



TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

Cilt 32 Sayı 1 Ocak 2021

TEKNİK DERGİ YAYIN İLKELERİ

Teknik Dergi, inşaat mühendisliğinin bütün alanlarını içeren, Science Citation Index Expanded (Genişletilmiş Bilimsel Atıf Endeksi) kapsamında bilimsel ve teknik bir dergidir. Ocak, Mayıs ve Eylül aylarında Türkçe, Mart, Temmuz ve Kasım aylarında İngilizce olmak üzere yılda altı sayı olarak yayımlanır. Derginin yayın ilkelerinden başlıcaları aşağıda özetlenmektedir:

1. Yalnızca özgün bilimsel araştırma çalışmalarını ve ilginç mühendislik uygulamaları yansıtan yazılara yer verilir. “Özgünlük” kapsamı içinde, çalışmanın ya yeni bilgi üretmiş olması veya varolan bilgiye yeni bir boyut kazandırmış olması, ya da yeni bir yöntem geliştirmiş veya bilinen bir yöntemi elle tutulur bir ölçüde ilerletmiş olması koşulu aranır.
2. Bilimsel çalışmaların öndeğerlendirme sonuçlarını aktaran yazılar ile bilimsel içeriği makale için yeterli görülmeyen, ancak okuyucuya yararlı bilgi aktarabileceği düşünülen yazılar, “teknik not” olarak yayımlanabilir.
3. Yayın tarihinden başlayarak üç ay içinde, okurlardan alınan tartışma yazıları, Yayın Kurulu’nca değerlendirildikten sonra, yazarın yanıtı ile birlikte yayımlanır.
4. Yayımlanmak üzere gönderilen yazılar iki veya üç danışman tarafından değerlendirilir; kabul-red kararı Yayın Kurulu tarafından verilir. Yazıları değerlendiren danışman adları yazarlara bildirilmez. Yeterli görülmeyen yazıların danışman önerileri doğrultusunda geliştirilmesi genel yaklaşımdır. Amaçlanan düzeye erişilemeyen yazılar reddedilir.
5. Yazardan, yazının daha önce “dergi makalesi veya kitap bölümü olarak yayımlanmamış” olduğunu belirten imzalı bir bildirim alınır. Yayın Kurulu, yazının ufak tefek değişikliklerle başka bir dergide/kitapta yayımlanmış olduğu ya da intihal vb bir başka etik ihlali bulunduğu kanısına ulaşırsa, yalnızca o yazı değil, o yazarın hiçbir yazısı yayımlanmaz.
6. Daha önce bir konferansa bildiri olarak sunulmuş olan bir çalışmayı geliştirerek aktaran yazılar yayımlanabilir. Bu durumda, daha önce sunulduğu konferans, birinci sayfada dip not olarak belirtilir.
7. Ayrıca, yazar(lar) tarafından imzalanmış, yazının telif hakkının TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası’na devredildiğini bildiren bir belgenin yazı ile birlikte gönderilmesi istenir.

 TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

*Technical Journal
of
Turkish Chamber of Civil Engineers
Volume 32 Number 1 January 2021*

Cilt 32 Sayı 1 Ocak 2021



TMMOB
İnşaat Mühendisleri Odası

Necatibey Cad. No: 57, Kızılay 06440 Ankara

Tel: 0.312.294 30 00 - Faks: 294 30 88

E-posta: imo@imo.org.tr - www.imo.org.tr

Sahibi:

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası adına

Taner YÜZGEÇ

Yazı İşleri Müdürü:

Özer AKKUŞ

Cilt 32 - Sayı 1 - Ocak 2021

İki ayda bir yayınlanır, yerel süreli yayın.

Baskı tarihi: 1 Ocak 2021 / 1.000 adet basılmıştır.

Yayın Kurulu'nun yazılı onayı olmaksızın alıntı yapılamaz.

ISSN: 1300-3453

Baskı

Yorum Basın Yayın Sanayi Ltd. Şti.

Başkent Org. Sanayi Bölgesi No: 12 Malıköy - Sincan / Ankara - Tel: 0.312.395 21 12

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

Yayın Kurulu:

Süheyl AKMAN

İsmail AYDIN

Özer ÇİNİCİOĞLU

Metin GER

Gürkan Emre GÜRCANLI

Alper İLKİ

Cem OĞUZ

Kutay ORAKÇAL

Günay ÖZMEN

Baki ÖZTÜRK

İsmail ŞAHİN

Özkan ŞENGÜL

Tuğrul TANKUT

Editör:

Tuğrul TANKUT

Yardımcı Editörler:

İsmail AYDIN

Özer ÇİNİCİOĞLU

Metin GER

Gürkan Emre GÜRCANLI

Alper İLKİ

Kutay ORAKÇAL

İsmail ŞAHİN

Özkan ŞENGÜL

Yayın Sekreteri:

Cemal ÇİMEN

Teknik Dergi

- Science Citation Index Expanded
- Scopus
- Journal Citation Reports / Science Edition
- Engineering Index
- Concrete Abstracts (American Concrete Institute)
- National Technical Information Service (US NTIS)
- CITIS
- Ulrich's International Periodical's Directory
- TÜBİTAK / ULAKBİM

tarafından taranmaktadır.

Teknik Dergi, özgün bilimsel araştırmalar ile ilginç uygulama çalışmalarına yer veren ve bu niteliği ile hem araştırmacılara hem de uygulamadaki mühendislere seslenmeyi amaçlayan hakem sistemini etkin kullanan açık erişimli bir dergidir.

Danışmanlar:

Bu liste, son iki yayın yılında danışmanlık yapmış olan kişileri içerir ve her Ocak sayısında yenilenir.

Stüleyman ADANUR	Kutay ÇELEBİOĞLU	BÜYÜKKAYIÇI	Mehmet Hakkı	Egemen TEOMETE
Ali Mardani	Tevfik Kutay	Melike GÜREL	OMURTAG	Serdal TERZİ
AGHABAGLOU	ÇELEBİOĞLU	İbrahim GÜRER	Engin ORAKDOĞEN	Berrak TEYMUR
Ayda Şafak AĞAR	Ahmet Ozan ÇELİK	Aslı Pelin GÜRGÜN	Şeref ORUÇ	H. Onur TEZCAN
ÖZBEK	Oğuz Cem ÇELİK	Gürşans GÜVEN İŞİN	Akın ÖNALP	Hüseyin Onur TEZCAN
Perviz AHMEDZADE	Osman Nuri ÇELİK	İman	Halil ÖNDER	Mesut TİĞDEMİR
Ragıp AKBAŞ	Semet ÇELİK	HAJİRASOULİHA	Jülide ÖNER	Şahnaz TİĞREK
Sami Oğuzhan AKBAŞ	Hilmi Berk	Soner HALDENBİLEN	Bihrat ÖNÖZ	Salih TİLEYLİOĞLU
Şeref Doğuşcan AKBAŞ	ÇELİKÖĞLU	Murat HAMDERİ	Mustafa ÖZAKÇA	Vedat TOĞAN
Rıfat AKBIYIKLI	Mecit ÇETİN	Ufuk HANCILAR	Bergüzar ÖZBAHÇECİ	Onur Behzat
Özge AKBOĞA KALE	Gökhan ÇEVİKBILEN	Ingo A. HANSEN	Ceyhun ÖZÇELİK	TOKDEMİR
Hüseyin AKBULUT	Mesut ÇİMEN	Mustafa HATİPOĞLU	Gökhan ÖZDEMİR	Cengiz TOKLU
Burcu AKÇAY	Safiye FeYZa	Nejan HUVAJ	İlker ÖZDEMİR	Nuray TOKYAY
ALDANMAZ	ÇİNİCİOĞLU	SARIHAN	Osman Nuri ÖZDEMİR	Ali TOPAL
Cihan Taylan AKDAĞ	Erdal ÇOKÇA	Metin HÜSEM	Halit ÖZEN	İlker Bekir TOPÇU
Adem AKPINAR	Şekvet ÇOKGÖR	Zeynep İŞİK	Murat ÖZEN	Cem TOPKAYA
Muhammet Vefa	İsa ÇÖMEZ	Hande İŞİK ÖZTÜRK	Pelin ÖZENER	Selçuk TOPRAK
AKPINAR	Atilla DAMCI	Sabriye Banu İKİZLER	Cem ÖZER	Kamile TOSUN
Atakan AKSOY	Yakup DARAMA	Ragıp İNCE	Hasan ÖZER	FELEKOĞLU
Hafzullah AKSOY	Osama M.F. DAWOUD	Eren İNCİ	Serkan ÖZGEN	Cengiz TOKLU
Hakan AKSU	Özgür DEĞERTEKİN	Pınar İNCİ KOÇAK	Eren Arman ÖZGÜVEN	Nursu TUNALIĞLU
Tülay AKSU ÖZKUL	Abdullah DEMİR	Sedat KABDAŞLI	Hakkı Oral ÖZHAN	Kağan TUNCAY
Büşra AKTÜRK	Cem DEMİR	Volkan KAHYA	Yener ÖZKAN	Gürsoy TURAN
Güzin AKYILDIZ	Uğur DEMİR	Mehmet Rifat	M. Hulusi ÖZKUL	Ö. Tuğrul TURAN
ALÇURA	Ender DEMİREL	KAHYAOĞLU	Gülen ÖZKULA	Cüneyt TÜZÜN
Zuhal AKYÜREK	Mehmet Cüneyd	Volkan KALPAKÇI	Turan ÖZTURAN	Latif Onur UĞUR
Uğurhan AKYÜZ	DEMİREL	Alper KANYILMAZ	Hasan Tahsin ÖZTÜRK	Mehmet Fevzi
Sadık ALASHAN	Fatih DİKBAŞ	Murat KARACASA	Mustafa ÖZUYUSAL	UGURYOL
Cenk ALHAN	Seyyit Ümit DİKMEN	Tanay KARADEMİR	Polat ÖZYİĞİT	Berna UNUTMAZ
Sinan ALTIN	İrem DİKMEN TOKER	Halil KARAHAN	Gülizar ÖZYURT	Volkan Emre UZ
Selim ALTUN	Ali Ersin DİNÇER	Ali KARAIPEKLİ	TARAKÇIOĞLU	Nihal UZCAN ERATLI
Adlen ALTUNBAŞ	Selim DÜNDAR	Cenk KARAKURT	Onur PEKCAN	İbrahim Mert UZUN
Ahmet Can ALTUNİŞİK	Nurhan ECEMİŞ	Mustafa KARASAĞIN	Elişan Filiz PİROĞLU	Deniz ÜLGEN
Yalçın ALVER	ZEREN	Zülküf KAYA	Cengiz POLAT	Mehmet ÜLKER
Egemen ARAS	Alper ELÇİ	Mustafa Kubilay	Selim PUL	Cüneyt VATANSEVER
Ergin ARIOĞLU	Şebnem ELÇİ	KELEŞOĞLU	Selçuk SAATÇI	Syed Tanvir WASTI
Yalçın ARISOY	Muhammet Emin	Mustafa Erol KESKİN	Selman SAĞLAM	Nazmiye YAHNİOĞLU
Musa Hakan ARSLAN	EMİROĞLU	Havvanur KILIÇ	Mehmet SALTAN	Cem YALÇIN
Deniz ARTAN İLTER	Hakan ERDEM	İsmail Emrah KILIÇ	İlyas SARIBAŞ	Mehmet Cem YALÇIN
Şenay ATABAY	Sinan Turhan	Sami And KILIÇ	Afşin SARITAŞ	Aslı YALÇIN
Ali Osman ATAHAN	ERDOĞAN	Fahriye KILINÇKALE	Altuğ SAYGILI	DAYIOOĞLU
Hakan Nuri ATAHAN	Esin ERGEN	Ufuk KIRBAŞ	Serdar SELAMET	Mehmet Cevdet
Abdullah AVEY	PEHLEVAN	Veysel Şadan Özgür	Senem SEYİS	YALÇINER
Ersin AYDIN	Ayşen ERGİN	KIRCA	Alper SEZER	İsmail Özgür YAMAN
İsmail AYDIN	Gökmen ERGÜN	Güven KIYMAZ	Faiz Uddin Ahmed	Arcan YANIK
Mustafa Tamer AYVAZ	Ebru ERİŞ	Young Hoon KİM	SHAIKH	Mert Yücel YARDIMCI
Ela BABALIK	Bülent ERKMEN	Gökhan KIRKIL	Osman SİVRİKAYA	Ufuk YAZGAN
Can Elmar BALAS	Barış ERKUŞ	Salih KOÇAK	Behzad SOLTANBEİĞİ	Anıl YAZICI
Selim BARADAN	Esra Ece ESELLER	Niyazi Uğur KOÇKAL	Celal SOYARSLAN	Halit YAZICI
Türkay BARAN	BAYAT	Önder KOÇYİĞİT	Serdar SOYÖZ	Kasım YENİGÜN
Bekir Oğuz BARTIN	Tuğba ESKİŞAR TEFÇİ	Mehmet Melih	Tayfun Altuğ SÖYLEV	Seda YEŞİLMEN
Eyüp Ensar BAŞAKIN	Burak FELEKOĞLU	KOŞUCU	Aleksandar	İrem Zeynep YILDIRIM
Cemal BAŞARAN	Okan FİSTİKOĞLU	Baha Vural KÖK	STEVANOVİC	Mehmet
Özgür BAŞKAN	Abdullah GEDİKLİ	Mete KÖKEN	Erol ŞADOĞLU	YILDIRIMOĞLU
İdris BEDİRHANOĞLU	Ergun GEDİZLİOĞLU	Fuat KÖKSAL	Güvenç ŞAHİN	Osman YILDIZ
Niyazi Özgür BEZGİN	Mohammad Ali	Şerife Yurdagül	Remzi ŞAHİN	Cetin YILMAZ
Senem BİLİR	GHORBANİ	KUMCU	Yuşa ŞAHİN	Fatih YILMAZ
MAHÇİCEK	Ömer GIRAN	Murat KURUOĞLU	Mustafa ŞAHMARAN	Koray Kamil YILMAZ
Ahmet BİRİNCİ	Konuralp GİRGİN	Akif KUTLU	Nermin ŞARLAK	Mehmet YILMAZ
İlknur BOZBEY	Zehra Canan GİRGİN	Semih	Ömer Lütfi ŞEN	Murat YILMAZ
Zafer BOZKUŞ	İlgin GÖKAŞAR	KÜÇÜKARSLAN	Burak ŞENGÖZ	Mustafa Tuğrul
Atıl BULU	Çağlar GÖKSU	Abdullah KÜRKCÜ	Aynur ŞENSOY	YILMAZ
Burcu BURAK BAKIR	Serdar GÖKTEPE	Hilmi LUŞ	ŞORMAN	Veysel YILMAZ
Halil İbrahim BURGAN	Fazlı Erol GÜLER	Kasım MERMERTAŞ	Okan ŞİRİN	Yüksel YILMAZ
Yusuf CALAYIR	Hakan GÜLER	Mehmet Murat	Ali Arda ŞORMAN	Fatih YONAR
Erdem CANBAY	İlgin GÜLER	MONKUL	Ali Ünal ŞORMAN	Recep YURTAL
Zekai CELEP	Gürkan GÜNAY	Hamid MORTEZAİE	Özcan TAN	İsmail YÜCEL
Cihan CENGİZ	Taylan GÜNAY	Yetiş Şazi MURAT	Gültim TANIRCAN	Ömer YÜKSEL
Halim CEYLAN	Abdurrahman GÜNER	Sepanta NAIMİ	Kürşat TANRİÖVEN	Ercan YÜKSEL
Hüseyin CEYLAN	Samet GÜNER	Öcal NECMİOĞLU	Serhan TANYEL	Yeliz YÜKSELEN
Ömer CİVALEK	Ülker GÜNER	Sinan Melih NİĞDELİ	Yüksel TAŞDEMİR	AKSOY
Özgür ÇAKIR	BACANLI	Elif OĞUZ	Kerem TAŞTAN	Ahmet Şahin
Melih ÇALAMAK	Oğuz GÜNEŞ	Didem OKTAY	Gökmen TAYFUR	ZAİMOĞLU
Gülben ÇALIŞ	Mehmet Şükrü GÜNEY	Derviş Volkan OKUR	İlker TEKİN	Abdullah Can
Erkan ÇELEBİ	Tuba GÜRBÜZ	Volkan OKUR	Beytullah TEMEL	ZÜLFİKAR

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

Teknik Dergi

Cilt: 32 Sayı: 1 Ocak 2021

İÇİNDEKİLER

Önsöz

İki Dilli Yayın Düzeninin Geleceğine Dair

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 Esas Alınarak Boyutlandırılan MÇÇÇ'lerin
Deprem Performanslarının Karşılaştırılması.....10441
Mehmet Bakır BOZKURT, Barış SERİN

Kum Zeminlerdeki Kazıklı Radye Temellerin Optimum Kazık Aralığının
DeneySEL Olarak İncelenmesi.....10477
Bayram ATEŞ, Erol ŞADOĞLU

İstanbul İçin Standart Süreli Gözlenen En Büyük Yağışların Eğilimleri.....10495
Kevser ŞEN, Hakan AKSU

Depolanmış Tarama Çamurlarının Sıkışabilirlik ve Mukavemet Davranışının
Laboratuvar ve Arazi Deneyleri ile İncelenmesi.....10515
Perihan BİÇER, Havvanur KILIÇ, Pelin ÖZENER

Gerçek Zamanlı Basınç Yönetimiyle Su Dağıtım Şebekesinde Su Kaybının
Azaltılması10541
**Mehmet Melih KOŞUCU, Ömer SARI, Mehmet Cüneyd DEMİREL,
Samet KIRAN, Abdurrahman YILMAZ, Abdalbaki AYBAKAN,
Enes ALBAY, V. Ş. Özgür KIRCA**

Teknik Not

Kashırskaya AVM Projesindeki Cam Korkulukların Detaylı İncelenmesi10565
**İ. Ozan DEMİREL, Ahmet YAKUT, Uğurhan AKYÜZ, Hamdi YIĞIN,
H. Erdinç DİKBAYIR**

Önsöz

İKİ DİLLİ YAYIN DÜZENİNİN GELECEĞİNE DAİR

Teknik Dergi'nin Ocak 2018 sayısından başlayarak iki dilli yayın düzenine geçtiği, her yıl dönüşümlü olarak üç sayı Türkçe üç sayı İngilizce yayımlanmakta olduğu bilinmektedir. Başlangıç aşamasında yeterli ve sürekli bir İngilizce yazı akımı sağlanıp sağlanamayacağı konusunda kaygı duyulmuşsa da gelişmeler bu kaygının gereksiz olduğunu ortaya koymuştur. Yayımlanmak üzere Teknik Dergi'ye gönderilen İngilizce yazılar giderek ağırlık kazanmış ve Türkçe yazıları sayıca çok geride bırakmıştır. İki yıldır yapılan gözlemler bu eğilimin süreceği hatta hızlanarak süreceği izlenimini vermektedir. Bu koşullarda, yalnızca bir sayıya konulan yazı sayıları ile sağlıklı bir denge kurulması artık mümkün görünmemektedir.

İstatistiksel analiz ve kapsamlı değerlendirmeler sonucunda, yılda iki sayı Türkçe, dört sayı İngilizce yayımlamanın çok daha sağlıklı olacağı kanısına ulaşılmıştır. 2021 yılında yayımlanacak sayılar önceden planlandığından, o dönemde yayın düzeninin değiştirilmesi uygun görülmemiştir. 2022 yılı başından başlayarak, Ocak, Mart, Temmuz ve Eylül sayılarının İngilizce, Mayıs ve Kasım sayılarının Türkçe olarak yayımlanmasına karar verilmiş, yeni sayıların bu doğrultuda düzenlenmesine başlanmıştır.

Yukarıda belirtilen izlenim doğru çıkar da İngilizce yazı sayısı artmayı sürdürürse, Türkçe sayıların düzenli biçimde yayımlanması güçleşebilir ve daha farklı bir yayın düzenine geçmek gerekli olabilir düşüncesiyle, ileride uygulanabilecek çeşitli seçenekler değerlendirilmekte olup kesin karar gelişmelere bakılarak ileride verilecektir.

Üniversite eğitiminde İngilizce öğretimine ve kullanımına ağırlık verilmesi yanı sıra, İnternet kullanımının yaygınlaşmasının da etkisiyle, Türk mühendislerinin İngilizce okuma ve yazma becerileri giderek yükselmektedir. Öte yandan, akademisyenlerin küresel düzeyde iletişim ve işbirliği olanaklarının artıyor olması Teknik Dergi yazarlarını yazılarını İngilizce yazmaya teşvik etmektedir. Teknik Dergi'ye gönderilen yazılarda yazım dili standardının genellikle yükseldiği görülmekle birlikte, bazı yazılar İngilizce bakımından hâlâ çok yetersizdir. Yazım diline hâkim birinin, mümkünse ana dili İngilizce olan birinin yazı taslağını elden geçirmesi yazara bu bakımdan çok yardımcı olabilir.

Değerli okurlarımızın, yazarlarımızın ve danışmanlarımızın bilgisine saygılarımızla sunarız...

Yayın Kurulu adına,
Tuğrul Tankut, Editör

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 Esas Alınarak Boyutlandırılan MÇÇÇ'lerin Deprem Performanslarının Karşılaştırılması

Mehmet Bakır BOZKURT¹
Barış SERİN²

ÖZ

Bu çalışmada, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY-2007) ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 (TBDY-2018) esaslarına göre tasarlanmış 3, 6 ve 9 katlı toplam altı adet ters-V ve parçalı-X tipi merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin (MÇÇÇ'lerin) dinamik performansları karşılaştırılmıştır. DBYBHY-2007 ve TBDY-2018'de tanımlanan 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan en büyük deprem yer hareketine göre ölçeklendirilen uzak alan kayıtlı 44 adet deprem yer hareketi altında Opensees yazılımı kullanılarak toplam 1056 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, hem ters-V hem de parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan yapıların daha güvenilir olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: DBYBHY-2007, TBDY-2018, merkezi çelik çaprazlı çerçeve, ters-V tipi çapraz, parçalı-X tipi çapraz, dengelenmemiş kuvvet.

ABSTRACT

Comparison on Dynamic Performance of CBFs Designed as per TEC2007 and TEC2018

In this study, dynamic performance of six chevron and split-X braced concentrically braced frames (CBFs) having 3, 6 and 9 number of stories designed as per Turkish Seismic Code 2007 (TSC-2007) and Turkish Seismic Code for Buildings 2018 (TSCB-2018) were compared. By using Opensees software, a total of 1056 nonlinear time history analyses was conducted under 44 far-field ground motions scaled based on TSC-2007 and TSCB-2018 by considering maximum considered earthquake having a 2% probability of being exceeded in

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 16 Eylül 2019 günü ulaşmıştır. 20 Nisan 2020 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2021 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tekderg.620816>

1 Manisa Celal Bayar Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Manisa - mehmet.bozkurt@cbu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0002-1213-3092>

2 Manisa Celal Bayar Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Manisa - baris.sern@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-1918-2786>

50 years. The results indicate that the archetypes designed as per TSCB-2018 are more reliable in CBFs employing both chevron and split-X brace configuration.

Keywords: TSC-2007, TSCB-2018, concentrically braced frame, chevron brace, split-X brace, unbalanced force.

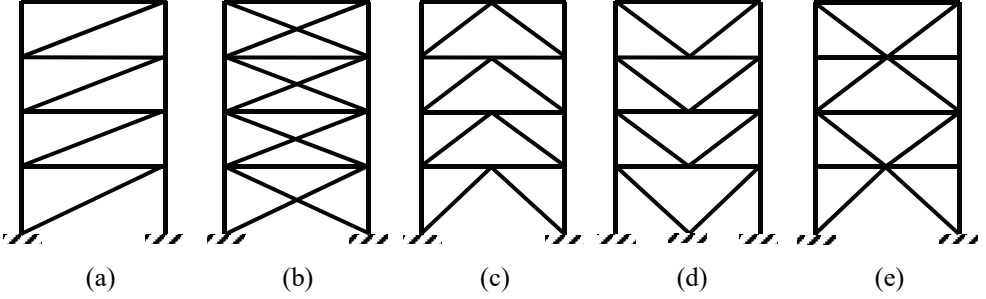
1. GİRİŞ

Çelik yapıların rüzgâr ve deprem yüklerine karşı dayanım gösterebilmesi için farklı yatay yük taşıyıcı sistemler geliştirilmiştir. Bu sistemlerden beklenen temel özellikler yatay yükler altında yapının ihtiyaç duyduğu yeterli yatay rijitliği sağlayabilmesi ve deprem esnasında ortaya çıkan enerjiyi toptan veya münferit göçme gerçekleştirilmeden istenilen elemanlarda plastik deformasyonlar gerçekleştirilerek absorbe etmesidir. Moment aktaran çerçeveler (MAC'ler), merkezi çaprazlı çelik çerçeveler (MÇÇÇ'ler), dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler (DÇÇÇ'ler) ve burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeveler (BÖÇÇÇ'ler) yatay yük taşıyıcı sistemlerinden bazılarıdır. Tasarımcılar yatay yük taşıyıcı sistemlerinin deprem esnasında istenilen deprem performanslarını sağlayabilmeleri için yönetmelik olarak isimlendirilen bir dizi tasarım kurallarını içeren referans dokümanlara ihtiyaç duyarlar. Günümüzdeki güncel deprem yönetmeliklerinden bazıları, "American Institute of Steel Construction, Seismic provisions for structural steel buildings" ANSI/AISC 341-16 [1], "Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance - part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings" EN 1998-1 [2], "National Research Council of Canada, national building code of Canada" NBCC-2015 [3]'dir. Ülkemizde ise binalar, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı tarafından 2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, DBYBHY-2007 [4]'in yerine gelen Afet ve Acil Durum Başkanlığı (AFAD) tarafından 2018 yılında yayınlanmış ve 01.01.2019 tarihinde yürürlüğe girmiş olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği TBDY-2018 [5]'e uygun olarak tasarlanır.

MÇÇÇ'ler kolon, giriş ve çapraz elemanlardan teşkil edilir. Çapraz elemanlar kolon ve giriş elemanlarının birleşim noktalarına veya giriş elemanlarının ortasına mafsallı veya düğüm noktası levhalı olarak bağlanır. Yatay yük altında yapısal rijitliği ve sünek davranışı çapraz elemanlar sağlar. Çapraz elemanların eksenel rijitliği, yapıya yüksek elastik rijitlik kazandırır. Bu elemanlar deprem yükleri altında tersinir eksenel çekme ve basınç yüklerine maruz kalırlar. Çekme yükü altında akıp, basınç yükü altında burkulanan çapraz elemanların çok narin seçilmesi bu elemanların burkulma sonrası eksenel basınç yükü taşıma kapasitelerini çok düşürür. Bu durum düşük süneklik kapasitesini gösteren en belirgin dezavantajlarıdır [6]. Tersinir yüklemeler, aynı zamanda çapraz elemanların mekanik özelliklerinin değişmesine ve böylece çapraz elemanların yine burkulma yükünün düşmesine neden olur [7]. En çok tercih edilen çapraz örgüleri Şekil 1'de gösterilmiştir.

1923 yılında Tokyo'da ve 1925 yılında Santa Barbara'da gerçekleşen yıkıcı depremler yapısal tasarımda sismik yüklerin belirli kurallar içerisinde göz önüne alınmasına neden olan ilk depremlerdir. MÇÇÇ'lerin sismik performansları ile ilgili ilk çalışmalar 1970'li yıllarda Japonya'da [8-11] ve Amerika'da [6, 12,13] başlamıştır. 1980'li yıllarda Amerika'da yapılan çalışmalar [14-20] MÇÇÇ'lerin sismik davranışı ile ilgili ciddi bulgular içerdiği için tasarım kriterlerinin güncellenerek değişmesine neden olmuştur. 1994 yılında Northridge ve 1995 yılında Kobe depremleri sonrasında hasar gören birçok yapı incelenmiş ve deprem yönetmeliklerinde ciddi revizyonlar gerçekleştirilerek yapıların sünek tasarım

yaklaşımlarının temelleri atılmıştır. Bu yıllardan sonra deprem yönetmelikleri özellikle deneysel [21-34] ve analitik çalışmaların [34-46] bulguları ışığında belirli periyotlar ile güncellenerek sürekli geliştirilmiştir.



Şekil 1 - Çapraz örgüleri: (a) diyagonal çapraz, (b) X çapraz, (c) ters-V çapraz, (d) V çapraz, (e) parçalı-X çapraz

Ülkemizde ise 1999 yılında art arda meydana gelen Gölçük ve Düzce depremleri 2007 yılında yürürlüğe giren ve günümüze kadar kullandığımız (12 yıl) DBYBHY-2007'nin hazırlanmasına olanak sağlamıştır. Bu yönetmelik sayesinde ilk defa çelik yapıların sismik tasarım kriterleri oluşturulmuştur. 2019 yılında yürürlüğe giren TBDY-2018 deprem bölgeleri kavramını ortadan kaldırarak yeni yapılacak her yapı için özel tasarım spektrumları sunmaktadır. Revize olan deprem yükleri ve güncellenen tasarım ilkeleri tasarımda farklı enkesitlerin kullanılmasına neden olmaktadır. TBDY-2018'deki bu yeniliklerin yapıların sismik performanslarına olan etkileri deneysel ve analitik olarak araştırılmalı ve elde edilen bulgular bundan sonra güncellenecek yeni deprem yönetmeliklerine ışık tutmalıdır.

Bu çalışmada, enlemi 38.352924° ve boylamı 27.128006° olan İzmir'in Gaziemir ilçesinde yer alan 3, 6 ve 9 katlı 6 farklı prototip bina önce DBYBHY-2007 sonra TBDY-2018 esaslarına göre tasarlanmıştır. Yatay yük taşıyıcı sistemi olarak süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tercih edilmiştir. Prototip binaların x doğrultusundaki çapraz düzeni ters-V ve y doğrultusundaki çapraz düzeni parçalı-X örgüsünden teşkil edilmiştir. Bu örgü sistemlerinin tercih edilmesindeki amaç, çapraz elemanların burkulması sonucu kiriş elemanlarında ortaya çıkan dengelenmemiş kuvvetlerin TBDY-2018'e göre tasarımda göz önüne alınmasının sismik davranışa olan etkilerinin araştırılması ve sonuçlarının karşılaştırılmasıdır. Tasarlanan prototip binaların dinamik performanslarının karşılaştırılabilmesi için Opensees [47] programı kullanılarak toplam 12 adet doğrusal olmayan statik itme analizleri ve FEMA P695 [48]'de tanımlanmış 44 adet uzak alan kayıtlı deprem yer hareketleri altında toplam 1056 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde, deprem kayıtları hem DBYBHY-2007 hem de TBDY-2018 esaslarına göre 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan çok seyrek deprem yer hareketinin tanımlandığı göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketine göre ayrı ayrı ölçeklendirilmiştir. Analizler sonucunda maksimum ve kalıcı görel kat ötelenme oranları, çapraz elemanların süneklik talepleri ve

çapraz elemanların maksimum düzlem içi burkulma deplasmanları raporlanarak yapıların sismik performansları karşılaştırılmıştır.

2. TASARIM YÖNTEMLERİ

2018 yılında yayınlanan ve 2019 yılında yürürlüğe giren TBDY-2018'in getirdiği yenilikler deprem yükü hesabı ve tasarım ilkeleri olmak üzere iki temel grupta incelenecektir. İki yönetmeliğin tasarım ilkeleri arasındaki farklar süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler özelinde bahsedilecektir.

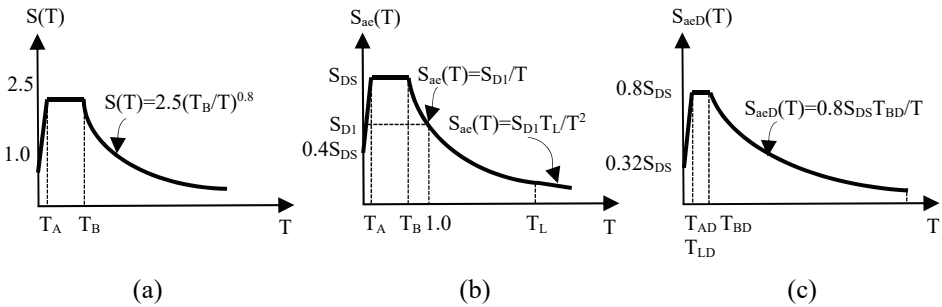
2.1. Deprem Yükü Hesabı

TBDY-2018'in deprem yükü hesabında getirdiği en önemli yenilik yatay elastik tasarım spektrumunun yenilenmesi ve DBYBHY-2007'de olmayan düşey elastik tasarım spektrumunun da eklenmesidir. Elastik tasarım spektrumunun elde edilmesinde ihtiyaç duyulan kısa periyot (S_S) ve 1.0 saniye periyot (S_I) için harita spektral ivme katsayıları bu yönetmelik için hazırlanan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (TDTH) ile tanımlanmıştır. 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 475 yıl olan seyrek deprem yer hareketinin tanımlandığı standart tasarım deprem yer hareketi için kullanılacak tasarım spektral ivme katsayıları S_{DS} ve S_{D1} katsayıları aşağıdaki formül ile hesaplanır.

$$S_{DS} = S_S F_S \quad (1)$$

$$S_{D1} = S_I F_I \quad (2)$$

Burada, S_{DS} ve S_{D1} , kısa periyot ve 1 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayıları, S_S ve S_I , harita spektral ivme katsayıları, F_S ve F_I , yerel zemin etki katsayılarıdır.



Şekil 2 - (a) Yatay elastik tasarım spektrumu DBYBHY-2007, (b) Yatay elastik tasarım spektrumu TBDY-2018, (c) Düşey elastik tasarım spektrumu TBDY-2018

Benzer formüllerin kullanıldığı, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” ASCE 7 [49]’de harita spektral katsayıları olan S_S ve S_I değerleri, 50 yılda aşılma

olasılığı %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan çok seyrek deprem yer hareketinin tanımlandığı göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi için verilmiştir. Dolayısıyla, tasarım spektral ivme katsayıları için elde edilen değer 2/3 oranı ile azaltılarak elastik tasarım spektrumunda kullanılır. TBDY-2018’de ise harita spektral katsayıları olan S_S ve S_I değerleri direkt olarak standart tasarım deprem yer hareketi için verildiğinden 2/3 oranı kullanılmaz. DBYBHY-2007’de tanımlanan yatay elastik tasarım spektrumu ve TBDY-2018’de tanımlanan yatay ve düşey elastik tasarım spektrumu Şekil 2’de gösterilmiştir.

Toplam eşdeğer deprem yükü değeri, V_{tE} her iki yönetmeliğe göre Denklem (3)’de belirtilen dönüştürülmüş formül ile hesaplanabilir.

$$V_{tE} = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} m_t \geq C_{tE} I m_t g \quad (3)$$

Burada, $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivme, $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı, m_t deprem kütleli, C_{tE} spektral ivmesine bağlı bir katsayı, I bina önem katsayısı ve g yerçekimi ivmesidir. C_{tE} katsayısı DBYBHY-2007 için Denklem (4) ve TBDY-2018 için Denklem (5) kullanılarak hesaplanır.

$$C_{tE} = 0.10A_0 \quad (DBYBHY-2007) \quad (4)$$

$$C_{tE} = 0.04S_{DS} \quad (TBDY-2018) \quad (5)$$

Burada, A_0 değeri etkin yer ivmesi katsayısıdır ve 1., 2., 3. ve 4. deprem bölgelerine göre sırasıyla 0.40, 0.30, 0.20 ve 0.1 değerlerini alır. S_{DS} ise kısa periyot için tasarım spektral ivme katsayısıdır ve TDTH kullanılarak elde edilen katsayılar ile Denklem (1)’e göre hesaplanır. Denklem (3)’de yer alan elastik spektral ivme katsayısı $S_{ae}(T)$ ve deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$ değerleri aşağıdaki formüller ile elde edilir.

$$S_{ae}(T) = A_0 S(T) g \quad (DBYBHY-2007) \quad (6)$$

$$S_{ae}(T) = S_{ae}(T) g \quad (TBDY-2018) \quad (7)$$

$$R_a(T) = \begin{cases} \frac{1.5}{I} + \left(\frac{R-1.5}{I}\right) \frac{T}{T_A} & 0 \leq T \leq T_A \\ \frac{R}{I} & T_A < T \end{cases} \quad (DBYBHY-2007) \quad (8)$$

$$R_a(T) = \begin{cases} D + \left(\frac{R}{I} - D\right) \frac{T}{T_B} & 0 \leq T \leq T_B \\ \frac{R}{I} & T_B < T \end{cases} \quad (TBDY-2018) \quad (9)$$

Burada, D dayanım fazlalığı katsayısı, R taşıyıcı sistem davranış katsayısıdır. Spektrum katsayıları olan $S_{ae}(T)$ ve $S(T)$ değerleri Şekil 2’de gösterilen grafiklerden elde edilir. Her iki yönetmeliğe göre süneklilik düzeyi yüksek MÇÇÇ’ler için taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=5$ ve dayanım fazlalığı katsayısı $D=2$ ’dir.

2.2. Tasarım İlkeleri

Tasarım kriterleri prototip binaların tasarımında yatay yük taşıyıcı sistemi olarak tercih edilen süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'ler özelinde irdelenecektir. Tasarımda göz önüne alınacak kurallar karşılaştırmalı olarak sırasıyla alt başlıklar halinde verilmiştir.

2.2.1. Enkesit Koşulları

Süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'leri oluşturan kiriş, kolon ve çapraz elemanların enkesit parçalarında meydana gelebilecek yerel burkulma davranışını engellemek için yönetmeliklerde kompaktlık koşulları tanımlanmıştır. Ülkemizde çelik yapıların boyutlandırılması için kullanılan Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları 2018 (ÇYTHYE-2018) [50]'de yapısal elemanların enkesit parçaları için kompaktlık koşulları verilmiştir. Fakat DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 süneklik koşullarına bağlı olarak yapısal enkesit parçalarında ek kompaktlık koşulları tanımlanmaktadır ve daha sınırlayıcıdır. Tasarımı yapılan prototip binalarda, kolon ve kiriş elemanlar için I enkesitli profiller ve çapraz elemanlar için kutu enkesitli profiller tercih edilmiştir. Dolayısıyla, her iki yönetmelikte de bu enkesitlere sahip elemanların kompaktlık koşulları karşılaştırılacaktır. I enkesitli kolon ve kiriş elemanlar, çaprazlı çerçeveler içinde hem eğilme momenti hem de aksenal basınç kuvveti etkisindedir. Kutu enkesitli çapraz elemanlar ise sadece aksenal basınç etkisi altındadır. Her iki yönetmeliğe ait enkesit kompaktlık sınırları ve ÇYTHYE-2018'de tanımlanan kompaktlık sınırları karşılaştırmalı olarak Çizelge 1'de sunulmuştur.

Çizelge 1 - Enkesit kompaktlık koşulları

Eleman tanımı	Enkesit parçacığı	Narinlik oranı	Süneklik düzeyi yüksek sistemler için sınır değerler		
			DBYBHY 2007	TBDY 2018	ÇYTHYE 2018
Kolonlar ve kirişler eğilme ve aksenal basınç etkisindeki I enkesitli profiller	Başlık	$b/2t$	$0.3 \sqrt{E/F_y}$		$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Gövde	h/t_w	$\alpha \sqrt{E/F_y}(1 - \beta C_a) \quad C_a \leq \theta$	$\gamma \sqrt{E/F_y}(\delta - C_a) \geq \varepsilon \quad C_a > \theta$	$3.76 \sqrt{E/F_y}$
Çaprazlar aksenal basınç etkisindeki dikdörtgen kutu enkesitli profiller	Tüm parçalar	b/t	$0.7 \sqrt{E/F_y}$	$0.55 \sqrt{E/F_y}$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$

b : başlık genişliği, h : gövde yüksekliği, t : başlık kalınlığı, t_w : gövde kalınlığı, E : elastisite modülü, F_y : akma dayanımı, C_a , α , β , θ , γ , δ , ε Çizelge 2'de açıklanmış katsayılardır.

Eksenel kuvvet ve eğilme momentine eş zamanlı olarak maruz kalacak olan kolon ve kiriş elemanlarını oluşturan I enkesitlerinin başlık elemanları için her iki yönetmelikte de benzer sınır değerler sunmasına rağmen, gövde elemanları için TBDY-2018 sınır değerleri küçültürken daha kalın gövde levhalarının seçilmesini sağlamıştır. Benzer şekilde, sadece basınç yüküne maruz kalacak kutu enkesitler için de sınır değer TBDY-2018'de yaklaşık %20 azaltılarak daha kalın et kalınlıklı kutu enkesitlerin seçilmesini zorunlu hale getirmiştir.

Deprem yükü taşıyan süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'lerde çaprazlı çerçeveleri oluşturan tüm kolon, kiriş ve çapraz elemanlarında DBYBHY-2007'e göre $4.0\sqrt{E/F_y}$ olan narinlik oranı, TBDY-2018'de kolonlar ve kirişler için kaldırılmış ve sadece çapraz elemanlar için bu oran 200 olarak güncellenmiştir. DBYBHY-2007'e göre S235, S275 ve S355 için sırasıyla 117, 108 ve 95 olan narinlik sınırlarının TBDY-2018 ile 200'e yükselmesi özellikle düşük eksenel yüklere maruz kalan çapraz elemanlar için sadece narinlik sınırından dolayı daha büyük enkesitlerin kullanılma zorunluluğunu ortadan kaldırmıştır. Narinlik sınırına takılmadan daha küçük enkesitlerin seçilmesine olanak sağlayan TBDY-2018'in zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda yapısal sistemin sismik davranışına nasıl etki ettiği bu çalışma sonucunda ortaya konulmuştur.

Her iki yönetmelikte de çapraz elemanların yapı sistemi boyunca simetrik yerleştirilmesini zorunlu hale getirmiştir. Bunu sağlamak için deprem yükü taşıyan çaprazların en az %30'unun ve en çok %70'inin basınca çalışacak şekilde yerleştirilmesi gerektiği ifade edilir.

Çizelge 2 - Enkesit kompaktlık koşulları için ilave katsayılar

Katsayılar	DBYBHY-2007	TBDY-2018
C_a	$1.67P_a/F_yA$ (GKT)	$P_u/0.9F_yA$ (YDKT)
α	3.2	2.45
β	1.7	0.93
θ	0.10	0.125
γ	1.33	0.77
δ	2.1	2.93
ε	-	$1.49\sqrt{E/F_y}$

2.2.2. Elemanların Boyutlandırılması

Süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'lerin çapraz elemanlarının boyutlandırılmasında her iki yönetmelikte de deprem etkisini içeren yük birleşimleri altında elde edilen iç kuvvetleri dikkate alır. TBDY-2018 ayrıca çapraz elemanların sünek davranışını garanti altına almak için çekme yükü altında kopma dayanımının, akma dayanımından daha yüksek olmasını zorunlu kılar. İç kuvvetlerin belirlenmesinde DBYBHY-2007 düşey deprem yükü etkisini göz önüne almazken, TBDY-2018 yatay deprem yükü etkileri ile beraber düşey deprem yükü etkilerini de göz önüne alır. TBDY-2018'e göre çapraz elemanların boyutlandırılmasında esas

olacak yük birleşimleri aşağı verilmiştir. Bu çalışmada, eleman kesitlerinin belirlenmesinde ÇYTHYE-2018'de tanımlanan yük ve dayanım katsayılarına göre tasarım (YDKT) ilkeleri kullanılmıştır. Dolayısıyla, deprem yüklerini içeren yük birleşim grupları sadece YDKT özelinde bahsedilecektir.

$$1.2G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)} \quad (10)$$

$$0.9G + H + E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(Z)} \quad (11)$$

Burada, G sabit yük etkisi, Q hareketli yük etkisi, S kar yükü etkisi, H yatay zemin etkisi, $E_d^{(H)}$ yatay deprem yükü etkisi ve $E_d^{(Z)}$ düşey deprem yükü etkisidir. Prototip binalarda, 20 metreden daha büyük açıklıklı kiriş ve 5 metreden daha uzun konsol kiriş olmadığı için ve ayrıca kirişlere oturan kolon ve eğik kolon olmadığı için $E_d^{(Z)}$ düşey deprem yükü etkisi Denklem (12)'e göre hesaplanacaktır.

$$E_d^{(Z)} \approx (2/3)S_{DS}G \quad (12)$$

Denklem (12)'de tanımlanan $E_d^{(Z)}$ değerinin Denklem (10) ve Denklem (11)'de yerine konulması ile TBDY-2018'e göre süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'lerin çapraz elemanların boyutlandırılmasında kullanılacak formüller elde edilmiş olur. Bu formüller, Denklem (13) ve Denklem (14) olarak aşağıda belirtilmiştir.

$$(1.2 + 0.2S_{DS})G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} \quad (13)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})G + H + E_d^{(H)} \quad (14)$$

TBDY-2018'e göre hareketli yük değeri 5.0 kPa'ın altında olması durumunda garajlar ve hastaneler, okullar, müzeler, alışveriş merkezleri spor tesisleri, sinema ve tiyatro gibi insanların yoğun olarak bulunduğu binaların dışında Denklem (13)'de yer alan Q değeri %50 oranında düşürülebilir. Bu çalışmada, araştırılan prototip binalar konut yapıları ve kat döşemelerine etki eden hareketli yük değeri 5 kPa'ın altında olduğu için Denklem (10)'da yer alan Q değeri %50 düşürülmüştür.

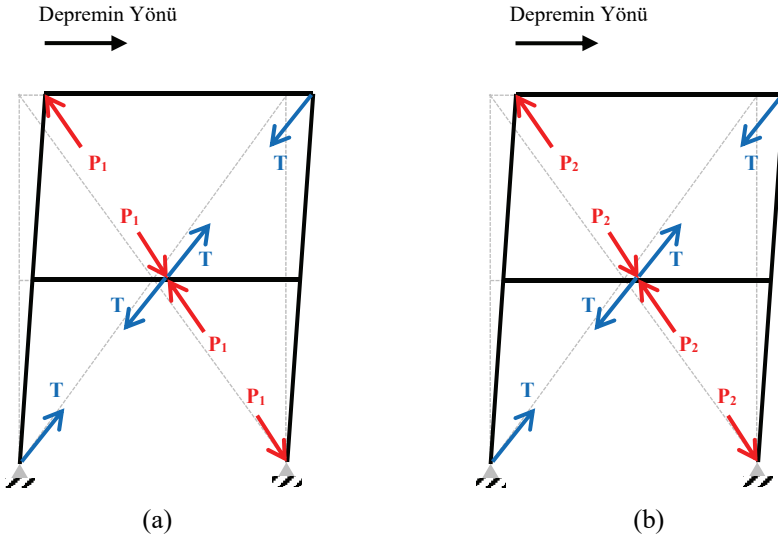
Süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'lerde kolon ve kiriş elemanlarının boyutlandırılmasında DBYBHY-2007 özel kurallar içermez. DBYBHY-2007 çapraz elemanların birleşimlerinin boyutlandırılmasında, ilgili birleşimdeki çapraz elemanların aksel çekme veya basınç kapasiteleri ile dayanım fazlalığı katsayısı ile artırılmış yük birleşimleri altında elde edilen iç kuvvetlerden küçük olanının kullanılmasını belirtir. TBDY-2018'e göre süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'lerin kolon, kiriş ve birleşimlerinin boyutlandırılmasında dayanım fazlalığı katsayısı D ile çarpılarak büyütülen yük birleşimleri altında elde edilen iç kuvvetler ile çapraz elemanların burkulma anına karşılık gelen mekanizma durumu sonrası elde edilecek iç kuvvetlerden küçük olanı kullanılır. Her iki yönetmelikte de kullanılacak dayanım fazlalığı katsayısı D ile çarpılarak büyütülen yük birleşimleri Denklem (15) ve Denklem (16)'da

verilmiştir. DBYBHY-2007 düşey depremi ifade eden $E_d^{(Z)}$ yi göz ardı eder. Dolayısıyla, DBYBHY-2007 için $0.2DS_{DS} = 0$ değerine eşit alınır.

$$(1.2 + 0.2DS_{DS})G + Q + 0.2S + (D)E_d^{(H)} \quad (15)$$

$$(0.9 - 0.2DS_{DS})G + H + (D)E_d^{(H)} \quad (16)$$

TBDY-2018 tasarımında göz önüne alınacak çapraz elemanların burkulma anına karşılık gelen mekanizma durumları Şekil 3’de verilmiştir.



Şekil 3 - Eksenel basınç etkisi altında çapraz elemanların (a) burkulma anına, (b) burkulma sonrasına karşı gelen mekanizma durumları

Çapraz elemanların burkulma anına denk gelen mekanizma durumunda çapraz elemanlarda oluşan iç kuvvetler Denklem (17), Denklem (18) ve Denklem (19)’da verilmiştir.

$$T = R_y F_y A_g \quad (17)$$

$$P_1 = 1.14 F_{cre} A_g \quad (18)$$

$$P_2 = 0.30(1.14 F_{cre} A_g) \quad (19)$$

Burada, R_y olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı, F_y yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi, A_g kayıpsız enkesit alanı, F_{cre} olası akma gerilmesi ile hesaplanan kritik burkulma gerilmesidir.

2.2.3. Ek Koşullar

Her iki yönetmelikte de V ve ters-V tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerde yer alan çaprazların bağlandığı kirişlerin sürekli olması gerekmektedir ve bu kirişlerin yanal burulmalı burkulma göçmesini engellemek için ilgili yönetmelikte belirtilen yanal destekler kullanılmalıdır. DBYBHY-2007 çaprazların yok sayılması durumunda hem ilgili kiriş elemanının hem de birleşiminin kendi üzerindeki yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılması gerektiğini belirtir. TBDY-2018 ise çapraz elemanların burkulma anına karşılık gelen mekanizma durumunda kiriş elemanlarında meydana gelen dengelememiş kuvvetleri çapraz elemanları yok sayarak ve kiriş elemanların üzerinde bulunan düşey yükleri birlikte dikkate alarak kiriş elemanların boyutlandırılması gerektiğini belirtir.

Her iki yönetmelikte de K tipi çapraz düzenine ve sadece çekmeye çalışan çaprazların kullanılmasına izin vermez.

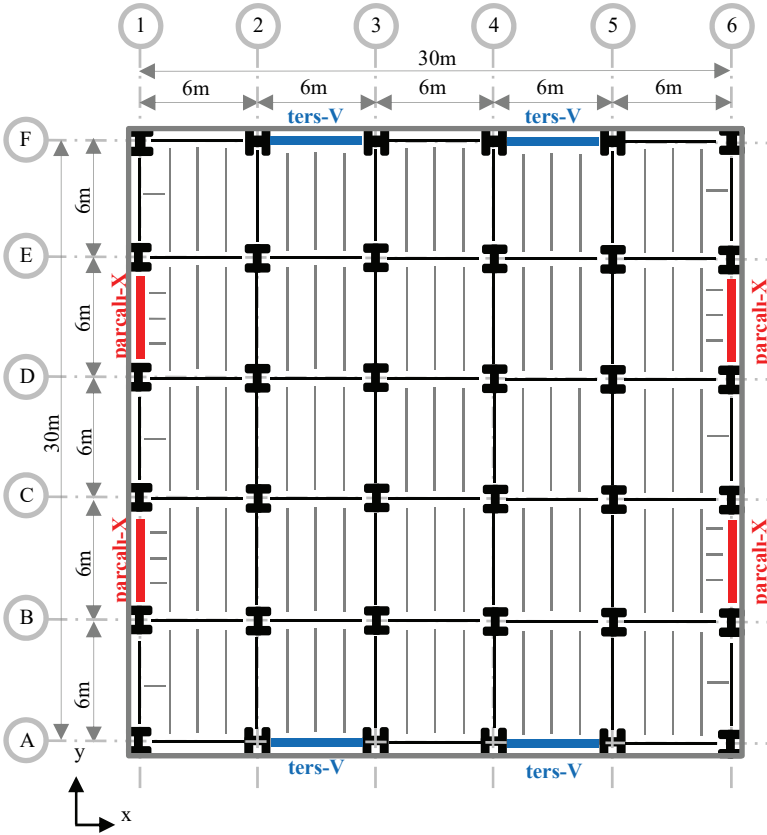
DBYBHY-2007 çapraz elemanların ucundaki düğüm noktası levhalarının düzlem dışına burkulmasını önlemek amacıyla, çapraz ucunun kiriş veya kolon yüzüne olan uzaklığının düğüm noktası levhası kalınlığının (t) iki katından daha fazla olmamasını ve buna uyulmadığı durumlarda ilave berkitme levhalarının kullanılmasını ifade eder. Hâlbuki deprem yüküne maruz kalan çapraz elemanların burkulma davranışlarında düğüm noktası levhalarının çapraz ucundan itibaren en düşük 2t en yüksek 4t'lik bir mesafe içinde plastik dönmesine izin verecek şekilde detaylandırılması gerekmektedir. Çapraz elemanların birleşim detayı ile ilgili bu koşul DBYBHY-2007'de doğru olarak ifade edilememiştir. TBDY-2018 bu koşulu revize ederek, çapraz elemanın burkulması anında düğüm noktası levhasının çapraz ucundan itibaren en düşük 2t'lik bir mesafe içinde plastik dönmesini sağlayacak detayların oluşturulmasını önermiştir (TBDY-2018 Şekil 9C.2).

3. PROTOTİP BİNALARIN BOYUTLANDIRILMASI

Bu çalışmada, enlemi 38.352924° ve boylamı 27.128006° olan İzmir'in Gaziemir ilçesinde yer alan bir konut yapısı DBYBHY-2007'ye ve TBDY-2018'a göre ayrı ayrı tasarlanmıştır. Çelik taşıyıcı sistemin boyutlandırılmasında ÇYTHYE-2018 [50]'de tanımlanan YDKT tasarım yaklaşımı kullanılmıştır. 3, 6 ve 9 katlı olan prototip binaların plandaki boyutları 30 m'ye 30 m'dir. Ters-V tipi çaprazın kullanıldığı x doğrultusundaki aks aralığı ve parçalı-X tipi çaprazın kullanıldığı y doğrultusundaki aks aralığı 6 m'dir. Prototip binaların birinci kat yüksekliği 4.5 m ve normal kat yükseklikleri 3.5 m'dir. Prototip binaların tipik plan görünüşleri Şekil 4'de ve 9 katlı prototip binanın cephe görünüşleri Şekil 5'de verilmiştir.

Zemin sınıfları DBYBHY-2007 için Z3 ve benzer zemin özelliklerini karşılan TBDY-2018 için ZD'dir. Bina önem katsayısı (I) her iki yönetmelikte de 1.0 olarak alınmıştır. Yapı davranış katsayısı (R) ve dayanım fazlalığı katsayısı (D) süneklilik düzeyi yüksek MÇÇÇ'lerin kullanıldığı her iki yönetmelikte de sırasıyla 5 ve 2'dir. Yapının inşa edilmesi planlanan yer DBYBHY-2007 göre 1. derece deprem bölgesindedir. Deprem bölgesi kavramının kullanılmadığı TBDY-2018'e göre ilgili bölgedeki kısa periyot ve 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayıları sırası ile $S_s=1.103$ ve $S_T=0.268$ 'dir. TBDY-2018'e göre deprem yükünün belirlenmesinde tasarım deprem yer hareketi DD-2 kullanılmıştır. Bu özelliklere karşılık gelen kısa periyot ve 1.0 saniye için tasarım spektral ivme katsayıları $S_{D5}=1.168$ ve $S_{D1}=0.553$ 'tür. Yatay elastik tasarım spektrumun köşe periyotları DBYBHY-

2007 için $T_A=0.15$ sn ve $T_B=0.60$ sn iken TBDY-2018 için $T_A=0.095$ sn ve $T_B=0.474$ sn'dir. Yapının her bir kat döşemesine yapı elemanlarının kendi ağırlıkları dahil 5 kPa'lık sabit yük ve 2 kPa'lık hareketli yük tanımlanmıştır. Ayrıca yapının en üst katına 0.75 kPa'lık ilave kar yükü de göz önüne alınmıştır.



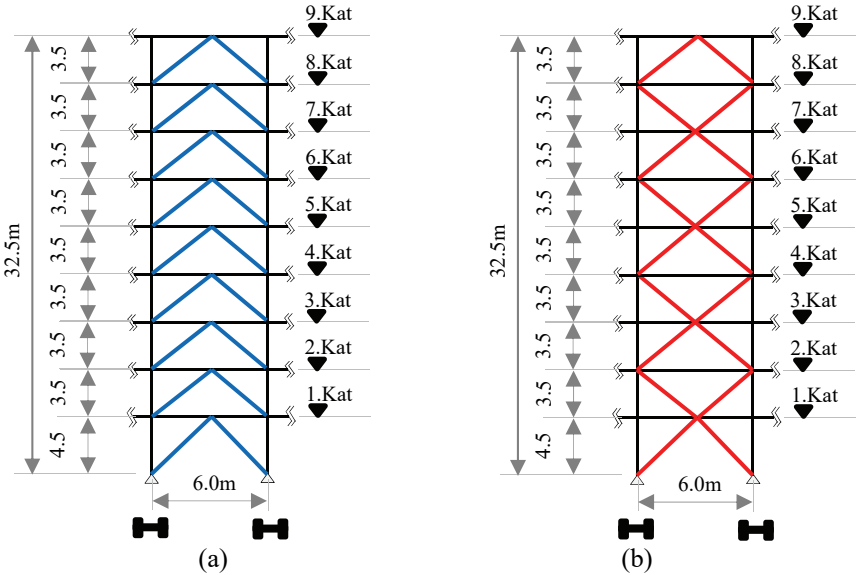
Şekil 4 - Prototip binaların tipik plan görünüşü

Deprem yükü hesabı için mod birleştirme yöntemi (MBY) tercih edilmiştir. Her iki yönetmelikte de MBY ile hesaplanan deprem yükü değeri için eşdeğer deprem yükü (EDY) değerine bağlı bir alt sınır tanımlanmıştır. MBY ile hesaplanan deprem yükü değeri, yapı sisteminde A1 burulma düzensizliği, B2 yumuşak kat düzensizliği ve B3 taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği düzensizliklerinden en az birinin bulunması durumunda EDY ile hesaplanan deprem yükünün en az %90'ı kadar olmalıdır. Bu düzensizliklerin hiçbirinin bulunmaması durumunda MBY ile hesaplanan deprem yükü EDY ile hesaplanan deprem yükünün en az %80'i kadar olmalıdır.

Her iki yönetmelikte de deprem yükü hesabındaki sismik ağırlık için sabit yüklerin tamamının ve konut yapıları için hareketli yük ile kar yükünün %30'unun göz önüne alınmasını ifade eder. Yapı sistemlerinin T_p doğal titreşim periyotlarının hesaplarında her iki yönetmelikte de Denklem (20)'de verilen benzer formülleri kullandırmasına rağmen, TBDY-2018 Denklem (20) ile hesaplanan periyotların Denklem (21)'de verilen ampirik formülle hesaplanan T_{pA} periyodunun 1.4 katından daha büyük olmaması için bir üst sınır tanımlar.

$$T_p = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}^2} \right)^{1/2} \quad (20)$$

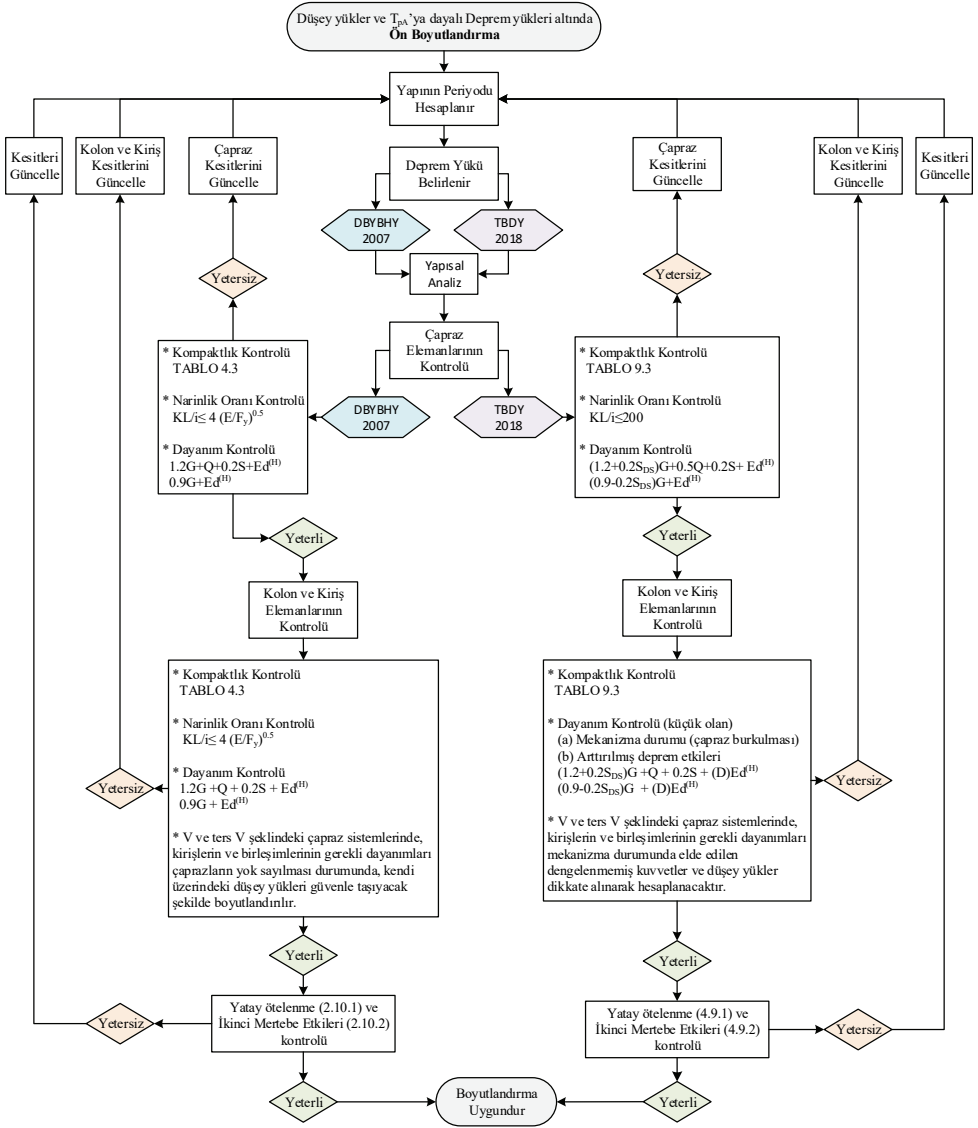
$$T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \quad (TBDY-2018) \quad (21)$$



Şekil 5 - 9 Katlı prototip binanın (a) ters-V tipi, (b) parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerin cephe görünüşleri

Burada, m_i i . kata etkileyen kat kütlesi, F_{fi} fiktif yük, d_{fi} o yüke karşılık gelen deplasman, C_t betonarme çerçeveler için 0.1, çelik yapılar için 0.08 ve diğer tüm yapılar için 0.07 olan bir katsayı, H_N ise bodrum katlar hariç yapı toplam yüksekliğidir.

Yapıların doğal titreşim periyotlarını belirleyebilmek için prototip binaların eleman enkesitlerinin tanımlanması gerekmektedir. Eleman enkesitleri de yapı geometrisine, yapısal elemanların sınır durumlarına ve yapıya etki eden yüklere bağlıdır. Bu yüklerden biri olan deprem yükü hesabı için de yapının doğal titreşim periyodunun bilinmesi gerekmektedir. Dolayısıyla, yapısal eleman enkesitleri, yapının doğal titreşim periyoduna, doğal titreşim periyodu da yapısal eleman enkesitlerine bağlıdır. Her iki yönetmeliğe göre prototip binaların boyutlandırma aşamaları Şekil 6'da verilen akım şemasında gösterilmiştir.



Şekil 6 - Sünekliği yüksek MÇÇÇ'lerin DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırma akım şeması

Bu çalışmada, prototip binaların eleman enkesitlerini belirleyebilmek için öncelikli olarak TBDY-2018 Denklem (21)'de verilen T_{pa} ampirik periyot hesabı kullanılarak ön tasarımlar yapılmış ve bu ön tasarıma göre boyutlandırılan eleman enkesitlerine göre prototip binaların doğal titreşim periyotları belirlenmiştir. Birkaç iterasyon sonucu prototip binaların enkesitleri optimize edilerek nihai enkesitler ve nihai doğal titreşim periyotları belirlenmiştir.

MÇÇÇ'ler iki boyutlu olarak analiz edilmiştir. Yapısal analizde çelik elemanları modellemek için çubuk elemanlar kullanılmıştır. Çapraz elemanlar kiriş ve kolon elemanlarına ve kiriş elemanları da kolon elemanlarına mafsalı olarak bağlanmaktadır. Tüm kolon elemanlarının tabanları mafsalıdır. 6 adet prototip binanın tasarımında DBYBHY-2007'den elde edilen deprem yükleri ve tasarım kriterleri kullanılırken, geri kalan 6 prototip bina için TBDY-2018 esasları kullanılmıştır. Ayrıca, yapısal elemanların boyutlandırılmasında, ÇYTHYE 2018 [50]'de tanımlanan YDKT'ye göre tasarım yaklaşımı kullanılmıştır. Kiriş ve kolon elemanlarının kesitlerinde S275 malzeme sınıfından teşkil edilen IPE, ve HEB profilleri ve çapraz elemanlarının kesitlerinde S235 malzeme sınıfından teşkil edilen KUTU profilleri tercih edilmiştir. Boyutlandırılması yapılan MÇÇÇ'lerin doğal titreşim periyotları ve MBY ile hesaplanan toplam taban kesme kuvvetleri Çizelge 3'de verilmiştir. Prototip binalara ait boyutlandırılan tüm yapısal eleman kesitleri ters-V tipi çapraz düzeninin kullanıldığı MÇÇÇ'ler için Çizelge 4'de, parçalı-X tipi çapraz düzeninin kullanıldığı MÇÇÇ'ler için Çizelge 5'de gösterilmiştir.

Çizelge 3 - Prototip binaların doğal titreşim periyotları ve EDY ile hesaplanan taban kesme kuvvetleri

Kat sayısı	DBYBHY-2007				TBDY-2018				Karşılaştırma		
	T _p Periyot (sn.)		V _{IE} Taban kes. kuv. (kN)		T _p Periyot (sn.)		1.4T _{PA} sınır periyot (sn.)	V _{IE} Taban kes. kuv. (kN)		$\frac{V_{IE}^{TBDY-18}}{V_{IE}^{DBYBHY-07}}$	
	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü		X Yönü	Y Yönü	X Yönü	Y Yönü
3 Kat	0.610	0.615	643	615	0.581	0.606	0.70	634	595	0.99	0.97
6 Kat	1.329	1.377	685	666	1.219	1.285	1.14	623	609	0.94	0.91
9 Kat	2.248	2.331	727	724	1.989	2.095	1.52	661	661	0.91	0.91

Boyutlandırma sonucunda TBDY-2018'e göre hesaplanan taban kesme kuvvetleri DBYBHY-2007'e kıyasla %1 ile %9 oranında daha düşüktür (Çizelge 3). Dolayısıyla çapraz elemanlara gelen eksenel kuvvetler her iki yönetmelikte de birbirine çok yakındır. DBYBHY-2007'e göre basınç etkisinde olan çapraz elemanlar için $4.0\sqrt{E/F_y}$ olan narinlik oranının TBDY-2018 ile 200'e yükselmesi ve eksenel basınç etkisindeki kutu enkesitler için $0.70\sqrt{E/F_y}$ olan kompaktlık (b/t) oranının, TBDY-2018'de $0.55\sqrt{E/F_y}$ 'e düşmesi her iki yönetmeliğe göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerde farklı çapraz enkesitlerinin seçilmesine neden olmuştur. MÇÇÇ'lerdeki kolon ve kiriş elemanlarının boyutlandırılmasında DBYBHY-2007 özel kurallar içermemesine rağmen, V veya ters-V örgü düzenine sahip MÇÇÇ'lerde çaprazların yok sayılması durumunda kiriş elemanlarının kendi üzerindeki yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılması gerektiğini belirtir. TBDY-2018 ise hem dayanım fazlalığı katsayısı D ile çarpılarak büyütülen yük birleşimleri altında elde edilen iç kuvvetleri hem de çapraz elemanların burkulma anına karşılık gelen mekanizma durumu sonrası elde edilecek iç kuvvetleri göz önüne alır. Bu durum, özellikle çapraz elemanların burkulması anına karşılık gelen dengelenmemiş kuvvetlerin en yüksek olduğu ters-V tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerde TBDY-2018'e göre tasarlanan kiriş elemanlara ait tonajların yüksek oranda artmasına neden olmaktadır. Dengelenmemiş kuvvetlerin yüksek

olmadığı parçalı-X tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerde ise TBDY-2018'e göre tasarlanan kiriş elemanlara ait tonajlar ters-V tipli MÇÇÇ'ye kıyasla daha düşük oranda artmaktadır (Çizelge 6).

Çizelge 4 - Ters-V tipi çapraz düzeninin kullanıldığı MÇÇÇ'lerin eleman kesitleri

Pro. bina	Kat sayısı	DBYBHY-2007			TBDY-2018		
		Kolon (E/K)	Kiriş (E/K)	Çapraz (Narinlik) (E/K)	Kolon (E/K)	Kiriş (E/K)	Çapraz (Narinlik) (E/K)
01	3.Kat	HE200B (0.06)	IPE300 (0.83)	KUTU120X6.3 (100) (0.84)	HE220B (0.08)	HE500B (0.93)	KUTU100X8 (125) (0.99)
	2.Kat	HE200B (0.35)	IPE300 (0.80)	KUTU125X8 (98) (0.94)	HE220B (0.44)	HE550B (0.85)	KUTU120X8 (102) (0.99)
	1.Kat	HE200B (0.79)	IPE300 (0.80)	KUTU150X10 (97) (0.84)	HE220B (0.98)	HE700B (0.90)	KUTU140X10 (104) (0.99)
02	6.Kat	HE140B (0.25)	IPE300 (0.83)	KUTU120X6.3 (100) (0.64)	HE200B (0.09)	HE500B (0.97)	KUTU100X6.3 (121) (0.92)
	5.Kat	HE140B (0.75)	IPE300 (0.80)	KUTU120X6.3 (100) (0.92)	HE200B (0.46)	HE550B (0.93)	KUTU100X8 (125) (0.99)
	4.Kat	HE200B (0.57)	IPE300 (0.80)	KUTU125X8 (98) (0.83)	HE240B (0.58)	HE550B (0.92)	KUTU120X8 (102) (0.81)
	3.Kat	HE200B (0.84)	IPE300 (0.80)	KUTU140X8 (87) (0.77)	HE240B (0.85)	HE550B (0.89)	KUTU120X8 (102) (0.95)
	2.Kat	HE260B (0.69)	IPE300 (0.80)	KUTU140X8 (87) (0.87)	HE320B (0.72)	HE600B (0.68)	KUTU125X8 (98) (0.99)
	1.Kat	HE260B (0.97)	IPE300 (0.80)	KUTU160X10 (88) (0.79)	HE320B (0.97)	HE700B (0.95)	KUTU150X10 (97) (0.87)
03	9.Kat	HE160B (0.09)	IPE300 (0.83)	KUTU120x6.3 (100) (0.58)	HE200B (0.08)	HE450B (0.85)	KUTU100x6 (121) (0.88)
	8.Kat	HE160B (0.50)	IPE300 (0.80)	KUTU120x6.3 (100) (0.80)	HE200B (0.43)	HE500B (0.89)	KUTU100x8 (125) (0.94)
	7.Kat	HE160B (0.89)	IPE300 (0.80)	KUTU125x6.3 (96) (0.86)	HE200B (0.78)	HE550B (0.89)	KUTU120x8 (102) (0.70)
	6.Kat	HE220B (0.65)	IPE300 (0.80)	KUTU125x6.3 (96) (0.94)	HE260B (0.68)	HE550B (0.90)	KUTU120x8 (102) (0.75)
	5.Kat	HE220B (0.85)	IPE300 (0.80)	KUTU125x8 (98) (0.85)	HE260B (0.89)	HE550B (0.89)	KUTU120x8 (102) (0.84)
	4.Kat	HE260B (0.77)	IPE300 (0.80)	KUTU125x8 (98) (0.95)	HE320B (0.78)	HE550B (0.91)	KUTU120x8 (102) (0.92)
	3.Kat	HE260B (0.92)	IPE300 (0.80)	KUTU140x8 (87) (0.85)	HE320B (0.94)	HE550B (0.94)	KUTU125x8 (98) (0.96)
	2.Kat	HE340B (0.74)	IPE300 (0.80)	KUTU150x8 (81) (0.82)	HE500B (0.77)	HE600B (0.87)	KUTU140x8 (87) (0.85)
	1.Kat	HE340B (0.94)	IPE300 (0.80)	KUTU160x10 (88) (0.83)	HE500B (0.97)	HE700B (0.99)	KUTU150x10 (97) (0.92)

Pro.:Prototip bina, E/K: Etki/Kapasite oranı

Çizelge 5 - Parçalı-X tipi çapraz düzeninin kullanıldığı MÇÇÇ'lerin eleman kesitleri

Pro. bina	Kat sayısı	DBYBHY-2007			TBDY-2018		
		Kolon (E/K)	Kiriş (E/K)	Çapraz (Narinlik) (E/K)	Kolon (E/K)	Kiriş (E/K)	Çapraz (Narinlik) (E/K)
01	3.Kat	HE200B (0.06)	IPE300 (0.83)	KUTU120X6.3 (100) (0.83)	HE220B (0.09)	HE500B (0.88)	KUTU100X8 (125) (0.97)
	2.Kat	HE200B (0.56)	IPE300 (0.84)	KUTU125X8 (98) (0.93)	HE220B (0.75)	IPE360 (0.70)	KUTU120X8 (102) (0.95)
	1.Kat	HE200B (0.76)	IPE300 (0.80)	KUTU150X10 (97) (0.89)	HE220B (0.95)	HE400B (0.90)	KUTU140X10 (104) (0.99)
02	6.Kat	HE140B (0.51)	IPE300 (0.84)	KUTU120X6.3 (100) (0.55)	HE200B (0.35)	IPE360 (0.45)	KUTU100X6.3 (121) (0.73)
	5.Kat	HE140B (0.73)	IPE300 (0.80)	KUTU120X6.3 (100) (0.96)	HE200B (0.46)	IPE360 (0.99)	KUTU100X8 (125) (0.99)
	4.Kat	HE200B (0.75)	IPE300 (0.84)	KUTU125X8 (98) (0.80)	HE240B (0.79)	IPE360 (0.62)	KUTU120X8 (102) (0.72)
	3.Kat	HE200B (0.83)	IPE300 (0.80)	KUTU140X8 (87) (0.85)	HE240B (0.85)	IPE360 (0.44)	KUTU120X8 (102) (0.98)
	2.Kat	HE260B (0.79)	IPE300 (0.87)	KUTU140X8 (87) (0.95)	HE320B (0.85)	IPE360 (0.78)	KUTU125X8 (98) (0.99)
	1.Kat	HE260B (0.92)	IPE300 (0.80)	KUTU160X10 (88) (0.91)	HE320B (0.95)	HE450B (0.84)	KUTU150X10 (97) (0.92)
03	9.Kat	HE160B (0.10)	IPE300 (0.83)	KUTU120x6.3 (100) (0.59)	HE200B (0.08)	HE450B (0.83)	KUTU100x6 (121) (0.88)
	8.Kat	HE160B (0.74)	IPE300 (0.83)	KUTU120x6.3 (100) (0.77)	HE200B (0.70)	IPE360 (0.64)	KUTU100x8 (125) (0.86)
	7.Kat	HE160B (0.88)	IPE300 (0.80)	KUTU125x6.3 (96) (0.96)	HE200B (0.79)	IPE360 (0.99)	KUTU120x8 (102) (0.76)
	6.Kat	HE220B (0.78)	IPE300 (0.85)	KUTU125x6.3 (96) (0.92)	HE260B (0.86)	IPE360 (0.72)	KUTU120x8 (102) (0.71)
	5.Kat	HE220B (0.84)	IPE300 (0.80)	KUTU125x8 (98) (0.96)	HE260B (0.91)	IPE360 (0.32)	KUTU120x8 (102) (0.92)
	4.Kat	HE260B (0.88)	IPE300 (0.86)	KUTU125x8 (98) (0.97)	HE320B (0.93)	IPE360 (0.73)	KUTU120x8 (102) (0.88)
	3.Kat	HE260B (0.92)	IPE300 (0.80)	KUTU140x8 (87) (0.99)	HE320B (0.96)	IPE360 (0.55)	KUTU125x8 (98) (0.99)
	2.Kat	HE340B (0.82)	IPE300 (0.88)	KUTU150x8 (81) (0.94)	HE500B (0.88)	IPE360 (0.78)	KUTU140x8 (87) (0.89)
	1.Kat	HE340B (0.91)	IPE300 (0.80)	KUTU160x10 (88) (0.99)	HE500B (0.98)	HE400B (0.81)	KUTU150x10 (97) (0.99)

Pro.:Prototip bina, E/K: Etki/Kapasite oranı

TBDY-2018'e göre düşey yüklerin, artırılmış deprem etkilerinin ve mekanizma durumlarının göz önüne alınması ile boyutlandırılan kolon elemanlarına ait tonajlar özel kurallar içermeyen DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan kolon elemanlara kıyasla %16 ile %44 oranında daha yüksektir. Genel olarak, TBDY-2018 esasına göre boyutlandırılan ters-V ve parçalı-X tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerin toplam tonajları

DBYBHY-2007'ye kıyasla sırasıyla maksimum %116 ve %60 oranında daha yüksek elde edilmiştir.

Çizelge 6 - Kullanılan yapısal elemanların tonajları

Kat sayısı	Yapısal Eleman	Tonaj (ton)					
		Ters-V tipi MÇÇÇ			Parçalı-X tipi MÇÇÇ		
		DBYBHY 2007	TBDY 2018	Fark (%)	DBYBHY 2007	TBDY 2018	Fark (%)
3 Kat	Çapraz	0.92	0.91	-1	0.92	0.91	-1
6 Kat		1.74	1.65	-5	1.74	1.65	-5
9 Kat		2.53	2.47	-2	2.53	2.47	-2
3 Kat	Kolon	1.41	1.64	+16	1.41	1.64	+16
6 Kat		2.81	4.04	+44	2.81	4.04	+44
9 Kat		5.37	7.35	+37	5.37	7.35	+37
3 Kat	Kiriş	0.76	3.76	+395	0.76	2.40	+216
6 Kat		1.52	7.43	+493	1.52	2.74	+80
9 Kat		2.28	10.85	+376	2.28	4.36	+91
3 Kat	Toplam	3.09	6.31	+104	3.09	4.95	+60
6 Kat		6.07	13.12	+116	6.07	8.43	+39
9 Kat		10.18	20.67	+103	10.18	14.18	+39

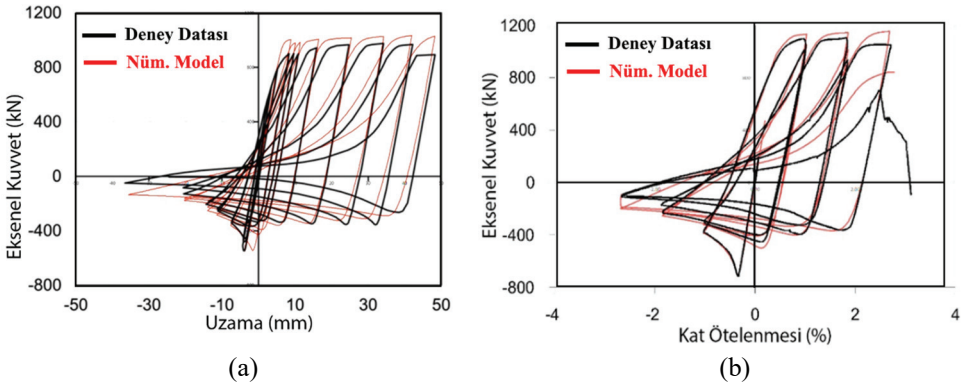
4. NÜMERİK MODELLEME

Nümerik modelleme için Opensees [47] yazılımı kullanılmıştır. 12 farklı prototip bina için toplam 12 adet doğrusal olmayan statik itme (pushover) analizi ve 1056 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Çapraz elemanlar, eleman enkesitlerinde fiber elemanların kullanıldığı, eleman uzunluğu boyunca plastik davranışın göz önüne alındığı “forceBeamColumn” elemanları kullanılarak modellenmiştir. Bu elemanlar için Opensees [47] programında “steel02” olarak isimlendirilen izotropik birim şekil değiştirme pekleşmesi modelinin kullanıldığı “Giuffre-Menegotto-Pinto” malzeme modeli tercih edilmiştir. Birim şekil değiştirme oranı $b=0.003$, elastik davranıştan plastik davranışa geçişini ayarlayan parametreler $R0=20$, $cR1=0.925$ ve $cR2=0.15$, ve birim şekil değiştirme katsayıları $a1=0.0005$, $a2=0.01$, $a3=0.00005$ ve $a4=0.01$ olarak alınmıştır. Çapraz elemanların düğüm noktası bağlantı detayları eleman ucundan itibaren düğüm noktası levhası kalınlığının iki katına karşılık gelen uzunluk boyunca plastik deformasyon yapabilen fiber elemanların kullanıldığı “forceBeamColumn” elemanları kullanılarak modellenmiştir. Böylece çapraz elemanlar basınç kapasitelerine ulaştıkları zaman düğüm noktası bağlantı detayında oluşturulan katlanma bölgesi sayesinde burkulma davranışını gerçekleştirebilecektir. Çapraz elemanın başlangıçtaki eğrilikleri efektif çapraz uzunluğunun %0.1’i (1/1000) olacak şekilde tanımlanmıştır. Nümerik model iki boyutlu olarak oluşturulduğu için düğüm noktası levhası ve çapraz elemanın başlangıçtaki eğrilikleri düzlem içinde tanımlanarak çapraz burkulmasının düzlem içi gerçekleşmesi sağlanmıştır.

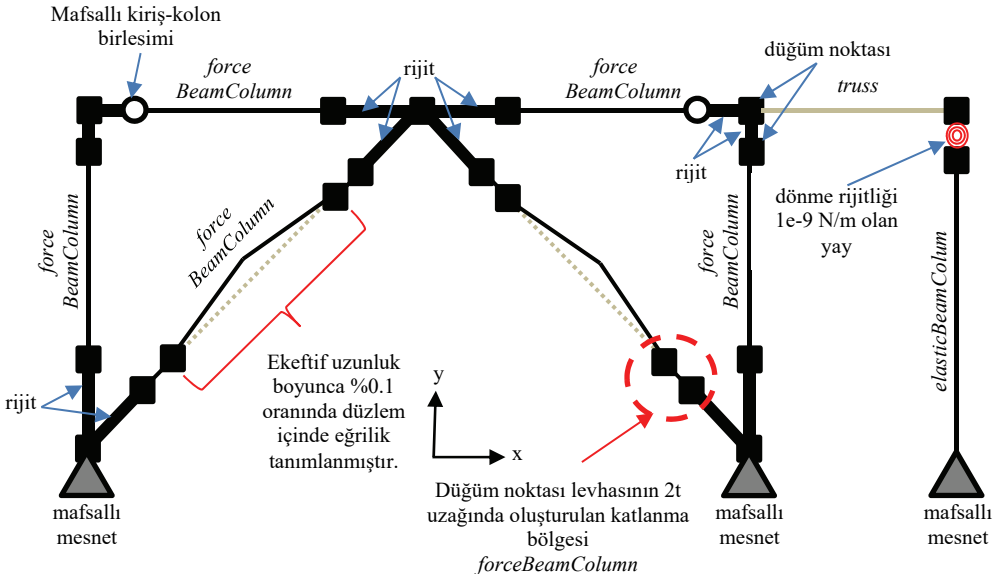
Nümerik modellenmenin kalibrasyonu için düğüm noktası levhasız [15] ve düğüm noktası levhalı [51] deney dataları kullanılmıştır. Düğüm noktası levhasız modelde Black ve ark.

[15]'nın 17 numaralı deney datası ve düğüm noktası levhali modelde Fell ve ark. [51]'nin HSS1-1 numaralı deney datası tercih edilmiştir. Kalibrasyonu yapılan nümerik modellerde, çapraz elemanların akma dayanımları düğüm noktası levhasız model için 407 MPa ve düğüm noktası levhali model için 460 MPa, başlangıçtaki elastisite modülü ise her iki model için 200000 MPa olarak tanımlanmıştır. Düğüm noktası levhasız model için çapraz uçları tam mafsallı olarak modellenirken, düğüm noktası levhali model için yukarıda bahsedildiği gibi, çapraz ucundan itibaren düğüm noktası levhası kalınlığının iki katına karşılık gelen uzunluk boyunca plastik deformasyon yapabilen fiber elemanların kullanıldığı "forceBeamColumn" elemanları kullanılarak modellenmiştir. Nümerik modellerin analiz sonuçlarından elde edilen datalar ile düğüm noktası levhasız [15] ve düğüm noktası levhali [51] deney datalarının karşılaştırılması Şekil 7'de verilmiştir. Şekil 7(a) düğüm noktası levhasız ve Şekil 7(b) düğüm noktası levhali çapraz elemana ait nümerik modelleme yönteminin MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların sismik davranışını simüle etmek için kullanılabilir olduğu göstermektedir. Bu çalışmada yer alan MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların düğüm noktaları levhali olarak modellenmiştir.

Prototip binaların çaprazlı çerçeveleri ve P- Δ etkilerini simüle etmek için sadece düşey yük taşıyan kolon elemanları iki boyutlu olarak modellenmiştir. Sadece düşey yük taşıyacak olan kolon elemanları "elasticBeamColumn" eleman modeli kullanılarak modellenmiştir. Bu kolon elemanlarının çaprazlı çerçeveye yanal doğrultuda herhangi bir rijitlik katkısının olmaması için kat kotlarında kendi içinde birbirlerine dönme rijitliği çok küçük olan ($K=1e-9$ N/m) yay elemanları kullanılarak bağlanmıştır. Ayrıca bu kolon elemanlar sadece eksenel yük taşıma özelliği olan "truss" elemanlar vasıtasıyla çaprazlı çerçeveye bağlanmıştır. Çaprazlı çerçevelerin kolon ve kiriş elemanları da çapraz elemanlar gibi "forceBeamColumn" elemanlarından oluşmaktadır. Kiriş ve kolon elemanları "equalDOF" komutu kullanılarak düşey ve yatay doğrultuda birbirine yük aktarabilecek ama moment transfer etmeyecek şekilde tam mafsallı olarak bağlanmıştır. Çapraz elemanlar ise kiriş ve kolon elemanlarına düğüm noktası levhali olarak bağlanmıştır. Kolon elemanları da temellere mafsallı olarak bağlanmıştır. Kiriş-kolon, çapraz-kolon ve çapraz-kiriş birleşim bölgelerinde bulunan rijit bölgeler, ilgili eleman enkesit alanlarının ve atalet momentlerinin 10 kat artırılması ile oluşturulan rijit elemanlar ile modellenmiştir (Şekil 8). Kat kütleleri her katta iki adet olacak şekilde kolon-kiriş birleşim noktalarına etki ettirilmiştir.



Şekil 7 - Nümerik modelin (a) düğüm noktası levhasız [15], (b) ve düğüm noktası levhali [51] deney datalarına göre kalibrasyonu



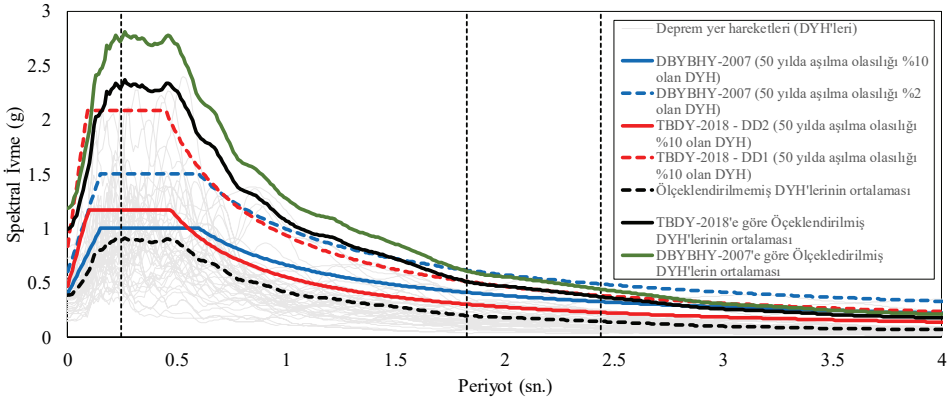
Şekil 8 - İki boyutlu Opensees modeli

5. DEPREM YER HAREKETLERİNİN SEÇİLMESİ VE ÖLÇEKLENDİRİLMESİ

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan sünekliliği yüksek MÇÇÇ'lerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri için FEMA P695 [48]'de tanımlanan uzak alan kayıtlı 22 takım (toplam 44 adet) deprem yer hareketi dikkate alınmıştır. Her bir deprem yer hareketi DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan çok seyrek deprem yer hareketinin tanımlandığı göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketine (DD1'e) göre ayrı ayrı ölçeklendirilmiştir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde DBYBHY-2007'e göre en az üç TBDY-2018'e göre ise en az on bir adet deprem yer hareketi takımı kullanılmalıdır. TBDY-2018 deprem yer hareketlerinin seçiminde aynı deprem kayıt takımından en fazla üç adet kullanılmasına izin verir. DBYBHY-2007'e göre kullanılacak deprem kayıtlarının süresinin, binanın birinci doğal titreşim periyodunun (T_p) 5 katından ve 15 saniyeden kısa olmaması gerekmektedir. DBYBHY-2007'e göre deprem yer hareketlerinin ölçeklendirilmesi için öncelikle seçilen her bir deprem yer hareketine ait spektrumlar elde edilir. Bu spektrumların ortalaması hesaplanır ve sıfır periyoduna karşı gelen spektral ivme değeri belirlenir. Bu değer A_{0g} 'den küçük olmaması gerekmektedir. Daha sonra, ortalama spektrumun $0.2T_p$ ile $2T_p$ arasındaki genliklerinin tasarım spektruma ait aynı periyot aralığındaki genliklerinin %90'ından daha küçük olmamasını sağlayacak şekilde deprem yer hareketleri ölçeklendirilir. TBDY-2018'e göre ise ortalama spektrumun $0.2T_p$ ile $1.5T_p$ arasındaki genliklerinin tasarım spektruma ait aynı periyot aralığındaki genliklerinden daha küçük olmamasını sağlayacak şekilde ölçeklendirme işlemi yapılır.

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre deprem yer hareketlerinin DD1'e göre ölçeklendirmesi için öncelikle her bir deprem yer hareketi spektrumları hazırlanmış ve bu elde edilen spektrumların ortalaması hesaplanarak ölçeklendirme katsayıları belirlenmiştir. 44 adet uzak alan kayıtlarının ölçeksiz ivme spektrumları ve ortalaması, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan çok seyrek deprem yer hareketi (DD1) ve buna göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerinin ortalaması, DBYBHY-2007 ve TBDY-2018'e göre tasarım spektrumları Şekil 9'da ve ölçek katsayıları Çizelge 7'de gösterilmiştir.



Şekil 9 - Deprem yer hareketlerinin ivme spektrumları, tasarım spektrumları ve 6 katlı ters-V tipi MÇÇÇ için hazırlanmış ölçeklendirilmiş ivme spektrumları

Çizelge 7 - Yer hareketi ölçek katsayıları

Kat sayısı	Çapraz düzeni	Yön.	Doğal titreşim periyodu (sn)				Ölçek katsayısı	
			T_p	$0.2T_p$	$1.5T_p$	$2.0T_p$	2018	2007
3 Kat	ters-V	2007	0.610	0.122	0.915	1.220	2.765	2.228
		2018	0.581	0.116	0.872	1.162		
	parçalı-X	2007	0.615	0.123	0.923	1.230		
		2018	0.606	0.121	0.909	1.212		
6 Kat	ters-V	2007	1.329	0.266	1.994	2.658	2.625	3.275
		2018	1.219	0.244	1.829	2.438		3.079
	parçalı-X	2007	1.377	0.275	2.066	2.754		3.410
		2018	1.285	0.257	1.928	2.570		3.175
9 Kat	ters-V	2007	2.248	0.450	3.372	4.496	3.226	4.402
		2018	1.989	0.398	2.984	3.978	3.118	4.330
	parçalı-X	2007	2.331	0.466	3.497	4.662	3.329	4.402
		2018	2.095	0.419	3.143	4.190	3.143	4.390

Yön.: kullanılan yönetmelik, 2007: DBYBHY-2007, 2018: TBDY-2018, T_p: birinci doğal titreşim periyodudur.

Şekil 9 DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 yönetmelikleri esaslarına göre İzmir – Gaziemir bölgesinde yapılacak prototip binaların tasarımında kullanılan tasarım spektrumlarının örtüşmediğini göstermektedir. Yönetmeliklerde tanımlanan farklı tasarım spektrumları kullanılarak hesaplanan taban kesme kuvvetleri oranları 0.91 ile 0.99 arasında değişmektedir (Çizelge 3). Bu sonuç DBYBHY-2007 ve TBDY-2018'e göre hazırlanan tasarım spektrumlarının birbirinden farklı olmasına rağmen her iki yönetmelik esaslarına göre hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin birbirine çok yakın olduğunu göstermektedir.

6. ANALİZ SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRME

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan her bir MÇÇÇ Opensees [47] programı kullanılarak nümerik olarak modellenmiş ve doğrusal olmayan statik itme (pushover) ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerden elde edilen sonuçlar ve MÇÇÇ'lerin dinamik performanslarının karşılaştırılması aşağıdaki ilgili alt başlıklarda sırasıyla ele alınmıştır.

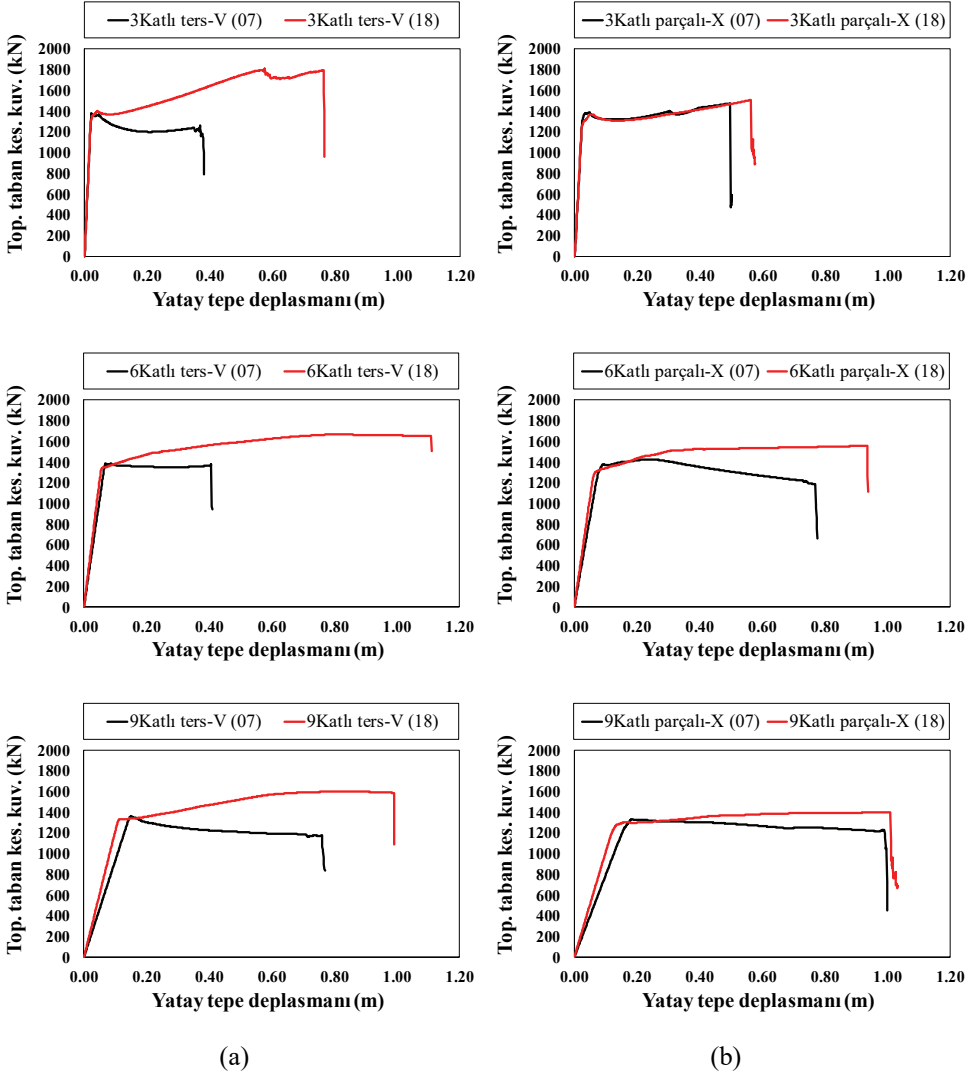
6.1. Doğrusal Olmayan Statik İtme (Pushover) Analiz Sonuçları

3, 6 ve 9 katlı ters-V ve parçalı-X çapraz düzenine sahip DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan toplam 12 adet MÇÇÇ için Opensees [47] programı kullanılarak ayrı ayrı statik itme analizleri gerçekleştirilmiş ve her bir MÇÇÇ için toplam taban kesme kuvveti ile yatay tepe deplasman ilişkisini gösteren kapasite eğrileri oluşturulmuştur (Şekil 10). Artımsal yüklemelere maruz kalan MÇÇÇ'lerde öncelikle basınç yükü altındaki çapraz elemanların burkulması ve ardından çekme yükü altındaki çapraz elemanların akması ile göçme mekanizmasının gerçekleşmesi ve böylelikle MÇÇÇ'lerin taşıma kapasitelerini kaybetmesi beklenmektedir. Çapraz elemanların burkulması sonrası kiriş elemanlarında dengelenmemiş kuvvetler meydana gelmektedir. Bu dengelenmemiş kuvvetler kiriş elemanlarında ilave eğilme momenti, kesme kuvveti ve eksenel yüke neden olmaktadır. MÇÇÇ'lerin boyutlandırılmasında bu dengelenmemiş kuvvetlerin neden olduğu iç kuvvetlerin göz önüne alınmaması kiriş elemanlarının akmasına ve MÇÇÇ'lerin süneklik kapasitelerinin düşmesine neden olmaktadır.

Doğrusal olmayan statik itme analizleri sonucu ile hazırlanan kapasite eğrileri kullanılarak her bir prototip binanın maksimum yatay tepe deplasmanının akma yatay tepe deplasmanına oranı ile belirlenen süneklik kapasiteleri hesaplanmıştır. Bu süneklik kapasiteleri ters-V tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'ler için Çizelge 8'de ve parçalı-X tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'ler için Çizelge 9'da raporlanmıştır.

Çapraz elemanların burkulması sonrasında ortaya çıkan dengelenmemiş kuvvetlerin kolon ve kiriş elemanlarının boyutlandırılmasında göz önüne alınmadığı DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan 3, 6 ve 9 katlı ters-V tipi MÇÇÇ'lerin süneklik kapasiteleri sırasıyla 12.724, 5.427, 5.073 ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerin 13.459, 8.105 ve 5.357 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar dengelenmemiş kuvvetlerin çok yüksek olduğu ters-V tipi MÇÇÇ'lerde kiriş elemanların erken aktığını ve MÇÇÇ'lerin süneklik kapasitelerini

düşürdüğünü göstermektedir. Bu dengelenmemiş kuvvetlerin eleman boyutlandırılmasında göz önüne alındığı TBDY-2018 için süneklik kapasiteleri ters-V tipi MÇÇÇ'lerde 23.656, 19.138, 8.693 değerine ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde 14.744, 13.75 ve 7.412 değerine yükselmiştir. TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan ters-v tipi çaprazlı 3, 6 ve 9 katlı MÇÇÇ'lerde süneklik oranı DBYBHY-2007'e kıyasla %86, %253, %71 ve parçalı-x tipi MÇÇÇ'lerde %10, %70 ve %38 daha yüksek çıkmıştır. Bu sonuçlar çapraz elemanların burkulması sonrası kiriş elemanlarında ortaya çıkan dengelenmemiş kuvvetlerin MÇÇÇ'lerin süneklik kapasitesine etkisini ortaya koymaktadır.



Şekil 10 - (a) ters-V, (b) parçalı-X çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerin kapasite eğrileri

Çizelge 8 - Ters-V tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerin süneklik kapasiteleri

	3 Katlı			6 Katlı			9 Katlı		
	ters-V (07) m	ters-V (18) m	$\frac{\mu_s^{TBDY-18}}{\mu_s^{DBYBHY-07}}$	ters-V (07) m	ters-V (18) m	$\frac{\mu_s^{TBDY-18}}{\mu_s^{DBYBHY-07}}$	ters-V (07) m	ters-V (18) m	$\frac{\mu_s^{TBDY-18}}{\mu_s^{DBYBHY-07}}$
Δ_y	0.029	0.032	1.859	0.075	0.058	3.526	0.150	0.114	1.714
Δ_{max}	0.369	0.757		0.407	1.110		0.761	0.991	
μ_s	12.724	23.656		5.427	19.138		5.073	8.693	

Çizelge 9 - Parçalı-X tipi çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerin süneklik kapasiteleri

	3 Katlı			6 Katlı			9 Katlı		
	par.-X (07)	par.-X (18)	$\frac{\mu_s^{TBDY-18}}{\mu_s^{DBYBHY-07}}$	par.-X (07)	par.-X (18)	$\frac{\mu_s^{TBDY-18}}{\mu_s^{DBYBHY-07}}$	par.-X (07)	par.-X (18)	$\frac{\mu_s^{TBDY-18}}{\mu_s^{DBYBHY-07}}$
Δ_y	0.038	0.039	1.095	0.095	0.068	1.696	0.185	0.136	1.384
Δ_{max}	0.498	0.575		0.770	0.935		0.991	1.008	
μ_s	13.459	14.744		8.105	13.750		5.357	7.412	

Δ_y : ilk belirgin akmanın meydana geldiği yatay tepe deplasmanı, Δ_{max} : maksimum yatay tepe deplasmanı, μ_s : süneklik

2.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları

Prototip binaların sismik davranışlarını değerlendirebilmek ve kendi içinde karşılaştırabilmek için gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda maksimum ve kalıcı görel kat ötelenme oranları, çapraz elemanların maksimum süneklik talepleri ve düzlem içi burkulma deplasmanları elde edilmiştir. Ayrıca MÇÇÇ'lerdeki kiriş elemanlarının analizler boyunca maksimum iç kuvvetleri belirlenerek etki/kapasite oranları hesaplanmıştır. Bu çalışmada, DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilen 44 adet deprem yer hareketine maruz kalan MÇÇÇ'lerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerinden elde edilen her bir MÇÇÇ'ye ait 44 adet analiz sonucunun maksimum değerlerinin ortalamaları hesaplanarak ilgili değerler raporlanmıştır. Maksimum görel kat ötelenme oranları Çizelge 10 ve Şekil 11'de, verilmiştir.

DBYBHY-2007 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ve DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış 3, 6 ve 9 katlı ters-V tipi MÇÇÇ'lerin maksimum görel kat ötelenme oranları %1.65, %2.87 ve %5.14 iken, TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılmış MÇÇÇ'lerde bu oranlar %1.47, %2.31 ve %3.85 değerine düşmüştür. Parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde ise %1.55, %2.86 ve %3.95 olan maksimum görel kat ötelenme oranları TBDY-2018 ile %1.52, %2.61, %4.24 olarak elde edilmiştir. TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ve DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış ters-V tipi MÇÇÇ'lerde %2.30, %2.29 ve %3.26 olan maksimum görel kat ötelenme oranları TBDY-2018 ile %2.15, %1.90 ve %2.61 değerine düşmüştür. Parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde ise maksimum görel kat ötelenme oranları, DBYBHY-2007

esaslarına göre boyutlandırılmış MÇÇÇ'lerde %2.46, %2.30 ve %2.91 iken TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılmış MÇÇÇ'lerde %2.54, %2.04 ve %2.86 olarak hesaplanmıştır. Şekil 12'de MÇÇÇ'lerdeki kiriş elemanlarının maksimum etki/kapasite oranları verilmektedir. Bu grafikte DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış ters-V tipi MÇÇÇ'lerdeki birçok kiriş elemanının aktığı görülmektedir. DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış bu ters-V tipi MÇÇÇ'lerde çapraz elemanların burkulması sonrası kiriş elemanlarında meydana gelen dengelenmemiş kuvvetler karşılanamamış ve bundan dolayı TBDY-2018'e kıyasla görel kat ötelenme oranlarını artmıştır. Parçalı-x tipi MÇÇÇ'lerde ise kiriş elemanlarında meydana gelen dengelenmemiş kuvvetler düşük olduğu için her iki yönetmelik esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerin maksimum görel kat ötelenme oranları birbirine benzer çıkmıştır.

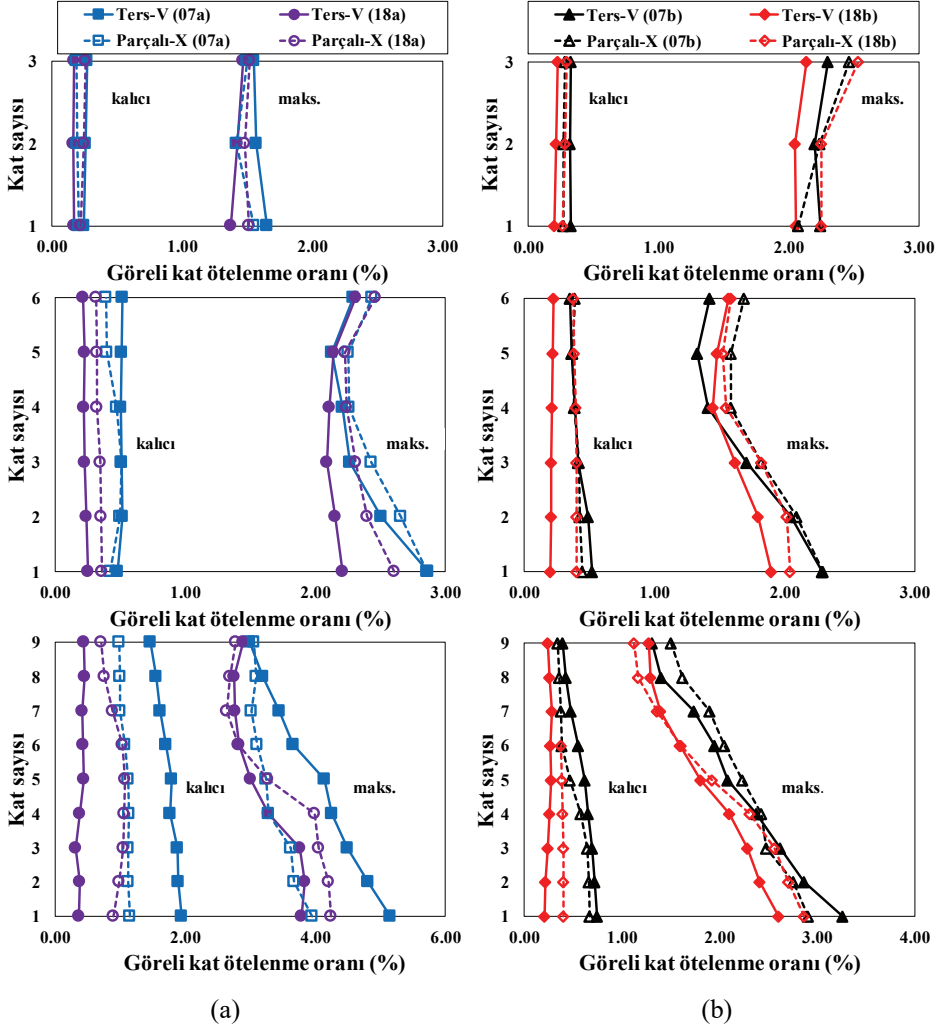
Çizelge 10 - Prototip binalara ait maksimum görel kat ötelenme oranları (%)

Prototip bina	Kat sayısı	DBYBHY-2007'e göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketleri altındaki davranış				TBDY-2018'e göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketleri altındaki davranış			
		ters-V		parçalı-X		ters-V		parçalı-X	
		2007	2018	2007	2018	2007	2018	2007	2018
01	3.Kat	1.55	1.47	1.50	1.52	2.30	2.14	2.46	2.54
	2.Kat	1.57	1.42	1.42	1.49	2.20	2.05	2.24	2.25
	1.Kat	1.65	1.37	1.55	1.51	2.24	2.06	2.07	2.25
02	6.Kat	2.29	2.31	2.44	2.46	1.42	1.57	1.69	1.59
	5.Kat	2.13	2.14	2.26	2.23	1.33	1.48	1.59	1.53
	4.Kat	2.21	2.11	2.26	2.24	1.41	1.45	1.59	1.55
	3.Kat	2.27	2.09	2.43	2.31	1.71	1.62	1.82	1.82
	2.Kat	2.51	2.15	2.66	2.40	2.05	1.80	2.09	2.02
	1.Kat	2.87	2.21	2.86	2.61	2.29	1.90	2.30	2.04
03	9.Kat	2.99	2.90	3.06	2.78	1.31	1.28	1.51	1.13
	8.Kat	3.19	2.76	3.10	2.69	1.40	1.29	1.63	1.17
	7.Kat	3.45	2.77	3.02	2.64	1.74	1.39	1.90	1.36
	6.Kat	3.66	2.83	3.11	2.82	1.95	1.60	2.05	1.60
	5.Kat	4.14	3.00	3.24	3.27	2.08	1.81	2.24	1.92
	4.Kat	4.25	3.29	3.28	3.99	2.38	2.10	2.43	2.32
	3.Kat	4.49	3.77	3.63	4.05	2.62	2.29	2.48	2.56
	2.Kat	4.81	3.85	3.68	4.20	2.86	2.41	2.76	2.70
1.Kat	5.14	3.79	3.95	4.24	3.26	2.61	2.91	2.86	

2007: DBYBHY-2007, 2018: TBDY-2018

Kalıcı görel kat ötelenme oranları DBYBHY-2007 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ve DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış ters-V ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde maksimum sırasıyla %1.95 ve %1.15 iken TBDY-2018 ile %

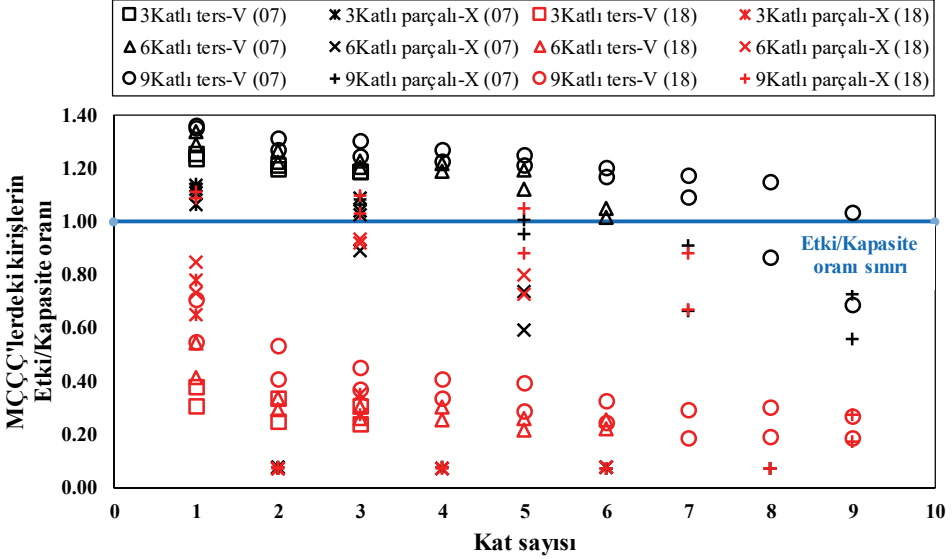
0.46 ve %1.08'e düşmüştür. TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan MÇÇÇ'lerde ise bu değerler %0.75 ve %0.68 değerinden %0.29 ve %0.49 değerine düşmüştür ve bu değerler yapının tekrar fonksiyonel olabilmesi ve kullanımı sırasında insanlarda baş ağrısı ve baş dönmesi oluşturmaması için sınır kalıcı görelî kat ötelenme oranı olan %0.5 değerinin altındadır [52].



Şekil 11 - (a) DBYBHY-2007, (b) TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan tüm prototip binalar için maksimum ve kalıcı görelî kat ötelenme oranları

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen çapraz elemanlara ait maksimum aksenal basınç ve çekme yerdeğiştirmeleri Denklem (22) ve (23)'de gösterilen

Δ_c ve Δ_T aksenal basınç ve çekme dayanımlarına karşı gelen akma yerdeğiştirmelerine bölünmesi ile süneklik talepleri hesaplanmış ve Çizelge 11'de verilmiştir. Ayrıca süneklik talepleri TBDY-2018 Tablo 5C.4'de MÇÇÇ'ler için verilen göçme öncesi (GÖ) şekildeğiştirme sınır değerleri ile karşılaştırılarak MÇÇÇ'lerin sismik performansları değerlendirilmiştir. Süneklik taleplerinin sınır değerlere bölünerek hesaplanan normalize edilmiş değerler şekil 13'de gösterilmiştir.



Şekil 12 - Deprem kuvveti etkisindeki MÇÇÇ'lerde yer alan kirişlerinin etki/kapasite oranlarının katlara göre değişimi

$$\Delta_c = \frac{P_c l_c}{EA_c} \quad (22)$$

$$\Delta_T = \frac{P_{ye} l_c}{EA_c} \quad (23)$$

Burada, P_c ve P_{ye} çapraz elemanın beklenen aksenal basınç ve akma dayanımı, l_c çapraz boyu, E elastisite modülüdür.

DBYBHY-2007 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ve DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış 3, 6 ve 9 katlı ters-V tipi MÇÇÇ'lerin çapraz elemanlarının maksimum süneklik talepleri sırasıyla 12, 22 ve 23 iken bu değerler TBDY-2018 ile 6, 10 ve 16'ya düşmektedir. Parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde ise 9, 19 ve 19 olan değerler 7, 11 ve 17'e düşmektedir. TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ters-V tipi MÇÇÇ'lerde maksimum süneklik talebi TBDY-2018 sayesinde 3 katlı MÇÇÇ'lerde 15'den 9'a, 6 katlı MÇÇÇ'lerde 17'den 8'e ve 9 katlı

MÇÇÇ'lerde ise 25'den 10'a düşmektedir. Parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde ise 3, 6 ve 9 katlı MÇÇÇ'lerde sırasıyla 13'den 9'a, 15'den 9'a ve 18'den 12'e düşmektedir.

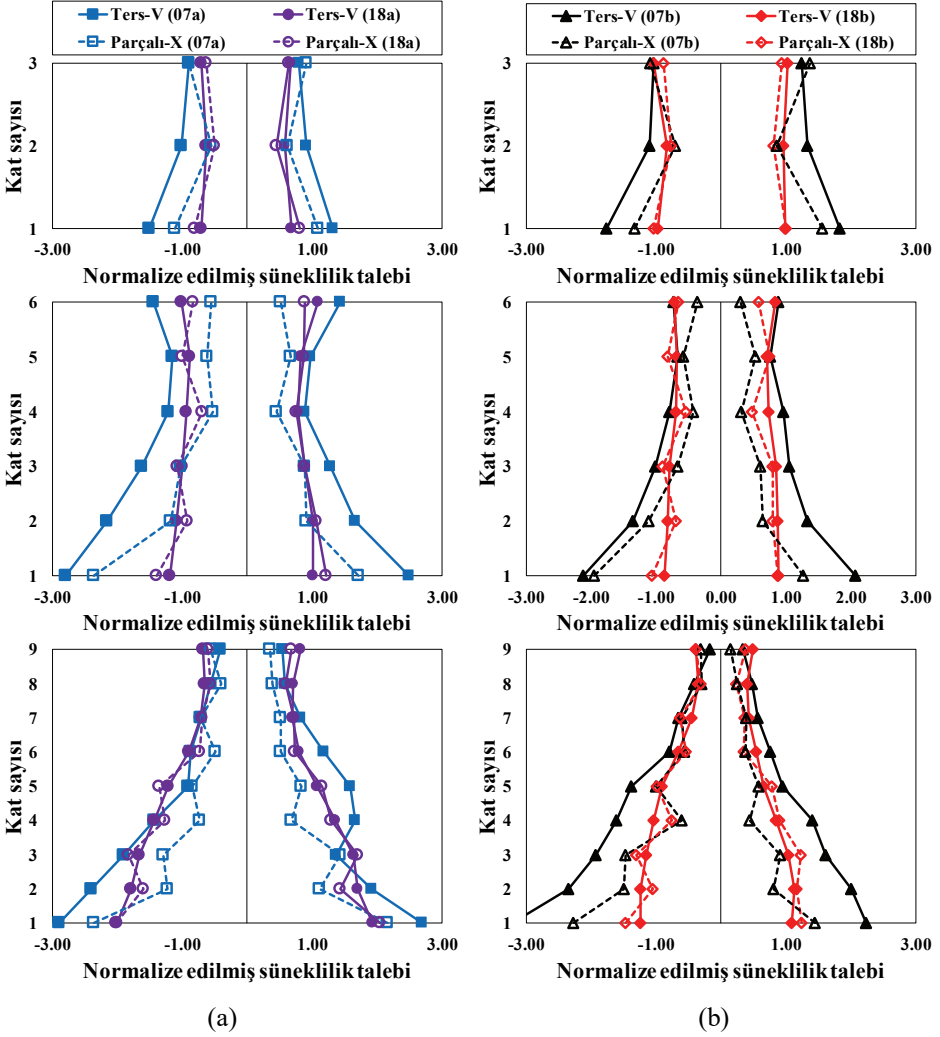
Çizelge 11 - Prototip binalara ait çapraz elemanların süneklik talepleri

Prototip bina	Kat sayısı	DBYBHY-2007'e göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketleri altındaki davranış				TBDY-2018'e göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketleri altındaki davranış			
		ters-V		parçalı-X		ters-V		parçalı-X	
		2007	2018	2007	2018	2007	2018	2007	2018
		çek/bas	çek/bas	çek/bas	çek/bas	çek/bas	çek/bas	çek/bas	çek/bas
01	3.Kat	1/7	4/6	1/8	4/6	2/10	6/9	1/11	7/8
	2.Kat	1/8	5/5	7/1	5/4	1/11	7/8	9/2	7/7
	1.Kat	1/12	4/6	2/9	4/7	1/15	6/8	2/13	6/9
02	6.Kat	1/12	7/10	6/4	8/8	1/7	5/8	4/2	6/6
	5.Kat	2/10	7/8	5/6	6/9	1/6	5/6	3/5	4/7
	4.Kat	1/10	7/8	6/4	8/6	1/8	5/6	5/2	6/4
	3.Kat	2/13	7/8	5/8	7/9	2/8	6/7	3/5	5/7
	2.Kat	2/17	8/9	13/3	9/9	2/11	6/7	12/1	8/7
	1.Kat	1/22	8/10	4/19	8/11	1/17	6/7	2/15	6/9
	03	9.Kat	1/4	5/7	1/5	6/6	1/3	3/4	1/3
8.Kat	2/5	6/6	4/3	6/5	1/4	3/4	3/1	3/2	
7.Kat	3/7	6/6	4/6	6/6	2/5	3/4	3/5	3/5	
6.Kat	3/10	7/7	6/4	7/6	2/6	5/5	6/2	6/3	
5.Kat	2/13	9/10	5/7	9/11	1/11	7/8	4/8	6/8	
4.Kat	2/14	10/12	7/6	11/11	1/13	8/9	7/4	8/8	
3.Kat	4/15	12/14	8/11	13/15	2/15	9/9	6/11	8/11	
2.Kat	6/18	14/14	14/8	16/13	4/18	9/10	16/2	11/9	
1.Kat	1/23	13/16	8/19	13/17	1/25	9/10	3/18	9/12	

2007: DBYBHY-2007, 2018: TBDY-2018, çek.: maksimum çekme kuvvetine maruz kalan çapraz elemanın süneklik talebi, bas.: maksimum basınç kuvvetine maruz kalan çapraz elemanın süneklik talebi

DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan ters-V tipi MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların süneklik taleplerinin, parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerdekinden yüksek olması kiriş elemanlarında meydana gelen dengelenmemiş kuvvetlerin çapraz sünekliğinde önemli rol oynadığını göstermektedir. Ayrıca kiriş elemanlarının akması çapraz elemanların süneklik taleplerinin kat yüksekliği boyunca doğrusal olmamasına neden olmaktadır. TBDY-2018 ile çapraz elemanların narinlik sınırı $4.0\sqrt{E/F_y}$ değerinden 200'e çıkartılmıştır. Kiriş elemanlarında dengelenmemiş kuvvetlerin düşük olduğu parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde narinlik değeri yüksek çaprazların kullanıldığı TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların süneklik taleplerinin DBYBHY-2007 kıyasla daha düşük

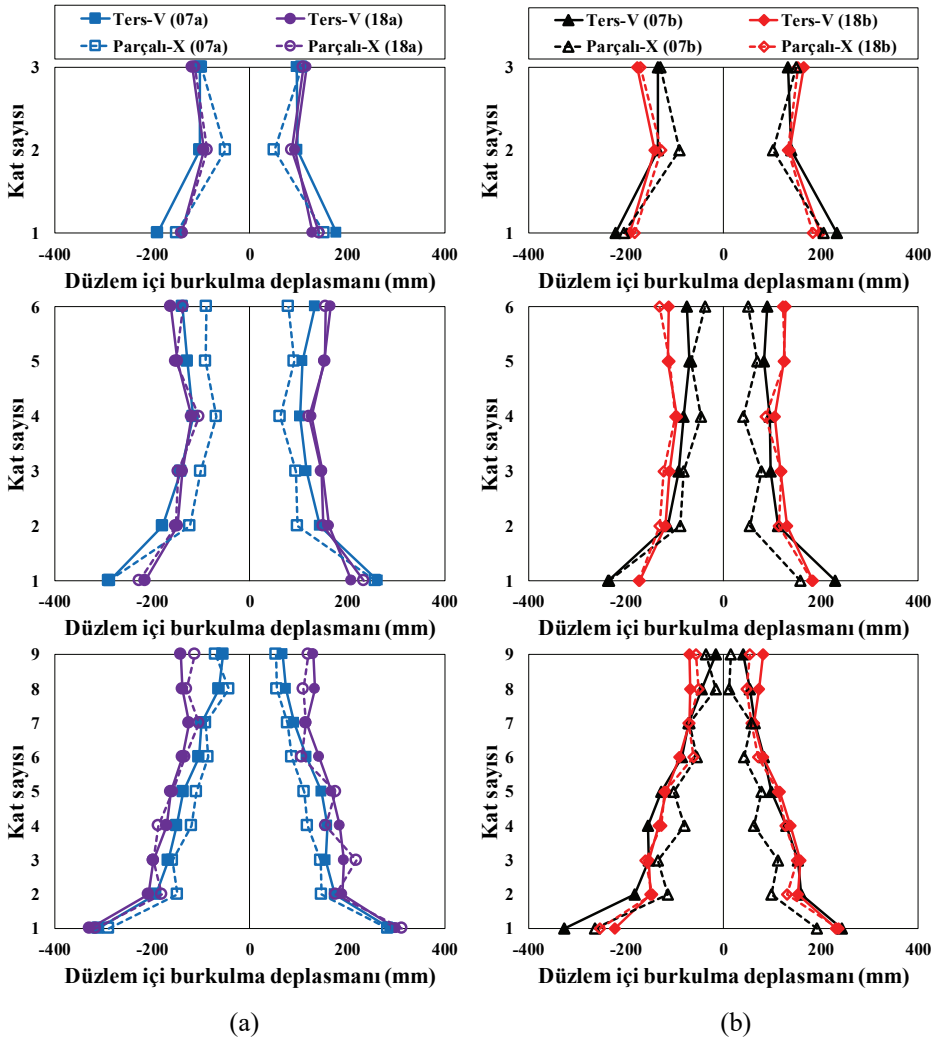
çıkması çapraz elemanlarda narinlik değeri arttıkça çapraz elemanın süneklik talebinin düştüğünü ve dolayısıyla sismik davranışın iyileştiğini göstermektedir.



Şekil 13 - (a) DBYBHY-2007, (b) TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan tüm prototip binalar için normalize edilmiş süneklik talepleri

Çapraz elemanların zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler boyunca maruz kaldıkları basınç yükü altındaki deplasman taleplerini kat yüksekliği boyunca ortaya koymabilmek için çapraz elemanların orta noktasındaki burkulma anındaki en yüksek düzlem içi burkulma deplasmanları da raporlanmıştır. Elde edilen çapraz elemanların düzlem içi burkulma deplasmanları ve kat yüksekliği boyunca değişimi Şekil 14'de gösterilmiştir. DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılmış 3, 6 ve 9 katlı MÇÇÇ'lerin çapraz

elemanlarının maksimum düzlem içi burkulma deplasmanları 234 mm, 289 mm ve 327 mm iken TBDY-2018 ile bu değerler 198 mm, 234 mm ve 318 mm'ye düşmüştür. Ayrıca TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların düzlem içi burkulma deplasmanları, DBYBHY-2007'e kıyasla kat yüksekliği boyunca birbirine benzerdir. Böylece, TBDY-2018 ile narınlığı yüksek çapraz elemanları tercih edilerek ve çapraz burkulması sonrasında kiriş elemanlarında meydana gelebilecek dengelenmemiş kuvvetleri kiriş boyutlandırılmasında göz önüne alarak kiriş elemanların akmasının engellendiği, çapraz elemanların süneklik taleplerinin düştüğü ve kat yüksekliği boyunca benzer süneklik taleplerinin meydana geldiği gösterilmiştir.



Şekil 14 - (a) DBYBHY-2007, (b) TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan tüm prototip binalar için maksimum düzlem içi burkulma deplasmanları

DBYBHY-2007 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ve DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan 3, 6 ve 9 katlı MÇÇÇ'lerde sırasıyla çapraz elemanların %33, %54 ve %44'ü göçme öncesi sınır süneklik koşulunu sağlamamaktadır. Benzer şekilde TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerde sırasıyla çapraz elemanların %0, %38 ve %55'i göçme öncesi sınır süneklik koşulunun üstündedir. TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerine maruz kalan ve DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerde çapraz elemanların %83, %38, %38 ve TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerde ise çapraz elemanların %33, %4 ve %36'sı göçme öncesi sınır durumunu aşmaktadır. Bu sonuçlar TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerin dinamik performanslarının DBYBHY-2007'e kıyasla daha iyi olmasına rağmen her iki yönetmeliğe göre boyutlandırılmış MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların süneklik taleplerinin ilgili yönetmeliklere göre değerlendirilmesi aşamasında TBDY-2018'de tanımlanmış göçme öncesi sınır koşullarını aştığını ve bundan dolayı çapraz elemanların kesitlerinin yetersiz olduğunu göstermektedir.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Deprem yönetmelikleri yapısal sistemlerin tasarımı için ek koşullar getirmektedir. Bu çalışma kapsamında, 3, 6 ve 9 katlı x ekseninde ters-V ve y ekseninde parçalı-X düzeninde yerleştirilmiş çapraz elemanlardan teşkil edilen süneklik düzeyi yüksek MÇÇÇ'ler DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre ayrı ayrı tasarlanmış ve FEMA P695 [48]'de tanımlanan 44 adet uzak alan kayıtlı deprem yer hareketine maruz bırakılmıştır. Deprem yer hareketleri hem DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 esaslarına göre 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan çok seyrek deprem yer hareketinin tanımlandığı göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketine (DD1'e) göre ayrı ayrı ölçeklendirilmiştir. Gerçekleştirilen toplam 12 adet doğrusal olmayan statik itme (pushover) ve 1056 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ışığında DBYBHY-2007 ve TBDY-2018'e göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerin dinamik performansları karşılaştırılmış ve elde edilen bulgular aşağıda özetlenmiştir.

- Prototip binaların deprem yükü hesaplarında her iki yönetmelik farklı tasarım spektrumlarını kullanmasına rağmen hesaplanan toplam taban kesme kuvvetleri birbirleri ile benzer hesaplanmıştır.
- MÇÇÇ'lerdeki kiriş ve kolon elemanlarının boyutlandırılmasında çapraz elemanların burkulması sonrası meydana gelen dengelenmemiş kuvvetlerin göz önüne alınması ile TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan ters-V ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerin tonajları DBYBHY-2007'e kıyasla sırasıyla maksimum %116 ve %60 daha fazla çıkmıştır.
- Statik itme analizlerine göre, TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan ters-V ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerin süneklik kapasiteleri DBYBHY-2007'e kıyasla sırasıyla en az %71 ve %10 oranında daha yüksektir.
- TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan ters-V tipi MÇÇÇ'lerde görelî kat ötelenme oranları DBYBHY-2007'e kıyasla daha düşük çıkarken, parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde her iki yönetmeliğe göre benzer çıkmıştır.

- TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan ve değerlendirilen MÇÇÇ'lerde kalıcı görelî ötelenme oranları yapının tekrar fonksiyonel olabilmesi ve kullanımı sırasında insanlarda baş ağrısı ve baş dönmesi oluşturmaması için sınır kalıcı görelî ötelenme oranı olan %0.5'in altındadır.
- Çapraz elemanlardaki en yüksek süneklik talepleri çapraz elemanların burkulması sonrası kiriş elemanlarında ortaya çıkan dengelenmemiş kuvvetlerin eleman boyutlandırılmasında göz önüne alınmadığı DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan ters-V tipi MÇÇÇ'lerin çapraz elemanlarında meydana gelmektedir. Dengelenmemiş kuvvetlerin çok yüksek olmadığı yine DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde süneklik talepleri %12 ile %52 arasında azalmaktadır.
- DBYBHY-2007 esaslarına göre ölçeklendirilen deprem yer hareketlerine maruz kalan ve TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan ters-V ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde çapraz elemanların süneklik talepleri DBYBHY-2007'e kıyasla sırasıyla %30 ve %11 azalırken, TBDY-2018 esaslarına göre ölçeklendirilen deprem yer hareketlerine maruz kalan MÇÇÇ'lerde %40 ve % 31 oranında düşmektedir.
- TBDY-2018 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların süneklik talepleri ve düzlem içi burkulma deplasmanları DBYBHY-2007 esaslarına göre boyutlandırılan MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların aksine kat yüksekliği boyunca benzerlik göstermektedir.
- Çapraz elemanlarda narinlik değeri arttıkça çapraz elemanın süneklik talebinin düştüğü, düzlem dışı burkulma deplasmanının azaldığı ve dolayısıyla sismik davranışın iyileştiği gözlemlenmiştir.
- Her iki yönetmeliğe göre boyutlandırılmış MÇÇÇ'lerdeki çapraz elemanların süneklik talepleri TBDY-2018'de tanımlanmış geçme öncesi sınır koşullarını aşmaktadır.

Elde edilen bulgular, hem ters-V tipi hem de parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde TBDY-2018'e göre tasarlanan yapıların DBYBHY-2007'e kıyasla maksimum görelî kat ötelenmesi, kalıcı görelî kat ötelenmesi ve çapraz elemanların süneklik talepleri açısından daha güvenilir olduğunu göstermiştir. DBYBHY-2007 bu çapraz düzenine sahip MÇÇÇ'lerde çapraz elemanların bağlandığı kirişler ve birleşim bağlantıların boyutlandırılmasında çaprazların akmaya ulaşması ve burkulması sonrasında meydana gelecek mekanizma durumlarında MÇÇÇ'lerde yer alan bu kiriş elemanların üzerindeki düşey yükleri göz önüne almasına rağmen mekanizma durumunda ortaya çıkan dengelenmemiş kuvvetleri göz ardı etmektedir. Bu dengelenmemiş kuvvetlerin yüksek olduğu özellikle ters-V tipi MÇÇÇ'lerde kiriş elemanlarında meydana gelebilecek akmalar yapı sisteminin sismik davranışını olumsuz yönde etkilemektedir. Ülkemizde mevcut bulunan DBYBHY-2007'e göre tasarlanmış öncelikli olarak ters-V tipi ve parçalı-X tipi MÇÇÇ'lerde bu dengelenmemiş kuvvetlerin neden olduğu ilave iç kuvvetlerin karşılanabilmesi için kiriş, kolon ve birleşim elemanlarında gerekli güçlendirme tedbirleri ivedilikle alınmalıdır.

Semboller

- A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı
 A_g : Kayıpsız enkesit alanı
 b : Profil başlık genişliği
 C_a : Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayıdır
 C_t : Ampirik doğal titreşim periyodunu hesabında kullanılan bir katsayı
 C_{tE} : Spektral ivmesine bağlı bir katsayı
 d_{fi} : i . kata etkiyen fiktif yüke karşılık gelen deplasman
 D : Dayanım fazlalığı katsayısı
 E : Elastisite modülü
 $E_d^{(H)}$: Yatay deprem yükü etkisi
 $E_d^{(Z)}$: Düşey deprem yükü etkisidir
 F_1 : 1 saniye için yerel zemin etki katsayıları
 F_{cre} : Olası akma gerilmesi ile hesaplanan kritik burkulma gerilmesidir.
 F_{fi} : i . kata etkiyen fiktif yük
 F_S : Kısa periyot için yerel zemin etki katsayıları
 F_y : Yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
 g : Yerçekimi ivmesidir
 G : Sabit yük etkisi
 h : Profil gövde yüksekliği
 H : Yatay zemin etkisi
 H_N : Bodrum katlar hariç yapı toplam yüksekliği
 I : Bina önem katsayısı
 l_c : Çapraz boyu
 m_i : i . kata etkiyen kat kütlesi
 m_t : Deprem kütlesi
 P_1 : Çapraz elemanın olası basınç dayanımı
 P_2 : Çapraz elemanın burkulma sonrası olası basınç dayanımı
 P_c : Çapraz elemanın beklenen aksenal basınç dayanımı
 P_{ye} : Çapraz elemanın beklenen akma dayanımı
 R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
 $R_a(T)$: Deprem yükü azaltma katsayısı
 R_y : Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı
 Q : Hareketli yük etkisi

S	: Kar yükü etkisi
S_I	: 1 saniye için harita spektral ivme katsayısı
$S_{ae}(T)$: Elastik spektral ivmesi
S_S	: Kısa periyot için harita spektral ivme katsayısı
S_{DS}	: Kısa periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_{DI}	: 1 saniye için tasarım spektral ivme katsayısı
t	: Profil başlık kalınlığı
t_w	: Profil gövde kalınlığı
T	: Çapraz elemanın olası çekme dayanımı
T_p	: Doğal titreşim periyodu
T_{pA}	: Ampirik olarak hesaplanan doğal titreşim periyodu
V_{IE}	: Toplam eşdeğer deprem yükü
α	: Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayı
β	: Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayı
γ	: Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayı
δ	: Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayı
Δ_c	: Eksenel basınç dayanımına karşı gelen akma yerdeğiştirmesi
Δ_{max}	: Maksimum kat ötelenmesi
Δ_T	: Eksenel çekme dayanımına karşı gelen akma yerdeğiştirmesi
Δ_y	: ilk belirgin akmanın meydana geldiği kat ötelenmesi
ϵ	: Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayı
θ	: Enkesit kompaktlık koşulları ilgili bir katsayı
μ_s	: Süneklik faktörü

Kaynaklar

- [1] American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341–16, Chicago, 2016.
- [2] Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance - part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004, European Standard, Comit Européen de Normalisation, Brussels, 2004.
- [3] National Research Council of Canada, NBCC-2015: national building code of Canada, Ottawa, 2015.
- [4] Bayındır ve İskan Bakanlığı. Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik, DBYBHY-2007, Ankara, 2007.
- [5] İçişleri Bakanlığı, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. Türkiye bina deprem yönetmeliği, TBDY-2018, Ankara, 2018.

- [6] Popov, E.P., Takanashi, K., Roeder, C.W., Structural steel bracing systems: behavior under cyclic loading, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1976 (Report No. UCB/EERC-76/17).
- [7] Zavas, V.A., Popov, E.P., Mahin, S.A., Cyclic inelastic buckling of tubular steel braces, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1980 (Report No. UCB/EERC-80/16).
- [8] Wakabayashi, M., et al., Experiments on the elastic-plastic behavior of bars subjected to cyclic axial loads, AIJ, Proceedings of Annual Meeting, Japan, October, 1972.
- [9] Suzuki, T., et al., Experimental study on the elasto-plastic behavior of tensile braced frames, Transactions of the Architectural Institute of Japan, 228: 57-64, 1975.
- [10] Inoue, K. and M. Murakami, A study on the plastic design of braced multi-story steel frames (Part 3: experimental study on the elastic plastic behavior of 3 story 3 bay braced and unbraced steel frames), Transactions of the Architectural Institute of Japan, 1978.
- [11] Wakabayashi, M., T. Nakamura and N. Yoshida, Experimental studies on the elastic-plastic behavior of braced frames under repeated horizontal loading – Part 3: experiments of one story-one bay braced frames, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, 29(4): 143-168, 1980.
- [12] Workman, G.H., The inelastic behavior of multi-story braced frame structures subjected to earthquake excitation, U. of Michigan Research Report, September, 1969.
- [13] Kahn, L.F., and Hanson, R.D., Inelastic cycles of axially loaded steel members, Journal of Structural Division, ASCE, No. ST5, Vol. 102, pgs 947-59, 1976.
- [14] A.K. Jain, R.D. Hanson, S.C. Goel, Hysteretic cycles of axially loaded steel members, J. Struct. Div. 106 (8) 1777–1795, 1980
- [15] Black R., Wenger W., Popov E., Inelastic buckling of steel struts under cyclic load reversals, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1980 (Report No. UCB/EERC-80/40).
- [16] Popov, E.P., Black, R.G., Steel struts under severe cyclic loadings, J. Struct. Div. 107 (9) 1857-1881, 1981.
- [17] Astaneh-Asl A., Goel S., Cyclic in-plane buckling of double-angle bracing, ASCE, J. Struct. Eng., 111 (5) 1135-1153, 1984.
- [18] Astaneh-Asl A., Goel S., Hanson, R., Cyclic out-of-plane buckling of double-angle bracing, ASCE, J. Struct. Eng., 111 (5) 1135–1153, 1985.
- [19] Liu Z., Goel S., Cyclic load behavior of concrete-filled tubular braces, ASCE, J. Struct. Eng., 114(7): 1488–1506, 1988.
- [20] Foutch D., Goel S., Roeder C.W., Seismic testing of full-scale steel building—Part I, ASCE, J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445 (1987)113:11(2111), 2111–2129, 1987.
- [21] Remennikov, A.M., Walpole, W.R., A note on compression strength reduction factor for a buckled strut in seismic-resisting braced system, Eng. Struct. 20, 8, 779–782, 1998.
- [22] Tremblay, R., Inelastic seismic response of steel bracingmembers, J. Constr. Steel Res. 58, 5–8, 665–701, 2002.

- [23] Shaback, B., Brown, T., Behaviour of square hollow structural steel braces with end connections under reversed cyclic axial loading, *Can. J. Civ. Eng.* 30, 4, 745–753, 2003.
- [24] Tremblay, R., Archambault, M.H., Filiatrault, A., Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members, *J. Struct. Eng. ASCE* 129, 12, 1626–1636, 2003.
- [25] Lee, K., Bruneau, M., Energy dissipation of compression members in concentrically braced frames: Review of Experimental Data, *J. Struct. Eng. ASCE* 131, 4, 552–559, 2005.
- [26] Han, S.W., Kim, W.T., Foutch, D.A., Seismic behavior of HSS bracing members according to width–thickness ratio under symmetric cyclic loading, *J. Struct. Eng. ASCE* 133, 2, 264–273, 2007.
- [27] Broderick, B.M., Elghazouli, A.Y., Goggins, J., Earthquake testing and response analysis of concentrically-braced sub-frames, *J. Constr. Steel Res.* 64, 9, 997–1007, 2008.
- [28] Lumpkin, E.J., Hsiao, P.C., Roeder, C.W., Lehman, D.E., Tsai, C.Y., Wu, A.C., Wei, C.Y., Tsai, K.C., Investigation of the seismic response of three-story special concentrically braced frames, *J. Constr. Steel Res.* 77, 131–144, 2012.
- [29] Okazaki, T., Lignos, D.G., Hikino, T., Kajiwara, K., Dynamic response of a chevron concentrically braced frame, *J. Struct. Eng. ASCE* 139, 4, 515–525, 2013.
- [30] Sen, A.D., Roeder, C.W., Berman, J.W., Lehman, D.E., Li, C.H., Wu, A.C., Tsai K.C., Experimental Investigation of Chevron Concentrically Braced Frames with Yielding Beams, *J. Struct. Eng. ASCE* 142, 12, 2016.
- [31] Kanyilmaz, A., Role of compression diagonals in concentrically braced frames in moderate seismicity: A full scale experimental study, *J. Constr. Steel Res.* 133, 1–18, 2017
- [32] Kanyilmaz, A., Castiglioni, C.A., Degée, H., Seismic behaviour of concentrically braced frames in the moderate seismicity context, Eurosteel 2017, September 13-15, Copenhagen, Denmark, 2017.
- [33] Naderpour, M.N., Aghakouchak, A.A., Izadi, A., Cyclic behavior of concentrically braced frames with built-up braces composed of channel sections, *Int. J. Steel Struct.*, 17-4: 1391-1403, 2017.
- [34] Ashwin Kumar, P.C., Sahoo, D.R., Fracture ductility of hollow circular and square steel braces under cyclic loading, *Thin-Walled Structures*, 130, 347-361, 2018.
- [35] Sabelli, R., Research on improving the design and analysis of earthquake resistant steel braced frames, Federal Emergency Management Agency and Earthquake Engineering Research Institute, 2001 (Report No. FEMA-EERI PF2000-9).
- [36] Kim, J., Choi, H., Response modification factors of chevron-braced frames, *Eng. Struct.* 27, 2, 285–300, 2005.
- [37] Uriz, P., Mahin, S., Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2008 (Report No. PEER-2008/08).
- [38] Khandelwal, K., El-Tawil, S., Sadek, F., Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames, *J. Constr. Steel Res.* 65, 3, 699–708, 2009

- [39] Huang, Y., Mahin, S., Simulating the inelastic seismic behavior of steel braced frames including the effects of low cycle fatigue, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2010 (Report No. PEER-2010/104).
- [40] Hsiao, P.C., Lehman, D.E., Roeder, C.W., Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frames, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 42, 10, 1547–1564, 2013.
- [41] Shen, J., Wen, R., Akbas, B., Doran, B., Uckan, E., Seismic demand on brace-intersected beams in two-story X-braced frames, *Eng. Struct.* 76, 295–312, 2014.
- [42] J. Shen, R.Wen, B. Akbas, Mechanisms in two-story X-braced frames, *J. Constr. Steel Res.* 106, 258–277, 2015.
- [43] Kazemzadeh Azad, S., Topkaya, C., Astaneh-Asl, A., Seismic behavior of concentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 provisions, *J. Constr. Steel Res.* 133, 383-404, 2017.
- [44] Kazemzadeh Azad, S., Topkaya, C., Bybordiani, M., Dynamic buckling of braces in concentrically braced frames, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 47, 613-633, 2018.
- [45] Faytarounia, F., Seker, O., Akbas, B., Shena, J., Seismic assessment of ductile concentrically braced frames with HSS bracings, *Eng. Struct.*, 191, 401-416, 2019.
- [46] Sen, A.D., Roeder, C.W., Lehman, D.E., Berman, J.W., Nonlinear modeling of concentrically braced frames, *J. Constr. Steel Res.* 157, 103-120, 2019.
- [47] OPENSEES, Version 2.0 User Command-Language Manual, 2009.
- [48] FEMA, Quantification of building seismic performance factors, FEMA-P695, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2009.
- [49] ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI-7-16, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2016.
- [50] Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, ÇYTHYDE-2018: Çelik yapıların tasarım, hesap ve yapım esasları, Ankara, 2018.
- [51] Fell, V.B., Kanvinde A.M., Deierlein G.G., Myers, A. T., Experimental investigation of inelastic cyclic buckling and fracture of steel braces, *J. Struct. Eng.* 135, USA, 2009.
- [52] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M., Permissible Residual Deformation Levels For Building Structures Considering Both Safety And Human Elements, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

Kum Zeminlerdeki Kazıklı Radye Temellerin Optimum Kazık Aralığının Deneysel Olarak İncelenmesi

Bayram ATEŞ¹
Erol ŞADOĞLU²

ÖZ

Kazıklı temeller, yapı yüklerinin yüzeysel temellerle güvenle taşılamadığı durumlarda kullanılmaktadır. Kazıklı radye temeller, kazık ve radyenin yük taşıma kapasitelerini birleştiren bir temel sistemi olması sebebiyle son yıllarda ön plana çıkmıştır. Bu sebeple söz konusu temel sistemlerinin güvenilir ve ekonomik tasarımı için kapsamlı teorik ve deneysel çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmada, kum zemin içerisinde yer alan kazıklı radye temellerin tasarım parametrelerinin etkileri (kazıklar arası mesafe, kazık çapı, kazık uzunluğu ve rölatif sıklık, vb.) deneysel olarak araştırılmıştır. Laboratuvar deneylerinde, çapı 20 ve 30 mm, uzunluğu 200 ve 300 mm olan model kompozit (çelik ve beton) kazıklar kullanılmıştır. Plan boyutları 160x160 mm, 240x240 mm ve kalınlığı 6 mm olan model radyeler, çelik plakadan imal edilmiştir. Farklı tasarım parametrelerine sahip model kazıklı radye temeller test edilmiştir. Deney sonuçlarından, kazıklı radye temellerde kazıklar arası mesafe arttıkça taşıma gücünün bir sınır değer kadar arttığı ve kazıklar arası optimum mesafenin 4D olduğu belirlenmiştir. Temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kazıklı radye temel, kazık tasarım parametreleri, optimum kazık aralığı.

ABSTRACT

Experimental Investigation of Optimum Piles Spacing for Piled Raft Foundation in Sandy Soils

Piled foundations are used in the cases where the structural loads cannot be carried safely with the shallow foundations. Piled raft foundation has become a prominent foundation system in recent years due to that it combines load bearing capacities of piles and raft.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 10 Kasım 2019 günü ulaşmıştır. 17 Nisan 2020 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2021 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tekderg.644885>

1 Trabzon Sosyal Güvenlik Kurumu, İnşaat-Emlak Şube Müd., Trabzon - bayramates61@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-1251-7053>

2 Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon - erolsadoglu@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-2345-6789>

Therefore, comprehensive analytical and experimental studies have been carried out for reliable and economic design of piled raft foundations. In this study, the effects of design parameters of piled raft foundations in sand (pile spacing, pile diameter, pile length and relative density etc.) have been investigated experimentally. In the laboratory tests, model composite (steel and concrete) piles with diameters of 20, 30 mm and lengths of 200, 300 mm were used. The raft was made of steel plate with plan dimensions of 160x160, 240x240 mm and a thickness of 6 mm. The model piled raft foundations with different design parameters were tested. From the tests results, as the pile spacing getting larger, the bearing capacities of the model pile raft foundation increased up to a limit value and the optimum distance between the piles was determined to be 4D. Some design parameters are suggested for use in foundation engineering applications.

Keywords: Piled raft foundation, design parameters of pile, optimum pile spacing.

1. GİRİŞ

Kentleşme oranının ve insan nüfusunun hızla artması ile çok katlı yüksek yapıların, yumuşak ve gevşek zemin (geoteknik özellikleri zayıf zeminler) koşullarında da planlanıp inşa edilmeleri zorunlu hale gelmiştir. Kompleks yapıya ait temellerin, yapıdan gelen yükleri güvenle taşımasının yanı sıra talep edilen oturma koşulunu da sağlaması gerekmektedir. Ayrıca yapılan temel tasarımının ekonomik olması geoteknik mühendislerinin arzusudur. Bazı durumlarda zemin tabakaları taşıma gücü açısından yeterli olsa bile, izin verilebilir oturmaların aşılması ve farklı oturmaları engellemek için radye temellerin altına kazıklar inşa edilmekte ve oturmaların önlenmesinde bu kazıklar önemli rol oynamaktadır. Zayıf zeminler üzerinde inşaat yapılmasının zorunlu olduğu durumlarda, kazıklı ya da radye temel sistemleri sıklıkla kullanılmaktadır. Kazıklı radye temel inşası, sıkça karşılaştığımız ve yapı yüklerinin zemine aktarılmasında hem radyenin hem de kazıkların kullanıldığı bir temel çeşididir. Kazıklı radye temel uygulamaları son yıllarda birçok çalışmaya konu olmuştur. Bu tür temellerin; düşey, yatay ve dinamik yükler altındaki davranışları çeşitli yönleri ile araştırılmaktadır. Kazıklar, oturma ve farklı oturmaların en aza indirilmesini, yüzeysel temelin taşıma gücünün artırılmasını, radyede oluşabilecek momentlerin kontrol edilmesini sağlar. Analitik yönden, kazıklı radye temeller en karmaşık temel sistemlerinden biridir.

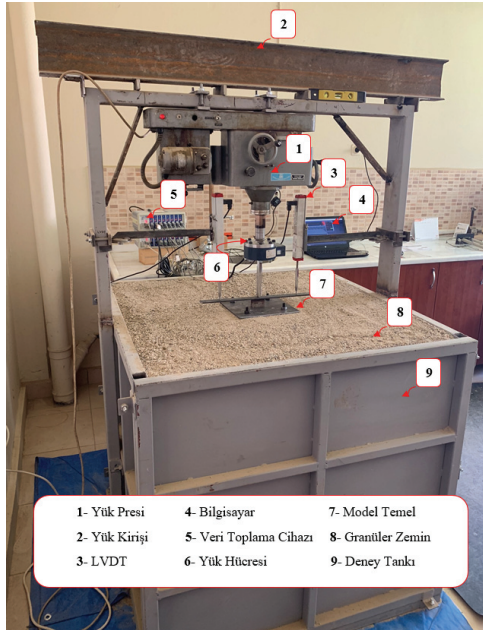
Çeşitli zemin türlerinde optimum kazık aralığının tespiti için çeşitli araştırmacılar tarafından laboratuvarlarda bazı deneysel çalışmalar yürütülmüştür. Kishida ve diğ. [1], kazık sayısı, kazık aralığı ve eksantrik yükleme gibi bazı parametreleri araştırabilmek amacıyla model deneyler gerçekleştirmişlerdir. 1.27 cm çap ve 27.83 cm uzunluğa sahip 12 kazık kullanılarak yapılan model deneylerde kayma mukavemeti açısı 35° ve 43° olan iki farklı sıklıkta kum zemin kullanmışlardır. Sonuçta, serbest başlıklı kazık gruplarında, gevşek kum zemin durumunda, kazıklar arası mesafe azaldıkça, taşıma gücünün arttığı ve en yüksek taşıma gücünün kazık çapının 2 katı kazıklar arası mesafede meydana geldiği; sıkı kum zemin durumunda, kazıklar arası mesafe azaldıkça, taşıma gücünün de genişlem etkisinden dolayı azaldığı belirtilmiştir. Tutulu başlıklı kazık gruplarında ise, hem gevşek hem de sıkı zeminde artan kazık aralığına bağlı olarak taşıma gücünün arttığı ve 3D kazık aralığında kazıklarda grup etkisinin kalktığı ifade edilmiştir. Cooke [2], Whitaker [3]'ün deney sonuçlarını laboratuvar ortamında yapmış olduğu deneylerle karşılaştırmış ve Whitaker [3]'ün sonuçlarını doğrulamıştır. Ayrıca, deneylerinde kazıkların oturmaya etkisini de araştırmıştır.

Sonuçta, oturmaları azaltmak amacıyla kullanılan kazıkların sayısının arttırılmasının, 4D'den (D =kazık çapı) daha küçük kazık aralık değerlerinden sonra kayda değer bir fayda getirmediğini ifade etmiştir. Sönmez [4], alt tabakadaki kil tabakasından dolayı oturan orta sıklıktaki kumdaki kazık gruplarının negatif çevre sürtünmesini araştırmıştır. 30mm x 30mm kesitindeki ahşap kazıklar kuma 2D, 3D, 4D ve 5,5D mesafeleri ile grup olarak çakılmıştır. Kumdaki rölatif sıklık değeri, yağmurlama ve sıkıştırma yöntemleri kullanılarak % 67 civarında bulunmuştur. 1000 mm çapındaki, 690 mm yüksekliğindeki tanka hava basıncı verilmiş ve kazık gruplarını içeren kumu yüklemek, için 1,24 m çapında esneyebilir kauçuk plaka kullanılmıştır. Kum yüzeyindeki oturmalar, grup içindeki ve dışındaki komparatör saatleri ile ölçülmüştür. Kazıklar arası mesafeler 3D ve daha az olduğu zaman, kohezyonsuz malzeme ve kazıkların blok olarak davrandığı ve grup içindeki oturmaların grup dışındaki oturmalara göre daha az olduğu gözlenmiştir. Kazık arası mesafeler 4D den fazla olduğu zaman grup içinde ve dışında benzer oturmalar ölçülmüştür. Sonuç olarak orta sıklıktaki kumda, oturmadaki grup davranışının 3D ve 4D kazık mesafeleri arasında başladığı bulunmuştur. Ayrıca Tomlinson [5], optimum kazık aralığının 4D olduğunu ifade etmiştir. Farklı zemin türlerinde optimum kazık aralığının tespiti için çeşitli araştırmacılar tarafından arazide deneysel çalışmalar yürütülmüştür. York ve Leahy [6], New Jersey'deki Newark Uluslararası Havalimanının güçlendirilmesinde boru kazıklar kullanmışlardır. Yaptıkları çalışmada, kazıklara gelen yükün kaldırılması sonucunda meydana gelen kabarmaları incelemişlerdir. Yapılan çalışma sonucunda, çok geniş kazık gruplarında bu kabarmaların daha fazla olduğunu ifade etmişlerdir. Ayrıca, kabarma miktarının, kazık grubundaki kazıkların birbirine olan mesafesi azaldıkça arttığını ve kabarmanın kazık grubunun merkezindeki kazıklarda daha fazla olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca, çok geniş kazık grubu inşası durumunda, kazık üzerindeki radyede dilatasyon derzinin bırakılması gerektiğini ve imal edilecek olan kazıkların mesafesinin en az 12 kazık çapı kadar olması gerektiğini, meydana gelecek olan kabarma miktarının en ekonomik şekilde en aza indirilmesi için kazık grubu şeklinin H şeklinde olması gerektiğini tavsiye etmişlerdir. Ismael [7], 5 kazıktan oluşan iki farklı kazık grubunda kazık aralığı ve kazık çapının taşıma gücüne etkisini araştırmak amacıyla arazi deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Deneylerin gerçekleştirildiği arazideki zemin hafif çimentolaşmış kum zemin olarak ifade edilmektedir. Yapılan değerlendirmeler sonucunda, kazık çapının 2-3 katından daha az aralıklarda kazık grubunun oturmasının tekil kazıktan daha fazla olduğu, elastik oturmanın ise, kazık grubunun genişliği ile arttığı ifade edilmiş olup; uygun değer kazık aralığının 2-3D olduğu belirtilmiştir. Elsamee [8], yaptığı deneysel ve nümerik çalışmalarda kum zeminde farklı kazık aralıklarına sahip kazıklı temelleri düşey olarak yükleyerek, optimum kazık aralığının 4D olduğunu belirtmiştir.

Günümüzde kazıklı temellerin imalatı ve uygulanması için bazı ülkeler tarafından şartnameler oluşturulmuştur. Grup içindeki (dairesel kesitli sürtünme kazıkları) kazıklar arası mesafe için Amerikan şartnamesi 2D, İngiliz şartnamesi 3D, Alman şartnamesi 4D, Japon şartnamesi 2,5D, İsveç şartnamesi ise kazık uzunluğuna bağlı olarak 3-5D önermektedir [9, 10]. Kazıklı radye temellerin en önemli tasarım değişkenlerinden biri optimum kazık aralığı olup, kazıklı radye temellerin optimum kazık aralığı ile ilgili sınırlı sayıda deneysel ve teorik çalışma bulunmaktadır. Bu çalışma kapsamında, farklı rölatif sıklığa sahip kum zeminde, farklı geometrik özelliklerde model radye ve model kazıklı radye temel düşey doğrultuda yüklenerek optimum kazık aralığı tespit edilmeye çalışılmıştır. Böylece rölatif sıklığın, kazık çapının ve kazık boyunun optimum kazık aralığı üzerindeki etkilerinin belirlenmesi hedeflenmiştir.

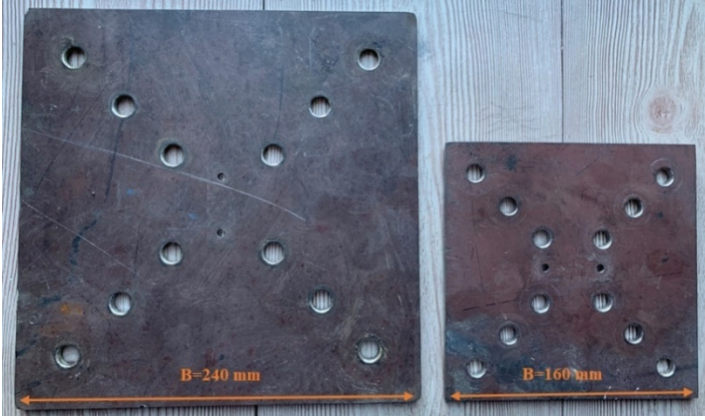
2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Kazıklı radye temel davranışını arazi deneyleri ile modellemek yüksek bir maliyet gerektirir. Bu nedenle söz konusu temelin davranışı konusundaki parametrik çalışmalar çoğunlukla model laboratuvar deneyleri ile yapılabilmektedir. Bu çalışmada; kum zeminde düşey yüklü kazıklı radye temellerin, farklı rölatif sıklıkta optimum kazıklar arası mesafesini (S_{opt}) gözlemlemek için bir deney düzeneği yapılmıştır. Deney düzeneği; deney tankı, model radye temel, model kazıklar, yükleme düzeneği, lineer değişken diferansiyel transformatörler (LVDT), yük hücresi, kum yüzeyini düzleme aleti ve kum ana parçalarından oluşmaktadır. Deney düzeneğinin şeması Şekil 1'de görülmektedir. Bunlara ilaveten, deneylerde kumun istenilen rölatif sıklıkta sıkıştırılması için titreşimli sıkıştırma cihazı kullanılmıştır. Deneyler, K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünün Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiş olup, laboratuvarında bulunan üç eksenli deney aletinin presi, deformasyon ölçüm saatleri, bilgisayar ile dijital fotoğraf makinesi kullanılmıştır. Deney tankının içi bir küp prizması olup, uzunluğu 1.00 m, genişliği 1.00 m ve yüksekliği 1.00 metredir. Seçilen tank boyutları, sınır etkisi oluşmayacak şekilde literatür ve sayısal analiz sonuçları dikkate alınarak hazırlanmıştır. Yükleme esnasında sınır etkisini kontrol etmek amacıyla sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerin yanı sıra deformasyon saatleri yardımıyla hem deney tankı hem de kum zeminde ki hareket gözlenmiştir. Kasanın iskeleti çelik profillerden imal edilmiştir. Deney esnasında rijitliği sağlamak için tanka belli noktalardan kaynak yapılmış olup; çelik kuşaklar ve bulonlar ile sağlamlaştırılmıştır. Deneyler esnasında, zemini tank içine daha kolay yerleştirebilmek ve istenilen rölatif sıklıkları sağlayabilmek için, tankın iç yüzeyleri beşer cm aralıklarla çizilerek, kum zeminin tabakalar halinde yerleşimine olanak sağlanmıştır. Deney tankına üç eksenli aletin presini bağlamak için çelik kiriş monte edilmiştir.



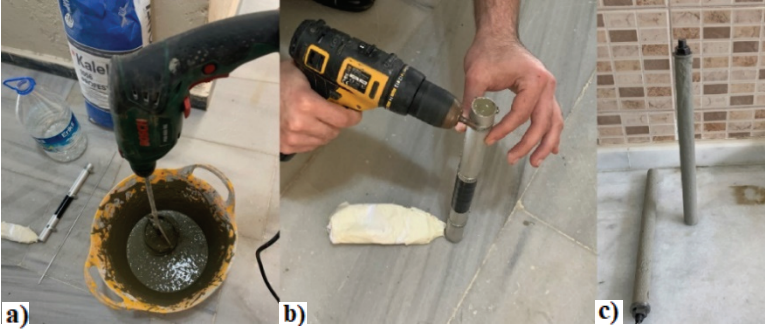
Şekil 1 - Deney düzeneğinin şeması

Deneyisel çalışmalarda kullanılan model kare radye temellerin bir kenarının uzunluğu 160 mm ve 240 mm olup, 6 mm kalınlığında çelik levhalardan üretilmiştir. Model temelin tabanında merkezi yüklemeye yapabilmek için başlık montajına uygun şekilde delikler açılmıştır. Tam sürtünmeli ve pratikteki koşullara uygun olarak kalın bir zımpara kâğıdı temel tabanına yapıştırılmıştır. Şekil 2’de model radye temeller görülmektedir.



Şekil 2 - B=240 mm ve B=160 mm boyutunda model radye temeller

Laboratuvar deneylerinde kullanılacak model kazık parametreleri literatür taraması ve yapılan ön deneyler neticesinde kazık boyu $L=200$ mm ve 300 mm, kazık çapı $D=20$ mm ve 30 mm olacak şekilde belirlenmiştir. Yükleme deneylerinde kullanılacak kazıkları imal etmek için alüminyum kalıplar hazırlanmıştır. Model kazıklar ile kum zemin arasında gerçek zemin-beton sürtünme davranışını elde etmek amacıyla beton ve çelik çubuklar kullanılarak kompozit kazıklar hazırlanmıştır (Şekil 3).



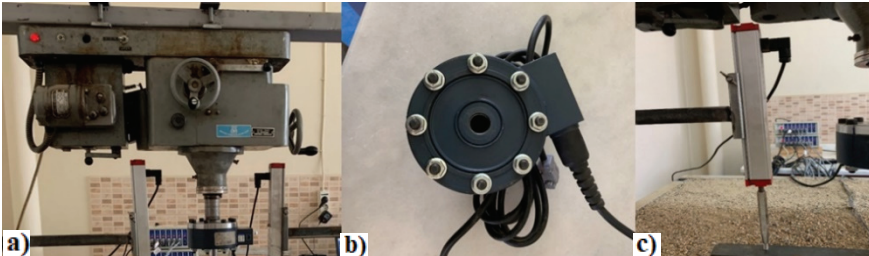
Şekil 3 - Kompozit model kazık imalatı a) betonun hazırlanması, b) alüminyum kalıba yerleştirilmesi, c) model kazıklar

Deneysel çalışmalarda kullanılan model kazıklı radye temel, model kazıklar ve model radyenin bulonlar yardımıyla rijit olarak birleştirilmesi ile oluşturulmuştur. Şekil 4'de birleşim detayı gösterilmektedir.



Şekil 4 - Model kazıklı radye temel ve rijit birleşim detayı

Deneylerde yükün uygulanması için, üç eksenli deney aletinin presi kullanılmıştır. Bu pres elektrik motoru sayesinde çeşitli hızlarda (0,50 mm/dk – 1,50 mm/dk) sabit deformasyon uygulama ve elle kriko gibi kullanılma özelliklerine sahiptir. Pres düşey yükleme yapmak amacıyla deney tankına sabitlenmiş yük kirişine monte edilmiştir (Şekil 5a). Zemine uygulanan yüzey yüklerini ölçebilmek amacıyla kullanılan yöntemlerden biri de yükleme düzeneğinde yük hücresi kullanmaktır. Yük hücresi yardımıyla ölçüm almanın diğer yöntemlere göre en önemli avantajı, hassas ve zamana bağlı yükleme değeri ölçebilmesidir. Şekil 5b'de CAS Corporation firması tarafından üretilen 50 kN kapasiteli LS-5T model yük hücresi görülmektedir. Presin ucuna düşey ve sabit olarak takılan bu yük hücresi, uygulanan yükü ölçmede kullanılmıştır. Deneylerden önce yük hücresi kalibre edilmiştir. Yük hücresine düşey olarak monte edilmiş ucu keskin yükleme bıçağı, model temeli yüklemek için kullanılmıştır. Deneysel çalışmalarda, model kazıklı radye temelin düşey yüklenmesi sonucu, temelde oluşan oturmaları ölçmek amacıyla, OPKON firması tarafından üretilen ve 150 mm'ye kadar deplasman değeri ölçebilen, LPS-150 model, Şekil 5c'de görülen, deplasman ölçerler (LVDT) kullanılmıştır. Bu deplasman ölçerler, $\pm \% 0,05$ (>200 mm), $\pm \% 0,1$ (130-200 mm), $\pm \% 0,2$ (75-130 mm), $\pm \% 0,5$ (<75 mm) aralığında hassasiyete sahiptir. Yükleme maruz model kazıklı radye temelin oturması, temelin merkezine yakın ve eşit mesafedeki iki LVDT ile ölçülmüştür. Elde edilen oturma değerlerinin uyumlu olduğu görülmüş olup, ortalaması esas alınmıştır.



Şekil 5 - Yükleme düzeni a) yük pres, b) yük hücresi, c) LVDT

Yük hücresi ve deplasman ölçerden elde edilen değerler, 8 kanal girişli veri toplama cihazı ve aygıt geçidi yardımıyla bilgisayara aktarılmıştır. Bu veriler CoDA Locomotive programı yardımıyla sayısal değerlere dönüştürülmüştür (Şekil 6).



Şekil 6 - Ölçüm Cihazları a) veri toplama ünitesi, b) aygıt geçidi, c) CoDA Locomotive programına yüzü

Deneylerde, İyidere ilçesinin (Rize) bitişiğindeki doğu sahilinden alınan kum kullanılmıştır. Kum, mevcut özelliklerini koruması ve gerçekçi bir zemin ortamı elde etmek amacıyla çok az yıkanmaya tabi tutulmuş olup doğal granülometrisi bozulmamaya çalışılmıştır. Deney kumunun, ASTM D-6913 [11] standartlarına göre granülometri eğrisi belirlenmiştir. Kumun granülometri eğrisinden, $D_{10}=0,28\text{mm}$ (efektif çap), $D_{30}=0,73\text{ mm}$ ve $D_{60}=1,71\text{ mm}$ olarak belirlenmiştir. Bu değerlerden üniformluk katsayısı $C_u=6,11$ ve eğrilik katsayısı $C_r=1,11$ olarak hesaplanmıştır. Kumun dane çapları 0,1-5,0 mm arasında (iri-orta) olup, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre iyi derecelenmiş kumdur (SW). Kumun, ilgili deneylerle belirlenmiş bazı özellikleri Tablo 1’de gösterilmiştir. Rölatif sıklığın $D_r=0.30$ ve 0.70 olması için kumun kuru birim hacim ağırlığı aşağıdaki bağıntı yardımı ile hesaplanmıştır. Farklı rölatif sıklıktaki deney kumuna ait kayma mukavemeti açısı değerleri kesme kutusu deneyi ile elde edilmiştir.

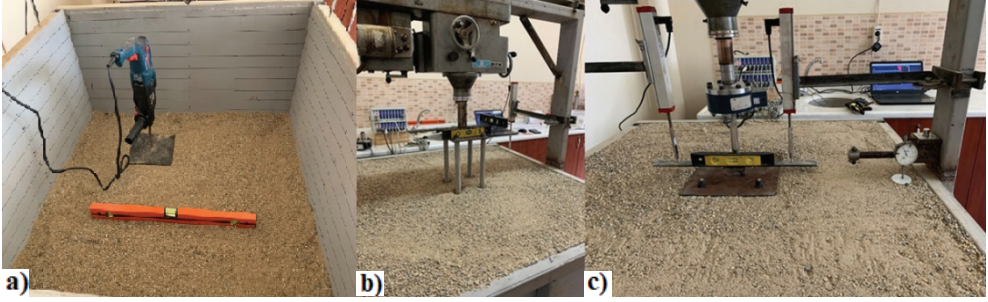
$$D_r = \frac{\gamma_{k \max}}{\gamma_k} \left(\frac{\gamma_k - \gamma_{k \min}}{\gamma_{k \max} - \gamma_{k \min}} \right) \quad (1)$$

Kum, deney tankı içerisine tabakalar halinde ve iki farklı rölatif sıklıkta ($D_r=0.30$ ($\gamma_k=15,80\text{ kN/m}^3$) ve $D_r=0.70$ ($\gamma_k=18,90\text{ kN/m}^3$)) dinamik yöntemle sıkıştırılarak yerleştirilebilmesi için deney tankının iç yan yüzeyleri düşey yönde 5'er cm'lik ölçeklendirilmiştir. $D_r=0.30$ rölatif sıklık durumu için 5 cm'lik tabaka için gerekli kum ağırlığı, kumun sıkışmasını önlenmek amacıyla yakın mesafeden deney tankı içerisine dökülmüş ve sonrasında su terazisi vasıtasıyla zemine basınç uygulamadan yüzey düzeltilerek, kum zeminin tabaka boyunca homojen olarak yerleşmesi sağlanmıştır. $D_r=0.70$ rölatif sıklık durumunda ise, zemin tabakası titreşim cihazı ile sıkıştırılmıştır. Söz konusu rölatif sıklıklarda tabakaların yüksekliği tank yüzeyleri üzerinde bulunan ve tabaka sınırlarını belirten yatay çizgilere ile kontrol edilmiştir (Şekil 7a). Zemini tank içine istenilen rölatif sıklıkta yerleştirme işlemi bittikten sonra model kazıklı radye temel 0,50 mm/dk'lık sabit bir penetrasyon hızıyla (Gök [16]; Bajad ve Sahu [17]; Nguyen vd. [18]) yerleştirilmiştir. Model kazıklı radye temeller kübik zemin haznesinde bulunan kum zemine itilerek yerleştirilmiştir. Model kazıklar kompozit malzemeden (beton ve çelik) imal edilmiş olup; oldukça rijittirler. Bu nedenle model kazıklarda, zemine itilmesi esnasında herhangi bir hasar oluşmamıştır. Model kazıklı temel zemine yerleştirilirken düzgünlüğü su terazileri yardımıyla her açıdan kontrol edilmiş

ve radye temelin alt yüzeyi zemin ile temas ettiği an, yerleştirme işlemi durdurulmuş ve su terazisi vasıtasıyla yüzey kontrol edilmiştir. Deneye başlanmadan önce, düzeneğe ölçüm cihazları yerleştirilmiştir. Ölçüm cihazları, temel plakasının her iki tarafına yerleştirilen LVDT'ler ve eksenel yükleme cihazı ucuna yerleştirilen yük hücresinden oluşmaktadır (Şekil 7b). Ölçüm cihazlarının başlangıç değerleri sıfırlanıp, yük düşey yönde ve statik olarak uygulanmıştır. İstenilen deplasman değeri elde edilene kadar, 0.50 mm/dk'lık sabit yükleme hızı uygulanarak beklenilmiştir. Yapılan literatür çalışmalarında gördüğümüz üzere; model kazıklı radye temellerde yükleme kademelerinde lineer olmayan bir davranış görülmektedir. Tespit edilen düşey yük ve deplasman eğrilerinden, taşıma gücü tam manasıyla belirlenemediğinden, geoteknik mühendisliğinde bu tür durumlarda taşıma gücünün belirlenmesi için 4 yöntemin (0,1B Yöntemi (B=radye temel genişliği) (Briaud ve Jeanjean [19]), Teğet Kesişirme Yöntemi (Trautmann ve Kulhawy [20]), Log-Log Yöntemi (Debeer [21]) ve Hiperbolik Yöntem) kullanıldığı görülmektedir (Örnek, [22]; Lutenege ve Adams [23]; Keskin [24]). Bu yöntemlerin her birinde farklı taşıma gücü değerleri elde edilebilmektedir. Bu yüzden, taşıma gücü değeri belirlenirken tek bir yöntemin belirlenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada, düşey yük-oturma eğrilerinden belirgin bir taşıma gücü elde edilemediği için, diğer yöntemlere göre elde edilme yönünden daha pratik değerler veren 0,1B yöntemi esas alınmıştır. TDG firması tarafından üretilen Ai8b model numaralı veri toplama ünitesi ve RS-485 model numaralı aygıt geçidi yardımı ile veriler deney esnasında toplanmış ve CoDA Locomotive programı yardımıyla veriler sayısal değerlere dönüştürülmüştür. Elde edilen sayısal veriler ışığında düşey yük-oturma eğrileri çizilmiştir (Şekil 7c). Ayrıca, sıkıştırılan zeminin homojenliği deney tamamlandıktan sonra deney tankına yerleştirilen numune kapları ile kontrol edilmiştir. Deneyler, her bir rölatif sıklık için üç defa tekrarlanmış, sonuçlar kayıt altına alınmıştır.

Tablo 1 - Deneysel kumunun geoteknik özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Dane özgül yoğunluğu, G_s (ASTM D854-14, [12])	-	2,64
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı, γ_{kmax} (ASTM D4253-16, [13])	kN/m ³	18,90
Minimum kuru birim hacim ağırlığı, γ_{kmin} (ASTM D4254-16, [14])	kN/m ³	15,80
Efektif çap, D_{10}	mm	0,28
D_{30}	mm	0,73
D_{60}	mm	1,71
Üniformluluk katsayısı, C_u	-	6,11
Derecelenme katsayısı, C_r	-	1,11
Kayma mukavemeti açısı, ϕ , ($D_r=0,70$) (ASTM D3080 / D3080M-11, [15])	Derece	44,00
Kayma mukavemeti açısı, ϕ , ($D_r=0,30$) (ASTM D3080 / D3080M-11, [15])	Derece	37,00



Şekil 7 - Bir deneyin yapılışı a) kumun yerleştirilmesi, b) kazıklı radye temelin zemine yerleştirilmesi, c) deneye başlangıç

2.1. Deney Programı

Kazıklar arası optimum mesafeyi belirlemek amacıyla $D_r=30\%$ ve $D_r=70\%$ rölatif sıklığa sahip kum zemin içine gömülü kazıklı radye temellerde, Tablo 2’de belirtilen deneyler yapılmıştır. Deneysel çalışmalarda kazıklar arası mesafeyi belirlemek için özel radye temeller hazırlanmıştır. Hazırlanan model radye temellere model kazıklar eklenerek deneyler yapılmıştır. Böylece; kazıklar arası mesafenin (S) taşıma gücüne etkisi incelenmiştir.

Tablo 2 - S_{opt} tespiti için deney programı

Deney No	Rölatif Sıklık (D_r)	Temel Geniştirliği (B, mm)	Kazık Çapı (D, mm)	Kazık Boyu (L, mm)	Kazıklar Arası Mesafe (S/D)
T ₁ ,T ₂ ,T ₃ ,T ₄ ,T ₅	%30	160	20	200	2,3,4,5,6
T ₆ ,T ₇ ,T ₈ ,T ₉ ,T ₁₀	%30	160	20	300	2,3,4,5,6
T ₁₁ ,T ₁₂ ,T ₁₃ ,T ₁₄ ,T ₁₅	%30	240	30	200	2,3,4,5,6
T ₁₆ ,T ₁₇ ,T ₁₈ ,T ₁₉ ,T ₂₀	%30	240	30	300	2, 3, 4, 5, 6
T ₂₁ ,T ₂₂ ,T ₂₃ ,T ₂₄ ,T ₂₅	%70	160	20	200	2, 3, 4, 5, 6
T ₂₆ ,T ₂₇ ,T ₂₈ ,T ₂₉ ,T ₃₀	%70	160	20	300	2, 3, 4, 5, 6
T ₃₁ ,T ₃₂ ,T ₃₃ ,T ₃₄ ,T ₃₅	%70	240	30	200	2, 3, 4, 5, 6
T ₃₆ ,T ₃₇ ,T ₃₈ ,T ₃₉ ,T ₄₀	%70	240	30	300	2, 3, 4, 5, 6

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

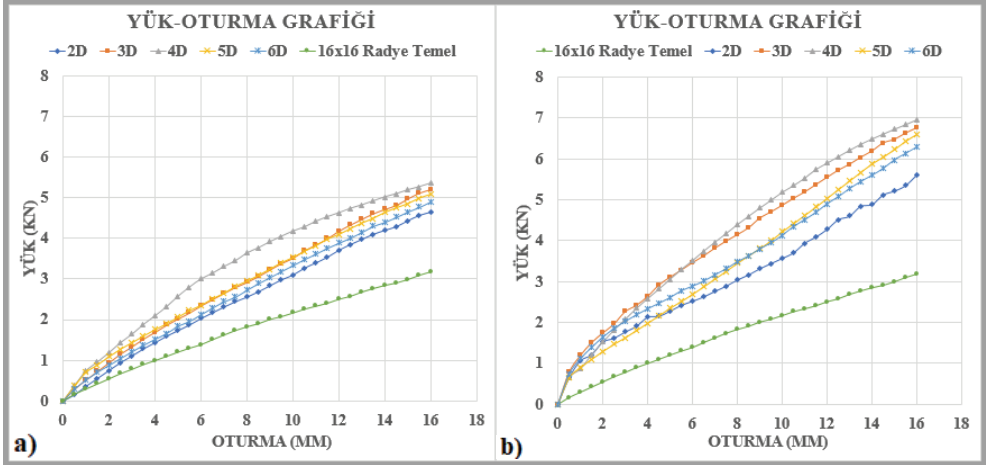
Deneysel çalışmada, model radye temel ve radye temelin merkezinden itibaren 2D, 3D, 4D, 5D ve 6D aralıklarla yerleştirilen kazıklar kullanılarak taşıma güçleri tespit edilmiştir. Şekil 8’de görülen iki farklı kazık çapı, iki farklı kazık boyu ve iki farklı genişlikte radye temeller kullanılarak $D_r=30\%$ ve $D_r=70\%$ rölatif sıklığa sahip kum zeminde model deneyler

yapılmıştır. Model radye genişlikleri ve kazık sayısı, çap ve boyları, çalışma kapsamında yapılan geniş bir literatür çalışması sonucunda seçilmiştir. Deneyler neticesinde kazıklı radye temellerde, kazıklar arası optimum mesafenin (S_{opt}) belirlenmesi hedeflenmiştir.



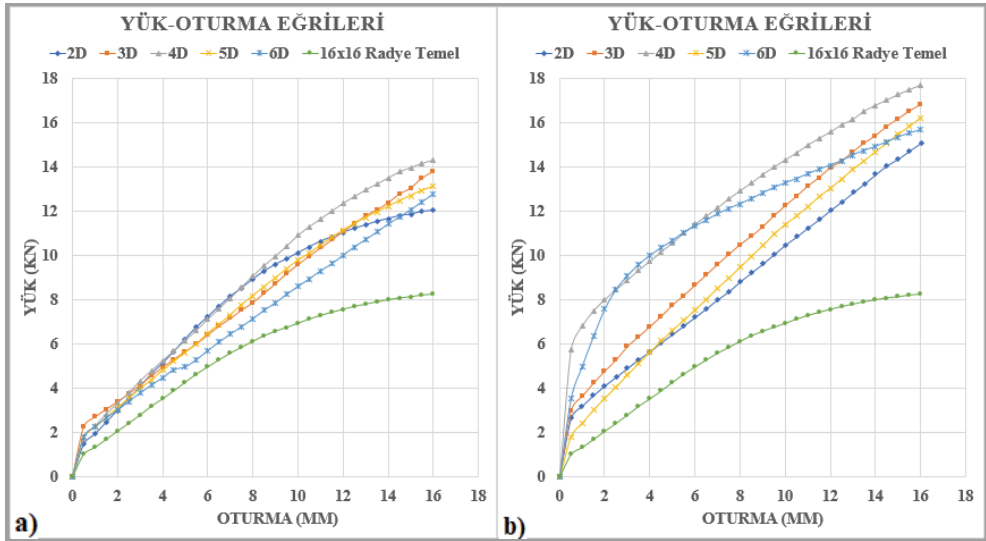
Şekil 8 - Model kazıklı radye temel

Şekil 9a ve 9b'de $D=20$ mm, $L=200$ ve 300 mm, $D_r=\%30$ ve $B=160$ mm durumu için elde edilen yük-oturma eğrileri görülmektedir. Radye temel ile kazıklı radye temelin yük-oturma ilişkisi arasında belirgin bir farklılık bulunmakta, kazıkların kullanılması yük-oturma ilişkisi açısından temel sisteminin rijitliğinde önemli bir artışa sebep olmaktadır. Kazık aralığının artışıyla birlikte model kazıklı radye temelde belirli oturmalara karşı gelen yüklerde 4D kazık aralığına kadar artış meydana gelmekte, yani yük-oturma eğrisinin eğimi artmaktadır. Benzer şekilde kazık uzunluğunun artmasıyla da kazıklı radye temelin taşıdığı belirli oturmalara karşı gelen yüklerde 4D kazık aralığına kadar artış meydana gelmekte, bu kazık aralığından itibaren (5D, 6D) yüklerde çok az miktarda bir azalma oluşmaktadır.



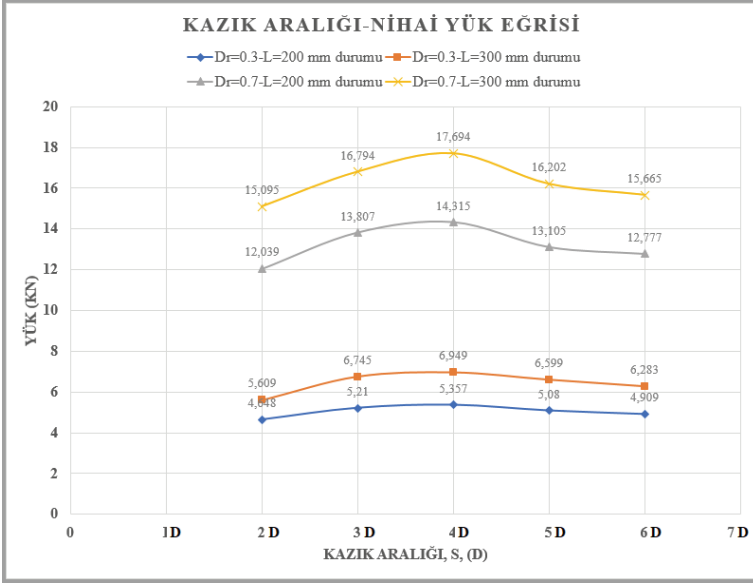
Şekil 9 - Yük-oturma eğrileri a) $D_r=\%30$, $D=20$ mm, $B=160$ mm $L=200$ mm b) $D_r=\%30$, $D=20$ mm, $B=160$ mm, $L=300$ mm

Şekil 10.a ve Şekil 10.b’de $D=20$ mm, $L=200$ ve 300 mm, $D_r=\%70$ ve $B=160$ mm durumu için elde edilen yük-oturma eğrileri görülmektedir. Radye temel ile kazıklı radye temelin yük-oturma ilişkisi arasında belirgin farklılık, düşük rölatif sıklıkta olduğu gibi yüksek rölatif sıklıkta da bulunmaktadır. Kazıkların kullanılması ve rölatif sıklığın artması yük-oturma ilişkisi açısından temel sisteminin rijitliğinde önemli bir artışa sebep olmuştur. Yük-oturma eğrisinde belirgin iki farklı eğimin olduğu iki bölge ortaya çıkmış ve kazık uzunluğunun artmasıyla birinci bölgede belirli oturmalara karşı gelen yüklerde önemli artışlar oluşmuştur. Kazık aralığının artışıyla birlikte, model kazıklı radye temelde belirli oturmalara karşı gelen yüklerde 4D kazık aralığına kadar artış meydana gelmekte, yani yük-oturma eğrisinin eğimi artmaktadır. Benzer şekilde kazık uzunluğunun artmasıyla da kazıklı radye temelin taşıdığı belirli oturmalara karşı gelen yüklerde 4D kazık aralığına kadar artış meydana gelmekte, bu kazık aralığından itibaren (5D, 6D) yüklerde çok az miktarda bir azalma oluşmaktadır.



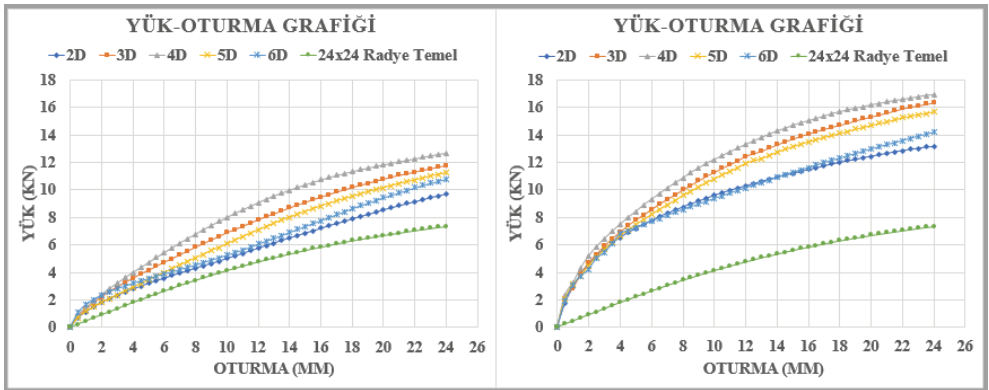
Şekil 10 - Yük-oturma eğrileri a) $D_r=\%70$, $D=20$ mm, $B=160$ mm, $L=200$ mm b) $D_r=\%70$, $D=20$ mm, $B=160$ mm, $L=300$ mm

Farklı kazık aralıklarına sahip model kazıklı radye temellerin ($D=20$ mm, $B=160$) kazık aralığına bağlı olarak nihai taşıma güçleri toplu olarak Şekil 11’de görülmektedir. $D=20$ mm durumu için; kazıklı radye temeldeki, kazıklar arası mesafe 4D aralığına kadar arttırıldıkça, farklı rölatif sıklıklarda taşıma gücünde kayda değer bir artış meydana gelmiştir. Ancak kazıklar arası mesafe 4D’den büyük olduğunda (5D ve 6D) taşıma gücünde bir miktar azalma meydana gelmektedir (Şekil 11). $D_r=\%30$ ve $D_r=\%70$ rölatif sıklık değerlerinde; $D=20$ mm, $L=200$ mm için kazıklar arası mesafe 4D alındığı durumda, radye temele göre taşıma gücünde sırasıyla yaklaşık $\%68-74$ oranında artış gözlemlenmektedir. $D_r=\%30$ ve $D_r=\%70$ rölatif sıklık değerlerinde, kazık boyunun $L=300$ mm olması durumunda, radye temele göre taşıma gücünde sırasıyla yaklaşık $\%118-114$ oranında artış olduğu gözlemlenmiştir.



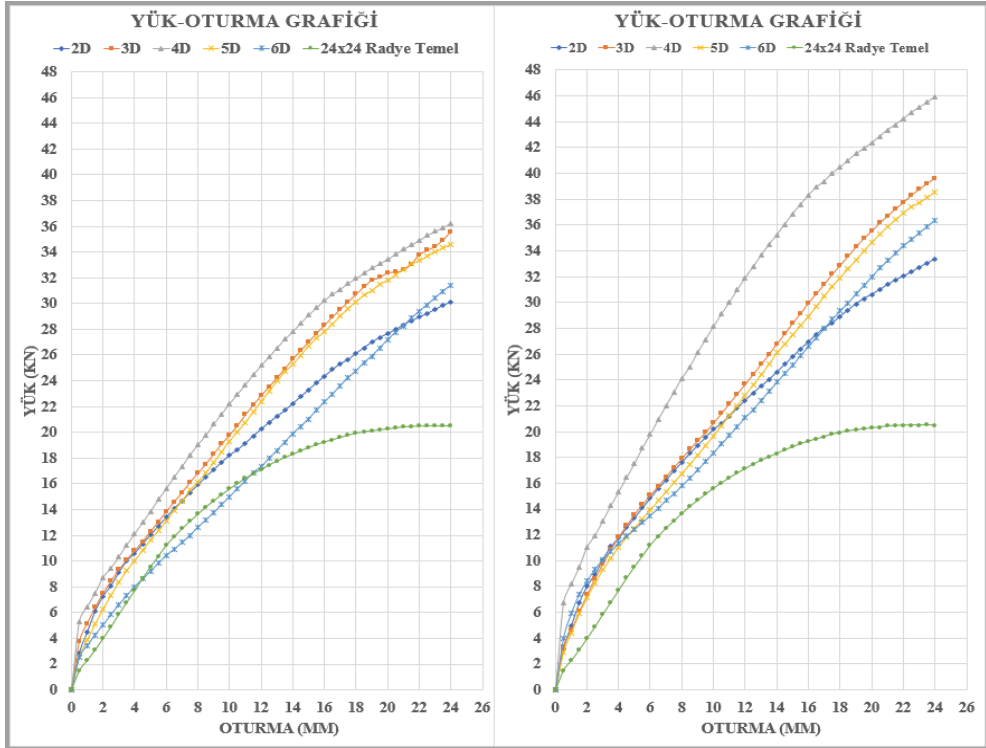
Şekil 11 - Kazıklı radye temellerde $B=160$ mm, $D=20$ mm için kazık aralığına bağlı nihai yük eğrileri

Şekil 12.a ve Şekil 12.b'de $D=30$ mm, $L=200$ ve 300 mm, $D_r=30\%$ ve $B=240$ mm durumları için elde edilen yük-oturma eğriler görülmektedir. $D=20$ mm'lik kazıklarda olduğu gibi, radye temel ile kazıklı radye temelin yük-oturma ilişkisi arasında belirgin bir farklılık bulunmakta, kazıkların kullanılması yük-oturma ilişkisi açısından temel sisteminin rijitliğinde önemli bir artışa sebep olmaktadır. Kazık aralığının artışıyla birlikte model kazıklı radye temelde belirli oturmalara karşı gelen yüklerde 4D kazık aralığına kadar artış meydana gelmektedir.



Şekil 12 - Yük-oturma eğrileri a) $D_r=30\%$, $D=30$ mm, $B=240$ mm $L=200$ mm b) $D_r=30\%$, $D=30$ mm, $B=240$ mm, $L=300$ mm

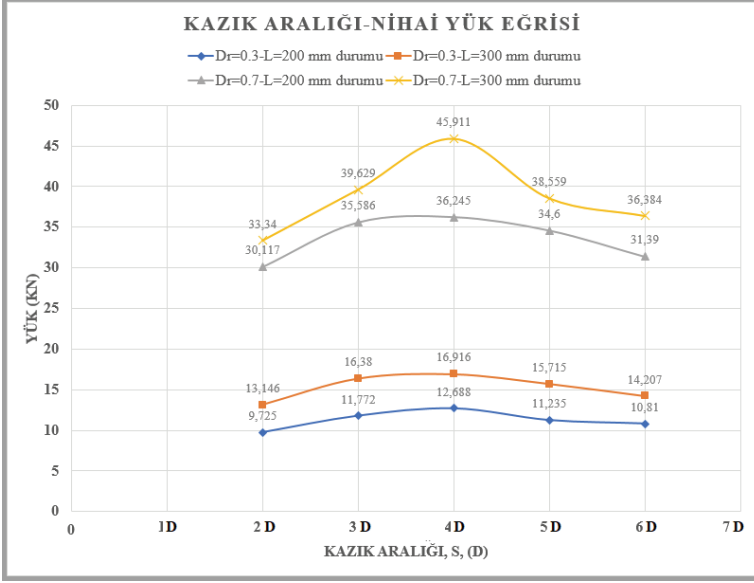
Şekil 13.a ve Şekil 13.b’de $D=30$ mm, $L=200$ ve 300 mm, $D_r=\%70$ ve $B=240$ mm durumları için elde edilen yük-oturma eğrileri görülmektedir. Zeminin yüksek rölatif sıklılığa sahip olduğu bu deneylerde, düşük yük mertebelerinde radye temel ile kazıklı radye temelin yük-oturma ilişkisi arasında ihmal edilebilir farklılıklar mevcuttur. Yükün artmasıyla birlikte, kazıklar etkinliğini göstermekte ve kazıklı radye temelin rijitliği radye temele göre oldukça yüksek olmaktadır. Kazık aralığının $4D$ ’ye kadar artmasıyla kazıklı radye temelin rijitliği artmakta, bundan büyük kazık aralıklarında ($5D$, $6D$) kazık-radye sisteminin rijitliğinde azalma meydana gelmektedir. Yani aynı yüklerde, daha büyük oturmalar oluşmaktadır.



Şekil 13 - Yük-oturma eğrileri a) $D_r=\%70$, $D=30$ mm, $B=240$ mm, $L=200$ mm b) $D_r=\%70$, $D=30$ mm, $B=240$ mm, $L=300$ mm

Farklı kazık aralıklarına sahip model kazıklı radye temellerin ($D=30$ mm, $B=240$ mm) kazık aralığına bağlı nihai taşıma güçleri toplu olarak Şekil 14’de görülmektedir. Model kazıklı radye temeldeki kazık çapının $\%50$ artırılmasıyla ($D=30$ mm) birlikte, kazıklar arası mesafe $4D$ aralığına kadar arttırıldıkça farklı rölatif sıklılıklarda taşıma gücünde gözle görülür bir artış meydana getirmiştir. Ancak $4D$ ’den büyük kazık aralıklarında ($5D$ ve $6D$) taşıma gücünde azalma meydana geldiği görülmüştür. $D_r=\%30$ ve $D_r=\%70$ rölatif sıklılık değerlerinde; $D=30$ mm, $L=200$ mm için kazıklar arası mesafe $4D$ alındığı durumda, radye temele göre taşıma gücünde sırasıyla yaklaşık $\%42-77$ oranında artış gözlemlenmektedir. Ayrıca; $D_r=\%30$ ve $D_r=\%70$ rölatif sıklılık değerlerinde kazık boyunun $L=300$ mm ($\%50$

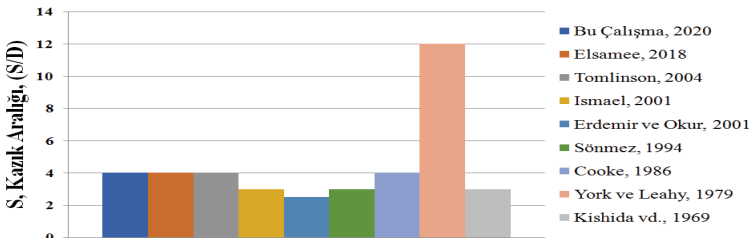
arttırılması) olması durumunda ise radye temele göre taşıma gücünde sırasıyla yaklaşık %129-124 oranında artış olduğu gözlenmiştir.



Şekil 14 - Kazıklı radye temelerde $B=240\text{mm}$, $D=30\text{ mm}$ için kazık aralığına bağlı nihai yük eğrileri

Şekil 15’den görüldüğü gibi, literatürde önerilen optimum kazık aralıklarının çok geniş (2,5D-12D) olması, tasarım yapılırken, kazıklar arası mesafenin belirlenmesinde karmaşaya yol açmaktadır. Literatürdeki bu değerlerin geniş aralıkta değişkenlik göstermesinin asıl sebebi söz konusu çalışmaların, farklı kazık çapları, farklı kazık boyları, farklı radye genişlikleri ve farklı zemin ortamı gibi kazıklar arası mesafeyi etkileyen önemli parametrelerin farklılığından kaynaklanmaktadır. Bu çalışmalarda önerilen optimum kazık aralıklarının ortalaması yaklaşık 4D’ye eşittir.

Optimum Kazık Aralığının Tespiti İçin Yapılan Deneysel Çalışmalar



Şekil 15 - Optimum kazık aralığının tespiti için yapılan çalışmaların karşılaştırılması

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kazıklı radye temellerin tasarım değişkenlerinin taşıma gücü ve yük-oturma ilişkisi üzerine etkisinin araştırılması amaçlanmıştır. Bu amaca yönelik olarak bir model deney düzeneği oluşturulmuş, radye ve kazıklı radye durumlarını içerecek şekilde yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerle kazıklar arası optimum mesafeye; kazık boyu, kazık çapı ve rölatif sıklık gibi tasarım parametrelerinin etkisi incelenmiştir. Yapılan deneysel çalışmalar sonunda elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Çeşitli boyutlardaki model kazıklı radye temellerle, farklı rölatif sıklıktaki (%30 ve %70) kum zeminde yapılan taşıma gücü deneylerinde, kazık aralığının (S) kazık çapının (D) dört katına kadar artmasıyla taşıma gücünde önemli artışlar oluşmuştur. Bu aralıktan sonra kazık aralığındaki artış, taşıma gücünde bir miktar azalmaya sebep olmuştur. Yapılan tüm deneysel çalışmalarda, kum zemine oturan kazıklı radye temellerde optimum kazık aralığı, kazık çapının dört katı ($S_{opt}=4D$) olarak belirlenmiştir.
- Optimum kazık aralığının; kazık uzunluğu (L), kazık çapı (D) ve rölatif sıklıktan (D_r) önemli derece etkilenmediğini görülmüştür.
- Gevşek kum durumunda kazıklı radye temellerde kazıklar, radye temele göre taşıma gücünde %42-129 oranlarında artışa sebep olmaktadır. Benzer şekilde, sıkı kum zeminde kazıklı radye temellerdeki kazıklar, taşıma gücünde radye temele göre %74-124 arasında artışa sebep olmaktadır. Yani kazıklı radye temellerde, kazıklar taşıma gücünde önemli artışa sebep olmaktadır ve taşıma gücü artış oranı üzerinde, kazık uzunluğu (L), kazık çapı (D) ve rölatif sıklık (D_r) etkilidir.

Semboller

B	: Model radye temel genişliği
C_r	: Derecelenme katsayısı
C_u	: Üniformluluk katsayısı
D	: Kazık çapı
D_r	: Rölatif sıklık
D_{10}	: Efektif çap
D_{30}	: Dane çapı dağılımı eğrisinde %30'a karşılık gelen çap
D_{60}	: Dane çapı dağılımı eğrisinde %60'a karşılık gelen çap
e	: Boşluk oranı
E	: Elastisite modülü
G_s	: Dane özgül yoğunluğu
$q_{sınır}$: Sınır taşıma gücü
LVDT	: Lineer değişken diferansiyel transformatör

SP	: Kötü derecelenmiş kum
Q_{KR}	: Kazıklı radye temelin grup olarak toplam taşıma gücü
Q_K	: Kazıkların grup olarak toplam taşıma gücü
S_{opt}	: Optimum kazıklar arası mesafe
S/D	: Kazıklar arası mesafenin, kazık çapına oranı
SW	: İyi derecelenmiş kum
ϕ	: Kayma mukavemeti açısı
γ	: Zemin birim hacim ağırlığı

Kaynaklar

- [1] Kishida, H., Matsushita K. ve Sakamoto I., Soil-Structure Interaction of the Elevator Tower and Concrete Footings, Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, 3, Santiago de Chile, 101-115, 1969.
- [2] Cooke, R., W., Piled Raft Foundations on Stiff Clays-A Contribution to Design Philosophy, Géotechnique, 36(2), 169-203, 1986.
- [3] Whitaker, T., Some Experiments on Model Piled Foundations in Clay, 6th International Congress of International Association of Bridge Structure Engineering, Stockholm, Sweden, 124-139, 1961.
- [4] Sönmez, D., D., Orta sıklıktaki kumdaki kazık gruplarının negatif sürtünmesi ile ilgili bir model çalışma, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 89, 1994.
- [5] Tomlinson, M., J., Pile Design and Construction Practice, Chapman and Hall, London, UK, 2004.
- [6] York, D., L., ve Leahy, R., J., Experiences with Heave and Relaxation of End Bearing Piles, Associated Pile and Fitting Corp, Pile Talk Seminar, New York, 73-85, 1979.
- [7] Ismael N., F., Axial Load Tests on Pile and Pile Group in Cemented Sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 42(3), 767-773, 2001.
- [8] Tomlinson M. J., Pile Design and Construction Practice, E&FN Spon, London, 1994.
- [9] Özkan, M.T., Sağlamer, A., Kazıklı Temeller, Dünya İnşaat Dergisi, 131/7, 34-38, 1995.
- [10] Elsamee, W. A., Effect of Pile Spacing On Ultimate Capacity and Load Shearing for Piled Raft Foundation, International Journal of Applied Engineering Research ISSN 0973-4562, 13, 8, 2018.
- [11] A.S.T.M., Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis, D-6913, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 34, 2017.

- [12] A.S.T.M., Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, D-854, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 8, 2006.
- [13] ASTM D4253-16, Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2016.
- [14] ASTM D4253-16, Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2016.
- [15] ASTM D3080 / D3080M-11, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org, 2011.
- [16] Gök, S., Kazıklı Radye Temellerin Analizi. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 101, 2007.
- [17] Bajad, S. P. ve Sahu, R. B., An Experimental Study on the Behaviour of Vertically Loaded Piled Raft on Soft Clay, The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), India, 84-91, 2008.
- [18] Nguyen, D. D. C., JO, S. B. and Kim, D. S., Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects, Computers and Geotechnics, 47, 16-27, 2013.
- [19] Briaud, J.L. ve Jeanjean, P., Load settlement curve method for spread footings on sand, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE, 2, 1774-1804, 1994.
- [20] Trautmann, C.H. ve Kulhawy, F.H., Uplift load-displacement behavior of spread foundations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114, 2, 168-183, 1998.
- [21] Debeer, E.E., Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand, Geotechnique, 20, 4, 387-411, 1970.
- [22] Örnek, M., Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı ile Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 318, 2009.
- [23] Lutenecker, A.J. ve Adams, M.T., Bearing Capacity of Footings on Compacted Sand. Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1216-1224, 1998.
- [24] Keskin, M. S., Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik . Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 2009.

İstanbul İçin Standart Süreli Gözlenen En Büyük Yağışların Eğilimleri

Kevser ŞEN¹
Hakan AKSU²

ÖZ

İklim değişkenliği ve değişimi, hidrolojik çevrimin her bir parametresini etkilemektedir. Yağışların şiddet, süre ve tekerrürleri köprüler, menfezler, şehir yağmursuyu drenajlarının tasarımında kullanılan temel bilgidir. Bu çalışmada İstanbul ve civarındaki 7 adet plüviografli MGİ'de ölçülen standart süreli maksimum yağışların eğilim analizleri yapılmıştır. Veri serileri, iki eşit döneme bölünerek yağış şiddet tekerrür eğrileri oluşturulmuştur. Kartal MGİ haricinde 6 istasyonda (Sarıyer, Kumköy, Florya, Çorlu, Göztepe ve Şile) belirgin artış eğilimleri belirlenmiştir. Bir örnek olarak, Sarıyer meteoroloji istasyonunun 5 saatlik standart süreli 2 yıl tekerrürlü maksimum yağışları ilk dönem ve ikinci dönem hesaplanan bağıl farkları %30 ve Sarıyer'de bulunan Bekar deresinde Q_{500} taşkın debisindeki %60 artış şeklindedir.

Anahtar Kelimeler: Eğilim, yağış şiddet-süre-tekerrür eğrisi, maksimum yağışlar, iklim değişkenliği ve değişimi, İstanbul.

ABSTRACT

Trend Analysis of Observed Standard Duration Maximum Precipitation for Istanbul

Climate variability and change effects each parameter of hydrological cycle. Intensity, duration and frequency of precipitation is the basic information used in the design of bridges, culverts, city storm drainages. In this study, trend analysis of standart duration maximum precipitation was performed for 7 meteorological station equipped with pluviograph and located in İstanbul and around. Data series were divided two equal periods and precipitaion intensity-duration and frequency curves were developed. Except for Kartal MGI, significant increase trend were detected in 6 stations (Sarıyer, Kumköy, Florya, Çorlu, Göztepe ve Şile). As an example, relative difference between first and second half is 30% 5 hour standart

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 16 Kasım 2019 günü ulaşmıştır. 17 Nisan 2020 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2021gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tekderg.647558>

1 DSİ 14. Bölge Müdürlüğü, İstanbul - kevsers@dsi.gov.tr
<https://orcid.org/0000-0002-7323-0312>

2 Samsun Üniversitesi, Meteoroloji Mühendisliği Bölümü, Samsun - hakan.aksu@samsun.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0003-4686-7446>

duration and 2 years frequency maximum precipitation for Sarıyer MGI and Q_{500} design flood discharge increased 60% Bekar Creek in Sarıyer.

Keywords: Trend, intensity-duration-frequency curves, Maximum rainfalls, climate variability and change, İstanbul.

1. GİRİŞ

İklim değişkenliği ve değişiminin en önemli sonucu, yere yakın atmosferik sıcaklıklarda son otuz yılda gözlenen belirgin artışlardır. Artan hava sıcaklıklarının atmosferin su tutma kapasitesini her 1 °C sıcaklık artışına karşılık olarak % 7 oranında artırması ve bu durumun ise yağış miktarını etkilemesi beklenir [1]. Bunun sonucu olarak ortalama yağışlar ve akımlar iklim değişikliği ile dünyanın farklı yerlerinde azalma ve artma eğilimleri göstermektedir. Ayrıca sıcaklık artışları ile birlikte ekstrem yağışlarda da bir artış eğilimi beklenmektedir [2, 3, 4, 5].

Yağış Şiddet-Süre-Tekerrür eğrileri (YŞST) yağmursuyu drenajı, köprü, menfez, dolusavak vb. su yapılarının tasarım debilerinin tahmini için gerekli ekstrem yağış değerlerinin belirlenmesinde kullanılmaktadır. YŞST gözlenen standart süreli yıllık yağış maksimum veri serisi veya belirli bir değer üzerindeki maksimum değerlerin veri serisinin teorik bir dağılım fonksiyonuna benzeştirilmesi esasına göre çizilir [6]. YŞST eğrilerinin kullanımı 1930'lu yılların başlarına kadar uzanır [7]. Daha sonra YŞST eğrilerinin değişik dağılım fonksiyonları ile oluşturulması ve risk analizlerinde kullanılması konusunda pek çok çalışma gerçekleştirilmiştir [8, 9, 10, 11, 12, 13]. Halihazırda kullanılan eğriler, ekstrem yağışların gerçekleşme olasılıklarının zaman içerisinde değişmediği kabulüne (durağanlık) dayanmaktadır. Oysa yukarıda bahsedildiği şekilde, ekstrem yağışların süre, şiddet ve frekanslarında değişim öngörülmektedir.

Dünyada standart süreli maksimum yağış veri serilerinde eğilim analizleri konusunda çalışmalardan örnekler Kanada [14], Japonya [15], ABD [5], ABD'nin kuzeydoğusu [16] olarak verilebilir. Bu çalışmalarda genelde Mann-Kendall parametrik olmayan eğilim analizi ve doğrusal regresyon testi, ile gerçekleştirilmiş, sonuç olarak artış eğilimleri tespit edilmiştir. Bununla birlikte yine ABD'nin orta-batı bölgesinde gerçekleştirilen bir çalışmada eğilim tespit edilmemiştir [17]. Güneydoğu Asya ve Güney Pasifik'te yapılan bir çalışmada ekstrem yağışların miktarında artış, frekansında ise azalma eğilimi tespit edilmiştir [18]. Westra ve arkadaşları [19] yıllık maksimum yağışlar için global ölçekte gerçekleştirdiği çalışmada istasyonların büyük çoğunluğunda artış eğilimi tespit etmiştir.

Türkiye'de ise maksimum yağışların eğilim analizleri konusunda çalışmalar sınırlı sayıdadır. Haktanır ve Çıtakoğlu [20] Türkiye genelinde uygulama yaptıkları 174 istasyonun %90'ında eğilim olmadığı sonucuna varmışlardır. Bununla birlikte Marmara Bölgesinde incelenen 24 istasyonun %17'sinde hem doğrusal regresyonla, hem de Mann-Kendall sonuçlarına göre eğilim tespit edilmiştir. Karahan ve arkadaşları [21], GAP bölgesi içinde yer alan Adıyaman, Diyarbakır, Gaziantep ve Şanlıurfa meteoroloji istasyonlarına ait yağış verilerini kullanarak bu illere ait şiddet-süre-frekans bağıntısını genetik algoritma optimizasyon tekniği ile elde etmişlerdir. Şiddet-süre-frekans ilişkisinin belirlenmesinde alternatif bir teknik olarak önerilen çözüm algoritmasının; uygulandığı GAP illeri için çok iyi sonuç verdiği gösterilmiştir. Çözüm bölgesinin tümünün pratik uygulamalarda kullanılmak üzere tek bir

denklemlerle ifade edilmesinin mümkün olabileceğini ortaya koymuşlar, önerilen denklem yardımıyla yağış ölçümü bulunmayan yerleşim yerleri için de şiddet-süre-frekans ilişkisi belirlenebileceğini öngörmüşlerdir. Almazroui ve arkadaşları [22] Türkiye'nin güneyinde ve Suudi Arabistan'da gerçekleştirdikleri çalışmada yıllık maksimum yağış veri serilerinde ilk dönem ve ikinci dönem olarak ayırdıkları veri serileri arasında sırasıyla %5 ve %15 iklim değişimi etkisiyle artış tespit etmişlerdir. Almazroui ve arkadaşları [22] yaptıkları bu çalışma sonucunda, Türkiye'nin yarı kurak bölgelerinde geleceğe yönelik projelerde yağış şiddetinin %5 artırılarak kullanılmasını önermişlerdir. Korkmaz ve arkadaşları [23] Orta Karadeniz Bölgesinde 8 Meteoroloji Gözlem İstasyonunda YŞST eğrilerindeki dönemsel değişimleri incelemişler, iki dönem ve tüm periyot için 2 istasyonda belirgin artış trendi tespit etmişlerdir. Güçlü ve arkadaşları [24] Florya İstasyonunda yağış şiddetlerinde ise azalma eğilimi tespit etmişlerdir.

Bu çalışmada, İstanbul ili ve civarında bulunan plüviyograf kaydına sahip ve uzun süreli gözlemleri bulunan istasyonlar için yağış-şiddet-süre ve tekerrür eğrilerindeki eğilim detaylı olarak incelenmiştir. Çalışma yöntemi ilk olarak veri serilerinin eğilim analizleri için elverişli olup olmadıklarının belirlenmesi (Homojenlik, iç bağımlılık testleri) ve daha sonra yaygın kullanılan eğilim analizleri (Mann-Kendall, Sen'in Eğim testi) ile birlikte yenilikçi eğilim metodu ile ilk dönem ve son dönem arasındaki değişimin incelenmesidir. Dağılım uygunluk testleri ile yıllık maksimum yağışlara en uygun olasılık dağılımı belirlenerek, 14 standart süre için YŞST eğrileri veri serisinin birinci ve ikinci dönemleri için ayrı ayrı elde edilmiş, İstanbul şehri için yağış şiddetlerinde görülen değişim belirlenmiştir. Sarıyer MGI İstasyonu tarafından temsil edilen 7,0 km² yağış alanına sahip Bekar Deresinde, şehirleşme etkisi dikkate alınmadan, sadece iklim değişkenliği ve değişiminden kaynaklanan taşkın debisinde oluşan fark hesaplanmıştır.

2. HİDROMETEOROLOJİK VERİ VE ÇALIŞMA ALANI



Şekil 1 - Çalışma Alanı

Çalışmada kullanılan veriler, Meteoroloji Genel Müdürlüğü (MGM) tarafından işletilmekte olan Florya, Sarıyer, Kumköy, Çorlu, Şile, Göztepe, ve Kartal olmak üzere İstanbul ili ve civarındaki plüviyografli yedi adet meteoroloji gözlem istasyonuna (MGİ) ait standart süreli (5 dk, 10dk., 15 dk, 30 dk, 1 sa, 2 sa, 3 sa, 4 sa, 5 sa, 6 sa, 8 sa, 12 sa, 18 sa, 24 sa) yıllık en büyük yağış yüksekliği (mm) değerleridir. Çalışma alanı Şekil-1’de verilmiştir.

Araştırılan yerlerdeki plüviyografli yağış istasyonlarının kuruluş tarihlerinin farklı olması sebebiyle veri sayılarında çeşitlilikler mevcuttur. Her istasyonda ölçümün yapılmaya başlandığı yıldan, 2010 ve 2015 yılına kadar ölçülen tüm veriler kullanılmıştır (Tablo 1).

Çizelge 1 - Meteoroloji Gözlem İstasyonları Karakteristikleri

İstasyonun Adı	Kotu (m)	Enlem/Boylam	İşleten Kuruluş	Gözlem Periyodu
Florya	36	40° 59' K - 28° 48' D	MGM	1938-2015
Sarıyer	58	41° 08' K - 29° 04' D	MGM	1955-2015
Çorlu	183	41° 10' K - 27° 47' D	MGM	1938-2015
Şile	83	41° 11' K - 29° 37' D	MGM	1938-2015
Kartal	27	40° 54' K - 29° 06' D	MGM	1950-2010
Kumköy	30	41° 15' K - 29° 02' D	MGM	1951-2015
Göztepe	33	40° 58' K - 29° 05' D	MGM	1929-2007

3. YÖNTEM

Hidro-meteorolojik değişkenler için eğilimin belirlenmesinde Mann-Kendall test ve Sen’in eğim tahmini yöntemi çok yaygın olarak kullanılmakta ve çok iyi bir performans ortaya koymaktadır. Hidro-meteorolojik parametrelere ilişkin yapılacak olan eğilim analizi, su kaynaklarının daha iyi yönetimi ve planlanmasında yöneticilere birçok fayda sağlar [25].

Bu çalışmada İstanbul ili ve civarında bulunan Meteoroloji Gözlem İstasyonlarının (MGİ) standart süreli yıllık maksimum yağış değerlerinin homojenliği ve iç bağımlılığı incelenmiş, zaman serilerinin içerisinde eğilim bileşeni barındırıp barındırmadıkları ise Mann-Kendall non-parametrik testi, Sen’in eğilim testi ve ayrıca Yenilikçi Şen Yöntemi ile analiz edilmiş, eğilim bileşeni barındıran veri serileri için yağış şiddet süre eğrileri, iki farklı dönem ve tüm periyod için olmak üzere hesaplanmıştır. İlk dönem ve son dönem yağış şiddetlerindeki değişim incelenmiştir. Ayrıca belirgin anlamlı artış eğilimi gösteren bir istasyonda maksimum yağışların şiddetinde görülen artışın, maksimum taşkın debisine olan etkisi belirlenmiştir.

3.1. Run (Swed-Eisenhart) Homojenlik Testi

Zaman serilerinde verilerin aynı toplumdaki gelip gelmediklerini belirlemek için yaygın olarak kullanılan bir testtir. Run testi ile veri serisinin aynı toplumdaki geldiği veya gelmediği ve birbirinden bağımsız olduğu veya bağımsız olmadığı varsayımları kontrol edilebilir [26].

Verilerin homojenliği için yapılan varsayımlar şunlardır; H_0 : Veriler Homojendir. H_1 : Veriler Homojen değildir. Test sonucu z , veri sayısı N , run (değişim) sayısı r , orta seviye altında olanlar sayısı Na , üstte olan değerler sayısı Nu olmak üzere;

$$z = \frac{r - \frac{2NaNu}{Na+Nu} + 1}{\sqrt{\frac{2NaNu(2NaNu-N)}{N^2-(N-1)}}} \quad (1)$$

Elde edilen $z =$ değeri ± 1.96 arasında ise %95 güven aralığında, ± 2.54 aralığında ise %90 güven aralığında verilerin rastgele (homojen) dağıldığı kabul edilir.

3.2. Otokorelasyon (İç Bağımlılık) Sayısının Önemlilik Testi

İç bağımlılık barındıran veri serilerinde parametrik olmayan eğilim analizleri uygulanmadan önce iç bağımlılığın giderilmesi gerekmektedir. Bu nedenle standart süreli maksimum yağış veri serilerinde öncelikle İç Bağımlılık Sayısının Önemi testi ile iç bağımlılık analizi yapılmış, sonrasında ise i . Bağımlılık tespit edilen veri serilerine iç bağımlılığı gidermek için ön beyazlatma (prewhitening) işlemi uygulanmıştır.

Bir veri serisinde, ardışık gözlemler arasındaki bir gecikmeli otokorelasyon katsayısının büyüklüğü, ardışık gözlemler arasındaki bağımlılığın ölçüsünü verir. Rastgele karakterli bir serinin popülasyon otokorelasyon fonksiyonu, $lag \neq 0$ için, sıfır veya sıfıra önemli ölçüde yakındır. Bir gecikmeli otokorelasyon katsayısı, denklem (2) ile belirlenir [27].

$$r_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (x_i - \bar{x})(x_{i+1} - \bar{x})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (2)$$

Burada: x_i ve x_{i+1} sırasıyla i ve $i+1$. Gözlem değerini, \bar{x} gözlem serisinin ortalamasını, n serideki gözlem sayısını göstermektedir. $H_0: r_1=0$ hipotezi, $H_1: r_1 \neq 0$ alternatif hipotezine karşılık test edilir. Hesaplanan r_1 değeri, %5 önem düzeyinde, denklem (6) ile hesaplanan alt ve üst güven sınırları arasında kaldığı takdirde, %95 güvenle ardışık gözlemler arasında korelasyonun önemsiz olduğuna karar verilir.

$$CL(r_1) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-2}}{n-1} \quad (3)$$

Burada: n , serideki toplam gözlem sayısını göstermektedir.

Ön Beyazlatma İşlemi (Prewhitening)

Veri serisinde bir gecikmeli iç bağımlılık tespit edilmesi halinde veri serisinin bağımsız hale getirilmesinde Von Storch ve Navarra [28] tarafından önerilen ön beyazlatma işlemi yaygın olarak kullanılmaktadır. x' ön beyazlatma sonucu, x_i original veri ve n ise veri sayısını ifade etmektedir. Hesaplama adımlar denklem 4, 5 ve 6 da sunulmuştur.

$$x_i = x_i - \rho x_{i-1} \quad (4)$$

$$\rho = \frac{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} (x_1 - E(x_1))(x_{i+1} - E(x_1))}{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (x_i - (x_i))^2} \quad (5)$$

$$(x_i) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (6)$$

3.3. Mann-Kendall Testi

Hidrometeorolojik zaman serilerinin eğilim belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan parametrik olmayan bir metottur [29,30]. Mann-Kendall testinin istatistiği S aşağıdaki (7) ifadesiyle hesaplanır. Bu eşitlikteki $(x_j - x_k)$ değerinin işareti ise (8) ifadesinden bulunur.

$$S = \sum_{k=1}^{n-1} \sum_{j=k+1}^n sgn = (x_j - x_k) \quad (7)$$

$$sgn(x_j - x_k) = \begin{cases} +1 & \text{Eğer } (x_j - x_k) > 0 \\ 0 & \text{Eğer } (x_j - x_k) = 0 \\ -1 & \text{Eğer } (x_j - x_k) < 0 \end{cases} \quad (8)$$

Asimptotik olarak, normal bir dağılıma sahip ve ortalaması sıfır olan test istatistiği S 'in varyansı

$$Var(S) = \frac{n(n-1)(2n+5)}{18} \quad (9)$$

Eğer zaman serisinde benzer değerler varsa varyans hesabı;

$$Var(S) = \frac{n(n-1)(2n+5) - \sum t(t-1)(2t-5)}{18} \quad (10)$$

şeklinde hesaplanır. Varyansı belirlenen Mann-Kendall testinin anlamlı bir eğilim tespit edip etmediği standart normal değişken z 'nin aşağıdaki eşitlikle hesaplanıp kritik z değeriyle karşılaştırılmasıyla belirlenir.

$$z = \begin{cases} \frac{S-1}{\sqrt{Var(S)}} & \text{Eğer } S > 0 \\ 0 & \text{Eğer } S = 0 \\ \frac{S+1}{\sqrt{Var(S)}} & \text{Eğer } S < 0 \end{cases} \quad (11)$$

Eğer seçilen α anlamlılık seviyesinde $|z| \leq z_\alpha$ ise H_0 hipotezi kabul edilir, değilse reddedilir. Hesaplanan S değeri pozitif ise artan, negatif ise azalan bir trendin varlığı söz konusudur. Yöntemin en önemli avantajı dağılımdan bağımsız olması ve eksik verilerle çalışmaya imkân vermesidir.

3.4. Sen Eğilim Tahmin Metodu

Zaman serilerinde doğrusal bir eğilim olması durumunda, eğim parametrik olmayan bir metot kullanılarak belirlenebilir. Bu metot veri hatalarından veya ekstrem değerlerden etkilenmeyen ve eksik değerlerin bulunduğu kayıtlara uygulanabilmektedir [31]. j ve k zamanlarındaki veriler x_j ve x_k olmak üzere ($j > k$ şartı ile); $N = n(n-1)/2$ (n zaman periyotlarının sayısı) adet Q_i ($i=1, 2, \dots, N$) değeri denklem (12) ifadeye göre hesaplanır.

$$Q_i = \frac{(x_j - x_k)}{(j - k)} \quad (12)$$

Hesaplanan Q_i değerleri küçükten büyüğe doğru sıralanır. Bu N adet Q_i değerlerinin medyanı Sen'in Eğim Tahmincisi olarak kullanılır. N adet Q_i değerinin medyanı alınarak ilgili gözlemin birim zamandaki değişimi N sayısı tek ise denklem (13), çift ise denklem (14) ile belirlenir.

$$Q = Q_{(N+1)/2} \quad (13)$$

$$Q = \left\{ \frac{1}{2} [Q_{N/2} + Q_{(N+2)/2}] \right\} \quad (14)$$

3.5. Yenilikçi Şen Yöntemi

Bu yöntemin temelinde, eğer iki zaman serisi birbiriyle özdeş ise serilerden birinin diğerine karşı noktalanması sonucu noktaların Kartezyen koordinat sisteminde 1:1 (45°) eğrisi üzerinde saçılacağı gerçeği yatmaktadır. Bu tür bir yaklaşım kayıtlı verilerin geçmiş davranışları hakkında bilgi vermektedir. Şekil 2'den görüldüğü üzere, verinin 1:1 doğrusunun üzerinde sıralanması eğilimin olmadığını göstermektedir. Şayet veriler 1:1 doğrusunun altında kalan üçgende kalıyorsa azalan bir eğilim; üstte kalan üçgende yer alıyorsa artan bir eğilim olduğu sonucuna varılır. Verinin 1:1 doğrusuna yaklaşması trendin büyüklüğünün (eğim) zayıflaması demektir [32].



Şekil 2 - Yenilikçi Şen Yöntemi

Tüm veri aralıklarında yorumlanabilmesi Şen'in yönteminin yenilikçi özelliği olup metot, Şen tarafından Tuna Nehri yıllık akımlarına, Aslantas Barajı, Menzelet Barajı ve Fırat Nehri üzerinde kurulu Cizre akım gözlem istasyonu verilerine uygulanmıştır [33]. Yöntem, iklim değişikliğinin Batı Karadeniz Havzasının yağış verilerine etkisini ortaya koymak adına 10 adet istasyonda uygulanmış, 4 istasyonda azalan eğilimler görülürken 5 istasyonda eğilim görülmemiştir. 1 istasyonda ise artan trende rastlanmıştır [34].

Yenilikçi Şen Yöntemi, zaman serisinin muhtemel eğilim bileşenleri hakkında görsel bir inceleme imkânı sunduğu için avantajlı bir yöntemdir. Artan (azalan) eğilim hakkında bilgi veren eğim S ; \bar{R}_1 ve \bar{R}_2 sırasıyla zaman serisinin ilk yarısı ve ikinci yarısının aritmetik ortalaması ve n gözlem sayısı olmak üzere, aşağıdaki denklem ile hesaplanmaktadır.

$$S = \frac{2(\bar{R}_2 - \bar{R}_1)}{n} \quad (15)$$

3.6. YŞST Eğrileri

Su yapılarının planlaması, tasarımı, işletmesi ve yönetimine girdi sağlayan tüm mühendisliklerde yağış şiddeti (i), yağış süresi (t) ve tekerrür süresi (T) (YŞST) ilişkisi kullanılmaktadır. Bu ilişkilerin ortaya konulması 1930'lu yıllarda Sherman [35] ve Bernard (7) tarafından yapılan çalışmalar ve sonrasında ise 1960'lardan beri çoğu pek çok çalışmada coğrafi bölgelerin YŞST ilişkileri kullanılarak coğrafik dağılım çalışmaları yapılmıştır. Risk analizlerinde kullanmak üzere tekerrür ve yağış süreleri için yağış şiddetlerini veya derinliklerini gösteren haritalar çizilmiştir [7,35].

i - t - T 'nin genelleştirilmiş formu (16) numaralı denklemde verilmiştir.

$$i = \frac{A(T)}{B(t)} \quad (16)$$

$A(T)$ sadece tekerrür aralığına bağlı, $B(t)$ sadece yağış süresine bağlı fonksiyonlardır. i , Sherman [35] tarafından 17 numaralı denklemle verilmiş, Bernard [7] tarafından $c=0$ alınması önerilmiştir.

$$i = \frac{K.T^a}{(t+c)^b} \quad (17)$$

Her iki denklemde de t yağış süresini, T tekerrür süresini ve i yağış şiddetini göstermek üzere a , b , c , K bölgesel ve coğrafi koşullara göre değişen parametrelerdir. (16) ve (17) numaralı denklemler yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu denklemler üzerine yapılmış pek çok çalışma bulunmaktadır. 1994 yılında Koutsoyiannis [36] tarafından yapılan çalışmada (17) numaralı ilişkinin güvenli sonuçlar açısından uygun olmadığı, varyansın küçük tahmin edilmesine yol açtığı ifade edilmiştir. Koutsoyiannis [37] tarafından maksimum yağış şiddetleri Gumbel dağılımına uyduğu takdirde, (16) numaralı ilişkideki parametrelerin sabit değil, T tekerrür aralığına bağlı olacağını vurgulamıştır.

Ülkemizde Çölaşan [38] tarafından YŞST eğrileri üzerine yapılan çalışma ilk çalışmalardan biri olarak kabul edilebilir. Bu çalışmada meteoroloji gözlem istasyonlarının YŞST eğrileri

verilmiştir. Benzer şekilde DSİ tarafından 1970 yılında hazırlanan “Türkiye’de Maksimum Yağışların Frekans Atlası” çalışmasında 497 adet istasyona ait bilgi verilmiştir [39]. 1960’lı yıllardan itibaren günümüze kadar ülkemizde yapılmış pek çok çalışma bulunmaktadır.

Çalışmada standart süreli maksimum yağışların uygun oldukları dağılım fonksiyonları Kolmogrov-Smirnov uygunluk testi ile belirlenmiştir. Test kapsamında değerlendirilen standart dağılım fonksiyonları Normal (2 parametrelili), Log—Normal (3 parametrelili), Pearson (Tip-3), Kog-Pearson (Tip-3) ve Gumbel dağılım fonksiyonlarıdır. Ülkemizde maksimum yağış ve akım veri serilerinde yaygın olarak kullanılan dağılım fonksiyonlarıdır.

4. UYGULAMA

Öncelikle istasyonlara ait zaman serilerinde verilerin homojenliği Run Testi ile belirlenmiştir. İstasyonlara ait standart süreli yağış verilerinin aynı toplumdan geldiği ve birbirinden bağımsız olduğu varsayımları kontrol edilmiş ve detayları Çizelge-2’de sunulduğu üzere verilerin büyük çoğunluğunun %95 ve sadece 4 farklı istasyonda birer standart sürenin ise %90 güven aralığında homojen oldukları sonucuna ulaşılmıştır.

Çizelge 2 - Run (Swed-Eisenhart) Homojenlik Testi Sonuçları

Seriler	Florya		Çorlu		Göztepe		Kartal		Kumköy		Sarıyer		Şile	
	Homojen	H.Değil	Homojen	H.Değil	Homojen	H.Değil	Homojen	H.Değil	Homojen	H.Değil	Homojen	H.Değil	Homojen	H.Değil
5 dk	x		x		x		x		x		x		x	
10 dk	x		x		x		x		x		x		x	
15 dk	x		x		x		x		x		x		x	
30 dk	x		x		x		x		x		x		x	
1 sa	x		x		x		x		x (%90)		x		x	
2 sa	x		x		x		x		x		x		x	
3 sa	x		x		x		x		x		x		x	
4 sa	x		x		x		x		x		x		x	
5 sa	x		x		x		x		x		x		x	
6 sa	x		x		x		x		x		x		x	
8 sa	x		x		x		x		x		x		x	
12 sa	x		x		x		x		x		x		x	
18 sa	x (%90)		x		x (%90)		x		x		x		x	
24 sa	x		x		x		x		x		x		x (%90)	
Toplam Adet	14	0	14	0	14	0	14	0	14	0	14	0	14	0

İkinci aşamada, tüm verilerde iç bağımlılığa bakılmış, Çizelge 3’te otokorelasyon (iç bağımlılık) sayısının önemlilik testi sonuçları verilmiştir. Florya, Kartal ve Kumköy MGİ’lerin çeşitli süreli yağışlarında iç bağımlılık tespit edilmiş ve iç bağımlılık tespit edilen saatlere ön beyazlatma işlemi uygulanarak zaman serisi iç bağımlılıktan kurtarılmıştır. Çizelge 3’te koyu renkle verilen saatler ön-beyazlatma işlemi uygulanan standart saatleri göstermektedir.

Üçüncü aşamada, tüm istasyonların verileri Mann-Kendall testine tabii tutulmuştur. İç bağımlılığı olan saatlerde ön beyazlatma işlemi uygulanmış veriler kullanılmıştır. Mann-Kendall trend analizinde, yıllık atmosferik ve yağış konsantrasyonlarının zaman serilerinde eğilimin tespiti ve tahmini için geliştirilmiş MAKESENS programı [40] kullanılmıştır. MAKESENS iki tip istatistik analiz hesabı yapmaktadır. Birincisi, monotonik artış veya azalış eğilimi parametrik olmayan Mann-Kendall analizi ile test edilir, ikincisi doğrusal

eğilimin eğimi parametrik olmayan Sen metodu ile tahmin edilir. Burada, her iki yöntem de en temel formlarıyla kullanılmıştır. Mann-Kendall testinde, eğer veri sayısı 10 ve üzeri ise normal yaklaşım testi uygulanır. Bununla birlikte, eğer zaman serisinde veri sayısı 10'a yakın ve birkaç bağlı değer (*örneğin eşit değerler gibi*) varsa bu normal dağılımın geçerliliğini azaltabilir. Zaman serisinde istatistiksel olarak anlamlı bir eğilimin varlığı Z değeriyle ölçülür. Pozitif (negatif) Z değeri artan (azalan) eğilimin göstergesidir. Çizelge 4'te test Z değerleri ve anlamlılık düzeyleri verilmiştir. Sen'in parametrik olmayan yöntemi var olan bir eğilimin gerçek eğimini tahmin etmek için kullanılır. Sen Metodu eğilimin doğrusal olduğu varsayılan durumlarda kullanılmaktadır [41]. Çizelge 4'te Mann-Kendall testi ve Sen Eğilim Eğim metodu sonuçları verilmiştir.

Çizelge 3 - Otokorelasyon (İç Bağımlılık) Sayısının Önemlilik Testi Sonuçları

Seriler	Florya		Çorlu		Göztepe		Kartal		Kumköy		Sarıyer		Şile	
	Bağımlı	Bağımsız	Bağımlı	Bağımsız	Bağımlı	Bağımsız	Bağımlı	Bağımsız	Bağımlı	Bağımsız	Bağımlı	Bağımsız	Bağımlı	Bağımsız
5 dk		x		x		x		X		x		x		x
10 dk		x		x		x		X		x		x		x
15 dk		x		x		x		x		x		x		x
30 dk		x		x		x		x		X		x		x
1 sa		x		x		x		x		X		x		x
2 sa		x		x		x		x		x		x		x
3 sa		X		x		x		x		x		x		x
4 sa		X		x		x		x		x		x		x
5 sa		X		x		x		x		x		x		x
6 sa		X		x		x		x		x		x		x
8 sa		X		x		x		x		X		x		x
12 sa		x		x		x		x		x		x		x
18 sa		x		x		x		x		x		x		x
24 sa		x		x		x		x		x		x		x
Toplam Adet	0	14	0	14	0	14	0	14	0	14	0	14	0	14

X koyu renk olan saatler Prew hiten testine tabi tutulmuştur.

Çizelge 4 - Mann-Kendall Trend Analizi ve Sen Trend Eğim Metodu Sonuçları

Seriler	Florya			Çorlu			Göztepe			Kartal			Kumköy			Sarıyer			Şile		
	Test Z	Sig.	Q	Test Z	Sig.	Q	Test Z	Sig.	Q	Test Z	Sig.	Q	Test Z	Sig.	Q	Test Z	Sig.	Q	Test Z	Sig.	Q
5 dk	0.99	0.014	0.69	0.016	0.8	0.018	-0.03	-0.002	1.22	0.024	3.29	**	0.070	1.41	0.050						
10 dk	1.88	+	0.044	0.84	0.034	1.28	0.037	-0.33	-0.023	1.77	+	0.062	2.96	**	0.091	0.88	0.062				
15 dk	2.56	*	0.065	0.55	0.027	1.42	0.05	-1.56	-0.122	2.10	*	0.09	2.89	**	0.109	1.28	0.086				
30 dk	2.96	**	0.100	1.40	0.100	2.10	*	0.091	-1.20	-0.154	1.52	0.124	2.78	**	0.175	1.62	0.140				
1 sa	3.24	**	0.132	2.02	*	0.158	2.30	*	0.126	-0.64	-0.113	1.29	0.150	3.36	***	0.248	1.54	0.190			
2 sa	3.86	***	0.163	2.35	+	0.229	2.33	*	0.141	-0.33	-0.067	2.62	**	0.388	3.60	***	0.299	1.11	0.188		
3 sa	2.85	**	0.162	2.26	*	0.212	2.91	**	0.200	-0.53	-0.116	2.82	**	0.455	4.03	***	0.335	1.50	0.216		
4 sa	3.05	**	0.190	2.27	*	0.210	2.72	**	0.215	-0.47	-0.133	3.07	**	0.468	4.18	***	0.360	1.50	0.262		
5 sa	2.98	**	0.191	2.38	*	0.211	2.92	**	0.220	-0.83	-0.170	3.11	**	0.495	4.07	***	0.405	1.70	+	0.300	
6 sa	2.95	**	0.184	2.05	*	0.181	3.08	**	0.262	-0.92	-0.250	2.92	**	0.520	3.53	***	0.400	1.97	*	0.399	
8 sa	2.73	**	0.185	1.83	+	0.179	3.06	**	0.264	-0.85	-0.189	1.77	+	0.383	3.26	**	0.390	1.91	+	0.403	
12 sa	3.43	***	0.226	2.38	*	0.224	2.59	**	0.236	-0.77	-0.261	3.01	**	0.623	3.13	**	0.436	1.99	*	0.365	
18 sa	1.61	0.118	1.98	*	0.234	1.01	0.093	-0.96	-0.297	2.52	*	0.530	3.25	**	0.500	2.32	*	0.459			
24 sa	-0.03	-0.005	1.59	0.229	-0.17	-0.011	0.00	0.011	2.12	*	0.485	2.82	**	0.443	1.79	+	0.405				

Eğilim $\alpha = 0.001$ anlamlılık düzeyinde ise ***

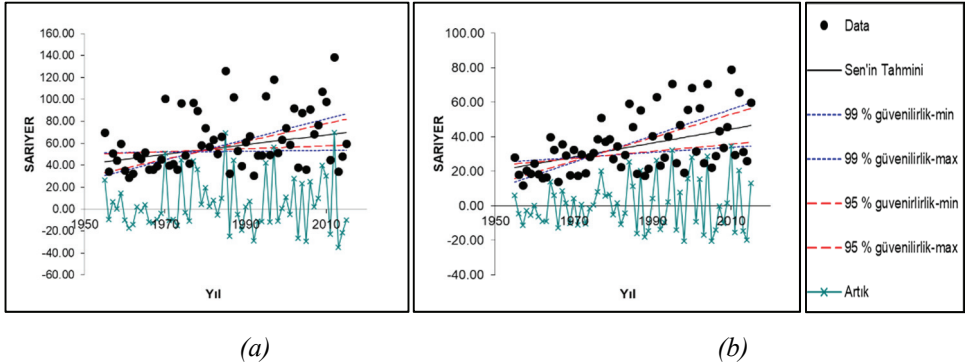
Eğilim $\alpha = 0.01$ anlamlılık düzeyinde ise **

Eğilim $\alpha = 0.05$ anlamlılık düzeyinde ise *

Eğilim $\alpha = 0.1$ anlamlılık düzeyinde ise +

Eğer hücre boş ise anlamlılık düzeyi $\alpha = 0.1$ 'den büyüktür.

Şekil-3'te sırasıyla Sarıyer MGI'nin 24 sa ve 5 sa süreli yıllık en büyük yağış verisi eğilim grafikleri verilmiştir. Sarıyer MGI'nin 24 saat süreli maksimum yağışlarında eğilim $\alpha = 0.01$ anlamlılık düzeyindedir. Tüm istasyonların yağış verilerindeki artan (azalan) eğilimlerin anlamlılık düzeyleri Çizelge 4'te verilmiştir. Artan eğilimin daha net görülebilmesi anlamlılık düzeyinin $\alpha = 0.001$ olduğu 5 sa süreli maksimum yağışlarına ait eğilim grafiği de Şekil-3'te verilmiştir.

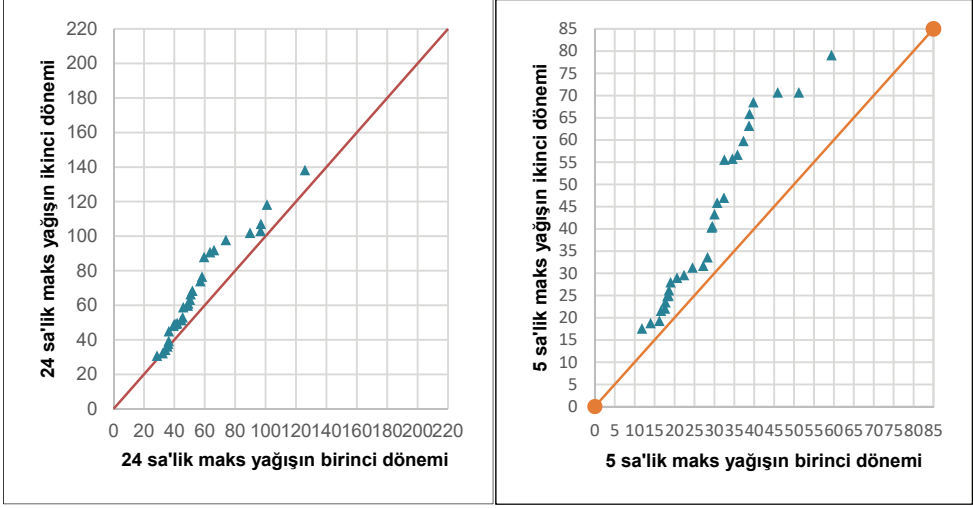


Şekil 3 - Sarıyer MGI'nin (a) 24 sa ve (b) 5 sa süreli yıllık en büyük yağış verisi trend grafiği

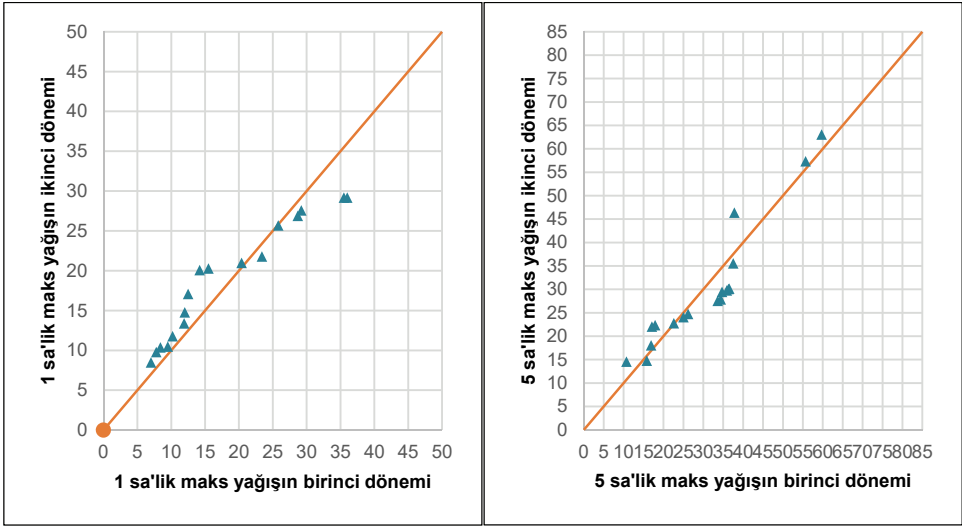
Mann-Kendall eğilim analizi ve Sen Eğim Metoduna ek olarak Yenilikçi Şen Yöntemi de yağış verilerine uygulanmış ve denklem (15)'te verilen eğim formülü ile hesaplanan eğim sonuçları Çizelge 5'te verilmiştir. Tüm istasyonlar için on dört adet standart zamanda gözlenen en büyük yağış verileri için Yenilikçi Şen Yöntemine göre trend grafikleri çizilmiş ancak burada sadece artan trende sahip Sarıyer MGI'nin (24 sa ve 5 sa'lık) ve azalan trende sahip Kartal MGI'nin (1 sa ve 5 sa'lık) grafikleri örnek olarak verilmiştir (Şekil 4 ve 5).

Çizelge 5 - Yenilikçi Şen Yöntemi Sonuçları

Seriler	Florya			Çorlu			Göztepe			Kartal			Kumköy			Sarıyer			Şile		
	Yok	Artış	Azalış	Yok	Artış	Azalış	Yok	Artış	Azalış	Yok	Artış	Azalış	Yok	Artış	Azalış	Yok	Artış	Azalış	Yok	Artış	Azalış
5 dk			-0.002			-0.016			0.017			-0.034			-0.005			0.051			0.062
10 dk		0.018				-0.019			0.025			-0.040		0.031				0.068			0.094
15 dk		0.032				-0.034			0.020			-0.001		0.072				0.082			0.134
30 dk		0.067			0.032				0.067			-0.029		0.218				0.142			0.302
1 sa		0.100			0.098				0.077			-0.037		0.392				0.257			0.459
2 sa		0.125			0.119				0.103			-0.053		0.419				0.320			0.398
3 sa		0.180			0.124				0.148			-0.106		0.514				0.353			0.436
4 sa		0.216			0.112				0.162			-0.100		0.600				0.383			0.487
5 sa		0.237			0.134				0.186			-0.135		0.660				0.431			0.513
6 sa		0.222			0.129				0.231			-0.117		0.694				0.419			0.649
8 sa		0.152			0.131				0.225			-0.106		0.747				0.376			0.671
12 sa		0.186			0.217				0.212			-0.109		0.910				0.344			0.665
18 sa		0.133			0.263				0.104			-0.019		0.865				0.425			0.657
24 sa		0.021			0.231				0.030		0.085			0.750				0.384			0.329
Toplam Adet	0	13	1	0	11	3	0	14	0	0	1	13	0	13	1	0	14	0	0	14	0



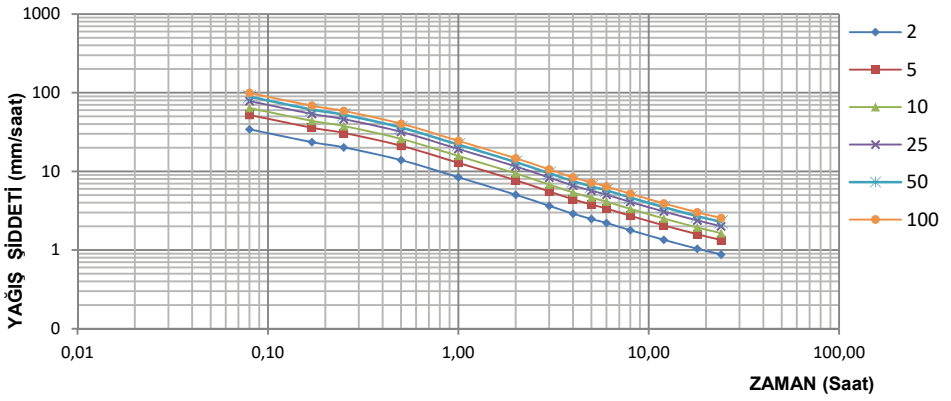
Şekil 4 - Sarıyer MGI'nin (a) 24 sa ve (b) 5 sa süreli yıllık en büyük yağış verisinin Yenilikçi Şen Yöntemine göre trend grafiği



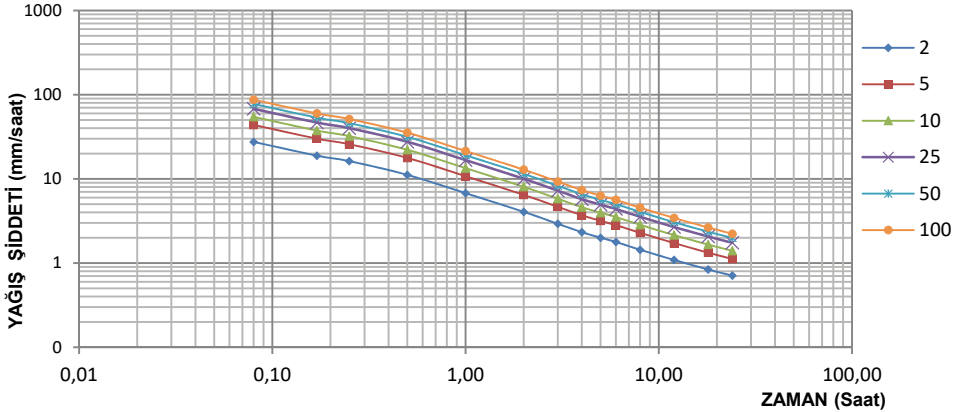
Şekil 5 – Kartal MGI'nin (a) 1 sa ve (b) 5 sa süreli yıllık en büyük yağış verisinin Yenilikçi Şen Yöntemine göre trend grafiği

Bilindiği üzere birim zamanda düşen yağış yüksekliği yağış şiddetini vermektedir. Yağış şiddeti, yüzeyel akış ve toprak erozyonu nedeniyle gerek insan hayatı ve sosyal işleyiş

açısından, gerekse boyutlandırmada önem arz etmektedir. Örneğin, yağmur suyu kanallarının boyutlandırılmasına esas olacak yağış şiddetinin seçiminde tekrerrü süresi büyüdükçe proje maliyeti artacağından, önlenecek zarar ile yapılacak yatırımın maliyetini kapsayan fayda-maliyet analizinin yapılması ve en uygun yatırımı bulabilmek adına YŞST eğrilerinin zaman içerisinde değişiminin belirlenmesi karar vericiler açısından değerli bir bilgidir. Bu nedenle, çalışmada son olarak, su kaynakları sistemlerinin tasarımında önemli bilgi sağlayan YŞST eğrileri tüm istasyonlar için 2, 5, 10, 25, 50 ve 100 yıl dönüş aralıklarında çizilmiştir. YŞST eğrilerinin çizilmesinde gözlem istasyonuna ait 24 saatlik yıllık en büyük yağış yüksekliği (mm) değerlerinin dağılımları kullanılmıştır. İlk olarak tüm veri aralığı için YŞST eğrileri çizilmiş, daha sonra zaman serisi iki eşit aralığa bölünerek birinci yarı ve ikinci yarı olmak üzere YŞST eğrileri çizilmiştir.

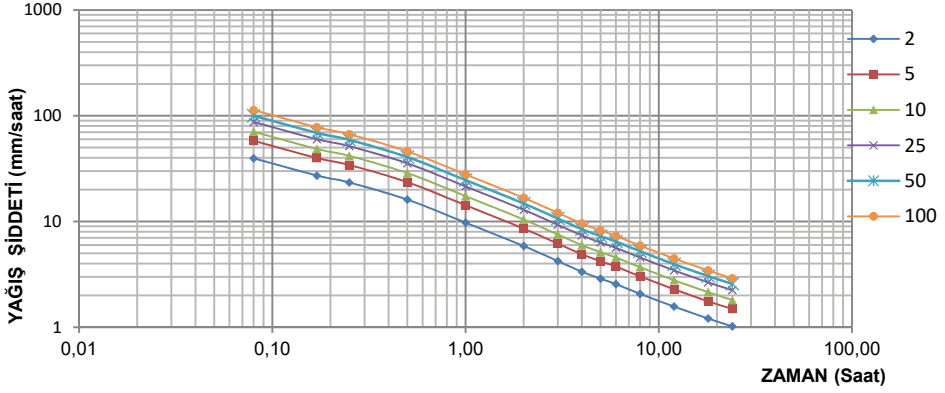


Şekil 6 - Yağış Şiddeti - Süre - Frekans Eğrileri Sarıyer MGİ (1955-2015)



Şekil 7 - Yağış Şiddeti - Süre - Frekans Eğrileri Sarıyer MGİ (1955-1985)

İstanbul İçin Standart Süreli Gözlenen En Büyük Yağışların Eğilimleri



Şekil 8 - Yağış Şiddeti - Süre - Frekans Eğrileri Sarıyer MGİ (1986-2015)

Çizelge 6 - İstasyonlara ait Yağış Şiddeti Verilerine ait Bağıl Hata (%)

(a) Zaman serilerinin 2. yarısının 1. yarıya göre değişimi

Tekerrür Yılı	FLORYA	ÇORLU	GÖZTEPE	KARTAL	KUMKÖY	SARIYER	ŞİLE
2	3.73	9.7	1.41	4.37	15.63	30.58	15.5
5	9.32	15.56	4.19	5.53	31.64	24.59	14.03
10	14.81	18.28	5.34	6.08	39.97	22.87	10.55
25	22.3	20.94	6.27	6.8	48.51	22.28	4.47
50	27.92	22.55	6.81	7.54	53.8	22.52	1.09
100	33.28	23.86	7.23	8.39	58.32	23.11	6.9

(b) Zaman serilerinin 2. yarısının tüm periyoda göre değişimi

Tekerrür Yılı	FLORYA	ÇORLU	GÖZTEPE	KARTAL	KUMKÖY	SARIYER	ŞİLE
2	2.64	5.05	1.07	3.29	11.58	13.72	7.9
5	5.15	5.51	5.04	1.59	18.04	9.98	7.07
10	6.95	7.21	6.83	2.14	20.52	9.73	5.47
25	9.25	10.66	8.56	4.7	22.37	10.42	2.81
50	10.95	13.85	9.57	7.54	23.21	11.27	0.48
100	12.6	17.36	10.4	10.86	23.71	12.26	2.00

Çalışmada tüm istasyonlar için YŞST eğrileri çizilmiş ancak sadece Sarıyer MGİ'nin 24 saatlik YŞST eğrileri Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8'de verilmiştir. 1986-2015'i kapsayan ikinci yarıda yağış şiddetinin tüm gözlem süresi ve 1955-1985 periyoduna göre arttığı görülmektedir. 1. yarı ve 2. yarı için hesaplanan yağış şiddetlerinin (mm/sa) hem tüm gözlem süresi hem de birbirleriyle karşılaştırılabilmesi için bağıl hatalar hesaplanarak tespit edilmiştir. Çizelge 6-(a)'da zaman serilerinin 2. yarısının 1. yarısına göre değişimi, 6-(b)'de 2. yarının tüm periyoda göre değişimini gösteren bağıl hatalar verilmiştir.

Bir havzada akım verilerinin mevcut olmaması durumunda sentetik birim hidrograflardan faydalanılmaktadır. Bu çalışmada, yağış verilerindeki trendin taşkın debilerine olan etkisinin bir ifadesi olarak Sarıyer MGİ'nin temsil ettiği Bekâr Deresinin çeşitli tekerrürlerde taşkın debileri Mockus Sentetik Birim Hidrograf yöntemiyle tüm gözlem süresi 1. yarı ve 2. yarı için hesaplanmıştır. Şehirleşmenin etkisi dikkate alınmadan, sadece iklim değişikliği ve değişiminden kaynaklanan farkı ortaya koyabilmek adına havza karakteristikleri ve CNII eğri numarası sabit tutulmuş yağıştaki artış/azalış dikkate alınarak taşkın debisindeki değişim hesaplanmıştır. Sentetik birim hidrograf yöntemlerinden olan Mockus Sentetik Yöntemi, toplanma süresi (t_c) 30 saatten az olan drenaj alanları için uygundur. Toplanma süresi daha büyük olan havzalar daha küçük alanlara ayrılarak her bir alan için hidrograflar hesaplanır gecikme sürelerine göre süperpoze edilir. Sağanak süresinin uygun seçilmesi önemlidir [42].

4. SONUÇLAR

İstanbul ilinde mevcut yağış rejimi ve topoğrafyası nedeniyle çok sayıda taşkın olayı meydana gelmektedir. Son yıllarda taşkın olaylarının sayısında ve verdiği zararda gözlenen artış, iklim değişkenliği ve değişimi ile açıklanmaya çalışılmaktadır. Gerek sosyal, gerek çevresel/tarımsal pek çok sektörün iklim değişiminden etkilendiği bilinmektedir. Eylül 2009'da İstanbul genelinde yaşanan sel felaketinden bugüne 10 yıl geçmiş bulunmaktadır. Geçtiğimiz süreçte yağışlardaki artan/azalan değişimin ortaya konulması gerekliliğinden yola çıkarak bu çalışmada üç farklı yöntemle değerlendirmeler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.

İstanbul şehri drenaj altyapısı, köprüler, menfezler ve su yapılarının planlanmasında maksimum yağışların frekans analizi en temel bilgidir. Son yıllarda İstanbul şehrinde pek çok şehir seli meydana gelmiştir. Bu sellerin zararlarından korunmak, şehrin altyapısının gerçekleşen şiddetli yağışlardan kaynaklanan akış hacmini, uygun tasarlanmış şehir yağmur drenaj hatları yardımıyla uzaklaştırmakla mümkündür. Bu çalışma kapsamında iklim değişkenliği ve değişiminin İstanbul şehri ve civarında bulunan Meteoroloji Gözlem İstasyonlarının YŞST eğrilerinde meydana getirdiği etki incelenmiştir. Şehir sellerinde ve taşkınlarda şehirleşmenin yağış-akış ilişkilerinde meydana getirdiği etki de çok önemli olmakla birlikte, bu çalışmanın kapsamı haricindedir.

1. Çalışmada, Florya, Sarıyer, Kumköy, Çorlu, Şile, Göztepe, Kartal olmak üzere plüviyografli yedi adet meteoroloji gözlem istasyonuna (MGİ) ait çeşitli süreli (5 dk, 10 dk, 15 dk, 30 dk, 1 sa, 2 sa, 3 sa, 4 sa, 5 sa, 6 sa, 8 sa, 12 sa, 18 sa, 24 sa) yıllık en büyük yağış yüksekliği (mm) değerlerinin tamamına Mann-Kendall eğilim analizi ve Sen Eğilim Eğim Metodu uygulanmıştır. Çizelge 4'ten görüleceği üzere Sarıyer, Şile, Kumköy, Çorlu istasyonlarına ait yıllık en büyük yağış yüksekliklerinin tamamında anlamlı bir artış tespit edilirken, Florya ve Göztepe istasyonlarına ait 24 saat süreli

zaman serilerinde azalış tespit edilmiştir. Kartal istasyonunda 24 saat süreli yağışlarda artış görülürken diğer tüm standart zamanlara ait zaman serilerinde azalış görülmüştür. Sonuç olarak, İstanbul ili ve civarındaki bu yedi adet istasyondan Kartal MGİ haricindeki tüm istasyonlarda, 5 dk, 10 dk, 15 dk, 30 dk, 1 sa, 2 sa, 3 sa, 4 sa, 5 sa, 6 sa, 8 sa, 12 sa, 18 sa'lık yıllık en büyük yağış yüksekliği (mm) değerlerinde artış tespit edilmiştir. Şekil-3 ve Şekil-4'te sırasıyla artan ve azalan eğilimin görülebilmesi için grafikler verilmiştir. Şekil-3'te monotonik trend, Şekil-4'te ise monotonik olmayan bir trend net olarak görülmektedir.

2. Yenilikçi Şen Metoduna göre istasyonların çeşitli süreli (5 dk, 10 dk, 15 dk, 30 dk, 1 sa, 2 sa, 3 sa, 4 sa, 5 sa, 6 sa, 8 sa, 12 sa, 18 sa, 24 sa) yıllık en büyük yağış yüksekliği (mm) değerlerinin Şen eğimi hesaplanmış ve Çizelge 4'te verilmiştir. İstasyonların zaman serilerinin büyük çoğunluğunda artış tespit edilmiştir. Ufak farklar dışında sonuçları Mann-Kendall eğilim analizi ve Sen Eğilim Eğim Metodu sonuçları ile oldukça uyumludur. İstasyonlara ait tüm standart zamanların yağış verileri için Şen trend grafikleri ayrı ayrı çizilmiştir. Çizelge 5'te verilen Şen Eğimlerinden trendin güçlü mü belli belirsiz mi olduğu görülmektedir. Ancak özetle yapılan incelemede;
 - a. Mann-Kendall testinin tersine Florya MGİ'nin 5 dk'lık en büyük yağış yüksekliğinde, Çorlu MGİ'nin 5dk, 10 dk ve 15 dk'lık yağış yüksekliklerinde ve Kumköy MGİ'nin 5 dk'lık en büyük yağış yüksekliğinde azalış, Florya ve Göztepe MGİ'nin 24 sa'lık en büyük yağış yüksekliğinde artış tespit edilmiştir.
 - b. Sarıyer MGİ'nin tüm zaman serilerinde monotonik artan trend görülmüş olup orta büyüklükte ve yüksek yağışlarda artış daha fazladır.
 - c. Florya MGİ'nin tüm zaman serilerinde belli belirsiz monotonik olmayan artış/azalış tespit edilmiş olup büyük çoğunluğunda yağış verileri 1:1 çizgisine çok yakın konumlanmıştır.
 - d. Çorlu MGİ'nin tüm zaman serilerinde monotonik olmayan artış/azalış tespit edilmiş olup benzer şekilde büyük çoğunluğunda yağış verileri 1:1 çizgisine çok yakın konumlanmıştır.
 - e. Göztepe MGİ'de monotonik olmayan artış görülmüş olup tüm zaman serilerinde küçük ve orta büyüklükteki verilerde artış tespit edilmiştir.
 - f. Kartal MGİ'nin 24 sa'lık zaman serisi hariç tamamında hafif bir azalış görülmüştür.
 - g. Şile MGİ'de ise tüm zaman serilerinde monotonik artış tespit edilmiştir.
3. Çizelge 6'da verilen bağlı hatalara bakıldığında istasyonların tamamında tüm gözlem süresi ve gözlem süresinin ilk yarısına göre ikinci yarısında yağış şiddetinin ne yönde değiştiği görülmektedir. Tüm istasyonların gözlem süresinin 2.yarisına ait yağış şiddetinde 1. yarıya kıyasla artış görülmüş olup sadece Şile MGİ'nin 50 ve 100 yıl tekerrürlü yağış şiddetinde 2. yarıda azalış tespit edilmiştir. Benzer şekilde, tüm istasyonlarda zaman serisinin 2. yarısına ait yağış şiddetinde tüm gözlem süresine kıyasla artış görülmüş olup sadece Şile MGİ'nin 100 yıl tekerrürlü yağış şiddetinde 2. yarıda azalış tespit edilmiştir.

İkinci yarının 2 yıl tekerrürlü yağış şiddetlerine bakıldığında Sarıyer MGİ'nin yağış şiddetindeki birinci yarıya göre artışın %30'u geçtiği görülmektedir. 100 yıl tekerrürlü

yağış şiddetlerine bakıldığında Kumköy, Florya, Çorlu ve Sarıyer MGI'nin artışları %20'lerin üzerindedir. Yağış şiddetindeki bu artışların su yapıları tasarımlarında dikkate alınması gereklidir. Örneğin Sarıyer MGI'nin Çizelge 6 (b)'de tekerrürlü yağış şiddetlerinde tüm periyoda göre ikinci yarıda ortalama %11.23'lük bir artış meydana gelmiştir.

4. Sarıyer MGI'nin temsil ettiği 7.0 km² yağış alanına sahip Bekâr Deresinin çeşitli tekerrürlerde taşkın debileri Mockus Sentetik Birim Hidrograf yöntemi kullanılarak tüm periyod, 1. yarı ve 2. yarı için hesaplanmıştır.. Bekâr Deresi üzerinde gözlem süresinin son yarısında 500 yıl tekerrürlü taşkın debisi tüm periyoda göre %35 oranında, ilk yarısına göre ise %60 oranında artmıştır. Bu durum su yapıları tasarımında yağış verisindeki trendlerin de dikkate alınmasının önemini ortaya koymaktadır.

Sonuç olarak, İstanbul ilini temsil eden Florya, Sarıyer, Kumköy, Çorlu, Şile, Göztepe, MGI'lerin 5 dk, 10 dk, 15 dk, 30 dk, 1 sa, 2 sa, 3 sa, 4 sa, 5 sa, 6 sa, 8 sa, 12 sa, 18 sa'lık yıllık en büyük yağış yüksekliği (mm) değerlerinde artış tespit edilmiştir. İklim değişikliğinin de etkileri düşünüldüğünde geleceğe yönelik su temini, ıslah, rekreasyon vb yapıların tasarımında taşkın tekerrürlerinin Çizelge 5'te verilen oranlarda artırılarak değerlendirilmesi ve diğer bölgeler için ise iki eşit dönem ve tüm periyot analizlerinin yapılması pratik bir yaklaşım olarak önerilmektedir.

Ayrıca, iklim ve hidroloji çalışmalarında araştırmacıların en çok karşılaştığı zorluk veri eksikliğidir. Türkiye'de bölgesel bazda veri ihtiyaçlarını ve mevcudiyetini tartışmak üzere çoklu kurum işbirliğinin oluşturulması ve etkin bir şekilde yürütülmesinin faydalı olacağı düşünülmektedir.

Kaynaklar

- [1] Trenberth, K. E., (2011) Changes in precipitation with climate change. *Clim Res* 47, 123.
- [2] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2007). "Climate change 2007: Physical science basis." Contribution of Working Group I to the 4th Assessment Rep. of the Intergovernmental Panel on Climate Change, S. Solomon, et al., eds., Cambridge University Press, New York.
- [3] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2008). "Climate change and water." Technical Paper of the Intergovernmental Panel on Climate Change, B. C. Bates, et al., eds., IPCC Secretariat, Geneva, Switzerland.
- [4] Kundzewicz, Z. W., et al. (2005). "Summer floods in Central Europe— Climate change track" *Nat. Hazards*, 36(1–2), 165–189.
- [5] Collins, M. J. (2009). "Evidence for changing flood risk in New England since the late 20th century." *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 45(2), 279–290.
- [6] Cheng, L. & AghaKouchak, A., (2014). Nonstationary Precipitation Intensity-Duration-Frequency Curves for Infrastructure Design in a Changing Climate. *Nature: Scientific Reports*, Volume 4, p. 7093.

- [7] Bernard, M. M., (1932). Formulas for Rainfall Intensities of Long Duration, 96: 592-624.
- [8] Hershfield, D.M., (1961) Rainfall frequency atlas of the United States for durations from 30 minutes to 24 hours and return periods from 1 to 100 Years, US Weather Bureau Technical Paper 40, Washington DC.
- [9] Chow, V.T., (1964) Statistical and probability analysis of hydrologic data. Part I: frequency analysis, Handbook of Applied Hydrology. Sec. 8-I, 8.1-8.42, Mc Graw Hill, New York.
- [10] Miller J.F., Frederick R.H., Tracey R.J. & Nerc. (1973) Precipitation frequency analysis of the Western US, NOAA Atlas, National Weather Service, US Department of Commerce, Silver Spring, MD.
- [11] Koutsoyiannis D., Kozonis D. & Manetas A. A (1998) Mathematical framework for studying rainfall IDF relationships. J Hydrol, 206, 118–135.
- [12] Linsley R.K. Jr., Kohler M.A. & Paulus J.L.H. (1975) Hydrology for Engineers, 2nd ed. Tokyo: Mc Graw Hill.
- [13] Chen C.I., (1983) Rainfall intensity–duration–frequency formulas. J Hydrol Eng, 109, (12), 1603–1621.
- [14] Burn, D. H., Mansour, R., Zhang, K., and Whitfield, P. H. (2011). “Trends and variability in extreme rainfall events in British Columbia.” Can. Water Resour. J., 36(1), 67–82.
- [15] Fujibe, F., Yamazaki, N., Katsuyama, M., and Kobayashi, K. (2005). “The increasing trend of intense precipitation in Japan based on four-hourly data for a hundred years.” SOLA, 1(2005), 41–44.
- [16] Douglas, E. M., and Fairbank, C. A. (2011). “Is precipitation in northern New England becoming more extreme? Statistical analysis of extreme rainfall in Massachusetts, New Hampshire, and Maine and updated estimates of the 100-year storm.” J. Hydrol. Eng., 10.1061/(ASCE)HE .1943-5584.0000303, 203–217.
- [17] Villarini, G., Smith, J. A., Baeck, M. L., and Krajewski, W. F. (2011). “Examining flood frequency distributions in the midwest U.S.” J. Am. Water Resour. Assoc., 47(3), 447–463.
- [18] Manton, M. J., Della-Marta, P. M., Haylock, M. R., Hennessy, K. J., Nicholls, N., 741 Chambers, L. E., Yee, D. (2001). Trends in extreme daily rainfall and temperature in Southeast Asia and the South Pacific: 1961–1998. International Journal of Climatology, 21(3), 269-284. doi:10.1002/joc.610
- [19] Westra, S., Alexander, L. V., & Zwiers, F. W. (2013). Global Increasing Trends in Annual 835 Maximum Daily Precipitation. Journal of Climate, 26(11), 3904-3918. 836 doi:10.1175/jcli-d-12-00502.1
- [20] Haktanır, T., Citakoglu, H., (2014) Trend, Independence, Stationarity, and Homogeneity Tests on Maximum Rainfall Series of Standard Durations Recorded in Turkey Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, ISSN 1084-0699/05014009(13).

- [21] Karahan, H., Ayvaz, M. T., Gürarslan, G., (2008) Şiddet-Süre-Frekans Bağıntısının Genetik Algoritma ile Belirlenmesi: GAP Örneği. İMO Teknik Dergi, 2008 4393-4407, Yazı 290.
- [22] Almazroui, M., Şen, Z., Mohorji, A.M., Islam, M.N., (2018) Impacts of Climate Change on Water Engineering Structures in Arid Regions: Case Studies in Turkey and Saudi Arabia, *Earth Systems and Environment* <https://doi.org/10.1007/s41748-018-0082-6>
- [23] Korkmaz, B., Şen, K., Aksu, H., (2019) Orta Karadeniz İçin Dönemsel Yağış-Şiddet ve Süre Analizi, 10. Ulusal Hidroloji Kongresi, Muğla.
- [24] Y.S. Güçlü, E. Sisman and M.Ö. Yelegen (2016) Climate change and frequency–intensity–duration (FID) curves for Florya station, Istanbul, *J Flood Risk Management*.
- [25] Karakuş, C.B., (2017) Trend Analysis Methods for Hydro-Meteorological Parameters, *International Journal of Scientific and Technological Research*, Vol 3, No.2, 22-32.
- [26] Oliver, R.L.(1981) Measurement and Evaluation of Satisfaction Processes in Retail Settings. *Journal Retailing*, 57 (3), 25–48.
- [27] Salas, J. D., J. R. Delleur, ~ Yevjevich, and W. L. Lane, (1980) *Applied Modeling of Hydrologic Time Series*, Water Resources Publications, Littleton, CO.
- [28] Von Storch H, Navarra A. (1999). *Analysis of Climate Variability: Applications of Statistical Rechniques*. Springer Verlag: Berlin.
- [29] Kendall, M.G., (1975). *Rank Correlation Methods*. Charles Griffin. London.
- [30] Mann, H. B., (1945). Non-parametric Test Against Trend. *Econometrika*, Vol. 13, pp. 245-259.
- [31] Yu, Y.S., Zou, S., Whittemore, D., 1993, Non-Parametric Trend Analysis of Water Quality Data of Rivers in Kansas, *Journal of Hydrology* 150: 61-80.
- [32] Şen, Z., (2012) “Innovative Trend Analysis Methodology”, *Journal of Hydrologic Engineering* © Asce, Vol. 17, pp. 1042-1046.
- [33] Şen, Z., (2013) “Trend Identification Simulation and Application”, *Journal of Hydrological Engineering*, Vol. 19.
- [34] Çeribaşı, G., (2018)“Batı Karadeniz Havzasının Yağış Verilerinin Yenilikçi Şen Yöntemi İle Analizi”, *Academic Platform Journal of Engineering and Science* 6-3, 168-173.
- [35] Sherman, C. W., (1931). Frequency and Intensity of Excessive Rainfall At Boston, Massachusetts, *Transaction Paper*, 95: 951-960.
- [36] Koutsoyiannis, D., (1994). A Stochastic Disaggregation Method for Design Storm and Flood Synthesis, *Journal of Hydrology*, 156: 193-225
- [37] Koutsoyiannis, D., (1996). *Statistical Hydrology*, National Technical University Press, Athens.

- [38] Çölaşan Ü.E, (1969) Türkiye'nin Yağış Şiddet Süre Tekerrür Haritaları, Tarım Bakanlığı Meteoroloji İşleri Gn. Md., Ankara, 84 sayfa
- [39] DSİ, 1990. Türkiye' de Maksimum Yağışların Frekans Atlası, L. I., Noktasal Yağışların Frekans Analizi, DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara.
- [40] Finlandiya Meteoroloji Ofisi (Finnish Meteorological Institute), (2002) Detecting Trends of Annual Values of Atmospheric Pollutants by the Mann-Kendall Test and Sen's Slope Estimates -The Excel Template Application (MAKESENS).
- [41] Salmi, T., Määttä, A., Anttila, P., Ruoho-Airola, T., Amnell, T., (2002) Detecting Trends Of Annual Values Of Atmospheric Pollutants By The Mann-Kendall Test And Sen's Slope Estimates-The Excel Template Application Makesens, Finnish Meteorological Institute, Publications on air quality, No:31, Helsinki.
- [42] Özdemir, H., (1972) Uygulamalı Taşkın Hidrolojisi, DSİ Matbaası, 221, Ankara.

Depolanmış Tarama Çamurlarının Sıkışabilirlik ve Mukavemet Davranışının Laboratuvar ve Arazi Deneyleri ile İncelenmesi

Perihan BİÇER¹
Havvanur KILIÇ²
Pelin ÖZENER³

ÖZ

Bu çalışmada, Haliç tarama çamurunun karada depolanması durumunda, kendi ağırlığı altında ve sürşarj yükleri etkisindeki sıkışabilirlik ve mukavemet davranışı incelenmiştir. Bu amaçla, taranan çamurun karada depolanması durumunda kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışını incelemek için laboratuvarda dört adet büyük boyutlu model deney ve bir adet küçük boyutlu sedimentasyon deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde kendi ağırlığı altında konsolidasyondan sonra alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan odometre deneyleri ile sürşarj yükleri etkisindeki sıkışabilirlik ve model deneylerde yapılan veyn deneyi ile derinlik boyunca drenajsız kayma mukavemeti ölçülmüştür. Zeminin kendi ağırlığı altındaki konsolidasyon davranışını incelemek için gerçekleştirilen model deneyler ve sedimentasyon deneyinden ölçülen oturma değerlerinden konsolidasyon katsayısı c_v 'nin 0.91-10.72 m²/yıl aralığında ve drenajsız kayma mukavemetinin de 4-20 kPa arasında değiştiği belirlenmiştir. Tarama çamurunun karada depolanmasından 13 yıl sonra yapılan arazi deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti (SPT N darbe sayısına bağlı olarak ve UU deneylerinden) benzer şekilde $c_u=4-20$ kPa arasında değişim göstermiştir. Haliç'ten taranan ve eski taş ocağında depolanan yaklaşık 25 m kalınlıktaki tarama çamurunun düşük taşıma gücüne ve yüksek sıkışabilirliğe sahip olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kendi ağırlığı altında konsolidasyon, sürşarj yükleri, tarama çamuru, kayma mukavemeti, sıkışabilirlik.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 27 Kasım 2019 günü ulaşmıştır. 2 Mart 2020 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2021 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tekderg.651458>

1 Namık Kemal Üniversitesi, Çorlu Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tekirdağ
pbicer@nku.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-4966-4719>

2 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - kilic@yildiz.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0001-9455-1687>

3 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - tohumcu@yildiz.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0002-9407-286X>

ABSTRACT

Investigation of Compressibility and Strength Behaviour of Deposited Dredged Slurries by Laboratory and Field Tests

In this study, the consolidation and the strength behavior of Haliç dredged slurry stored at a disposal site were investigated through laboratory and field tests. For this purpose, four large scale model tests and a sedimentation test were carried out in the laboratory in order to simulate the consolidation process of the dredged material under self weight conditions. In these tests in order to investigate the compressibility behaviour, consolidation tests were carried out on the undisturbed samples recovered from the sedimentation tests. Additionally, vane test were performed in the large scale model tests to determine the undrained shear strength variation with depth. The coefficient of consolidation (c_v) values obtained from the settlements measured in model tests and undrained shear strength values measured from vane tests were determined to be 0.91 – 10.72 m²/year and 4-20 kPa, respectively. The undrained shear strength values determined from the field tests carried out at the site 13 years after the storage of dredged slurry were determined to be 4-20 kPa based on SPT-N tests and UU tests. As a result of the field tests performed at the disposal site, it is determined that 25m thick dredged material deposited at the site has low bearing capacity and high compressibility characteristics.

Keywords: Self weight consolidation, surcharge loads, dredged sludge, shear strength, compressibility.

1.GİRİŞ

Endüstriyel faaliyetler sonucu kirlenen deniz tabanı ve nehir yatakları gibi su yollarının sürdürülebilirliğinin sağlanması için kirliliğe neden olan dip çamurlarının taranarak uygun bir iyileştirme yöntemi ile veya depolama alanında rehabilite edilerek çevreye zarar vermeden kullanılabilirliği sağlanabilir. Genellikle büyük hacimli dipsel çamurun temizlenmesi için kullanılan en ekonomik ve yaygın yöntem taranarak uzaklaştırılmasıdır. Taranan sulu çamurun özelliklerini iyileştirmek ve yıllarca sürebilecek çökme ve oturma süresini tahmin ederek depolama bölgesinin yeniden kullanıma kazandırılmasını sağlamak amacıyla tarama çamurlarının kendi ağırlığı ve dış yükler altındaki davranışının araştırılması gerekmektedir.

Taranarak depolanmış sulu çamurların çökmesi, ince danelerin sedimentasyonu ve tortu tabakalarının kendi ağırlığı altında konsolidasyonu şeklinde iki fazda meydana gelmektedir. Birkaç gün ya da birkaç hafta içerisinde sedimentasyon tamamlandıktan sonra efektif gerilmenin oluşmaya başlaması ile kendi ağırlığında konsolidasyon aşamasına geçilir [1, 2]. Yüksek su muhtevasına sahip yumuşak killerin sedimentasyonu, kendi ağırlığı altında konsolidasyonu ve etkileyen faktörleri incelemek için birçok teorik ve deneysel araştırmalar yapılmıştır [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20]. Yüksek su muhtevasına sahip bu zeminlerin konsolidasyon davranışının incelenmesinde çok küçük gerilme seviyelerindeki boşluk oranı-efektif gerilme ve boşluk oranı-permeabilite değişimlerinin dikkate alınması gereklidir [21, 22, 23, 24, 25].

Haliç kenarında kurulan sanayi tesisleri nedeniyle had safhaya ulaşan çevresel kirliliğe çözüm bularak Haliç'i su ulaşımı ve rekreasyon gibi faydalı amaçlar için tekrar kullanılabilir hale getirmek için çalışmalar yapılmıştır. Haliç Islah Projesi kapsamında yapılan araştırmalar sonucu taranan dip çamurun Alibeyköy'de kullanılmayan eski taş ocaklarında depolanmasına karar verilmiştir [26]. Bu kapsamda yaklaşık 5 milyon metreküp dıpsel çamur 1997-1998 yılları arasında Şekil 1'de gösterilen sahada depolanmıştır. Bu çamurunun kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışı laboratuvarında deneysel olarak ve sayısal analizler ile incelenmiştir. Laboratuvarında sızıntı etkili konsolidasyon deneyleri ile düşük gerilme seviyelerini de içerecek şekilde efektif gerilme-boşluk oranı ($e-\sigma'$) ve permeabilite-boşluk oranı ($k-e$) ilişkileri araştırılmıştır [27]. Ayrıca bu deneysel ölçümlerden elde edilen oturma-zaman davranışı, non-lineer sonlu şekil değiştirmeli konsolidasyon analizleri ile modellenmiştir [27, 28].



Şekil 1 - Alibeyköy'de taş ocakları görünümü [29]

Haliç'den taranan çamurun Şekil 1'de gösterilen sahada depolanmasından yaklaşık 13 yıl sonra, depolama alanı ve çevresini de içine alacak şekilde inşası planlanan yapıların tasarımı için sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda arazide sondajlar sırasında standart penetrasyon deneyleri yapılmış ve örselenmiş ve örselenmemiş zemin örnekleri alınmıştır. Bu zemin örnekleri üzerinde endeks özellikler, sınıflandırma, sıkışabilirlik ve mukavemet deneyleri gerçekleştirilmiştir [29]. Yapılan bu çalışmaların değerlendirilmesi sonucu depolanan tarama çamurunun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu sonrasındaki durumu tespit edilmiştir. Böylece, yapılan çalışmalar ile İstanbul/Alibeyköy'de yer alan ve atıl halde bulunan bir taş ocağı sahası rekreasyon alanına dönüşmüştür.

Bu makalede, taranarak depolanan yüksek su muhtevasına sahip zeminlerin kendi ağırlığı altında konsolidasyon ve sürşarj yükleri altındaki sıkışabilirlik ve mukavemet parametrelerinin laboratuvar ve arazide yapılan çalışmalar ile incelenmesi sunulmuştur. Bu amaca yönelik olarak önce laboratuvar da dört adet büyük boyutlu model deney ve bir adet küçük boyutlu sedimantasyon deneyi ile kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışı incelenmiştir. Zeminin kendi ağırlığı altında konsolidasyonu tamamlandıktan sonra alınan iki adet örselenmemiş numune üzerinde sürşarj yükleri etkisindeki sıkışabilirlik davranışı standart ödometre deneyi ile araştırılmıştır. Model deneylerde, kendi ağırlığı altında konsolidasyon tamamlandıktan sonra plaka yükleme deneyi yapılarak taşıma gücü tahmin edilmiş ve derinlik boyunca drenajsız kayma mukavemeti el veyni ile ölçülmüştür [33]. Depolama sahasında 2011 yılında yapılan sondajlar sırasında SPT deneyleri yapılmış ve alınan örselenmemiş örnekler üzerinde laboratuvar da ödometre ve konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri yapılarak, drenajsız kayma mukavemeti ve sıkışabilirlik parametreleri belirlenmiştir. Böylece depolama sahasındaki zeminin depolama sonrası ve kendi ağırlığı altındaki konsolidasyondan sonraki davranışı değerlendirilmiştir.

2. TARAMA ÇAMURUNUN ÖZELLİKLERİ

Deney sel çalışmalarda kullanılan numuneler, Haliç'ten taranarak Alibeyköy'deki eski taş ocaklarına taşınarak depolanan zeminden alınmıştır. Bu zemin üzerinde sınıflandırma (elek analizi, hidrometre, özgül ağırlık) [30] ve Atterberg limitleri [31], organik madde tayin [32] deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları Çizelge 1'de özetlenmiştir [33]. Zemin sınıfı, birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi (USCS)'ne göre yüksek plastisiteli silt (MH) veya organik silt (OH) olarak belirlenmiştir.

Çizelge 1 - Haliç Tarama Çamuru'nun İndeks Özellikleri [33]

Özellik	Değer
Su Muhtevası (%)	95
Plastik Limit (%)	50
Likit Limit (%)	75
Plastisite İndisi (%)	25
Organik Madde İçeriği (%)	12.60
Danelerin Özgül Ağırlığı	2.72

Tarama çamurunun depolama alanına boşaltılması sırasındaki su muhtevasının %300 olduğu bilinmekte, ancak depolama sahasından laboratuvara getirtilen zemin numunesinin su muhtevası %95 olarak belirlenmiştir. Depolama alanındaki başlangıç koşullarını örneklemek amacıyla, model deneyler için hazırlanan bulamaç çamurun su muhtevası %95'ten %300'e çıkarılacak şekilde %0.8 tuzlu su eklenerek 1.17 gr/cm³ yoğunluğunda bir süspansiyon elde edilmiştir. Hazırlanan bulamaç çamurun, yaklaşık olarak 2-3 hafta hava ile teması kesilerek bekletilmiş ve zaman zaman mikserle karıştırılarak homojen ve suya doymun hale gelmesi

sağlanmıştır. Bütün model deneylerde benzer koşullarda hazırlanmış bulamaç çamur numuneleri kullanılmıştır.

2.1. Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon

Depolama alanında su muhtevası yüksek Haliç Tarama Çamuru'nun, kendi ağırlığı altında konsolidasyonu ve zamana bağlı değişimini tahmin etmek amacıyla, laboratuvarında dört adet model deney ve bir adet küçük boyutlu deney gerçekleştirilmiştir. Çizelge 2'de bu deneylere ait özellikler sunulmuştur. Model Deney1'de zeminin kendi ağırlığı altında konsolidasyonu tamamlandıktan sonra vakumlu bir tüp ile örselenmemiş numune alınarak standart ödometre deneyi yapılmıştır. Küçük boyutlu sedimentasyon deneyinde de zeminin kendi ağırlığı altında konsolidasyonu tamamlanıp (1.41 kPa, 3.82 kPa, 7.29 kPa, 13.66 kPa ve 26.39 kPa) kademeli yükler etkisi altında bırakıldıktan sonra örselenmemiş numune alınarak sürşarj gerilmeleri altındaki sıkışabilirlik davranışı standart ödometre deneyi ile araştırılmıştır.

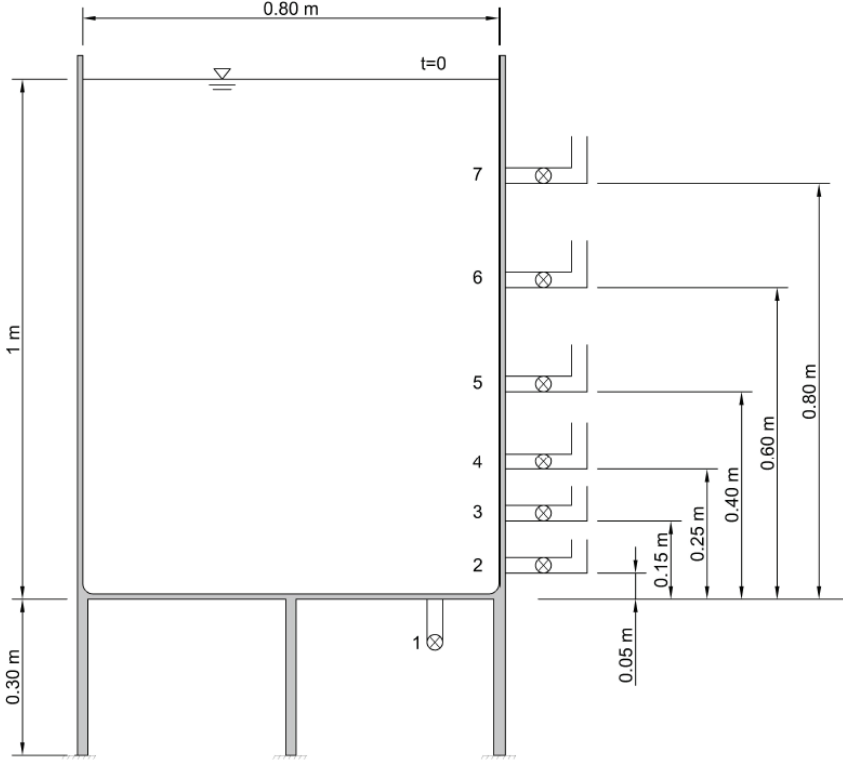
Çizelge 2 - Laboratuvarında yapılan deneylere ait özellikler

	Model Deney 1	Model Deney 2	Model Deney 3	Model Deney 4	Küçük Boyutlu Deney
$W_{başlangıç}$ (%)	300	300	300	300	390
W_{son} (%)	77.5	100	87	92	107
Başlangıç sulu çamur yüksekliği (mm)	950	980	950	960	748
Kendi ağırlığı altında konsolidasyon süresi (gün)	457	60	52	109	126
Tüp numune alımı	+	-	-	-	-
Plaka yükleme deneyi	+	+	+	+	-
El veyn deneyi	+	+	+	+	-
Ödometre deneyi	+	-	-	-	+
Şürşarj gerilmesi	yok	yok	yok	yok	var

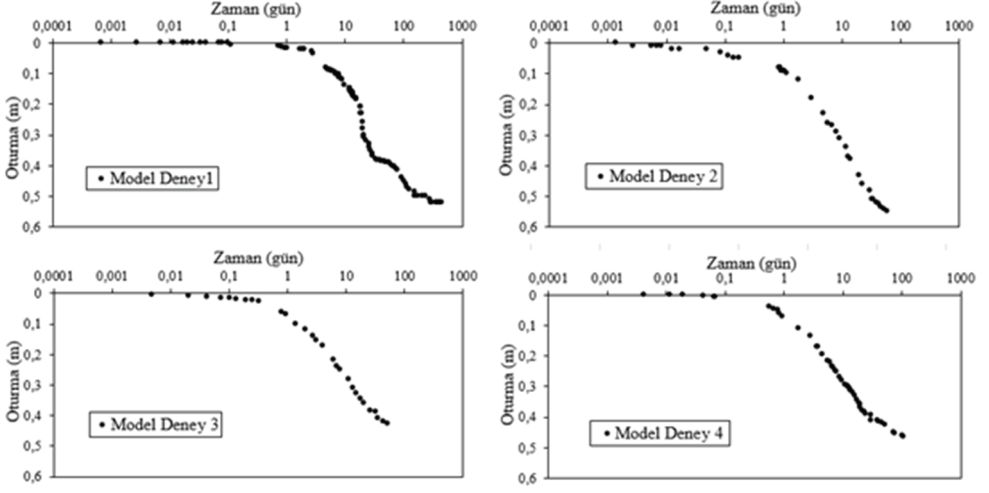
Model Deneylerde Şekil 2'de gösterilen 1.00m yüksekliğinde ve 0.80m çapında silindirik tank kullanılmıştır [33]. Hazırlanan sulu çamur, tanka bir pompa yardımı ile yerleştirilmiş ve yaklaşık olarak toplam ağırlığı 460-500 kg aralığında değişmiştir. Silindirin yanlarında değişik derinliklerde 6 adet ve altında da 1 adet olmak üzere 7 adet drenaj vanası mevcuttur. Vanaların ağızlarına geotekstil yerleştirilerek zeminin bu vanalardan dışarı çıkışı

engellenmiştir. Bulamaç çamur, tanka yerleştirildikten sonra kendi ağırlığı altında meydana gelen oturmaların zamana bağlı değişimi ölçülmüştür.

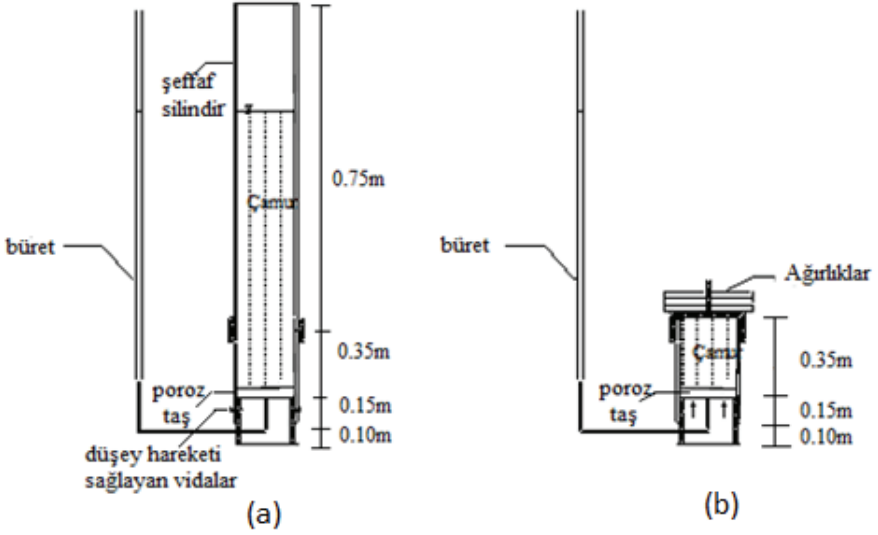
Deneylerde tankın altından su çıkışına izin verilerek çift yönlü drenaj altında konsolidasyonunun gerçekleşmesi sağlanmış ve taban drenajını sağlamak için tankın tabanına 20mm kalınlığında çakıl yerleştirilerek üzerine geotekstil şilte serilmiştir. Sedimentasyon sonucu yüzeyde oluşan saydam süpernatant su tabakası üstten kaldırılmıştır. Model deneylerde sırasıyla, kendi ağırlığı altında alınan oturma ölçümleri 457, 60, 52 ve 109 gün devam etmiştir. Elde olunan oturma-zaman eğrileri Şekil 3’de sunulmuştur. Görüldüğü gibi Deney2, Deney3 ve Deney4’te alınan oturma-zaman ölçümleri birbirine benzerdir. Model Deney1’de, tankın yanlarında yer alan vanalardan su çıkışına izin verilmiş ve 457 gün okumalara devam edilmiştir. Bu nedenlerle oturma-zaman grafiği diğerlerinden farklıdır. Deneylerde yaklaşık olarak 0.43m – 0.55m arasında oturma meydana gelmiştir. Oturma zaman ölçümleri ayrıca büyük şekil değiştirme konsolidasyon teorisini de dikkate alan CS2 [34] programı ile analiz edilmiş ve sonuçlar Berilgen vd. [27] tarafından sunulmuştur.



Şekil 2 - Laboratuvar Model Deneylerinde Kullanılan Tank [33]



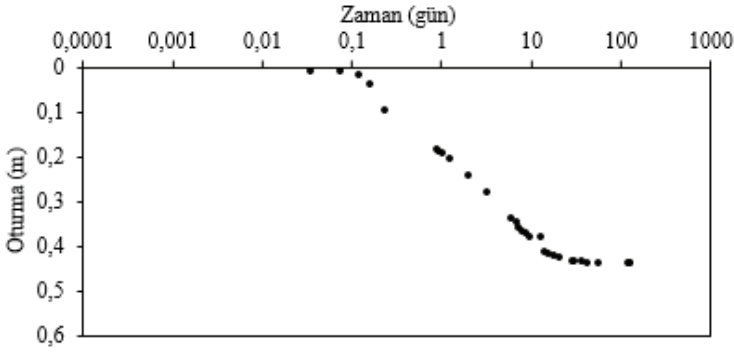
Şekil 3 - Büyük boyutlu model deneyler ile ölçülen oturma – zaman ilişkileri (a) Model Deney1, (b) Model Deney2, (c) Model Deney3, (d) Model Deney 4



Şekil 4 - Küçük boyutlu deney düzeneğinde (a) kendi ağırlığı altında konsolidasyon (sedimentasyon deneyi) (b) sürşarj etkisinde konsolidasyon [35]

Sulu çamur zeminin, laboratuvarında kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışını incelemek için Şekil 4'te gösterilen küçük boyutlu deney düzeneğinden de yararlanılmıştır. Bu düzeneğe daha önce Haliç Tarama Çamurunun sedimentasyon davranışını incelemek üzere

yapılan çalışmada kullanılmıştır [35]. %390 su muhtevasına sahip bulamaç çamur iki parçadan oluşan şeffaf silindire içinde kendi ağırlığı altında konsolide edilmiştir (Şekil 4a). Sedimentasyon deneyi bitiminde numunenin su muhtevası %107 olarak saptanmıştır. Daha sonra deney aletinin üst parçası çıkarılmış ve alt kısımda kalan numunenin çok yumuşak olması nedeniyle önce aynı deney aletinde kademeli olarak 26.39 kPa'a ulaşana kadar konsolide edilmiştir. Bu konsolidasyonda yükleme kademeleri sırasıyla 1.41 kPa, 3.82 kPa, 7.29 kPa, 13.66 kPa ve 26.39 kPa olarak uygulanmıştır (Şekil 4b). 26.39 kPa yük kademesi sonunda toplam sıkışma miktarı 0.0485m'dir. Bu aşamadan sonra 26.39 kPa'a kadar konsolide edilmiş sedimentasyon numunesinden klasik ödometre deneyi için numune alınmış ve bu numune "sedimentasyon numunesi" olarak ifade edilmiştir. Şekil 5'te bu deney düzeneğinde, başlangıç su muhtevası %390 olan numunenin kendi ağırlığı altında elde edilen oturma – zaman eğrisi gösterilmiştir. Bu deneyde de yaklaşık olarak 0.5m'lik oturma meydana gelmiştir.



Şekil 5 - Küçük boyutlu deney düzeneğinde ölçülen oturma – zaman ilişkisi

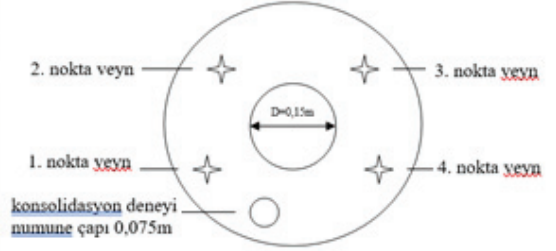
2.2. Drenajsız Kayma Mukavemetinin Belirlenmesi

Drenajsız kayma mukavemeti, doymuş killerde temel taşıma kapasitesi ve dolgu stabilitesinin değerlendirilmesi için gerekli bir parametredir ve laboratuvar ve arazi deneylerinden belirlenebilmektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan model deneylerde, el veyn deney aleti kullanılarak kendi ağırlığı altında konsolidasyonu tamamlanan zeminde drenajsız kayma mukavemeti ölçülmüştür. Şekil 6a'da el veyn deney aleti ve tank üzerinde monte edilen askı sistemi gösterilmiştir. Veyn ile yapılan kayma mukavemeti ölçümlerinde 0-28 kPa aralığındaki kayma mukavemeti için önerilen 33 mm çapındaki veyn kanatlı kesici uç kullanılmıştır. Model deneylerde veyn deneyi yapılan noktaların konumları, konsolidasyon numunesi yeri ve plaka yükleme deneyi konumu Şekil 6b'de gösterilmiştir.

Model Deney1'de kendi ağırlığı altında konsolidasyon sonrasında, özel yaptırılmış vakumlu tüp numune alıcı zemine batırılmış ve bu sırada veyn aleti askı sistemine yerleştirildikten sonra derinlik boyunca ölçümler yapılmıştır. Veyn aleti ile ölçümler bittikten sonra vakumlu numune alıcı ile örselenmemiş numune alım işlemi gerçekleştirilmiştir. Sonrasında plaka yükleme deneyi uygulanmıştır.

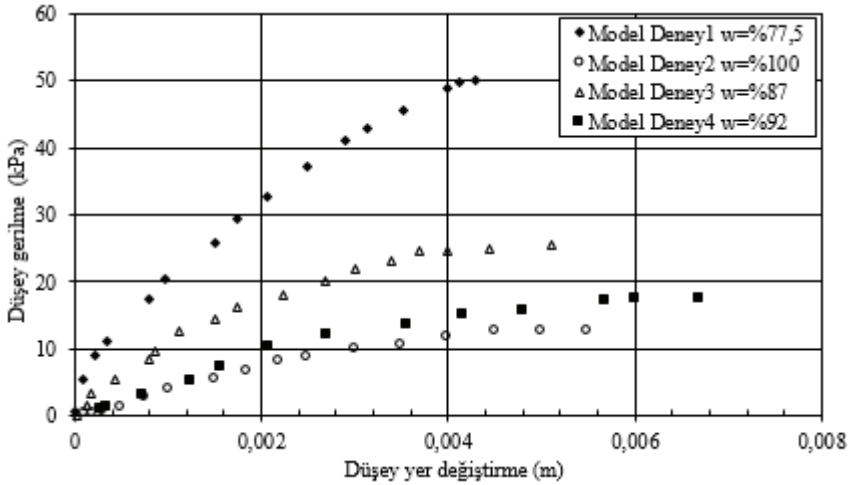


(a)



(b)

Şekil 6 - (a) Model deney tankı üzerine yerleştirilen veyn askı sistemi, el veyn deney aleti (b) Veyn ve plaka yükleme deney noktaları ve konsolidasyon numunesi konumları [33].



Şekil 7 - Model deneylerde yapılan plaka yükleme deneyi sonuçları

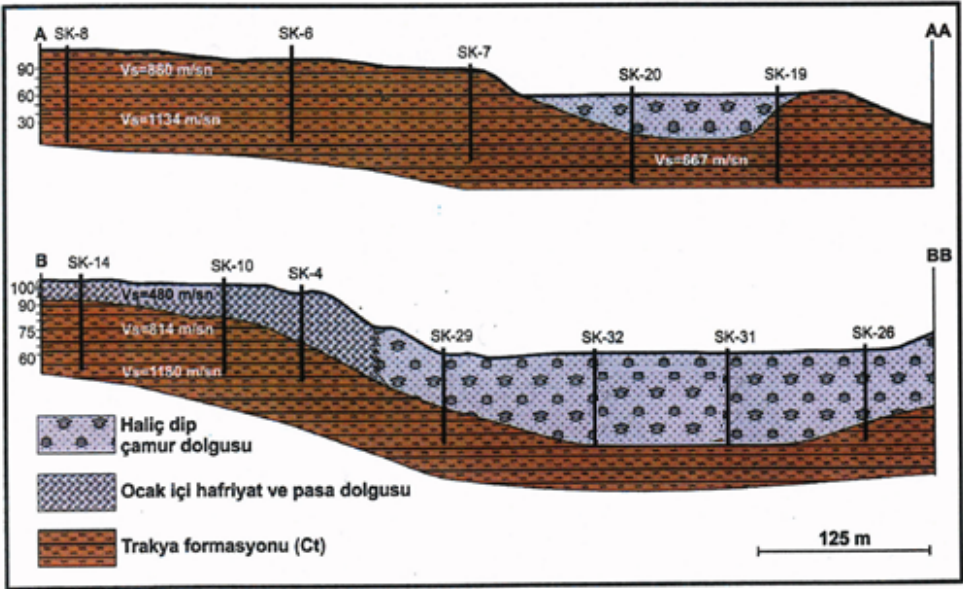
2.3. Plaka Yükleme Deneyleri

Model deneylerde Şekil 2’de gösterilen tank içine yerleştirilen sulu çamur kendi ağırlığı altında konsolide olduktan sonra plaka yükleme deneyi yapılmıştır. Şekil 6b’de gösterildiği gibi zemin yüzünde, tank merkezine yerleştirilen 0.15m çapında ve 0.025m kalınlığında çelik plaka düşeyde 0.0014 mm/sn’lik yükleme hızı ile yüklenmiştir. Plaka yükleme deneylerinden elde edilen gerilme–düşey yer değiştirme eğrileri Şekil 7’de gösterilmiştir. Yükleme

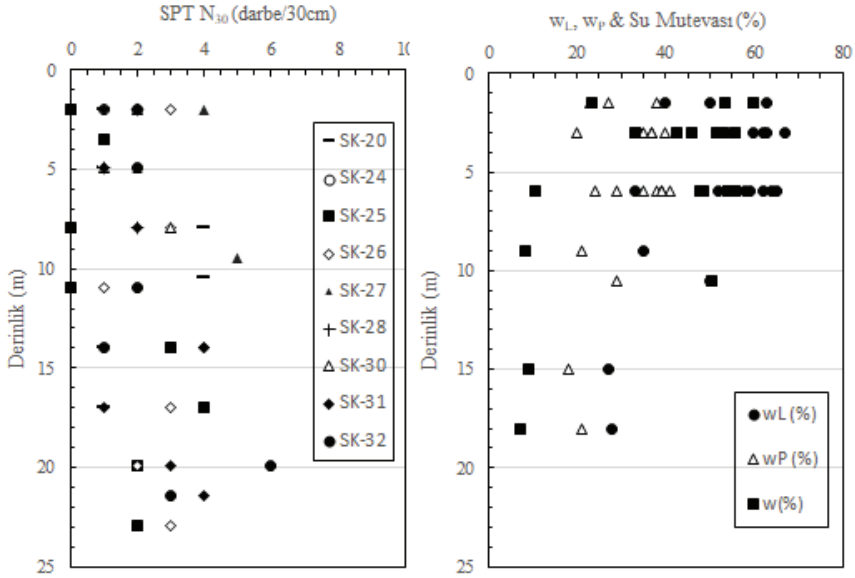
zeminin taşıma gücü aşılanaya kadar veya limit değer olarak kabul edilen plaka oturması değeri elde edilmeye kadar devam edilmiştir. Görüldüğü gibi oturmaları en uzun süre izlenen Model Deney 1’de en yüksek gerilme değeri ölçülmüştür. Küçükten büyüğe sırası ile su muhtevası ile uyumlu düşey gerilme değerleri belirlenmiştir.

2.4. Depolama Sahasında Yapılan Sondajlar ve Arazi Deneyleri

Haliç’ten taranan dip çamurunun depolama işleminin büyük bölümü bir yıl içinde (Nisan 1997 – Nisan 1998) tamamlanmıştır. Depolanan yüksek su muhtevasına sahip tarama malzemesi kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamlandıktan sonra, depolama alanı ve çevresinde Tema park projesi planlanmıştır. Bu kapsamda, depolama alanının jeolojisini ortaya koymak amacıyla 2011 yılında derinlikleri 15-30 m arasında değişen zemin araştırma sondajları yapılmıştır. Şekil 8’de sahada gerçekleştirilen sondajlardan belirlenen iki jeolojik kesit gösterilmiştir. Bu kesitlerden görüldüğü gibi, sahada kalınlığı 7.30m ile 25 m arasında değişen tarama çamuru ve hemen altında Trakya Formasyonu’na ait grovak birimler yer almaktadır. Depolama sahasında yapılan sondajlarda, çeşitli derinliklerde standart penetrasyon deneyleri uygulanmış, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Sahadan alınan numuneler üzerinde yapılan sınıflandırma deneylerinde, düşük plastisiteli kil (CL), yüksek plastisiteli kil (CH), düşük plastisiteli silt (ML) ve yüksek plastisiteli silt (MH) zeminler ile karşılaşmıştır. Alınan zemin örneklerinin su içeriği (w_n) %6.41- %59.92, plastik limit değerleri (w_p) %18-41 ve likit limit değerleri (w_L) %16-33 aralıklarında değişim göstermiştir. SPT-N değerlerinin ve Atterberg limitlerinin derinlikle değişimi Şekil 9’da sunulmuştur.



Şekil 8 - Tarama çamurunun depolandığı sahaya ait jeolojik kesitler [29]



Şekil 9 - Depolama sahasında yapılan sondajlardan (a) SPT N₃₀ (b) w_L, w_P ve w_n değerlerinin derinlik ile değişimi

3. MODEL DENEYLER VE DEPOLAMA SAHASINDA YAPILAN ÇALIŞMALARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

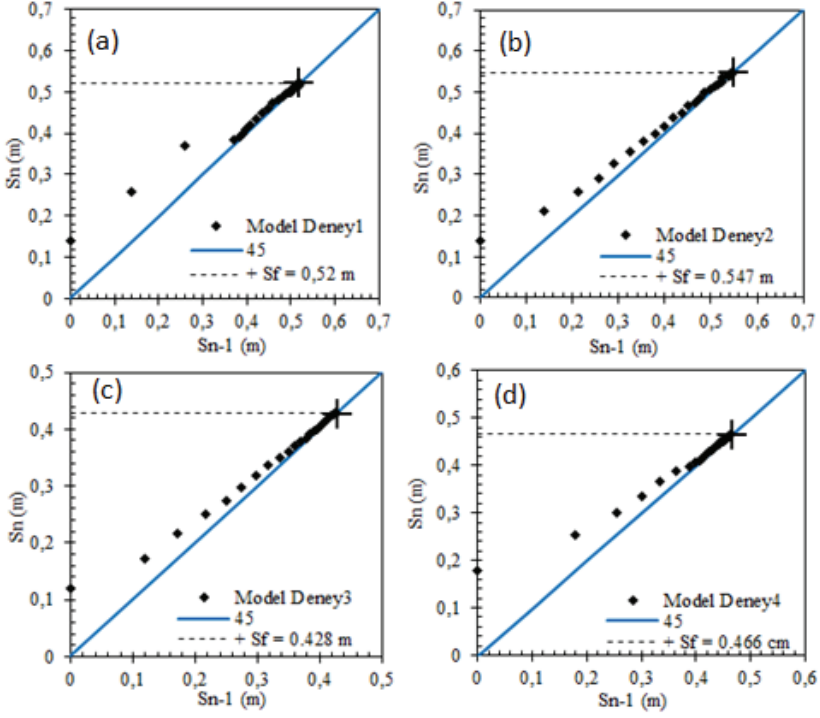
3.1. Model Deneylerden Konsolidasyon Katsayısının Belirlenmesi

Konsolidasyon katsayısı (c_v) zeminin konsolidasyon süresini kontrol eden tek parametredir. Konsolidasyon deneylerinden konsolidasyon katsayısının belirlenmesi için birçok yöntem mevcuttur, bu yöntemlerden biri de Asoaka [36] yöntemidir. Bu yöntemde seçilen sabit bir zaman aralığında düşey ekseninde oturma (S_n) ile yatay ekseninde bir önceki oturma (S_{n-1}) değerlerinin değişimi çizilir. Oturma noktalarından en uygun doğru geçirilerek, 45° doğrusu ile kesiştirilir. Kesişim noktasından nihai konsolidasyon oturması S_f bulunur. Oluşturulan doğrunun eğimi (β) kullanılarak, konsolidasyon katsayısı (c_v) belirlenir. Eşitlik 1’de çift yönlü drenaj koşulu için c_v ’nin hesaplanması gösterilmiştir. Burada, Δt seçilen sabit zaman aralığı ve H sıkışabilir tabaka kalınlığını göstermektedir.

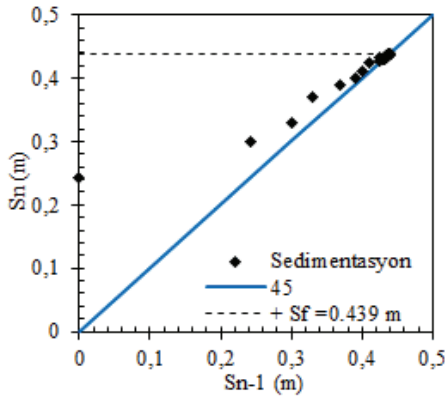
$$c_v = \left(\frac{H^2}{6\Delta t} \right) \ln \beta \quad (\text{çift yönlü drenaj için}) \quad (1)$$

Oturma okumalarının aralığı Model Deney 1’de, $\Delta t = 10$ gün, Model Deney 2 ve Model Deney 3’te $\Delta t = 2$ gün ve Model Deney 4’te $\Delta t = 4$ gün olarak kabul edilerek Asoaka [36] yöntemine göre yapılan değerlendirilmenin sonuçları Şekil 10’da sunulmuştur. Dört deneyde de oturma okumalarının 45° ’lik çizgi üzerine düşmesi nihai oturmaya ulaşıldığını göstermektedir. Eşitlik 1 kullanılarak elde edilen konsolidasyon katsayısı c_v değerleri $0.91 \text{ m}^2/\text{yıl}$ ile $10.72 \text{ m}^2/\text{yıl}$ arasında değişim göstermiş ve ortalama değer ise $6.46 \text{ m}^2/\text{yıl}$ olduğu saptanmıştır.

Şekil 4'te gösterilen küçük boyutlu deney düzeneğinde alınan oturma ölçümleri $\Delta t = 2$ gün aralıklarla Asoaka yöntemi ile değerlendirildiğinde (Şekil 11) konsolidasyon katsayısı c_v değeri $8.51 \text{ m}^2/\text{yıl}$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 10 - Asoaka [36] yöntemi ile Model deneylerde nihai oturmaların tahmini (a)Model Deneysel 1, (b)Model Deneysel 2, (c)Model Deneysel 3, (d)Model Deneysel 4



Şekil 11 - Asoaka [36] yöntemi ile küçük boyutlu deney (sedimentasyon deneyi) düzeneğinde nihai oturma

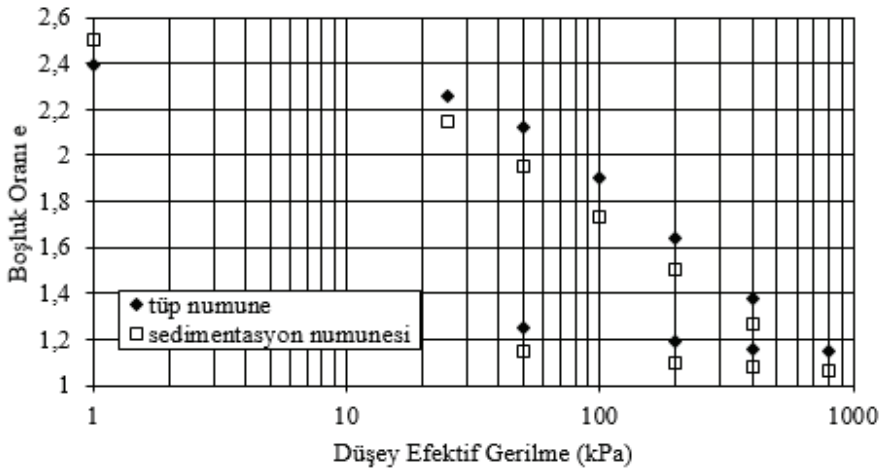
Model deneylerden ve sedimentasyon deneyinden alınan oturma ölçümlerinin Asaoka [36] ve Casagrande [37] yöntemleri ile değerlendirilmesi sonucu belirlenen konsolidasyon katsayıları (c_v) Çizelge 3’de verilmiştir.

Çizelge 3 - Model deneylerden belirlenen konsolidasyon katsayısı değerleri

Deney Adı	Asaoka Yöntemi c_v ($m^2/yıl$)	Casagrande Yöntemi c_v ($m^2/yıl$)
Model Deney 1	0.91	1.45
Model Deney 2	10.41	2.84
Model Deney 3	10.72	3.15
Model Deney 4	3.78	4.10
Küçük boyutlu deney (sedimentasyon deneyi)	8.51	14.19

3.2. Ödometre Deneyleri Sonuçları

Depolanan tarama çamurunun sürşarj yükleri altındaki davranışını incelemek için standart ödometre deneyi yapılarak sıkışabilirlik parametreleri belirlenmiştir. Model Deney 1’den pleksiglas vakumlu numune alıcı ile 75mm çapında ve sedimentasyon deneyinde 50mm çapında çelik ring ile alınan numuneler üzerinde yapılan standart ödometre deneyinde 24 saat sonundaki boşluk oranı değerlerinin düşey efektif gerilmeye bağlı değişimi Şekil 12’de verilmiştir. Her iki konsolidasyon eğrisinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Yalnızca sedimentasyon numunesinin başlangıç boşluk oranı, başlangıç su muhtevası büyük olduğundan daha büyüktür ve sıkışma eğrileri yaklaşık olarak birbirine paraleldir. Çizelge 4’de farklı gerilme kademelerinde elde edilen konsolidasyon katsayısı değerleri (c_v), hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) ve sıkışma indisi (C_c) sunulmuştur.



Şekil 12 - Standart ödometre deney eğrileri

Çizelge 4 - Standart ödometre deneylerinden belirlenen parametreler

Numune Türü	Gerilme Kademesi (kPa)	c_v ($m^2/yıl$)	Gerilme Aralığı (kPa)	m_v (kPa) ⁻¹	C_c
Model Deney 1 (tüp numune)	25	2.47	0-25	15.97×10^{-3}	0.76
	50	1.29	25-50	17.17×10^{-3}	
	100	1.22	50-100	14.10×10^{-3}	
	200	1.11	100-200	8.96×10^{-3}	
	400	1.03	200-400	4.92×10^{-3}	
	800	0.86	400-800	2.41×10^{-3}	
Sedimentasyon Deneyinden (sedimentasyon numunesi)	25	1.48	0-25	4.16×10^{-3}	0.70
	50	0.52	25-50	2.54×10^{-3}	
	100	1.03	50-100	1.49×10^{-3}	
	200	0.94	100-200	0.84×10^{-3}	
	400	1.38	200-400	4.60×10^{-3}	
	800	1.29	400-800	2.31×10^{-3}	

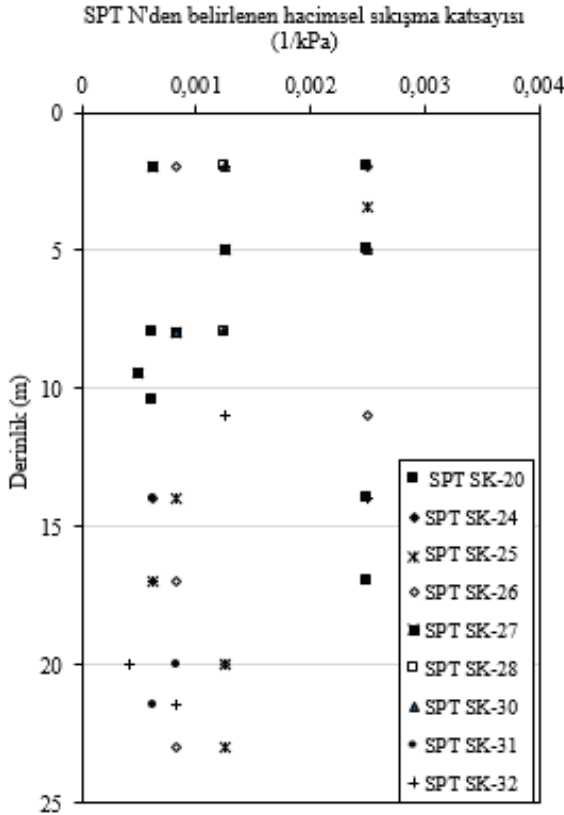
Model Deney 1'den alınan tüp numune üzerinde yapılan konsolidasyon deneyinde gerilme artışına bağlı olarak c_v 'nin azaldığı belirlenmiştir. Sedimentasyon numunesinden belirlenen c_v değerleri ile artan gerilme arasında çok tutarlı bir değişim görülmemiştir. Yaklaşık olarak zemin numunelerinin su muhtevalarının deney başında %78-86 ve deney sonunda %43.5-47.6 aralığında değişim gösterdiği belirlenmiştir. Model Deney 1'de alınan örselenmemiş numune üzerinde yapılan konsolidasyon deneyinde, yükleme kademeleri arttıkça m_v değeri azalma göstermiş, sedimentasyon numunesinde ise gerilme seviyesi arttıkça m_v değerlerinde düzenli olarak azalma görülmemiştir.

Haliç tarama çamuru üzerinde yapılan deneylerden elde edilen konsolidasyon katsayısı (c_v) ve hacimsal sıkışma katsayısı (m_v) değerleri literatürde tarama malzemeleri ile yapılmış sıkışabilirlik deneylerinden elde edilen konsolidasyon katsayısı (c_v) ve hacimsal sıkışma katsayısı (m_v) değerleri ile karşılaştırılmıştır. Literatürde taranmış malzemeler üzerinde Boyle vd. [38], Bergado vd. [39], Ganesalingam vd. [40], Develioğlu ve Pulat [41] tarafından gerçekleştirilmiş konsolidasyon deney sonuçları yer almaktadır. Bu çalışmalara göre, Boyle vd. [38] tarafından arazide tarama malzemeleri ile yapılan deneme alanlarında yapılan ölçümlerden geri hesaplamalardan belirlenen c_v değerlerinin 1-2 $m^2/yıl$ olarak kabul edilebileceği belirtilmiştir. Bergado vd. [39] tarafından Ohio tarama kili üzerinde yapılan sıkışabilirlik deneyleri sonuçlarına göre, Ohio tarama kili'nin ortalama c_v değerleri 0.3-0.4 ($m^2/yıl$) arasında değişirken, 28-220 düşey gerilme aralığı için hesaplanan c_v maksimum 0.55-0.83 ($m^2/yıl$) aralığında olduğu belirtilmiştir. Aynı tarama kilinin 20-164 kPa düşey gerilme aralığında, m_v değerlerinin ise 12×10^{-3} ila 1.74×10^{-4} (kPa)⁻¹ aralığında olduğu belirtilmiştir. Ganesalingam vd. [40] Avustralya, Queensland Brisbane Limanı'nda yapılan tarama çalışmalarında, tarama zemini üzerinde yapılan konsolidasyon deneylerinde m_v 'nin

maksimum ve minimum değerlerini 1.95×10^{-2} ve 4×10^{-4} (kPa)⁻¹ olarak belirlemiştir. Develioğlu ve Pulat [41] tarafından İzmir körfezinden alınan tarama malzemesi üzerinde yapılan ödometre deneylerinde 98 kPa düşey gerilme değerinde m_v değeri 6.30×10^{-4} (kPa)⁻¹ olarak belirlenmiştir. Buna göre, Haliç tarama çamuru üzerinde yapılan deneylerden elde edilen konsolidasyon katsayısı (c_v) ve hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) değerlerinin literatürde tarama çamurları için elde edilen c_v ve m_v değerleri ile mertebe olarak uyumlu olduğu görülmektedir.

3.3. Arazi Deneylerinden Sıkışabilirlik Parametrelerinin Belirlenmesi

Depolama sahasında yapılan Standart Penetrasyon Deneyinden elde edilen N_{60} darbe sayılarından Eşitlik 2 [42] kullanılarak hacimsel sıkışma katsayısı m_v değerleri hesaplanmıştır. Bu eşitlikte f_2 değeri yüksek plastisiteli zeminler için 400 kN/m^2 olarak alınmıştır. m_v değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 13'de sunulmuştur. Görüldüğü gibi depolama sahasında taranmış çamurun m_v değerleri $4.17 \times 10^{-4} - 2.54 \times 10^{-3}$ (kPa)⁻¹ aralığında değişim göstermektedir.



Şekil 13 - SPT N değerlerinden belirlenen m_v değerlerinin derinlikle değişimi

$$m_v = \frac{1}{f_2 * N60} \quad (2)$$

Depolama sahasında yapılan sondajlardan alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan standart ödometre deneyi sonuçları Çizelge 5 ve Çizelge 6’da verilmiştir.

Çizelge 5 - 2011 yılında depolama sahasından alınan numuneler üzerinde yapılan ödometre deneylerinden belirlenen sıkışma indisleri

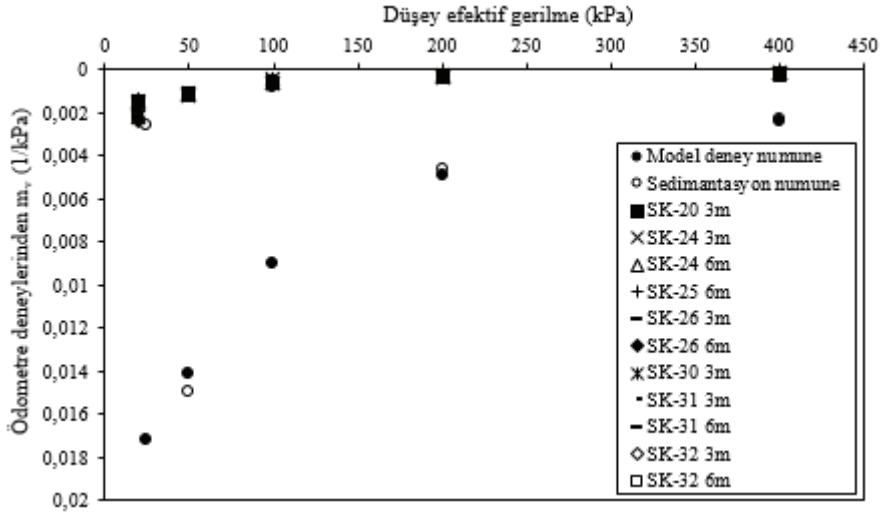
Sondaj No	Derinlik (m)	e_0	w_0 (%)	Sıkışma İndisi C_c
SK-20	3	1.64	22	0.29
SK-24	3	1.20	42	0.43
SK-24	6	1.58	53	0.69
SK-25	6	1.75	56	0.33
SK-26	3	1.58	41	0.43
SK-26	6	1.04	44	0.32
SK-30	3	1.58	51	0.38
SK-31	3	1.71	54	0.43
SK-31	6	1.07	49	0.37
SK-32	3	1.58	54	0.53
SK-32	6	1.72	56	0.47

Çizelge 6 - 2011 yılında depolama sahasından alınan numuneler üzerinde yapılan ödometre deneylerinden belirlenen hacimsel sıkışma katsayısı

Gerilme Aralığı (kPa)	Hacimsel sıkışma katsayısı, m_v (kPa) ⁻¹ x 10 ⁻³								
	SK-20 3 m	SK-24 3 m	SK-24 6 m	SK-25 6 m	SK-26 3 m	SK-26 6 m	SK-30 3 m	SK-31 3 m	SK-32 6 m
30-50	1.441	1.569	1.368	1.902	2.225	2.38	2.158	2.204	2.077
50-100	1.112	1.194	1.158	1.186	1.202	1.152	1.142	1.145	1.228
100-200	0.595	0.429	0.466	0.421	0.610	0.636	0.606	0.567	0.532
200-400	0.244	0.290	0.351	0.131	0.312	0.317	0.316	0.307	0.300
400-800	0.149	0.189	0.253	0.253	0.177	0.177	0.152	0.179	0.168

Çizelge 4’te laboratuvarında kendi ağırlığı altında konsolide olduktan sonra alınan numunelerden belirlenen m_v değerleri sunulmuştur. Çizelge 6’da ise arazide depolamadan 13 yıl sonra zemin yüzünden 3m ve 6m derinliklerden alınan numunelerde yapılan ödometre deneylerinde belirlenen m_v değerlerinin değişimi gösterilmiştir. Görüldüğü gibi düşey

gerilme arttıkça m_v değerleri azalmıştır (Şekil 14). Laboratuvarında model deneylerden alınan (su muhtevası %77.5) ve araziden alınan numunelerden (su muhtevası aralığı %42-%56 olan) belirlenen hacımsal sıkışma katsayıları arasında yaklaşık olarak 8-17 kat farklılık olduğu belirlenmiştir. Aradan geçen 13 yıl sonrasında arazide meydana gelen su muhtevasındaki değişimle beraber sıkışabilirliğinin de azaldığı belirlenmiştir. Aynı şekilde C_c değerleri de laboratuvar örneklerinde 0.70-0.76 aralığında iken, araziden alınan örselenmemiş numunelerde 0.29– 0.69 aralığında değişim göstermiştir.



Şekil 14 - Depolama sahası numuneleri üzerinde yapılan ödometre deneylerinden belirlenen hacımsal sıkışma katsayılarının değişimi

3.4. Drenajsız Kayma Mukavemetinin Değerlendirilmesi

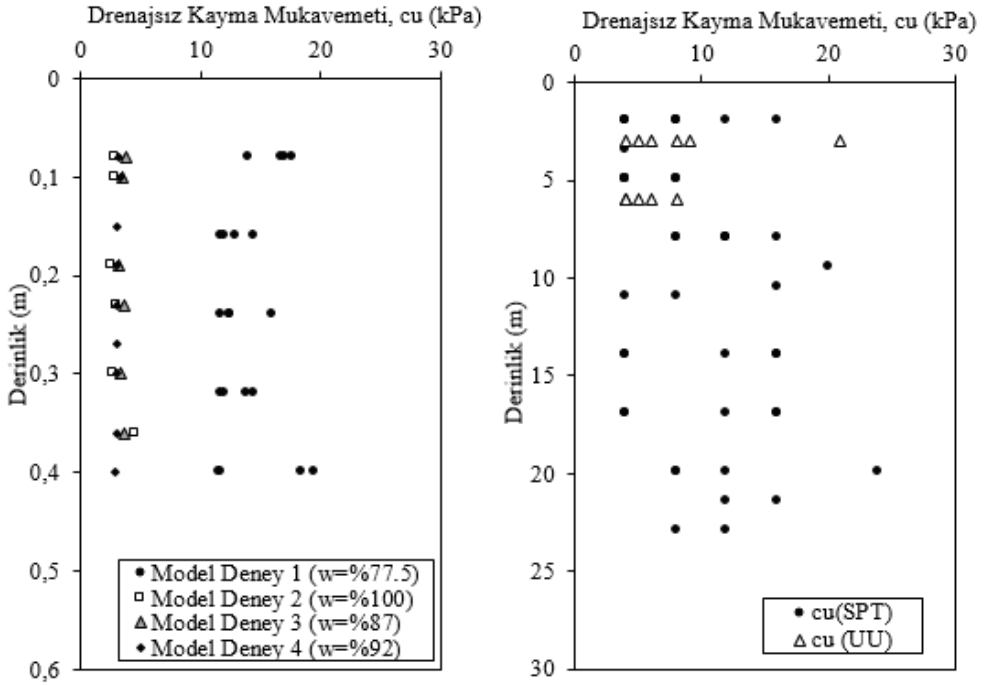
Model deneylerde sulu çamurun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu tamamlandıktan sonra yapılan veyn deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti Şekil 15a'da sunulmuştur. Model Deney1'de dört noktada derinlik boyunca, diğer deneylerde ise üç noktada derinlik boyunca veyn deneyleri yapılmıştır. Deney 1'de ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin diğer model deneylerden daha büyük olduğu görülmektedir. Bunun nedeni, konsolidasyon sırasında Şekil 2'de gösterilen tankın yan tarafında bulunan vanalardan su çıkışına izin verilmiş olması ve bu deneyde tarama çamurunun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu aşamasında daha uzun süre beklenmesidir. Ayrıca, Deney 1'de su muhtevasının diğer deneylerden daha düşük olması da, drenajsız kayma mukavemetinin diğer deneylerde ölçülen değerlerden daha büyük olmasına neden olmuştur (Şekil 15).

Tarama çamurunun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu sonucunda ulaştığı drenajsız kayma mukavemetini belirlemek için tarama çamurunun depolandığı sahada yapılan SPT-N sonuçlarından da yararlanılmıştır. Bunun için SPT-N darbe sayısı ile drenajsız kayma mukavemeti arasında verilen Eşitlik 3 kullanılmıştır. Bu eşitlikte yer alan f_1 katsayısı yüksek plastisiteli zeminlerde 4.0 kN/m^2 olarak alınmaktadır [42]. Buna göre, Eşitlik 3 kullanılarak

hesaplanan drenajsız kayma mukavemeti değerleri Şekil 15b'de görüldüğü gibi 4 ile 24 aralığında değişim göstermektedir.

$$c_u = f_1 \cdot N_{60} \quad (3)$$

Depolama sahasında 2011 yılında yapılan sondajlardan alınan örselenmemiş numuneler üzerinde konsolidasyonsuz – drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen sonuçlar da değerlendirilmiş ve Şekil 15b'de sunulmuştur. Zemin yüzünden 3m ile 6m derinlikler arasındaki numuneler üzerinde yapılan deneylerden c_u değeri 4 – 20 kPa aralığında, su muhtevaları ise %54 ile %42.5 aralığında değişim göstermiştir. Deneylerde küçük değerlerde kayma mukavemeti açısı (ϕ_u) tespit edilmiştir.



Şekil 15 - (a) Model Deneylerden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti
(b) Depolama sahasındaki tarama çamurunun drenajsız kayma mukavemeti

4. ÇAMUR DEPOLAMA SAHASININ REHABİLİTASYONU KAPSAMINDA SAHANIN OTURMA VE TAŞIMA GÜCÜ DAVRANIŞI AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ

Haliç'ten taranan ve eski taş ocağında depolanan tarama çamurunun çökeltme ve kendi ağırlığı altındaki konsolidasyon sürecinden yaklaşık 13 yıl gibi bir süre geçtikten sonra taranmış çamurun depolandığı sahanın üzerinde bir tema park inşa edilerek yeniden kullanıma kazandırılması mümkün olmuştur.

Tarama çamurunun depolandığı alanda inşa edilen tema parkın proje tasarım aşamasında, tarama çamurunun taşıma gücü ve sıkışabilirlik davranışı laboratuvarından ve araziden elde edilen veriler ışığında değerlendirilmiştir. Bu kapsamda, depolama sahasında yapılan sondajlardan alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan UU üç eksenli basınç (Şekil 16b) ve model tank deneylerinde yapılan veyn deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değerleri (Şekil 16a) ile model deneylerde yapılan plaka yükleme deneylerinden (Şekil 7) yararlanılarak tarama çamurunun taşıma gücü değeri hesaplanmıştır. Tarama çamurunun depolandığı sahadan alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan UU deneylerinden belirlenen c_u değerleri 4–20 kPa aralığında değişmektedir (Şekil 16b). Kendi ağırlığı altında konsolidasyon sonucunda arazideki su muhtevasına en yakın su muhtevası olan %54 nihai su muhtevasına ulaşan model tank deneyinde (Model 1) c_u değerleri ortalama 12 kPa olarak ölçülmüştür. Deneysel olarak ölçülen c_u değerlerine göre hesaplanan taşıma gücü değerleri ile plaka yükleme deneyinden belirlenen taşıma gücü değeri Çizelge 7’de verilmiştir. Elde edilen verilere göre tarama çamurunun taşıma gücü yaklaşık olarak 50 kPa mertebelerindedir.

Çizelge 7 - Depolanan malzemenin taşıma gücü tahmini

Deney	Taşıma Gücü (q_u) (kPa)
Plaka Yükleme deneyi (model deney)	50
UU Üç eksenli basınç deneyi*	45
Veyn deneyi*	60

*Taşıma gücü değeri $\phi_u=0$ koşulu için, $q_u=5.14c_u$ eşitliğinden hesaplanmıştır.

Model deneylerde gözlenen oturma davranışı Asoaka [36] yöntemi ile değerlendirilmiş ve dört model deneyden ve sedimentasyon deneyinden kendi ağırlığı altında konsolidasyon sürecinde nihai oturma değerine ulaşıldığı ve sırasıyla konsolidasyon katsayısının (c_v) yaklaşık 10.72 – 0.91 m²/yıl ve 8.51 m²/yıl olduğu saptanmıştır. Bu durumda ortalama 25m kalınlığında arazide depolanan Haliç tarama çamurunun, çift yönlü drenaj koşullarında %90 konsolidasyonunu tamamlaması için gerekli sürenin yaklaşık 12.36 - 25 yıl aralığında olduğu tahmin edilmiştir. Görüldüğü gibi laboratuvar model deneylerinden belirlenen c_v değerleri ile arazide depolanan çamurun kendi ağırlığı altında konsolidasyon süresi (13 yıl) oldukça yakın tahmin edilmiştir. Bununla birlikte, depolama sahası üzerinde yaklaşık 100 kPa değerinde bir yükleme durumu göz önüne alındığında, tarama çamurunda meydana gelecek oturma miktarı (S) ortalama bir $m_v=1.2 \times 10^{-3}$ kPa⁻¹ değeri kullanılarak yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde hesaplanabilir;

$$S = q. m_v. H = 100 \times (1.2 \times 10^{-3}) \times 25 = 3 \text{ m mertebesinde.}$$

Burada, H; tarama çamurunun kalınlığı olup araziden alınan verilere (Şekil 9) göre ortalama 25m alınmıştır. Hesaplanan bu oturma değeri oldukça yüksek bir değer olup, depolama sahasında 13 yıl kendi ağırlığı altında bekletilen tarama çamurunun çok yüksek bir oturma potansiyeline sahip olduğunu göstermektedir.

Sonuç olarak, depolama sahası'nda yaklaşık 25 m kalınlığındaki tarama çamuru için yukarıda özetlenen taşıma gücü ve sıkışabilirlik parametreleri değerlendirildiğinde, tarama çamurunun çok yüksek sıkışabilirliğe ve düşük taşıma gücüne sahip zemin özellikleri taşıdığı görülmektedir. Bu nedenle, taranmış çamurun depolandığı sahanın üzerinde inşa edilmiş olan tema park kapsamındaki yapı temellerinin sağlam tabaka olan Trakya Formasyonu'na oturtulması ve tarama çamurunun katkı maddeleri ile iyileştirilerek, sıkışabilirlik ve taşıma gücü özelliklerinin artırılması yoluna gidilmiştir.

5. SONUÇLAR

Haliç Tarama Projesi kapsamında yapılan araştırmalar sonucu taranan 5 milyon metreküp dipsel çamur Alibeyköy'de kullanılmayan eski taş ocaklarında depolanmıştır. Haliç'den taranan çamurun sahada depolanmasından yaklaşık 13 yıl sonra, depolama alanı ve çevresini de içine alacak şekilde inşası planlanan yapıların tasarımı için sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Yapılan bu çalışmaların değerlendirilmesi sonucu depolanan tarama çamurunun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu sonrasındaki durumu tespit edilmiştir. Yapılan çalışmalar ile İstanbul/Alibeyköy'de yer alan ve atıl halde bulunan bir taş ocağı sahası rekreasyon alanına dönüşmüştür.

Bu makalede, Haliç tarama çamurunun karada depolanması durumunda, kendi ağırlığı ve sürşarj yükleri altındaki sıkışma ve mukavemet davranışı laboratuvarında ve arazide yapılan araştırmaların sonuçlarına göre değerlendirilmiştir.

Laboratuvarında yapılan model deneylerde, zeminin kendi ağırlığı altındaki konsolidasyonunda c_v 'nin 0.91-10.72 m²/yıl aralığında değiştiği ve bu değerlerin de literatürde benzer çalışmalardan elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğu görülmüştür. Sürşarj gerilmeleri etkisindeki davranışı incelemek için Model Deney 1' den alınan örselenmemiş tüp numune üzerinde yapılan klasik ödometre deneyinde, gerilme artışına bağlı olarak konsolidasyon katsayısı ve hacimsel sıkışma katsayılarında azalma belirlenmesine rağmen küçük boyutlu deneyden alınan sedimentasyon numunesinde benzer davranış belirlenmemiştir.

Model Deneylerde kendi ağırlığı altında konsolidasyon tamamlandıktan sonra yapılan veyn deneyleri ile derinlik boyunca belirlenen drenajsız kayma mukavemeti $c_u=4-20$ kPa arasında değişim göstermiştir. Tarama çamuru karada depolandıktan 13 yıl sonra yapılan sondajlardan, belirlenen drenajsız kayma mukavemeti de (SPT N darbe sayısına bağlı olarak ve UU deneylerinden) benzer şekilde $c_u=4-20$ kPa arasında değişim göstermiştir. Depolama sonrası tarama çamurunun sürşarj yükleri altındaki davranışını incelemek için laboratuvarında model deneylerden alınan örnekler ve araziden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan standart ödometre deneylerinden, hacimsel sıkışma katsayısının sürşarj gerilmesi artışına bağlı olarak azaldığı görülmüştür.

Haliç'ten taranan ve eski taş ocağında depolanan tarama çamurunun depolandığı sahada yapılacak tasarımlar için, laboratuvardan ve araziden elde edilen verilere göre tarama çamurunun taşıma gücü yaklaşık 50 kPa olarak belirlenmiştir. Depolama sahası'nda yaklaşık 25 m kalınlıkta yer alan tarama çamuru için hesaplanan taşıma gücü ve sıkışabilirlik parametreleri değerlendirildiğinde, tarama çamurunun düşük taşıma gücüne ve yüksek sıkışabilirliğe sahip olduğu tespit edilmiştir.

Bu araştırma elde edilen sonuçlardan, karada depolanan su muhtevası yüksek çamurların davranışının laboratuvar ortamında deneysel olarak modellenilebileceği gösterilmiştir. Taranmış dipsel deniz çökelleri gibi sulu çamurların kendi ağırlığı altında ve sürüş yükleri altında konsolidasyon, mukavemet davranışı ve taşıma gücü model deneyleri, depolama alanında yapılan sondajlardan elde edilen veriler ile karşılaştırılmış, model deneylerde gözlenen davranış ile arazi deney ve sondajlardan elde edilen verilerin oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Karada depolanan çamurun, kendi ağırlığı altındaki konsolidasyon süresi laboratuvar model deneylerinden belirlenen c_v değeri kullanılarak oldukça yakın olarak tahmin edilmiştir. Bu nedenle, bu tür projelerde arazi uygulamalarının planlanması ve uzun süreli davranışının öngörülebilmesi çalışmalarında model deneylerin önemli bir katkı sağladığı düşünülmektedir.

Teşekkür

Çalışma ekibi, İstanbul Büyükşehir Belediyesi'nin Haliç Rehabilitasyon Projesi kapsamında yürüttüğü çalışmalar ile bilgi ve deneyimlerinden her zaman yararlanma olanağı bulduğumuz Sayın Prof. Dr. Kutay Özaydın'a ve deneysel çalışmalara verdiği destekten ötürü Prof. Dr. Mehmet Berilgen'e ve Doç. Dr. Saadet Berilgen'e teşekkür eder.

Semboller

c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
c_v	Konsolidasyon katsayısı
C_c	Sıkışma İndisi
CL	Düşük plastisiteli kil
CH	Yüksek plastisiteli kil
e	Boşluk oranı
e_0	Başlangıç boşluk oranı
f_1	Plastisite indisine bağlı katsayı
f_2	Plastisite indisine bağlı katsayı
H	Sıkışan tabakanın kalınlığı
K	Permeabilite katsayısı
MH	Yüksek plastisiteli silt
m_v	Hacimsel sıkışma katsayısı
N	Standart Penetrasyon Sayısı
UU	Konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi
Δt	Zaman aralığı

SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
S_1, S_2, \dots, S_n	Oturma miktarları
S_f	Nihai oturma miktarları
β	Doğrunun eğimi
w	Su muhtevası
w_L	Likit limit
w_0	Başlangıç su muhtevası
w_P	Plastik limit
σ'_v	Efektif düşey gerilme
σ_u	Drenajsız içsel sürtünme açısı
q_u	Serbest basınç mukavemeti

Kaynaklar

- [1] Pane, V., Schiffman, R.L., A note on sedimentation and consolidation. *Geotechnique*, 35, 1, 69-77, 1985.
- [2] Abu-Hejleh, A.N., Znidarci, D., Barnes, B.L., Consolidation characteristics of phosphatic clays. *American Society of Civil Engineers Journal of Geotechnical Engineering*, 122, 295-301, 1996.
- [3] Ortenblad, A., Mathematical theory of the process of consolidation of mud deposits. *Journal of Mathematical Physics*, 9, 73–149, 1930.
- [4] Gibson, R. E., The progress of consolidation in clay layer increasing in thickness with time, *Geotechnique*, 8, 171–182, 1958.
- [5] Imai, G., Setting behavior of clay suspension. *Soils and Foundations*. 20, 61 – 77, 1980.
- [6] Imai, G., Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay minerals. *Soils and Foundations*, 21, 7–20, 1981.
- [7] Gibson, R. E., Schiffman, R. L., Cargill, K. W., The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 280–293, 1981.
- [8] Been, K., Sills, G.C., Self-weight consolidation of soft soils: An experimental and theoretical study. *Geotechnique* 31, 519 – 535, 1981.
- [9] Koppula, S.D., Morgenstern, N.R., On the consolidation of sedimenting clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3), 1982.
- [10] Booker, J. R., Rowe, R. K., 1-D consolidation of periodically layered soil, *Journal of Engineering Mechanics*, 109, 1319–1333, 1983.

- [11] Bitzer, K., Modeling consolidation and fluid flow in sedimentary basins, *Computers and Geosciences*, 22, 467–478, 1996.
- [12] Fox, P. J., Berles, J. D., CS2: a piecewise-linear model for large strain consolidation, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21, 453–475, 1997.
- [13] Battaglio, M., Bellomo, N., Bonzani, I., Lancellotta, R., Nonlinear consolidation models of clay with change type. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 38, 493–500, 2003.
- [14] Xie, X., Zhang, J., Zeng, G., Similarity solution of self-weight consolidation problem for saturated soil. *Applied Mathematics and Mechanics*, 26, 1165–1171, 2005.
- [15] Hawlader, B. C., Muhunthan, B., Imai, G., State-dependent constitutive model and numerical solution of self-weight consolidation, *Geotechnique*, 58, 133–141, 2008.
- [16] Kondo F, Torrance JK., Effects of Grain-Size distribution, Iron Oxide, and Organic matter in sedimentation and self-weight consolidation on thoroughly disturbed soft marine clay. *Transactions of the Japan Society of Irrigation Drainage and Reclamation Engineering*, 260, 57-67, 2009.
- [17] Xu, G.Z., Gao, Y.F., Hong, Z.S., Ding, J.W., Settlement behavior of four dredged slurries in China. *Marine Georesources and Geotechnology*, 30, 143-156, 2012.
- [18] He, J., J. Chu, S. K. Tan, T. T. Vu., K. P. Lam, Sedimentation behavior of flocculant-treated soil slurry. *Marine Georesources and Geotechnology*, 35,593–602, 2016.
- [19] Zeng, L.-L., Z.-S. Hong, W.-B. Tian, and J.-W. Shi, Settling behavior of clay suspensions produced by dredging activities in China. *Marine Georesources and Geotechnology*, 36, 30–37, 2016.
- [20] Zhang, N., W. Zhu, H.-T. He, Y.-Y. Lv, and S.-W. Wang, Experimental study on settling velocity of soil particles in dredged slurry. *Marine Georesources and Geotechnology*, 35, 747–757, 2016.
- [21] Monte, J.L., Krizek, R.J., One-dimensional mathematical model for large-strain consolidation. *Geotechnique*, 26, 495-510, 1976.
- [22] Liu, J.C., Znidarcic, D., Modeling one-dimensional compression characteristic of soils. *American Society of Civil Engineers Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 161-169, 1991.
- [23] Gibson, R.E., England, G.L., Hussey, M.J.L., The theory of one dimensional consolidation of saturated clays, I: Finite nonlinear consolidation of thin homogeneous layers. *Geotechnique*, 17, 261-273, 1967.
- [24] Gibson, R. E., Schiffman, R. L., Cargill, K. W., The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 280–293, 1981.
- [25] Toorman, E. A., Sedimentation and self-weight consolidation:General unifying theory. *Geotechnique*, 46 (1):103–13, 1996.

- [26] Özaydın, K., Yıldırım, S., Yıldırım, M., Kılıç, H., Akgüner, C., Nihai (Beşinci) Geoteknik Rapor, T.C. İstanbul Büyükşehir Belediye Başkanlığı Haliç İslah Projesi-Fizilipite Raporu için Taban Çamurunun Geoteknik ve Kirlilik Özelliklerinin Belirlenmesi ve Çamurun Taranması ve Uzaklaştırılması Projesi, Kasım 1995.
- [27] Berilgen, S.A., Biçer, P., Berilgen M., and Ozaydın, K., Assessment of consolidation behavior of golden horn marine dredged material. *Marine Georesources and Geotechnology*, 24, 1–16, 2006.
- [28] Berilgen, M. M., Ozaydin, K., Edil, T., A case study:dredging and disposal of Golden Horn. In T. B. Edil and P. J. Fox (eds.), *Geotechnics of High Water Content Materials*, ASTM STP 1374. West Conshohocken, Pennsylvania, USA: American Society for Testing and Materials. (1999).
- [29] Metropol Mühendislik, İstanbul ili, Eyüp ilçesi, Yeşilpınar mahallesi/ Alibeyköy Sınırlarında planlanan İstanbul Tema Parkı ve Eğlence Merkezi Zemin Etüd Raporu, Samsun, 2011.
- [30] ASTM D 2487. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials Philadelphia.
- [31] ASTM D4318–10, Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International.
- [32] ASTM-D 2974-14, Standard Test Methods for Moisture, Ash and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [33] İpekoğlu, P., Atık Çamur Sahalarının Rehabilitasyonu. Doktora Tezi, YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı, 2004.
- [34] Fox, P. J., Berles, J. D., CS2: a piecewise-linear model for large strain consolidation, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21, 453–475, 1997.
- [35] İnce, Ç. G., Sulu Çamurların Sedimentasyonu ve Konsolidasyonu. Yüksek Lisans Tezi, YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı, 1998.
- [36] Asaoka, A., Observational Procedure of Settlement Prediction of Settlements. *Soils and Foundation*, 18, 4, 87-101, 1978.
- [37] Casagrande, A., The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance, Discussion D-34, Proc. of First INT: Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., Cambridge, III, 60-64, 1936.
- [38] Boyle, P., Berthier, D., Holding, G., Ameratunga, J., De Bok, C., Successful Application of vacuum consolidation at Port of Brisbane. *Ground Improvement Technologies and case histories*, GeoSS, Singapore, 747-753, 2009.
- [39] Bergado, D.T., Singh, N., Sim, S.H., Panichyatum, B., Sampaco, C.L., Balasubramaniam, A.S., Improvement of soft Bangkok clay using vertical geotextile band drains compared with granular piles. *Geotextiles and Geomenbranes*, 9: 203-201, 1990.

- [40] Ganesalingam, D., Arulrajah, A., Ameratunga, J., Boyle, P. J., Sivakugan, N., Geotechnical properties of reconstituted dredged mud. Proceedings from the Pan-AM CGS Geotechnical Conference (pp. 1-7). Toronto, Canada. (2011).
- [41] Develioğlu İ., Pulat FH., Compressibility behaviour of natural and stabilized dredged soils in different organic matter content. *Construction and Building Materials*, 228, 1-11, 2019.
- [42] Stroud, M.A., The standard penetration test in insensitive clays and soft rock, Proceedings of European Symposium on Penetration Resistance. National Swedish Institute for Building Research, Stockholm, Sweden, 2.2, 367-375, 1974.

Gerçek Zamanlı Basınç Yönetimiyle Su Dağıtım Şebekesinde Su Kaybının Azaltılması

Mehmet Melih KOŞUCU¹

Ömer SARI²

Mehmet Cüneyd DEMİREL³

Samet KIRAN⁴

Abdurrahman YILMAZ⁵

Abdulkaki AYBAKAN⁶

Enes ALBAY⁷

V. Ş. Özgür KIRCA⁸

ÖZ

Su dağıtım sistemlerindeki su kayıplarının azaltılması su, enerji, arıtma ve zaman tasarrufu açısından oldukça gereklidir. Su kayıplarının azaltılması, ancak hidrolik model yardımıyla basınç yönetimi yapılarak efektif olarak gerçekleştirilebilir. Sabit basınç çıkışlı basınç düşürücü vanalarla bu işlem yapılmaya çalışıldığında ya kritik noktanın minimum basınç değerinin altına düşmesi, ya da basınç yönetiminden istenen verimin alınmaması muhtemeldir. Bu sebeple özellikle su tüketim paterninin büyük salınımlar gösterdiği büyük şehirlerde gerçek zamanlı kontrol yöntemiyle basınç yönetimi, kayıp su miktarını azaltmak açısından oldukça faydalıdır. Bu çalışmada iki önemli faaliyet yürütülmüştür. Bunlardan ilki,

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 13 Aralık 2019 günü ulaşımıştır. 28 Eylül 2020 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2021 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tekderg.658870>

1 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Bölümü, İstanbul - kosucu@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0001-5907-6964>

2 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Bölümü, İstanbul - sari18@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0002-7556-6020>

3 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Bölümü, İstanbul - mehmet.demirel@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0003-4402-906X>

4 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Bölümü, İstanbul
İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi, İstanbul - kiransa@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0001-7826-6157>

5 İstanbul Teknik Üniversitesi, Kontrol ve Otomasyon Mühendisliği, İstanbul - yilmazabdurrah@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0001-8946-6664>

6 İstanbul Teknik Üniversitesi, Kontrol ve Otomasyon Mühendisliği, İstanbul - aybakana@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0002-8912-547X>

7 İstanbul Teknik Üniversitesi, Bilgisayar Mühendisliği Bölümü, İstanbul - albay@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0001-8228-8711>

8 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Bölümü, İstanbul - kircave@itu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0003-1374-5039>

hipotetik bir şebekenin hidrolik modelinde Gerçek Zamanlı basınç yönetiminin farklı su kaybı senaryoları altında gerçekleştirilerek bir hassasiyet analizi yapılmasıdır. İkincisi ise gerçek bir şebekenin hidrolik modelinde Gerçek Zamanlı basınç yönetimi uygulanarak bu yöntemin su kayıplarını azaltmada başarılı olduğunun ortaya konmasıdır.

Anahtar Kelimeler: Su dağıtım sistemleri, hidrolik modelleme, gerçek zamanlı kontrol.

ABSTRACT

Water Leakage Reduction in the Water Distribution Network with Real Time Pressure Management

Reducing water leakages in water distribution systems is essential in terms of water, energy, treatment and time savings. However, the reduction of water leakages can only be realized effectively by pressure management with the help of a hydraulic model. When attempting to do this task with pressure reducing valves with constant pressure output, it is possible that either the critical point will fall below the minimum pressure value or that the desired efficiency cannot be obtained from the pressure management. For this reason, pressure management by real-time control method is very beneficial especially in large cities where the water consumption pattern shows large oscillations. Two important activities were carried out in this study. The first one is to perform a sensitivity analysis by performing Real Time pressure management under different water loss scenarios in a hypothetical network. The second is to demonstrate that this method is successful in reducing water losses by applying Real Time pressure management in the hydraulic model of a real network.

Keywords: Water distribution systems, hydraulic modelling, real time control.

1. GİRİŞ

Su dağıtım sistemlerinde yüksek basınçların etkisiyle ortaya çıkan su kayıpları, su kaynaklarından yeterince istifade edilememesine sebep olduğu gibi, sisteme (pompa vasıtasıyla) enerji verilmesi ve arıtma tesislerinde suyun arıtılması süreçlerinden dolayı ciddi zayıflara da yol açmaktadır. Öyle ki, pompa ile terfi ettirilmiş ve arıtma tesisinde arıtılmış su, borulardan sızarak sistem dışına çıktığı için enerji ve arıtma kapasitesi boş yere kullanılmış olmaktadır. Bu kayıpların yanında yerleşim birimlerindeki nüfus artışı dolayısıyla temin edilen su ihtiyacı zamanla artmakta, tabii olarak su idareleri bu durumda yeni su kaynaklarından su temin etmeye yönelmektedir. Hâlbuki yeni kaynaklar aramak yerine öncelikle mevcut su kayıplarının azaltılmaya çalışılması hem ekonomik, hem de teknik açıdan oldukça gereklidir. Su kayıplarının azaltılması temel olarak iki faaliyetin gerçekleştirilmesiyle mümkün olabilir: 1) Su dağıtım sisteminde hidrolik modelleme yardımıyla gerçekleştirilebilen basınç yönetimiyle [1]. 2) Yüksek basınçlar sebebiyle oluşan boru hasarlarının giderilmesiyle [2]. Boru hasarları, bölgedeki trafik yüküne, boru malzemesinin cinsine ve yataklama kalitesine de bağlı olduğundan düşük basınçlarda da meydana gelebilir. Fakat yüksek basınçlı boruda hasarın büyüklüğü ve yayılma mesafesi aynı şartlardaki düşük basınçlı boruya göre daha fazladır.

Her ne kadar sadece boruların tamir edilmesi geçerli bir çözüm gibi gözükse de, hidrolik modellemeyle basınç yönetimi yapılmadığında yüksek basınçlar tekrar ortaya çıkmakta ve

borular tekrar tahrip olmaktadır. Dolayısıyla hidrolik modellemeyle basınç yönetimi olmadan boruların onarımı yoluna gitmek palyatif bir çözüm olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu çalışma kapsamında, su dağıtım sistemindeki kayıpların bir hidrolik model yardımıyla basınç yönetimi yapılarak azaltılması planlanmaktadır. Böylece suyun boşa akmasının önüne geçileceği gibi, ülkenin ciddi bir maliyet yükünden kurtarılması hedeflenmektedir.

Su dağıtım sisteminde yüksek olan basınçları düşürmek için basınç düşürücü vanalar (BDV) kullanılmaktadır [3]. Bu tip vanalar, menba basıncının yüksek olduğu durumlarda aktif olarak çalışır ve debiyi değiştirmeden basınç değerini düşürerek boruların hasar görme riskini azaltır. Basınç düşürücü vanalar her ne kadar basıncı düşürse de, bu tip vanalarda çıkış basıncının sabit olarak verilmesi, yüksek su tüketimi saatlerinde basınçların şebekede izin verilen en düşük servis basıncının bile altına düşmesine sebep olabilmektedir. Bu ise kullanıcılara efektif bir şekilde suyun iletilmesinin önünde bir engel oluşturacağından su kayıplarının önüne geçmek isterken başka türlü bir zararın doğması durumu ortaya çıkacaktır. Bu sebeple, gerçek zamanlı olarak kontrol edilebilen bir vananın su dağıtım sisteminin kritik bir noktasından (yani en yüksek kotlu noktasından) sinyal olarak basıncı buna göre ayarlaması, yüksek basınçların ortaya çıkmasını önlemesinin yanında sistemin tasarım aşamasında öngörüldüğü gibi işlemlerini ve günün her saatinde kullanıcılara suyun iletilmesini sağlayabilir. Yüksek basınçların sebep olduğu su kayıplarının Türkiye'nin birçok şehrinde %50-60 mertebesinde [4] olduğu düşünüldüğünde gerçek zamanlı kontrol uygulamasının su dağıtım sisteminde tatbik edilmesinin önemi ortaya çıkmaktadır.

Araujo ve diğ. [5], hipotetik bir şebeke üzerinde enerji kırıncı vanaların sayısının ve konumunun optimizasyonunu yaparak bu vanaların kullanımının su kayıplarını azaltmada etkili olduğunu göstermiştir. Campisano ve diğ. [6], Araujo ve diğ. [5] tarafından kullanılan hipotetik su dağıtım şebekesini kullanmış, bu şebekede gerçek zamanlı kontrol edilen iki vananın iki farklı kritik noktadan sinyal olarak basınç yönetimini gerçekleştirmesini sağlamıştır. Campisano ve diğ. [7], gerçek zamanlı kontrol edilen vananın PID sistemiyle yönetilmesi sırasında meydana gelen instabiliteyi asgariye indirmek için yapılan bir kalibrasyonun yöntemini ortaya koymuştur. Creaco ve diğ. [8], gerçek zamanlı kontrol edilen vanayı kararsız akım koşullarında modellemiş ve modelin instabil olmaması için gerekli olan minimum zaman adımını belirlemiştir.

Campisano ve diğ. [9], 9 tane basınç düşürücü vananın bulunduğu [10] ve basınçlar ile su kaybı miktarının buna rağmen bir hayli yüksek olduğu [11] Norveç'in Oslo şehrinin Oppegard bölgesinin su dağıtım sisteminin hidrolik modelini kurmuş, ve su kayıplarının azaltılabileceğini göstermiştir. Fontana ve diğ. [13], gerçek zamanlı kontrol edilen basınç düşürücü vananın stabilite koşulunu açıklamış, laboratuarda deneylerini yapmış ve bu deneyi sayısal olarak modellemiştir. Fontana ve diğ. [14], tarafından yapılan saha deneyleri sonucunda gerçek zamanlı kontrolle yapılan basınç yönetiminin sabit çıkışlı geleneksel basınç yönetimine göre yüksek basınç ve su kayıplarıyla mücadelede daha etkili olduğu anlaşılmıştır.

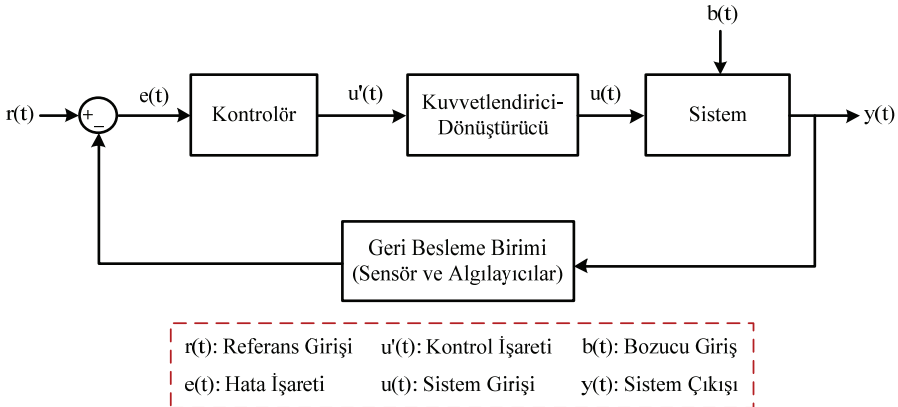
Su dağıtım sistemindeki su kayıplarının başlıca sebebinin sistemdeki yüksek basınçlar olduğu bilinmektedir [15]. Fakat yüksek basınçlar sistemde kararsız halde bulunup günün her saatinde ortaya çıkmamaktadır. Suyun az kullanıldığı gece saatlerinde su dağıtım sistemindeki akım hızları düşük olduğu için yüksek basınçların ortaya çıktığı bilindiğine göre, su kayıplarının önüne geçmek için bu saatlerde ortaya çıkan yüksek basınçları düşürmenin gerektiği anlaşılmaktadır. Fakat sistem girişindeki basıncın sabit bir değere

düşürülmesi, tüketimin fazla olduğu saatlerde izin verilen minimum servis basıncı değerinin altına düşülmesine sebep olabilmektedir. Tam da bu noktada sistemdeki basınçların gerçek zamanlı olarak yönetilmesinin önemi devreye girmektedir. Gerçek zamanlı basınç yönetimi, sistemin zamana bağlı değişen özelliklerine göre şekil almasının yanında, hidrantların açılması gibi sistemdeki basınçların ani olarak değiştiği özel durumlarda da ciddi fayda sağlamaktadır [16]. Bu sebeple bu çalışma kapsamında gerçek zamanlı basınç yönetiminin basınç düşürücü vana ile yapılması planlanmaktadır.

Literatürde, kritik noktanın alacağı farklı basınç değerleri ile su dağıtım şebekesinin alacağı farklı kayıp katsayıları ve kayıp kuvvet derecelerinin (Kayıp katsayısı ve kayıp kuvvet derecesi parametreleri hakkında detaylar bölüm 3.2.1.'de verilmiştir) su kayıplarını nasıl etkilediğinin ortaya konduğu, yani bir nevi hassasiyet analizinin yapıldığı bir çalışma bulunmamaktadır. Bu çalışmanın başlıca amacı, literatürdeki bu eksikliğin, hipotetik bir model üzerinde yürütülerek bir parametrik çalışma ile giderilmesidir. Çalışmanın bir diğer hedefi ise gerçek zamanlı basınç yönetiminin gerçek bir su dağıtım şebekesinin hidrolik modeli üzerinde efektif olarak uygulanabileceğinin gösterilmesidir. Çalışmada gerçek bir uygulama örneği olarak, mevcut basınç yönetim sistemindeki problemleri dolayısıyla Sultanbeyli ilçesi su dağıtım şebekesi seçilmiştir. Böylece gerçek zamanlı basınç yönetiminin işletmedeki faydalarının ortaya konması ve genel kullanımda yaygınlık kazanarak bu yöntemle elde edilecek faydaların artırılması hedeflenmiştir.

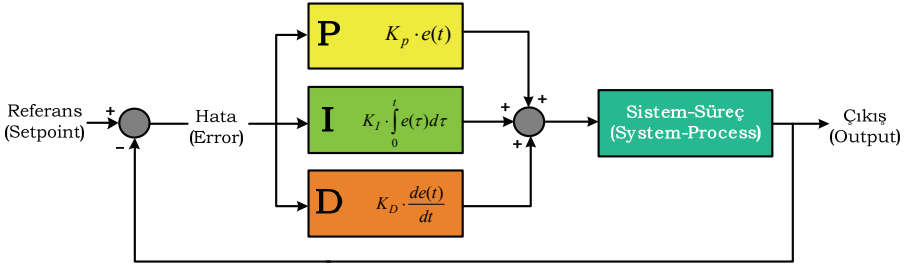
2. GERÇEK ZAMANLI KONTROL VE PID

Gerçek zamanlı kontrol (GZK), adından da anlaşılacağı üzere bir sistemin veya sistemdeki bir parametrenin zamanla birlikte meydana gelen bozucu etkilere rağmen dinamik bir şekilde kontrol edilmesidir. Bu sisteme literatürde “Kapalı Çevrim Kontrol” veya “Geri Beslemeli Kontrol” de denmektedir. Bu kontrol sisteminde, modelin veya deney düzeneğinin verdiği çıktı ile referans değeri karşılaştırılır ve aralarındaki hata sinyali esas alınarak kontrol algoritması ortaya konur. Şekil 1’de kapalı çevrim kontrol sisteminin ana yapısı gösterilmiştir. Sistemin çıktısı her zaman adımında kaydedilip referans değerine getirilmeye çalışılmaktadır. Bu işlem ise geri besleme birimi ve kontrolör yardımıyla bozucu etkenlere rağmen yapılmaktadır.



Şekil 1 - Kapalı Çevrim Kontrol Sistemi [17]

Endüstriyel kontrol sistemlerinde kontrolörlerin aç-kapa yerine hatanın değerine bağlı olarak zamanda sürekliliği olan bir çıkış üretmesi istenir. Su dağıtım şebekesinde de basıncın efektif bir şekilde yönetimi, vananın tamamen açılması veya kapanmasıyla değil, açıklık değerinin sistemin verdiği hataya göre değişmesiyle sağlanır. Bu gerçek zamanlı müdahale en yaygın kullanılan kapalı çevrim kontrol sistemlerinden olan PID ile yapılabilmektedir. PID ifadesi, Proportional (Oransal), Integral (Toplam-İntegral) ve Derivative (Türev) kelimelerinin baş harfleriyle oluşturulmuştur. Proportional terimi, hata miktarı oranında değişimi, Integral terimi, geçmiş hataların toplamını, Derivative terimi ise hatanın zamanla değişim miktarını esas alarak sistemin kontrol edilmesini sağlar. PID Kontrol Sistemi'ne ait blok diyagramı Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2 - PID Kontrolör Blok Diyagramı [18]

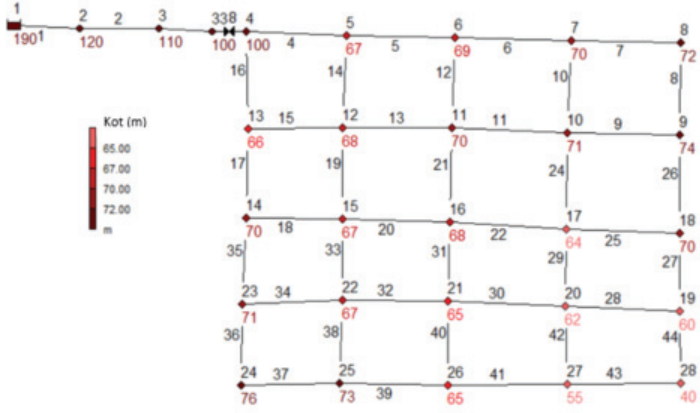
Şekil 2'de $e(t)$ zamanın fonksiyonu olarak hatayı; K_p , K_I ve K_D ise sırasıyla sistemin oransallık, integral ve türev sabitlerini göstermektedir. Bu çalışma kapsamında PID kontrolör kullanılarak su dağıtım şebekesinin kritik noktasındaki basıncın sabit kalması hedeflenmiştir. İleriki bölümlerde buna daha detaylı değinilecektir.

3. HİPOTETİK MODEL

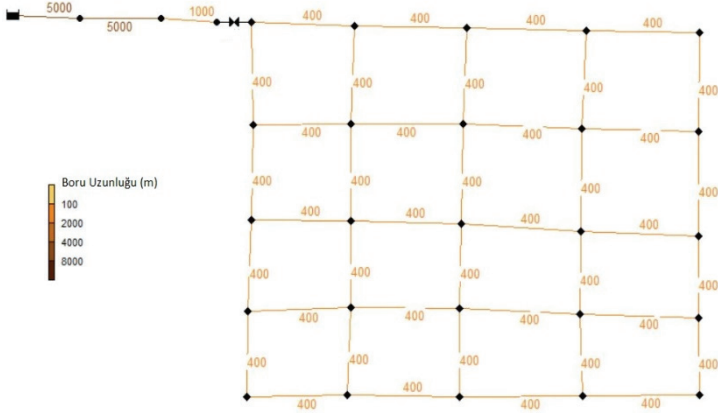
Hipotetik Model, EPANET 2 adlı yazılım kullanılarak oluşturulmuştur. EPANET 2, Amerikan Çevre Koruma Ajansı tarafından su dağıtım sistemlerinin modellenmesi amacıyla kullanıma sunulmuş açık kaynak kodlu bir yazılımdır. Su dağıtım şebekesinde hesap yaparken EPANET 2'nin kullandığı algoritma, Todini ve Pilati [19] tarafından literatüre aktarılan Küresel Gradyen Algoritması'dır (Global Gradient Algorithm) [20].

3.1. Hipotetik Model'in Girdileri

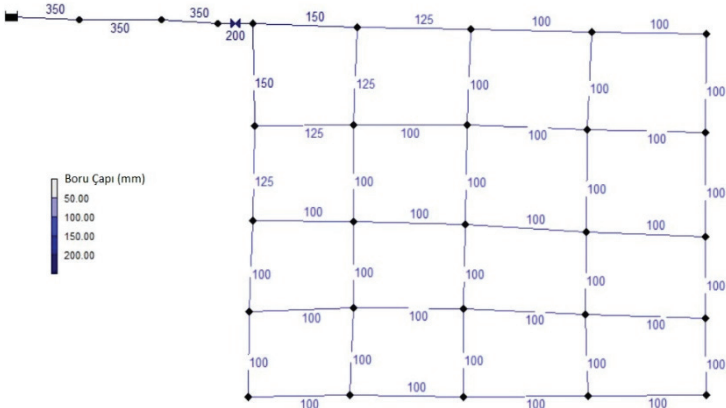
GZK uygulamasına geçmeden önce kurulan örnek şebeke tanıtılacaktır. Şekil 3a'da hipotetik şebeke, düğüm noktasının kotlarıyla birlikte verilmiştir. Boruların üzerindeki siyah rakamlar boru numarasını, düğüm noktalarının üzerindeki siyah rakamlar düğüm noktası numarasını, yine düğüm noktasının üzerindeki kırmızı rakamlar da noktanın kotunu metre cinsinden göstermektedir. Hipotetik şebekede 1 numaralı düğüm noktası olan rezervuardan 25 adet düğüm noktasına su iletilmektedir. Rezervuardan gelen akım cazibeli olarak basınç düşürücü vanayı geçerek şebekeye girmektedir. Öncelikle genel işletme koşulları olan basınç düşürücü vananın hiç çalışmadığı durum ile sabit çıkış verdiği durumlar incelenecektir. Şebekedeki boruların uzunluk ve çap bilgileri Şekil 3b ve Şekil 3c'de verilmiştir.



Şekil 3a - Hipotetik Su Dağıtım Sistemindeki düğüm noktalarının kotları

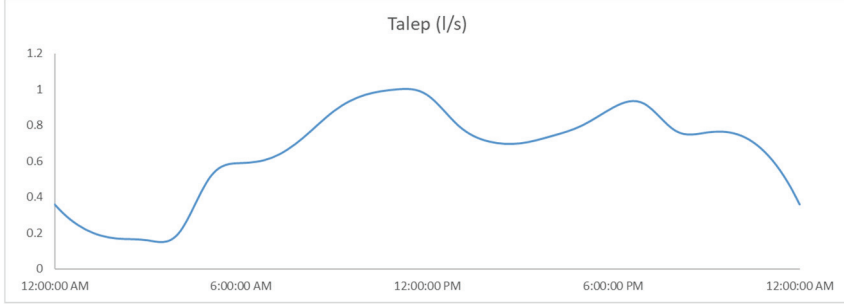


Şekil 3b - Hipotetik Su Dağıtım Sistemindeki boruların uzunlukları



Şekil 3c - Hipotetik Su Dağıtım Sistemindeki boruların çapları

Sistemde 1, 2 ve 3 no'lu düğüm noktaları hariç bütün düğüm noktalarında abone tüketimi bulunmaktadır. Şekil 4'te şebekenin bir düğüm noktasındaki saatlik talep değerleri verilmiştir. Buradaki talep değerleri Kıran'ın [21] çalışmasında yer alan Sultanbeyli modelinden yararlanılarak alınmıştır.



Şekil 4 - Sistemin düğüm noktalarındaki saatlik su talebi değerleri

3.2. Hipotetik Model'deki Senaryolar ve Senaryoların Çıktıları

Bu bölümde basınç yönetiminin hiç yapılmadığı ve basıncın konvansiyonel basınç düşürücü vana ile su dağıtım şebekesi girişinde sabit bir değer aldığı senaryolar (klasik işletme durumu) incelenecektir.

3.2.1. Hipotetik Hidrolik Modelde Su Kaybı ve Basınç

Kurulan hipotetik modelde kayıp su miktarının farklı seviyelerine göre 6 farklı senaryo denenmiştir. Kayıp su miktarını hesaplamada kullanılan ifade şu şekildedir [22]:

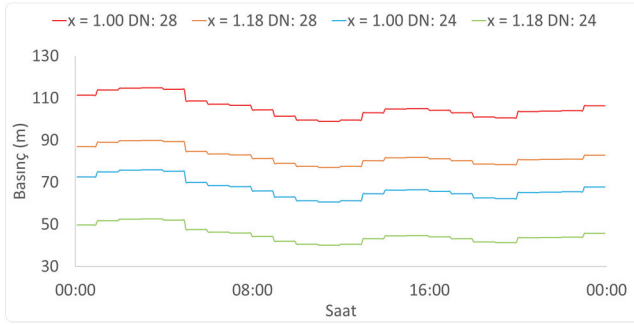
$$q_l = CxP^x \quad (1)$$

Denklem (1)'de q_l kayıp su debisi, P , düğüm noktasındaki metre cinsinden basınç değeri (p/γ), C kayıp katsayısı, x ise kayıp kuvvet derecesidir. C değeri 10^0 ile 10^{-10} arasında değerler alırken [2], [5], [10], [23], x değeri ise 0.5 ile 1.5 arasında değerler almaktadır [24]. Bu çalışmada C ve x parametrelerinin farklı değerleri için oluşturulan 6 senaryo Çizelge 2'de verilmiştir.

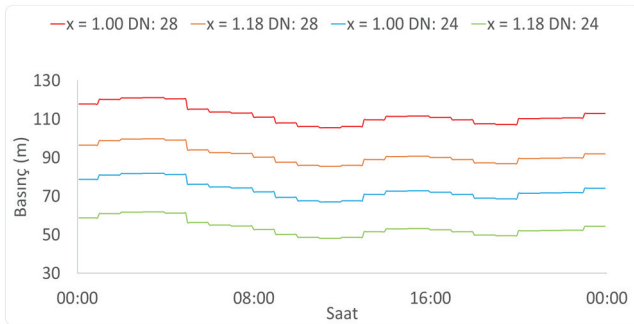
Çizelge 2 - 6 Farklı Senaryoya ait Kayıp Katsayıları ve Kuvvet Dereceleri

Senaryo	1	2	3	4	5	6
C	0.02	0.02	0.015	0.015	0.01	0.01
x	1.18	1.00	1.18	1.00	1.18	1.00

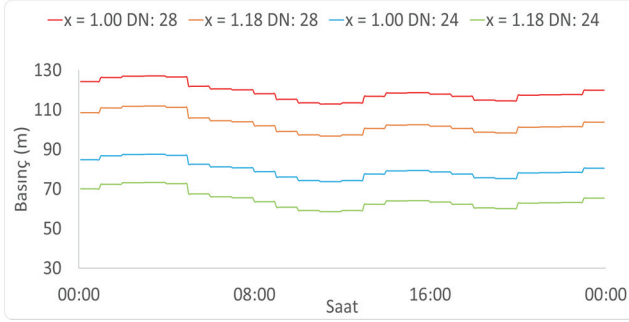
Çizelge 2’de görüldüğü üzere kayıp katsayıları 0.02, 0.015 ve 0.01 değerlerini alırken, kayıp kuvvet dereceleri ise 1.18 ve 1.00 değerlerini almıştır. Kayıp katsayısı değeri, ilgili şebekedeki basınç yüksekliği değerleri, bölgedeki trafik yükü, bölgenin zemin cinsi ve boru malzemesinin kalitesi gibi değişkenlere bağlıdır. Esasen hidrolik modelde bu katsayı belirlenirken şebekedeki su kaybı oranı dikkate alınır ve prototiple model arasındaki uyumsuzluk giderilir. Mesela gerçek şebekedeki su kaybı oranı %30 ise bu şebekenin hidrolik modelindeki su kaybı oranının da %30 olması için uygun bir kayıp katsayısı seçilir ki model kalibre edilmiş olsun [10]. Kayıp kuvvet derecelerinin 1.00 ve 1.18 olarak alınmasının ise gerçekçi olduğu bilindiğinden bu değerler esas alınmıştır [5] [24]. Çizelge 2’deki farklı senaryolarda, basınç düşürücü vana tamamiyle inaktif iken kritik nokta olan 24. düğüm noktasındaki, ve en düşük kota sahip olan (bir diğer ifadeyle maksimum basınçlı olan) 28. Düğüm noktasındaki basınç değerlerinin gün içindeki değişimi, farklı C değerleri için Şekil 5a’da, 5b’de ve 5c’de verilmiştir. Bu şekillerde görüleceği üzere sistemdeki basınçlar 10-15 m’lik bir bant içinde salınım göstermektedir. Hamilton ve McKenzie [25], gündüz ve gece basınçları arasında ciddi salınımlar olan sistemlerde gerçek zamanlı kontrolün uygulanmasını tavsiye etmiştir. Buna göre bu sistemde de gerçek zamanlı kontrolün tatbik edilmesinin gerekli ve yerinde olduğu anlaşılmıştır.



Şekil 5a - $C = 0.02$ ve Basınç Düşürücü Vana inaktif iken 24 ve 28 numaralı düğüm noktalarının basınç değerleri.



Şekil 5b - $C = 0.015$ ve Basınç Düşürücü Vana inaktif iken 24 ve 28 numaralı düğüm noktalarının basınç değerleri.



Şekil 5c - $C = 0.01$ ve Basınç Düşürücü Vana inaktif iken 24 ve 28 numaralı düğüm noktalarının basınç değerleri.

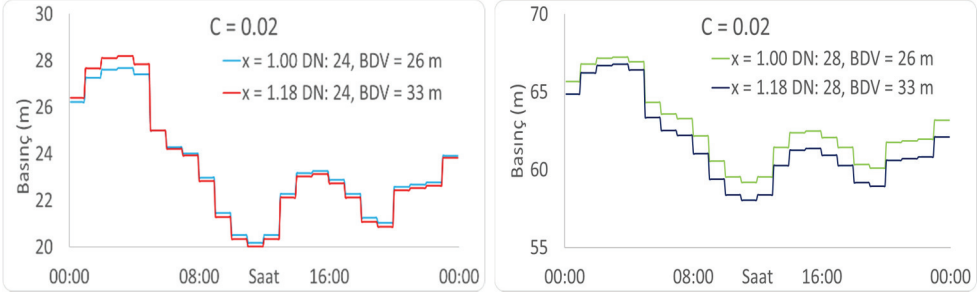
3.2.2. Hipotetik Hidrolik Modelde Konvansiyonel Basınç Yönetimi

Bilindiği üzere su dağıtım şebekelerinde meydana gelen yüksek basınçları düşürmek için sabit çıkış basıncı veren basınç düşürücü vanalar sıklıkla kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında kurulmuş olan hipotetik modelde de gerçek zamanlı basınç yönetimi yapılmadan önce sabit çıkış basıncı veren konvansiyonel vananın kritik noktada ve en düşük kotlu noktada vereceği basınç değerleri hidrolik model yardımıyla hesaplanmıştır. Basınç düşürücü vananın çıkış basınç değeri, kritik nokta basıncının 20 m'nin altına inmeyeceği duruma göre minimize edilmiştir. Buna göre 6 farklı senaryodaki basınç düşürücü vana çıkış basıncı değerleri Çizelge 3'te verilmiştir.

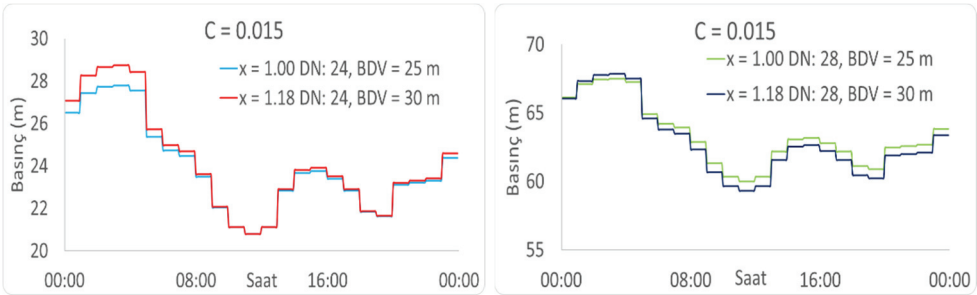
Çizelge 3 - Sabit Çıkışlı Basınç Düşürücü Vana'daki Çıkış Basıncı değerleri

Senaryo	C	x	BDV Çıkış Basıncı (m)
1	0.02	1.18	33
2	0.02	1.00	26
3	0.015	1.18	30
4	0.015	1.00	25
5	0.01	1.18	26
6	0.01	1.00	23

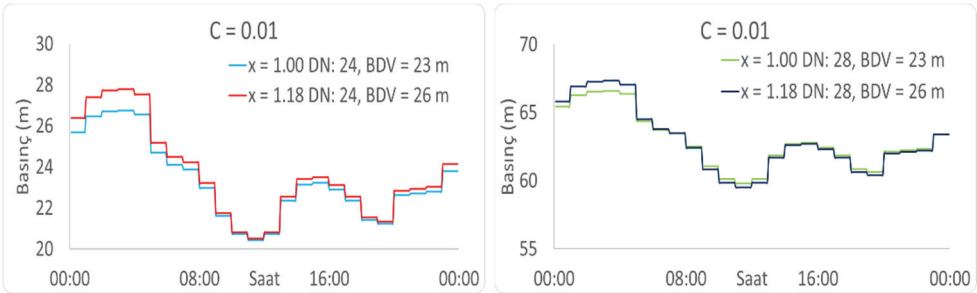
Çizelge 3'te verilmiş olan çıkış basınçlarının su dağıtım şebekesi girişinde bulunması elbette basınç yönetimi yapılmayan duruma göre sistemdeki basınçları ciddi miktarda değiştirecektir. Buna göre hidrolik model yardımıyla hesaplanmış olan kritik noktadaki ve en düşük kotlu noktadaki günlük basınç değişimi grafikleri Şekil 6'da, 7'de ve 8'de verilmiştir.



Şekil 6 - $C = 0.02$ ve Basınç Düşürücü Vana çalışırken a) 24 ve b) 28 numaralı düğüm noktalarının basınç değerleri.



Şekil 7 - $C = 0.015$ ve Basınç Düşürücü Vana çalışırken a) 24 ve b) 28 numaralı düğüm noktalarının basınç değerleri.



Şekil 8 - $C = 0.01$ ve Basınç Düşürücü Vana çalışırken a) 24 ve b) 28 numaralı düğüm noktalarının basınç değerleri.

Şekil 6, 7 ve 8'den anlaşıldığı kadarıyla basınç düşürücü vananın inaktif olduğu duruma göre sistemin basınçları kayda değer miktarda düşmüştür. Fakat su dağıtım şebekesindeki izin verilen minimum servis basıncının 20 m olduğu kabul edilirse basınç değerinin daha da düşürülmesinin mümkün olduğu ve bunun sistemin işletimi ve su kayıplarının önlenmesi açısından faydalar ortaya çıkaracağını vurgulamak gerekir. Bu sebeple sistemdeki basınçları

minimize etmek ve kayıpları azaltmak için gerçek zamanlı kontrolün uygulanacağı daha önce de belirtilmiştir

4. HİPOTETİK HİDROLİK MODELDE GERÇEK ZAMANLI KONTROL

24 numaralı düğüm noktasının –yani kritik noktanın- sabit basınç düşürücü vana ile basınç yönetimi yapıldığında 28 m’ye varan basınç değerlerine sahip olabildiği Şekil 6, 7 ve 8’de görülmektedir. Bu değer her ne kadar düğüm noktalarından su alan abonelere suyun iletilmesi için gerekli olan minimum basınç değerinin üstündeysen de, minimum basınç sınırı şartını ihlal etmemek kaydıyla bu değer altına inmek sistemin işletim süresinin ve kalitesinin artmasına ve sistemdeki kayıpların azaltılmasına önayak olacaktır. Bu sebeple sabit çıkışlı basınç düşürücü vana yerine gerçek zamanlı olarak sistemin kritik bir noktasından sinyal alıp ona göre basıncı düşüren bir basınç düşürücü vananın kullanımı daha avantajlıdır. Kritik noktadan sinyal olarak yapılan basınç yönetimi, kısaca GZK ile basınç yönetimi olarak da adlandırılmaktadır. Efektif bir gerçek zamanlı kontrol için su dağıtım şebekesinin hemen girişindeki basınç düşürücü vananın kritik noktayı kontrol etmesi gerekmektedir. Çünkü başka bir noktayı kontrol etmesi durumunda kritik noktanın basıncının izin verilen minimum servis basıncından aşağı inmesi söz konusu olabilmektedir. Kritik noktadaki basınç bu değer altına düşerse de kullanıcılara su temin edilememesi riski ortaya çıkacaktır ki, bu da istenmeyen bir durumdur.

Bu çalışmada kullanılan ve açık kaynak kodlu bir yazılım olan EPANET 2, diğer programlama dilleriyle ve onların arayüzleriyle iletişime geçebilmektedir. Gerçek Zamanlı Kontrolün su dağıtım sisteminde uygulanması amacıyla Python (3.7.2) dilinde yazılmış bir PID kontrol algoritmasının hazırlanması ve bu algoritmanın EPANET 2’de kurulmuş olan hidrolik model ile eşgüdümlü biçimde çalışması kararlaştırılmıştır. Modelde kritik noktadan sinyal alan vananın, yerel yük kaybını her bir zaman adımında güncelleyerek kritik noktanın basıncını 25 m’de, 24 m’de, 23 m’de, 22 m’de, 21 m’de ve 20 m’de tutması durumlarını esas alan 6 farklı senaryo kurgulanmıştır. Zaman adımı (ΔT), 5 dakika seçilerek hassas bir kontrolün gerçekleştirilmesi amaçlanmıştır. Kontrol sistemindeki PID kontrolör çalışma prensibi ve giriş-çıkış bağıntılarındaki parametreler aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$e[n] = P_{ref} - P_{24}[n] \quad (2)$$

$$\Delta e[n] = e[n] - e[n - 1] \quad (3)$$

$$t = n \times \Delta T \quad (4)$$

$$h_k = k \times \frac{v^2}{2g} \quad (5)$$

$$k = \frac{2g \times h_k}{v^2} \quad (6)$$

Burada Referans Basıncı (P_{ref}) 25-20 m arasındaki tam sayılar olmak üzere 6 farklı senaryoya ait basınç değerlerini, $P_{24}[n]$ 24 numaralı düğüm noktasının n. zaman adımındaki basınç değerini, $e[n]$ ve $e[n-1]$ sırasıyla n. ve n’den bir önceki zaman adımındaki hataları ve $\Delta e[n]$

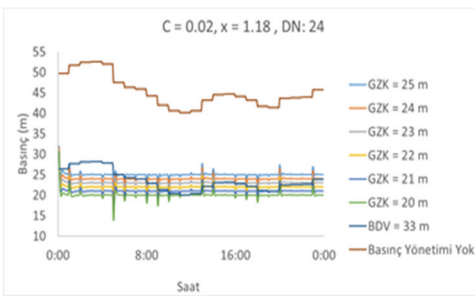
n. zaman adımındaki hatanın değişimini ifade etmektedir. Benzer şekilde hk basınç düşürücü vanadaki toplam yük kaybını, k yerel yük kaybı katsayısını, V ise vananın içinden geçen akımın kesitsel ortalama hızını göstermektedir. Ayrıca n. zaman adımındaki gerçek zaman değeri (t), (4) numaralı eşitlik yardımıyla hesaplanabilmektedir. Vanadaki yerel yük kaybı katsayısı (YYKK) kritik noktanın basıncına göre Denklem (7) ile sürekli kendini güncellemektedir.

$$YYKK[n] = YYKK_0 + K_P \times e[n] + K_I \times e_{sum} + K_D \times \Delta e[n] \quad (7)$$

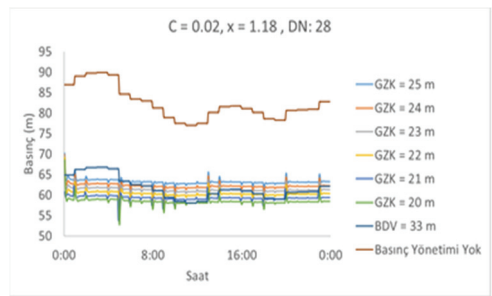
Başlangıç Yerel Yük Kaybı Katsayısı (YYKK₀) yaklaşık 12 olarak alınmıştır. Ayrıca e_{sum} terimi geçmiş hataların toplamı olup, de “[$\sum_{i=1}^n e[n]$]” olarak şekilde tanımlanmıştır. Burada kullanılan [], içindeki ifadenin üstten sınırlandırılmış olduğunu belirtmektedir ve bu üst sınır integral sarmasının önüne geçilmek için eklenmiştir.

Denklem (7)’de geçen KP, KI ve KD katsayıları modelin stabiliteye ulaşması için yapılan kalibrasyon çalışması sonucunda, kayıp kuvvet derecesinin 1.18 olduğu durum için sırasıyla -45, -90 ve -3 olarak, ve kayıp kuvvet derecesinin 1.00 olduğu durum için sırasıyla -10, -20 ve -0.5 olarak belirlenmiştir.

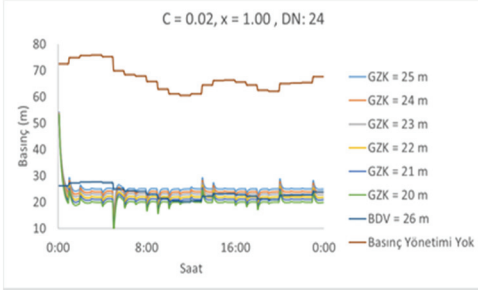
Sistemde BDV’nin gerçek zamanlı basınç yönetimini sağladığı senaryolar için 24 ve 28 numaralı düğüm noktalarındaki basınç değerlerinin zaman serileri Şekil 9(a-l)’de verilmiştir. Şekilde görüldüğü üzere gerçek zamanlı basınç yönetimiyle hem 24, hem de 28 numaralı düğüm noktalarındaki basınç değerleri ciddi miktarda azalmıştır. Basınç değerleri her ne kadar sistemin dinamik yapısından dolayı bozucu etkilere maruz kalsa da, yine aynı değere (20 m’ye) yakınsamaya devam etmektedir. Sonuçta basınç yönetiminin yapılmadığı durumda çok yüksek basınç değerlerine (6 senaryoda da 80 m’den yüksek değerlere) sahip olan 28 numaralı düğüm noktasında (Şekil 9(b-d-f-h-j-l)), gerçek zamanlı kontrol vasıtasıyla günün her saatinde 60-65 m civarında basınçların oluşması, bu yöntemle basınç yönetiminde başarı sağlanacağını göstermektedir.



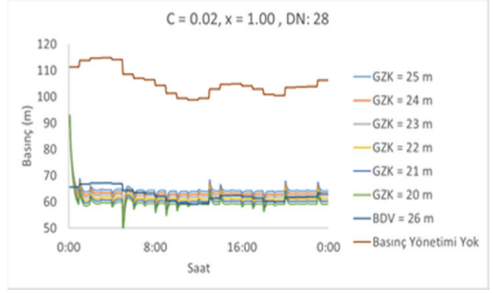
(a)



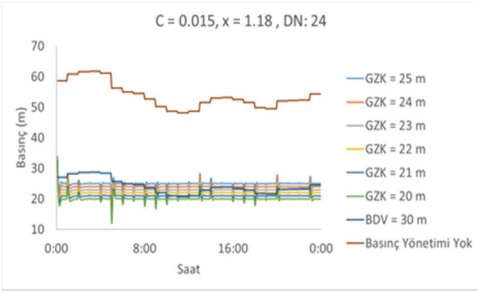
(b)



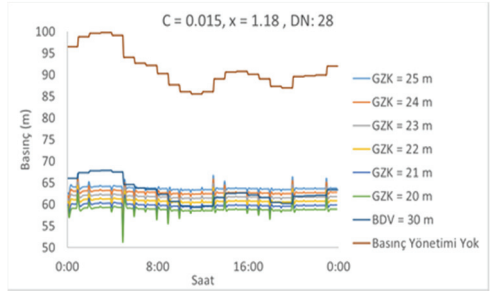
(c)



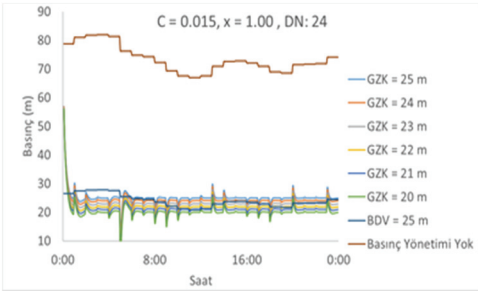
(d)



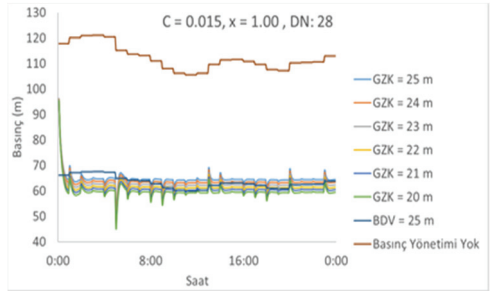
(e)



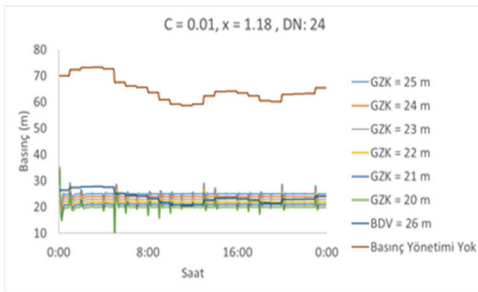
(f)



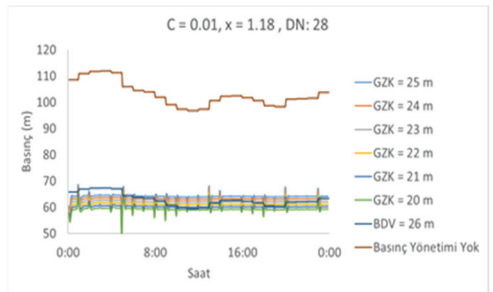
(g)



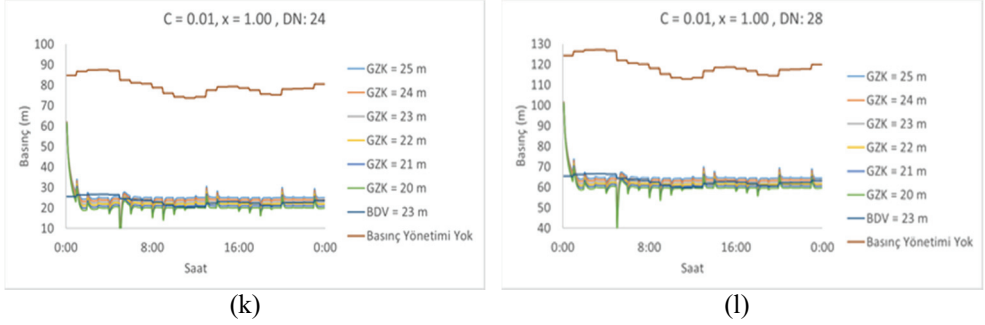
(h)



(i)



(j)



Şekil 9 - Farklı kayıp katsayıları ve kuvvet dereceleriyle gerçekleştirilen muhtelif basınç yönetimi senaryoları sonucunda 24 ve 28 numaralı düğüm noktalarının 24 saatlik basınç değerleri.

5. HİPOTETİK MODELDE BASINÇ YÖNETİMİNİN SU KAYBINA ETKİSİ

Denklem (1)'e göre yapılan su kaybı hesapları neticesinde Çizelge 4'teki sonuçlara ulaşılmıştır. Bu çizelgeye göre, kurulan hipotetik su dağıtım şebekesinde 6 farklı kayıp su senaryosundaki kayıp su oranı değerleri basınç yönetimi yapılmadığında %53 ile %76 arasında değişmektedir. Şebeke girişindeki sabit çıkışlı geleneksel basınç düşürücü vana aktif hale getirilip kritik noktada minimum basınç değerinin ihlal edilmeyeceği şekilde çalıştırıldığında ise kayıp su oranı %30 ile %63 bandına gerilemiştir.

Çizelge 4 - 6 Farklı Senaryonun 8 Farklı Basınç Yönetimi Durumu için Hesaplanan Su Kaybı Oranları

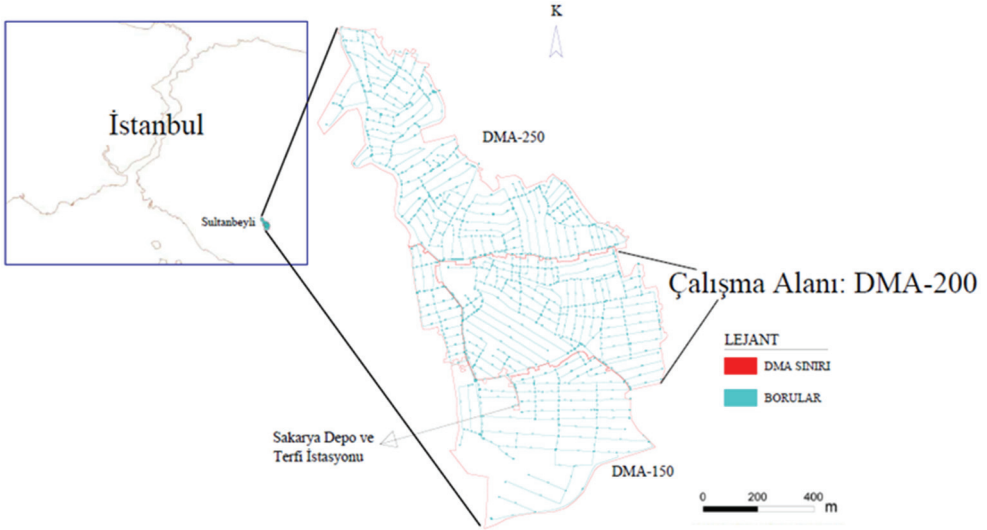
Senaryo	Basınç Yönetimi Yokken	BDV	Kayıp Oranı					
			GZK=25 m	GZK=24 m	GZK=23 m	GZK=22 m	GZK=21 m	GZK=20 m
1: C = 0.02, x = 1.18	0.758	0.629	0.642	0.634	0.626	0.617	0.608	0.599
2: C = 0.02, x = 1.00	0.667	0.464	0.477	0.470	0.463	0.456	0.448	0.440
3: C = 0.015, x = 1.18	0.731	0.562	0.569	0.561	0.552	0.543	0.534	0.524
4: C = 0.015, x = 1.00	0.617	0.395	0.405	0.398	0.391	0.384	0.377	0.369
5: C = 0.01, x = 1.18	0.681	0.453	0.464	0.456	0.447	0.438	0.429	0.420
6: C = 0.01, x = 1.00	0.534	0.298	0.313	0.307	0.300	0.294	0.288	0.282

GZK ile basınç yönetimi durumunda sistemdeki su kaybının basınç yönetiminin olmadığı duruma göre daha az olacağı muhakkaktır. Her ne kadar GZK ile basınç yönetimi halinde sabit çıkışlı vanayla yapılan kontrol durumuna göre daha az kayıplar olacağı öngörülse de, kritik noktanın 25 m ve 24 m basınçlara sahip olduğu durumlardaki su kaybı miktarı, sabit çıkışlı basınç düşürücü vananın kullanıldığı durumdakine nazaran daha fazla olmaktadır. Buradan bu çalışma kapsamında kurulmuş olan hipotetik su dağıtım şebekesinde, kritik

noktanın 25 m ve 24 m basınç yüksekliğine sahip olması halinde GZK ile basınç yönetimi uygulanmasının istenen faydayı sağlamadığı sonucuna ulaşılmaktadır. Kritik noktanın 23 m basınca sahip olduğu GZK ile basınç yönetimi durumunda ise 1-5 senaryolarında sabit çıkışlı basınç yönetimine göre daha az su kaybı oranı elde edilmiş, sadece 6. Senaryoda az farkla da olsa sabit çıkışlı basınç düşürücü vananın daha avantajlı olduğu görülmüştür. Kritik nokta basıncının 22 m, 21 m ve 20 m değerlerini aldığı GZK ile basınç yönetimi durumlarındaysa bu yöntemin faydasının açık olduğu görülmüştür.

6. GERÇEK SU DAĞITIM ŞEBEKESİ MODELİNDE GZK UYGULAMASI

GZK ile basınç yönetimi uygulamasının hipotetik bir şebekede gerçekleştirilmesi her ne kadar kayda değer bir gelişme olsa da, bu basınç yönetimi tarzının gerçek bir su dağıtım şebekesinin hidrolik modelinde fiiliyata dökülmesi elzemdir. Ancak bu sayede GZK ile basınç yönetimi metodunun muteber bir yöntem olup olmadığı anlaşılacaktır. Bu sebeple İstanbul'un Anadolu yakasında bulunan Sultanbeyli ilçesinin bir bölümünde hidrolik modelleme ve basınç yönetimi çalışması icra edilmiştir. Çalışma alanı Şekil 10'da gösterilmiştir. Çalışma alanı, bölgede bulunan Sakarya Depo ve Terfi İstasyonu'ndan beslenen 3 adet DMA'dan (DMA: District Meter Area – İzole Ölçüm Bölgesi) birisi olan DMA-200'dür. Diğer iki DMA'nın ismi Şekil 10'da da görüldüğü üzere DMA-150 ve DMA-250'dir. Bu 3 DMA'daki abonelere su iletimini sağlayan Sakarya Depo ve Terfi İstasyonu ise Ömerli Barajı'ndan çıkıp İstanbul Anadolu yakasının güneyindeki Eşref Bitlis Depo ve Terfi İstasyonu'ndan gelen akımla beslenmektedir.



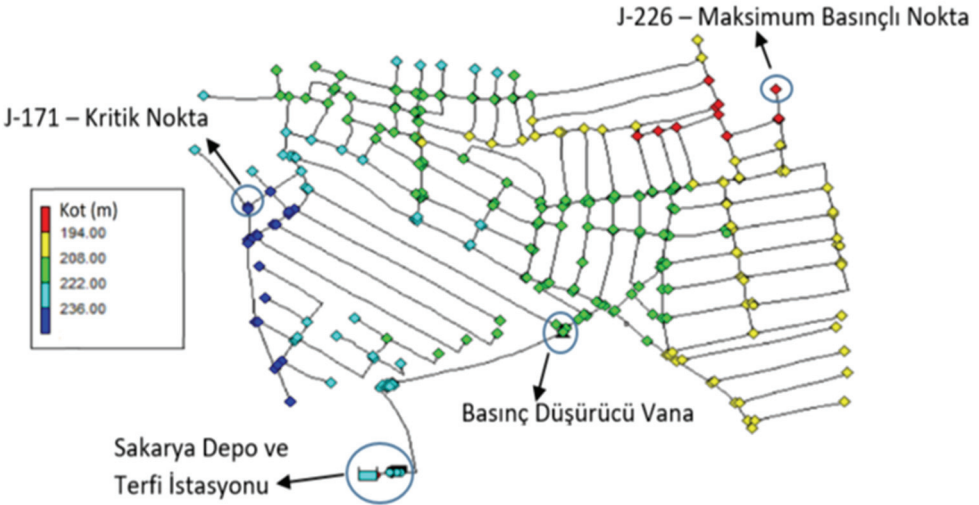
Şekil 10 - Çalışma Alanı

Terfi istasyonu tarafından beslenen bir bölgede basınç düşürücü vana ile basınç yönetimi yapmak mantıklı gözükmesine de bölgenin koşulları bizi buna mecbur kılmaktadır. Zira terfi istasyonunun beslediği DMA'lardan birinde (DMA-150'de) izin verilen minimum servis

basıncı koşulu az farkla sağlanırken bir diğer DMA'daki (DMA-200'de) ortalama servis basıncı, maksimum izin verilen servis basıncı sınırını aşarak yüksek su kayıplarına sebep olmaktadır. Çalışma alanı olarak seçilen DMA, tam da bahsedilen yüksek basınçların büyük su kayıplarına sebep olduğu bölgedir. Bu DMA'da su kaybı oranı %46 mertebesindedir ki, bu değer abonelere ulaştırılması gereken suyun yaklaşık yarısının sistem dışına çıktığını göstermektedir. Şekil 4'te verilen abone talep paterni esasen bu bölgeye ait olduğu için burada da kullanılmıştır. Buna göre öğlen ve akşam saatlerinde su tüketimi yüksek, gece saatlerinde ise -alışılmış olduğu üzere- tüketim değeri düşüktür.

Çalışma alanı, Şekil 11'de görüldüğü üzere, 182 m ila 242 m kotları arasında yer alan düğüm noktalarından oluşmaktadır. Güneydeki 232 m kotta bulunan Sakarya Depo ve Terfi Merkezi'nden beslenen bölgenin girişinde bir basınç düşürücü vana mevcuttur. Bu basınç düşürücü vana ile yapılan konvansiyonel (sabit çıkışlı) ve inovasyonel (gerçek zamanlı) basınç yönetimi uygulamalarından çalışmanın ilerleyen safhalarında detaylı olarak bahsedilecektir. Fakat bundan önce bölgedeki iki önemli noktanın tanıtılması gerekmektedir. Bu noktalar kritik nokta (J-171) ile maksimum basınçlı noktadır (J-226). Kritik nokta daha önce de bahsedildiği üzere, bölgedeki en yüksek kotlu ve dolayısıyla en düşük basınç değerine sahip noktadır. Maksimum basınçlı nokta ise çalışma alanındaki en düşük kotlu ve isminden de anlaşılacağı üzere en yüksek basınç değerlerine sahip olan noktadır. Her türlü basınç yönetimi uygulamasında yöntemin başarıya ulaşıp ulaşmadığı bu iki noktanın aldığı basınç değerleriyle doğrudan ilgilidir. Bu sebeple bu iki noktadaki basınç değerleri hususi bir önem kazanmaktadır.

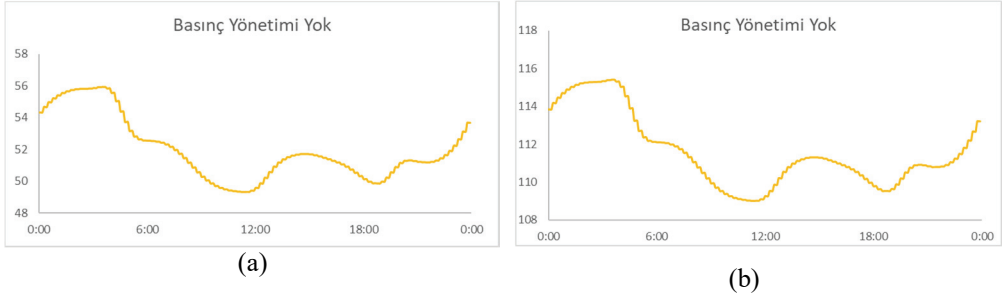
Çalışma alanının batısında kotlar yüksek, doğusunda ise düşüktür. Dolayısıyla, kritik noktanın en batıda, maksimum basınçlı noktanın ise en doğuda yer alması tabiidir. Kritik noktanın kotu 242 m, maksimum basınçlı noktanın kotu ise 182 m'dir. Bölgedeki en düşük kotla en yüksek kot arasında 60 m fark olması, bölgenin basınç yönetiminin verimli bir şekilde gerçekleştirilmesini zorlaştırmaktadır.



Şekil 11 - Çalışma bölgesi ve bu bölgedeki bazı önemli noktalar

Bölgedeki su kaybı oranının % 46 mertebesinde olduğu daha önceden de belirtilmişti. Su kaybı analizi için gerekli olan Kayıp Katsayısı C 0.000153, Kayıp Kuvvet Derecesi x ise 1.18 olarak alınmıştır ki su kaybı oranı % 46 olsun. Her ne kadar bu çalışmanın önceki safhalarında hipotetik su dağıtım şebekesinde hesap yaparken Kayıp Katsayısı C değeri 10^{-2} mertebesinde alınmışken, gerçek su dağıtım şebekesinin modelinde 10^{-5} mertebesinde alınması bir çelişki veya tutarsızlık gibi görünse de, su dağıtım şebekesinin içinde bulunduğu koşullara göre bu katsayı 10^0 ile 10^{-10} arasında değişebileceği için hipotetik şebekede hassasiyet analizi yapılırken 10^{-2} mertebesinde bir Kayıp Katsayısı seçilmesi, gerçek su dağıtım şebekesinde 10^{-5} mertebesinde bir Kayıp Katsayısının benimsenmesine engel teşkil etmemektedir [5], [10], [23].

Hidrolik modeli kurulan çalışma alanında basınç yönetimi gerçekleştirilmediğinde Şekil 12'de görüldüğü üzere, kritik noktanın basıncı 49 m ile 56 m arasında değişmekte, maksimum basınçlı noktanın basıncı ise 109 m ile 116 m arasında değişmektedir. Su dağıtım şebekelerinde izin verilen maksimum servis basıncının 80 m olduğu dikkate alınırsa maksimum basınçlı noktanın günün her saatinde bu sınırı ihlal ettiğini görebiliriz. Bu durum, analiz edilen DMA'daki su kaybı miktarının yüksek olmasının sebebinin büyük oranda açıklamaktadır. Öyleyse bu şebekede yüksek basınçlar sebebiyle meydana gelen su kayıplarının azaltılmasının yolu öncelikle basınç yönetimi faaliyetinden geçmektedir.

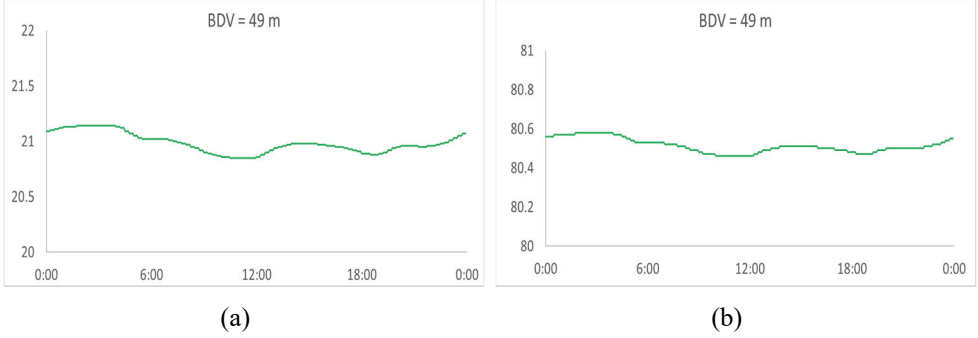


Şekil 12 - Basınç Yönetimi Yokken Kritik (a) ve Maksimum Basınçlı (b) Noktalarda Basıncın Saatlik Değişimi

Çalışma alanının girişinde bir basınç düşürücü vananın varlığından daha önce bahsedilmişti. Bu vana ile öncelikle geleneksel basınç yönetimi uygulaması yapılmıştır. Bu uygulamaya göre şebekenin girişindeki basınç düşürücü vananın menba basıncı ne olursa olsun, bu vana sabit bir çıkış basıncı vermektedir. Bu çalışma kapsamında kurulan hidrolik modelde de su dağıtım şebekesinde izin verilen minimum servis basıncı değerini ihlal etmeyecek en küçük değer 49 m olarak belirlenmiş ve dolayısıyla basınç düşürücü vana, 49 m sabit çıkış basıncı vermek üzere ayarlanmıştır. Bu şekilde konvansiyonel basınç yönetimi yapılması durumunda ise Şekil 13'te görüldüğü üzere kritik nokta 20.8 m basınç yüksekliğine kadar düşmüş, maksimum basınçlı nokta ise 80.5 m değerine inmiştir.

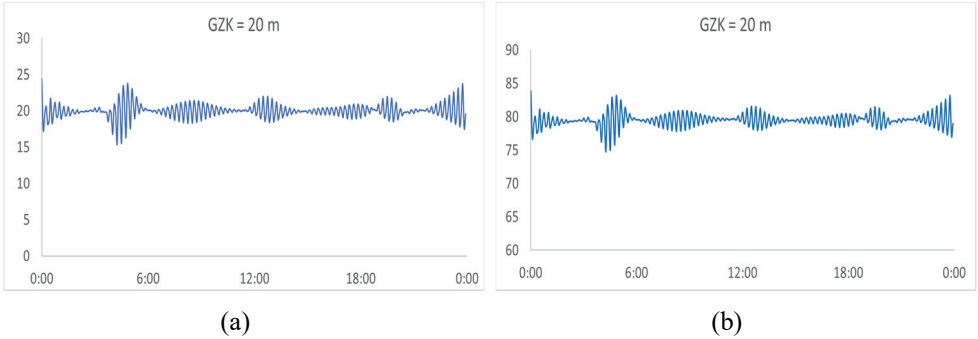
GZK yöntemiyle yapılan basınç yönetiminde ise kritik noktanın basıncı 20 m seviyesinde kalacak şekilde şebekenin girişindeki basınç düşürücü vana PID kontrol algoritmasıyla programlanarak sistemdeki basınçlar düşürülmüştür. PID kontrol algoritmasında kullanılan katsayılar olan K_p , K_i ve K_d parametreleri sırasıyla -0.091, -0.8 ve -0.0001 seçilmiştir. Bu

katsayılar basıncın kritik noktada 20 m civarında seyretmesi şartının sağlanması amacıyla özel olarak belirlenmiştir.



Şekil 13 - Geleneksel Basınç Yönetiminde Kritik (a) ve Maksimum (b) Basıncılı Noktalarda Basıncın Saatlik Değişimi

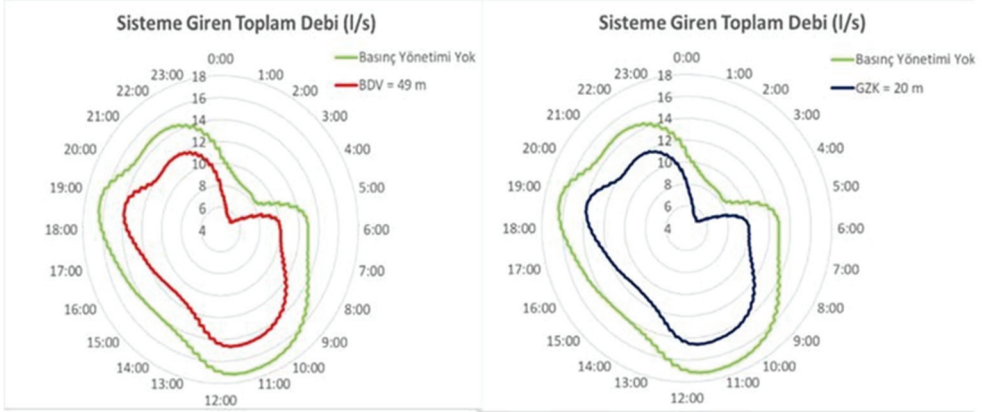
Şekil 14'e dikkatli bakıldığında kritik ve maksimum basınçlı noktalardaki basıncın sabit bir değerde kalmadığı ve ± 5 m'den daha küçük sapmalar gösterdiği anlaşılmaktadır. Her ne kadar kritik noktadaki basıncın 20 m'de sabitlenmesi istense de abone talebinin hızlı değiştiği saatlerde bunu gerçekleştirmek mümkün olamamaktadır. Yine de hedef değerden sapmanın ± 5 m'den daha az olması basınç yönetiminde istenen faydanın sağlanması için yeterli görülmektedir.



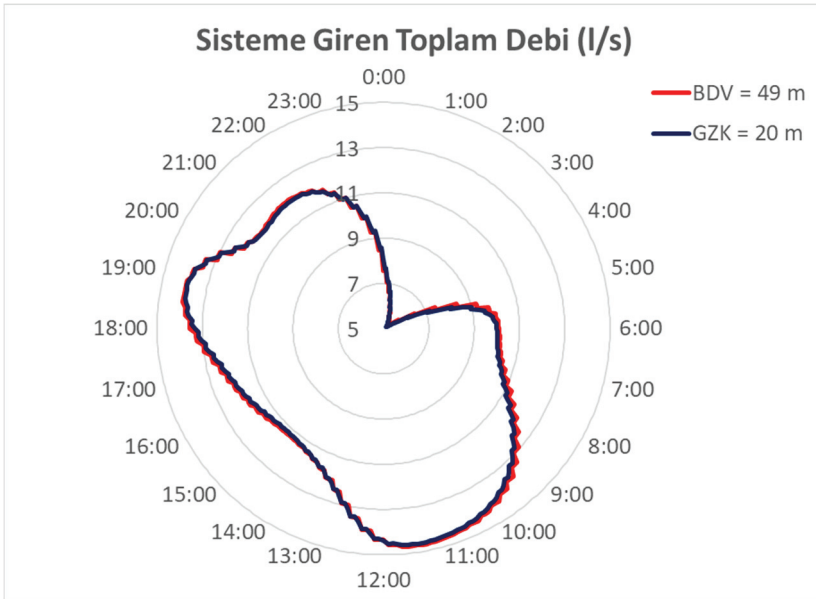
Şekil 14 - GZK Basınç Yönetiminde Kritik (a) ve Maksimum Basıncılı (b) Noktalarda Basıncın Saatlik Değişimi

Su dağıtım şebekesinin basıncının düşürülmesinin borularda meydana gelebilecek hasar riskini azaltmasının yanında, boru, vana ve bağlantı elemanları gibi unsurların daha uzun ömürlü hizmet verebilmesi için oldukça mühim olduğu bilinmektedir. Fakat basınçların düşürülmesinin en net ve somut faydası muhakkak su kayıplarının azaltılmasıdır. Bu çalışmada da konvansiyonel ve inovasyonel basınç yönetimlerinin su kayıplarına olan etkisi incelendiğinden çalışma bölgesinde yapılan basınç yönetimi faaliyetinin su kayıplarını nasıl etkilediğinden bahsetmek yerinde olacaktır. Şekil 15'te sisteme giren saatlik debiler, hem

geleneksel basınç yönetimi için (a), hem de GZK basınç yönetimi için (b) radar grafiği olarak gösterilmiştir. Aynı grafiklerde basınç yönetimi yapılmayan durumda sisteme giren debi miktarı da verilmiştir. Bu şekilde ilk dikkati çeken basınç yönetimi yapıldığında sisteme giren su miktarının basınç yönetimi yapılmayan duruma göre daha az olduğudur. Her iki durumda da abonelere verilen su miktarı eşittir fakat basınç yönetimi yapılmadığında oluşan yüksek basınçlar, sistem dışına çıkan su hacmini arttırmaktadır.



Şekil 15 - Sisteme giren saatlik debi değerleri: a) Geleneksel Basınç Yönetimi, b) GZK ile Basınç Yönetimi



Şekil 16 - Geleneksel Basınç Yönetimi (BDV = 49 m) ve GZK ile Basınç Yönetimi (GZK = 20 m) sonucunda sisteme giren saatlik debi değerleri

Çalışma bölgesindeki su kaybı oranının %46 olduğundan daha önce bahsedilmişti. Basınç yönetimi yapıldığında bu değer azalacağı açıkça bilinmektedir. Öyle ki, geleneksel sabit çıkışlı BDV ile gerçekleştirilen basınç yönetimi halinde su kaybı oranı %32.4 olmuştur. GZK ile basınç yönetimi durumunda ise bu değer %31.85'e düşmüştür. Her iki basınç yönetimi durumunda da su kayıplarının hatırı sayılır miktarda azaltılması, basınç yönetiminin tatbik edilmesinin ne derece zaruri olduğunu göstermesi bakımından dikkat çekicidir. İki basınç yönetimi çeşidinden GZK ile basınç yönetiminin, geleneksel yöntemlere göre daha fazla miktarda su tasarrufu sağladığı rakamlardan anlaşılmaktadır. İki farklı basınç yönetimi türünün su kayıpları oranları arasındaki fark %0.55 gibi düşük bir rakam gibi gözükse de bu değer günde 7 m^3 'e denk geldiğinden küçümsenemez bir nicelik arz etmektedir. Şekil 16'da iki farklı basınç yönetiminde sisteme giren debinin saatlik değişimi görülmektedir. Şekilde de görüldüğü üzere GZK ile basınç yönetiminde, geleneksel yöntemlere göre sisteme giren su miktarı daha azdır. Bu şekil, GZK ile basınç yönetiminin geleneksel basınç yönetimine göre daha başarılı olduğunun bir başka şekilde ifadesidir.

7. SONUÇ VE DEĞERLENDİRME

Bu çalışmada iki ana faaliyet gerçekleştirilmiştir: 1. GZK ile basınç yönetimi yapılarak kritik noktanın alacağı farklı basınç değerleriyle su dağıtım şebekesindeki kayıp katsayısı ve kayıp kuvvet derecesinin farklı değerlerinin sistemdeki su kayıplarına etkisi incelenmiştir. 2. Gerçek bir su dağıtım şebekesinin hidrolik modelinde GZK ile basınç yönetimi gerçekleştirilmiş, bu yöntemin su kayıplarını azaltmak bakımından geleneksel yöntemlere göre daha tercihe şayan olduğu ortaya konmuştur. Sistemdeki basınçları düşürmesi ve kayıp suyu azaltması bakımından GZK ile basınç yönetiminin oldukça faydalı olduğu yapılan analizler sonucunda görülmüştür. Her ne kadar su kaybını azaltıcı bir etkiye sahip olsa da, GZK sisteminin kurulumu ve bakımı için de bir masraf kaleminin açılacağı ortadadır. GZK'nın ekonomik analizinin yapıldığı bir çalışmada [26], tüketim paterninin yüksek salınımlar gösterdiği büyük yerleşim birimlerinde GZK sisteminin uygulanması, kar-zarar analizi yapıldığında makul ve gerekli görülmüştür. Ayrıca şunu da belirtmek gerekir ki, GZK ile basınç yönetiminin yapıldığı DMA'larda sistemin kurulumu ve işletimi dolayısıyla meydana gelecek masrafları asgariye indirmek önemlidir. Bu sebeple vananın sadece kritik noktadan sinyal almasının gerekli olması bir kolaylık olarak öne çıkmaktadır.

Gerçek su dağıtım şebekesinin hidrolik modelinde yürütülen çalışma kapsamında konvansiyonel basınç yönetimiyle tasarruf edilen günlük su miktarı 238.7 m^3 , GZK ile basınç yönetimiyle kaybı engellenen su hacmi ise günlük 245.8 m^3 'tür. Suyun birim fiyatının Temmuz 2020 itibarıyla İstanbul'da 4.5 TL olduğu hesaba katılırsa konvansiyonel basınç yönetimi durumunda sağlanan kazanç yılda yaklaşık 392065 TL, GZK ile basınç yönetimi gerçekleştirildiğinde bir yılda elde edilen kâr ise 403727 TL'dir. Sadece 1 yılda kazanılan miktarın 400000 TL mertebesinde olması basınç yönetiminin neden gerekli olduğunu iyi açıklamaktadır. Bu çalışmada hidrolik model üzerinde tatbikati yapılan GZK ile basınç yönetimi metodunun geleneksel basınç yönetimi metoduna göre daha fazla kazanç getireceği yukarıdaki rakamlardan anlaşılmaktadır. GZK ile basınç yönetiminden elde edilecek kazanım, geleneksel basınç yönetimiyle sağlanacak kazançtan yılda yaklaşık 12000 TL daha fazladır.

İçmesuyu dağıtım şebekelerinin temel amacı suyu kaynağından alıp, hedeflenen noktalara istenilen miktarda, kalitede ve basınçta iletebilmektir. Bu hizmeti sunanlar açısından su iletimini en ekonomik şekilde gerçekleştirmek önemlidir. Bu çalışma ekonomik bir faydanın temin edilmesini öngörmektedir. Bununla birlikte GZK ile yönetilen vana, talebe dayalı su tüketimini etkilemeden basıncı ayarladığı için, geleneksel sabit çıkışlı basınç düşürücü vanalara göre abonelere daha kaliteli hizmet sunması açısından da ciddi avantajlara sahiptir.

Su kaybının gerçekleştiği noktaların bulunarak arızaların onarılması elbette çok önemlidir. Fakat ancak efektif bir hidrolik modellemeyle basınç yönetimi faaliyeti sonrasında yapılan boru tamiratları kalıcı sonuç verebilir. Geleneksel sabit çıkışlı basınç düşürücü vanaların şebekenin uygun noktalarına yerleştirildiği basınç yönetimi tarzında sistemdeki kayıp su debisinin azaldığı –bu çalışmada da gösterildiği üzere- bilinmektedir. Ancak GZK ile basınç yönetimiyle su dağıtım şebekelerindeki kayıp su debisinin çok daha fazla azaltılabileceğini, ayrıca eğer sistem bu çalışmada da gösterildiği üzere terfili ise elektrik sarfiyatının da önemli miktarda düşürülebileceğini vurgulamak gerekir. Bu sebeple uygulamada sıklıkla kullanılan geleneksel sabit çıkışlı basınç düşürücü vanaların yanı sıra fayda-zarar analizi yapılarak GZK ile yönetilen basınç düşürücü vanaların kullanımı kesinlikle gözönüne alınmalıdır.

Semboller

$b(t)$: Bozucu Giriş
BDV	: Basınç Düşürücü Vana
C	: Kayıp Katsayısı
$e[n]$: n. Zaman Adımındaki Hata Değeri
n	: Zaman Adımı Numarası
$e(t)$: Hata İşareti
g	: Yerçekimi İvmesi
GZK	: Gerçek Zamanlı Kontrol
h_k	: Yerel Yük Kaybı
k	: Yerel Yük Kaybı Katsayısı
K_p	: Oransallık Sabiti
K_I	: İntegral Sabiti
K_D	: Türev Sabiti
$r(t)$: Referans Girişi
P	: Metre Cinsinden Basınç Değeri
PID	: Proportional Integral Derivative
q_1	: Kayıp Su Debisi
t	: Gerçek Zaman Değeri

- u(t) : Sistem Girişi
V : Ortalama Akım Hızı
u'(t) : Kontrol İşareti
x : Kayıp Kuvvet Derecesi
y(t) : Sistem Çıkışı
 $\Delta e[n]$: n. Zaman Adımındaki Hatanın Değişimi
 ΔT : Zaman Adımı

Kaynaklar

- [1] H. Muhammetoğlu and A. Muhammetoğlu, *İçme Suyu Temin ve Dağıtım Sistemlerindeki Su Kayıplarının Kontrolü El Kitabı*. T.C. Orman ve Su İşleri Bakanlığı Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, 2017.
- [2] I. E. Karadirek, S. Kara, G. Yılmaz, A. Muhammetoglu, and H. Muhammetoglu, "Implementation of Hydraulic Modelling for Water-Loss Reduction Through Pressure Management," *Water Resources Management*, vol. 26, no. 9, pp. 2555–2568, 2012.
- [3] T. M. Walski *et al.*, *Advanced Water Distribution Modeling And Management*, First Edit. Exton: Bentley Institute Press, 2007.
- [4] Ç. Coşkun Dilcan, C. Çapar, A. Korkmaz, Ö. İritiş, Y. Karaaslan, and B. Selek, "İçme Suyu Şebekelerinde Görülen Su Kayıplarının Dünyada ve Ülkemizdeki Durumu," *Anahtar Dergisi*, vol. 354, pp. 10–18, 2018.
- [5] L. S. Araujo, H. Ramos, and S. T. Coelho, "Pressure Control for Leakage Minimisation in Water Distribution Systems Management," pp. 133–149, 2006.
- [6] A. Campisano, E. Creaco, and C. Modica, "RTC of Valves for Leakage Reduction in Water Supply Networks," *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 136, no. February, pp. 138–141, 2010.
- [7] A. Campisano, C. Modica, and L. Vetrano, "Calibration of Proportional Controllers for the RTC of Pressures to Reduce Leakage in Water Distribution Networks," *water Resources Planning and Management*, vol. 138, no. August, pp. 377–384, 2012.
- [8] E. Creaco, A. Campisano, M. Franchini, and C. Modica, "Unsteady Flow Modeling of Pressure Real-Time Control in Water Distribution Networks," *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 143, no. 9, p. 04017056, 2017.
- [9] A. Campisano, C. Modica, S. Reitano, R. Ugarelli, and S. Bagherian, "Field-Oriented Methodology for Real-Time Pressure Control to Reduce Leakage in Water Distribution Networks," *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 142, no. 12, p. 04016057, 2016.

- [10] L. Berardi, D. Laucelli, R. Ugarelli, and O. Giustolisi, “Hydraulic system modelling : background leakage model calibration in Oppegård municipality,” *Procedia Engineering*, vol. 119, pp. 633–642, 2015.
- [11] L. Berardi, D. Laucelli, R. Ugarelli, and O. Giustolisi, “Leakage management : planning remote real time controlled pressure reduction in Oppegård municipality,” *Procedia Engineering*, vol. 119, pp. 72–81, 2015.
- [12] N. Fontana, M. Giugni, L. Glielmo, G. Marini, and F. Verrilli, “Real-time control of a PRV in water distribution networks for pressure regulation: Theoretical framework and laboratory experiments,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 144, no. 1, pp. 1–14, 2018.
- [13] N. Fontana, M. Giugni, L. Glielmo, G. Marini, and F. Verrilli, “Real-Time Control of a PRV in Water Distribution Networks for Pressure Regulation : Theoretical Framework and Laboratory Experiments,” vol. 144, no. 2010, pp. 1–14, 2018.
- [14] N. Fontana, M. Giugni, L. Glielmo, G. Marini, and R. Zollo, “Real-Time Control of Pressure for Leakage Reduction in Water Distribution Network: Field Experiments,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 144, no. 3, p. 04017096, 2018.
- [15] J. E. Van Zyl and R. Malde, “Evaluating the pressure-leakage behaviour of leaks in water pipes,” *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, vol. 66, no. 5, pp. 287–299, 2017.
- [16] E. Creaco, A. Campisano, and C. Modica, “Testing behavior and effects of PRVs and RTC valves during hydrant activation scenarios,” *Urban Water Journal*, vol. 15, no. 3, pp. 218–226, 2018.
- [17] M. Gökbulut, *Otomatik Kontrol Sistemleri*. Seçkin Yayıncılık, 2019.
- [18] Ç. Gül, “PID Kontrol Algoritması ve Karakteristikleri: Elektronik Dair Herşey,” 2019.
- [19] E. Todini and S. Pilati, “A gradient method for the analysis of pipe networks,” *Proc.of Computer Applications for Water Supply and Distribution*, no. May, 1987.
- [20] L. A. Rossman, “Epanet 2 Users Manual.” Drinking Water Research Division, Risk Reduction Engineering Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, 2000.
- [21] S. Kıran, “Mevcut İçme Suyu Dağıtım Şebekesinin Hidrolik Model Yardımıyla Yönetimi,” İstanbul Teknik Üniversitesi, 2018.
- [22] O. Giustolisi, D. Savic, and Z. Kapelan, “Pressure-Driven Demand and Leakage Simulation for Water Distribution Networks,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 134, no. 5, pp. 626–635, 2008.
- [23] M. Nicolini, C. Giacomello, and K. Deb, “Calibration and Optimal Leakage Management for a Real Water Distribution Network,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 137, no. 1, pp. 134–142, 2011.

- [24] J. Schwaller and J. E. van Zyl, “Modeling the pressure-leakage response of water distribution systems based on individual leak behavior,” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 141, no. 5, pp. 1–8, 2015.
- [25] S. Hamilton and R. Mckenzie, *Water Management and Water Loss*, vol. 13. London, 2014.
- [26] E. Creaco and T. Walski, “Operation and Cost-Effectiveness of Local and Remote RTC,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 144, no. 11, pp. 1–10, 2018.

TEKNIK NOT

Kashirskaya AVM Projesindeki Cam Korkulukların Detaylı İncelenmesi

İ. Ozan DEMİREL¹

Ahmet YAKUT²

Uğurhan AKYÜZ³

Hamdi YİĞİN⁴

H. Erdiñ DİKBAYIR⁵

ÖZ

Moskova Rusya’da inşa edilen Kashirskaya alışveriş merkezinde, mimari gereksinimlerle, cam korkuluklar öngörölmüştür. İmalatçı tasarımında gereken birtakım değişiklikler sonucu en çok kullanılan ve gerçek ölçülerdeki büyük panellerin yapısal güvenliğinin deneylerle doğrulanması istenmiştir. Bu amaçla cam korkulukların ve bağlantı elemanlarının 3 boyutlu sonlu elemanlar modeli oluşturularak ilgili yönetmeliklere göre taşıma gücü ve deplasman hesapları yapıp sonuçlar ODTU Yapı Mekaniği Laboratuvarı’nda tam ölçekli cam korkuluklar üzerinde gerçekleştirilen deneylerle doğrulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Cam korkuluk, tam ölçekli deney, çelik profil bağlantı detayı.

ABSTRACT

Detailed Investigation of Glass Balustrade in Kashirskaya Shopping Mall Project

Glass balustrade construction, envisaged for architectural considerations, was utilised in Kashirskaya shopping center in Moscow, Russia. Modifications were required in the manufacturer’s design, to be further verified by full scale tests, on the most used largest sized panels. 3-D finite element computer model of glass balustrades and connection members

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu’na 27 Mayıs 2019 günü ulaşmıştır. 23 Mayıs 2020 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 31 Mart 2021gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://doi.org/10.18400/tekderg.569821>

1 Bilkent Üniversitesi, Mimarlık Bölümü, Ankara - ozan.demirel@bilkent.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0002-8448-5281>

2 Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - ayakut@metu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0003-3664-7634>

3 Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - han@metu.edu.tr
<https://orcid.org/0000-0003-1210-8142>

4 ENKA İnşaat ve Sanayi A.Ş. Tasarım Merkezi, İstanbul - hyigin@enka.com
<https://orcid.org/0000-0002-2319-6718>

5 ENKA İnşaat ve Sanayi A.Ş. Tasarım Merkezi, İstanbul - erdinc.dikbayir@enka.com
<https://orcid.org/0000-0001-6063-1144>

were formed and ultimate capacity and service limit calculations were made according to the related regulations. Results were compared with the experiments carried out on full-scale glass balustrades tested at METU Structural Mechanics Laboratory.

Keywords: Glass balustrade, full scale experiment, steel profile connection detail.

1. GİRİŞ

İnşaat sektöründe korkuluk olarak uzun yıllar boyunca ahşap ve çelik malzemeler kullanılmıştır. İmalat teknolojisindeki gelişmeler ve ekonomik çözümlerin elde edilmesi sonucunda, yakın zamanda yapılan projelerde cam korkuluklar daha çok tercih edilmeye başlanmıştır. Camın, çelik ve alüminyum ile birlikte kullanılması neticesinde montaj konusunda yaşanan sorunlar da büyük ölçüde aşılmaktadır. Alışveriş merkezi (AVM), mağaza, hastane, ofis, konut balkonları ve benzeri birçok mekânda, çeşitli uygulamaları ile cam korkuluklar artık hayatımıza tamamen girmiş bulunmaktadır.

Rusya’da inşa edilen Kashirskaya Alışveriş Merkezinde mimari gerekçelerle cam korkulukların kullanılması uygun görülmüştür. Söz konusu korkulukların temini için seçilen imalatçı firmanın öngördüğü tasarımda bazı sorunların ortaya çıkabileceği düşünüldüğünden tasarım kontrolü ve gerekli görülen değişikliklerin deneysel irdelenmesine ihtiyaç duyulmuştur. Bu amaçla proje kapsamında en çok kullanılan 1 tipi korkuluk için gerçek ölçülerde test modeli oluşturularak EN 1991-1.1’ de [1] tanımlanan Servis Limit Durumu (SLS) ve Nihai Limit Durumu (ULS) koşulları için hesaplanan yükler, cam korkuluklara düzlem dışı yönde uygulanmıştır.

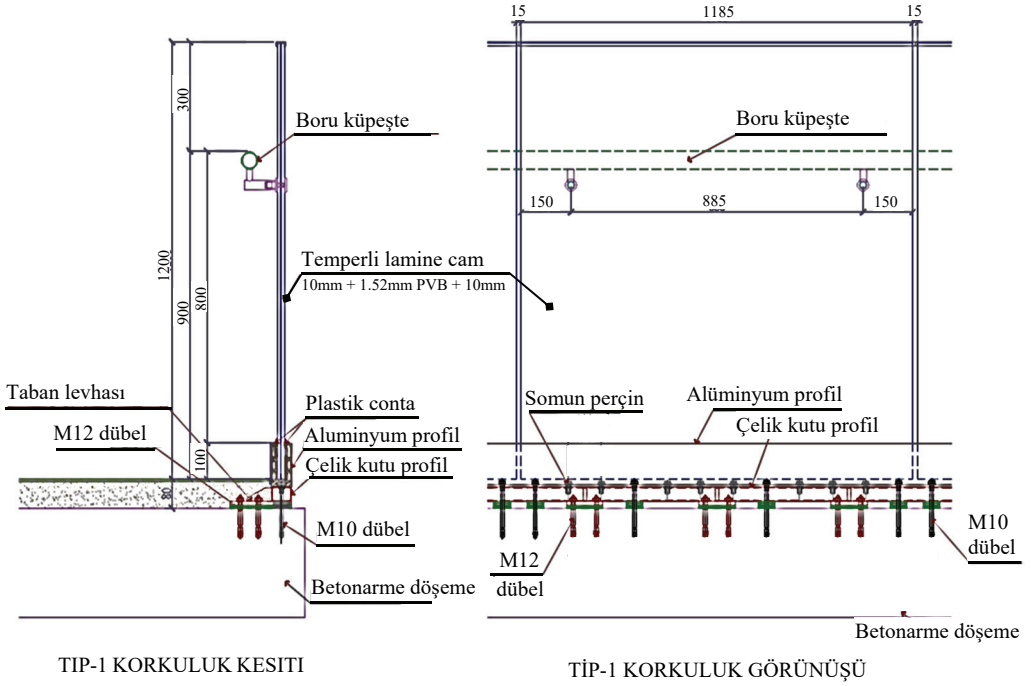
2. CAM KORKULUKLARIN YAPISAL ÖZELLİKLERİ

Tip 1 cam korkuluğunu oluşturan yapısal elemanlar Şekil 1’de görülmektedir. Korkuluk camı olarak temperli lamine cam (TLC) seçilmiştir. Lamine cam, iki ayrı camın, PVB isimli özel bir şeffaf plastik (Trisifol BG sınıfı) kullanılarak, ısı ve yüksek basınç altında preslenmesiyle oluşan cam çeşididir. Kırıldığı zaman, PVB ara katmanı cam parçalarının dağılmasını engeller ve bu mahallerde insan güvenliğinin sağlanması için camın büyük keskin parçalar halinde parçalanmasına izin vermez.

Ülkemizde 6331 sayılı İş Sağlığı ve Güvenliği yasası açısından cam korkulukların yatay yüklere karşı güvenilirliğinin ötesinde, camların kırılması durumunda iş güvenliğini ve kullanıcı güvenliğini sağlaması gerekmektedir. İş Sağlığı ve Güvenliği yasası kapsamına giren bütün işyerlerini kapsayan İşyeri Bina ve Eklentilerinde Alınacak Sağlık ve Güvenlik Önlemlerine İlişkin Yönetmelik’te [2] “işyerlerinde bina, avlu, geçit ve ulaşım yollarında bulunan saydam veya yarı saydam camlı bölmeler, açık bir şekilde işaretlenir, ayrıca güvenli malzemeden yapılır veya çarpma ve kırılmaya karşı korunur” denilmektedir. Çerçevesiz, kısmi çerçeve içinde veya tamamen çerçeve içinde olan koruyucu cam bariyerler TS EN 12150-1 [3]’e uygun olmalıdır. Kullanılacak koruyucu camın uygun olduğu ürün standardının, üreticisinin adı veya ticari markasının cam üzerinde açıkça ve silinmez olarak işaretlenmesi gerekmektedir [4].

Tip 1 cam korkuluğu için seçilen cam kesiti, 1,52mm kalınlığındaki PVB ara katmanı ile birleştirilen 2 adet 10 mm kalınlığında temperli camdan oluşmaktadır. Mesnet detayı olarak,

korkuluğun alt kısmında yer alan ve “U” şeklinde kesite sahip bir alüminyum profil tasarlanmıştır. Bu tip cam korkulukların mesnet bağlantıları için tercih edilen en yaygın yöntem, “U” şeklindeki alüminyum profilin betonarme döşemeye dübeller yardımıyla bağlanmasıdır. Bu projeye özgü olmak üzere alüminyum profilin yerleşimi, kaplama üzerinden 100mm yükseklikte bitecek şekilde tasarlanmıştır. Böylece, alüminyum profilin 100mm yüksekliğindeki kısmı aynı zamanda tekmelik olarak kullanılarak ekonomik bir çözüm elde edilmiştir. Alüminyum profil, taban levhasına kaynaklı olan 40 x 60 x 3mm boyutlarında çelik kutu profillerin üzerine oturtularak istenen yüksekliğe gelmesi sağlanmıştır. 40x60x3mm boyutlarındaki çelik kutu profil, aynı zamanda, betonarme döşeme üzerine atılan şap için kenar kalıp vazifesi görmektedir. Yapılan bu değişiklikler ile bağlantı detayı çok amaçlı olarak geliştirilmiştir.



Şekil 1 - Tip-1 cam korkuluğuna ait kesit ve görünüş (ölçü birimi: mm)

3. CAM KORKULUK HESABINDA BELİRLENEN EKSİKLİKLER

Yapısal tasarım hesaplarının incelenmesi sonucunda aşağıda belirtilen konularda daha detaylı bir araştırma yapılması gereği ortaya çıkmıştır:

- Cam korkuluğun alt kısmındaki bağlantı detayında bulunan 40x60x3mm kalınlığındaki çelik kutu profilin detaylı yapısal tahkiki yapılmalıdır.
- 40x60x3mm kalınlığındaki çelik kutu profilin, alüminyum kanal profiline bağlandığı noktalardaki gerilme yığılımları kontrol edilmelidir.

- Çelik küpeşte bağlantısı için cam üzerinde açılan deliklerin etrafında oluşan gerilme yığılmaları kontrol edilmelidir.

4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

prEn16612 [5]' ye göre yanal yük taşıyan yapısal camlar, Servis Limit Durumu (SLS) yüklemesi altında izin verilen deplasmanlar ve Nihai Limit Durumu (ULS) yüklemesi altında maksimum gerilmeler için kontrol edilmelidir. Her iki performans durumu için kalıcı (G) ve değişken (Q) yük ile ilgili kombinasyonlar EN 1991-1.1'de şöyle tanımlanır: $SLS=G+Q$ ve $ULS=1.35G+1.5Q$. Kalıcı yük (G), camın boyutlarından ve birim ağırlığından ($\rho = 2500\text{kg/m}^3$) hesaplanırken, alışveriş alanları için parapetlere etki eden yatay uygulanan yüklerin (Q) Tablo 6.12'de 0.8kN/m ila 1.0kN/m aralığında olması gerektiği belirtilmiştir.

Bu projede kullanılacak olan Tip-1 korkuluk sisteminin yanal yük deplasman ilişkisi ODTÜ Yapı Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilen tam ölçekli düzlem dışı testle belirlenmiştir. Temperli camların yük altında deplasmanı ortam sıcaklığı ve yükün uygulanma suresine bağlı olarak değişmektedir. Deney sırasında yatay yükler prEN 16613 [6]' e göre kalabalık merkezler için insan yükünü temsil edecek şekilde oda sıcaklığında ve 5 dakika süreyle uygulanmıştır. Camın farklı kotlarındaki düzlem dışı yer değiştirmelerine karşı yanal yük izlenmiştir.

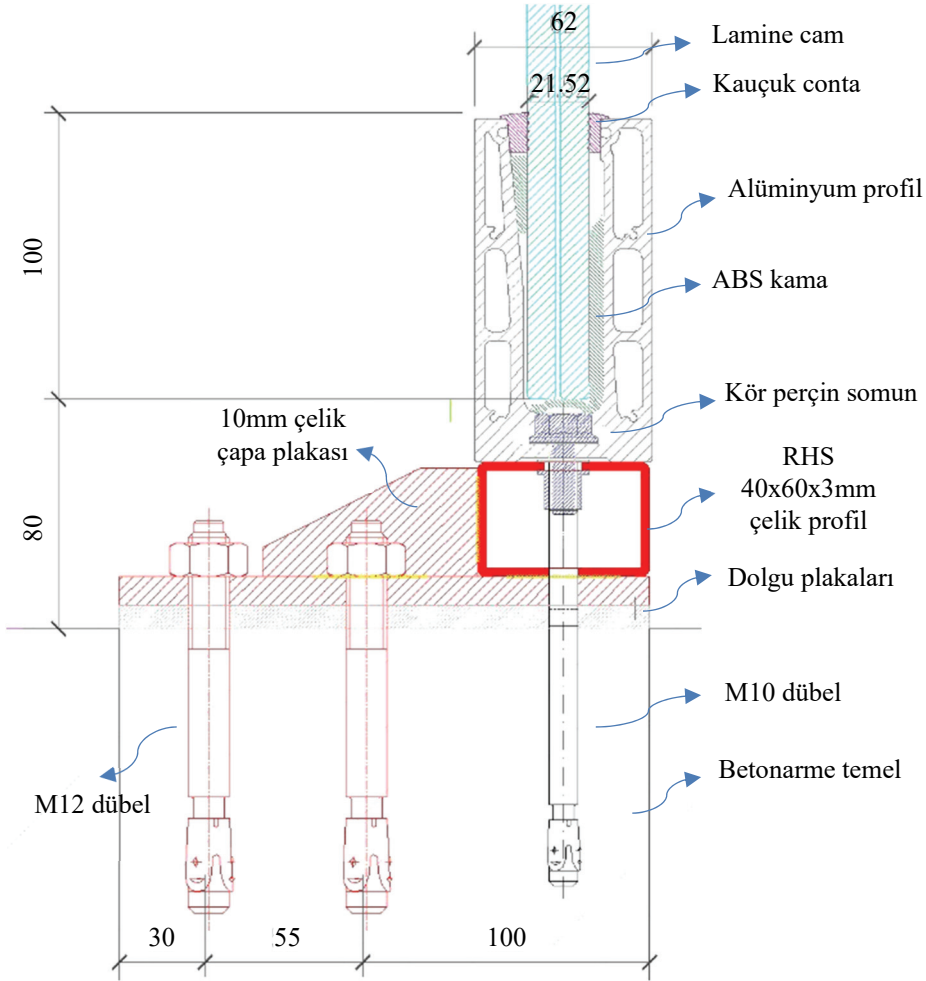
4.1. Deney Numunesi ve Kurulumu

1200 mm yüksekliğinde, 1185 mm genişliğinde ve 21.52 mm kalınlığında (10 mm cam + 1.52 mm PVB + 10 mm cam) tam ölçekli temperli lamine cam, ABS kamalar ile alüminyum U kanallı cam destek profiline takılmıştır. Alüminyum profil, her 100/200 mm'de bir kör perçin somunları ile 40×60×3mm çelik dikdörtgen profile bağlanmıştır. Dikdörtgen profilin beton kaide bağlantısı her 400 mm'de bir yerleştirilen 10mm kalınlığında çelik çapa plakaları ile sağlanır. Bu plakalar dikdörtgen profile kaynaklanmış ve iki adet 12 mm çelik dübel ile beton tabana tutturulmuştur. Ek olarak, taban pabucu, her 300/400 mm'de bulunan 10 mm çelik dübel ile doğrudan beton tabana bağlanmıştır (Şekil 2).

Manuel olarak kontrol edilen bir hidrolik kriko, bir adet 2 ton kapasiteli S tipi yük hücresi ve dokuz farklı boyutta doğrusal değişken yer değiştirme transdüseri (LVDT) içeren bir test düzeneği, lamine cam korkuluğun düzlem dışı testi için kullanılmıştır. Yer değiştirme okumaları tepede, küpeşte seviyesinde ve camın altında alınmıştır (Şekil 3). Taban plakasındaki olası dönmelerin hesabı için ilave yer değiştirme transdüserleri kullanılmıştır.

4.2. Yükleme

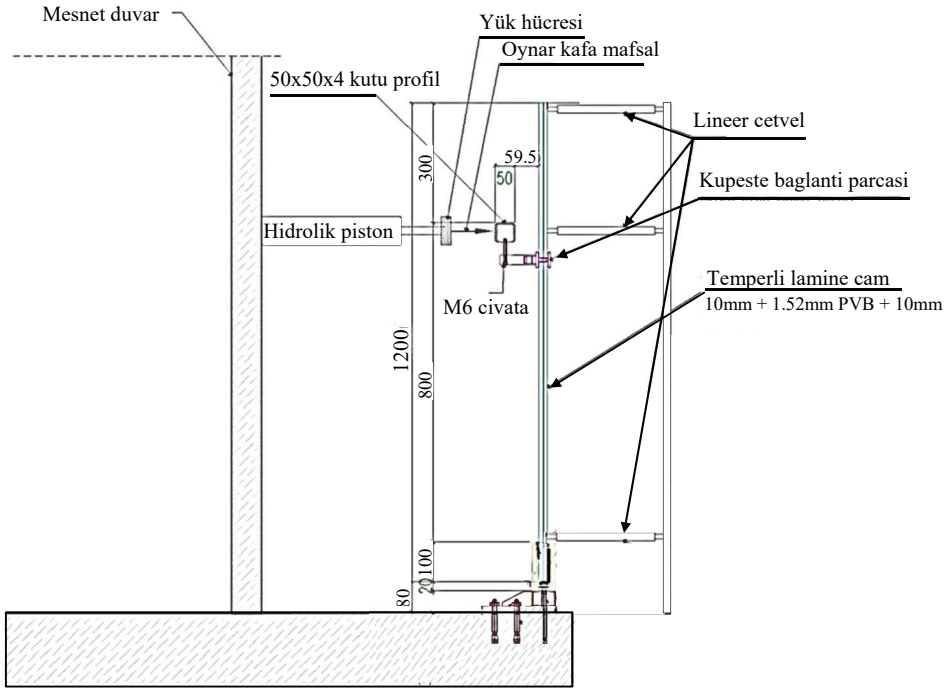
Alışveriş merkezlerinde yapısal cam elemanlar için hareketli tasarım yükü EN1991'de 0.8 ila 1.0 kN/m arasında olacak şekilde tanımlanmıştır. Bu çalışmada servis limit durumu ve nihai limit durumu yük kombinasyonları göz önüne alınarak 0.8, 1.0, 1.5 ve 2.0 kN/m yatay yük seviyeleri seçilmiştir. Her hedef yük yaklaşık 60 saniye içerisinde uygulanmıştır.



Şekil 2 - Temel bağlantı detayı

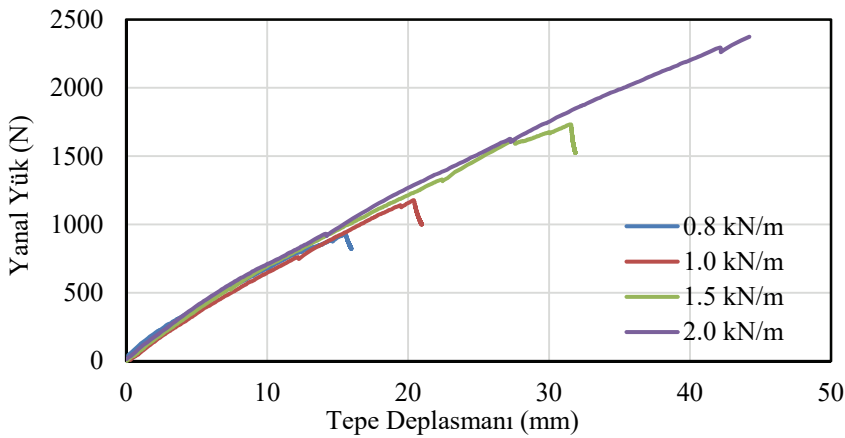
4.3. Deney Sonuçları

TLC korkuluktaki yer değiştirmeler, iki uçta aynı yükseklikte bulunan LVDT'lerin ortalaması alınarak hesaplanmıştır. Şekil 4'den görüleceği gibi TLC korkuluk yanall doğrultuda doğrusal elastik bir davranış göstermiştir. Her yükleme boşaltıldığında, TLC korkuluk plastik deformasyon olmadan orijinal konumuna geri dönmüştür (Şekil 5). Deneyde ölçülen azami deplasmanlar Tablo 1'deki servis limitiyle birlikte gösterilmektedir. $\delta_{\text{balustrade}}$ küpeşte seviyesindeki, δ_{tip} tepe noktadaki yer değiştirmeye karşılık gelir. prEN16612'de servis yükleri altında 5 dakika sonunda müsaade edilen en yüksek tepe nokta yer değiştirmesi $L/65$ veya 50mm'den küçük olmalıdır. (SLS kombinasyonunda servis kolaylığı sınırı $\geq L/65=1280/65=19.7$ mm).



Şekil 3 - Deney kurulumu – yan görünüm

Doğrusal enterpolasyon kullanılarak, izin verilen deplasman sınırına denk gelen hareketli yük $q_k=0.97\text{kN/m}$ olarak hesaplanmıştır. Bu yük EN 1991-1-1'de hareketli yükler için tanımlanan sınırlar (örn. $0.8\text{kN/m} - 1.0\text{kN/m}$ arası) içindedir.



Şekil 4 - Farklı yük hedefleri için yük deplasman eğrileri



Şekil 5 - Yük altında elastik korkuluk deformasyonu

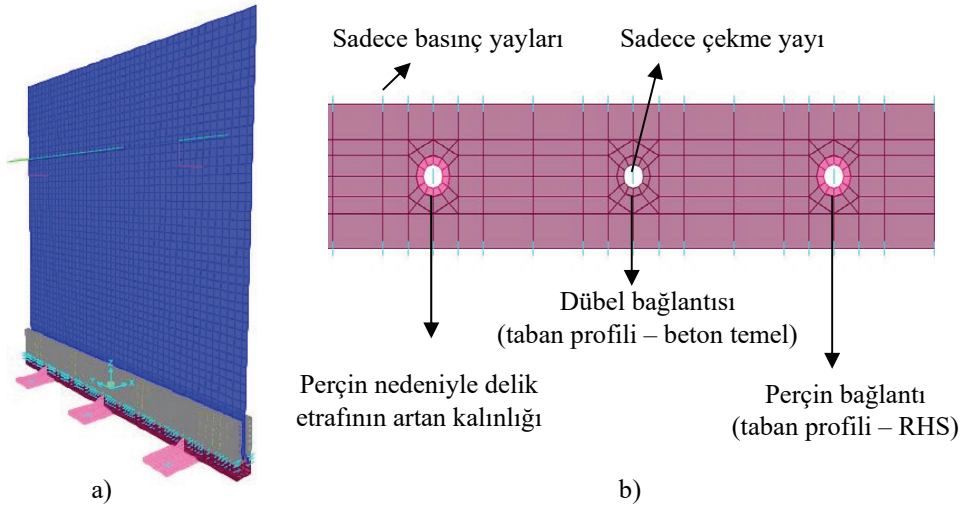
Tablo 1 - 5 dakikalık yükleme sonrası test sonuçları

Yük sınıfı	Kuvvet (N)	$\delta_{\text{balustrade,5dak}}$ (mm)	$\delta_{\text{tip,5dak}}$ (mm)
SLS ($q_k=0.8$ kN/m)	927	11,0	15,6
SLS ($q_k=1,0$ kN/m)	1175	14,5	20,4
ULS ($q_k=1,5$ kN/m)	1719	22,1	31,2
2.5 ULS ($q_k=2,0$ kN/m)	2350	-	-

5. ANALİTİK ÇALIŞMALAR

5.1. Yapısal Model (SAP2000)

TLC korkulukların deplasman ve gerilme hesapları etkili kalınlık yöntemine göre yapılmıştır [5]. Bu amaçla Şekil 6'da verilen 3 boyutlu yapısal sonlu elemanlar modeli SAP2000 v19.2.1 yazılımı [7] kullanılarak oluşturulmuştur. Malzeme özellikleri Tablo 2'ye göre tanımlanmıştır. Kontak yüzeyleri sadece basınç yaylarıyla, dübeller sadece çekme yaylarıyla modellenmiştir.



Şekil 6 - a) TLC korkuluk 3B FEM modeli, b) Bağlantı yüzeyleri modeli

Tablo 2 - Malzeme Özellikleri

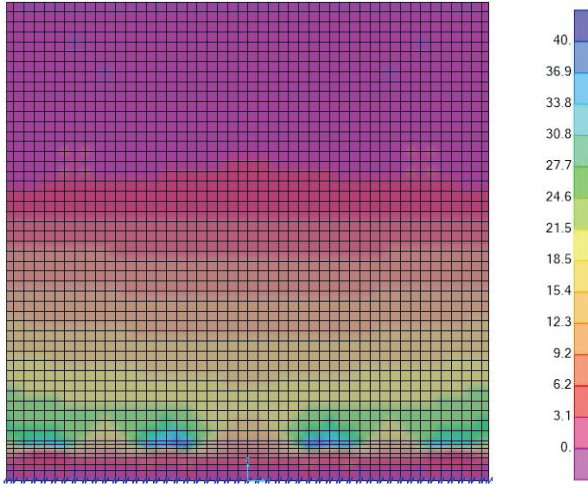
Malzeme	Sınıfı	E (MPa)	v	ρ (kg/m ³)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{uk} (MPa)
Çelik Profil	S235	200,000	0,30	7850	-	235	360
Dübel	Sormat S-KA	200,000	-	-	-	560	660
Cam	-	70,000	0,22	2500	-	-	-
Interlayer (PVB)	Trisifol Bg	-	-	-	-	-	-
Alüminyum	-	70,000	0,30	2715	-	205	245
ABS plastik	-	2500	0,35	1050	-	-	-
Beton	C30/37	32,000	-	-	30	-	0
Kaynak	-	-	-	-	-	-	360

5.2. TLC Tasarımının Dayanımı

Ön germeli cam için eğilme dayanımı tasarım değeri aşağıdaki formülden hesaplanır [5]:

$$f_{g,d} = \frac{k_{mod} \times k_{sp} \times f_{g,k}}{Y_{M,A}} + \frac{k_v (f_{b,k} - f_{g,k})}{Y_{M,v}} \quad (1)$$

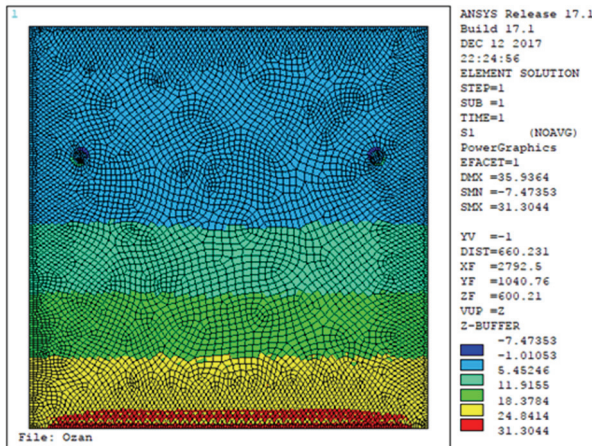
Bu formüle göre gerilme kontrolünde kullanılacak ULS'deki TLC'nin tasarım eğilme dayanımı 81.75 MPa olarak hesaplanmıştır. Şekil 7'de verilen ULS yüklemesi altındaki TLC'nin gerilme dağılımında görüleceği gibi maksimum gerilme kuvveti ~38 MPa (<81.75 MPa) civarındadır.



Şekil 7 - ULS yüklemesi gerilme dağılımı, MPa (Sap2000)

5.3. Küpeşte için Açılan Delik Kontrolü

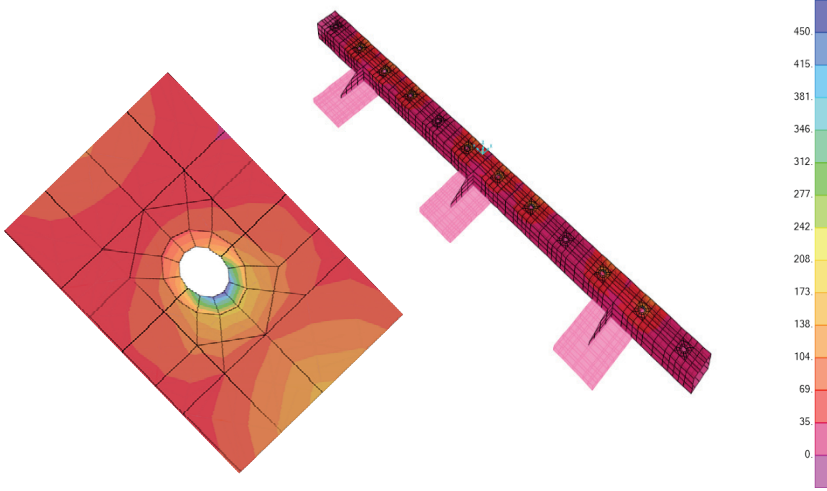
Analitik çalışmada TLC’de küpeşte için açılan deliğin etrafındaki gerilme konsantrasyonunu kontrol etmek için lamine camın 3B FEM modeli (10 mm cam + 1,52 mm PVB + 10 mm cam) ANSYS yazılımı [8] kullanılarak üretilmiştir (Şekil 8). Pilkey [9] tarafından önerilen basitleştirilmiş yaklaşımda gerilme konsantrasyonu için K faktörü kullanılması önerilmiştir. Bu yaklaşıma göre delik ihmal edilerek bulunan gerilmeler K faktörü ile çarpılarak delikli durum için oluşacak maksimum gerilmeler tahmin edilmektedir. Bu projede kullanılan delik için Pilkey’nin önerdiği yaklaşımdan K faktörü 2.27 olarak hesaplanmıştır. Şekil 8’de delik etrafında okunan maksimum gerilme 18.37 MPa’dır. Bu durumda delikteki maksimum gerilme yığılması $18.37 \times 2.27 = 41.8$ MPa (< 81.75 MPa) olmaktadır.



Şekil 8 - Küpeşte deliği ANSYS modeli

5.4. Taban Plakaları Gerilme Kontrolü

Bu bölümde taban levhası ve çelik kutu profil üzerindeki gerilme değerleri hesaplanmış ve çeliğin akma dayanımıyla karşılaştırılmıştır (Şekil 9). Taban levhasında meydana gelen gerilmelerin müsaade edilen gerilme değerini aşmadığı görülmüştür. 40×60×3mm çelik kutu profilin, alüminyum profile bağlandığı noktalarda, delik kenarından 3,5mm mesafe içerisinde kalan kısıtlı bir bölgede gerilme yığılmaları nedeniyle müsaade edilen gerilmenin aşıldığı görülmüştür. Delik kenarı gerilmeler Şekil 9'da görülmektedir. SAP 2000 modelinden alınan mesnet reaksiyonları kullanılarak, ETAG 001'e [10] göre yapılan hesaplar sonucunda dübellerin yeterli kapasitede olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 9 - Taban plakaları Von Misses gerilmeleri, MPa

6. SONUÇ

Kashırskaya Alışveriş Merkezi için ENKA Tasarım Merkezi İnşaat Grubu tarafından tasarımı gerçekleştirilen temperli lamine cam (TLC) korkuluk ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mühendisliği Laboratuvarı'nda bire bir ölçekli deneysel çalışmaya tabi tutulmuş ve analitik olarak incelenmiştir. Çalışma sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

- Cam korkuluk tasarım yükleri altında yeterli dayanım göstermiştir, deney sırasında ölçülen deplasmanlar ilgili şartname sınırları içerisinde kalmıştır.
- Cam üzerinde açılan deliklerin kenarlarındaki gerilme yığılmalarının sınır gerilme değerinin altında kaldığı görülmüştür.
- Yapılan analizler neticesinde, mesnet bölgelerinde yer alan çelik dübellerin, taban levhalarının, taban levhası üzerindeki kaynakların ve çelik kutu profilin yeterli yük taşıma kapasitesine sahip olduğu görülmüştür.
- 40×60×3mm ebatlarındaki çelik kutu profil ile alüminyum profilin bağlantı noktalarında, çelik profil üzerinde açılan deliklerin kenarlarında oluşan gerilme yığılmaları incelenmiştir. Gerilme yığılmalarının, müsaade edilen gerilme değerini ancak çok küçük bölgelerde aştığı ve bu hususun, profilin taşıma gücüne olumsuz bir etkisinin olmayacağı tespit edilmiştir.

Semboller

- $f_{g,d}$: eğilme dayanımının tasarım değeri,
 $f_{g,k}$: cam bükülme dayanımının karakteristik değeri ($f_{g,k}=45$ MPa, Ek C [3]),
 $f_{b,k}$: öngerilmeli camın bükülme mukavemetinin karakteristik değeri ($f_{b,k}$ =termal olarak sertleştirilmiş şamandıra emniyet camı için 120 MPa, Tablo 7 [3]),
 $\gamma_{m,a}$: tavllanmış cam için malzeme faktörü ($\gamma_{m,a}=1.8$, Tablo 2 [3]),
 $\gamma_{m,v}$: yüzey ön gerilimi için malzeme faktörü ($\gamma_{m,v}=1.2$, Tablo 2 [3]),
 k_v : önceden gerilmiş camın güçlendirme faktörü (yatay sertleştirme için $k_v=1$, Tablo 8 [3]),
 k_{sp} : cam yüzey profili için faktör (yüzer cam için $k_{sp}=1$, Tablo 5 [3])
 k_{mod} : yük süresinin faktörüdür ($k_{mod}=0.77$, insan yük kalabalıkları için, Tablo 6 [3]).

Kaynaklar

- [1] EN 1991-1-1 (2002) Eurocode 1: Actions on structures Part 1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- [2] İşyeri Bina ve Eklentilerinde Alınacak Sağlık ve Güvenlik Önlemlerine İlişkin Yönetmelik (2013), Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, Ankara.
- [3] TS EN 12150-1:2015+A1: Cam - Yapılarda kullanılan - Isıl olarak temperlenmiş soda kireç emniyet camları - Bölüm 1: Tanımlar ve açıklamalar, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [4] TS 13433 (2010) Cam - Yapılarda kullanılan - İnsan çarpmasıyla ilgili güvenlik için uygulama kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [5] prEN 16612 (2017-05) Glass in building - Determination of the lateral load resistance of glass panes by calculation.
- [6] prEN 16613 (2017-05) Glass in building - Laminated glass and laminated safety glass – Determination of interlayer mechanical properties.
- [7] SAP2000 v19.2 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. CSI, Berkeley, USA.
- [8] ANSYS, ANSYS Inc., Southpointe 2600 ANSYS Drive Canonsburg, PA 15317, USA.
- [9] Pilkey, W. D. & Pilkey, D. F. (1997). Peterson's stress concentration factors. John Wiley and Sons, Inc., ISBN 0-471-53849-3, New York.
- [10] ETAG 001-1 (2013): Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete – Part one: Anchors in general.

TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI

TEKNİK DERGİ YAZIM KURALLARI

1. Yazı tümüyle (metin, çizelgeler, denklemler, çizimler) bilgisayarda düzenlenmeli ve baskıya hazır biçimde teslim edilmelidir. Yazı, A4 (210 x 297 mm) boyutlu kağıda, Word ortamında, 10 punto (ana başlık 15 punto) Times New Roman font kullanılarak, bir aralıkla yazılmalı, kağıdın sol ve sağ yanında 40 mm, üst ve alt yanlarında 52.5 mm boşluk bırakılmalıdır.
2. Çizimler ve çizelgelerle birlikte, makaleler 25 sayfadan, teknik notlar 10 sayfadan daha uzun olmamalıdır.
3. Yazı, DergiPark sistemi üzerinden gönderilmelidir. (<http://dergipark.gov.tr/tekderg>)
4. Metin yalnız bir dil ve anlatımla yazılmalı, Türkçe yazım kurallarına uygun olmalı, üçüncü tekil şahıs ve edilgen fiiller kullanılmalı, devrik cümleler içermemelidir.
5. Başlık kısa (en çok 10 kelime) ve açık olmalı, içeriği yansıtabilmelidir.
6. Bölümler (i) öz ve anahtar kelimeler, (ii) diğer dilde başlık, öz ve anahtar kelimeler, (iii) ana metin, (iv) semboller, (v) teşekkür (gerekliyse) ve (vi) kaynaklar sırası içinde düzenlenmelidir.
7. İki dildeki öz çalışmanın amacını, kapsamını, yöntemini ve ulaşılan sonuçları kısaca tanımlamalı ve 100 kelimeyi aşmamalıdır. Gerekli görüldüğünde, öz(ler) yazara sorulmadan yeniden yazılabilir. En az üç tane anahtar kelime verilmelidir. İki dildeki başlık ve öz ve anahtar kelimeler birinci sayfaya sığdırılmalı, birinci sayfanın altında on satır boş bırakılmalı ve ana metin ikinci sayfadan başlatılmalıdır.
8. Bölüm ve alt bölüm başlıkları numaralanmalıdır (TS1212).
9. Semboller uluslararası kullanıma uygun seçilmeli; her bir sembol ilk kullanıldığı yerde tanımlanmalı, ayrıca metnin sonunda (Kaynaklardan önce) tüm semboller alfabetik sıra ile (önce Latin, sonra Yunan alfabesi) listelenmelidir.
10. Denklemler numaralanmalı ve bu numaralar satır sonunda parantez içinde gösterilmelidir.
11. Çizelgeler, çizimler ve fotoğraflar metin içine yerleştirilmeli, herbirine numara ve başlık verilmeli ve başlıklar çizim ve fotoğrafların altına, çizelgelerin üstüne yazılmalıdır.
12. Yazılarda yalnızca SI birimleri kullanılmalıdır.
13. Etik kuralları gereğince, alıntılar tırnak içinde verilmeli ve bir referans numarası ile kaynak belirtilmelidir.
14. Teşekkür olabildiğince kısa olmalı, çalışmaya katkısı ve desteği bulunan kişi ve kuruluşlar belirtilmelidir.
15. Kaynaklar metinde köşeli parantez içinde numaralanmalı ve kaynaklar listesinde metin içinde veriliş sırasına uygun biçimde belirtilmelidir. Kaynaklarda şu bilgiler verilmelidir:
Kaynak makale ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, makalenin tam başlığı, derginin adı, cilt, sayı, başlama ve bitiş sayfaları, yıl.
Örnek : Naghdi, P. M., Kalnins, A., On Vibrations of Elastic Spherical Shells. J. Appl. Mech., 29, 65-72, 1962.
Kaynak kitap ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, kitabın adı, cilt numarası, varsa editörü, yayınlandığı yer, yayınlandığı yıl.
Örnek : Kraus, H., Thin Elastic Shells, New York. Wiley, 1967.
Kaynak bildiri ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, bildirinin adı, konferansın adı, yapıldığı yer, yıl.
Kaynak tez ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, tezin adı, derecesi, sunulduğu üniversite, yıl.
Kaynak rapor ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, raporun adı, türü, numarası, kuruluşun adı, yayınlandığı yer, yıl.
16. Teknik Dergi’de yayımlanmış bir yazı ile ilgili tartışma yazıları, en fazla iki sayfa olmalı, değinilen noktaları somut ve kısa biçimde ifade etmeli, yazarı değil içeriği eleştirmeli ve nezaket kurallarına uygun bir dille yazılmalıdır. Yazar yanıtları da yukarıda belirtilen ilkelere uygun olmalıdır.
17. Aynı bir sayfada düzenlenmiş bir bilgi notu yazı ile birlikte gönderilmelidir. Bilgi notunda, (i) yazar adları, iş ve ev adresleri ile telefon numaraları, (ii) yazarların kısa birer özgeçmişleri ve (iii) tüm yazarlarca imzalanmış olan “Bu yazının tümüyle özgün bir çalışmanın ürünü olduğunu ve daha önce, bu veya buna benzer bir biçimiyle, hiçbir yerde yayımlanmadığını, dürüstlük içinde bildiririm.” notu bulunmalıdır.
18. Sorumlu yazar tarafından imzalanmış telif hakkı devir formu da yazı ile birlikte gönderilmelidir.

İÇİNDEKİLER

Önsöz

İki Dilli Yayın Düzeninin Geleceğine Dair

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 Esas Alınarak Boyutlandırılan MÇÇÇ'lerin
Deprem Performanslarının Karşılaştırılması..... 10441
Mehmet Bakır BOZKURT, Barış SERİN

Kum Zeminlerdeki Kazıklı Radye Temellerin Optimum Kazık Aralığının
Deneysel Olarak İncelenmesi..... 10477
Bayram ATEŞ, Erol ŞADOĞLU

İstanbul İçin Standart Süreli Gözlenen En Büyük Yağışların Eğilimleri..... 10495
Kevser ŞEN, Hakan AKSU

Depolanmış Tarama Çamurlarının Sıkışabilirlik ve Mukavemet Davranışının
Laboratuvar ve Arazi Deneyleri ile İncelenmesi..... 10515
Perihan BİÇER, Havvanur KILIÇ, Pelin ÖZENER

Gerçek Zamanlı Basınç Yönetimiyle Su Dağıtım Şebekesinde Su Kaybının
Azaltılması 10541
**Mehmet Melih KOŞUCU, Ömer SARI, Mehmet Cüneyd DEMİREL,
Samet KIRAN, Abdurrahman YILMAZ, Abdalbaki AYBAKAN,
Enes ALBAY, V. Ş. Özgür KIRCA**

Teknik Not

Kashırskaya AVM Projesindeki Cam Korkulukların Detaylı İncelenmesi 10565
**İ. Ozan DEMİREL, Ahmet YAKUT, Uğurhan AKYÜZ, Hamdi YIĞIN,
H. Erdiç DİKBAYIR**

ISSN: 1300-3453