002

Ku, $\sigma(\text{FS})$ – devijimi mesatar kuadratik i faktorit të sigurisë

$\mu(\text{FS})$ – vlera mesatare e faktorit të sigurisë

β_N – treguesi i besueshmërisë për shpërndaje Normale të FS

β_{LN} – treguesi i besueshmërisë për shpërndaje logNormale të FS

p_{FN} – probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje Normale

p_{FLN} – probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse për shpërndarje logNormale

7.1.3.2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM.

Tabela 7.4. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda PEM

	Variantet			
	1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
$\sigma(\text{FS})=$	0.1214	0.2222	0.1902	0.2069
$\mu(\text{FS})=$	1.9443	1.1796	1.3443	1.2604
$\beta_N=$	7.7766	0.8081	1.8104	1.2585
$\beta_{LN}=$	7.2727	0.1197	1.0154	0.5165
$p_N=$	3.725E-15	0.2095	0.0351	0.1041
$p_{LN}=$	1.761E-13	0.4524	0.1550	0.3028

7.1.3.3. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM.

Tabela 7.5. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FORM

		Variantet			
		1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
Normale	$\beta =$	nuk konvergjon	0.1967	nuk konvergjon	0.5643
	$p_r =$	zero	0.4220	zero	0.2863
	$\mu(\text{FS})=$	1.6114	1.00	1.0752	1.00
logNormale	$\beta =$	nuk konvergjon	0.5355	nuk konvergjon	0.4172
	$p_r =$	zero	0.2961	zero	0.3383
	$\mu(\text{FS})=$	1.6114	1.00	1.0752	1.00

7.1.3.4. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës së simulimit Monte Carlo.

Simulimi Monte Carlo u krye duke bërë dhe analizën për numrin minimal të simulimeve të nevojshëm. (spjeguar në Kapitullin 2).

Për të gjitha llogaritjet, u pranua një gabim $E = 1\%$.

Varianti 1 (HEA280)



Figura 7.18. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit

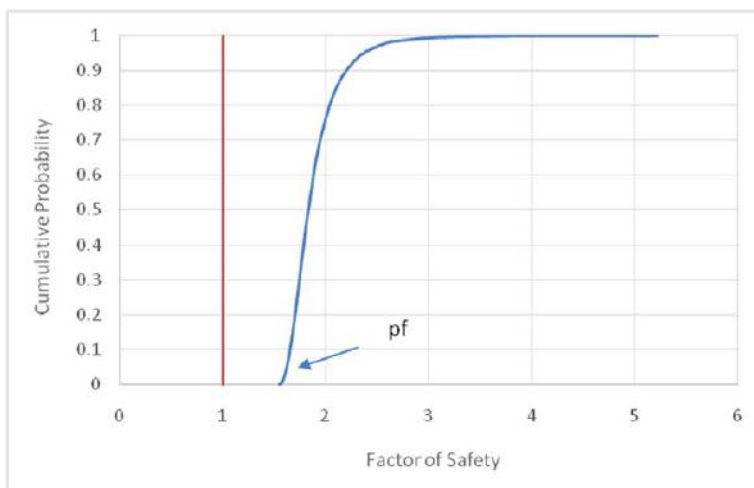


Figura 7.19. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.18, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 710$. Iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura 7.19, $p_f = 0.00$ (nuk ka mundësi të ndodhë humbja e aftësisë mbajtëse (dështimi) e konstruksionit mbajtës).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurtisë:

$$\mu(FS) = 1.8956$$

$$\sigma(FS) = 0.2575$$

Varianti 2 (IPN220)



Figura 7.20. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit

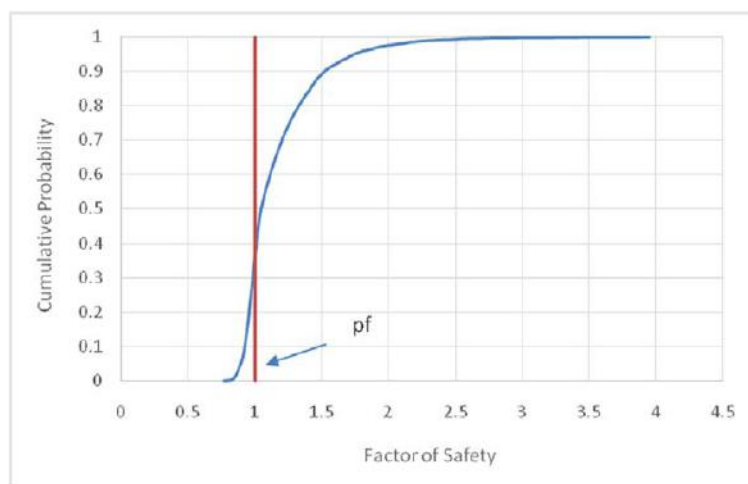


Figura 7.21. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.20, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 2605$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura 7.21, $p_f = 0.3519$, dmth ka 35.19% mundësi që të dështojë konstruksioni mbajtës.

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.1619$$

$$\sigma(FS)=0.3025$$

Varianti 3 (IPN240)



Figura 7.22. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit

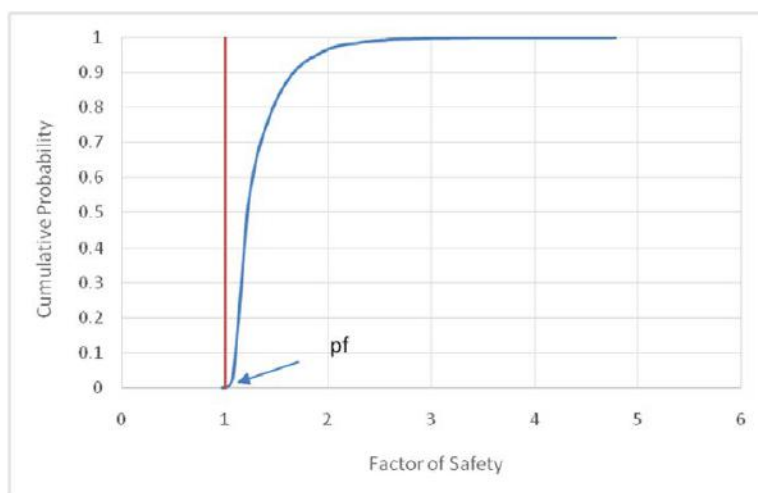


Figura 7.23. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmblendhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.22, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 1795$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura 7.23, $p_f = 0.001136$, dmth ka 0.11% mundësi që të dështojë (shkatërrohet) konstruksioni mbajtës.

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.3216$$

$$\sigma(FS)=0.2854$$

Varianti 4 (IPN220)



Figura 7.24. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit



Figura 7.25. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.24, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 2195$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura 7.25, $p_f = 0.0519$, dmth ka 5.19% mundësi që të dështojë (shkatërrohet) konstruksioni mbajtës.

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigorisë:

$$\mu(FS)=1.2367$$

$$\sigma(FS)=0.2954$$

Tabela 7.6. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, simulimi Monte Carlo, tuneli i devijimit.

	Variantet			
	1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
$\mu(\text{FS})=$	1.895633	1.161932	1.321613	1.236707
$\sigma(\text{FS})=$	0.257522	0.302494	0.285409	0.295431
$N_{\text{nev}}=$	708.9793	2603.656	1791.585	2192.259
$N=$	6500	6500	6500	6500
$p_r=$	0	0.35197	0.001136	0.051884

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

7.1.3.5. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë.

Tabela 7.7. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, tuneli i devijimit.

	Varianti 1 (HEA280)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.6897	1.9443	1	1.8956
$\sigma(\text{FS})=$	0.0703	0.1214	-	0.2575
$\beta_N=$	9.8121	7.7766	nk	-
$\beta_{LN}=$	12.5940	7.2727	nk	-
$p_{fN}=$	4.99E-23	3.72E-15	0	-
$p_{fLN}=$	1.14E-36	1.76E-13	0	-
$p_f=$	-	-	-	0
	Varianti 2 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.0482	1.1796	1	1.1619
$\sigma(\text{FS})=$	0.2199	0.2222	-	0.3025
$\beta_N=$	0.2192	0.8081	0.1967	-
$\beta_{LN}=$	0.1234	0.1197	0.5355	-
$p_{fN}=$	0.4132	0.2095	0.4220	-
$p_{fLN}=$	0.4510	0.4524	0.2961	-
$p_f=$	-	-	-	0.3520
	Varianti 3 (IPN240)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.1899	1.3443	1	1.3216
$\sigma(\text{FS})=$	0.1874	0.1902	-	0.2854
$\beta_N=$	1.0135	1.8104	nk	-
$\beta_{LN}=$	1.0327	1.0154	nk	-
$p_{fN}=$	0.1554	0.0351	0	-
$p_{fLN}=$	0.1509	0.155	0	-
$p_f=$	-	-	-	0.0011
	Varianti 4 (IPN220)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.1181	1.2604	1	1.2367
$\sigma(\text{FS})=$	0.2047	0.2069	-	0.2954
$\beta_N=$	0.5768	1.2585	0.5643	-
$\beta_{LN}=$	0.5237	0.5165	0.4172	-
$p_{fN}=$	0.2820	0.1041	0.2863	-
$p_{fLN}=$	0.3002	0.3028	0.3383	-
$p_f=$	-	-	-	0.0519

Tek dy metodat e para, FOSM, dhe PEM, kemi pranuar shpërndarje Normale të parametrave variabël dhe shpërndarje Normale ose logNormale të funksionit të performancës. Për metodën FORM, kemi pranuar shpërndarje Normale ose logNormale të parametrave variabël dhe shpërndarje Normale për funksionin e performancës.

Në simulimin Monte Carlo, kemi pranuar variabla Normale të parametrave variabël dhe nuk kemi pasur të nevojshëm të pranojmë ndonjë lloj shpërndarjeje për funksionin e performancës, pasi nga simulimi Monte Carlo, mund të ndërtojmë drejtëpërdrejt grafikun e probabilitetit kumulativ.

Figurat 7.26 dhe 7.27, japin një krahasim të grafikut të densitetit të probabilitetit që është ndërtuar nga simulimi Monte Carlo, dhe pranimit të shpërndarjes Normale (figura 7.26) dhe logNormale (figura 7.27), për variantin 1.

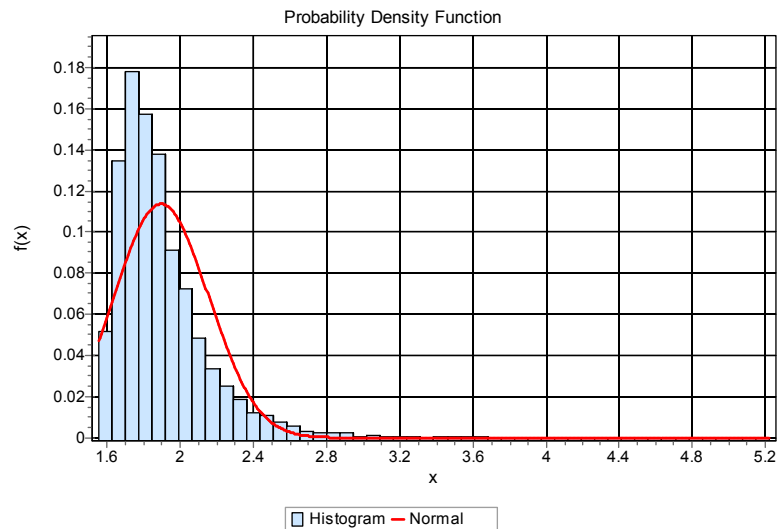


Figura 7.26. Grafiku i densitetit real të probabilitetit (histograma), i përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen Normale. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i devijimit

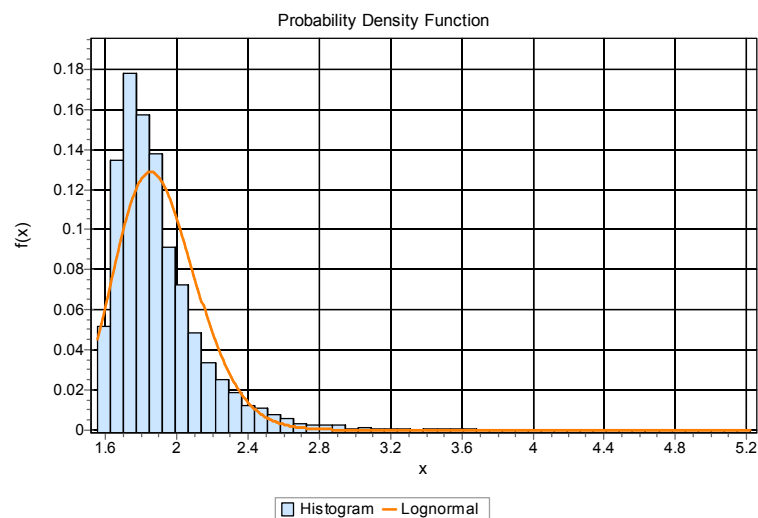


Figura 7.27. Grafiku i densitetit real të probabilitetit (histograma), i përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen logNormale. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i devijimit

7.1.4. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i devijimit. Metoda Sauku.

7.1.4.1. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli i devijimit.

Tabela 7.8. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FOSM, tuneli i devijimit.

	Variantet			
	1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.1184	0.1318	0.1253	0.1281
$\mu(\text{FS}) =$	1.5478	0.9352	1.0648	0.9986
$\beta_N =$	4.6267	-0.4915	0.5173	-0.0110
$\beta_{LN} =$	5.6807	-0.5477	0.4769	-0.0749
$p_{IN} =$	1.858E-06	0.6885	0.3025	0.5044
$p_{ILN} =$	6.709E-09	0.7080	0.3167	0.5298

7.1.4.2. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM.

Tabela 7.9. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda PEM, tuneli i devijimit.

	Variantet			
	1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.1101	0.1196	0.1148	0.1168
$\mu(\text{FS}) =$	1.5558	0.9536	1.0787	1.0145
$\beta_N =$	5.0465	-0.3878	0.6855	0.1238
$\beta_{LN} =$	6.1109	-0.5896	0.5305	-0.0704
$p_{IN} =$	2.25E-07	0.6509	0.2465	0.4508
$p_{ILN} =$	4.954E-10	0.7223	0.2979	0.5280

7.1.4.3. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli i devijimit.

Tabela 7.10. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FORM, tuneli i devijimit.

		Variantet			
		1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
Normale	$\beta =$	5.2428	nk	0.6737	0.0153
	$p_f =$	7.907E-08	>0.5	0.2502	0.4939
	$\mu(\text{FS}) =$	1	<1	1	1
logNormale	$\beta =$	nk	nk	0.6946	0.8585
	$p_f =$	0	>0.5	0.2436	0.1953
	$\mu(\text{FS}) =$	>1	<1	1	1

7.1.4.4. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës simulimit Monte Carlo. Tuneli i devijimit.

Varianti 1 (HEA280)



Figura 7.28. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit

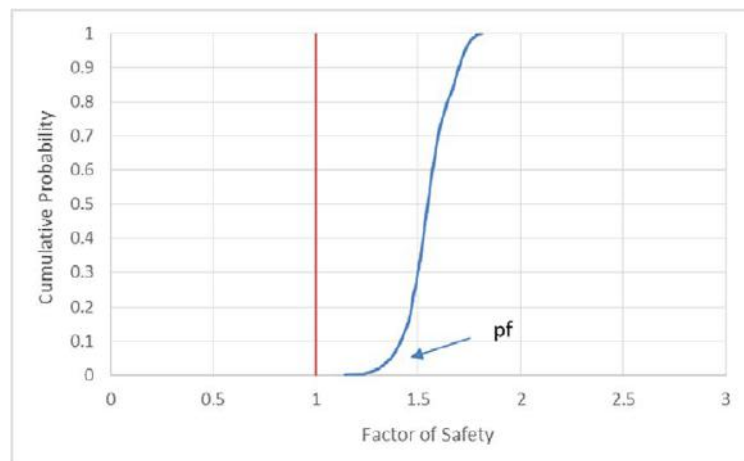


Figura 7.29. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, HEA280, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.28, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 190$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura 7.29, $p_f = 0.00$ (nuk ka mundësi të ndodhë humbja e aftësisë mbajtëse (dështimi) e konstruksionit mbajtës)

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.5493$$

$$\sigma(FS) = 0.1078$$

Varianti 2 (IPN200)



Figura 7.30. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit

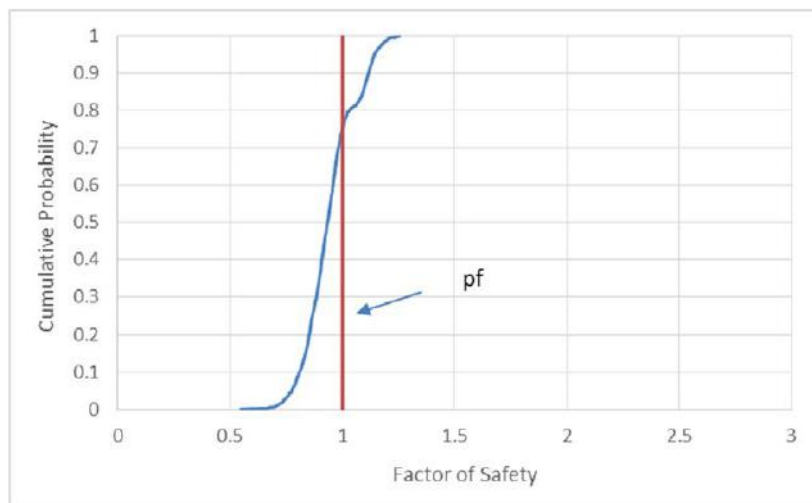


Figura 7.31. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN200, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.30, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 550$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura 7.31, $p_f = 0.7513$ (ka 75.13% mundësi të ndodhë humbja e aftësisë mbajtëse (dështimi) e konstruksionit mbajtës)

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=0.9439$$

$$\sigma(FS)=0.1125$$

Varianti 3 (IPN240)



Figura 7.32. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti3, IPN240, Tuneli i devijimit

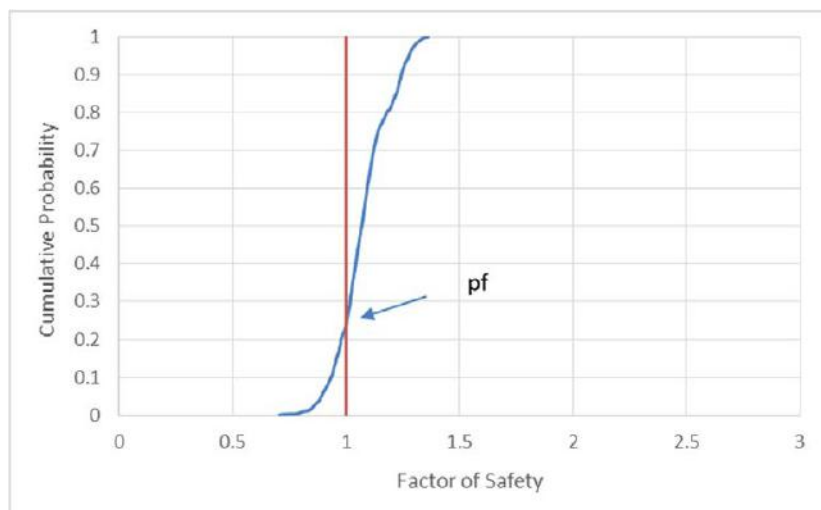


Figura 7.33. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 3, IPN240, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.32, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 440$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura 7.33, $p_f = 0.2372$ (ka 23.72% mundësi të ndodhë humbja e aftësisë mbajtëse (dështimi) e konstruksionit mbajtës).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.0756$$

$$\sigma(FS)=0.1151$$

Varianti 4 (IPN220)



Figura 7.34. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit

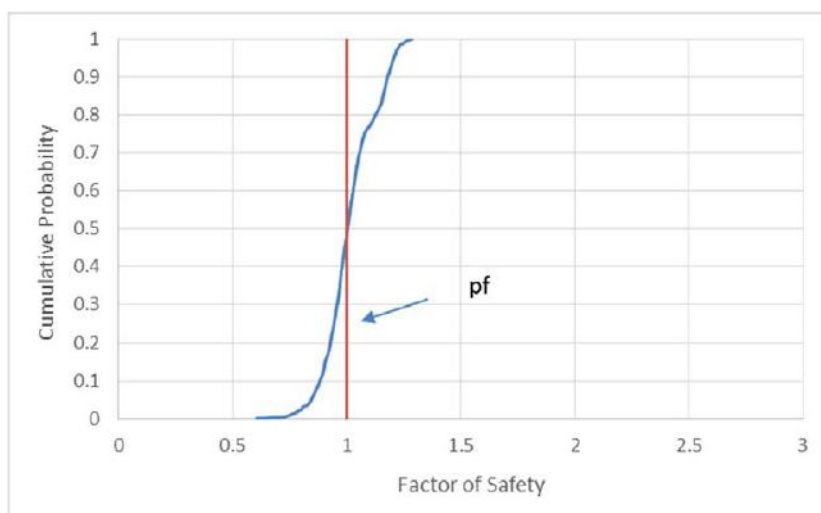


Figura 7.35. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN220, Tuneli i devijimit

Nga figura 7.34, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 465$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura 7.35, $p_f = 0.4810$ (ka 48.10% mundësi të ndodhë humbja e aftësisë mbajtëse (dështimi) e konstruksionit mbajtës).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.0150$$

$$\sigma(FS)=0.1114$$

Tabela 7.11. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, simulimi Monte Carlo, tuneli i devijimit.

	Variantet			
	1 (HEA280)	2 (IPN200)	3 (IPN240)	4 (IPN220)
$\mu(\text{FS})=$	1.5493	0.9439	1.0756	1.0150
$\sigma(\text{FS})=$	0.1078	0.1125	0.1151	0.1114
$N_{\text{nev}}=$	185.9	545.7	439.9	463.0
$N=$	1000	1000	1000	1000
$p_r=$	0	0.7513	0.2372	0.4810

7.1.4.5. Sauku. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli i devijimit.

Tabela 7.12. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, tuneli i devijimit.

	Varianti 1 (HEA280)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.5478	1.5558	1	1.5493
$\sigma(\text{FS})=$	0.1184	0.1101	-	0.1078
$\beta_N=$	4.6267	5.0465	5.2428	-
$\beta_{LN}=$	5.6807	6.1109	nk	-
$p_{fN}=$	1.8577E-06	2.25E-07	7.907E-08	-
$p_{fLN}=$	6.7087E-09	4.95E-10	0	-
$p_f=$	-	-	-	0
	Varianti 2 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	0.9352	0.9536	<1	0.9439
$\sigma(\text{FS})=$	0.1318	0.1196	-	0.1125
$\beta_N=$	-0.4915	-0.3878	nk	-
$\beta_{LN}=$	-0.5477	-0.5896	nk	-
$p_{fN}=$	0.6885	0.6509	>0.5	-
$p_{fLN}=$	0.708	0.7223	>0.5	-
$p_f=$	-	-	-	0.7513
	Varianti 3 (IPN240)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.0648	1.0787	1	1.0756
$\sigma(\text{FS})=$	0.1253	0.1148	-	0.1151
$\beta_N=$	0.5173	0.6855	0.6737	-
$\beta_{LN}=$	0.4769	0.5305	0.6946	-
$p_{fN}=$	0.3025	0.2465	0.2502	-
$p_{fLN}=$	0.3167	0.2979	0.2436	-
$p_f=$	-	-	-	0.2372
	Varianti 4 (IPN220)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	0.9986	1.0145	1	1.015
$\sigma(\text{FS})=$	0.1281	0.1168	-	0.1114
$\beta_N=$	-0.011	0.1238	0.0153	-
$\beta_{LN}=$	-0.0749	-0.0704	0.8585	-
$p_{fN}=$	0.5044	0.4508	0.4939	-
$p_{fLN}=$	0.5298	0.528	0.1953	-
$p_f=$	-	-	-	0.481

7.2. Përmbledhje dhe përfundime.

Nga llogaritjet e shumta të kryera (10000 iteracione janë kryer në vetëm një prej simulimeve Monte Carlo), si deterministike, ashtu dhe të analizës së besueshmërisë (kjo e fundit e realizuar me metoda diskrete dhe stokastike), u vu re një ngjashmëri në përfundimet e dy metodave analitike (Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst).

Në disa raste, në analizën e besueshmërisë, ka ndryshime në vlerën e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse të llogaritur me metodat diskrete (FOSM dhe PEM), në krahasim me metodat stokastike (FORM dhe simulimi Monte Carlo). Këto janë vënë re tek të katër tunelet e marrë në studim. Arsye për këto ndryshime janë se metodat diskrete e vlerësojnë funksionin e performancës (në rastin tonë faktorin e sigurisë të konstruksionit mbajtës të tunelit) vetëm në disa pika diskrete, kurse metodat stokastike e vlerësojnë në shumë pika të rastësishme.

Sërisht në analizën e besueshmërisë, ka ndryshime midis tre metodave të cilat kanë të domosdoshme pranimin e një shpërndarjeje për funksionin e performancës (metodat FOSM, PEM dhe FORM janë përdorur me shpërndarje Normale dhe logNormale) dhe midis simulimit Monte Carlo, sipas të cilit ne nuk duhet të pranojmë një shpërndarje, por e ndërtojmë vetë histogramën me rezultatet që përftojmë nga ky simulim.

Ndryshimet janë më të theksuara kur përdoret metoda Carranza – Torrez dhe Fairhurst, pasi është vënë re se dhe devijimi mesatar kuadratik në këto raste është më i madh, gjithashtu krahasimi i shpërndarjes reale me ato Normale dhe logNormale, tregon se ka diferenca të mëdha (ky krahasim është bërë për Tunelin e Devijimit, Tunelin e energjisë 1 dhe tunelin kryesor të energjisë).

Në analizën e besueshmërisë të kryer për tunelet e energjisë 1 dhe tunelin kryesor të energjisë, duke përdorur metodën e Sauku, është vënë re se histograma e përftuar nga simulimi Monte Carlo, ka një zonë të ndërmjetme e cila nuk ka vlera të funksionit të performancës. Kjo ka ndodhur për efekt të kalimit të sjelljes së shkëmbit rreth tunelit nga sjellja elasto – plastike (vlerat e vogla të faktorit të sigurisë) në sjellje elastike (vlerat e mëdha të faktorit të sigurisë).

Përdorimi në këtë rast i metodave diskrete jep përfundime shumë të pasakta në vlerën e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse (gjë që e kanë treguar rezultatet e llogaritjeve për këto dy tunele).

Nuk është hasur në literaturë të ngjashme ndonjë vlerë limit e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit) të konstruksionit mbajtës të tuneleve. Në llogaritjet

e kryera në këtë kapitull, në shumë raste vlera e faktorit të sigurisë është më e madhe sesa 1 dhe probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse është një vlerë që ka shkuar deri afër 65%. Përfundime të tilla, tregojnë se është e domosdoshme që të kryhet analiza e besueshmërisë në këto raste dhe duhet të mendohet në vijim për një vlerë limit të probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse.

Kapitulli 8

Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm. Integrimi i analizës së besueshmërisë në këtë metodë.

Hyrje

Në këtë kapitull do përdorim metodën e elementëve të fundëm në modelimin dhe llogaritjen e katër tuneleve të marrë në studim. Modelimi do bëhet 2D dhe 3D, duke përdorur përkatësisht programet RS2 dhe RS3 të Rocscience.

Llogaritjen do jenë deterministike për modelimet 2D dhe 3D, gjithashtu do kryhet analiza e besueshmërisë për konstruksionin mbajtës të tuneleve me metodën PEM, për rastin e modelimeve 2D.

8.1. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi dy përmasor i tuneleve.

Në këtë paragraf do të përdoret metoda e „Zbutjes së materialit“ (RS2 tutorial, 2016) për simulimin e avancimit të tunelit dhe përcaktimin e faktorit të siguri së konstruksionit mbajtës të tunelit. Elementët e përdorur në modelimin e masivit shkëmbor janë trekëndësha me 6 nyje.

Metoda e „Zbutjes së materialit“ është e ngjashme me metodën konvergjencë – kundërveprim, për të cilën kemi folur gjatë në kapitullin 4, i vetmi ndryshim nga aplikimi, është se kundërveprimi i brëndshëm që varionte nga p_0 (sforcimi fillestar) në zero për të modeluar gërmimin, në rastin e modelimit 2D arrihet duke i ndryshuar modulën e deformimit materialit, nga vlera maksimale që është ajo e masivit shkëmbor, duke e ulur në faza të ndryshme derisa arrijmë në gërmimin përfundimtar ku nuk ka më shkëmb, pra tuneli është gërmuar. Figura 8.1 pëmbledh shpjegimet e bëra më lart për metodën e „Zbutjes së materialit“.

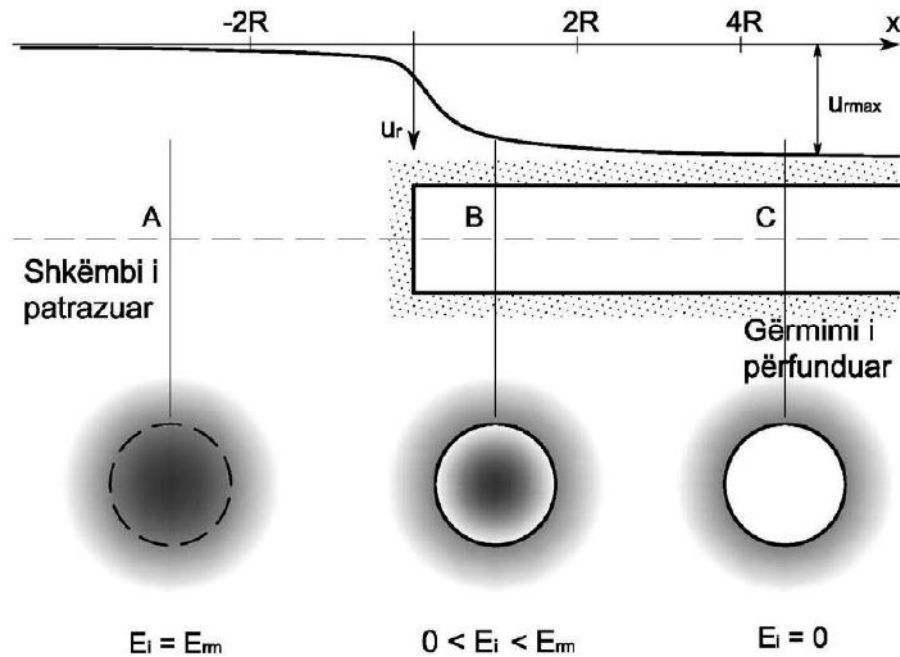


Figura 8.1. Ecuria e zhvendosjeve radiale në funksion të distancës nga fronti i gërmimit, me përdorimin e metodës së „Zbutjes së materialit“.

Metoda e përshkruar më lart quhet Simulimi i tunelit 3D duke përdorur teknikën e zvogëlimit të ngurtësisë së materialit (RS2 tutorial 2016).

Programi i përdorur është RS2 i rocscience (RS2, Rocscience).

Për të projektuar konstruksionin mbajtës të tunelit, do përdoret procedura si më poshtë:

- Përcaktimi i zhvendosjeve të faqeve të tunelit në momentin para vendosjes të konstruksionit mbajtës. Kjo vlerë mund të gjendet ose me modelim 3D të tunelit (spjeguar në paragrafin 8.2), ose duke përdorur zgjidhjet empirike si ato të propozuara nga Panet dhe Guenot (Panet, Guenot 1982) ose Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009). Në llogaritjet e mëposhtme, do përdoret Vlachopoulos dhe Diederichs.
- Duke përdorur teknikën e zvogëlimit të ngurtësisë së materialit, përcaktohet moduli i deformimit të shkëmbit i cili jep vlerën për të cilën zhvendosja e faqeve të tunelit është sa zhvendosja para vendosjes së konstruksionit mbajtës të tunelit, vlerë e cila është përcaktuar në hapin a.
- Ndërtohet modeli i cili jep një zhvendosje me vlerën e llogaritur në hapin b. Shtohet konstruksioni mbajtës dhe përcaktohet nëse 1. Tuneli është i qëndrueshëm. 2. Konstruksioni mbajtës i plotëson kërkesat e faktorit të sigurisë të pranuar. Nëse ndonjë nga këto kërkesa nuk plotësohet, atëherë zgjidhet një sistem tjetër konstruksioni mbajtës dhe rillogaritet modeli.

Kriteri i rezistencës së masivit shkëmbor që do përdoret në llogaritje është kriteri i përgjithësuar i Hoek – Brown.

8.1.1. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike.

8.1.1.1 Tuneli i devijimit. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 46.62 \text{ Mpa}$$

$$GSI = 29.93$$

$$m_i = 10$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

$$p_o = 100 \cdot 29 = 2900 \text{ kPa} = 2.9 \text{ Mpa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 9.1 \text{ m}$$

$$h = 7.4 \text{ m}$$

$$h_o = 4.4 \text{ m}$$

Modeli i tunelit jepet në figurën 8.2.

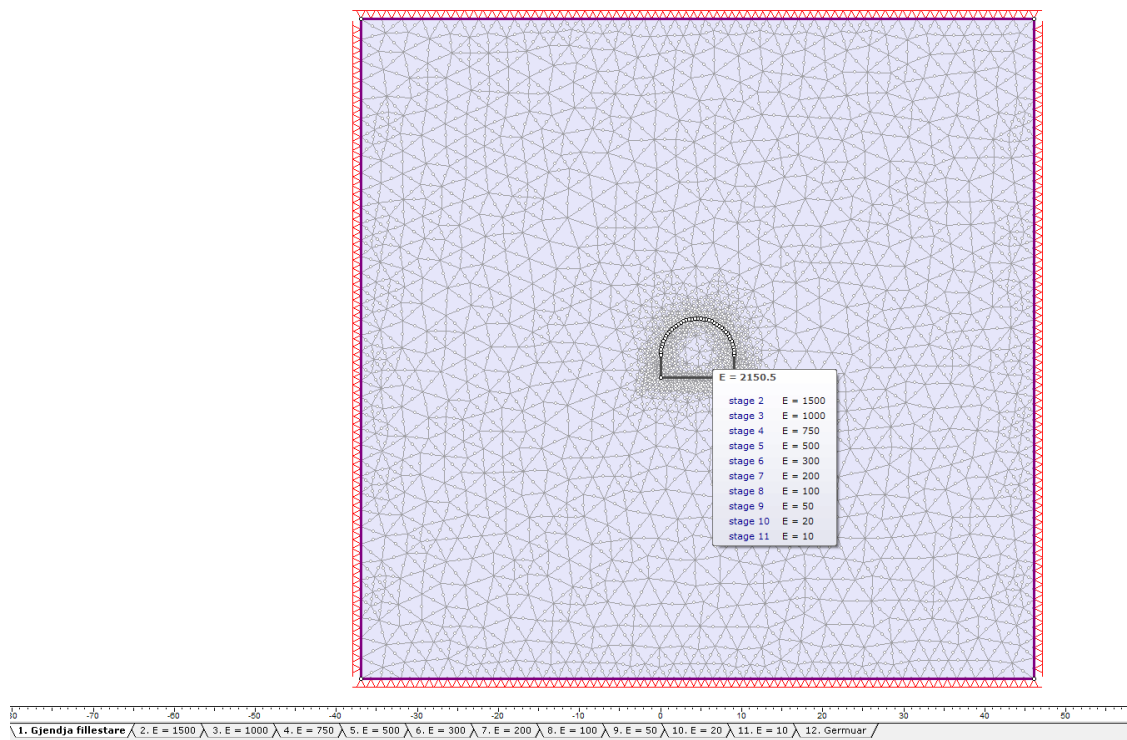


Figura 8.2. Modeli 2D i tunelit të devijimit.

Nga llogaritjet, zhvendosjet maksimale në pjesën e tavanit të tunelit, në fazën kur tuneli ka përfunduar gërmimin, janë $u_{\max} = 0.01177 \text{ m}$ dhe $R_{pl} = 5.05 \text{ m}$.

Zhvendosjet dhe zona plastike tregohen në figurën 8.3.

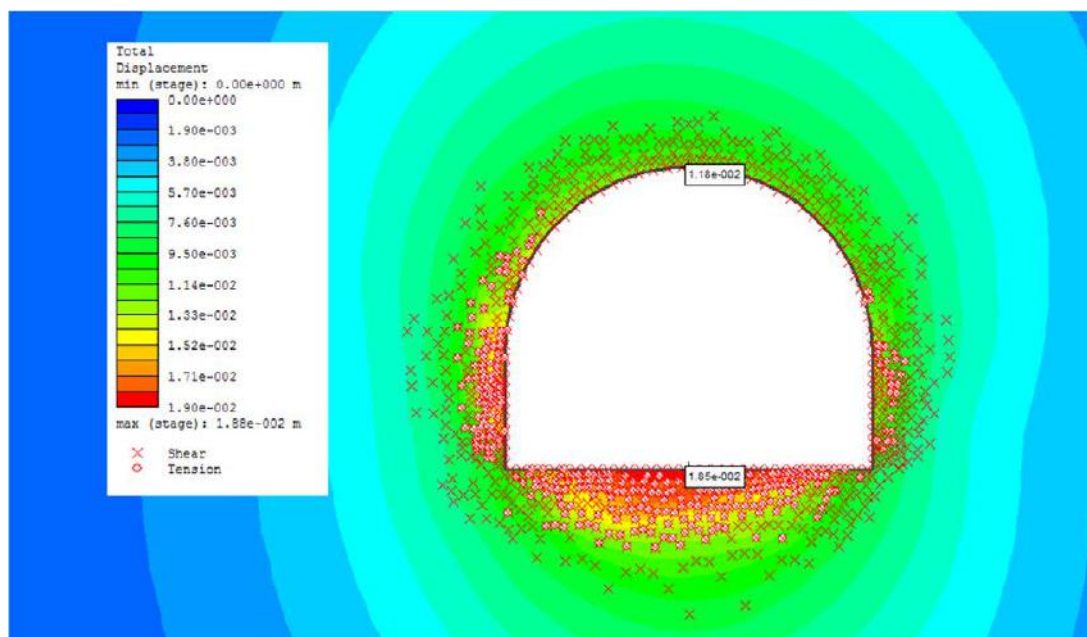


Figura 8.3. Zhvendosjet dhe zona plastike. Tuneli i devijimit.

Duke përdorur metodën Vlachopoulos dhe Diederichs, $ur(x = 1.0m) = 0.005493$ m.

Gjejmë se kujt moduli deformimi i përket kjo vlerë zhvendosjeje, për të përcaktuar se kur do të vendosim strukturat mbajtëse të tunelit, nga grafiku i zhvendosjeve – modul deformimi (figura 8.4).

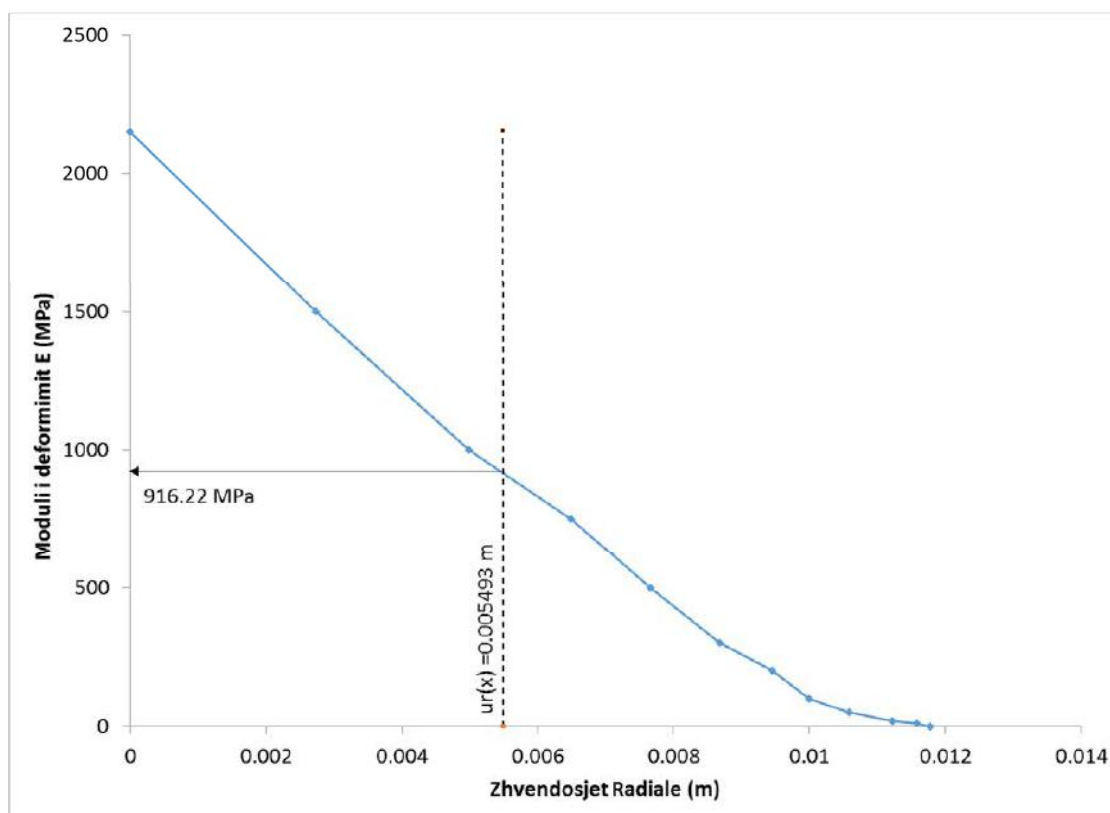


Figura 8.4. Modeli 2D i tunelit të devijimit, Zhvendosjet – Moduli i deformimit.

Duhet që të rillogarisim modelin, në këtë rast me vendosjen e strukturave mbajtëse, të cilat do vendosen për $E = 916.22 \text{ MPa}$, dhe mbas kësaj faze, bëhet gërmimi përfundimtar i tunelit. Figura 8.5 tregon zhvendosjet radiale të tunelit dhe zonën plastike kur ka përfunduar gërmimi me konstruksionin mbajtës të tunelit të vendosur.

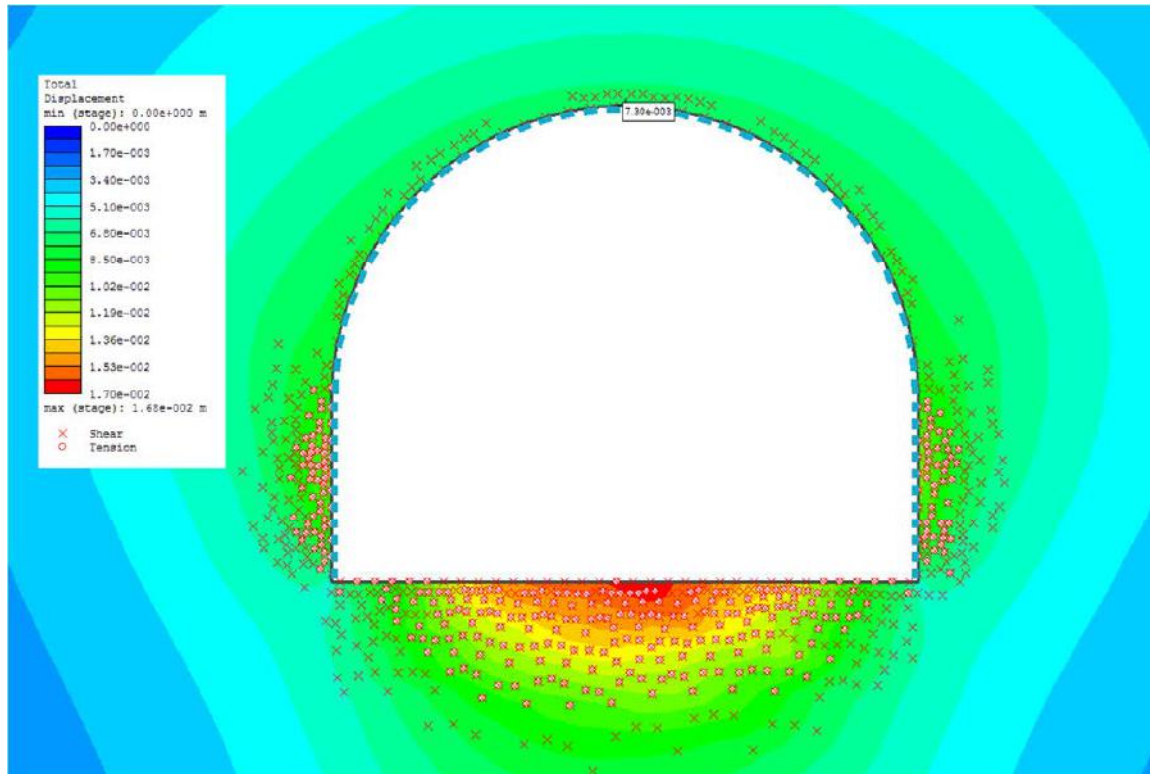


Figura 8.5. Zhvendosjet dhe zona plastike rreth tunelit mbas vendosjes të konstruksionit mbajtës dhe gërmimit përfundimtar të tij. Tuneli i devijimit.

Konstruksioni mbajtës i përdorur përbëhet nga profile IPN200 të vendosura çdo 1 m, dhe torkret beton me trashësi 15 cm.

Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit për rastin më lart janë treguar në figurën 8.6. Grafikët janë ndërtuar duke përdorur metodën Carranza – Torrez dhe Diederichs (2009).

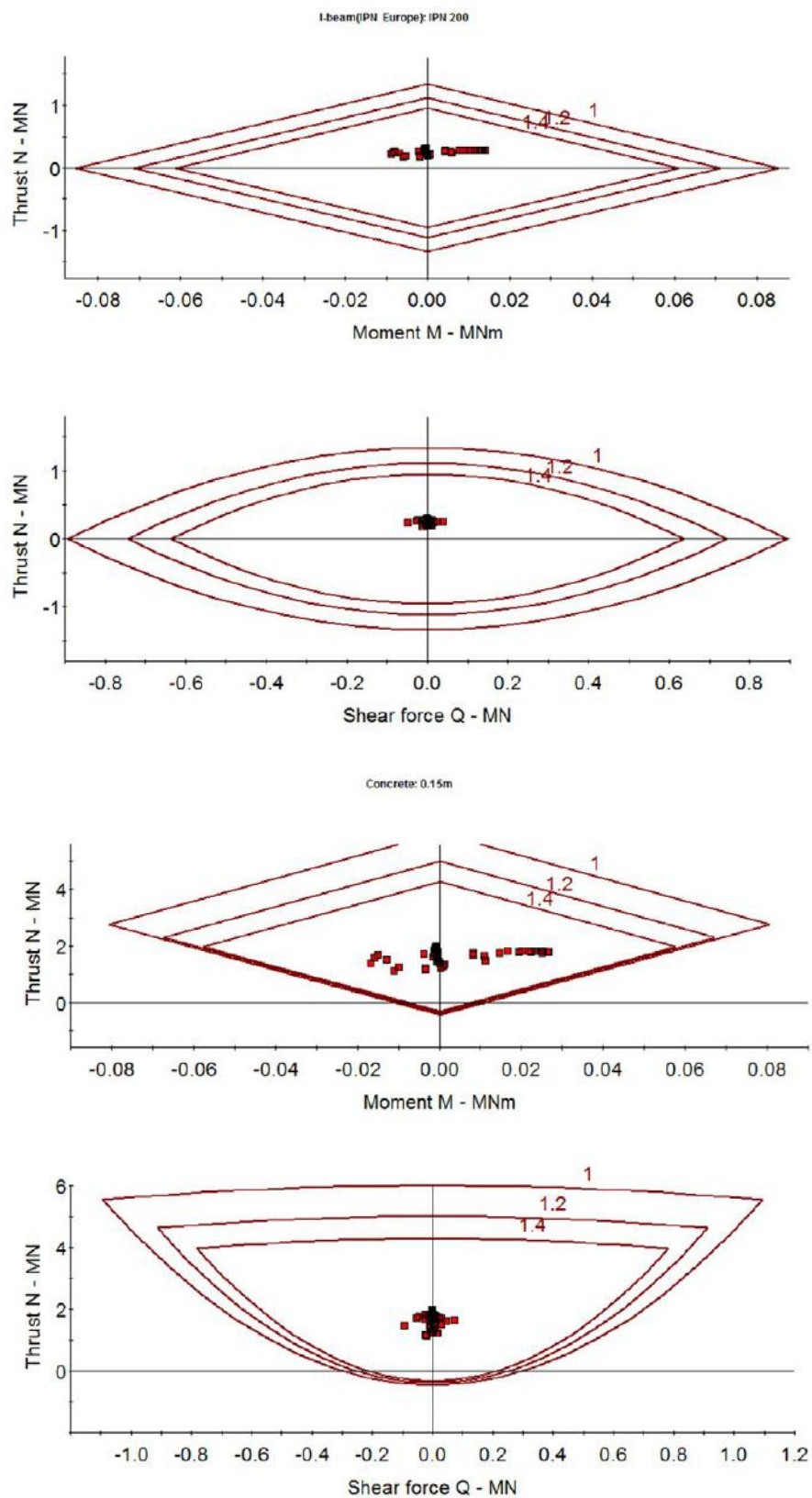


Figura 8.6. Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit të tunelit të devijimit, për profile IPN 200 dhe torkret beton 15 cm.

Pikat në mes u përkasin pikave të ndryshme të konstruksionit mbajtës në model. Nga figura shikohet se të gjitha pikat e konstruksionit mbajtës janë me faktor sigurie më të madh se 1.4.

Tabela 8.1 është një përmbledhje e rezultateve të llogaritjeve të tunelit të devijimit me FEM 2D, të kryera me programin RS2, të krahasuar me llogaritjet analitike sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

Tabela 8.1. Krahasimi i rezultateve për llogaritjet deterministike, midis RS2, Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i devijimit.

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst
$U_{r(max)}(m) =$	0.011771	0.019709	0.010186
$R_{pl}(m)$	5.05	7.3	5.54
$U_{r(x)}(m)$	0.0054931	0.0043988	0.004575
FS	> 1.4	0.94	1.05
* $U_{r(max)}$ sipas Sauku është llogaritur për një kundërveprim të brendshëm po/100			

8.1.2. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi dy përmasor. Analiza e besueshmërisë.

Kryerja e analizës së besueshmërisë duke përdorur metodën e elementëve të fundëm është relativisht më e vështirë sesa me metodat analitike të spjeguar në kapitullin 7. Vështirësia kryesore qëndron në kohën më të gjatë që duhet për kryerjen e llogaritjeve të një modeli. Duke marrë parasysh një vështirësi të tillë, analiza e besueshmërisë e kryer për modelimet numerike do jetë e karakterit diskret.

Në këtë paragraf, është kryer analiza e besueshmërisë për katër tunelet e marrë në studim duke aplikuar metodën e vlerësimit pikësor (PEM).

Të dhënat për tunelet janë të njëjta me ato të paragrafit 8.1.1, me përjashtim të parametrave të ndryshueshëm të cilët janë si më poshtë:

Tabela 8.2. Të dhënat e ndryshueshme të përdorura në analizën e besueshmërisë të strukturave mbajtëse të tuneleve.

	Tunelet							
	Devijimit		Energjisë 1		Kryesor i energjisë		Energjisë 2	
	$\mu(x)$	$\sigma(x)$	$\mu(x)$	$\sigma(x)$	$\mu(x)$	$\sigma(x)$	$\mu(x)$	$\sigma(x)$
q _{ci}	46.62	10.59	64.87	11.03	64.87	11.03	64.87	11.03
GSI	29.93	8.57	37.76	7.48	36.06	6.38	38.21	8.27

Llogaritjet e besueshmërisë u kryen duke marrë si funksion performance Faktorin e Sigurisë të konstruksionit mbajtës të tunelit. Analiza e besueshmërisë u krye si për profilet metalike dhe për torkret betonin, për pikat 1 dhe 2 të marra në konstruksionin mbajtës (figura 8.7)

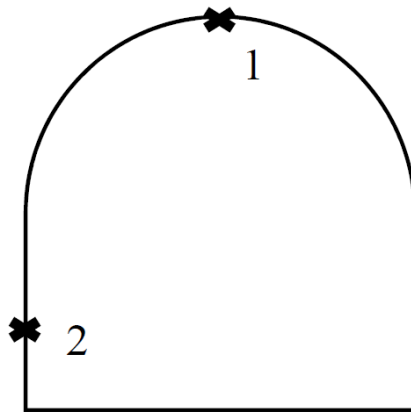


Figura 8.7. Pikat 1 dhe 2 në të cilat do të kryhet analiza e besueshmërisë.

Rezultatet e analizës së besueshmërisë me metodën PEM jepen në tabelën 8.3.

Tabela 8.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë me metodën e elementëve të fundëm, duke përdorur PEM, për të katër tunelet e marrë në studim.

	Tuneli i devijimit				Tuneli i energjisë 1			
	Pika 1		Pika 2		Pika 1		Pika 2	
	IPN200	15 cm beton	IPN200	15 cm beton	IPN100	15 cm beton	IPN100	15 cm beton
$\mu(\text{FS})$	4.1625	2.925	2.5875	1.325	15	15	5.3375	3.0625
$\sigma(\text{FS})$	0.096	0.1346	0.2132	0.5804	0	0	0.6684	0.2631
β	32.938	14.299	7.4449	0.5599	-	-	6.4897	7.8394
p_f	3E-238	1E-46	5E-14	0.2878	0	0	4E-11	2E-15
	Tuneli kryesor i energjisë				Tuneli i energjisë 2			
	Pika 1		Pika 2		Pika 1		Pika 2	
	IPN100	15 cm beton	IPN100	15 cm beton	IPN160	15 cm beton	IPN160	15 cm beton
$\mu(\text{FS})$	15	15	5.75	2.675	14.5	9.625	2.3375	1.4125
$\sigma(\text{FS})$	0	0	0.559	0.9833	0.866	0.65	0.3698	0.4904
β	-	-	8.4971	1.7035	15.588	13.28	3.6173	0.8412
p_f	0	0	1E-17	0.0442	4E-55	2E-40	0.0001	0.2001

Figurat 8.8 deri 8.11 japin mbështjellëset e rrezeve plastike për të katër tunelet e marrë në studim, të përfutuara nga analiza e besueshmërisë me modelimin 2D duke përdorur FEM.

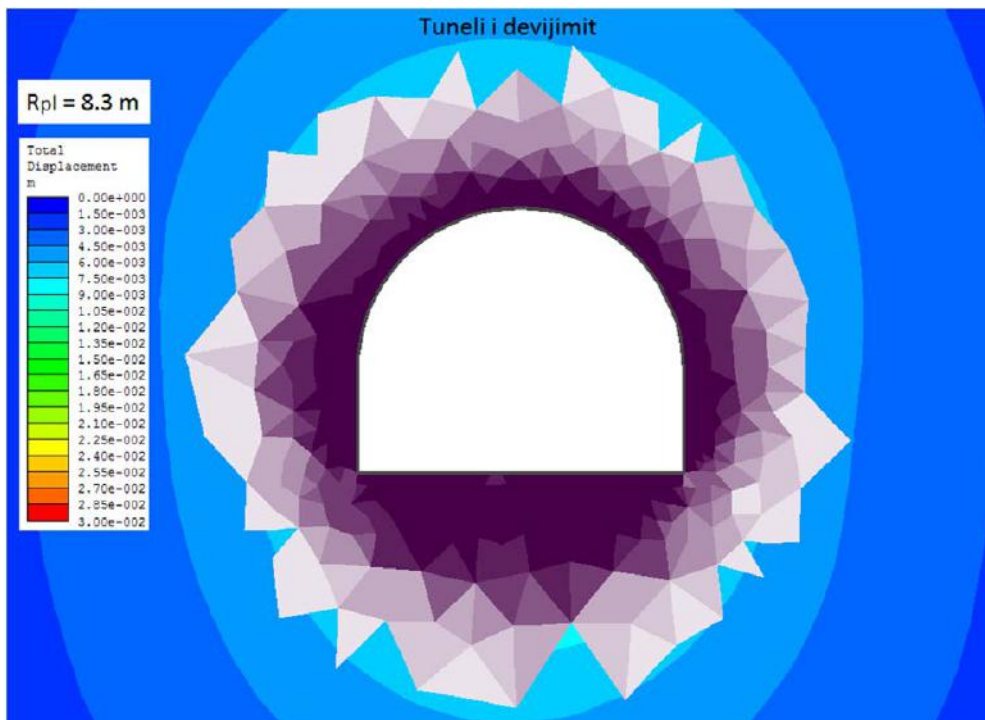


Figura 8.8. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli i devijimit.

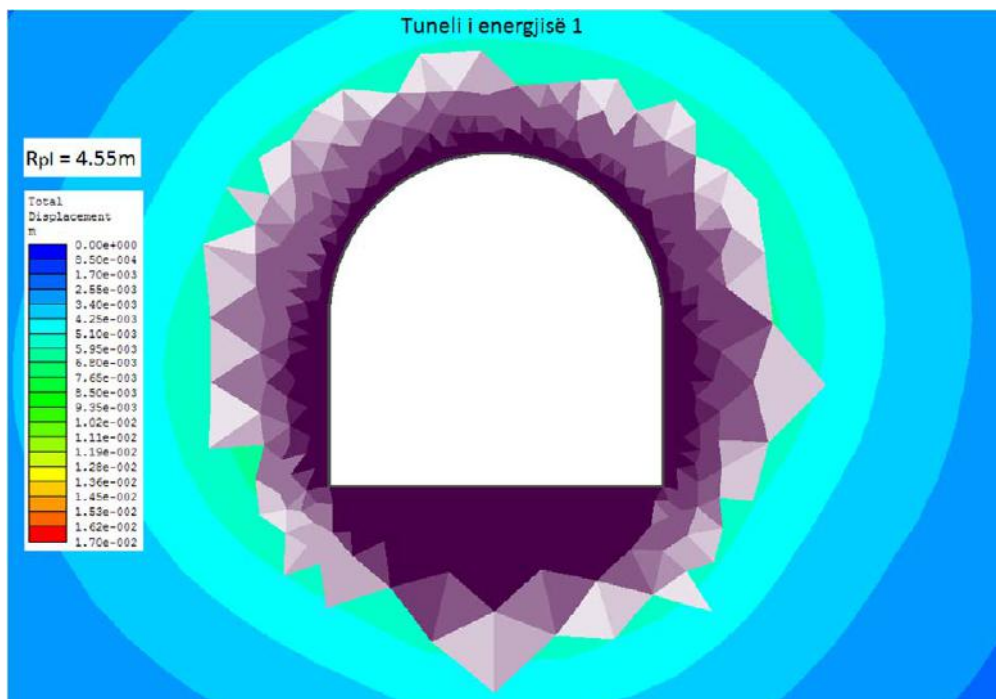


Figura 8.9. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 1.

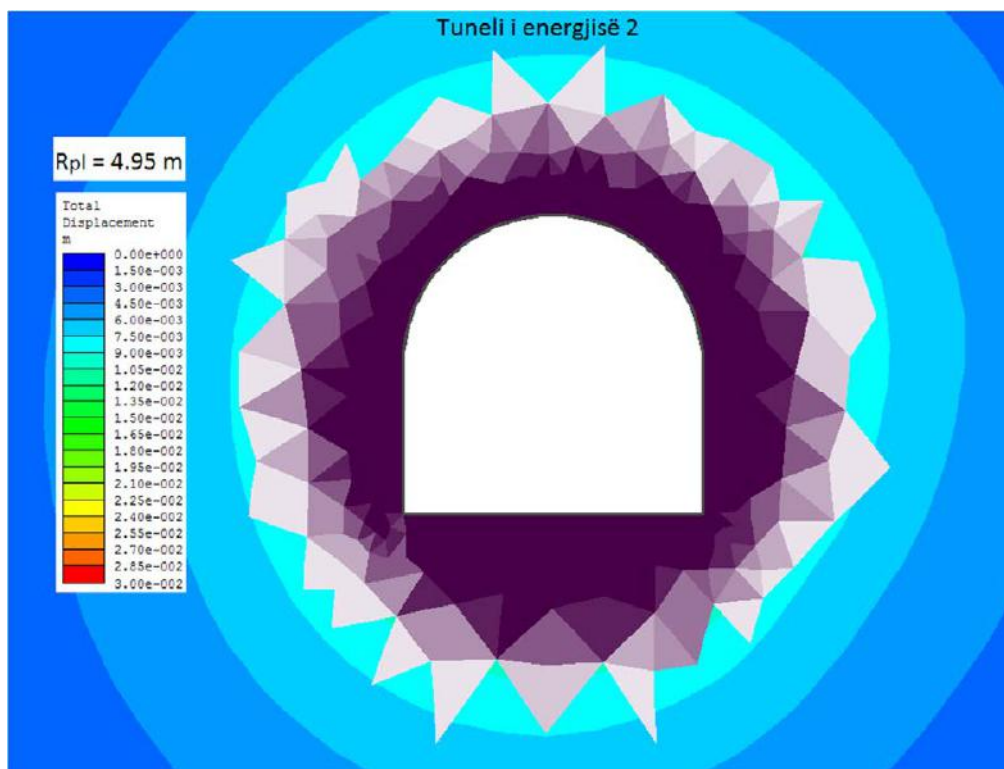


Figura 8.10. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 2.

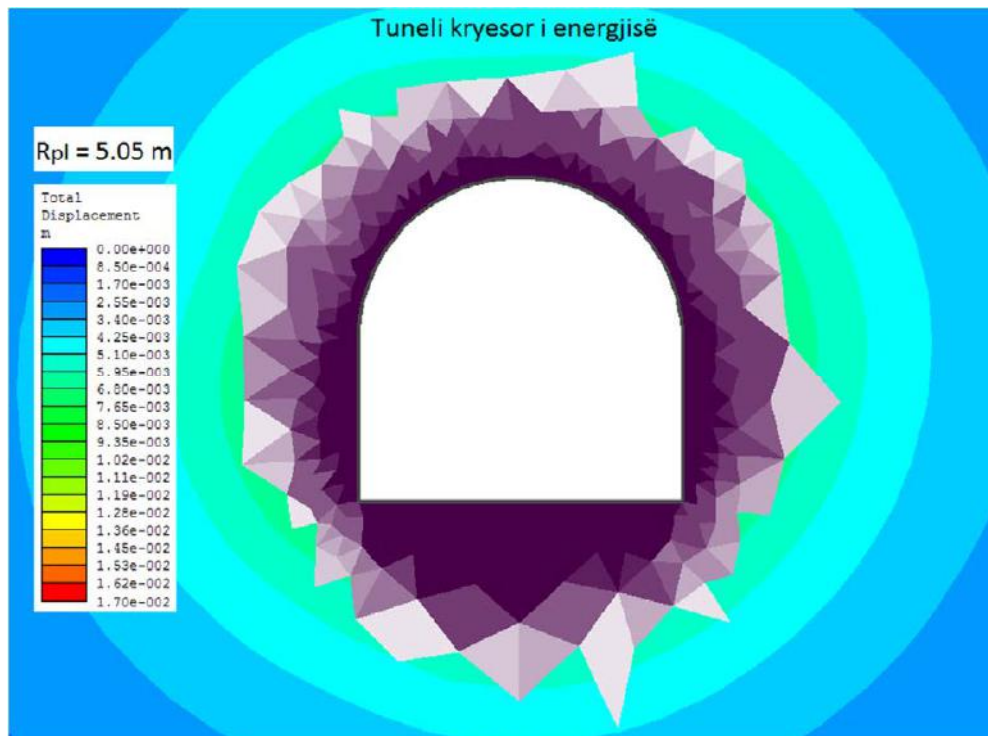


Figura 8.11. Mbështjellësja e rrezeve plastike nga analiza e besueshmërisë. Tuneli kryesor i energjisë.

8.2. Metoda e elementëve të fundëm. Modelimi tre përmasor i tuneleve.

Në këtë paragraf do përdoret projektimi sequencial (RS3 tutorial, 2016) për të realizuar modelimin tre përmasor të katër tuneleve të marrë në studim. Modelimi dhe llogaritja do bëhen me programin RS3 të Rocscience (RS3, Rocscience). Elementët e përdorur në modelimin e shkëmbit janë tetrahedra me 10 nyje (figura 8.12).

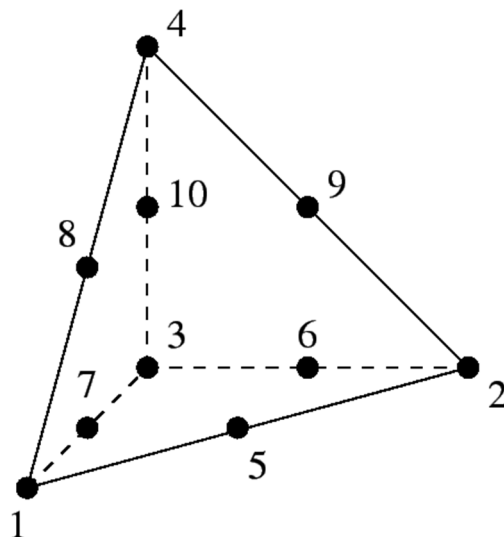


Figura 8.12. Elementi tetrahedër me 10 nyje.

Fillimisht do të modelohen tunelet pa konstruksionin mbajtës, një model nga i cili mund të nxjerrim kurbën e zhvendosjeve të faqeve të tunelit gjatë avancimit të tunelit e cila do krahasohet me kurbat empirike të Panet (Panet 1995) dhe Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009), të cilat u bërdorën gjerësisht në kapitujt e mëparshëm.

Në vazhdim, me modelimin e tunelit 3D, me konstruksionin mbajtës të vendosur, (profilet metalike dhe torkret betoni), do kontrollohet kapaciteti mbajtës i konstruksionit mbajtës.

Të dhënat hyrëse për të katër tunelet, do jenë të njëjta me ato të përdorura në llogaritjet dy përmasore me RS2.

Çdo hap gjurmimi dhe vendosje të konstruksionit mbajtës, përfaqëson një fazë në modelim. Rezultatet mund të kontrollohen për çdo fazë të modelimit.

Llogaritjet me modelimin 3D, do jenë vetëm deterministike, nuk do bëhet analizë besueshmërie me modelimin 3D.

8.2.1. Tuneli i devijimit. Modelimi tre përmasor.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 46.62 \text{ Mpa}$$

$$\text{GSI} = 29.93$$
$$m_i = 10$$

$\nu = 0.3$ (koeficienti i Poissonit)

$$p_0 = 100 \cdot 29 = 2900 \text{ kPa} = 2.9 \text{ Mpa (Sforcimi fillestar)}$$
$$B = 9.1 \text{ m}$$
$$h = 7.4 \text{ m}$$
$$h_o = 4.4 \text{ m}$$

Modeli i tunelit pa konstruksionin mbajtës jepet në figurën 8.13.

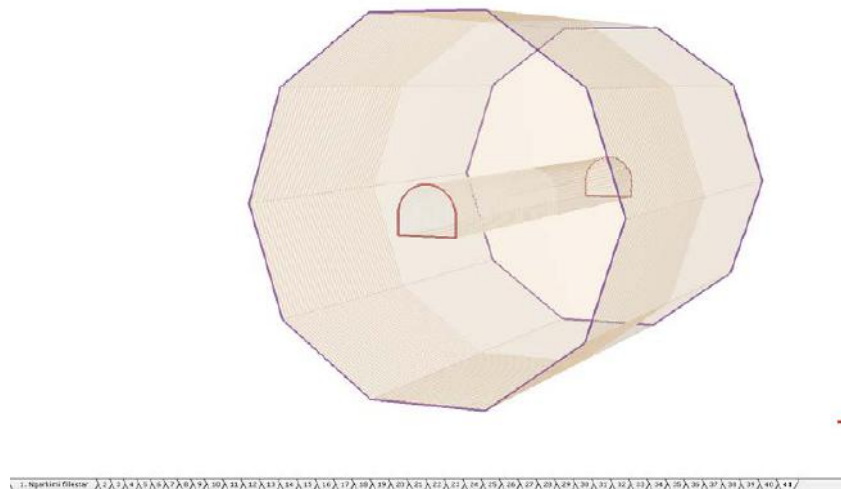


Figura 8.13. Modeli 3D i tunelit të devijimit, pa vendosjen e konstruksionit mbajtës.

Figura 8.14 tregon zhvendosjet e shkëmbit dhe ajo 8.15 zonën plastike të krijuar në masivin shkëmbor rreth tunelit.

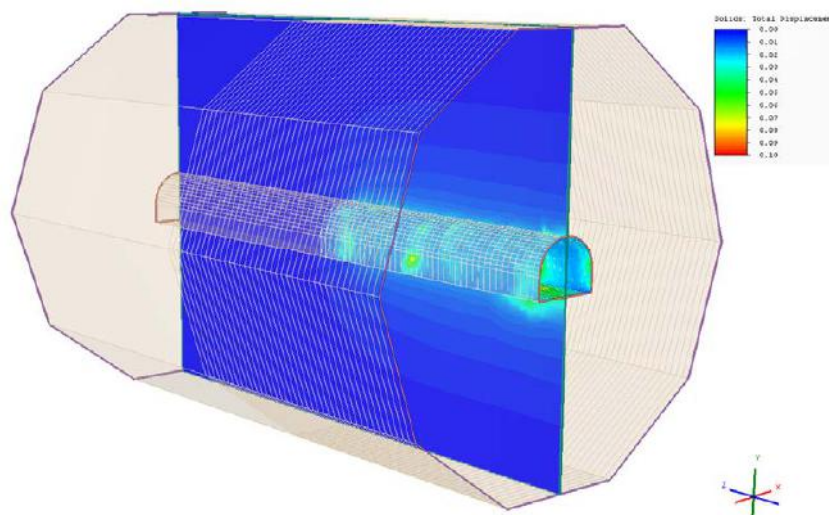


Figura 8.14. Modeli 3D i tunelit të devijimit, zhvendosjet e masivit shkëmbor.

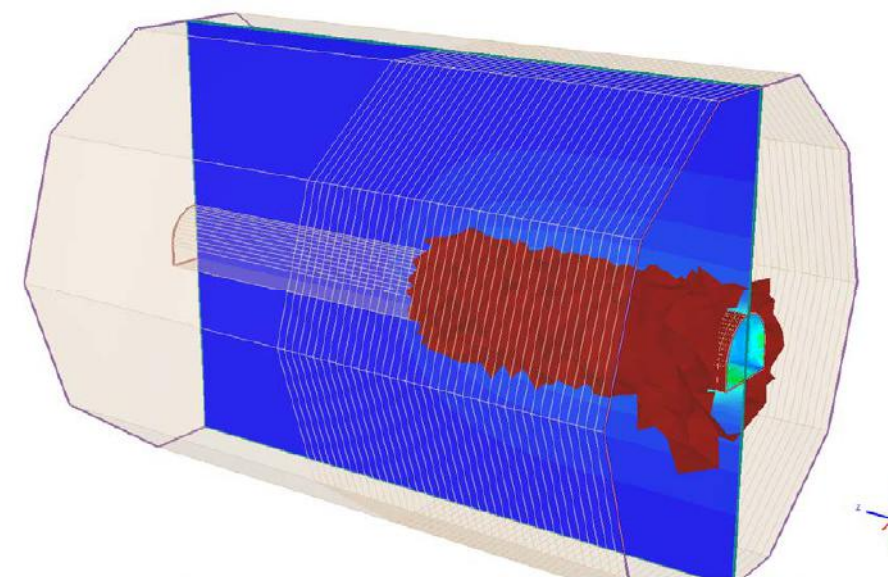


Figura 8.15 Modeli 3D i tunelit të devijimit, zona plastike.

Nga llogaritjet, rrezja e zonës plastike të krijuar rreth tunelit është $R_{pl} = 7.75$ m, dhe zhvendosja maksimale është 0.01837 m.

Për pjesën e sipërme të tunelit (tavan), është ndërtuar grafiku i zhvendosjeve, në lidhje me avancimin e gërmimit dhe ky grafik është krahasuar me formulat analitike të propozuara nga autorë të ndryshëm (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009, Panet 1995, Carranza – Torrez dhe Fairhurst 2000), të cilat janë përdorur në kapitujt e mëparshëm.

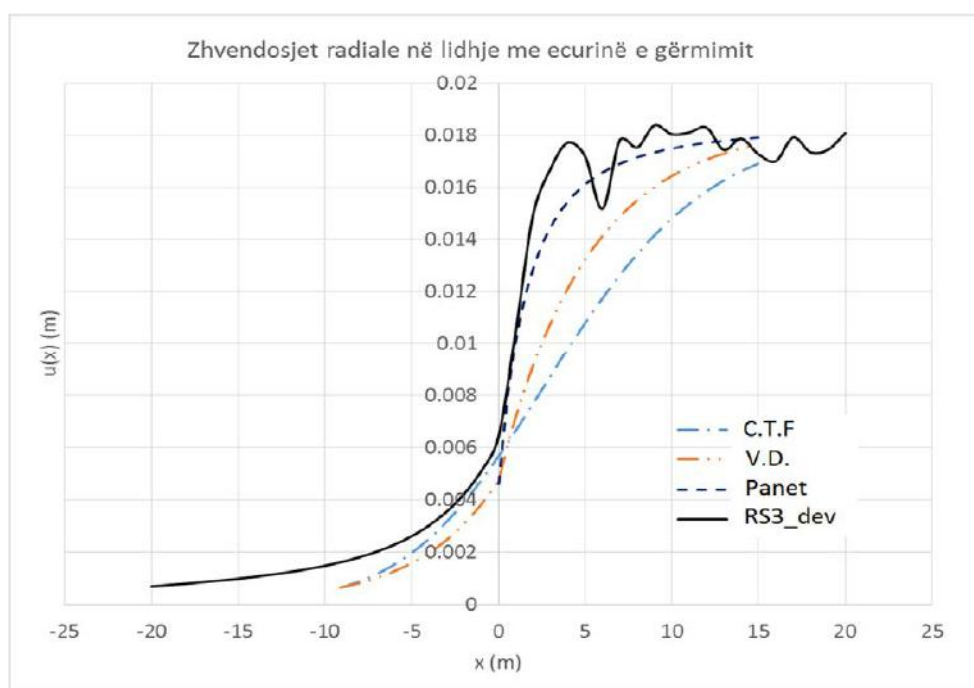
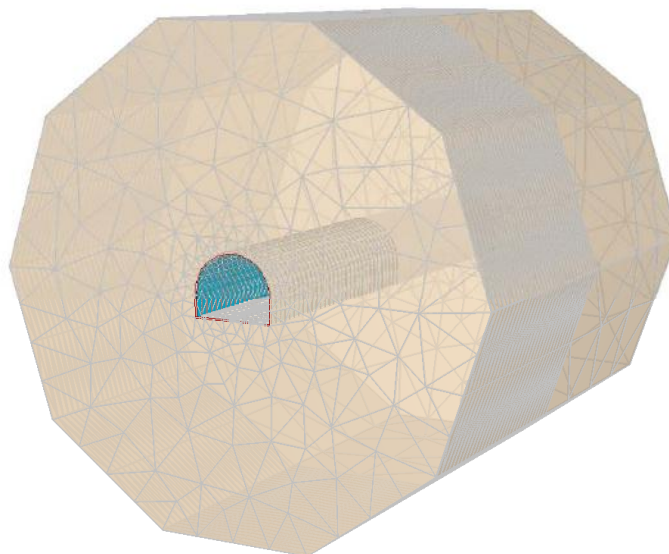


Figura 8.16. Grafiku i zhvendosjeve të konturit të tunelit – avancim i gërmimit, për formula të ndryshme analitike dhe për modelin 3D të tunelit të devijimit.

Figura 8.17 tregon modelin e tunelit me konstruksionin mbajtës të vendosur.



1. Ngarkimi fillestar 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 /

Figura 8.17. Modeli 3D i tunelit të devijimit, konstruksioni mbajtës i vendosur, (profile IPN200/1m dhe torkret beton 15 cm).

Nga llogaritjet shohim se zona plastike e krijuar në masivin shkëmbor në pjesën e sipërme të tunelit është shumë e vogël, pothuajse rrezja plastike përputhet me konturin e tunelit.

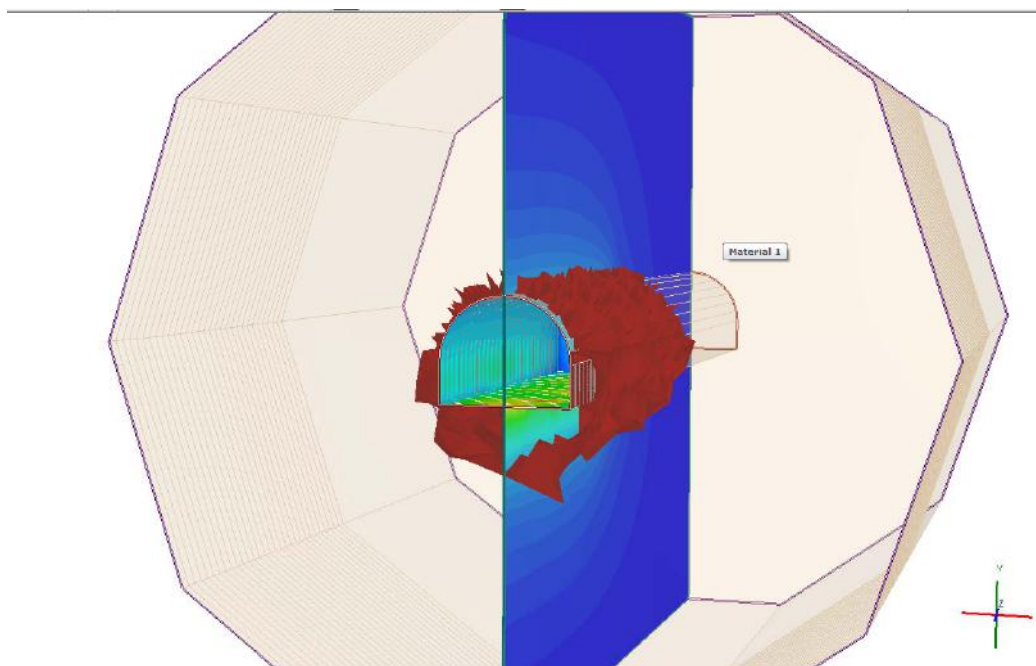


Figura 8.18. Modeli 3D i tunelit të devijimit, konstruksioni mbajtës i vendosur, (profile IPN200/1m dhe torkret beton 15 cm). Zona plastike e shkëmbit rreth tunelit.

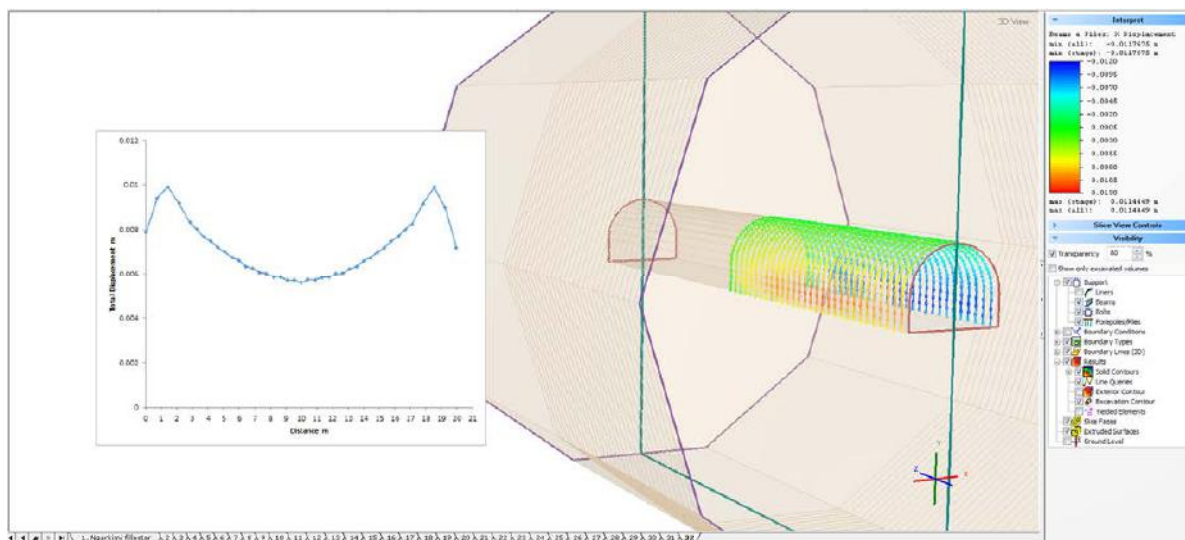


Figura 8.19 Modeli 3D i tunelit të devijimit, zhvendosjet e profileve IPN200.

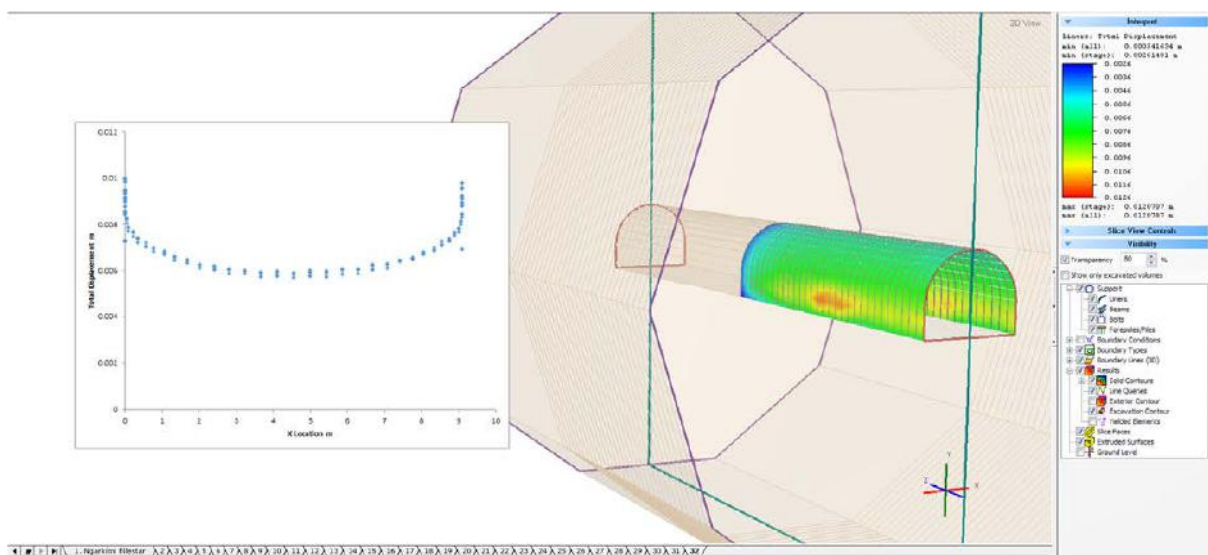


Figura 8.20 Modeli 3D i tunelit të devijimit, zhvendosjet e torkret betonit (15 cm).

Tabela 8.4 jep krahasimin e rezultateve me metodat e përdorura deri tani:

Tabela 8.4. Krahasimi i rezultateve për tunelin e devijimit

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst	RS3
$U_{r(max)}$ (m)	0.01177	0.01971	0.01019	0.01837
R_{pl} (m)	5.05	6.2	5.54	7.75

8.3. Përmbledhje dhe përfundime

Tabela 8.5 jep një përmbledhje të llogaritjeve deterministike me metodat analitike dhe metodën e elementëve të fundëm.

Tabela 8.5. Përmbledhje e llogaritjeve deterministike me metodat analitike dhe metodën e elementëve të fundëm.

	Tuneli i devijimit				Tuneli i energjisë 1			
	Sauku	CTF*	RS2	RS3	Sauku	CTF*	RS2	RS3
U_{r(max)} (mm)	19.7	10.2	11.8	18.4	9.3	6	11.3	5.9
R_{pl} (m)	6.2	5.54	5.05	7.75	3.9	3.1	3.95	3.85
FS	0.94	1.05	>1.4	>1.4	0.98	1.54	>1.4	>1.4
	Tuneli i energjisë 2				Tuneli kryesor i energjisë			
	Sauku	CTF*	RS2	RS3	Sauku	CTF*	RS2	RS3
U_{r(max)} (mm)	13.7	11.3	19.7	25.1	9.9	6.7	11.9	6.4
R_{pl} (m)	3.25	2.83	3.75	4.25	3.91	3.11	4	4.15
FS	0.95	1.28	>1.4	>1.4	0.95	1.42	>1.4	>1.4

*CTF – Carranza – Torrez dhe Fairhurst

Metoda Sauku jep faktor sigurie më të vogël se ajo e Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe se metoda me element të fundëm, dy përmasore dhe tre përmasore.

Metoda e elementëve të fundëm tregon se faktorët e sigurisë janë më të mëdhenj se 1.4, megjithëse metodat analitike tregojnë se këta faktorë mund të jenë më të vegjël se 1 ose afër 1.

Metoda Sauku jep zhvendosje radiale më të mëdha se Carranza –Torrez dhe Fairhurst, por të përafërta me llogaritjet me metodën e elementëve të fundëm. Përjashtim bën rasti i tunelit të energjisë 2, për të cilin metoda me elementë të fundëm jep zhvendosje afërsisht dyfishi i atyre të llogaritura me metodat analitike.

Rrezet plastike të llogaritura nga analiza e besueshmërisë, janë gjithmonë më të mëdha se ato nga llogaritjet deterministike.

Tabela 8.6 jep një krahasim të rrezeve plastike të llogaritura me RS2, metoda deterministike dhe analiza e besueshmërisë.

Tabela 8.6. Rrezet plastike të tuneleve të llogaritur me RS2, metoda deterministike dhe analiza e besueshmërisë.

	Tuneli i devijimit		Tuneli i energjisë 1		Tuneli i energjisë 2		Tuneli kryesor i energjisë	
	D.*	A.B.**	D.*	A.B.**	D.*	A.B.**	D.*	A.B.**
R_{pl} (m)	5.05	8.3	3.95	4.55	3.75	4.95	4	5.05

* Deterministike, ** Analiza e besueshmërisë.

Figurat 8.21 deri 8.24 japin grafikët e konvergjencës së masivit shkëmbor të llogaritur me metodat analitike (Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst) dhe me llogaritjet me modelimin dy përmasor.

Shohim ngjashmëri midis llogaritjeve analitike dhe modelimin dy përmasor, dhe vlera më të afërta janë midis metodës Sauku dhe modelimit dy përmasor.

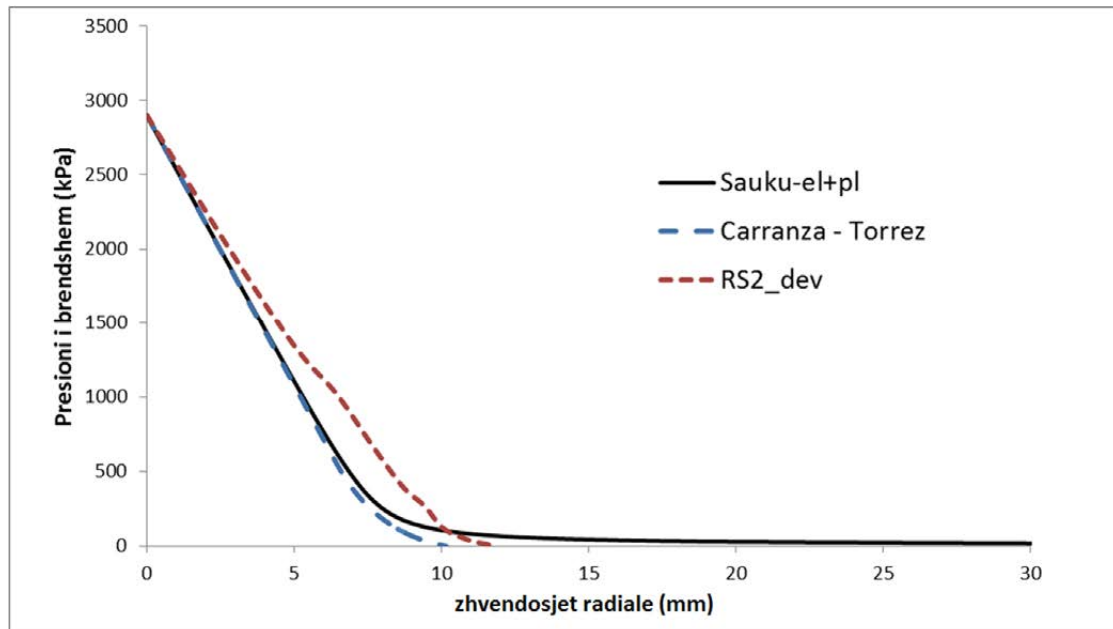


Figura 8.21. Tuneli i devijimit, krahasimi i grafikëve të konvergjencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.

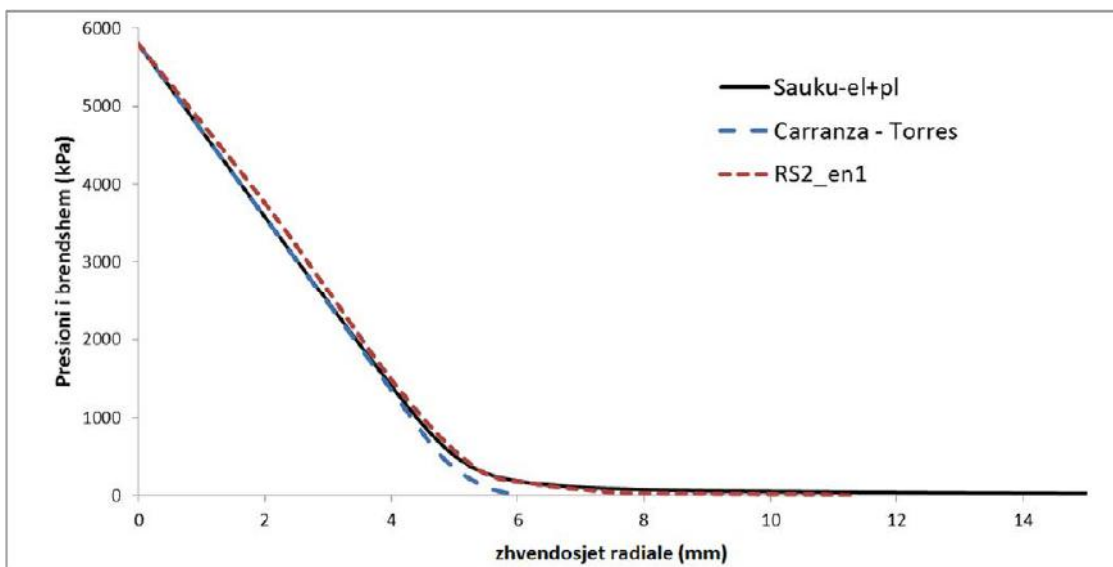


Figura 8.22. Tuneli i energjisë 1, krahasimi i grafikëve të konvergjencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.

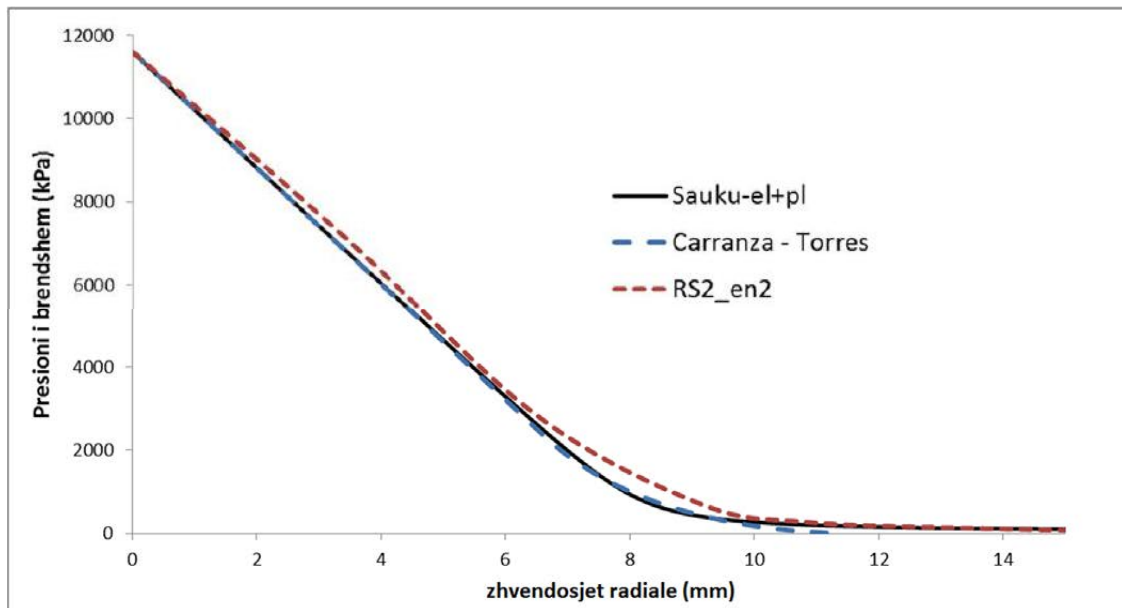


Figura 8.23. Tuneli i energjisë 2, krahasimi i grafikëve të konvergencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.

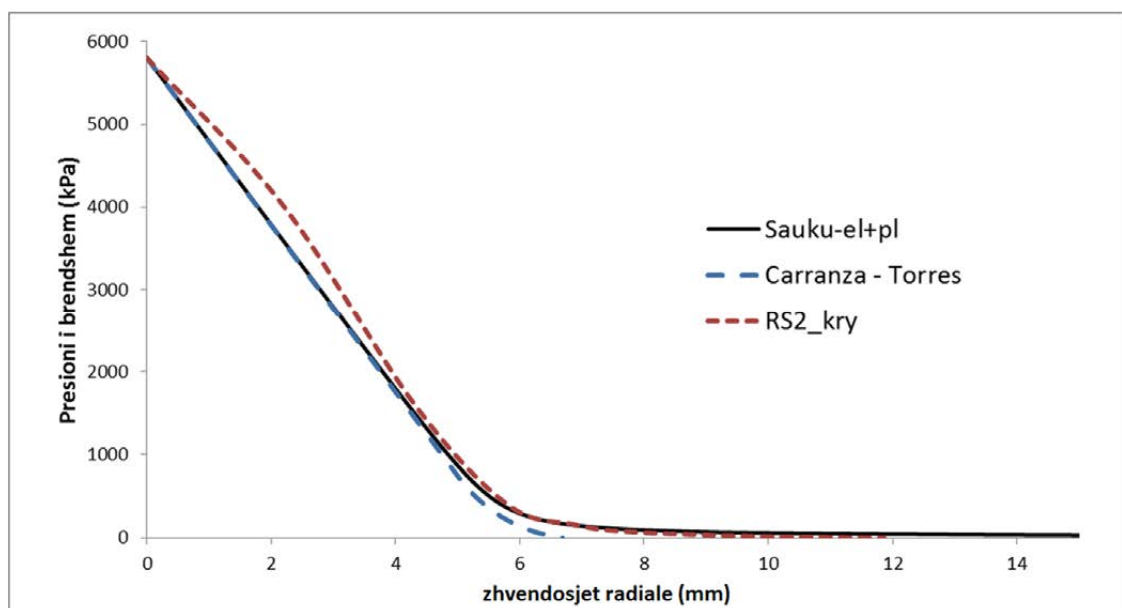


Figura 8.24. Tuneli kryesor i energjisë, krahasimi i grafikëve të konvergencës së masivit të ndërtuar me metodat analitike dhe me modelimin dy përmasor.

Kapitulli 9

Diskutime, përmbledhje dhe përfundime

9.1. Diskutime

Një nga problemet kryesore në përdorimin e analizës së besueshmërisë në projektimin e tuneleve është mungesa e programeve komerciale që kanë të përfshirë këtë metodë analize.

Pjesa më e madhe e programeve të përdorur, janë zhvilluar nga autori në kuadrin e këtij disertacioni, kryesisht në visual basic, excel dhe macro të ndryshme në excel.

Në gjeoteknikë, veçanërisht në fushën e projektimit të tuneleve në mjedis shkëmbor, qasjet më të përdorshme janë ato deterministike, pasi dhe programet komerciale në treg ofrojnë zgjidhje të tilla, por edhe është më e lehtë të jepet një gjykim përfundimtar për qëndrueshmërinë e strukturës.

Nga llogaritjet e bëra në këtë disertacion, u pa se është e nevojshme, me raste dhe e domosdoshme që të përdoret analiza e besueshmërisë në fushën e projektimit të tuneleve në mjedis shkëmbor.

Në fushën e gjeoteknikës, variablat e rastësishëm mund të jenë të shumtë, duke filluar me gjeometrinë, parametrat fizikë, mekanikë, të deformimit etj. Kjo e vështirëson shumë përdorimin e analizës së besueshmërisë, por kryerja e analizave të ndjeshmërisë për parametrat e ndryshëm, na jep mundësinë të veçojmë variablat e rastësishëm të cilët ndikojnë më tepër në llogaritje. Për çdo analizë besueshmërie që është kryer në këtë disertacion, fillimisht është kryer analiza e ndjeshmërisë së parametrave.

9.2. Puna shkencore dhe kërkimore.

Puna shkencore në këtë punim është e ndarë në gjashtë pjesë:

- 1) Përmbledhje e metodologjive kryesore që përdoren ditët e sotme në analizën e besueshmërisë dhe aplikimi i këtyre metodologjive me një shembull të thjeshtë të zhvilluar nga autori. Për këtë pjesë, një artikull është referuar në një konferencë ndërkombëtare (Bukaci et al. 2015a)
- 2) Aplikimi i metodologjive të mësipërme në katër raste studimore. Për këtë pjesë janë referuar dy artikuj në një konferencë ndërkombëtare (Bukaci et al. 2015a, Bukaci et al. 2015b) dhe janë botuar katër artikuj, një në buletin e shkencave të Universitetit

Politeknik të Tiranës (Bukaci et al. 2016a) dhe tre në revista ndërkombëtare (Bukaci et al. 2016b, Bukaci et al. 2016c, Bukaci et al. 2016d)

- 3) Përdorimi për here të parë i metodës Sauku në analizën e besueshmërisë. Gjithashtu hera e parë që metoda Sauku përdoret duke i shtuar dhe zhvendosjet radiale elastike atyre plastike dhe krahasimi i kësaj metode me metoda të tjera analitike dhe numerike.
- 4) Zhvillimi dhe aplikimi i një metodologjie në përcaktimin e numrit të nevojshëm të iteracioneve në simulimin Monte Carlo. Për këtë pjesë është botuar një artikull në një revistë ndërkombëtare. (Bukaci et al. 2016b)
- 5) Aplikimi i analizës së besueshmërisë në Metodën e Elementëve të Fundëm në katër rastet studimore.
- 6) Krahasimi i rezultateve midis metodave analitike (Sauku dhe Carranza – Torres & Fairhurst) dhe atyre numerike (modelimet dy dhe tre përmasore me përdorimin e Metodës së Elementëve të Fundëm).

9.3. Përfundime.

Puna kërkimore e kryer për realizimin e këtij disertacioni paraqet metoda të ndryshme në realizimin e analizës së besueshmërisë në gjeoteknikë dhe në veçanti në projektimin e tuneleve në mjedis shkëmbor. Përfundimet kryesore të nxjerra nga ky disertacion rreshtohen më poshtë:

Ekzistojnë metoda të ndryshme për të kryer analizë besueshmërie, por pothuajse gjithmonë, jemi të detyruar të bëjmë disa përafrime. Në metodat FOSM, PEM, FORM, duhet të pranohet një lloj shpërndarjeje për funksionin e performancës, në rastin tonë u zgjodh shpërndarje Normale dhe Lognormale, të cilat janë shpërndarjet të cilat përdoren më gjerësisht në analizat e besueshmërisë në fushën e inxhinierisë. Në simulimin Monte Carlo, probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse mund të llogaritet direkt nga të dhënat e marra nga simulimi.

Analiza e besueshmërisë u realizua me metoda diskrete (PEM, FOSM) dhe me metoda stokastike (FORM, Simulimi Monte Carlo).

Metodat diskrete janë më të shpejta se ato stokastike, por nga llogaritjet e kryera në rastet studimore, u pa se metodat diskrete mund të nxjerrin vlera shumë të pasakta në vlerësimin e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse. Kjo rrjedh pasi e vlerësojnë parametrin e rastësishëm në disa pika diskrete, në ndryshim nga metodat stokastike të cilat

e vlerësojnë në pika të zgjedhura në mënyrë të rastësishme, sipas kushteve të vendosura nga inxhinieri.

Metodat diskrete PEM dhe FOSM dhe ajo stokastike FORM, mund të përdoren në rastet kur shpërndarja e funksionit të performancës është e njohur. Në rastet kur kjo shpërndarje nuk njihet, këshillohet të përdoret simulimi Monte Carlo.

Simulimi Monte Carlo është metodë stokastike me përfundimet më të besueshme se tre metodat e tjera të përdorura. Kjo rrjedh pasi për gjetjen e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse (dështimit) sipas simulimit Monte Carlo, nuk kemi të nevojshëm të pranojmë llojin e shpërndarjes për funksionin e performances. Pranimi i llojit të shpërndarjes sjell gabim shtesë në vlerën e probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse. Mangësi e simulimit Monte Carlo është koha e gjatë e kryerjes së llogaritjeve.

Simulimi Monte Carlo duhet të shoqërohet me një metodë analize për përcaktimin e numrit të iteracioneve të nevojshëm për të qenë brenda gabimit të pranuar të mesatares, të spjeguar me metodën 1, ose për të arritur konvergjencën e numrit të iteracioneve të nevojshëm, për faktorin që zgjedhim, të spjeguar me metodën 2. Metoda 2 (Bukaci et al., 2016b), sugjerohet të përdoret, pasi me përdorimin e kësaj metode, nuk është e nevojshme të pranohet një shpërndarje për funksionin e performancës. Sipas kësaj metode, mund të kontrollojmë se kur konvergjon faktori për të cilin jemi të interesuar. Ky faktor mund të jetë marzhi i sigurisë, probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse, ose devijimi mesatar kuadratik i faktorit të sigurisë.

Në këtë disertacion, në projektimin e tuneleve, janë aplikuar dhe janë analizuar e krahasuar metoda të ndryshme, për katër rastet konkrete studimore, nga metodat më të thjeshta analitike, deri në ato numerike dy dhe tre përmasore.

Dihet se përdorimi i metodave analitike pranon në vetvete thjeshtime, duke i bërë këto metoda më pak të besueshme, në krahasim me ato numerike.

Metodat analitike të përdorura në këtë disertacion, për përcaktimin e zhvendosjeve radiale të faqeve të tunelit, janë metoda Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe metoda Sauku. Nga llogaritjet e shumta të kryera (10000 iteracione janë kryer vetëm në një prej simulimeve Monte Carlo), si deterministike, ashtu dhe analiza e besueshmërisë, kjo e fundit e kryer me metoda diskrete dhe me metoda stokastike, u vu re se ka shumë ngjashmëri në përfundimet e dy metodave analitike të realizuara, gjithashtu kjo ngjashmëri në përfundime qëndron dhe kur krahasohen metodat analitike me ato numerike, dy dhe tre përmasore.

Nga llogaritjet e përfutuara nga të katër rastet studimore, është vënë re se Metoda Sauku ka vlera më të përafërta të zhvendosjeve radiale me metodat numerike, sesa metoda

e C.T.&F. Shkak për këtë mund të jetë se ajo merr në konsideratë më tepër të dhëna sesa metoda C.T.&F. Në përcaktimin e gjeometrisë të tunelit, metoda C.T.&F. e konsideron prerjen tërthore të tunelit si rrethore, kurse metoda Sauku e konsideron sipas gjeometrisë reale që mund të ketë, në rastet në studim ka qenë me mure anësorë vertikale dhe me tavanin të harkuar. Tjetër shkak i saktësisë më të lartë të metodës Sauku, mund të jetë edhe marrja në konsideratë nga metoda Sauku e pranisë së ujërave nëntokësore, shpejtësia e ndërtimit të tunelit, orientimi i punimit, afati i shërbimit të punimit, të cilat nuk merren në konsideratë nga metoda C.T.&F. Përdorimi i suksesshëm i Metodës Sauku në projektimin e tuneleve, është dokumentuar në disa libra, konferenca dhe artikuj në revista kombëtare dhe ndërkombëtare.

Në rastin e llogaritjeve numerike, analiza e besueshmërisë për modelimin dy përmasor, është kryer vetëm me metodën PEM, kurse për modelimin tre përmasor, nuk ishte e mundur të kryhej analiza e besueshmërisë, pasi në rastin e llogaritjeve deterministike, koha e llogaritjes për një prej modeleve, shkonte nga 40 minuta, në 16 orë.

Nga krahasimi midis metodave analitike dhe atyre numerike, përsa i përket llogaritjeve deterministike në përcaktimin e faktorit të sigurisë të konstruksionit mbajtës të tunelit, është vënë re se llogaritjet analitike janë më konservative në vlerësimin e kapacitetit mbajtës të konstruksionit mbajtës të tunelit, në krahasim me llogaritjet numerike, në të cilat mund të modelohet më saktë konstruksioni mbajtës i tunelit. Për të njëjtin konstruksion mbajtës, llogaritjet analitike japin faktorë sigurie afër vlerës 1 ose më të vegjël se një, ndërsa llogaritjet numerike japin faktorë sigurie më të mëdhenj se 1.4.

Duke parë se zhvendosjet radiale të llogaritura me metodat analitike janë të përafërta me ato numerike, mund të thuhet se përdorimi i metodave analitike, është një qasje e mjaftueshme për të pasur një saktësi të mirë në llogaritje.

Domosdoshmëri është përdorimi i analizës së besueshmërisë, pasi në shumë raste u vu re se megjithëse metoda deterministike tregonte se nuk ndodh humbja e aftësisë mbajtëse (dështimit), probabiliteti i humbjes së aftësisë mbajtëse i llogaritur me analizën e besueshmërisë ka vlera që shkonin deri në 50 %.

9.4. Kufizime të këtij kërkimi shkencor dhe fusha kërkimi për të ardhmen.

Disa kufizime që ka patur kërkimi shkencor i paraqitur në këtë disertacion janë:

- 1) Të pasigurta janë marrë vetëm vlerat e GSI dhe UCS, pasi për këto vlera ishin në dispozicion rezultate të mjaftueshme që mund të konsideroheshin të rastësishme.

Mund të merren dhe parametra të tjerë të pasigurtë, nëse ka të dhëna të mjaftueshme.

Këta parametra mund të jenë m_i , γ , gjeometria e tunelit, sforcimi natyror etj.

- 2) Mungesa e informacionit mbi sforcimin natyror të saktë dhe mungesa e pajisjeve të monitorimit të zhvendosjeve radiale në faqet e tuneleve.

Disa çështje janë trajtuar gjatë zhvillimit të këtij disertacioni, por ka dhe shumë të tjera të cilat mund të trajtohen në të ardhmen. Disa prej tyre janë:

- 1) Përcaktimi dhe vendosja e një vlere të sipërme limit të probabilitetit të humbjes së aftësisë mbajtëse të konstruksionit mbajtës të tuneleve në mjedis shkëmbor. Nga kërkimi që është bërë në literature, nuk është gjetur ndonjë material, ose të ketë ndonjë studim i cili të japë vlere limit për probabilitetin e humbjes së aftësisë mbajtëse të konstruksionit mbajtës të tunelit.
- 2) Aplikimi i analizës së besueshmërisë në projektimin e tuneleve duke marrë parasysh korrelimin e parametrave. Për rastet studimore të paraqitura në këtë disertacion, nuk ka pasur të dhëna të mjaftueshme për të përcaktuar koeficientët e korrelacionit midis parametrave. Fushë kërkimi në të ardhmen mund të jetë përcaktimi i koeficientëve të korrelacionit të cilët shërbejnë në realizimin e analizës së besueshmërisë në projektimin e konstruksionit mbajtës të tuneleve.
- 3) Aplikimi i analizës së besueshmërisë, në veçanti i metodave stokastike, në metodat numerike për modele tre përmasore dhe krahasimi me metodat analitike. Megjithëse në këtë disertacion është kryer analiza e besueshmërisë në rastin e përdorimit të metodave numerike me modelele dy përmasore, edhe kjo ka qenë e limituar pasi është kryer vetëm me një metodë diskrete, metodën PEM. Ka qenë e pamundur kryerja e analizës së besueshmërisë me modelimet tre përmasore, pasi koha e llogaritjes për modelet me parametra deterministikë ka qenë relativisht e madhe. Ngelet si një fushë kërkimi për të ardhmen.

9.5. Kontributet.

Kontributet e dhënë nga autori i këtij disertacioni, përmbledhen më poshtë.

9.5.1. Artikuj të publikuar në revista kombëtare dhe ndërkombëtare.

1. Bukaci E., Korini Th., Periku E., Allkja S., Sheperi P., “*Number of iterations needed in Monte Carlo simulation using reliability analysis for tunnel supports*” Vol. 6 – Issue 6 (June 2016), International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA), ISSN:2248-9622, pp. 60-64

2. Bukaci E., Korini Th., Periku E., Allkja S., Sheperi P., “*Përdorimi i Metodës së Besueshmërisë së Rendit të Parë në llogaritjen e strukturave mbajtëse të tuneleve*” (Qershor 2016), Buletini i Shkencave Teknike të Universitetit Politeknik të Tiranës.
3. Bukaci E., Korini Th., Periku E., Allkja S., Sheperi P., “Reliability Analysis for tunnel supports system by using Finite Element Method” Vol. 5 – Issue 9 (September 2016), American Journal of Engineering Research (AJER), ISSN:2320-0936.pp. 01-08
4. Bukaci E., Korini Th., Periku E., Allkja S., Sheperi P., “*Probability of failure determination for tunnels in rock by using Monte Carlo simulation*” Research on Engineering Structures & Materials (RESM), e-ISSN: 2149-4088, p-ISSN: 2148-9807, DOI:<http://dx.doi.org/10.17515/resm2016.44st0608tn>

9.5.2. Artikuj të prezantuar në konferenca ndërkombëtare.

1. Bukaci E., Cullufi H., E. Sharra L., Gashi Sh., “*Analysis and design of a pile group using finite element method*”, 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 23-25 May 2013, EPOKA University, Tirana, ALBANIA.
2. Bukaci E., Korini Th., Periku E., Allkja S., Sheperi P., Sharra L., Barko O., “*Factor of safety and probability of failure using convergence - confinement method for tunnels in rock.*”, Geo-environment And Construction European Conference, November 26th to 28th, 2015, Tirana, Albania, Conference Book: ISBN 978-9928-114-63-0,799p
3. Bukaci E., Korini Th., Sharra L., Barko O., “*Different methods for reliability design of a rock block falling from tunnel wall.*”, Geo-environment And Construction European Conference, November 26th to 28th, 2015, Tirana, Albania. Conference Book: ISBN 978-9928-114-63-0,799p
4. Sharra L., Bukaci E., “*The slope of the mountain in the area of currila at Durres*”, Geo-environment And Construction European Conference, November 26th to 28th, 2015, Tirana, Albania. Conference Book: ISBN 978-9928-114-63-0,799p
5. Barko O., Bukaci E., Murataj G., “*Assessment of seismic residual deformation in concrete face rockfill dam "ura e fani"*”, Geo-environment and Construction European Conference, November 26th to 28th, 2015, Tirana, Albania. Conference Book: ISBN 978-9928-114-63-0,799p

9.5.3. Prezantime të tjera.

1. Prill 2015, “Metodat Stokastike në projektimin e tuneleve”, prezantimi i parë në Departamentin e Konstruksioneve të Ndërtimit dhe Infratrakturës së Transportit.
2. Korrik 2016, “Metodat Stokastike në projektimin e tuneleve”, prezantimi i dytë në Departamentin e Konstruksioneve të Ndërtimit dhe Infratrakturës së Transportit.

Referencat

- Abramowitz, M. and Stegun, I. A. (1964). Handbook of Mathematical Functions. New York, Dover Publications.
- A.F.T.E.S 1978. “Stabilité des Tunnels par la Méthode Convergence-Confinement”. Journée d'Etudes, Paris - 26 Octobre 1978, Rapport Général.
- Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003): „Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering“, ISBN: 978-0-471-49833-9, 2003 618p.
- Barla, M. (2011): „Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce“, ISBN 8876618651, 320p.
- Barton, N. (1973). Review fo a new shear strength criterion for rock joints, in "Engineering Geology", 7, pp. 287 - 332
- Barton, N., Lien, R.,&Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support (NGI Publication No. 106, p. 48). Oslo: Norwegian Geotechnical Institute.
- Barton, N. (2002). Some new Q-Value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 39, 185–216.
- Barton, N. (2008). Training course on rock engineering (p. 502). Organized by ISRM-TT & CSMRS, Course Coordinator Rajbal Singh, December 10–12, New Delhi, India.
- Bedonyi, J. (1970). Laboratory tests of certain rocks under axially-symmetrical loading conditions. In: Proceedings of the 2nd international congress on rock mechanics, Belgrade, 1, pp. 389-397.
- Bieniawski Z. T. (1989) "Engineering Rock Mass Classification" John Wiley and Sons, New York, 251 p
- Bieniawski, Z. T. (1973) "Engineering Classification of Jointed Rock Masses." Trans. S. Afr. INST. Civ. Eng. 15, 1973. pp. 335 - 344

- Bieniawski, Z. T. (1974). Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. In: Proceedings of the 3rd International Congress on Rock Mechanics, Denver, USA, vol 2, pp. 27-32.
- Bieniawski, Z. T. (1993). In J. A. Hudson (Ed.), Classification of rock masses for engineering: The RMR system and future trends, comprehensive rock engineering (Vol. 3, pp. 553–574). New York: Pergamon Press.
- Bieniawski, Z. T., Celada, B., & Galera, J. M. (2007). Predicting TBM excavability. In Tunnels and Tunnelling International, September. p. 25.
- Brinkman, J. 2009. Probabilistic approach on soil deformations for shield tunnelling at Groene Hart tunnel. In: Proceedings from the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Bochum, Germany, 579-584.
- Bukaci et al., (2015a), Factor of safety and probability of failure using convergence - confinement method for tunnels in rock, Geo-environment And Construction European Conference in Geo-Environment and Construction November 26th to 28th, 2015, Tirana, Albania, Conference Book: ISBN 978-9928-114-63-0,799p
- Bukaci et al., (2015b), Different methods for reliability design of a rock block falling from tunnel wall. Geo-environment And Construction European Conference in Geo-Environment and Construction November 26th to 28th, 2015, Tirana, Albania, Conference Book: ISBN 978-9928-114-63-0,799p
- Bukaci et al., (2016a), Number of iterations needed in Monte Carlo simulation using Reliability Analysis for tunnel supports, Vol. 6 - Issue 6 (June - 2016), International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA), ISSN - 2248-9620
- Bukaci et al., (2016b), Përdorimi i Metodës së Besueshmërisë së Rendit të Parë në llogaritjen e strukturave mbajtëse të tuneleve, Buletini i Shkencave Teknike të Universitetit Politeknik të Tiranës, Qershor 2016.
- Bukaci et al., (2016c), “Reliability Analysis for tunnel supports system by using Finite Element Method” Vol. 5 – Issue 9 (September 2016), American Journal of Engineering Research (AJER), ISSN:2320-0936.pp. 01-08
- Bukaci et al., (2016d), “Probability of failure determination for tunnels in rock by using Monte Carlo simulation” Research on Engineering Structures & Materials (RESM), e-ISSN: 2149-4088, p-ISSN: 2148-9807, DOI:<http://dx.doi.org/10.17515/resm2016.44st0608tn>

- Burington, R. S. and May, D. C., Jr. (1970). Handbook of Probability and Statistics. New York, McGraw-Hill Book Company.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y., & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 3–19.
- Cai, M. 2011. Rock mass characterization and rock property variability considerations for tunnel and cavern design. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 44(4): 379-399.
- Carranza-Torres C., Diederichs M. (2009) “Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports, For example, liners consisting of shotcrete and steel sets”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24 , 506–532.
- Carranza-Torres, C. 2004. Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. *Proceedings of the ISRM SINOROCK2004 Symposium China*, May 2004. Edited by J.A. Hudson and F. Xia-Ting. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41(3), 480–481.
- Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. 2000. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36(6), 777–809.
- Christian, J. T., and Baecher, G. B. (1999) “Point-estimate method as numerical quadrature,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(9): 779–787.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des r`egles de maximis et minimis a quelque problems de statique, relatifs `a l’architecture. *M’emoires de Math’ematique et de Physique, L’ Acad’emie Royale des Sciences*, 7, pp. 343–82.
- Çeku, B., Çerepi, P., Gjadri, E., (1982) *Ura dhe Tunele*, 1982, 468 faqe
- Deere, D. U., A. J. Hendron, F. D. Patton and E. J. Cording. (1967) "Design of Surface and Near Surface Construction in Rock." *Proc. 8th U.S. Symp. Rock Mech.*, AIME, New York, 1967, pp. 237 - 302

- Desai C.S., Salami M.R. 1987. A constitutive model and associated testing for soft rock, in "Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.", 24(4), pp. 299-307
- Duncan, J. M., Fama M. E. (1993). Numerical Modeling of Yield Zones in Weak Rock. In Comprehensive Rock Engineering, (ed. J.A. Hudson) 2. Oxford: Pergamon, pp. 49-75.
- Duncan, J. M. (1999). "The use of back analysis to reduce slope failure risk: The Seventh Annual Arthur Casagrande Memorial Lecture." Civil Engineering Practice, Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section, ASCE 14(1): 75–91.
- Duncan J. M. (2000), "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/April 2000, pp. 307-316
- Fairhurst, C. (1964). On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials. Int. J. Rock Mech. Min., 1, pp. 515-546.
- Fairhurst, C., and C. Carranza-Torres. (2002) "Closing the Circle — Some Comments on Design Procedures for Tunnel Supports in Rock," in Procee. of the Univ. of Minnesota 50th Annual Geo. Conf. (Feb. 2002), J. F. Labuz and J. G. Bentler, Eds. Minneapolis: Univ. of Minnesota, 2002, pp. 21-84
- Fishman, G. S. (1995). Monte Carlo: Concepts, Algorithms, and Applications. New York, Springer-Verlag.
- Franklin, J.A. (1971). Triaxial strength of rock material. Rock Mech. 3, pp. 86-98.
- Franklin J. A. (1975) "Safety and Economy in Tunneling." Proc. 10th Can. Rock Mech. Symp., Queens University, Kingston, pp. 27-53
- Fortsakis, P., Litsas, D., Kavvadas, M. & Trezos, K. 2011. Reliability analysis of tunnel final lining. In: Proceedings from the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, Munich, Germany, 409-417.
- Ghose, A. K. and N. M. Raju (1981) "Characterization of the Rock Mass vis-à-vis Application of Rock Bolting in Indian Coal Measures." Proc. 22nd U.S. Symp. Rock Mech. MIT, Cambridge, MA, 1981, pp. 422 - 427
- Gjoni, Y., (2012) Contractual fast track approach in implementing the Thirra Road tunnel of the Durres-Morine (Kosovo border) in Albania, Intern. Symp. Practices and Trends for Financing and Contracting Tunnels and Underground Works, Athens/March 2012.

- Gonzalez de Vallejo L. (1983) "A new classification system for underground assesment using surface data." Proc. Int. Symp on Eng. Geol. And Underground Construction, Vol I (II), Lisbon, Portugal, pp. 85 - 94
- Griffith, A. A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. Phil. Trans Roy. Soc., A221, pp. 163–97.
- Grimstad, E. N., & Barton, N. (1993). Updating of the Q-system for NMT. In: Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete — Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Oslo: Fagernes, Norwegian Concrete Association.
- Harr M. E. (1987) „Reliability Based Design in Civil Engineering“, New York, Mc Graw – Hill.
- Harr, M. E. (1989). “Probabilistic estimates for multivariate analyses.” Applied Mathematical Modelling 13(No. 5): pp. 313–318.
- Hasofer, A. M. And Lind. N. C. (1974), „Exact and invariant second-moment code format.“ Engrg. Mechanics, 100: ASCE, New Your, pp. 111-121.
- Hobbs, D. W. (1970). the strength and stress-strain characteristics of coal in triaxial compression. J. Geol. 72 (2), pp. 214-231.
- Hoek, E., (2007): „Practical Rock Engineering“, e-notes, 2007, Hoek Corner, www.rocscience.com/learning/hoek-s-corner/books
- Hoek, E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002): „Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition“, Proc. NARMS-TAC Conf., Toronto, 2002, 1, pp. 267-273
- Hoek, E and Diederichs, M. 2006. Empirical estimates of rock mass modulus. Int. J Rock Mech. Min. Sci., 43, 203–215
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(8), 1165–1186.
- ISRM, (1981), Rock Characterization, Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods, edited by E. T. Brown, Pergamon Press, Oxford
- Johnston, I. W. (1985). Strength of intact geomechanical materials. J. Geotech. Eng ASCE, 111, pp. 730-749.
- Jorgji, V. (1996). Kërkimi i fushë – shtrirjes dhe parametrave racionalë të përdorimit të armatures së ankoruar për mbajtjen e punimeve minerare duke përdorur

- teknikat llogaritëse informatike, Disertacioni për marrjen e gradës shkencore Doktor, Specialiteti Inxhinier Miniere, Universiteti Politeknik i Tiranës.
- Jorgji, V. & Korini, T. & Nako, I. & Bakiu, A. (2002). Mbajtja e punimeve nëntokësore me armaturë të lehta – zbatim në minierën e Bulqizës, Buletini i Shkencave Teknike, , p.56-64 Tiranë.
- Jorgji, V. & Korini, T. (2005). PREGAL Ver.3.0 - Programmer's and User's Manual, Department of Mining and Mineral Processing Fond. Tirana.
- Kahaner, D., Moler, C. and Nash, S. (1989). Numerical Methods and Software. Englewood Cliffs, N.J., Prentice-Hall.
- Kendorski F, R. Cummings, Z. T. Bieniawski and E. Skinner. (1983), "Rock Mass Classification for Block Caving Mine Shift Support." Proc. 5th Int. Congr. Rock Mech., ISRM, Melbourne, 1983, pp. B51 - B63
- Kirsten, H. A. D. (1982) "A classification system for excavation in natural materials." Civ Eng S Afr 24:293–308
- Kirsten H., A. D. (1983) "The Combined Q/NATM System - The Design and Specification of Primary Tunnel Support". S. Afr. Tunnelling 6, 1983, pp. 18-23
- Knuth, D. E. (1997). The Art of Computer Programming: Vol. 1, Fundamental Algorithms. Reading, MA, Addison-Wesley.
- Korini, T. & Panagiotou, G.N. & Jorgji, V. (2000). PREGAL – A program for choosing rockbolt support systems, Proceedings of the 9th Int. Symposium on Mine Planning and Equipment Selection, Athens, Greece
- Korini T., Hoxha P., Jorgji V., Nako I., Bakiu A. (2007): Underground workings stabilization by light supports; The implementation at Bulqiza mine, 2nd Balkan Mining Congress, Belgrade, pp. 341–347
- Korini T., Jorgji V., Muka G., Sauku H., Ristani S., (2009), Rock Mass Properties and Evaluation of Stability of Underground Openings – Case of Rreshen-Kalimash Tunnels; 3rd Balkan Mining Congress, BALKANMINE 2009, 1-3 October, İzmir-TURKEY, © 2009, ISBN 978-9944-89-782-2; pp. 273-282
- Langford J. C. (2013), APPLICATION OF RELIABILITY METHODS TO THE DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURES, Doctoral thesis, Department of Geological Sciences & Geological Engineering, Queen's University Kingston, Ontario, Canada, September 2013)

- Laubscher D. H. (1977)"Geomechanics Classification of Jointed Rock Masses - Mining Applications." Trans. Inst. Min. Metall. Sect. A 86, 1977, pp A1 - A7
- Lauffer, D. (1958). "Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau.", Geol. Bauwesen 74, 1958, pp. 46 - 51
- Leonards, G. A. (1975). "Investigation of failures." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 108(No. GT2): pp. 187–246.
- Li, K. S. (1992). "Point-estimate method for calculating statistical moments." Journal of Engineering Mechanics, ASCE Vol. 118(No. 7): pp. 1506–1511.
- Lind, N. C. (1983). "Modelling uncertainty in discrete dynamical systems." Applied Mathematical Modelling 7(3): 146–152.
- Low, B. K. (1996), "Practical probabilistic approach using spreadsheet.", ASCE Geotechnical Special Publication No. 58, Proc., Uncertain in the Geologic Environment – From Theory to Practice, Madison, Wisconsin, Juli 31 – August 3, Vol. 2, 1284-1302.
- Low, B. K., Wilson H. Tang (1997), "Efficient evaluation using spreadsheet.", Journal of Engineering Mechanics/July 1997, pp. 749 – 752
- Low, B.K., Tang W.H. (2004): Reliability analysis using object-oriented constrained optimization. Structural Safety; V.26(1):69–89.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI — A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In Proceedings of the GeoEngineering 2000 Conference. Melbourne, Australia.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2001): „Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch“, Bulletin of the Engineering Geology and the Environment (IAEG), 60, pp. 85-92.
- Mogi, K. (2007). Experimental Rock Mechanics, Taylor & Francis/Balkema, London, UK, 380.
- Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A.H. 2009a. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. International Journal of Geomechanics, 9(6): 237-249.
- Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A.H. 2009a. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. International Journal of Geomechanics, 9(6): 237-249.

- Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A.H. 2009c. Reliability-based approach for the stability analysis of shallow circular tunnels driven by a pressurized shield. In: Proceedings from the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Bochum, Germany, 593-600.
- Moreno, T. E. (1982) "Comparision and Application of the Geomechanics Classification Schemes in Tunnel Construction" Proc. Tunneling 1982, The institution of mining and metallurgy, London, pp. 241 - 246
- Morris, R. Driels, Young S. Shin, (2004) Determining the number of iterations for Monte Carlo simulations of weapon Effectiveness, Naval Postgraduate School, Monterey, CA, April 2004.
- Nakao, K., S. Iihoshi, and S. Koyama. (1983) "Statistical Reconsideration on the Parameters for the Geomechanics Classification." Proc. 5th Int. Congr. Rock Mech., ISRM, Melburne, 1983, pp. B13- B16
- Newman, D. A., (1985), "The Design of Coal Mine Roof Support and Yielding Pillars for Longwall Mining in the Appalachian Coalfield", Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, 392 p.
- Oliver, H. J. (1979) "Applicability of the Geomechanics Classification to the Orange - Fish Tunnel Rock Masses" Civ. Eng. S. Afr. 21, 1979, pp. 179 - 185
- Pacher, F., L. Rabcewicz and J. Golser. (1964) "Zum Der seitigen Stand der Gebirgsklassifizierung in Stollen-und Tunnelbau." Proc. XXII Geomech. Colloq., Salzburg, 1974, pp. 51 - 58
- Palmstrom, A. (1995). Characterising the strength of rock masses for use in design of underground structures. In Conference of Design and Construction of Underground Structures (pp. 43–52). New Delhi, India.
- Palmstrom, A., & Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-System. Tunnelling and Underground Space Technology, 21, 575–593.
- Panet, M. (1995), Le calcul des tunnels par la methode convergence - confinement, Press de l'ENPC, Paris, 1995
- Panet M. & Guellec P. (1974) – Contribution à l'étude du soutènement derrière le front de taille. – Proc. 3rd Cong. ISRM, Vol.2, part. B, Denver

- Panet, M., Guenot, A. (1982), Analysis of convergence behind the face of a tunnel, in Tunnelling 82 (Brighton, 1982), The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 197 - 204
- Papaioannou, I., Heidkamp, H., Duster, A., Rank, E. & Katz, C. 2009. Random field reliability analysis as a means for risk assessment in tunnelling. In: Proceedings from the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Bochum, Germany, 585-592.
- Press, W. H., Teukolsky, S. A., Vetterling, W. T. and Flannery, B. P. (1992). Numerical Recipes in FORTRAN: The Art of Scientific Computation. Cambridge, England, Cambridge University Press.
- Ramamurthy, T., and Arora, V. K. (1993). A classification for intact and jointed rocks, In: Geotechnical engineering of hard soils- Soft Rocks, Anagnostopoulos et al., (Eds.), Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 344 2.
- Ritter, W., (1879). Die Statik der Tunnelgewölbe. Berlin Springer.
- Robertson, A.M. (1988) "Estimating weak rock strength" AIME-SME Annual Meeting, Phoenix, Az., preprint N° 88-145,.
- RS2, rocscience (2016), Programi i Rocscience për modelime dy përmasore
- RS2 tutorial (2016), Manuali i programit RS2 të Rocscience
- RS3, rocscience (2016), Programi i Rocscience për modelime tre përmasore
- Roclab, A. (2006). Computer program 'Roclab' downloaded from Rocscience web site. www.rocscience.com.
- Romana, M., (1985). "New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes". Int. Symp. on the role of rock mechanics ISRM. Zacatecas, pp 49-53.
- Rosenblueth, (1975): „Point Estimate For Probability Moments“, Proc. Nat. Acad. Sci. USA, Vol. 72, No. 10, October 1975, Mathematics, pp. 3812-3814
- Sakurai, S. 1983. "Displacement measurements associated with the design of underground openings." Proc. Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics, Zurich, 2, 1163- 1178.
- Sandback, (1985), "Road Header Drift Excavation and Geomechanics Rock Classification,"Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference, AIME, New York, Vol. 2, pp. 902-916.

- Sauku, H. (1992). Drift Support Estimated by "Critical Depths" Method. Proceedings of the 8th Coal Congress of Turkey, pp. 291-306.
- Sauku, H. (1999). Mbi qëndrueshmërinë e masivit shkëmbor, presiondhënien dhe bashkëveprimin shkëmb -armaturë. Monografi, Shtëpia Botuese e Librit Universitar, Tiranë, 127 faqe.
- Serafim, J. L, Pereira J.P. (1983) "Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski." Proc. Int. Symp on Eng. Geol. And Underground Construction, Vol I (II), Lisbon, Portugal, pp. 33 - 44
- Sheorey, P. R., Biswas, A. K. and Choubey, V. D. (1989). An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. Eng. Geol. 26, pp. 141-159.
- Shinozuka, M. (1983). "Basic analysis of structural safety." J. Struct. Engrg., ASCE, 109(3),721-740
- Singh, B., Jethwa, J. L., Dube, A. K., & Singh, B. (1992). Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tunnelling and Underground Space Technology, 7(1), 59–75
- Smith, H. J., (1986), "Estimating Rippability by Rock Mass Classification," Proceedings, 27th U.S. Symposium on Rock Mechanics, AIME, New York, pp. 443-448.
- Szechy, K., (1967), "The art of tunnelling," Akademiai Kiado Budapest, Bookbarn International, 1967.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1943.
- Terzaghi, K. (1946). Introduction to tunnel geology. In R. V. Proctor & T. L. White (Eds.), Rock tunnelling with steel supports (p. 271). Youngstown, OH: Commercial Shearing & Stamping Co.
- Unal, E (1983). Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs [Dissertation]. University Park, PA: The Pennsylvania State University.
- Veneziano, D. (1974). "Contribution to second moment reliability theory." Res. Rep. No. R74-33. Dept. Of Civ. Engrg.
- Venkateswarlu, V., (1986) Geomechanics Classification of coal measure rocks vis-s-vis roof supports, Ph.D. Thesis, Indian School of Mines, Dhanbad, 251 p

- Vlachopoulos, N., Diederichs, M. S. (2009): „Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels”, *Rock Mech Rock Engng* (2009), 42:pp. 131-146
- Weaver, J. M. (1975) "Geological Factors Significant in the Assessment of Rippability." *The Civil Engineer in South Africa*, Vol. 17, No. 12, December 1975
- Wickham, G. E. H. R. Tiedemann and E. H. Skinner (1972) "Support Determination based on Geological Predictions." *Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf.*, AIME, New York, 1972, pp. 43 - 64
- Williamson, D. A., (1984), "Unified Rock Classification System", *Bull. Assoc. Eng. Geol*, 21(3), pp. 345-354
- Wolff, T. F. (1996). "Probabilistic slope stability in theory and practice." *Uncertainty in the Geologic Environment*, Madison, WI, ASCE: 419–433.
- Wong, F. S. (1985). "First-order, second-moment methods." *Computers and Structures* 20 (4): pp.779–791.
- Yoshida, N., Morgenstern, N. R. and Chan, D. H. (1990). Failure criterion for stiff soils and rocks exhibiting softening Author Affiliation: Univ of Alberta Source: *can. Geotech. J.*, 27 (2), 195-202. ISSN: 0008-3674 CODEN: CGJOAH.
- Yudhbir, Lemanza, W. and Prinzl, F. (1983). An empirical failure criterion for rock masses. In: *Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics*, Melbourne, Balkema, Rotterdam, 1, B1- B8.

SHTOJCA A

A.1. Tuneli i energjisë 1. Metoda konvergencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.

Nga llogaritjet e treguar në kapitujt 5 dhe 6, për tunelin e energjisë 1 kemi:

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e energjisë 1 për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

	Mesatarja	Devijimi mesatar kuadratik
q_{ci} (MPa)	64.87	11.03
GSI	37.76	7.48

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e energjisë 1 për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

$m_i = 20$ (basalte)

$\nu = 0.3$ (koeficienti i Poissonit)

$p_o = 200 \text{ m} \cdot 29 \text{ kN/m}^3 = 5800 \text{ kPa} = 5.9 \text{ Mpa}$ (Sforcimi fillestar)

$R = 2.75 \text{ m}$ (Rrezja e tunelit)

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e energjisë 1 për llogaritjet sipas Sauku:

	Mesatarja	Devijimi mesatar kuadratik
q_{ci} (MPa)	64.8657	11.0271
k_2	1.1827	0.0388
k_4	1.0534	0.0214
k_u	0.9782	0.0115

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e energjisë 1 për llogaritjet sipas Sauku:

$A = 27 \text{ m}^2$ (Sipërfaqja e seksionit tërthor të tunelit)

$B = 5.5 \text{ m}$ (Gjerësia e tunelit)

$h = 5.5 \text{ m}$ (lartësia e tunelit)

$H = 200 \text{ m}$ (Thellësia e ndodhjes së tunelit)

$l_\varphi = 1.0 \text{ m}$ (Largësia midis çarjeve)

$h_o = 2.9 \text{ m}$ (Lartësia e qemerit)

$\gamma = 29 \text{ kN/m}^3$ (Pesha volumore mesatare e shkëmbit)

$k_{pl} = 1.5$ (Koeficienti i plasticitetit)

$k_1 = 1.05$ (Koeficienti i gjendjes natyrore të masivit)

$k_3 = 1.3$ (Koeficienti i lidhshmërisë në çarje)

$k_5 = 1.4$ (Koeficienti i orientimit të punimit)

$k_6 = 1.0$ (Koeficienti i afatit të shërbimit)

$k_7 = 1.2$ (Koeficienti i mënyrës së rrëzimit)

$k_8 = 1.0$ (Koeficienti i shpejtësisë së ndërtimit)

$k_\sigma = 1.0$ (Koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv)

A.1.1. Krahësimi i qasjes Sauku me Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i energjisë 1.

Grafikët në figurën A.1 janë përfshirë nga përdorimi i të dhënave hyrëse me vlerat mesatare të parametrave.

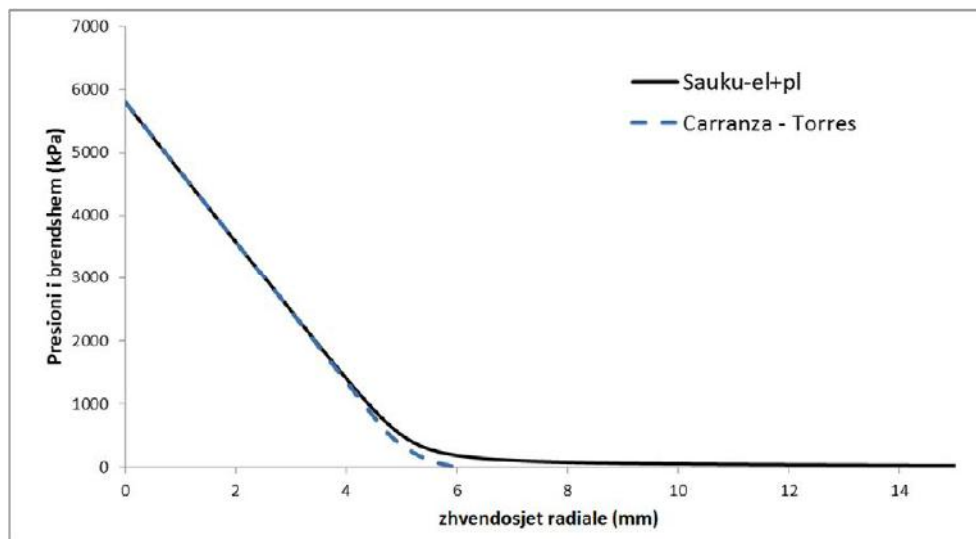


Figura A.1. Diagramat e zhvendosjeve radiale sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i energjisë 1.

A.1.2. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i energjisë 1

Në këtë paragraf jepen llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe sipas Sauku, me vlerat mesatare të parametrave hyrës.

Konstruksioni mbajtës që do të përdoret në llogaritje, përbëhet nga profile metalike + torkret betoni.

Janë marrë në konsideratë pesë variante të ndryshëm konstruksioni mbajtës për tunelin në fjalë, të dhënat e përbashkëta në të pestë variantet, janë treguar në tabelën A.1

Tabela A.1. Të dhënat e konstruksionit mbajtës të tunelit të energjisë 1

Vendosja nga balli i punimit	$x = 1.5 \text{ m}$
Trashësia e torkret betonit	$d = 0.15 \text{ m}$
Moduli Young-ut i betonit	$E_c = 2.5 * 10^7 \text{ kPa}$
Moduli Young-ut i çelikut	$E_s = 2.1 * 10^8 \text{ kPa}$
Rezistenca e rrjedhshmërisë së çelikut	$f_y = 5.4 * 10^5 \text{ kPa}$

Në katër variantet ndryshon profili metalik që do të përdoret:

Varianti 1 : IPN 200; sipërfaqja: $A = 0.00334 \text{ m}^2$

Varianti 2 : IPN 160; sipërfaqja: $A = 0.00228 \text{ m}^2$

Varianti 3 : IPN 140; sipërfaqja: $A = 0.00183 \text{ m}^2$

Varianti 4 : IPN 120; sipërfaqja: $A = 0.001321 \text{ m}^2$

Varianti 5 : IPN 100; sipërfaqja: $A = 0.001032 \text{ m}^2$

Për përcaktimin e zhvendosjes radiale në momentin e vendosjes së konstruksionit mbajtës, në qasjen Carranza – Torrez dhe Fairhurst është përdorur metoda Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009), si një nga metodat më të reja ditët e sotme. Në qasjen sipas Sauku, është përdorur metoda Panet (Panet 1995).

A.1.2.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i energjisë 1.

Varianti 1 (IPN200):

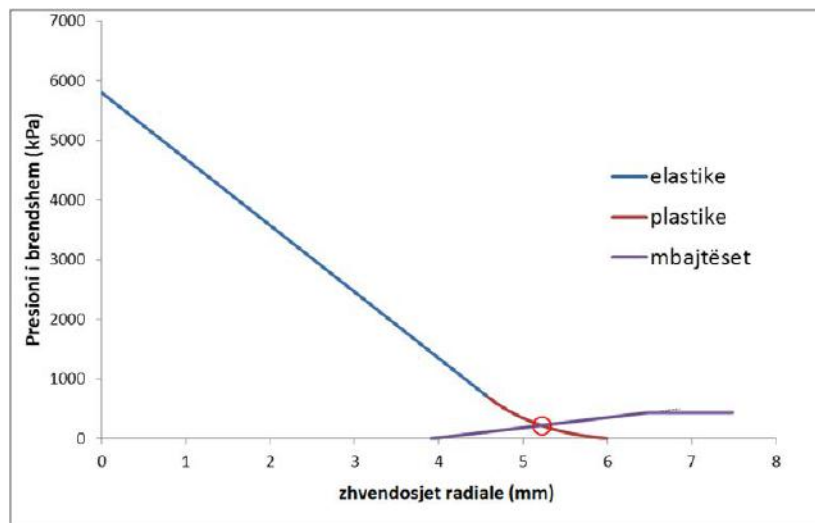


Figura A.2. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.97$

Varianti 2 (IPN160):

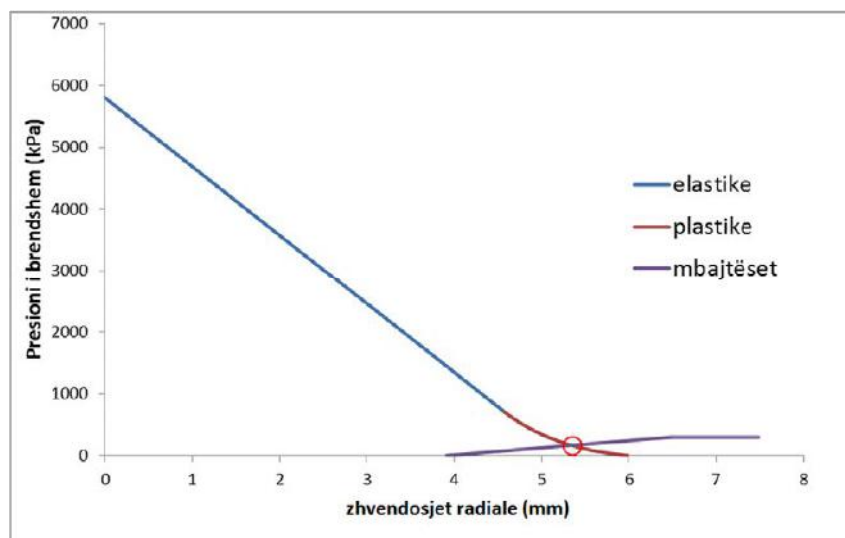


Figura A.3. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN160, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.79$

Varianti 3 (IPN140):

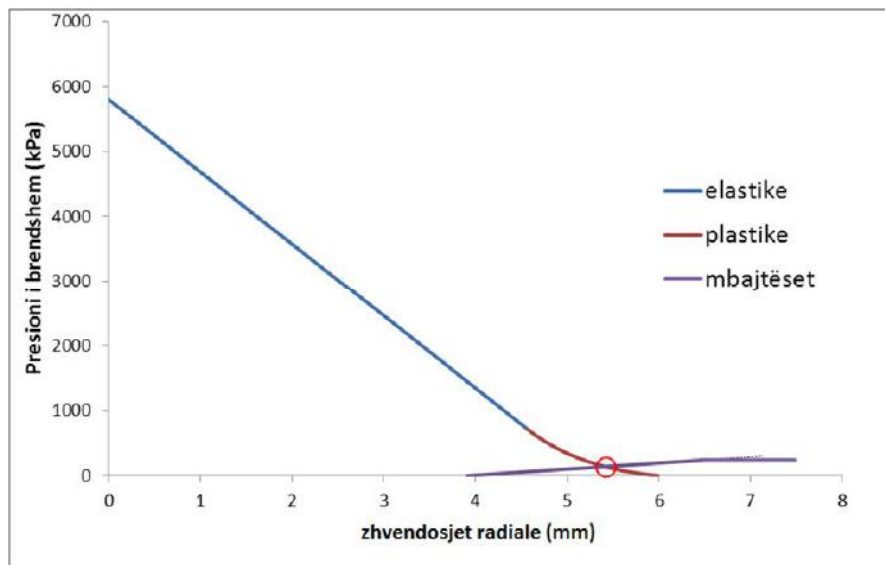


Figura A.4. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN140, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.71$

Varianti 4 (IPN120):

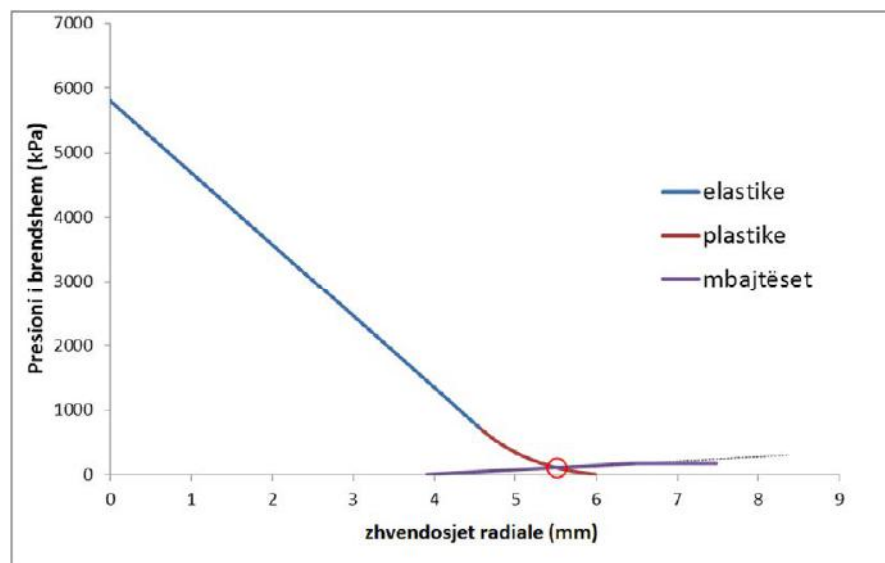


Figura A.5. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN120, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.61$

Varianti 5 (IPN100):

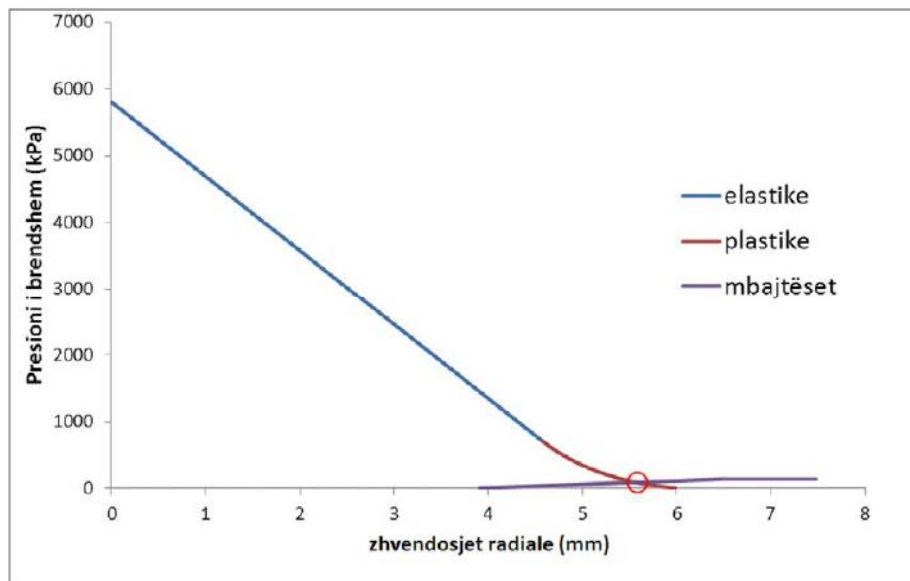


Figura A.6. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 5, IPN100, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.54$

A.1.2.2. Sauku. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i energjisë 1.

Varianti 1 (IPN200):

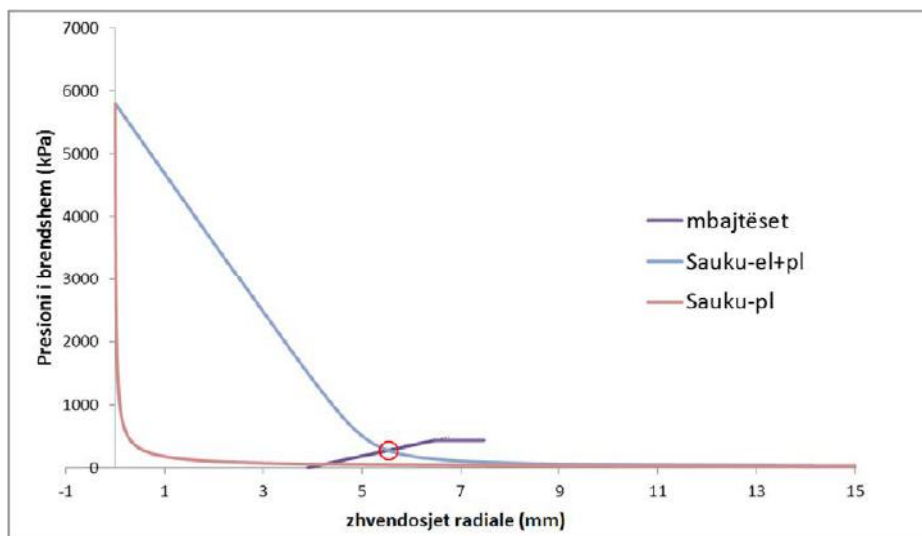
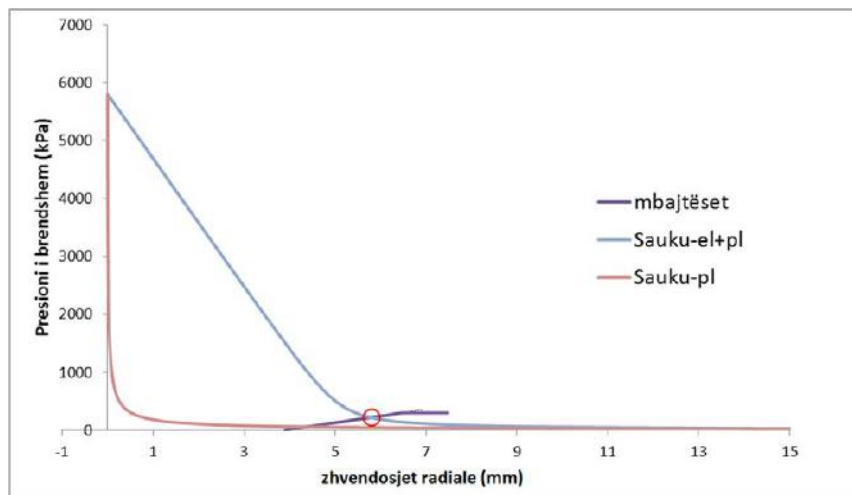


Figura A.7. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.57$

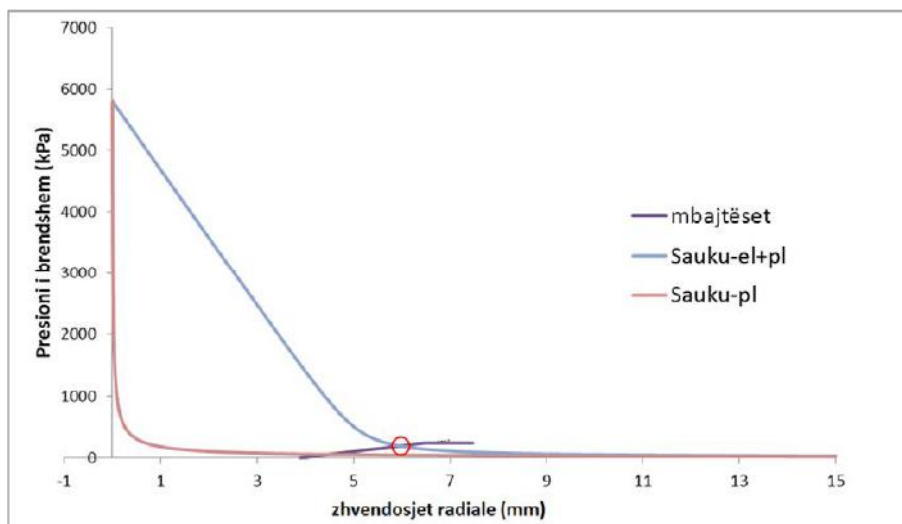
Varianti 2 (IPN160):



**Figura A.8. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku
Varianti 2, IPN160, Tuneli i energjisë 1.**

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.36$

Varianti 3 (IPN140):



**Figura A.9. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku,
Varianti 3, IPN140, Tuneli i energjisë 1.**

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.24$

Varianti 4 (IPN120):

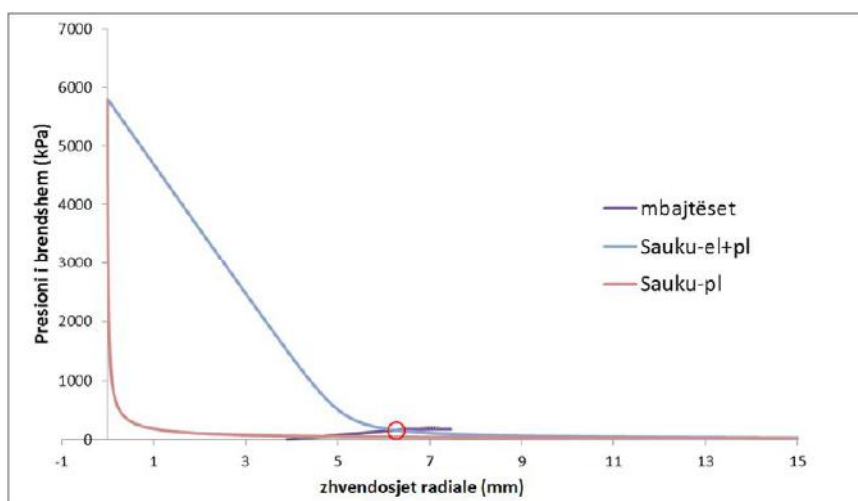


Figura A.10. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 4, IPN120, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.09$

Varianti 5 (IPN100):

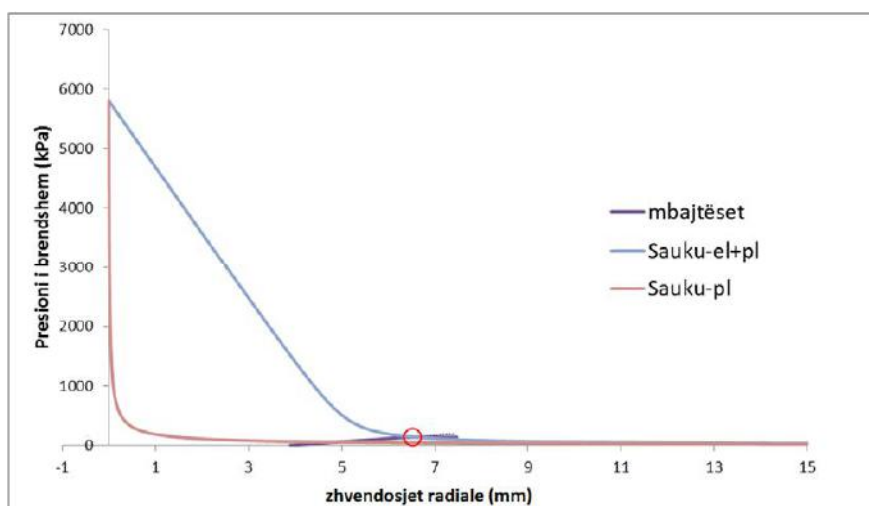


Figura A.11. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 5, IPN100, Tuneli i energjisë 1.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 0.98$

Tabela A.2, jep një përmbledhje për llogaritjet deterministike, sipas dy metodologjive, Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe Sauku, në pesë variantet e ndryshe të llogaritura për tunelin e energjisë 1.

Tabela A.2. Rezultatet e metodës deterministike për tunelin e energjisë 1.

Varianti	Carranza – Torrez dhe Fairhurst	Sauku
1 (IPN200)	1.97	1.57
2 (IPN160)	1.79	1.36
3 (IPN140)	1.71	1.24
4 (IPN120)	1.61	1.09
5 (IPN100)	1.54	0.98

A.1.3. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

A.1.3.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli i energjisë 1.

Tabela A.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FOSM. Tuneli i energjisë 1

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.6175	0.6299	0.6324	0.6383	0.6442
$\mu(\text{FS}) =$	1.9675	1.7944	1.7113	1.6107	1.5447
$\beta_N =$	1.5667	1.2610	1.1248	0.9568	0.8457
$\beta_{LN} =$	2.0545	1.5445	1.3228	1.0572	0.8858
$p_{FN} =$	0.0586	0.1037	0.1303	0.1693	0.1989
$p_{FLN} =$	0.0200	0.0612	0.0930	0.1452	0.1879

A.1.3.2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM. Tuneli i energjisë 1.

Tabela A.4. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda PEM. Tuneli i energjisë 1

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.6218	0.6328	0.6365	0.6433	0.6474
$\mu(\text{FS}) =$	2.1051	1.9318	1.8498	1.7503	1.6901
$\beta_N =$	1.7774	1.4726	1.3351	1.1663	1.066
$\beta_{LN} =$	2.0392	1.5365	1.3126	1.0467	0.8800
$p_{FN} =$	0.0377	0.0704	0.0909	0.1217	0.1432
$p_{FLN} =$	0.0207	0.0622	0.0947	0.1476	0.1894

A.1.3.3 Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli i energjisë 1

Tabela A.5. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FORM. Tuneli i energjisë 1.

		Variantet				
		1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
Normale	$\beta =$	nuk konvergjon	2.5835	2.103	1.3577	1.1578
	$p_f =$	zero	0.0049	0.0177	0.0873	0.1235
	$\mu(FS) =$	1.1593	1	1	1	1
logNormale	$\beta =$	nuk konvergjon	0.019	0.1756	0.3482	0.3968
	$p_f =$	zero	0.4924	0.4303	0.3638	0.3638
	$\mu(FS) =$	1.1593	1	1	1	1

A.1.3.4. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës simulimit Monte Carlo. Tuneli i energjisë 1.

Varianti 1 (IPN200)



Figura A.12. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1

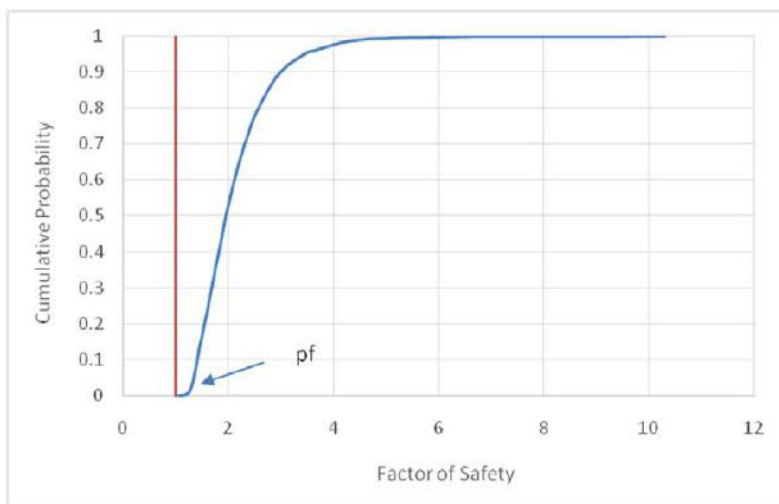


Figura A.13. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1

Nga figura A.12, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 4350$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura A.13, $p_f = 0.00$ (nuk ka mundësi të ndodhë humbja e aftësisë mbajtëse (dështimi) i konstruksionit mbajtës).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 2.1168$$

$$\sigma(FS) = 0.7123$$

Varianti 2 (IPN160)



Figura A.14. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN160, Tuneli i energjisë 1.

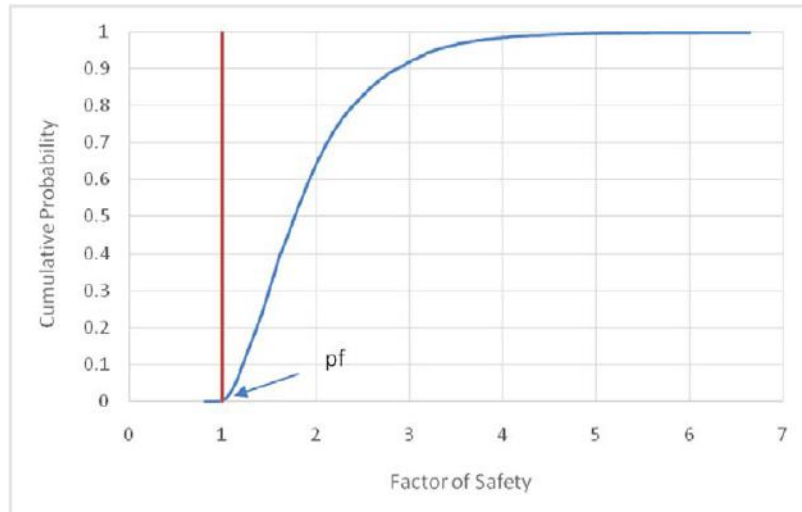


Figura A.15. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN160, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.14, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 5020$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura A.15, $p_f = 0.0048$, dmth ka 0.48% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojnë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.9311$$

$$\sigma(FS) = 0.6980$$

Varianti 3 (IPN140)



Figura A.16. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN140, Tuneli i energjisë 1.

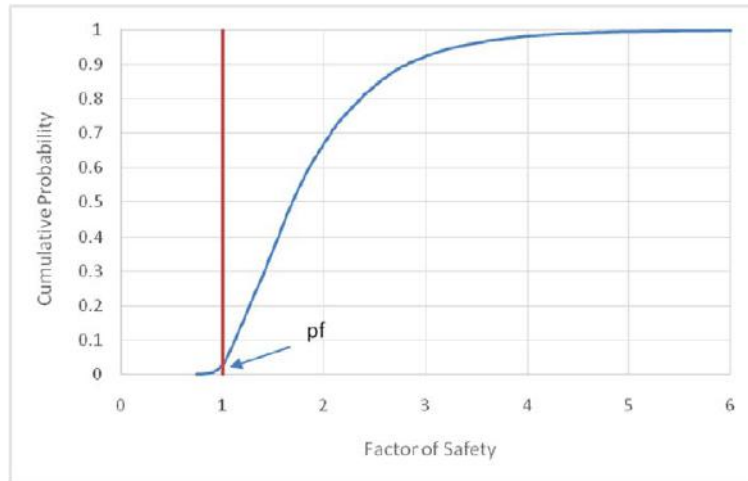


Figura A.17. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN140, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.16, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 6005$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura A.17, $p_f = 0.0257$, dmth ka 2.57% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.8673$$

$$\sigma(FS) = 0.7382$$

Varianti 4 (IPN120)



Figura A.18. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN120, Tuneli i energjisë 1.

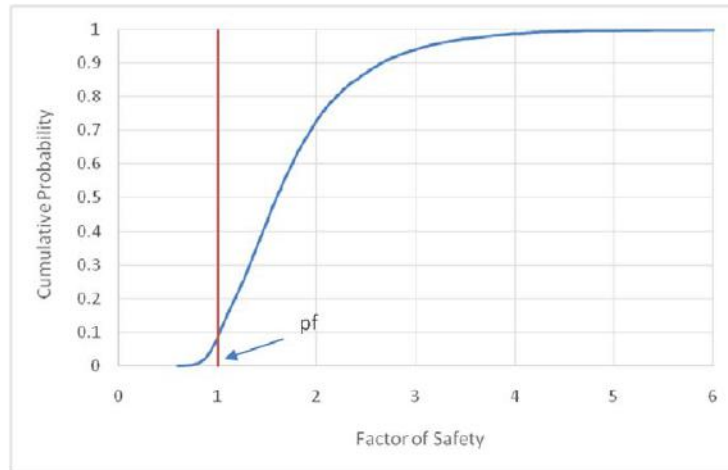


Figura A.19. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN120, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.18, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 6350$. Iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 7000$ iteracione.

Nga Figura A.19, $p_f = 0.0876$, dmth ka 8.76% mundësi që konstruksioni mbajtes të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.7449$$

$$\sigma(FS) = 0.7094$$

Varianti 5 (IPN100)



Figura A.20. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 5, IPN100, Tuneli i energjisë 1.

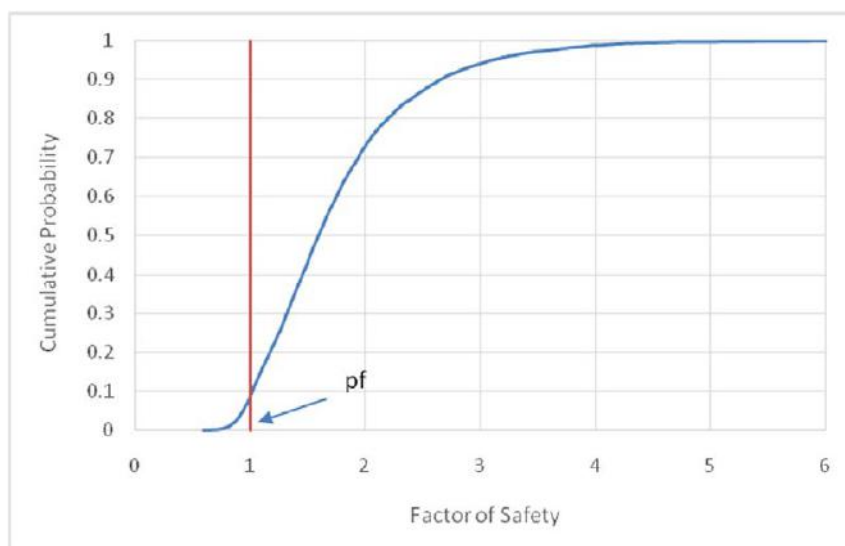


Figura A.21. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 5, IPN100, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.20, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 6895$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 7500$ iteracione.

Nga Figura A.21, $p_f = 0.1267$, dmth ka 12.67% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurtisë:

$$\mu(FS) = 1.6886$$

$$\sigma(FS) = 0.7153$$

Tabela A.6. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, simulimi Monte Carlo, tuneli i energjisë 1.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\mu(FS) =$	2.1168	1.9311	1.8673	1.7449	1.6886
$\sigma(FS) =$	0.7123	0.6980	0.7382	0.7094	0.7153
$N_{nev} =$	4350.2	5019.4	6003.6	6350.5	6892.8
$N =$	6500	6500	6500	7000	7500
$p_f =$	zero	0.0048	0.0257	0.0876	0.1267

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

A.1.3.5. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli i energjisë 1.

Tabela A.7. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, tuneli i energjisë 1.

	Varianti 1 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.9675	2.1051	1	2.1168
$\sigma(\text{FS})=$	0.6175	0.6218	-	0.7123
$\beta_N=$	1.5667	1.7774	nk	-
$\beta_{LN}=$	2.0545	2.0392	nk	-
$p_{fN}=$	0.0586	0.0377	0	-
$p_{fLN}=$	0.02	0.0207	0	-
$p_f=$	-	-	-	0
	Varianti 2 (IPN160)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.7944	1.9318	1	1.9311
$\sigma(\text{FS})=$	0.6299	0.6328	-	0.698
$\beta_N=$	1.261	1.4726	2.5835	-
$\beta_{LN}=$	1.5445	1.5365	0.019	-
$p_{fN}=$	0.1037	0.0704	0.0049	-
$p_{fLN}=$	0.0612	0.0622	0.4924	-
$p_f=$	-	-	-	0.0048
	Varianti 3 (IPN140)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.7113	1.8498	1	1.8673
$\sigma(\text{FS})=$	0.6324	0.6365	-	0.7382
$\beta_N=$	1.1248	1.3351	2.103	-
$\beta_{LN}=$	1.3228	1.3126	0.1756	-
$p_{fN}=$	0.1303	0.0909	0.0177	-
$p_{fLN}=$	0.093	0.0947	0.4303	-
$p_f=$	-	-	-	0.0257
	Varianti 4 (IPN120)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.6107	1.7503	1	1.7449
$\sigma(\text{FS})=$	0.6383	0.6433	-	0.7094
$\beta_N=$	0.9568	1.1663	1.3577	-
$\beta_{LN}=$	1.0572	1.0467	0.3482	-
$p_{fN}=$	0.1693	0.1217	0.0873	-
$p_{fLN}=$	0.1452	0.1476	0.3638	-
$p_f=$	-	-	-	0.0876
	Varianti 5 (IPN100)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.5447	1.6901	1	1.6886
$\sigma(\text{FS})=$	0.6442	0.6474	-	0.7153
$\beta_N=$	0.8457	1.066	1.1578	-
$\beta_{LN}=$	0.8858	0.88	0.3968	-
$p_{fN}=$	0.1989	0.1432	0.1235	-
$p_{fLN}=$	0.1879	0.1894	0.3638	-
$p_f=$	-	-	-	0.1267

Ndryshime të mëdha shohim midis FORM logNormale dhe metodave të tjera. Kjo ndodh pasi pranimi që parametrat variabël kanë shpërndarje logNormale, është jo i saktë për këtë rast.

A.1.4. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 1. Metoda Sauku.

A.1.4.1. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli i energjisë 1.

Tabela A.8. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FOSM. Tuneli i energjisë 1

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.507	0.5608	0.5932	0.6409	0.6774
$\mu(\text{FS}) =$	1.5747	1.3579	1.2443	1.0885	0.9809
$\beta_N =$	1.1335	0.6382	0.4118	0.1381	-0.0283
$\beta_{LN} =$	1.2887	0.5725	0.2567	-0.1173	-0.3432
$p_{FN} =$	0.1285	0.2617	0.3402	0.4451	0.5113
$p_{FLN} =$	0.0987	0.2835	0.3987	0.5467	0.6343

A.1.4.2. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM. Tuneli i energjisë 1.

Tabela A.9. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda PEM. Tuneli i energjisë 1

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.5068	0.5607	0.593	0.6408	0.6773
$\mu(\text{FS}) =$	1.9183	1.769	1.6961	1.6025	1.54
$\beta_N =$	1.8117	1.3714	1.1738	0.9403	0.7973
$\beta_{LN} =$	1.2891	0.5727	0.2569	-0.1172	-0.3432
$p_{FN} =$	0.035	0.0851	0.1202	0.1735	0.2126
$p_{FLN} =$	0.0987	0.2834	0.3986	0.5467	0.6343

A.1.4.3. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli i energjisë 1

Tabela A.10. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FORM. Tuneli i energjisë 1.

		Variantet				
		1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
Normale	$\beta =$	nk	2.3156	1.705	0.7118	nk
	$p_f =$	zero	0.0103	0.0441	0.2383	>0.5
	$\mu(\text{FS}) =$	>1	1	1	1	<1
logNormale	$\beta =$	nk	0.752	0.7753	0.851	0.9811
	$p_f =$	zero	0.226	0.2191	0.1974	0.1633
	$\mu(\text{FS}) =$	>1	1	1	1	1

A.1.4.4. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës së simulimit Monte Carlo.

Tuneli i energjisë 1.

Varianti 1 (IPN200)

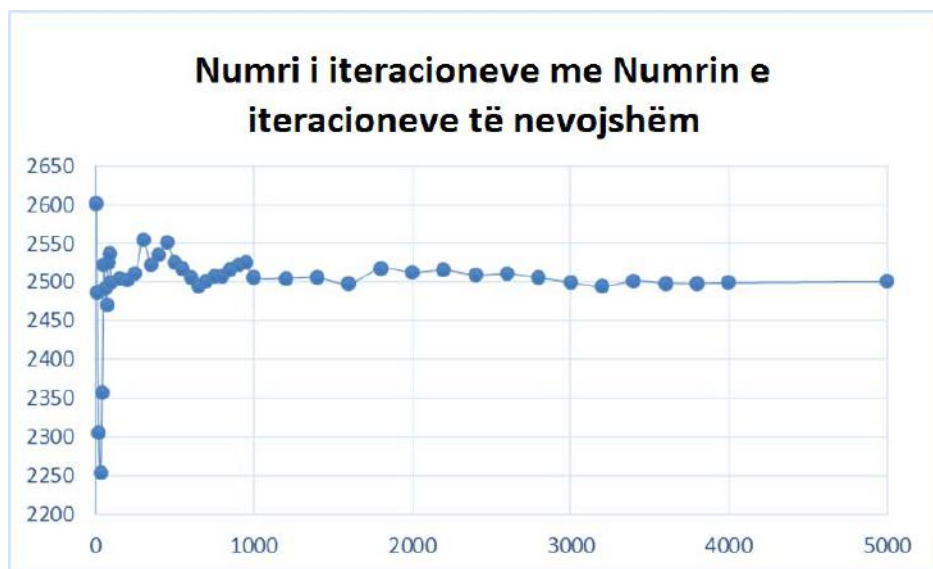


Figura A.22. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1

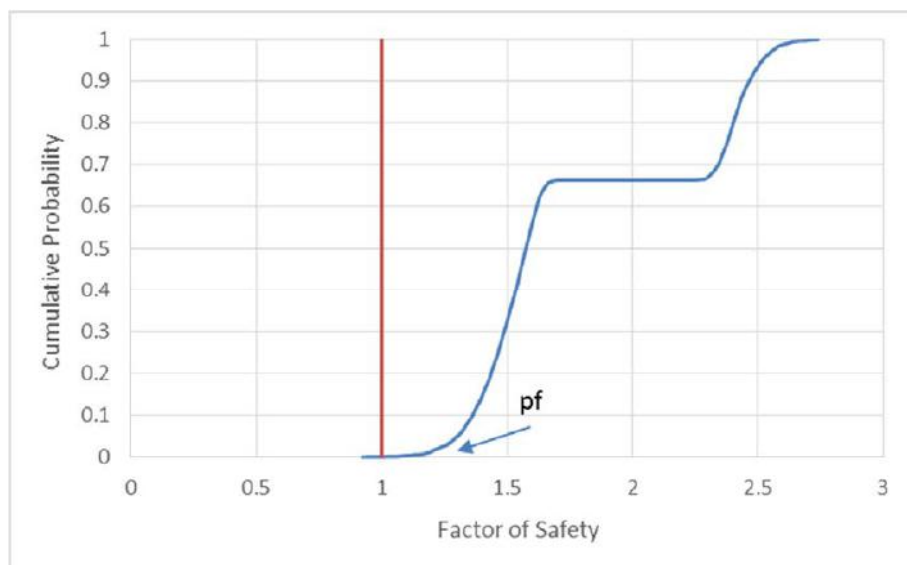


Figura A.23. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1

Nga figura A.22, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 2505$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 5000$ iteracione.

Nga Figura A.23, $p_f = 0.0007$ (0.07% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet))

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.8040$$

$$\sigma(FS)=0.4603$$

Varianti 2 (IPN160)



Figura A.24. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN160, Tuneli i energjisë 1.

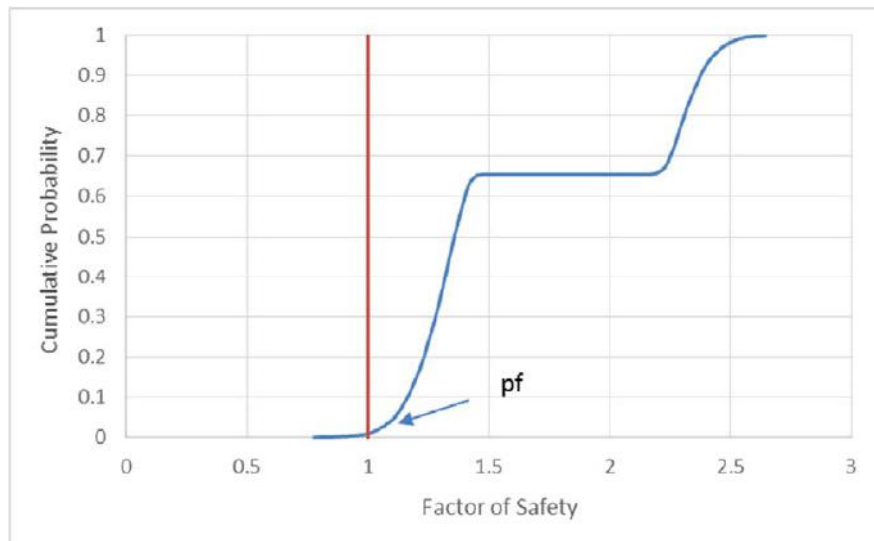


Figura A.25. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN160, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.24, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 3800$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 5000$ iteracione.

Nga Figura A.25, $p_f = 0.0100$, dmth ka 1.00 % mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.6416$$

$$\sigma(FS)=0.5160$$

Varianti 3 (IPN140)



Figura A.26. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 3, IPN140, Tuneli i energjisë 1.

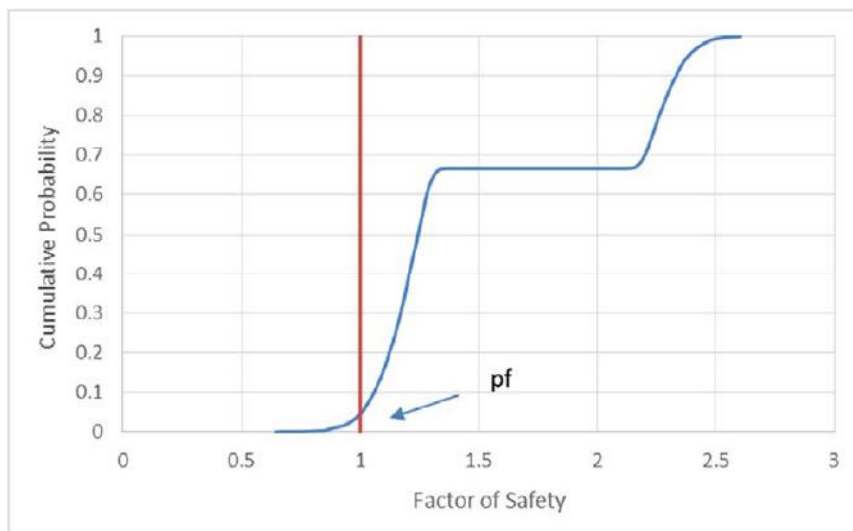


Figura A.27. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 3, IPN140, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.26, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 4730$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 8500$ iteracione.

Nga Figura A.27, $p_f = 0.0443$, dmth ka 4.43% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.5428$$

$$\sigma(FS)=0.5412$$

Varianti 4 (IPN120)



Figura A.28. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN120, Tuneli i energjisë 1.

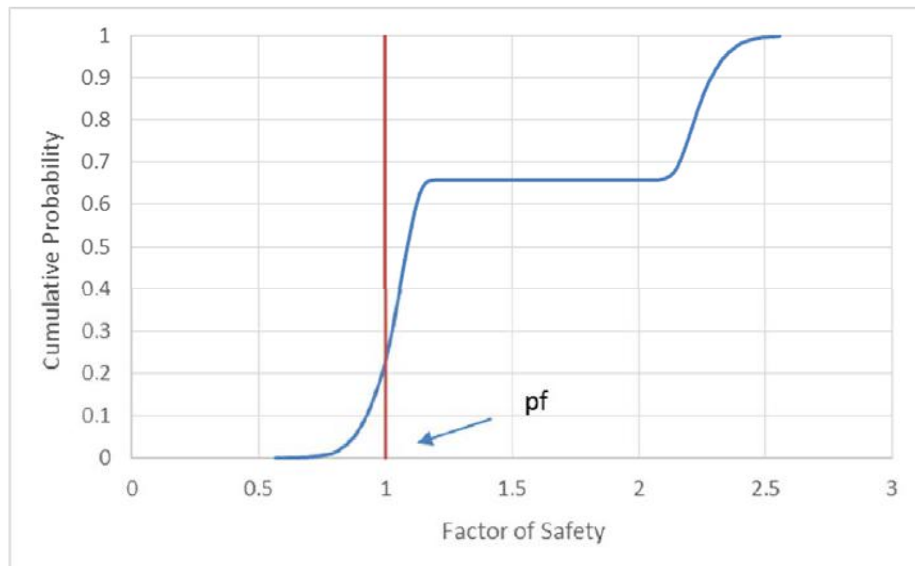


Figura A.29. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN120, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.28, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 6465$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 8500$ iteracione.

Nga Figura A.29, $p_f = 0.2308$, dmth ka 23.08% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.4410$$

$$\sigma(FS)=0.5912$$

Varianti 5 (IPN100)



Figura A.30. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 5, IPN100, Tuneli i energjisë 1.

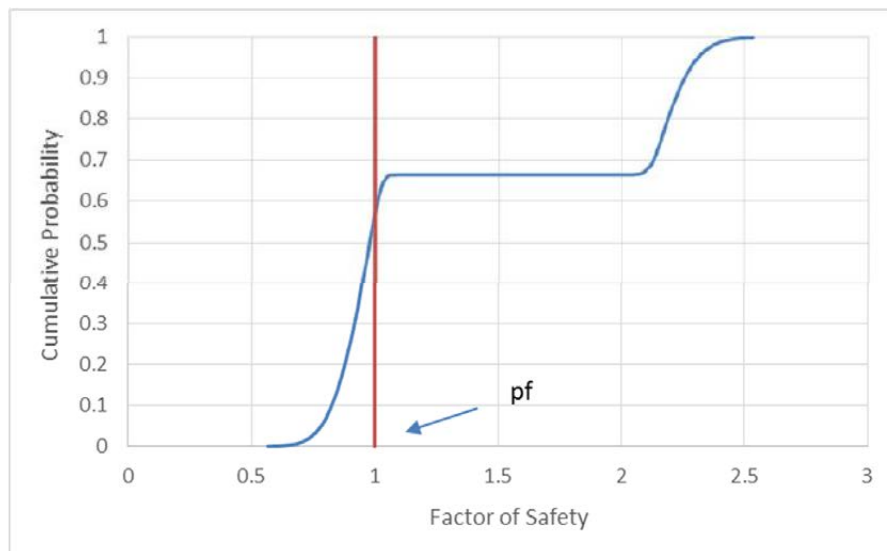


Figura A.31. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 5, IPN100, Tuneli i energjisë 1.

Nga figura A.30, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 8135$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 8500$ iteracione.

Nga Figura A.31, $p_f = 0.5703$, dmth ka 57.03% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.3523$$

$$\sigma(FS)=0.6227$$

Tabela A.11. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, simulimi Monte Carlo, tuneli i energjisë 1.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5(IPN100)
$\mu(FS)=$	1.804	1.6416	1.5428	1.441	1.3532
$\sigma(FS)=$	0.4603	0.516	0.5412	0.5912	0.6227
$N_{nev}=$	2501.1	3795.2	4726.4	6464.9	8134.7
$N=$	5000	5000	8500	8500	8500
$p_f=$	0.0007	0.01	0.0443	0.2308	0.5703

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

A.1.4.5. Sauku. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli i energjisë 1.

Tabela A.12. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, tuneli i energjisë 1.

	Varianti 1 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.5747	1.9183	>1	1.804
$\sigma(\text{FS})=$	0.507	0.5068	-	0.4603
$\beta_N=$	1.1335	1.8117	nk	-
$\beta_{LN}=$	1.2887	1.2891	nk	-
$p_{IN}=$	0.1285	0.035	0	-
$p_{ILN}=$	0.0987	0.0987	0	-
$p_f=$	-	-	-	0.0007
	Varianti 2 (IPN160)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.3579	1.769	1	1.6416
$\sigma(\text{FS})=$	0.5608	0.5607	-	0.516
$\beta_N=$	0.6382	1.3714	2.3156	-
$\beta_{LN}=$	0.5725	0.5727	0.752	-
$p_{IN}=$	0.2617	0.0851	0.0103	-
$p_{ILN}=$	0.2835	0.2834	0.226	-
$p_f=$	-	-	-	0.01
	Varianti 3 (IPN140)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.2443	1.6961	1	1.5428
$\sigma(\text{FS})=$	0.5932	0.593	-	0.5412
$\beta_N=$	0.4118	1.1738	1.705	-
$\beta_{LN}=$	0.2567	0.2569	0.7753	-
$p_{IN}=$	0.3402	0.1202	0.0441	-
$p_{ILN}=$	0.3987	0.3986	0.2191	-
$p_f=$	-	-	-	0.0443
	Varianti 4 (IPN120)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.0885	1.6025	1	1.441
$\sigma(\text{FS})=$	0.6409	0.6408	-	0.5912
$\beta_N=$	0.1381	0.9403	0.7118	-
$\beta_{LN}=$	-0.1173	-0.1172	0.851	-
$p_{IN}=$	0.4451	0.1735	0.2383	-
$p_{ILN}=$	0.5467	0.5467	0.1974	-
$p_f=$	-	-	-	0.2308
	Varianti 5 (IPN100)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	0.9809	1.54	1	1.3532
$\sigma(\text{FS})=$	0.6774	0.6773	-	0.6227
$\beta_N=$	-0.0283	0.7973	nk	-
$\beta_{LN}=$	-0.3432	-0.3432	0.9811	-
$p_{IN}=$	0.5113	0.2126	>0.5	-
$p_{ILN}=$	0.6343	0.6343	0.1633	-
$p_f=$	-	-	-	0.5703

Shohim një “anomali” në format e grafikëve të probabilitetit kumulativ për llogaritjet sipas Sauku, simulimi Monte Carlo. Vija e drejtë në grafik tregon se nuk ka vlera të faktorëve të sigurisë në këtë pjesë (psh varianti 1, nuk ka vlera të faktorëve të sigurisë 1.7 deri 2.2. Vlerat më të vogla se 1.7, i përkasin sjelljes elasto – plastike të shkëmbit, kurse ato më të mëdha se 2.2, sjelljes elastike. Kalimi nga sjellja elasto – plastike në elastike bëhet me kapërcim.

Llogaritjet me metodën Monte Carlo dhe FORM në rastin e shpërndarjes Normale, janë shumë të përafërta. Llogaritjet me dy metodat e tjera janë të ndryshme.

Dy metodat e tjera, siç kemi thënë më sipër, pranojnë shpërndarjen Normale të variablave, dhe e vlerësojnë faktorin e sigurisë në pika diskrete. Një pranim i tillë, në këtë rast çon në gabime të mëdha, gjë që e shohim në krahasimin e pdf-ve, me histogramën faktike që del nga simulimi Monte Carlo. Figurat A.32 dhe A.33 krahasojnë pdf-të Normale dhe logNormale me atë faktike, histogramën e përfutur nga simulimi Monte Carlo.

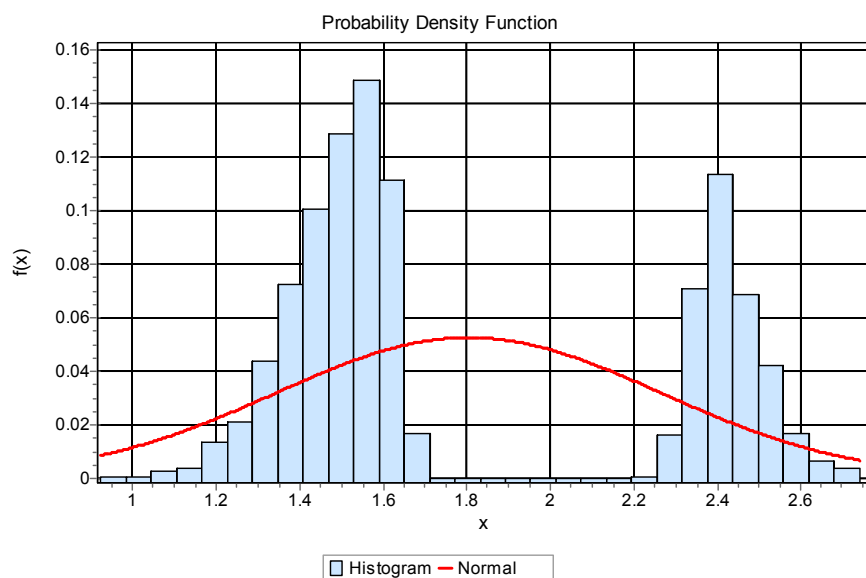


Figura A.32. Grafiku i probabilitetit real të densiteteve (histograma), i përfutur nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen Normale. Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1.

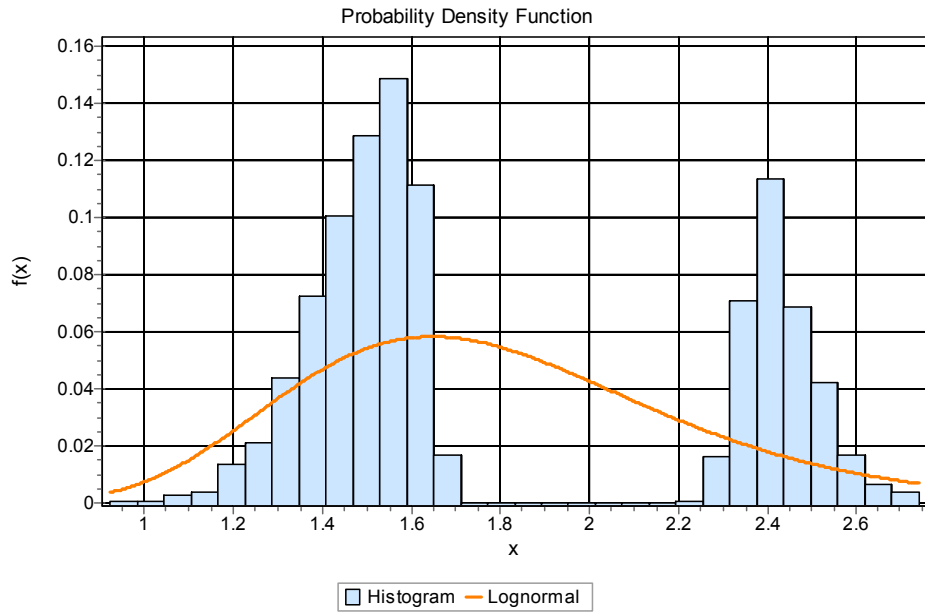


Figura A.33 Grafiku i probabilitetit real të densiteteve (histograma), i përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen logNormale. Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli i energjisë 1.

SHTOJCA B

B.1. Tuneli i energjisë 2. Metoda konvergencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.

Nga llogaritjet e treguar në kapitujt 5 dhe 6, për tunelin e energjisë 2, kemi:

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e energjisë 2 për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

	Mesatarja	Devijimi mesatar kuadratik
q_{ci} (MPa)	64.87	11.031
GSI	38.21	8.27

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e energjisë 2 për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

$m_i = 20$ (basalte)

$\nu = 0.3$ (koeficienti i Poissonit)

$p_o = 400 \text{ m} \cdot 29 \text{ kN/m}^3 = 11600 \text{ kPa} = 11.6 \text{ Mpa}$ (Sforcimi fillestar)

$R = 2.25 \text{ m}$ (Rrezja e tunelit)

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e devijimi për llogaritjet sipas Sauku:

	Mesatarja	Devijimi mesatar kuadratik
q_{ci} (MPa)	64.87	11.03
k_2	1.1466	0.0761
k_4	1.0599	0.0336
k_u	0.9745	0.0182

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e e energjisë 2 për llogaritjet sipas Sauku:

$A = 18.08 \text{ m}^2$ (Sipërfaqja e seksionit tërthor të tunelit)

$B = 4.5 \text{ m}$ (Gjerësia e tunelit)

$h = 4.5 \text{ m}$ (lartësia e tunelit)

$H = 400 \text{ m}$ (Thellësia e ndodhjes së tunelit)

$l_\varphi = 1.0 \text{ m}$ (Largësia midis çarjeve)

$h_o = 2.25 \text{ m}$ (Lartësia e qemerit)

$\gamma = 29 \text{ kN/m}^3$ (Pesha volumore mesatare e shkëmbit)

$k_{pl} = 1.5$ (Koeficienti i plasticitetit)

$k_1 = 1.05$ (Koeficienti i gjendjes natyrore të masivit)

$k_3 = 1.3$ (Koeficienti i lidhshmërisë në çarje)

$k_5 = 1.4$ (Koeficienti i orientimit të punimit)

$k_6 = 1.0$ (Koeficienti i afatit të shërbimit)

$k_7 = 1.2$ (Koeficienti i mënyrës së rrëzimit)

$k_8 = 1.0$ (Koeficienti i shpejtësisë së ndërtimit)

$k_\sigma = 1.0$ (Koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv)

B.1.1 Krahassimi i qasjes Sauku me Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i energjisë 2.

Grafikët në figurën B.1 janë përfshirë nga përdorimi i të dhënave hyrëse me vlerat mesatare të parametrave.

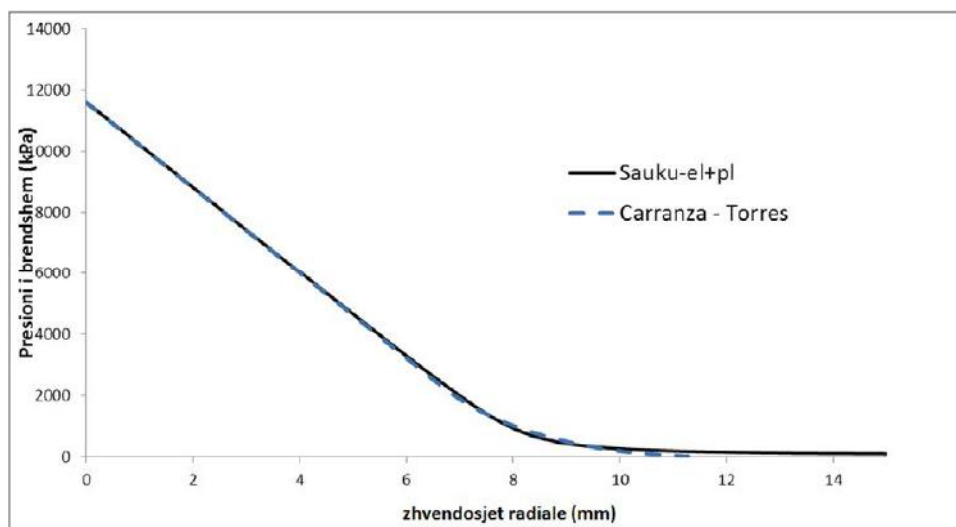


Figura B.1. Diagramat e zhvendosjeve radiale sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i energjisë 2.

B.1.2 Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i energjisë 2.

Në këtë paragraf jepen llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe sipas Sauku, me vlerat mesatare të parametrave hyrës.

Konstruksioni mbajtës që do të përdoren në llogaritje, përbëhet nga profile metalike + torkret betoni.

Janë marrë katër variante të ndryshme konstruksionesh mbajtëse për tunelin në fjalë, të dhënat e përbashkëta në të katër variantet, janë treguar në tabelën B.1

Tabela B.1. Të dhënat e konstruksionit mbajtës të tunelit të energjisë 2

Vendosja nga balli i punimit	$x = 1.5 \text{ m}$
Trashësia e torkret betonit	$d = 0.15 \text{ m}$
Moduli Young-ut i betonit	$E_c = 2.5 \cdot 10^7 \text{ kPa}$
Moduli Young-ut i çelikut	$E_s = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kPa}$
Rezistenca e rrjedhshmërisë së çelikut	$f_y = 5.4 \cdot 10^5 \text{ kPa}$

Në katër variantet ndryshon profili metalik që do të përdoret:

Varianti 1 : IPN 160; sipërfaqja: $A = 0.00228 \text{ m}^2$

Varianti 2 : IPN 180; sipërfaqja: $A = 0.00279 \text{ m}^2$

Varianti 3 : IPN 200; sipërfaqja: $A = 0.00334 \text{ m}^2$

Varianti 4 : IPN 240; sipërfaqja: $A = 0.00461 \text{ m}^2$

Për përcaktimin e zhvendosjes radiale në momentin e vendosjes së konstruksonit mbajtës, në qasjen Carranza – Torrez dhe Fairhurst është përdorur metoda Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009), si një nga metodat më të reja ditët e sotme. Në qasjen sipas Sauku, është përdorur metoda Panet (Panet 1995).

B.1.2.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i energjisë 2.

Varianti 1 (IPN160):

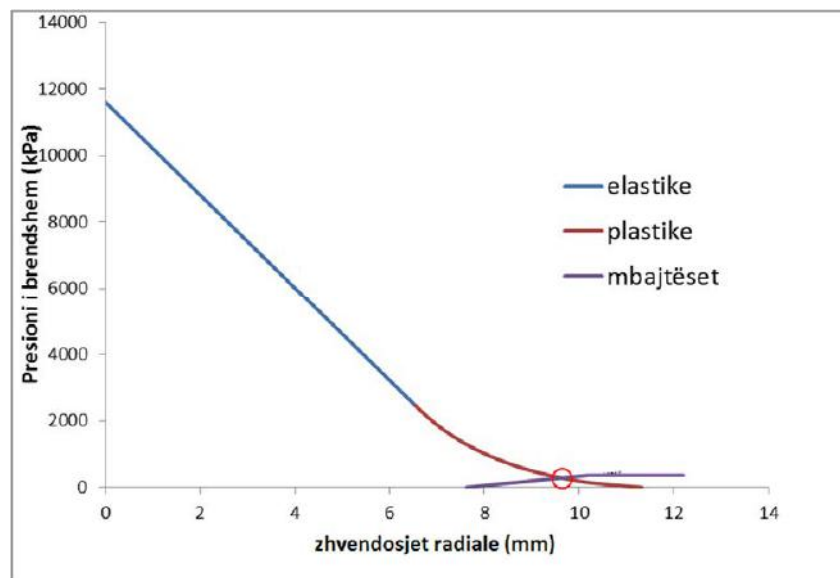


Figura B.2. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN160, Tuneli i energjisë 2.

Për rastin më lart, faktori i sigurtisë $FS = 1.28$

Varianti 2 (IPN180):

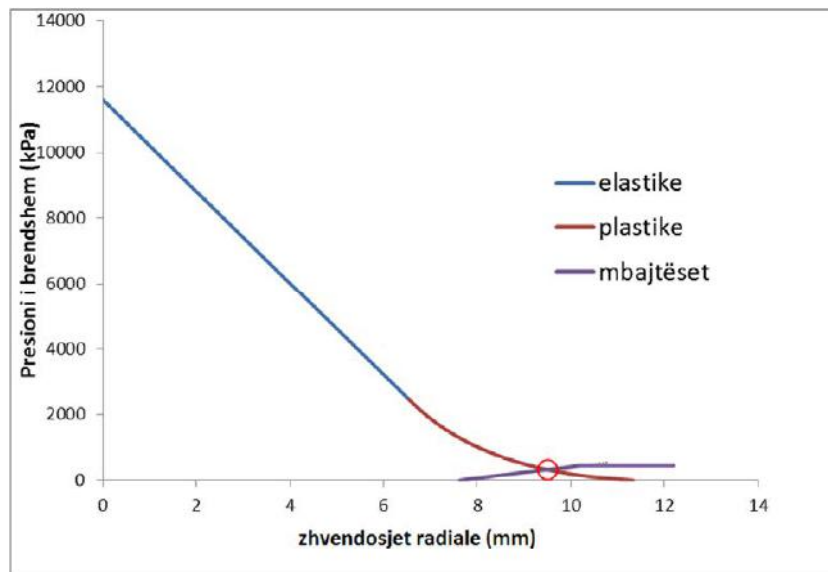


Figura B.3. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN180, Tuneli i energjisë 2.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.37$

Varianti 3 (IPN200):

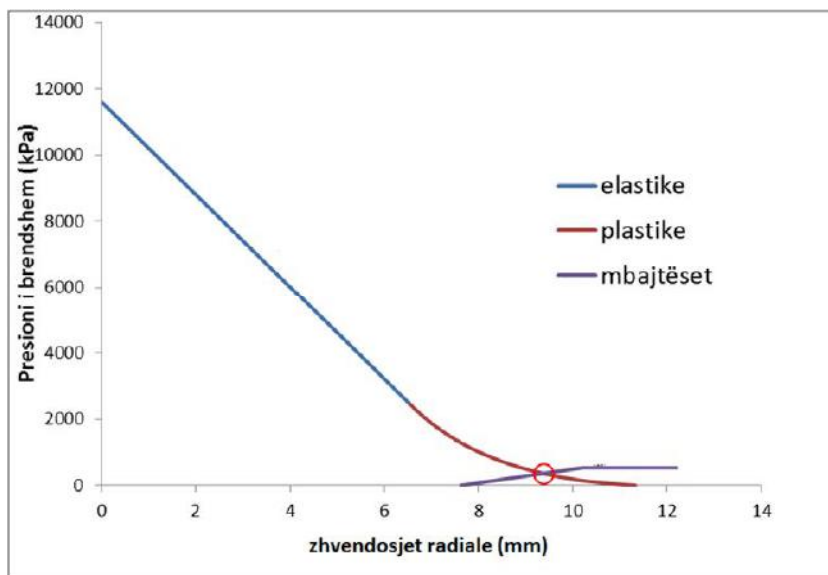


Figura B.4. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN200, Tuneli i energjisë 2.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.47$

Varianti 4 (IPN240):

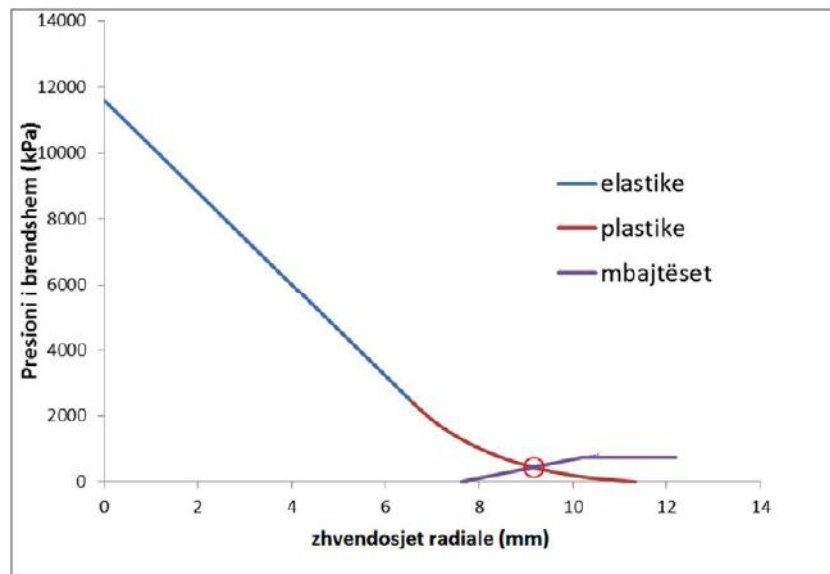


Figura B.5. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN240, Tuneli i energjisë 2.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.68$

B.1.2.2. Sauku. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli i energjisë 2.

Varianti 1 (IPN160):

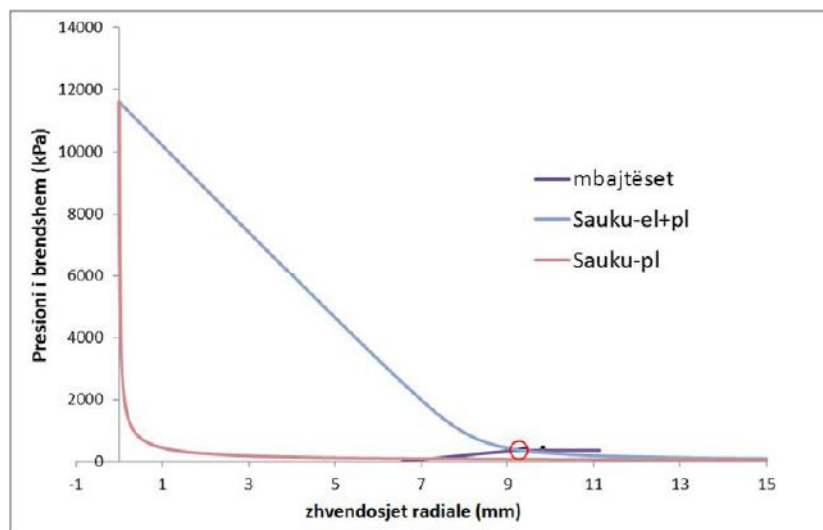
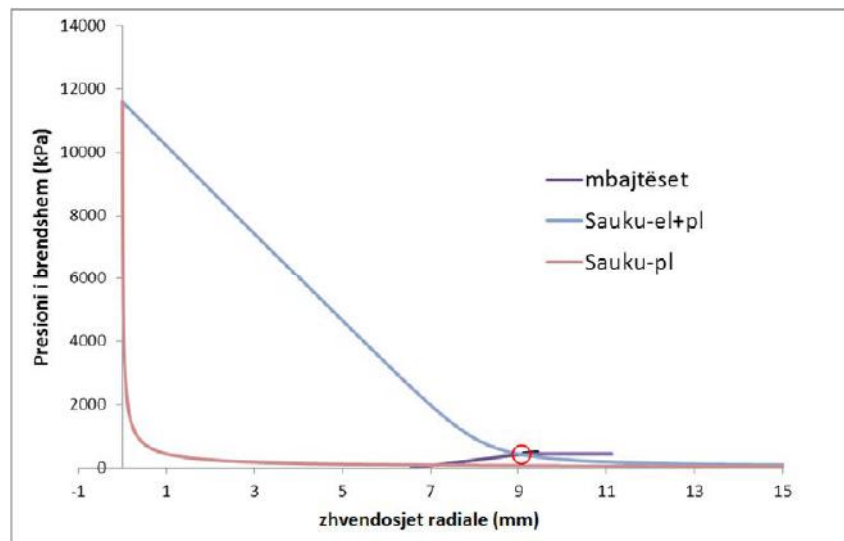


Figura B.6. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 1, IPN160, Tuneli i energjisë 2.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 0.95$

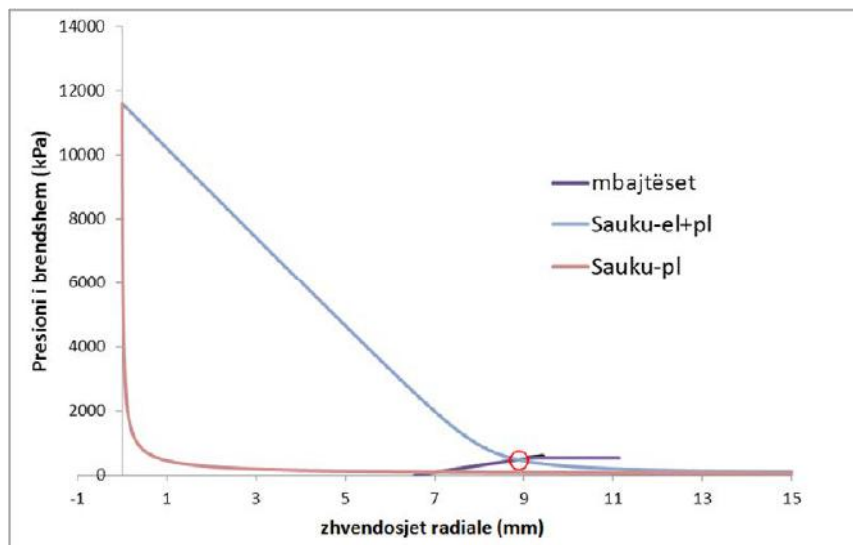
Varianti 2 (IPN180):



**Figura B.7. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku
Varianti 2, IPN180, Tuneli i energjisë 2.**

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.03$

Varianti 3 (IPN200):



**Figura B.8. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku,
Varianti 3, IPN200, Tuneli i energjisë 2.**

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.11$

Varianti 4 (IPN240):

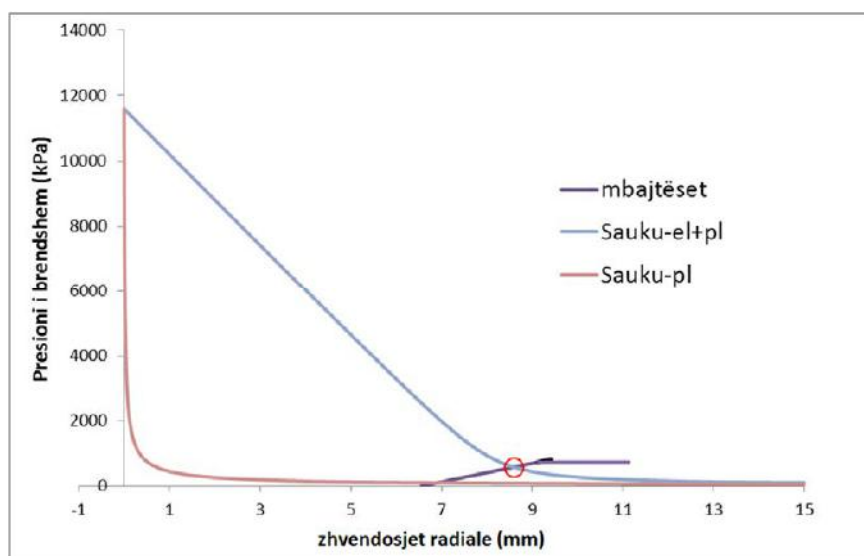


Figura B.9. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 4, IPN240, Tuneli i energjisë 2.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.26$

Tabela B.2, jep një përmbledhje për llogaritjet deterministike, sipas dy metodologjive, Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe Sauku, në pesë variantet e ndryshme të llogaritura për tunelin e energjisë 2.

Tabela B.2. Rezultatet e metodës deterministike për tunelin e energjisë 2.

Varianti	Carranza – Torrez dhe Fairhurst	Sauku
1 (IPN160)	1.28	0.95
2 (IPN180)	1.37	1.03
3 (IPN200)	1.47	1.11
4 (IPN240)	1.68	1.26

B.1.3. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst.**B.1.3.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli i energjisë 2.****Tabela B.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FOSM. Tuneli i energjisë 2.**

	Variantet			
	1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.4617	0.4616	0.4549	0.4431
$\mu(\text{FS}) =$	1.2758	1.3707	1.4692	1.6775
$\beta_N =$	0.5974	0.8031	1.0314	1.5289
$\beta_{LN} =$	0.519	0.7983	1.1202	1.862
$p_{fN} =$	0.2751	0.2109	0.1512	0.0631
$p_{fLN} =$	0.3019	0.2124	0.1313	0.0313

B.1.3.2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM. Tuneli i energjisë 2.**Tabela B.4. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda PEM. Tuneli i energjisë 2.**

	Variantet			
	1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.4662	0.4644	0.4604	0.4472
$\mu(\text{FS}) =$	1.3908	1.4857	1.5831	1.7955
$\beta_N =$	0.8383	1.046	1.2665	1.779
$\beta_{LN} =$	0.511	0.7919	1.104	1.8435
$p_{fN} =$	0.2009	0.1478	0.1027	0.0376
$p_{fLN} =$	0.3047	0.2142	0.1348	0.0326

B.1.3.3. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli i energjisë 2.**Tabela B.5. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FORM. Tuneli i energjisë 2.**

		Variantet			
		1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
Normale	$\beta =$	0.7734	1.1413	nk	nk
	$p_f =$	0.2197	0.1269	zero	zero
	$\mu(\text{FS}) =$	1	1	>1	>1
logNormale	$\beta =$	0.4741	0.3862	nk	nk
	$p_f =$	0.3177	0.3497	zero	zero
	$\mu(\text{FS}) =$	1	1	>1	>1

B.1.3.4. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës simulimit Monte Carlo. Tuneli i energjisë 2.

Varianti 1 (IPN160)

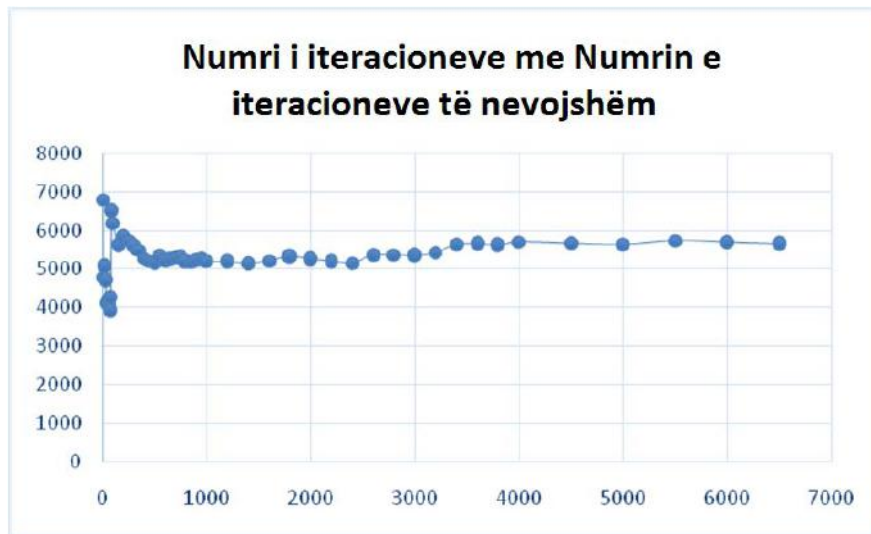


Figura B.10. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN160, Tuneli i energjisë 2.

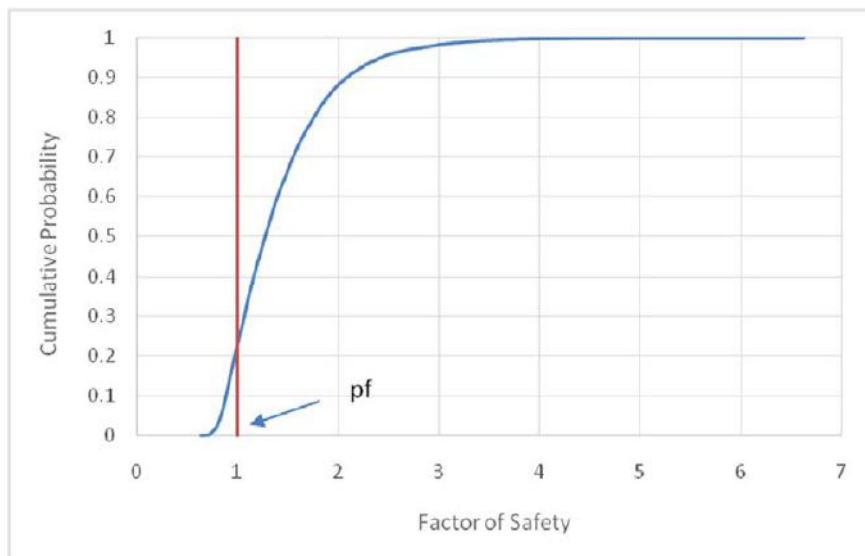


Figura B.11. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN160, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.10, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 5660$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura B.11, $p_f = 0.2296$ dmth ka 22.96 % mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.4071$$

$$\sigma(FS) = 0.5399$$

Varianti 2 (IPN180)



Figura B.12. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN180, Tuneli i energjisë 2.

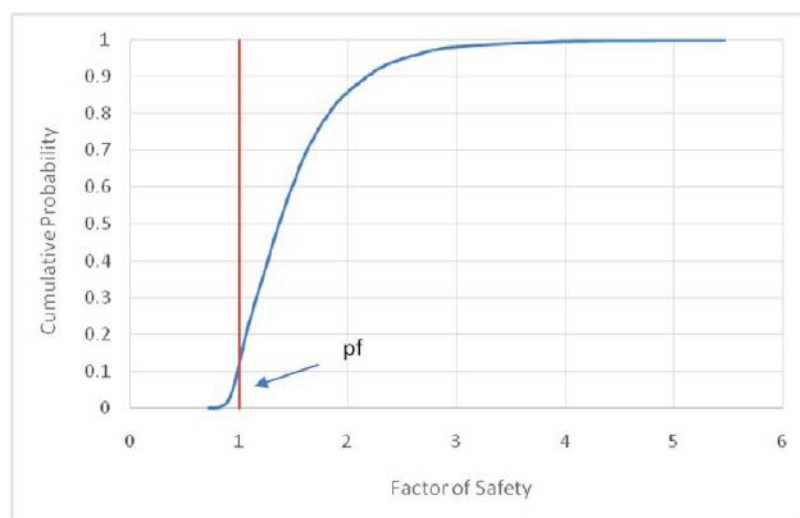


Figura B.13 Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmblendhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN180, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.12, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 4865$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura B.13, $p_f = 0.1206$, dmth ka 12.6% mundësi që konstruksioni mbajtes të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të siguriës:

$$\mu(FS) = 1.4955$$

$$\sigma(FS) = 0.5321$$

Varianti 3 (IPN200)



Figura B.14. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN200, Tuneli i energjisë 2.

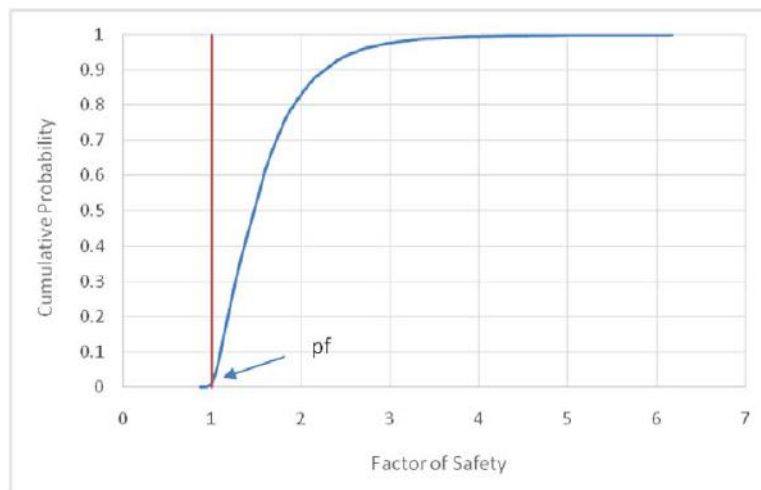


Figura B.15. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN200, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.14, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 4260$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura B.15, $p_f = 0.0155$, dmth ka 1.55% mundësi që konstruksioni mbajtes të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të siguriës:

$$\mu(FS) = 1.5934$$

$$\sigma(FS) = 0.5304$$

Varianti 4 (IPN240)

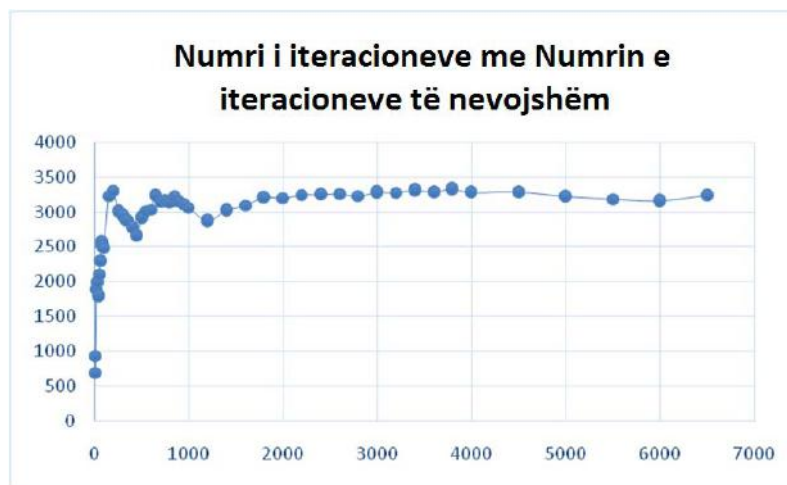


Figura B.16. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN240, Tuneli i energjisë 2.

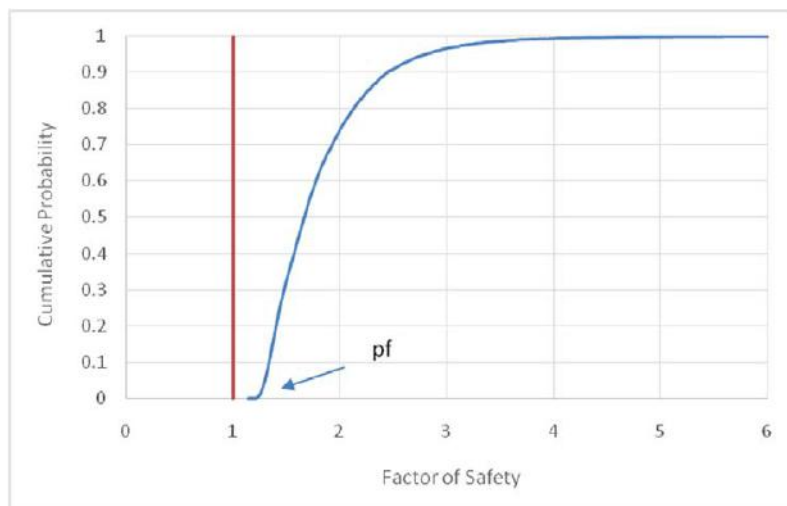


Figura B.17. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN240, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.16, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 3250$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura B.17, $p_r = 0.00$, dmth nuk ka mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.8079$$

$$\sigma(FS)=0.5255$$

Tabela B.6. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, simulimi Monte Carlo, tuneli i energjisë 2.

	Variantet			
	1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
$\mu(FS)=$	1.4071	1.4955	1.5934	1.8079
$\sigma(FS)=$	0.5399	0.5321	0.5304	0.5255
$N_{nev}=$	5655.22	4862.667	4257.026	3245.842
$N=$	6500	6500	6500	6500
$p_r=$	0.2296	0.1206	0.0155	0

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

B.1.3.5. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli i energjisë 2.

Tabela B.7. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, tuneli i energjisë 2.

	Varianti 1 (IPN160)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.2758	1.3908	1	1.4071
$\sigma(\text{FS})=$	0.4617	0.4662	-	0.5399
$\beta_N=$	0.5974	0.8383	0.7734	-
$\beta_{LN}=$	0.519	0.511	0.4741	-
$p_{fN}=$	0.2751	0.2009	0.2197	-
$p_{fLN}=$	0.3019	0.3047	0.3177	-
$p_f=$	-	-	-	0.2296
	Varianti 2 (IPN180)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.3707	1.4857	1	1.4955
$\sigma(\text{FS})=$	0.4616	0.4644	-	0.5321
$\beta_N=$	0.8031	1.046	1.1413	-
$\beta_{LN}=$	0.7983	0.7919	0.3862	-
$p_{fN}=$	0.2109	0.1478	0.1269	-
$p_{fLN}=$	0.2124	0.2142	0.3497	-
$p_f=$	-	-	-	0.1206
	Varianti 3 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.4692	1.5831	>1	1.5934
$\sigma(\text{FS})=$	0.4549	0.4604	-	0.5304
$\beta_N=$	1.0314	1.2665	nk	-
$\beta_{LN}=$	1.1202	1.104	nk	-
$p_{fN}=$	0.1512	0.1027	0	-
$p_{fLN}=$	0.1313	0.1348	0	-
$p_f=$	-	-	-	0.0155
	Varianti 4 (IPN240)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.6775	1.7955	>1	1.8079
$\sigma(\text{FS})=$	0.4431	0.4472	-	0.5255
$\beta_N=$	1.5289	1.779	nk	-
$\beta_{LN}=$	1.862	1.8435	nk	-
$p_{fN}=$	0.0631	0.0376	0	-
$p_{fLN}=$	0.0313	0.0326	0	-
$p_f=$	-	-	-	0

B.1.4. Analiza e besueshmërisë. Tuneli i energjisë 2. Qasja Sauku.

B.1.4.1. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli i energjisë 2.

Tabela B.8. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FOSM. Tuneli i energjisë 2.

	Variantet			
	1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.0967	0.1012	0.1055	0.1135
$\mu(\text{FS}) =$	0.9497	1.0314	1.1094	1.2633
$\beta_N =$	-0.5207	0.3097	1.0367	2.3199
$\beta_{LN} =$	-0.5595	0.2663	1.0465	2.562
$p_{IN} =$	0.6987	0.3784	0.1499	0.0102
$p_{ILN} =$	0.7121	0.395	0.1477	0.0052

B.1.4.2. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM. Tuneli i energjisë 2.

Tabela B.9. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda PEM. Tuneli i energjisë 2.

	Variantet			
	1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.0964	0.1012	0.1055	0.1136
$\mu(\text{FS}) =$	0.9486	1.0295	1.1068	1.2598
$\beta_N =$	-0.5332	0.2917	1.0119	2.2871
$\beta_{LN} =$	-0.5607	0.2664	1.0466	2.5604
$p_{IN} =$	0.703	0.3852	0.1558	0.0111
$p_{ILN} =$	0.7125	0.395	0.1476	0.0052

B.1.4.3 Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli i energjisë 2.

Tabela B.10. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FORM. Tuneli i energjisë 2.

		Variantet			
		1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
Normale	$\beta =$	0.5288	0.3104	1.0101	2.1453
	$p_r =$	0.2985	0.3781	0.1562	0.016
	$\mu(\text{FS}) =$	1	1	1	1
logNormale	$\beta =$	0.8885	0.817	0.7506	0.6669
	$p_r =$	0.1871	0.207	0.2265	0.2524
	$\mu(\text{FS}) =$	1	1	1	1

B.1.4.4. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas simulimit Monte Carlo. Tuneli i energjisë 2.

Varianti 1 (IPN160)



Figura B.18. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, IPN160, Tuneli i energjisë 2.

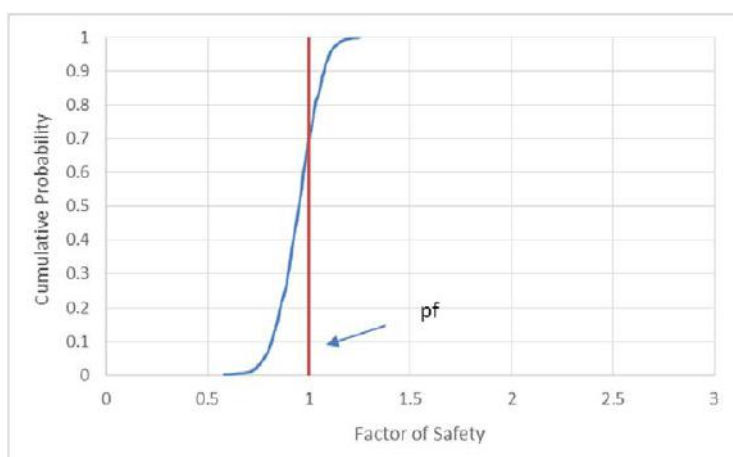


Figura B.19. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, IPN160, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.18, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 435$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura B.19, $p_f = 0.6975$ dmth ka 69.75 % mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 0.9471$$

$$\sigma(FS) = 0.1045$$

Varianti 2 (IPN180)



Figura B.20. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 2, IPN180, Tuneli i energjisë 2.

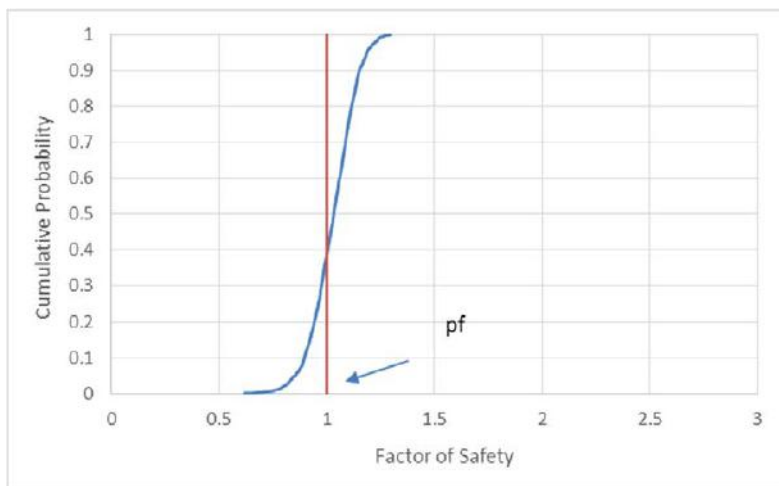


Figura B.21. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN180, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.20, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 390$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura B.21, $p_f = 0.3870$, dmth ka 38.7% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigorisë:

$$\mu(FS)=1.0275$$

$$\sigma(FS)=0.1030$$

Varianti 3 (IPN200)



Figura B.22. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 3, IPN200, Tuneli i energjisë 2.

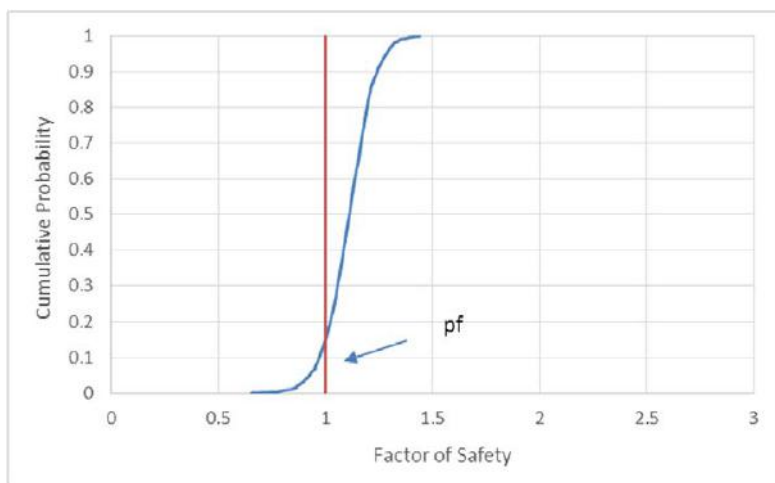


Figura B.23. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 3, IPN200, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.22, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 370$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura B.23, $p_f = 0.1478$, dmth ka 14.78% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.1086$$

$$\sigma(FS) = 0.1082$$

Varianti 4 (IPN240)



Figura B.24. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN240, Tuneli i energjisë 2.

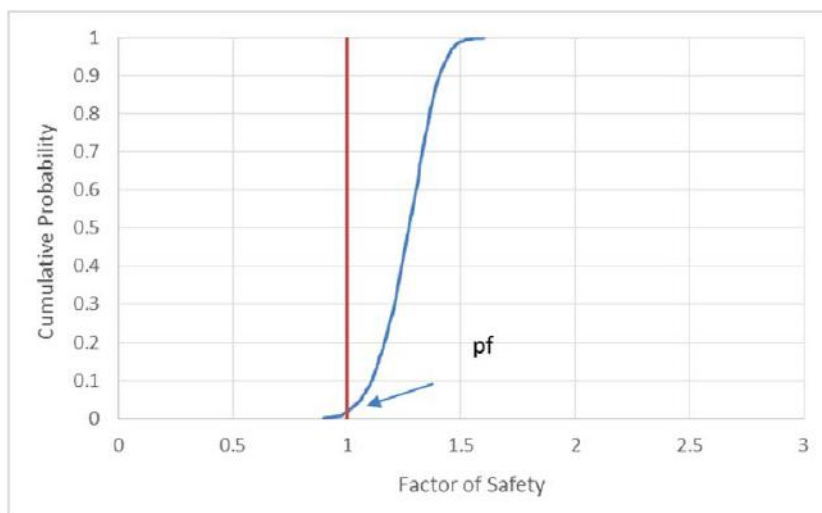


Figura B.25. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN240, Tuneli i energjisë 2.

Nga figura B.24, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 325$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 1000$ iteracione.

Nga Figura B.25, $p_f = 0.0172$, dmth ka 1.72% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurtisë:

$$\mu(FS) = 1.2635$$

$$\sigma(FS) = 0.1159$$

Tabela B.11. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, simulimi Monte Carlo, tuneli i energjisë 2.

	Variantet			
	1 (IPN160)	2 (IPN180)	3 (IPN200)	4 (IPN240)
$\mu(\text{FS})=$	0.9471	1.0275	1.1086	1.2635
$\sigma(\text{FS})=$	0.1005	0.103	0.1082	0.1159
$N_{\text{nev}}=$	432.2	385.7	365.7	323
$N=$	1000	1000	1000	1000
$p_i=$	0.6975	0.387	0.1478	0.0172

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

B.1.4.5. Sauku. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli i energjisë 2.

Tabela B.12. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, tuneli i energjisë 2.

	Varianti 1 (IPN160)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	0.9497	0.9486	1	0.9471
$\sigma(\text{FS})=$	0.0967	0.0964	-	0.1005
$\beta_N=$	-0.5207	-0.5332	nk	-
$\beta_{LN}=$	-0.5595	-0.5607	0.8885	-
$p_{fN}=$	0.6987	0.703	>0.5	-
$p_{fLN}=$	0.7121	0.7125	0.1871	-
$p_f=$	-	-	-	0.6975
	Varianti 2 (IPN180)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.0314	1.0295	1	1.0275
$\sigma(\text{FS})=$	0.1012	0.1012	-	0.103
$\beta_N=$	0.3097	0.2917	0.3104	-
$\beta_{LN}=$	0.2663	0.2664	0.817	-
$p_{fN}=$	0.3784	0.3852	0.3781	-
$p_{fLN}=$	0.395	0.395	0.207	-
$p_f=$	-	-	-	0.387
	Varianti 3 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.1094	1.1068	1	1.1086
$\sigma(\text{FS})=$	0.1055	0.1055	-	0.1082
$\beta_N=$	1.0367	1.0119	1.0101	-
$\beta_{LN}=$	1.0465	1.0466	0.7506	-
$p_{fN}=$	0.1499	0.1558	0.1562	-
$p_{fLN}=$	0.1477	0.1476	0.2265	-
$p_f=$	-	-	-	0.1478
	Varianti 4 (IPN240)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.2633	1.2598	1	1.2635
$\sigma(\text{FS})=$	0.1135	0.1136	-	0.1159
$\beta_N=$	2.3199	2.2871	2.1453	-
$\beta_{LN}=$	2.562	2.5604	0.6669	-
$p_{fN}=$	0.0102	0.0111	0.016	-
$p_{fLN}=$	0.0052	0.0052	0.2524	-
$p_f=$	-	-	-	0.0172

Ndryshime të mëdha shohim midis FORM logNormale dhe metodave të tjera. Kjo ndodh pasi pranimi që parametrat variabël kanë shpërndarje logNormale, është jo i saktë për këtë rast.

SHTOJCA C

C.1. Tuneli kryesor i energjisë. Metoda konvergencë – kundërveprim dhe analiza e besueshmërisë.

Nga llogaritjet e treguar në kapitujt 5 dhe 6, për tunelin kryesor të energjisë, kemi:

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin kryesor të energjisë për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

	Mesatarja	Devijimi mesatar kuadratik
q_{ci} (MPa)	64.87	11.03
GSI	36.06	6.3827

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin e kryesor të energjisë për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst:

$m_i = 20$ (basalte)

$\nu = 0.3$ (koeficienti i Poissonit)

$p_o = 200 \text{ m} \cdot 29 \text{ kN/m}^3 = 5800 \text{ kPa} = 5.9 \text{ Mpa}$ (Sforcimi fillestar)

$R = 2.75 \text{ m}$ (Rrezja e tunelit)

Vlerat e parametrave të ndryshueshëm për tunelin e devijimi për llogaritjet sipas Sauku:

	Mesatarja	Devijimi mesatar kuadratik
q_{ci} (MPa)	64.87	11.03
k_2	1.1873	0.0333
k_4	1.0639	0.0432
k_u	0.9726	0.0230

Vlerat e parametrave konstantë për tunelin kryesor të energjisë për llogaritjet sipas Sauku:

$A = 27 \text{ m}^2$ (Sipërfaqja e seksionit tërthor të tunelit)

$B = 5.5 \text{ m}$ (Gjerësia e tunelit)

$h = 5.5 \text{ m}$ (lartësia e tunelit)

$H = 200 \text{ m}$ (Thellësia e ndodhjes së tunelit)

$l_\varphi = 1.0 \text{ m}$ (Largësia midis çarjeve)

$h_o = 2.9 \text{ m}$ (Lartësia e qemerit)

$\gamma = 29 \text{ kN/m}^3$ (Pesha volumore mesatare e shkëmbit)

$k_{pl} = 1.5$ (Koeficienti i plasticitetit)

$k_1 = 1.05$ (Koeficienti i gjendjes natyrore të masivit)

$k_3 = 1.3$ (Koeficienti i lidhshmërisë në çarje)

$k_5 = 1.4$ (Koeficienti i orientimit të punimit)

$k_6 = 1.0$ (Koeficienti i afatit të shërbimit)

$k_7 = 1.2$ (Koeficienti i mënyrës së rrëzimit)

$k_8 = 1.0$ (Koeficienti i shpejtësisë së ndërtimit)

$k_\sigma = 1.0$ (Koeficienti i gjendjes së sforcuar në masiv)

C.1.1. Krahësimi i qasjes Sauku me Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli kryesor i energjisë.

Grafikët në figurën C.1 janë përfshirë nga përdorimi i të dhënave hyrëse me vlerat mesatare të parametrave.

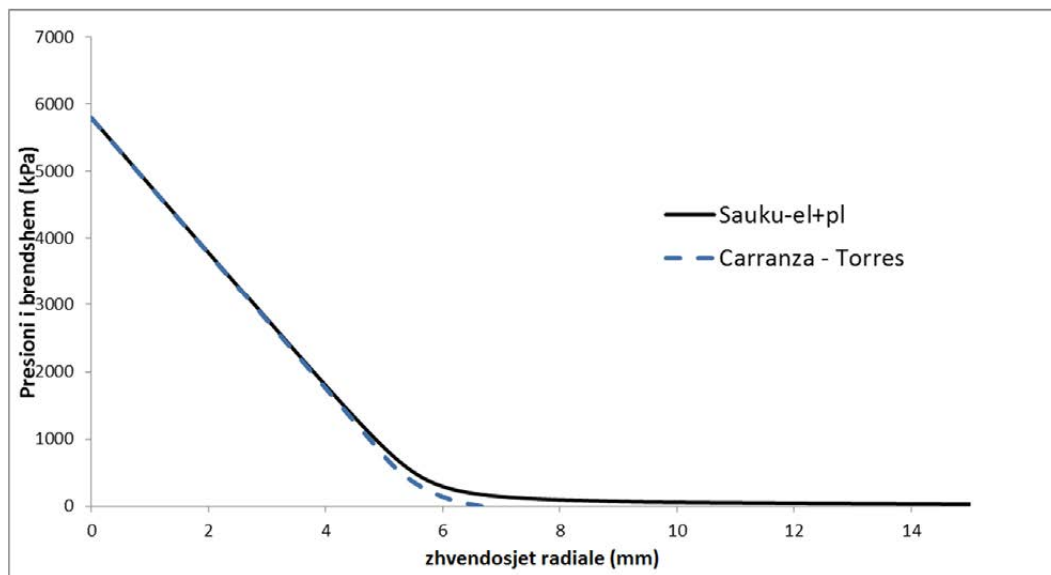


Figura C.1. Diagramat e zhvendosjeve radiale sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli kryesor i energjisë.

C.1.2. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli kryesor i energjisë.

Në këtë paragraf jepen llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe sipas Sauku, me vlerat mesatare të parametrave hyrës.

Konstruksioni mbajtës që do të përdoret në llogaritje, përbëhet nga profile metalike + torkret betoni.

Janë marrë pesë variante të ndryshme konstruksioni mbajtës për tunelin në fjalë, të dhënat e përbashkëta në të pestë variantet, janë treguar në tabelën C.1

Tabela C.1. Të dhënat e konstruksionit mbajtës të tunelit kryesor të energjisë

Vendosja nga balli i punimit	$x = 1.5 \text{ m}$
Trashësia e torkret betonit	$d = 0.15 \text{ m}$
Moduli Young-ut i betonit	$E_c = 2.5 * 10^7 \text{ kPa}$
Moduli Young-ut i çelikut	$E_s = 2.1 * 10^8 \text{ kPa}$
Rezistenca e rrjedhshmërisë së çelikut	$f_y = 5.4 * 10^5 \text{ kPa}$

Në katër variantet ndryshon profili metalik që do të përdoret:

Varianti 1 : IPN 200; sipërfaqja: $A = 0.00334 \text{ m}^2$

Varianti 2 : IPN 160; sipërfaqja: $A = 0.00228 \text{ m}^2$

Varianti 3 : IPN 140; sipërfaqja: $A = 0.00183 \text{ m}^2$

Varianti 4 : IPN 120; sipërfaqja: $A = 0.001321 \text{ m}^2$

Varianti 5 : IPN 100; sipërfaqja: $A = 0.001032 \text{ m}^2$

Për përcaktimin e zhvendosjes radiale në momentin e vendosjes të konstruksionit mbajtës, në qasjen Carranza – Torrez dhe Fairhurst është përdorur metoda Vlachopoulos dhe Diederichs (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009), si një nga metodat më të reja ditët e sotme. Në qasjen sipas Sauku, është përdorur metoda Panet (Panet 1995).

C.1.2.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli kryesor i energjisë.

Varianti 1 (IPN200):

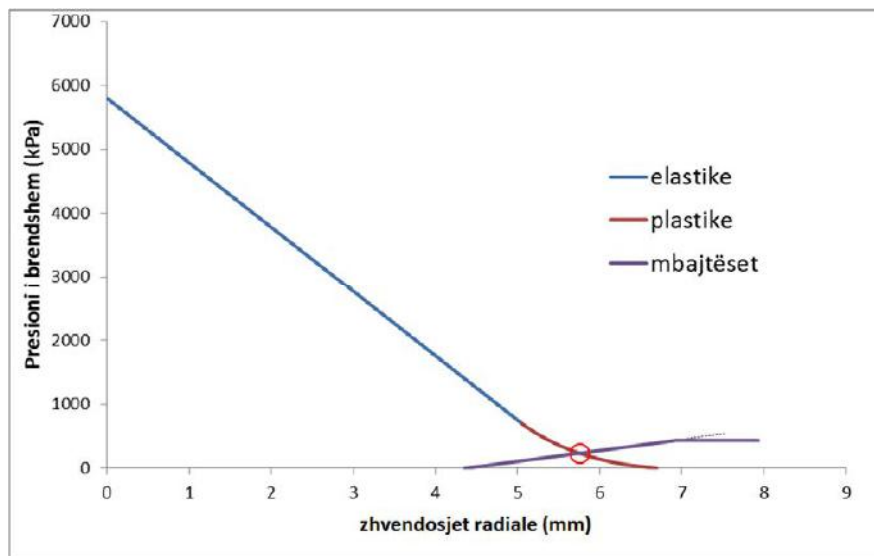


Figura C.2. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i sigurië $FS = 1.84$

Varianti 2 (IPN160):

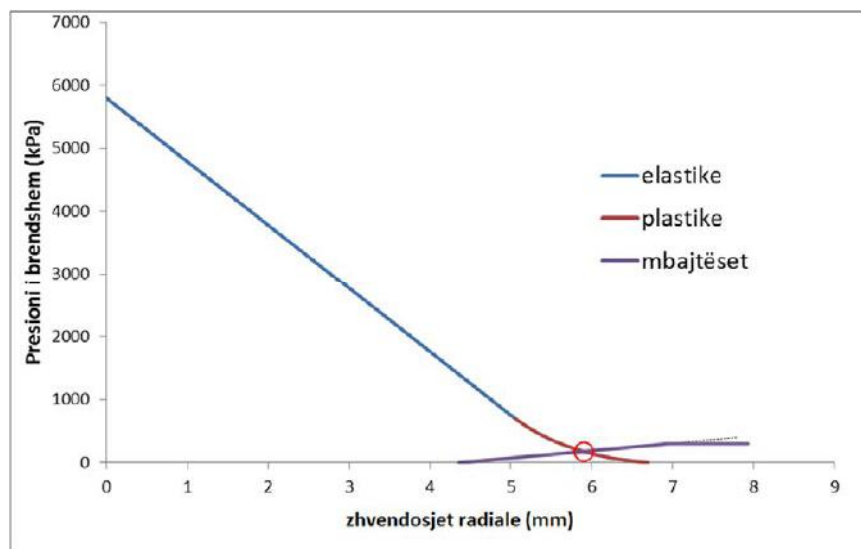


Figura C.3. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN160, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i sigurië $FS = 1.67$

Varianti 3 (IPN140):

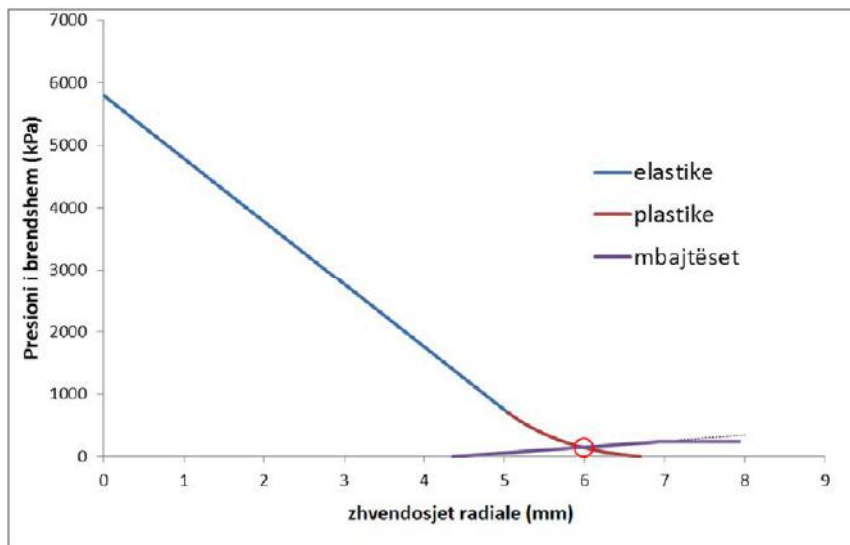


Figura C.4. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN140, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i siguriës $FS = 1.58$

Varianti 4 (IPN120):

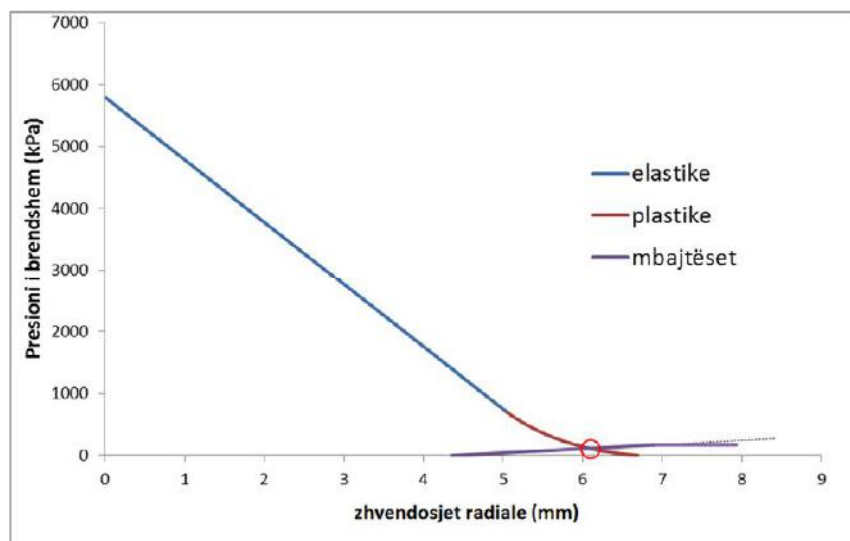


Figura C.5. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN120, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i siguriës $FS = 1.48$

Varianti 5 (IPN100):

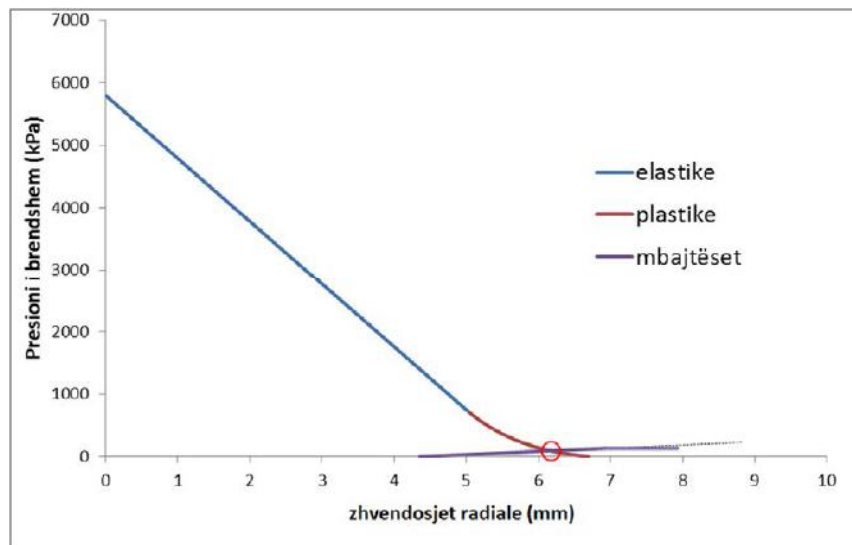


Figura C.6. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 5, IPN100, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i siguriës $FS = 1.42$

C.1.2.2. Sauku. Llogaritjet me metodën deterministike. Tuneli kryesor i energjisë.

Varianti 1 (IPN200):

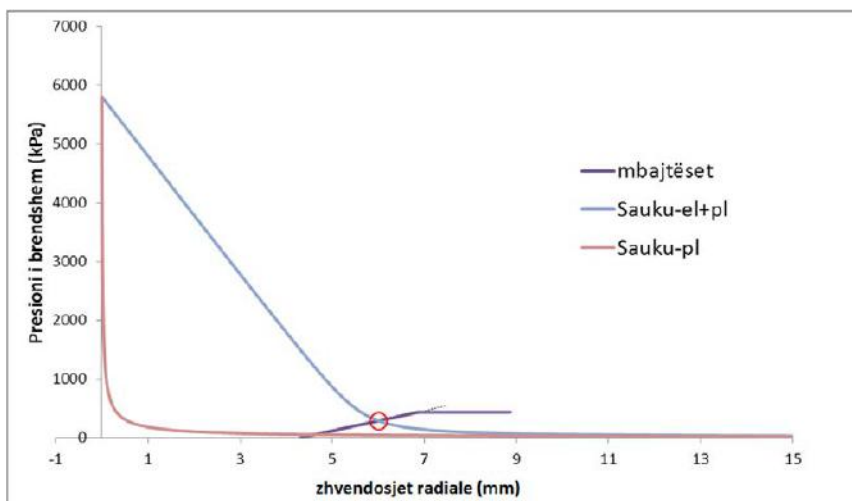
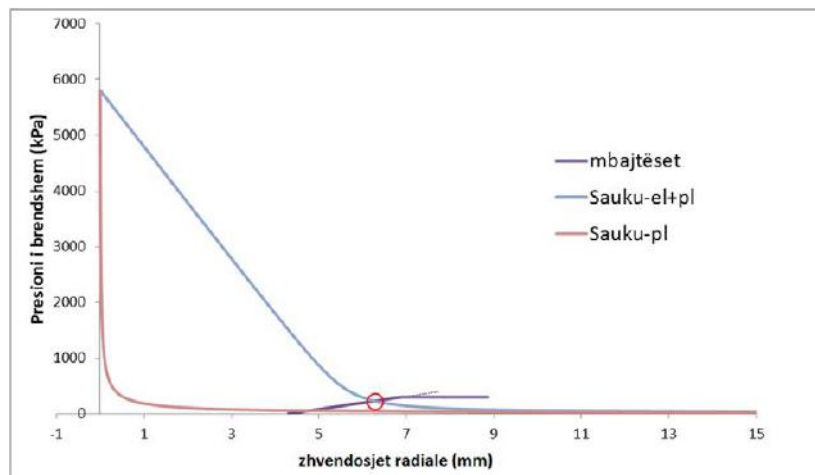


Figura C.7 Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i siguriës $FS = 1.51$

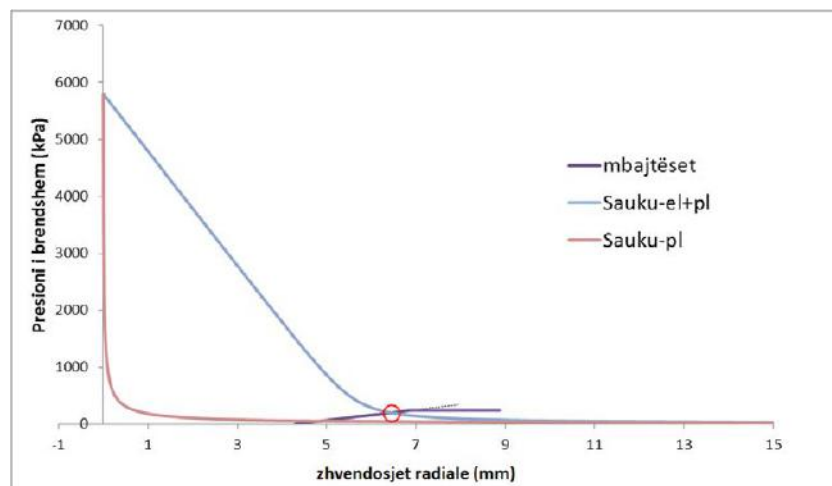
Varianti 2 (IPN160):



**Figura C.8. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku
Varianti 2, IPN160, Tuneli kryesor i energjisë.**

Për rastin më lart, faktori i siguriës $FS = 1.30$

Varianti 3 (IPN140):



**Figura C.9. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku,
Varianti 3, IPN140, Tuneli kryesor i energjisë.**

Për rastin më lart, faktori i siguriës $FS = 1.20$

Varianti 4 (IPN120):

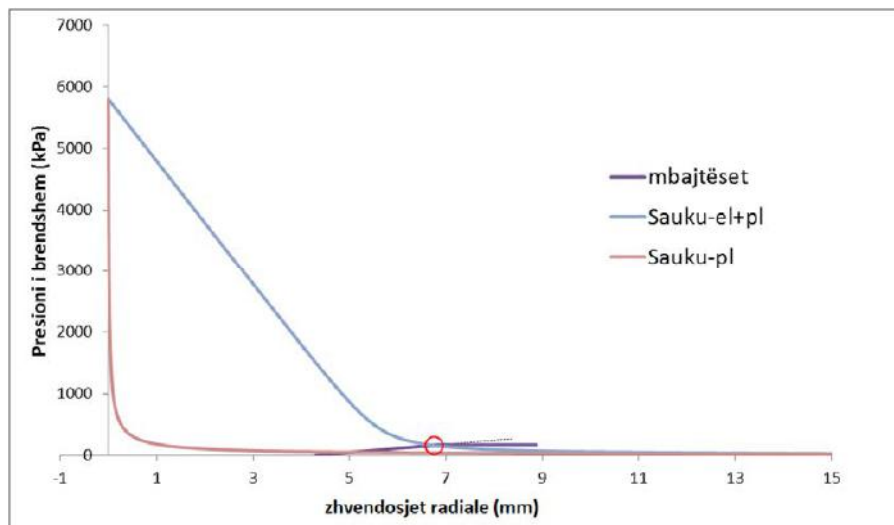


Figura C.10. Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 4, IPN120, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 1.05$

Varianti 5 (IPN100):

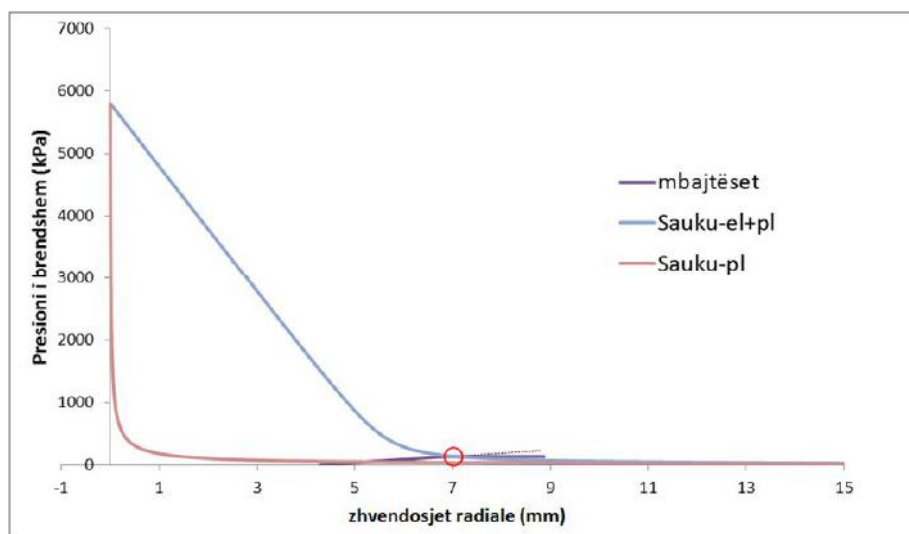


Figura C.11 Diagrama konvergencë – kundërveprim për llogaritjet sipas Sauku, Varianti 5, IPN100, Tuneli kryesor i energjisë.

Për rastin më lart, faktori i sigurisë $FS = 0.95$

Tabela C.2, jep një përmbledhje për llogaritjet deterministike, sipas dy metodologjive, Carranza – Torrez dhe Fairhurst dhe Sauku, në pesë variantet e ndryshe të llogaritur për tunelin kryesor të energjisë.

Tabela C.2. Rezultatet e metodës deterministike për tunelin kryesor të energjisë.

Varianti	Carranza – Torrez dhe Fairhurst	Sauku
1 (IPN200)	1.84	1.51
2 (IPN160)	1.67	1.30
3 (IPN140)	1.58	1.20
4 (IPN120)	1.48	1.05
5 (IPN100)	1.42	0.95

C.1.3. Analiza e besueshmërisë. Tuneli kryesor i energjisë. Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

C.1.3.1. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.3. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FOSM. Tuneli kryesor i energjisë.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.4722	0.4802	0.4851	0.4875	0.4911
$\mu(\text{FS}) =$	1.8426	1.6679	1.5828	1.4845	1.4157
$\beta_N =$	1.7845	1.3909	1.2015	0.994	0.8464
$\beta_{LN} =$	2.2974	1.6717	1.3829	1.0747	0.8626
$p_{FN} =$	0.0372	0.0821	0.1148	0.1601	0.1987
$p_{FLN} =$	0.0108	0.0473	0.0833	0.1413	0.1942

C.1.3.2. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.4. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda PEM. Tuneli kryesor i energjisë.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.4747	0.4839	0.4876	0.4909	0.4953
$\mu(\text{FS}) =$	1.9305	1.7543	1.6724	1.5697	1.5083
$\beta_N =$	1.96	1.559	1.3791	1.1606	1.0264
$\beta_{LN} =$	2.2841	1.6576	1.3747	1.0655	0.853
$p_{FN} =$	0.025	0.0595	0.0839	0.1229	0.1524
$p_{FLN} =$	0.0112	0.0487	0.0846	0.1433	0.1968

C.1.3.3. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.5. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FORM. Tuneli kryesor i energjisë.

		Variantet				
		1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
Normale	$\beta =$	nk	2.7491	2.1855	1.3182	1.0862
	$p_r =$	zero	0.0030	0.0144	0.0937	0.1387
	$\mu(\text{FS}) =$	1.1743	1	1	1	1
logNormale	$\beta =$	nk	0.0198	0.2034	0.3887	0.4374
	$p_r =$	zero	0.4921	0.4194	0.3488	0.3309
	$\mu(\text{FS}) =$	1.1743	1	1	1	1

C.1.3.4. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Analiza e besueshmërisë sipas metodës së simulimit Monte Carlo. Tuneli kryesor i energjisë.

Varianti 1 (IPN200)

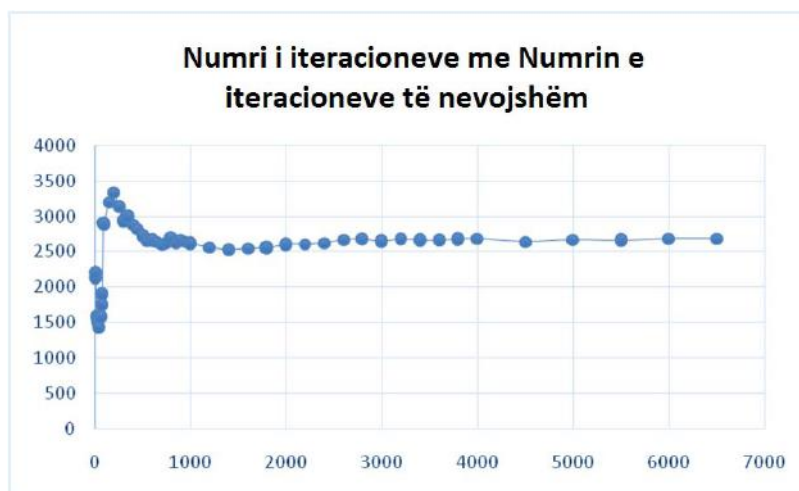


Figura C.12. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

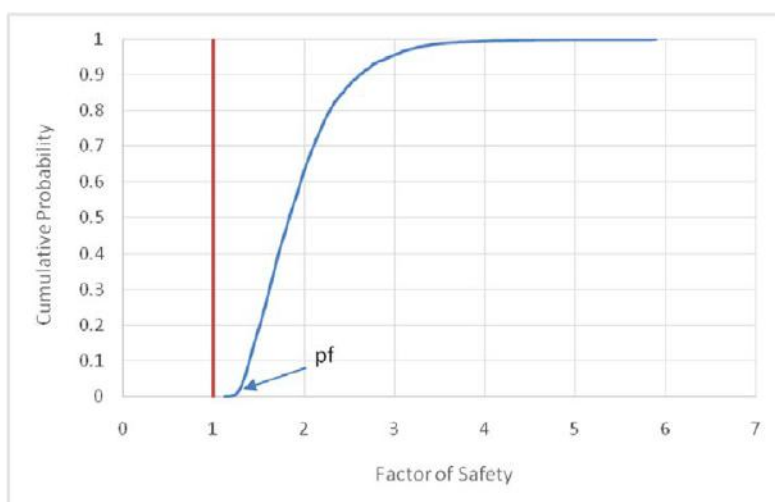


Figura C.13 Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.12, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 2690$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura C.13, $p_f = 0.00$ (nuk ka mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet))

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të siguriës:

$$\mu(FS)=1.9432$$

$$\sigma(FS)=0.5140$$

Varianti 2 (IPN160)



Figura C.14. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN160, Tuneli kryesor i energjisë.

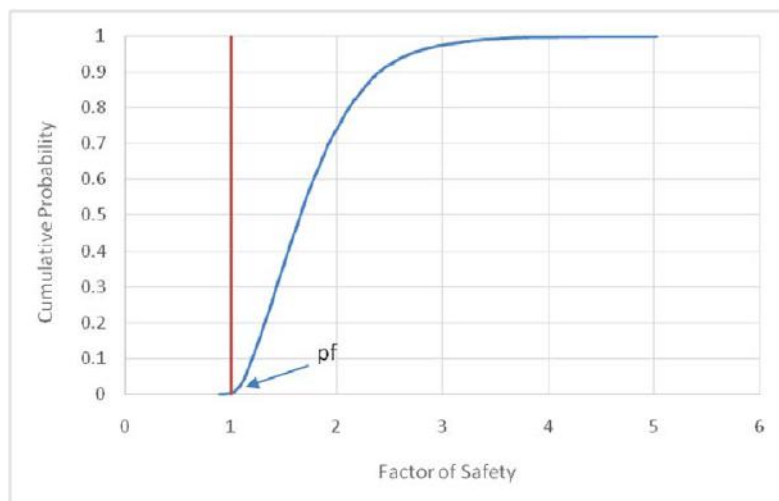


Figura C.15. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 2, IPN160, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.14, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 3125$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura C.15, $p_f = 0.0035$, dmth ka 0.35% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.7521$$

$$\sigma(FS)=0.4997$$

Varianti 3 (IPN140)



Figura C.16. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN140, Tuneli kryesor i energjisë.

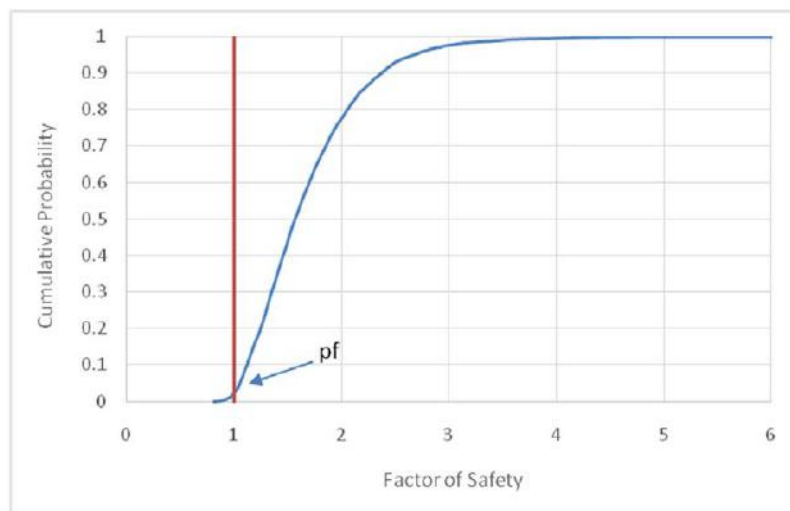


Figura C.17. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 3, IPN140, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.16, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 3865$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura C.17, $p_f = 0.0248$, dmth ka 2.48% mundësi që konstruksioni mbajtes të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.6795$$

$$\sigma(FS)=0.5327$$

Varianti 4 (IPN120)



Figura C.18. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN120, Tuneli kryesor i energjisë.

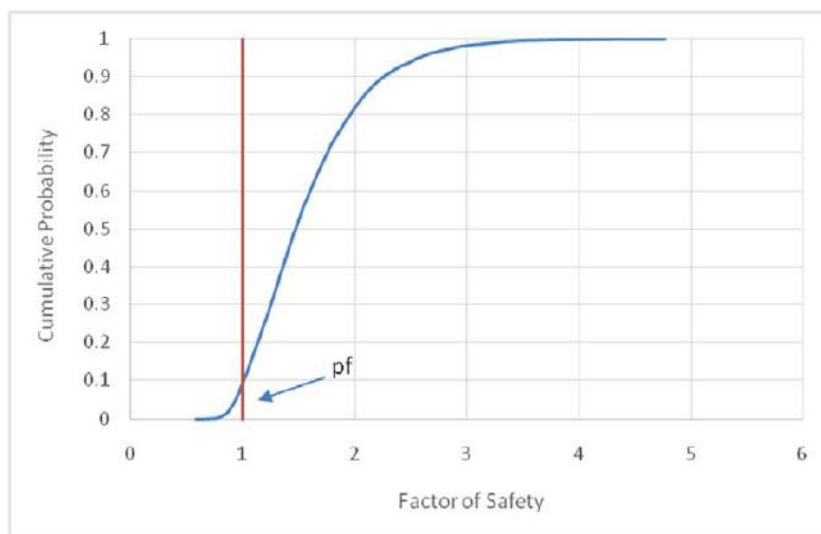


Figura C.19. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 4, IPN120, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.18, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 4270$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura C.19, $p_f = 0.0946$, dmth ka 9.46% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS)=1.5760$$

$$\sigma(FS)=0.5252$$

Varianti 5 (IPN100)



Figura C.20. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 5, IPN100, Tuneli kryesor i energjisë.

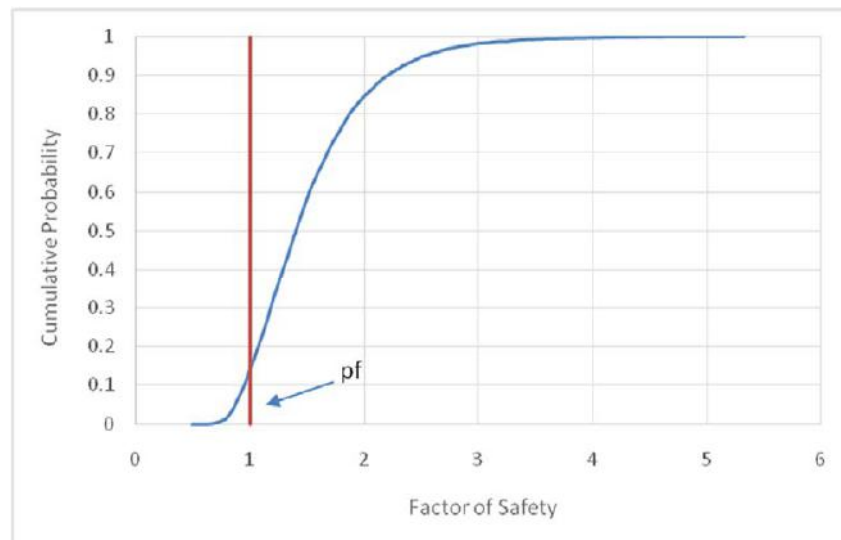


Figura C.21. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Carranza – Torrez dhe Fairhurst, Varianti 5, IPN100, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.20, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 4935$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 6500$ iteracione.

Nga Figura C.21, $p_f = 0.1443$, dmth ka 14.43% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.5080$$

$$\sigma(FS) = 0.5403$$

Tabela C.6. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, simulimi Monte Carlo, tuneli kryesor i energjisë.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\mu(FS) =$	1.9432	1.7521	1.6795	1.576	1.508
$\sigma(FS) =$	0.514	0.4997	0.5327	0.5252	0.5403
$N_{nev} =$	2687.5	3125.1	3864.7	4265.7	4931.5
$N =$	6500	6500	6500	6500	6500
$p_f =$	0	0.0035	0.0248	0.0946	0.1443

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

C.1.3.5. Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.7. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, tuneli kryesor i energjisë.

	Varianti 1 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.8426	1.9305	1	1.9432
$\sigma(\text{FS})=$	0.4722	0.4747	-	0.514
$\beta_N=$	1.7845	1.96	nk	-
$\beta_{LN}=$	2.2974	2.2841	nk	-
$p_{IN}=$	0.0372	0.025	0	-
$p_{ILN}=$	0.0108	0.0112	0	-
$p_f=$	-	-	-	0
	Varianti 2 (IPN160)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.6679	1.7543	1	1.7521
$\sigma(\text{FS})=$	0.4802	0.4839	-	0.4997
$\beta_N=$	1.3909	1.559	2.7491	-
$\beta_{LN}=$	1.6717	1.6576	0.0198	-
$p_{IN}=$	0.0821	0.0595	0.003	-
$p_{ILN}=$	0.0473	0.0487	0.4921	-
$p_f=$	-	-	-	0.0035
	Varianti 3 (IPN140)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.5828	1.6724	1	1.6795
$\sigma(\text{FS})=$	0.4851	0.4876	-	0.5327
$\beta_N=$	1.2015	1.3791	2.1855	-
$\beta_{LN}=$	1.3829	1.3747	0.2034	-
$p_{IN}=$	0.1148	0.0839	0.0144	-
$p_{ILN}=$	0.0833	0.0846	0.4194	-
$p_f=$	-	-	-	0.0248
	Varianti 4 (IPN120)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.4845	1.5697	1	1.576
$\sigma(\text{FS})=$	0.4875	0.4909	-	0.5252
$\beta_N=$	0.994	1.1606	1.3182	-
$\beta_{LN}=$	1.0747	1.0655	0.3887	-
$p_{IN}=$	0.1601	0.1229	0.0937	-
$p_{ILN}=$	0.1413	0.1433	0.3488	-
$p_f=$	-	-	-	0.0946
	Varianti 5 (IPN100)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.4157	1.5083	1	1.508
$\sigma(\text{FS})=$	0.4911	0.4953	-	0.5403
$\beta_N=$	0.8464	1.0264	1.0862	-
$\beta_{LN}=$	0.8626	0.853	0.4374	-
$p_{IN}=$	0.1987	0.1524	0.1387	-
$p_{ILN}=$	0.1942	0.1968	0.3309	-
$p_f=$	-	-	-	0.1443

Ndryshime të mëdha shohim midis FORM logNormale dhe metodave të tjera. Kjo ndodh pasi pranimi që parametrat variabël kanë shpërndarje logNormale, është jo i saktë për këtë rast.

C.1.4. Analiza e besueshmërisë. Tuneli kryesor i energjisë. Qasja Sauku.

C.1.4.1. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FOSM. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.8. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda FOSM. Tuneli kryesor i energjisë.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.4368	0.4845	0.5139	0.5583	0.5917
$\mu(\text{FS}) =$	1.5077	1.3049	1.1988	1.0516	0.9516
$\beta_N =$	1.1625	0.6292	0.3869	0.0924	-0.0818
$\beta_{LN} =$	1.3046	0.5607	0.2361	-0.1482	-0.3727
$p_{fN} =$	0.1225	0.2646	0.3494	0.4632	0.5326
$p_{fLN} =$	0.0960	0.2875	0.4067	0.5589	0.6453

C.1.4.2. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës PEM. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.9. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, metoda PEM. Tuneli kryesor i energjisë.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
$\sigma(\text{FS}) =$	0.423	0.4704	0.4996	0.544	0.5778
$\mu(\text{FS}) =$	1.7534	1.6028	1.5285	1.4315	1.3666
$\beta_N =$	1.7811	1.2817	1.0578	0.7931	0.6345
$\beta_{LN} =$	1.3542	0.5866	0.253	-0.1402	-0.3687
$p_{fN} =$	0.0374	0.1	0.1451	0.2138	0.2629
$p_{fLN} =$	0.0878	0.2787	0.4001	0.5557	0.6438

C.1.4.3. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës FORM. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.10. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, metoda FORM. Tuneli kryesor i energjisë.

		Variantet				
		1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5 (IPN100)
Normale	$\beta =$	3.2001	2.0857	1.455	0.4401	nk
	$p_f =$	0.0007	0.0185	0.0728	0.3299	>0.5
	$\mu(FS) =$	1	1	1	1	<1
logNormale	$\beta =$	0.7182	0.7116	0.9721	0.8477	1.0212
	$p_f =$	0.2363	0.2384	0.1655	0.1983	0.1536
	$\mu(FS) =$	1	1	1	1	1

C.1.4.4. Sauku. Analiza e besueshmërisë sipas metodës së simulimit Monte Carlo. Tuneli kryesor i energjisë.

Varianti 1 (IPN200)



Figura C.22. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

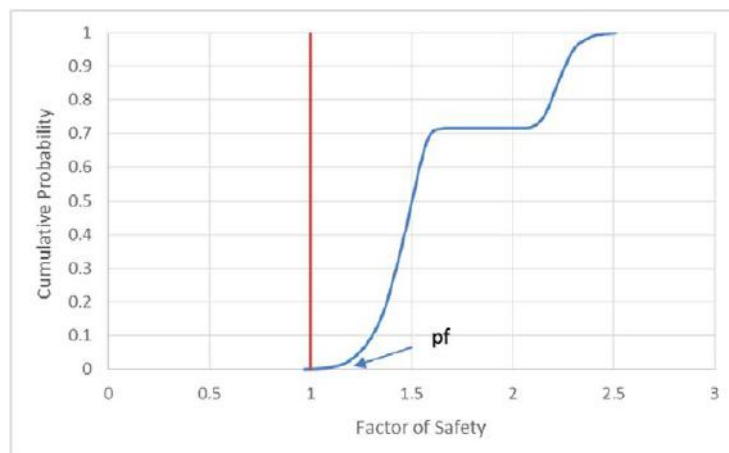


Figura C.23. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.22, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 2000$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 3000$ iteracione.

Nga Figura C.23, $p_f = 0.0007$ dmth ka 0.07% mundësi që konstruksioni mbajtes të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.6596$$

$$\sigma(FS) = 0.3783$$

Varianti 2 (IPN160)



Figura C.24. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 2, IPN160, Tuneli kryesor i energjisë.

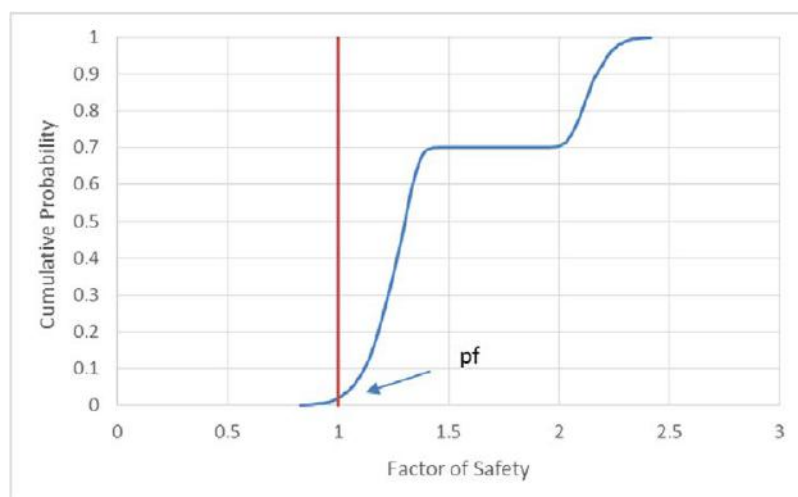


Figura C.25. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 2, IPN160, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.24, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 3120$ Iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 3500$ iteracione.

Nga Figura C.25, $p_f = 0.0204$, dmth ka 2.04% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.5050$$

$$\sigma(FS) = 0.4287$$

Varianti 3 (IPN140)



Figura C.26. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 3, IPN140, Tuneli kryesor i energjisë.

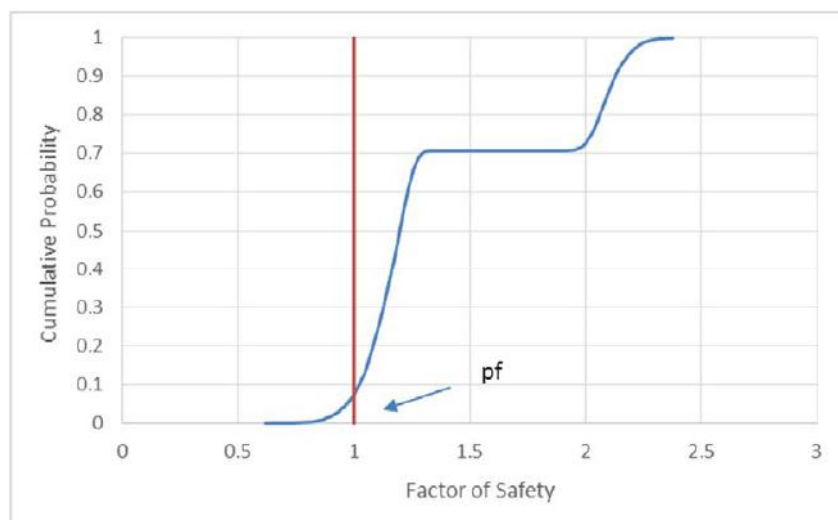


Figura C.27. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 3, IPN140, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.26, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 3920$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 7000$ iteracione.

Nga Figura C.27, $p_f = 0.0753$, dmth ka 7.53% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.4169$$

$$\sigma(FS) = 0.4526$$

Varianti 4 (IPN120)



Figura C.28. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 4, IPN120, Tuneli kryesor i energjisë.

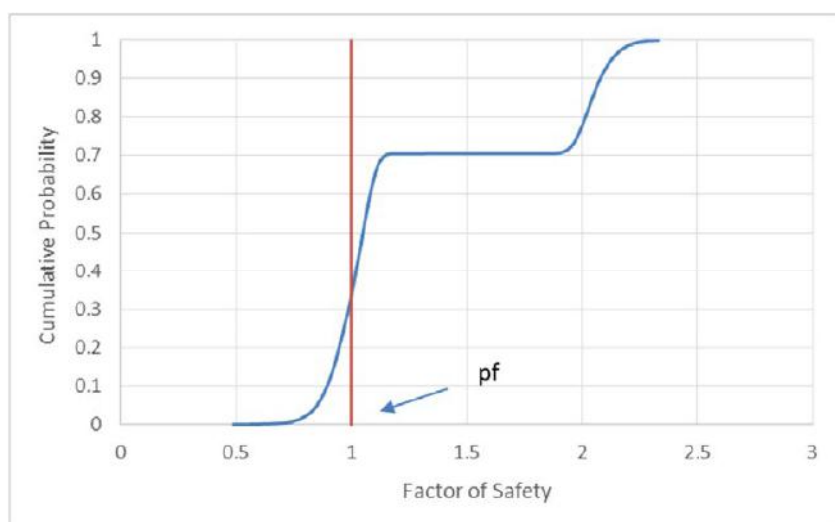


Figura C.29. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përftuar nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 4, IPN120, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.28, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 5490$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 7000$ iteracione.

Nga Figura C.29, $p_f = 0.3325$, dmth ka 33.25% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përfutur vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.3061$$

$$\sigma(FS) = 0.4931$$

Varianti 5 (IPN100)



Figura C.30. Numri minimal i iteracioneve të nevojshëm për simulimin Monte Carlo.

Sauku, Varianti 5, IPN100, Tuneli kryesor i energjisë.

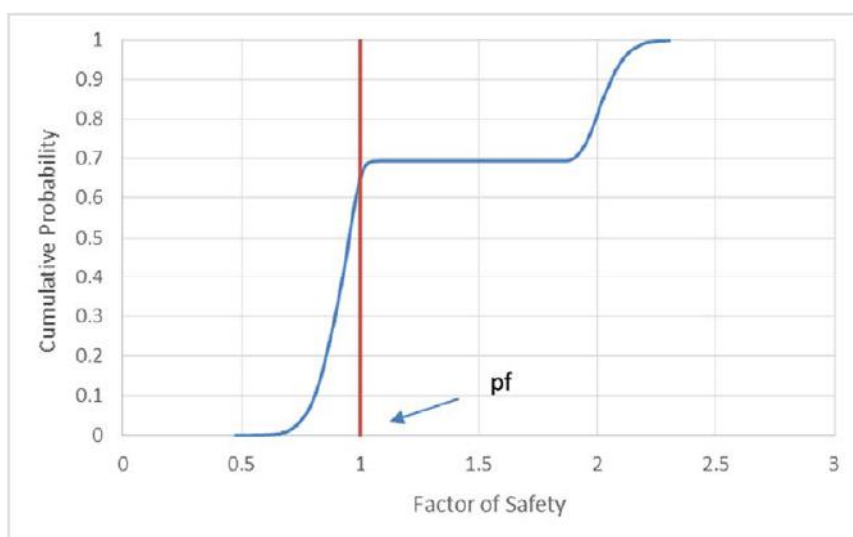


Figura C.31. Grafiku i probabilitetit kumulativ (përmbledhës), i përfutur nga simulimi Monte Carlo. Sauku, Varianti 5, IPN100, Tuneli kryesor i energjisë.

Nga figura C.30, numri minimal i iteracioneve të nevojshëm është afërsisht $N = 6935$ iteracione.

Iteracionet e kryera janë $N = 7000$ iteracione.

Nga Figura C.31, $p_f = 0.6506$, dmth ka 65.66% mundësi që konstruksioni mbajtës të dështojë (shkatërrohet).

Gjithashtu, nga simulimi Monte Carlo, kemi përftuar vlerat e mesatares dhe të devijimit mesatar kuadratik të faktorit të sigurisë:

$$\mu(FS) = 1.2438$$

$$\sigma(FS) = 0.5284$$

Tabela C.11. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Sauku, simulimi Monte Carlo, tuneli kryesor i energjisë.

	Variantet				
	1 (IPN200)	2 (IPN160)	3 (IPN140)	4 (IPN120)	5(IPN100)
$\mu(FS)=$	1.6596	1.505	1.4169	1.3061	1.2438
$\sigma(FS)=$	0.3783	0.4287	0.4526	0.4931	0.5284
$N_{nev}=$	1996.206	3116.356	3920.088	5476.12	6934.696
$N=$	3000	3500	7000	7000	7000
$p_f=$	0.0007	0.0204	0.0753	0.3325	0.6506

Ku N_{nev} – numri minimal i simulimeve të nevojshëm, N - numri i simulime të kryera

C.1.4.5. Sauku. Përmbledhje e rezultateve të analizës së besueshmërisë. Tuneli kryesor i energjisë.

Tabela C.12. Rezultatet e analizës së besueshmërisë sipas Carranza – Torrez dhe Fairhurst, tuneli kryesor i energjisë.

	Varianti 1 (IPN200)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.5077	1.7534	>1	1.6596
$\sigma(\text{FS})=$	0.4368	0.423	-	0.3783
$\beta_N=$	1.1625	1.7811	3.2001	-
$\beta_{LN}=$	1.3046	1.3542	0.7182	-
$p_{IN}=$	0.1225	0.0374	0.0007	-
$p_{ILN}=$	0.096	0.0878	0.2363	-
$p_f=$	-	-	-	0.0007
	Varianti 2 (IPN160)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.3049	1.6028	>1	1.505
$\sigma(\text{FS})=$	0.4845	0.4704	-	0.4287
$\beta_N=$	0.6292	1.2817	2.0857	-
$\beta_{LN}=$	0.5607	0.5866	0.7116	-
$p_{IN}=$	0.2646	0.1	0.0185	-
$p_{ILN}=$	0.2875	0.2787	0.2384	-
$p_f=$	-	-	-	0.0204
	Varianti 3 (IPN140)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.1988	1.5285	1	1.4169
$\sigma(\text{FS})=$	0.5139	0.4996	-	0.4526
$\beta_N=$	0.3869	1.0578	1.455	-
$\beta_{LN}=$	0.2361	0.253	0.9721	-
$p_{IN}=$	0.3494	0.1451	0.0728	-
$p_{ILN}=$	0.4067	0.4001	0.1655	-
$p_f=$	-	-	-	0.0753
	Varianti 4 (IPN120)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	1.0516	1.4315	1	1.3061
$\sigma(\text{FS})=$	0.5583	0.544	-	0.4931
$\beta_N=$	0.0924	0.7931	0.4401	-
$\beta_{LN}=$	-0.1482	-0.1402	0.8477	-
$p_{IN}=$	0.4632	0.2138	0.3299	-
$p_{ILN}=$	0.5589	0.5557	0.1983	-
$p_f=$	-	-	-	0.3325
	Varianti 5 (IPN100)			
	FOSM	PEM	FORM	MCarlo
$\mu(\text{FS})=$	0.9516	1.3666	>1	1.2438
$\sigma(\text{FS})=$	0.5917	0.5778	-	0.5284
$\beta_N=$	-0.0818	0.6345	nk	-
$\beta_{LN}=$	-0.3727	-0.3687	1.0212	-
$p_{IN}=$	0.5326	0.2629	>0.5	-
$p_{ILN}=$	0.6453	0.6438	0.1536	-
$p_f=$	-	-	-	0.6506

Të njëjtën “anomali” në format e grafikëve të probabilitetit kumulativ për llogaritjet sipas Sauku, në rastin e simulimi Monte Carlo, të cilën e vëmë re tek tuneli i energjisë 1, e vëmë re dhe tek tuneli kryesor i energjisë. Këta dy tunele janë në kushte pak a shumë të njëjtë. Vija e drejtë në grafik tregon se nuk ka vlera të faktorëve të sigurisë në këtë pjesë (psh varianti 1, nuk ka vlera të faktorëve të sigurisë 1.66 deri 2.06). Vlerat më të vogla se 1.66, i përkasin sjelljes elasto – plastike të shkëmbit, kurse ato më të mëdha se 2.06, sjelljes elastike. Kalimi nga sjellja elasto – plastike në elastike bëhet me kapërcim.

Llogaritjet me metodën Monte Carlo dhe FORM me shpërndarje Normale, janë shumë të përafërta. Llogaritjet me dy metodat e tjera janë të ndryshme.

Dy metodat e tjera, siç kemi thënë më sipër, pranojnë shpërndarjen Normale të variablave, dhe e vlerësojnë faktorin e sigurisë në pika diskrete. Një pranim i tillë, në këtë rast çon në gabime të mëdha, gjë që e shohim me krahasimin e pdf-ve, me histogramën faktike që del nga simulimi Monte Carlo. Figurat C.32 dhe C.33 krahasojnë pdf-të për shpërndarje Normale dhe logNormale me atë faktike, histogramën e përfutur nga simulimi Monte Carlo.

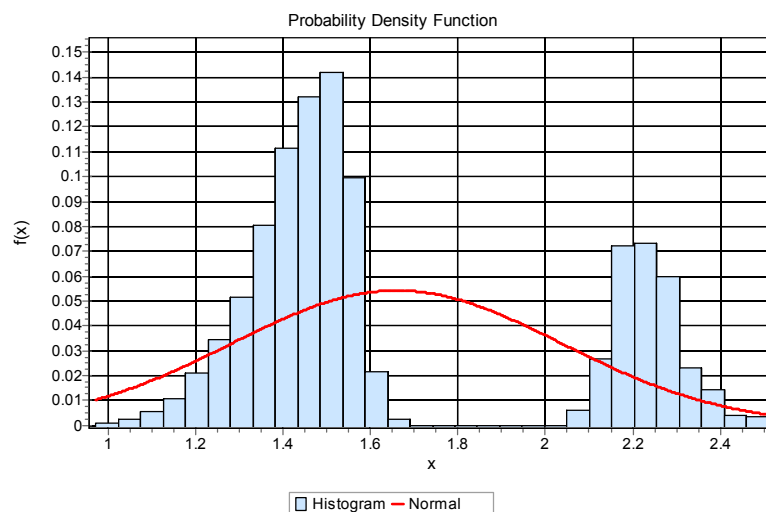


Figura C.32. Grafiku i densitetit real të probabilitetit (histograma), i përfutur nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen Normale. Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

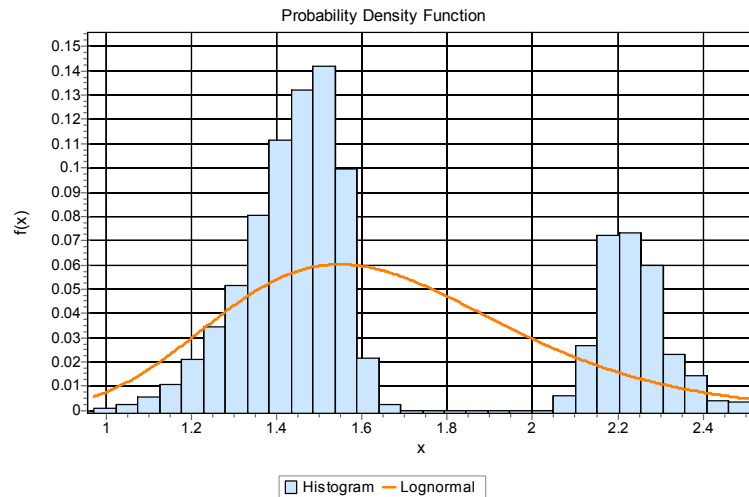


Figura C.33. Grafiku i densitetit real të probabilitetit (histograma), i përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe krahasimi me shpërndarjen logNormale. Sauku, Varianti 1, IPN200, Tuneli kryesor i energjisë.

SHTOJCA D

D.1. Tuneli i energjisë 1. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 64.87 \text{ MPa}$$

$$GSI = 37.76$$

$$m_i = 20 \text{ (basalte)}$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

$$p_o = 200 \cdot 29 = 5800 \text{ kPa} = 5.8 \text{ MPa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 5.5 \text{ m}$$

$$h = 5.5 \text{ m}$$

$$h_o = 2.9 \text{ m}$$

Modeli i tunelit jepet në figurën D.1.

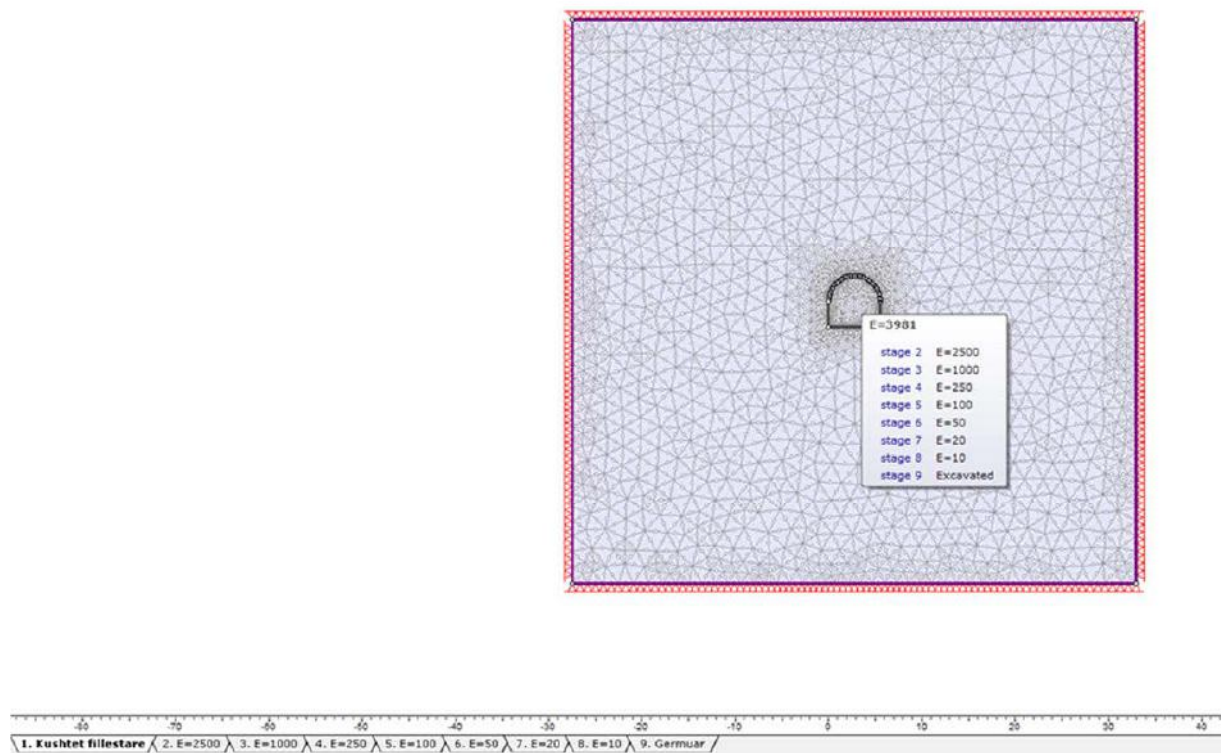


Figura D.1. Modeli 2D i tunelit të energjisë 1.

Nga llogaritjet, zhvendosjet maksimale në pjesën e sipërme të tunelit (tavan), në fazën kur ka përfunduar gërmimi i tunelit, janë $u_{\max} = 0.011317 \text{ m}$ dhe $R_{pl} = 3.95 \text{ m}$.

Zhvendosjet dhe zona plastike tregohen në figurën D.2.

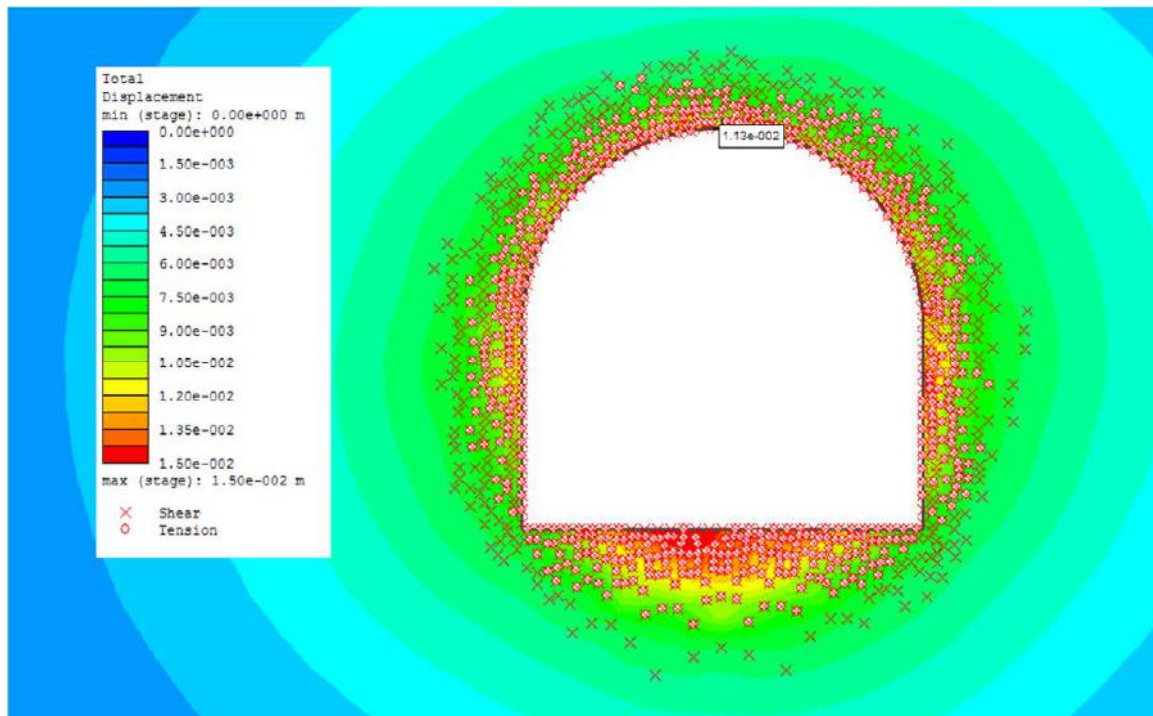


Figura D.2. Zhvendosjet dhe zona plastike. Tuneli i energjisë 1.

Duke përdorur metodën Vlachopoulos dhe Diederichs, $ur(x = 1.5m) = 0.006635$ m.

Gjejmë se kujt moduli deformimi i përket kjo vlerë zhvendosjeje, për të përcaktuar se kur do të vendosim konstruksionin mbajtës të tunelit, nga grafiku i zhvendosjeje – modul deformimi (figura D.3).

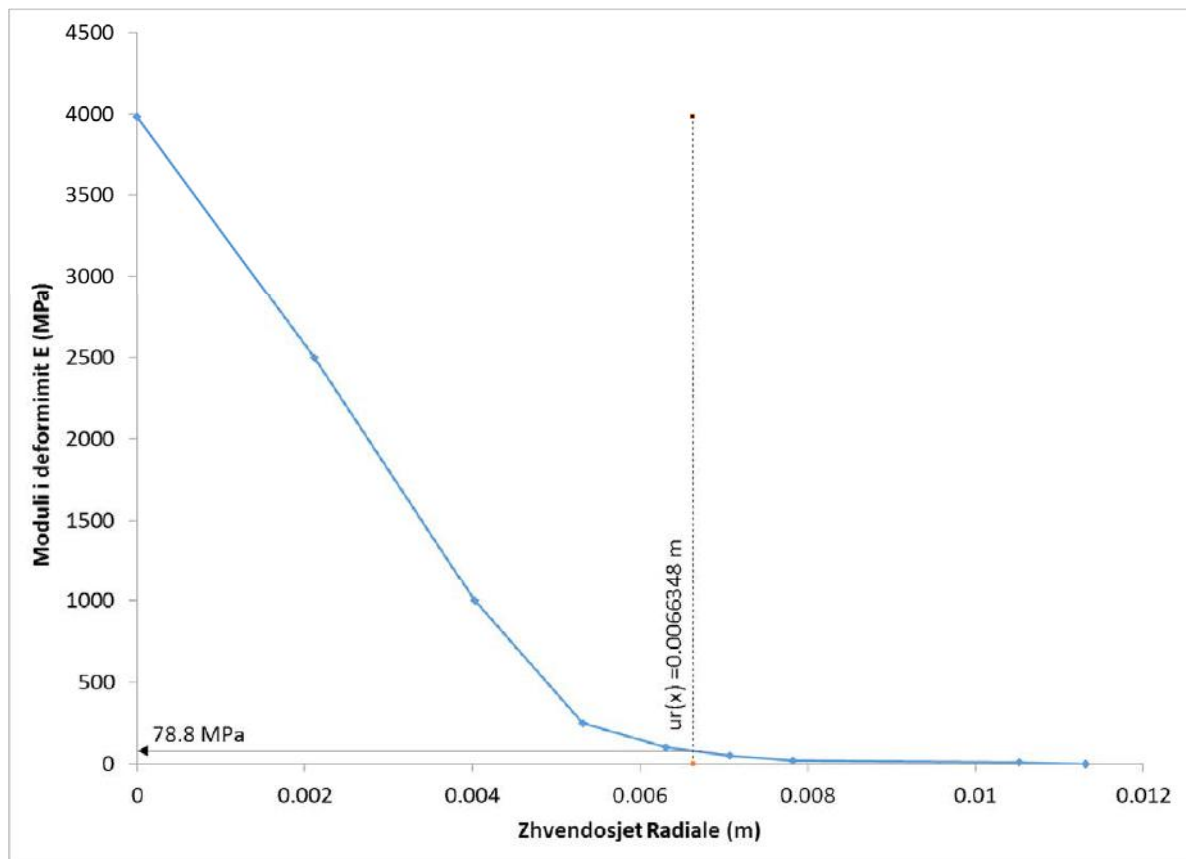


Figura D.3. Modeli 2D i tunelit të energjisë 1, Zhvendosjet radiale – Moduli i deformimit.

Duhet që të rillogarisim modelin, në këtë rast me vendosjen e konstruksionit mbajtës, i cili do të vendoset për $E = 78.8 \text{ MPa}$, dhe mbas kësaj faze, bëhet gërmimi përfundimtar i tunelit.

Figura D.4 tregon zhvendosjet e tunelit dhe zonën plastike kur ka përfunduar gërmimi me konstruksionin mbajtës të vendosur në tunel.

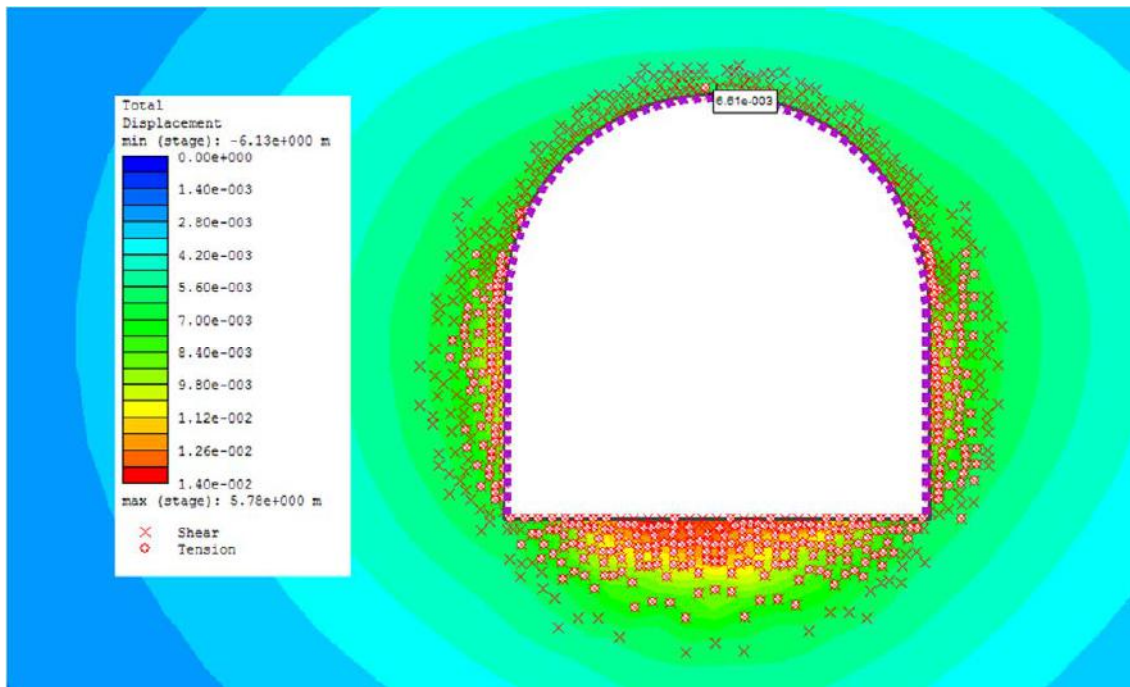


Figura D.4. Zhvendosjet dhe zona plastike rreth tunelit mbas vendosjes së konstruksionit mbajtës dhe gërmimit përfundimtar të tij. Tuneli i energjisë 1

Konstruksioni mbajtës i përdorur përbëhet nga profile IPN100 të vendosur çdo 1.5 m, dhe torkret beton me trashësi 15 cm.

Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit për rastin më lart janë treguar në figurën D.5.

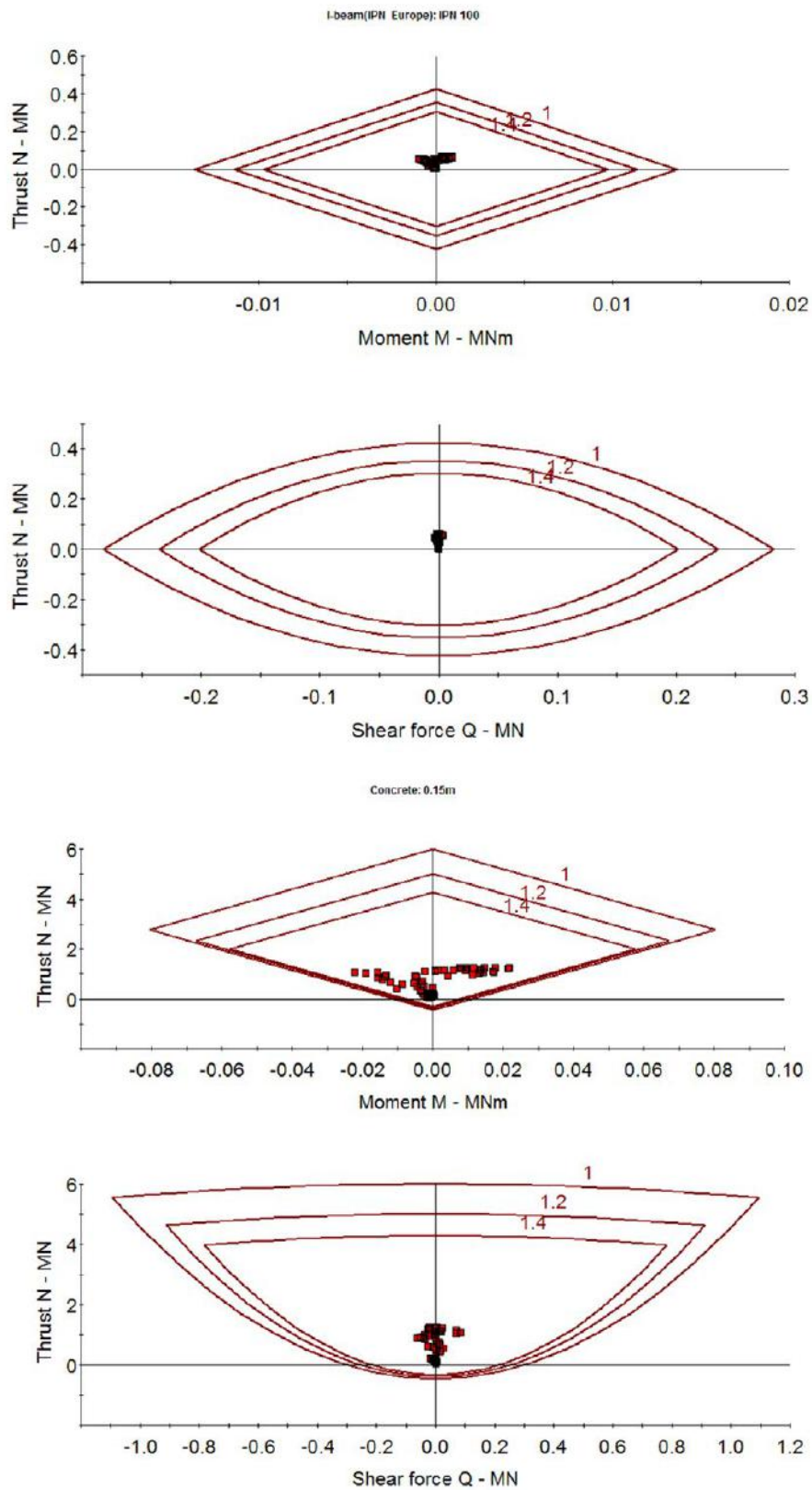


Figura D.5. Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit të tunelit të energjisë 1, për profile IPN 100 çdo 1.5 m dhe torkret beton 15 cm.

Pikat në mes u përkasin pikave të ndryshme të konstruksionit mbajtës në model. Nga figura shikohet se të gjitha pikat e konstruksionit mbajtës janë me faktor sigurie më të madh se 1.4.

Tabela D.1 është një përmbledhje e rezultateve të llogaritjeve të tunelit të energjisë 1 me FEM 2D, të kryera me programin RS2, të krahasuar me llogaritjet analitike sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

Tabela D.1. Krahasimi i rezultateve për llogaritjet deterministike, midis RS2, Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i energjisë 1.

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst
$U_{r(max)} (m) =$	0.0113167	0.009301	0.005987
$R_{pl} (m)$	3.95	3.9	3.1
$U_{r(x)} (m)$	0.0066348	0.003899	0.0039118
FS	> 1.4	0.98	1.54
*Ur(max) sipas Sauku është llogaritur për një presion të brendshëm po/100			

SHTOJCA E

E.1. Tuneli i energjisë 2. Modelimi dy përmasor. Llogaritjet deterministike.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 64.87 \text{ MPa}$$

$$GSI = 38.21$$

$$m_i = 20 \text{ (basalte)}$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

$$p_o = 400 \cdot 29 = 11600 \text{ kPa} = 11.6 \text{ MPa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 4.5 \text{ m}$$

$$h = 4.5 \text{ m}$$

$$h_o = 2.25 \text{ m}$$

Modeli i tunelit jepet në figurën E.1.

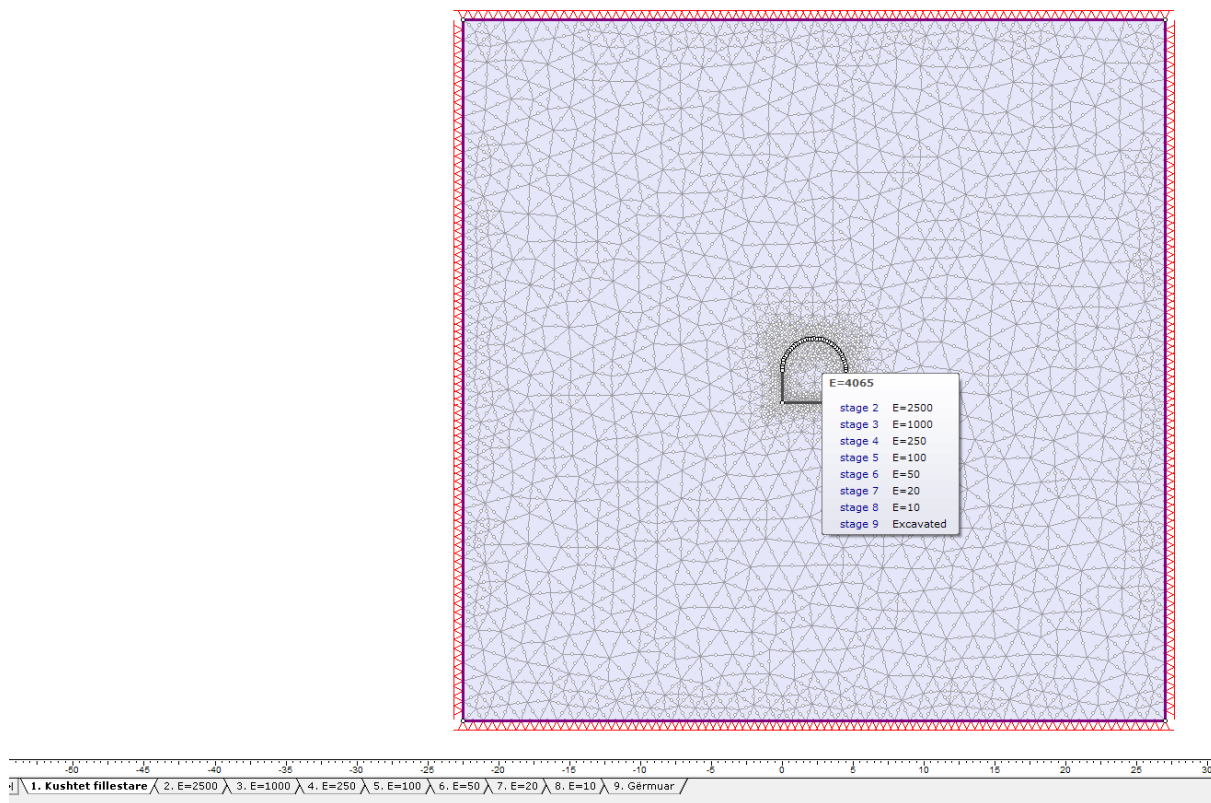


Figura E.1. Modeli 2D i tunelit të energjisë 2.

Nga llogaritjet, zhvendosjet maksimale në pjesën e sipërme të tunelit (tavan), në fazën kur ka përfunduar gërmimi i tunelit, janë $u_{rmax} = 0.019667 \text{ m}$ dhe $R_{pl} = 3.75 \text{ m}$. Zhvendosjet dhe zona plastike tregohen në figurën E.2.

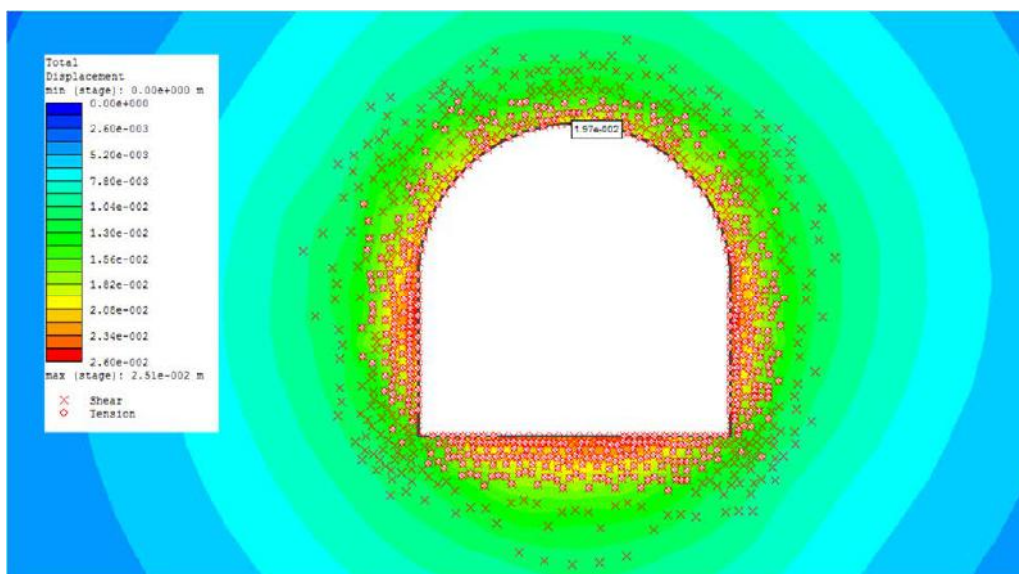


Figura E.2. Zhvendosjet dhe zona plastike. Tuneli i energjisë 2.

Duke përdorur metodën Vlachopoulos dhe Diederichs, $ur(x = 1.5m) = 0.0118053$ m.

Gjejmë se kujt moduli deformimi i përket kjo vlerë zhvendosjeje, për të përcaktuar se kur do të vendosim konstruksionin mbajtës të tunelit, nga grafiku i zhvendosjeje – modul deformimi (figura E.3).

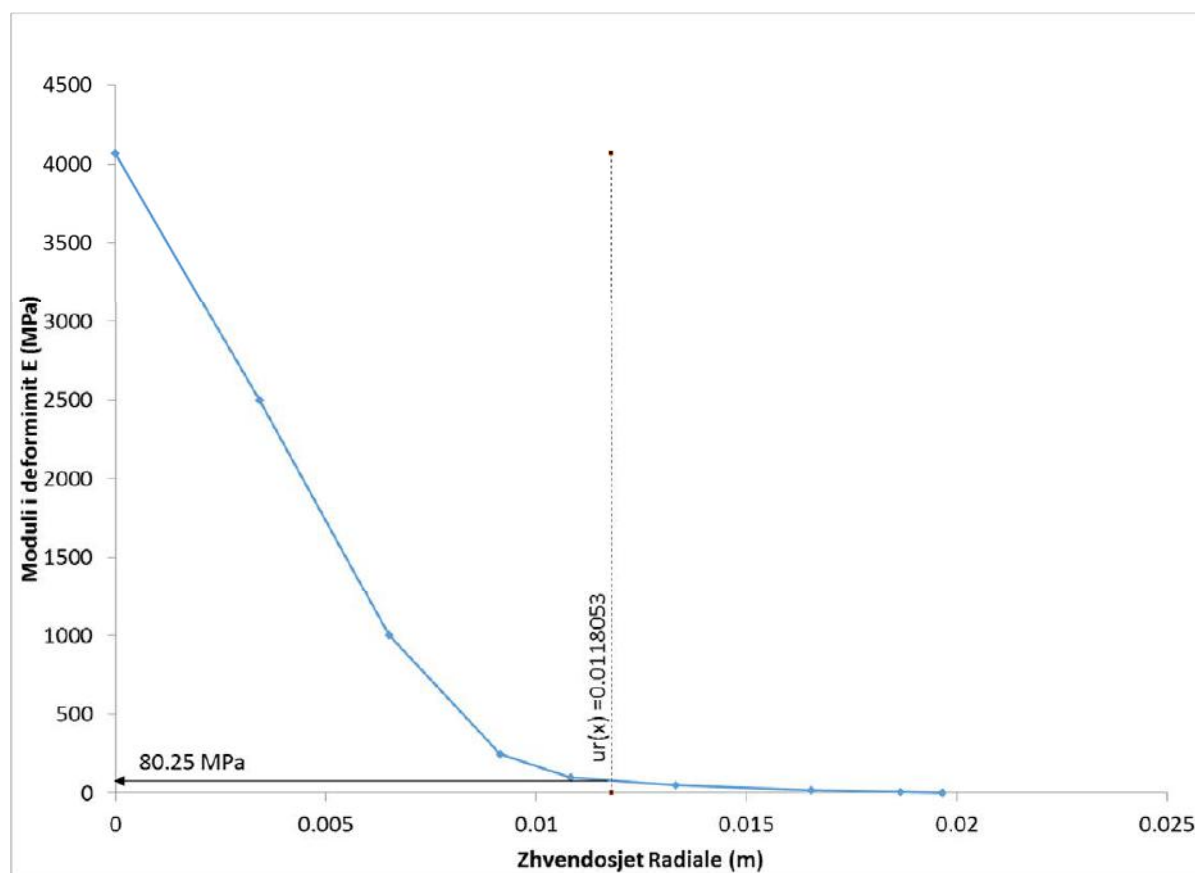


Figura E.3. Modeli 2D i tunelit të energjisë 2, Zhvendosjet – Moduli i deformimit.

Duhet që të rillogarisim modelin, në këtë rast me vendosjen e konstruksionit mbajtëse, i cili do të vendoset për $E = 80.25 \text{ MPa}$, dhe mbas kësaj faze, bëhet gërmimi përfundimtar i tunelit.

Figura E.4 tregon zhvendosjet radiale të tunelit dhe zonën plastike kur ka përfunduar gërmimi me konstruksionin mbajtës të tunelit të vendosur.

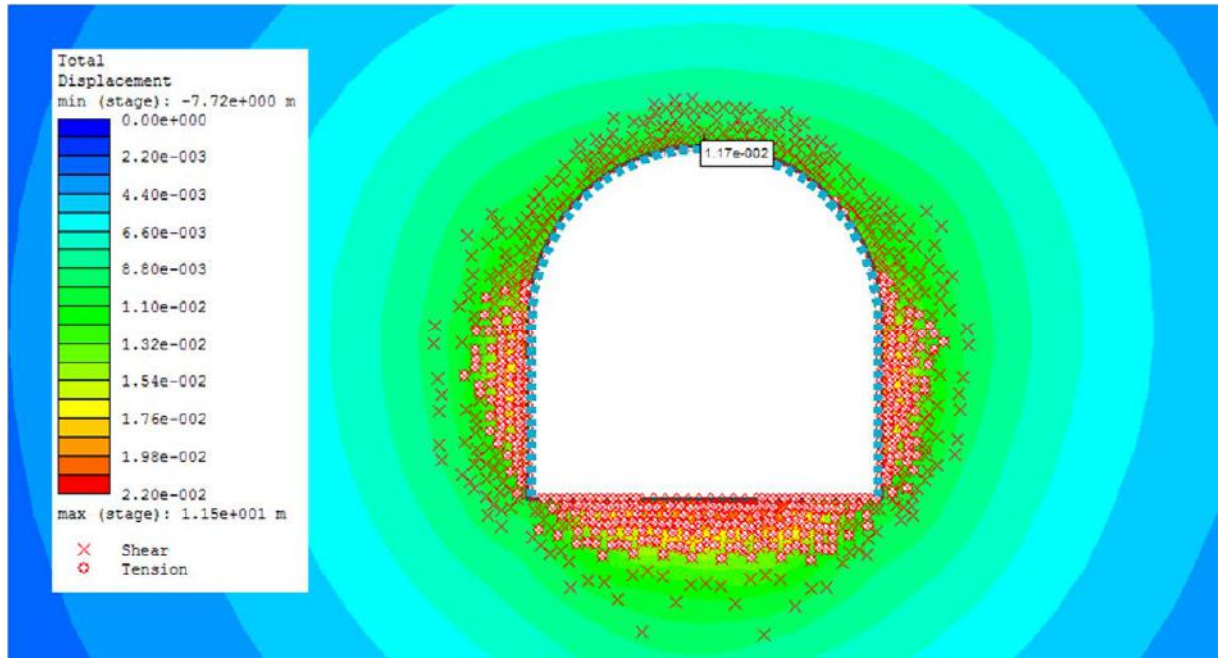


Figura E.4. Zhvendosjet dhe zona plastike rreth tunelit mbas vendosjes së konstruksionit mbajtës dhe gërmimit përfundimtar të tij. Tuneli i energjisë 2

Konstruksioni mbajtës i përdorur përbëhet nga profile IPN160 të vendosur çdo 1.5 m, dhe torkret beton me trashësi 15 cm.

Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit për rastin më lart janë treguar në figurën E.5.

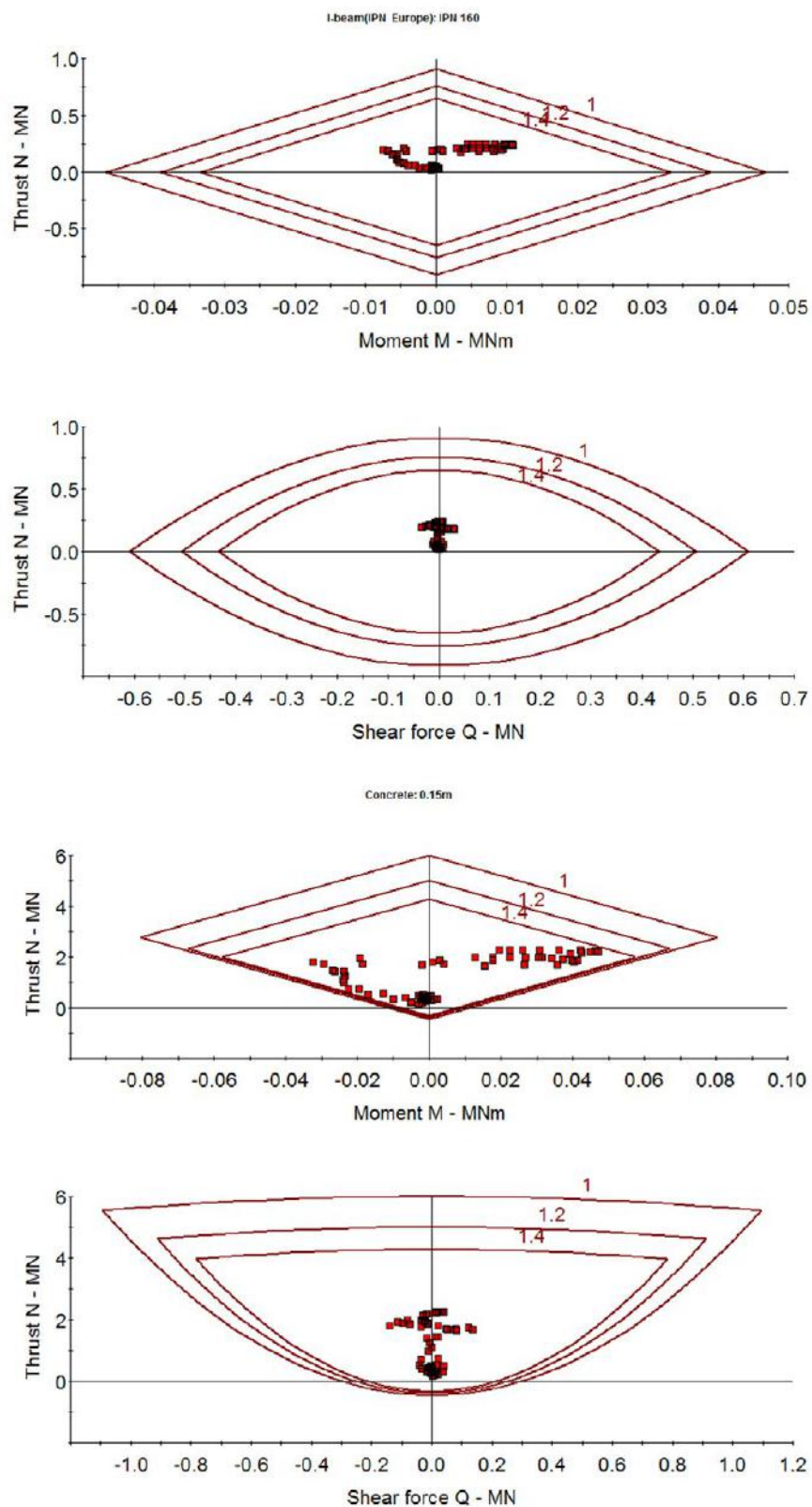


Figura E.5. Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksioneve të tunelit të energjisë 2, për profile IPN 160 çdo 1.5 m dhe torkret beton 15 cm.

Pikat në mes u përkasin pikave të ndryshme të konstruksionit mbajtës në model. Nga figura shikohet se të gjitha pikat e konstruksionit mbajtës janë me faktor sigurie më të madh se 1.4.

Tabela E.1 është një përmbledhje e rezultateve të llogaritjeve të tunelit të energjisë 2 me FEM 2D, të kryera me programin RS2, të krahasuar me llogaritjet analitike sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

Tabela E.1. Krahasimi i rezultateve për llogaritjet deterministike, midis RS2, Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli i energjisë 2.

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst
$U_{r(max)} (m) =$	0.0196661	0.0137174	0.0113296
$R_{pl} (m)$	3.75	3.25	2.83
$U_{r(x)} (m)$	0.0118053	0.0065576	0.00762532
FS	> 1.4	0.95	1.28
* $U_{r(max)}$ sipas Sauku është llogaritur për një presion të brendshëm po/100			

SHTOJCA F

F.1. Tuneli kryesor i energjisë. Modelimi dy dimensional. Llogaritjet deterministike.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 64.87 \text{ MPa}$$

$$GSI = 36.06$$

$$m_i = 20 \text{ (basalte)}$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

$$p_o = 200 \cdot 29 = 5800 \text{ kPa} = 5.8 \text{ MPa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 5.5 \text{ m}$$

$$h = 5.5 \text{ m}$$

$$h_o = 2.9 \text{ m}$$

Modeli i tunelit jepet në figurën F.1.

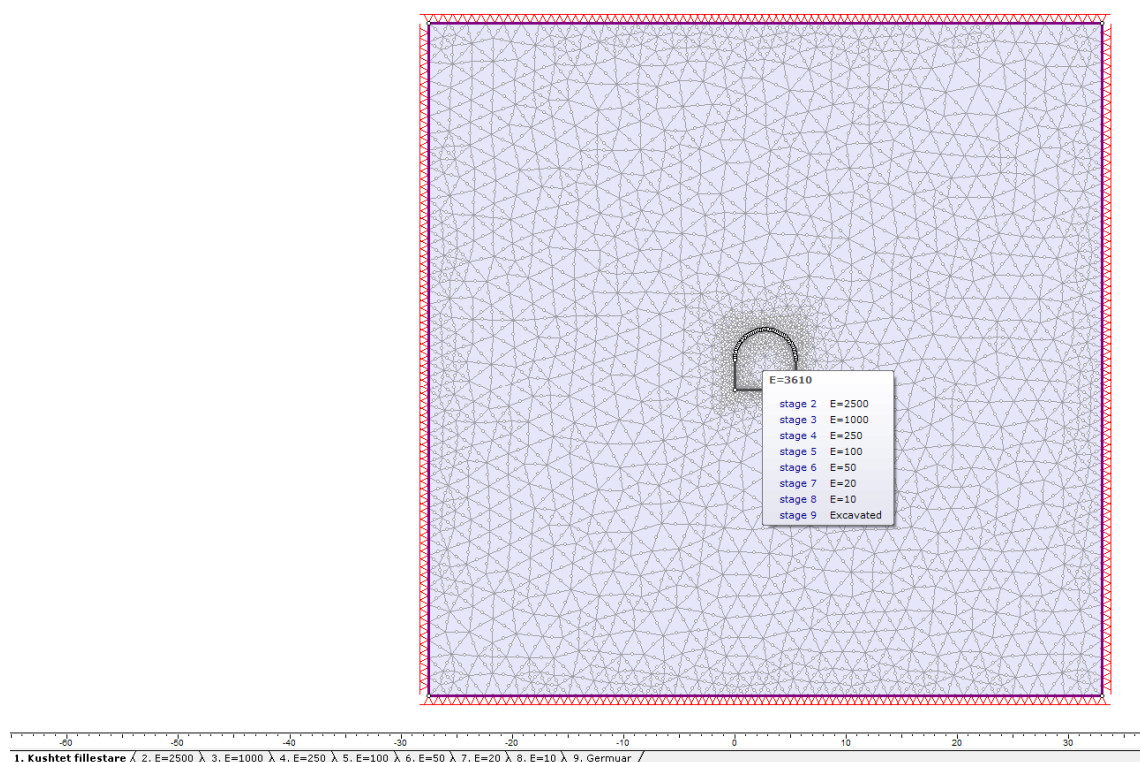


Figura F.1. Modeli 2D i tunelit kryesor të energjisë.

Nga llogaritjet, zhvendosjet maksimale në pjesën e sipërme të tunelit (tavan), në fazën kur ka përfunduar gërmimi i tunelit, janë $u_{\max} = 0.011869 \text{ m}$ dhe $R_{pl} = 4.00 \text{ m}$. Zhvendosjet dhe zona plastike tregohen në figurën F.2.

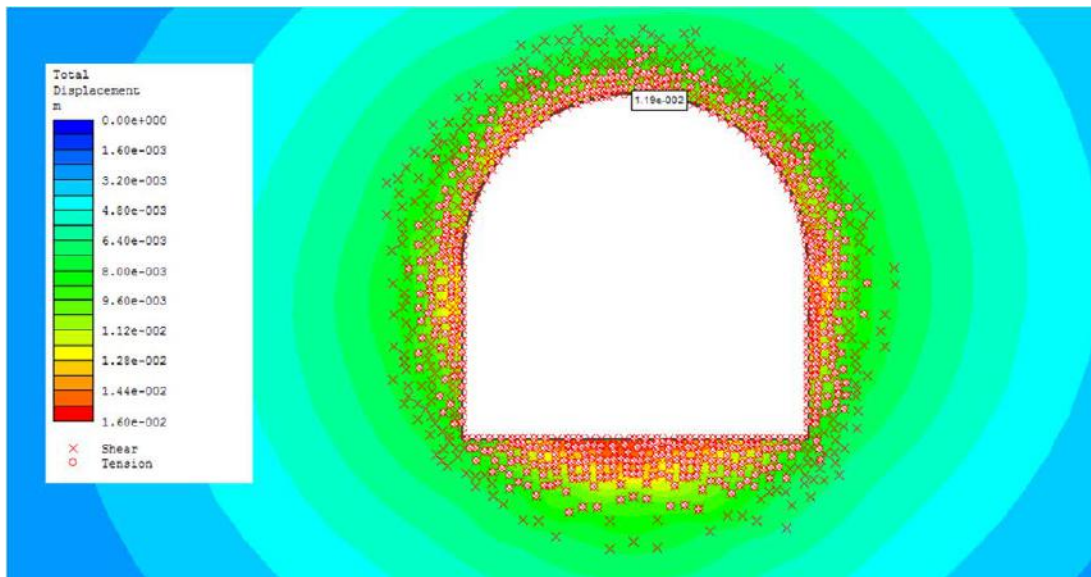


Figura F.2. Zhvendosjet dhe zona plastike. Tuneli kryesor i energjisë.

Duke përdorur metodën Vlachopoulos dhe Diederichs, $u_r(x = 1.5\text{m}) = 0.0069186\text{ m}$. Gjejmë se kujt moduli deformimi i përket kjo vlerë zhvendosjeje, për të përcaktuar se kur do të vendosim konstruksionin mbajtës të tunelit, nga grafiku i zhvendosjeje – modul deformimi (figura F.3).

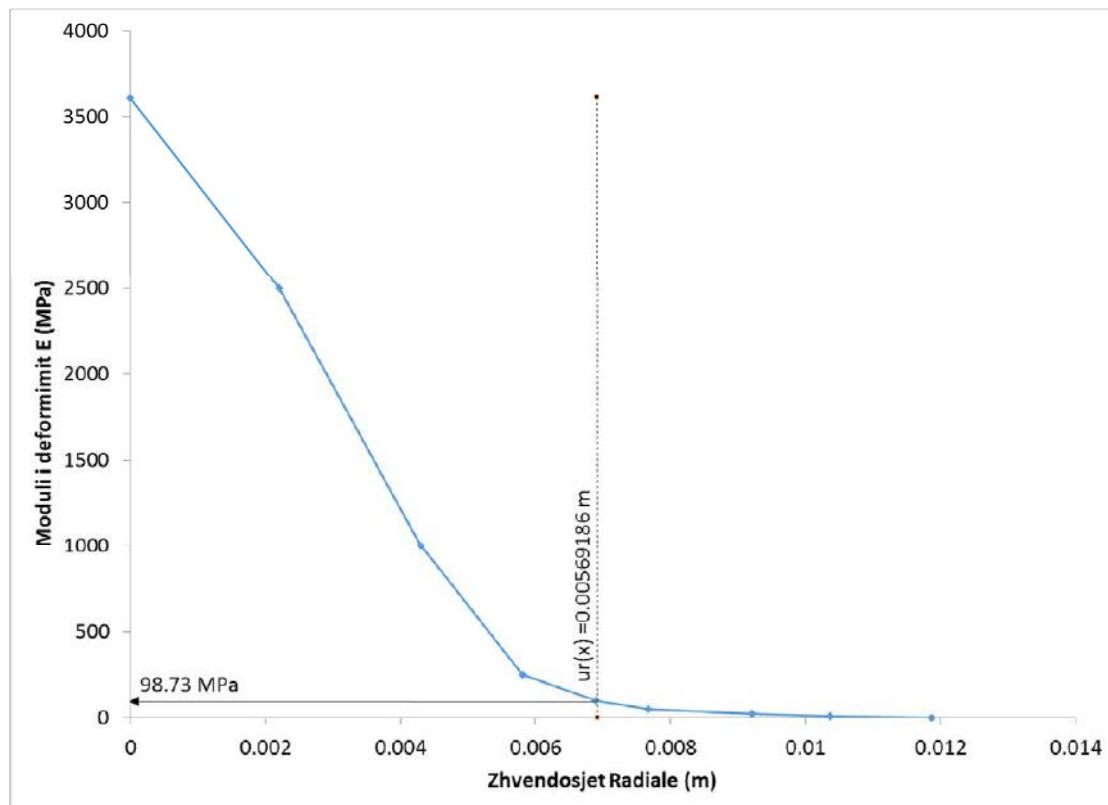


Figura F.3. Modeli 2D i tunelit kryesor të energjisë, Zhvendosjet – Moduli i deformimit.

Duhet që të rillogarisim modelin, në këtë rast me vendosjen e konstruksionit mbajtës, i cili do të vendoset për $E = 98.73 \text{ MPa}$, dhe mbas kësaj faze, bëhet gërmimi përfundimtar i tunelit.

Figura F.4 tregon zhvendosjet radiale të tunelit dhe zonën plastike rreth tij kur ka përfunduar gërmimi me konstruksionin mbajtës të tunelit të vendosur.

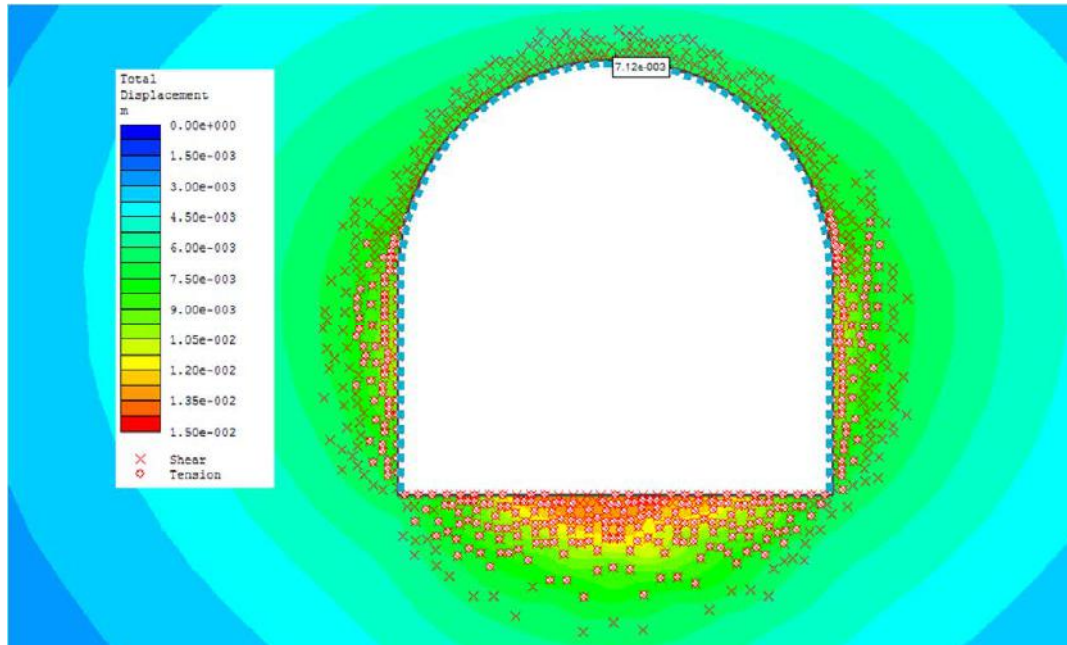


Figura F.4. Zhvendosjet dhe zona plastike rreth tunelit mbas vendosjes së konstruksionit mbajtës dhe gërmimit përfundimtar të tij. Tuneli kryesor i energjisë.

Konstruksioni mbajtës i përdorur përbëhet nga profile IPN100 të vendosur çdo 1.5 m, dhe torkret beton me trashësi 15 cm.

Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit për rastin më lart janë treguar në figurën F.5.

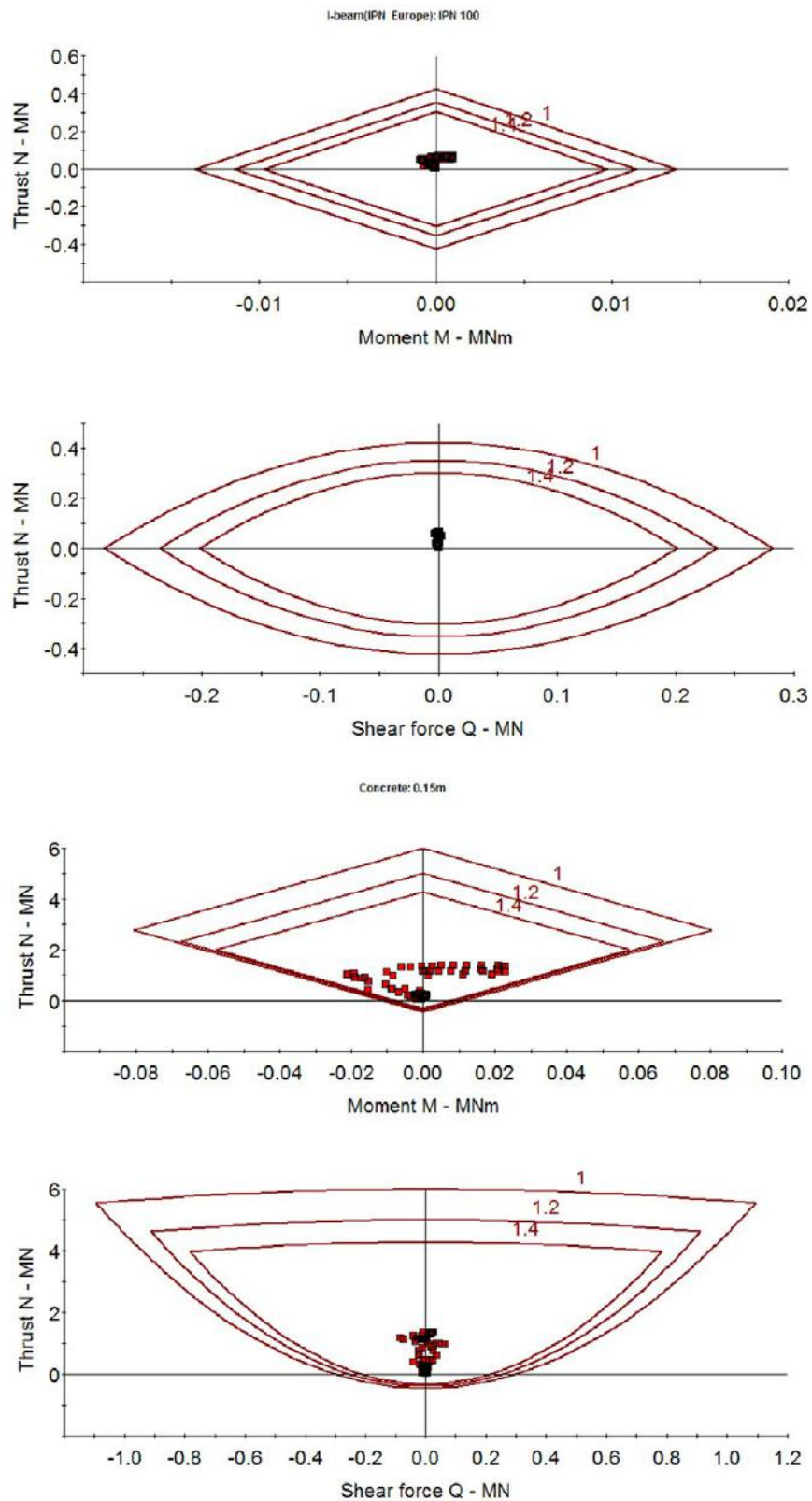


Figura F.5. Grafikët e kapacitetit mbajtës të konstruksionit të tunelit kryesor të energjisë, për profile IPN 100 çdo 1.5 m dhe torkret beton 15 cm.

Pikat në mes tregojnë pikat e ndryshme të konstruksionit mbajtës në model. Nga figura shikohet se të gjitha pikat e konstruksionit mbajtës janë me faktor sigurie më të madh se 1.4.

Tabela F.1 është një përmbledhje me rezultatet e llogaritjeve të tunelit kryesor të energjisë me FEM 2D, të kryera me programin RS2, të krahasuara me llogaritjet analitike sipas Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst.

Tabela F.1. Krahasimi i rezultateve për llogaritjet deterministike, midis RS2, Sauku dhe Carranza – Torrez dhe Fairhurst. Tuneli kryesor i energjisë .

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst
$U_{r(max)} (m) =$	0.011869	0.00991	0.00669
$R_{pl} (m)$	4	3.91	3.11
$U_{r(x)} (m)$	0.006919	0.004299	0.004357
FS	> 1.4	0.95	1.42
* $U_{r(max)}$ sipas Sauku është llogaritur për një presion të brendshëm po/100			

SHTOJCA G

G.1. Tuneli i energjisë 1. Modelimi tre përmasor.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 64.87 \text{ MPa}$$

$$GSI = 37.76$$

$$m_i = 20 \text{ (basalte)}$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

$$p_o = 200 \cdot 29 = 5800 \text{ kPa} = 5.8 \text{ MPa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 5.5 \text{ m}$$

$$h = 5.5 \text{ m}$$

$$h_o = 2.9 \text{ m}$$

Modeli i tunelit pa konstruksion mbajtës jepet në figurën G.1.

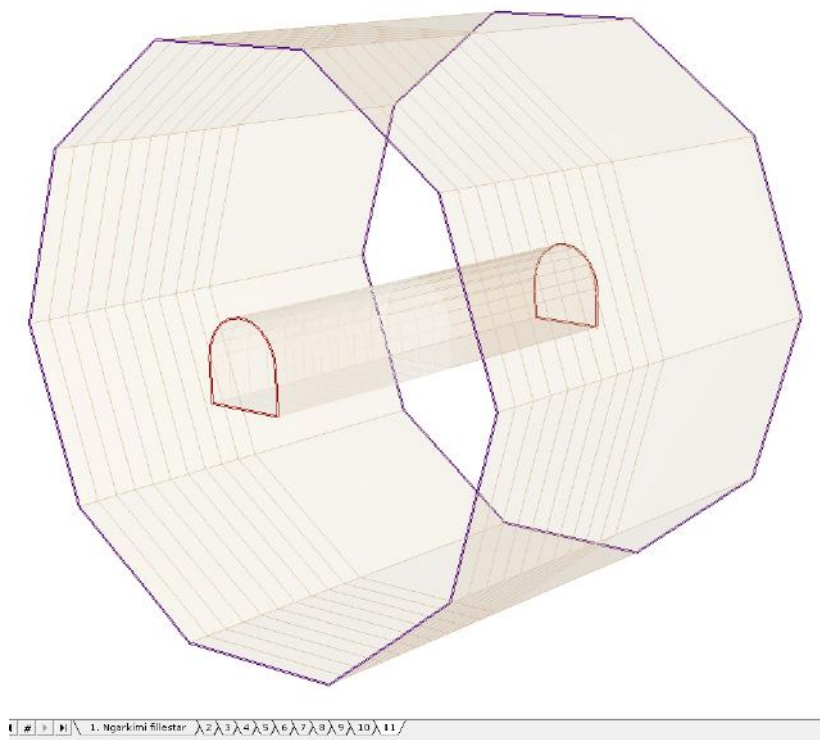


Figura G.1. Modeli 3D i tunelit të energjisë 1, pa vendosjen e konstruksionit mbajtës.

Figura G.2 tregon zhvendosjet e shkëmbit dhe ajo G.3 zonën plastike të krijuar rreth tunelit.

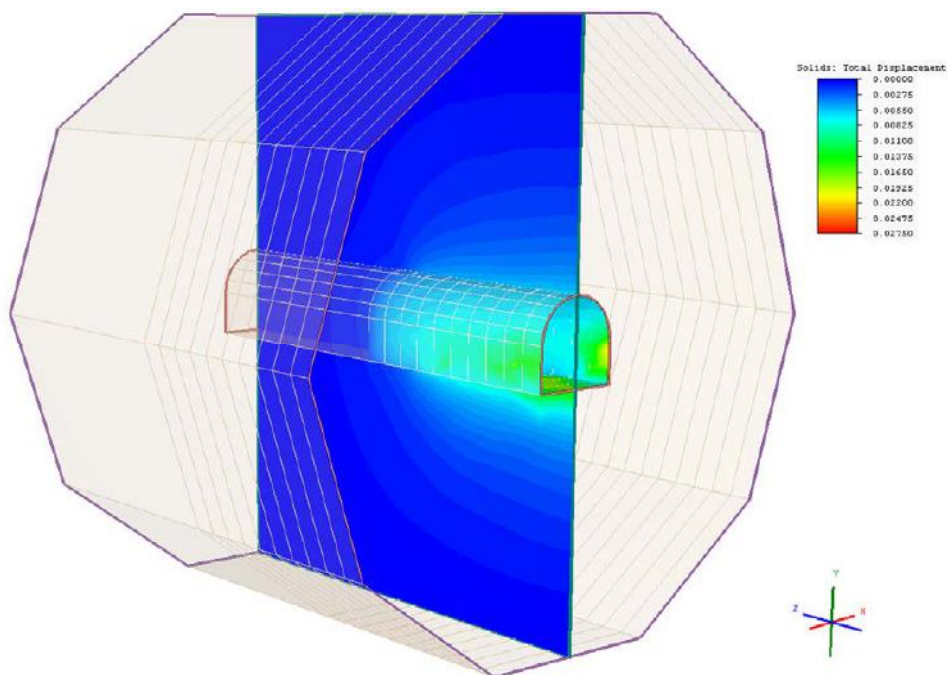


Figura G.2. Modeli 3D i tunelit të energjisë 1, zhvendosjet e masivit shkëmbor.

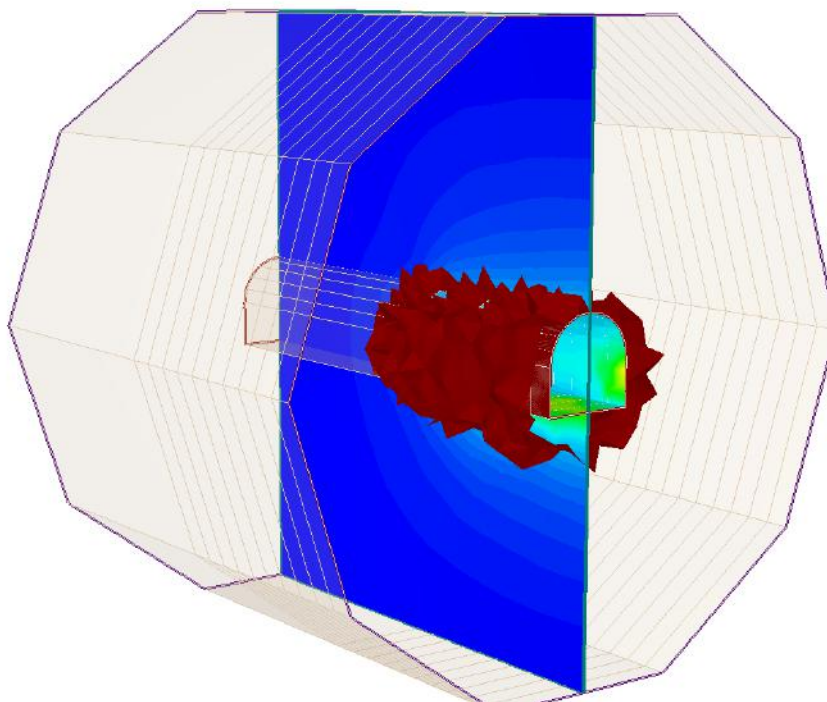


Figura G.3. Modeli 3D i tunelit të energjisë 1, zona plastike.

Nga llogaritjet, rrezja e zonës plastike rreth tunelit është $R_{pl} = 3.85$ m, dhe zhvendosja maksimale është 0.00585 m.

Për pjesën e sipërme të tunelit (tavan), është ndërtuar grafiku zhvendosje-avancim i gërmimit dhe ky grafik është krahasuar me formulat analitike të propozuara nga autorë të ndryshëm (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009, Panet 1995, Carranza – Torrez dhe Fairhurst 2000), të cilat janë përdorur në kapitujt e mëparshëm.

Nga llogaritjet shohim se zona plastike në masivin shkëmbor në pjesën e sipërme të tunelit (tavan) është shumë e vogël, pothuajse rrezja plastike përputhet me konturin e tunelit.

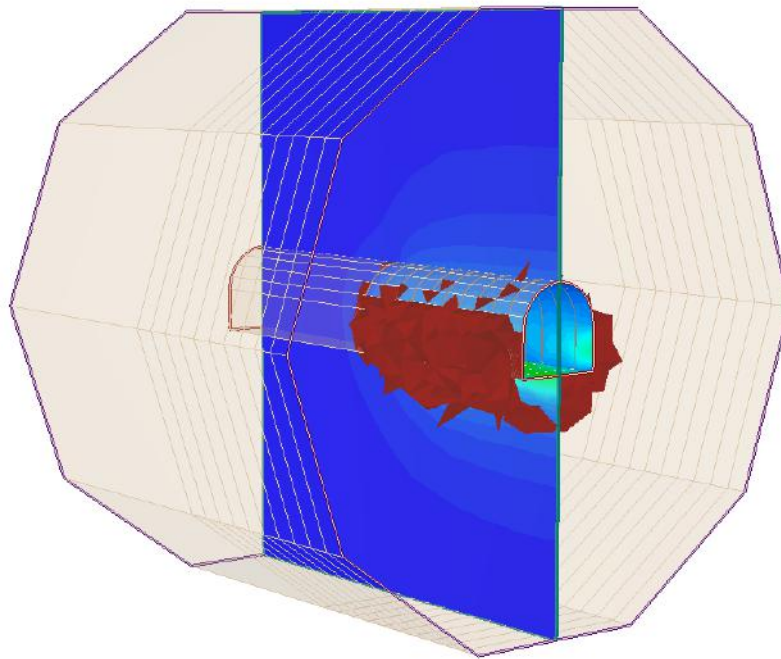


Figura G.6. Modeli 3D i tunelit të energjisë 1, konstruksioni mbajtës i instaluar, profile IPN100/1.5m dhe torkret beton 15 cm. Zona plastike rreth tunelit.

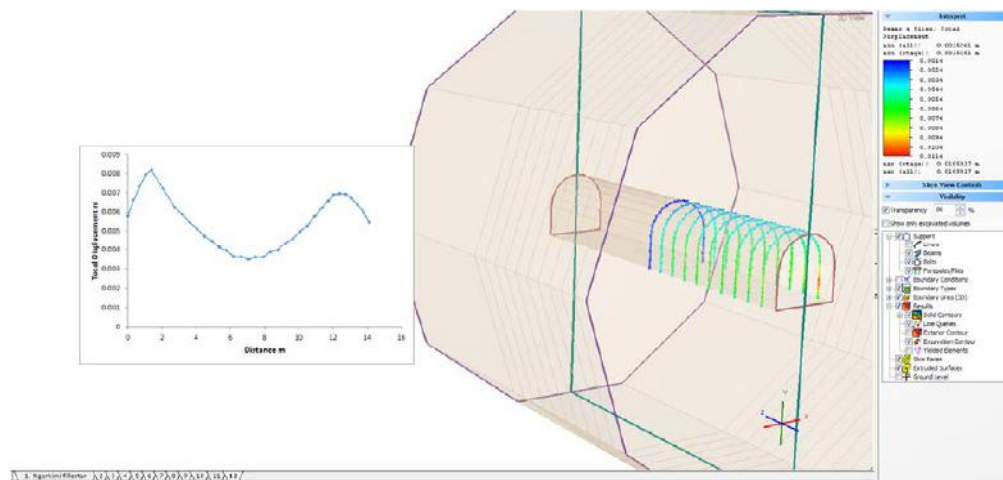


Figura G.7. Modeli 3D i tunelit të energjisë 1, zhvendosjet e profileve IPN100.

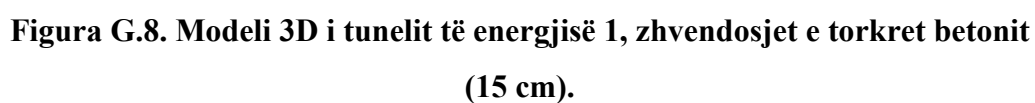


Tabela G.1. Krahاسimi i rezultateve për tunelin e energjisë 1

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst	RS3
$U_{r(max)}$ (m)	0.0113167	0.009301	0.005987	0.00585
R_{pl} (m)	3.95	3.9	3.1	3.85

SHTOJCA H

H.1. Tuneli i energjisë 2. Modelimi tre përmasor.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 64.87 \text{ MPa}$$

$$GSI = 38.21$$

$$m_i = 20 \text{ (basalte)}$$

$$\nu = 0.3 \text{ (koeficienti i Poissonit)}$$

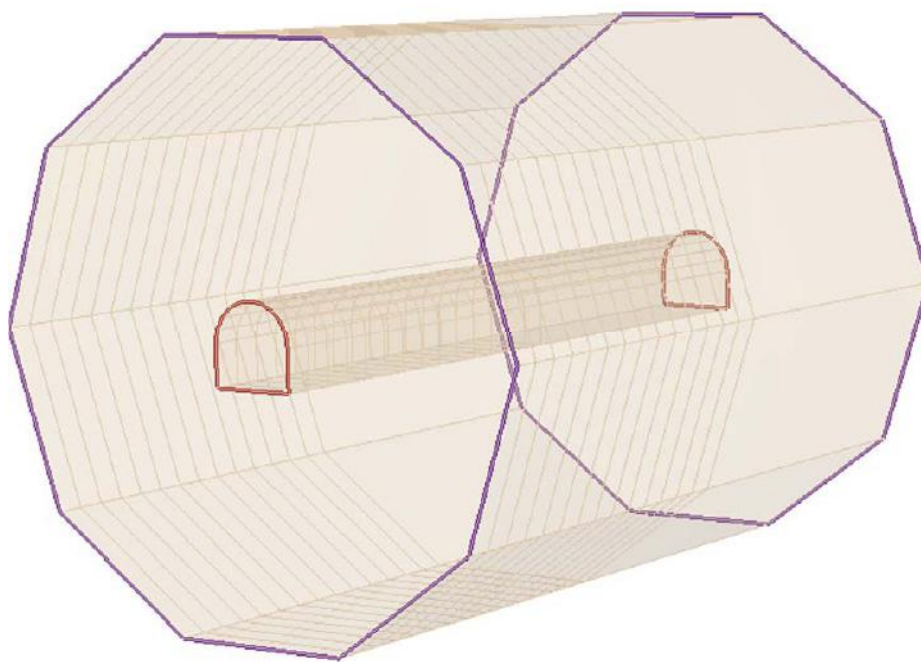
$$p_o = 400 \cdot 29 = 11600 \text{ kPa} = 11.6 \text{ MPa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 4.5 \text{ m}$$

$$h = 4.5 \text{ m}$$

$$h_o = 2.25 \text{ m}$$

Modeli i tunelit pa konstruksion mbajtës jepet në figurën H.1.



1. Ngarkimi fillestar / 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 /

Figura H.1 Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, pa vendosjen e konstruksionit mbajtës.

Figura H.2 tregon zhvendosjet e masivit shkëmbor dhe ajo H.3 zonën plastike të krijuar rreth tunelit.

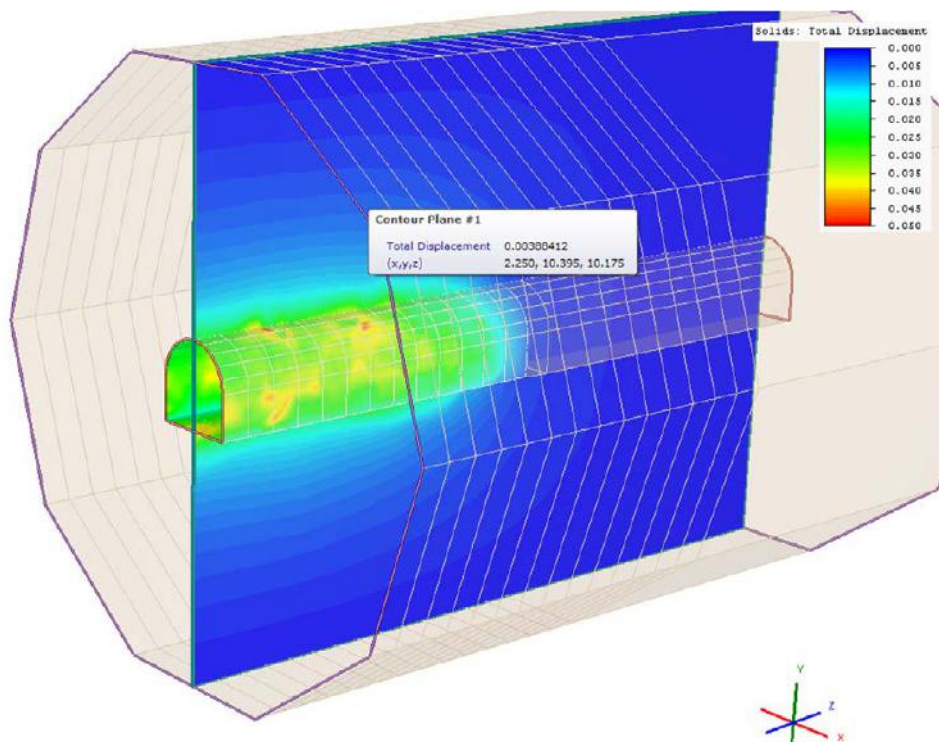


Figura H.2. Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, zhvendosjet e masivit shkëmbor.

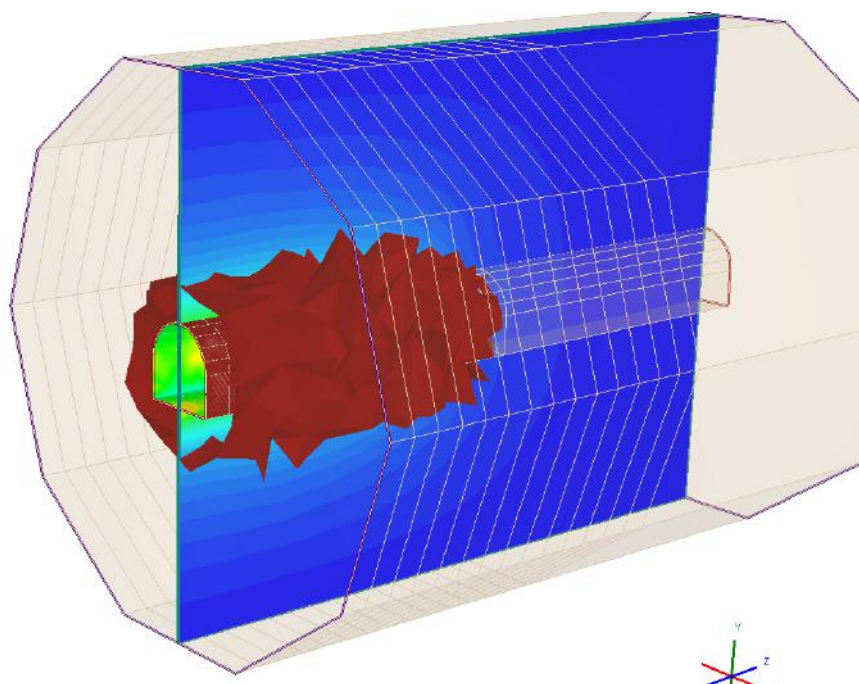


Figura H.3. Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, zhvendosjet e masivit shkëmbor. Zona plastike.

Nga llogaritjet, rrezja plastike e tunelit është $R_{pl} = 4.25$ m, dhe zhvendosja maksimale është 0.0251305 m.

Për pjesën e sipërme të tunelit (tavan), është ndërtuar grafiku zhvendosje - avancim i gërmimit dhe ky grafik është krahasuar me formula analitike të propozuara nga autorë të

ndryshëm (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009, Panet 1995, Carranza – Torrez dhe Fairhurst 2000), të cilat janë përdorur në kapitujt e mëparshëm.

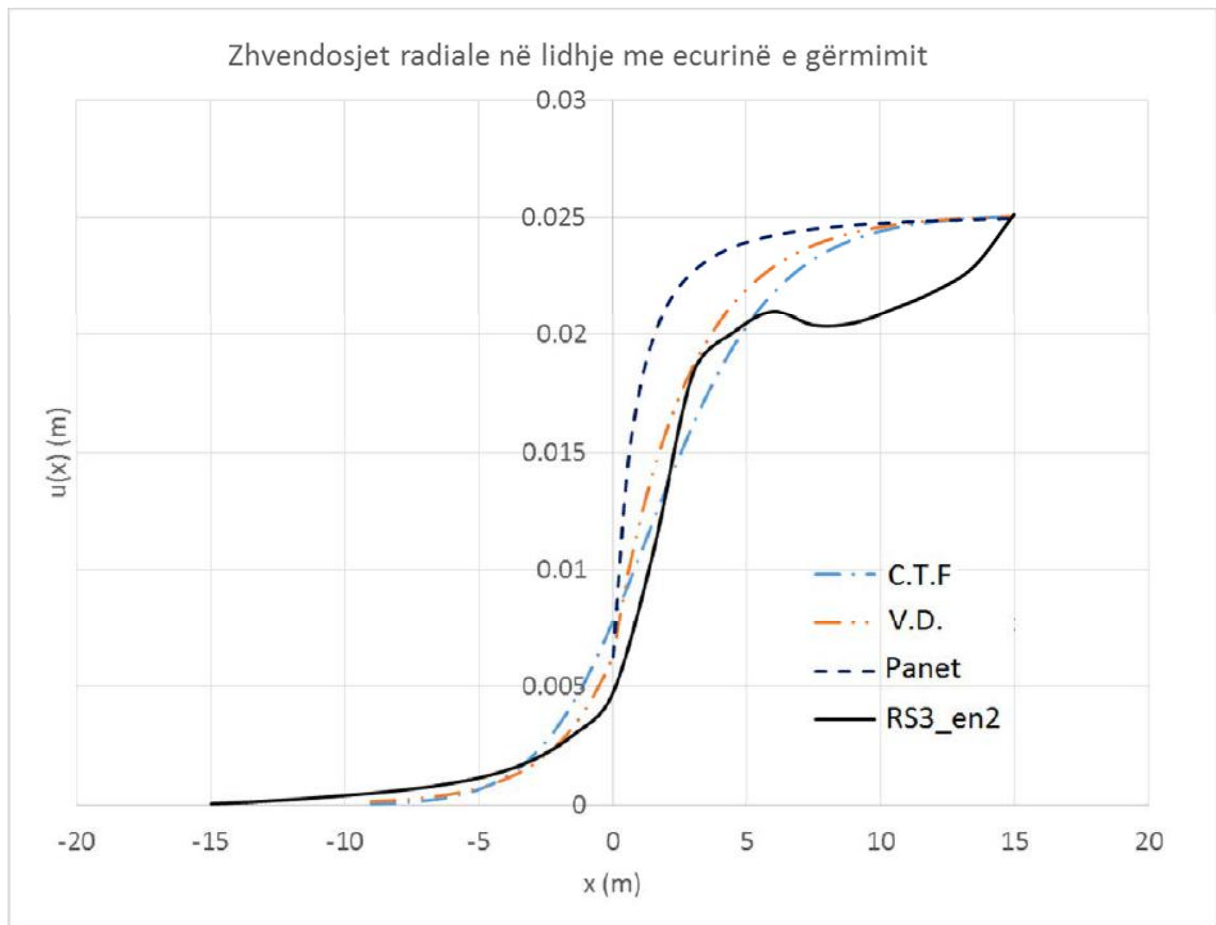


Figura H.4. Grafiku zhvendosje e konturit të tunelit – avancim i gërmimit, për formula të ndryshme analitike dhe për modelin 3D të tunelit të energjisë 2.

Figura H.5 tregon modelin e tunelit me konstruksionin mbajtës të vendosur.

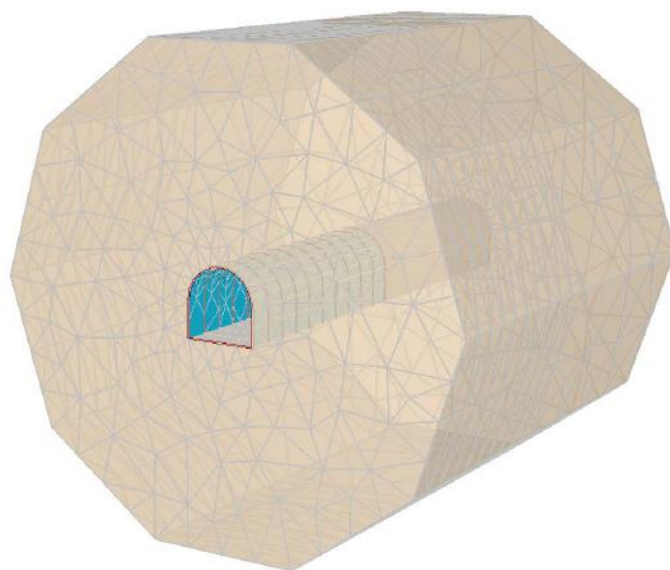


Figura H.5. Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, konstruksioni mbajtës i vendosur, profile IPN160/1.5m dhe torkret beton 15 cm.

Nga llogaritjet shohim se zona plastike e shkëmbit në pjesën e sipërme të tunelit është shumë e vogël, pothuajse rrezja plastike përputhet me konturin e tunelit.

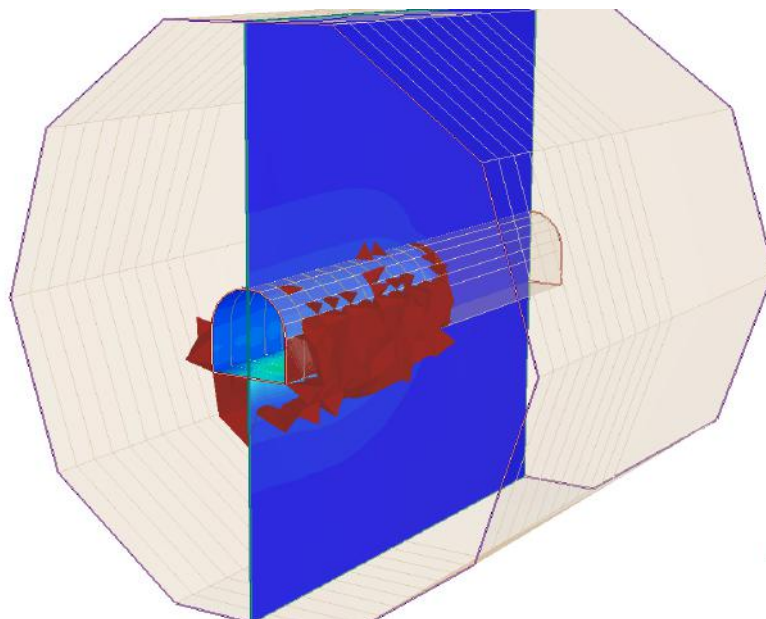


Figura H.6. Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, konstruksioni mbajtës i vendosur, profile IPN160/1.5m dhe torkret beton 15 cm. Zona plastike rreth tunelit.

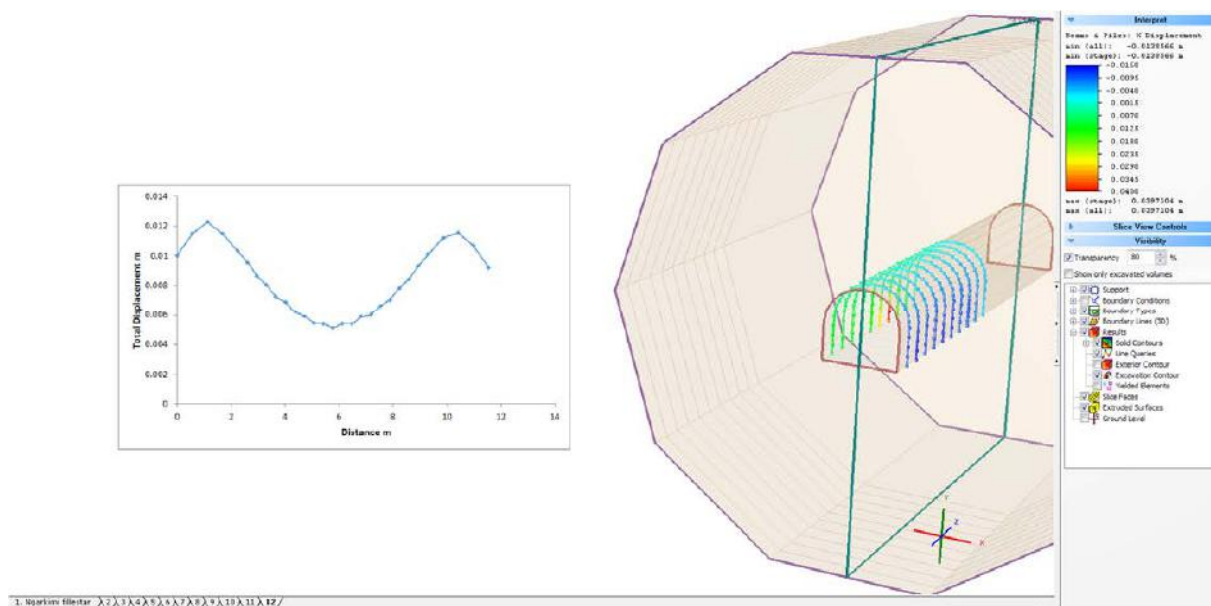


Figura H.7. Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, zhvendosjet e profileve IPN160.

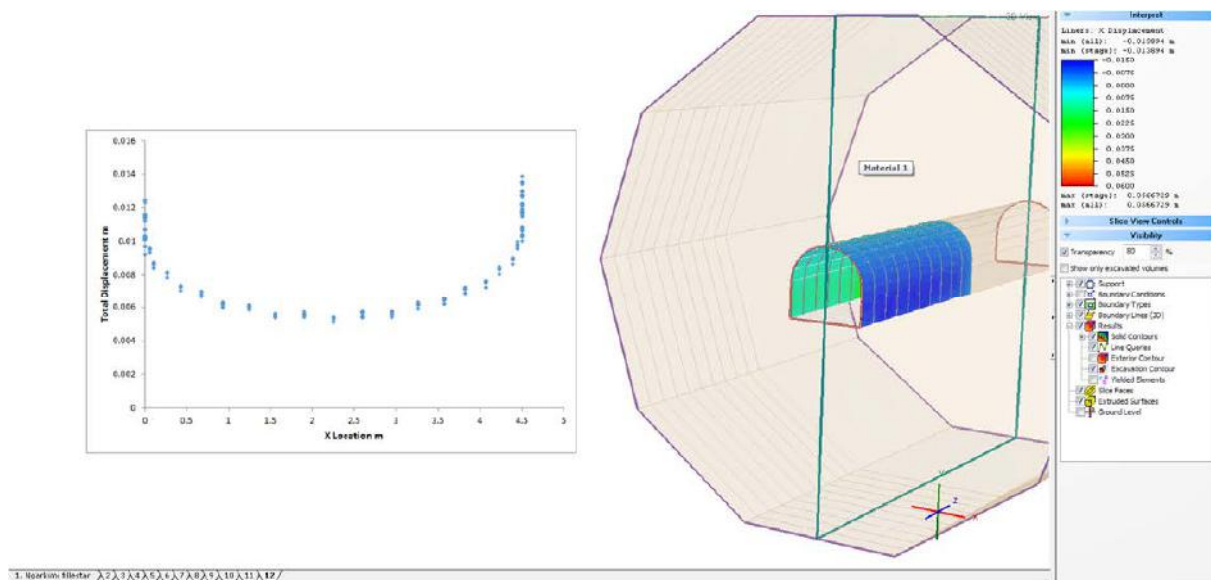


Figura H.8. Modeli 3D i tunelit të energjisë 2, zhvendosjet e torkret betonit (15 cm).

Tabela H.1 jep krahasimin e rezultateve me metodat e përdorura deri tani:

Tabela H.1. Krahasimi i rezultateve për tunelin e energjisë 2

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst	RS3
$U_{r(max)}$ (m)	0.0196661	0.0137174	0.0113296	0.0251305
R_{pl} (m)	3.75	3.25	2.83	4.25

SHTOJCA J

J.1. Tuneli kryesor i energjisë. Modelimi tre dimensional.

Të dhënat hyrëse për llogaritje janë:

$$q_{ci} = 64.87 \text{ MPa}$$

$$\text{GSI} = 36.06$$

$m_i = 20$ (basalte)

$\nu = 0.3$ (koeficienti i Poissonit)

$$p_o = 200 \cdot 29 = 5800 \text{ kPa} = 5.8 \text{ MPa (Sforcimi fillestar)}$$

$$B = 5.5 \text{ m}$$

$$h = 5.5 \text{ m}$$

$$h_o = 2.9 \text{ m}$$

Modeli i tunelit pa konstruksionin mbajtës jepet në figurën J.1.

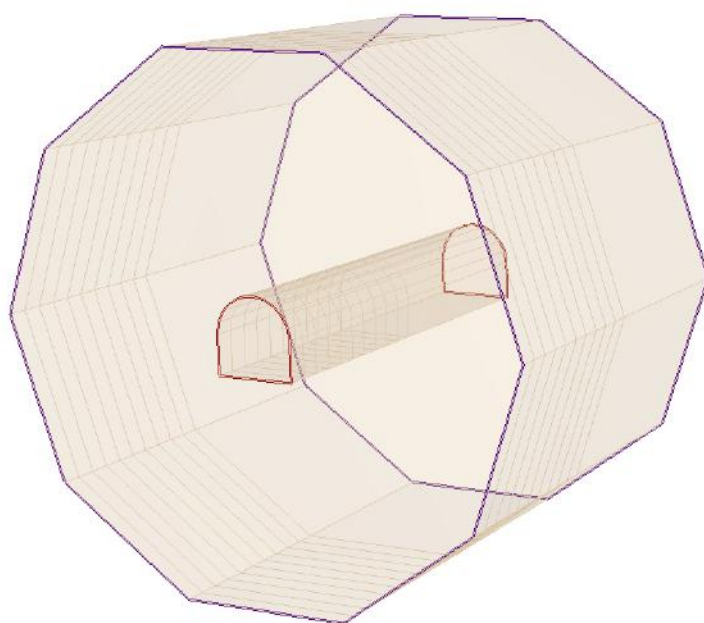


Figura J.1. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë, pa vendosjen e konstruksionit mbajtës.

Figura J.2 tregon zhvendosjet e masivit shkëmbor dhe ajo J.3 zonën plastike të krijuar rreth tunelit.

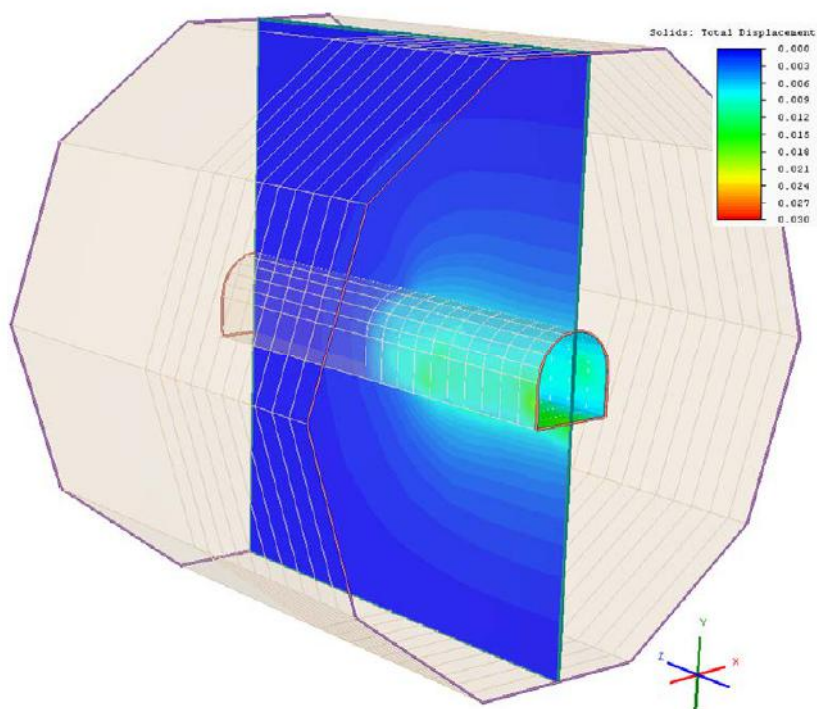


Figura J.2. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë, zhvendosjet e masivit shkëmbor.

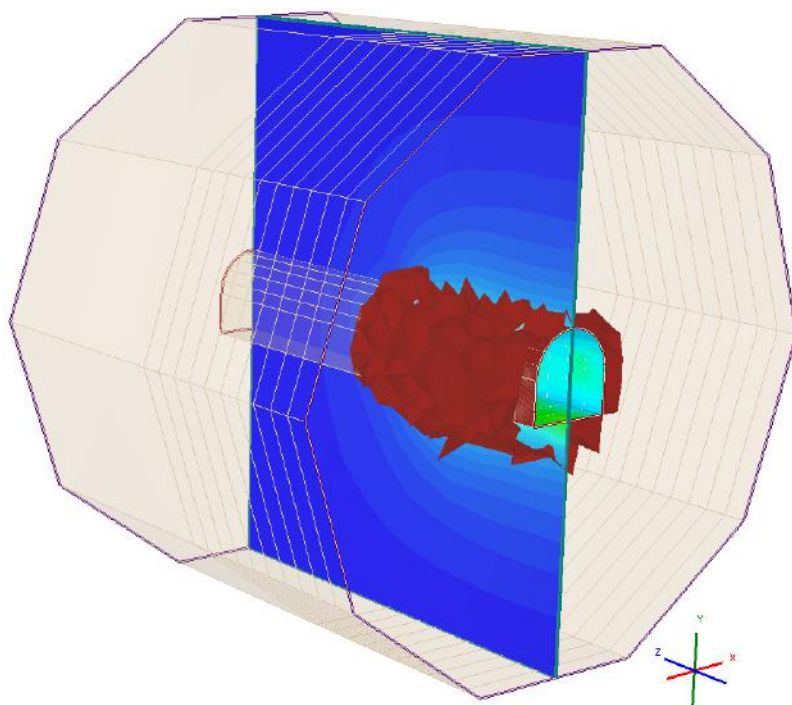


Figura J.3. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë, zhvendosjet e masivit shkëmbor.
Zona plastike.

Nga llogaritjet, rrezja plastike rreth tunelit është $R_{pl} = 4.15$ m, dhe zhvendosja maksimale është 0.00639565 m.

Për pjesën e sipërme të tunelit (tavan), është ndërtuar grafiku zhvendosje - avancim i gërmimit dhe ky grafik është krahasuar me formula analitike të propozuara nga autorë të ndryshëm (Vlachopoulos dhe Diederichs 2009, Panet 1995, Carranza – Torrez dhe Fairhurst 2000), të cilat janë përdorur në kapitujt e mëparshëm.

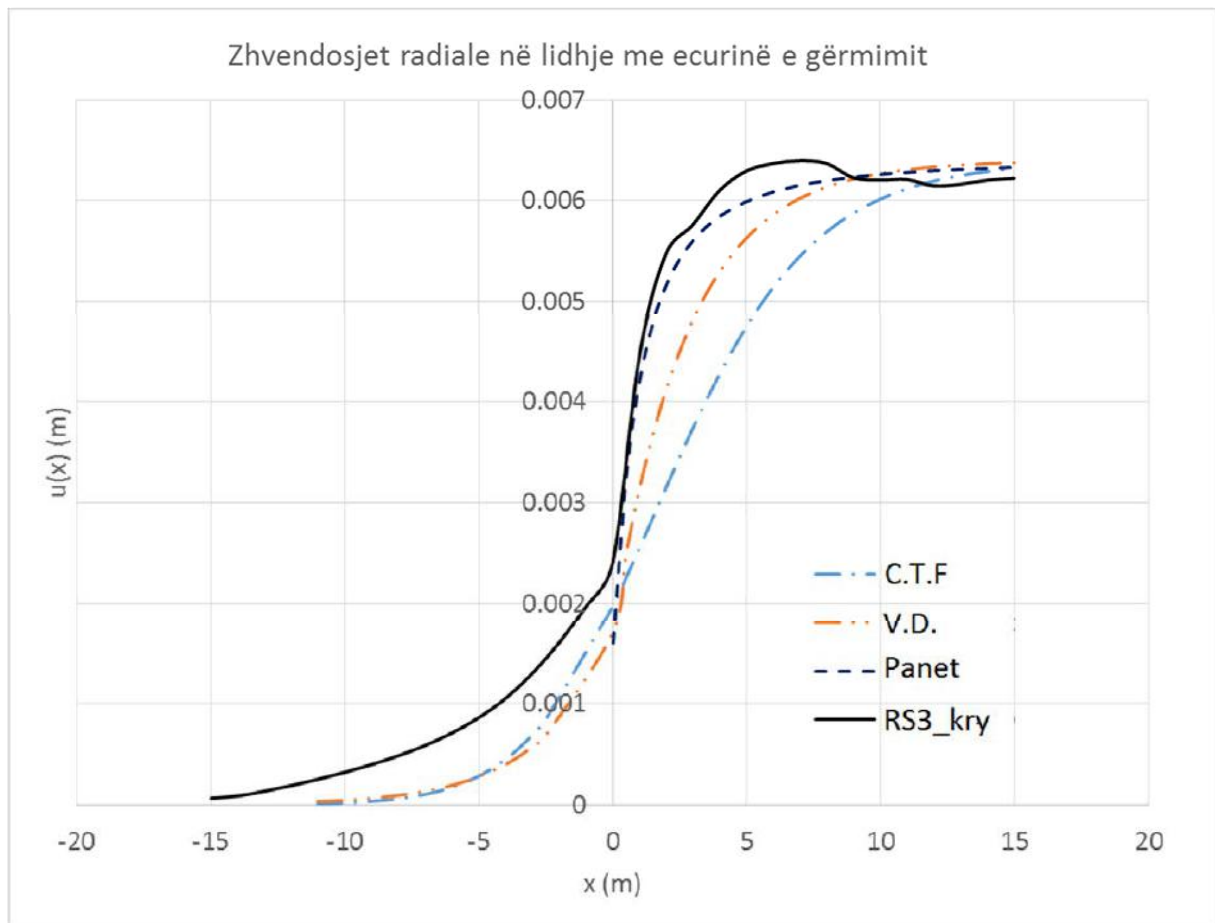


Figura J.4. Grafiku zhvendosje e konturit të tunelit – avancim i gërmimit, për formula të ndryshme analitike dhe për modelin 3D të tunelit kryesor të energjisë.

Figura J.5 tregon modelin e tunelit me kontruksionin mbajtës të vendosur.

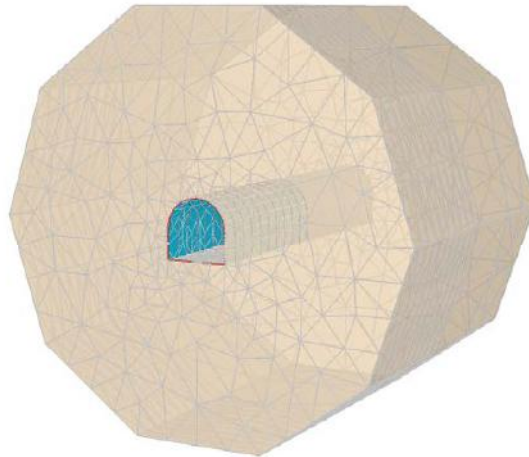


Figura J.5. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë, konstruksioni mbajtës i vendosur, profile IPN100/1.5m dhe torkret beton 15 cm.

Nga llogaritjet shohim se zona plastike e krijuar në masivin shkëmbor në pjesën e sipërme të tunelit është shumë e vogël, pothuajse rrezja plastike përputhet me konturin e tunelit.

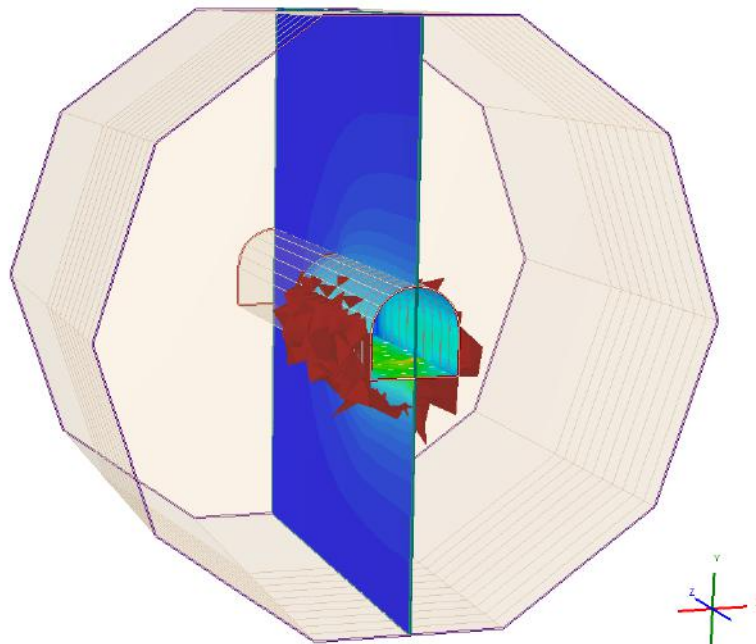


Figura J.6. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë, konstruksioni mbajtës i vendosur, profile IPN100/1.5m dhe torkret beton 15 cm. Zona plastike rreth tunelit.

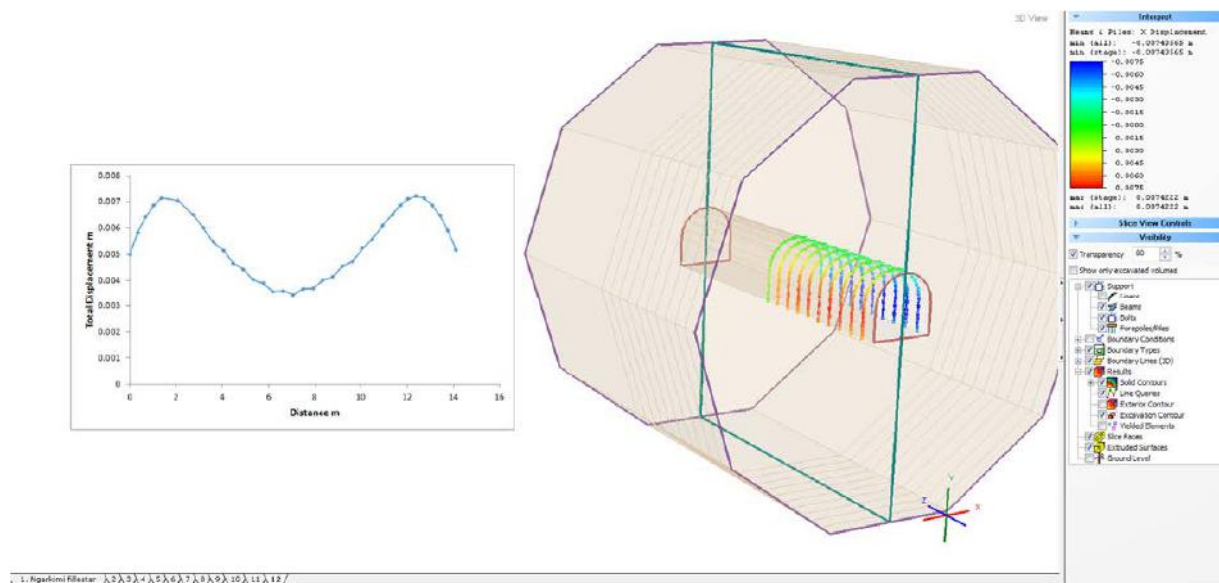


Figura J.7. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë, zhvendosjet e profileve IPN100.

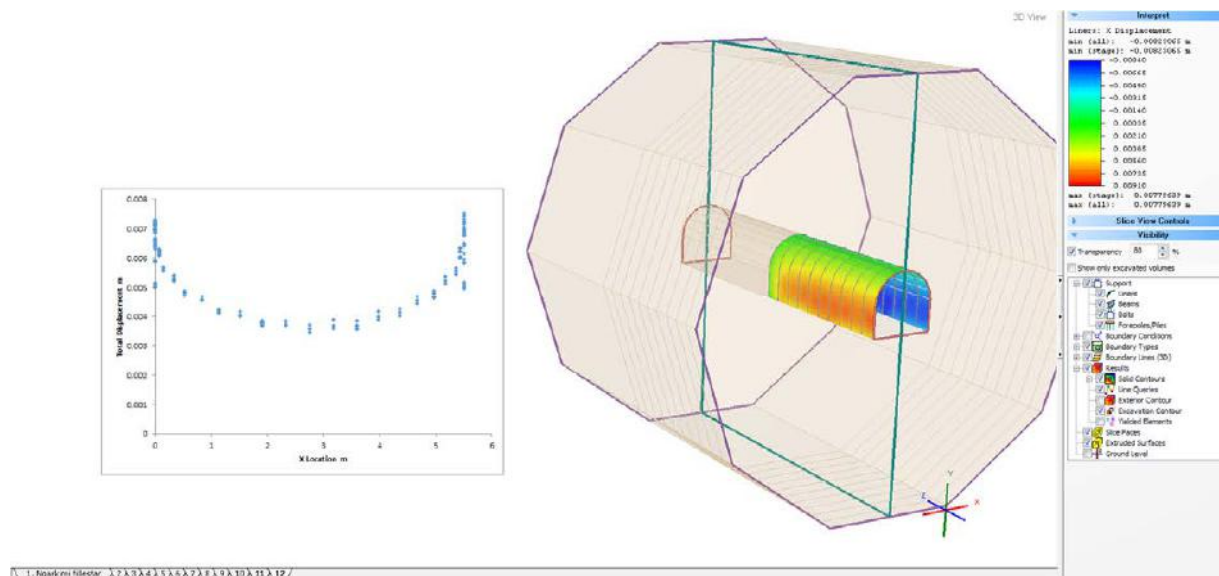


Figura J.8. Modeli 3D i tunelit kryesor të energjisë 1, zhvendosjet e torkret betonit (15 cm).

Tabela J.1 jep krahasimin e rezultateve me metodat e përdorura deri tani:

Tabela J.1. Krahasimi i rezultateve për tunelin kryesor të energjisë

	RS2	Sauku	Carranza - Torrez dhe Fairhurst	RS3
$U_{r(max)}$ (m)	0.0118689	0.0099094	0.006693	0.00639565
R_{pl} (m)	4	3.91	3.11	4.15