

SİVAS İLİ
EVSEL ATIK SULARININ ARITILMASI İÇİN
ALTERNATİF ÇÖZÜMLER VE KARŞILAŞTIRILMASI

34305

Bünyamin KARAGÖZOĞLU
YÜKSEK LİSANS TEZİ
ÇEVRE MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Danışman : Yrd. Doç. Dr. Mustafa DEĞİRMENCİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜ'NE

Bu çalışma, jürimiz tarafından Çevre Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nda Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Başkan...Yrd. Doç. Dr. *Orhan CERİT*

Üye...Yrd. Doç. Dr. *Ergun KARACAN*

Üye...Yrd. Doç. Dr. *Mustafa Deringörmenci*

Üye.....

Üye.....

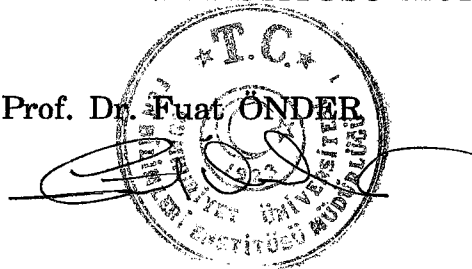
ONAY

Yukarıdaki imzaların, adı geçen öğretim üyelerine ait olduğunu onaylarım.

5. 11/1 1994

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRÜ

Prof. Dr. Fuat ÖNDER



Bu tez, Cumhuriyet Üniversitesi Senatosunun 05.01.1984 tarihli toplantısında kabul edilen ve daha sonra 01.01.1994 tarihinde C.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürlüğünce hazırlanan ve yayınlanan "Yüksek Lisans ve Doktora Tez Yazım Klavuzu" adlı yönergeye göre hazırlanmıştır.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No
ÖZET.....	V
SUMMARY.....	VII
KATKI BELİRTME ve TEŞEKKÜR.....	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	X
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XI
1. GİRİŞ.....	1
2. GENEL BİLGİLER.....	3
2.1. Kentin Genel Tanıtımı.....	3
2.2. Coğrafi Durum.....	5
2.3. Akarsular ve Göller.....	5
2.4. Jeoloji.....	6
2.5. İklim ve Hidroloji.....	8
2.6. Sanayi.....	10
2.7. Nüfus Durumu.....	12
2.8. Topoğrafik Durum.....	15
2.9. Alt Yapı ve Mevcut Kanalizasyon Sistemi.....	17
3. NÜFUS HESABI.....	18
3.1. İller Bankası Yöntemi.....	18
3.2. Aritmetik Ortalama Yöntemi.....	21
3.3. Geometrik Artış Yöntemi.....	21
3.4. En Küçük Kareler Yöntemi.....	21
3.4.1. Lineer Regrasyon yöntemi.....	21
3.4.2. Üstel Regrasyon Yöntemi.....	23
3.5. Lojistik Eğri Yöntemi.....	23
3.6. Önerilen Proje Nüfusu.....	24
4. DEBİ HESABI.....	26
4.1. Endüstri Debileri.....	26
4.1.1.Özel Sarfiyat Veren Kuruluşlar.....	26
4.1.2.Özel (Hayvan Su İhtiyacı).....	27
4.1.3.Sanayi Debileri.....	27

4.2. Sızma ve Yağmur Suyu Debisi.....	29
4.3. Atıksu Arıtma Tesisine Gelecek Olan Toplam Debiler.....	29
4.4. Arıtma Tesis Tasarımında Kullanılacak Olan Debiler.....	31
4.4.1. Proje Debileri.....	31
4.4.2. Maximum Debiler.....	32
4.4.3. Ortalama Debiler.....	32
4.4.4. Minimum Debiler.....	33
5. TASARIM YÜKLERİ.....	34
5.1. Evsel Kirlilik Yüğü.....	34
5.2. Endüstriyel Kirlilik Yüğü.....	34
5.2.1. Kirlilik Yüğüne Esas Olan Eşdeğer Nufuslar.....	35
5.3. Toplam Kirlilik Yüğü.....	37
6. ARAZİ ve LABORATUVAR ÇALIŞMALARININ DEĞERLENDİRİLMESİ.....	39
6.1. Arazi Ölçüm ve Laboratuvar Analiz Sonuçları...	39
6.2. Analiz ve Ölçüm Sonuçlarının Yorumu.....	44
7. BOYUTLANDIRMA.....	49
7.1. Arşimet Helezonik Terfi Merkezi.....	51
7.2. Izgara Ünitesi Tasarımı.....	53
7.2.1. Izgara Yaklaşım Kanalı.....	53
7.2.2. Izgara Kanalı ve Mekanik Temizlemeli Izgara.....	54
7.2.3. By Pass Kanalı.....	57
7.3. Havalandırılmalı Kum Tutucu Tasarımı.....	58
7.3.1. Gerekli Hava Miktarı.....	60
7.3.2. Tutulacak Kum Miktarı.....	61
7.3.3. Kum Toplama Çukuru.....	61
7.4. Venturi Kanalı.....	63
7.4.1. Venturi Kanalı Boyutlandırılması.....	65

7.4.2. Venturi Yaklaşım Kanalı.....	67
7.4.3. Venturi Çıkış Kanalı.....	67
7.5. Ön Çökeltim Havuzu Tasarımı.....	69
7.5.1. Ön Çökeltim Havuzu Yaklaşım Kanalı.....	69
7.5.2. Ön Çökeltim Havuzu Tasarımı.....	71
7.5.3. Kısa Devre ve Akım Stabilitesinin Belirlenmesi.....	73
7.5.4. Çıkış Savaklarının Tasarımı.....	74
7.5.5. Çamur Toplama Haznesinin Boyutlandırılması.....	74
7.5.6. Ön Çökeltim Havuzu Çıkış Yapısı	79
7.6. II.Arşimet Helezonik Terfi Merkezi	79
7.7. Biyolojik Arıtma Ünitelerinin Tasarımı	80
7.7.1. I. Alternatif Aktif Çamur Sistemi Tasarımı.	80
7.7.1.1. Oksijenlendirme Kapasiteleri.....	86
7.7.1.2. Çıkış Kanalı.....	93
7.7.2. II. Alternatif Damlatmalı Filtre Tasarımı....	94
7.7.2.1. Dağıtıcı Yapısının Boyutlandırılması.....	97
7.7.2.2. Y.H.D.F. Enerji Gereksinimi Hesapları...	99
7.8. Aktif Çamur Sonrası Son Çökeltim Havuzu Tasarımı.....	101
7.8.1. Son Çökeltme Tankı.....	101
7.8.2. Çıkış Savaklarının Tasarımı.....	104
7.8.3. Çamur Miktarının Hesabı.....	105
7.8.4. Çökeltim Havuzu Çıkış Kanalları.....	108
7.9. Damlatmalı Filtre Sonrası Son Çökeltim Havuzu Tasarımı.....	108
7.9.1. Çıkış Savaklarının Tasarımı.....	110
7.9.2. Çamur Miktarının Hesabı.....	111
7.10. Klorlama Havuzu Boyutlandırılması.....	114
7.11. Çamur Arıtımı.....	116
7.11.1. I. Alternatifden (Aktif Çamur) Meydana Gelen Çamur Arıtımı.....	116
7.11.2.Çamur Yoğunlaştırıcı'nın Boyutlandırılması.	117
7.11.3. Anaerobik Çamur Çürütme Tankı.....	119

7.11.4. I. Kademe Sonrası Filtre Press Ünitesi.....	122
7.11.5. II. Alternatiften Meydana Gelen Çamur Arıtımı.....	123
7.11.6. Çamur Yoğunlaştırıcıların Boyutlandırılması	124
7.11.7. Anaerobik Çamur Çürütme Tankı.....	125
7.11.8. II. Kademe Sonrası Filtre Press Ünitesi.....	127
8. SONUÇ ve ÖNERİLER.....	129
9. KAYNAKLAR.....	135
EK AÇIKLAMALAR.....	138
A. MEKANİK ARITMA ÜNİTELERİ.....	138
B. BİYOLOJİK ARITMA.....	154
C. ÇAMUR ARITIMI.....	181
EKLER	
Ek.1. Sivas Kenti Kanalizasyon Tatbikat Projesi (1/20000)	
Ek.2. Sivas Kenti Atıksu Arıtma Tesisi Akım Şeması	
Ek.3. Sivas Kenti Atıksu Arıtma Tesisi Genel Yerleşim Planı	
ÖZGEÇMİŞ	

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

Sivas İli Evsel Atık Sularının Arıtılması İçin Alternatif Çözümler ve Karşılaştırılması

Bünyamin KARAGÖZOĞLU
Cumhuriyet Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Çevre Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Yrd.Doç.Dr. Mustafa DEĞİRMENCİ

Bu çalışmada, Sivas kenti atık sularının arıtımı için alternatif çözümler belirlenmiş ve bunların tasarımı yapılarak arıtma tesisi boyutlandırılmıştır.

Tasarımda Sivas kentinin gerçek kirlilik yükleri kullanılmıştır. Bu proje kapsamında örnekleme noktalarından alınan örneklerin analiz çalışmaları dahilinde Kızıllırmak giriş kızıllırmak çıkış, ana kollektör ve bunun haricinde ana şebekeye bağlı olmayan diğer atık su deşarj noktalarından örnekler alınarak kirlilik parametreleri ve konsantrasyonları belirlenmiş, bu verilere bağlı olarak arıtma tesisi projelendirilmiştir.

Arıtma alternatifleri olarak sürekli akımlı, tam karışım ve geri devirli aktif çamur sistemi ile tek kademeli yüksek hızlı damlatmalı filtre biyolojik arıtma süreçleri seçilmiştir. Bu arıtma tesisinin iki kademede yapılmasının uygun olacağı düşünülerek birinci kademenin 1998 yılında işletmeye açılıp, 2013 yılına kadar, ikinci kademenin ise 2013 yılında devreye girip 2028 yılına kadar hizmet vereceği düşünülmüştür. Boyutlandırma 2013 ve 2028 yılı gelecekteki nüfuslar baz alınarak yapılmış ve alternatif sistemlerin çeşitli kriterler açısından birbiri ile kıyaslaması yapılmıştır.

Arıtma tesisi;

a- Fiziksel arıtma

b- Biyolojik arıtma

c- Çamur giderme ünitelerinden oluşmaktadır.

Yapılan çalışmada, hidrolik hesaplamalara ve maliyet analizine girilmemiş, alternatif arıtma tesislerinin alan,hacim ve enerji gereksinimleri üzerinde durulmuş ve bu değerler alternatiflerin kıyaslanmasında kullanılmıştır. Kıyaslama sonucunda Sivas kenti'nin iklim şartları da göz önünde tutularak yüksek arıtma verimi ve en ekonomik alternatif arıtma sistemi olarak tam biyolojik aktif çamur sisteminin seçilmesinin uygun olacağına karar verilmiştir.

ANAHTAR KELİMELELER: Arıtma, Tasarım, Evsel ve Endüstriyel Atıksu, Sivas, Biyolojik Arıtma, Aktif Çamur, Damlatmalı Filtre.

SUMMARY

M.Sc.

Alternative Solutions for The Treatment of Domestic Wastewaters of Sivas and Comparing

Bünyamin KARAGÖZOĞLU

Cumhuriyet University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Department of Environmental Engineering

Supervisor: Yrd.Doç.Dr. Mustafa DEĞİRMENÇİ

In this study, alternative solutions for the treatment of Sivas-wastewater are determined and design of treatment plant has been made. In this design, real pollution values of Sivas have been used. In order to determine the pollution values, samples were taken from Kızılırmak, main collector and other wastewater discharge points which are not connected to main sewer system. Then the pollution parameters and concentration values were determined. As an alternative treatment method, continuous flow, complete-mix and recycled conventional activated sludge system and high-speed trickling filter system is chosen. It was thought that this plant should be two-stage; first stage should be completed by 1998 and used until 2013, second stage will be active in 2013 and be in service until 2028. The design is based on the estimated population of year 2013 and 2028. Then alternative systems are compared to each other based on different criterias.

The treatment plant includes;

- a) Physical treatment
- b) Biological treatment and
- c) Sludge removal units.

In this study, hydraulic calculations and cost analysis were not made, area, volume and energy needs of alternative treatment plants are evaluated and the results of evaluated are used to compare different alternatives.

As a result of comparison and by taking climate of Sivas account, activated sludge system is decided to be suitable for Sivas because of its higher performance and being cost effective.

KEY WORDS: Treatment, Design, Domestic and Industrial Wastewater, Sivas, Biological Treatment, Activated Sludge, Trickling Filter.

KATKI BELİRTME VE TEŞEKKÜR

Tez çalışmasının her aşamasında büyük ilgi ve desteğini gördüğüm danışman hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Mustafa Değirmenci pek çok sorunun aşılmasında yardımcı olmuştur. C.Ü. Mühendislik Fakültesi Çevre Mühendisliği Bölüm Başkanı Sayın Yrd. Doç. Dr. Orhan Cerit çalışmalarını eleştirileri ile katkıda bulunmuş ve yol göstermiştir.

Tez yazımında büyük yardımlarını gördüğüm arkadaşlarımız araştırma görevlisi Ulusoy Bali'ye ve Şükrü Aslan'a ayrıca teşekkür ederim. Arazi çalışmaları sırasında araç teminindeki yardımlarından dolayı Sivas Belediyesi ve yetkililerine de ayrıca teşekkür ederim.

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa No
Şekil 1. Sivas Kenti ve Çevresinin Jeolojik Haritası.....	7
Şekil 2. Sivas İli Kırsal ve Kentsel Nüfus Gelişimi.....	14
Şekil 3. Sivas İli'nin Ülke Düzeyinde Kentsel Kırsal Nüfus Dağılım Oranı.....	14
Şekil 4. Sivas Kenti Eğim Haritası.....	16
Şekil 5. Yıllara Göre (P) Artış Yüzde Değerleri.....	20
Şekil 6. Hesaplanan Yöntemlere Göre Karşılaştırmalı Proje Nüfus Değerleri.....	25
Şekil 7. Örnekleme Noktalarından Alınan Numunelerin Çeşitli Kirlilik Parametreleri Açısından Değişimi.....	47
Şekil 8. I. Alternatif (Aktif Çamur) Atıksu Arıtma Tesis Şematik Planı.....	49
Şekil 9. II. Alternatif (Damlatmalı Filtre) Atıksu Arıtma Tesis Şematik Planı.....	50
Şekil 10. Arşimet Helozonik Pompa.....	52
Şekil 11. Kum Toplama Çukuru En Kesiti.....	62
Şekil 12. Venturi Kanal Ölçeği.....	64
Şekil 13. Çökeltim Havuzu Çıkış Savağı.....	76
Şekil 14. Ön Çökeltim Havuzu Çamur Toplama Haznesi En Kesiti.....	77
Şekil 15. Aktif Çamur Son Çökeltim Havuzu Kesiti.....	108
Şekil 16. Damlatmalı Filtre Son Çökeltim Havuzu Kesiti.....	114
Şekil 17. Klorlama Havuzu Şematik Kesiti.....	116
Şekil 18. Yüksek Hızlı Çamur Çürütme Prosesi.....	120
Şekil A1. Mekanik Temizlemeli Izgara Kesiti.....	138
Şekil A2. Havalandırmalı Kum Tutucu.....	144
Şekil A3. Yatay Akışlı Havuzlarda Akım Yönleri.....	150
Şekil B1. Aktif Çamur Süreci Akım Şeması.....	155
Şekil B2. Geri Devir Yaptırılan Yüksek Hızlı Damlatmalı Filtrelerde Akım Diyagramı.....	176

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa No
Çizelge 1. Sivas Kenti Aylık Ortalama Sıcaklık Değerleri.....	8
Çizelge 2. Sivas Kenti En Düşük ve En Yüksek Sıcaklık Değerleri	9
Çizelge 3. Sivas Kenti Donlu Günler Aylık Ortalama Değerleri.....	10
Çizelge 4. Sivas Kent ve Merkez İlçe Nüfus Gelişimi Değerleri.....	13
Çizelge 5. Sivas İli Nüfus Artış Oranları.....	13
Çizelge 6. Yıllara Göre Türkiye ve Sivas İli Nüfus Artışlarının Mukayesesi.....	15
Çizelge 7. Sivas Kenti Mevcut Nüfus Sayım Sonuçları.	18
Çizelge 8. Lineer Regrasyon Yönteminin Hesabında Kullanılan Parametre Değerleri.....	22
Çizelge 9. Üstel Regrasyon Yönteminin Hesabında Kullanılan Parametre Değerleri.....	23
Çizelge 10. Proje Kapsamında Hesaplanan Nüfus Değerleri.....	25
Çizelge 11. Tasarım Debilerinin Hesabında Kullanılan Toplam Debiler.....	31
Çizelge 12. Arıtma Tesisi Tasarımında Kullanılan Debiler.....	33
Çizelge 13. Toplam Organik Kirlilik Yükleri.....	38
Çizelge 14. Atıksu Kirlilik Konsantrasyonları.....	38
Çizelge 15. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu pH Değerleri.....	39
Çizelge 16. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Ç.Ö. Değerleri.....	40
Çizelge 17. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Elektriksel İletkenlik (E.C.) Değerleri.....	40
Çizelge 18. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Sıcaklık Değerleri.....	41

Çizelge 19. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu BOI ₅ Değerleri.....	41
Çizelge 20. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu KOİ Değerleri.....	42
Çizelge 21. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu AKM Değerleri.....	42
Çizelge 22. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Toplam Azot Değerleri.....	43
Çizelge 23. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Toplam Fosfat Değerleri.....	43
Çizelge 24. Sivas Kenti Ana Kolelektöründe Ölçülen Su Seviyesine Göre Hız ve Debi Değerleri.	45
Çizelge 25. Kollektör Çıkışından Alınan Örneklerle Ait Analiz Sonuçlarının Ortalama Değerleri.....	46
Çizelge 26. I. Arşimet Helozonik Pompa Tasarım Sonuçları.....	53
Çizelge 27. Havalandırmalı Kum Tutucu Tasarım Sonuçları.....	63
Çizelge 28. Parshall Savağına Ait Çeşitli Boyutlar.....	64
Çizelge 29. Debilere Göre Venturi Kanalında Oluşacak Su Derinlikleri.....	66
Çizelge 30. Ön Çökeltim Havuzu Tasarım Değerleri.....	72
Çizelge 31. II. Arşimet Helozonik Pompa Tasarım Sonuçları.....	80
Çizelge 32. Havalandırma Havuzu Tasarım Sonuçları...	93
Çizelge 33. Y.H.D.F. Tasarım Sonuçları.....	100
Çizelge 34. Son Çökeltme Havuzları İçin Tipik Dizayn Kriterleri.....	102
Çizelge 35. Aktif Çamur Sonrası S.Ç.H. Tasarım Sonuçları.....	105
Çizelge 36. Damlatmalı Filtre Sonrası S.Ç.H. Tasarım Sonuçları.....	111
Çizelge 37. I. Kademe(2013yılı) Atıksu Debi ve Kirlilik Yükü Değerlerine Göre Bulunan I. ve II. Alternatif Tasarım Sonuçları.....	133

Çizelge 38. II. Kademe(2028yılı) Atıksu Debi ve Kirlilik Yükü Değerlerine Göre Bulunan I. ve II. Alternatif Tasarım Sonuçları.....	134
Çizelge A1. Mekanik ve Elle Temizlemeli Izgaralarda Tasarım Kriterleri.....	139
Çizelge A2. Izgaralarda Kullanılan Çubuk Şekil Faktörleri.....	140
Çizelge A3. Tanelerin Çökeltme Hızları.....	143
Çizelge A4. Çökelmiş Tanelerin Yeniden Yüzdürülme Hızları.....	143
Çizelge A5. Havalandırılmalı Kum Tutucularda Proje Kriterleri.....	145
Çizelge A6. Ön Çökeltim Tankları İçin Tasarım Parametreleri Tipik Değerleri	152
Çizelge A7. Dikdörtgen ve Dairesel Havuzların Genel Boyutları.....	153
Çizelge A8. Çökeltim Havuzlarının Boyutları İçin Çeşitli Litaratürlerden Elde Edilen Değerleri.....	153
Çizelge B1. Aktif Çamur Ünitesi Tasarım Eşitlikleri.....	164
Çizelge B2. Aktif Çamur ve Modifikasyonları Tasarım Kriterleri.....	165
Çizelge B3. Damlatmalı Filtreler ve Aktif Çamur Sistemlerinin Karşılaştırılması.....	168
Çizelge B4. Damlatmalı Filtrelerde Tasarım Eşitlikleri	172
Çizelge B5. Y.H.D.F. Tasarım Kriterleri.....	173
Çizelge B6. D.F. Tesislerinde Çökeltme Havuzları Proje Kriterleri.....	177
Çizelge B7. Avrupa Şartlarında ve Ayrık Akımlı Kanalizasyon Sistemlerinde Mineral ve Organik Maddelerin Ortalama Miktarları..	178
Çizelge C1. Evsel Atık Suların Arıtılmasında Çamur Miktarları.....	181
Çizelge C2. Anaerobik Sistem Tasarım Kriterleri.....	185

1. GİRİŞ

Günümüzde genel olarak hızlı nüfus artışı ve sanayileşme ülkelerin doğal ve sosyo-ekonomik yapılarına göre farklılaşan çevre sorunlarını da beraberinde getirmektedir. Deniz, toprak, hava ve su kirliliği gibi başlıklar altında toplanan çevre sorunlarının, güncel konular içerisinde birinci yerini koruduğu ve her geçen gün biraz daha arttığı gibi çözüm yollarının da biraz daha güçleştiği görülmektedir.

Çevre sorunlarını sadece bu başlıklar altında sınırlandırmanın doğru olmayacağını, çevre kirliliği ile beraber insan sağlığı ve çevre güvenliğinin de bir bütün olarak ele alınması gerektiğini düşünebiliriz. Hızlı nüfus artışının kalkınmakta olan ülkelerde, hızlı kentleşmeyi de beraberinde getirmesi, insanların daha fazla üretim ve daha fazla tüketim anlayışından yola çıkarak kaynakları acımasızca kullanmasına sebep olmuştur. Tabii kaynaklar yetmeyince de sentetik maddelere başvurma zorunluluğu ortaya çıkmış, suni gübre, çeşitli sanayi hammaddeleri, sentetik elyaf ve deterjanlar, biyolojik indirgenmesi zor olan organik maddeler hızlı kentleşme ve endüstrileşmeye bağlı olarak suların yapısının değişmesine ve kirli su miktarının devamlı artmasına sebep olmuştur. Su kullanımının artması ve bunun sonucu oluşan atıksuların alıcı ortam olan göl, akarsu ve denizlerimize doğrudan verilmesiyle doğanın kendi kendini yenileme kapasitesi aşılmıştır. Akarsularımız, deniz ve göllerimiz artık bu yükü çekememekte ve doğal arıtma vazifesi göremez hale gelmektedir. Artan bu kirlilik olgusu doğadaki ekolojik dengeyi olumsuz yönde etkileyerek faydalı kullanım alanlarını sınırlı hale getirmiştir. Doğadaki bu ekolojik dengenin bozulması, diğer faydalı kullanımları engelleyecek bu durumu önlemek için atıkları uzaklaştırmadan önce arıtma zorunluluğunu doğurmuştur.

Atıksuların alıcı ortama verilmeden önce tabii tutulacakları arıtma derecesi alıcı ortama bağlı olduğu kadar atıksuların

özelliklerine de bağılı olmaktadır. Atıksular, özelliklerine ve kaynaklarına bağılı olarak farklılık göstermekte ve bu farklılıklara göre de değişik arıtma yöntemleri uygulanmaktadır. Dolayısıyla seçilecek arıtma yönteminin, atıksuyu, ekonomik kullanışa uygun duruma kısa sürede ve sürekli olarak dönüştürebilecek, yatırım ve işletme maliyeti düşük bir sistem olması gerekmektedir. Bu sistemler genellikle fiziksel, kimyasal ve biyolojik arıtma yöntemleri olarak tanımlanmaktadır. Hangi arıtma yönteminin uygulanacağı ise kirleticilerin şekil ve özelliklerine göre değişmektedir.

Sonuç olarak bütün bu olumsuzlukları ortadan kaldırmak, insanlara yaşanabilir güzel ve temiz bir çevre sunabilmek için yetersiz altyapının hızla tamamlanması ve alıcı ortamlara gelişigüzel deşarj edilen atıksuların planlı bir şekilde toplanarak atıksu arıtma tesislerinde arıtıldıktan sonra deşarj edilmesi bir zorunluluk haline gelmiştir.

2- GENEL BİLGİLER

Sivas kenti evsel arıtma tesisi 30 yıllık bir süre için projelendirilmiş olup maximum 711237 kişi baz alınarak boyutlandırılmıştır. Arıtma tesisinin iki kademe yapılmamasının uygun olacağı düşünülmüştür. Birinci kademenin 1998 yılında işletmeye açılacağı ve 2013 yılına kadar hizmet vereceği kabul edilmiştir. İkinci kademe ise 2013 yılında devreye girip 2028 yılına kadar hizmet verecektir.

2.1. Kentin Genel Tanımı

Sivas kenti, İç Anadolu bölgesinin bir alt bölgesi olarak kabul edilen, kendi il sınırları içindeki yerleşmelerin etkisi altında bulunan ve ülke düzeyindeki ilişkilerini sağlayan bir merkezdir. Sivas kuzey-güney ve doğu-batı yönlerindeki ülke ulaşım bağlantılarının düğümlendiği bir noktada bulunduğundan Orta ve Doğu Anadolu bölgeleri arasında bir geçit alanı olarak tanımlanmaktadır.

Bölgenin bir geçit alanı niteliğinde olması nedeniyle Sivas kenti, yalnız kendi il sınırları içinde bir etki alanı yaratabilmektedir. Söz konusu bölgede hakim üretim, tarım, hayvancılık ve belirli bir ölçüde madenciliktir. Kent, bu sektörlerde üretilenleri toplayıp, üst merkezlere sevk etmekten öte gitmemiştir. Tarım ürünlerini işleyen sanayi dalları gelişmemiş olduğu gibi, bölge içinde çıkarılan cevher (özellikle demir cevheri) tümüyle bölge dışına sevk edilmektedir.

Bu yapıyla Sivas kentinin, kendi alanı içindeki yerleşmelerde yaratılan artı değer yığıldığı bir kent olması ve dolayısıyla büyük bir gelişme göstermesi beklenemez. Bu nedenle kendi içindeki üretim faaliyetlerinin bölgesi dışına yönelik olması gerekmektedir. Nitekim D.D.Y. Fabrikaları, Çimento Fabrikası, Askeri Dikimevi, Demirçelik tesisleri bu yapıyı oluşturan kamu

yatırımları olarak görülmektedir. Bunlarda bütün kamu endüstriyel kuruluşlarında olduğu gibi biriken sermayenin kente dönmemesi sakıncası vardır. Bu yatırımların yarattığı istihdam olanakları olmadığını var sayarak, Sivas kenti, kırsal alanına hizmet eden, bu alandaki tarımsal ürünleri toplayarak daha üst merkezlere aktaran ve dış pazarlardan gelen, özellikle tüketim mallarını dağıtan küçük bir kent olmaktan pek fazla ileriye gidemeyecek, yani gelişme sınırlı olacaktır.

Kentte yapılması planlanan yatırımlardan özellikle demir çelik fabrikasının gelişimi ve şeker fabrikasının yapımı ile ilgili girişimler kenti bir sıçrama noktasına getirebilir. Bu yatırımların yaratacağı istihdam olanakları ve yan sanayi dalları kenti sürekli bir nüfus artışı ile birlikte bir sosyal değişikliği de getirecektir. Nitekim 1965 yılı araştırmalarına göre 5.39 olan aile nüfusu 1981 yılı araştırmalarında 5.1 kişi olarak bulunmuştur. Kentin güney-batı ve kısmen güney kesimlerinde yer almakta olan sanayi ve kamu kuruluşları konut alanlarının güney-batı yönündeki yayılmasını engellerken, özellikle batı yönündeki yayılmayı teşvik etmektedir

Sivas kentinin, 1/5000 ölçekli nazım planında, kentin ne oranda büyümesi ve hangi yönde ilerlemesi gerektiği gibi, kente kazandırılmak istenen hususlar birlikte saptanmıştır. 1/25000 ölçekli paftada Sivas ve çevresinin topoğrafik toprak kabiliyeti, jeoloji bitki örtüsü, akarsular v.b. doğal eşikler ile demiryolu, karayolu, havayolu gibi ulaşım eşikleri ve mevcut arazi kullanımına ilişkin yapay eşikler (çimento fabrikası, sidemir ve ön izni imar ve iskan bakanlığına verilmiş olan organize sanayi bölgesi, askeri alanlar, üniversite alanı ile 4 Eylül barajı v.b.) Sivas kentinin gelişme alanlarını sınırlamış ve belirlemiştir [1].

2.2. Coğrafi Durum

Sivas ili, 36^0-39^0 boylam ve 38^0-40^0 enlem daireleri arasında yer almaktadır. Kentin doğusunda Erzincan, güneyinde Malatya, Maraş, Kayseri; batısında Yozgat, kuzeyinde Giresun, Ordu ve Tokat illeri bulunmaktadır. İç Anadolu Bölgesi'nin Yukarı Kızılırmak havzasında bulunan Sivas, 2848800 hektarlık yüz ölçümü ile Türkiye'nin Ankara' dan sonra ikinci büyük ilidir.

Genel olarak dağlık ve yüksek bir yayla olan Sivas ilinde ortalama yükseklik 1000 m civarındadır. Yüzey şekilleri tek ve sıradağlar, vadiler, çukurda kalmış ovalar ve yüksek düzlüklerden oluşur. Türkiye'nin topoğrafik yapısına uygun olarak Gemerek, Şarkışla, Yıldızeli, Merkez ilçe ve merkez ilçenin güneydoğusunda yer alan Kangal ilçeleri çevresindeki arazi, genel olarak ova ve dağların aşınmasından oluşan düzlüklerden meydana gelmiştir. Buralarda vadiler fazla derin değildir. İlin doğu, kuzeydoğu ve güneydoğu kesimlerinde arazi yükselmektedir. Bu yüksek dağlar genellikle derin akarsu vadileri ile kesilmektedir. Ancak vadiler, Merkez ilçe ve yukarıda arazinin genellikle düz olduğu belirtilen bölgelerde bu özelliklerini kaybeder ve geniş vadiler oluşturur.

2.3. Akarsular ve Göller

Sivas kenti akarsular bakımından zengindir. Akarsular ilin her yöresine dağılmıştır. İldeki yağış rejimine bağlı olarak akışları düzensizdir. Akarsu yatakları çoğu yerde derin vadiler haline gelmiştir. Bu durum ilde akarsulardan faydalanmayı zorlaştırmaktadır. Sivas ili sınırları içinde akan büyük ve küçük akarsular dört grupta toplanabilir. [2]

1. Kızılırmak ve kolları
2. Çaltı çayı
3. Kelkit çayı
4. Tohma çayı

Sivas kenti için en önemli akarsu kent yerleşim alanının güney sınırı boyunca kenti kateden Kızılırmak'tır. Pünzürük suyu, Mısmılırmak ve Murdarırmak ise kentin kuzey kısmından doğarak kent içinden geçip Kızılırmak'a boşalan küçük yan derelerdir.

Kızılırmak, kent atıksularının yegane alıcı ortamı olup, tüm atık sular doğrudan ve dolaylı olarak bu ırmağa boşalmaktadır. Kızılırmak'ın 1963-1989 yılları arasında ortalama debisi $40 \text{ m}^3/\text{sn}$ olup, Mart, Nisan ve Mayıs aylarında $80-150 \text{ m}^3/\text{sn}$ arasında, Temmuz, Ağustos ve Eylül aylarında ise $10 \text{ m}^3/\text{sn}$ 'nin altına düşmektedir. Aynı yıllar arasında maksimum akım olarak $340 \text{ m}^3/\text{sn}$ 'ye (Nisan ayı) çıkmakta, minimum debi olarak da $2,5 \text{ m}^3/\text{sn}$ 'ye (Eylül ayı) kadar düşmektedir (Değirmenci 1994).

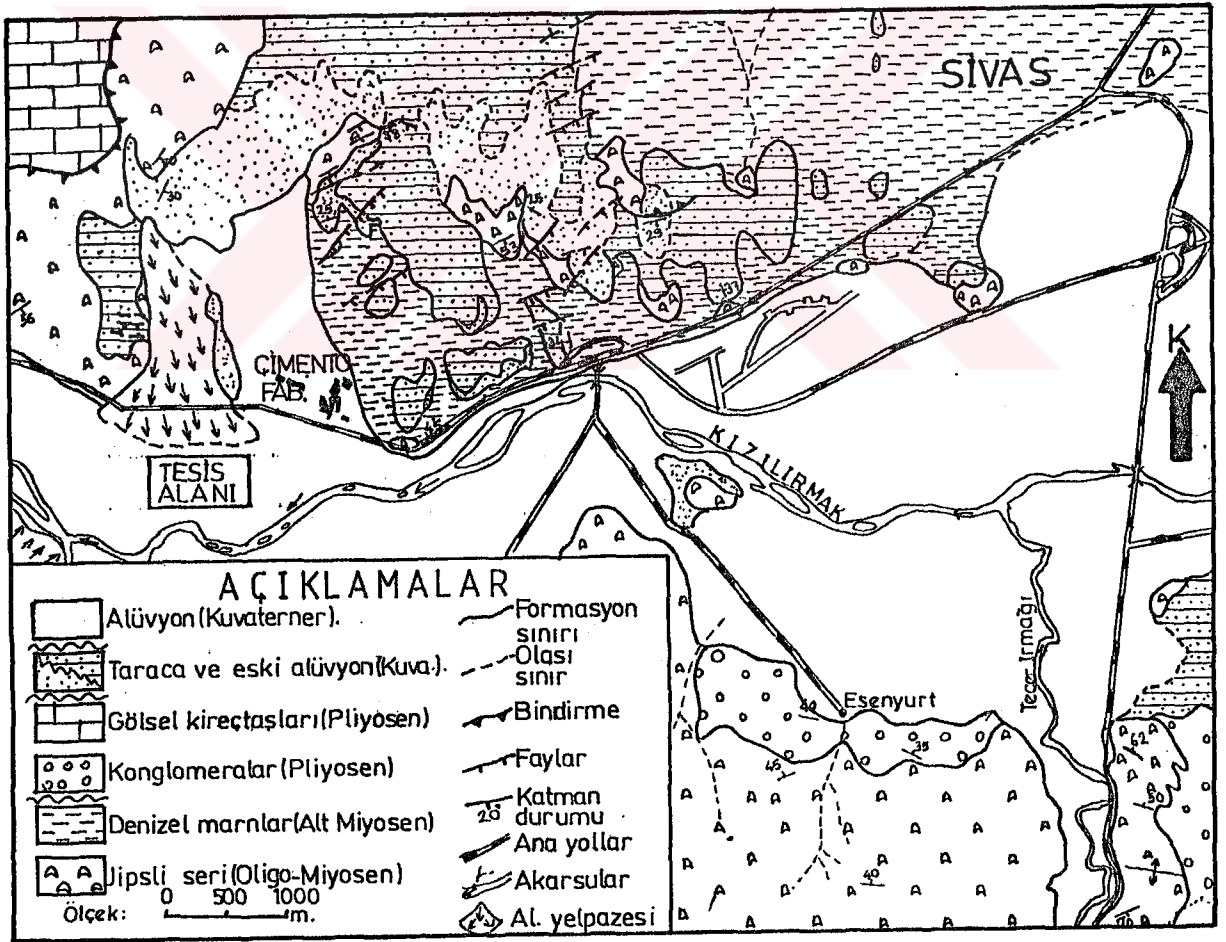
Özellikle, kurak dönem ve sonlarına doğru $2,5-5 \text{ m}^3/\text{sn}$ 'lere kadar düşüyor olması, atıksuların yeterli seyrelmemesi nedeniyle büyük ölçüde kirlilik sorunu oluşturmaktadır. Öte yandan kent girişi ile çıkışı arasında kot farkının az olması nedeniyle akım hızının yavaş olması da yine kirlenme açısından diğer bir olumsuz faktör olarak ortaya çıkmaktadır.

Tüm bu nedenlerden dolayı, Sivas kenti atıksularının bir an önce arıtılması gerekmektedir.

2.4. Jeoloji

Sivas kenti ve yakın kesiminde temel kayacı miyosen yaşlı jipsler oluşturmaktadır. Bunlar üzerine yeşilimsi-bej renkli miyosen yaşlı marn'lar gelmektedir. Marn'lar özellikle kent zeminlerinin %70-80'ini oluşturmaktadır. Marn'ların üzerine uyumsuzlukla Pliyosen yaşlı çakıtaşı, kumtaşı ve yer yer kil içeren çapraz katmanlı akarsu çökelleri gelmektedir. Bunların da üzerine uyumsuzlukla Kuaterner yaşlı travertenler ve alüvyonlar gelmektedir. Çalışma alanı ve yakın civarının jeolojik haritası Şekil 1'de sunulmuştur. Önerilen tesis alanı Kızılırmak nehrinin kuaterner yaşlı alüvyon'ları üzerinde yer almaktadır.

Bu alüvyonlar, yaklaşık olarak %5 kum, %60 silt, %35 kil'den oluşmakta olup ortalama olarak 2,66 tane özgül ağırlığına sahip CH grubu killerdir. Boşluk oranı $e=0,85-0,95$, prozitesi $n=0,45-0,50$ arasında değişmekte olup geçirimsiz zeminlerdir. Şişme potansiyelleri yüksek ve %90-95 simektit grubu kil minerali içermektedirler. Bu alüvyonların taşıma güçleri düşüktür[Sözlü görüşme, 1994 Işık YILMAZ].



Şekil 1. Sivas Kenti ve Çevresinin Jeolojik Haritası (Gürsoy ve diğ'den (1992) basitleştirilerek alınmıştır [3])

2.5. İklim ve Hidroloji

Sivas, İç Anadolu'nun en soğuk ilidir. Yaz ayları sıcak ve kurak, kış ayları ise çok soğuktur. Yaz mevsimi kısa sürelidir. Kış ve yaz mevsimleri arasındaki sıcaklık farkı büyük olduğu gibi gece ile gündüz arasında da büyük sıcaklık farkları görülmektedir. Sivas'ta en yüksek sıcaklık 38.8 °C (13.07.1962), en düşük sıcaklık ise -34.6 (20.01.1972) olarak kaydedilmiştir. 48 yıllık gözlemler sonucu Sivas'ta en yüksek günlük sıcaklık farkı 27.3 °C olarak tesbit edilmiştir. 1977 yılı sonu itibariyle ve 48 yıllık gözlem sonuçlarına göre yıllık ortalama sıcaklık 9.6 °C, en soğuk ay ortalaması ise -8.1 °C 'dir. Sivas'ta aylık ortalama sıcaklıklar Çizelge 1'de, en düşük ve en yüksek sıcaklıklar aylık ortalamaları Çizelge 2'de, donlu günler aylık ortalama değerleri Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 1. Sivas Kenti Aylık Ortalama Sıcaklık Değerleri[2]

Ocak	-4.0
Şubat	-2.5
Mart	2.0
Nisan	8.0
Mayıs	13.3
Haziran	16.6
Temmuz	19.6
Ağustos	19.6
Eylül	15.5
Ekim	10.5
Kasım	4.8
Aralık	-1.2

Çizelge 2. Sivas Kenti En Düşük ve En Yüksek Sıcaklık Değerleri[2].

Ay	En düşük sıc., aylık ortalaması	En yüksek sıc. aylık ortalaması
Ocak	-8.1	0.2
Şubat	-6.8	1.9
Mart	-2.8	7.1
Nisan	2.4	14.7
Mayıs	6.4	19.7
Haziran	8.7	23.5
Temmuz	10.7	27.1
Ağustos	10.6	27.9
Eylül	7.2	23.9
Ekim	3.5	18.3
Kasım	-0.3	10.9
Aralık	-4.9	3.2

En düşük toprak sıcaklığı 50 cm derinlikte -5°C , 100 cm derinlikte ise 0.7°C olarak gözlenmiştir. Sivas'ta yağışlar kış, ilkbahar ve sonbahar aylarına rastlar. Yıllık ortalama yağış miktarı 411.5 mm'dir. Yıllık ortalama kar yağışlı gün sayısı 62.8 'dir. En yüksek kar kalınlığı 110 cm gözlenmiştir. Sivas'ta hakim rüzgar kuzey rüzgarıdır. Sivas'ta bugüne kadar yapılan gözlemler sonucu en hızlı rüzgar yönü SSW ve hızı 34.1 m/sn olarak kaydedilmiştir. Sivas'ta gözlenen atm. basınç değerlerinde çok az farklılık görülmektedir. Ortalama basınç 870 mb civarındadır. Yapılan gözlem sonuçlarına göre ortalama nisbi nem %55-75 civarında değişmektedir. Bu oran kış aylarında artmakta, yaz aylarında ise azalmaktadır [2].

Çizelge 3. Sivas Kenti Donlu Günler Sayısı Aylık Ortalama Değerleri[2].

Ocak	27.9
Şubat	24.0
Mart	21.0
Nisan	7.3
Mayıs	0.5
Haziran	-
Temmuz	-
Ağustos	-
Eylül	0.3
Ekim	5.3
Kasım	14.8
Aralık	23.1

2.6. Sanayi

Sivas kenti, sanayi yönünden geri kalmış bir bölge olup kalkınmada öncelikli bölgeler arasındadır. Yeraltı ve yerüstü zenginlikleri bakımından oldukça önemli bir merkez durumundadır. Özel sektöre ait yüksek kapasitede üretim yapan tesis bulunmamaktadır. Döner sermayenin öz kaynaklarından istifade imkanı bulamadıklarından ve kredi teminindeki zorluklar nedeniyle kurulu bulunan tesisler, verimli şekilde üretim faaliyetinde bulunamamaktadır.

Kent'te sanayileşmeyi geliştirmek için, altyapıyı oluşturan tarımı iyileştirmek, verimliliği arttırmak için uzun süreli bir faaliyet dönemini geçirmesi gerekmektedir. Bölgede konum itibarıyla tarıma, hayvancılığa ve yeraltı kaynaklarına dayalı daha ziyade yaygın sanayi tesislerinin kurulması uygun olacaktır. Bu sanayi kuruluşları yöreye azda olsa ticari ve ekonomik yönden canlılık getirecek, istihdam imkanı yaratacaktır.

Kent'te kamu sektörüne ait[4]

Tüdemsaş (Türkiye Demir Yolu Makinaları Sanayi A.Ş.)
 Sivas Çimento Sanayi A.Ş.
 Beton Travers Fabrikası
 Demir Çelik Fabrikası A.Ş.
 Et ve Balık Kombinasyonu Müdürlüğü
 Demir Çelik İşletmeleri Divriği Madenleri Müessesesi
 Süt Endüstrisi Kurumu Peynir ve Tereyağ Fabrikası

Özel Sektöre ait sanayi kuruluşları,

Sidaş (Sivas Dokuma Sanayi A.Ş.)
 Sihaz (Sivas Hazır Giyim Sanayi ve Tic. A.Ş.)
 Otimtaş (Ortadoğu Teknik İnşaat Malzemeleri Sanayi A.Ş.)
 Doğugaz Ticaret ve Sanayi A.Ş.
 Estaş (Eksantrik Sanayi A.Ş.)
 Kümsan Kaldırma Üniteleri Makina Sanayi ve Ticaret A.Ş.
 Sivas Yem Fabrikası A.Ş.
 Evciler Değirmencilik Ltd. Şti.
 Modern Un-İrmik Makarna Sanayi ve Tic. A.Ş.
 Hamamcıoğlu Un Fabrikası Kol. Şti.
 Madımak Un Fabrikası A.Ş.
 Ballı Sarı Kauçuk Sanayi A.Ş.

Sivas kentin'de, yatırımı halen devam eden sanayi kuruluşları ise,

Isıcam Cam Sanayi A.Ş.
 Setaş Dokuma Sanayi A.Ş.
 Estaş Döküm Sanayi A.Ş.
 Göktürk Boru Sanayi A.Ş.
 Yüce Tekstil Sanayi A.Ş.

Kent'te ileride düşünülen ve kurulabilecek sanayi tesisleri,

1. Deri ve kösele Fabrikası
2. Mermer Sanayi
3. Tuz Kompleksi

4. Astbestli Boru Fabrikası
5. Gübre Sanayi
6. Şeker Fabrikası 'dır.

2.7. Nüfus Durumu

Sivas, genel hatlarıyla ekonomisi tarıma dayalı bir kenttir. Kamu yatırımlarının az olmasına rağmen kırsal kesimdeki doğal şartların çok güç olması il'de az oranda kentleşmenin oluşmasına neden olmaktadır. İl' de tarıma dayalı bir ekonominin varlığı, gelişen sosyo-ekonomik şartlar ve tarım sektöründe kısmi makineleşme, diğer kentlere sürekli göç verilmesine neden olmuştur. İl yıllık nüfus artış oranı ile ülke yıllık nüfus artış oranı incelendiğinde bu durum açıkça ortaya çıkmaktadır. 1940-1973 yılları arasında ilin ortalama yıllık nüfus artış oranı %13 oranında kalırken, Türkiye'nin ortalama yıllık nüfus artış oranı, aynı yılları arasında %2.3 civarındadır. Sivas'ta kentsel ve kırsal nüfus artış oranlarında da farklılıklar olduğu gözlenmektedir.

1940-75 yılları arasında kırsal alanda, ortalama nüfus artışı %0.7 oranında kalırken, kentsel nüfus artışı %3.2 oranına erişmektedir. Bu durum, ülke ortalamasına erişmemekle birlikte kentleşmenin varlığını ortaya koymaktadır. Sivas ili'nin ve merkez ilçesinin nüfus gelişimi Çizelge 4 'de, Sivas ili nüfus artış oranları Çizelge 5 'de verilmiştir. Bu çizelgeler incelendiğinde, Sivas ili merkez ilçesi kentsel nüfusun, toplam merkez ilçe nüfusu içindeki payı, 1940 yılından itibaren %50 'nin üzerindedir. Bu oran giderek artmış ve 1975 yılında %69.61 'e ulaşmıştır. İl ölçeğinde nüfus dağılımı incelendiğinde ise 1975 yılında toplam nüfusun sadece %32 'sinin kentsel olduğu görülmektedir.

Nüfus artış oranları incelendiğinde 1950-1960 ve 1965-1970 yılları arasında yüksek oranlar görülmektedir. Bu durum genellikle ekonomik koşullara dayalı, dengesiz bir kentleşmeyi

göstermektedir. Ekonomik koşulların zor olduğu yıllarda, diğer kentlere göç olduğu görülmektedir.

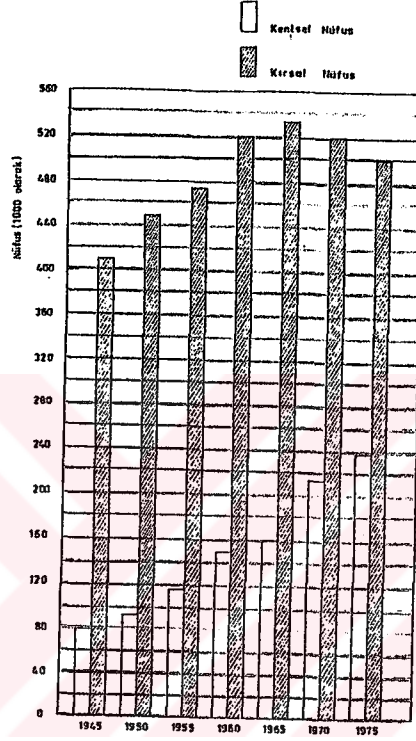
Çizelge 4. Sivas Kent ve Merkez İlçe Nüfus Gelişimi Değerleri[2].

YILLAR		SİVAS MERKEZ		SİVAS İLİ	
		NÜFUS	%	NÜFUS	%
1940	KENT	41730	52.99	78701	16.81
	KÖY	37007	47.00	389542	83.19
1945	KENT	44856	53.33	80019	16.30
	KÖY	39252	46.66	410774	83.70
1950	KENT	52234	52.28	92352	17.04
	KÖY	47670	47.72	449652	82.96
1955	KENT	66813	56.01	115620	19.57
	KÖY	52474	43.99	475249	80.43
1960	KENT	93368	62.35	149491	22.31
	KÖY	56381	37.65	520431	77.69
1965	KENT	109165	64.08	160385	23.04
	KÖY	61183	35.92	535692	76.96
1970	KENT	133979	66.27	212461	29.05
	KÖY	60183	33.73	510942	70.95
1975	KENT	149155	68.76	237908	32.19
	KÖY	67756	31.24	501165	67.81

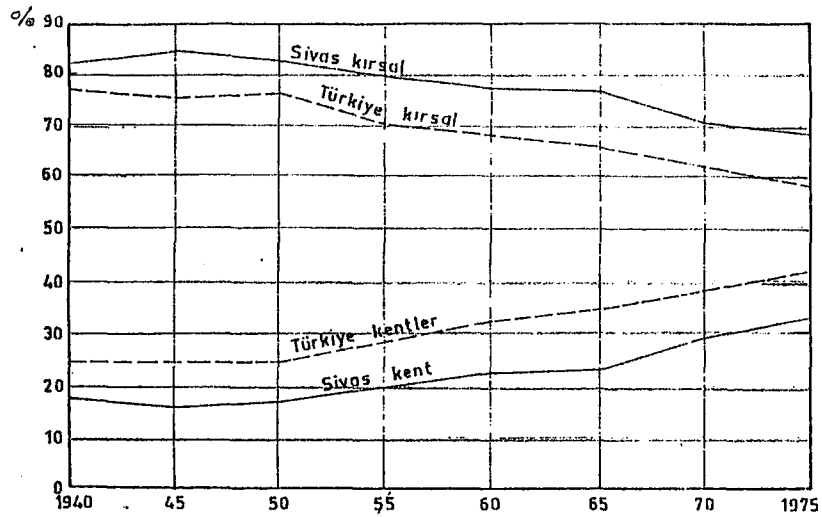
Çizelge 5. Sivas İli Nüfus Artış Oranları[2]

YILLAR		YILLIK ARTIŞ (%)	
		SİVAS MERKEZ	SİVAS İLİ
1940 - 45	KENT	1.46	0.33
	KÖY	1.18	1.08
1945 - 50	KENT	3.08	2.91
	KÖY	3.98	1.82
1950 - 55	KENT	5.05	4.59
	KÖY	1.93	1.11
1955 - 60	KENT	6.92	5.27
	KÖY	1.45	1.83
1960 - 65	KENT	3.18	1.42
	KÖY	1.65	0.38
1965 - 70	KENT	4.18	5.78
	KÖY	2.19	-0.83
1970 - 75	KENT	2.17	2.29
	KÖY	-0.13	-0.69

Sivas ili'nin, kırsal ve kentsel nüfus gelişimi, Şekil 2 'de ve ülke düzeyinde kentsel-kırsal nüfus dağılımının oranları karşılaştırmalı olarak Şekil 3 'de verilmiştir.



Şekil 2. Sivas İli Kırsal ve Kentsel Nüfus Gelişimi[2].



Şekil 3. Sivas İli'nin Ülke Düzeyinde Kentsel ve Kırsal Nüfus Dağılım Oranı [2]

1970-75 yılları arasında Sivas kentinin nüfus artışı hızı yavaşlamış ve il düzeyinde en az nüfusu artan kentsel yerleşmelerden biri olmuştur. Kentin bu nüfus artış hızındaki azalma, planlanan yatırımların gerçekleştirilmemesine veya gecikmesine bağlanabilir. Toplam il nüfusundaki artışın 1975 nüfus sayımına göre çok az olması, kırsal nüfusun ise mutlak olarak azalıyor olması(Çizelge 4), ülke düzeyinde diğer kentlere göç oranının oldukça yüksek olduğunu göstermektedir. Türkiyedeki yıllık nüfus artış oranları, Sivasın yıllık nüfus artış oranıyla mukayese edilerek yıllara göre Sivas dışına göç oranları Çizelge 6 'da verilmiştir.

Çizelge 6. Yıllara Göre Türkiye ve Sivas İli Nüfus Artışlarının Mukayesesi [2].

Yıllar	Türkiye	Sivas	Sivas Dışına Göç Oranı
1950-55	2.80	1.74	1.06
1955-60	2.90	2.54	0.36
1960-65	2.50	1.03	1.47
1965-70	2.60	0.74	1.86
1970-75	2.50	0.21	2.29

2.8. Topoğrafik Durum

Sivas kenti, yerleşim alanı itibarıyla, kuzeyden güneye doğru alçalan ve eğimi genellikle %5 'i geçmeyen bir topoğrafya gösterir (Şekil 4). Kent içinde sadece eski kalenin bulunduğu bir tepelik vardır. Güneyden geçen Kızılırmak nehrinin çevresindeki düzlükler, doğu-batı doğrultusunda uzanır. Bu düzlüğün kuzeyinde ve kent batısında kalan sahalarda genellikle eğim gösteren tepeler vardır. Bu tepeler kuzey-güney doğrultusunda uzanan dere yatakları ile birbirlerinden ayrılmışlardır.



Şekil 4. Sivas Kenti Arazi Eğim Haritası [2].

Kentin kuzeyinde ve doğusunda yüzey şekilleri parçalanmış olup, eğimler büyük farklılıklar göstermektedir. %5 'ten az eğimli düzlükler, %15-20 eğimli şeritvari tepelerle bölünmüşlerdir. Bu engebe tipinin yarattığı doğal kanallar kente soğuk rüzgarları iletirler. Kızılırmak nehrinin güneyinde uzanan tepeler, eğim durumları itibariyle yerleşim imkanı vermemektedir. Bu kısımlarda iklim koşulları kış aylarında bütün sert tesirlerini gösterir. Rüzgar altında olan bu sırtlarda, eğim genellikle %15 civarındadır [2].

2.9. Alt Yapı ve Mevcut Kanalizasyon Sistemi

Kızılırmak nehri, Sivas kenti atıksuları için yegane alıcı ortam durumundadır. Kent atıksularının doğrudan ve dolaylı olarak % 100'ü Kızılırmak'a deşarj edilmektedir. Sivas'ta birinci ve ikinci kademe kanalizasyon toplamı, taşıyıcı kollektörler dahil olmak üzere 40km'ye ulaşmıştır. Ayrıca eski kanalizasyon sistemi kısmen işler halde tutulup bazı yerlerine yeni ilaveler yapılmış ve yağmur suyu toplama hattı olarak faaliyette bulunmaktadır. Kentin kanalizasyon suyunun Organize sanayi bölgesi, 4 İşletme, Tüdemsaş, Çimento fabrikası, 4 Eylül sanayi bölgesi Yeşilyurt ve Karşiyaka bölgeleri dışında kalan yerlerin atıksuları toplayıcı kollektöre bağlanmıştır. Sivas Kanalizasyon Tatbikat Projesi'nde [Ek1]; kentin atıksuları Sivas doğusunda Organize sanayi bölgesinden başlayarak çevre yoluna ve Kızılırmak'a paralel bir konumda batıya doğru uzanan ana kollektörde toplanmakta ve konutsal yerleşimlerin sona erdiği E.B.K., çimento fabrikası güneyine kadar ulaşmaktadır. Mevcut kollektör hattına şu anda evsel atıksuların %80' ni bağlanmış durumdadır. Tüdemsaş, 4 İşletme ve Mezbahane gibi tesislerin atıksuları yağlı ve kanalizasyon sistemine zarar verici olduğu için kollektöre bağlanmamış durumdadır. Ancak bu işletmelerin atıksularını arıttıktan sonra kollektör hattına bağlanacağı söz konusudur. Kent atıksuları, $\phi 2400$ mm çapındaki ana kollektör ile Beton Travers fabrikasının yanındaki kollektör bacasına kadar cazibe ile ulaşmakta olup, buradan yapılacak olan arıtma tesisine iletilecektir.

3. NÜFUS HESABI

Bir yerleşim alanı tarafından oluşturulan atıksu miktarı, bu yerleşim alanının nüfusuna ve kişi başına su kullanım miktarına bağlı bulunmaktadır.

Tasarımda, proje hedef yıllarındaki atıksu miktarlarının ve kirlilik yüklerinin belirlenmesi amacıyla Sivas kenti mevcut nüfus verileri kullanılarak yapılması planlanan atıksu arıtma tesisi tasarımı için, çeşitli istatistiksel nüfus hesaplama yöntemleri kullanılmış ve kentin gelecekteki nüfus değerleri bulunmuştur.

Çalışmada kullanılan nüfus tahmin yöntemleri,

- İller Bankası yöntemi
- Aritmetik Ortalama yöntemi
- Geometrik Artış yöntemi
- En Küçük Kareler yöntemi
- Lojistik Eğri yöntemi

Sivas kenti Nüfus İl Müdürlüğü'nden alınan mevcut nüfus sayımı sonuçları Çizelge 7'de verilmiştir.

Çizelge 7. Sivas Kenti Mevcut Nüfus Sayımı Sonuçları

Yıl	1945	1950	1955	1960	1965	1970
Nüfus	44856	52234	66813	93368	108320	133979
Yıl	1975	1980	1985	1990		
Nüfus	149201	172864	198553	221512		

3.1. İller Bankası Yöntemi

1945 - 1990 yılları arası nüfus ve nüfus artış katsayıları kullanılarak İller Bankası yöntemi ile nüfus projeksiyonu aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$P = \left(\sqrt[4]{\frac{Y_s}{Y_i}} - 1 \right) \times 100 \quad [5]$$

P= Nüfus artış yüzdesi (Çoğalma katsayısı)

y_s = Yeni nüfus sayımı

y_i = Eski nüfus sayımı

a= Yeni nüfus sayımı ile eski nüfus sayımı arasındaki yıl farkı

P çoğalma katsayısı 3 'den büyük çıkması halinde P=3 kabul edilir. P değeri 1 ve 1 'den küçük ise P=1 değeri, 1 ile 3 arasında ise çoğalma katsayısı aynen alınır. P için bulunacak muhtelif değerler birbirine yakın bir seyir takip ediyorsa ortalama değer alınır. Proje, inşaatın bitiminden 30 sene sonraki ihtiyacı karşılamak üzere düzenlenir. Ancak projenin fiilen ele alınmasından tesisin işletmeye girişine kadar geçecek süre 5 yıl olarak bu süreye eklenir [5].

$$Y_m = Y_s \left(1 + \frac{P}{100} \right)^{(30+n)}$$

n= Proje süresi

Y_m = Tahmin edilen yılın nüfus miktarı

Y_s = Yeni nüfus sayımı

$$P_{45-50} = \left(\sqrt[5]{52234/44856} - 1 \right) \cdot 100 = 3.0923$$

$$P_{50-55} = 5.0464 \quad P_{55-60} = 6.9220$$

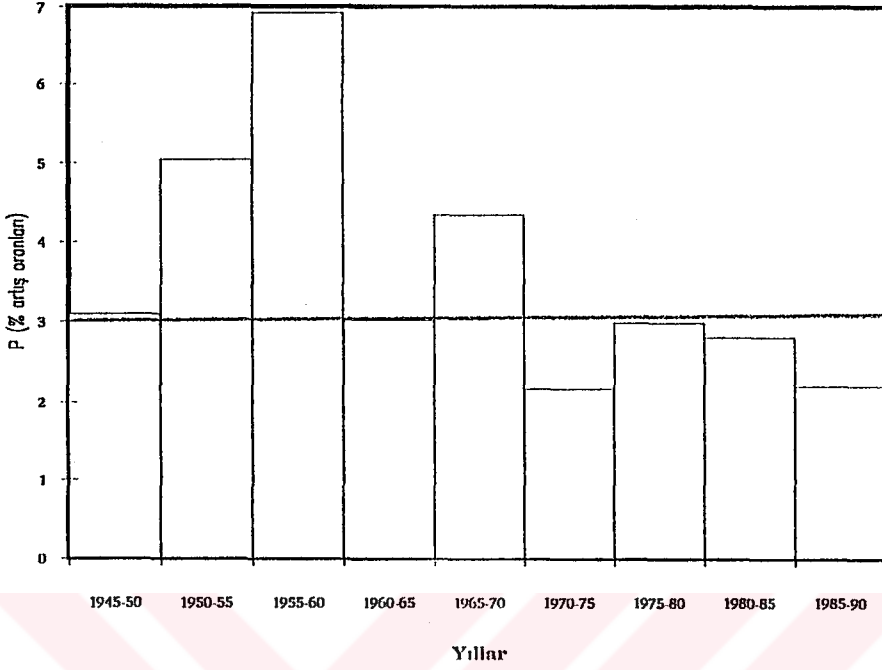
$$P_{60-65} = 3.0153 \quad P_{65-70} = 4.3435$$

$$P_{70-75} = 2.1755 \quad P_{75-80} = 2.9879$$

$$P_{80-85} = 2.8097 \quad P_{85-90} = 2.2125$$

$$P_{45-90} = 3.6126$$

P= 3 kabul edilmiştir. P \longrightarrow 45 - 90 yılları arasındaki değişim aralığı 2.1755 ile 6.9220 'dir.



Şekil 5. Yıllara Göre (P) Artış Yüzde Değerleri

$$Y_m = Y_n \left(1 + \frac{P}{100} \right)^{(30+n)}$$

$$Y_{m1990} = 221512$$

$$Y_{m1993} = 221512 \left(1 + \frac{3}{100} \right)^3 = 242052.1432$$

$$\cong 242100 \text{ kişi}$$

$$Y_{m2013} = 242100 \left(1 + \frac{3}{100} \right)^{20} = 437259.53$$

$$\cong 437260 \text{ kişi}$$

$$Y_{m2028} = 437260 \left(1 + \frac{3}{100} \right)^{15} = 681236.8325$$

$$\cong 681237 \text{ kişi}$$

İller Bankası Yöntemi İle Bulunan Nüfus Değerleri:

1993 → 242100 kişi ; 2013 → 437260 kişi ; 2028 → 681237 kişi

3.2. Aritmetik Ortalama Yöntemi

$$Y_m = Y_s + ((Y_s - Y_i)(t_m - t_i) / (t_s - t_i)) \quad [6].$$

Y_m = Tahmin edilen yılın nüfus miktarı

Y_s = Son nüfus sayımına göre nüfus miktarı

Y_i = İlk nüfus sayımına göre nüfus miktarı

t_m = Tahmin edilen yılın nüfus sayım tarihi

t_i = İlk nüfus sayım tarihi

t_s = Son nüfus sayım tarihi

$$Y_{1993} = Y_{1990} + ((Y_{1990} - Y_{1945})(t_{1993} - t_{1945}) / (t_{1990} - t_{1945}))$$

$$Y_{1993} = 409945.0667$$

$$Y_{2013} = 488458 \text{ kişi}$$

$$Y_{2028} = 547344.1778 \cong 547344 \text{ kişi}$$

3.3. Geometrik Artış Yöntemi

$$\log y_m = \log y_s + ((\log y_s - \log y_i)(t_m - t_i) / (t_s - t_i)) \quad [6]$$

$$\log_{1993} = \log_{221512} + ((\log_{221512} - \log_{44856})(t_{1993} - t_{1945}) / (1990 - 1945))$$

$$Y_{1993} = 1.216781 \text{ kişi}$$

$$Y_{2013} = 2.474393 \text{ kişi}$$

$$Y_{2028} = 4.213674 \text{ kişi}$$

3.4. En Küçük Kareler Yöntemi

3.4.1. Lineer Regrasyon Yöntemi

$$a = (\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy) / (n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2)$$

$$b = (n \cdot \sum xy - \sum x \sum y) / (n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2)$$

$$R^2 = (n \cdot \sum xy - \sum x \sum y)^2 / (n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2) \cdot (n \cdot \sum y^2 - (\sum y)^2)$$

$$Y = a + bx$$

R^2 (Korelasyon Katsayısı) = %99 çıkması olumludur.

$R^2 = (-)$ ise nüfus azalıyor demektir.

$x =$ İlk nüfus sayımı yılı ile hesaplanan nüfus yılı arasındaki yıl farkı

Çizelge 8. Linear Regrasyon Yöntemi'nin Hesabında Kullanılan Parametre Değerleri

Yıllar	Nüfus (Y)	Yıl Farkı $x=t-t_0$	$x.y$	x^2	y^2
1945	44856	0	0	0	2012060736
1950	52234	5	261170	25	2728390756
1955	66813	10	660813	100	4463976969
1960	93368	15	1400520	225	8717583424
1965	108320	20	2166400	400	1.17332224x10 ¹⁰
1970	133979	25	3349475	625	1.795037244x10 ¹⁰
1975	149201	30	4476030	900	2.22609384x10 ¹⁰
1980	172864	35	6050240	1225	2.98819625x10 ¹⁰
1985	198553	40	7942120	1600	3.942329381x10 ¹⁰
1990	221512	45	9968040	2025	4.906756614x10 ¹⁰

$$\Sigma y = 1241700 ; \Sigma x = 225 ; \Sigma xy = 36274808 ; (\Sigma x)^2 = 50625 ;$$

$$(\Sigma x^2) = 7125 ; (\Sigma y)^2 = (1.54181889 \times 10^{12}) ; \Sigma y^2 = 1.882 \times 10^{11}$$

$$a = ((1241700) - (225)(36274808)) / ((10)(7125) - (50625))$$

$$a = 33225.73091$$

$$b = ((10)(36274808) - (225)(1241700)) / ((10)(7125) - (50625))$$

$$b = 4041.967515$$

$$R^2 = 0.99106 ; R = 0.995$$

$$Y = a + bx$$

$$Y_{1993} = 33225.731 + 4041.968 (48) ; Y_{1993} = 227240.195 \text{ kişi}$$

$$Y_{2013} = 33225.731 + 4041.968 (68) ; Y_{2013} = 308079.555 \cong 308080 \text{ kişi}$$

$$Y_{2028} = 33225.731 + 4041.968 (83) ; Y_{2028} = 368709 \text{ kişi}$$

3.4.2. Üstel Regrasyon Yöntemi

$$A = (\sum \ln y \sum x^2 - \sum x (\sum x \ln y)) / (n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2)$$

$$B = (n \cdot \sum \ln y x - \sum x \sum \ln y) / (n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2)$$

$$\ln y = A + Bx$$

A = ln a → a bulunur.

$$Y = a e^{bx}$$

Çizelge 9. Üstel Regrasyon Yöntemi'nin Hesabında Kullanılan Parametre değerleri

Yıllar	Nüfus	ln Y	x	x . ln Y
1945	44856	10.7112	0	0
1950	52234	10.8634	5	54.3170
1955	66813	11.1096	10	111.0960
1960	93368	11.4443	15	171.6645
1965	108320	11.5928	20	231.8560
1970	133979	11.8054	25	295.1350
1975	149201	11.9130	30	357.3900
1980	172864	12.0603	35	422.1105
1985	198553	12.1988	40	487.9520
1990	221512	12.3082	45	553.8690
		$\sum \ln Y =$ 116.0070	$\sum x =$ 225	$\sum x \cdot \ln Y =$ 2685.3900

$$A = ((116,0070)(7125) - (225)(2685,3900)) / ((10)(7125) - (50625))$$

$$B = ((10)(2685,3900) - (225)(116,0070)) / ((10)(7125) - (50625))$$

$$A = \ln a \quad a = 48050$$

$$Y_{1993} = 48050.1242 e^{0.0365(48)} = 227062 \approx 227063 \text{ kişi}$$

$$Y_{2013} = 48050.1242 e^{0.0365(68)} = 574927 \approx 574928 \text{ kişi}$$

$$Y_{2028} = 48050.1242 e^{0.0365(83)} = 994008 \text{ kişi}$$

3.5. Lojistik Eğri Yöntemi

$$N = L / (1 + m \cdot e^{nt})$$

$$m = (L - Y_0) / Y_0$$

t=Hesaplanması istenen yıl ile başlangıç yılı arasındaki fark

$$n = \left(\frac{1}{\Delta T} \ln(L - Y_1^2) \right) / Y_1(L - Y_0)$$

$$L = \left(\frac{2 \cdot Y_0 \cdot Y_1 \cdot Y_2 \cdot (Y_0 + Y_2)}{Y_0 \cdot Y_2 - Y_1^2} \right)$$

1950 → 52234 → y₀

1970 → 133979 → y₁ ΔT = 20 yıl

1990 → 221512 → y₂

Doygun nüfus için;

$$L = 284000 ; m = 4.437 ; n = - 0.0688$$

t₁₉₉₃ - t₁₉₅₀ = 43 yıl ; t₂₀₁₃ - t₁₉₅₀ = 63 yıl ; t₂₀₂₈ - t₁₉₅₀ = 78 yıl

$$N_{1993} = 284000 / (1 + 4.438e^{-0.0688 \cdot 43}) = 230840 \text{ kişi}$$

$$N_{2013} = 268388 \text{ kişi} ; N_{2028} = 278234 \text{ kişi}$$

3.6. Önerilen Proje Nüfusu

Sivas kentinde ki nüfus artışında, artış yüzdesi alınırken ve proje nüfusu bulunurken, gelişmenin ve nüfus artış hızının artacağı göz önünde bulundurulmalıdır . Sivas kentinin bu tarihe kadar ki nüfus sayımları nüfus artışının ortalama P=3 nisbetinde olduğunu göstermektedir.

Yapılan çalışmada, Sivas kenti atıksu arıtma tesisi için önerilen proje nüfusunun hesaplanmasında İller bankası yöntemi uygun bulunmuş ve şehrin gelişmekte olan sahalarıyla birlikte şehrin 3 yoğunluk bölgesinde yorumlanması uygun görülmüştür. Sivas kenti etrafındaki yerleşimden Karşıyaka (15000 kişi), Çimkürek (2500 kişi), Serpincik (2500) ve Pirkinik (Çayboyu mahallesi) (2500 kişi) kırsal kesim nüfusları planlama alanına yakın olduklarından ve uç debi olarak dikkate alınacaktır. Kuzeyde yer alan askeri saha için 7500 kişi dikkate alınmıştır.

Bu bilgiler ışığında toplam proje nüfusu;

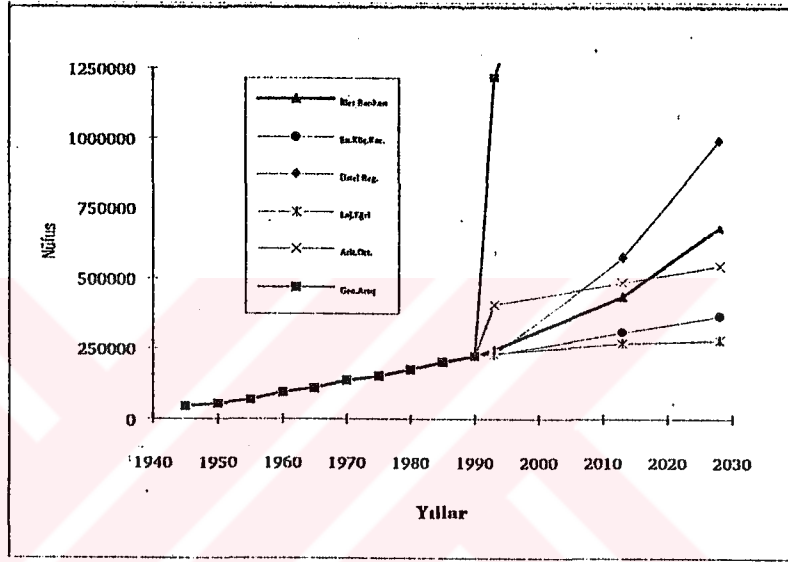
$$1993 \rightarrow 242100 + 15000 + 7500 + 7500 = 272100 \text{ kişi}$$

$$2013 \rightarrow 437260 + 15000 + 7500 + 7500 = 467260 \text{ kişi}$$

$$2028 \rightarrow 681237 + 15000 + 7500 + 7500 = 711237 \text{ kişi}$$

Toplam proje nüfusu 711237 kişi bulunmuştur.

Hesaplanan yöntemlere göre, proje kapsamında bulunan nüfus değerleri Çizelge 10'da ve yöntemlere göre proje nüfus değerleri karşılaştırılmalı olarak Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. Hesaplanan Yöntemlere Göre Karşılaştırılmalı Proje Nüfus Değerleri

Çizelge 10. Proje Kapsamında Hesaplanan Nüfus Değerleri

Yıllar	Yöntem					
	İller Bankası	En küçük kareler	Üstel Regrasyon	Lojistik Eğri	Aritmetik Ortalama	Geometrik Artış
1993	242100	227242	227063	230840	409945	1216781
2013	437260	308080	574928	268388	488458	2474393
2028	681237	368709	994008	278234	547344	4213674

4. DEBİ HESABI

4.1. Endüstri Debileri

4.1.1. Özel Sarfiyat Veren Kuruluşlar

Sivas kentinde özel sarfiyat veren tesisler aşağıda belirlenmiş olup, debileri proje uç debisi olarak dikkate alınacaktır [7].

1. S.E.K.	2 lt/sn
2. T.C.D. Makina Sanayi (D.D.Y. Fabrikası)	50 lt/sn
3. Et-Balık Kurumu	3 lt/sn
4. Çimento Fabrikası	10 lt/sn
5. Askeri Dikim Evi	3 lt/sn
6. Sümerbank İplik Fabrikası	2 lt/sn
7. Un Fabrikası (3 Adet)	3 lt/sn
[Üretim 25 ton/gün (1 Fabrika)	
Dikkate alınan proje (uç) debisi (1 Fabrika)]	1 lt/sn
8. Hastaneler	
Devlet Hastanesi	2 lt/sn
D.D.Y. Hastanesi	2 lt/sn
S.S.K. Hastanesi	2 lt/sn
Askeri Hastane	2 lt/sn
Toplam	8 lt/sn
9. Beton Travers Fabrikası	2.5 lt/sn
10. Amonyak Fabrikası	1 lt/sn
11. Amyant Fabrikası	1 lt/sn
12. İller Bankası Bölge Müdürlüğü	1 lt/sn
13. D.S.İ. Bölge Müdürlüğü	1 lt/sn
14. D.S.İ. Tesisleri	2 lt/sn
15. M.T.A.	1 lt/sn
16. Karayolları	1 lt/sn
17. Belediye	1.5 lt/sn
18. Z.D.K.	1 lt/sn
19. Belediye Mezbahanesi	1 lt/sn

20. Y.S.E.	1 lt/sn
21. T.E.K	1 lt/sn
22. Ahır ve Mandıralar Yöresi	29 lt/sn

(Şu anda alt yapı gelişmeleri devam eden Ahır ve Mandıralar yöresi için (nüfus+hayvan) sayısı 5000 kişi eşdeğeri kabul edilerek uç debi olarak hesaplanmıştır).

$$q = \frac{\frac{24}{12} \times 5000 \times 250 \text{ lt / kişi.gün}}{86400} = 29 \text{ lt / sn}$$

Özel sarfiyat veren sanayi kuruluşlarından gelen toplam uç debi;

$$Q_{1\text{Özel}} = 126 \text{ lt/sn}$$

4.1.2. Özel (Hayvan su ihtiyacı)

Sivas'ta toplam 8000 büyükbaş hayvan (inek+at) bulunduğu tespit edilmiş olup,

Herbir büyükbaş hayvan için 50 lt/gün kabulü ile;

$$Q_{2\text{Özel}} = (50 \text{ (lt / N /gün)} \times 8000) / (86400) \\ = 5 \text{ lt / sn olarak belirlenmiştir.}$$

4.1.3. Sanayi Debileri

S_1 ve S_2 (Sanayi ve Resmi bina için ayrılan) alanlarında 200 kişi/ha 'lık brüt yoğunluk dikkate alınmıştır.

S_1 alanı (Büyük Sanayi bölgesi) 250 ha olup,

$$N = 250 \text{ ha} \times \frac{200 \text{ kişi}}{\text{ha}} = 50000 \text{ kişi'dir, (İmar planı vardır).}$$

S_2 alanı (Küçük Sanayi bölgesi) 100 ha olup,

$$N = 100 \text{ ha} \times \frac{200 \text{ kişi}}{\text{ha}} = 20000 \text{ kişi'dir, (Planlama genelde vardır)}$$

[7].

$$Q_{BS} = 0.50 \text{ ila } 0.85 \text{ lt/sn.ha (0,7)}$$

$$Q_{KS} = 0.35 \text{ ila } 0.50 \text{ lt/sn.ha (0,4)}$$

mertebesinde olmaktadır [8].

$$Q_{BS_1} = 0.7 \frac{\text{lt}}{\text{sn. ha}} \times 250 \text{ ha} = 175 \text{ lt / sn}$$

$$Q_{KS_2} = 0.4 \frac{\text{lt}}{\text{sn. ha}} \times 100 \text{ ha} = 40 \text{ lt / sn}$$

$$S_1 \text{ ve } S_2 \text{ sanayi alanları toplam debisi } Q_{san} = 215 \text{ lt / sn}$$

Mevcut durumda sanayi bölgesinin %50 sinin gerçekleştiği tesbit edilmiş olup, rezerv sanayi sahasının %75 'inin 1 kademede, diğer kalan %25 'inin ise 2 kademede devreye gireceği kabul edilmiştir.

4.2. Sızma ve Yağmur Suyu Debisi

4.2.1. Sızma Debisi

Toplam proje sahasının (5500 ha) 460 hektarlık bölümünden yeraltı suyu sızma meydana gelebileceği düşünülmüştür [7]. Yeraltı suyu sızma miktarı olarak 0.15 lt/sn.ha yeraltısuyu sızması alınmaktadır.

Proje alanının çevre yolu güney kesimi 160 ha olup, bu proje Kızılrmağa çok yakın ve düşük kotlarda bulunduğundan sızma debisi dikkate alınacaktır.

$$Q_{1\text{sızma}} = 160 \times 0.15 = 24 \text{ lt / sn.}$$

Ayrıca S_2 sanayi alanı Kızılrmağa yakın olduğundan sızma debisi dikkate alınacaktır.

$$Q_{2\text{sızma}} = 100 \times 0.15 \text{ lt /sn.ha} = 15 \text{ lt/sn}$$

Kollektör güzergahında ise, kollektör zorunlu olarak Kızılıрмаğa yakın kesimi takiben gittiğinden, kollektör boyunca 200 ha. lık bir sahadan sızma debisinin kollektöre ulaşabileceği göz önünde bulundurulmuştur.

$$Q_{3\text{sızma}} = 0.15 \times 200 = 30 \text{ lt / sn}$$

$$Q_{T\text{sızma}} = 30 + 15 + 24 = 69 \text{ lt / sn.}$$

4.2.2. Yağmur Suyu Debisi (Bacalardan)

Yağmur suyu debisi olarak toplam evsel atıksu debisinin % 5'i kadar alınacaktır.

4.3. Atıksu Arıtma Tesisine Gelecek Olan Toplam Debiler

1.ve 2.kademe yılları için kişi başına günlük 250 lt/kişi.gün su tüketimi kabul edilmiş olup toplam su kullanımının %75 'inin atıksuya dönüşeceği ve nüfusunun %100 'ünün kanallara bağlanacağı göz önüne alınmıştır. Ayrıca sızma ve yağmur suyu debisinin %100 'ünün arıtma tesisine geleceği kabul edilmiştir.

a) Q Eysel debi

$$Q_{\text{EVSEL}}(\text{lt/sn}) = q \times N \times (0.75) \text{ [9].}$$

q = Kişi başına kullanılan su miktarı (lt/kişi.gün)

N = Gelcek otuzbeş yıl için hesaplanan proje nüfusedir.

1993

$$Q_{24} = (250(\text{lt/kişi.gün}) \times 272100(\text{kişi}) \times 0.75) / 86400 = 590 \text{ lt/sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_{24} = (467260 \times 250 \times 0.75) / 86400 = 1014 \text{ lt / sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_{24} = (711237 \times 250 \times 0.75) / 86400 = 1543 \text{ lt / sn}$$

b) Sızma Debisi

$$Q_{\text{sızma}} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

$$Q_1 \rightarrow 24 \text{ lt / sn} , \quad Q_2 \rightarrow 15 \text{ lt / sn} , \quad Q_3 \rightarrow 30 \text{ lt / sn}$$

$$Q_{\text{sızma}} = 24 + 15 + 30 = 69 \text{ lt / sn}$$

c) Sanayi Debileri1993

$$Q_s = 215 (\%50) = 108 \text{ lt/sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_s = 215 (0.75) = 161 \text{ lt/sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_s = 215 (1) = 215 \text{ lt/sn}$$

d) Yağmur Suyu Sızma Debileri

Yağmur suyu sızma debisi hesaplanırken toplam evsel atıksu debisinin %5 'inin alınmasına kara verilmiştir [9].

$$Q_{\text{yağmur}} = Q_{\text{evsel}} \times 0.05$$

1993

$$Q_{\text{yağmur}} = 590 \times 0.05 = 29.5 \cong 30 \text{ lt/sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_y = 1014 + 0.05 = 50.7 \cong 51 \text{ lt/sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_y = 1543 + 0.05 = 77.15 \cong 77 \text{ lt/sn}$$

Çizelge11. Tasarım Debilerinin Hesabında Kullanılan Toplam Debiler

Yıllar	1993		2013		2028	
	m ³ /sn	lt/sn	m ³ /sn	lt/sn	m ³ /sn	lt/sn
EVSEL ATIKSU	0.590	590	1.014	1014	1.543	1543
ENDÜSTRİYEL						
Q _{Özel} Özel Kullanımlar	0.131	131	0.131	131	0.131	131
Q _{San} Sanayi Debileri	0.108	108	0.161	161	0.215	215
Q _{T_{End}} Toplam Endüstriyel	0.239	239	0.292	292	0.346	346
Q _{Sız} Sızma (Yeraltısuyundan)	0.069	69	0.069	69	0.069	69
Q _{Yağ} Sızma (Yağmur S-Bacalar)	0.030	30	0.051	51	0.077	77
TOPLAM	0.928	928	1.426	1426	2.035	2035

4.4. Arıtma Tesisi Tasarımında Kullanılacak Olan Debiler

4.4.1. Proje Debileri

Proje debisi hesabında nüfuslar dikkate alınarak evsel debi için su kullanım süresi 16 saat, sanayi debisi için 8 saatlik kullanım süresi kabul edilmiştir [9].

$$Q_{pr} = Q_{evs} \frac{24}{16} + Q_{son} \times \frac{24}{8} + Q_{sızma}$$

1993

$$Q_{16} = 590 \frac{24}{16} + 239 \frac{24}{8} + 69 \text{ lt / sn} = 885 + 717 + 69 = 1671 \text{ lt / sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_{16} = 1014 \frac{24}{16} + 292 \frac{24}{8} + 69 = 1521 + 876 + 69 = 2466 \text{ lt/sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_{16} = 1543 \frac{24}{16} + 346 \frac{24}{8} + 69 = 2315 + 1038 + 69 = 3422 \text{ lt/sn}$$

4.4.2. Maximum Debiler

Maximum debi hesaplarında, proje debisindeki debilere ilaveten evsel debinin %5 'i kadar yağmur suyu debisinin sisteme gireceği kabul edilerek evsel debiler için 12 saatlik kullanım süresi kabul edilecektir [9].

$$Q_{(\max)_{12}} = Q_{\text{evs}} \cdot \frac{24}{12} + Q_{\text{san}} \cdot \frac{24}{8} + Q_{\text{sizma}} + 0.05 \cdot Q_{\text{evs}}.$$

1993

$$Q_{12} = 590 \frac{24}{12} + 239 \times \frac{24}{8} + 69 + 0.05 \cdot 590 = 1180 + 717 + 69 + 30 = 1996$$

lt/sn

1. Kademe 2013

$$Q_{12} = 1014 \frac{24}{12} + 292 \frac{24}{8} + 69 + 0.05 \cdot 1014 = 2028 + 876 + 69 + 51$$

$$= 3024 \text{ lt/sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_{12} = 1543 \frac{24}{12} + 346 \frac{24}{8} + 69 + 0.05 \cdot 1543 = 3086 + 1038 + 69 + 77$$

$$= 4270 \text{ lt/sn}$$

4.4.3. Ortalama Debiler

$$Q_{\text{ort}} = Q_{\text{evs}} + Q_{\text{son}} \frac{24}{8} + Q_{\text{sizma}}$$

1993

$$Q_{24} = 590 + 239 \times \frac{24}{8} + 69 = 590 + 717 + 69 = 1376 \text{ lt/sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_{24} = 1014 + 292 \cdot \frac{24}{8} + 69 = 1014 + 876 + 69 = 1959$$

lt/sn

2. Kademe 2028

$$Q_{24} = 1543 + 346 \cdot \frac{24}{8} + 69 = 1543 + 1038 + 69 = 2650 \text{ lt/sn}$$

4.4.4. Minimum Debiler

$$Q_{\text{minimum}} = Q_{\text{evsel}} \frac{24}{37} + Q_{\text{sizma}}$$

1993

$$Q_{37} = 590 \cdot \frac{24}{37} + 69 = 452 \text{ lt/sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_{37} = 1014 \cdot \frac{24}{37} + 69 = 727 \text{ lt/sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_{37} = 1543 \cdot \frac{24}{37} + 69 = 1070 \text{ lt/sn}$$

Tasarımda kullanılan debiler Çizelge 12'de verilmiştir.

Çizelge 12. Arıtma Tesisi Tasarımında Kullanılan Debiler

Yıllar	1993			2013			2028		
	lt/sn	m ³ /s	m ³ /sn	lt/sn	m ³ /s	m ³ /sn	lt/sn	m ³ /s	m ³ /sn
Proje	1671	6016	1.671	2466	8878	2.466	3422	12319	3.422
Max.	1996	7186	1.996	3024	10886	3.024	4270	15372	4.27
Ort.	1376	4954	1.376	1960	7056	1.96	2650	9540	2.65
Min.	452	1627	0.452	727	2617	0.727	1070	3852	1.07

5. TASARIM YÜKLERİ

5.1. Evsel Kirlilik Yük

Kişi başına atık su içerisindeki kirlilik yükü, BOI ve AKM için sırasıyla 54 g BOI₅/kişi.gün ve 70 g AKM/kişi.gün olarak alınması kabul edilmiştir[9]. Tesise gelen kirlilik yükleri bu kriterlere göre hesap edilecektir .

Kent'te mevcut mezbahane dışındaki endüstrilerden gelecek atık suların evsel atık su kalitesine indirileceği kabul edilerek bu endüstrilerde debi bazlı eşdeğer nüfus hesaplanmıştır.

1993

$$\begin{aligned} \text{BOI}_5 \text{ yükü} &= 272100 \text{ kişi} \times 54 \text{ g BOI}_5/\text{gün} \\ &= 14688000 \text{ g BOI}_5/\text{gün} = 14688 \text{ kg BOI}_5/\text{gün} \end{aligned}$$

$$\text{AKM yükü} = 272100 \text{ kişi} \times 70 \text{ g AKM/gün} = 19040 \text{ kg AKM /gün}$$

1. Kademe 2013

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 467260 \times 54 = 25232 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 467260 \times 70 = 32708.2 \text{ kg AKM/gün}$$

2. Kademe 2028

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 711237 \times 54 = 38406.8 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 711237 \times 70 = 49786.6 \text{ kg AKM/gün}$$

5.2. Endüstriyel Kirlilik Yükü

-Mezbaha Kirlilik Yükleri

Sivas kentinde kanalizasyon sistemine atıksularını verecek olan mezbahane ve et balık kurumundan gelecek kirlilik yükü ise hayvan başına eşdeğer nüfus bulunarak elde edilmiştir. Halen mezbahane günde 77 büyük baş, 207 küçük baş, etbalık kurumunda ise 100 büyük baş, 500 küçük baş hayvan kesilmektedir. Büyükbaş hayvan başına 80 kişi, küçükbaş hayvan başına ise 40 kişi alınması öngörülmüştür[5].

Eşdeğer Nüfus (Mezbaha)

$$77 \times 80 \text{ kişi} + 207 \times 40 \text{ kişi} = 6160 + 8280 = 14440 \text{ kişi}$$

Eşdeğer Nüfus (Et Balık)

$$100 \times 80 + 500 \times 40 = 8000 + 20000 = 28000 \text{ kişi}$$

Diğer taraftan endüstrilerden gelen atıksuların evsel atıksu kalitesine indirileceği kabul edilmiş ve debi bazlı eşdeğer nüfusları hesaplanmıştır. Özel kullanımlardan yukarıda bahsi geçen Et Balık Kurumu ve Mezbahane debileri çıkarılırsa;

$$Q_{\text{Özel}} - (EBK - MZB) = 131 - (3 + 1) = 127 \text{ lt/sn}$$

-Toplam Endüstriyel Debi

1993

$$Q_{\text{Toplam}} = Q_{\text{Özel}} + Q_{\text{San}} = 127 + 108 = 235 \text{ lt/sn}$$

1. Kademe 2013

$$Q_{\text{Toplam}} = 127 + 161 = 288 \text{ lt/sn}$$

2. Kademe 2028

$$Q_{\text{Toplam}} = 127 + 215 = 342 \text{ lt/sn}$$

5.2.1. Kirlilik Yüküne Esas Olan Eşdeğer Nüfuslar

1993

$$q = 235(\text{lt/sn}) \cdot 86400(\text{sn/gün}) = 20304000 \text{ lt/gün}$$

$$N = (20304000(\text{lt/gün})) \cdot (1 / 250(\text{lt/kişi.gün})) = 81216 \text{ kişi}$$

1. Kademe 2013

$$N = (288(\text{lt/sn}) \cdot 86400(\text{sn/gün})) \cdot (1 / 250(\text{lt/kişi.gün})) = 99533 \text{ kişi}$$

2. Kademe 2028

$$N = (342(\text{lt/sn}) \cdot 86400(\text{sn/gün})) \cdot (1 / 250(\text{lt/kişi.gün})) = 118195 \text{ kişi}$$

-Toplam Endüstriyel Nüfus

$$N_{T_{END}} = N_{END} + N_{EBK} + N_{MZB}$$

1993

$$N_{T_{END}} = 81216 + 28000 + 14440 = 123656 \text{ kişi}$$

1. Kademe 2013

$$N_{T_{END}} = 99533 + 28000 + 14440 = 141973 \text{ kişi}$$

2. Kademe 2028

$$N_{T_{END}} = 118195 + 28000 + 14440 = 160635 \text{ kişi}$$

Tasarım yüklerinin hesabında kullanılacak olan toplam eşdeğer nüfus

$$N_{TOPLAM} = \text{Nüfus} + N_{T_{END}}$$

$$N_{1993} = 272000 + 123656 = 395656 \text{ kişi}$$

$$N_{2013} = 467260 + 141973 = 609233 \text{ kişi}$$

$$N_{2028} = 711237 + 160635 = 871872 \text{ kişi}$$

- Endüstriyel Kirlilik Yük Değerleri

1993

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 123656 \text{ kişi} \times 54 \frac{\text{g BOI}}{\text{kisi - gün}} = 6677.4 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 123656 \text{ kişi} \times 70 \frac{\text{g AKM}}{\text{kisi - gün}} = 8655.9 \text{ kg AKM/gün}$$

1. Kademe 2013

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 141973 \text{ kişi} \times 54 \frac{\text{g BOI}}{\text{kisi - gün}} = 7666.5 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 141973 \text{ kişi} \times 70 \frac{\text{g AKM}}{\text{kisi - gün}} = 9938.1 \text{ kg AKM/gün}$$

2. Kademe 2028

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 160635 \text{ kişi} \times 54 \frac{\text{g BOI}_5}{\text{kisi - gün}} = 8674.3 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 160635 \text{ kişi} \times 70 \frac{\text{g AKM}}{\text{kisi - gün}} = 11244.4 \text{ kg AKM/gün}$$

5.3. Toplam Kirlilik Yükü

Atıksu arıtma tesisine ulaşacak olan evsel, özel ve endüstriyel atıksular ile getirilecek toplam organik yükler proje hedef yıllarına göre aşağıdaki şekilde bulunmuştur.

N1993

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 395656 \text{ kişi} \times 54 \frac{\text{g BOI}_5}{\text{kisi - gün}} = 21365.4 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 395656 \text{ kişi} \times 70 \frac{\text{g AKM}}{\text{kisi - gün}} = 27695.9 \text{ kg AKM/gün}$$

N2013

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 609233 \text{ kişi} \times 54 \frac{\text{g BOI}_5}{\text{kisi - gün}} \cong 32898.6 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 609233 \text{ kişi} \times 70 \frac{\text{g AKM}}{\text{kisi - gün}} = 42646.3 \text{ kg AKM/gün}$$

N2028

$$\text{BOI}_5 \text{ yükü} = 871872 \text{ kişi} \times 54 \frac{\text{g BOI}_5}{\text{kisi - gün}} \cong 47081 \text{ kg BOI}_5/\text{gün}$$

$$\text{AKM yükü} = 871872 \text{ kişi} \times 70 \frac{\text{g AKM}}{\text{kisi - gün}} = 61031 \text{ kg AKM/gün}$$

Yıllara göre tasarım yükleri ve atıksu konsantrasyonları Çizelge 13 ve 14 'de verilmiştir. Bu kabullere göre kirlilik yükleri ortalama debilere bölünerek atıksu kirlilik konsantrasyonları bulunmuştur.

Çizelge 13. Toplam Organik Kirlilik Yükleri

Yıllar	1993	2013	2028
Evsel Kirlilik Yük (kg BOI5/gün)	14688	25232	38406.8
(kg AKM/gün)	19047	32708	49786.6
Endüstriyel Kirlilik Yük (kg BOI/gün)	6677.4	7666.5	8674.3
(kg AKM/gün)	8655.4	9938.1	11244.4
Toplam Kirlilik Yük (kg BOI/gün)	21365.4	32898.5	47081
(kg AKM/gün)	27696	42646	61031

Çizelge 14. Atıksu Kirlilik Konsantrasyonları

Yılı	1993		2013		2028	
	mg/lt	kg/gün	mg/lt	kg/gün	mg/lt	kg/gün
BOI5	180	21365	195	32899	206	47081
AKM	233	27696	252	42646	267	61031

6. ARAZİ ve LABORATUVAR ÇALIŞMALARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

6.1. Arazi Ölçüm ve Laboratuvar Analiz Sonuçları

Sivas kenti evsel atıksularının Kızılırmak nehrine deşarj edildiği ana kollektör boşalım noktasından, Kızılırmak nehri giriş ve çıkış noktalarından ve şu anda ana şebekeye bağlı olmayan, direkt olarak Kızılıрмаđa deşarj edilen noktaların (Ek1) karışımından (Karışım suyu) alınan numunelerin bir yıllık bir süre içerisinde, periyodik olarak aylara göre yapılan analiz sonuçları aşığıda çizelgeler halinde verilmiştir. Bu periyot içerisinde yapılan ölçüm ve analizlerden pH, elektriksel iletkenlik (EC), sıcaklık ve çözünmüş oksijen parametreleri arazide/yerinde ilgili testkitler kullanılarak yapılmış, biyolojik oksijen ihtiyacı (BOİ), kimyasal oksijen ihtiyacı (KOİ), askıda katı madde, (AKM), toplam kjeldahl azotu ve toplam fosfat analizleri ise C.Ü Çevre Mühendisliği bölümü laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Bu parametrelerle ilgili sonuçlar topluca Çizelge (15-23)'de verilmiştir.

Çizelge 15. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu pH Değerleri

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu	Kollektör Öncesi
05-04-1993	1	8.4	8.35	8.03	8.63	-
04-05-1993	2	7.75	7.79	7.34	7.25	-
07-07-1993	3	8.0	7.0	6.5	7.0	-
21-07-1993	4	7.5	7.2	7.0	7.6	-
04-08-1993	5	7.41	7.55	7.54	7.36	-
19-08-1993	6	7.65	7.55	7.02	7.4	-
03-09-1993	7	-	-	-	-	-
13-09-1993	8	7.1	7.0	7.1	7.1	-
17-10-1993	9	7.64	7.72	7.41	7.8	-
04-12-1993	10	7.8	7.64	7.78	7.95	-
24-01-1994	11	8.03	8.1	7.9	8.07	-
09-05-1194	12	-	-	-	-	-
01-06-1994	13	8.09	8.13	7.58	-	-
20-06-1994	14	7.89	8.15	7.53	-	7.02
11-07-1994	15	7.67	8.12	7.4	-	7.6

Çizelge 16. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Ç.O. Değerleri (mg/l)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu	Kollektör Öncesi
05-04-1993	1	10.2	9.5	2.2	9.8	-
04-05-1993	2	9.0	10.2	4.7	4.8	-
07-07-1993	3	7.0	6.5	2.4	2.3	-
21-07-1993	4	7.6	6.3	0.9	1.2	-
04-08-1993	5	7.4	5.7	1.5	2.3	-
19-08-1993	6	7.3	5.0	2.5	1.0	-
03-09-1993	7	-	-	-	-	-
13-09-1993	8	7.3	9.6	0.1	1.4	-
17-10-1993	9	7.3	6.5	0.6	2.2	-
04-12-1993	10	6.6	5.8	2.3	3.1	-
24-01-1994	11	9.4	8.1	4.1	4.9	-
09-05-1194	12	-	-	-	-	-
01-06-1994	13	5.3	4.8	0.5	-	5.2
20-06-1994	14	5.0	4.25	0.6	-	7.0
11-07-1994	15	6.9	2.92	0.8	-	4.0

Çizelge 17. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Elektriksel İletkenlik (EC) değerleri (μ s)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu	Kollektör Öncesi
05-04-1993	1	1340	1375	1105	1171	-
04-05-1993	2	1237	1205	1455	1143	-
07-07-1993	3	3030	2920	1206	1130	-
21-07-1993	4	3990	3670	1110	1350	-
04-08-1993	5	4970	4180	940	1130	-
19-08-1993	6	4950	4300	955	1020	-
03-09-1993	7	5300	4690	1060	926	-
13-09-1993	8	5890	4780	1090	1076	-
17-10-1993	9	5330	4390	960	1084	-
04-12-1993	10	4930	4030	1073	730	-
24-01-1994	11	2695	2400	790	-	-
09-05-1194	12	-	-	-	-	-
01-06-1994	13	3400	3350	1000	-	-
20-06-1994	14	4800	4300	950	-	4800
11-07-1994	15	8000	6250	1000	-	7000

Çizelge 18. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Sıcaklık Değerleri (°C)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu	Kollektör Öncesi
05-04-1993	1	9	10.8	10.6	10.0	-
04-05-1993	2	11.3	12.6	10.9	10.0	-
07-07-1993	3	20.1	20.8	16.1	16.5	-
21-07-1993	4	24	26.2	16.7	20.5	-
04-08-1993	5	19.7	21.3	15.7	20.4	-
19-08-1993	6	17.6	17.0	14.9	18.0	-
03-09-1993	7	-	-	-	-	-
13-09-1993	8	19.8	21.3	16.6	17.3	-
17-10-1993	9	12.8	14.4	16.6	14	-
04-12-1993	10	6.0	7.0	11.0	10.0	-
24-01-1994	11	4.0	5.1	10.1	6.0	-
09-05-1194	12	-	-	-	-	-
01-06-1994	13	24.0	24.5	16.0	-	-
20-06-1994	14	24.0	18.0	16.0	-	24.0
11-07-1994	15	28.2	27.5	20	-	27.0

Çizelge 19. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu BOİ5 Değerleri (mg/l)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu
05-04-1993	1	28	20	225	250
04-05-1993	2	35	52	190	201
07-07-1993	3	20	35	172	200
21-07-1993	4	17	18	165	240
04-08-1993	5	12	15	140	209
19-08-1993	6	13	14	200	387
03-09-1993	7	20	30	250	260
13-09-1993	8	7	9	243	260
17-10-1993	9	12	40	158	240
04-12-1993	10	5	12	135	440
24-01-1994	11	15	36	120	249
09-05-1194	12	-	-	-	183
01-06-1994	13	2	8	210	-
20-06-1994	14	2	8	251	-
11-07-1994	15	4	29	209	-
Toplam Ortalama Değer		13.70	23.30	190.06	267.40

Çizelge 20. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu KOİ Değerleri (mg/lt)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu
05-04-1993	1	31	55	485	500
04-05-1993	2	50	155	432	547
07-07-1993	3	53	74	274	368
21-07-1993	4	29	48	471	488
04-08-1993	5	18	33	267	442
19-08-1993	6	26	26	370	435
03-09-1993	7	45	64	408	364
13-09-1993	8	14	28	352	393
17-10-1993	9	22	63	287	347
04-12-1993	10	12	44	228	612
24-01-1994	11	28	64	177	424
Toplam Ortalama Değer		29.82	59.45	341.00	447.27

Çizelge 21. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu AKM Değerleri (mg/lt)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu
05-04-1993	1	55	94	145	127
04-05-1993	2	45	128	200	251
07-07-1993	3	94	323	198	154
21-07-1993	4	152	42	202	286
04-08-1993	5	32	24	140	204
19-08-1993	6	102	146	139	249
03-09-1993	7	18	16	200	328
13-09-1993	8	24	4	236	136
17-10-1993	9	43	20	224	332
04-12-1993	10	9	41	124	244
24-01-1994	11	31	28	53	102
Toplam Ortalama Değer		55.00	78.72	169.18	219.36

Çizelge 22. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Toplam Azot Değerleri (mg/lt)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu
05-04-1993	1	11.32	14.90	37.00	41.30
04-05-1993	2	11.11	14.48	29.81	37.97
07-07-1993	3	3.60	4.67	23.76	47.33
21-07-1993	4	1.09	4.56	32.17	49.90
04-08-1993	5	2.16	5.88	20.09	48.22
19-08-1993	6	3.24	5.63	15.80	32.37
03-09-1993	7	4.10	3.08	36.00	39.00
13-09-1993	8	3.39	4.52	30.58	36.22
17-10-1993	9	2.87	7.06	28.91	38.22
04-12-1993	10	3.36	6.72	43.71	35.30
24-01-1994	11	1.74	4.51	25.80	28.24
Toplam Ortalama Değer		4.36	6.91	29.42	39.46

Çizelge 23. Kanalizasyon, Nehir ve Karışım Suyu Toplam Fosfat Değerleri (mg/lt)

Tarih	Deney No	Kızılırmak Giriş	Kızılırmak Çıkış	Kollektör	Karışım Suyu
05-04-1993	1	0.050	0.050	1.470	0.025
04-05-1993	2	0.035	0.140	2.479	3.223
07-07-1993	3	0.029	0.390	2.705	3.700
21-07-1993	4	0.070	0.124	3.071	4.636
04-08-1993	5	0.030	0.242	1.906	5.743
19-08-1993	6	0.031	0.168	2.132	7.144
03-09-1993	7	0.056	0.184	2.593	4.753
13-09-1993	8	0.013	0.189	3.015	4.505
17-10-1993	9	0.011	0.155	3.590	4.907
04-12-1993	10	0.014	0.177	3.064	6.559
24-01-1994	11	0.109	0.151	1.546	2.106
Toplam Ortalama Değer		0.041	0.179	2.506	4.300

6.2. Analiz ve Ölçüm Sonuçlarının Yorumu

Arazi ve laboratuvar çalışmaları ile ölçülen ve analiz edilen parametreler mevsimlik değişimler göstermektedir. Bu parametrelerin zamana bağlı değişimleri Şekil 7' de verilmiştir. Şekil 7 incelediğinde parametrelerin zamana bağlı değişimlerinde iki gruplaşma dikkati çekmektedir. Kızılırmak giriş ve çıkış noktalarında parametrelerin değişimi genel bir paralellik göstermektedir. Aynı paralel gidiş kollektör suyu ve karışım suyu için de söz konusudur.

Şehir atıksularının Kızılıрмаğa karışımı, şehir çıkışında pH, çözülmüş oksijen (Ç.O.) ve elektriksel iletkenlik (EC) değerlerinin genel olarak düşmesine, BOI₅, KOI, AKM, toplam azot, toplam fosfat gibi kirlilik parametrelerinin ise yükselmesine neden olmaktadır (Çizelge 15-23). Bu değişimlerin özellikle Kızılırmak debisinin düşük olduğu yaz (Temmuz, Ağustos) ve sonbahar (Eylül, Ekim) aylarında daha büyük düzeyde olduğu gözlenmiştir. Kurak dönemlerde Sivas çıkışında Kızılırmak nehri debisi 4-5 m³/sn düzeyine kadar düşmekte, dolayısıyla 0,60-0,90 m³/sn'lik kollektör suyu boşalımı (Çizelge 24) ve karışım suyu görelisi olarak Kızılırmak için önemli bir katılım olmaktadır.

Kollektör ve karışım suyu pH değerleri, genellikle Kızılırmak girişi pH değerlerinden düşük olduğundan, bu iki atıksuyun karışımından sonra pH değerleri bir miktar düşmektedir. Kızılıрмаğa deşarj edilen suların pH'ları aşırı düşük veya yüksek olmadığından akarsudaki pH değişimi büyük çapta olmamaktadır.

Kollektör ve karışım suyunun EC değerleri 730-1455 µs/cm arasında değişmektedir ve genellikle Kızılırmak EC değerlerinden çok daha düşüktür. Bu iki atıksuyun Kızılırmak suyuna karışımı sonucu şehir çıkışında seyrelmeden dolayı suyun EC değerlerinde %10-20 düşüş gözlenmektedir.

Ortalama BOI_5 miktarı, kollektör suyunda 190,1 mg/L ve karışım suyunda 267,4 mg/L dir. Bu atıksuların karışımı sonucu Kızılırmak'ta ortalama BOI_5 miktarı şehir çıkışında, girişteki miktarın iki katına çıkmaktadır. Bu artışlar kurak aylarda 4-5 katına ulaşmaktadır. Şehir atıksularının karışımı sonucu, nehir çıkışındaki ortalama KOI miktarı 2 katına, ortalama AKM ve toplam azot miktarları ise yaklaşık olarak 1,5 katına yükselmektedir. BOI_5 değerlerinde olduğu gibi atıksuların neden olduğu kirlilik artışı Kızılırmak debisinin düşük olduğu aylarda (Temmuz-Ekim arasında) daha büyük oranlarda gözlenmektedir. Toplam fosfat miktarında atıksuların katılımının neden olduğu artış, oransal olarak diğer kirlilik parametrelerine göre daha yüksek düzeyde gerçekleşmektedir. Kollektör ve karışım suyunun katılımı şehir çıkışında toplam fosfat miktarını giriştekinin 10-15 katına kadar yükseltmektedir. Ortalama toplam fosfat şehir girişinde 0,041 mg/L, çıkışta ise 0,179 mg/L dir. Bu değerlere göre Kızılırmak nehri, giriş ve çıkış noktaları arasında ortalama fosfat derişimi 4-5 kat artış göstermektedir.

Çizelge 24. Sivas İli Ana Kollektörü'nde Ölçülen Su Seviyesine Göre Hız ve Debi Değerleri

Tarih	Kollektör Çapı D (m)	Su seviyesi h(m)	Hız V (m/sn)	Debi Q (m ³ /sn)
03-09-1993	0,24	0,45	1,033	0,606
13-09-1993	0,24	0,55	1,161	0,907
17-10-1993	0,24	0,49	1,086	0,720
04-12-1993	0,24	0,50	1,099	0,750
24-01-1994	0,24	0,46	1,046	0,634
09-05-1994	0,24	0,47	1,060	0,663
01-06-1994	0,24	0,48	1,073	0,691
20-06-1994	0,24	0,47	1,046	0,663
11-07-1994	0,24	0,51	1,112	0,781
Toplam Ort değer		0,49	1,080	0,713

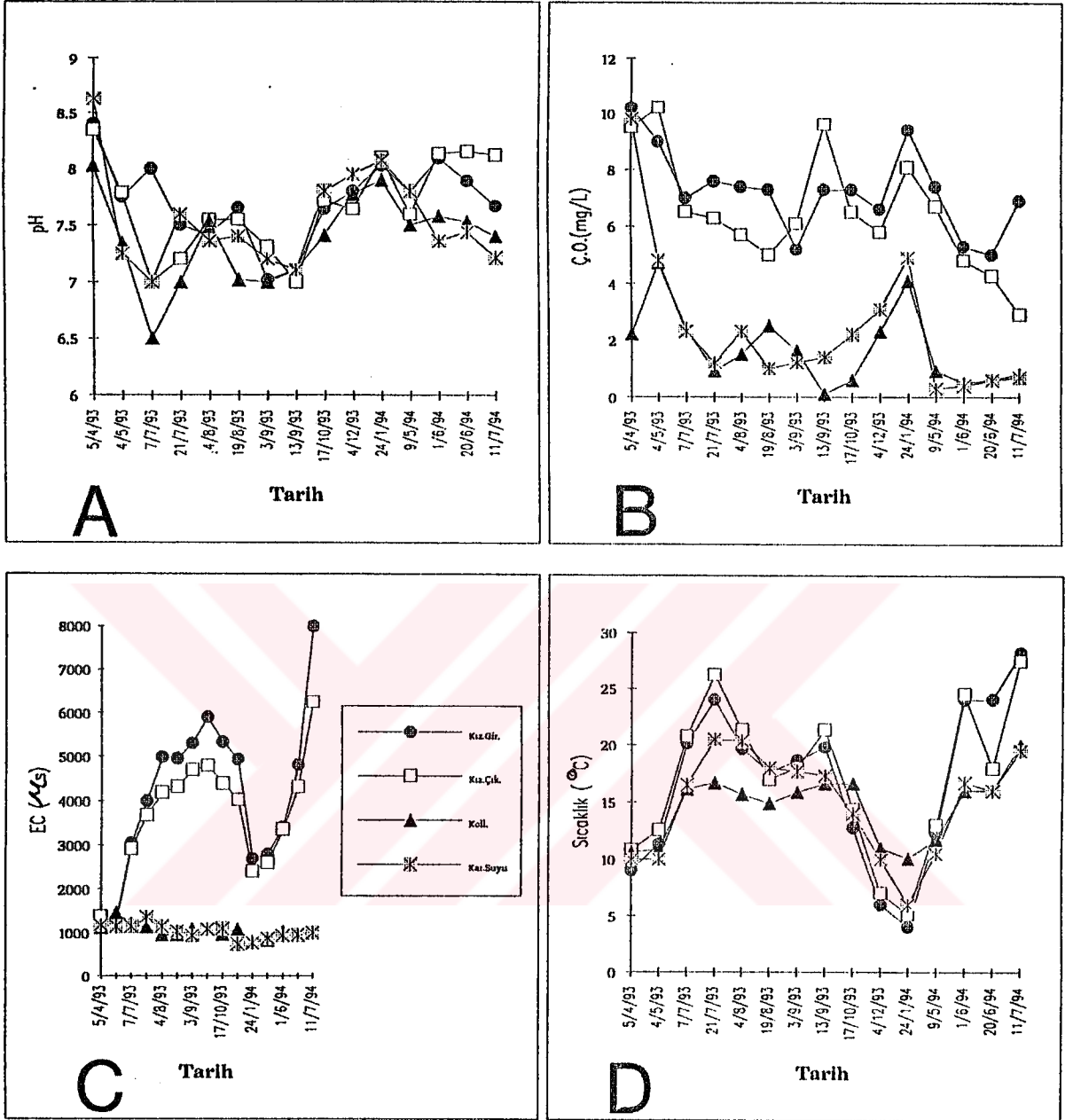
Proje tasarımlarında kullanılan kirlilik parametrelerinden BOI, KOI, AKM, toplam azot ve toplam fosfat değerlerinin, kollektör çıkışındaki ortalama değerleri Çizelge 25' de topluca verilmiştir. Bu değerler 24 saatlik kompozit numunelerin analiz sonuçları olmayıp, büyük çoğunlukla sabah saat 8.⁰⁰-11.⁰⁰ aralarında kollektör çıkışından yıl içerisinde aylara göre periyodik olarak alınmış olan örneklerin ortalama değerleridir. Çizelge'deki değerlere bakıldığında tipik evsel atıksu değerlerine yakın olduğu görülmektedir. Bu, örnek alım saatlerinin 8.⁰⁰-11.⁰⁰ arasında alınmış olmasından ileri gelen bir sonuçtur. Eğer örnekler günün çok değişik saatlerinde gelişigüzel alınmış olsaydı ortalama teorik değerlere yakın sonuçlar çıkmayabilirdi. Zira, 8.⁰⁰-11.⁰⁰ saatleri arası, kent atıksularında, ortalama kirlilik yükü ve ortalama debi değerlerinin olabileceği zaman aralığıdır.

Proje tasarım parametrelerinin belirlenmesinde, genelde teorik hesaplama sonuçları (Eşdeğer nüfuslar dikkate alınarak) kullanılmaktadır. Ancak ilgili yerleşim birimindeki kollektör çıkışında yapılan analiz sonuçları, tipik kent atıksularına ait teorik sonuçlar ve eşdeğer nüfuslar dikkate alınarak elde edilen hesaplama sonuçları birlikte değerlendirilip, buna %20' lik emniyet payı da katılarak bulunan sonuç rakamlar asıl proje tasarım değerleri olarak kullanılmalıdır.

Bu proje kapsamında da yukarıdaki özetlenen yöntem uygulanmış ve proje tasarımı için BOI₅ değeri olarak 228 mg/lt, AKM için ise 200 mg/lt değerleri alınmıştır.

Çizelge 25. Kollektör Çıkışından Alınan Örneklerle Ait Analiz Sonuçlarının Ortalama Değerleri

Parametreler	Kanalizasyon (Kolektör)
BOI ₅ (mg/lt)	190.06
KOI (mg/lt)	341.00
AKM (mg/lt)	169.18
Toplam Azot (mg/lt)	29.42
Toplam Fosfat (mg/lt)	2.506



Şekil 7. Örnekleme noktalarından alınan numunelerin çeşitli kirlilik parametreleri açısından değişimi

A- pH Değişimi

B- Ç.O. Değişimi

C- E.C. Değişimi

D- Sıcaklık Değişimi

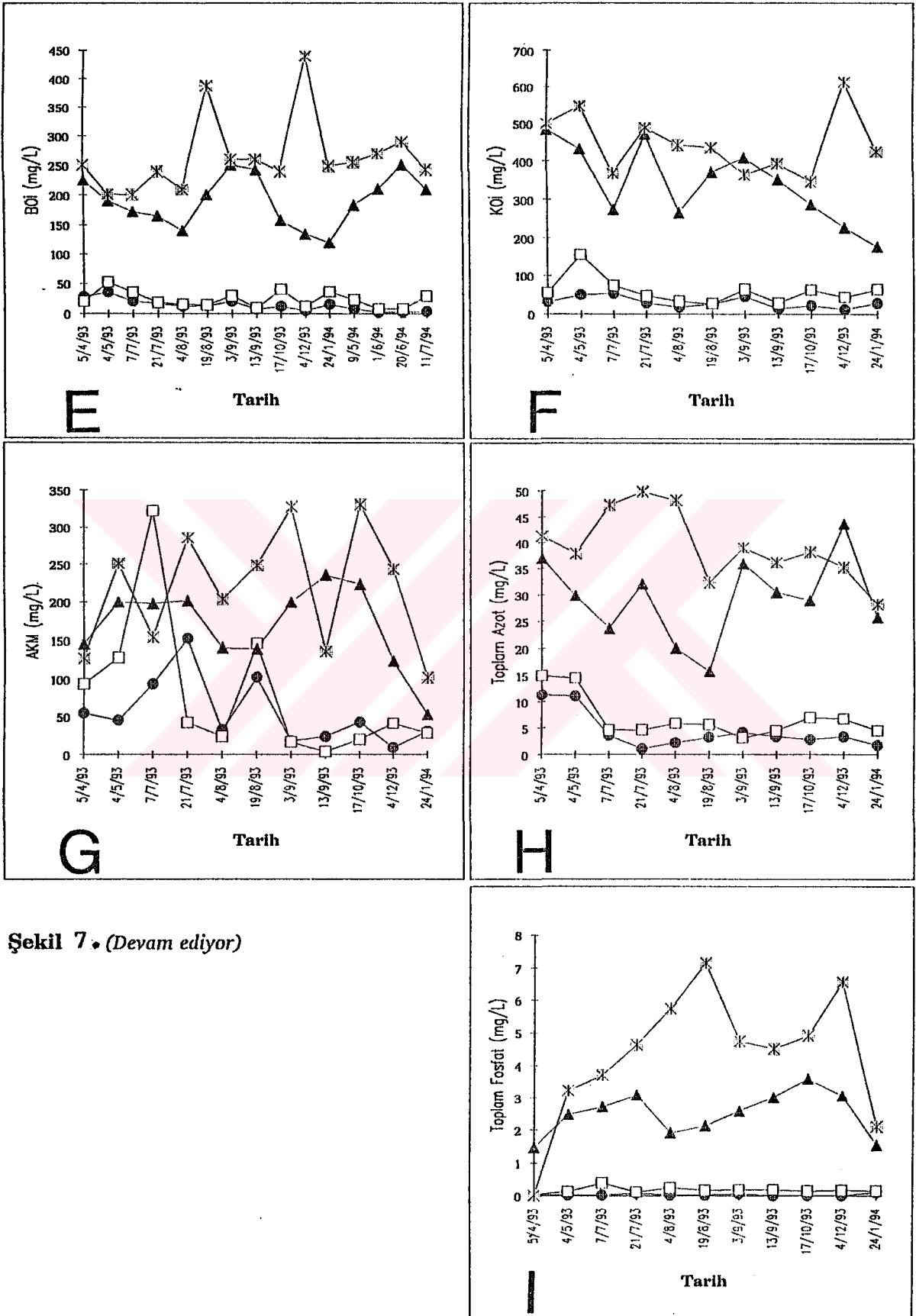
E- BOİ Değişimi

F- KOİ Değişimi

G- AKM Değişimi

H- Toplam Azot Değişimi

I- Toplam Fosfat Değişimi



Şekil 7. (Devam ediyor)

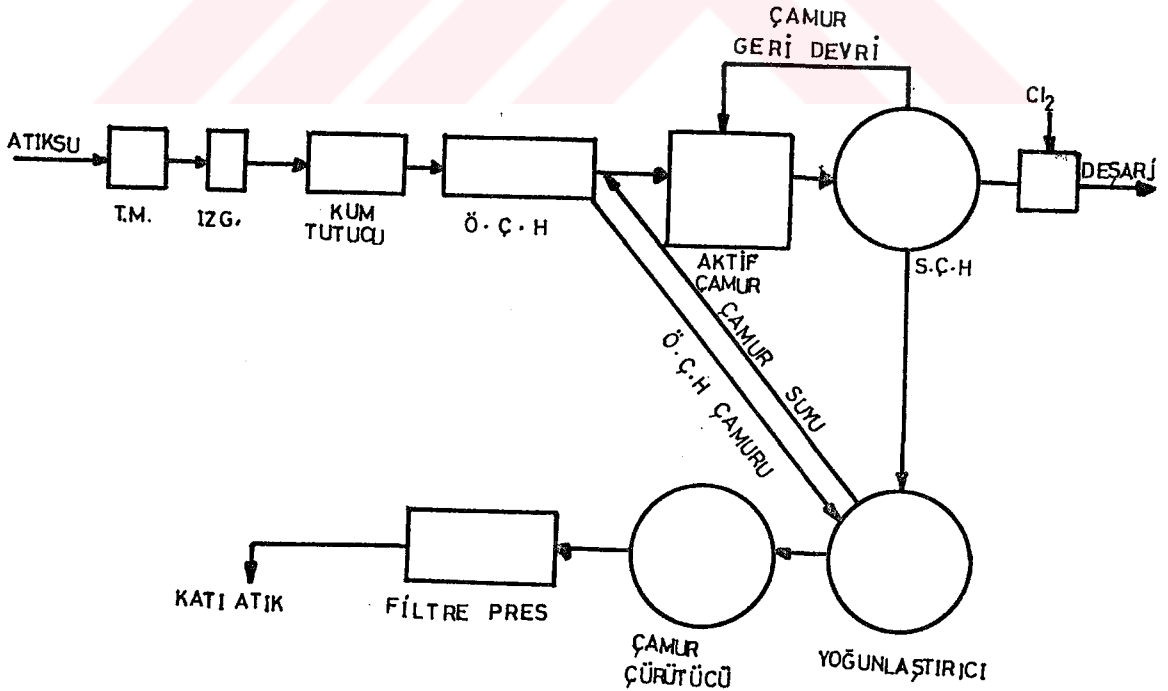
7. BOYUTLANDIRMA

I. Alternatif

Bu çalışmada iki alternatif biyolojik süreç seçilmiş ve tasarımı yapılmıştır. Bu alternatiflerden birincisinin akım şeması aşağıda şekil 8'de verilmiştir. Burada fiziksel arıtım üniteleri; ızgara, kum tutucu (havalandırmalı) ve ön çökeltim havuzundan meydana gelmektedir.

Biyolojik ünite; sürekli akımlı, tam karışım ve geri devirli, aktif çamur sürecidir. Bu alternatifte kirlilik yükünün %30'unun fiziksel arıtma ünitelerinde giderildiği varsayılmıştır. Aktif çamur ünitesini takiben, son son çökeltim havuzu tasarlanmıştır.

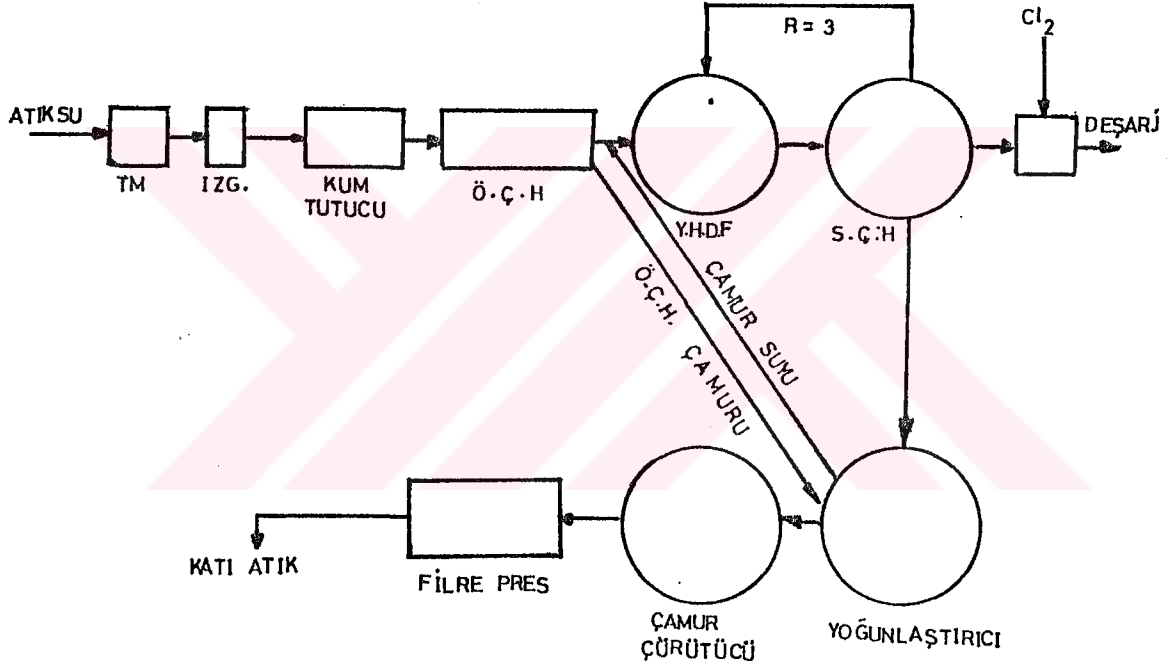
Çamur arıtımı; çamur yoğunlaştırıcı, anaerobik çürütücü ve filter-pressen oluşmaktadır.



Şekil 8. I. Alternatif Atıksu Arıtma Tesisi Şematik Planı

II. Alternatif

II. alternatifin şematik gösterimi şekil 9'de verilmiştir. Burada biyolojik ünite olarak, yüksek hızlı tek kademeli damlatmalı filtre seçilmiştir. Bu alternatifde de kirlilik yükünün %30'unun fiziksel arıtım ünitelerinde giderildiği varsayımı yapılmıştır.



Şekil 9. II. Alternatif Atıksu Arıtma Tesisi Şematik Planı

Tasarımda, fiziksel arıtım üniteleri ve çamur arıtımı iki alternatif içinde aynı ünitelerden mevcut olup sadece biyolojik arıtma üniteleri farklıdır. Yukarıda belirtilen alternatiflerin boyutlandırılması ve kıyaslanmasında 2013 ve 2028 yılına ait atıksu debi ve kirlilik projeksiyonları kullanılmıştır.

7.1. Arşimet Helezonik Terfi Merkezi

Sivas kentindeki kanalizasyon şebekesiyle toplanan sular ϕ 2400 mm'lik beton boru ile minimum eğimde (1/1000) arıtma tesisinin ilk proses ünitesi olan burgulu pompa istasyonu toplama bölümüne iletilecektir. Buradan biriken atıksular 5.0 m'lik bir yükseltmeyle ince ızgara giriş kanalına verilecektir. Pompaların sayısı ve kapasitesi minimum ve maksimum debiler gözönünde tutularak belirlenmiştir.

2013 yılı için,

$$Q_{\max} = 3.024 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{\min} = 0.727 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$HT = 5.0 \text{ m}$$

$$\phi = 38^\circ$$

2013 yılında toplam 850 lt/sn'lik debi kapasitesine sahip 4 adet pompa konulması öngörülmüştür.

$$L = H_T / \sin\phi = 5.0 / \sin 38 = 8.12 \text{ m}$$

L = Helezonik pompanın rampa uzunluğu

H_T = Terfi yüksekliği

ϕ = Pompanın yatayla yaptığı açı

$$N_p = (Q_p \cdot H_T / 102 \cdot \eta_m) \cdot C \quad [9].$$

N_p = Motor gücü (kW)

Q_p = Pompa debisi (lt/sn)

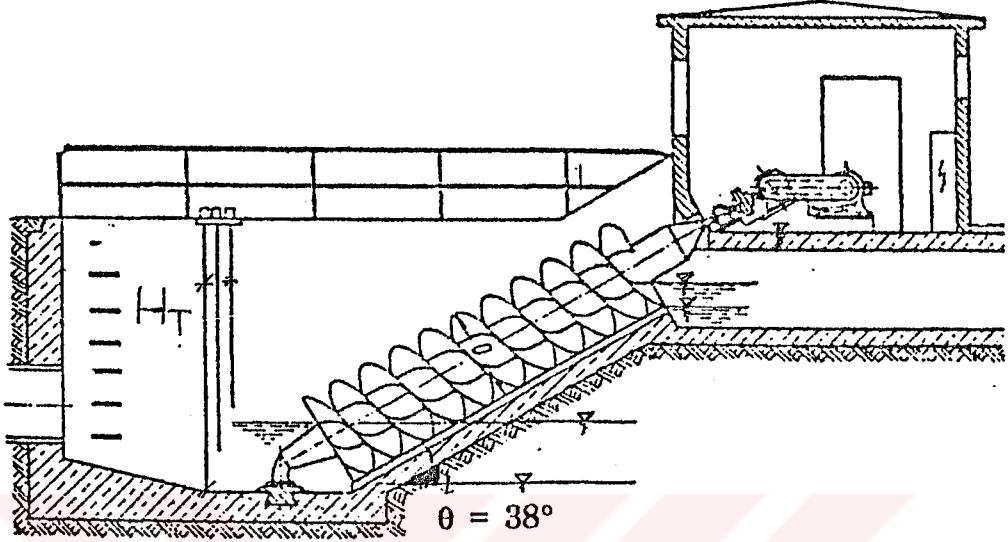
η_p = Pompa verimi (0,60 alındı)

C = Motor emniyet katsayısı (1,1 alındı, kW miktarıyla ilişkili olarak)

$$N_p = (850 \cdot 5.0) / (102 \cdot 0.6) = 76,38 \text{ kW}$$

$$N_{\text{Toplam}} = 76,38 \times 4 = 305,52 \text{ kW}$$

Günde; $305,52 \times 24 = 7332,5$ kW-saat/gün elektrik enerjisi tüketilir.



Şekil 10. Arşimet Helezonik Pompa [10]

2028 yılı için,

$$Q_{\max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{\min} = 1.07 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$H_T = 5.0 \text{ m}$$

$$\theta = 38^\circ$$

$$L = 8.12 \text{ m}$$

2028 yılında 850 lt/sn pompa debili 6 adet pompa kullanılacaktır.

$$N_p = (850 \cdot 5.0) / (0.95 \cdot 0.6) \cdot 1.1 = 76,38 \text{ kW}$$

$$N_T = 76,38 \times 6 = 458.28 \text{ kW}$$

Günde; $458.28 \times 24 = 10998,72 \text{ kW-saat/gün}$ elektrik enerjisi tüketilir.

Arşimet helozonik pompa tasarım sonuçları Çizelge 26'da verilmiştir.

Çizelge 26. Arşimet Helezonik Pompa Tasarım Sonuçları

Tasarım Parametreleri	2013	2028
Maximum debi (m ³ /sn)	3.024	4.27
Pompa debisi (lt/sn)	850	850
Toplam pompa sayısı (adet)	4	6
Pompa eğimi (θ)	38	38
Pompa burgu boyu (m)	8.12	8.12
Toplam iletim yüksekliği (m)	5.0	5.0
Motor gücü (kW)	76,38	76,38
Toplam enerji ihtiyacı (kW-saat/gün)	7333	10999
Yedek pompa sayısı	1	1

7.2. Izgara Ünitesi Tasarımı

7.2.1. Izgara Yaklaşım Kanalı

φ2400 mm 'lik kollektör hattından toplama merkezine gelen ve burgulu pompalarla yükseltelen atık sular, arıtma tesisi girişindeki dikdörtgen kesitli bir açık kanala bağlanacak ve atık sular bu kanal vasıtasıyla ızgara ünitesine iletilecektir. Açık kanal, 2028 yılı maximum debisinde maximum hız limitini aşmayacak (3.0 m/sn) ve 2013 yılı minimum debisinde minimum hız limitinin (0.45 m/sn) altına düşmeyecek şekilde boyutlandırılmıştır [11].

$$2028 Q_{\max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn} \quad ; \quad 2013 Q_{\min} = 0.727 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$\text{Açık kanal taban eğimi } I = 0.002$$

$$\text{Pürüzlülük katsayısı } n = 0.013$$

$$\text{Kanal taban genişliği } b = 1.5 \text{ m}$$

Yukarıdaki veriler proje hedef yıllarına ve maximum ve minimum proje debilerine göre kanal su yüksekliği ve akış hızı Manning-Strickler bağıntısından [12]

$$Q = R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A / n$$

A = Islak kesit alanı (b.h)

R = Hidrolik yarıçap (b.h / (2.h + b))

formülü kullanılarak tatonmanla h kanal yüksekliği bulunur .

Maximum debide;

$$4.27 = (1 / 0.013) \times [b.h / (2.h + b)]^{2/3} (0.002)^{1/2} .(b.h)$$

Tatonman ile h = 1.346 m

Minimum debide;

$$0.727 = (1 / 0.013) \times [b.h / (2.h + b)]^{2/3} (0.002)^{1/2} .(b.h)$$

Tatonman ile h = 0.361 m bulunur.

$$V_{\max} = Q_{\max} / A = 4,27 / (1,50 \cdot 1,346) = 2,115 \text{ m /sn}$$

$$V_{\min} = Q_{\min} / A = 0,727 / (1,50 \cdot 0,361) = 1,343 \text{ m /sn}$$

7.2.2. Izgara Kanalı ve Mekanik Temizlemeli Izgara

Izgara yaklaşım kanalından geçen atıksular, iki ayrı izgara kanalına ulaşmaktadır. Projelendirmede kullanılan izgara tipi ince izgara olup mekanik temizlemeli ve düz çubuklu izgaralardır. Izgaralar ikinci kademeye göre projelendirilip, izgara çubukları 10x50 mm lama demirden oluşacak ve çubuk aralıkları 25 mm ve yatayla 70° 'lik açıyla yerleştirilecektir.

Izgara çubukları arasındaki hızın $Q_{\max} = 4.27 \text{ m}^3 / \text{sn}$ iken $V_{\max} = 1.0 \text{ m/sn}$ olması istenmektedir. O halde çubuklar arasındaki serbest alan (ıslak kesit alanı)

$$A = Q_{\max} / V = (4,27 / 2) / 1 = 2,14 \text{ m}^2$$

-Kanal su yüksekliği h = 1.346 m

-Izgara serbest genişliği (Gerekli çubuk aralığı)

$$W = A / h = 2,14 / 1,346 = 1,59 \text{ m}$$

-Izgara çubukları arası 25 mm olduğuna göre gerekli çubuk sayısı

$$W = \text{Çubuk aralığı} \times (n + 1)$$

$$1.59 = 0.025 (n + 1) \Rightarrow n (\text{çubuk sayısı}) = 63 \text{ adet}$$

-Çubuk kalınlığı 1cm(10 mm) olduğuna göre ızgara kanalı genişliği

$$b = (n + 1) \times 0.025 + n.001$$

$$b = (63 + 1) \times 0.025 + 63.0.01$$

$$b = 2.23 \text{ m}$$

Izgara öncesindeki max. hız:

$$V_{\max} = 4,27 / (2 \cdot 2,23 \cdot 1,346) = 0,71 \text{ m / sn}$$

Izgara öncesindeki minimum hız:

$$V_{\min} = 0,727 / (2 \cdot 2,23 \cdot 0,361) = 0,45 \text{ m / sn}$$

-Izgara kanal derinliği(H)=2 m alındığında ızgara çubuk uzunluğu,

$$L = 2 / \sin 70 = 2,13 \text{ m}$$

-Yapılan hesaplamalara göre ızgaraya ait özellikler şöyle özetlenebilir.

Izgara Kanalı

Kesit : dikdörtgen

Genişlik : 2.23 m

Yükseklik : 2.0

Izgaralar

Çubuk boyu: 2.13 m

Çubuk şekli: 10 x 50 mm lama demir

Çubuk sayısı: 63 adet

Çubuk aralığı: 25 mm

-Izgara ünitesinde oluşan Hidrolik Yük kaybı

$$h = \beta [W / S]^{4/3} \sin\Phi \cdot V_{\max}^2 / 2g$$

Bu formülde; h : Izgara temiz halde iken yük kaybı (m),

β : Çubuk şekline bağlı bir katsayı
(dikdörtgen kesit için 2.42)

W : Çubuk kalınlığı (cm)

S : Çubuk aralığı (cm)

θ : Yatayla yapılan açı

V_{\max} : Izgara çubukları arasındaki maximum su hızı

$$h = 2,42 \cdot (1 / 2,5)^{4/3} \cdot [(0,71)^2 / (2 \cdot 9,81)] \cdot \sin 70^\circ = 1,72 \text{ cm}$$

Çubuklar arasındaki hız 1.0 m/sn olduğundan oluşacak yük kaybı aşağıdaki formülle de hesaplanabilir.

$$h_L = 1 / 0,7 \cdot [(V_2^2 - V_1^2) / (2g)]$$

h_L = Yük kaybı (cm)

V_2 = Izgara çubukları arasındaki hız (m/sn)

V_1 = Izgaraya yaklaşım hızı (m/sn)

$$h_L = 1 / 0,7 \cdot [(1,0)^2 - (0,71)^2] / (2 \cdot 9,81) = 3,61 \text{ cm}$$

$$h_{\text{ort}} = (1,72 + 3,61) / 2 = 2,67 \text{ cm}$$

h = 3.0 cm alındığında ızgara çubuklarından sonra kanalın tabanında 0.03 m 'lik düşü verilecektir.

Çubuklar arası 25 mm olan ızgaralarda 3lt/N/Yıl(ÇizelgeA1) değerini baz aldığımızda tutulan madde miktarı ;

2013 yılında

$$467260 \times 0.003/365 = 3.84 \text{ m}^3/\text{gün}$$

2028 yılında

$$711237 \times 0.003/365 = 5.85 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Görüldüğü gibi oldukça fazla sürüntü madde birikmesi beklenmektedir ki, bu durum mekanik temizleme işleminin gerekliliğini beraberinde getirmektedir.

7.2.3. By Pass Kanalı

Tamir, arıza ve ızgaranın tıkanması gibi hallerde ve yağmurlu havalarda gelen feyezan sularının ızgarayı aşırı yüklemesini önlemek amacıyla ızgara önüne bir by-pass kanalı yapılacaktır. By-pass kanalı projelendirmesinde feyezan, debisi göz önünde bulundurulmuştur. Feyezan debisi 2028 yılının proje debisinin 2 katı alınarak hesap edilmelidir.

$$Q_{\text{proje}} = 3.422 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{\text{feyezan}} = 3.422 \times 2 = 6.84 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Kanal genişliği	$b = 1.2 \text{ m}$
Pürüzlülük	$n = 0.013$
Kanal taban eğimi	$I = 0.02$

Kanaldan geçen debi,

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

$$Q = (1 / n) \cdot [(b \cdot h / (2 \cdot h + b))]^{2/3} \cdot (I)^{1/2} \cdot b \cdot h$$

$$3,42 = (1 / 0,013) [(1,2 \cdot h) / (2 \cdot h + 1,2)]^{2/3} \cdot (0,02)^{1/2} \cdot 1,2 \cdot h$$

Tatonman ile;

Kanal su derinliği $h = 0.587 \text{ m} = 0.59 \text{ m}$ bulunmuştur.

Su akış hızı;

$$V = Q / A = 3,42 / (0,59 \cdot 1,2) = 4,85 \text{ m} / \text{sn}$$

7.3. Havalandırmalı Kum Tutucu Tasarımı

Havalandırmalı kum tutuculardaki suyun serbest akış hızı, kumların çıkışında teşkil edilecek venturi kanalı (Parshall savağı) ile kontrol edilecektir. Havalandırmalı kum tutucuda yoğunluğu 2.65 ton/m^3 olan 0.1 mm ve üzeri dane çapına ve 0.007 m/sn çökme hızına sahip kuars kumlarının tutulması amaçlanmıştır.

Kum Tutucu Boyutları;

2028 yılında

$$Q_{\max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Çizelge (A5)'den

$$t \text{ (Bekleme Süresi)} = 5 \text{ dk.}$$

$$h \text{ (Derinlik) } = 2.5 \text{ m}$$

genişlik / derinlik oranı 1,45:1 kabul edildiğinde

$$\text{genişlik } W = 3.6 \text{ m}$$

uzunluk / genişlik oranı 5:1 kabul edildiğinde

$$\text{uzunluk } L = 18 \text{ m}$$

Havuz adedi: Q_{\max} debide

$$t = \text{Teorik bekletme süresi (sn)}$$

$$V = \text{hacim (m}^3 \text{)}$$

$$n = \text{kum tutucu sayısı (adet)}$$

$$t = V / (Q / n) \Rightarrow 5. 60 = 2,5 \cdot 3,6 \cdot 18 / (4,27 / n)$$

$$n = 7,9 \cong 8 \text{ adet kum tutucu}$$

Q_{\max} debisinde 8 adet kum tutucu teşkil edilmiştir. Her bir kum tutucudaki gerçek alıkonma süresi;

$$t = 2,5 \cdot 3,6 \cdot 18 / (60 \cdot 4,27 / 8) = 5,06 \text{ dk} \cong 5 \text{ dk bulunmuştur.}$$

$$Y.H.Y = (Q / n) / A = (4,27 / 8) / (18 \cdot 3,6)$$

$$= 29,65 \cong 29,7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ /saat}$$

$$\text{Yatay Akış Hızı} = (Q_{\max} / n) / (h \cdot W) = (4,27 / 8) / (3,6 \cdot 2,5)$$

$$= 0,059 \text{ m / sn}$$

2028 yılı

$$Q_{\text{proje}} = 3.42 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Y.H.Y = $(Q / n \cdot 3600) / (L \cdot W)$ den optimizasyon yoluyla uygun Y.H.Y. bulunur.

Hem derinliğin sınırlar içerisinde kalması hem de yüzeysel hidrolik yük'ün optimizasyonu açısından proje debisine göre boyutlandırmada 8 adet kum tutucu öngörülmüştür.

$$Y.H.Y = (3,42 / 8) / (18 \cdot 3,6) = 23,75 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{saat} \text{ bulunur.}$$

$$t = A \cdot h / (Q / 8) = (3,6 \cdot 18) \cdot h / (3,42 / 8)$$

Uygun YHY 'ü sağlayan t ve h değerleri bulunur.

$$t = 5.5 \text{ dk}$$

$$h = 2.17 \text{ m}$$

Q proje debisinde 8 adet kum tutucu seçilmiştir.

$$\text{Yatay Akış Hızı} = (3,42 / 8) / (3,6 \cdot 2,17) = 0,0547 \text{ m/sn}$$

2028 yılı

$$Q_{\text{ort}} = 2.65 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$YHY = (2,65 / 8) \cdot 3600 / (18 \cdot 3,6) = 18,4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{saat}$$

$$t = 7 \text{ dk}$$

$$h = 2.146 \text{ m}$$

Q ortalama debisinde 8 adet kum tutucu seçilmiştir.

$$\text{Yatay Akış Hızı} = (2,65 / 8) / (3,6 \cdot 2,146) = 0,0429 \text{ m/sn}$$

2028 yılı

$$Q_{\text{min}} = 1.07 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$YHY = (1,07 / 4) \cdot 3600 / (18 \cdot 3,6) = 14,86 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{saat}$$

$$t = 8,07 \text{ dk.}$$

$$h = 2 \text{ m}$$

Q minimum debisinde 4 adet kum tutucu öngörülmüştür.

$$\text{Yatay Akış Hızı} = (1,07 / 4) / (3,6 \cdot 2,0) = 0,037 \text{ m/sn}$$

2028 yılı için yapılan, kum tutucu adedi, bekleme süresi, su derinliği, yatay akış hızı ve yüzeysel yükleme hızı için yapılan hesapların benzeri 2013 yılı için yapılarak Çizelge 27' da verilmiştir.

Kum tutucu giriş ve çıkış bölgelerinde türbülansın, verimi olumsuz yönde etkilemesini engellemek amacıyla, kum tutucu uzunluğu %15 oranında artırılması uygundur.

Buna göre kum tutucu uzunluğu;

$$L = 18 \cdot 1.15 = 20.7 \text{ m bulunmuştur.}$$

7.3.1. Gerekli Hava Miktarı:

Çizelge (A5) 'de verilen havalandırmalı kum tutucu proje kriterlerine göre, hava sarfiyatı $0.2 \text{ m}^3/\text{dk.m}$ seçilmiştir. Hava miktarı (uzunluk temel alınarak),

$$Q_h = L \times \text{Hava miktarı}$$

Her bir kum tutucu bölmesi için,

$$Q_h = 20.7 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m}^3/\text{dk.m} = 4.14 \text{ m}^3/\text{dk} = 248.4 \text{ m}^3/\text{saat}$$

2028 yılı için

Q_{\max} debisinde kum tutucu adedi 8

Verilen hava miktarı

$$Q_h = 8 \times 248.4 = 1987.2 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$Q_{\text{proje}} ; \quad Q_h = 8 \times 248.4 = 1987.2 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$Q_{\text{ort}} ; \quad Q_h = 8 \times 248.4 = 1987.2 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$Q_{\text{min}} ; \quad Q_h = 4 \times 248.4 = 993.6 \text{ m}^3/\text{saat}$$

2013 yılı için

$$Q_{\max} Q_h = 1987.2 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$Q_{\text{proje}} Q_h = 1987.2 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$Q_{\text{ort}} Q_h = 1987.2 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$Q_{\min} Q_h = 993.6 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Toplam 1987.2 m³/saat 'lik debiye sahip hava körüğü seçilecektir.

7.3.2. Tutulacak Kum Miktarı

Kum miktarı (Çizelge A5)'den 0.07 m³/10³.m³ seçilmiştir.

2013 yılı

Q_{\max} için Kum Hacmi = 0,07. 3,024 .86400/1000 = 18,3 m³ /gün

Her bir havuz başına = 18,3 / 8 = 2,29 m³/gün kum oluşur.

$$Q_{\text{proje}} \Rightarrow 1,86 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$Q_{\text{ort.}} \Rightarrow 1,48 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$Q_{\min} \Rightarrow 1,10 \text{ m}^3/\text{gün}$$

2028 yılı

$$Q_{\max} \Rightarrow 3.2 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$Q_{\text{proje}} \Rightarrow 2.59 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$Q_{\text{ort.}} \Rightarrow 2 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$Q_{\min} \Rightarrow 1.61 \text{ m}^3/\text{gün}$$

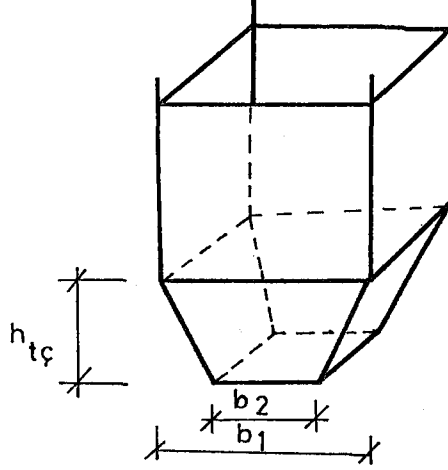
7.3.3. Kum Toplama Çukuru

Havalandırılmalı kum tutucuların hemen başında kum biriktirme çukurları (Şekil11) bir günlük maksimum kumu depolayabilecek (max 3.2 m³) hacimde projelendirilmiştir.

Tasarımda kum tutucular mekanik teçhizatla günde bir defa temizlenecektir.

Kum tutucu genişliği

$$b_1 = 3,6 \text{ m}$$



Şekil 11. Kum Toplama Çukuru En Kesiti

Kum toplama çukuru en kesitle yamuk yapılacaktır.

$$\text{Maximum kum hacmi} = \forall_{\text{TÇ2028}} = 3,2 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$\text{Taban genişliği} \quad b_2 = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Kum tutucu uzunluğu} \quad L = 20,7 \text{ m}$$

$$\forall_{\text{TC}} = L \cdot (b_1 + b_2) / 2 \cdot h_{\text{TC}}$$

$$3,2 = 20,7 \cdot (3,6 + 0,6) / 2 \cdot h_{\text{TC}}$$

$$h_{\text{TC}} \cong 7,4 \text{ cm}$$

Kum toplama mekanizmasında olabilecek bir arıza durumunda kum toplama çukurunun yetersiz kalmasını engellemek amacıyla,

$h_{\text{TC}} = 15 \text{ cm}$ alınarak kum toplama haznesi inşa edilecektir.

Kum toplama çukuru hacmi;

$$\forall_{\text{TC}} = 20,7 \cdot (3,6 + 0,6) / (2 \cdot 0,15) \Rightarrow \forall_{\text{TC}} = 6,52 \text{ m}^3 / \text{gün}$$

Proje hedef yıllarına ve debilere göre yapılan hesaplar yukarıda Çizelge 27'de verilmiştir.

Çizelge 27. Havalandırmalı Kum Tutucu Tasarım Sonuçları

	2013				2028			
	max	proje	ort	min	max	proje	ort	min
Debi (m ³ /sn)	3.024	2.46	1.96	0.73	4.27	3.42	2.65	1.07
Devredeki Kum Tutucu Sayısı	8	8	8	4	8	8	8	4
Su derinliği (m)	2.28	2.08	2.04	2.02	2.5	2.17	2.14	2
Bekletme Süresi (dk)	6.5	7.33	9	12	5	5.5	7	8.07
Yatay Akış Hızı (m/sn)	0.046	0.041	0.033	0.025	0.059	0.055	0.043	0.037
Yüzeysel Yükleme Hızı (m ³ /m ² .saat)	21	17.1	13.6	10.1	29.7	23.75	18.40	14.86
Verilen hava miktarı (m ³ /saat)	1987.2	1987.2	1987.2	993.6	1987.2	1987.2	1987.2	993.6
Tutulan Kum Miktarı (m ³ /gün)	2.29	1.86	1.48	1.10	3.2	2.59	2.0	1.61

7.4. Venturi Kanalı

Venturi kanalı atıksu arıtma tesisinde hem debi ölçümü, hem de havalandırmalı kum tutuculardaki hızı kontrol etmek (sabit bir değerde tutmak) için teşkil edilmiştir.

Kum tutucuların istenilen katı maddeleri tutması ve organik maddelerin çökmeden, kum tutucuyu terk etmesini temin etmek amacıyla kum tutucularda, V yatay hız sabit tutulmalıdır. Bunun için kum tutucu enkesiti, bütün uzunluğu boyunca üniform yapılmalıdır. Bu maksatla, akım kontrol tertibatı yapılmalıdır.

Sivas kenti için her bir havalandırmalı kum tutucu için toplam 8 adet venturi kanalı yapılması düşünülmüştür.

Venturi kanalından geçen debiler
 $Q_{\max} = Q_{\max} / \text{Kum tutucu adedi}$, $Q_{\min} = Q_{\min} / \text{Kum tutucu adedi}$

Venturi kanalı yaklaşım kanalının uzunluğu

$$B = 1.5 Q_{\max}^{1/3}$$

formülüne göre tesbit edilir.

Formül boyut bakımından homojendir [$Q=m^3/sn$ konulduğunda $[B] = m$ bulunur].

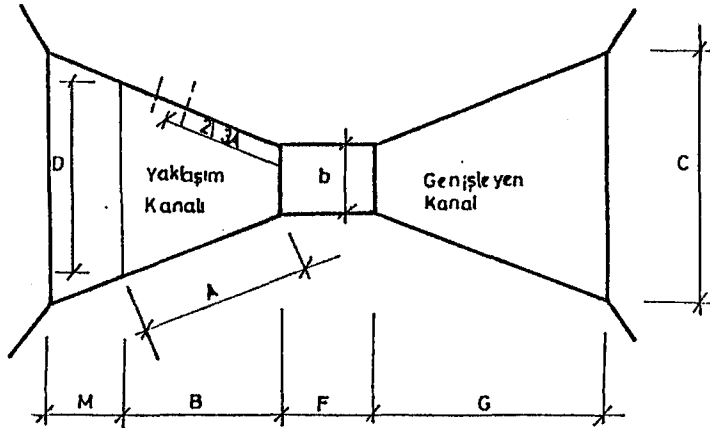
Havalandırmalı kum tutucularda istenilen su yüksekliklerini verecek şekilde (Çizelge 28) bir "b" boğaz genişliği seçilir, B ve D hariç bütün boyutlar çizelgeden "b" hizasından okunur. "D" değeri ise çizelge yukarıda hesaplanan "B" değeri için verilene eşit alınır.

Çizelge 28. Parshall Savağına Ait Çeşitli Boyutlar

Boyut	b	A	(2/3) A	B	C	D	E	F	G	K	N
Birim	m	m	m	m	m	m	m	m	m	cm	cm
Değeri	0.076	0.476	0.301	0.458	0.178	0.259	0.610	0.153	0.305	2.54	5.7
	0.152	0.620	0.413	0.610	0.397	0.397	0.610	0.305	0.610	7.61	11.4
	0.228	0.880	0.587	0.864	0.381	0.575	0.762	0.305	0.457	7.61	11.4

Venturi kanalından geçen debi, Q

$Q = 2.27 b.H_A^{3/2}$ ifadesiyle hesaplanmaktadır.



Şekil 12. Venturi Kanal Ölçeği

Burada HA venturi kanalının en derin yerinden $2/3A$ kadar uzaklıktaki su derinliğe eşittir. Daralan kısmın uzunluğu A ise krestin $(2/3)A$ kadar önünde su seviyesi ölçülür. Daralan kısım ile boğaz arasındaki arakesite krest denir.

Venturi kanalı z kadar derinleştirilmiş ise;

$$HA = d+z /1.1$$

ifadesiyle bulunur.

Kum tutucudan sonra venturi kanalının tabanının z kadar derinleştirmenin amacı su hızını maximum ve minimum debilerde birbirine eşitlemek ve bu iki debi arasındaki değişken hızı yaklaşık olacak şekilde sabit tutmaktır.

Z değeri,

$$Q_{\min}/Q_{\max}=[1,1(Q_{\min}/2,27.b)^{2/3} - Z] / [1,1(Q_{\max}/2,27.b)^{2/3} - Z] \quad [13]$$

Çeşitli debiler için kum tutucudaki su derinlikleri ise,
 $d = 1,1. [Q / (2,27.b)^{2/3} - Z]$ eşitliğiyle bulunur.

7.4.1. Venturi Kanalı Boyutlandırılması

Çizelge 28.'den "b" boğaz genişliği $b = 0.228$ m olarak seçilmiştir. Diğer değerler de buna bağlı olarak çizelgeden alınmıştır.

Venturi kanalından geçecek maximum ve minimum debiler,

$$Q_{\max 2028} = 4,27 / 8 = 0,534 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

$$Q_{\min 2018} = 0,727 / 8 = 0,182 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

$$0,182/0,534=[1,1(0,182/2,27.0,228)^{2/3}-Z]/[1,1(0,534/2,27.0,228)^{2/3}-Z]$$

$$Z = 0,27 \text{ m}$$

Debilere göre Venturi kanalı su derinlikleri,

$$d = 1,1. [0,534 / (2,27.0,228)^{2/3} - 0,27] = 0,852 \text{ m}$$

Diğer debiler için hesaplanan su derinlikleri Çizelge 29 'da verilmiştir.

Çizelge 29. Debilere Göre Venturi Kanalında Oluşacak Su Derinlikleri

	2013				2028			
	max	proje	ort.	min	max	proje	ort.	min
Debi (m ³ /sn)	3.024	2.466	1.96	0.72 7	4.27	3.422	2.65	1.07
Devredeki kum tutucu sayısı	8	8	8	4	8	8	8	4
Su derinliği (m)	0.624	0.510	0.401	0.28 1	0.852	0.699	0.550	0.44 2
Kum tutucu ıslak kesit alanı (m ²)	2.250	1.836	1.444	1.01 2	3.071	2.516	1.980	1.59 1
Hız (m/sn)	0.168	0.168	0.169	0.17 9	0.173	0.170	0.167	0.16 8

Yukardaki çizelgeden de görüldüğü gibi, havalandırmalı kum tutuculardaki su hızı, venturi kanalı ile yaklaşık olarak kontrol edilmektedir.

Venturi Kanalı'nın yaklaşım kanalının uzunluğu(B),

$$B = 1.5 \cdot (0.534)^{1/3} = 1.219 \text{ m}$$

Yapılan hesapların mansap şartları bakımından kontrolü

Serbest akımın meydana gelebildiği en büyük debi,

$$Q_{\max} = 2.27 \cdot b \cdot (10 \cdot N)^{2/3}$$

$$Q_{\max} = 2.27 \times 0.228 \times (10 \cdot 0.114)^{2/3}$$

Eğer debi bu değerden büyükse akım batmış durumda olacaktır [13].

$$Q_{\max} = 0.564 \text{ m}^3/\text{sn} > 0.534 \text{ m}^3/\text{sn} \text{ olup uygundur.}$$

Yukarıdaki hesapların geçerli olabilmesi için akımın serbest olması (batmış vaziyette bulunmaması) gerekir.

Akımın batmış durumda olmaması için.

$$dc + K > dc' \quad (dc = \text{Kritik derinlik})$$

$$dc' + M \geq de \quad (dc' = \text{Venturi kanalı sonu kanal su derinliği})$$

sağlanmalıdır.

$$dc = [q^2 / (b^2 \cdot g)]^{1/3} = [(0.534 / 0.228)^2 / 9.81]^{1/3} = 0.825 \text{ m}$$

$$dc' = [(q/c)^2 / g]^{1/3} = [(0.534 / 0.381)^2 / 9.81]^{1/3} = 0.588 \text{ m}$$

$$dc + K = 0.825 + 0.0761 = 0.901 > dc' = 0.588 \text{ m olup uygundur.}$$

7.4.2. Venturi Yaklaşım Kanalı

Her bir venturi kanalı, 1 adet havalandırmalı kum tutucuya hizmet etmekte olup bunlardan çıkan kanala "Yaklaşım kanalı" denilmiştir.

$$Q = Q_{\max} / 8 = 0.534 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

Yaklaşım kanalı genişliği, havalandırmalı kum tutucu genişliğine eşit olup ($W = 3.6 \text{ m}$), Venturi Kanalı girişinde bu kanalın genişliği $D = 0.575 \text{ m}$ olmaktadır.

Venturi kanalında HA değeri

$$HA = d + z / 1.1 = (0.853 + 0.27) / 1.1 = 1.098 \text{ m bulunur.}$$

7.4.3. Venturi Çıkış Kanalı

Çıkış kanalı, her bir venturi kanalından çıkan ve toplama kanalına ulaşan atıksuları taşıyan kanala denilmektedir.

Bu kanalın genişliği $b = 0.60 \text{ m}$ kabul edilmiştir.

$$n = 0.013 \quad I = 0.002$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \Rightarrow Q = V \cdot A \Rightarrow Q = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$$

$$Q = 1/n \cdot [b \cdot h / (2 \cdot h + b)]^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h)$$

$$Q_{\max} = 0,534 = 1/0,013 \cdot [0,6 \cdot h / (2 \cdot h + 0,6)]^{2/3} \cdot (0,002)^{1/2} \cdot 0,6 \cdot h$$

Tatonman ile $h = 0.71$ m bulunmuştur.

$$h = d_e$$

$$dc' + M \geq d_e \Rightarrow 0.588 + M \geq d_e$$

$$0.588 + M \geq 0.71 \text{ m}$$

$$M = 0.122 \text{ m}$$

Venturi çıkışındaki açık kanala 0.122 m düşü verilmesi gerekmektedir.

Aynı hesapları Q_{\min} için de yaparsak

$$Q_{\min} = Q_{\max} / 4 = 0,182 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Akımın batmış olmaması için,

$$dc = 0,406 \text{ m}$$

$$dc' = 0,29 \text{ m}$$

$$dc' + K = 0,406 + 0,0761 = 0,482 \text{ m} > dc' = 0,29 \text{ m} \text{ olup uygundur}$$

$$HA = 0,50 \text{ m}$$

Venturi çıkış kanalı

$$Q = 0.182 \text{ m}^3/\text{sn} \quad b = 0.6 \text{ m} \quad n = 0.013 \quad I = 0.002$$

$$h = 0.32 \text{ m} \quad h = d_e$$

$$dc' + M \geq d_e \Rightarrow 0.29 + M \geq 0.32$$

$$0.29 + 0.122 = 0.412 > 0.32 \text{ m} \text{ olup uygundur.}$$

7.5. Ön Çökeltim Havuzu Tasarımı

Çökeltim havuzları biyolojik arıtmadan önce; atık su içerisindeki çökebilir maddelerin çöktürülmesi, ikinci arıtma kademesinin daha küçük boyutlarda, gerekli verimi sağlanması ve işletme sorunlarının azaltılması amacıyla inşa edilirler. Ön çökeltim havuzlarını, çökebilir tüm birincil partiküllerin tutulmak istendiği büyük hacimli ve uzun süreli kum tutuculara benzetebiliriz. Bu özelliklerden dolayı ön çökeltim havuzlarının yatay akışlı, dar ve uzun dikdörtgen biçiminde boyutlandırılması daha uygundur. Bu çalışmada dikdörtgen, yatay akışlı havuz seçilmiştir.

7.5.1 Çökeltim Havuzu Yaklaşım Kanalı

Her bir venturi kanalından çıkan ve toplama kanalına ulaşan atıksular, bir boru vasıtasıyla çökeltim havuzu yaklaşım kanalına iletilecektir. Burada toplanan atıksular, her bir havuza 1m aralıkla konulmuş 8 orifis vasıtasıyla çökeltim havuzlarına aktarılacaktır.

2028 yılı için

1- Orifis sayısı n_1 olduğuna göre 1. orifisten geçen debi,

$$q_1 = (Q_{\max} / n) / n_1 \quad (n = \text{havuz sayısı})$$

$$q_1 = (4,27 / 12) / 8 = 0,044 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

2- Orifisin çapı ve debi katsayısı belli olduğuna göre 1. orifis üzerindeki yük

$h_1 = kq_1^2$ formülü ile bulunur. (c) debi katsayısını ve (A) orifisin ıslak kesitini gösterdiğine göre n numaralı orifisten geçen debi,

$k = 1 / (2.g.c^2.A^2)$ ile gösterilirse $h_1 = kq_1^2$ şeklinde ifade edilir.

Orifis çapı (D) = 0.2 m.

$$A_1 = \pi D^2 / 4 = 3,14.(0,2)^2 / 4 = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$h_1 = q_1^2 / [(2,9,81.(0,62)^2.(0,0314)^2]$$

$$h_1 = 134,48 \times q_1^2 = 134,48 \times (0,044)^2 = 0,26 \text{ m.}$$

3- Boru veya kanalın L uzunluğunda meydana gelen yük kaybı

$$h_s = h_1(1 - \gamma^2)$$

γ = orifisler arasındaki debi farkı ($\cong 1$)

(γ ; %1 den farklı olmaması istenirse)

$$h_s = 0,26.(1 - (0,99)^2) = 5,174 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

4- Yaklaşım kanalı hesabı

$$(h_s)_o = 3 h_s$$

$(h_s)_o$ = Üniform dağıtma yapısında meydana gelen yük kaybı (q_0) debisinin hiç dağıtmadan direkt iletilmesi halinde meydana gelen yük kaybının 1/3 'ne eşittir.

$$(h_s)_o = 3 \times 5,174.10^{-3} = 0,0155 \text{ m.}$$

Kanal eğimi(I)= $(h_s)_o / W.n$ [W = Havuz genişliği]

$$I = 0,0155 / 9 \times 12 = 1,44 \times 10^{-4}$$

Kanal genişliğini B = 2,5 m kabul edelim. Manning formülünde n = 0,013 alınırsa, su derinliği tatonmanla

$$Q = 1/n .R^{2/3}.I^{1/2}.A$$

$$4,27 = 1/0,013 .[b.h/(3+2.h)]^{2/3}.(1,44.10^{-4})^{1/2}.(b.h)$$

$$h = 2,14 \text{ m.}$$

$$\text{Islak kesit } A = 2,5 \times 2,14 = 5,35 \text{ m}^2$$

$$\text{Islak çevre } \text{Ç} = 2,5 + 2 \times 2,14 = 6,78 \text{ m.}$$

$$\text{Hidrolik yarıçap } R = 0,789$$

$$V = Q/A = 4,27 / 5,35 = 0,789 \text{ m / sn}$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = 1/0,013 \cdot (0,789)^{2/3} \cdot (1,44 \cdot 10^{-4})^{1/2}$$

$$V = 0,799 \text{ m / sn}$$

Hesaplar minimum debiye göre kontrol edildiğinde

$$h_{\min} = 0,73 \text{ m.} \Rightarrow V = 0,59 \text{ m/sn.}$$

Su derinliği $h = 2,14 \text{ m.}$ olduğu takdirde giriş deliklerinden geçen debiler arasındaki fark %1 den daha küçüktür.

Yapılan hesaplamalara göre yaklaşım kanalı boyutları;

$$\text{Kanal genişliği (B) = 2,5 m.}$$

$$\text{Kanal yüksekliği (h) = (\% 20 \text{ emniyet payı ile) 2,5 m.}$$

2013 yılı ; maximum debide

$$I = 1,44 \cdot 10^{-4} \text{ alındığında}$$

$$\text{Kanal genişliği (B) = 2,5 m}$$

$$h_{\max} = 1,6 \text{ m.} \Rightarrow V = 0,756 \text{ m/sn}$$

minimum debide

$$h_{\min} = 0,73 \text{ m.} \Rightarrow V = 0,53 \text{ m/sn}$$

7.5.2 Ön Çökeltim Havuzlarının Boyutlandırılması

2028 yılı ; maximum debide

$$Q_{\max} = 4,27 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$\text{Genişlik (W) = 9 m.} \quad 6 < W < 10$$

$$\text{Su derinliği (h) = 3 m.} \quad 3 < h < 5$$

$$\text{Uzunluk (L) = 57 m.} \quad 15 < L < 90$$

Yüzeysel hidrolik yük $S_0 = 2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2$ saat seçildi.

$$\text{Toplam yüzey alanı (A)}_T = 4,27 \cdot 3600 / 2,5 = 6148,8 \text{ m}^2$$

Havuz sayısı (n) = $6148,8 / (57 \cdot 9) = 11,9 \cong 12$ adet havuz

Y.H.Y (Gerçek) = $4,27.3600 / (12 \cdot 57 \cdot 9) = 2,49 \cong 2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2$ saat

Havuz hacmi (V) = $3\text{m} \times 57\text{m} \times 9\text{m} = 1539 \text{ m}^3$

Bekletme süresi (t) = $1539 / (4,27.3600/12) = 1,2$ saat

Ön çökeltim havuzunda yatay hız 5 mm/sn ile 15 mm/sn arasında olması gerekmektedir. [11]

Yatay akış hızı (V) = $(4,27 / 12) / (3 \cdot 9) \cdot 10^3 = 13 \text{ mm/ sn}$

2013 yılı maximum debide ; $Q_{\text{max}} = 3.024 \text{ m}^3/\text{sn}$

W = 9m. ; h = 3 m. ; L = 57 m. ; n = 8 havuz

Y.H.Y = $[3,024 / (8 \cdot 3600)] / 57 \cdot 9 = 2,65 \text{ m}^3/\text{m}^2$ saat

t = $(57 \cdot 9 \cdot 3) / ((3,024/8) \cdot 3600) = 1,13$ saat

Yatay akış hızı = $(3,024) / 8 / 3 \cdot 9 \cdot 10^3 = 14 \text{ mm / sn}$

Bu hesaplamalara göre 1. kademede toplam 8 adet havuz, ikinci kademede toplam 12 adet havuz devreye girecektir.

Proje debilerine göre hesaplanan değerler Çizelge 30'da verilmiştir.

Çizelge 30. Ön Çökeltim Havuzu Tasarım Değerleri

	2013				2028			
	max	proje	ort	min	max	proje	ort	min
Debi (m^3/sn)	3.024	2.46	1.96	0.727	4.27	3.422	2.65	1.07
Havuz sayısı	8	8	8	8	12	12	12	12
YHY $\text{m}^3/\text{m}^2\text{gün}$	2.65	2.15	1.71	0.63	2.49	2	1.55	0.65
Bekletme süresi (saat)	1.13	1.4	1.74	4.7	1.2	1.5	1.9	4.8
Savak yükü ($\text{lt}/\text{sn} \cdot \text{m}$)	10	8.6	1.8	2.5	9.88	7.9	6.13	2.47
Yatay Hız (mm/sn)	14	11.4	9.1	3.4	13	10.6	8	3

7.5.3. Kısa Devre ve Akım Stabilitesinin Belirlenmesi

2013 yılı için

$$Fr > 10^{-5}$$

Re < 2000 sağlanmaya çalışılacaktır.

$$Re = V_0^2 / \nu < 10.000 \text{ üniform [11].}$$

ν = Kinematik vizkozite

$$Fr = V_0^2 / (g.R) > 10^{-5}$$

$$V = (3.024 / 8) / (3.9) = 0.014 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$\nu = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ için kinematik vizkozite ($1,139 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sn}$)

$$R = B \cdot h / (B + 2 \cdot h)$$

$$R = 9 \cdot 3 / (9 + 2 \cdot 3) = 27 / 15 = 1,8$$

$$Re = 0,014 \cdot 1,8 / 1,139 \cdot 10^{-6} = 22124$$

$$Re = 22124 > 10.000 \Rightarrow \text{Türbülanslı}$$

$$Fr = (0,014)^2 / (9,81 \cdot 1,8) = 1,109 \cdot 10^{-5}$$

$$Fr = 1,109 \cdot 10^{-5} > 10^{-5} \text{ Kararlı}$$

Havuzda kısmi kararsız akım koşulları mevcuttur. Çökeltme havuzlarına standart boyutlar verildiğinde Froude sayısı küçük, Reynolds sayısı ise büyük çıkmaktadır. Bu durumda, yatay veya düşey düzlemde dalgıç perdeleri uygun bir şekilde tertiplemek suretiyle çökeltme verimi artırılabilir. Her iki haldede V yatay hızı büyümekle birlikte R hidrolik yarıçap küçülür. Bu durum, Reynolds sayısının da biraz artmasına sebep olursada esas Foude sayısı büyüyerek istenilen bir seviyeye getirilir. Boyuna perdelerin konulması havuzda ölü bölgelerin, çalkantı ve çevrilerin meydana gelmesini ortadan kaldırır. Bu halde yatay hız değişmeden kalır

ve sadece hidrolik yarıçap ve Reynold sayısı azalır. Froude sayısı artar.

7.5.4. Çıkış Savaklarının Tasarımı

2028 yılı için;

Havuzda $90^\circ (\alpha = 45^\circ)$ "V" çentikli (üçgen) savaklar kullanılacaktır.

$$q = C_e \cdot (8/15) \cdot \tan \alpha \cdot (2g)^{1/2} \cdot H^{5/2} \quad [9]$$

q = Birim diş için debi (m^3/sn)

C_e = Debi katsayısı (yaklaşık 0.6)

g = Yerçekim ivmesi (m^2/sn)

H = Ölçülen su yüksekliği = 8.5 cm seçildi.

$$C_e = 0.565 + 0.0087 h^{1/2} = 0.565 + 0.0087 (8.5)^{1/2} = 0.6$$

h (cm)	q lt/sn diş
5	0.79
6	1.3
7	1.9
8	2.6
9	3.4
10	4.5

$$q = 0,6 \cdot (8/15) \cdot \tan 45 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot (0,081)^{5/2}$$

$$h = 8.5 \text{ cm} \Rightarrow q = 3 \text{ lt/sn. diş.} \Rightarrow 3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sn diş}$$

$$n \text{ diş} = (4,27 / 12) / 3 \times 10^{-3} \approx 120 \text{ adet diş}$$

$$W = 0.2 n_1 + (n_1 - 1) 0.1 + 2 \times 0.05$$

$$9 = 0.2 n_1 + 0.1 n_1 - 0.1 + 0.1$$

$$9 = 0.3 n_1 \Rightarrow n_1 = 30 \text{ diş}$$

Çift taraflı savak kullanılacağından

$$2 \times n_1 = 60 \text{ diş}$$

$$n_{\text{sıra}} = 120 / 60 = 2 \text{ adet çift taraflı savak}$$

Birim (m) başına savak yükü (10 lt/sn.m'den küçük olmalıdır.)

$$q_w \text{ (lt/ sn.m)} = ((4,27 / 12) \cdot 1000) / 36 = 9,88 \text{ lt / sn .m}$$

Q_{min} için h(m) tahkiki

$$q_w \text{ (lt/ şn.m)} = ((1,07 / 12) \cdot 1000) / 120 = 0,743 \text{ lt / sn .m}$$

$$0,743 \text{ lt/ sn.m diş için } h = 4,6 \text{ cm}$$

2013 yılı için

$$h = 8.5 \text{ cm}$$

$$q = 0,6 \cdot (8/15) \cdot \tan 45 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot (0,085)^{5/2}$$

$$= 3 \text{ lt / sn.diş}$$

$$n \text{ diş} = (3,024 / 8) / 3 \times 10^{-3} \approx 120 \text{ adet diş}$$

$$W = 0.2 n_1 + (n_1 - 1)0.1 + 2 \times 0.05$$

$$9 = 0.3 n_1 \Rightarrow n_1 = 30 \text{ diş}$$

Çift taraflı savak kullanılacağından

$$2 \times n_1 = 60 \text{ diş}$$

$$n \text{ sıra} = 120 / 60 = 2 \text{ Adet çift taraflı savak}$$

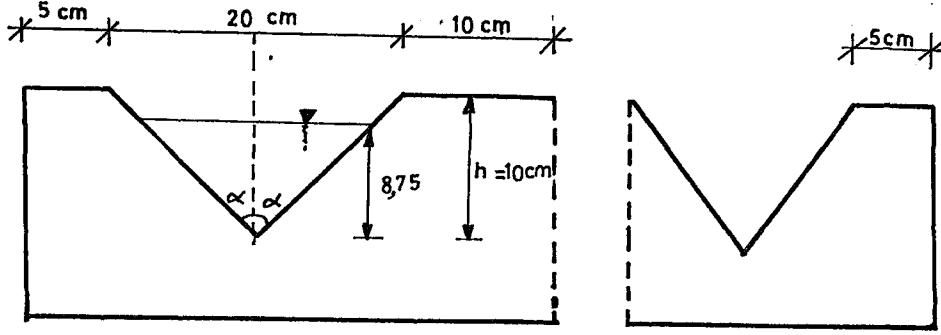
Birim (m) başına savak yükü

$$q_w \text{ (lt/ sn.m)} = 3,024 / (8 \cdot 1000) / 36 = 10,5 \text{ lt / sn .m}$$

Q_{min} için h tahkiki

$$n \text{ diş} = (0,727 / 8) / 120 = 0,757 \text{ lt/sn .diş}$$

0.757 lt/sn. dış için $h = 4.7$ cm



Şekil 13. Çökeltim Havuzu Çıkış Savağı

7.5.5. Çamur Toplama Haznesinin Boyutlandırılması

1. Kademe 2013 yılı

AKM gideri yüzeysel hidrolik yüke bağlı olarak %60 dır [14].

Ortalama AKM konsantrasyonu 200 mg/lt,

Suyun özgül ağırlığı 1000 kg/m³,

Çamurun özgül ağırlığı 1.02 ton/m³,

Çamurun katı madde içeriği % 5 kabul edilmiştir.

Günlük çamur miktarı = $0.60 \times 200 \cdot 10^{-3} \times 3.024 \times 86400$

= 31353 kg/gün

Havuz başına düşen çamur miktarı= $31353 / 8=3919$ kg/gün

Günlük toplam çamur hacmi,

$$V_{\text{çt}} = 31358 / [(1.02 \text{ ton} / \text{m}^3)] (1000 \cdot 0.05) = 618 \text{ m}^3 / \text{gün}$$

$$\text{Havuz başına düşen } V_{\text{çt}} = 618 / 8 = 77.3 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Çamur toplama haznesinde biriken çamur sürekli olarak tahliye edilecektir. Bununla beraber herhangi bir arıza olması durumunda arızanın maximum 6 saatte giderileceği düşünülerek çamur toplama hazneleri boyutlandırılacaktır.

Çamur haznesi çökeltim havuzu girişinde 3 tane ve kesik piramit şeklindedir.

$$V = [(77.3 \text{ m}^3 / \text{gün}) / 24 \text{ saat}] \cdot 6 \text{ saat} = 19.5 \text{ m}^3$$

Kesik koni şeklindeki haznenin hacmi

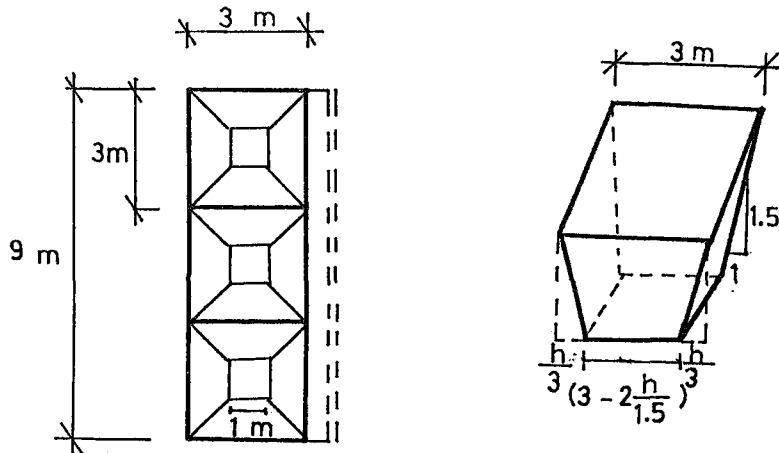
$$V_p = h/3 [(A_{\text{üst}} + A_{\text{alt}} + (A_{\text{üst}} \cdot A_{\text{alt}})^{1/2})]$$

$$6.5 = h/3 [(9 + (3-2h/1.5)^2 + (3^2 \cdot (3-2h/1.5)^2)]$$

$$6.5 = h/3 [9 + (9 - 12h/1.5 + 4h^2/2.25 + (3 \cdot (3 - 2h/1.5)))]$$

$$6.5 = h/3 [9 + 9 + 9 - 18h/1.5 + 4h^2/2.25] \Rightarrow h = 1.5$$

$$x = 3 - (2h/1.5) = 3 - (2 \cdot 1.5/1.5) = 1 \text{ m}$$



Şekil14. Ön Çökeltim Havuzu Çamur Toplama Haznesi En Kesiti

2. Kademe 2028 yılı

AKM konsantrasyonu 200 mg/lt.

$$\gamma_s = 1000 \text{ kg/m}^3 ; \gamma_c = 1.02 \text{ ton/m}^3 ; k = \% 5$$

$$\begin{aligned} \text{Günlük çamur miktarı} &= 0.60 \times 200 \cdot 10^{-3} \times 4.27 \times 86400 \\ &= 44271.4 \text{ kg/gün} \end{aligned}$$

$$\text{Havuz başına düşen çamur miktarı} = 44271.4 / 12 = 3689.3 \text{ kg/gün}$$

Günlük toplam çamur hacmi;

$$V_{çt} = [(44271.4 \text{ kg / gün}) / 1.02 (\text{ton / m}^3) \cdot 1000 \cdot 0.05] = 868.1 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$\text{Havuz başına düşen } V_{çt} = 868.1 / 12 = 72.3 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Herhangi bir arıza durumunda arızanın maximum 6 saat'te giderileceği düşünülerek

$$V = [(72.3 \text{ m}^3 / \text{gün}) / 24 \text{ saat}] \cdot 6 \text{ saat} = 18 \text{ m}^3$$

Çamur toplama haznesinin 1. kademe göre boyutlandırılması açısından,

$$V = 19.5 \text{ m}^3 \text{ olarak kabul edilmiştir.}$$

Kesik koni şeklindeki havuzun hacmi

$$V_k = 19.5 / 3 \cong 6.5 \text{ m}^3$$

$$V_p = h/3 [(A_{üst} + A_{alt} + (A_{üst} \cdot A_{alt})^{1/2})]$$

$$A_{üst} = 9 \text{ m}^2, \quad A_{alt} = 1 \text{ m}^2$$

$$V_p = 1.5 \text{ m}^3, \quad h = 1.5 \text{ m}$$

Bu tasarıma göre;

2013 yılı için $W = 9\text{m}$ $L = 57\text{m}$ $h = 3\text{m}$ havuz boyutları için;

Çamur toplama haznesi, yüksekliği $h = 1.5\text{m}$ olan 8 adet;

2028 yılı için aynı boyutlara sahip 12 adet çamur toplama haznesi öngörülmüştür.

7.5.6. Ön Çökeltim Havuzu Çıkış Yapısı

Atık sular çökeltme havuzundan, dikdörtgen kesitli bir kanal vasıtasıyla burgulu pompa istasyonu toplama merkezine iletilecektir.

2013 yılı için

$$Q_{\max} = 3.024 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$3.024 = [((1 / 0.013) \cdot (b \cdot h / b + 2h))^{2/3} \cdot (0.001)^{1/2} \cdot (b \cdot h)]$$

$$b = 1.99 \text{ m.} \quad ; \quad h = 0.96 \text{ m}$$

2028 yılı için

$$Q_{\max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$h = 1.25 \text{ m.} \quad ; \quad b = 2 \text{ m.}$$

7.6. II. Arşimet Helezonik Terfi Merkezi

Ön arıtım ve fiziksel arıtmadan geçen atıksuların arıtma tesisinin biyolojik arıtım ünitelerine iletilebilmesi için ikinci bir terfi merkezi teşkil edilmiştir. Ön çökeltim çıkış kanalından çıkan atıksular 6.0 m'lik bir yükseltmeyle biyolojik arıtma ünitelerine bir açık kanal vasıtasıyla gönderilecektir.

Çizelge 31. II. Arşimet Helezonik Pompa Tasarım Sonuçları

Tasarım Parametreleri	2013	2028
Maximum debi (m ³ /sn)	3.024	4.27
Pompa debisi (lt/sn)	850	850
Toplam pompa sayısı (adet)	4	6
Pompa eğimi (θ)	38	38
Pompa burğu boyu (m)	9,75	9,75
Toplam iletim yüksekliği (m)	6.0	6.0
Motor gücü (kW)	91,6	91,6
Toplam enerji ihtiyacı (kW-saat/gün)	8800	13200

7.7 Biyolojik Arıtma Ünitelerinin Tasarımı

7.7.1. I. Alternatif Aktif Çamur Sistemi Tasarımı

Sivas kenti atıksu arıtma tesisinde aktif çamur sistemi olarak sürekli akımlı, tam karıştırmalı geri devirli ve düfüzörlü havalandırma havuzları projelendirilecektir.

Sivas kenti arıtma tesisinde uygulanacak aktif çamurla ilgili havalandırma havuzlarının tasarımında göz önüne alınan kriterler aşağıda verilmiştir. [15]

- Atıksuda toplam BOI₅ değerinin %30' unun ızgara kum tutucu ve ön çökeltim ünitelerinde giderildiği kabul edilmiştir.

- Tasarımda kullanılan ortalama BOI₅ konsantrasyonu 228 mg/lt.

- Giriş suyu BOI₅ değeri = $228 - 0.30 \times 228 = 160$ mg /lt. dir.

- Arıtmadan çıkan katı madde konsantrasyonu 20-50 mg / lt. arasında değişir. Çamur kabarmasının olmadığı sistemin iyi çalıştırıldığı durumlarda katı konsantrasyonu 22 mg /lt. alınabilir. Bu miktarın % 65' i biyolojik olarak parçalanabilir özellik gösterir.

- Çıkış suyu BOI₅ konsantrasyonu 20 mg / lt. alınmıştır.

- Havalandırma tankında AKM konsantrasyonu (MLSS=3000 mg/l) kabul edilmiştir.

- Havalandırma havuzundaki ucucu askıdaki katı madde miktarının (MLVSS) havalandırma havuzundaki toplam katı madde miktarına (MLSS) oranı (MLVSS) / (MLSS) = 0.8 dir.

- Geri devir çamurunda MLVSS konsantrasyonu 6000 mg /lt. alınmıştır.

- θ_c = Çamur yaşı(gün)(Mikorganizmaların sistemde bekleme süresi) $\theta_c=10$ gün alınmıştır.

- Aktif çamur dönüşüm katsayısı

$$Y = 0.4-0.8 \text{ kg BOI}_5 / \text{kg MLVSS} \cdot \text{gün}$$

$$Y = 0.6 \text{ seçilmiştir.}$$

- İçsel solunum hızı $kd = 0.04 \sim 0.075 \text{ gün}^{-1}$

$$kd = 0.06 \text{ seçilmiştir.}$$

$$MLVSS(x) = [(Y(S_0 - S)) / (1 + kd.\theta_c)] \theta_c / \theta_H \Rightarrow Q / V = 1 / \theta_H$$

X=Mikroorganizma konsantrasyonu (MLVSS) mg/lt.

θ_c =Çamur yaşı (gün)

Y=Dönüşüm oranı $\text{BOI}_5/\text{MLVSS}$

kd = İç solunum hızı (gün^{-1})

S_0 = Giriş BOI_5 konsantrasyonu (mg/lt)

S = Çıkış BOI_5 konsantrasyonu (mg/lt)

θ_H =Hidrolik bekleme süresi (saat)

Tasarım 2028 yılı ort. debisine göre yapılacak ve 2013 yılı için irdelenecektir.

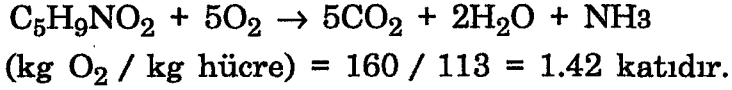
- Sistemden çıkan atıksuyun içindeki çözünmüş haldeki BOI_5 değeri;

Çıkış suyu BOI_5 değeri = Giriş suyundaki çözünmüş BOI_5 değeri (Aritmadan kaçan) + Çıkış suyundaki AKM, BOI_5 değeridir.

- Çıkış suyundaki AKM nin BOI_5 değeri; çıkış suyundaki katıların biyolojik olarak parçalanabilir kısmı = $0.65 \times 22 = 14.3$ mg /lt.

- Çıkış suyundaki biyolojik olarak çözünebilir katıların nihai BOI_L değeri;

Bir mol hücrenin nihai BOI_L değerine dönüşmesi için kullanılan oksijen değeri aşağıdaki denklem gereği;



Çıkış suyu nihai BOI değeri;

$$\text{Nihai } BOI_L = 22 \times 0.65 \times 1.42 = 20.3 \text{ mg / lt.}$$

Havalandırma ekipmanlarının boyutlandırılmasında BOI_5 ' in nihai BOI_L 'ye oranı;

$$-BOI_5 / BOI_L = 0.68 \text{ olarak alınmıştır.}$$

Çıkış suyundaki AKM lerin BOI_5 değeri

$$20.3 \cdot 0.68 = 13.8 \text{ mg /lt.}$$

Çıkış suyu BOI_5 değeri = Giriş suyundaki arıtmadan kaçan çözünmüş BOI_5 değeri + Çıkış suyundaki AKM nin BOI_5 değeri,

-Arıtmadan kaçan BOI_5 değerinin hesabı;

$$20 \text{ mg/lt} = S + 13.8 \text{ mg / lt}$$

$$S = 6.2 \text{ mg /lt.}$$

- Arıtma veriminin hesabı

$$E = ((S_0 - S) / S_0).100$$

a) Arıtma sisteminin çözünmüş BOI_5 verimi (E_s);

$$E_s = ((S_0 - S) / S_0).100 = ((160 - 6.2) / 160).100 = \%96$$

b) Tüm sistem verimi

$$E_t = ((160 - 20) / 160) \cdot 100 = 87.5 \cong 88$$

Gerekli havalandırma havuzunu toplam hacmi:

$$V_T = ((Q \cdot Y)(S_0 - S) \cdot \theta_c) / (x \cdot (1 + kd \cdot \theta_c))$$

$$V_T = (9540 \cdot 24 \cdot 0.60 (160-20) \cdot 10) / 2400 \cdot (1 + 0.06 \cdot 10)$$

$$V_T = 50085 \text{ m}^3$$

- Havuz derinliği 3~5 m (Difüze havalandırma sistemlerinde) [23]

(Havuz genişliği / Havuz derinliği) 1: 1 \cong 2.2: 1 (6 m - 11 m)[16]

- Havuz uzunluğu (Hava payı 0.3~0.6 m)

Uzunluk / Genişlik (difüze havalandırma tam karıştırmalı sistemlerinde)

$$L \cong 7 W$$

Su derinliği (h) = 5 m

Havuz genişliği (W) = 7.5 m

Havuz uzunluğu (L) = 52 m

Havuz hacmi (V) = 5 x 7.5 x 52 = 1950 m³

Havuz sayısı (n) = $V_{top} / V = 50085 \text{ m}^3 / 1950 \text{ m}^3 = 26$ adet havuz

Toplam havuz hacmi V= 1950 x 26 = 50700 m³ olup yeterlidir.

Bekletme süresi,

$$t_{ort} = (V / Q_{ort}) = 50700 \text{ m}^3 / 9540 \text{ m}^3 / \text{saat} = 5.3 \text{ saat} = 0.22 \text{ gün}$$

$$t_{pro} = V / Q_{pro} = (50700 \text{ m}^3) / 12319 \text{ m}^3 / \text{saat} = 4,1 \text{ saat} = 0.17 \text{ gün}$$

Organik Yükleme

$$Q_{ort} = 2650 \text{ lt/sn} \times 86400 = 22896 \times 10^4 \text{ lt/gün}$$

$$\begin{aligned} \text{Yükleme} &= 22869 \times 10^4 \text{ lt/gün} \times 160 \text{ mg/lt} \times 1\text{kg}/10^6\text{mg} \\ &= 36634 \text{ kg.BOI}_5/\text{gün} \end{aligned}$$

Organik yükleme (Hacimsel yük)

$$36634 \text{ kg.BOD}_5 / 50700\text{m}^3 = 0,72\text{kg BOD}_5 / \text{gün.m}^3$$

Günde organik yüklemenin 2 kg/BOI₅/m³.gün 'e kadar çıkabileceği düşünülürse, bulunan hacmin uygun olduğu söylenebilir.

Çamur yükü (F/M oranı)

$$\begin{aligned} F / M &= S_o / x.t = 160 / 2400 \cdot 0,22 = 0,3\text{gün}^{-1} \\ &(\text{kg BOI}_5 / \text{kg MLVSS} \cdot \text{gün}) \end{aligned}$$

F / M = 0.2 ~ 0.4 olduğundan F / M = 0.3 uygundur.

Günlük olarak tesisten atılması gereken net çamur kütlesi (miktarı)

$$p_x = Y_{obs} \theta_{ort}(S_o - S) / 10^3.(\text{kg/gün})$$

$$Y_{obs} = Y / (1 + kd.\theta_c).$$

$$Y_{obs} = 0.6 / (1 + 0.06 \times 10) = 0.375$$

$$p_x = 0.375.(228960 \text{ m}^3/\text{gün}).(160 - 20) / 10^3$$

$$= 12020 \text{ kg/gün} \cdot \text{MLVSS}$$

$$= 12020 / 0.8 = 15025 \text{ kg/gün MLSS.}$$

-Sistemden atılacak çamur miktarının hesabı

Atılacak kütle(kg/gün) = (MLSS) miktarı - çıkış suyundaki askıdaki katılar.

$$= 15025(\text{kg/gün}) - 22896(\text{m}^3/\text{gün}) \times 0.022\text{kg/m}^3.$$

$$= 9987.9\text{kg/gün}$$

-Sistemden atılan çamur debisi

$$Q_c = v \cdot x / Q_w \cdot x_r + (Q - Q_w)x_e$$

$$Q - Q_w = Q_e$$

$$10\text{gün} = 50700.2,4 / (\theta_w \cdot 6 + 9540.24\text{saat/gün} \cdot 0,022\text{kg/m}^3)$$

$$121680 = 60 Q_w + 10(3453.12)$$

$$87148,6 = 60Q_w$$

$$Q_w = 1188.5 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Her bir havuzdan atılan çamur debisi;

$$Q_{wn} / 26 = 1188.5 \Rightarrow Q_{wn} = 45.7 \text{ m}^3/\text{gün}$$

-Çamur geri devir oranı

$$(Q + Q_r) = x_r \cdot Q_r$$

$$Q / Q_r = (x / x_r - x) \cdot 100 = (2400 / 6000 - 2400) \cdot 100 = \%67$$

-Geri dönderilen çamur debisi

$$Q_r / Q = 0.67 \Rightarrow Q_r = 0.67Q$$

$$Q_r = 0.67 \times 9540 = 6391.8 \text{ m}^3/\text{saat}.$$

$$= 153403.2 \text{ m}^3/\text{gün}$$

-Gerekli oksijen gereksinimi

$$(R_o)\text{kgO}_2/\text{gün} = (\theta(S_o - S) \cdot (10^3\text{g/kg})^{-1} / F) - 1,42(\text{px})$$

$$=(228960(160 - 6,2)(10^3\text{g/kg})^{-1} / F) - 1,42 \cdot 12020$$

$$= 51785.37 - 17068.4 = 34717 \text{ kg.O}_2/\text{gün} \text{ (Aritma ünitesinin bir günlük oksijen gereksinimi)}$$

$$=(1446.5 \text{ kgO}_2 \text{ saat}).$$

7.7.1.1.Oksijenlendirme Kapasiteleri

$$O_c = (R_o/\alpha).(C_s / (C_{s,T} - CL))(D_{10} / DT)^{1/2}$$

O_c =Havalandırma ekipmanının sahip olması gereken oksijenlendirme kapasitesi

α = Oksijen kullanım katsayısı (0.6~0.95)

(Difüze havalandırıcılar için $\alpha=0.8$ alınmıştır.)

R_o =Mikroorganizma oksijen gereksinimi (kg, O_2 /gün)

C_s =Standart şartlarda (minimum atıksu sıcaklığı 10°C için sudaki O_2 doygunluk konsantrasyonu (11.33mg/lit)

$C_{s,T}$ =Atıksuda (20°C) O_2 doygunluk konsantrasyonu(9.17 mg O_2 lt)

CL =Havalandırma havuzunda O_2 konsantrasyonu(2mg/lit)

D_{10}/DT =oksijenle su arasındaki moleküller difüzyon katsayısı (1)

Tesisin denizden yüksekliği =1250m

Oksijen çözünürlük düzeltme faktörü . (F_a)=0,875

$$H = 1250 \text{ cm}$$

$$C_s = C_s \times F_a = 11.33 \times 0.875 = 9.92 \text{ mg}/O_2.\text{gün.}$$

O_c = Oksijenlendirme kapasitesi

$$O_c = ((1446,5 / 0,8)(9,92 / (9,17 - 2))$$

$$= 2502 \text{ kg } O_2/\text{saat}$$

-Havalandırma Ekipmanı

Havalandırma; basınçlı hava ile çalışan PVC veya seramik brandol tipi poroz havalandırma tüpleriyle gerçekleştirilecektir.

- Her bir tüpün çapı 2.5 cm olup boyları 1m 'dir.

Tüplerin üzerindeki delik çapları 0.2mm olarak seçilmiştir.

q_A (tüplerin hava debisi)= $9m^3$ hava/1 m boru uzunluğu

Tüplerin tank tabanından yüksekliği = 0.5 m

Tüpün batma derinliği $D_i = 5.0 - 0.5 = 4.5m$ olur.

Oksijenin Spesifik emilme oranı(η') = %4.7 [17]

$\eta = D_i \times \eta' = 4.5 \times 4.7 / 100 = \%21.15$

-Havalandırma Hızı AR (m³hava/saat)

$AR = O_c \cdot 100 / \eta \cdot CA$

CA = Sdandart şartlarda hava içindeki oksijen konsantrasyonu

(Havanın yoğunluğu 1.201kg/m³. havadaki oksijen oranı %23.2)

$CA = 1.201 \text{ kg/m}^3 \times 0.232 = 0.28 \text{ kg.O}_2 / \text{m}^3.\text{hava}$ bulunur.

$AR = 2502 \cdot 100 / 21,15 \cdot 0,28 = 42249m^3\text{hava} / \text{saat}$

-Günlük hava gereksinimi

$H = 42249 \text{ m}^3\text{hava/saat} \cdot 24 \text{ saat/gün} = 1013981.8 \text{ m}^3$
hava/gün.

-Birim hacim için gerekli olan hava miktarı

$= 1013981,8 / 9540 \cdot 24 = 4,42 \text{ m}^3 \text{ hava} / \text{m}^3 \text{ atıksu}$

kg BOI₅ giderimi için hava gereksinimi

$= 1013981,8 / (160 - 6,2)(9540 \cdot 24)(10^3)^{-1} = 28,8m_3 \text{ hava} / \text{kg BOI}_5$

-Havalandırma tüpleri toplam uzunluğu

$$L_T = AR / q_A = 42249 / 9 = 4694,3\text{m olur.}$$

$$\text{Tank başına} = 4694,3 / 26 = 180,5\text{m} \cong 181\text{m}$$

Tüp boyu = 1m; Tüpler arası boşluk 0.50m 'dir.

$$x \cdot 1\text{m} \cdot 7.5 \cong 181$$

$$x = 24 \text{ tane}$$

$$\text{Tank başına} = 24 \cdot 1 \cdot 7.5 = 180 \text{ m}$$

$$L_{\text{Top}} = 180 \cdot 26 = 4680 \text{ m}$$

$$q_A = 42249 / 4680 = 9,02\text{m}^3 \text{ hava / saat.m}$$

-Havalandırma tankının havalandırılmasında tüketilen güç:
(NG) (Watt)

$$NG = O_q \cdot h_{\text{top}} \cdot \delta \cdot g \cdot (1/\eta)$$

$$O_q = \text{Toplam havalandırma hızı (m}^3 \text{ hava/saat)}$$

$$\delta = \text{Suyun yoğunluğu (1000 gr/lt)}$$

$$g = \text{Yerçekimi ivmesi (9.81 m/sn}^2\text{)}$$

$$h_{\text{top}} = \text{Havalandırma ekipmanında oluşan yük kaybı (Su sütunu cinsinden)}$$

$$\eta = \text{Motor ve blower'in toplam verimi (mss) (0.60)}$$

$$O_q = 42249 / 3600 = 11,74\text{m}^3 \text{ hava / sn}$$

$$h_{\text{Top}} = 4.50 + 1.0 = 5.50 \text{ mss}$$

$$NG = 11.74 \cdot 5.50 \cdot 1000 \cdot 9.81 \cdot (1/0,6) = 1055719 \text{ watt}$$

$$= 1056\text{Kw}$$

-Oksijenlendirme verimi OE (kgO₂ / kWsaat)

$$OE = O_c / NG$$

$$OC = (2502 / 3600)100 = 695 \text{ gO}_2 / \text{sn}$$

$$OE = 695 / 10555719 = 6,58 \cdot 10^{-4} \text{ gO}_2 / \text{kWsaat}$$

$$OE = 6.58 \times 10^{-4} \times 3600 = 2.37 \text{ kg O}_2 / \text{kWsaat}$$

-Birim hacim için tüketilen güç miktarı

$$E_g = NG / V = 1055719 / 50700 = 20,82 \text{ watt} / \text{m}^3$$

-Blower Ekipmanı

Havalandırma havuzlarının saatlik hava ihtiyacını karşılayacak (42249 m³hava/saat) 12 adet 4000 m³hava/saat kapasiteli blower gerekmektedir. Toplam blower kapasitesi = 48000 m³hava/saat

$$\text{Rezerv kapasitesi} = (48000 - 42249 / 48000) \cdot 100 = \%12$$

Aynı yöntemlerle diğer kademe yılı içinde hesaplar yapılmış ve sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

2013 yılı için

$$Q_{ort} = 7056 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$\text{Gerekli reaktör hacmi (Vt) } = 37044 \text{ m}^3$$

$$\text{Gerekli havuz hacmi (V)} = 5\text{m} \times 7.5\text{m} \times 52\text{m} = 1950 \text{ m}^3$$

$$\text{Havuz sayısı (n)} = 18 \text{ havuz}$$

$$\text{Toplam havuz hacmi (V)} = 1950 \times 18 = 35100 \text{ m}^3$$

Bekletme süresi

$$t_{ort} = V / Q_{ort} = 35100 / 7056 = 4.97 \text{ saat} \cong 5 \text{ saat} = (0,21 \text{ gün})$$

$$t_{\text{pro}} = V / Q_{\text{pro}} = 35100 / 8878 = 3.95 \text{ saat} \approx 4 \text{ saat} = (0.17 \text{ gün})$$

-Organik Yükleme (Hacimsel Yük) = $0.77 \text{ kg BOI}_5 / \text{gün m}^3$

-Çamur Yüğü (F/M oranı) = $0.32 \text{ gün}^{-1} (\text{kg BOI}_5 / \text{kg MLVSS gün})$

-Günlük olarak tesisten atılması gereken net çamur miktarı:

$$P_x = 8298 \text{ kg/gün MLVSS}$$

$$= 10372.3 \text{ kg/gün MLSS}$$

-Sistemden atılacak çamur miktarının hesabı:

$$\text{Atılacak kütle (kg/gün)} = 6646.7 \text{ kg/gün}$$

-Sistemden atılan çamur debisi:

$$Q_w = 1341.9 \text{ m}^3/\text{gün}$$

-Her bir havuzdan atılan çamur debisi

$$Q_{wn} / 18 = 1341.9 / 18 = 74.5 \text{ m}^3 / \text{gün}$$

-Çamur geri devir oranı

$$Q / Q_r = \%67$$

-Geri dönderilen çamur debisi

$$Q_r = 0.67 \times 7056 = 4727.5 \text{ cm}^3/\text{saat} = 11340.5 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$= 11340.5 \text{ m}^3/\text{gün}$$

-Gerekli oksijen gereksinimi

$$R_0 (\text{kg.O}_2/\text{gün}) = 26518.5 \text{ kg/O}_2.\text{gün} (1104.9 \text{ kg/O}_2 \text{ saat})$$

-Oksijenlendirme kapasitesi

$$O_c = 1911 \text{ kg.O}_2/\text{saat}$$

-Havalandırma ekipmanı

Yukarıda daha önce verilen verilere göre, 2028 yılı için yapılan hesaplarda verilen ekipmanların aynısı kullanılacak olup,

-Havalandırma hızı: AR

$$\begin{aligned} AR &= (1911 \cdot 100) / (21,15) \cdot (0,28) = 3226.5 \text{ m}^3 \text{ hava/saat} \\ &= 32270 \text{ m}^3 \text{ hava/saat} \end{aligned}$$

-Günlük hava gereksinimi

$$H = 32270 \times 24 = 774468 \text{ m}^3 \text{ hava/gün}$$

-Birim hacim için gerekli olan hava miktarı

$$= 774468 / 7056 \cdot 24 = 4,6 \text{ m}^3 \text{ hava/m}^3 \text{ atıksu}$$

- 1kg BOD₅ giderimi için hava gereksinimi

$$= (774468 / (160-6.2) \cdot (7056 \cdot 24)(10^3)^{-1} = 29.9 \text{ m}^3 \text{ hava / kgBOI}_5$$

-Havalandırma tüpleri toplam uzunluğu

$$LT = AR / qA = 32270 / 9 = 3585,5 \text{ m} \cong 3586 \text{ m}$$

$$\text{-Tank başına} = 3586 / 18 = 199 \text{ m}$$

Tüp boyu 1m; Tüpler arası boşluk 0.50 m dir.

$$x \cdot 1 \cdot 7.5 = 199 \text{ m}$$

$$x = 26 \text{ tane}$$

$$\text{Tank başına} = 26 \times 1 \times 7.5 = 195 \text{ m}$$

$$L_{\text{top}} = 195 \times 18 = 3510 \text{ m}$$

$$qA = 32270 / 3510 = 9,19 \text{ m}^3 \text{ hava / saat.m}$$

-Havalandırma tankının havalandırmasındaki tüketilen güç: (NG)
(watt)

$$NG = Oq \cdot h_{top} \cdot \rho \cdot g \cdot (1/\eta)$$

$$Oq = 32270 / 3600 = 8,96 \text{ m}^3 \text{ hava / saat}$$

$$h_{top} = 4.5 + 1.0 = 5.50 \text{ mss}$$

$$NG = 8.96 \times 5.50 \times 1000 \times 9.81 \times (1/60) = 806078 \text{ watt} = 806 \text{ Kw}$$

-Oksijenlendirme verimi OE (kgO₂/Kwsaat)

$$OE = O_c / NG$$

$$O_c = (1911 / 3600) \cdot 1000 = 531 \text{ gO}_2 / \text{sn}$$

$$OE = 531 / 806078 = 6,58 \cdot 10^{-4} \text{ gO}_2 / \text{kwsaat}$$

$$OE = 6,58 \cdot 10^{-4} \cdot 3600 = 2,37 \text{ kgO}_2 / \text{kwsaat}$$

$$E_q = NG / V = 806078 / 35100 = 22,9 \text{ watt} / \text{m}^3$$

-Blower Ekipmanı

Havalandırma havuzlarının saatlik hava ihtiyacını karşılayacak (32270 m³hava/saat) 9 adet 4000 m³hava/saat kapasiteli blower gerekmektedir.

$$\text{Toplam blower kapasitesi} = 36000 \text{ m}^3 \text{hava/saat}$$

$$\text{Rezerv kapasitesi} = [(6000 - 32270) / 36000] \cdot 100 = \%10$$

Birinci ve ikinci kademe havalandırma havuzu tasarım sonuçları çizelge 32'de verilmiştir.

Çizelge 32. Havalandırma Havuzu Tasarım Sonuçları

	2013				2028			
	max.	proje	ort.	min.	max.	proje	ort.	min.
Debi (m ³ /saat)	10886	8878	7056	2617	15372	12319	9540	3852
Devredeki Havuz Sayısı	18	18	18	18	26	26	26	26
Bekletme Süresi (saat)	3.22	4	5	13.4	3.2	4.1	5.3	13.6
Havuzla giren toplam debi (m ³ /saat) (%100 Q+Q _r)	15614	13606	11784	7345	21764	18711	15932	10244
Bekletme Süresi	2.25	2.58	2.98	4.8	2.33	2.7	3.18	4.9

7.7.1.2. Çıkış Kanalı

Havalandırma havuzlarından savaklanan atıksular havuzların çıkışında teşkil edilen çıkış kanalına boşalır.

Ünite çıkışında bir boruyla dağıtma merkezinde toplanan atıksular, son çökeltim ünitelerine basınçlı Ø700mm çelik borularla havuzun merkezinden son çökeltim ünitesine iletilecektir.

Çıkış Kanalı

$$Q_{\max} = (Q + Q_r) = 6 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q_{\min} = (Q + Q_r) = 2.8 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$Q = 1 / n \cdot R^{2/3} I^{1/2}$$

$$I = 1/1000 \quad n = 0.014$$

$$B = 3 \text{ m} \quad h = 2.2 \text{ m}$$

Çıkış Kanalındaki hız $V_{\max} \leq 1\text{m/sn}$

$$V_{\min} > 0.2 \text{ m/sn [11]}$$

$$V_{\max} = 6 / (3 \cdot 2,2) = 0,91 \text{ m / sn} < 1\text{m / sn olduğundan sağlar}$$

$$V_{\min} = 2.8 / (3 \cdot 2,2) = 0,43 \text{ m / sn} > 0,2 \text{ m / sn}$$

Havalandırma Havuzlu Dağıtma Merkezi Sonrası

Dağıtma merkezinde toplanan atıksular basınçlı Ø700 mm lik çelik borularla çökeltim havuzu merkezine iletilecektir.

Buna göre 2028 yılı max. debisinde;

$$n = 18 \text{ havuz}$$

Havuz başına birim debi

$$Q_{\text{HBmax}} = 6 / 18 = 0,33 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

$$Q_{\text{HBmin}} = 2,85 / 18 = 0.158 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

$$V_{\max} = 0,33 / (\pi(0,7)^2 / 4) = 0,86 \text{ m / sn} < 1\text{m / sn}$$

$$V_{\min} = 0,158 / (\pi(0,7)^2 / 4) = 0,41 \text{ m / sn} > 0,2 \text{ m / sn olduğundan sağlar}$$

7.7.2. II. Alternatif Yüksek Hızlı Damlatmalı Filtre Tasarımı

Tasarımda giriş BOI_5 değerinin %30 ' unun mekanik arıtma ünitelerinde giderildiği varsayılmıştır.

Damlatmalı filtre ünitelerine gelen BOI_5 miktarı

$$\text{Giriş } \text{BOI}_5 (S_0) = 228 \text{ mg/lt.}$$

$$\text{Çıkış } \text{BOI}_5 (S_e) = 20 \text{ mg/lt.}$$

$$228 \times 0,70 = 160 \text{ mg/lt.}$$

$$\text{Toplam verim} = (160 - 20 / 160) \cdot 100 = \%87,5$$

Tararım NRC = National Recerch Concil' e göre yapılacaktır. [18]

Geri dönüş oranı (R) = 0,5 ~ 3

R = 3 seçilmiştir.

Sivas kentsel atıksuyundaki BOI₅ degerinin, çok yüksek olmaması ve ikinci kademe maliyetinin yüksek olması sebebiyle tek kademeli filtre öngörölmüştür.

Birinci kademe için verim (E);

$$E_1 = 1 / (1 + 0,443(L / V \cdot F)^{1/2})$$

Burada;

E₁ = 1. kademe filtre ve çökeltme havuzu için BOI₅ giderme verimi

L = Birinci kademe filtreye resirkülasyon hariç BOI₅ yükü (kg/gün)

V = Filtre kademesinin hacmi (m³)

F = Geri devir faktörü

$$F = (1 + R) / (1 + 0,1R)^2$$

Tasarım ortalama debiye göre yapılacaktır.

2028 yılı için;

$$Q_{ort} = 2,65 \text{ m}^3/\text{sn} ; 9540 \text{ m}^3/\text{saat}; 228960 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Toplam verim = % 87,5

Geri devir faktörü

$$F = 1 + 3 / (1 + 0,1 \cdot 3)^2 = 2,37$$

$$\begin{aligned} \text{BOI}_5 \text{ yükü (L)} &= 0,16 \text{ kg/m}^3 \times 2,65 \text{ m}^3/\text{sn} = 0,424 \text{ kg/sn} \\ &= 36634 \text{ kg/gün} \end{aligned}$$

Filtre Hacmi (V) (m³)

$$0,875 = 1 / (1 + 0,443(36634/V \cdot 2,37)^{1/2})$$

$$V = 148641 \text{ m}^3$$

Filtre yatak yüksekliği (h) = 0,9 ~ 2,4 [18]

h = 2,4 m. seçilmiştir.

Toplam yüzey alanı (A_T) = 14,8 / 2,4 = 61934 m²

YHY = 10 ~ 30 m³/m²/gün arasında olmalıdır.

$$YHY = Q(1+R) / A_T = ((2,65 / (1+3)) / 61934) \cdot 86400 = 14,8 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{gün}$$

$$D = 39 \text{ m} < 40 \text{ m.}$$

Buna göre her bir havuz alanı;

$$A = \pi D^2 / 4 = \pi(39)^2 / 4 = 1194 \text{ m}^2$$

$$\text{Havuz sayısı (n)} = 61934 / 1194 = 51,8 \cong 52 \text{ adet havuz}$$

2028 yılında 39 m çaplı 52 adet (damlatmalı filtre)

$$HOY = (S_0 \cdot Q + R \cdot Q \cdot S_0) / V$$

$$HOY = 0,3 - 1 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot \text{gün} \text{ arasında olmalıdır.}$$

$$\text{Havuz başına düşen debi} = 228960 \text{ m}^3 / \text{gün} / 52 = 4403 \text{ m}^3 / \text{gün}$$

$$\begin{aligned} HOY &= (0,160 \cdot 4403 + (3 \cdot 4403 \cdot 0,02)) / (148641 / 52) \\ &= 0,34 \text{ kgBOI} / \text{m}^3 \cdot \text{gün} \end{aligned}$$

2013 yılı için

$$Q_{ort} = 1.96 \text{ m}^3 / \text{sn} ; 7056 \text{ m}^3 / \text{saat} ; 169344 \text{ m}^3 / \text{gün}$$

$$S_0 = 228 \text{ mg} / \text{lt} (\text{BOI}_5)$$

$$S = 20 \text{ mg} / \text{lt} (\text{BOI}_5)$$

Damlatmalı filtre ünitelerine gelen $\text{BOI}_5 = 160 \text{ mg} / \text{lt.}$

Toplam verim = % 87.5

$$F = 2.37$$

$$\begin{aligned} \text{BOI}_5 \text{ yükü (L)} &= 0.160 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot 1.96 \text{ m}^3 / \text{sn} = 0.13136 \text{ kg} / \text{sn} \\ &= 27095 \text{ kg} / \text{gün} \end{aligned}$$

Filtre hacmi $V(m^3)$

$$0,875 = 1 / (1 + 0,448 (27095 / V \cdot 2 \cdot 37)^{1/2})$$

$$V = 109937 \text{ m}^3$$

$$\text{Toplam yüzey alanı } (A_T) = 109937 / 2,4 = 45807 \text{ m}^2$$

$$YHY = Q(1 + R) / A_T = 1,96 (1 + 3) / 45807 = 14,79 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{gün}$$

$$D = 39 \text{ m.}$$

$$A = 1149 \text{ m}^2$$

$$\text{Havuz sayısı } (n) = 45807 / 1194 = 38 \text{ adet (damlatmalı filtre)}$$

$$HOY = 0.34 \text{ kgBOI}/\text{m}^3\text{gün}$$

7.7.2.1. Dağıtıcı Yapısının Boyutlandırılması

2028 yılı

Etkin Akıtma Kuvveti

$F = Q_A / a \cdot r$ eşitliğiyle dağıtıcının boyutlandırılması yapılır.

a = Dönen kol sayısı

r = Saatteki devir sayısı

F = Akıtma kuvveti (mm/doz)

Q_A = YHY (mm/saat)

Sistemlerde genellikle 2 ~ 6 kollu, 50 ~ 400 dw/saat dönme hızı ve akıtma hızı 2~6 mm/doz arasında olmalıdır.

Seçilen sistemin saatteki devir sayısı(r)

$$F = 3\text{mm}/\text{doz}$$

$$q = 4 \text{ kol}$$

$$YHY (Q_A) = 14.8 \text{ m}/\text{gün} = 616 \text{ mm}/\text{saat}$$

$$r = Q_A / F \cdot a \Rightarrow r = (616) / (3 \cdot 4) = 51,40 \text{ dev} / \text{saat}$$

Temas süresi

$$t = k.H.Q_A^{-2/3}$$

t temas süresi (t) dakika

$$k = 25.8$$

H = Yatak yüksekliği (m)

$$Q_A = YHY \text{ m/saat}$$

$$t = 25.8 \times 2.4(0.62)^{-2/3} \text{ m/saat}$$

$$t = 85.16 \text{ dak.} = 1.42 \text{ dak.}$$

Sistemin dağıtıcı kollarını döndürmek için gerekli olan güç yada kod farkından doğan etki şöyle hesaplanır.

$$F = (\gamma / g) \cdot V \cdot Q$$

F = Kolu döndürmek için gerekli güç (kg) kuvvet.

γ = Suyun yoğunluğu (ton/m³)

V = Suyun çıkış hızı (m/sn)

Q = Sistemdeki minimum debi (m³/sn)

$$g = 9.81 \text{ m}^2 / \text{sn}$$

5 < V(m/sn) < 15 arasında olmalıdır.

V = 5 m/sn alınmıştır.

$$Q_{\min} = 1,07 \text{ m}^3/\text{sn}/52 = 0,02 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$F = (1 / 9,81) \cdot 5 \cdot 0,02 = 0,0105 \text{ ton} = 10,5 \text{ kg}$$

2013 yılıEtkin Akıtma Kuvveti

$$r = 51.40 \text{ dev/saat}$$

Temas Süresi

$$t = 1.42 \text{ dk.}$$

Kolu döndürmek için gerekli güç

$$F = 9.8 \text{ kg.}$$

7.7.2.2. Y.H.D.F. Enerji Gereksinimi Hesapları

Damlatmalı filtrelerde, atıksular dağıtıcı mekanizmaya dozlama tankında bulunan bir şamandıra ile otomatik olarak kontrol edilebilir bir pompa vasıtasıyla verilecektir.

- Dağıtıcı kolun tabanı ile filtre yatağının üstü arasında 15 ile 22,5 cm arasında hava payı bırakılmalıdır.
- Dağıtıcı kollar boyunca hidrolik yük kaybı 0,6-1 m arasında olmalıdır [9].

2028 yılı için

- Filtre yatak yüksekliği (h) 2,4m,
- Hava payı 0,2 m,
- Pompa haznesindeki su seviyesi ile dağıtım kollarının arasındaki yük kaybı 0,6 m

Sürekli yük kaybı(ΣH_k) = 2m. kabulü ile,

$$\begin{aligned} H_{\text{manometrik}} &= 3,2 + H_k + (V^2 / 2g) \\ &= 3,2 + 2 + (5^2 / 19,62) \quad [V=5 \text{ m/sn}] \\ &= 6,47 \text{ m.} \end{aligned}$$

Pompa debisi (Q_{PT});

$$Q_{PT} = Q_{\text{ort}} + 3 \cdot Q_{\text{ort}} = 2,65 + (3 \cdot 2,65) = 10,6 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

$$52 \text{ adet pompa olacağı için } Q_1 = 10,6 / 52 = 0,204 \text{ m}^3 / \text{sn}$$

-Güç gereksinimi (B.G)

$$\begin{aligned} N \text{ (B.B)} &= (H \cdot Q \cdot \gamma) / (75 \cdot n_{\text{pom}}) \\ &= (6,47 \cdot 0,204 \cdot 1) / (75 \cdot 0,7) = 0,025 \text{ BG} \end{aligned}$$

Güç greksinimi (kW.saat/gün) ;

$$N_{\text{motor}} = 0,736 \cdot N(\text{BG}) / n_{\text{motor}} = 0,736 \cdot 0,025 / 0,95 = 0,0194 \text{ kW}$$

$$(52 \text{ adet D.F için}) \quad 0,0194 \cdot 52 = 1 \text{ kW}$$

Toplam güç gereksinimi (kWsaat/gün = 1 . 24 = 24 kWsaat /gün.

2013 yılı için

$$Q_{PT} = 1,96 + (3 \cdot 1,96) = 7,81 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$38 \text{ adet pompa olacağı için } Q_1 = 7,81 / 38 = 0,205 \text{ m}^3/\text{sn}$$

Güç gereksinimi (B.G.)

$$N \text{ (B.B)} = (H \cdot Q \cdot \gamma) / (75 \cdot \eta_{\text{pom}})$$

$$= (6,47 \cdot 0,205 \cdot 1) / (75 \cdot 0,7) = 0,025 \text{ BG}$$

Güç greksinimi (kW.saat/gün) ;

$$N_{\text{motor}} = 0,736 \cdot N(\text{BG}) / \eta_{\text{motor}} = 0,736 \cdot 0,025 / 0,95 = 0,0196 \text{ kW}$$

$$(38 \text{ adet D.F için}) \quad 0,0196 \cdot 38 = 0,745 \text{ kW}$$

$$\text{Toplam güç gereksinimi (kWsaat/gün} = 0,745 \cdot 24 = 17,9$$

kWsaat/ gün.

Birinci ve ikinci kademe damlatmalı filtre tasarım sonuçları
Çizelge 33'de verilmiştir.

Çizelge 33. Yüksek Hızlı Damalatmalı Filtre Tasarım Sonuçları

	2028				2013			
	max	proje	ort	min	max	proje	ort	min
Debi (m ³ /sn)	4.27	3.42	2.65	1.07	3.024	2.46	1.96	0.727
D.F Adedi	52	52	52	52	38	38	38	38
YHY m ³ /m ² gün	23.8	19.08	14.8	5.9	22.81	18.5	14.8	5.48
HOY kgBOI ₇ /m ³ gün	0.54	0.43	0.34	0.13	0.52	0.42	0.34	0.12
Sistemin saatteki devir sayısı dev/saat	82.6	66.24	51.4	20.5	79.2	64.2	51.4	19
Temas süresi (dk)	1.04	1.13	1.42	2.6	1.07	1.23	1.42	2.74

7.8. Aktif Çamur Sonrası Son Çökeltim Havuzu Tasarımı

Sivas şehri için 2028 yılında toplam 18 adet çökeltim havuzu tesis edilmiş olup 2013 yılında 12 adeti devreye girecektir.

Dairesel kesitli son çökeltim havuzunda savaktan önce havuz çevresi boyunca yüzücü maddelerin savaklanmaması için dalgıç perdeler konulacaktır. Dalgıç perdeler ortalama su derinliğinin yarısı ($h_{ort}/2$) yüksekliğinde inşa edilecektir. Ayrıca son çökeltim havuzu içerisinde biriken çamurların çamur toplama haznesinde toplanması amacıyla merkez tahrikli ve ort (2-5 cm/sn) 3 cm/sn lik dönüş hızına sahip sıyrıcılar kullanılacaktır.

Son Çökeltim Havuzu Boyutları

Havuz Çapı (D) = 29 m

Dağıtım yapısı çapı (D_i) = 4 m

Havuz taban eğimi (J) = 1/10

Kenar su yüksekliği (h_u) = 2.52 m

Ortalama su yüksekliği (H_{ort}) = 3 m

Yüzey alanı = 660m²

Toplam havuz hacmi = 1980 m³

Çamur toplama haznesi hacmi = 34.6 m³

7.8.1. Son Çökeltme Tankı

Aktif çamur çökeltme havuzunun işlevi karışım suyundan aktif çamurun ayrılmasıdır.

Aktif çamurun çökmesinde kullanılan havuzlar, genellikle dairesel, radyal akışlı ünitelerdir. Karışım suyu bir dağıtma haznesi vasıtasıyla havuzun merkezinden koni biçiminde bir toplama hunisine sıyrılır. Havuz tabanı genellikle merkeze doğru eğimlidir.

-Dairesel havuzlarda taban eğimi genellikle 5-15° arasında olmalıdır.

-Havuz çapı, havuz çevresinden merkeze çamurun iletilmesi için gerekli süre dikkate alınarak 30 m 'den fazla olmamalı.

-Savak yükü 250 m³/m/gün 'ü geçmemelidir.

Sivas şehri son çökeltme havuzları olarak dairesel, düşey akışlı havuzlar kullanılacak olup, havuz tabanında biriken çamur, çamur sıyrıcılar ile ortadaki çamur toplama haznesinde toplanarak sürekli olarak çekilerek, fasılalı olarak geri döndürülecektir.

Çizelge 34. Son Çökeltme Havuzları İçin Tipik Dizayn Kriterleri [18]

Arıtma Tipi	Hidrolik Yükleme m ³ /m ² /gün		Katı Yükleme kg/m ² /saat		Derinlik
	ortalama	maximu	ortalama	maximu	
	a	m	a	m	
D.F. takip eden çökeltme	16-24	40-48	3-5	8	3-4.5
A.Ç. takip eden çökeltme	16-32	40-48	3-6	9	3.5-5

2028 yılı Q_{max} 'ına göre son çökeltim havuzu tasarımı,

$$Q_{max} = 15372 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Havuz çapı (D) = 29 m

Havuz ortalama derinliği (h) = 3 m (Çizelge 34)

YHY = 1,3 m³/m²/saat

Havuz yüzey alanı (A) = $\pi D^2 / 4 = \pi(29)^2 / 4 = 660 \text{ m}^2$

Havuz hacmi (V) = 660 x 3 = 1980 m³

Havuz sayısı (n) \Rightarrow YHY = (Q / n) / A

$$1,3 = (15372 / n) / 660 = 17,9 \cong 18 \text{ adet havuz}$$

(18 havuz için) YHY = (15372 / 18) / 660 = 1,29 m³/m²/saat

Yüzeysel çamur yükü (Q_r / A) = (0,67 . 15372 / 18) / 660 = 0,86
m³/m²/saat

Bekleme süresi (t_{max});

$$t_{\max} = V / Q \Rightarrow t = 1980 / (15372 / 18) = 2,32 \text{ saat}$$

$$t_{\min} = V / Q \Rightarrow t = 1980 / (3852 / 18) = 9,26 \text{ saat}$$

2013 yılı için Q_{max} 'ına göre son çökeltim havuzunu tasarımı,

$$Q_{\max} = 10886 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Havuz çapı (D) = 29 m

Havuz ortalama derinliği (h) = 3m

YHY = 1.3 m³/m²/saat

Havuz yüzey alanı (A) = 660 m²

Havuz hacmi (V) = 660 x 3 = 1980 m³

Havuz sayısı (n) \Rightarrow YHY = (Q / n) / A

$$1,3 = (10886 / n) / 660 \cong 12 \text{ adet havuz}$$

(12 havuz için) YHY = (10886 / 12) / 660 = 1,37 m³/m²/saat

Yüzeysel çamur yükü (Q_r / A) = (0,67 . 10886 / 12) / 660 = 0,92
m³/m²/saat

Bekleme süresi (t_{max});

$$t_{\max} = V / Q \Rightarrow t = 1980 / (10886 / 12) = 2,18 \text{ saat}$$

$$t_{\min} = V / Q \Rightarrow t = 1980 / (2617 / 12) = 9,08 \text{ saat}$$

7.8.2. Çıkış Savaklarının Tasarımı

Durgun su toplama savakları, 90° "V" çentikli ayarlanabilir savaklardan teşkil edilmiştir.

Havuzda teşkil edilen 90°, aralıklı "V" çentik sayısı

$$\text{Havuz çevresi} \Rightarrow \pi D = \pi (29) = 91.06 \text{ m}$$

İki üçgen savak arası mesafe = 0.20 m

$$\text{Savak sayısı} = 91.06\text{m}/0.20\text{m} = 455 \text{ adet}$$

Her bir savaktan geçen maximum debi = q

2028 yılı için

$$Q_{\max} = 15372 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$q = (15372 / 18 / 3600) / 455 = 5,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sn} = 0,52 \text{ lt/sn}$$

Savak yükü; q_s

$$q_s = (15372 / 18 / 91,06) = 9,38 \text{ m}^3/\text{saat.m} = 2,6 < 2,9 \text{ lt/snm}$$

Savak su yüksekliği

$$q = (C_e (8 / 15) \text{tg}\alpha (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{5/2})$$

$$0,52 = 0,6 (8 / 15) \text{tg}45(2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot h^{5/2} \quad ; \quad h = 0,042 \text{ m} = 4,2 \text{ cm}$$

2013 yılı için

$$Q_{\max} = 10886 \text{ m}^3 / \text{saat}$$

Savak sayısı 455 adet

Her bir savaktan geçen max debi = q

$$q = (10886 / 12) \cdot 3600 / 455 = 5,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sn} = 0,55 \text{ lt/sn}$$

Savak yükü ;qs

$$qs = (10886 / 12 / 91,06) = 9,96 \text{ m}^3/\text{saat.m} = 2,76 < 2,9 \text{ lt/sn}$$

Savak su yüksekliği

$$q = (C_e(8 / 15) \text{ tg}\alpha(2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{5/2})$$

$$0,55 = 0,6 (8 / 15) \text{ tg}45(2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot h^{5/2} \quad ; \quad h = 4,25 \text{ cm}$$

Çizelge 35. Aktif Çamur Sonrası Son Çökeltim Havuzu Tasarım Sonuçları

	2013				2028			
	max.	proje	ort.	min.	max.	proje	ort.	min.
Debi (m ³ /saat)	10886	8876	7056	2617	1537 2	1231 9	9540	3852
Devredeki Havuz Sayısı	12	12	12	12	18	18	18	18
YHY (m ³ /m ² .saat)	1.37	1.12	0.89	0.33	1.29	1.04	0.80	0.33
Bekleme Süresi (saat)	2.18	2.68	3.37	9.08	2.31	2.89	3.74	9.26
Savak Yükü lt/sn.m > 2,9 lt/sn.m	2.76	2.26	1.79	0.67	2.6	2.09	1.62	0.65

7.8.3. Çamur Miktarının Hesabı

S₀: Giriş BOI₅ kg/gün (5 gün 20°C)

X₀: Giriş süspanse katı madde (SS), kg/gün

h: Ön çökeltimde giderilemeyen BOI₅ yüzdesi

i: Damlatmalı filtre veya Aktif çamur tesislerinde giderilemeyen BOI₅

x_e : Tesis çıkışı süspanse katı madde kg/gün

k: Ön çökeltimde giderilen X_0

j: Çürütmede giderilemeyen katı madde yüzdesi

Δx = Biyolojik faaliyet ile üretilen net katı madde kg/saat

Y = Verim = $\Delta x / \Delta s$

Δs = Giderilen $BOD_5 \Rightarrow \Delta s = hS_0 - ihS_0$

$\Delta x = [(1-k) x_0] - x_e + \Delta s \cdot Y \cdot 10^{-3} \cdot \theta_{max}$

$\theta_{max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn}$ (2028 yılı için)

$S_0 = 228 \text{ mg/l}$

$X_0 = 200 \text{ mg/l}$

$S = 20 \text{ mg/l}$

$x_e = 22 \text{ mg/l}$

$i = 0.1$ iyi işletilen aktif çamur tesislerinde

$i = 0.2$ damlatmalı filtrelerde

$Y = 0.5$ Aktif çamur için

$Y = 0.2$ Damlatmalı filtre için

KM = %2.

$(1 - k) x_0 = (1 - 0.60) 200 = 80 \text{ mg/l}$

$x_e = 22 \text{ mg/l}$

$\Delta s = 0.7 \cdot 228 - 0.1 \cdot 0.70 \cdot 228 = 159.6 - 15.96 = 143.64$

$\Delta x = [(80 - 22) + 143.64 \cdot 0.5] \cdot 10^{-3} \cdot 3680.28 \text{ m}^3/\text{gün}$

$\Delta x = 47894.2 \text{ kg/gün}$

KM = %2 kabulü ile

$$V_{\text{çamur}} = (47894,2 / (0,02 \cdot 1.02 \text{ ton/m}^3) \cdot 103 \text{ kg/ton}) = 2347,76 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Her bir havuza düşen çamur miktarı,

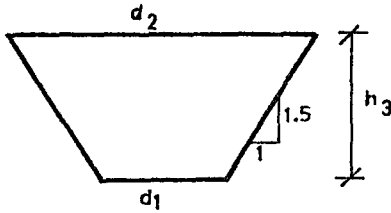
$$V_{\text{ç}} = (2347,76 / 18) = 130,4 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Çamur alıkonma süresi 6 saat kabulü ile çamur toplama haznesi hacmi;

$$V_{\text{ç}} = 32.6 \text{ m}^3$$

Aynı hesaplar 2013 yılı içinde yapılmış olup çamur alıkonma süresi 6 saat kabulü ile $V_{ÇT}$ haznesi hacmi $V_{ÇT} = 34.6 \text{ m}^3$ bulunmuştur.

Buna göre çamur toplama haznesi $V_{ÇT} = 34.6 \text{ m}^3$ 'e göre boyutlandırılacaktır.



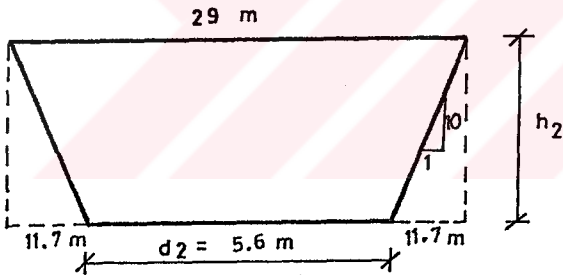
$d_1 = 1 \text{ m}$ kabul edilmiştir.

$$V = \left(\frac{\pi \cdot h}{12} \right) (d_2^2 + d_1 \cdot d_2 + d_1^2)$$

$$1 / 1.5 = ((d_2 - 1) / 2) / h_3 \Rightarrow h_3 = 0.75 (d_2 - 1)$$

$$34.6 \text{ m}^3 = (3.14 (0.75(d_2 - 1)) / 12) \cdot (d_2^2 + d_1 \cdot d_2 + d_1^2)$$

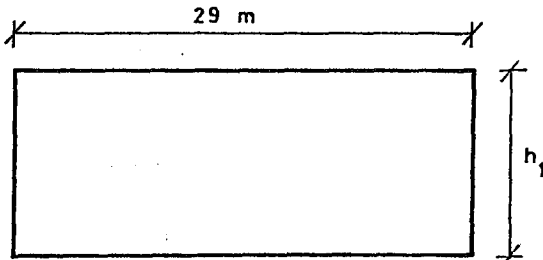
$$d_2 = 5.6 \text{ m}, \quad h = 3.45 \text{ m}$$



$$(1/10) = (h_2/11.7)$$

$$V_2 = \pi h / 12 (d_2^2 + d_1 \cdot d_2 + d_1^2)$$

$$V_2 = 310.4 \text{ m}^3$$



$$V_1 = (\pi D^2 / 4) \cdot h_1 = (3.14 (29)^2 / 4) \cdot h_1 \Rightarrow V_{\text{top}} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = 1980 - 310.4 = 1670 \text{ m}^3$$

$$h = 2.53 \text{ m}$$

$$h_{\text{ort}} = (2 / 3) r \text{ mesafede elde edilecek (3m)}$$

$$r = D / 2 = 29 / 2 = 14.5 \text{ m}$$

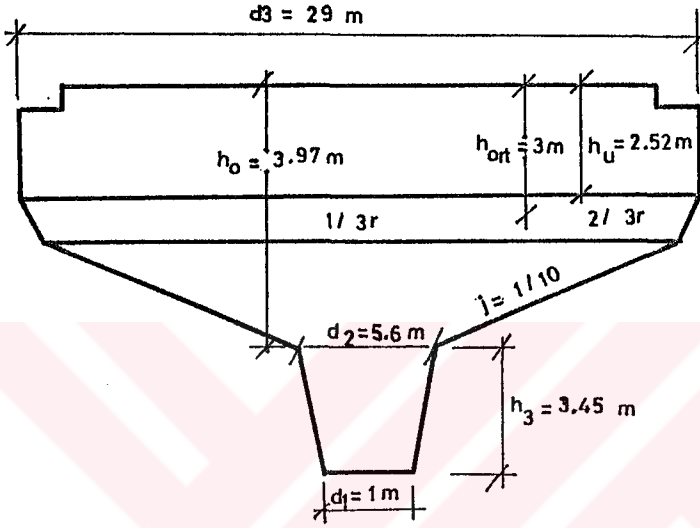
$$h_0 = h_{\text{ort}} + J \cdot (2 / 3) \cdot r = 3 + (1 / 10) \cdot (2 / 3) \cdot 14.5$$

$$h_0 = 3.97 \text{ m}$$

$$h_u = h_{ort} - 3 \cdot (1/3) \cdot r = 3 - (1/10) \cdot (1/3) \cdot 14.5$$

$$h_u = 2.52 \text{ m} \cong h_1$$

$$D_3 = 29 \text{ m}$$



Şekil 15. Aktif Çamur Son Çökeltim Havuzu Kesiti

7.8.4. Çökeltim Havuzu Çıkış Kanalları

Son çökeltim havuzundan savaklanan sular son çökeltim havuzu etrafındaki kanalda toplanıp, çelik borularla toplama ünitesine iletilecek, buradan Klorlama Ünitesine pompalanacaktır.

7.9. Damlatmalı Filtre Sonrası Çökeltim Havuzu Tasarımı

2028 yılı Q_{max} 'ına göre son çökeltim havuzu tasarımı;

$$Q_{max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn}; 15372 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Geri devir oranını da hesaba kattığımızda

$$R = 3 \Rightarrow Q_{max} = 4.27 \cdot (1 + 3) = 17.08 \text{ m}^3/\text{sn}$$

$$\text{Havuz çapı (D)} = 40 \text{ m}$$

Havuz ortalama derinliği (h) =3 m

YHY = 1.53 m³/m²saat

$$\text{Toplam yüzey alanı (A}_T) = Q_{\text{max}} / \text{YHY} = 17.08 \times 3600 / 1.53 \\ = 40188 \text{ m}^2$$

$$\text{Toplam havuz hacmi (V}_t) = 40188 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 120564 \text{ m}^3$$

$V = 120564 \text{ m}^3 \Rightarrow$ Bekletme Süresi (t);

$$t_{\text{max}} = V / Q = ((120564 / (17,08 \cdot 3600)) = 1,96 \text{ saat}$$

$$t_{\text{min}} = V / Q = ((120564 / (17,08 \cdot 3600)) = 7,8 \text{ saat}$$

$$\text{Havuz yüzey alanı (A)} = \pi D^2 / 4 = 3,14 (40)^2 / 4 = 1256 \text{ m}^2$$

$$\text{Havuz sayısı (n)} = A_T / A = 40188 / 1256 = 32 \text{ adet havuz}$$

$$\text{Yüzeysel amur yükü (Q}_r / A) = ((4 \cdot 4,27 \cdot 3600 / 32) / 1256 = 1,53 \\ \text{m}^3/\text{m}^2\text{saat}$$

2013 yılı, Q_{max} 'ına göre son keltim havuzu tasarımı

$$Q_{\text{max}} = 3.024 \text{ m}^3/\text{sn}; 10886.4 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$R = 3 \Rightarrow Q_{\text{max}} = (1 + R) Q = 4.(10886,4) = 43545,6 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Havuz apı (D) = 40 m

Havuz ortalama derinliği (h) = 3 m

YHY= 1.53 m³/m².saat

$$\text{Toplam yüzey alanı (A}_T) = 43545,6 / 1.53 = 28461.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Toplam havuz hacmi (V}_t) = 28461.2 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 85383.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Bekleme süresi (t}_{\text{max}}) = V / Q = (85383,6 / 43545,6) = 1,96 \text{ saat}$$

$$\text{Bekleme süresi (t}_{\text{min}}) = V / Q = (85383,6 / 10468,8) = 8.15 \text{ saat}$$

$$\text{Havuz yüzey alanı (A)} = 1256 \text{ m}^2$$

$$\text{Havuz sayısı (n)} = 28461,2 / 1256 = 22,6 = 22 \text{ adet}$$

$$(22 \text{ Havuz için}) \text{YHY} = 43545,6 / 28461,2 = 1,53 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{saat}$$

$$\text{Yüzeysel amur yükü (Q}_r/A) = ((4 \cdot 3,024 \cdot 3600) / 22) / 1256 = 1,58 \\ \text{m}^3/\text{m}^2\text{saat}$$

7.9.1. Çıkış Savaklarının Tasarımı

Durgun su toplama savakları, 90° "V" çentikli ayarlanabilir savaklardan teşkil edilmiştir.

Havuzda teşkil edilen 90o aralıklı "V" çentik sayısı

$$\text{Havuz çevresi} \Rightarrow \pi D = \pi(40) = 125.6 \text{ m}$$

İki üçgen savak arası mesafe = 0.20 m

$$\text{Savak sayısı} = 125.6 \text{ m} / 0.20 = 628 \text{ adet}$$

Her bir savaktan geçen maximum debi = q;

2028 yılı için

$$2028 \text{ yılı } Q_{\max} = 4.27 \times 3600 = 15372 \text{ m}^3/\text{saat}$$

$$q = ((4,27 / 32) / 628) = 2,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sn} = 0,22 \text{ lt/sn}$$

Savak yükü; qs

$$qs = (15372 / 32) / 125,6 = 3,82 \text{ m}^3/\text{saat.m} = 1,06 \text{ lt/sn.m}$$

Savak su yüksekliği;

$$q = C_e (8 / 15) \text{ tg}\alpha(2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{5/2}$$

$$0,22 = 0,6 (8 / 15) \text{ tg}45 (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot h^{5/2} \quad ; \quad h = 0,48 \text{ m.}$$

2013 yılı için;

$$Q_{\max} = 10886 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Savak sayısı 628 adet

Her bir savaktan geçen max debi = q

$$q = (3,024 / 22) / 628 = 2,19 \text{ m}^3/\text{sn} = 0,22 \text{ lt/sn}$$

Savak yükü; qs

$$q_s = (10886 / 22) / 125,6 = 3,94 \text{ m}^3/\text{saat.m} = 1,09 \text{ lt/sn.m}$$

Savak su yüksekliği;

$$q = C_e (8 / 15) \text{tg}\alpha(2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{5/2}$$

$$0,22 = 0,6 (8 / 15) \text{tg}45 (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot h^{5/2} ; \quad h = 0,47\text{m}$$

Birinci ve ikinci kademe damlatmalı filtre son çökeltim havuzu tasarım sonuçları Çizelge 36' da verilmiştir.

Çizelge 36. Damlatmalı Filtre Sonrası Son Çökeltim Havuzu
Tasarım Sonuçları

	2013				2028			
	max.	proje	ort.	min.	max.	proje	ort.	min.
Debi (m ³ /saat)	1088 6	8876	7056	2617	15372	12319	9540	3852
Devredeki Havuz Sayısı (n)	22	22	22	22	32	32	32	32
Geri devir debisi (%100,Q+(1+r)Q) m ³ /saat	4354 6	3550 4	28224	1046 8	61488	49276	38160	1540 8
YHY (m ³ /m ² /saat)	1.53	1.28	1.02	0.38	1.53	1.23	0.95	0.38
Bekletme Süresi	1.96	2.35	2.95	8.15	1.96	2.45	3.15	7.8
Savak yükü lt/sn.m >2,9 lt/sn.m	1.09	0.89	0.71	0.26	1.06	0.85	0.66	0.27

7.9.2. Çamur Miktarının Hesabı

S₀ : Giriş BOI₅ (kg/gün)

x₀ : Giriş süspanse katı madde (SS)(kg/gün)

h : Ön çökeltimde giderilemeyen BOI₅

i : Damlatmalı filtre tesislerinde giderilemeyen BOI₅

x_e : Tesis çıkışı süspanse katı madde (kg/gün)

k = Ön çökeltimde giderilen katı madde yüzdesi

Δx = Biyolojik faaliyet ile üretilen net katı madde (kg/saat)

Y = Verim = $\Delta x / \Delta s$

$\Delta x = [(1 - k) x_0] - x_e + \Delta s \cdot Y] \cdot 10^{-3} \cdot Q_{\max}$

$Q_{\max} = 4.27 \text{ m}^3/\text{sn}$ (2028 yılı için) = 368928 $\text{m}^3/\text{gün}$

$S_0 = 228 \text{ mg/lt}$ (BOI_5)

$x_0 = 200 \text{ mg/lt}$ (AKM)

$k = 0.60$

$h = 0.70$

$S = 20 \text{ mg/lt}$

$x_e = 22 \text{ mg/lt}$

$i = 0.2$

$Y = 0.2$

KM = %5

$(1 - k) x_0 = (1 - 0.60) 200 = 80 \text{ mg/lt}$

$x_e = 22 \text{ mg/lt}$

$\Delta s = 0.7 \times 228 - 0.2 \cdot 0.70 \cdot 228 = 159.6 - 31.92 = 127.68 \text{ mg/lt}$

$\Delta x = [(80 - 22) + 127.68 \cdot 0.2] \cdot 10^{-3} \cdot 368928$

$\Delta x = 30818.77 \text{ kg /gün}$

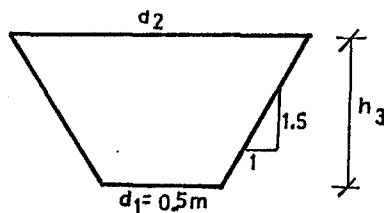
$V_{\text{çamur}} = (30818,77 / (0,05 \cdot 1,02 \text{ ton/m}^3)) \cdot 103 \text{ kg/ton}) = 604,29 \text{ m}^3/\text{gün}$

Her bir havuza düşen çamur miktarı

$V_{\text{ç}} = 604,29 / 32 = 18,9 \text{ m}^3/\text{gün}$

Aynı hesaplar 2013 yılı içinde yapılmış olup $V_{\text{ÇT}}$ haznesi hacmi $V_{\text{ÇT}} 19.4 \text{ m}^3/\text{gün}$ bulunmuştur.

Buna göre, çamur toplama haznesi $19.4 \text{ m}^3/\text{gün}$ göre boyutlandırılacaktır.



$d_1 = 0,5 \text{ m.}$ kabul edilmiştir.

$$V = \pi h / 12 \cdot (d_2^2 + d_1 d_2 + d_1^2)$$

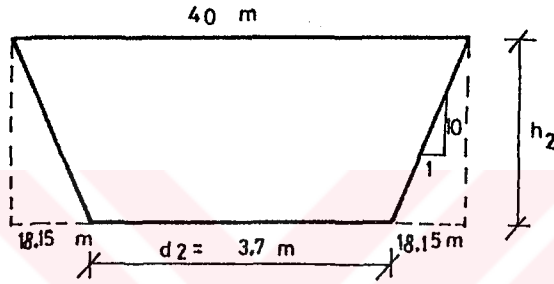
$$1 / 1,5 = ((d_2 - 0,5) / 2) / h_3 \quad h_3 = 0,75 (d_2 - 0,5)$$

Çamur alıkonma süresinin 12 saat kabulü ile toplama haznesi hacmi;

$$19,4 \text{ m}^3/\text{gün} \cdot 12 \text{ saat} (1 \text{ gün} / 24 \text{ saat}) = 9,7 \text{ m}^3$$

$$9,7 = 3,14 (0,75 \cdot (d_2 - 0,5)) / 12 \cdot (d_2^2 + d_1 d_2 + d_1^2)$$

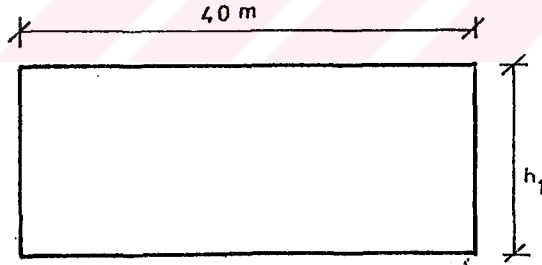
$$d_2 = 3,68 \text{ m} = 3,7 \text{ m}, \quad h_3 = 2,4 \text{ m}$$



$$V_2 = (\pi h / 12) (d_3^2 + d_3 d_2 + d_2^2)$$

$$V_2 = (3,14 \times 1,815 / 12) ((40)^2 + (40 \times 3,7) + (3,7)^2)$$

$$V_2 = 836,67 \text{ m}^3$$



$$V_1 = ((\pi D^2) / 4) \cdot h_1$$

$$V_{\text{Top}} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = V_{\text{Top}} - V_2$$

$$V_1 = 3881 - 837 = 3044 \text{ m}^3 \Rightarrow 3044 \text{ m}^3 = (3,14(40)^2 / 4) \cdot h_1$$

$$h_1 = 2,42 \text{ m}$$

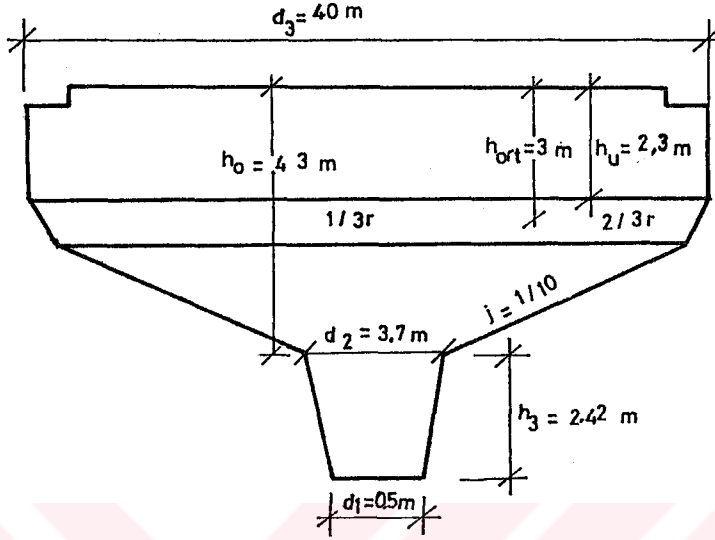
h_{ort} 2 / 3 r mesafede elde edilecektir

$$r = D/2 = 40 / 2 = 20 \text{ m}$$

$$h_0 = h_{\text{ort}} + J \cdot (2 / 3) \cdot r = (3 + (1 / 10) \cdot (2 / 3) \cdot 20) = 4,3 \text{ m}$$

$$h_u = h_{\text{ort}} - J \cdot (1 / 3) \cdot r = (3 - (1 / 10) \cdot (1 / 3) \cdot 20)$$

$$h_u = 2,3 \cong h_1$$



Şekil16. Damlatmalı Filtre Son Çökeltim Havuzu Kesiti

7.10. Klorlama Havuzu Boyutlandırılması

Kullanılmış suların arıtılmasında, genellikle BOI giderilmesi amacıyla mg/lt BOI başına 0.5-2 mg/lt klor ilave edilmelidir. Biyolojik arıtmadan geçmiş kullanılmış sularda klor dozajı 2-20 mg/lt arasında değişmekle beraber tesis çıkışında tatbik edilen klor dozları aktif çamur sistemlerinde 2-8 mg/lt, damlatmalı filtre sistemlerinde 3-15 mg/lt arasında değişmektedir. Temas süresi 15-45 dk. arasında olmalıdır. Bu temas sonunda artık klor miktarı 0.2 - 1 g/m³ arasında olmalıdır. Klor temas odasında yatay hız minimum 2-4.5 m/dk olmalıdır. [11]

2013 yılı için klor temas odasının boyutlandırılması

Bu kademede 5 adet klorlama havuzu yapılması planlanmış olup;

Bekleme süresi,

Seçilen bekleme süresi (t) = 20 dk' dır.

Gerekli hacim,

$Q_{pr} : 2.46 \text{ m}^3/\text{sn}$

$V = Qt \times t = 2.46 \times 20 \times 60 \Rightarrow V = 2960 \text{ m}^3$

Gerekli yüzey alanı,
 Havuz derinliği (H) = 4m.
 Havuz genişliği (W) = 6m.
 $A = V / H = 2960 / 4 = 740 \text{ m}^2$
 Havuz uzunluğu (L) = 25m.
 $6 \times 25 \times (5 \text{ adet}) ; 750 \text{ m}^2 > 740 \text{ m}^2$

Klor Gereksinimi

2013 yılı için;

Seçilen klor gereksinimi 8 g/m^3
 Seçilen artık klor gereksinimi 1 g/m^3
 Toplam 9 g/m^3
 Klor dozlama 24 saat boyunca yapılacaktır.
 Günde gerekli klor miktarı = $9 \cdot (2,46 / 5) \cdot 10^{-3} \cdot 86400$
 = 384 kg/gün

Klorlamada sodyum hipoklorit kullanılacaktır. Sodyum hipokloritte %95 oranında Cl_2 bulunmaktadır.

Buna göre gerekli klor miktarı = $384 / 0,95 = 404 \text{ kg/gün'dür}$

2028 yılı için;

Bu kademede 7 adet klorlama odasına gerek vardır.

Seçilen bekleme süresi (t) = 20 dk.

$Q_{pr} = 3.42 \text{ m}^3/\text{sn}$

Gerekli hacim,

$V = 3.42 \times 20 \times 60 = 4104 \text{ m}^3$

Gerekli yüzey alanı

$A = V / H = 4104 / 4 = 1026 \text{ m}^2$

$6 \times 25 \times (7 \text{ adet}) \Rightarrow 1050 \text{ m}^2 > 1026 \text{ m}^2$

Klor Gereksinimi

Seçilen klor gereksinimi 8 g/m^3

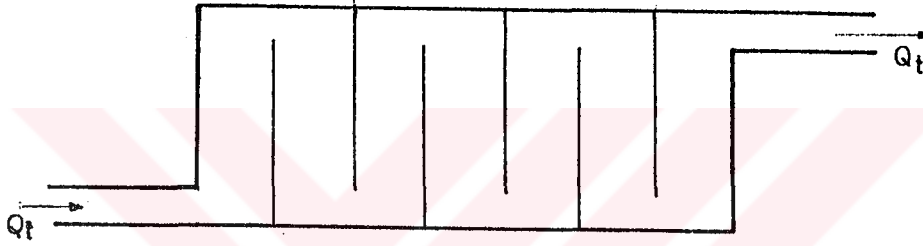
Seçilen artık klor gereksinimi 1 g/m^3

Toplam 9 g/m^3

Günde;

$$\begin{aligned} \text{Gerekli klor miktarı} &= 9 \cdot (3,42 / 7) \cdot 10^{-3} \cdot 86400 \\ &= 380 \text{ kg/gün} \end{aligned}$$

$$\text{Cl}_2 \text{ miktarı} = 380 / 0,95 = 400 \text{ kg / gün'dür.}$$



Şekil 17. Klorlama Havuzu Şemantik Kesiti

7.11. Çamur Arıtımı

7.11.1. I. Alternatiften Meydana Gelen Çamur Arıtımı

2013 yılı için

Ön çökeltim çamuru $\Delta X_1 = 31353 \text{ kg/gün}$

KM= % 5

$V_{\text{çamur}} = 618 \text{ m}^3/\text{gün}$

Aktif çamur sonrası son çökeltim havuzu çamuru

$\Delta X_2 = 33919 \text{ kg/gün}$

KM = %2

$V_{\text{çamur}} = 1619 \text{ m}^3/\text{gün}$

Toplam çamur

$$\Sigma \Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2 = 31353 + 33919 = 65272 \text{ kg/gün}$$

$$\Sigma V_{\text{çamur}} = V_{\text{ç}_1} + V_{\text{ç}_2} = 618 + 1696 = 2314 \text{ m}^3/\text{gün}$$

2028 yılı için

Ön çökeltim çamuru $\Delta X_1 = 44271,4$ kg/gün

KM= % 5

$V_{\text{çamur}} = 868,1$ m³/gün

Aktif çamur sonrası son çökeltim havuzu çamuru

$\Delta X_2 = 47894,2$ kg/gün

KM= %2

$V_{\text{çamur}} = 2347,76$ m³/gün

Toplam çamur

$$\Sigma \Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2 = 44271,4 + 47894,2 = 92165,6 \text{ kg/gün}$$

$$\Sigma V_{\text{çamur}} = V_{\text{ç}_1} + V_{\text{ç}_2} = 868,1 + 2347,76 = 3215,86 \text{ m}^3/\text{gün}$$

7.11.2. Çamur Yoğunlaştırıcının Boyutlandırılması

Yoğunlaştırıcılar yüzeysel katı madde yüklemesi esasına dayalı olarak projelendirilecektir.

Ön çökeltme havuzu ile bileşik aktif çamurdan oluşan arıtma sistemlerindeki çamur yoğunlaştırma tanklarının yüzeysel katı madde yüklemesi 39-78 kg/gün arasında kullanılmaktadır [16].

Sivas şehri için; bu değer 75 kg/m².gün olarak kabul edilmiştir.

$$\text{TSF} = 75 \text{ kg/m}^2.\text{gün}$$

Bu değerlere göre 2028 yılında çamur yoğunlaştırma tankına giren çamur içindeki katı madde oranı; %KM (Ağırlıklı ortalama hesabından)

$$\% \text{KM} = (\text{ön çökeltim(kg/gün)} \cdot 5 + \text{son çökeltim(kg/gün)} \cdot 2) / (\text{ön çökeltim(kg/gün)} + \text{son çökeltim(kg/gün)})$$

$$= ((44271,4 \cdot 5) + (47894,2 \cdot 2)) / (44271,4 + 47894,2)$$

$$= \%3,44$$

Çamurun % 8 Km'ye kadar yoğunlaşacağı düşünülürse (Aktif çamur üniteleri için %2-8 [16]) çamur yoğunlaştırıcılara gelen

Çamur debisi $çd=3216 \text{ m}^3/\text{gün}$ çamur çamur özgül ağırlığı 1000 kg/m^3 alındığında;

Yoğun çamur debisi

$$Ç_{de} = 1000 \cdot 0.0344 = 34400 \text{ mg/lt} (\%3.44)$$

Yoğun çamur derişimi

$$Y_{ç} = 80000 \text{ mg/lt} (\% 8)$$

Yoğun çamur debisi;

$$Y_{de} = (3216 / 3,44) / 8 = 1382,8 \text{ m}^3/\text{gün bulunur.}$$

Çamur suyu (Taşma debisi)

$$V_{çs} = 3216 - 1382,8 = 1833,2 \text{ m}^3/\text{gün olmaktadır.}$$

Yoğunlaştırma tankı gerekli yüzey alanı

$$\begin{aligned} A &= (\Sigma x / \text{TSF}) = (\text{Ön çök.} + \text{Son çök.}) / \text{TSF} \\ &= (44271,4 + 47894,2) / 75 \\ &= 1228,9 \text{ m}^2 \text{ olur.} \end{aligned}$$

$D = 16 \text{ m}$ ve

Tank yüksekliği $H = 3.5 \text{ m}$ seçilirse

$$\begin{aligned} \text{Gerekli tank alanı} &= \pi D^2 / 4 = \pi \cdot (16)^2 / 4 = 200,96 \text{ m}^2 \\ &= 200,96 \text{ m}^2 = 201 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gerekli tank adedi = $\Sigma A / A = 1229 / 201 = 6$ adet tank

Tank hacmi = $V = A \times H$

$$= 201 \times 3.5 = 703.5 \text{ m}^3$$

Hidrolik bekleme süresi = $V / çd = (703.5 \times 6) / 3216 = 1.3$ gün

Önerilen bekleme süresi 0.5 - 2 gün olduğu için uygundur. Çamur yoğunlaştırma tankları 2028 yılı için 6 adet olup, 2013 yılında bunlardan 5 tanesi devreye girecektir.

7.11.3. Anaerobik Çamur Çürütme Tankı

Yoğunlaştırıcılardan çıkan yoğunlaşmış çamurlar, stabil hale getirilmek için, anaerobik çamur çürütücülere (havasız koşullarda çürütmek) iletilecektir.

Teşkil edilen anaerobik çamur çürütme tankları yüksek hızlı çürütmeli, tam karıştırmalı, tek kademeli geri devirli olarak seçilmiştir.

Karışımın organik madde miktarı (Ağırlıklı ortalama metodundan)

2028 yılı için;

Ön çökeltim çamuru $\Delta x_1 = 44271.4$ kg/gün

OM= (%65 - 75) %70

Aktif çamur sonrası SÇH çamuru $\Delta x^2 = 47894.2$ kg/gün

OM oranı (%65 - 75) %65

$$\%OM = ((44271,4 \cdot 0,7 + 47894,2 \cdot 0,65) / (44271,4 + 47894,2)) \cdot 100$$

$$= \%67$$

Organik madde yükü

$$\Sigma \Delta x = 92165.6 \text{ kg/gün}$$

Organik maddenin %67'den, %35'e indirilmesi düşünüldüğünde;

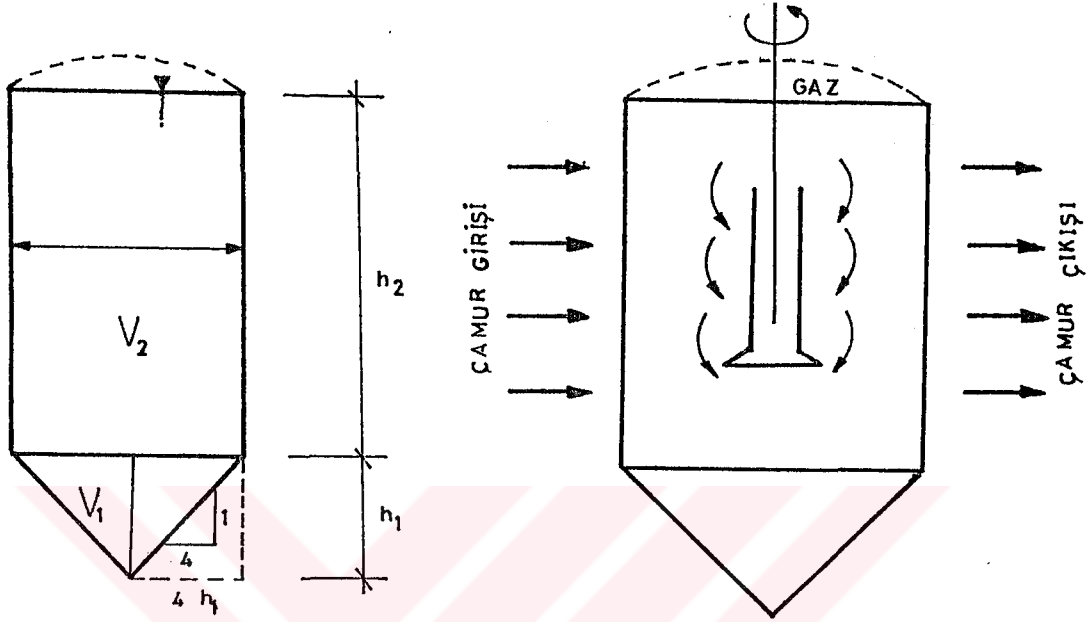
$$\Sigma OM = 92165.6 \times 0.67 - 92165.6 (1 - 0.67 / 1 - 0.35) \times 0.35$$

$$\Sigma OM = 45373.9 \text{ kgOM/gün}$$

Organik madde yükü (2.4 - 6.4 kgOM/m³.gün)

Seçilen 3 kgOM/m³.gün

$$V_{\text{çç}} = 45373.9 / 3 = 15124.6 \text{ m}^3$$



Şekil 18. Yüksek Hızlı Çamur Çürütme Prosesi

Seçilen tank ebadları;

Tank adedi = 6

Tank kenar yüksekliği = 8 m

Tank çapı = 20 m (4.5 ~ 38m)

Konik taban yüksekliği = 2.5 m

Tank eğimi = 1 / 4

$$\text{Tank hacmi} = V = (\pi D^2 / 4) \cdot h_2 + \pi h_1 / 3 (D / 2)^2 = 2773,6 \text{ m}^3$$

Toplam tank hacmi;

$$V_T = 6 \times 2773.6 = 16642 \text{ m}^3$$

Buna göre bekleme süresi (10 ~ 20gün) arasında olması istenir. [27]

$$t = V / Q = 16642 / 1383 \text{ m}^3/\text{gün} = 12 \text{ gün olduğundan sağlar.}$$

Yapılan hesaplamalar sonucu anaerobik çürütme tankı 2028 yılında 6 adet yapılması öngörülmüştür. Bunun 4 adedi 2013 yılında devreye girecektir.

2013 yılında

$$\Delta x_1 = 31353 \text{ kg/gün (\%OM 70)}$$

$$\Delta x_2 = 33919 \text{ kg/gün (\%OM 65)}$$

$$\%OM = \%64$$

$$\Sigma OM = 29121.3 \text{ kgOM/gün}$$

$$\text{Organik Madde Yüğü} = 3 \text{ kg.Om/m}^3.\text{gün}$$

$$V_{\text{çç}} = 9707 \text{ m}^3$$

$$\text{Yoğun çamur debisi } Y_{de} = 995 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$V_{\text{Top}} = 2773.6 \times 4 = 11094.4 \text{ m}^3$$

$$t = 11.2 \text{ gün}$$

Biyogaz Miktarının Hesabı

İyi işleyen bir sistemde 300-400 lt gaz/kg. organik gaz üretimi elde edilebilir.

1 kg organik maddeden 0.4 m³ gaz oluşacağı düşünülürse
2013 yılı için

$$29121.3 \text{ kg OM / gün}$$

$$29121.3 \times 0.4 = 11648.52 \text{ m}^3\text{gaz/gün}$$

$$1 \text{ m}^3 \text{ gazın fuel oil eşdeğeri} = 0.55 \text{ lt}$$

$$11648.52 \times 5.5 \cdot 10^{-4} = 6.4 \text{ m}^3/\text{gün fuel-oil eşdeğeri}$$

2028 yılı için

$$45373.9 \text{ kgOM/m}^3\text{gün}$$

$$45373.9 \times 0.4 = 18149.6 \text{ m}^3\text{gaz/ürün}$$

$$18149.6 \times 5.5 \cdot 10^{-4} = 10 \text{ m}^3/\text{gün fuel-oil eşdeğeri}$$

7.11.4. I. Kademe Sonrası Filtre Press Tesisleri

Anaerobik çamur çürütme tanklarından çıkan stabil çamur filtre-press tesislerine gönderilecek çamur keki haline gelecektir.

Filtre press 'te oluşacak çamur keki kalınlığı (2.5 ~ 3.8 cm)

Nem içeriği (%55 ~ 70)

Filtre devir süresi (2 ~ 5 saat)

Atıksu çamurlarının koşullandırılması için verilen dozajlar CaO cinsinden (%10-20 CaO);

Katı maddelerin tutunma oranları (%98 ~ 99) [9]

Çamur keki tipik organik madde içeriği %35

Çamur çürütücülerden gelen çamurun kuru katı madde oranı;

2028 yılı için

Toplam katı madde miktarı

$$\Sigma \Delta x = 92165.6 \text{ kg/gün}$$

Ortalama katı madde oranı %3.44 (çürütücülerden gelen)

Toplam çamur hacmi (yoğunlaşmış) = 1383 m³/gün

Ortalama katı madde oranı %8 (çürütücüden çıkan)

Filtre press cihazında kuru katı madde oranı %60 kabul edilirse 1 günde üretilecek CaO dozlanmasından dolayı meydana gelen çamur ağırlığı (%10 CaO);

$$\begin{aligned} \text{Toplam çamur ağırlığı} &= 92165.6 \times (1.1) \\ &= 101382.2 \text{ kg/gün} \end{aligned}$$

$$\text{Oluşacak çamur keki} = 101382.2 / 0.60 = 168970.3 \text{ kg/gün}$$

Çamur keki yoğunluğu 1.5 t/m³ kabulü ile oluşan çamur keki hacmi;

$$V_{\text{kek}} = 169 \text{ ton/gün} / 1.5 \text{ ton/m}^3 = 113 \text{ m}^3/\text{gün}$$

Çamur keki kalınlığı 3.8 cm kabul edildiğinde 1 günde üretilen çamur keki alanı,

$$A_{\text{kek}} = 113 \text{ m}^3 / \text{gün} / 0,038 \text{ m} = 2974 \text{ m}^2/\text{gün}$$

Filtre press cihazı tam çamur sıkıştırma işlemini yapabilmesi için gerekli süre 4 saat kabul edildiğinde, filtre-press tam gün kapasiteyle çalıştığına göre 1 filtre-press cihaz kapasitesi = $(113 \text{ m}^3 / \text{gün}) / (6 \text{ defa} \times 3\text{ cihaz}) = 6.27 \text{ m}^3/\text{gün}$ kapasite

Anaerobik çamur çürütücülerden gelen stabil çamurlar filtre-press tesislerinde %60 oranında çamur keki haline getirilmesi için 2028 yılında 3 adet filtre-press cihazı gerekmektedir. Bunun 2 adedi 2013 yılında devreye girecektir.

Yapılan hesaplamalar sonucu, ünite hacmi 5-6 m³/gün ve 40-45 ton/gün kapasiteli filtre-press cihazı 1 günde oluşacak çamuru işlemek için yeterli olabilir.

7.11.5. II. Alternatiften (YHDF) Meydana Gelen Çamur Arıtımı

2013 yılında oluşan çamur

Ön çökeltim çamuru $\Delta x_1 = 31353 \text{ kg/gün}$

KM = %5

$V_{\text{çamur}} = 618 \text{ m}^3/\text{gün}$

Damlatmalı filtre sonrası SÇH çamuru $\Delta x_2 = 21825 \text{ kg/gün}$

KM = %5

$V_{\text{çamur}} = 427.95 \text{ m}^3/\text{gün}$ çamur

Toplam çamur

$\Sigma \Delta x = \Delta x_1 + \Delta x_2 = 31353 + 21825 = 53178 \text{ kg/gün}$

$\Sigma V_{\text{çamur}} = V_{\text{ç}_1} + V_{\text{ç}_2} = 618 + 427.95 = 1045.95 \text{ m}^3/\text{gün}$ çamur

2028 yılı için

2028 yılında oluşan çamur

Ön çökeltim çamuru $\Delta x_1 = 44271.4 \text{ kg/gün}$

$V_{\text{çamur}} = 868.1 \text{ m}^3/\text{gün}$

Damlatmalı Filtre sonrası SÇH çamuru $\Delta x_2 = 30818.77 \text{ kg/gün}$

KM = %5

$V_{\text{çamur}} = 604.29 \text{ m}^3/\text{gün çamur}$

Toplam çamur

$\Sigma \Delta x = \Delta x_1 + \Delta x_2 = 44271.4 + 30828.77 = 75090.17 \text{ kg/gün}$

$\Sigma V_{\text{çamur}} = V_{\text{ç}_1} + V_{\text{ç}_2} = 868.1 + 604.29 = 1472.39 \text{ m}^3/\text{gün.çamur}$

7.11.6. Çamur Yoğunlaştırıcıların Boyutlandırılması

Ön çökeltim ile damlatmalı filtre sisteminden oluşan arıtma sistemlerindeki çamur yoğunlaştırma tanklarının yüzeysel katı madde yüklemesi (58-97) $\text{kg/m}^2.\text{gün}$ arasında kullanılmaktadır [16].

Sivas şehri için; bu değer 90 $\text{kg/m}^2.\text{gün}$ olarak kabul edilmiştir.

$\text{TSF} = 90 \text{ kg/m}^2.\text{gün}$

Bu değerlere göre 2028 yılında çamur yoğunlaştırma tankına giren çamur içindeki katı madde oranı; %KM (Ağırlıklı ortalama hesabından)

$\% \text{KM} = (44271,4 \cdot 5 + 30818,77 \cdot 5) / (44271,4 + 30818,77) = \%5$

Çamurun % (damlatmalı filtre üniteleri için 4-9) 9 KM 'ye kadar yoğunlaşacağı düşünülürse çamur yoğunlaştırıcıya gelen, $\Sigma \text{çamur debisi } \text{çd} = 1472.4 \text{ m}^3/\text{gün çamur}$.

Çamur derişimi çde;

$$\text{çde} = 1000 \times 0.05 = 50000 \text{ mg/lt } (\%5)$$

$$\text{Yoğun çamur derişimi } Y_{\text{ç}} = 90000 \text{ mg/lt } (\%9)$$

Yoğun çamur debisi,

$$Y_{\text{de}} = (1472,4 / 5) / 9 = 818 \text{ m}^3 / \text{gün bulunur.}$$

Çamur suyu (Taşma debisi)

$$V_{\text{çs}} = 1472,4 - 818 = 654,4 \text{ m}^3/\text{gün olmaktadır.}$$

Yoğunlaştırma tankı gerekli yüzey alanı;

$$A = \Sigma x / \text{TSF} = (44271,4 + 30818,77) / 90 = 834,3 \text{ m}^2 \text{ olur.}$$

$$D = 16 \text{ m ve}$$

Tank kenar yüksekliği $H = 3,5 \text{ m}$ seçilirse

$$\text{Gerekli tank alanı} = \pi D^2 / 4 = \pi(16)^2 / 4 = 200,96 = 201 \text{ m}^2$$

$$\text{Gerekli tank adedi} = \Sigma A / A = 834,2 / 201 = 4 \text{ adet tank}$$

$$\text{Tank hacmi} = V = A \times H = 201 \times 3,5 = 703,5 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Hidrolik bakleme süresi} &= V / \text{çd} = 703,5 \text{ m}^3 \times 4 / 1472,4 \\ &= 1,91 \text{ gün} \end{aligned}$$

Çamur yoğunlaştırma tankları 2028 yılı için 4 adet öngörölmüş olup 2013 yılında bunlardan 3 tanesi devreye girecektir.

7.11.7. Anaerobik Çamur Çürütme Tankı

Karışımın organik madde miktarı

2028 yılı için;

$$\text{Ön çökeltim çamuru } \Delta x_1 = 44271,4 \text{ kg/gün}$$

OM oranı %70

Damlatmalı filtreler sonrası SÇH çamuru

$$\Delta x_2 = 30818,7 \text{ kg/gün}$$

OM oranı %65

$$\%OM = \frac{(44271,4 \cdot 0,7 + 30818,7 \cdot 0,65)}{(44217,4 + 30818,7)} \cdot 100 = \%68$$

Organik Madde yükü

$$\Sigma \Delta x = 75090,2 \text{ kg/gün}$$

Organik madde %68 'den %35 'e indirilmesi düşünüldüğünde;

$$\begin{aligned} \Sigma OM &= (75090,2 \cdot 0,68 - 75090,2 \cdot (1 - 0,68) / (1 - 0,35)) \cdot 0,35 \\ &= 38122,72 \text{ kgOM/gün} \end{aligned}$$

Organik madde yükü (2.4 – 6.4 kgOM/m³.gün)

Seçilen 3 kgOM/m³.gün

$$V_{çç} = 38122,72 / 3 = 12707,6 \text{ m}^3$$

Seçilen tank ebatları

Tank adedi = 6

Tank kenar yüksekliği = 8 m

Tank çapı = 17,6 m

Konik taban yüksekliği = 2,275 m

Tank eğimi = 1/4

$$\begin{aligned} \text{Tank hacmi} &= V_1 + V_2 = \left(\frac{\pi D^2}{4} \cdot h_2 + \frac{\pi h_1}{3} \left(\frac{D^2}{2} \right)^2 \right) \\ &= \left(\frac{\pi (17,6)^2 \cdot 8}{4} + \frac{\pi \cdot 2,275}{3} \left(\frac{(17,6)^2}{4} \right) \right) \\ &= 2129,7 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Toplam tank hacmi

$$V_T = 2129,6 \times 6 = 12778,2 \text{ m}^3$$

Bekleme süresi

$$t = V / Q = 12778,2 / 818 = 15,6 \text{ gün}$$

Yapılan hesaplamalar sonucu anaerobik çürütücü tankı 2028 yılında 6 adet öngörülmüştür. Bunun 4 adedi 2013 yılında devreye girecektir.

2013 yılı için

$$\Delta x_1 = 31353 \text{ kg/gün}$$

$$\Delta x_2 = 21823 \text{ kg/gün}$$

$$\%OM = \%68$$

$$\Sigma OM = 26998.06 \text{ kgOM/gün}$$

$$\text{Organik madde yükü} = 3 \text{ kgOM/m}^3 \cdot \text{gün}$$

$$V_{cc} = 8999.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Yoğun çamur debisi } Y_{de} = 581 \text{ m}^3/\text{gün}$$

$$V_{top} = 2129,7 \times 4 = 8518,8 \text{ m}^3$$

$$t = 14.6 \text{ gün}$$

Biyogaz Miktarının Hesabı

2013 yılı için

$$26998.06 \text{ kgOM/gün}$$

$$26998.06 \times 0.4 = 10799.2 \text{ m}^3\text{gaz/gün}$$

$$10799.2 \times 5.5 \times 10^{-4} = 5.9 \text{ m}^3/\text{gün fuel-oil eşdeğeri}$$

2028 yılı için

$$38122.72 \text{ kgOM/gün}$$

$$38122.72 \times 0.4 = 15249 \text{ m}^3\text{gaz/gün}$$

$$15249 \times 5.5 \times 10^{-4} = 8.4 \text{ m}^3/\text{gün fuel-oil eşdeğeri}$$

7.11.8 II. Kademe Sonrası Filtre Press Ünitesi

2028 yılı için

Toplam katı madde miktarı

$$\Sigma \Delta x = 75090.2 \text{ kg/gün}$$

Ortalama katı oranı %5 (çürütücülerden gelen) toplam çamur hacmi (yoğunlaşmış) = 818 m³/gün

Ortalama katı madde oranı %9 (çürütücüden çıkan) filtre press cihazında kuru katı madde oranı %60 kabul edildiğinde 1 günde üretilecek CaO dozlamasından meydana gelen çamur ağırlığı (%10 CaO)

$$\begin{aligned} \text{Toplam Çamur ağırlığı} &= 75090.2 \text{ (1.1)} \\ &= 82599 \text{ kg/gün} \end{aligned}$$

$$\text{Oluşacak çamur keki} = 82599 / 0.60 = 137665 \text{ kg/gün}$$

Oluşan çamur keki hacmi

$$V_{\text{kek}} = 138 / 1,5 = 92 \text{ m}^3/\text{gün}$$

1 günde üretilen çamur keki aralığı

$$A_{\text{kek}} = 92 / 0,038 = 2421 \text{ m}^2/\text{gün}$$

Tam sıkıştırma için gerekli süre 4 saat kabulüyle bir filtre-press cihaz kapasitesi = $92 / 6 \text{ defa} \cdot 3 \text{ cihaz} = 5,1 \text{ m}^3/\text{gün}$

II. Alternatif (YHDF) sonrası filtre-press tesisi için 2028 yılında 3 adet filtre-press cihazı gerekmektedir. Bunun 2 adedi 2013 yılında devreye girecektir.

Yapılan hesaplamalara göre yaklaşık 5-6 m³/gün ünite hacimli 40-45 ton/gün kapasiteli filtre-press cihazı bir günde oluşacak çamuru işlemek için yeterli olabilir.

8. SONUÇ ve ÖNERİLER

Sonuçlar

Bu çalışmada; Sivas kenti atıksularının miktar ve özelliklerinin belirlenerek, bölgede alıcı ortam özelliğinde olan Kızılırmak nehrine, kirlilik katkılarının belirlenmesi ve mevcut atıksuların arıtılması amacıyla alternatif arıtma tesislerinin projelendirilmesi amaçlanmıştır.

İç Anadolu bölgesinde yer alan Sivas kenti karasal iklime sahip olup, yaz ayları sıcak ve kurak, kış ayları ise çok soğuk geçmektedir. Kasım, Aralık, Ocak, Şubat ve Mart aylarında sıcaklık, sıfırın altına düşmekte olup, uzun bir kış dönemi yaşanmaktadır.

Kentin içerisinden geçen Kızılırmak nehri tüm atıksuların deşarj edildiği yegane alıcı ortam durumundadır. Irmak ortalama debisi 40-10 m³/sn arasında olup, Temmuz, Ağustos, Eylül ve Mayıs aylarında debi 10 m³/sn'nin altına düşmekte, Mart, Nisan ve Mayıs aylarında ise 150-350 m³/sn'lere çıkabilmektedir. Özellikle Temmuz, Ağustos ve Eylül aylarında suyu çok azalan ırmakta kent atıksularının etkisi yoğun bir şekilde gözlenebilmektedir.

Kentte altyapı ve kanalizasyon sistemi kısmen tamamlanmış olup, kenti doğu-batı yönünde kateden ana kollektöre mevcut atıksuların %80'i bağlanmış durumdadır. Diğer %20'lik kısmı ise kent içerisindeki Mısmılırmak yatağına doğrudan verilmekte ve bu durum kirlilik açısından önemli sorunlara neden olmaktadır.

Yapılması planlanan arıtma tesisi tasarımı için gerekli nüfus, Sivas kenti mevcut nüfus verileri kullanılarak, çeşitli istatikselsel nüfus hesaplama yöntemleri ile belirlenmiştir. Önerilen proje nüfusunun hesaplanmasında kentin gelişme ve nüfus artış hızlarının artacağı da göz önünde tutularak İller Bankası yöntemi

uygun görülmüş ve bu yöntemle göre yapılan nüfus hesaplamalarında 1993 yılı nüfusu 272100 kişi, 2013 yılı ; 467260 kişi ve 2028 yılı 711237 kişi olarak bulunmuştur.

Mevcut nüfuslara göre hesaplanan arıtma tesisi tasarımında kullanılan debiler m^3/sn olarak 2013 yılı için, sırasıyla $Q_{max}:3,024$, $Q_{pr}:2,466$, $Q_{ort}:1,96$, $Q_{min}:0,727$, 2028 yılı için $Q_{max}:4,27$, $Q_{pr}:3,422$, $Q_{ort}:2,65$ ve $Q_{min}:1,07$ olarak bulunmuştur.

Kirlilik yükü hesabında endüstrilerden gelen atıksuların (Mezbahane dışında) atıksu kalitesine indirileceği kabul edilmiş ve debi bazlı eşdeğer nüfuslar göz önüne alınarak proje hedef yıllarına göre toplam kirlilik yükleri 2013 yılı için: $32899kgBOI/gün$, $42646kgAKM/gün$, 2028 yılı için: $47081kgBOI/gün$, $61031kgAKM/gün$ olarak bulunmuştur. Bu kabullere göre, kirlilik yükleri ortalama debilere bölünerek atıksu kirlilik konsantrasyonları bulunmuştur.

Öte yandan arazi ve laboratuvar çalışmalarında bir yıllık periyot içerisinde yapılan ölçüm ve analiz sonuçlarının ortalama değerleri projelendirmede baz alınmıştır. Yapılan deneysel verilere göre ve kirlilik hesabında bulunan kirlilik konsantrasyonlarının mg/L olarak birbirine çok yakın değerler olduğu sonucu ortaya çıkmıştır.

Boyutlandırma, atıksuların arıtılması için teknolojik gelişime paralel olan ve uygulanabilirliği yüksek, iki alternatif biyolojik süreç seçilmiş ve her iki alternatif içinde ayrı ayrı boyutlandırma yapılmıştır. Boyutlandırma, hidrolik hesaplara ve maliyet analizine girilmemiş, alternatif tesislerin alan, hacim ve enerji gereksinimleri dikkate alınarak karşılaştırmalar yapılmıştır. Boyutlandırılması yapılan alternatiflerden aktif çamur sisteminin arıtma veriminin %88, tek kademeli damlatmalı filtre sistemininki ise %87,5 olarak bulunmuştur.

Öneriler

Atıksuların tek deşarj noktası Kızılırmak olduğu için bütün kirlilik yükleri buraya taşınacaktır. Atıksuların arıtılmadan Kızılırmak'a verilmesi durumunda kirlilik yükleri 2028 yılı itibarıyla 32899kgBOI/gün ve 42646kgAKM/gün olacaktır. Bu da Kızılırmak'ın tolere edeceği kirlilik yükü değerlerinin çok üzerindedir.

Alternatif olarak düşünölen tek kademeli yüksek hızlı damlatmalı filtre tesisinde, mekanik ekipman oldukça basit ve enerji gereksinimi az olmasına karşın filtre içindeki biyolojik film alanı havaya açık olduğu için hava sıcaklığı proses verimine etki edecektir. Bu proseslerde arıtma biriminin BOI₅ giderme verimi sıcaklığa bağlıdır. Atıksular filtre ortamından düşük hızla geçtikleri için soğuk iklimlerde, özellikle kış aylarında filtre tabakası üzerinde meydana gelen donmalar neticesinde, filtreler devreden çıkmış olacaktır. Bu da arıtma sistemlerinin sürekli (24saat) çalışma prensibine ters düşmektedir. Soğuk iklimli yerlerde yapılması durumunda üstlerinin kapatılması gerekmektedir. Bu da ilk yatırım maliyetini arttırmaktadır. Bu tür filtrelerde, toksik maddelerin gelmesi durumunda bunların biyolojik oksitlenmesi aktif çamur sistemine göre daha zordur. Arıtma ünitesine gelen şok yüklemelere karşı aktif çamur ünitelerinden daha az duyarlıdırlar. Bu sistemler az işletme masrafı gerektirirler ve genellikle arıtma verimleri düşüktür. Bunun yanında daha fazla yatırım masrafları ve alan gerektirirler.

Diğer bir alternatif olan aktif çamur yöntemi, çeşitli aerobik biyokimyasal arıtma süreçleri arasında en geniş kullanım alanı bulan bir süreçtir. Çok değişik atıksuların arıtmada kullanılabilmesi en büyük avantajıdır. Diğer arıtma sistemlerine göre daha az alan kaplamakla beraber, ilk yatırım, işletme, bakım ve enerji sarfiyatları bakımından daha yüksektir. Sıcaklık değişimlerinden pek az etkilenirler ve dolayısıyla soğuk iklimlerde

yapılması halinde üstlerinin kapatılmasına gerek yoktur. Toksik maddelerin oksitlenmesi daha kolay olup, ani şok yüklemelere karşı duyarlıdırlar. Aktif çamur sistemlerinde en büyük etken, ilk yatırım ve işletme masraflarının yüksek olmasına karşın, arıtma veriminin çok yüksek olması, alıcı ortam şartlarının bozulmasına neden olmaması ve dış etkenlere karşı daha az duyarlı olmasıdır. Bu alternatifde çamur çürütme sırasında oluşan gazdan (CH_4) elde edilen enerjinin bir kısmı, tesisin çalışması için ihtiyaç duyulan enerjinin tümünü karşılayabilmektedir. Aktif çamur süreci iyi işletildiği takdirde, diğer alternatife kıyasla daha uygun bir çözümdür.

Yukarıdaki kıyaslama sonucunda; Sivas kenti için, tam karışımli aktif çamur sisteminin seçilmesinin daha uygun olacağı önerilmektedir. Kademelendirilmede elde edilen bilgiler Çizelge 37 ve Çizelge 38'de verilmiştir. İki alternatifin herhangi bir açıdan kıyası bu çizelgelerden elde edilebilir.

Çizelge 37. I. Kademe (2013 yılı) : Atıksu Debi ve Kirlilik Yükü Değerlerine Göre Bulunan I. ve II. Alternatif Tasarım Sonuçları

ARITMA TESİSİ ÜNİTELERİ	Alan (m ²)	Hacim (m ³)	Derinlik (m)	Adet	Bekletme Süresi	Oksijenlendirme Kapasitesi (kgO ₂ /saat)	Güç (kw)	Enerji (kwsaat/gün)
I.Arşimet H.T.M				4			293,4	7022
Izgara Ünitesi			2	2				
Kum Tutucu	518,4	1182	2,28	8	6,5 dk.			
Ön Çökeltim Havuzu	4108	12312	3	8	1,13 saat			
II.Arşimet H.T.M.				4			366,4	8800
(I.Alt.)Aktif Çamur	7020	35100	5	18	4 saat	1911	806	19344
(II.Alt.)Y.H.D.F.	45807	109987	2,4	38	1,42 saat		0,745	17,9
Son Çökeltim I.Alt.	7920	23760	3	12	2,18 saat			
Havuzu II.Alt.	28461	85384	3	22	1,96 saat			
Çamur I.Alt.	1005	3518	3,5	5	1,52 gün			
Yoğunlaştırıcı II.Alt.	603	2111	3,5	3	2 gün			
Çamur I.Alt.	1256	11094,4	10,5	4	11,2 gün			
Çürütücü II.Alt.	973	8518	10,3	4	14,6 gün			
Filtre I.Alt.				2				
Pres II.Alt.				2				
Biogaz Eldesi I.Alt.		11649 (m ³ gaz/gün)						6,4 m ³ /gün.fuel-oil eşd.
II.Alt.		10800 (m ³ gaz/gün)						5,9 m ³ /gün.fuel-oil eşd.

Çizelge 38. I. Kademe (2028 yılı) : Atıksu Debi ve Kirlilik Yükü Değerlerine Göre Bulunan I. ve II. Alternatif Tasarım Sonuçları

ARITMA TESİSİ ÜNİTELERİ	Alan (m ²)	Hacim (m ³)	Derinlik (m)	Adet	Bekletme Süresi	Oksijenlendirme Kapasitesi (kgO ₂ /saat)	Güç (kw)	Enerji (kwsaat/gün)
I.Arşimet H.T.M				6			438,84	10533
Izgara Ünitesi			2	2				
Kum Tutucu	518,4	1296	2,50	8	5 dk.			
Ön Çökeltim Havuzu	6148,8	18468	3	12	2,49 saat			
II.Arşimet H.T.M.				6			549,6	13200
(I.Alt.)Aktif Çamur	10140	50700	5	26	4,1 saat	2502	1056	25344
(II.Alt.)Y.H.D.F.	62088	148641	2,4	52	1,42 saat		1,0	24
Son Çökeltim Havuzu	11880	35640	3	18	2,32 saat			
I.Alt.	40188	120564	3	32	1,96 saat			
II.Alt.								
Çamur Yoğunlaştırıcı	1206	4221	3,5	6	1,3 gün			
I.Alt.	804	2814	3,5	4	1,91 gün			
II.Alt.								
Çamur Çürütücü	1884	16642	10,5	6	12 gün			
I.Alt.	1459,7	12778	10,3	6	15,6 gün			
II.Alt.								
Filtre				3				
I.Alt.								
II.Alt.				3				
Biogaz Eldesi		18150 (m ³ gaz/gün)						10 m ³ /gün.fuel-oil eşd.
I.Alt.								
II.Alt.		15249 (m ³ gaz/gün)						8,4 m ³ /gün.fuel-oil eşd.

KAYNAKLAR

1. Resmi Gazete, 18 Ocak 1983. Sivas Nazım İmar Planı (1/5000) Açıklama Raporu. Sayı 17932, s.1- 40
2. İller Bankası Genel Müdürlüğü, 1979. Sivas Kanalizasyon Alt Yapı Tesisleri Projesi, Ana Plan ve Olabilirlik Raporu. Cilt 1-2. 255s.
3. Gürsoy,H.Temiz,H., and Poisson,A.M.,1992,Recent faulting in the Sivas area (Sivas basin Central Anatolia Türkiye): C.Ü. Müh .Fak. Dergisi, seri A- Yerbilimleri C.9,S.1, pp.11-17.
4. Sanayi ve Ticaret Bakanlığı Sivas Sanayi ve Ticaret İl Müdürlüğü,1989. 1989 Yılı Sivas İlinin Yıllık Ekonomik ve Ticari Durumu Hakkında Rapor. 31s.
5. Resmi Gazete, 22 Nisan 1985. İçme Suyu Projesine Ait Şehir ve Kasaba İçme Suyu Projesi Hazırlanmasına Ait Yönetmelik. Sayı: 18733,41s.
6. Topacık, D., Eroğlu, V.,1993 "Su Temini ve Atıksu Uzaklaştırılması Uygulamaları: İ.T.Ü. Yayını, İstanbul,Yayın no: 1518, 554 s.
7. İller Bankası Genel Müdürlüğü 1986. Sivas Kanalizasyon Tatbikat Projesi Açıklama Raporu. Ankara. 18s.
8. Samsunlu, A., 1991. Su Getirme ve Kanalizasyon Yapıtlarının Projelendirilmesi. D.E.Ü. Müh. Mim. Fak. Yayın No: 97. İzmir . 212 s.
9. İller Bankası 1989. Atıksu Arıtma Tesisleri Proses İşletme Bakım El Kitabı. Ankara.608 s.

10. Topacık, D., 1987, Atıksu Arıtma Tesisleri İşletilmesi. İller Bankası Ankara. 295 s.
11. Samsunlu, A.,1991. Kullanılmış Suların Arıtılması. D.E.Ü. Müh. Mim. Fak. Yayın No: 106, İzmir. 298s.
12. Güney, Ş., 1988. Uygulamalı Hidrolik. D.E.Ü. Müh. Mim. Fak. Yayın No: 88, İzmir. 229 s.
13. Muslu, Y., 1974. Kullanılmış Suların Arıtılması. İTÜ Yayınları. Sayı 1006,İstanbul. 207s.
14. Uslu, O., Şengül, F., 1984. Sagem Notları: Sınai Eğitim Geliştirme Merkezi Genel Müdürlüğü, İzmir.
15. Peavy, H.Ş., Rowe, D.R., Tchobanoglous, C.,1985. Environmental Engineering. McGraw-Hill. International Editions. Singapore. 699p.
16. Tchobanoglous, G., Burton,F.L.,1991. Waste water Engineering Treatment Disposal Reuse. Metcalf and Eddy Inc; McGraw-Hill International Editions. Singapore. 1334p.
17. Eroğlu, V., 1987, "Su Tasviyesi: İTÜ, İnşaat Fak. Bölümü. İTÜ Yayını. Sayı 1439, İstanbul. 313 s.
18. Durusu, A., 1984, "Damlatmalı Filtreler, İller Bankası Yayını, Yayın No: 43 Ankara. 71s.
19. ODTÜ 1983, Atıksuların Arıtılması ve Alıcı Ortama Deşarji Kurs Notları, ODTÜ Çevre Müh. Bölümü, 26-30 Eylül, Ankara, 567 s.
20. Muslu, Y., 1988, "Kullanılmış Suların Tasviyesi: Cilt 1, İTÜ, İnşaat Fak. Çevre Müh. Bölümü. İTÜ Yayını. Sayı 1378, İstanbul. 498s.

21. Uslu, O., 1986. Atıksuların Arıtılmasında Mekanik ve Biyolojik Yöntemler. Sagem Notları: Sınai Eğitim Geliştirme Merkezi Genel Müdürlüğü, İzmir. 87 s.
22. Wawer, Jr. W., 1972 Phsicochemical Processes For Water Quality Control. Wiley-İnter Science, N.Y.
23. Muslu, Y., 1985, "Su Temini ve Çevre Sağlığı", Cilt III, İTÜ Yayınları. Sayı 1314, İstanbul. 794 s.
24. Kor, N., 1974, "Çevre Sağlığı ve Teknolojisi", Cilt I, İTÜ Yayınları. Sayı 994, İstanbul. 525 s.
25. Resmi Gazete, 7 Ocak 1991. Su Kirliliği Kontrol Yönetmeliği Numune Alma Ve Analiz Metodları Tebliği. Sayı 20748.s13-73.
26. Kargı, F., 1994. Çevre Mühendisliğinde Biyoprosesler. DEÜ Yayınları. Yayın no: 234. İzmir, 1994. 261 s.
27. Soyupak, S., 1987, "Biyolojik Arıtma ve Biyolojik Arıtma Sistemleri", ODTÜ Yayınları. Ankara. 201 s.
28. Eroğlu, V., Öztürk, I., Damlatmalı Filtrelerde Biyolojik Tasviye. DSİ Bülteni Sayı 54, Ankara.
29. Alyanak, İ., 1987 Arıtma Çamurlarının Giderilmesi. Sagem Notları: Sınai Eğitim Geliştirme Merkezi Genel Müdürlüğü, İzmir. 43 s.
30. Değirmenci, M., Kaçaroğlu, F., Cerit, O., 1994. Sivas Yakınoğusu Jips Karstı Hidrojeolojisi. 4. Mühendislik Haftası (26-28 Mayıs). S.D.Ü. Müh. Mim. Fak. Bildiriler Kitabı (baskıda).

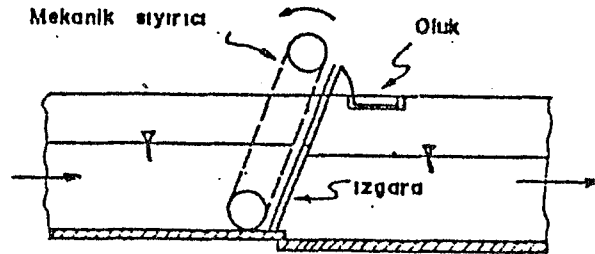
EK AÇIKLAMALAR

A. MEKANİK ARITMA ÜNİTELERİ

A.1. Izgaralar

Su içerisinde bulunan yüzücü katı maddenin pompa ve diğer mekanik aksama zarar vermemesi için bu maddeleri sudan ayırmak ve böylece arıtma ünitelerini korumak ve diğer ünitelere gelen kirlilik yükünü hafifletmek amacıyla tesisin girişinde ızgaralar yapılmaktadır.

Çubuk aralıklarına göre ızgaralar, kaba ve ince ızgaralar olmak üzere iki gruba ayrılırlar. Kaba ızgaralar yatay ve düşey ızgara çubuklarından meydana gelir. Izgara çubuk aralıkları aynı olup iri maddeleri tutarlar. İnce ızgaralar ise delikli plakalar, çelik haşırklar veya açıklıkları gayet küçük ızgara çubuklarından meydana gelirler [10]. Kalın ızgaralarda çubuklar arası mesafe genellikle 25-50 mm. veya daha büyük olabilir. İnce ızgaralarda ise bu mesafe 15-25 mm. arasındadır [19]. Mekanik olarak temizlenen ızgaraların yatay ile 45° ile 90° arasında değişen eğimleri vardır (Şekil A1). Elle temizlenen ızgaralar ise ızgara kanal tabanı ile $30-73^{\circ}$ açı yapacak şekilde yerleştirilirler [9].



Şekil A1. Mekanik Temizlemeli Izgara Kesiti [19].

Izgaraların projelendirilmesinde dikkate alınması gereken en önemli hususlardan biri ızgaranın önünde ki suyun hızı, diğeri ızgaranın önünde ve arkasında meydana gelen su seviye farkıdır .

Çizelge A1. Mekanik ve Elle Temizlemeli Izgaralarda Tasarım Kriterleri

Özellik	Kaynak	El ile Temizlenen	Mekanik
Genişlik (mm)	16	5-15	5-15
	19	6-15	6-15
Derinlik (mm)	16	25-38	25-38
	19	-	-
Çubuk Aralığı (mm)	16	25-50	15-75
	11	60-80	40-60
	19	25-50	15-76
	20	60-80	40-60
Dikeyle Yaptığı Açı (derece)	16	30^0-45^0	0^0-30^0
Yatayla Yaptığı Açı (derece)	11	1 : 2-3	60-70
	19	45^0-60^0	60^0-90^0
	20	1 : 2	60-70
Kanal Yaklaşım Hızı (m/sn)	16	0.3-0.6	0.6-1.0
	19	0.3-0.6	0.6-0.9
Çubuklar arası hız	16		0.5-1.0
Yük Kaybı (mm)	16	152	152
	19	150-300	150
Izgara Kanal Genişliği (m)	16	0.6-4.2	0.6-4.2
Tutulacak Madde Miktarı (lt/N/yıl)	11		
Çubuklar Arası Açıklık			
15 mm olanlarda		6 lt/N/yıl	
25 mm olanlarda		3 lt/N/yıl	
50 mm olanlarda	0.6 lt/N/yıl		

Izgara kanalı (ızgaraların bulunduğu ünite) kum ve benzer ağır materyallerin çökmesini ve birikmesini engelleyecek şekilde dizayn edilmelidir. Katı maddelerin kanalda birikimini minimize etmek amacıyla minimum 0.4 m/sn (0.5 m/sn) lik bir yaklaşım hızı tavsiye edilir. Pik debilerde döküntülerin ızgaradan geçmesini önlemek ve hidrolik kayıpları belirli sınırlar altında tutmak için çubuklar arasında kalan serbest alandan atık suyun geçiş hızı max. 0.9 m/sn (1.0 m/sn) yi geçmemelidir (Çizelge A1).

Çizelge A2. Izgaralarda Kullanılan Çubuk Şekil Faktörleri [19].

Çubuk Şekli	β (şekil) faktörü
Keskin kenarlı dikdörtgen	2.42
Üst kısmı yarı dairesel dikdörtgen çubuk	1.83
Üst kısmı ve altı yarı dairesel dik çubuk	1.67
Dairesel çubuk	1.79

A.1.1. Izgaralarda Yük Kayıpları

Izgaralarda gözönünde tutulması gereken en önemli parametrelerden biri de yük kayıplarıdır.

Izgaralar belirli bir değerden daha fazla yük kaybına sebep olmamalıdır. Aksi takdirde menba tarafta sular kabarır ve kullanılmış su içerisindeki maddeler kanalları tıkarlar. Mekanik temizlemeli ızgaralarda, ızgaranın sebep olduğu kabarma belli bir değeri geçince temizleme mekanizması otomatikman devreye girer. Bu mekanizma ızgaranın önünde ve arkasındaki su seviyeleri farkına göre çalıştırılır.

Yukarıdaki ampirik eşitlik, Kirshmer tarafından geliştirilmiş olup, henüz temizlenmiş durumda bulunan ızgaradaki yük kaybını vermektedir[11].

$$h = \beta \left[\frac{W}{S} \right]^{4/3} \cdot hv \cdot \sin \theta \quad ; \quad hv : \frac{v^2}{2g}$$

- h : Seviye veya yük kaybı (cm)
 β : Çubuk şekil faktörü (Izgara çubuklarının en kesit alanına bağımlı şekil faktörü)(Çizelge A2)
 W : Çubuk kalınlığı (m)
 S : Çubuk aralığı (m)
 hv : Izgara önündeki hız yüksekliği (m)
 θ : Izgaranın yatayla yaptığı açı

Eşitlik, ızgaranın temiz olduğu durumlarda (yani henüz temizlenmiş bir durumda) uygulanır.

A.2. Kum Tutucular

Kumlar, atıksudaki bozunabilir organik maddelere nazaran daha büyük çökeltme hızına ve özgül ağırlığa sahip olan çakıl, curuf ve diğer bir takım ağır materyallerden oluşur. Ayrıca bu maddelere ek olarak yumurta kabuğu, kemik parçacıkları, yiyecek atıkları v.b. büyük organik parçacıkları da içerirler [16]. Bu atıl organik katı maddelerin arıtılmasında kum tutucular kullanılır.

Kum tutucuların amaçlarını aşağıdaki şekilde özetlemek mümkündür.

- i. Hareket halindeki mekanik ekipmanı (pompa v.s.) aşınmalardan ve yıpranmasından korumak,
- ii. Boru hatlarında, kanallarda ve basınçlı borularda birikintilerin oluşmasını azaltmak,
- iii. Çökeltme havuzlarında temizlenmesi güç yarı katı kum yığınlarının oluşmasını engellemek,
- iv. Çamurun arıtılması aşamasında çamur borularının tıkanmasına engel olmak ve çamur arıtılmasında yaratacağı sorunların oluşmamasını sağlamak.

Bu nedenle kum gideriminin, santrifüjlerin, ısı değiştircilerin ve yüksek basınçlı diyafram pompalarından önce yapılması daha uygundur.

Genel olarak üç tip kum tutucu tipi vardır.

1. Yatay akışlı kum tutucular (dikdörtgen veya kare şeklinde olabilir)
2. Havalandırmalı kum tutucular
3. Vorteks tipi kum tutucular

Yatay akışlı kum tutucularda akım, kum tutucudan yatay doğrultuda geçer ve akım hızı; reaktörün boyutları, girişteki özel dağıtma yapıları ve çıkış ağızındaki özel savaklar yardımıyla kontrol edilir.

Havalandırmalı kum tutucularda spiral akışlı bir havalandırma söz konusudur. Spiral hız, üniteye sağlanan hava miktarıyla ve tank boyutlarıyla ölçülür ve kontrol edilir.

Vortex tipi kum tutucular silindirik bir tankdan oluşur ve akım tanka teğetsel bir giriş yaparak bir girdap biçiminde akım yaratır. Merkezkaç ve yerçekimi kuvvetleri kumun ayrılmasını sağlarlar. [16].

Kum tutucuların tasarımında genellikle özgül ağırlığı 2.65 ve çapları 0.1-0.2 mm arasındaki kum partiküllerinin giderimi ve 15.5 °C 'lik bir atıksu sıcaklığı esas alınır. Bununla beraber kum giderme verilerinin analizi özgül ağırlığın 1.3 ile 2.7 arasında değiştiğini göstermektedir. Kum tutucularda, tanelerin çökelme hız değerleri çizelge A3' de, çökelmiş tanelerin yeniden yüzdürülme hız değerleri ise çizelge A4' de verilmiştir.

Çizelge A3. Tanelerin Çökelme Hızları [19]

	m/saat						
Tane Çapı (mm)	1.0	0.5	0.2	0.1	0.05	0.01	0.05
Kuvars kumu için, (v_s)	502	258	82	24	8.1	0.3	0.0

Not: Kuvars kumu için $v_s = 2412 d^2$ eşitliğinden hesaplanabilir .

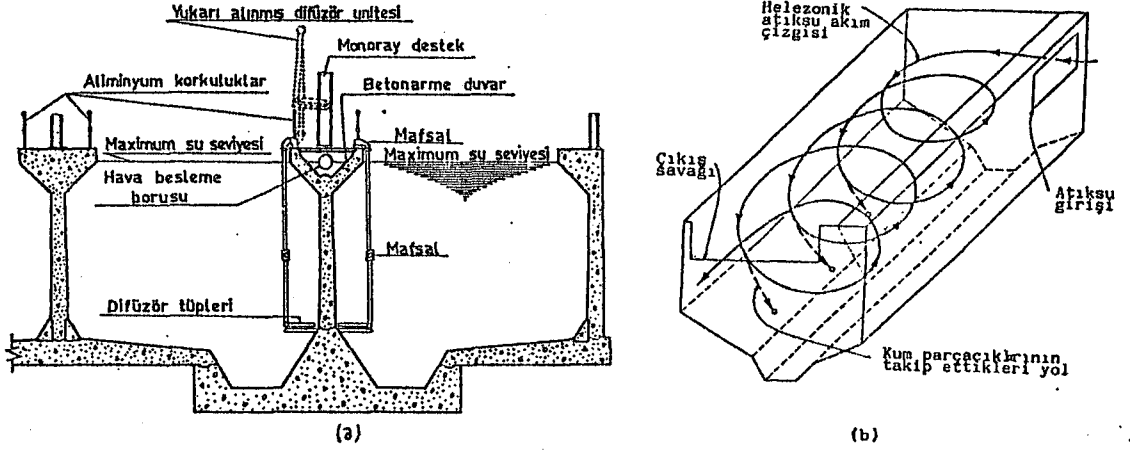
Çizelge A4. Çökelmiş Tanelerin Yeniden Yüzdürülme Hızları [19]

	m/saat						
Tane Çapı (mm)	1.0	0.5	0.2	0.1	0.05	0.01	0.05
Kuvars kumu için, (v_s)	1493	1064	670	472	335	149	105

A.2.1. Havalandırmalı Kum Tutucular

Bu tip kum tutucular, debi değişimlerinden çok az etkilendiklerinden bu sorunun çözümünde kullanılan en iyi yöntem olarak belirtilmektedir [19].

Kum taşıma (uzaklaştırma) ekipmanlarının aşırı yıpranması ve birçok durumda kum yıkamak için ayrı ekipmanlara ihtiyaç duyulması, havalandırmalı kum tutucuları yatay akışlı kum tutuculara nazaran daha popüler hale getiren en önemli iki nedendir [16]. Havalandırmalı kum tutucularda, kumla birlikte uzaklaştırılan organik madde miktarı yok denecek kadar az olduğundan havalandırmalı kum tutucular kullanıldığında ayrı bir kum yıkama işlemine gerek kalmamaktadır [13]. Havalandırmalı kum tutucular, saatlik pik akımlarda 2-5 dakika bekleme kaydıyla, 0.2 mm ve daha büyük boyutlardaki partiküllerin giderimi için tasarlanmışlardır. Tankın kesit alanı aktif çamur havalandırma havuzlarında spiral döngü için sağlanan kesite benzer [16]. (ŞekilA2)



Şekil A2. Havalandırılmalı Kum Tutucu [9]

a) Kesit b) Helozonik akım çizgileri

Fakat havalandırılmalı kum tutucularda hava difüzörlerinin altında tankın bir kenarı boyunca uzayan dikine eğimli 0.9 m derinliğinde bir kum toplayıcı bölmesi vardır. Bu ünitelerde atıksu, tank tabanının 0.6 ila 0.9 metre yukarısında, tankın bir kenarı boyunca yerleştirilmiş hava üfleyicilerden (difüzörlerden) ve iki basınçlı havanın yarattığı spiral hareketle kanal boyunca ilerler. Buradaki amaç, tankın tabanında saniyede 0.3 metre hız sağlanmasıdır. Böylece kumun, tabanda bulunan kum haznesinde toplanması sağlanır [9]. Buradan hava kaldırılmalı veya diğer pompalarla (Jet pomplar, Airliftler) alınan kum, bir depolama bölgesine boşaltılır. Kum tutucu boyunca oluşabilecek yük kaybını hesaplarken (%50 hava payı) verilen hava nedeniyle hacimde meydana gelecek büyüme göz önünde bulundurulmalıdır [16].

Kum giderme veriminin artırılması ve hidrolik kontrol amacıyla girişte ve çıkışta çeşitli akım kontrol yapıları kullanılır. Aşağıdaki çizelge de (ÇizelgeA5) havalandırılmalı kum tutucuların tasarımına ilişkin temel veriler görülmektedir.

Çizelge A5. Havalandırmalı Kum Tutucularda Proje Kriterleri [16]

Veriler	Değişme Aralığı	Tipik değerler
1. Pik debide bekleme süresi (dk)	2-5	3
2. Boyutlar	2.0-5.0	-
Derinlik (m)		
Uzunluk (m)	7.5-2.0	-
Genişlik (m)	2.5-7	-
Genişlik / Derinlik	1:1-5:1	1.5:1
Uzunluk / Genişlik	3:1-5:1	4:1
Hava Miktarı (m ³ /dk/m)	0.186-0.465	-
Kum Miktarı (m ³ /10 ³ /m ³)	3.74x10 ⁻³ -0.20	0.150
(lt/N/yıl)	5-12	-

Bu kum tutucularda, verilen hava miktarı iyi ayarlanarak yatay hız 0.3 m/sn 'de sabit tutulup %100 kum giderimi sağlamak mümkündür [19]. Yatay hız sabit tutularak, organik maddelerin çökmesi ve çökmüş kumların tekrar suya karışımını önlemek için 1 m³ kum tutucu başına saatte 1-2 m³ hava vermek gerektiği belirtilmektedir [20].

Havalandırmalı kum tutucuların bilinen diğer yöntemlere göre üstünlükleri şunlardır [9];

1. Atıksuya oksijen katılımı sağlanır, bu arada bir miktar askıdaki katı madde ve BOI giderimi sağlanır.

2. Kum tutucuda yük kaybı asgari düzeydedir.

3. Değişken debiler için kum tutucudan aynı verimi almak mümkündür.

4. Yağ uzaklaştırılması amacıyla, köpüklerin toplanmasında da kullanılabilir.

5. Kumların ayrıca yıkanması gerekmez.

Mahzuru ise; üfleyicilere gerek olduğundan işletme masrafı biraz yüksektir.

A.3. Çöktürme (Sedimentasyon)

Çöktürme işlemi, su ve atıksularda bulunan ve sudan daha ağır olan askıdaki partiküllerin (katı maddelerin) yerçekimi kuvveti ile çöktürülerek sudan uzaklaştırılması olarak tanımlanabilir [19].

Su ve atıksu arıtma tesislerinde çöktürme işlemi, sudaki kum ve çakıl gibi maddelerin uzaklaştırılması amacıyla ön çökeltim havuzlarında; askıdaki - katı madde giderilmesi amacıyla aktif çamur çökeltim havuzlarında; biyolojik flokların ve kimyasal koagülasyon işleminin uygulandığı durumlarda ise kimyasal flokların gideriminde kullanılmaktadır. Ayrıca çamur yoğunlaştırıcılarda katı maddeyi daha konsantre hale getirmede de kullanılır. Birçok durumda temel amaç temiz bir çıkış suyu ve kolay işlenip tasfiye edilebilecek yoğun bir çamur elde etmektir [16].

A.3.1. Ön Çökeltim Havuzları

Çökeltim havuzlarının görevi, ham atıksu ile biyolojik veya kimyasal yöntemlerle arıtılmış olan sularda bulunan partikül halindeki maddelerin, özgül kütlelerinin sudan farklı olması prensibinden yararlanarak uzaklaştırılmasıdır. Çökeltim yoluyla arıtmada amaç, kendiliğinden çökebilen ve/veya yüzeye çıkan maddeleri atıksudan ayırmak ve böylece askıda - katı madde içeriğini azaltmaktır [21].

Eğer ön çökeltim havuzu biyolojik arıtma öncesinde kullanılıyor ise ana amaç biyolojik arıtma ünitelerinin yükünün azaltılmasıdır. İyi tasarlanan ve işletilen bir ön çökeltim havuzunda, evsel atıksulardaki askıdaki katı maddelerin yüzde 50 ila 70 'i ve BOI_5 in %25 ila 40 'ı uzaklaştırılır [16]. Endüstriyel atıklarda ise arıtım yüzdeleri katı madde için %50-60 BOI_5 için %10-25 arasındadır [22].

Fazla gelen geri devir çamurunun ön çökeltim havuzlarına geri dönderilmesi durumu haricinde, çökeltim havuzları biyolojik arıtma öncesi kurulduklarında daha kısa bekleme sürelerine ve daha büyük yüzeysel yüklemelere dayanacak şekilde tasarlanırlar [16].

A.3.2. Tasarım Esasları

Atıksudaki tüm katıların üniform boyutlarda, üniform yoğunlukta buna, bağlı olarak üniform özgül ağırlıkta ve üniform şekillerde münferit (ayrık) partiküllerden oluştuğu farzedilirse, bu katıların giderilme verimleri tank yüzey alanına ve alıkonma süresine bağlıdır. Çökeltme tankları genel olarak, sürekli akma esasına göre çalışmak üzere projelendirilirler. Ayrıca çöktürme tanklarının tasarlanmasında bir önemli konu da yatay akış hızının dibe çökmüş katı parçacıkların sürüklenerek tekrar suya karışmalarını önleyecek büyüklükte olmasıdır.

Aynı şekilde çöktürme havuzlarının tasarımında diğer bir hususta, su sıcaklığı, tane yoğunluğu, çapı ve şekil etkisidir. Bu etkilere bağlı olarak çökeltme değişebilmektedir. Tane çapı çöktürme havuzunun hesabında önemli rol oynar, çünkü hesaba esas alınacak yüzeysel yük $S_0(m^3/m^2 \cdot \text{saat})$ değeri buna bağlıdır. Aynı şekilde su sıcaklığı da önemlidir. Viskozite sıcaklıkla değiştiğinden çökeltme hızları da sıcaklıkla değişmektedir. Bu yüzden havuz boyutlandırılırken atıksu sıcaklığı azaldıkça çökeltme hızı, dolayısıyla yüzey yükü azalmaktadır. Yüzey yükünün azalması, gerekli havuz yüzey alanının artması demek olacağından su sıcaklığının tasarımında göz önünde bulundurulması gereklidir. Bir diğer parametrede tanenin özgül ağırlığıdır. Özgül ağırlık arttıkça çökeltme hızı artmaktadır.

Çöktürme havuzunun boyutlandırılmasında yüzeysel hidrolik yüke bağlı olarak, yüzey alanı, bekleme süresine bağlı olarak da

havuz derinliği, havuz enkesit alanına bağlı olarak ise yatay su hızı hesaplanabilir [17].

$$S_0(YHY)(m^3 / m^2 \cdot saat) = \frac{Q(m^3 / saat)}{A(m^2)}$$

Burada; Q = Atıksu debisi (m³/saat) ; A = Yüzey Alanı (m²)

Genellikle ön çökeltim havuzlarının boyutlandırılması Q_{max} 'a göre yapılır [21]. Atık su debilerine bağlı olarak ön çökeltim havuzlarının (1.5-2.5) saatlik bekleme sürelerine göre tasarımı yapılır. Bazenda biyolojik arıtma ünitelerindeki yüklemeleri azaltmak gibi ana amaçla tasarlanan ön çökeltim havuzlarından daha kısa bekleme sürelerine sahip (0.5-1 saat), dolayısıyla daha az askıdaki katı madde gideriminin gerçekleştirildiği birincil arıtma kademesi ünitesi olarak kullanılırlar.

$$t \text{ (Bekleme Süresi)} = \frac{V}{Q} = \frac{A \cdot H}{Q}$$

V = Havuz Hacmi (m³) ; Q = Debi (m³/sn) ;

A = Yüzey Alanı (m²) ; H = Derinlik (m)

Çökeltme havuzlarındaki akış olayı havuzun şekli ile giriş ve çıkış tertibatına bağlıdır. Bu bakımdan çökeltim havuzlarını üç grupta toplayabiliriz.

- a. Yatay ve Paralel akımlı çökeltme havuzları
- b. Yatay ve Radyal akımlı çökeltme havuzları
- c. Düşey ve Radyal akımlı çökeltme havuzları

A.3.3. Radyal Akışlı Havuzlar (Dairesel Havuzlar):

Bu havuzların tabanları merkezi bir toplama çukuruna eğimli olmak üzere daire biçimindedir. Giriş merkezdedir ve havuza atıksuyun girdiği kot, çıkış savağının kotundan daha aşağı

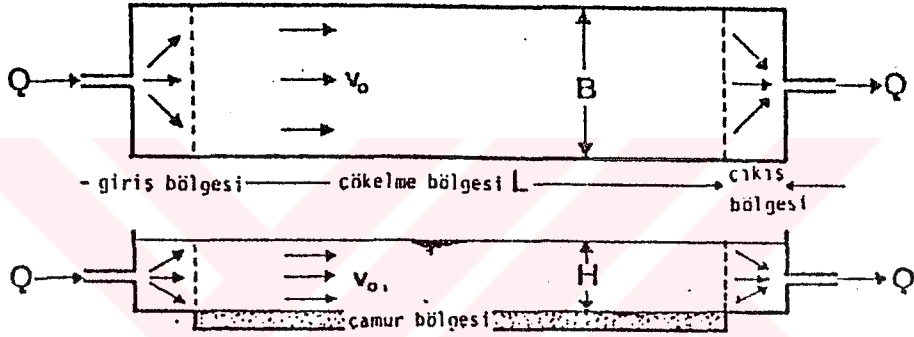
da olduğu için, havuz içerisinde hem radyal hem de yukarıya doğru akış vardır [9]. Dairesel havuzlarda çıkış savakları havuzun dış çevresine yerleştirilir. Dairesel havuzlarda akış yörüngeleri radyaldır ve akış hızları merkezden uzaklaştıkça azalır. Bu nedenle dairesel çökeltim havuzlarında akım koşulları genellikle daha dengesizdir. Akım koşullarındaki dengesizlik havuzda ölü bölgelerin oluşmasına ve çökeltim veriminin azalmasına neden olur. Bu olumsuz durum havuz yarıçapı büyüdükçe artar. Dairesel havuzların çapı, sabit köprülü çamur sıyrıcı ile techiz edildiğinde maximum 50 metre olmaktadır. Havuz yan duvar yüksekliği 1.5 metreden daha az olmamalıdır ve bu derinlik genel olarak çapın 1:6 ile 1:10 'udur. Havuz taban eğimi kullanılan sıyrıcı çeşidine bağlıdır. Genelde yatayla 7.5° açı kullanılmaktadır. 10° lik bir eğimin en iyi sonuç verdiği görülmüştür. Taban eğimi 20° ile 30° arasında olan havuzlarda en kötü sonuçlar alınmıştır [9].

A.3.4. Yatay Akışlı Çökeltme Havuzları

Bunlar dikdörtgen şeklindedir ve havuz tabanı atıksu girişi ucunda bulunan bir çamur toplama haznesine doğru eğimlidir. Dikdörtgen biçimli havuzların akış yörüngeleri paralel ve tüm çökeltim bölgesinde homojendir. Bu tip havuzlarda oluşan stabil akım koşulları bunların tercih edilmesinin ana nedenidir .

Yatay akışlı çökeltme havuzlarında atıksu çıkış savak kotundan daha alçak bir kotta havuza girmekte ve havuz içerisinden geçiş esnasında daha ağır katı maddeler havuz boyunca çökelmektedirler. Havuzda bekleme süresi en az iki saat olmak üzere yüzey yüklemesi, genel olarak $30 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{saat}$ 'dir. Su yüzeyinden itibaren derinlik çıkışta 1.5 metreden daha az olmamalıdır. Büyük havuzlar, çıkış ucunda 3 metreye kadar derinlikte olabilir. Flokların çökeltme hızı $0.83-1.67 \text{ mm/sn}$ arasında değişmektedir ve dikdörtgen havuzlar içerisinden akan atıksuyun yatay hızı saniyede $0.005-0.015 \text{ m}$ 'dir. [9]

Yatay akışlı çökeltme havuzlarında; akım yönü yataydır ve akımın hızı havuzun her yerinde aynıdır (Şekil A3). Ayrıca bu hız çok küçük ve yatay su hareketi "Laminer akım" koşulları altında oluşur. Sonuç olarak, suyun herbir partikülü için alıkonma süresi aynıdır ve debinin tank hacmine oranına eşittir.



Şekil A3. Yatay Akışlı Havuzlarda Akım Yönleri

$$Q = \text{Atıksu debisi (m}^3/\text{sn)} \quad ; \quad V_0 = \text{Yatay hız (m/sn)}$$

$$H = \text{Havuz derinliği (m)} \quad ; \quad B = \text{Tank genişliği (m)}$$

A.3.5. Kısa Devre ve Stabilite

Çökeltme havuzlarının şekli, derinliği ve çıkış yapısı çökeltme verimini etkilemektedir. Bazı havuz şekilleri, atıksuyun taşıdığı çamurun çökmesi için gerekli süreden çok daha az sürede havuzu terk etmesine yani "kısa devreye" yol açmaktadır. Havuza gelen atıksuyun özgül ağırlığı veya sıcaklığı, havuzdaki suyun özgül ağırlık veya ısısından farklı olduğu zaman ortaya çıkan yoğunluk akıntılarında (yoğunluk farklılığı) kısa devreye sebep olmaktadır [9]. Ayrıca havuz yüzeyine rüzgar etkisiyle iletilen kayma gerilmeleride, havuzda çevrintiler ve kısa devrelere neden olabilir. Bu nedenle çökeltim ünitelerinde kısa devre ve çevrinti oluşmasını engelleyecek bazı önlemler almak gereklidir. Bu

önlemlerden başlıcaları, havuza giriş ve çıkışın tüm havuz enkesitinde mümkün olduğunca üniform olarak yapılması ve havuz girişinde giren su ile havuz içeriğinin mümkün olduğunca iyi karışımının sağlanmasıdır. Çökeltim bölgesinde ise, stabil bir yatay akımın sağlanması, kısa devre ve çevrintilerin oluşumunu güçleştirir.

Uygulamada kısa devreleri ve kararsızlık durumlarını kabul edilebilir sınırlarda tutmak için Froude sayısının 10^{-5} 'ten daha büyük olması tavsiye edilmektedir. Türbülansın çökeltme verimini aksi yönde etkilememesi bakımından Reynold sayısı 2000'den küçük tutulmalıdır.

$$Re = (V_0 \cdot 4R / \mu) < 2000 \rightarrow \text{Üniform}$$

$$Fr = (V_0^2 / gR) > 10^{-5} \rightarrow \text{Kararlı}$$

sağlanmaya çalışılmalıdır.

V_0 =Yatay ortalama akış hızı(m/sn) ; g = Yerçekimi ivmesi (m^2/sn)
 R = Havuz enkesiti hidrolik yarıçapı (m) ; μ = Kinematik viskozite

A.3.6. Giriş ve Çıkış Yapıları

Havuza gelen atıksuyu havuz en kesiti boyunca dağıtan giriş yapısının çıkış yapısından daha fazla havuzun randımanı üzerine etkisi vardır. Çoğu zaman kısa devreyi azaltmak için tasarlanmış saptırma plakaları, gerçekte; yoğunluk akıntılarının oluşturulması veya tabakalaşmaya yol açmaları ile kısa devreyi arttırmaktadırlar.

Çıkış yapılarının asıl amacı, savak yakınında akış hızını düşük tutmak ve böylece daha az miktarda askıdaki katı miktarının taşınmalarına izin vermektedir. Savaklanma hızını düşürmede en önemli faktör savak uzunluğudur. Belirli miktarda atıksu için, savağın uzunluğunun artırılması, akış hızını düşürmektedir. Uzun dar, ve nisbeten sığ bir havuz kısa devreyi azaltan bir yapıdır, çünkü havuzun ancak küçük bir kısmında

giriş etkileri hissedilmektedir. Dikdörtgen biçiminde bir havuzda çok sayıda savak kullanılarak etkin savak uzunluğu arttırılır.

Savak yükü; maximum debinin, çıkış savak uzunluğuna bölünmesi ile bulunur. $m^3/m.gün$ veya $lt/m.sn$ olarak ifade edilir.

$$\text{Savak yükü}(m^3/m.gün) = \text{Max debi}(m^3/gün) / \text{Çıkış savak. toplam uzunluğu}(m)$$

Eğer maksimum debide savak yükü $100 m^3/m.gün$ 'den daha aşağıya düşerse savakların kendi kendine temizlenememe problemi ortaya çıkar. Maksimum debide savak yükü $300 m^3/m.gün$ 'ü geçerse bir miktar çamur savaklardan kaçabileceği gibi, köpük de köpük engeli altından savaklara ulaşabilir. Ön çökeltim havuzları için tipi tasarım parametreleri çizelge A6' da verilmiştir.

Çizelge A6. Ön Çökeltim Tankları için Tasarım Parametrelerinin Tipik Değerleri [15],[20]

Parametre	Değer	
	Aralık	Tipik
İkinci kademededen önce gelen ön çökeltim havuzları		
Alıkonma süresi, (saat),h	1.5-2.5	2.0
Y.H.Y, $m^3/m^2.gün$		
Ortalama debide	32-48	-
Pik debide	80-120	100
(Birim debide) Savak Yükü, $m^3/m.gün$	125-500	250
Fazla gelen geri devir çamurunuda alan ilk çökeltim havuzları		
Ortalama debide bekletme zamanı (saat),h	1.5-2.5	2
Y.H.Y, $m^3/m^2.gün$		
Ortalama debide	24-32	-
Maximum debide	48-70	60
Savak Yükü, $m^3/m.gün$	125-500	250

Atıksuların ön çökeltiminde kullanılan dikdörtgen ve daire planlı havuzların genel boyutları çizelge A7' de, çeşitli literatürlerden elde edilen parametre değerleri ise çizelge A8' de verilmiştir.

Çizelge A7. Dikdörtgen ve Dairesel Havuzların Genel Boyutları [19]

Parametre	Değer	
	Aralık	Tipik
<u>Dikdörtgen planlı havuzlar.</u>		
Derinlik (m)	3-5	3.6
Uzunluk (m)	15-90	25-40
Genişlik (m)	3-24	6-10
Çamur kazıyıcı hızı (m/dk)	0.6-1.2	1
<u>Daire planlı havuzlar.</u>		
Derinlik (m)	3-5	4.5
Çap (m)	3.6-60	12-45
Taban eğimi, (mm/m)	60-160	80
Çamur kazıyıcı hızı (m/dk)	0.02-0.05	0.03

Çizelge A8. Çökeltim Havuzlarının Boyutları için Çeşitli Literatürlerden Elde Edilen Değerler

(B = Genişlik ; H = Derinlik ; L = Uzunluk ; D = Çap)

Kaynak	11	23	20	24
B / H	1/3-1/4	-	-	-
B / L	1/4 -1/6	1/3-1/5	1/4-1/5	1/4-1/6
H / L	-	-	-	1/20-1/35
L (m)	30 - 50	-	-	40 - 70
D (m)	30 - 40	10 - 40	-	-
H (m)	1 - 2	2 - 2.5	3 - 5	1.5 - 2.5

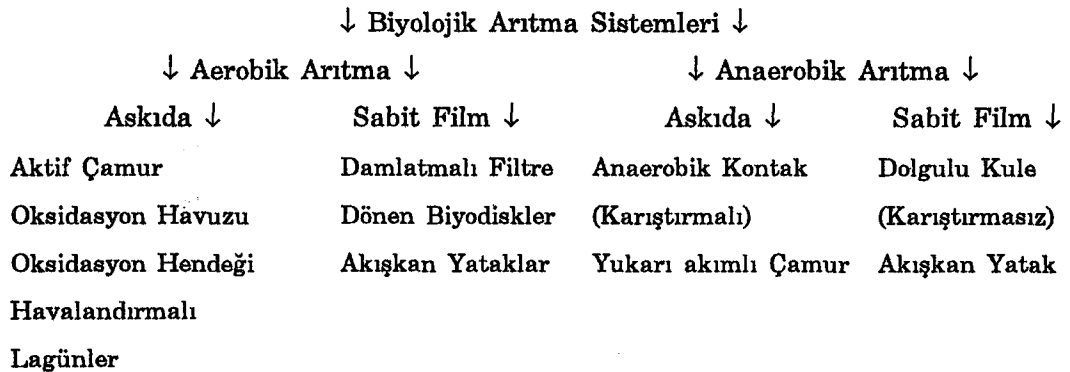
B. BİYOLOJİK ARITMA

Biyolojik arıtma; atıksu bünyesinde bulunan organik ve kısmende inorganik kirletici maddelerin mikroorganizmalar tarafından besin ve enerji kaynağı olarak kullanılmak suretiyle atıksudan uzaklaştırılması esasına dayanır [25]. Biyolojik arıtma üniteleri ön çökeltmeden çıkan atıksuları almakta ve ön arıtmada giderilemeyen kirlilik yükünü arıtmaktadır. Ön çökeltme, iri katı parçacıkların uzaklaştırılmasında etkili olurken, biyolojik yöntemler ise çözünmüş yada kolloid halde bulunan organik maddelerin uzaklaştırılmasında etkilidirler.

Ön arıtmada genelde ham atıksuda bulunan BOI'nin %30-35'i, askıdaki katı maddelerin %60'ı uzaklaştırılmaktadır [9]. Daha fazla BOI giderimi için ikincil arıtma yani biyolojik arıtma uygulanması gerekmektedir.

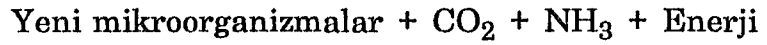
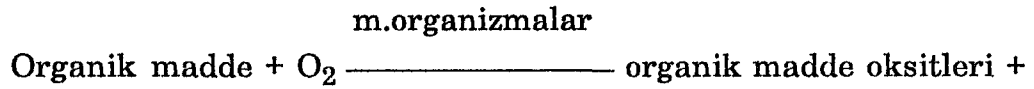
Biyolojik arıtma üniteleri değişik şekillerde sınıflandırılabilirler. Ortamda oksijen varlığına göre aerobik ve anaerobik olarak sınıflandırılan bu sistemler, kullanılan organizmaların sistemdeki durumuna göre askıda (süspansiyon) ve sabit film (Fixed film) prosesleri olarak da sınıflandırılabilirler.

Bu sınıflandırmaya göre biyolojik arıtma sistemleri aşağıdaki şemayla özetlenebilir.



Aerobik arıtma katı, sıvı ve gaz atıklara uygulanabilen ve oksijen varlığında karbon, azot ve kükürtlü bileşikler CO_2 , NO_3^- , ve SO_4^{2-} 'e yükseltgenmesini sağlayan proseslerdir .

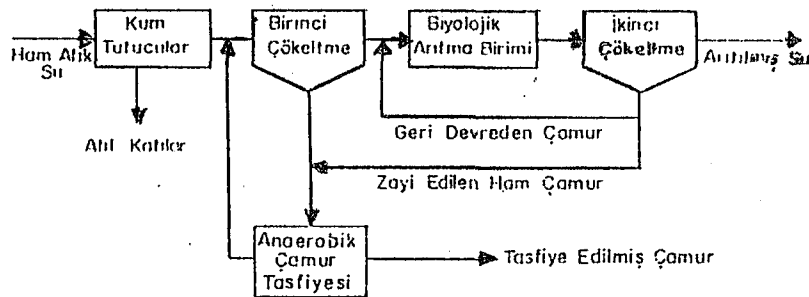
Aerobik süreçlerde hakim olan biyokimyasal mekanizma aşağıdaki denklemlerle çok genel bir biçimde ifade edilebilir.



B.1. Aktif Çamur Prosesi

Aerobik (oksijenli) atık tasfiye sistemleri ile atıksularda bulunan organiklerin büyük bir kısmını daha az zararlı inorganik maddelere ve mikrobik maddelere, kontrollü bir şekilde dönüştürmek mümkündür. Bu tip tasfiye sistemlerine aktif çamur arıtım sistemleri de denilmektedir .

Aktif çamur, biyolojik aktivikte gösteren çamur anlamında kullanılır. Aktif çamur prosesi, çözünmüş ve kolloidal yapıdaki maddeleri biyolojik yumaklar haline dönüştürmek için kullanılan bir sistemdir . Bir Aktif çamur sisteminin akım şeması Şekil B1 'de gösterilmiştir.



Şekil B1. Aktif Çamur Süreci Akım Şeması [27]

Aktif çamur tankında organik bileşikler, çok sayıda değişik türden organizmalarla oksitlenerek CO_2 ve H_2O 'ya NH_4^+ te NO_3^- 'e (nitrifikasyon) oksitlenir [26].

Bir aktif çamur sistemi aşağıdaki birimlerden oluşmaktadır;

1. Tam karışımly yada piston akış için tasarlanmış bir veya birden fazla reaktör havuzu,
2. Reaktöre organik maddenin parçalanmasında ihtiyaç duyulan oksijenin sağlanmasında kullanılabilir difüzör veya mekanik havalandırıcı,
3. Reaktör içeriğinin karıştırılması için bir donanım,
4. Mikrobiyolojik kütlenin arıtılmış atıksudan ayrılması için bir çökeltme havuzu,
5. Çökeltme havuzunda toplanan katıların havalandırma havuzuna yeniden devir yapılabilmesi için bir donanım,
6. Sistemden fazla biyolojik katı maddelerin atılması için bir donanım,

Aktif çamur proseslerinin tasarımında aşağıda belirtilen faktörler göz önünde bulundurulmalıdır [16].

1. Reaktör tipinin seçimi
2. Yükleme kriteri (org. yükleme)
3. Çamur Üretimi
4. Oksijen gereksinimleri ve transferi
5. Nutrient gereksinimi
6. Flamentli organizmaların kontrolü
7. Çıkış suyu özellikleri.

B.1.1. Reaktör Tipinin Seçimi

Biyolojik arıtma ünitelerinin tasarımında temel adımlardan biriside arıtma prosesinde kullanılacak olan reaktör tipinin (türünün) seçimidir.

İşletim faktörleri ise şöyle sıralanabilir.

1. Arıtma prosesinde gerçekleşen reaksiyon kinetiği
2. Oksijen transfer gereksinimleri
3. Arıtılacak olan atıksuyun özelliği (doğası-türü)
4. Yerel çevresel koşullar
5. Son çökeltim havuzu da dahil edilmek üzere inşaat işletim masrafları

Bunların birbirine göre önem sıralaması uygulamadan uygulamaya geçeceği için reaktör türünün seçimi yapılırken herbiri ayrı ayrı incelenmelidir. En sık kullanılan iki reaktör tipi (türü) tam karışimli ve piston akımlı reaktörlerdir. İlginçtir ki kullanımda bulunan bir çok tam karışimli ve piston akımlı reaktörlerin hidrolik bekleme sürelerinin aynı olduğu görülmüştür. Bunun sebebi kentsel atıklardaki toplam (çözünabilir ve çözünemez) substrat gideriminin, substrat konsantrasyonuna göre yaklaşık olarak sıfırıncı dereceden olmasıdır. Hücre konsantrasyonuna göre ise birinci dereceye benzer [16].

B.1.2. Yükleme Kriterleri

Aktif çamur proseslerinin tasarımı ve kontrolü için birçok ampirik parametreler üretilmiştir. Bu parametrelerden en sık kullanılan iki tanesi;

1. Besin Mikroorganizma oranı (F / M) ve,
2. Ortalama çamur yaşı 'dır.

Besin - Mikroorganizma oranı aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$(F/M) = \text{"Besin"}(\text{Organik Madde}) / \text{"Katı"} (\text{Mikroorganizma}) = S_0 / \theta_c X$$

S_0 = Giriş BOİ veya KOİ konsantrasyonu (mg/l)

θ_c = Havalandırma tankındaki hidrolik bekleme süresi

$\theta_c = V / Q$, gün

V = Havalandırma tankı hacmi, m^3

Q = Giriş atıksu debisi, $m^3/\text{gün}$

X = Havalandırma tankındaki uçucu askıdaki katı madde konsantrasyonu, mg/lt

Besin-Mikroorganizma oranı ile özgül kullanım hızı (U) arasındaki bağıntı

$$U = (F / M)E / 100 , \text{ şeklinde ifade edilebilir.}$$

Bu oran birim organizma kütlesi tarafından kullanılan substrat'ın miktarını belirlemede kullanılır.

E = Proses verimi, %, (F / M) oranını ve E (Verim) eşiti olan $(S_0 - S / S_0)100$ bağıntısını kullanarak özgül kullanım hızını (U) aşağıdaki şekilde ifade edebiliriz.

$$U = (F / M)(S_0 - S / S_0) \Rightarrow (S_0 / \theta_c X)[(S_0 - S) / S_0]$$

$$U = S_0 - S / \theta_c X$$

S = Çıkış BOİ veya KOİ konsantrasyonu; mg/lt

Ortalama çamur yaşı kullanılan hacme bağlı olarak aşağıdaki iki bağıntıdan herhangi biri ile ifade edilebilir: Havalandırma tankı hacmine göre;

$$\theta_c = V_r X / Q_w X_w + Q_e X_e$$

θ_c = Havalandırma tankının hacmine göre hücrenin ortalama çamur yaşı, gün

V_r = Havalandırma tankı hacmi, m^3

X = Havalandırma tankındaki uçucu askıdaki katı maddelerin konsantrasyonu, mg/lt

Q_w = Atık çamurun debisi, m^3/sn

X_w = Pis su içindeki uçucu askıdaki katı madde konsantrasyonu, mg/lt

Q_e = Tasfiye edilmiş (Aritilmiş) çıkış suyu debisi, m^3/sn

X_e = Aritilmiş çıkış suyundaki uçucu askıdaki katı madde konsantrasyonu, mg/lt

Toplam sistem hacmine göre

$$\theta_{ct} = X_t / Q_x X_w + Q_e X_e$$

θ_{ct} = Toplam sistem hacmine bağı olan hücrenin ortalama çamur yaşı, gün

X_t = Sistemdeki toplam uçucu askıdaki katı madde kütlesi, g.
(Havalandırma tankındaki katılar + çökeltim havuzundaki katılar + çamur geri devir aksamındaki katılar)

Tüm substrat dönüşünün havalandırma tankında gerçekleştiği kabulüne dayanarak reaktör tasarımının θ_c 'ye göre yapılması tavsiye edilir [16].

Bu parametreler karşılaştırıldığında özgül kullanım hızı olan U 'yu (Verimin F/M değeriyle çarpılması) substrat 'ın (BOİ) birim organizma kütlesi tarafından kullanım hızının bir ölçüsü ve θ_c 'yide organizmaların sistemdeki ortalama bekleme sürelerinin bir ölçüsü olarak tanımlamak mümkündür. Ortalama çamur yaşı olan θ_c , Besin-Mikroorganizma oranı "F/M"ve özgül kullanım hızı "U" arasında aşağıdaki şekilde bir bağıntı mevcuttur [16].

$$1 / \theta_c = [Y(F / M)(E / 100)] - b = YU - b$$

Y = (Hücre oluşum katsayısı giderilen kg organik madde başına oluşan hücre miktarı)

E = Proses verimi, %

b= Endojen azalım katsayısı, zaman⁻¹

Literatürde verilen tipik F/M oranları 0.05 ile 1 arasında hücrenin bekleme süresi ise 3-15 gün arasında değişir. 3-15 gün arasında değişen ortalama çamur yaşlarının stabil, yüksek kalitede bir çıkış suyu ve mükemmel çökeltme özellikleri gösteren bir çamur oluşumunu sağladığından göstermiştir [16].

Alıkonma süresi genellikle giriş atıksu debisine bağlıdır. Tipik olarak havalandırma tankındaki alıkonma süreleri 4-8 saat arasında değişir. Organik yük miktarı 0.3 ile 3, hatta 3 'den daha fazlada olabilmektedir. Organik yük miktarı 0.3 ve ≥ 3 kg

BOI₅/m³gün (havalandırma tankı hacmi-gün) arasında değişir. Bu tür ampirik bağıntılar kullanıldığında çamur yaşı (Tasarım parametresi oldukları halde, işletim değişkenleri olarakda göz önünde bulundurulması gereken değerler) nın önemsenmemesine rağmen bu tür bağıntılar kentsel atıksuların arıtılmasında yeterli minimum havalandırma tankı hacmini vermesi açısından faydalıdır.

B.1.3. Çamur Üretimi

Günde oluşabilecek çamur miktarının bilinmesi önemlidir. Çünkü bu değer atık çamurun işlenmesi ve uzaklaştırılması için gerekli olan ünitelerin tasarımını etkiler. Günlük çamur miktarı (çamur fazlası) aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir .

$$P_x = Y_{obs} \cdot Q (S_0 - S) \cdot (10^3 \text{ g/kg})^{-1}$$

P_x = Uçucu askıda katı madde cinsinden her gün oluşan (günlük) net atık çamur fazlası, (kg/gün)

Y_{obs} = Verim katsayısı, (gr/gr)

S = Çıkış BOİ veya KOİ konsantrasyonu, (mg/lt)

S_0 = Giriş BOİ veya KOİ konsantrasyonu, (mg/lt)

Q = Giriş Atıksu debisi, (m³/gün)

$$Y_{obs} = Y / 1 + b(\theta_c \text{ veya } \theta_{ct})$$

b = Endojen ayrışma katsayısı (T⁻¹)

Yukardaki bağıntıda θ_c veya θ_{ct} 'nin kullanımı analizlerde, havalandırma tankındaki katılarla, toplam sistemdeki katılardan hangisinin gözönünde bulundurulduğuna bağlı olarak değişir [15].

Y = Dönüşüm katsayısı (Giderilen kg organik madde başına üretilen hücre miktarı)

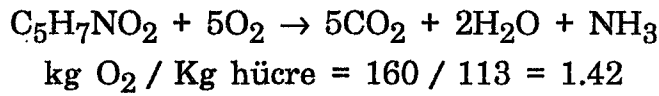
Y = kg biyomadde / kg giderilen BOI₅ [20].

Mikroorganizmalar çoğalırken ortamdaki besi maddesini kullanırlar. Bu esnada besi maddesinin bir kısmı organizma bünyesine geçer. Bir kısmı da yakılarak enerji elde edilir. Zaman geçtikçe mikroorganizmanın konsantrasyonu artar. Buna mukabil besi maddesinin C konsantrasyonu azalır. Artan mikroorganizma kütlesi ile azalan (tüketilen) besi maddesi kütlesi arasındaki orana dönüşüm katsayısı denir ve Y ile gösterilir [20].

$$P_x = QX = QY(S_0 - S) / 1 + b\theta_c$$

B.1.4 Oksijen Gereksinimi ve Transferi

Teorik olarak oksijen ihtiyacı atığın (atıksu) BOI_5 değerinden ve hergün (günde) atılan organizma miktarından yola çıkılarak hesaplanabilir. Çünkü, eğer BOI_5 'in tamamı son ürünlere çevrilirse (dönüşüyorsa), toplam oksijen gereksinimi, BOI_5 'in, BOI_L 'ye dönüştürülmesiyle elde edilir (Uygun bir çevirme faktörü kullanılarak). Bilindiği üzere, atığın bir kısmının sistemden ayrıldıktan sonra yeni hücrelere dönüştüğü bilinmektedir; bu yüzden eğer atılan hücrelerin BOI_L 'si toplamdan çıkarılırsa, kalan miktar sisteme verilmesi gereken oksijen miktarıdır. Bir mol hücrenin tamamen oksitlenmesi için gerekli oksijen miktarı nihai yani BOI_L aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.



Yukarıda verilen bağıntıdan hücrelerin bir molünün BOI_L 'sinin hücre konsantrasyonunun 1.42 katı olduğu görülmektedir.

Böylece bir aktif çamur sisteminde atıksudaki karbonlu organik maddelerin çözünmesi için gerekli teorik oksijen gereksinim şöyle hesaplanır;

(kgO₂/gün) = (Kullanılan BOİ_L'nin toplam kütlesi (kg/gün) / Uygun çevirme faktörü) - 1.42 atılan org.mad.küt. (kg/gün)

$$(kgO_2/gün) = [Q(S_0 - S)(10^3 \text{ g/kg})^{-1} / f]1.42P_x$$

f = BOİ₅ 'in BOİ_L 'ye dönüştürülmesi için kullanılan faktör.

Sistemde nitrifikasyon da söz konusu ise karbonlu organik maddelerin giderimi+Amonyakın nitrata dönüşümü için gerekli olan toplam oksijen miktarı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$(kgO_2/gün) = [Q(S_0 - S)(10^3 \text{ g / kg})^{-1} / f] - 1.42P_x + 4.57Q(N_0 - N)(10^3 \text{ g/kg})^{-1}$$

N₀ = Girişteki toplam Kjeldahl Azotu (mg/lt)

N = Çıkıştaki toplam Kjeldahl Azotu (mg/lt)

4.57 = Toplam Kjeldahl Azotunun tam oksidasyonu için gerekli oksijen miktarı ile ilgili çevirim faktörü.

Böylece şayet havalandırma sisteminin verimi biliniyor yada tahmin edilebiliyorsa, gerçek havalandırma gereksinimi belirlenebilir. 0.3 'den büyük olan F/M oranı için havalandırma miktarı konvensiyonel prosesler için büyük kabarcıklı, 30-55 (m³/kg giderilen BOİ₅) ve küçük kabarcıklı difüzörler için de 24-36 m³/kg giderilen BOİ₅ civarındadır.

Daha düşük F/M oranlarında endojen solunum, nitrifikasyon ve uzun süreli havalandırmalar, kullanılan hava miktarını 75-115 (m³/kg giderilen BOİ₅) kadar artırır.

Uzun havalandırılmalı sistemler hariç, havalandırılmalı tankların maximum yüklenmeleri durumunda bütün aktif çamur prosesleri için normal hava gereksinimi 93.5 m³/kg BOİ₅ 'dir.

Difüze havalandırılmalı sistemlerde kullanılan hava miktarı genellikle 3.75 ila 15.0 m³/m³ arasında değişmekle birlikte ilk

etapta tasarım için bir yaklaşım değeri $7.5 \text{ m}^3/\text{m}^3$ dizayn faktörü kullanılabilir.

B.1.5. Besin Gereksinimi

Biyolojik arıtmanın etkin olarak yapılabilmesi için nitrojen ve fosfor gibi besin maddelerinin ortamda yeterli oranda bulunması gerekmektedir. Hücrelerin ($\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$) ortalama miktarına göre ağırlıkça yaklaşık olarak %12.4 nitrojen bulunmalıdır. Fosfor gereksinimi ise genellikle bu değerin 1/5 'i kadar kabul edilir. Bu değerler sabit miktarlar olmamakla birlikte tipik değerlerdir. Gerçekte bu değerler hücrelerin yaşına ve çevresel koşullara göre değişiklik gösterir . Tipik evsel atıksuların azot (Toplam N) konsantrasyonu değeri 20-85 mg/lt, fosfor konsantrasyonu ise 4-15 mg/lt arasında değişim göstermektedir[16].

B.1.6. Çıkış Suyu Özellikleri

Tasfiye edilmiş suyun kalitesini belirlemede içinde bulundurduğu organik madde miktarı önem teşkil eder. Biyolojik arıtmadan çıkan suyun içindeki organik maddeler, üç ayrı özelliكتedir [16].

1. Biyolojik olarak parçalanıp eritilebilir organikler
2. Askıda bulunan (yüzen) organik maddeler
3. Parçalanıp ayrıştırılamaz organikler

Evsel atıksuları tasfiye eden ve iyi işletilen bir tesiste çıkış suyunun çözülmüş karbonlu maddelerini gösteren BOI_5 değeri genel olarak 2-10 mg/lt arasında olmalıdır [10].

Bir aktif çamur ünitesinin tasarımında kullanılan eşitlikler çizelge B1' de, aktif çamur ve modifikasyonlarının tasarım kriterleri ise çizelge B2' de verilmiştir.

Çizelge B1. Aktif Çamur Ünitesi Tasarım Eşitlikleri [26]

Tasarım Eşitliği	Geri Döngüsüz	Geri Döngülü
Çıkış suyu BOI 'si (S)	$S=K_s(1+b\theta_c)/\theta_c(Yk-b)-1$	$S=K_s(1+b\theta_c)/\theta_c(Yk-b)-1$
Reaktör Biyokütle Konsantrasyonu (x)	$X=Y(S_0-S)/(1+b\theta_c)$	$X=Y(S_0-S)/(1+b\theta_c)$
Çamur yaşı (θ_c)	$1/\theta_c=\mu=(Yk-S/K_s+S) - b$	$1/\theta_c=\mu=(Yk-S/K_s+S) - b$
Minimum çamur yaşı (θ_{cm})	$\theta_{cm}=(Yk - b)^{-1}$	$\theta_{cm}=(Yk - b)^{-1}$
Reaktördeki Toplam Biyokütle	$m_x=VX=YQ(S_0-S_1)\theta_c/(1+b\theta_c)$	$m_x=YQ(S_0-S_1)\theta_c/(1+b\theta_c)$
Arıtım Verimi (%)	$E=1-S/S_0$	$E=1-S/S_0$
Hidrolik Alkonma Süresi	$\theta_H = \theta_c$	$\theta_H = \theta_c[1+r - r(X_r/X)]$

B.1.7. Havalandırma Havuzu Prosesi

Havalandırma havuzları, genel olarak, betonarmeden inşa edilmektedir ve üstleri açık bulunmaktadır. Atıksuyun difüzörlerle havalandırılması gerektiğinde, havuzun geometrisi havalandırma verimini ve elde edilen karışım derecesini önemli ölçülerde etkileyebilir. Havuzdaki atıksu derinliği, difüzörlerin randımanla çalışabilmeleri için 3 ila 5 metre arasında olmalıdır. Su seviyesinin üzerinde 0.3 ila 0.6 metrelik bir hava payı bulunmalıdır. Spiral akışlı karışım kullanılacak ise havuz genişliğinin derinliğe oranı önemlidir. Bu tip havuzlar için enin derinliğe oranı 1/1 'den 2.2/1 'e kadar değişmektedir. Bu şart havuz kanalının genişliğini 6 ila 12 metre arasında sınırlamaktadır.

Çizelge B2. Aktif Çamur ve Modifikasyonları Tasarım Kriterleri [15].

Proses Tipi	(Katı Bekleme Süresi) θ_c , gün	(Besin kütle oranı) (F/M) $\text{kg.BOD}_5/\text{gün}$	(Hacimsel Yük) $\text{kg.BOI}_5/\text{gün}$	MLSS mg/t	Hacim/Debi V/Q (saat)	Geri Devir Oranı Q_r/Q	Akım Rejimi	BOI_5 Uzaklaşım a Verimi %	Gerekli hava hacmi $\text{m}^3/\text{kg.BOI}_5$
1. Klasik Metod	5-15	0.2-0.4	0.3-0.6	1500-3000	4-8	0.25-0.5	Piston akım	85-95	45-90
2. Azalan (Kademeli Havalandırma)	4-15	0.2-0.4	0.6-1	2000-3500	3-5	0.25-0.75	Piston akım	85-95	45-90
3. Sürekli Tam Karışım	4-15	0.2-0.4	0.8-2	3000-6000	3-5	0.25-1	Tam karışım	85-95	45-90
4. Kontak stabilizasyon Kontak ünitesi stabilizasyon ünitesi	4-15	0.2-0.6	1-1.2	-	-	0.25-1	-	-	45-90
				1000-3000 4000-10000	0.5-1 3-6	- -	Piston akım Piston akım	80-90 80-90	- -
5. Yüksek oranda havalandırma	4-15	0.4-1.5	1.6-16	4000-10000	0.5-2	1-5	Tam Karışım	75-90	25-45
6. Saf oksijen sistemi	8-20	0.2-1	1.6-4	6000-8000	1-3	0.25-0.5	Tam Karışım	85-95	-
7. Üzalmalı havalandırma	20-30	0.05-0.15	0.16-0.4	3000-6000	18-36	0.75-1.50	Tam Karışım	75-90	90-125
8. Kraus sistemi	5-15	0.3-0.8	0.6-1.6	2000-3000	4-8	0.5-1	Piston Akım	85-95	-

B.1.8. Havalandırma Sistemleri

Atıksuların havalandırılması başlıca 2 metotla yapılmaktadır.

1. Havuz tabanına yerleştirilen gözenekli hava dağıtıcılar (difüzörler) veya hava üfleyen delikler (nozzle) vasıtasıyla hava ve saf oksijenin atıksuya verilmesi
2. Atıksuyun mekanik havalandırıcılarla yüzeysel havalandırılması.

1- Kabarcıklı Havalandırma (Difüzörler)

Havalandırma sistemlerinde en çok kullanılan difüzörler, ince, orta ve iri hava kabarcıkları meydana getirecek şekilde projelendirilir . Difüzörlerde kabarcık büyüklüğü,

- Hava akış hızı
 - Difüzörlerin batma derinliği
 - Havalandırma havuzunun şekli
 - Havalandırma havuzunda difüzörlerin (dağıtıcı birimlerin) tabana yerleştirilmesi
 - Difüzörlere verilen havanın, debisi veya belirli bir hava debisi için kullanılan difüzör sayısı
 - Atıksuyun havuz içinde akış hızı
- gibi faktörlere de bağlıdır.

Difüzörler genellikle hava kabarcıklarının yükselmesini sağlamak için havuz derinliğinden tam yararlanmak üzere mümkün olduğunca havuz dibine yakın yerleştirilirler.

2- Mekanik veya Yüzeysel Havalandırma

Mekanik havalandırma, suya çok az batmış dönen kanatlar vasıtasıyla yapılır. Dönme nedeniyle suyu normal yüzeyinin

üzerine püskürtür ve böylece artan hava-su arakesit yüzeyinde gaz transferinin gerçekleşmesini sağlarlar.

Mekanik havalandırma, aktif çamur işleminde, atıksu ile biyolojik çamur karışımının havalandırılması için kullanılır. Mekanik havalandırma, kabarcıklı havalandırma ile karşılaştırıldığında, mekanik havalandırıcıların bazı çok belirgin üstünlükleri bulunmaktadır. Çünkü kabarcıklı havalandırmanın boruları üfleyiciler veya fon ve hava filtreleri gibi donanımlara ihtiyaç göstermemektedir [9]. Ayrıca ekonomik ömürleri uzun ve bakımları azdır. Bu tür havalandırıcılarda cihazın büyüklüğü, batma derinliği ve dönüş hızı oksijen verme kapasitesini etkileyen en önemli unsurlardır [14].

B.2. Damlatmalı Filtreler

Biyolojik arıtma yöntemlerinden bir tanesi de, biyolojik filtrasyondur. Biyolojik filtrasyon damlatmalı filtre'de gerçekleşir. Genelde evsel atıksuların arıtımında aktif çamur arıtım sistemleri yerine alternatif olarak kullanılmaktadırlar [27].

Damlatmalı filtrelerin fonksiyonu, çözünmüş organik maddeleri gidermek, evlerden ve endüstriden gelen organik katı maddeleri oksitleyerek çökebilen stabil maddeler haline dönüştürmektir.

Damlatmalı filtreler üzerleri mikroorganizmalarla ile kaplanmış tabii (kaya v.s.) veya sentetik olarak geçirimli malzemelerden yapılmış bir yataktan meydana gelir. Mekanik bir arıtmadan geçmiş ve içinden çökebilen maddeleri ayrılmış olan kullanılmış sular kontrollü miktarlarda bu malzemenin üzerinden dağıtıcılar vasıtasıyla akıtılır. Yatak üzerindeki mikroorganizmalar, üzerinden geçen sudaki organik madde ve oksijen ile temas ederek atık suda fiziksel, kimyasal ve biyolojik değişiklikler yaparak atık suyun temizlenmesini sağlarlar.

Damlatmalı filtreler, şok yüklemelere karşın aktif çamur ünitelerinden daha dayanıklı olup daha az işletme masrafları (dışardan havalandırma olmadığı için) gerektirir ve çıkış suyunda daha az BOI içerirler (daha yüksek performans). Bunun yanında, daha fazla yatırım masrafları ve alan gerektirirler.

Damlatmalı filtreler ve aktif çamur sistemlerinin karşılaştırılması Çizelge B3 'de verilmiştir. Öte yandan çıkış suyunda bulunan çökebilir katı maddelerin uzaklaştırılması için çökeltmenin ve filtrelerden önce bir mekanik arıtma gerekliliği tesislerin ilk yatırım masraflarını arttırmaktadır.

Çizelge B3. Damlatmalı Filtreler ve Aktif Çamur Sistemlerinin Karşılaştırılması [26]

Konu	Damlatmalı Filtre	Aktif Çamur
Yatırım masrafı	Yüksek	Düşük
İşletme Masrafı	Düşük	Yüksek
Alan Gereksinimi	Yüksek	Düşük
Havalandırma	Yeterli Olmayabilir	Yeterli
Sıcaklık Kontrolü	Zor	Kolay
Şok Yüklemelere Duyarlılık	Az Duyarlı	Çok Duyarlı
Çıkış akımının berraklığı	İyi	İyi Değil
BOI Giderimi	%70-90	%80-99
Hidrolik Alıkonma Süresi		
Düşük Hız	6-40 saat	4-10 saat
Yüksek Hız	0.5-4 saat	-
Koku	Fazla	Az

Damlatmalı filtreler'de atıksuyun arıtılması üç ana aşamada olmaktadır. Bunlar genellikle ızgara, kum tutucu ve ön çökeltmeden oluşan fiziksel arıtma, damlatmalı filtreden geçme ve son çökeltme işlemidir. Her ne kadar diğer iki aşama, işlemin başarılı olması için gerekli iselerde, filtrenin etkin çalışması en önemli aşama olarak görülmektedir.

Damlatmalı filtrelerde başlıca 3 parametre önemlidir.

1. Özel yüzey alanı veya filtre malzemesi (yüzey alanı ne kadar büyükse, birim hacim başına biyokütle miktarıda o kadar fazladır).
2. Boş alan yüzdesi (boş alan ne kadar fazla ise (oksijen miktarına kısıtlamaksızın) hidrolik yüklemde o kadar fazla olabilir).
3. Mikroorganizmalar için gerekli organik madde ve su kaynağı

Eğer bu üç şart gerçekleşirse, damlatmalı filtre, çok değişken yük durumlarında daha iyi bir arıtım yapabilir.

Damlatmalı filtrelerde çoğu zaman kullanılan iki ortam çeşidi, taş ortam ile sentetik ortamdır. Çapı 25 ile 100 mm arasında değişen taş ortamın derinliği projelendirmeye göre değişmekle birlikte, genel olarak, boş alanın azlığı ve yapısal destekleme gereksinimi nedeniyle, 0.9 ila 2.5 m arasında, ortalama 1.8 m civarındadır. Yatağa yerleştirilen taşların giderek aşınmaları nedeniyle mukavemetlerini kaybetmelerini sistemin arıtma verimliliğinin düşmesine neden olmaktadır. Bu nedenle son yıllarda kullanılmaya başlanan sentetik ortamın ağırlığının daha az olması (yüksek filtre inşasına müsait olduğundan geniş film sıvı tabakası) daha geniş yüzey alanı ve daha fazla boş alan olması (yeterli hava temininin sağlanması) bakımından daha avantajlıdır. Bu avantajları nedeniyle sentetik malzeme kullanıldığında 12 m derinliğe kadar damlatmalı filtre inşa edilmiştir [9].

-BOİ Uzaklaştırma Mekanizması

Damlatmalı filtrelerin ilk çalışması sırasında kullanılmış su pratik olarak hiç bir değişikliğe uğramadan filtreyi terkeder. Dolgu malzemesi olarak kullanılan her elemanın yüzeyi zamanla jel gibi, aktif bir biyolojik film ile kaplanır. Bu mikroorganizmaların tabii büyümesi sonucudur. Kullanılmış sudaki organik maddeler, damlatmalı filtre malzemesi yüzeyinde teşekkül eden biyolojik film tabakasındaki mikroorganizmalar tarafından ayrıştırılır

(parçalanır). Bu işlem esnasında CO₂, H₂O, nitratlar, sülfatlar ve fosfatlar meydana gelir. Atıksudan ayrılan organik maddeler biyofilm içerisinde absorbe edilmektedir .

Biyofilm tabakasının dış kısımlarında, organik madde aerobik organizmalar tarafından ayrıştırılır. Mikroorganizmalar büyüdükçe, biyofilm kalınlığı artmakta ve çözülen oksijen biyofilm tabakasının içine nüfuz etmeden önce tüketilmektedir [9]. Böylece, ortam yüzeyinin yakınında anaerobik bir ortam teşekkül etmektedir. Biyofilm tabakasının kalınlığı arttıkça organik maddeler ortam yüzeyinin yakınında bulunan mikroorganizmalara ulaşmadan önce oksitlenmektedir. Hücre karbonu için dıştan kaynak olmaması sonucunda, ortam yüzeyindeki mikroorganizmalar bir endojen büyüme fazı ile karşılaşmakta ve ortam yüzeyine tutulu kalma yeteneklerini kaybetmektedirler. Bu durumda biyofilm ortamdan kopmakta ve yeni bir biyofilm tabakası büyümeye başlamaktadır. Bu biyofilm tabakasının yok olması filtre üzerindeki organik ve hidrolik yükün bir fonksiyonudur.

B.2.1. Damlatmalı Filtrelerin Sınıflandırılması

Damlatmalı filtreler; hidrolik ve organik yüklemeye bağlı olarak, düşük hızlı, orta hızlı, yüksek hızlı ve süper hızlı filtreler şeklinde sınıflandırılır.

a- Düşük Hızlı Damlatmalı Filtreler

Düşük hızlı damlatmalı filtrelerden, atıksu sadece bir kere geçmekte ve buradan çıkan su tesisten çıkmadan önce son çökeltme havuzlarına gitmektedir. Düşük hızlı damlatmalı filtrelerde geri devir yoktur. Bu filtrelerde besleme aralıklı olarak yapılır. Tepkime ile dönen dağıtıcıyı çevirmek için yeterli debi sağlamak üzere ön çöktürme havuzu ile filtre arasına bir dozlama sifonu veya benzeri değişken akış kontrolü sistemi

yerleřtirimelidir. Aksi taktirde, geceleri, debinin dűřűk olduęu zamanlar daęıtıcı kolun dűnmesi durmakta ve atıksu sadece kolun yavařlaması durumunda sűzűlmektedir. Dűřűk hızlı damlatmalı filtrelerin çoęunda filtre ortamını 0.6 ila 3.2 metrelik bir kısmında etkili bir biyolojik tabaka oluřmaktadır. Bunun neticesinde filtre yataęının alt kısmında amonyak azotunu nitrit ve nitrat Őekillerinde oksitleyen bakteriler bulunduęundan nitrifikasyon oluřabilir.

b- Yűksek Hızlı Damlatmalı Filtreler

Dűřűk hızlı damlatmalı filtrelerle karřılařtırıldıęında yűksek hızlı filtreler, çok daha yűksek yűkleme ile çalıřırlar [11]. Dűřűk hızlı damlatmalı filtrelerde son ekeltme havuzundaki çamuru, geri devrettirilmekle hem çamurun hemde suyun resűrkűlasyonunu saęlanmaktadır. Bűylece atıksu filtreden bir kezden daha fazla geçmektedir. Yűksek organik yűkler filtrenin alt kısmında nitrifiye bakterilerinin geliřmesini ۆnler. Bundan dolayı bu tesislerde nadiren nitrifikasyon gűrűlűr ve genellikle dűřűk hızlı filtreler kadar bařarılı deęildirler.

Őzellikle senenin bazı bűlűmlerinde (űzellikle ilkbahar ve sonbahar) çok miktarda biyolojik çamur filtre ekipmanı űzerinden kopar. Kopan amur filtre hızına baęlı olarak dıřarı atılır. Eęer filtre dűřűk hızlı ise bu çamur filtrede yeni teřekkűl eden biyolojik kűtle için organik madde kaynaęını oluřturur ve filtre bűylece bu çamurun oksitlenmesini saęlar. Yűksek hızlı damlatmalı filtrelerde ise bu çamur hemen dıřarı atılır. Bunun neticesinde son ekeltme havuzlarında yűksek çamur hacimlerine ulařılır. Sonuç olarak dűřűk hızlı damlatmalı filtreler bűyűk miktarda organik maddeyi (pis sudaki ve biyolojik çamur) parçalar ve son ekeltmeye daha az çamur gűnderecek Őekilde su çıkarırlar.

Yűksek hızlı damlatmalı filtrelerde atıksu sűrekli olarak beslenir, filtre içerisinden geçen debi ($Q + Q_R$) genelde daęıtıcı

kolları çevirmeye yeterli olmakta ve sistemde bir dozlama sifonuna gereksinim duyulmaktadır.

Yüksek Hızlı Damlatmalı Filtrelerde geri devir;

1. Sadece atıksu debisinin düşük olduğu zamanlarda
2. Ham atıksuyla orantılı olarak
3. Her zaman sabit bir hızda veya
4. Otomatik olarak veya elle kontrollü sağlanan iki veya daha fazla sabit debide yapılır.

Damlatmalı filtrelerin tasarım kriterleri Çizelge B4'de yüksek hızlı damlatmalı filtrelerin çeşitli literatürlerde verilen tasarım kriterleri ise Çizelge B5'de verilmiştir.

Çizelge B4. Damlatmalı Filtrelerin Tasarım Eşitlikleri [28-9]

Parametre/ Filtre Tipi	Düşük hızlı D.F.	Orta hızlı D.F.	Yüksek hızlı D.F.	Süper hızlı D.F.
Hidrolik Yükleme $m^3/m^2.gün$	1-4	4-10	10-40	40-200
Organik Yükleme $kg/m^3.gün$	0.08-0.32	0.24-0.48	0.32-1	0.8-6
Derinlik, m	1.5-3	1.25-2.5	1.0-2.0	4.5-12
Geri Devir Oranı	0	0-1	0.33-2	1-4
Filtre Ortamı	Kaya, cüruf v.s.	Kaya, cüruf v.s.	Kaya, cüruf, sentetik malzeme	Sentetik malzeme
Güç Gereksinimi $kW/10^3.m^3$	2-4	2-8	6-10	10-20
Biyofilm Kopması	Aralıklı	Aralıklı	Sürekli	Sürekli
Su Verme Aralıkları	5 dak. az	15-60 sn (sürekli)	15 sn.den az (sürekli)	Sürekli
Çıkış Suyu Özelliği	Tam nitritifikasyon	Kısmi nitritifikasyon	Düşük yüklemelerde nitritifikasyon oluşumu	Düşük yüklerde nitritifikasyon

Çizelge B5. Yüksek Hızlı Damlatmalı Filtrelerde Tasarım Kriterleri

Kaynak	9	16				26
		Imhoff	Ippelite	Fair-Geyer	Mc. Kinney	
YHY $m^3/m^2.gün$	10-40	0.8	4-10	9-37	8-40	9.35-28
Organik Yük $m^3/m^2.gün$	0.32-1.0	0.9	-	-	1.44	-
Derinlik, (m)	1-2	3	-	1.3-3	0.3-2.40	1.5-2.1
Geri Devir Oranı	1.3-2.1	-	-	-	-	0.5-3.0
Güç Gereksinimi, $kW/10^3m^3$	6-10	-	-	-	-	-

B.2.2. Damlatmalı Filtrelerde Havalandırma

Damlatmalı filtrelerde, serbest oksijenin temin edildiği çevrede, aktif membran yüzeyi boyunca meydana gelen işlem aerobiktir. Bundan dolayı damlatmalı filtreler içinde hava sirkülasyonu önemlidir.

Üstü açık bir filtrede hava akımını sağlayan belli başlı faktörler, doğal hava akımı ve rüzgardır. Doğal hava sirkülasyonu filtrenin dışındaki hava ile gözeneklerin içerisindeki hava arasındaki ısı farkından doğmaktadır [9]. Filtrenin içindeki ve dışındaki havanın sıcaklık ve buna bağlı olarak yoğunluk farkına göre, hava sirkülasyonu filtre boyunca dik olarak her iki yönde de olabilir.

Damlatmalı filtreler içinde sirküle eden havanın sıcaklığı, filtredeki atıksu sıcaklığının yaklaşık aynı olarak kabul edilebilir. Atıksu sıcaklığı; kışın hava sıcaklığından daha yüksek, yazın ise hava sıcaklığından daha düşüktür. Bundan dolayı kışın filtre

içindeki havanın yoğunluğu, dışarıdaki havanın yoğunluğundan az olacaktır. Böylece filtre içinde aşağıdan yukarıya doğru bir hava sirkülasyonu meydana gelmektedir (Hava akımı için itici güç, sıcaklık farkından kaynaklanan yoğunluk farkı olup ısınan hava genişler ve yukarı doğru hareket eder [26]). Buna karşın yaz aylarında da yukarıdan aşağıya doğru bir hava akımı oluşmaktadır. Bununla birlikte, özellikle yaz günlerinde, aynı günde gece ve gündüz saatlerinde hava akımının yönü değişebilmektedir.

Hava sıcaklığı ve pis su arasındaki 6 °C lik bir farkın, damlatmalı bir filtre boyunca aşağı doğru 0.3 m³/m².dak 'lık bir hava akımına sebep olduğu bulunmuştur. Sıcaklık farkı 2°C 'ye düştüğü zaman hava akımı durur ve hava sıcaklığı atıksu sıcaklığından daha düşük olduğu zaman da yukarı doğru bir hava akımı meydana gelir. 2°C 'lik bir sıcaklık farkında hava akımının durması, sıcaklığın etkilenmediği yoğunluk değişmesiyle izah edilebilir.

B.2.3. Damlatmalı Filtrelerde Geri Devir

Damlatmalı sistemlerde yer yer geri devir uygulanır. Bu sistemlerde geri döndürülen çökeltim havuzu dip çamuru değil çökeltme havuzu üstünden alınan çıkış suyudur. Bunun nedeni süreçte etkili olan aktif mikroorganizmaların büyük bir çoğunluğun dolgu malzemesi yüzeyine yapışık olması ve aktif çamur sürecinde olduğu gibi biyolojik kademeli çıkış suyu içinde yüzer durumda olmamasıdır. Geri dönüş uygulandığında bunun ana amacı, giriş suyunun seyreltilmesi ve çıkış suyunun bir defa daha reaktörden geçirilerek biyolojik arıtma veriminin artırılmaya çalışılması olmaktadır.

Atıksuyun kirlilik derecesi azaldığı halde, filtreden çıkan sular tekrar filtreye verilmek suretiyle geri devir yaptırıldığında, filtreye verilen suyun debisi artar. Bu işlem filtre üzerine gelen atıksu akımının daha sabit olmasını sağlar. Bunun sonucunda

filtreye gelen kirlilik yükü azalınca sürekli akım daha fazla larvayı filtreden yakalayıp atarken, sineklerin çoğalması da azalır. Filtreden çıkan kokular daha düzgün olarak absorbe edilir. İşletme daha üniform ve arıtma verimi daha sabittir (Temas süresi arttırılır ve arıtma iyileştirilir). Atıksuyun daha iyi dağıtılması sonucunda filtreler daha etkili olarak yüklenirler (Şok yüklemeler azaltılabilir) [14].

Geri devirin (resirkülasyonun) dezavantajları ise enerji harcaması ve çökeltme havuzlarının daha büyük boyutlarda yapılmasıdır.

Damlatmalı filtreye giren kullanılmış suların (atıksuların) BOI_5 değerini küçülterek tasfiye verimini artırmak için, son çökeltim havuzunun çıkışından bir Q_r debisi ile geri döndürülen sular, ilk çökeltim havuzundan çıkan Q debisi ile karıştırılır (Çizelge B2).

$R = (Q' - Q) / Q = Q_r / Q$, oranına geri devir oranı adı verilir.

Burada;

Q : Arıtma tesisine giren atıksu (m^3/s)

Q_r : Resirkülasyon debisi

Q' : $Q + Q_r =$ Damlatmalı filtrelerden geçen pis su (atıksu) debisi

R : Geri devir debisi oranı

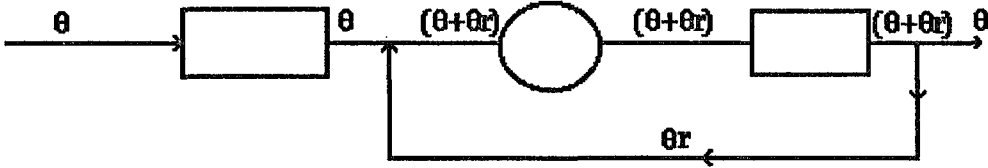
Buna göre filtreye giren akım

$Q + Q_r = (1 + R).Q$ olacaktır. Bu durumda filtreden çıkan suyun bir kısmı geri alınacak devamlı surette filtreden geçirilmiş olur. Gelen kullanılmış su debisinin (Q) filtre içinden teorik ortalama geçiş sayısı;

$$F = Q + Q_r / Q = 1 + (Q_r / Q) = 1 + R$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada F geri devir katsayısı ismini alır.

Uygulamada resirkülasyon oranı 0.5-3.0 arasında tutulmaktadır. Genellikle 1.0-2.00 arası resirkülasyon oranları kullanılır.



Şekil B2. Geri Devir Yaptırılan Yüksek Hızlı Damlatmalı Filtrelerde Akım Diyagramı

B.2.4. Damlatmalı Filtre Tesislerinde Çökeltme Havuzları

Izgara ve kum tutuculardan geçen atıksu, ön çökeltme havuzlarına ve daha sonra da, damlatmalı filtre ve son çökeltme havuzlarına gönderilir.

İyi tasarımılandırılmış ve işletilen bir ön çökeltme havuzunda çökebilir katıların %95 'inin uzaklaştırılması istenir. Böylece tesise giren pis suyun BOI 'si de %25-40 azaltılır. Atık suyun, ön çökeltme havuzunda 2 saatten fazla kalması çökeltme verimini artırmayacağı gibi, suyun aneorobik hale gelmesi gibi mahzurlar yaratır. Damlatmalı filtreleri takip eden çökeltme havuzlarından gelen çamurun tamamı çamur arıtma tesislerine aktarılmaktadır. Damlatmalı filtreler çamuru, aktif çamurdan daha ağırdır. Kolayca çöker. Dolayısıyla son çökeltme havuzlarını aktif çamur sistemine nazaran daha küçük yapmak mümkündür. Son çökeltme havuzlarınının taban eğimi, aktif çamur sisteminde en az 1:8 olması gerekirken, damlatmalı filtre sistemine %2 'lik bir eğim kafi gelmektedir [18].

Bu havuzların projelendirilmesi, yüzey yüklemenin tesis debisine ek olarak geri devir oranına dayanmasının haricinde, ilk

çökeltme havuzlarının projelendirilmesi ile aynıdır. Pik debide yüzeysel yükleme $48 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{gün}'ü$ aşmamalıdır. Düşük hızda çalışan filtrelerde, yükleme yapılmadığı sürelerde, yüksek hızlı filtrelerde ise sürekli olarak atılan daha az miktarlardaki askıda katı maddenin uzaklaştırılması için ikinci bir çökeltmeye gereksinim duyulmaktadır. Geri devir yapıldığı takdirde, çökelmiş katı maddenin bazıları geri devir yapılabilir, ancak çökmüş biyolojik katı maddelerin geri devir yapması aktif çamur işleminde olduğu kadar önemli değildir. Damlatmalı Filtre işleminde aktif mikroorganizmaların çoğu filtre ortamına yapışmış durumdadır ve aktif çamur işleminde olduğu gibi reaktörü terk etmemektedir [9].

Damlatmalı filtre tesislerinde, çökeltme havuzlarının çamur koyulaştırıcıların ve çamur çürütücülerin tasarımılandırılmasında kullanılacak kriterler aşağıdaki Çizelge B6 'da özetlenmiştir.

Çizelge B6. Damlatmalı Filtre Tesislerinde Çökeltme Havuzları Proje Kriterleri [18]

	Bekleme Süresi (saat)		Yüzeysel Yükleme (m/saat)		Yatay Hız (mm/s)		Savak Yüklemesi	
	KHD	YHD	KHD	YHD	KHD	YHD	KHD	YHD
Ön Çök. Havuzu	1.5-2.5	≥ 0.5	1.0-1.5	≤ 4.5	≤ 10	30	≤ 10	20
Son Çök. Havuzu	2.0-2.5	≥ 1.0	1.5-2.0	≤ 6.0	≤ 10	20	≤ 10	20

KHD = Kuru Hava Debisi

YHD = Yağışlı Hava Debisi

B.2.5. Damlatmalı Filtrelerde İşletme Parametreleri

-Organik Yükleme

Organik Yükleme damlatmalı filtrenin 1 m³ 'üne 1 günde verilen kgBOİ₅ olarak tarif edilir. Birimi kgBOİ₅/m³.gün 'dür. Damlatmalı filtrelerin tasarımlarının yapılmasında en önemli parametredir. Tasarım sırasında organik yük, ölçümlerle tespit edilmiyorsa Çizelge B7 'e göre kişi başına atılan BOİ yükü, ortalama 40 gr alınarak boyutlandırma yapılabilir.

Çizelge B.7. Avrupa Şartlarında ve Ayrık Akımlı Kanalizasyon Sistemlerinde Mineral ve Organik Maddelerin Ortalama Miktarları [26]

Fiziksel Durum	Maddeler (gr/kişi.gün)			
	Mineral	Organik	Toplam	BOİ ₅
Çöktürmeyle Ayrılabilen Katılar	10	30	40	20
Çöktürmeyle Ayrılamayan Askıdaki Katılar	5	10	15	10
Çözünmüş Maddeler	75	50	125	30
Toplam Katılar	90	90	180	60

-Yüzeysel Hidrolik Yük

Yüzeysel Hidrolik Yük; 1 günde 1 m² filtre yüzeyinden geçen m³ pis su hacmi (resirkülasyon dahil) olarak tarif edilir. Birimi m³/m².gün'dür. Deney neticelerinden (Halvarsan) [18] 1 m² yüzeye 0.8 m³/saat hidrolik yük verilmesiyle damlatmalı filtrede oluşan çamurun atılabileceği hesaplanmıştır .

-Dönen kol sayısı (a) ve dönme hızına (r) göre, etkin akıtma kuvveti

$$F = \theta_A / a.r$$

F = Akıtma Kuvveti ; θ_A = Yüzeysel Hidrolik Yük
 A = Kol Sayısı ; r = Saatteki Devir Sayısı

Akıtma kuvveti 2-6 mm/doz arasında olmalıdır. Fazla dağıtıcı kol ve daha hızlı dönme, hidrolik akıtma kuvvetini azaltır. Genellikle iki, dört veya altıkol ve 50-400 devir/saat dönme hızı kullanılır.

Su eksildiği zaman akıtma kuvvetini temin etmek üzere, 2 koldan filtreye su verilir. Suyun çoğalması durumunda ise diğer kollara su verilir .

-Temas Süresi

Temas süresi ile hidrolik yük arasında
 $t = k \cdot H : \theta_A^{-2/3}$

Burada;

t = Temas Süresi (dak)

k = 25.8

H = Yatak yüksekliği (m)

θ_A = Yüz. Hidrolik Yük (m/saat)

Bu eşitlikten;

1. Pis su akımının 2 katına çıkartılmasıyla temas süresinin %37 azalacağı
2. Akımın 2 katına çıkartılmasıyla aynı temas süresini elde etmek için Damlatmalı Filtrenin yüksekliğini %60 veya alanını %100 artırmak gerektiği
3. Aynı Damlatmalı Filtrenin hacmi ve aynı akım ile çalışıldığında filtre yüksekliğinin 2 katına, dolayısıyla hidrolik yükünde 2 katına çıkacağı ve temas süresinin %25 artacağı, deneysel olarak saptanmıştır [18].

-Damlatmalı Filtrelerde Verim

Damlatmalı filtreler; yıllardan beri işletilmekte olan tesislerden elde edilen verilere göre geliştirilmiş denklemler kullanılarak tanımlanırlar. Eşitlikler damlatmalı filtre verimini etkileyen birçok değişkenin biraraya getirilmesiyle çıkarılmışlardır. Bununla birlikte, Damlatmalı filtrelerin gerçek verimini yansıtan bir denklem henüz geliştirilememiştir. Damlatmalı filtre tesisi tasarımında bu eşitliklerin faydası sınırlı olduğu gibi, tesis tasarımından önce, mümkün olduğu kadar pilot çalışmalar yapılmaktadır .

Damlatmalı filtrelerin tasarımında kullanılan ampirik formüllerden en yaygın olanı NRC (National Research Council) eşitliğidir. Tek kademeli sistemler ile iki kademeli sistemlerin ilk kademelerinin verim hesabında aşağıda verilen eşitlik kullanılmaktadır. Bu eşitlik, taş dolgulu damlatmalı filtrelerin veriminin önceden hesaplanması için tavsiye edilmiştir .

$$E_1 = 100 / [1+0.443(L / V.F)^{1/2}]$$

İki kademeli filtrelerde ise ikinci kademenin verimi aşağıdaki formülle hesap edilmektedir.

$$E_2 = 100 / [1+(0.443 / 1 - E_1)(L / V.F)^{1/2}]$$

Burada;

L = İlk Filtreye veya tek kademe filtreye resirkülasyon hariç BOI₅ yükü (kg/gün)

V = Filtre Hacmi (m³)

F = Resirkülasyon faktörü

$$(1 + R) / (1 + 0.1 R)^2$$

E₁ = Birinci veya tek kademe Damlatmalı Filtre ve Çökeltme Havuzu için BOI₅ giderme verimi yüzdesi

E₂ = İkinci kademe Filtre ve Çökeltme Havuzu için BOI₅ giderme verimi yüzdesi

L' = İkinci kademe filtreye resirkülasyon hariç, BOI₅ yükü (kg / gün)

C. ÇAMUR ARITIMI

Atıksular arıtılmadan önce, miktarı atıksu kaynağına göre değişen askıdaki katı madde içerirler. Askıdaki katı madde miktarı evsel atık sular için 100-300 mg/lit olmakla beraber endüstriyel atıksularda endüstrinin türüne ve uygulanan teknolojiye göre değişmektedir. Ayrıca atıksuların arıtılması sonucu atıksularda bulunan askıdaki katı madde miktarına ilaveten kimyasal ve biyolojik reaksiyonlar sonucu yeni katı maddeler oluşur. Bu katı maddelerin büyük bir kısmı çöktürme tankları vasıtasıyla atık sulardan uzaklaştırılır. "Çamur" adı verilen ve sıvı-katı karışımı olan bu maddenin içerdiği su çok yüksek olup %93-99 civarındadır (Çizelge C1).

Çizelge C1. Evsel Atık Suların Arıtılmasında Çamur Miktarları [29]

Çamur Cinsi	Katı Madde Miktarları g/gün.N	Çamur Miktarı lt/N.gün	Su içeriği %	Organik Madde İçeriği %KM
Kaba Izgara (40-75 mm)	1-8	0.04-0.2	40-70	40-60
İnce Izgara (10-25 mm)	8-25	0.2-0.8	40-70	40-60
Kum Tutucu	35-80	0.4-1.0	30-50	5-15
Ön Çöktürme				
Taze Çamur	54	1.1-2.7	0.5-98	60-80
Çürümüş Çamur	34	-0.26	87-92	30-50
Damlatmalı Filtre				
Son Çöktürme	13-20	0.2-0.4	0.2-95	60-70
Ön + Son Çöktürme	67-74	1.2-1.5	95	60-75
Çürümüş Çamur	43-48	0.4-0.5	90	30-50
Aktif Çamur				
Ön Çöktürme	25-31	0.5-4.4	95-99	65-75
Ön + Son Çöktürme	79-85	0.5-2.1	93-96	60-75
Çürümüş Çamur	52-55	0.5-0.8	90-93	30-50

Çamurun arıtımı ve uzaklaştırılması için çeşitli metodlar bulunmaktadır. Yoğunlaştırma, şartlandırma, çamur suyunu alma ve çamur kurutma genellikle çamurdan suyun uzaklaştırılması için kullanılır.

Atık suyun kirlilik parametrelerinden yararlanarak çamur miktarı aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanır [29].

Buna göre;

S_0 = Giriş BOI_5 kg/gün (5 gün 20 °C)

X_0 = Giriş süspanse katı madde kg/G

h = Ön çökeltimde giderilemeyen BOI_5

i = Damlatmalı filtre havalandırılmasında giderilemeyen BOI_5

X_F = Tesis çıkışı süspanse katı madde kg/G

k = Ön çökeltimde giderilen x_0

j = Çürütmede giderilemeyen katı madde

ΔX = Biyolojik faaliyet ile üretilen net katı madde, kg/gün

$$Y = \text{Verim} = \Delta X / \Delta S$$

Burada;

$$\Delta S = (hS_0 - ihS_0) \text{ (Giderilen } BOI_5 \text{) olmaktadır.}$$

Bu parametrelerin arıtma tesislerinde deneysel olarak belirlenmesi mümkündür. Bu oranda evsel atık su arıtımındaki deneyimler sonucu bu parametrelerin ortalama büyüklük değerleri aşağıda verilmiştir [29].

$$k = 0.6 \quad ; \quad h = 0.7 \quad ; \quad X_f = X_e \cdot Q$$

$i = 0.1$ iyi işletilen aktif çamur tesislerinde

$i = 0.2$ damlatmalı filtrelerde

$Y = 0.5$ Aktif çamur için

$Y = 0.2$ Damlatmalı filtre için

S_0 = BOI_5 konsantrasyonu (mg/lt) x Q (m^3 /gün) = kg/gün

X_0 = Süspanse katı madde konsantrasyonu (mg/lt)· Q (m^3 /gün)
= kg/gün

Oluşan çamur miktarı;

Ön Çökeltim

$$\Delta X_1 = k \cdot X_0 \cdot Q \text{ (kg/gün)}$$

Son Çökeltim

$$\Delta X_2 = [(1 - k) X_0 - X_e + \Delta S \cdot Y] \cdot 10^{-3} \cdot Q \text{ (kg/gün)}$$

Toplam çamur miktarı

$$\Sigma \Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2$$

C1. Çamur Arıtma üniteleri

Çamur tasfiyesinin ana amaçları;

- Çamur hacmini azaltmak,
- Çamurdaki kirleticileri zararsız hale getirmek şeklinde özetlenebilir .

Bu amaç için aşağıdaki yöntemler uygulanır:

C1.1. Yoğunlaştırma:

Tasfiye edilecek çamurun daha kolay işleme tabi tutulabilmesi için hacmini azaltmak, yani çamurdaki katı madde miktarını artırmak için yapılan işlemlere *çamurun yoğunlaştırılması* denir.

Yoğunlaştırma;

a. Çöktürme, b. Yüzdürme, c. Santrifüjleme, gibi işlemlerle yapılır.

Yoğunlaştırma sonucu çamurdaki katı madde konsantrasyonu 2 ile 5 misli artabilir, bunun sonucu olarak çamur hacmi azalır. İlk ve son çökeltme havuzlarından çamurun daha sık alınmasına böylece bu havuzların performanslarının artmasına imkan verdiği gibi çamurların karışmasını ve arıtma tesisine dengeli olarak beslenmesini kolaylaştırmaktadır .

C.2.2. Stabilizasyon (Anaerobik Çamur Çürütme)

Stabilizasyon prosesleri ile çamurun rengi giderilir, çürütülür ve mikroorganizmalar açısından zararsız hale getirilir. Çamurlar genelde yüksek miktarda organik madde içerdikleri için çoğunlukla biyolojik çözünme (aerobik ve anaerobik) stabilizasyon prosesleri uygulanır. Çamurun biyolojik olarak çözünmesi olayına *çürüme* adı verilmektedir .

Çamurların stabilizasyonunda anaerobik çürüme aerobik çürümeye nazaran daha yaygın olarak kullanılırlar. Bunun nedeni ise;

a) Anaerobik çürümede biyolojik kütle (hücre) üreme hızı aerobik çürümeye nazaran çok daha düşüktür (Çözülen 1 mg 'lık BOİ için hücre üretimi anaerobik ortamda 0.05 mg, aerobik ortamda ise 0.65 mg civarındadır). Bu nedenle belli miktarlarda organik maddenin anaerobik olarak çürütülmesinde katı madde miktarı aerobik çürümeye nazaran daha az olacaktır. Ayrıca hücre üretim hızı da daha az olduğu için anaerobik çürüme için gereken besin maddesi ihtiyacı aerobik çürümeye nazaran daha azdır. Bu durum özellikle besin maddesi açığı önemli bir problem olan endüstriyel atıklar için önemlidir.

b) Anaerobik çürüme sonucu yanıcı bir gaz olan metan gazı elde edilir. Isı değeri oldukça yüksek olan bu gazdan enerji üretiminde yararlanılabilir .

Bu amaçla kurulan arıtma tesislerinde çamur çürütme tanklarında metan fermantasyonu hedeflenmektedir. Bu işlem iki fazdan oluşmaktadır.

1. Fazla yüksek moleküllü organik maddeler fakültatif anaerobik mikroorganizmalar yardımıyla yağ asitlerine, alkollere

ve hidrojene dönüşürler. Bu nedenle bu faza *asit fermentasyonu* denir.

2. Fazda daha önce oluşan ara ürünler, metan bakterileri yardımıyla metan, amonyak ve CO₂ 'e dönüşürler.

Metan bakterileri doğada (+4) - (70) °C arasında faaliyet gösterirler ancak faaliyet hızları azdır. Optimum sıcaklıklar mezofil bölgede (30-35 °C), termofil bölgede (50-55 °C) dir.

Anaerobik çürütme tankının boyutlandırılması, çürütme hacmi ve çürütme sıcaklığı ve gaz üretimi tahminini kapsar. Gaz üretimi karıştırma etkinliği, sıcaklık ve diğer birçok değişkene bağlı olarak değişecektir. İyi işletilen bir çürütücüde organik katı maddelerden 1 m³/kg arasında gaz üretebilmektedir [21].

Çizelge C2. Anaerobik Sistem Tasarım Kriterleri [19]

Parametre	Standart Proses	Hızlı Proses
Katı Madde Bekleme Süresi (gün)	30-60	10-20
Katı Madde Yüklenmesi kg.organik katı madde / m ³ .gün	0.64-16	2.4-6.4
Hacim Kriteri (m ³ /kişi) Primer Çamur	0.06-0.09	0.035-0.06
Primer Çamur + Dam. F. Çamuru	0.12-0.14	0.075-0.085
Primer Çamur + Biyolojik Çamur Besleme Konsantrasyonu (%)	2-4	4-6
Stabilize Olmuş Çamur Konsantrasyonu (%)	4-6	4-6

Anaerobik stabilizasyon tankları genellikle 6-35 m çapında 7.5-1.5 m su derinliği sağlayan silindirik tanklardır. Tankların dip kısımları çamur akışına imkan verecek şekilde (1:4) eğimlidir.

C.1.3. Su Konsantrasyonunun Azaltılması

Çamurun kolayca uzaklaştırabilmesi için sıvı halinden çıkıp katı hale dönüşmesi gerekmektedir. Bu nedenle çamur, içerdiği su miktarının azaltılması için değişik işlemlere tabi tutulur. Bunların en önemlileri vakum filtrasyon, santrifüjleme, filter-pres, filter-belt ve kurutma yataklarıdır. Bu işlemlerin verimi, çamurun katı madde konsantrasyonuna, dane büyüklüğü ve şekline, sıvı vizkositesine ve pH 'ına bağlıdır.

Filter - Pres

Filter-presle çamurdaki su, yüksek basınç uygulaması ile giderilerek çamur susuzlaştırılır. Filter-presin avantajlarını şöyle sıralayabiliriz:

- a) Çamurun yoğun, katı (kek haline) hale gelebilmesi
- b) Filtre edilen suyun temizliği
- c) Katı maddelerin tutulması
- d) Kimyevi maddeye gerek olmaması

Dezavantajları ise filtre bezinin sık sık değiştirilmesi ve işletme, işçi masraflarının yüksek olmasıdır.

Bu yöntemle susuzlaştırmadaki en önemli masraf çamurun kimyasal olarak şartlandırılması, filter-presin bakımı ve filtre bezlerinin değiştirilmesidir . Kimyasal şartlandırma, ince taneciklerin floklaşmasına neden olur ve bu yolla çamurun süzülebilirliği artar. Böylece çamur keki yüksek basınç altında suyun geçmesine imkan verecek şekilde gözenekli kalır. Atık su çamurlarının şartlandırılması için gerekli dozajlar, prese verilen çamurdaki kuru katı madde yüzdeleri olarak tanımlanır ve yaygın olarak da %10-20 CaO ve %5-8 FeCl₃ cinsinden ifade edilir. [9].

ÖZGEÇMİŞ

1965'de Sivas'da doğdu. İlk ve Orta Öğrenimini Sivas'ta tamamladıktan sonra 1983 yılında 19 Mayıs Üniversitesi Çevre Mühendisliği Bölümüne girdi. 1987'de mezun oldu. 1988 yılında 201. dönem yedek subay adayı olarak askerliğini yaptı. 1991 aralık ayında Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Çevre Mühendisliği Anabilim Dalında araştırma görevlisi olarak çalışmaya başladı. Halen bu görevi sürdürmekte olup, bekardır.