

RAPORT TEKNIK PROJEKT - ZBATIMI

NDËRTIMI I KOLEKTORIT KRYESOR TË UJËRAVE TË SHIUT NË QYTETIN E VLORËS

Contents

NDËRTIMI I KOLEKTORIT KRYESOR TË UJËRAVE TË SHIUT NË QYTETIN E VLORËS	1
KAPITULLI 1 HYRJE DHE TË DHËNAT E PËRGJITHSHME TË PROJEKTIT	9
1.1 Qëllimi i raportit.....	9
1.2 Objektivat.....	9
1.3 Përshkrimi i përgjithshëm i projektit	9
1.4 Të dhënat bazë të projektimit	9
1.5 Standardet dhe referencat.....	10
1.6 Metodologjia e hartimit	10
1.7 Përfundime të kapitullit	10
KAPITULLI 2 PËRSHKRIMI I PROJEKTIT DHE GJENDJA EKZISTUESE	11
2.1 Hyrje	11
2.2 Vendndodhja e projektit	11
2.3 Gjendja ekzistuese.....	11
2.4 Problematikat kryesore	11
2.5 Alternativat e analizuara.....	11
2.6 Përshkrimi i zgjidhjes së zgjedhur.....	12
2.7 Kriteret e projektimit.....	12
2.8 Përfitimet e projektit	12
2.9 Përfundime.....	12
2.10 Parametrat kryesorë të projektit	12
KAPITULLI 3.....	13
ANALIZA HIDROLOGJIKE DHE VERIFIKIMET HIDRAULIKE	13
3.1 Qëllimi dhe fusha e analizës	14
3.2 Përshkrimi hidrologjik i zonës së Vlorës.....	14
3.2.1 Pozicioni dhe kushtet e përgjithshme	14
3.2.2 Regjimi i reshjeve	14
3.2.3 Ndikimi i urbanizimit	14

3.2.4 Faktorët specifike të rrezikut	14
3.3 Të dhënat dhe kriteret e projektimit	14
3.4 Tabela e reshjeve dhe kurba IDF	15
3.4.1 Tabela e përdorur në projekt	15
3.4.2 Ndërtimi dhe interpretimi i kurbës IDF	16
3.4.3 Zgjedhja e intensitetit projektues	17
3.5 Koha e përqendrimit	17
3.6 Basenet ujëmbledhëse dhe koeficientët e rrjedhjes	18
3.6.1 Koeficienti i ponderuar	18
3.7 Metoda Racionale	18
3.8 Llogaritjet hidrologjike të prurjeve	18
3.8.1 Segmenti K1	18
3.8.2 Kontributi i kolektorit ekzistues Ø1500	18
3.8.3 Segmenti K2	19
3.8.4 Kontributi i kanalit të hapur	19
3.8.5 Segmenti K3	19
3.9 Analiza e ndjeshmërisë dhe pasigurisë	19
3.10 Verifikimet hidraulike paraprake	20
3.10.1 Kontrolli i K1	21
3.10.2 Kontrolli i K2	21
3.10.3 Kontrolli i K3	21
3.11 Shpejtësitë, regjimi i rrjedhjes dhe vetëpastrimi	22
3.12 Humbjet lokale dhe vija hidraulike	22
3.13 Kufizimet e analizës	23
3.14 Përfundimet e kapitullit	23
3.15 Referencat teknike të rekomanduara	23
RAPORT HIDROLOGJIK	24
NDËRTIMI I KOLEKTORIT KRYESOR TË UJËRAVE TË SHIUT NË QYTETIN E VLORËS	24
HYRJE	25
Korniza e Projektit	25

Rezultatet e pritshme	26
VECORITE KLIMATIKE	26
Të Pergjithshme.....	26
Faktoret Meterologjike	27
Rrezatimi Diellor	28
Temperatura.....	29
Lageshtia e ajrit	31
2.6 Era	32
1.7 Reshjet atmosferike	34
2.7.1 Reshjet ne Forme shiu	34
Relievi I ndryshueshem dhe distance nga deti ndikojne ne sasine e reshjeve ne nje zone.	34
Hidroteknika	38
Te pergjithshme.....	38
Llogaritja e sasisë së rrjedhes ne pellgun shimbleldhes	39
KAPITULLI 4.....	46
ANALIZA HIDRAULIKE E SEGMENTIT K1	46
4.1 Qëllimi i kapitullit.....	47
4.2 Të dhënat bazë.....	47
4.3 Përshkrimi funksional	47
4.4 Bazat teorike	47
4.5 Verifikimi në seksion të plotë.....	48
4.6 Kurba prurje–thellësi.....	48
4.7 Thellësia normale për prurjen projektuese	48
4.8 Humbjet e energjisë	49
4.9 Kontrolli i shpejtësive	49
4.10 Vija hidraulike HGL/EGL.....	49
4.11 Kërkesat për veprat e artit dhe mirëmbajtjen	49
4.12 Përfundime	49
KAPITULLI 5.....	50
ANALIZA HIDRAULIKE E SEGMENTIT K2	50

5.1 Qëllimi i kapitullit.....	51
5.2 Të dhënat bazë.....	51
5.3 Përshkrimi funksional.....	51
5.4 Bazat teorike.....	51
5.5 Verifikimi në seksion të plotë.....	51
5.6 Kurba prurje–thellësi.....	52
5.7 Thellësia normale për prurjen projektuese.....	52
5.8 Humbjet e energjisë	53
5.9 Kontrolli i shpejtësive	53
5.10 Vija hidraulike HGL/EGL.....	53
5.11 Kërkesat për veprat e artit dhe mirëmbajtjen	53
5.12 Përfundime	53
KAPITULLI 6.....	54
ANALIZA HIDRAULIKE E SEGMENTIT K3	54
6.1 Qëllimi i kapitullit.....	55
6.2 Të dhënat bazë.....	55
6.3 Përshkrimi funksional.....	55
6.4 Bazat teorike.....	55
6.5 Verifikimi në seksion të plotë.....	55
6.6 Kurba prurje–thellësi.....	56
6.7 Thellësia normale për prurjen projektuese.....	56
6.8 Humbjet e energjisë	56
6.9 Kontrolli i shpejtësive	57
6.10 Vija hidraulike HGL/EGL.....	57
6.10.1. Qëllimi	57
6.10.2. Të dhënat bazë	57
6.10.3. Rezultatet Projekt Idese.....	57
6.10.4. Profili orientues HGL/EGL.....	58
6.10.5. Interpretimi.....	58

6.11 Kërkesat për veprat e artit dhe mirëmbajtjen	58
6.12 Përfundime	58
KAPITULLI 7.....	59
7.1 K3 – Box culvert monolit 4000×2000 mm.....	60
7.2 Ndikimi i ujërave nëntokësore	60
7.3 Përfundime të rishikuara	60
KAPITULLI 8.....	61
ANALIZA HIDRAULIKE DHE LLOGARITJET STRUKTURORE TË DHOMAVE TË BASHKIMIT JC-01 DHE JC-02	61
8.1 Qëllimi i kapitullit.....	62
8.2 Të dhënat hyrëse	62
8.3 Kontrolli gjeometrik i variantit 5.00×3.00 m	62
8.4 Varianti i optimizuar i rekomanduar.....	62
8.5 Analiza hidraulike e hyrjes Ø1500 në 90°	63
8.6 Modeli strukturor.....	64
8.7 Llogaritja e soletës	64
8.8 Presionet mbi muret	65
8.9 DysHEMEJA dhe kontrolli i flotacionit.....	65
8.10 Detaji hidraulik i brendshëm.....	66
8.11 Krahasimi i alternativave	66
8.12 Kërkesat për modelimin përfundimtar	67
8.13 Permbledhje	67
8.14 Pusetat e kontrollit përgjatë kolektorëve K1, K2 dhe K3	67
8.14.1 Numri dhe vendosja paraprake	67
8.14.2 Tipologjia e propozuar	68
8.14.3 Zgjidhja për K1 dhe K2 të parafabrikuar.....	69
8.14.4 Zgjidhja për K3 monolit.....	69
8.14.5 Llogaritja konstruktive paraprake e soletës së pusetës.....	69
8.14.6 Kontrolli i mureve të boshtit	70

8.14.7 Kapaku dhe korniza për trafik të rëndë	70
8.14.8 Shkallët metalike dhe siguria	70
8.14.9 Hidroizolimi dhe drenazhimi	71
8.14.10 Skica AutoCAD	71
8.14.11 Përmbledhje dhe rekomandime	71
KAPITULLI 9	72
PROJEKTIMI I VEPRËS SË SHKARKIMIT DHE REHABILITIMI I KANALIT TË HAPUR ...	72
9.1 GJENDJA EKZISTUESE, BAZA E TË DHËNAVE DHE KRITERET E PROJEKTIMIT	72
9.1.1 Hyrje	72
9.1.2 Baza e të dhënave të projektimit	72
a) Matjet topografike	72
b) Studimi gjeologjik dhe gjeoteknik	73
c) Studimi hidrologjik	73
d) Matjet hidraulike	73
e) Dokumentacioni teknik ekzistues	74
9.1.3 Standardet dhe baza normative	74
9.1.4 Kriteret kryesore të projektimit	74
9.1.5 Filozofia e ndërhyrjes	75
KONTROLI HIDRAULIK DHE REHABILITIMI I KANALIT TË HAPUR DREJT HIDROVORIT TË VLOREËS	76
1. PËRMBLEDHJE EKZEKUTIVE	77
2. TË DHËNAT BAZË DHE Supozimet	77
3. ANALIZA HIDROLOGJIKE E PELLGUT SHITESË	77
4. KONTROLI HIDRAULIK I KANALIT	78
5. NDIKIMI I HIDROVORIT DHE KONTROLI I KTHIMIT TË UJIT	78
6. VLERËSIMI I GJENDJES EKZISTUESE	78
7. ALTERNATIVAT E NDËRHYRJES	78
7.1 Alternativa A – Rehabilitim pa ndryshim seksioni	78
7.2 Alternativa B – Veshje e plotë me beton	79
8. ZGJIDHJA E REKOMANDUAR E PROJEKT ZBATIMIT	79
9. BAZA E PREVENTIVIT	79

10. Permbledhese dhe Rekomandime per Kanalin e Hapur	79
11. LLOGARITJET E DETAJUARA HIDRAULIKE	80
11.1 Përcaktimi i gjeometrisë së seksionit	80
11.2 Pjerrësia gjatësore mesatare.....	80
11.3 Prurja e pellgut shtesë	80
11.4 Formulatat e seksionit trapezoidal.....	80
11.5 Zgjidhja e thellësisë normale për kanalin e dheut.....	81
11.6 Thellësia kritike.....	81
11.7 Kapaciteti teorik i seksionit të plotë.....	82
11.8 Krahassimi me veshjen e betonit.....	82
11.9 Tabela e kapacitetit sipas thellësisë.....	82
11.10 Analiza e ndjeshmërisë	82
11.11 Kontrolli që duhet kryer në fazën pasuese	83
12. RIKONSTRUKSIONI I RRUGËS DHE TROTUAREVE.....	83
12.1 Karrexhata	83
12.2 Kunetat	83
12.3 Trotuaret.....	83
13. METODOLOGJIA E NDËRTIMIT	83
13.1 Fazimi	83
13.2 Mbështetja e gjurmimit.....	83
13.3 Menaxhimi i ujërave.....	84
14. SIGURIA, MJEDISI DHE TRAFIKU.....	84
14.1 Siguria.....	84
14.2 Mjedisi	84
14.3 Trafiku	84
15. KONTROLI I CILËSISË	84
15.1 Materialet.....	84
15.2 Provat.....	84
16. PREVENTIVI.....	84
16.1 Parimet.....	84
16.2 Rezervat	84

17. PËRFUNDIME DHE REKOMANDIME	85
17.1 Përfundime	85
TABELA PËRMBLEDHËSE TË PROJEKTIT	85

KAPITULLI 1

HYRJE DHE TË DHËNAT E PËRGJITHSHME TË PROJEKTIT

Objekti: Kolektori Kryesor i Ujërave të Shiut – Qyteti i Vlorës

1.1 Qëllimi i raportit

Ky raport teknik hartohet në kuadër të Projekt-Idesë Perfundimtare për ndërtimin e kolektorit kryesor të ujërave të shiut në qytetin e Vlorës. Dokumenti ka për qëllim të paraqesë bazën teknike të zgjidhjes së propozuar, arsyetimin hidrologjik, verifikimet hidraulike dhe konceptin konstruktiv që do të shërbejnë si bazë për zhvillimin e Projektit të Zbatimit.

1.2 Objektivat

- Reduktimi i përmytjeve urbane gjatë reshjeve intensive.
- Rritja e kapacitetit të sistemit të drenazhimit.
- Lidhja e kolektorëve ekzistues me sistemin e ri.
- Sigurimi i funksionimit afatgjatë dhe mirëmbajtjes së lehtë.
- Përputhja me standardet europiane të projektimit.

1.3 Përshkrimi i përgjithshëm i projektit

Projekti parashikon ndërtimin e një kolektori kryesor të tipit Box Culvert me gjatësi rreth 1.50 km, të ndarë në tre segmente: K1 (2×2 m), K2 (3×2 m) dhe K3 (4×2 m), dy dhoma bashkimi (JC-01 dhe JC-02), rikonstrukcion të infrastrukturës rrugore, zhvendosje të utiliteteve dhe ndërtimin e kanalit të hapur të shkarkimit.

1.4 Të dhënat bazë të projektimit

Parametri	Vlera
Gjatësia totale	≈1 500 m

Segmenti K1	650 m – Box 2×2 m
Segmenti K2	580 m – Box 3×2 m
Segmenti K3	270 m – Box 4×2 m
Pjerrësia K1	0.25 %
Pjerrësia K2	0.10–0.15 %
Pjerrësia K3	0.10–0.15 %
Intensiteti i projektimit	56 mm/orë
Metoda hidrologjike	Metoda Racionale
Formula hidraulike	Manning
Betoni	C35/45
Çeliku	B500B
Trashësia tipike	25 cm

1.5 Standardet dhe referencat

Projekti bazohet në EN 752, EN 1990, EN 1991, EN 1992, EN 1997 dhe praktikat ndërkombëtare për projektimin e sistemeve të drenazhimit urban. Në fazën e Projektit të Zbatimit do të zbatohen gjithashtu manualët dhe specifikimet teknike në fuqi në Republikën e Shqipërisë.

1.6 Metodologjia e hartimit

Raporti është ndërtuar mbi të dhënat topografike dhe parametrat e projektit të disponueshëm. Në kapitujt vijues do të zhvillohen në mënyrë të detajuar analiza hidrologjike, hidraulike dhe konstruktive. Çdo formulë do të shoqërohet me zëvendësimin numerik, rezultatin dhe interpretimin Teknik..

1.7 Përfundime të kapitullit

Ky kapitull përcakton bazën e projektit dhe parametrat kryesorë të projektimit. Në kapitullin pasues do të paraqitet përshkrimi i detajuar i gjendjes ekzistuese, alternativat e shqyrtuara dhe arsyetimi teknik për zgjedhjen e zgjidhjes finale.

KAPITULLI 2

PËRSHKRIMI I PROJEKTIT DHE GJENDJA EKZISTUESE

2.1 Hyrje

Ky kapitull përshkruan gjendjen ekzistuese të zonës së studimit, problematikat e sistemit aktual të drenazhimit dhe arsyet teknike që kanë çuar në zgjedhjen e zgjidhjes së propozuar. Analiza shërben si bazë për kapitujt hidrologjikë, hidraulikë dhe konstruktivë.

2.2 Vendndodhja e projektit

Objekti shtrihet në qytetin e Vlorës dhe përfshin korridorin ku kalon kolektori kryesor i ujërave të shiut deri në pikën e shkarkimit drejt kanalit të hapur dhe stacionit të pompimit. Projekti ndërvepron me infrastrukturën ekzistuese rrugore dhe rrjetet e utiliteteve.

2.3 Gjendja ekzistuese

Sistemi ekzistues paraqet kapacitete të kufizuara gjatë reshjeve intensive. Në disa segmente vërehen mbingarkesa hidraulike, përmytje të karrexhatave dhe vonesa në largimin e ujërave. Gjithashtu ekzistojnë ndërhyrje të shumta me rrjetin e ujësjellësit, kanalizimeve dhe kablllove nëntokësore.

2.4 Problematikat kryesore

Problemet kryesore lidhen me seksionet e pamjaftueshme, ndryshimet e pjerrësive, mungesën e kapacitetit rezervë, sedimentimin në kolektorët ekzistues dhe ndikimin e zhvillimit urban në rritjen e sipërfaqeve të papërshkueshme. Këta faktorë rrisin prurjet sipërfaqësore dhe frekuencën e përmytjeve.

2.5 Alternativat e analizuar

U analizuan alternativa me kolektorë rrethorë, seksione të përziera dhe Box Culvert. Për shkak të prurjeve të projektuara, kufizimeve të thellësisë, nevojës për mirëmbajtje dhe ndërhyrjeve me utilitetet, u përzgjodh zgjidhja me Box Culvert me tre seksione të ndryshme.

2.6 Përshkrimi i zgjidhjes së zgjedhur

Zgjidhja përbëhet nga segmentet K1 (2×2 m), K2 (3×2 m) dhe K3 (4×2 m), dy dhoma bashkimi (JC-01 dhe JC-02), lidhja me kolektorin ekzistues Ø1500, ndërtimi i kanalit të hapur të shkarkimit, zhvendosja e utiliteteve dhe rikonstruksioni i infrastrukturës rrugore.

2.7 Kriteret e projektimit

Projektimi bazohet në të dhënat hidrologjike të disponueshme, metodën racionale për vlerësimin e prurjeve, formulën e Manning-ut për verifikimet hidraulike dhe Eurokodet për konceptin konstruktiv. Në Projektin e Zbatimit këto analiza do të plotësohen me modelime të detajuara dhe studime shitesë.

2.8 Përfitimet e projektit

Realizimi i projektit pritet të reduktojë ndjeshëm rrezikun e përmbytjeve, të përmirësojë funksionimin e rrjetit të drenazhimit urban, të rrisë sigurinë e qarkullimit dhe të ulë kostot e mirëmbajtjes në afatgjatë.

2.9 Përfundime

Analiza e gjendjes ekzistuese justifikon nevojën për ndërtimin e kolektorit të ri. Zgjidhja e propozuar ofron kapacitet hidraulik më të lartë, fleksibilitet konstruktiv dhe mundësi të mira mirëmbajtjeje. Në kapitullin vijues do të zhvillohet analiza hidrologjike me llogaritjet e plota të prurjeve projektuese.

2.10 Parametrat kryesorë të projektit

Elementi	Përshkrimi
K1	Box Culvert 2×2 m, L≈650 m
K2	Box Culvert 3×2 m, L≈580 m
K3	Box Culvert 4×2 m, L≈270 m
Dhoma bashkimi	JC-01 dhe JC-02
Kolektor ekzistues	Ø1500 mm
Kanali i hapur	Shkarkimi drejt stacionit të pompimit
Rikonstruksion rruge	Karrexhatë, trotuare dhe puseta
Zhvendosje utilitetesh	Ujësjellës, kanalizime dhe kablo

KAPITULLI 3

ANALIZA HIDROLOGJIKE DHE VERIFIKIMET HIDRAULIKE

Objekti: Kolektori Kryesor i Ujërave të Shiut – Qyteti i Vlorës

Faza: Projekt Zbatimi

3.1 Qëllimi dhe fusha e analizës

Ky kapitull përcakton prurjet projektuese të ujërave të reshjeve dhe kontrollon, në nivel projektues, kapacitetin hidraulik të seksioneve të propozuara K1, K2 dhe K3. Analiza përfshin përshkrimin hidrologjik të zonës së Vlorës, interpretimin e tabelës së reshjeve të përdorur në projekt, ndërtimin e kurbës IDF, vlerësimin e baseneve ujëmbledhëse, zbatimin e Metodës Racionale dhe verifikimin me formulën e Manning-ut.

3.2 Përshkrimi hidrologjik i zonës së Vlorës

3.2.1 Pozicioni dhe kushtet e përgjithshme

Zona e projektit ndodhet në ultësirën urbane të Vlorës, në kontakt me sistemin bregdetar dhe me territore me pjerrësi të vogla. Morfologjia e ulët e terrenit, distancat e kufizuara vertikale ndërmjet kuotës së rrugës dhe kuotës së shkarkimit, si dhe ndërhyrjet e shumta urbane e bëjnë largimin gravitacional të ujërave të shiut veçanërisht të ndjeshëm ndaj intensitetit të reshjes dhe kushteve në pikën e shkarkimit.

3.2.2 Regjimi i reshjeve

Klima e zonës është tipike mesdhetare: reshjet janë më të përqendruara në gjysmën e ftohtë të vitit, ndërsa stuhitë me kohëzgjatje të shkurtër mund të prodhojnë intensitete të larta. Për sistemet urbane, rasti kritik nuk përcaktohet vetëm nga shuma ditore e reshjes, por nga intensiteti në një kohëzgjatje të krahasueshme me kohën e përqendrimit të basenit.

3.2.3 Ndikimi i urbanizimit

Sipërfaqet e asfaltuara, çatitë, trotualet dhe sheshet e betonizuara reduktojnë infiltrimin dhe rrisin koeficientin e rrjedhjes. Njëkohësisht, kanalet, kunetat dhe tubacionet e shkurtojnë kohën e udhëtimit të ujit. Si pasojë, hidrogrami urban ka kulm më të lartë dhe arrihet më shpejt se në një basen natyror me të njëjtën sipërfaqe.

3.2.4 Faktorët specifikë të rrezikut

Terren me pjerrësi të vogël dhe mundësi të kufizuara për disipimin gravitacional të energjisë. Prani e ujërave nëntokësore dhe ndikim i mundshëm i nivelit në kanalin/stacionin e pompimit. Ndërthurje e kolektorit të ri me kolektorin ekzistues Ø1500 dhe me kanalin e hapur. Rritje e sipërfaqeve të papërshkueshme nga zhvillimi urban. Rrezik sedimentimi në shpejtësi të ulëta dhe rrezik abrazioni në shpejtësi të larta.

3.3 Të dhënat dhe kriteret e projektimit

Parametri	Vlera e përdorur
Probabiliteti vjetor i tejkalimit	10%
Periudha e kthimit e barasvlershme	rreth 10 vjet
Koha përfaqësuese e përqendrimit	1 orë
Intensiteti për t = 1 orë	56 mm/orë

Metoda e prurjes	Metoda Racionale
Rezerva projektuese	15%
Koeficienti Manning	$n = 0.015$
K1	Box 2.00×2.00 m; $S = 0.25\%$
K2	Box 3.00×2.00 m; $S = 0.10-0.15\%$
K3	Box 4.00×2.00 m; $S = 0.10-0.15\%$

3.4 Tabela e reshjeve dhe kurba IDF

3.4.1 Tabela e përdorur në projekt

Kohëzgjatja	Lartësia H (mm), $P=10\%$	Intensiteti i (mm/orë)
24 h	136	5.67
12 h	121	10.08
6 h	109	18.17
2 h	70	35.00
1 h	56	56.00
0.5 h	38	76.00
0.33 h	31	93.94
0.1667 h	20	119.98

Intensiteti është llogaritur nga raporti $i = H/t$. Për shembull, për $t = 1$ orë, $H = 56$ mm dhe rrjedhimisht $i = 56$ mm/orë. Për 30 minuta, $H = 38$ mm dhe $i = 38/0.5 = 76$ mm/orë.

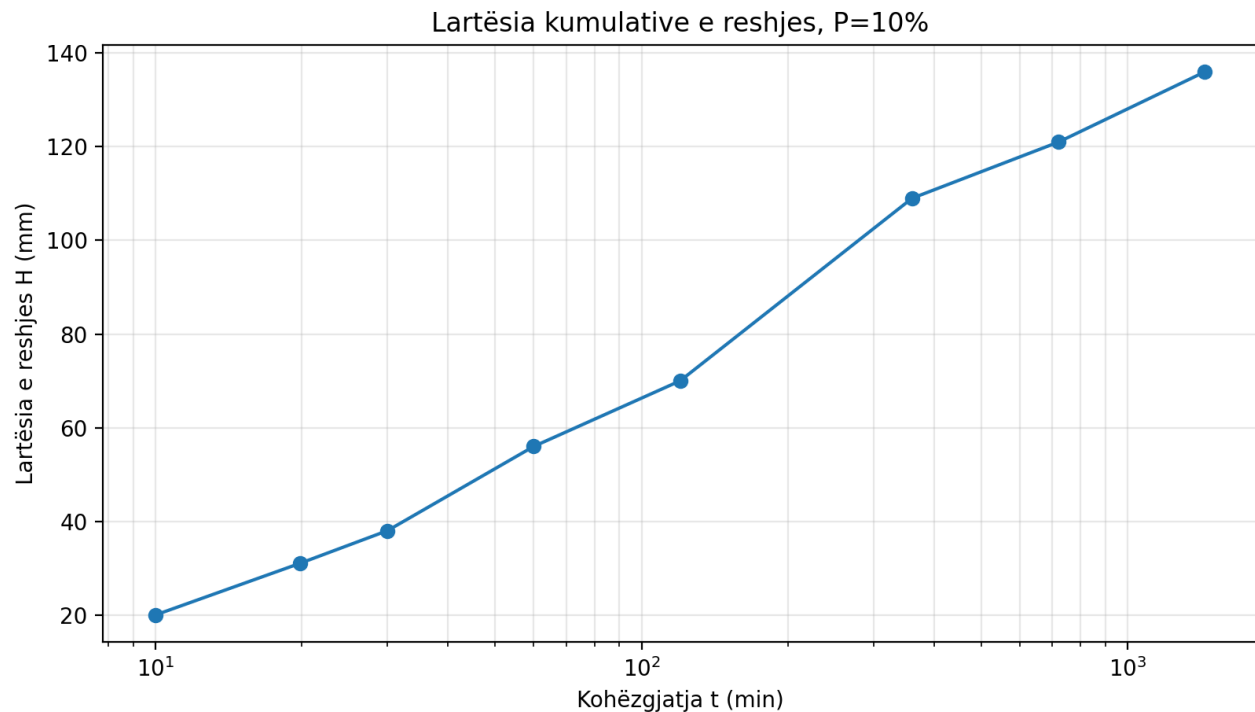


Figura 3-1. Lartësia kumulative e reshjes sipas kohëzgjatjes.

3.4.2 Ndërtimi dhe interpretimi i kurbës IDF

$$i = H / t \quad (3.1)$$

Kurba Intensitet–Kohëzgjatje–Frekuencë (IDF) shpreh uljen e intensitetit mesatar me rritjen e kohëzgjatjes së stuhisë. Pikat e tabelës janë të dhënat drejtuese të projektit. Për paraqitje grafike është përdorur edhe përshtatja orientuese:

$$i = 48.15 \cdot t^{-0.617} \quad (3.2)$$

ku t jepet në orë dhe i në mm/orë. Kjo barazim është një përshtatje e thjeshtuar dhe nuk riprodhon saktësisht çdo pikë të tabelës; për dimensionimin e këtij projekti mbizotërojnë vlerat e tabelës, veçanërisht pika $t = 1$ orë, $i = 56$ mm/orë.

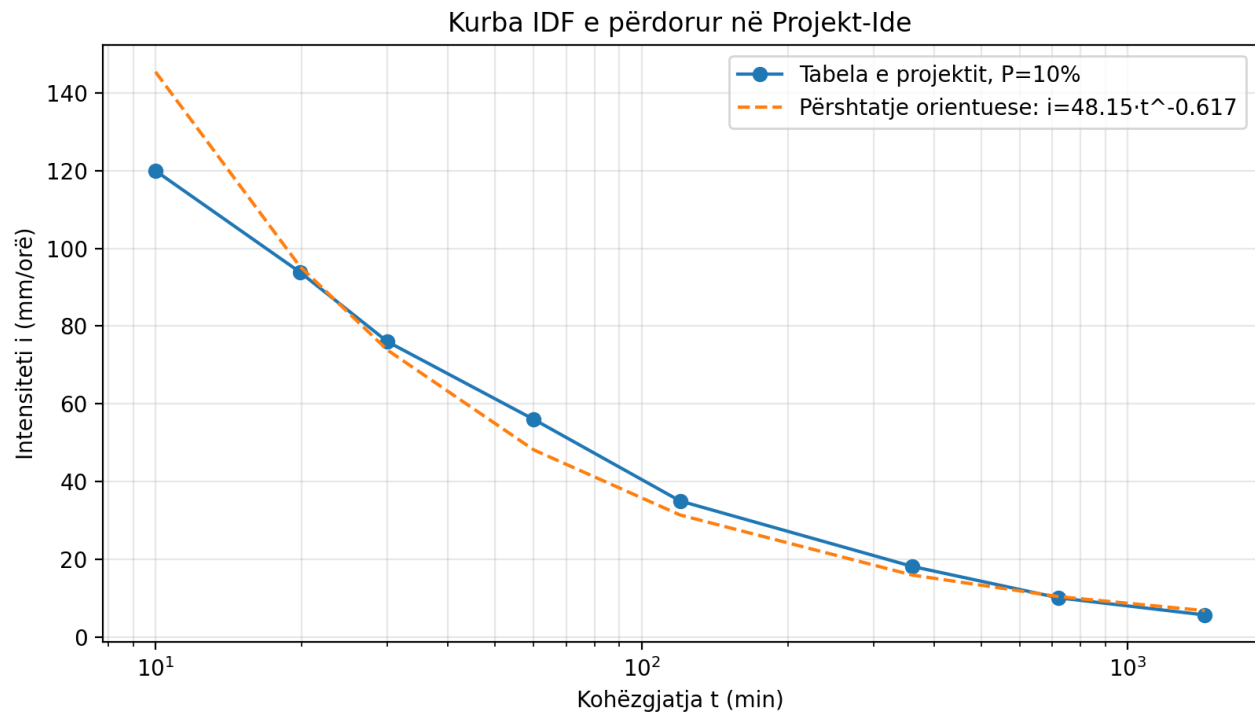


Figura 3-2. Kurba IDF e tabelës së projektit dhe përshtatja orientuese.

3.4.3 Zgjedhja e intensitetit projektues

Për basenin urban është adoptuar koha $T_c = 1$ orë. Sipas parimit të Metodës Racionale, intensiteti i projektimit merret për një kohëzgjatje të barabartë ose të afërt me kohën e përqendrimit. Nga tabela rezulton $i = 56$ mm/orë. Zgjedhja duhet rishikuar në Projektin e Zbatimit pas ndarjes së plotë në nënbasene dhe llogaritjes së T_c për secilin prej tyre.

3.5 Koha e përqendrimit

Koha e përqendrimit është koha e nevojshme që uji nga pika hidraulikisht më e largët e basenit të arrijë seksionin e kontrollit. Për një sistem urban ajo përbëhet nga koha e rrjedhjes sipërfaqësore dhe koha e transportit në kuneta, kanale dhe kolektorë.

$$T_c = T_{\text{overland}} + T_{\text{gutter}} + T_{\text{pipe}} \quad (3.3)$$

Në mungesë të hartës së detajuar të nënbaseneve, profileve të rrjedhjes dhe gjatësive efektive, për fazën paraprake është përdorur $T_c = 60$ min. Kjo vlerë është e njëjtë me pikën e tabelës IDF të përdorur për intensitetin 56 mm/orë.

Në fazën e ardhshme rekomandohet llogaritja e T_c me metodën e shpejtësisë së segmentuar dhe kontrolli krahasues me formula empirike. Përdorimi mekanik i formulave si Kirpich për një basen urban të kanalizuar mund të japë rezultate jo përfundimtare, sepse formula të tilla janë zhvilluar kryesisht për basene natyrore.

3.6 Basenet ujëmbledhëse dhe koeficientët e rrjedhjes

Kontributi	Sipërfaqja	A (ha)	C	Vërejtje
Baseni i K1	400,000 m ²	40.0	0.54	Zonë urbane
Kolektori ekzistues Ø1500	55,000–100,000 m ²	5.5–10.0	0.54	Kontribut anësor në JC-01
Kanali i hapur	400,000–500,000 m ²	40.0–50.0	0.45	Basin i përzier në JC-02/K3

3.6.1 Koeficienti i ponderuar

$$C_w = \Sigma(C_j \cdot A_j) / \Sigma A_j \quad (3.4)$$

Vlera $C = 0.54$ për zonën urbane është koeficient mesatar i ponderuar . Ajo duhet të verifikohet nga inventari i sipërfaqeve: çati, asfalt, trotuare, gjelbërim, truall i lirë dhe sipërfaqe të tjera. Për basenin e përzier të kanalit është përdorur $C = 0.45$.

Si ilustrim, një kombinim hipotetik me 45% sipërfaqe shumë të papërshkueshme me $C=0.90$, 25% rrugë/trotuare me $C=0.75$ dhe 30% hapësira të përshkueshme me $C=0.20$ do të jepte $C_w=0.65$. Prandaj vlera përfundimtare duhet të mbështetet në GIS dhe verifikim në terren.

3.7 Metoda Racionale

$$Q = 0.00278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (3.5)$$

ku Q është prurja kulmore në m³/s, C koeficienti pa njësi, i intensiteti në mm/orë dhe A sipërfaqja në hektarë. Faktori 0.00278 është koeficienti i konvertimit: 1 mm/orë mbi 1 ha prodhon 0.00278 m³/s.

$$Q_d = 1.15 \cdot Q \quad (3.6)$$

Rezerva 15% përdoret në këtë fazë për pasiguritë e sipërfaqeve, koeficientëve, intensitetit, ndryshimeve të ardhshme të përdorimit të tokës dhe humbjeve që nuk janë modeluar shprehimisht. Ajo nuk zëvendëson analizën e ndryshimeve klimatike apo modelimin dinamik.

3.8 Llogaritjet hidrologjike të prurjeve

3.8.1 Segmenti K1

$$Q_{K1} = 0.00278 \cdot 0.54 \cdot 56 \cdot 40 \cdot 1.15 = 3.87 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.7)$$

K1 transporton prurjen e basenit urban 40 ha. Vlera pa rezervë është 3.37 m³/s dhe vlera projektuese me rezervë 15% është 3.87 m³/s.

3.8.2 Kontributi i kolektorit ekzistues Ø1500

$$Q_{Ø1500, \min} = 0.00278 \cdot 0.54 \cdot 56 \cdot 5.5 \cdot 1.15 = 0.53 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.8)$$

$$Q_{\emptyset 1500, \max} = 0.00278 \cdot 0.54 \cdot 56 \cdot 10 \cdot 1.15 = 0.97 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.9)$$

3.8.3 Segmenti K2

$$Q_{K2, \min} = Q_{K1} + Q_{\emptyset 1500, \min} = 3.87 + 0.53 = 4.40 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.10)$$

$$Q_{K2, \max} = Q_{K1} + Q_{\emptyset 1500, \max} = 3.87 + 0.97 = 4.83 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.11)$$

3.8.4 Kontributi i kanalit të hapur

$$Q_{\text{kanal}, \min} = 0.00278 \cdot 0.45 \cdot 56 \cdot 40 \cdot 1.15 = 3.22 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.12)$$

$$Q_{\text{kanal}, \max} = 0.00278 \cdot 0.45 \cdot 56 \cdot 50 \cdot 1.15 = 4.03 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.13)$$

3.8.5 Segmenti K3

$$Q_{K3, \min} = 4.40 + 3.22 = 7.62 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.14)$$

$$Q_{K3, \max} = 4.83 + 4.03 = 8.86 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.15)$$

Elementi	Baza e llogaritjes	Qd (m³/s)
K1	40 ha; C=0.54	3.87
Ø1500 minimum	5.5 ha; C=0.54	0.53
Ø1500 maksimum	10 ha; C=0.54	0.97
K2 minimum	K1 + Ø1500 min	4.40
K2 maksimum	K1 + Ø1500 max	4.83
Kanali minimum	40 ha; C=0.45	3.22
Kanali maksimum	50 ha; C=0.45	4.03
K3 minimum	K2 min + kanal min	7.62
K3 maksimum	K2 max + kanal max	8.86

3.9 Analiza e ndjeshmërisë dhe pasigurisë

Në Metodën Racionale, Q ndryshon në mënyrë lineare me C, i dhe A. Një ndryshim +10% në cilindo nga këta parametra, kur të tjerët mbeten konstantë, prodhon +10% në prurje. Nëse të tre parametrat rriten njëkohësisht me 10%, rezultati shumëzohet me $1.1^3 = 1.331$, pra rritet rreth 33.1%.

Ndryshimi i një parametri	Q K1 (m³/s)
-20%	3.09
-10%	3.48
+0%	3.87

+10%	4.25
+20%	4.64

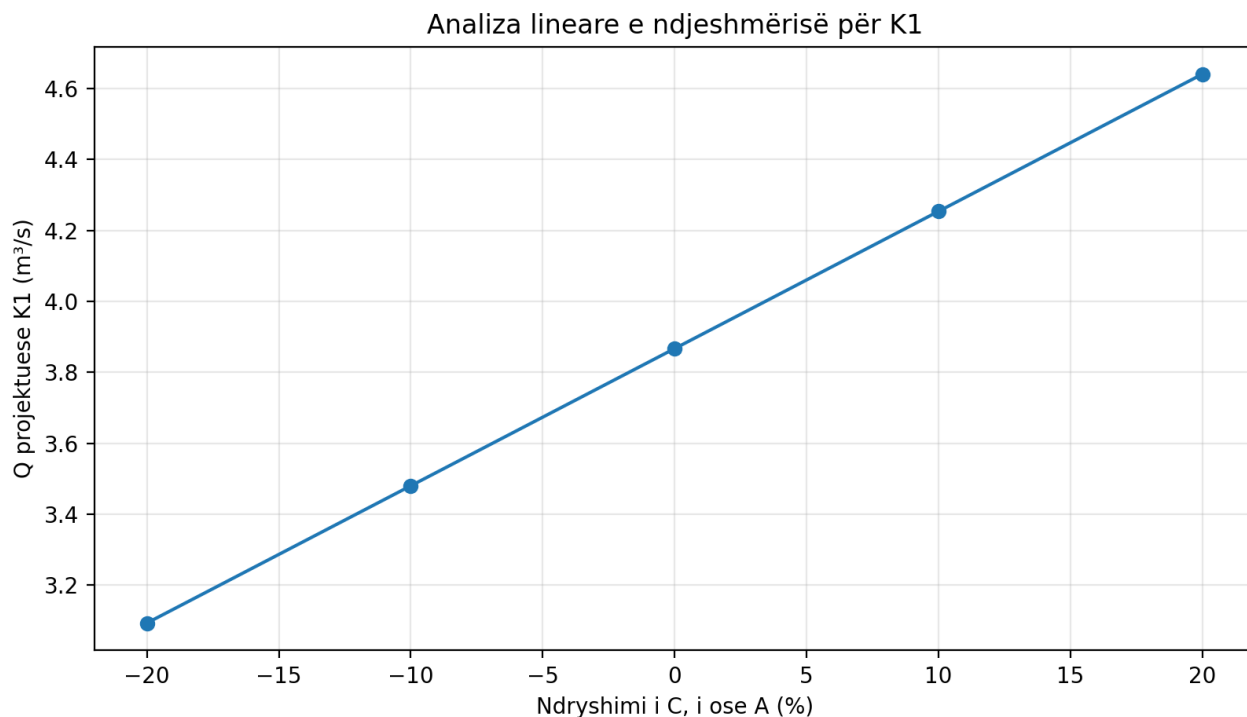


Figura 3-3. Ndjeshmëria lineare e prurjes së K1.

3.10 Verifikimet hidraulike paraprake

Megjithëse dimensionimi hidraulik i detajuar trajtohet në kapitujt pasues, në këtë kapitull përfshihet kontrolli paraprak i kapacitetit me rrjedhje uniforme. Për seksionet drejtkëndore përdoret formula e Manning-ut:

$$Q = (1/n) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (3.16)$$

$$R = A / P \quad (3.17)$$

$$V = Q / A \quad (3.18)$$

Janë përdorur $n = 0.015$, dimensionet e brendshme nominale dhe pjerrësitë e projektit. Kapacitetet e mëposhtme janë për seksion të mbushur deri në lartësinë 2.00 m, të trajtuar si seksion i hapur në kufirin e kurorës. Kjo është një qasje racionale; në regjim të ngarkuar kërkohet llogaritje e vijës piezometrike.

Seksioni	b×y (m)	S	A (m²)	R (m)	V (m/s)	Qcap (m³/s)	Fr
K1	2.00×2.00	0.25%	4.00	0.667	2.54	10.18	0.57

K2 - S=0.10%	3.00×2.00	0.10%	6.00	0.857	1.90	11.41	0.43
K2 - S=0.15%	3.00×2.00	0.15%	6.00	0.857	2.33	13.98	0.53
K3 - S=0.10%	4.00×2.00	0.10%	8.00	1.000	2.11	16.87	0.48
K3 - S=0.15%	4.00×2.00	0.15%	8.00	1.000	2.58	20.66	0.58

3.10.1 Kontrolli i K1

$$Q_{cap,K1} = (1/0.015) \cdot 4.00 \cdot 0.667^{(2/3)} \cdot 0.0025^{(1/2)} = 10.18 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.19)$$

Raporti $Q_{projekt}/Q_{kapacitet} = 0.38$. Rezerva teorike e kapacitetit është rreth 62%. Shpejtësia në kapacitet të plotë është 2.54 m/s; shpejtësia reale për Q projekt nëse thellësia do të ishte 2 m do të ishte 0.97 m/s.

3.10.2 Kontrolli i K2

Për S=0.10%: A=6.00 m², R=0.857 m, V=1.90 m/s dhe Qcap=11.41 m³/s.

Për S=0.15%: A=6.00 m², R=0.857 m, V=2.33 m/s dhe Qcap=13.98 m³/s.

Edhe për pjerrësinë minimale 0.10%, raporti $Q_{projekt,max}/Q_{kapacitet} = 0.42$. Seksioni ka rezervë të konsiderueshme në analizën uniforme.

3.10.3 Kontrolli i K3

Për S=0.10%: A=8.00 m², R=1.000 m, V=2.11 m/s dhe Qcap=16.87 m³/s.

Për S=0.15%: A=8.00 m², R=1.000 m, V=2.58 m/s dhe Qcap=20.66 m³/s.

Për rastin më konservativ S=0.10%, raporti $Q_{projekt,max}/Q_{kapacitet} = 0.53$. K3 mbetet segmenti kritik për shkak të prurjes më të madhe dhe kushteve të mundshme të kontrollit në dalje.

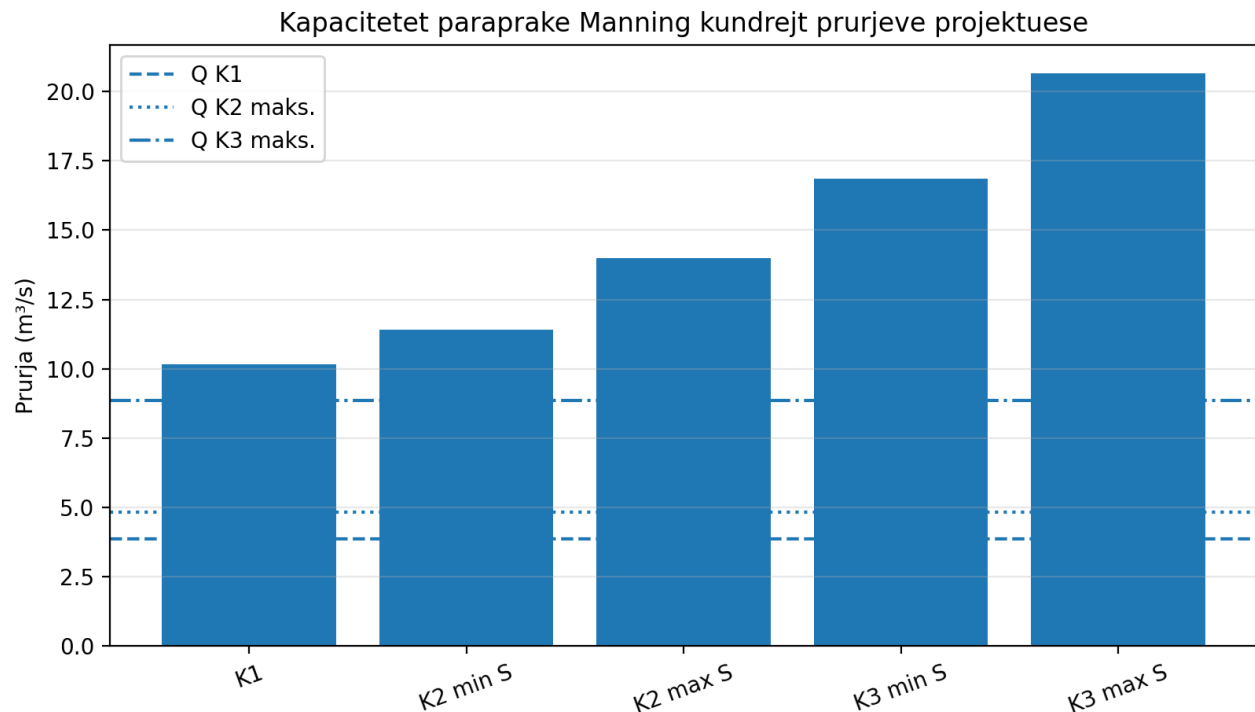


Figura 3-4. Krahasoni i kapaciteteve Manning me prurjet projektuese.

3.11 Shpejtësitë, regjimi i rrjedhjes dhe vetëpastrimi

Shpejtësia duhet të jetë mjaftueshëm e lartë për të kufizuar sedimentimin, por jo aq e lartë sa të rrisë rrezikun e abrazionit, dëmtimit të nyjeve dhe humbjeve lokale. Vlerat e kapacitetit të plotë në tabelë janë relativisht të larta, sidomos për K1. Megjithatë shpejtësia reale varet nga thellësia e rrjedhjes dhe prurja momentale.

Numri i Froude $Fr = V/\sqrt{(g \cdot y)}$ jep një tregues të regjimit: $Fr < 1$ nënkritik, $Fr \approx 1$ kritik dhe $Fr > 1$ superkritik. Kontrollat projektuese tregojnë se në disa raste rrjedhja e plotë mund të afrohet ose të kalojë regjimin kritik. Prandaj dhomat JC-01 dhe JC-02 duhet të kontrollohen për tranzicion, turbulencë, humbje lokale dhe disipim energjie.

3.12 Humbjet lokale dhe vija hidraulike

$$hL = K \cdot V^2 / (2g) \quad (3.20)$$

Ndryshimet e seksionit, bashkimet anësore, kthesat, grilat dhe hyrje-daljet shkaktajnë humbje lokale. Në Projektin e Zbatimit, vija e energjisë EGL dhe vija hidraulike HGL duhet të ndërtohen përgjatë gjithë aksit. Duhet të kontrollohen veçanërisht JC-01, JC-02, lidhja e Ø1500, kalimi në K3 dhe kushtet e shkarkimit drejt kanalit/stacionit të pompimit.

Kapaciteti i llogaritur nga Manning nuk garanton automatikisht mungesën e përmytjes nëse niveli në dalje krijon kundërpresion. Për këtë arsye duhet analizuar skenari me nivel të ngritur në kanalin pritës dhe skenari i kufizimit të përkohshëm të pompimit.

3.13 Kufizimet e analizës

Tabela IDF duhet të verifikohet me burimin hidrometeorologjik zyrtar dhe serinë e përdorur. Sipërfaqet e baseneve duhet të konfirmohen me hartë GIS dhe model dixhital të terrenit. Koeficientët C duhet të ponderohen sipas përdorimit real të tokës. Koha e përqendrimit duhet të llogaritet për çdo nënbasen dhe itinerar hidraulik. Duhet të ndërtohet model dinamik 1D/2D për kontrollin e mbingarkimit dhe përmytjes. Kushti kufitar në dalje dhe kapaciteti i stacionit të pompimit duhet të përfshihen në model. Duhet të kontrollohen bllokimi i pusetave, sedimentimi dhe skenarët e mirëmbajtjes.

3.14 Përfundimet e kapitullit

Për probabilitet 10% dhe $T_c=1$ orë, tabela e projektit jep intensitet 56 mm/orë. Prurjet projektuese me rezervë 15% janë: $K_1=3.87 \text{ m}^3/\text{s}$; $K_2=4.40\text{--}4.83 \text{ m}^3/\text{s}$; $K_3=7.62\text{--}8.86 \text{ m}^3/\text{s}$. Kontrolli i realizuar me Manning dhe $n=0.015$ tregon kapacitete më të larta se prurjet projektuese për të tre segmentet. K3 është seksioni drejtues për analizën e sistemit, ndërsa JC-01, JC-02 dhe pika e shkarkimit kërkojnë analizë të detajuar të HGL/EGL. Tabela origjinale IDF duhet të përdoret si bazë; ekuacioni i përshtatur është vetëm ndihmës grafik. Për Projektin e Zbatimit kërkohet modelim hidrologjik-hidraulik i plotë dhe verifikim i të dhënave hyrëse.

3.15 Referencat teknike të rekomanduara

EN 752 – Drain and sewer systems outside buildings – Sewer system management.
FHWA HEC-22 – Urban Drainage Design Manual.
Chow, V.T., Maidment, D.R. & Mays, L.W. – Applied Hydrology.
Butler, D. & Davies, J.W. – Urban Drainage.
Eurocode 7 – Geotechnical design, për ndërveprimin me kushtet e terrenit dhe ujërat nëntokësore.

RAPORT HIDROLOGJIK

NDËRTIMI I KOLEKTORIT KRYESOR TË UJËRAVE TË SHIUT NË QYTETIN E VLORËS

HYRJE

Korniza e Projektit

Ky projekt është një investim i F.SH.ZH, **“Rikualifikimi kolektorit kryesor të ujërave të bardha”**. Kjo ndërhyrje adreson nevojën për transformimin të zonave urbane në funksion të nevojave të banorëve dhe krijimit të një sistemi të përmirësuar në të cilin jetohet në mënyrë cilësore. Konkretisht ky projekt synon përmirësimin dhe ruajtjen e infrastrukturës nga përmbajtjet sezonale të zonave problematike të qytetit të Vlorës, nëpërmjet rikonstruksionit apo ndërtimit të një kolektori të KUB, i cili do të mundësojë drenazhimin e ujërave të shiut në këtë zonë, duke mos rrezikuar jetën e banorëve, të shërbimeve dhe të turistëve që vizitojnë qytetin dhe plazhin, nga përmbajtjet e rrugëve në kohë piku.

Rezultatet e pritshme

- ✓ Ndertimi i kolektorit të Ri kryesor duke ruajtur gjurmen ekzistuese
- ✓ Hartimi i projektit të linjave të mbledhjes së ujërave të shiut të cilat do të shkarkojnë në kolektoret kryesor
- ✓ Ndarja e rrjetit të KUB dhe KUZ në zonën e projektit dhe hartimi i projektit të Rialokimit të KUZ në zonën e projektit të KUB.
- ✓ Treguesit për matjen e suksesit disiplinimi në masën 100% të ujërave të shiut, në zonën që shtrihet në kanalet sipërfaqësor të mbledhjes së ujërave të shiut.

Percaktimi i zonës së projektit

VECORITE KLIMATIKE

Të Pergjithshme

Zona e marrë në studim nga ana e jone përfshin pellgun shimbledhës nën Kanalin e Lartem të Ujërave të bardhë të hapur nën Fabrikën e Cimentos që derdh në Lungomare dhe deri Sheshi I Flamurit ku dhe do të fillojë kolektori I jone rreth 4000, 000 m², pastaj gjatë trajektoreve së tij këtij kolektori do të shtohet sasia e ujit që Mbledh Kolektori ekzistues 1500 mm në rrugën Transballkanike , në gjysmën e gjatësisë së tij me një sipërfaqe ujembledhëse rreth 55,000 m², dhe më poshtë rreth 580 m do të mbledhen dhe Ujrat e një Kanali të hapur në Krah të ish fushës së Aviacionit, me një sipërfaqe ujembledhëse rreth 400,000 m² deri në 500,000 m², pra gjithsej do të mbledhen ujrat e një sipërfaqe ujembledhëse rreth 1,000,000 m²..

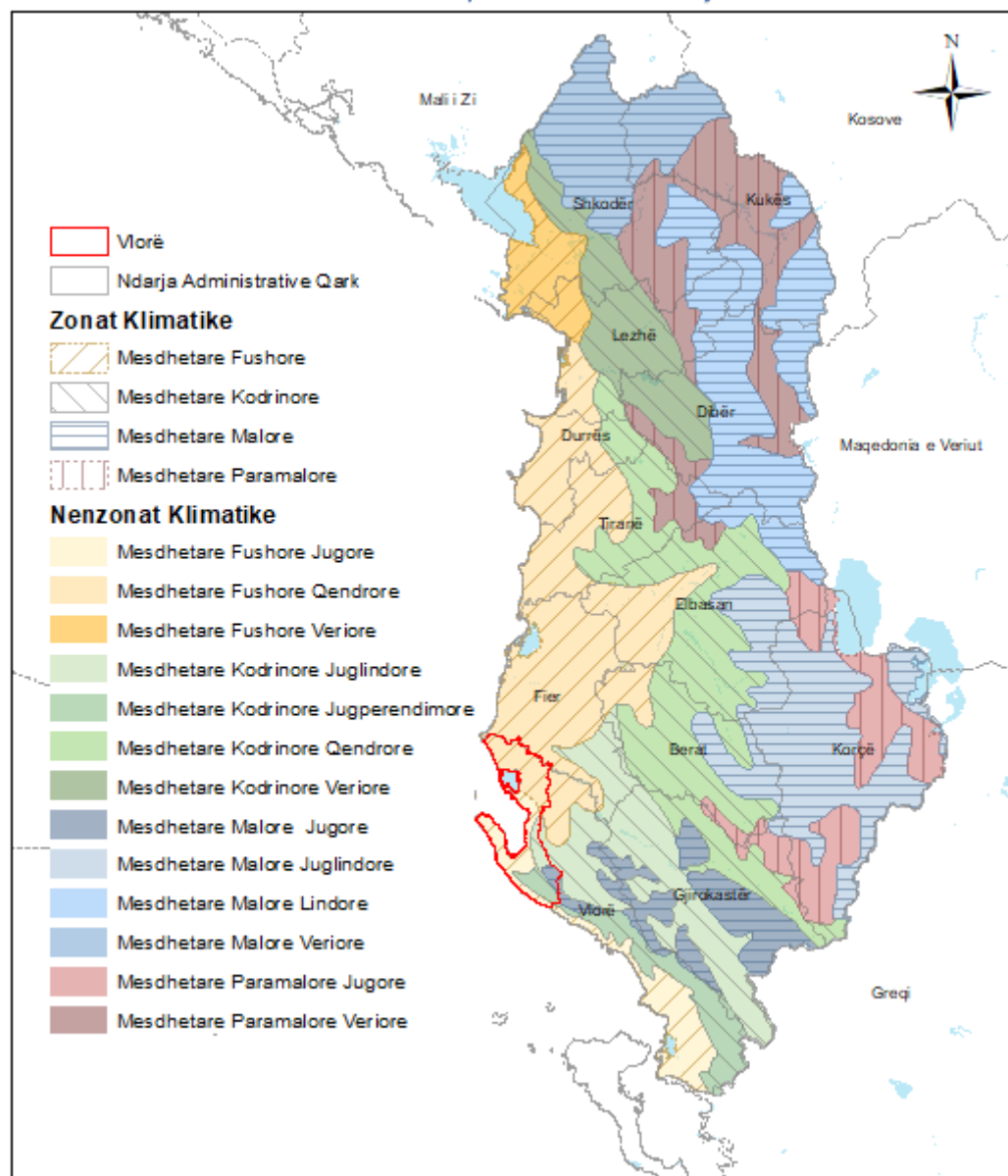


Figura 1-3 Harta e Nënzonave klimatike e Shqipërisë

Faktoret Meterologjike

Karakteristikat hidrologjike të një rajoni përcaktohen në një shkallë të madhe prej topografisë, gjeologjisë dhe kryesisht prej klimes së tij. Topografia është e rëndësishme për shkak të ndikimit të saj mbi reshjet, mbi zhvillimin e liqeneve dhe zonave kenetore dhe mbi intensitetin e rrjedhjes. Gjeologjia ndikon gjithashtu mbi topografinë dhe gjithashtu jep informacion mbi zonën e ujërave nentokesore ku uji leviz ngadale mbi akuiferin drejt lumit apo detit. Klima e një zone, që shpjegon kushtet e motit në këto zone si mesatare gjatë një periudhe të gjatë kohe, varet nga pozicioni gjeografik i saj në sipërfaqen e tokës. Faktoret meteorologjik janë rrezatimi diellor, temperatura, presioni atmosferik,

lageshtia dhe era. Rendesia e ketyre qendron ne faktin qe ato ndikojne drejtepersedrejt mbi perseritjen dhe ndryshueshmerise se reshjeve, avullimit dhe traspirimit.

Rrezatimi Diellor

Rrezatimi diellor eshte burimi kryesor I energjise, percakton motin dhe klimen. Transmetimi i energjise drejt tokes ndodh nepermjet rrezatimit, percjellshmerise dhe konveksionit.

Për të dhënat e këtij treguesi për mungesë stacionesh të tjera i jemi referuar vetëm stacionit ne Vlore dhe janë analizuar të dhënat e Atlasit Klimatik të Republikës së Shqipërisë (Tiranë 1988). Në vlerat e këtij treguesi rol të rëndësishëm luan pozicioni topografik, si dhe konfiguracioni i relievit. (Referuar Atlasit Klimatik të R. Shqipërisë 1988, për periudhën 1956-1980).

Ne zonen ne studim ditet me te gjata me diell verehen ne korrik dhe jo ne Qershor kur eshte koha me e gjate astronomike

Oret me diell ne gjate muajve te vitit jane paraqitur ne tabelen e meposhteme.

Stacion.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Vjetore
Vlora	131	138	179	220	281	324	370	344	270	218	140	119	2734

Tabela: 0-1 Oret me diell gjate muajve te vitit.

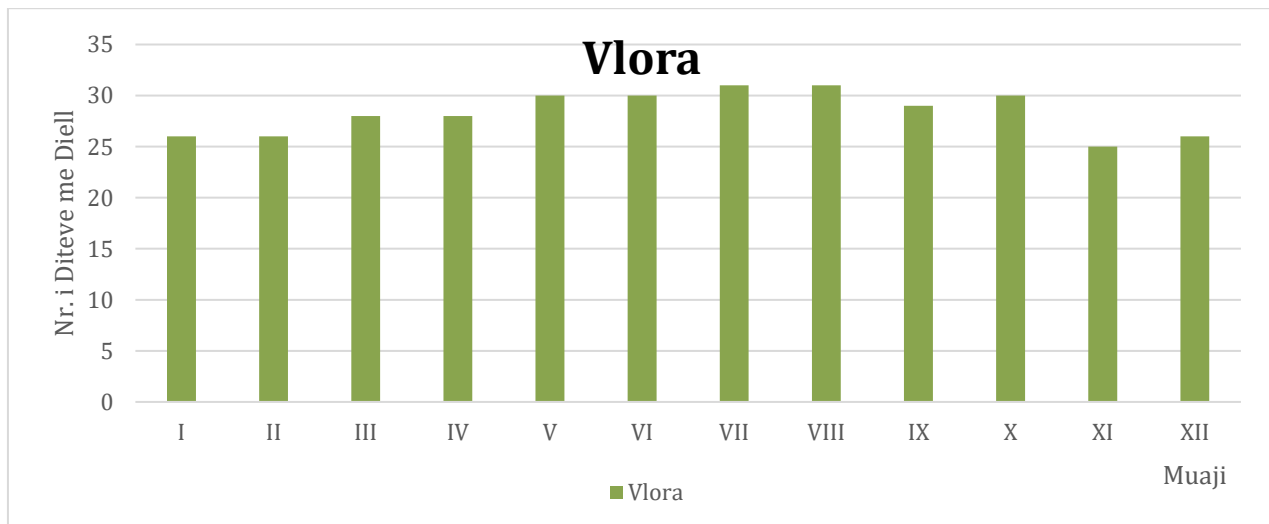


Figura: 1-4 Shperndarja e diteve me diell gjate vitit

Temperatura

Temperatura percaktohet si mase e nxehtesise se ndjeshshme, dhe eshte shume e rendesishme sepse ndikon ne madhesine intesitetin e avullimit, transpirimit, ne borteshkrijen si dhe mbi formen e reshjeve. Vrojtimi i temperatures behet me ane te termometrave normal, maksimal dhe minimal. Temperatura minimale gjate dites ndodh zakonisht para lindjes se diellit ndersa ajo maksimale $\frac{1}{2}$ deri ne 3 ore pasi dielli te kete arritur lartesine maksimale. Termat qe lidhen me temperature dhe qe perdoren shpesh ne hidrologji jane: temperature mesatare ditore, temperature mesatare mujore si dhe temperature mesatare vjetore.

Temperatura peson ndryshime ne hapsire edhe me lartesine, megjithate kushtet mesatare duhet te percaktohen ne nje kohe dhe ne nje vend te caktuar.

Siç e përmendëm dhe më sipër, pozicioni gjeografik dhe format e ndryshme te relievit reflektohen ndjeshëm në kushtet klimatike të zonës, dhe sidomos në vlerat e temperaturave të ajrit. Nje perfytyrim te pergjithshem te regjimit termik te nje zone jep shqyrtimi i vlerave mesatare vjetore te temperatures.

Keto jane vlera mesatare te nxjerra nga nje seri e gjate vrojtimesh (30, 40vjet) te pranuar nga Organizata Boterore e Meteorologjise referuar literatures (Remenieras.R, Hidrology de l'Engineur, Eurolles, Paris).

Temperatura e ajrit regjistrohet nga termometra te futur ne kuti te pajisur me grila. Ndryshimi i temperaturave gjate dites varion nga minimum i cili matet rreth kohes kur lind dielli ne maximum ne $\frac{1}{2}$ deri ne 3 ore pas zentit kohe pas se ciles afron mbremja.

Teperatura e dites eshte mesatarja ndermjet temperatures minimale dhe maksimale, dhe zokonisht ne shkalle te vertete te mesatares se matur.

Temperature matet ne grade celsius, Regjimi teorik i zones eshte uniform dhe i bute. Temperatura mesatare vjetore eshte ndermjet 13.00 dhe 17.50 grade celsius.

Regjimi termik i zones nuk eshte vetem ne funksion te lertesise mbi nivelin e detit por eshte edhe ne funksion te masve te ajrit qe levizin nga deti ne drejtim te tokes.

Ne tebele jane pasqyruar temperatuart mesatare mujore dhe vjetore te marra nga stacionet meteorologjike te Vlores.

Stacion.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Vjetore
Vlore	9,2	10,0	11,4	14,4	18,3	22	24,1	24,2	21,6	17,9	14,1	10,8	16,5

Tabela: 0-2 Shperndarja vjetore e temperatures mesatare se ajrit

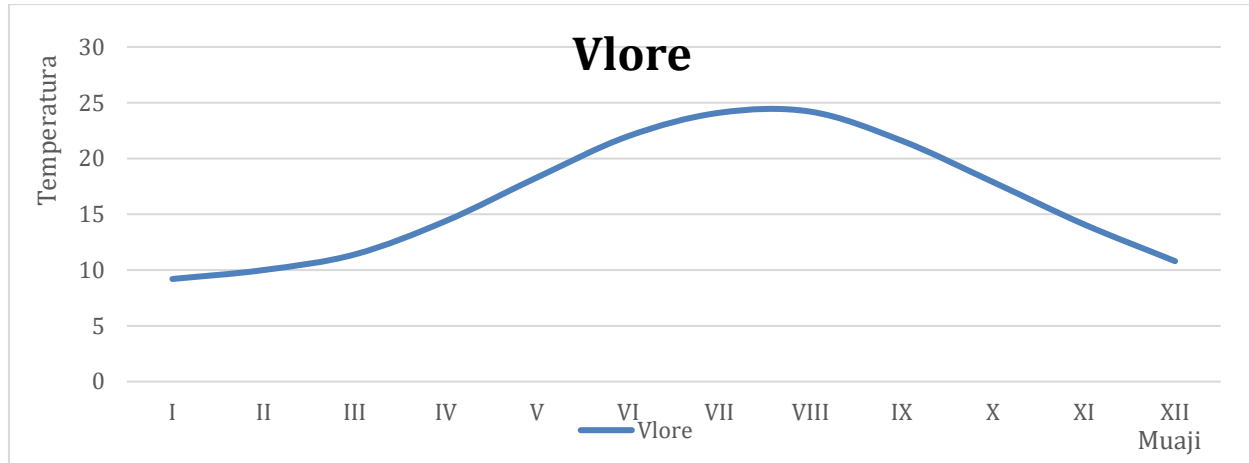


Figura:1-5 Shperndarja e temperatureve mesatare vjetore.

Sic shihet nga tabela dhe figura me lart, muaji me i ftohte eshte Janari ndersa muaji me i ngrohte jane Korriku dhe Gushti te cilet jane me diferenca te vogla ndermjet tyre.

Luhatjet ditore te tempartuaravevariojne nga koha e lindjes se diellit deri ne oren 2 30 Kur dielli eshte ne zenit (Pika me e larte pas kesaj dielli drejtohet drejte perendimit te tije per te lindu pereseri.

Temperature ditore mesatare eshte mesatarje e temp. maksimale dhe minimale e cila regjistrohet vazhdimisht.

Maximalia e temperatures se regjistruar eshte 42.2 grade celsius e regjistruar ne satcionin e vlores me 31 Korrik 1945 37.10 C.

Temperatura minimale e cila ndonjehere bie nen zero vrehet gjate periudhes Tetor- Mars.

Temperatura minimale e cila ndonjehere bie ne zero eshte regjistruar ne Vlore ne -7.20 C me 01 Janar 1942 ne Vlore.

Shperndarja e teperatures per shtresat e sipërme te kores setokes (0 deri ne 20 cm thellesi) ne pergjithesi ndjek shperndarjen e e temperaturave te ajrit. Temperaturat e larta verehen gjate periudhes se veres ndersa ato me te ulta gjate periudhes se dimrit.

Sic shihet nga tabela dhe figura me lart muaji me i ftohte eshte Janari ndersa muaji me i ngrohte jane Korriku dhe Gushti te cilet jane me diferenca te vogla ndermjet tyre.

Luhatjet ditore te tempartuarave variojne nga koha e lindjes se diellit deri ne oren 2³⁰ kur dielli eshte ne zenit (Pika me e larte pas kesaj dielli drejtohet drejte perendimit te tije per te lindur perseri.

Lageshtia e ajrit

Avujt e ujit ndodhen ne atmosfere deri ne lartesine 6000m mbi toke.Lageshtia percakton pikerisht sasine e ketyre avujve ne ajer.Ne nje perzierje gazesh, secili gaz ushtron nje presion te pjesshem te pavarur prej atij te gazeve te tjere.Presioni i ushtruar prej avujve te ujit quhet presion i avujve.Presioni qe ushtrohet nga avujt e ujit ne nje hapsire te ngopur quhet presion i avujve te ngopur ne nje temperature te dhene.Diferenca ndermjet presionit te avujve te ngopur dhe presionit aktual nje nje temperature te caktuar quhet deficit I ngopjes dhe tregon sasine e avujve te ujit per ta sjelle masen e ajrit ne kushtet e ngopjes.

Raporti mes tensionit te avujve te ujit faktit ne atmosphere dhe dhe tensioni I avujve te ngopur ne te njejten temperature quhet lageshti relative e shprehur ne perqindje.

Per matjen e klageshtise se ajrit perdoret nje instrument qe quhet psikometer I cili perbehet prej 2 termometrash:nje termometer I mbeshtjelle me nje pece te laget, I cili mat temperature e ajrit te lagur dhe nje temometer I zakonshem qe mat temperature e ajrit te thate domethene temperature e zakoshme.Nisur nga keto te dhena per percaktimin e presionit actual perdoret formula:

$$e = e_s - 0.00066P(t_a - t_w)(1 + \frac{t_w}{873})$$

e -presioni aktual i avujve ne mb

e_s - presioni I avujve te ngopur ne qe i korrespondon temperatures se ajrit te laget tu

P -presioni atmosferik ne mb

t_a- temperature e termometrit te thate ne ° C

t_w- temperature e termometrit te lagur ne ° C

Vendmatja	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Mes Vjetore
Vlore	69	68	69	71	72	78	68	69	70	69	72	71	70.5

Tabela 2-3 Shperndarja vjetore e lageshtise se ajrit ne perqindje

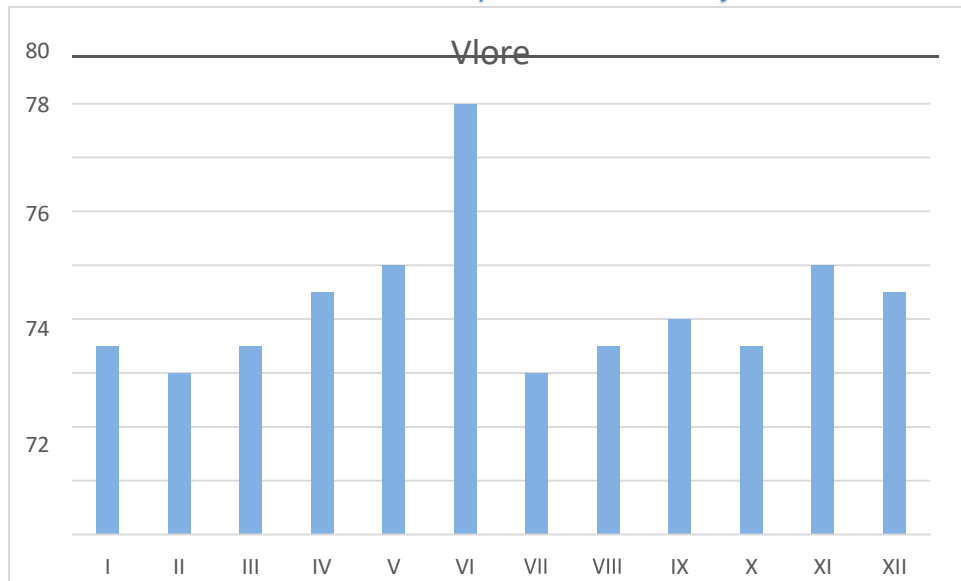


Figura: 1-6. Mesatarja mujore e lageshtise se ajrit ne %

2.6 Era

Era percaktohet si levizje horizontale e ajrit, ndersa levizja vertikale quhet rryme ajri. Karakteristikat kryesore te eres jane drejtimi dhe shpejtesia.

Shpejtesia e eres matet me anemometer ne lartesi te ndryshme dhe mund te shprehet ne m/s , m/ore , km/s etj.

Shpejtesia e eres matet me ane te instrumentave qe quhen anemometra .Per shkak te ferkimit me siperfaqen e tokes mbi te cilen fryn era shpejtesia e saj peson nje zvogelim ne lidhje me lartesine.

Duke u bazuar ne matje te shpejteise se eres ne lartesi te ndryshme eshte percaktuar nje lidhje empirike qe jep lidhjen ndermjet shpertesise se eres dhe lartesis:

$$(u/u_0) = (z/z_0)^{0.15}$$

- $u(0)$ eshte shpejtesia e eres ne anemometer ne lartesine z_0
- u eshte shpejtesia e eres ne lartesine z

Nisur nga te dhenat e Insitutit Hidrometerologjik konkretisht ne Literaturen (Klima e Shqiperise Era tab.3) marrim keto te dhena sa i perket rastisjeve shumevjeqare te shpejtesise se eres sipas ketyre drejtimeve:

Drejtimi I eres	Shpejtesia Mesatare e Eres m/s	Rastesia
V	3.3	3.1
VL	2.9	5.9
L	2.9	15.9
JL	3.7	3.4
J	5.8	7.2
JP	5.4	5.2
P	3.8	6.6
VP	4.7	10.2

Tabela 2-4 Rastisja shumevjeqare e shpejtesise se eres sipas drejtimeve ne Vlore

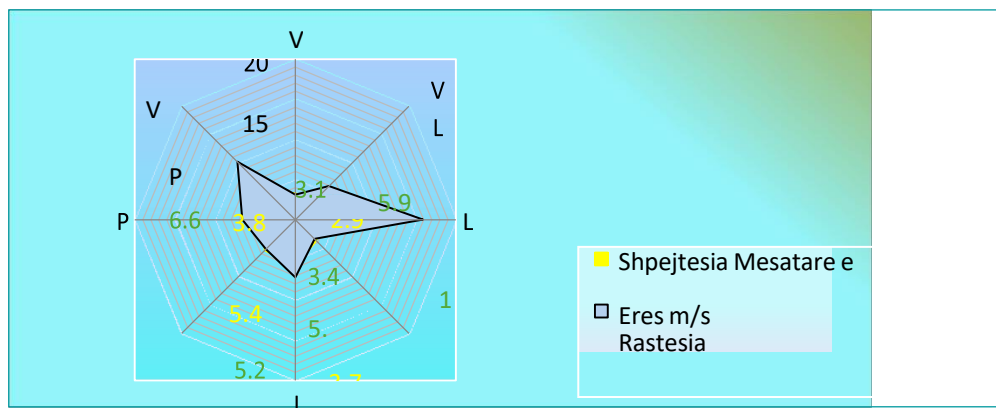


Figura1-7 :Trandafili i Ererave.Vendmatja Vlore

Nga trandafili i ererave vihet re se ne Vlore mbizoterojne ererat e sektorit Lindor dhe Verior konkretisht ererat e drejtimit L dhe VP.

Muaji	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
1	4.0	3.4	3.5	4.4	7.1	5.7	2.7	3.4
2	3.6	3.1	3.3	5.3	6.7	6.0	4.0	4.5

3	3.6	3.5	3.2	5.3	6.4	6.0	4.2	4.7
4	3.5	2.8	2.9	5.5	6.9	6.2	4.1	5.4
5	5.6	2.6	2.6	2.2	5.4	5.2	4.2	5.1
6	3.0	3.0	2.7	1.9	5.4	5.1	4.1	5.6
7	3.2	2.4	2.3	1.0	4.4	5.0	4.2	6
8	3.7	2.4	2.4	1.0	4.1	4.8	4.3	5.8
9	3.1	2.6	2.7	1.9	4.7	5.0	4.0	5.1
10	2.8	3.0	2.2	4.7	4.7	4.7	3.2	4.1
11	3.0	2.9	3.1	5.2	6.8	5.3	3.7	5.6
12	3.0	3.1	3.3	5.6	7	5.7	3.4	3.2

Tabela 2-5 Shpejtesite mesatare brendavjetore ne m/s

1.7 Reshjet atmosferike

2.7.1 Reshjet ne Forme shiu

Burimi reshjeve te shiut eshte gjithmone deti. Avullimi behet nga oqeanet dhe avujt e ujit thithen nga rrymat e ajrit qe levizin mbi siperfaqen e detit. Ajri I ngarkuar me lageshti mban avujt e ujit te thithur deri ne piken e veses. Kur keta avuj ndeshen ne temperatura me te ulta kemi reshjet e shiut.

E kur keto temperature jane mjaftueshmerisht te ulta reshjet jane ne formen e bores.

Reshjet kryesisht jane ne formen e shiut,por kemi edhe ne forme bresheri, bore me shi dhe vetem bore.Ne Shqiperi te dhenat e reshjeve regjistrohen dhe ruhen nga Instituti Meteorologjik i Ujit, Energjise dhe Mjedisit

Reshjet jane parameter i permbytjeve dhe ne Shqiperi, ne menyre te vecante reshjet e shiut, pasi ato te bores nuk kan ndonje ndikim ne fenomenin e permbytjeve, por ndikojne ne prurjet e lumejve ne zona te caktuara.

Ne pellgje te medha sasia, intensiteti dhe shperndarja e reshjeve eshte faktor i rendesishem dhe determinues ne fenomenine permbytjeve por intensiteti i tyre eshte faktor determinues.

Relievi I ndryshueshem dhe distance nga deti ndikojne ne sasine e reshjeve ne nje zone.

Për shkak të veprimtarisë së gjërë ciklonare sasia më e madhe e reshjeve vihen re në gjysmën e ftohtë të vitit, dhe ajo më e ulët në periudhën e ngrohtë të tij. Zona në studim është një nga zonat që karakterizohet nga sasi rreshjesh vjetore mesatarisht 938 mm në vit të cilat bien në formë shiu. Muaji me më shumë rreshje është muaji dhjetor (153 mm), i ndjekur nga muaji nëntor (130 mm). Muaji me më pak rreshje është muaji korrik me 17 mm. Numri i ditëve me rreshje ≥ 1.0 mm varion nga 5 ditë (korrik) deri në 14 ditë (dhjetor).

Gjatë vitit ka mesatarisht 116 ditë me rreshje ≥ 1.0 mm. Zona në studim nuk klasifikohet si zonë me sasi të mëdha rreshjesh 24-oreshe, ose me më së paku pjesë në zonat ku shirat janë me pak të rrembyeshëm.

Rreshjet janë një element i rëndësishëm meteorologjik, që në rajonin e Vlorës kryesisht përfaqësohen nga shiu.

Në tabelën e mëposhtme jepen sasitë mesatare për çdo muaj të rreshjeve që bien në këto zone.

Keto vlera janë rezultat i perpunimit të serive shumëvjeçare të rreshjeve (30,40 vjet), seri vrojtimesh e pranuar nga Organizata Botërore e Meteorologjisë për kryerjen e studimeve klimatike të një rajoni të dhënë

Muaji	Jan	Shk	Mar s	Pril l	Ma j	Qers .	Kor .	Gu.	Shtat .	Tet.	Nënt	Dhj.
Rreshjet Mesatar e (mm)	106. 0	112. 0	108. 0	88.0	53. 0	24.0	17.0	15. 0	46.0	86. 0	130. 0	153. 0
Dite Me Rreshje	11.0	12.0	12.0	12.0	10. 0	6.0	5.0	5.0	8.0	9.0	12.0	14.0
50-100 mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20-50 mm	1.0	2.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	2.0	2.0
10-20 mm	2.0	2.0	2.0	2.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	2.0	2.0	3.0
5-10 mm	2.0	3.0	3.0	3.0	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	3.0
2-5 mm	3.0	2.0	3.0	3.0	2.0	1.0	1.0	1.0	2.0	2.0	3.0	3.0
< 2 mm	3.0	3.0	4.0	3.0	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Ditë e Thatë	20.0	16.0	19.0	18.0	21. 0	24.0	26.0	26. 0	22.0	22. 0	18.0	17.0

Tabela 2-6 Të dhënat e rreshjeve Stacioni Vlorë

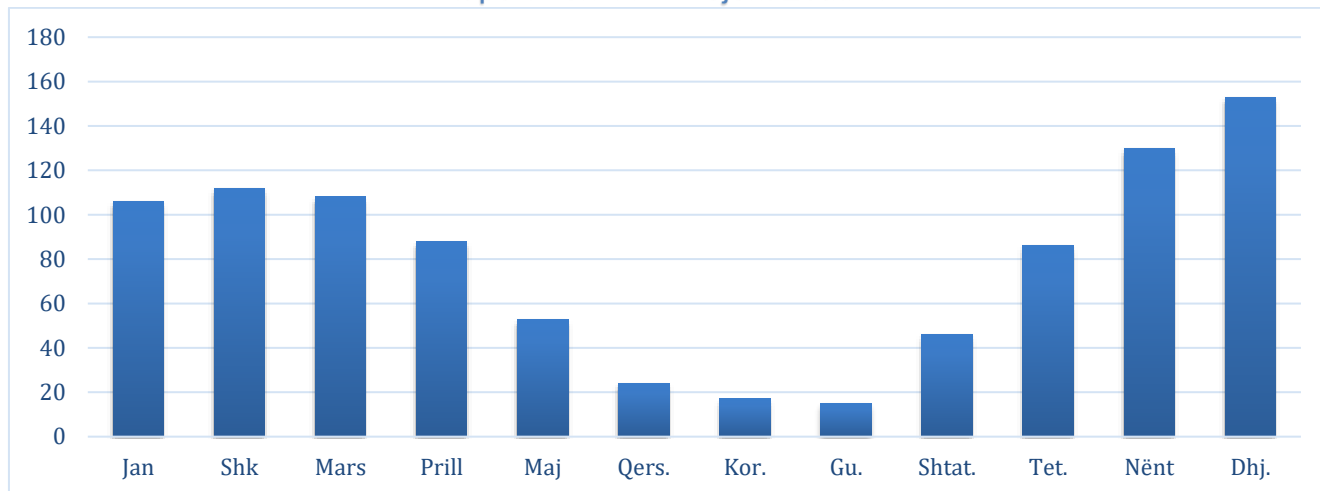


Figura 1-8 Histograma e sasisë mesatare mujore të reshjeve. Stacioni Vlorë

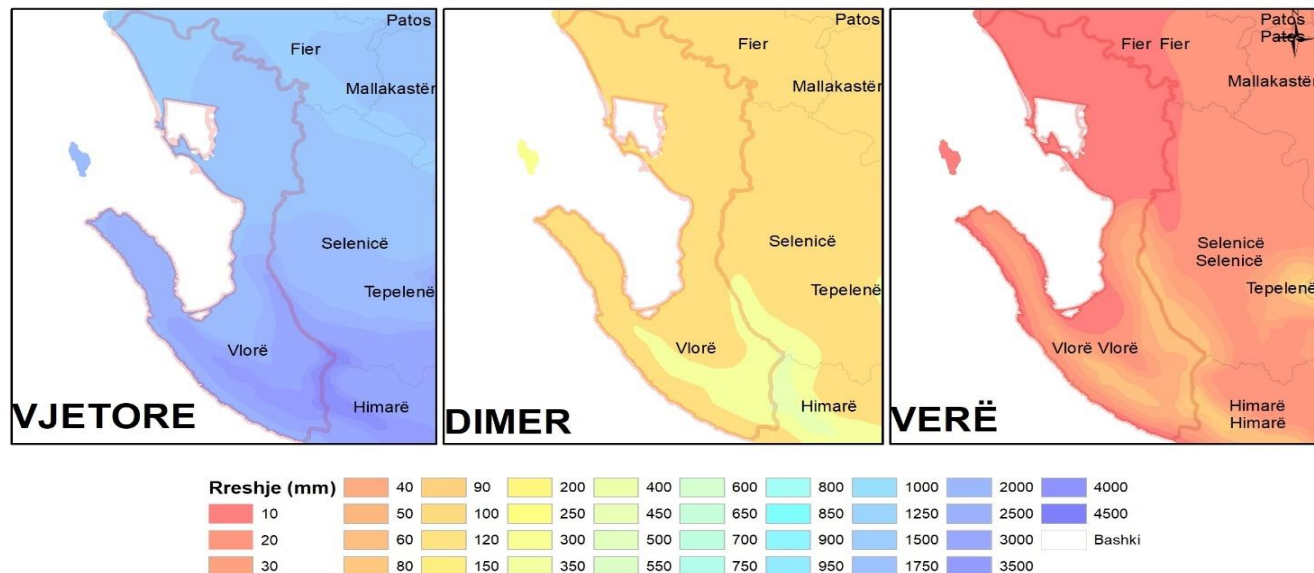


Figura 1-9 Rreshjet ne Vlorë, Vjetore (majtas), vere (djathtas) dhe dimer (në mes)

2.7.2 Regjimi Hidrologjik

Një tregues i rëndësishëm dhe i dobishëm për qëllime hidroteknike dhe urbanistike është sasia e reshjeve maksimale 24 orëshe dhe reshjet maksimale per intervale te tjere kohor per periudha te ndryshme perseritje.

Duke u mbështetur ne serite e vlerave maksimale te reshjeve te rena gjate 24 oreve jane llogaritur vlerat e pritura te intensiteteve te reshjeve per periudha te ndryshme perseritje.

Në tabelat e mëposhtme shfaqen dhe prurja mesatare ndër vite të matura dhe të përpunuara për përqindje sigurie të ndryshme.

VEN D	MMN D	24h	Cv	Cs	1	2	5	10	25	50	75	90	99	VIT E
----------	----------	-----	----	----	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----------

Vlore	3	70. 2	0.3 9	2.3 4	166.0	140.0	120.0	102. 0	81.4	64.6	52.6	44. 2	33. 8	23
--------------	---	----------	----------	----------	-------	-------	-------	-----------	------	------	------	----------	----------	----

Tabela 2-7 Rreshjet me te medha 24h per sigurine P%, Vendmatja Vlorë ¹

Per stacionin e Vlorës, brenda 24 oreve pritet te bien 166 mm shi per sigurine 1% dhe per sigurine 10% (periudha e perseritjes 1 here ne 10 vjet) pritet te bien 102 mm.

Rregjimi hidrologjik eshte nje faktor I rendesishem ne projektimin e rrjedhes siperfaqsores dhe kanalizimeve pasi lidhet ngushte me llogaritjen e infiltrimeve.

Regjimi hidrologjik eshte I rendesishem per rrjetin e kub pasi ndikon drejtperdrejt ne permasimin e kolektoreve dhe rrjedhimisht edhe ne koston e investimit.

Kohëzgjatja e reshjeve [orë]	Siguria (shpeshtësia) [%]					
	1	2	5	10	20	50
	I [mm]	I [mm]	I [mm]	I [mm]	I [mm]	I [mm]
24	202	183	158	136	107	84
12	188	169	141	121	100	70
6	175	154	130	109	88	58
2	112	100	83	70	57	38
1	86	77	64	56	45	31
0.5	58	52	44	38	31	21
0.33	50	45	37	31	26	18
0.1667	33	37	31	20	17	12

Tabela 2-8 Intesitetet Orare me periudhë përsëritje të ndryshme, Stacioni Vlorës²

•

¹ Marre nga manuali i Shirave Maksimale me Siguri te Ndryshme ne zonen e Vlorës, Instituti Hidrometeorologjik

² Marrë nga “Rregulli teknik për ndërtimin e Rrugëve (RrTNRR-4) – Kullimi, Shtojca A - Kurbat IDF”

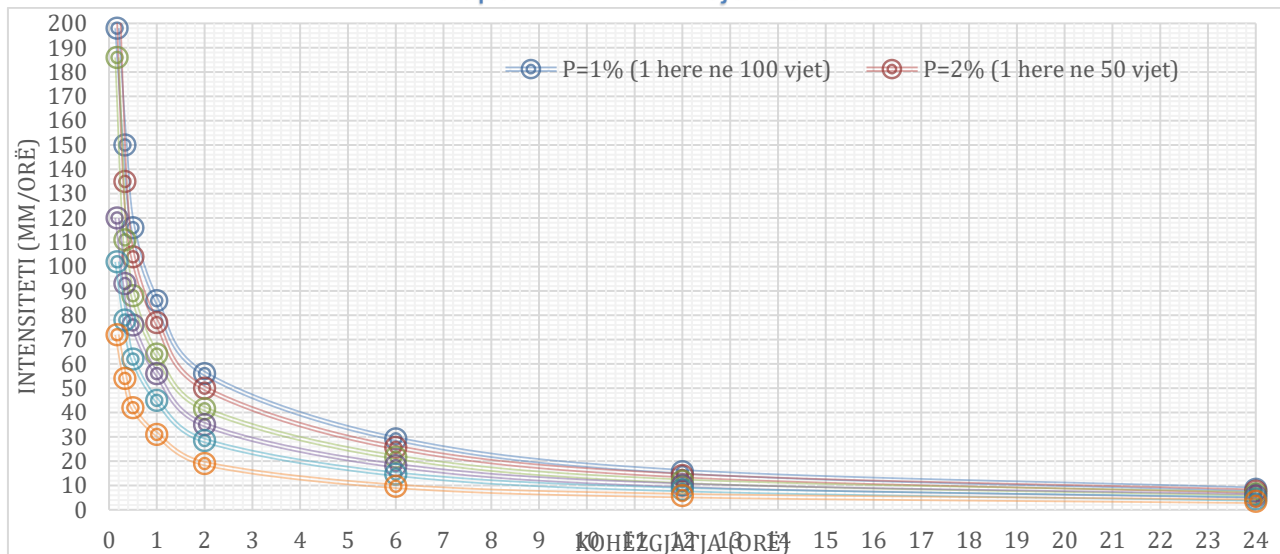


Figura1-10 Grafiku Kurba IDF Qyteti Vlores sipas Tabeles

2.7.3 Reshjet ne forme Bresheri

Ditet me bresher te regjistruara ne satcionin e Vlores paraqiten ne tabelen me poshte.

Muaji	I	II	III	IV	V	VI	VII	VII	IX	X	XI	XII	Viti
Vlora	1,3	1,23	0,8	0,5	0,3	0,1	-	0,1	0,1	0,2	0,06	1.0	6,2

Tabela 2-9 Ditët me bresher gjatë vitit

2.7.4 Reshjet ne forme debore

Per shkak te ndikimit te detit, ne ultesiren perendimore nuk ka kushte per krijimine shtresave te bores. Reshje bore edhe mund te kete por kushtet jane te atilla qe ajo shkrine shpejt(nuk mban).Periudhe me e mundeshme per reshje bore eshte periudha Janar - Shkurt. Shtresa e bores e vrejtur ne Vlore ka qene 9cm.

Hidroteknika

Te pergjithshme

Sikurse eshte përcaktuar ne Detyrat e Projektimit konkretisht Pika – “Të dhenat për projektim”

- Perspektiva e rrjetit KUB të parashikohet për 50vjet (deri në vitin 2071).
- Perspektiva e kanalizimeve ne zonen e KUB të parashikohet për 50vjet (deri në vitin 2071).
- Kolektoret kryesor te shkarkimit te te jene prej tipit box dhe tombino b/a
- Materiali i tubacionit të rrjetit shimbledhe të jetë CHDPE sipas standartit EN12666 dhe EN12201

- Materiali i tubacionit të rrjetit kanalizimeve të jetë CHDPE sipas standartit EN12666 dhe EN12201.

Llogaritja e sasisë së rrjedhes ne pellgun shimbledhes

Per te vleresuar prurjen e gjeneruar nga rreshjet atmosferike do te shfrytezojme nje metode llogaritese mjaft praktike e quajtur **Metoda Racionale**. Metoda Racionale llogarit, në çfarëdo lloj vendndodhjeje të një baseni ujëmbledhës, vlerën maksimale të prurjes, koeficientin dhe intensitetin mesatar të rreshjeve të shiut për një kohëzgjatje të barabartë me kohën e përqëndrimit (koha që i duhet ujit për të rrjedhur nga pika më e largët e basenit në vendndodhjen që po analizojmë), si funksion të zonës së kullimit.

Sipas kesaj metode vlere e prurjeve, te gjeneruara pas nje fenomeni atmosferik jepet :

Formula racionale është e shprehur si më poshtë:

$$Q = \frac{C \cdot C_f \cdot I \cdot A}{k}$$

Ku:

- Q = vlere maksimale e prurjes, m³/s;
- C = koeficienti i rrjedhjes që përfaqëson një raport të rrjedhjes e të rreshjeve të shiut;
- Cf = Faktori i frekuences (Rajti-Meklaflini, 1969).
- I = intensiteti mesatar i rreshjeve të shiut për një kohëzgjatje të barabartë me kohën e përqëndrimit, për një periudhë të përzgjedhur kthimi, mm/h;
- A = sipërfaqja e kullimit që kontribuon në vendndodhjen e projektuar, ha.
- k = Koeficienti I konvertimit te njesive. k=360 per sistemin SI (metrik)

LLOJI I ZONËS SË KULLIMI T	KOEFICIENT I I RRJDHJES, C	LLOJI I ZONËS SË KULLIMI T	KOEFICIENT I I RRJDHJES, C	LLOJI I ZONËS SË KULLIMI T	KOEFICIENT I I RRJDHJES, C
BIZNES		INDUSTRIALE		LËNDINA	
Zona në qendër	0.70 - 0.95	Zona të lehta	0.50 - 0.80	Tokë ranore, e sheshtë, 2%	0.05 - 0.10
Zona fqinje	0.50 - 0.70	Zona të rënda	0.60 - 0.90	Tokë ranore, mes, 2 - 7%	0.10 - 0.15
REZIDENCIALE		Parqe, varreza	0.10 - 0.25	Tokë ranore, rrëpirtë, 7%	0.15 - 0.20
Zona me familje teke	0.30 - 0.50	Parqe lojrash	0.20 - 0.40	Tokë e rëndë, e sheshtë, 2%	0.13 - 0.17

LLOJI I ZONËS SË KULLIMIT	KOEFICIENT I RRJDHJES, C	LLOJI I ZONËS SË KULLIMIT	KOEFICIENT I RRJDHJES, C	LLOJI I ZONËS SË KULLIMIT	KOEFICIENT I RRJDHJES, C
Multi-njësi, të veçuara	0.40 - 0.60	Zona hekurudhore	0.20 - 0.40	Tokë e rëndë, mesatare 2 - 7%	0.18 - 0.22
Multi-njësi, të ngjitura	0.60 - 0.75	Zona të parregulluara	0.10 - 0.30	Tokë e rëndë, e rrëpirtë, 7%	0.25 - 0.35
Periferike	0.25 - 0.40	RRUGË			
Zona me apartamente banimi	0.50 - 0.70	Të asfaltuara	0.70 - 0.95	Tulle	0.70 - 0.85
		Beton	0.80 - 0.95	Rrugë mak. dhe këmbës.	0.75 - 0.85
				Shtresë e sipërme	0.75 - 0.95
Vlerat më të larta zakonisht janë të përshtatshme për zona më të rrëpirta dhe të pjerrëta dhe me periudha kthimi më të gjata, sepse filtrimi dhe të tjera humbje kanë një efekt proporcionalisht më të vogël mbi rrjedhjen në këto raste.					

Tabela: 3-1 Koeficientët e Rrjedhjes

Intervali i Përsëritjes (vjet)	<25	25	50	100
Cf - Faktori i frekuences	1.0	1.1	1.2	1.25

Tabela 3-2 Faktori I Frekuencës

•

Nga literatura teknike nje veper hidraulike ka nje jetegjatesi qe varion nga 30-40vjet (kanalizimet e ujërave të shiut) dhe 100 vjet (digat), zakonisht kanalizimet e ujerave te shiut (me rrezik te ulet) dimensionohen me nje periudhe perseritje 10-20 vjet, argjinaturat 100-1000 vjet, pilat e urave 100-500 vjet dhe veprat e shkarkimit te ujerave te teperta ne diga 1000-10000 vjet.

$$I = \frac{P \cdot 60}{T_c}$$

Ku:

- I eshte intensiteti I shiut ne mm / ore,
- Tc –kohezgjatja ne min
- P – Thellesia e rreshjeve per kohezgjatjen Tc dhe sigurine e paracaktuar.

Koha e Përqendrimit' për çdo kapje mund të llogaritet nga një formulash .

Kur vlerësojmë prurjen e gjeneruar nga rreshjet atmosferike përmes Metodes Racionale, koha që i nevojitet ujit për të rrjedhur nga pika më e lartë e pellgut shimbledhes deri në hyrjen e pare në rrjet e kanalizimit, quhet **Inlet Time**.

Intensiteti i Reshjeve të shiut (I): intensiteti i reshjeve të shiut është ai intensitet i shprehur në mm për orë për një kohëzgjatje të barabartë me kohën e përqendrimit. Intensiteti është norma e reshjeve të shiut gjatë një intervali kohe e njëvlershme me intensitetin e shumëzuar me kohëzgjatjet e barabarta të sasive të reshjeve të rëna,

Koha e përqendrimit të reshjeve (T_c) përkufizohet si periudha që i nevojitet ujit të zhvendoset nga pika më e lartë hidraulike e basenit ujëmbledhës në pikën e sistemit të kullimit të ujërave të shiut që kemi në shqyrtim. Projektuesi zakonisht është i interesuar për dy kohë të ndryshme të përqendrimit: e para për madhësinë e hyrjes dhe tjetra për dimensionimin e tubave.

Midis këtyre dy kohëve ka një ndryshim të madh.

Koha e përqendrimit (T_c Inlet Time) për hapësirën e hyrjes është koha që i duhet ujit të zhvendoset nga pika më e lartë hidraulike e sipërfaqes drenuese për në hyrje, që njihet ndryshe si koha e hyrjes. Zakonisht kjo është shuma e kohës që i nevojitet ujit të lëvizë përgjatë sipërfaqes së tokës. Koha e përqendrimit për dimensionimin e tubave është e përcaktuar si koha e nevojshme që i duhet ujit të zhvendoset nga pika më e lartë e basenit ujëmbledhës në pikën e sistemit të kullimit të ujërave të shiut që kemi në shqyrtim. Zakonisht konsiston në dy komponente (i) koha që duhet ujit që të zhvendoset në hyrjen që mund të përbëhet nga grykëderdhja dhe kanali ose ulluku dhe (ii) koha që i duhet ujit që të zhvendoset nëpër drenazhin e ujërave të shiut për në pikën që kemi në shqyrtim.

Në mënyrë të përmblodhur, koha e përqendrimit për çdo pikë në një drenazhues të ujërave të shiut është shumatorja e kohës së hyrjes për hyrjen në pikën që ndodhet në fundin e sipërm të linjës dhe kohës së prurjes që kalon nëpër drenazhuesin e ujërave të shiut nga pika fundore e sipërme e drenazhuesit për në pikën që kemi në shqyrtim. Në përgjithësi, atje ku ka më shumë se një burim rrjedhjeje në një pikë të dhënë në sistemin e kullimit, koha e përqendrimit t_c më e gjatë përdoret për të vlerësuar intensitetin (i). Mund të ketë përjashtime, për shembull, atje ku kemi një sipërfaqe të madhe ujëmbledhëse në një pikë përgjatë sistemit, koha e përqendrimit t_c për atë sipërfaqe mund të prodhojë një shkarkim më të madh sesa koha e përqendrimit t_c për shumatoren e sipërfaqeve me kohë përqendrimi më të gjatë t_c . Projektuesi duhet të jetë në dijeni të kësaj mundësie në momentin e bashkimit të sipërfaqeve të kullimit dhe të përcaktojë se cila sipërfaqe ka rolin drejtues. Që të përcaktohet se cila sipërfaqe ka kontrollin kryesor, llogaritet shkarkimi maksimal për çdo kohë përqendrimi t_c . Vëmë re se kur llogarisim shkarkimin maksimal me kohën minimale t_c , atëherë jo e gjithë sipërfaqja që fillon nga baseni me kohën më të lartë të përqendrimit t_c

3.3 Analiza e shirave maksimale relizohet edhe me metoden statistikore. Me e përhapura që ka gjetur zbatim shpërndarja e probabiliteteve Gumbel.

Për këtë qëllim janë llogaritur intensitetet e shirave duke përdorur të dhënat e regjistruara në stacionin e Vlores. Bazuar mbi këto të dhëna u analizuan serite të të dhënave të shirave me kohëzgjatje 10, 20,30,60,120,180 dhe 360 minuta.

Llogaritja e shirave që nevojiten për projektimin e strukturave hidraulike u kryen me anë

Ndërtimi i Kolektorit Kryesor të ujërave të shiut – Vlorë

te metodes statistikore.

Probabiliteti i ndodhjes se shirave maksimale me nje shtrese dhe kohezgjatje te caktuar u llogarit me ane te shperndarjes se probabiliteteve Gumbel:

$$X_p = a + 1/\alpha \cdot Y_p$$

Ku Y_p ndryshore e reduktuar.

$$Y_p = -\ln\{-\ln(1-p)\}$$

$$1/\alpha = \sigma_x / 1.28 \text{ dhe } a = X_m - 0.45 \sigma_x$$

Ku X_m dhe σ_x jane respektivisht mesatarja dhe shmangia mesatare katrore

Duke ndjekur proceduren e pershkruar me lart u llogariten shtresat e shiut me periodha te ndryshme per stacionin meteorologjik te Vlores per te cilin ka te dhena mbi shirat e shkurter 10min, 20 min, 30 min etj.

3.4 Kapaciteti percjelles i kunetes.

Llogaritjet e rrjedhjes ne kunete jane te nevojshme per te percaktuar perhapjen e ujit ne bankine, korsine e parkimit ose seksionin e shtreses. Nje modifikim i **ekuacionit te Manning** mund te perdoret per te llogaritur rrjedhjen. Modifikimi eshte i nevojshem sepse rrezja hidraulike ne ekuacion nuk pershkruan ne menyre te pershtatshme seksionin torthor te kunetes. Per te llogaritur rrjedhjen ne kunete ekuacioni Manning integrohet per nje rritje te gjeresis se permes seksionit.

Ekuacioni rezultat eshte:

$$Q = \frac{K_c}{n} S_x^{1.67} \cdot S_L^{0.5} \cdot T^{2.67}$$

Ku:

- $K_c = 0.376$
- n = Koeficient Manning -Betoni 0.013
- Q = Prurja, m³/sek
- T = Gjerësia e rrjedhjes (shtrirja), m
- S_x = pjerrësia torthore, m/m
- S_L = pjerrësia gjatësore, m/m

Sikurse eshte percaktuar ne Detyrat e Projektimit konkretisht Pika – “Te dhenat per projektim”

- Perspektiva e rrjetit KUB te parashikohet per 50vjet (deri ne vitin 2071).
- Perspektiva e kanalizimeve ne zonen e KUB te parashikohet per 50vjet (deri ne vitin 2071).
- Kolektoret kryesor te shkarkimit te te jene prej tipit box dhe tombino b/a
- Materiali i tubacionit te rrjetit shimbledhe te jetë CHDPE sipas standartit EN12666 dhe EN12201
- Materiali i tubacionit te rrjetit kanalizimeve te jetë CHDPE sipas standartit EN12666 dhe EN12201.

3.5. Llogaritja e sasisë së plotës

Per te vleresuar prurjen e gjeneruar nga rreshjet atmosferike do te shfrytezojme nje metode llogaritese mjaft praktike e quajtur **Metoda Racionale**. Metoda Racionale llogarit, në çfarëdo lloj vendndodhjeje të një baseni ujëmbledhës, vlerën maksimale të prurjes, koeficientin dhe intensitetin mesatar të rreshjeve të shiut për një kohëzgjatje të barabartë me kohën e përqëndrimit (koha që i duhet ujit për të rrjedhur nga pika më e largët e basenit në vendndodhjen që po analizojmë), si funksion të zonës së kullimit.

Sipas kesaj metode vlera e prurjeve, te gjeneruara pas nje fenomeni atmosferik jepet :

Formula racionale është e shprehur si më poshtë:

$$Q = \frac{C \cdot C_f \cdot I \cdot A}{k}$$

Ku:

- Q = vlera maksimale e prurjes, m³/s;
- C = koeficienti i rrjedhjes që përfaqëson një raport të rrjedhjes e të rreshjeve të shiut;
- Cf = Faktori i frekuences (Rajti-Meklaflini, 1969).
- I = intensiteti mesatar i rreshjeve të shiut për një kohëzgjatje të barabartë me kohën e përqëndrimit, për një periudhë të përzgjedhur kthimi, mm/h;
- A = sipërfaqja e kullimit që kontribuon në vendndodhjen e projektuar, ha.
- k = Koeficienti I konvertimit te njesive. k=360 per sistemin SI (metrik)

Intesitetet e reshjeve brenda metodes racionale (**Rational Method**) meren direkt nga kurba IDF te pasqyruara me lart.

Nga literatura teknike nje veper hidraulike ka nje jetegjatesi qe varion nga 30-40vjet (kanalizimet e ujërave të shiut) dhe 100 vjet (digat), zakonisht kanalizimet e ujerave te shiut (me rrezik te ulet) dimensionohen me nje periudhe perseritje 10-20 vjet, argjinaturat 100-1000 vjet, pilat e urave 100-500 vjet dhe veprat e shkarkimit te ujerave te teperta ne diga 1000-10000 vjet.

$$I = \frac{P \cdot 60}{T_c}$$

Ku:

- I eshte intensiteti I shiut ne mm / ore,
- Tc –kohezgjatja ne min
- P – Thellesia e rreshjeve per kohezgjatjen Tc dhe sigurine e paracaktuar.

Koha e Perqendrimit’ per cdo kapje mund te llogaritet nga nje numer formulash .

Kur vleresojme prurjen e gjeneruar nga rreshjet atmosferike permes Metodes Racionale, koha qe i nevojitet ujit per te rrjedhur nga hyrja e pare ne sistemin e kanalizimeve deri ne piken e cila merret ne konsiderate per llogaritje, duke i shtuar *Inlet Time*, jep kohen e perqendrimit (koha e bashkeardhjes).

Inlet time varion :

- 5 – 10min per zona me densitet te larte ndertimi dhe me rruge te ngushta kur rruga qe pershkon rrjedha deri ne hyrjen ne sistem eshte mjaft e shkurter
- 10 - 20 min per zona te zhvilluara me nje terren relativisht jo shume te pjerrët
- 20 – 30 min per zona rezidenciale me rruge te gjera

Sipas autoreve “Metcalf & Eddy”, nese nuk kemi informacion te disponueshem per zona te caktuara pranojme *Inlet Time=20 min.*

Intensiteti i Reshjeve të shiut (I):

intensiteti i reshjeve të shiut është ai intensiteti i shprehur në mm për orë për një kohëzgjatje të barabartë me kohën e përqëndrimit. Intensiteti është norma e reshjeve të shiut gjatë një intervali kohe e njëvlershme me intensitetin e shumëzuar me kohëzgjatjet e barabarta të sasive të rreshjeve të rëna,

Koha e përqëndrimit të reshjeve (T_c)

përkufizohet si periudha që i nevojitet ujit të zhvendoset nga pika më e lartë hidraulike e basenit ujëmbledhës në pikën e sistemit të kullimit të ujrave të shiut që kemi në shqyrtim. Projektuesi zakonisht është i interesuar për dy kohë të ndryshme të përqëndrimit: e para për madhësinë e hyrjes dhe tjetra për dimensionimin e tubave.

Midis këtyre dy kohëve ka një ndryshim të madh.

Koha e përqëndrimit (T_c)

për hapësirën e hyrjes është koha që i duhet ujit të zhvendoset nga pika më e lartë hidraulike e sipërfaqes drenuese për në hyrje, që njihet ndryshe si koha e hyrjes. Zakonisht kjo është shuma e kohës që i nevojitet ujit të lëvizë përgjatë sipërfaqes së tokës. Koha e përqëndrimit për dimensionimin e tubave është e përcaktuar si koha e nevojshme që i duhet ujit të zhvendoset nga pika më e largët e basenit ujëmbledhës në pikën e sistemit të kullimit të ujrave të shiut që kemi në shqyrtim. Zakonisht konsiston në dy komponente (i) koha që duhet ujit që të zhvendoset në hyrjen që mund të përbëhet nga grykëderdhja dhe kanali ose ulluku dhe (ii) koha që i duhet ujit që të zhvendoset nëpër drenazhin e ujrave të shiut për në pikën që kemi në shqyrtim.

Në mënyrë të përmblodhur, koha e përqëndrimit për çdo pikë në një drenazhues të ujrave të shiut është shumatorja e kohës së hyrjes për hyrjen në pikën që ndodhet në fundin e sipërm të linjës dhe kohës së prurjes që kalon nëpër drenazhuesin e ujrave të shiut nga pika fundore e sipërme e drenazhuesit për në pikën që kemi në shqyrtim. Në përgjithësi, atje ku ka më shumë se një burim rrjedhjeje në një pikë të dhënë në sistemin e kullimit, koha e përqëndrimit t_c më e gjatë përdoret për të vlerësuar intensitetin (i). Mund të ketë përjashtime, për shembull, atje ku kemi një sipërfaqe të madhe ujëmbledhëse në një pikë përgjatë sistemit, koha e përqëndrimit t_c për atë sipërfaqe mund të prodhojë një shkarkim më të madh sesa koha e përqëndrimit t_c për shumatoren e sipërfaqeve me kohë përqëndrimi më të gjatë t_c . Projektuesi duhet të jetë në dijeni të kësaj mundësie në momentin e bashkimit të sipërfaqeve të kullimit dhe të përcaktojë se cila sipërfaqe ka rolin drejtues. Që të përcaktohet se cila sipërfaqe ka kontrollin kryesor, llogaritët shkarkimi maksimal për çdo kohë përqëndrimi t_c . Vëmë re se kur llogarisim shkarkimin maksimal me kohën minimale t_c , atëherë jo e gjithë sipërfaqja që fillon nga baseni me kohën më të lartë të përqëndrimit t_c

Koeficienti i rrjedhjes C

është variabli i metodës racionale më pak e prekshme nga përcaktimi preçiz dhe kërkon gjykim dhe arsyetim nga ana e projektuesit. Ndërkohë që gjykimi inxhinierik do të jetë gjithmonë i nevojshëm për të përzgjedhur koeficientët e rrjedhjes, një koeficient tipik që përfaqëson efektet e njëhësuar të shumë parametrave të basenit të kullimit, ajo çka do të diskutohet në vazhdim merr parasysh vetëm efektet e grupeve të tokave, përdorimin e tokës dhe pjerrësinë mesatare të tokës. Elementi përfundimtar i faktorizuar në përcaktimim e koeficientit të rrjedhjes është pjerrësia e tokës. Me rritjen e pjerrësisë së basenit të kullimit, duhet të rritet edhe vlera e përzgjedhur C. Kjo shkaktohet nga fakti që, ndërsa pjerrësia e zonës së kullimit rritet, shpejtësia e rrymës mbi tokë dhe në kanal rritet gjithashtu, duke krijuar më pak mundësi për ujin të depërtojë në sipërfaqen e tokës. Rrjedhimisht, më shumë rreshje shiu do të rrjedhin në zonën e kullimit.

KAPITULLI 4

ANALIZA HIDRAULIKE E SEGMENTIT K1

Objekti: Kolektori Kryesor i Ujërave të Shiut – Qyteti i Vlorës

Faza: Projekt Zbatimi

4.1 Qëllimi i kapitullit

Ky kapitull paraqet analizën hidraulike të detajuar, në nivel Projekt Zbatimi, për segmentin K1 të kolektorit kryesor. Analiza përfshin gjeometrinë, pjerrësinë, prurjen projektuese, kapacitetin sipas Manning-ut, shpejtësinë, numrin e Froude, rezervën hidraulike, humbjet lineare dhe kërkesat për kontrollin e vijës HGL/EGL.

4.2 Të dhënat bazë

Parametri	Vlera
Zinxhirazhi	km 1+500 – km 0+850
Gjatësia	650 m
Seksioni i brendshëm	2.00×2.00 m
Pjerrësia projektuese	0.25%
Koeficienti Manning	n = 0.015
Prurja projektuese minimum	3.87 m³/s
Prurja projektuese maksimum	3.87 m³/s
Tipi i strukturës	Box Culvert monolit betonarme

4.3 Përshkrimi funksional

Segmenti K1 ka funksion transportues në sistemin kryesor të drenazhimit. Në fund të tij prurja kalon në dhomën e bashkimit JC-01, ku integrohet kontributi i kolektorit ekzistues Ø1500. Seksioni drejtkëndor është zgjedhur për të siguruar kapacitet të lartë në kushte të kufizuara vertikale dhe akses të përshtatshëm për inspektim e mirëmbajtje.

4.4 Bazat teorike

$$Q = (1/n) \cdot A \cdot R^{(2/3)} \cdot S^{(1/2)} \quad (4.1)$$

$$A = b \cdot y \quad (4.2)$$

$$P = b + 2y \quad (4.3)$$

$$R = A/P \quad (4.4)$$

$$V = Q/A \quad (4.5)$$

$$Fr = V / \sqrt{(g \cdot y)} \quad (4.6)$$

Formula e Manning-ut përdoret për rrjedhje uniforme në kanal të hapur. Në kolektor të mbushur dhe nën presion, kontrolli duhet të plotësohet me vijën piezometrike dhe humbjet lokale.

Ndërtimi i Kolektorit Kryesor të ujërave të shiut – Vlorë

4.5 Verifikimi në seksion të plotë

S	A (m²)	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q _{kap} (m³/s)	Fr	Q _{proj} /Q _{kap}
0.25%	4.00	6.00	0.667	2.54	10.18	0.57	0.38

$$Q_{kap} = (1/0.015) \cdot 4.00 \cdot 0.667^{(2/3)} \cdot 0.0025^{(1/2)} = 10.18 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.7)$$

Prurja maksimale projektuese është 3.87 m³/s. Krahasimi me kapacitetin tregon se seksioni është i mjaftueshëm në analizën uniforme. Raporti i shfrytëzimit mbetet nën 1.00.

4.6 Kurba prurje–thellësi

Për të vlerësuar sjelljen e seksionit në mbushje të pjesshme, janë llogaritur prurjet për thellësi nga 0.10 m deri në 2.00 m. Kurba Q-y ndihmon në vlerësimin e thellësisë normale dhe të rezervës së lirë.

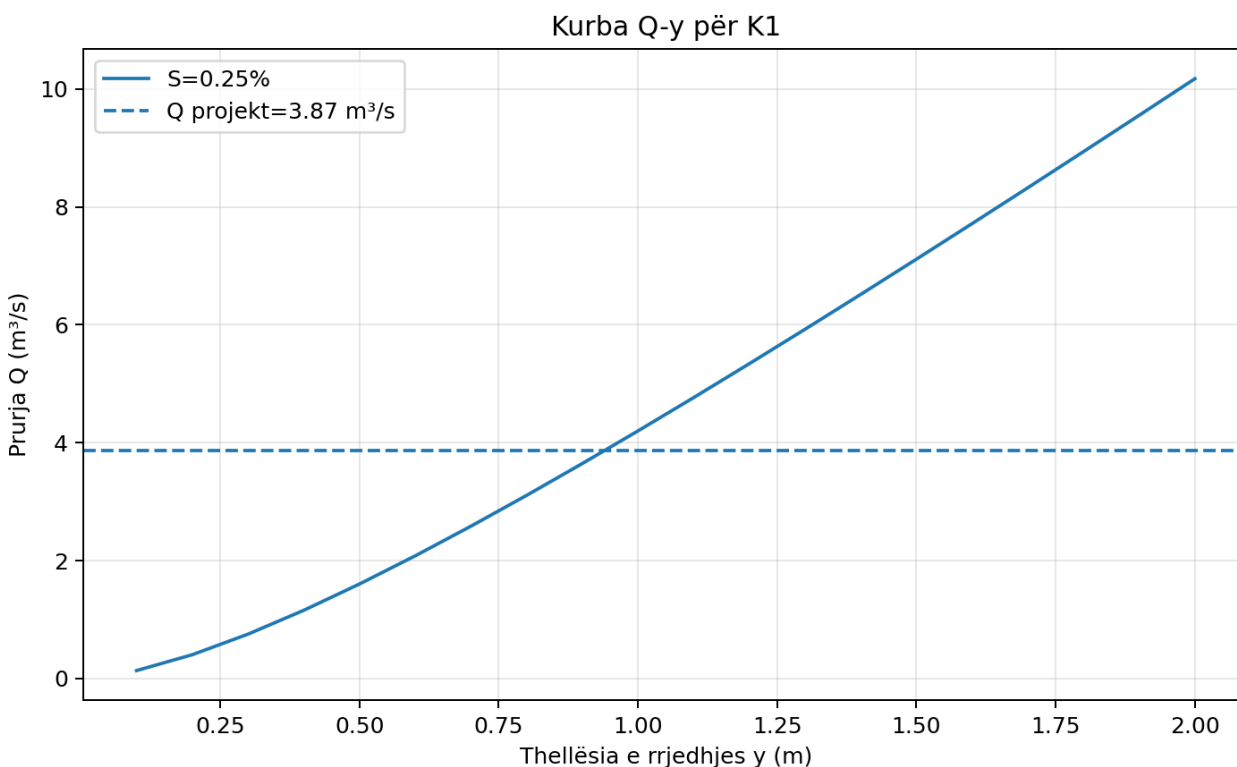


Figura 4-1. Kurba Q-y për segmentin K1.

4.7 Thellësia normale për prurjen projektuese

Për S=0.25% dhe Q=3.87 m³/s, thellësia normale e përafërt është $y_n \approx 0.94$ m, shpejtësia $V \approx 2.06$ m/s dhe $Fr \approx 0.68$. Lartësia e lirë ndaj kurorës së brendshme është rreth 1.06 m.

4.8 Humbjet e energjisë

$$h_f = S \cdot L \quad (4.9)$$

Për $S=0.25\%$ dhe $L=650$ m, humbja lineare e kuotës së energjisë është $h_f \approx 1.62$ m.

$$h_L = K \cdot V^2 / (2g) \quad (4.10)$$

Humbjet lokale në hyrje, dalje, kthesa dhe dhoma bashkimi duhet të llogariten me koeficientë K të përshtatshëm. Në fazën e projekt idese ato nuk janë përfshirë në kapacitetin Manning.

4.9 Kontrolli i shpejtësive

Shpejtësitë duhet të kontrollohen si për kushtin e vetëpastrimit, ashtu edhe për rrezikun e abrazionit. Në prurje të vogla mund të kërkohet pjerrësi lokale e tabanit, kanal pilot ose program mirëmbajtjeje. Në prurje të mëdha, nyjet dhe zonat e turbulencës duhet të mbrohen.

4.10 Vija hidraulike HGL/EGL

Kontrolli përfundimtar duhet të ndërtojë HGL dhe EGL përgjatë profilin gjatësor duke përfshirë kuotat e tabanit, humbjet lineare, humbjet lokale dhe kushtin kufitar në dalje. Duhet shmangur ngritja e HGL mbi kuotën e kapakëve ose të rrugës.

4.11 Kërkesat për veprat e artit dhe mirëmbajtjen

Hyrje të rrumbullakosura ose tranzicione graduale për të ulur humbjet.

Sipërfaqe të brendshme të lëmuara dhe nyje të papërshkueshme.

Akses për inspektim, shkallë AISI 316 dhe pika sigurie.

Masa kundër sedimentimit dhe grumbullimit të mbetjeve.

Kontroll i hidroizolimit dhe Waterstop në fugat e betonimit.

4.12 Përfundime

Seksioni 2×2 m është hidraulikisht i mjaftueshëm për $Q=3.87$ m³/s në analizën uniforme.

Ekziston rezervë kapaciteti, por ajo duhet verifikuar me kushte reale në dalje dhe humbje lokale.

Thellësia normale mbetet nën lartësinë e seksionit për rastet e analizuara.

KAPITULLI 5

ANALIZA HIDRAULIKE E SEGMENTIT K2

Objekti: Kolektori Kryesor i Ujërave të Shiut – Qyteti i Vlorës

Faza: Projekt Zbatimi

5.1 Qëllimi i kapitullit

Ky kapitull paraqet analizën hidraulike të detajuar, në nivel Projekt Zbatimi, për segmentin K2 të kolektorit kryesor. Analiza përfshin gjeometrinë, pjerrësinë, prurjen projektuese, kapacitetin sipas Manning-ut, shpejtësinë, numrin e Froude, rezervën hidraulike, humbjet lineare dhe kërkesat për kontrollin e vijës HGL/EGL.

5.2 Të dhënat bazë

Parametri	Vlera
kilometrazhi	km 0+850 – km 0+270
Gjatësia	580 m
Seksioni i brendshëm	3.00×2.00 m
Pjerrësia projektuese	0.10%–0.15%
Koeficienti Manning	n = 0.015
Prurja projektuese minimum	4.40 m³/s
Prurja projektuese maksimum	4.83 m³/s
Tipi i strukturës	Box Culvert monolit betonarme

5.3 Përshkrimi funksional

Segmenti K2 ka funksion transportues në sistemin kryesor të drenazhimit. Segmenti fillon pas JC-01 dhe përfundon në JC-02, duke transportuar prurjen kumulative të K1 dhe Ø1500. Seksioni drejtkëndor është zgjedhur për të siguruar kapacitet të lartë në kushte të kufizuara vertikale dhe akses të përshtatshëm për inspektim e mirëmbajtje.

5.4 Bazat teorike

$$Q = (1/n) \cdot A \cdot R^{(2/3)} \cdot S^{(1/2)} \quad (5.1)$$

$$A = b \cdot y \quad (5.2)$$

$$P = b + 2y \quad (5.3)$$

$$R = A/P \quad (5.4)$$

$$V = Q/A \quad (5.5)$$

$$Fr = V / \sqrt{(g \cdot y)} \quad (5.6)$$

Formula e Manning-ut përdoret për rrjedhje uniforme në kanal të hapur. Në kolektor të mbushur dhe nën presion, kontrolli duhet të plotësohet me vijën piezometrike dhe humbjet lokale.

5.5 Verifikimi në seksion të plotë

S	A (m²)	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q _{kap} (m³/s)	Fr	Q _{proj} /Q _{kap}
---	--------	-------	-------	---------	-------------------------	----	-------------------------------------

Ndërtimi i Kolektorit Kryesor të ujërave të shiut – Vlorë

0.10%	6.00	7.00	0.857	1.90	11.41	0.43	0.42
0.15%	6.00	7.00	0.857	2.33	13.98	0.53	0.35

$$Q_{kap} = (1/0.015) \cdot 6.00 \cdot 0.857^{(2/3)} \cdot 0.0010^{(1/2)} = 11.41 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5.7)$$

$$Q_{kap} = (1/0.015) \cdot 6.00 \cdot 0.857^{(2/3)} \cdot 0.0015^{(1/2)} = 13.98 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5.8)$$

Prurja maksimale projektuese është 4.83 m³/s. Krahasimi me kapacitetin tregon se seksioni është i mjaftueshëm në analizën uniforme. Raporti i shfrytëzimit mbetet nën 1.00.

5.6 Kurba prurje–thellësi

Për të vlerësuar sjelljen e seksionit në mbushje të pjesshme, janë llogaritur prurjet për thellësi nga 0.10 m deri në 2.00 m. Kurba Q-y ndihmon në vlerësimin e thellësisë normale dhe të rezervës së lirë.

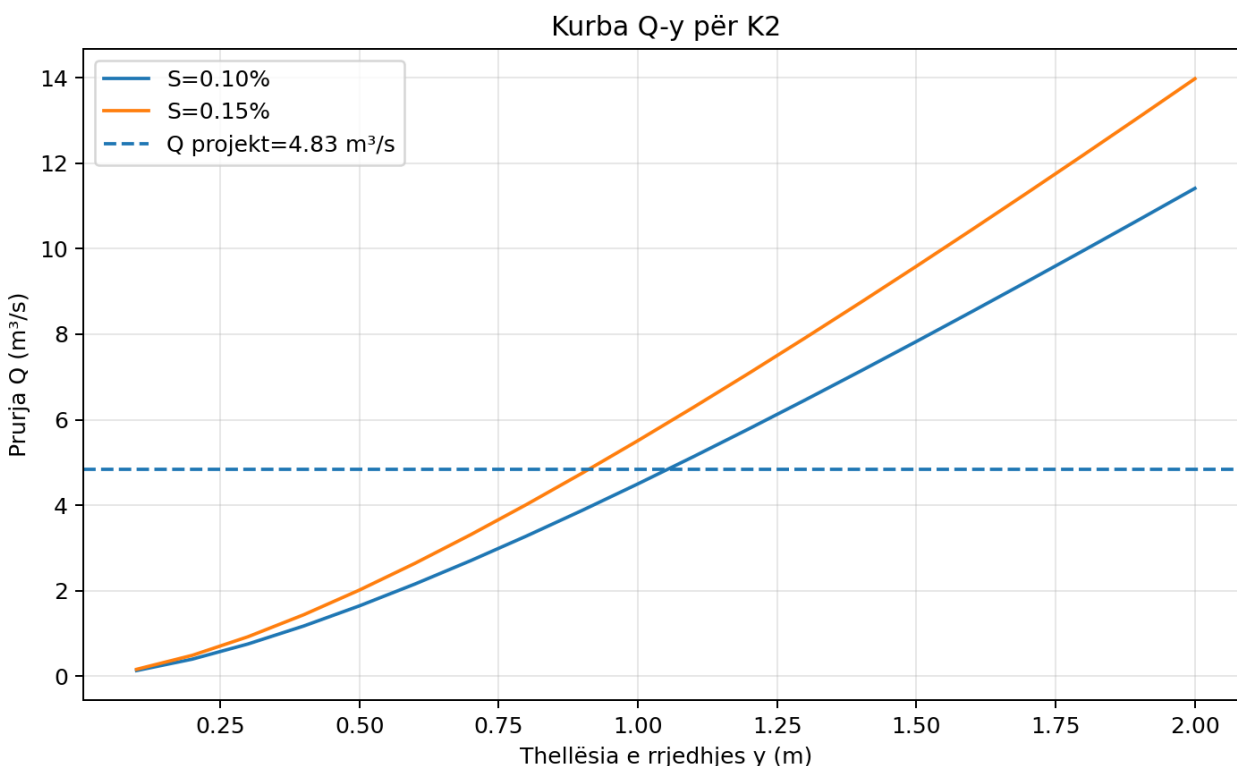


Figura 5-1. Kurba Q-y për segmentin K2.

5.7 Thellësia normale për prurjen projektuese

Për S=0.10% dhe Q=4.83 m³/s, thellësia normale e përafërt është y_n≈1.05 m, shpejtësia V≈1.53 m/s dhe Fr≈0.48. Lartësia e lirë ndaj kurorës së brendshme është rreth 0.95 m.

Për S=0.15% dhe Q=4.83 m³/s, thellësia normale e përafërt është y_n≈0.91 m, shpejtësia V≈1.77 m/s dhe Fr≈0.59. Lartësia e lirë ndaj kurorës së brendshme është rreth 1.09 m.

5.8 Humbjet e energjisë

$$h_f = S \cdot L \quad (5.9)$$

Për $S=0.10\%$ dhe $L=580$ m, humbja lineare e kuotës së energjisë është $h_f \approx 0.58$ m.

Për $S=0.15\%$ dhe $L=580$ m, humbja lineare e kuotës së energjisë është $h_f \approx 0.87$ m.

$$h_L = K \cdot V^2 / (2g) \quad (5.10)$$

Humbjet lokale në hyrje, dalje, kthesa dhe dhoma bashkimi duhet të llogariten me koeficientë K të përshtatshëm. Në fazën paraprake ato nuk janë përfshirë në kapacitetin Manning.

5.9 Kontrolli i shpejtësive

Shpejtësitë duhet të kontrollohen si për kushtin e vetëpastrimit, ashtu edhe për rrezikun e abrazionit. Në prurje të vogla mund të kërkohet pjerrësi lokale e tabanit, kanal pilot ose program mirëmbajtjeje. Në prurje të mëdha, nyjet dhe zonat e turbulencës duhet të mbrohen.

5.10 Vija hidraulike HGL/EGL

Kontrolli përfundimtar duhet të ndërtojë HGL dhe EGL përgjatë profilin gjatësor duke përfshirë kuotat e tabanit, humbjet lineare, humbjet lokale dhe kushtin kufitar në dalje. Duhet shmangur ngritja e HGL mbi kuotën e kapakëve ose të rrugës.

5.11 Kërkesat për veprat e artit dhe mirëmbajtjen

- Hyrje të rrumbullakosura ose tranzicione graduale për të ulur humbjet.
- Sipërfaqe të brendshme të lëmuara dhe nyje të papërshkueshme.
- Akses për inspektim, shkallë AISI 316 dhe pika sigurie.
- Masa kundër sedimentimit dhe grumbullimit të mbetjeve.
- Kontroll i hidroizolimit dhe Waterstop në fugat e betonimit.

5.12 Përfundime

1. Seksioni 3×2 m është hidraulikisht i mjaftueshëm për $Q=4.83$ m³/s në analizën uniforme.
2. Ekziston rezervë kapaciteti, por ajo duhet verifikuar me kushte reale në dalje dhe humbje lokale.
3. Thellësia normale mbetet nën lartësinë e seksionit për rastet e analizuara.
4. Modelimi HGL/EGL dhe analiza e dhomave të bashkimit janë të detyrueshme në Projektin e Zbatimit.

KAPITULLI 6

ANALIZA HIDRAULIKE E SEGMENTIT K3

Objekti: Kolektori Kryesor i Ujërave të Shiut – Qyteti i Vlorës

Faza: Projekt Zbatimi

6.1 Qëllimi i kapitullit

Ky kapitull paraqet analizën hidraulike të detajuar, në nivel Projekt Zbatimi, për segmentin K3 të kolektorit kryesor. Analiza përfshin gjeometrinë, pjerrësinë, prurjen projektuese, kapacitetin sipas Manning-ut, shpejtësinë, numrin e Froude, rezervën hidraulike, humbjet lineare dhe kërkesat për kontrollin e vijës HGL/EGL.

6.2 Të dhënat bazë

Parametri	Vlera
kilometrazhi	km 0+270 – km 0+000
Gjatësia	270 m
Seksioni i brendshëm	4.00×2.00 m
Pjerrësia projektuese	0.10%–0.15%
Koeficienti Manning	n = 0.015
Prurja projektuese minimum	7.62 m³/s
Prurja projektuese maksimum	8.86 m³/s
Tipi i strukturës	Box Culvert monolit betonarme

6.3 Përshkrimi funksional

Segmenti K3 ka funksion transportues në sistemin kryesor të drenazhimit. Segmenti fillon pas JC-02, merr edhe kontributin e kanalit të hapur dhe përcjell prurjen drejt pikës së shkarkimit. Seksioni drejtkëndor është zgjedhur për të siguruar kapacitet të lartë në kushte të kufizuara vertikale dhe akses të përshtatshëm për inspektim e mirëmbajtje.

6.4 Bazat teorike

$$Q = (1/n) \cdot A \cdot R^{(2/3)} \cdot S^{(1/2)} \quad (6.1)$$

$$A = b \cdot y \quad (6.2)$$

$$P = b + 2y \quad (6.3)$$

$$R = A/P \quad (6.4)$$

$$V = Q/A \quad (6.5)$$

$$Fr = V / \sqrt{(g \cdot y)} \quad (6.6)$$

Formula e Manning-ut përdoret për rrjedhje uniforme në kanal të hapur. Në kolektor të mbushur dhe nën presion, kontrolli duhet të plotësohet me vijën piezometrike dhe humbjet lokale.

6.5 Verifikimi në seksion të plotë

S	A (m²)	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q _{kap} (m³/s)	Fr	Q _{proj} /Q _{kap}
0.10%	8.00	8.00	1.000	2.11	16.87	0.48	0.53
0.15%	8.00	8.00	1.000	2.58	20.66	0.58	0.43

$$Q_{kap} = (1/0.015) \cdot 8.00 \cdot 1.000^{(2/3)} \cdot 0.0010^{(1/2)} = 16.87 \text{ m}^3/\text{s} \quad (6.7)$$

$$Q_{kap} = (1/0.015) \cdot 8.00 \cdot 1.000^{(2/3)} \cdot 0.0015^{(1/2)} = 20.66 \text{ m}^3/\text{s} \quad (6.8)$$

Prurja maksimale projektuese është 8.86 m³/s. Krahasimi me kapacitetin tregon se seksioni është i mjaftueshëm në analizën uniforme. Raporti i shfrytëzimit mbetet nën 1.00.

6.6 Kurba prurje–thellësi

Për të vlerësuar sjelljen e seksionit në mbushje të pjesshme, janë llogaritur prurjet për thellësi nga 0.10 m deri në 2.00 m. Kurba Q-y ndihmon në vlerësimin e thellësisë normale dhe të rezervës së lirë.

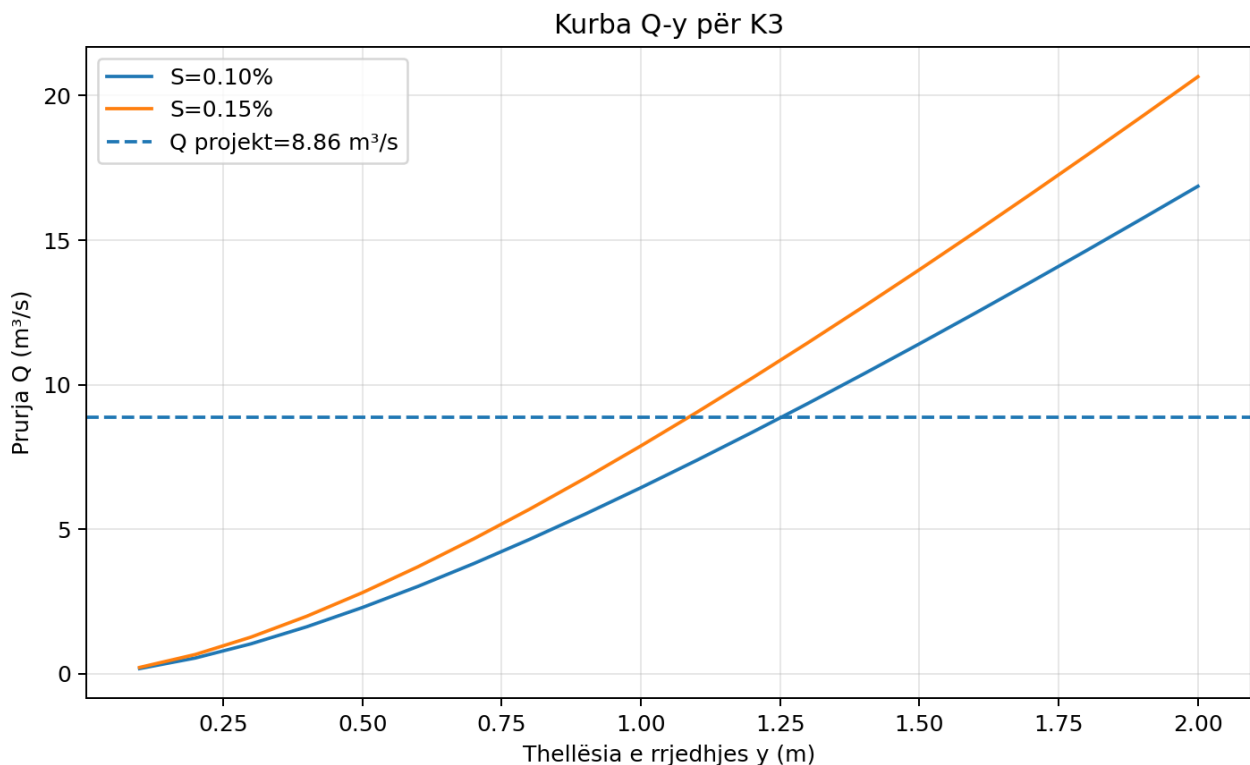


Figura 6-1. Kurba Q-y për segmentin K3.

6.7 Thellësia normale për prurjen projektuese

Për S=0.10% dhe Q=8.86 m³/s, thellësia normale e përafërt është y_n≈1.25 m, shpejtësia V≈1.77 m/s dhe Fr≈0.51. Lartësia e lirë ndaj kurorës së brendshme është rreth 0.75 m.

Për S=0.15% dhe Q=8.86 m³/s, thellësia normale e përafërt është y_n≈1.08 m, shpejtësia V≈2.04 m/s dhe Fr≈0.63. Lartësia e lirë ndaj kurorës së brendshme është rreth 0.92 m.

6.8 Humbjet e energjisë

$$hf = S \cdot L \quad (6.9)$$

Për $S=0.10\%$ dhe $L=270$ m, humbja lineare e kuotës së energjisë është $hf \approx 0.27$ m.

Për $S=0.15\%$ dhe $L=270$ m, humbja lineare e kuotës së energjisë është $hf \approx 0.41$ m.

$$hL = K \cdot V^2 / (2g) \quad (6.10)$$

Humbjet lokale në hyrje, dalje, kthesa dhe dhoma bashkimi duhet të llogariten me koeficientë K të përshtatshëm. Në këto fazën ato nuk janë përfshirë në kapacitetin Manning.

6.9 Kontrolli i shpejtësive

Shpejtësitë duhet të kontrollohen si për kushtin e vetëpastrimit, ashtu edhe për rrezikun e abrazionit. Në prurje të vogla mund të kërkohet pjerrësi lokale e tabanit, kanal pilot ose program mirëmbajtjeje. Në prurje të mëdha, nyjet dhe zonat e turbulencës duhet të mbrohen.

6.10 Vija hidraulike HGL/EGL

Kontrolli përfundimtar duhet të ndërtojë HGL dhe EGL përgjatë profilin gjatësor duke përfshirë kuotat e tabanit, humbjet lineare, humbjet lokale dhe kushtin kufitar në dalje. Duhet shmangur ngritja e HGL mbi kuotën e kapakëve ose të rrugës.

Me poshte është një analizë e vijave HGLiEGL

6.10.1. Qëllimi

Ky dokument paraqet vlerësimin paraprak të vijave Hydraulic Grade Line (HGL) dhe Energy Grade Line (EGL) për sistemin e kolektorëve K1, K2 dhe K3. Llogaritjet janë të projekt idese, dhe shërbejnë për diskutim teknik në këtë fazën.

6.10.2. Të dhënat bazë

Parametri	Vlera
Kuota e tabanit në dalje	-3.30 m
K1	2.0 × 2.0 m
K2	3.0 × 2.0 m
K3	4.0 × 2.0 m
Manning n	0.015
Pjerrësitë	Sipas projektit
Metoda	Rrjedhje uniforme (Manning)

6.10.3. Rezultatet Projekt Idese

Segmenti	y (m)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)
K1	0.94	2.06	0.22
K2	1.05	1.53	0.12

K3	1.25	1.77	0.16
----	------	------	------

6.10.4. Profili orientues HGL/EGL

Zinxhirazhi	Segmenti	Kuota tabanit	HGL	EGL
km 0+000	Dalja K3	-3.30	-2.05	-1.89
km 0+270	JC-02	-3.03	-1.78	-1.62
km 0+850	JC-01	-2.45	-1.40	-1.28
km 1+500	Fillimi K1	-0.83	+0.12	+0.33

6.10.5. Interpretimi

Rezultatet tregojnë se në analizën paraprake niveli HGL mbetet brenda seksionit të kolektorëve. Mbushja e seksionit është rreth 47% për K1, 53% për K2 dhe 63% për K3, pra nën kufirin e projektimit prej 75%. Rekomandohet që në Projektin e Zbatimit të kryhet modelimi përfundimtar me humbjet lokale në dhomat e bashkimit, kushtin kufitar në kanalën pritës dhe profilin topografik të detajuar.

6.11 Kërkesat për veprat e artit dhe mirëmbajtjen

- Hyrje të rumbullakosura ose tranzicione graduale për të ulur humbjet.
- Sipërfaqe të brendshme të lëmuara dhe nyje të papërshkueshme.
- Akses për inspektim, shkallë AISI 316 dhe pika sigurie.
- Masa kundër sedimentimit dhe grumbullimit të mbetjeve.
- Kontroll i hidroizolimit dhe Waterstop në fugat e betonimit.

6.12 Përfundime

5. Seksioni 4x2 m është hidraulikisht i mjaftueshëm për $Q=8.86 \text{ m}^3/\text{s}$ në analizën uniforme.
6. Ekziston rezervë kapaciteti, por ajo duhet verifikuar me kushte reale në dalje dhe humbje lokale.
7. Thellësia normale mbetet nën lartësinë e seksionit për rastet e analizuar.
8. Modelimi HGL/EGL dhe analiza e dhomave të bashkimit janë të detyrueshme në Projektin e Zbatimit.

KAPITULLI 7

K3 4.00×2.00 m MONOLIT

Faza: Projekt Zbatimi

7.1 K3 – Box culvert monolit 4000×2000 mm

Për K3 ruhen dimensionet dhe rekomandimet e versionit të mëparshëm. Struktura trajtohet si kornizë e mbyllur për brez 1.00 m, me veprim të përbashkët të soletës, mureve dhe dyshemesë.

Kontrolli	Rezultati paraprak	Armimi i rekomanduar
Soleta sipër, moment negativ	MEd≈113.8 kNm/m; As,req≈1178 mm ² /m	Ø16/180 sipër mbi mure
Soleta sipër, fushë	MEd≈56.9 kNm/m; As,req≈586 mm ² /m	Ø14/150 poshtë
Muret	Presion i kombinuar tokë + ujë	Ø14/150 vertikal dy faqet; Ø12/200 horizontal
Dyshemeja 35 cm	Ndryshim shenje momenti	Ø16/180 në zonat drejtuese + Ø14/200 në faqen tjetër
Flotacioni final	FS≈1.80 për mbulesë 1.00 m	I pranueshëm paraprakisht; kontroll gjatë ndërtimit

7.2 Ndikimi i ujërave nëntokësore

GWT që ndryshon nga rreth -5.00 m në pjesën e lartë deri në -1.00 m në pjesën e ulët kërkon ndarje të gjurmës në zona piezometrike. Për secilën piketë duhet të kontrollohen presioni hidrostatik, flotacioni, stabiliteti i gjurmimit dhe nevoja për wellpoint ose puse pompimi.

Gjendja	K1	K2	K3
Para mbushjes	FS=0.75	FS=0.65	Kontroll i posaçëm sipas fazës së betonimit
Gjendja finale, mbulesë 1 m	FS=1.79	FS=1.69	FS≈1.80
Masa	Dewatering + mbushje simetrike	Dewatering + ballast/mbushje	Dewatering, Waterstop dhe kontroll i tabanit

7.3 Përfundime të rishikuara

- K1 përcaktohet si keson i parafabrikuar 2.00×2.00 m.
- K2 përcaktohet si keson i parafabrikuar 3.00×2.00 m me vëllim 2.24 m³ dhe peshë 10,752 kg/copë.
- Armimi i K2 merret sipas vizatimit: Ø14 për konturin dhe qoshet, Ø10 për muret dhe Ø8/15 cm për shpërndarjen.
- Armimi i K1 konceptohet në analogji me K2, duke ruajtur diametrat dhe duke përshtatur gjatësitë e shufrave.
- Të dy kesonet janë të cënueshëm ndaj flotacionit gjatë montimit; masat e përkohshme janë të detyrueshme.
- K3 mbetet monolit 4.00×2.00 m me mure 30 cm, soletë 30 cm dhe dysheme 35 cm.
- Përfundimi për zbatim kërkon llogaritje FEM, studim gjeoteknik, profil të saktë të GWT dhe dokumentacion të certifikuar të prodhuesit.

KAPITULLI 8

ANALIZA HIDRAULIKE DHE LLOGARITJET STRUKTURE TË DHOMAVE TË BASHKIMIT JC-01 DHE JC-02

Lidhja e kolektorit Ø1500 mm në kënd 90° me kolektorin K2 3.00×2.00 m

Faza: Projekt Zbatimi

8.1 Qëllimi i kapitullit

Kapitulli shqyrton dy dhomat e bashkimit të parashikuara në km 0+850 dhe km 0+270. Në JC-01 shkarkohet kolektori ekzistues Ø1500 mm, i cili mbledh ujërat e një baseni deri në 10 ha, në kolektorin K2 me seksion të brendshëm 3.00×2.00 m. Për shkak të kufizimeve urbane, hyrja nuk mund të realizohet në kënd rreth 40°, por duhet të jetë pingul, në kënd 90°.

Gjithashtu është analizuar mundësia e reduktimit të dimensioneve të jashtme të dhomave nga 7.50×5.50 m në 5.00×3.00 m. Analiza tregon se dimensionin 5.00×3.00 m i jashtëm nuk është gjeometrikisht i përshtatshëm për kalimin e K2 3.00 m të gjerë, nëse përdoren mure betonarme me trashësi normale. Prandaj paraqitet një variant i optimizuar 5.00×4.00 m i jashtëm.

8.2 Të dhënat hyrëse

Parametri	JC-01 km 0+850	JC-02 km 0+270
Funksioni	Bashkim Ø1500 me K2	Dhomë bashkimi/tranzicioni në sistem
Kolektori kryesor	K2 3.00×2.00 m	K2/K3 sipas profilit të projektit
Hyrja anësore	Ø1500 mm në 90°	Sipas lidhjeve të projektit
Prurja e Ø1500	0.53–0.97 m³/s	Nuk aplikohet drejtpërdrejt
Baseni i Ø1500	5.5–10 ha	—
GWT	-3.00 m nga rruga	-2.50 m nga rruga
Dimensionet fillestare	7.50×5.50 m jashtë	7.50×5.50 m jashtë
Dimensioni i kërkuar për kontroll	5.00×3.00 m jashtë	5.00×3.00 m jashtë

8.3 Kontrolli gjeometrik i variantit 5.00×3.00 m

$$B_{\text{brendshëm}} = 3.00 - 2 \cdot 0.35 = 2.30 \text{ m} \quad (8.1)$$

$$Hapja \text{ K2} = 3.00 \text{ m} > B_{\text{brendshëm}} = 2.30 \text{ m} \quad (8.2)$$

Me mure 35 cm, dhoma 3.00 m e gjerë nga jashtë ofron vetëm 2.30 m hapësirë të brendshme. Kjo është më e vogël se gjerësia e brendshme 3.00 m e K2. Hapja e K2 do të ndërpriste plotësisht muret anësore dhe do të linte pa pilastra të mjaftueshme zonat e nyjeve. Edhe me mure 30 cm, gjerësia e brendshme do të ishte 2.40 m, përsëri e pamjaftueshme.

$$Pilastra \text{ anësore në variantin } 5 \times 3 = (2.30 - 3.00) / 2 = -0.35 \text{ m} \quad (8.3)$$

Vlera negative tregon konflikt të drejtpërdrejtë gjeometrik. Për këtë arsye varianti 5.00×3.00 m i jashtëm nuk rekomandohet si dhomë e plotë bashkimi për K2 3×2 m.

8.4 Varianti i optimizuar i rekomanduar

Parametri	Vlera e rekomanduar
Dimensionet e jashtme	5.00×4.00 m
Dimensionet e brendshme	4.30×3.30 m
Lartësia e brendshme	2.40 m
Trashësia e mureve	35 cm
Trashësia e soletës	35 cm
Trashësia e dyshemesë	40 cm
Betoni	C35/45
Armatura	B500B
Mbulimi nominal	50 mm

$$\text{Pilastra anësore} = (3.30-3.00)/2 = 0.15 \text{ m} \quad (8.4)$$

Varianti 5.00×4.00 m redukton ndjeshëm sipërfaqen krahasuar me 7.50×5.50 m, por ruan një hapësirë të brendshme 3.30 m në drejtimin e gjerësisë. Pilastrat 15 cm teorike në secilën anë të hapjes së K2 janë ende të vogla; për këtë arsye hapja duhet trajtuar si një portal i integruar me kornizën e dhomës, me përforcim të dendur në qoshe. Një zgjidhje edhe më robuste është 5.00×4.30 m jashtë ose 5.00×3.00 m si dimension i brendshëm, jo i jashtëm.

Skema konceptuale e dhomës së bashkimit 5.0 × 4.0 m

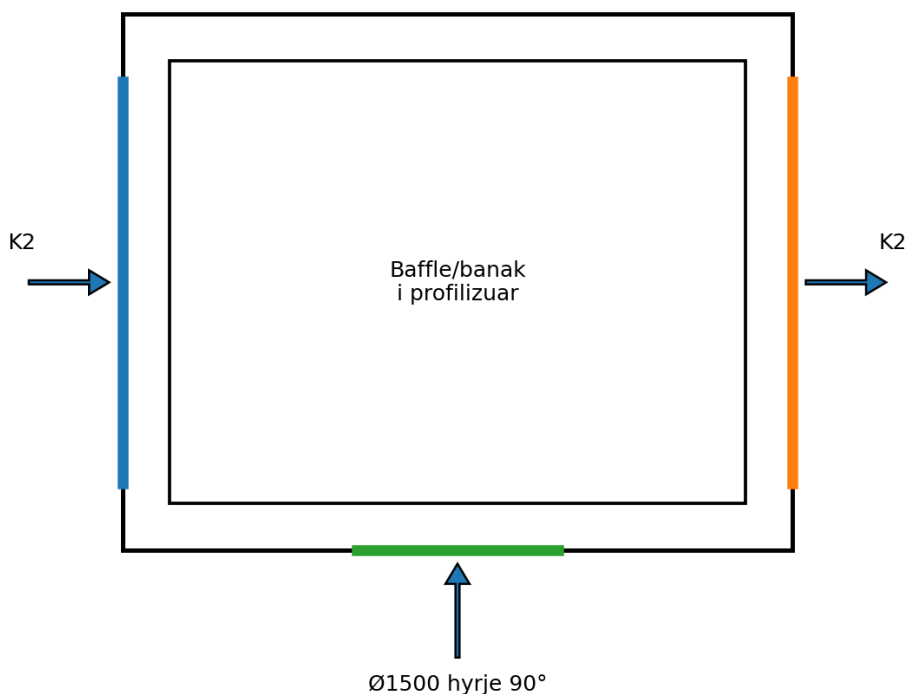


Figura 8-1. Skema konceptuale e variantit 5.00×4.00 m me hyrje Ø1500 pingul.

8.5 Analiza hidraulike e hyrjes Ø1500 në 90°

$$A_{Ø1500} = \pi \cdot 1.50^2 / 4 = 1.767 \text{ m}^2 \quad (8.5)$$

$$V_{Ø1500} = 0.97 / 1.767 = 0.55 \text{ m/s} \quad (8.6)$$

Hyrja pingul krijon zonë impakti, turbulencë dhe humbje energjie më të madhe se hyrja në kënd 40°. Për të kufizuar kthimin e rrjedhjes drejt hyrjes së K2 dhe ngritjen e HGL, rekomandohet një barriere e profilizuar në dysHEME dhe një deflektor i lakuar ose mur udhëzues që e kthen gradualisht rrjedhjen në drejtimin e K2.

$$hL = K \cdot V^2 / (2g) \quad (8.7)$$

Rasti	K orientues	hL për V=0.55 m/s
Hyrje e thjeshtë 90°	1.0–1.5	0.02–0.03 m

Rasti	K orientues	hL për V=0.55 m/s
Hyrje me deflektor të profilizuar	0.4–0.8	0.01–0.02 m
Bashkim me kontraksion/turbulencë të fortë	1.5–2.5	0.03–0.04 m

Humbja numerike e hyrjes Ø1500 është relativisht e vogël për shpejtësinë e llogaritur, por shpejtësia në K2 dhe bashkëveprimi i dy rrjedhave mund të rrisin turbulencën lokale. Kontrolli përfundimtar duhet të kryhet me model 1D/2D ose CFD lokal për skenarin e prurjes maksimale.

8.6 Modeli strukturor

Dhoma trajtohet si kuti monolite betonarme. Soleta punon si pllakë dy-drejtimore e mbështetur në mure, muret përballojnë presionin e tokës dhe ujit, ndërsa dyshemeja përballon reaksionin e tabanit dhe presionin ngritës. Hapjet e mëdha për K2 dhe Ø1500 krijojnë ndërprerje në rrjedhën e forcave dhe kërkojnë trarë kurorë, kolona dhe armim diagonal rreth qosheve.

8.7 Llogaritja e soletës

$$G_k = 0.35 \cdot 25 + 1.00 \cdot 20 + 5 = 33.75 \text{ kPa} \quad (8.8)$$

$$q_d = 1.35 \cdot 33.75 + 1.50 \cdot 20 = 75.56 \text{ kPa} \quad (8.9)$$

$$L_{eff} = 3.30 + 0.35 = 3.65 \text{ m} \quad (8.10)$$

$$M_{Ed,neg} = q_d \cdot L^2 / 12 = 83.89 \text{ kNm/m} \quad (8.11)$$

$$M_{Ed,pos} = q_d \cdot L^2 / 24 = 41.95 \text{ kNm/m} \quad (8.12)$$

$$A_{s,req,neg} \approx 734 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (8.13)$$

$$A_{s,req,pos} \approx 366 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (8.14)$$

Zona	Armimi i propozuar	As e dhënë
Sipër mbi mure dhe rreth hapjeve	Ø16/150 mm	1,340 mm ² /m
Poshtë në fushë	Ø14/150 mm	1,026 mm ² /m
Drejtimi dytësor	Ø12/180 mm	628 mm ² /m
Rreth kapakëve/hapjeve	Ø16/150 mm lokal	Sipas detajit

8.8 Presionet mbi muret

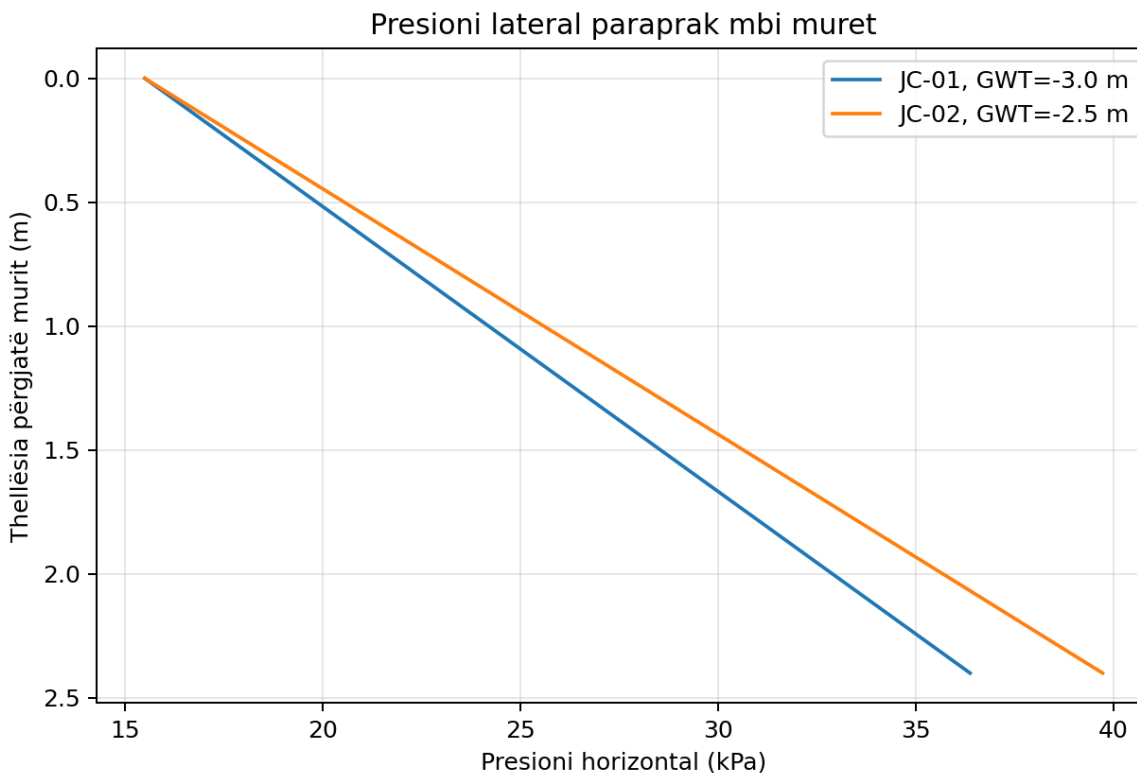


Figura 8-2. Presionet laterale për nivelet e ujërave nëntokësore të dy dhomave.

Kontrolli	JC-01 GWT -3.0 m	JC-02 GWT -2.5 m
Presioni në kurorën e murit	15.5 kPa	15.5 kPa
Presioni në fund të murit	36.4 kPa	39.7 kPa
Momenti paraprak	64.7 kNm/m	67.9 kNm/m
As e kërkuar	564 mm ² /m	592 mm ² /m
Pozicioni	Armimi i rekomanduar	
Muret, vertikal në dy faqet	Ø14/150 mm	
Muret, horizontal në dy faqet	Ø12/180 mm	
Rreth hapjes K2	Ø16/150 mm + shufra diagonale Ø16	
Rreth hapjes Ø1500	2 unaza Ø16 + shufra radiale Ø14/150	
Trari kurorë mbi hapjen K2	Minimum 4Ø20 sipër + 4Ø20 poshtë; stafa Ø10/100	
Pilastra anësore të portalit	Armim i dendur Ø16/100–150 sipas modelit FEM	

JC-02 është më kritike ndaj presionit të ujit, sepse GWT ndodhet 0.50 m më lart se në JC-01. Megjithatë, në të dy rastet kontrolli i çarjeve dhe përforcimi rreth hapjeve pritet të jetë më drejtues se rezistenca e thjeshtë në përkulje.

8.9 Dyshemeja dhe kontrolli i flotacionit

Parametri	JC-01	JC-02
Thellësia e poshtme nga rruga	4.15 m	4.15 m
Koka e ujit nën dysheme	1.15 m	1.65 m
Presioni ngritës	11.5 kPa	16.5 kPa
Forca ngritëse	230 kN	330 kN
Pesha përfundimtare rezistuese	1224 kN	1224 kN

Parametri	JC-01	JC-02
FS final	5.32	3.71
FS gjatë ndërtimit	2.39	1.66

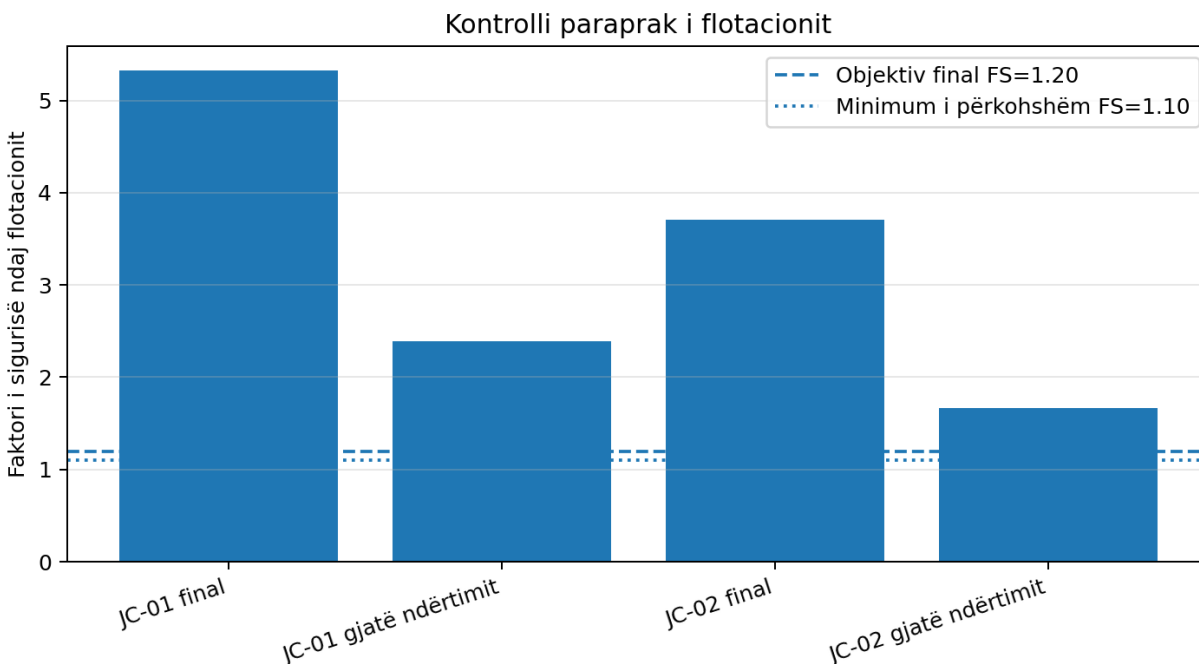


Figura 8-3. Faktori paraprak i sigurisë ndaj flotacionit.

Në gjendjen finale, pesha e strukturës, mbulesës dhe shtresave rrugore jep faktor sigurie të kënaqshëm për të dy dhomat. Gjatë ndërtimit, para realizimit të soletës dhe mbulesës, kontrolli mund të jetë kritik; kërkohet ulje e kontrolluar e GWT dhe ndalim i pompimit vetëm pasi struktura të ketë peshë të mjaftueshme.

Zona e dyshemesë	Armimi i propozuar
Sipër pranë mureve/portalit	Ø16/150 mm
Poshtë në fushë	Ø16/150 mm
Faqja tjetër, minimum	Ø14/180 mm
Rreth pusëtës së sedimentimit	Ø16/150 mm lokal

8.10 Detaji hidraulik i brendshëm

- DysHEME e profilizuar me kanal udhëzues në drejtimin e K2.
- Deflektor i lakuar për kthimin e rrjedhjes Ø1500 nga 90° drejt aksit të K2.
- Shmangie e qosheve të mprehta; rreze orientuese 0.50–0.75 m.
- Pusëtë sedimentimi lokale 20–30 cm vetëm nëse nuk cenon vetëpastrimin.
- Kuota e invertit të Ø1500 të harmonizohet me invertin e K2, pa prag negativ.
- Akses i sigurt për pastrim dhe inspektim, pa u vendosur në zonën e impaktit të rrjedhjes.

8.11 Krahassimi i alternativave

Alternativa	Vlerësimi hidraulik	Vlerësimi strukturor	Rekomandimi
7.50×5.50 m jashtë	Shumë hapësirë; humbje të ulëta	E rëndë dhe e kushtueshme	Mund të reduktohet

Alternativa	Vlerësimi hidraulik	Vlerësimi strukturor	Rekomandimi
5.00×3.00 m jashtë	E ngushtë; konflikt me K2	Gjeometrikisht e papërshtatshme	Nuk rekomandohet
5.00×4.00 m jashtë	E realizueshme me deflektor	Kërkon portal të përforcuar	Variant minimal i pranueshëm
5.00×4.30 m jashtë	Më e favorshme	Kolona më të sigurta	Variant i preferuar
5.00×3.00 m brenda	Hapësirë e mirë	Jashtë rreth 5.70×3.70 m	Alternativë e mirë

8.12 Kërkesat për modelimin përfundimtar

- Model FEM 3D ose shell për soletën, muret, dyshemënë dhe portalet e hapjeve.
- Kombinime ULS/SLS me trafik, tokë, GWT maksimal, kolektor bosh dhe kolektor plot.
- Kontroll i gjerësisë së çarjes $w_k \leq 0.20$ mm.
- Kontroll i prerjes në trarët mbi hapjet dhe në qoshet e portalit.
- Kontroll i flotacionit për fazat e ndërtimit dhe nivelin sezonal maksimal.
- Model hidraulik 1D/2D për bashkimin 90° dhe vijën HGL/EGL.
- Verifikim topografik i kuotave të invertit dhe i utiliteve urbane.

8.13 Permbledhje

- Hyrja Ø1500 mund të realizohet pingul me K2, por duhet të pajiset me deflektor dhe dyshemë të profilizuar.
- Dimensioni 5.00×3.00 m i jashtëm nuk mund të akomodojë në mënyrë të sigurt hapjen 3.00 m të K2 me mure betonarme normale.
- Dimensioni minimal i pranueshëm është rreth 5.00×4.00 m i jashtëm; 5.00×4.30 m është më i favorshëm strukturalisht.
- Të dy dhomat mund të standardizohen me të njëjtën gjeometri, duke projektuar JC-02 për GWT më kritik -2.50 m.
- Soleta 35 cm, muret 35 cm dhe dyshemeja 40 cm janë të përshtatshme si bazë llogaritese.
- Armimi rreth hapjeve dhe trarët e portalit janë elementet drejtuese të projektimit.
- Kontrolli final kërkon model FEM dhe modelim hidraulik të bashkimit 90°.

8.14 Pusetat e kontrollit përgjatë kolektorëve K1, K2 dhe K3

Për inspektimin, pastrimin dhe mirëmbajtjen e kolektorëve parashikohen puseta vertikale kontrolli me interval maksimal rreth 150 m. Pusetat vendosen mbi aksin e kolektorit dhe sigurojnë akses nga sipërfaqja e rrugës deri në dyshemënë e seksionit. Kapaku duhet të jetë prej gize sferoidale, tip i rëndë për trafik, klasa D400 sipas EN 124, me hapje të lirë minimum Ø700 mm.

8.14.1 Numri dhe vendosja paraprake

Segmenti	Gjatësia	Seksioni	Nr. pusetave	Pozicionet orientuese nga fillimi i segmentit
K1	650 m	2.00×2.00 m	4	150 m, 300 m, 450 m, 600 m
K2	580 m	3.00×2.00 m	3	150 m, 300 m, 450 m
K3	270 m	4.00×2.00 m	1	150 m
TOTAL	1,500 m	—	8	Koordinim përfundimtar me JC-01, JC-02 dhe kthesat

Raport Teknik – Projekt Zbatimi

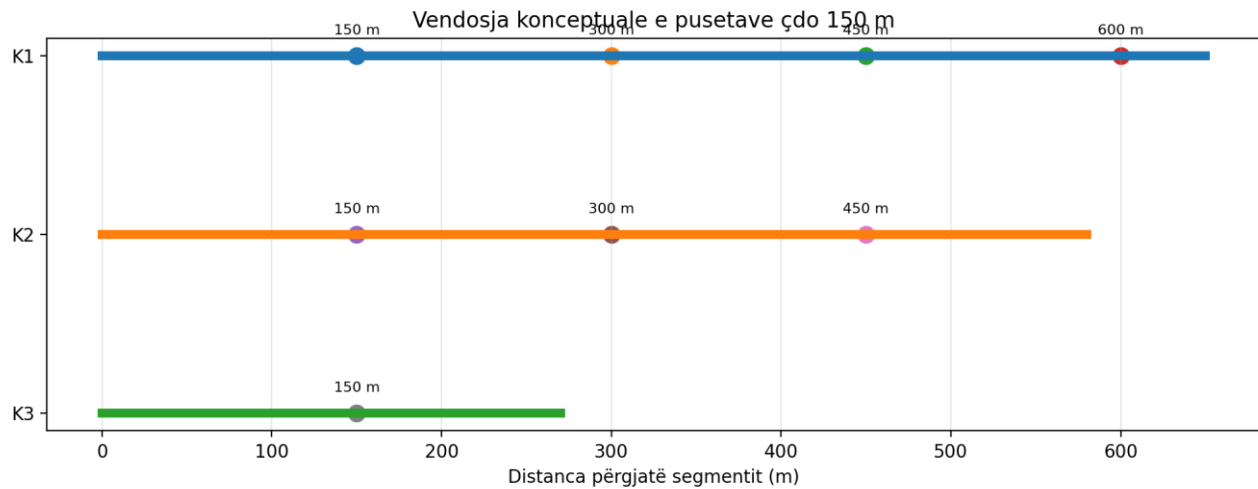


Figura 8-4. Vendosja konceptuale e pusetave çdo 150 m.

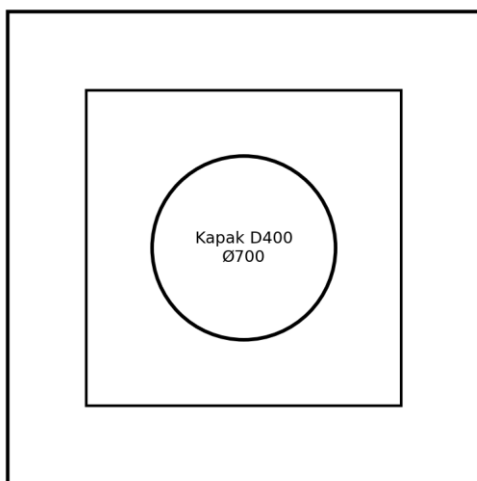
Pikat e sakta duhet të rregullohen që pusetat të mos përkojnë me kryqëzime, hyrje pronash, utilitete ekzistuese ose dhomat JC-01/JC-02. Distanca 150 m konsiderohet maksimum; mund të reduktohet në zona me kthesa, ndryshim seksioni ose nevojë të shtuar mirëmbajtjeje.

8.14.2 Tipologjia e propozuar

Parametri	Opsioni bazë
Dimensionet e jashtme	1.80×1.80 m
Dimensionet e brendshme	1.20×1.20 m
Trashësia e mureve	30 cm
Soleta e sipërme	25 cm, me jakë lokale rreth kapakut
Hapja e lirë e kapakut	Ø700 mm, D400
Materiali	Beton C35/45; armaturë B500B
Shkallët	Çelik i galvanizuar në të nxehtë; hap 300 mm
Gjerësia e shkallës	Minimum 350–400 mm
Mbulimi nominal	45–50 mm
Hidroizolimi	Waterstop/shirit hidrofili në lidhjen me kolektorin

Dimensioni 1.20×1.20 m i brendshëm siguron hapësirë të arsyeshme për zbritje dhe kthim të operatorit. Në zona shumë të kufizuara mund të përdoret 1.00×1.00 m i brendshëm, por ky opsion nuk rekomandohet për thellësi të mëdha ose mirëmbajtje me pajisje.

Plani i pusëtës 1.80×1.80 m



Prerja tip - akses deri në dysheme

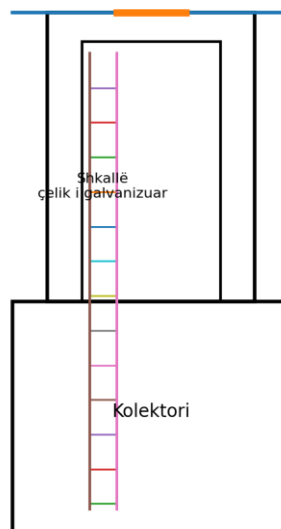


Figura 8-5. Puseta tip: plan dhe prerje vertikale deri në dyshemenë e kolektorit.

8.14.3 Zgjidhja për K1 dhe K2 të parafabrikuar

Për K1 dhe K2, hapja e aksesit nuk duhet të pritët në kantier në një keson standard, sepse prerja do të ndërpresë armaturën kryesore dhe do të cenojë certifikimin e elementit. Duhet të porositet një element special i parafabrikuar me hapje të integruar në soletë, armim perimetrik shtesë dhe jakë betonarme për lidhjen me boshtin vertikal.

- Hapja në elementin prefabrikat të projektohet nga prodhuesi.
- Rreth hapjes të vendosen shufra perimetrike minimum 2Ø16 në secilën anë.
- Armatura e ndërprerë nga hapja të zëvendësohet me sipërfaqe ekuivalente rreth perimetrit.
- Lidhja bosht-keson të ketë Waterstop ose sistem të certifikuar hidroizolimi.
- Ngarkesat nga puseta dhe trafiku të mos transferohen si ngarkesë e përqendruar pa jakë shpërndarëse.

8.14.4 Zgjidhja për K3 monolit

Për K3 hapja mund të integrohet gjatë betonimit të soletës. Në zonën e pusëtës, armatura kryesore e soletës devijohet dhe zëvendësohet me trarë perimetrikë të fshehur. Rekomandohet brez lokal me trashësi 35–40 cm në një zonë rreth 2.20×2.20 m.

Elementi lokal K3	Armimi orientues
Trarët perimetrikë rreth hapjes	4Ø18 sipër + 4Ø18 poshtë; stafa Ø10/100
Soleta rreth pusëtës	Ø16/150 në të dy drejtimet dhe të dy faqet
Qoshet e hapjes	2Ø16 diagonale, L minimum 1.00 m
Lidhja me muret e pusëtës	Shufra pritëse Ø14/150
Jakë nën kapak	Ø12/150 në dy faqet

8.14.5 Llogaritja konstruktive paraprake e soletës së pusëtës

$$G_k = 0.25 \cdot 25 = 6.25 \text{ kPa} \quad (8.28)$$

$$q_d = 1.35 \cdot 6.25 + 1.50 \cdot 40 = 68.44 \text{ kPa} \quad (8.29)$$

Ndërtimi i Kolektorit Kryesor të ujërave të shiut – Vlorë

Raport Teknik – Projekt Zbatimi

$$L_{eff} = 1.20 + 0.30 = 1.50 \text{ m} \quad (8.30)$$

$$M_{Ed,neg} = qd \cdot L^2 / 12 = 12.83 \text{ kNm/m} \quad (8.31)$$

$$M_{Ed,pos} = qd \cdot L^2 / 24 = 6.42 \text{ kNm/m} \quad (8.32)$$

$$A_{s,req,neg} \approx 166 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (8.33)$$

$$A_{s,req,pos} \approx 83 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (8.34)$$

Zona	Armimi i propozuar	As e dhënë
Sipër mbi mure	Ø14/150	1026 mm ² /m
Poshtë në fushë	Ø12/150	754 mm ² /m
Rreth hapjes Ø700	2Ø16 perimetrike + Ø14/150 radial	Armim lokal
Jakë mbajtëse e kapakut	Ø12/150 dy faqet	Armim konstruktiv

Armimi i propozuar është më i madh se ai i kërkuar nga modeli i thjeshtuar. Kontrolli përfundimtar duhet të përfshijë ngarkesën e përqendruar të rrotës sipas skemës së trafikut dhe pozicionin real të kapakut.

8.14.6 Kontrolli i mureve të boshtit

$$p_{max} = K_a \cdot (\gamma \cdot H + q) = 0.33 \cdot (20 \cdot 3 + 40) = 33.0 \text{ kPa} \quad (8.35)$$

$$M_{Ed} \approx p_{max} \cdot H^2 / 6 = 49.5 \text{ kNm/m} \quad (8.36)$$

$$A_{s,req} \approx 510 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (8.37)$$

Drejtimi	Armimi i propozuar
Vertikal, dy faqet	Ø14/150
Horizontal, dy faqet	Ø12/180
Në lidhje me kolektorin	Ø16/150 lokal, gjatësi ankorimi e plotë
Rreth hapjeve dhe niçeve	Ø12 shtesë

Për boshtet më të larta se 3.0 m, ose në prani të GWT të lartë, presionet duhet të llogariten për lartësinë reale. Muret 30 cm me armim dyfaqësh janë një zgjidhje robuste paraprake.

8.14.7 Kapaku dhe korniza për trafik të rëndë

- Kapak gize sferoidale klasa D400 sipas EN 124.
- Hapje e lirë minimum Ø700 mm; preferohet Ø800 mm kur lejon gjeometria.
- Kornizë e ankoruar në jakë betonarme, jo vetëm në asfalt.
- Sipërfaqe kundër rrëshqitjes dhe mekanizëm mbylljeje.
- Kuota e kapakut të përputhet me profilin e asfaltit dhe të shmangë goditjet dinamike.
- Përdorim i unazës së nivelimit me grout pa tkurrje.

8.14.8 Shkallët metalike dhe siguria

Parametri	Kërkesa
Materiali	Çelik i galvanizuar në të nxehtë; alternativë AISI 316 në mjedis agresiv
Hapi vertikal	300 mm
Gjerësia e dobishme	350–400 mm
Distanca nga muri	Minimum 150 mm
Ngarkesa e kontrollit	3.0 kN e përqendruar
Ankorimi	Minimum 2 ankera për mbajtëse; kapacitet paraprak 5 kN/palë
Zgjatja e sipërme	Doreza 1.00 m ose sistem teleskopik

Ndërtimi i Kolektorit Kryesor të ujërave të shiut – Vlorë

Parametri	Kërkesa
Fundi	Shkalla e fundit 250–300 mm mbi dyscheme

Për thellësi të mëdha duhet të parashikohet sistem kundër rënies ose pajisje portative tripod. Hyrja në kolektor konsiderohet hapësirë e mbyllur dhe kërkon procedura të posaçme sigurie, ventilim dhe kontroll të atmosferës.

8.14.9 Hidroizolimi dhe drenazhimi

- Fuga bosht-kolektor me PVC Waterstop ose shirit hidrofili.
- Veshje e jashtme hidroizoluese në zonat me GWT.
- Grout pa tkurrje rreth kornizës së kapakut.
- Dyshemeja e boshtit të mos krijojë prag që pengon rrjedhjen në kolektor.
- Pusetat të testohen për infiltrim para mbushjes përfundimtare.

8.14.10 Skica AutoCAD

Është përgatitur një skicë konceptuale DXF e hapshme në AutoCAD, me planin e pusëtës, prerjen tip, shkallët dhe variantet e vendosjes mbi K1, K2 dhe K3. Skica është në milimetra dhe duhet të plotësohet me kuotat reale, profilet gjatësore dhe detajet e armimit në fazën e Projektit të Zbatimit.

8.14.11 Përmbledhje dhe rekomandime

23. Parashikohen paraprakisht 8 puseta kontrolli: 4 në K1, 3 në K2 dhe 1 në K3.
 24. Puseta standarde rekomandohet 1.80×1.80 m jashtë dhe 1.20×1.20 m brenda.
 25. Kapaku duhet të jetë D400, me hapje të lirë minimum Ø700 mm.
 26. K1 dhe K2 lejon Integrimin Monolit me trare perimetrale rreth hapjeve.
 27. K3 lejon integrim monolit me trarë perimetrikë rreth hapjes.
 28. Shkallët duhet të zbresin deri në dyscheme dhe të kenë mbrojtje të përshtatshme kundër korrozionit.
- Pozicionet përfundimtare koordinohen me utilitetet, trafikun, JC-01 dhe JC-02

KAPITULLI 9

PROJEKTIMI I VEPRËS SË SHKARKIMIT DHE REHABILITIMI I KANALIT TË HAPUR

9.1 GJENDJA EKZISTUESE, BAZA E TË DHËNAVE DHE KRITERET E PROJEKTIMIT

9.1.1 Hyrje

Sistemi i drenazhimit të projektuar përbën një nga elementët kryesorë të infrastrukturës hidraulike të zonës në studim, me funksion grumbullimin, transportin dhe shkarkimin e ujërave atmosferike drejt kanalit kryesor kullues, i cili përfundon në Hidrovorin e Vlorës.

Në kuadër të Projekt-Idesë është projektuar një sistem kolektorësh me seksione drejtkëndore prej betoni të armuar, të përbërë nga tre segmente kryesore (K1, K2 dhe K3), të cilët grumbullojnë prurjet e ujërave atmosferike nga basenet urbane dhe i transportojnë ato drejt kanalit ekzistues të hapur.

Ky kapitull trajton analizën teknike të kanalit pritës, verifikimin e kapacitetit të tij hidraulik, projektimin e veprës së shkarkimit dhe përcaktimin e ndërhyrjeve të nevojshme për rehabilitimin dhe mirëmbajtjen e kanalit, me synim garantimin e funksionimit të sigurt të sistemit gjatë gjithë periudhës së projektimit.

Në përputhje me filozofinë e Projekt-Idesë, është ndjekur parimi i ruajtjes së infrastrukturës ekzistuese dhe minimizimit të ndërhyrjeve ndërtimore, duke propozuar vetëm masat që rezultojnë të domosdoshme nga analizat hidraulike dhe konstruktive.

9.1.2 Baza e të dhënave të projektimit

Analizat dhe llogaritjet e paraqitura në këtë kapitull bazohen në të dhëna reale të siguruara nga studimet dhe matjet e kryera në terren, si dhe në dokumentacionin teknik ekzistues për zonën e projektit.

Burimet kryesore të të dhënave janë:

a) Matjet topografike

Projektimi është mbështetur në rilevimin topografik të korridorit të kolektorit dhe të kanalit ekzistues, nga i cili janë përcaktuar:

- gjurma planimetrike e kanalit;
- profilet gjatësore;
- profilet tërthore;
- kuotat karakteristike të terrenit;
- kuotat e tabanit të kanalit;
- pjerrësitë gjatësore.

Matjet topografike kanë shërbyer si bazë për dimensionimin hidraulik dhe për projektimin e veprës së shkarkimit.

b) Studimi gjeologjik dhe gjeoteknik

Karakteristikat gjeologjike dhe gjeoteknike janë marrë nga studimet e kryera në terren dhe nga dokumentacioni ekzistues për zonën.

Studimi ka mundësuar përcaktimin e:

- shtresëzimit të tokës;
- karakteristikave mekanike të shtresave;
- kapacitetit mbajtës të tokës;
- parametrave gjeoteknikë për projektimin e themeleve;
- nivelit të ujërave nëntokësore.

Nga studimet rezulton se niveli i ujërave nëntokësore varion përgjatë gjurmës së projektit, duke arritur në disa segmente deri rreth **1.00 m** poshtë sipërfaqes së terrenit.

Ky fakt është marrë në konsideratë në llogaritjet konstruktive të kolektorëve dhe të veprave të betonit të armuar.

c) Studimi hidrologjik

Parametrat hidrologjikë janë përcaktuar mbi bazën e:

- të dhënave klimatike të rajonit të Vlorës;
- kurbave Intensitet–Kohëzgjatje–Frekuencë (IDF);
- tabelave të reshjeve të projektuara;
- analizës së baseneve ujëmbledhëse;
- verifikimeve hidraulike të kryera gjatë fazës së projektimit.

Prurjet e projektimit janë llogaritur sipas metodës racionale dhe janë përdorur për dimensionimin e kolektorëve dhe për verifikimin e kapacitetit të kanalit pritës.

d) Matjet hidraulike

Për analizën e kanalit ekzistues janë përdorur:

Ndërtimi i Kolektorit Kryesor të ujërave të shiut – Vlorë

- matjet e seksioneve të kanalit;
- verifikimet e pjerrësisë gjatësore;
- kontrolli i gjendjes së tabanit;
- kontrolli i skarpatave;
- vlerësimi i depozitimeve të sedimenteve;
- vlerësimi i gjendjes së vegjetacionit.

Këto të dhëna kanë shërbyer si bazë për analizën hidraulike dhe për përcaktimin e ndërhyrjeve rehabilituese.

e) Dokumentacioni teknik ekzistues

Në hartimin e Projekt-Idesë janë marrë në konsideratë edhe projektet infrastrukturore të realizuara më parë në zonën e Vlorës, me qëllim sigurimin e përputhshmërisë së zgjidhjeve të propozuara me sistemin ekzistues të drenazhimit dhe kullimit.

9.1.3 Standardet dhe baza normative

Projektimi është kryer në përputhje me standardet europiane dhe udhëzimet teknike të zbatueshme për projektimin e sistemeve të drenazhimit urban dhe të veprave hidroteknike.

Në mënyrë të veçantë janë marrë në konsideratë:

- EN 1990 – Eurocode: Basis of Structural Design;
- EN 1991 – Actions on Structures;
- EN 1992 – Design of Concrete Structures;
- EN 1997 – Geotechnical Design;
- EN 752 – Drain and Sewer Systems Outside Buildings;
- EN 1610 – Construction and Testing of Drains and Sewers;
- FHWA – Hydraulic Engineering Circulars (HEC);
- FHWA – Hydraulic Design Series (HDS);
- Udhëzimet teknike shqiptare për projektimin e sistemeve të drenazhimit dhe kullimit.

9.1.4 Kriteret kryesore të projektimit

Në projektimin e kanalit dhe të veprës së shkarkimit janë adoptuar kriteret kryesore të mëposhtme:

- garantimi i kapacitetit hidraulik për prurjen e projektimit;
- ruajtja e një rezerve hidraulike (freeboard) të mjaftueshme;
- kufizimi i shpejtësive të rrjedhjes brenda intervaleve të lejuara;
- minimizimi i rrezikut të sedimentimit;
- mbrojtja kundër gërryerjes në zonën e shkarkimit;
- sigurimi i aksesit për mirëmbajtjen periodike;
- minimizimi i kostove të investimit dhe të mirëmbajtjes.

Një kriter i rëndësishëm projektimi është që gjatë prurjes maksimale të projektimit, niveli i ujit në kanal të mos tejkalojë **75% të lartësisë së seksionit**, duke garantuar një rezervë të mjaftueshme hidraulike për përballimin e luhatjeve të prurjes, valëzimeve dhe depozitimeve të mundshme.

9.1.5 Filozofia e ndërhyrjes

Analizat paraprake tregojnë se kanali ekzistues ruan një kapacitet të konsiderueshëm hidraulik dhe nuk paraqet nevojë për rindërtim ose betonizim të plotë.

Për këtë arsye, projekti propozon një strategji rehabilitimi minimal, e cila përfshin:

- pastrimin e plotë të tabanit nga sedimentet;
- largimin e vegjetacionit spontan;
- riprofilizimin lokal të skarpave;
- ndërtimin e veprës së re të shkarkimit;
- mbrojtjen lokale kundër gërryerjes me beton të armuar, riprap dhe gjeotekstil;
- ndërtimin e një rruge shërbimi përgjatë njërës argjinaturë për aksesin e mjeteve të mirëmbajtjes;
- ndërtimin e rampave të aksesit në pozicione strategjike.

Kjo alternativë siguron funksionim të qëndrueshëm të sistemit, redukton ndjeshëm koston e investimit dhe minimizon ndikimin në mjedis, duke ruajtur njëkohësisht kapacitetin hidraulik të kanalit ekzistues.

**KONTROLI HIDRAULIK DHE REHABILITIMI I KANALIT TË HAPUR
DREJT HIDROVORIT TË VLORËS**

Të dhëna	Përshkrimi
Gjatësia e kanalit	rreth 1 600 m
Seksioni ekzistues	trapezoidal, pa veshje betoni
Baza e poshtme	4.00 m
Baza e sipërme	14.80 m
Lartësia e seksionit	5.40 m
Kuota e fillimit	-3.30 m absolute
Kuota pranë hidrovorit	-5.30 m absolute
Statusi	Projekt Zbatimi

Ky raport bazohet në të dhënat e dhëna nga porositësi dhe në llogaritje paraprake. Ai nuk zëvendëson rilevimin topografik, modelimin hidraulik të rrjetit, verifikimin e niveleve të hidrovorit, studimin gjeoteknik dhe projektin strukturor.

1. PËRMBLEDHJE EKZEKUTIVE

Kanali ekzistues trapezoidal transporton shkarkimin e kolektorit kryesor, rreth 10.32 m³/s, dhe duhet të marrë edhe prurjen e një pellgu shtesë prej rreth 500 000 m². Për një koeficient paraprak rrjedhjeje $C=0.45$, intensitet reshjeje 70 mm/orë dhe rezervë 15%, prurja llogaritëse e përbashkët rezulton rreth 16.90 m³/s.

Nga kuotat e dhëna, pjerrësia mesatare e fundit të kanalit rezulton $S=0.00125$, ose rreth 0.125%. Për seksionin ekzistues dhe $n=0.035$, kapaciteti teorik në lartësinë e plotë 5.40 m është rreth 97.8 m³/s. Thellësia normale për prurjen llogaritëse rezulton rreth 2.21 m, duke lënë rezervë vertikale teorike rreth 3.19 m.

Përfundimi paraprak është se zgjerimi i seksionit nuk justifikohet nga llogaritja uniforme e Manning. Megjithatë, kanali duhet përmirësuar për shkak të sedimentimit, vegjetacionit, erozionit, paqëndrueshmërisë së skarpateve, hyrjeve anësore dhe mundësisë së kthimit të ujit nga hidrovori. Kriteri vendimtar do të jetë profili real i sipërfaqes së ujit dhe niveli operacional i hidrovorit, jo vetëm kapaciteti teorik i seksionit.

2. TË DHËNAT BAZË DHE Supozimet

Parametri	Simboli	Vlera
Gjatësia	L	1600 m
Baza e poshtme	b	4.00 m
Baza e sipërme	B	14.80 m
Lartësia	H	5.40 m
Pjerrësia anësore	z	1.00H:1V
Pjerrësia gjatësore mesatare	S	0.00125
Manning për kanal dheu	n	0.035
Intensiteti i reshjes	i	70 mm/orë
Koeficienti i pellgut shtesë	C	0.45
Faktor sigurie	Fs	1.15

Koeficienti $C=0.45$ është marrë si vlerë e përbërë paraprake për zonë fushore informale, me rreth 40% sipërfaqe të zëna nga ndërtesa dhe sipërfaqe të tjera me përshkueshmëri të ndryshme. Në fazën pasuese duhet të ndahet pellgu në çati, rrugë, oborre të shtruara, tokë të lirë dhe gjelbërim.

3. ANALIZA HIDROLOGJIKE E PELLGUT SHITESË

Prurja është vlerësuar me metodën racionale: $Q = 0.00278 \cdot C \cdot i \cdot A$, ku A shprehet në hektarë.

Përbërësi	Sipërfaqja / Parametri	Prurja
Pellgu shtesë	50.0 ha, $C=0.45$	4.38 m ³ /s
Kolektori i projektuar	Sipas raportit të mëparshëm	10.32 m ³ /s
Shuma pa rezervë		14.70 m ³ /s
Prurja e projektimit me 15% rezervë		16.90 m ³ /s

C i pellgut	Q pellgu (m ³ /s)	Q total me 15% (m ³ /s)	Thellësia normale në kanal dheu (m)	Rezerva vertikale (m)
0.35	3.41	15.78	2.13	3.27
0.40	3.89	16.34	2.17	3.23
0.45	4.38	16.90	2.21	3.19
0.50	4.87	17.46	2.25	3.15
0.55	5.35	18.02	2.29	3.11

4. KONTROLLI HIDRAULIK I KANALIT

Kapaciteti është kontrolluar me formulën Manning për rrjedhje uniforme. Për seksionin trapezoidal: $A=y(b+zy)$, $P=b+2y\sqrt{1+z^2}$, $R=A/P$ dhe $Q=(1/n)AR^{(2/3)}S^{(1/2)}$.

Gjendja	n	Kapaciteti në H=5.40 m	Thellësia për Q projektimi	Shpejtësia	Numri Froude
Kanal dheu i mirëmbajtur	0.035	97.8 m³/s	2.21 m	1.23 m/s	0.31
Kanal i veshur me beton	0.015	228.2 m³/s	1.39 m	2.27 m/s	0.69

Rezultatet tregojnë rrjedhje nënkritike. Seksioni është i mjaftueshëm në kushtet e rrjedhjes uniforme, por llogaritja nuk përfshin efektin e nivelit të ngritur në hidrovor, bllokimin nga vegjetacioni dhe mbetjet, humbjet lokale, urat/kalimet, ngushtimet dhe sedimentet.

5. NDIKIMI I HIDROVORIT DHE KONTROLLI I KTHIMIT TË UJIT

Diferenca e kuotës së fundit nga pika e shkarkimit deri te hidrovari është vetëm rreth 2.0 m në 1 600 m. Kjo pjerrësi e vogël e bën sistemin të ndjeshëm ndaj nivelit të ujit në fund. Nëse niveli në hidrovor ose në basenin pritës ngrihet, profili i ujit mund të propagandohet në drejtim të kundërt dhe të ulë kapacitetin efektiv të kolektorit.

- Duhet të merren nivelet minimale, normale dhe maksimale operacionale të hidrovorit.
- Duhet të verifikohet kapaciteti pompues i hidrovorit dhe skenari i avarisë së pompave.
- Duhet të kryhet modelim 1D i rrjedhjes së ndryshueshme për kanalin dhe kolektorin.
- Duhet të kontrollohet nëse pika e kolektorit në kuotën -3.30 m mbetet e lirë apo mbytet gjatë ngjarjes së projektimit.
- Duhet të verifikohen të gjitha kalimet, tombinot dhe ngushtimet përgjatë kanalit.

6. VLERËSIMI I GJENDJES EKZISTUESE

- Seksioni pa veshje është i ekspozuar ndaj erozionit dhe deformimit të skarpateve.
- Vegjetacioni rrit koeficientin e Manning dhe ul kapacitetin real.
- Sedimentet në fund zvogëlojnë pjerrësinë efektive dhe seksionin e lirë.
- Ndërtimet informale dhe shkarkimet anësore mund të sjellin mbetje dhe materiale të ngurta.
- Mungesa e rrugës së mirëmbajtjes vështirëson pastrimin periodik.
- Nivelet e larta të ujërave nëntokësore mund të shkaktojnë paqëndrueshmëri të skarpateve.

7. ALTERNATIVAT E NDËRRHYRJES

7.1 Alternativa A – Rehabilitim pa ndryshim seksioni

- Pastrimi i plotë i kanalit dhe largimi i sedimenteve.
- Riprofilimi i fundit dhe skarpateve në seksionin ekzistues.
- Stabilizimi lokal me gurë, gabionë ose gjeoqeliza.
- Veshje betoni vetëm në fund dhe në brezin e poshtëm të skarpateve, aty ku ka erozion.
- Ndërtimi i rrugës së mirëmbajtjes në të paktën njërin krah.
- Rikonstruksioni i hyrjeve anësore dhe vendosja e grilave/kapëseve të mbetjeve.
- Pika matjeje të nivelit dhe program mirëmbajtjeje.

Kjo alternativë rekomandohet si bazë për Projekt-Idenë Përfundimtare, sepse ruan kapacitetin e madh ekzistues dhe përqendron investimin në problemet reale të funksionimit.

7.2 Alternativa B – Veshje e plotë me beton

- Veshje e fundit dhe e të dy skarpateve me beton të armuar ose beton me fibra.
- Fuga, drenazh pas veshjes dhe masa kundër ngritjes nga uji nëntokësor.
- Shpejtësi më të larta dhe mirëmbajtje më e lehtë.
- Kosto dukshëm më e lartë dhe kërkesë për kontroll gjeoteknik e strukturor.

Veshja e plotë nuk është e nevojshme vetëm për kapacitet hidraulik. Ajo mund të justifikohet në segmente urbane, zona me erozion të përsëritur, pranë strukturave ose aty ku mirëmbajtja mekanike kërkon sipërfaqe të qëndrueshme.

8. ZGJIDHJA E REKOMANDUAR E PROJEKT ZBATIMIT

Rekomandohet ruajtja e seksionit trapezoidal 4.0/14.8/5.4 m, pa zgjerim. Ndërhyrja duhet të fokusohet në rehabilitim dhe siguri hidraulike.

- Pastrimi dhe desedimentimi i të gjithë gjatësisë 1 600 m.
- Rregullimi i pjerrësisë së fundit sipas profilit topografik.
- Veshje selektive e fundit me gjerësi 4.0 m dhe brez 1.0–1.5 m në skarpate.
- Mbrojtje me gurë/gabionë në kthesa dhe hyrje.
- Rugë mirëmbajtjeje 4.0 m në njërin krah, ku lejon pronësia.
- Kontroll dhe rindërtim i të gjitha hyrjeve anësore.
- Grila të trashë dhe basene sedimentimi përpara hyrjeve kryesore.
- Modelim hidraulik me nivelet e hidrovorit dhe kontroll të backwater.
- Plan mirëmbajtjeje me pastrim të paktën para sezonit të reshjeve.

9. BAZA E PREVENTIVIT

Preventivi është ndarë në Alternativën A dhe Alternativën B. Çmimet janë orientuese në lekë dhe duhet të përditësohen me manualin zyrtar, analizat e çmimeve, kushtet e aksesit, volumin real të sedimenteve dhe zgjidhjen gjeoteknike.

Elementi	Sasia orientuese
Pastrimi i kanalit	1 600 m
Gërmim/desedimentim	rreth 20 000 m ³
Riprofilim skarpatesh	rreth 32 000 m ²
Veshje selektive fundi	rreth 6 400 m ²
Veshje selektive skarpatesh	rreth 6 400 m ²
Rrugë mirëmbajtjeje 4 m	rreth 6 400 m ²
Veshje e plotë, nëse zgjidhet	rreth 36 800 m ²

10. Permbledhese dhe Rekomandime per Kanal in e Hapur

- Prurja e projektimit e vlerësuar është rreth 16.90 m³/s.
- Kapaciteti teorik i seksionit ekzistues, për $n=0.035$, është rreth 97.8 m³/s.
- Seksioni ekzistues nuk ka nevojë për zgjerim sipas llogaritjes uniforme.
- Kanali ka nevojë për rehabilitim, desedimentim, kontroll erozioni dhe përmirësim të mirëmbajtjes.
- Vendimi për veshje të plotë duhet të merret pas studimit gjeoteknik dhe analizës kosto-përfitim.
- Modelimi i efektit të hidrovorit dhe i nivelit të kthimit është kusht për projektimin përfundimtar.

- Duhet kontrolluar kapaciteti i hidrovorit për prurjen e kombinuar dhe skenarin e mosfunksionimit të një pompe.

11. LLOGARITJET E DETAJUARA HIDRAULIKE

11.1 Përcaktimi i gjeometrisë së seksionit

Kanali ka seksion trapezoidal me bazë të poshtme $b = 4.00$ m, bazë të sipërme $B = 14.80$ m dhe lartësi $H = 5.40$ m.

Pjerrësia e skarpateve:

$$z = (B - b)/(2H) = (14.80 - 4.00)/(2 \times 5.40) = 1.000 \approx 1.00 \text{ H} : 1.00 \text{ V}$$

Për këtë arsye, në llogaritje është përdorur $z = 1.0$.

11.2 Pjerrësia gjatësore mesatare

Pjerrësia e fundit:

$$S = |Z_2 - Z_1|/L = |-5.30 - (-3.30)|/1600 = 2.00/1600 = 0.001250 = 0.125\%$$

Kjo vlerë është pjerrësi mesatare e nxjerrë nga dy kuota fundore. Profili real mund të ketë segmente më të sheshta ose kundërpjerrësi, ndaj duhet verifikuar me rievim topografik.

11.3 Prurja e pellgut shtesë

Metoda racionale:

$$Q = 0.00278 \times C \times i \times A$$

Zëvendësimi numerik:

$$Q_{\text{pellg}} = 0.00278 \times 0.45 \times 70 \times 50 = 4.378 \text{ m}^3/\text{s}$$

Prurja totale pa rezervë:

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{kolektor}} + Q_{\text{pellg}} = 10.32 + 4.378 = 14.698 \text{ m}^3/\text{s}$$

Prurja e projektimit:

$$Q_{\text{proj}} = Q_{\text{tot}} \times 1.15 = 14.698 \times 1.15 = 16.903 \text{ m}^3/\text{s}$$

11.4 Formulat e seksionit trapezoidal

Sipërfaqja e rrjedhjes:

$$A = y(b + zy)$$

Gjerësia e sipërfaqes së lirë:

$$T = b + 2zy$$

Perimetri i lagur:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

Rrezja hidraulike:

$$R = A/P$$

Formula Manning:

$$Q = (1/n) \cdot A \cdot R^{(2/3)} \cdot S^{(1/2)}$$

Shpejtësia mesatare:

$$V = Q/A$$

Thellësia hidraulike:

$$D = A/T$$

Numri Froude:

$$Fr = V/\sqrt{(gD)}$$

11.5 Zgjidhja e thellësisë normale për kanalin e dheut

Thellësia normale është gjetur me iteracion, duke kërkuar vlerën y për të cilën formula Manning jep $Q = 16.903 \text{ m}^3/\text{s}$.

Sipërfaqja e lagur:

$$A = 2.214[4.00 + 1.00 \times 2.214] = 13.762 \text{ m}^2$$

Perimetri i lagur:

$$P = 4.00 + 2 \times 2.214 \times \sqrt{2} = 10.263 \text{ m}$$

Rrezja hidraulike:

$$R = 13.762/10.263 = 1.341 \text{ m}$$

Kontrolli Manning:

$$Q = (1/0.035) \times 13.762 \times 1.341^{(2/3)} \times 0.001250^{(1/2)} = 16.903 \text{ m}^3/\text{s}$$

Shpejtësia:

$$V = 16.903/13.762 = 1.228 \text{ m/s}$$

Thellësia hidraulike:

$$D = 13.762/8.429 = 1.633 \text{ m}$$

Numri Froude:

$$Fr = 1.228/\sqrt{(9.81 \times 1.633)} = 0.307$$

Rezerva vertikale:

$$\text{Freeboard} = H - y = 5.40 - 2.214 = 3.186 \text{ m}$$

Sforcimi prerës mesatar në fund:

$$\tau = \gamma RS = 9810 \times 1.341 \times 0.001250 = 16.44 \text{ N/m}^2$$

Meqë $Fr < 1$, rrjedhja është nënkritike. Kjo do të thotë se nivelet në pjesën e poshtme, përfshirë nivelin në hidrovor, mund të ndikojnë ndjeshëm profilin e ujit në drejtim të sipërm.

11.6 Thellësia kritike

Thellësia kritike është gjetur nga kushti $Q^2T/(gA^3) = 1$.

Rezultati:

$y_c = 1.108 \text{ m}$; $A = 5.657 \text{ m}^2$; $T = 6.215 \text{ m}$; $Fr \approx 0.290$

Thellësia normale $y_n = 2.214 \text{ m}$ është më e madhe se thellësia kritike $y_c = 1.108 \text{ m}$, duke konfirmuar regjim nënkritik dhe pjerrësi të butë.

11.7 Kapaciteti teorik i seksionit të plotë

Seksioni i plotë, kanal dheu:

$A = 50.76 \text{ m}^2$; $R = 2.634 \text{ m}$; $Q_{\max} = 97.79 \text{ m}^3/\text{s}$

Raporti i shfrytëzimit:

$Q_{\text{proj}}/Q_{\max} = 16.903/97.79 = 17.3\%$

Kapaciteti teorik është dukshëm më i madh se prurja e projektimit. Megjithatë, ky raport nuk duhet interpretuar si garanci e vetme sigurie, sepse niveli i hidrovorit, sedimentet, ngushtimet dhe ura mund të kontrollojnë nivelin real.

11.8 Krahësimi me veshjen e betonit

Parametri	Kanal dheu $n=0.035$	Kanal beton $n=0.015$
Thellësia normale	2.214 m	1.385 m
Sipërfaqja e rrjedhjes	13.762 m ²	7.462 m ²
Shpejtësia	1.228 m/s	2.265 m/s
Numri Froude	0.307	0.689
Kapaciteti në $H=5.40 \text{ m}$	97.79 m ³ /s	228.17 m ³ /s

Veshja me beton ul thellësinë normale dhe rrit shpejtësinë. Për këtë arsye, veshja e plotë kërkon kontroll të posaçëm kundër erozionit në dalje, në kthesa dhe pranë strukturave.

11.9 Tabela e kapacitetit sipas thellësisë

$y \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$R \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3\text{/s)}$	$V \text{ (m/s)}$	Fr	Freeboard (m)
0.500	2.250	0.416	1.266	0.563	0.268	4.900
1.000	5.000	0.732	4.103	0.821	0.287	4.400
1.500	8.250	1.001	8.339	1.011	0.297	3.900
2.000	12.000	1.243	14.011	1.168	0.304	3.400
2.214	13.762	1.341	16.903	1.228	0.307	3.186
2.500	16.250	1.468	21.201	1.305	0.310	2.900
3.000	21.000	1.682	30.002	1.429	0.315	2.400
3.500	26.250	1.889	40.514	1.543	0.319	1.900
4.000	32.000	2.090	52.834	1.651	0.323	1.400
4.500	38.250	2.287	67.062	1.753	0.326	0.900
5.000	45.000	2.480	83.294	1.851	0.330	0.400
5.400	50.760	2.634	97.787	1.926	0.332	0.000

11.10 Analiza e ndjeshmërisë

C	Q pellgu	Q projektimi	y normale	V	Freeboard
0.35	3.405	15.784	2.134	1.206	3.266
0.40	3.892	16.344	2.175	1.217	3.225
0.45	4.378	16.903	2.214	1.228	3.186
0.50	4.865	17.463	2.254	1.239	3.146
0.55	5.351	18.022	2.292	1.250	3.108
0.60	5.838	18.582	2.330	1.260	3.070

Edhe në skenarin $C = 0.60$, seksioni gjeometrik mbetet i mjaftueshëm sipas Manning. Pasiguria kryesore mbetet kufiri i poshtëm hidraulik në hidrovor.

11.11 Kontrolli që duhet kryer në fazën pasuese

- Profil i plotë gjatësor i fundit dhe skarpateve me seksione çdo 25–50 m.
- Nivelet minimale, normale dhe maksimale të ujit në hidrovor.
- Kurba kapacitet-nivel e pompave dhe funksionimi me një pompë jashtë pune.
- Modelim i rrjedhjes gradualisht të ndryshueshme dhe i backwater-it.
- Kontroll hidraulik i çdo ure, tombinoje, hyrjeje anësore dhe ngushtimi.
- Analizë e transportit të sedimenteve dhe kontroll i stabilitetit të skarpateve.

12. RIKONSTRUKSIONI I RRUGËS DHE TROTUAREVE

12.1 Karrexhata

Pas ndërtimit të kolektorit parashikohet rikonstrukcioni i plotë i karrexhatës me gjerësi 7.50 m dhe sipërfaqe rreth 11,250 m². Paketa paraprake përfshin nënshtresë të ngjeshur, shtresë stabilizanti, bazë agregati, binder dhe tapet asfaltik. Trashësitë përfundimtare përcaktohen nga studimi i trafikut dhe gjendja e tabanit.

12.2 KUNETAT

Dy kunetat me gjerësi 0.50 m japin sipërfaqe totale rreth 1,500 m². Ato duhet të lidhen në mënyrë monolite ose të kontrolluar me bordurat dhe pusetat, duke shmangur pika ku grumbullohet uji.

12.3 Trotualet

Dy trotualet me gjerësi 1.50 m japin sipërfaqe totale rreth 4,500 m². Rikonstrukcioni përfshin nënshtresën, bordurat, shtresën përfundimtare, rampat për personat me aftësi të kufizuara dhe rregullimin e hyrjeve në prona.

13. METODOLOGJIA E NDËRTIMIT

13.1 Fazimi

Punimet rekomandohet të realizohen në segmente 40–80 m, me devijime lokale të trafikut dhe ruajtje të aksesit. Faza tip përfshin sinjalizimin, prerjen e asfaltit, evidentimin e rrjeteve, gërmimin, uljen e ujërave, betonin e varfër, ndërtimin e box-it, hidroizolimin, mbushjen e kontrolluar dhe restaurimin.

13.2 Mbështetja e gërmimit

Duke qenë se thellësia mund të arrijë 4.5–5.0 m, gërmimi duhet të mbështetet me sistem të projektuar: palankola, trarë e panele, trench box ose zgjidhje tjetër. Zgjedhja varet nga gjeologjia, uji nëntokësor, distanca nga ndërtesat dhe fazimi.

13.3 Menaxhimi i ujërave

Duhet të parashikohet by-pass i rrjedhjeve ekzistuese, pompim provizor dhe trajtim i ujërave të gërmimit. Shkarkimet e turbullta nuk duhet të kryhen pa sedimentim.

14. SIGURIA, MJEDISI DHE TRAFIKU

14.1 Siguria

Punimet në gërmime të thella kërkojnë projekt sigurie, kontroll të atmosferës në hapësira të mbyllura, ventilim, akses me shkallë, barriera dhe procedura shpëtimi.

14.2 Mjedisi

Masat përfshijnë kontrollin e pluhurit, zhurmës, baltës në rrugë, menaxhimin e dherave, mbetjeve dhe ujërave të ndotura, si dhe rikthimin e gjendjes së zonës.

14.3 Trafiku

Duhet të hartohet plan menaxhimi trafiku me sinjalistikë të përkohshme, kalime këmbësorësh, koordinim me transportin publik dhe njoftim të komunitetit.

15. KONTROLLI I CILËSISË

15.1 Materialet

Betoni, armatura, tubacionet, hidroizolimi dhe materialet rrugore duhet të shoqërohen me certifikata dhe prova laboratorike.

15.2 Provat

Parashikohen prova të betonit, kontroll i armaturës para betonimit, testim i ngjeshjes së mbushjeve, prova të tubacioneve, kontroll i pjerrësive dhe inspektim CCTV ose vizual para marrjes në dorëzim.

16. PREVENTIVI

16.1 Parimet

Preventivi është përgatitur me sasi të llogaritura dhe çmime të miratuara në **VKM 216 dt 13/04/2023, për ato zera punimesh që nuk rezultojnë në Manualin Shqiptar të Punimeve të ndërtimit, janë hartuar analizat përkatëse të çmimeve dhe realizimit të tyre.**

16.2 Rezervat

Rekomandohet rezervë për utilitete të paidentifikuara, ulje ujërash, mbështetje gërmimi, ndryshime gjeologjike dhe punime nate. Në Excel këto paraqiten si kapituj të veçantë dhe si përqindje e fondit rezerve.

17. PËRFUNDIME DHE REKOMANDIME

17.1 Përfundime

Konfigurimi Box 2×2, Box 3×2 dhe Box 4×2 plotëson në nivel perfundimtar kërkesat hidraulike dhe ofron rezervë funksionale. Vendosja në aks të rrugës dhe sistemi dypalësh i kunetave e pusetave krijojnë një zgjidhje të integruar për drenazhimin urban.

TABELA PËRMBLEDHËSE TË PROJEKTIT

Elementi	Progresiva / Gjatësia	Përmasa / Parametri	Prurja
Segmenti I	km 1+500 – 0+850 / 650 m	Box 2.00×2.00 m	4.83 m³/s
Dhoma 1	km 0+850	Lidhje Ø1500 + tranzicion	5.49 m³/s pas nyjes
Segmenti II	km 0+850 – 0+270 / 580 m	Box 3.00×2.00 m	5.49 m³/s
Dhoma 2	km 0+270	Lidhje Box 2×2 + tranzicion	10.32 m³/s pas nyjes
Segmenti III	km 0+270 – 0+000 / 270 m	Box 4.00×2.00 m	10.32 m³/s

Elementi i rrugës	Gjerësia	Gjatësia	Sipërfaqja orientuese
Karrexhata	7.50 m	1 500 m	11,250 m²
Kuneta – të dy krahët	2×0.50 m	1 500 m	1,500 m²
Trotuare – të dy krahët	2×1.50 m	1 500 m	4,500 m²
Korridori funksional	11.50 m	1 500 m	17,250 m²
Puseta anësore	çdo 40 m / krah	2 krahë	76 copë orientuese

Seksioni	Q projektimi (m³/s)	Q kapacitet (m³/s)	Shfrytëzim	Kriteri ≤75%
Box 2×2	4.83	11.70	41%	Plotësohet
Box 3×2	5.49	10.38	53%	Plotësohet
Box 4×2	10.32	19.46	53%	Plotësohet

Seksioni	Gjatësia	Gërmim m³	Beton varfër m³	B/A m³	Armaturë t	Hidroizolim m²
Box 2.00×2.00 m	650 m	8,060	169	1,794	260	5,070

Seksioni	Gjatësia	Gërmim m ³	Beton varfër m ³	B/A m ³	Armaturë t	Hidroizolim m ²
Box 3.00x2.00 m	580 m	8,990	209	1,949	283	5,104
Box 4.00x2.00 m	270 m	5,022	124	1,069	155	2,646

Pergatiti per

Gjeokonsult & CO

Ing. Rroland Hajro