



**YÜKSEK SICAKLIK ETKİSİNE MARUZ
KALMIŞ BİR YAPI SİSTEMİNİN DEPREM
ETKİLERİ ALTINDAKİ DAVRANIŞININ
İNCELENMESİ**

Elif Nazlı KÜÇÜK

Danışman: Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN

Yüksek Lisans Tezi

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı

2022

(Her hakkı saklıdır.)

T.C.
ATATÜRK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI

**YÜKSEK SICAKLIK ETKİSİNE MARUZ KALMIŞ BİR YAPI SİSTEMİNİN
DEPREM ETKİLERİ ALTINDAKİ DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

(Investigation of The Behavior of a Structural System Exposed to High Temperatures
Subjected to Earthquake Effects)

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Elif Nazlı KÜÇÜK

Danışman: Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN

Erzurum
Haziran, 2022

KABUL VE ONAY TUTANAĞI

Elif Nazlı KÜÇÜK tarafından hazırlanan “Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış bir yapı sisteminin deprem etkileri altındaki davranışının incelenmesi” başlıklı çalışması 24/06/2022 tarihinde yapılan tez savunma sınavı sonucunda başarılı bulunarak jürimiz tarafından İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Yapı Bilim Dalında yüksek lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Başkanı: Doç. Dr. Ahmet BUDAK
Atatürk Üniversitesi

.....

Danışman: Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN
Atatürk Üniversitesi

.....

Jüri Üyesi: Dr. Öğr. Üyesi Dilek OKUYUCU
Erzurum Teknik Üniversitesi

.....

Enstitü Yönetim Kurulunun
.../.../... tarih ve sayılı
kararı.

Bu tezin Atatürk Üniversitesi Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliği'nin ilgili maddelerinde belirtilen şartları yerine getirdiğini onaylarım.

Prof. Dr. Saltuk Buğrahan CEYHUN

Enstitü Müdürü

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaklardan yapılan bildiriş, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak olarak kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

T.C.
ATATÜRK ÜNİVERSİTESİ REKTÖRLÜĞÜ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜ

ETİK BİLDİRİM VE İNTİHAL BEYAN FORMU

Yüksek Lisans Tezi olarak Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN danışmanlığında sunulan “Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış bir yapı sisteminin deprem etkileri altındaki davranışının incelenmesi” başlıklı çalışmanın tarafımızdan bilimsel etik ilkelere uyularak yazıldığını, yararlanılan eserlerin kaynakçada gösterildiğini, Fen Bilimleri Enstitüsü tarafından belirlenmiş olan Turnitin Programı benzerlik oranlarının aşılmadığını ve aşağıdaki oranlarda olduğunu beyan ederiz.

Tez Bölümleri	Tezin Benzerlik Oranı (%)	Maksimum Oran (%)
Giriş	6	30
Kuramsal Temeller	21	30
Materyal ve Metot	4	35
Araştırma Bulguları ve Tartışma	2	20
Sonuçlar ve Öneriler	0	20
Tezin Geneli	12	25

Not: Yedi kelimeye kadar benzerlikler ile Başlık, Kaynakça, İçindekiler, Teşekkür, Dizin ve Ekler kısımları tarama dışı bırakılabilir. Yukarıdaki azami benzerlik oranları yanında tek bir kaynaktan olan benzerlik oranlarının %5'den büyük olmaması gerekir.

Sunulan bilgilerin doğru olduğunu, aksi halde doğacak hukuki sorumlulukları kabul ettiğimizi beyan ederiz.

Tez Yazarı (Öğrenci)	Tez Danışmanı
Elif Nazlı KÜÇÜK	Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN
5.7.2022	5.7.2022
İmza:	İmza:

* Tez ile ilgili YÖKTEZ’de yayınlamasına ilişkin bir engelleme var ise aşağıdaki alanı doldurunuz.

☐ Tezle ilgili patent başvurusu yapılması / patent alma sürecinin devam etmesi sebebiyle Enstitü Yönetim Kurulunun .../.../.... tarih ve sayılı kararı ile teze erişim 2 (iki) yıl süreyle engellenmiştir.

☐ Enstitü Yönetim Kurulunun .../.../.... tarih ve sayılı kararı ile teze erişim 6 (altı) ay süreyle engellenmiştir.

TEŞEKKÜR

Yaptığım bu tez çalışması esnasında üstün bilgi ve tecrübesi ile bana yol gösteren, emeğini hiçbir zaman esirgemeyen danışman hocam Sayın Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN’e teşekkürlerimi sunarım.

Eğitim hayatım boyunca rehber ve motivasyon kaynağım olan anneme, çalışmam sırasında desteğini esirgemeyen çok kıymetli abime, ablama ve babama çok teşekkür ederim.

Elif Nazlı KÜÇÜK



ÖZET

YÜKSEK LİSANS TEZİ

YÜKSEK SICAKLIK ETKİSİNE MARUZ KALMIŞ BİR YAPI SİSTEMİNİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDAKİ DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Elif Nazlı KÜÇÜK

Danışman: Doç. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN

Amaç: Yapı malzemelerinin termal ve mekanik özellikleri, yüksek sıcaklıklara maruz kaldıklarında değişmektedir. Yüksek sıcaklıklara maruz kalan yapı elemanlarının yük altında nasıl davranacağını bilmek çok önemlidir. Bu çalışmada, dört katlı ve dört açıklıklı betonarme bir yapı sistemi ele alınmış ve bu yapı sisteminin farklı zaman periyotlarında yüksek sıcaklıklara maruz kaldığı kabul edilerek deprem performansındaki değişikliklerin belirlenmesi amaçlanmıştır.

Yöntem: Öncelikle ele alınan betonarme yapı sisteminin taşıyıcı elemanları ANSYS yazılımı kullanılarak modellenmiş ve standart yangın eğrisine (ISO 834) maruz kaldığı varsayılarak termal analizler gerçekleştirilmiştir. Termal analizler sonunda betonarme elemanların kesitlerindeki sıcaklık dağılımları elde edilmiştir. Termal analiz sonuçları literatürde yayınlanan sonuçlarla karşılaştırılarak doğrulanmıştır. Elde edilen sıcaklık dağılımları kullanılarak, betonarme eleman kesitleri için kesit analizleri gerçekleştirilmiş ve moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Daha sonra yapı sistemi üç boyutlu olarak modellenerek Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018)'ne uygun olarak sabit tek modlu itme analizine tabi tutulmuş ve buradan elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme ilişkileri kullanılarak sistemin şekildeğiştirme kapasite eğrisi elde edilmiştir. Elde edilen kapasite eğrisinin başlangıç teğetinin talep eğrisini kestiği nokta belirlenmiş ve TBDY 2018'de verilen formüller kullanılarak tepe yatay yer değiştirmesi istemi hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar yüksek sıcaklıklara maruz kalmamış yapı sisteminin davranışıyla karşılaştırılarak yorumlanmıştır.

Bulgular: Elemanın yüksek sıcaklığa maruz kaldığı süre arttıkça, elemanı oluşturan malzemelerin dayanımları ve elastisite modüllerinde düşüş yaşanması dolayısıyla elemanların moment ve normal kuvvet taşıma kapasitelerinde de azalma gözlenmiştir. Yüksek sıcaklıklara maruz kalma süresi arttıkça, doğrusal olmayan elastik yerdeğiştirme kapasitesi ve taban kesme kuvveti azalmakta, yangının zemin kata yakın katlarda oluşması taban kesme kuvvetindeki azalmanın daha belirgin olmasına sebep olmaktadır. Ayrıca, sistemin taşıyıcı elemanlarını oluşturan malzemelerde gerçekleşen dayanım kayıpları ve buna bağlı olarak plastik mafsall oluşumunun normale göre daha çabuk gerçekleşmesi nedeniyle sistemin yük taşıma kapasitesi ve rijitliğinde azalma meydana gelmiştir. Zemin katta yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 45 dakikaya kadar güvenli bölgede kalabilirken 60 dakika sonrasında hedef performansını sağlayamaz duruma gelmiştir. Diğer taraftan, 1. normal katta yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 30 dakika boyunca güvenli bölgede kalabilmiş fakat 45 dakika sonrasında hedef performansını sağlayamaz duruma gelmiştir. 2. ve 3. normal katlarda yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 90 dakika sonunda hala güvenli bölgede kalmayı başarmıştır.

Sonuç: Yüksek sıcaklıklara maruz kalmış betonarme bir yapının deprem davranışı olumsuz etkilenmektedir. Yüksek sıcaklıklara maruz kalma süresi arttıkça bu durum daha da belirginleşmektedir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme elemanlar; yüksek sıcaklık; termal özellikler; mekanik özellikler; kesit analizi; sonlu elemanlar; itme analizi

Haziran 2022, 95 sayfa

ABSTRACT

MASTER'S THESIS

INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF A STRUCTURAL SYSTEM EXPOSED TO HIGH TEMPERATURES SUBJECTED TO EARTHQUAKE EFFECTS

Elif Nazlı KÜÇÜK

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Oğuz Akın DÜZGÜN

Purpose: The thermal and mechanical properties of building materials change when exposed to fire. It is very important to know how structural elements under load will behave when exposed to high temperatures. In this study, a reinforced concrete structure system with four floors and four spacings was considered and it was aimed to determine the changes in earthquake performance by assuming that this structural system was exposed to fire in different time periods.

Method: First of all, the structural elements of the reinforced concrete structure system were modeled by using ANSYS software and thermal analyzes were performed assuming that they were exposed to the standard fire curve (ISO 834). At the end of the thermal analysis, the temperature distributions in the sections of the reinforced concrete elements were obtained. The thermal analysis results were verified by comparing them with the results published in the literature. By using the obtained temperature distributions, section analyzes were performed for the reinforced concrete element sections and moment-curvature relations were obtained. Then, the building system was modeled in three dimensions and subjected to pushover analysis in accordance with the Turkish Building Earthquake Code (TBEC 2018), and the deformation capacity curve of the system was obtained by using the base shear force-peak displacement relations obtained from here. The point where the initial tangent of the obtained capacity curve cuts the demand curve was determined and the peak horizontal displacement demand was calculated using the formulas given in TBEC 2018. The results obtained were interpreted by comparing the behavior of the building system that was not exposed to high temperatures.

Findings: As the duration of the element's exposure to temperature increased, the strength and the elasticity modules of the materials forming the element decreased, thus decreasing in the moment and axial force carrying capacity of the elements was observed. As the exposure time to the fire increase, the inelastic displacement capacity and the base shear force values decrease, and the occurrence of the fire in the floors close to the ground floor causes the decrease in the base shear force to be more pronounced. Besides, because of the strength losses in the materials constituting the bearing elements of the system and accordingly the formation of plastic hinges occurs more quickly than normal, resulting in a decrease in the load carrying capacity and stiffness of the system. When the fire occurs on the ground floor, the structural system provides its performance level for up to 45 minutes, but after 60 minutes it could not achieve its target performance. On the other hand, when the fire occurs on the 1st floor, the structural system provides its performance level for 30 minutes, but after 45 minutes, it could not achieve its target performance. In the case of fire occurs on the 2nd and 3rd floors, the structural system provides its performance level even after 90 minutes.

Results: Earthquake behavior of a reinforced concrete structure is affected negatively when it is exposed to high temperatures. Increasing the duration of exposition to the high temperatures causes more negative effects.

Keywords: Reinforced concrete elements; high temperature; thermal properties; mechanical properties; section analysis; finite elements; pushover analysis

June 2022, 95 pages

İÇİNDEKİLER

KABUL VE ONAY TUTANAĞI.....	iii
TEŞEKKÜR	v
ÖZET	vi
ABSTRACT	vii
İÇİNDEKİLER.....	viii
TABLolar DİZİNİ.....	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xi
KISALTMALAR VE SİMGELER DİZİNİ.....	xv
GİRİŞ.....	1
Kaynak Özetleri	2
Amaç ve Kapsam	7
KURAMSAL TEMELLER.....	8
Yangın Gelişimi ve Büyümesi	8
Sıcaklık – Zaman Eğrileri	9
Fourier Isı İletim Kanunu.....	10
Malzeme Özellikleri.....	11
Beton	11
Donatı çeliği.....	17
Betonarme Elemanların Moment-Eğrilik İlişkisi.....	24
Betonarme kesitlerde akma koşulları	24
Betonarme kesitlerde moment-eğrilik ilişkisi	25
Betonarme kesit davranışlarının bilineer (ideal) hale getirilmesi	28
Betonarme kesitlerde teorik olarak moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesi	29
Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018)	30
Deprem Yer Hareketi Düzeyleri	30
Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1)	31
Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2)	31
Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3)	31
Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4)	31
Standart Deprem Yer Hareketi Spektrumları.....	31
Harita spektral ivme katsayıları, tasarım spektral ivme katsayıları ve yerel zemin etki katsayıları	31
Yatay elastik tasarım spektrumu	32

Deprem Etkisi Altındaki Binaların Değerlendirilmesi İçin Hesap Esasları.....	33
Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları	33
Deprem tasarım sınıfları.....	34
Bina yükseklik sınıfları	35
Binaların performans düzeyleri.....	35
Kesit hasar bölgeleri.....	36
Bina performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları	36
Deprem Etkisi Altında Binaların Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarımı.	36
Yığılı plastik davranış modeli	37
Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının etkin kesit rijitlikleri.....	37
Doğrusal Olmayan Hesap Yönteminin Seçimi	38
Tek modlu itme yöntemleri.....	38
Betonarme Bina Elemanları İçin İç Kuvvet ve Şekildeğiştirme Sınırları	39
Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için sınırlar	39
Kontrollü hasar (KH) performans düzeyi için sınırlar	39
Sınırlı hasar (KH) performans düzeyi için sınırlar	39
Beton ve Donatı Çeliği İçin Gerilme – Şekildeğiştirme Bağlılıkları	40
Sargılı ve sargısız beton modelleri	40
Donatı çeliği modeli.....	41
MATERYAL VE METOT	43
Termal Kesit Analizinin Gerçekleştirilmesi.....	48
Kesit Analizi.....	52
Deprem Etkisi Altındaki Davranış Analizi	53
ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA.....	55
Termal Analiz Bulguları	55
Kesit Analizi Bulguları	61
Deprem Analizi Bulguları	64
SONUÇ VE ÖNERİLER	72
KAYNAKÇA	74
ÖZGEÇMİŞ.....	78

TABLÖLAR DİZİNİ

Tablo 1. Oda Sıcaklığındaki Betonun Mekanik Özellikleri (TS EN 1992-1-1)	11
Tablo 2. Silisli Agrega Kullanılan Yüksek Sıcaklık Etkisine Maruz Kalmış Betonun Gerilme – Şekil Değiştirme İlişkisinin Belirlenmesinde Kullanılan Ana Parametre Değerleri (TS EN 1992-1-2).....	12
Tablo 3. Sıcak Haddelenmiş Yüksek Sıcaklık Etkisine Maruz Kalmış Donatı Çeliği İçin Gerilme – Birim Şekildeğiştirme İlişkisinin Belirlenmesinde Kullanılan Ana Parametre Değerleri (TS EN 1992-1-2).....	18
Tablo 4. Sıcak Haddelenmiş Donatı Çeliğinin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi (TS EN 1992-1-2)	19
Tablo 5. Kısa Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY 2018)	32
Tablo 6. 1 Saniye Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY 2018)	32
Tablo 7. Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları (TBDY 2018)	34
Tablo 8. Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) (TBDY 2018)	34
Tablo 9. BYS ve DTS'ye Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları (TBDY 2018).....	35
Tablo 10. Mevcut Yerinde Dökme Betonarme, Önüretimli Betonarme ve Çelik Binalar İçin Deprem Performans Hedefleri ve Tasarım Yaklaşımları (TBDY 2018).....	36
Tablo 11. Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri (TBDY 2018)	42
Tablo 12. Kullanılan Beton ve Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri.....	45
Tablo 13. Kullanılan Zemin ve Deprem Parametreleri.....	45
Tablo 14. Yangın Senaryoları.....	47
Tablo 15. Kesit Analizi İçin Oluşturulan Modeller	52

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1. Yangın Gelişiminin Üç Evresi (Lie 1972)	8
Şekil 2. ISO Standart Sıcaklık- Zaman Eğrisi (TS EN 1991-1-2).....	9
Şekil 3. Standart yangın eğrileri	10
Şekil 4. Yüksek sıcaklığa maruz kalmış betonun gerilme – şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesi için önerilen matematiksel model (TS EN 1992-1-2).....	12
Şekil 5. C30 Betonunun farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkileri	13
Şekil 6. C30 betonunun elastisite modülünün sıcaklığa bağlı değişimi	14
Şekil 7. Betonun sıcaklığa bağlı ısı genleşmesi	14
Şekil 8. Betonun ısı genleşme katsayısının sıcaklık ile değişimi	15
Şekil 9. Betonun %0, %1,5 ve %3 nem içeriği değerleri için özgül ısı değerlerinin, $c_p(\theta)$, sıcaklıkla değişimi	16
Şekil 10. Yoğunluğu 2500 kg/m ³ olan beton yoğunluğunun sıcaklık ile değişimi	16
Şekil 11. Betonun ısı iletkenliğinin sıcaklık ile değişimi.....	17
Şekil 12. Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliğinin gerilme – şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesi için önerilen matematiksel model (TS EN 1992-1-2).....	19
Şekil 13. B420C donatı çeliğinin farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkileri.....	20
Şekil 14. B420C Donatı çeliğinin elastisite modülünün sıcaklığa bağlı değişimi	20
Şekil 15. Donatı çeliğinin ısı genleşmesinin sıcaklık ile değişimi	21
Şekil 16. Donatı çeliğinin ısı genleşme katsayısının sıcaklık ile değişimi.....	22
Şekil 17. Donatı çeliğinin özgül ısısının sıcaklık ile değişimi	23
Şekil 18. Donatı çeliğinin ısı iletkenliğinin sıcaklık ile değişimi	23
Şekil 19. Eksenel kuvvet – Eğilme momenti karşılıklı etkileşim diyagramı	25
Şekil 20. Uzunluğu d_s olan bir parçanın eğrilik hesabı (Malekkianie 2006)	25
Şekil 21. Betonarme bir kesitte moment-eğrilik ilişkisi (Özer 2004)	26
Şekil 22. $M - \chi$ eksen takımında doğrusal ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler	27
Şekil 23. Betonarme kesitler için bilineer hale getirilmiş moment-eğrilik diyagramları (Özer 2004).....	28
Şekil 24. Betonarme kesitler için bilineer hale getirilmiş karşılıklı etki diyagramları (Özer 2004).....	29
Şekil 25. Betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkisinin teorik olarak elde edilmesi (Charney 1991)	29
Şekil 26. Yatay elastik tasarım spektrumu (TBDY 2018).....	33

Şekil 27. Yatay elastik tasarım yerdeğiştirme spektrumu (TBDY 2018).....	33
Şekil 28. Kesit hasar bölgeleri (TBDY 2018)	36
Şekil 29. Sargılı ve sargısız beton modelleri (TBDY 2018)	40
Şekil 30. Donatı çeliği modeli (TBDY 2018)	41
Şekil 31. Kalıp planı.....	43
Şekil 32. B-B Kesiti	44
Şekil 33. A-A Kesiti	44
Şekil 34. Kolon ve kiriş kesitlerinin donatı yerleşim planı (tüm birimler mm'dir)	46
Şekil 35. SOLID70 geometrisi (ANSYS 21)	48
Şekil 36. LINK33 geometrisi (ANSYS 21)	49
Şekil 37. 40x50cm boyutlarındaki kirişin sonlu elemanlara ayrılması	50
Şekil 38. 50x50cm kolon detayı	50
Şekil 39. 50x50 cm kolonun köşesinden diyagonal yönde beş noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi (Hacıemiroğlu 2014).....	50
Şekil 40. ANSYS'ten elde edilen, 50x50 cm kolonun köşesinden diyagonal yönde beş noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi.....	51
Şekil 41. 1 saatlik yangın etkisinde 50 cm x 50 cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımlarının Hacıemiroğlu (2014) çalışmasıyla karşılaştırılması	51
Şekil 42. 2 saatlik yangın etkisinde 50 cm x 50 cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımlarının Hacıemiroğlu (2014) çalışmasıyla karşılaştırılması	51
Şekil 43. 3 saatlik yangın etkisinde 50cm x 50cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımlarının Hacıemiroğlu (2014) çalışmasıyla karşılaştırılması	52
Şekil 44. S40x40 (a), S40x40-45'in (b), K40x50 (c) ve K40x50-60'ın (d) kesit detayları	53
Şekil 45. Sırasıyla S40x40-45 ve K40x50-60 elemanlarının sıcaklık değişimine bağlı olarak mekanik özelliklerindeki değişimlerin SAP2000'de tanımlanması	54
Şekil 46. 30 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı	55
Şekil 47. 45 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı	55
Şekil 48. 60 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı	56
Şekil 49. 90 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı	56
Şekil 50. Yangın etkisinde 40cm x 40cm boyutlarındaki kolonun köşesinden diyagonal yönde on üç noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi	57
Şekil 51. Yangın etkisinde 40cm x 50cm boyutlarındaki kirişin köşesinden diyagonal yönde on üç noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi	57
Şekil 52. 30 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı	58
Şekil 53. 45 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı	58

Şekil 54. 60 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı	59
Şekil 55. 90 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı	59
Şekil 56. C30 Betonunun farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkileri	60
Şekil 57. B420C donatı çeliğinin farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkileri.....	60
Şekil 58. Kiriş kesitinin moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi	61
Şekil 59. $N_d / N_{or1} = 0$ durumunda moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi.....	62
Şekil 60. $N_d / N_{or1} = 0,08$ (kapasitesinin %8'i) için kolon kesitinin moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi	62
Şekil 61. $N_d / N_{or1} = 0,16$ (kapasitesinin %16'sı) için kolon kesitinin moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi	62
Şekil 62. Kolon kesitlerinin Moment – Eksenel yük ilişkisinin sıcaklık ile değişimi.....	63
Şekil 63. Zemin katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri ..	64
Şekil 64. 1. normal katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri	64
Şekil 65. 2. normal katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri	65
Şekil 66. 3. normal katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri	65
Şekil 67. Yapı sisteminin 30 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri.....	66
Şekil 68. Yapı sisteminin 45 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri.....	66
Şekil 69. Yapı sisteminin 60 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri.....	66
Şekil 70. Yapı sisteminin 90 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri.....	67
Şekil 71. 1 numaralı senaryo (yangına maruz kalmamış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları.....	67
Şekil 72. 2 numaralı senaryo (zemin kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	67
Şekil 73. 6 numaralı senaryo (zemin kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	68
Şekil 74. 10 numaralı senaryo (zemin kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	68

Şekil 75. 3 numaralı senaryo (1. normal kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	68
Şekil 76. 7 numaralı senaryo (1. normal kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	69
Şekil 77. 11 numaralı senaryo (1. normal kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	69
Şekil 78. 4 numaralı senaryo (2. normal kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	69
Şekil 79. 8 numaralı senaryo (2. normal kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	69
Şekil 80. 12 numaralı senaryo (2. normal kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	70
Şekil 81. 16 numaralı senaryo (2. normal kat 90 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	70
Şekil 82. 5 numaralı senaryo (3. normal kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	70
Şekil 83. 9 numaralı senaryo (3. normal kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	70
Şekil 84. 13 numaralı senaryo (3. normal kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	71
Şekil 85. 17 numaralı senaryo (3. normal kat 90 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları	71

KISALTMALAR VE SİMGELER DİZİNİ

f_{ce}	Betonun ortalama basınç dayanımı (MPa)
$\rho(\theta)$	Betonun θ sıcaklığındaki yoğunluğu
s	Boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı
A_s	Boyuna donatı alanı
η_{bi}	Burulma düzensizliği katsayısı
h	Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
T	Doğal titreşim periyodu (s)
f_{ye}	Donatı çeliğinin ortalama akma dayanımı (MPa)
d_b	Düğüm noktasına kenetlenen donatı çeliğinin ortalama çapı
f_{yw}	Enine donatının akma dayanımı
f_e	Etkili sargılama basıncı
θ_y	Etkin akma dönmesi (rad)
ϕ_y	Etkin akma eğriliği (m^{-1})
M_y	Etkin akma momenti (kNm)
ϕ_u	Göçme öncesi eğrilik (m^{-1})
$\theta_p^{(GÖ)}$	Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı (rad)
a_i	Kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı
L_s	Kesme açıklığı (moment/kesme kuvveti oranı)
$\theta_p^{(KH)}$	Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı (rad)
k_e	Sargılama etkinlik katsayısı oranı
f_{cc}	Sargılı beton dayanımı (MPa)
f_c	Sargılı betonda beton basınç gerilmesi (MPa)
f_{co}	Sargısız beton dayanımı (MPa)
$\theta_p^{(SH)}$	Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı (rad)
ρ_x	X doğrultusundaki enine donatıların hacimsel oranı
f_{ex}	X doğrultusundaki etkili sargılama basıncı
ρ_y	Y doğrultusundaki enine donatıların hacimsel oranı

f_{ey}	Y doğrultusundaki etkili sargılama basıncı
T_A	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
T_B	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (s)
$S_{ae}(T)$	Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (g)
T_L	Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu (s)
$S_{de}(T)$	Yatay elastik tasarım spektral yerdeğiştirmesi (m)
BKS	Bina Kullanım Sınıfı
BYS	Bina Yükseklik Sınıfı
$c_p(\theta)$	Betonun θ sıcaklığındaki özgül ısısı
DD-1	Deprem yer hareketi düzeyi-1
DD-2	Deprem yer hareketi düzeyi-2
DD-3	Deprem yer hareketi düzeyi-3
DD-4	Deprem yer hareketi düzeyi-4
DTS	Deprem Tasarım Sınıfı
$E_{s,\theta}$	Donatı çeliğinin θ sıcaklığındaki elastisite modülü
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
f_{ck}	Betonun basınç dayanımı
$f_{c\theta}$	Betonun θ sıcaklığındaki basınç dayanımı
F_S	Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
$f_{sp,\theta}$	Donatı çeliğinin orantılılık sınırı
$f_{sy,\theta}$	Donatı çeliğinin en büyük gerilme seviyesi
GÖ	Göçmenin önlenmesi performans düzeyi
I	Bina Önem Katsayısı
k	Isıl iletim katsayısı
KH	Kontrollü hasar performans düzeyi
KK	Kesintisiz kullanım performans düzeyi
L_p	Plastik mafsal boyu
S_1	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
S_{D1}	1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
S_{DS}	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
SE	Sonlu eleman
ŞGDT	Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım

SH	Sınırlı hasar performans düzeyi
S_s	Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz)
t	Süre (dakika)
TBDY	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
u	Nem içeriği
ε	Birim şekildeğiştirme
$\varepsilon_c(\theta)$	Betonun ısı genleşmesi
$\varepsilon_{c1,\theta}$	f_{c0} 'ya karşılık gelen birim şekildeğiştirme
$\varepsilon_{cu1,\theta}$	f_{c0} 'ya karşılık gelen nihai birim şekildeğiştirme
$\varepsilon_s(\theta)$	Donatı çeliğinin ısı genleşmesi
$\varepsilon_{sp,\theta}$	Donatı çeliğinin orantılılık sınırına karşılık gelen birim şekildeğiştirmesi
$\varepsilon_{sy,\theta}$	Donatı çeliğinin en büyük gerilme seviyesine karşılık gelen birim şekildeğiştirmesi
θ	Sıcaklık (°C)
θ_g	Yangın bölümündeki gazın sıcaklığı
λ_c	Betonun ısı iletkenliği
t_h	Süre (saat)

GİRİŞ

Dünyada ve ülkemizde meydana gelen yangın ve depremlerden kaynaklanan can ve bina kayıpları, ekonomik kayıplar yadsınamaz birer gerçektir. Türkiye'nin en kalabalık nüfus ve konut sayısına sahip olan İstanbul ili Büyükşehir Belediyesi İtfaiye Daire Başkanlığı'nın resmi web sitesinde yayınladığı 2017-2021 istatistik verilerine göre, 2017 yılında meydana gelen yangınların 100 bin kişiye düşen yangın sayısı 166,8 iken, bu sayı 2021 yılında 131,1 olarak gerçekleştiği belirtilmiştir.

Yangının hasar derecesi, sıcaklık ve yangın süresi açısından yangının yoğunluğu ile ilgilidir. Bir betonarme eleman yüzeyinde sürekli bulunan yüksek sıcaklık, betonun iç katmanlarının kademeli olarak ısınmasına yol açar ve donatı çubukları, donatıların gücünü azaltan aşırı yüksek sıcaklığa maruz kalır (Bhuiyan ve Ahmed 2021). Bu yüzden betonarme bir elemanın yangına dayanıklılığını değerlendirmek için beton ve çelikteki kesit sıcaklıklarının bilinmesi gerekir. Bu kesit sıcaklıkları, kesitin boyutları, betonun termal özellikleri ve yangının özellikleri de dahil olmak üzere birçok faktöre bağlıdır. Bu nedenle, taşıma kapasitelerini ve güvenliklerini anlamak için yangından hasar görmüş betonarme yapıların termal özelliklerini ve yapısal davranışlarını araştırmak gereklidir (Kodur vd 2013).

Türkiye'nin, yeryüzünün en aktif deprem kuşaklarından birisi olan, Akdeniz, Alp, Himalaya deprem kuşağı içerisinde yer aldığı bilinmektedir. 1990 yılından beri, Türkiye'de meydana gelen, %76'sını depremlerin oluşturduğu doğal afetler sonucunda 87.000 kişinin hayatını kaybettiği, 210.000 kişinin yaralandığı ve 651.000 konutun yıkıldığı veya ağır hasar gördüğü belirtilmiştir (Ergünay 2007).

Teknolojinin son on yıllarda hızla ilerlemesi sonucunda depreme dayanıklı yapı tasarımı metotlarında çok önemli gelişmeler yaşanmıştır. Oluşan depremler, yapı taşıyıcı sistemine asıl zararı, yapı üzerindeki sabit ve hareketli yüklerden ziyade deprem nedeniyle oluşan dinamik yüklerin verdiğini göstermiştir. Bu sebeple; yapıda oluşan ve oluşma ihtimali olan dinamik yükleri ve dinamik yükler sebebiyle ortaya çıkacak ilave iç kuvvetleri gerçeğe en yakın şekilde tahlil ve analiz etmek çok önemlidir.

Büyük depremler, deprem sonrası yangın çıkması gibi bir dizi felaket olayıyla sonuçlanabilir. Kaydedilmiş deneyimler, deprem sonrasında çıkan yangının kentsel alanlar üzerindeki etkilerinin depremin kendisinden bile daha kötü olabileceğini göstermiştir (Mohammadi ve Alyasin 1992). Buradan, hiçbir kentsel yapının deprem ve yangın gibi aynı

anda veya birbirini takip ederek meydana gelen iki aşırı yük için tasarlanmaması sebebi çıkarılabilir. Bu nedenle, kentsel yapılar bir önceki depremden zarar gördükten sonra yangına maruz kaldıklarında çok zayıf kalmaktadır (Chen vd 2014).

Bu veriler ve olaylar, deprem ve yangın güvenliğinin ne kadar önemli bir konu olduğunu, dolayısıyla yapıların yangın ve deprem etkisi altındaki tasarımının ilgili yönetmelik ve standartlara uygun şekilde yapılması gerektiğini açık ve net bir şekilde göstermektedir.

Yapılan literatür araştırmalarında deprem sonrası ortaya çıkan yangın etkisi ile ilgili birçok çalışma yapılmış olmasına rağmen yangın sonrası güçlendirme yapılmadan depreme maruz kalmış binalar hakkında yeteri kadar çalışmaya rastlanmamıştır.

Yüksek sıcaklık üzerine yapılmış bazı çalışmalar aşağıda Kaynak Özetleri kısmında sunulmuştur.

Kaynak Özetleri

Beton, iyi bilinen ısı direnci nedeniyle yaygın olarak kullanılmasına rağmen, yangına maruz kaldıktan sonra, dayanım ve elastisite modülünde bir düşüş, betonda çatlama, dökülmeler (Eunmi vd 2018); yapının yük taşıma kapasitesinde ve rijitliğinde azalmalar (Bhuiyan ve Ahmed 2021); renk değişimleri (Short 2001), betonun yoğunluğunda azalma ve yüzeyinin görünümünde önemli ölçüde değişiklikler gözlenir.

Hertz (2005), Lie (1992) ve Purkiss (1996) tarafından, betonun basınç gerilmesi ile ön yüklemesinin, yüksek sıcaklıkların betonun basınç dayanımı ve maksimum şekildeğiştirmesi üzerindeki etkisini azalttığı bildirilmiştir. Bu şekildeğiştirmelerin büyüklüğü, ısıtma hızının, beton karışımının ve ön yükleme gerilme seviyesinin bir fonksiyonudur (Youssef 2007). Betonun soğuma evresindeki olası dayanım kazanımı dikkate alınmamalıdır (TS EN 1992-1-2).

Betonda sargı etkisinin, donatılar ile donatıları çevreleyen beton arasındaki bağın bozulmasından (Malhotra 1956; Purkiss 1996) ve yangın sırasında enine donatıların akma gerilmesindeki azalmadan (Malhotra 1982; Lie 1992; Purkiss 1996) etkilenmesi beklenmektedir.

Nassif (2005) ve Youssef (2007) yangına maruz kalmış yapılar için gerilme-şekil değiştirme etkileri üzerinde çalışmışlardır. Youssef (2007) çalışmasında normal ve yüksek sıcaklıklarda betonarme yapılar için mevcut gerilme-şekil değiştirme modellerinin (Scott vd 1982; Schneider 1986; Mander vd 1988; Terro 1998) bir incelemesini yapmaktadır. Önerilen gerilme-şekil değiştirme ilişkileri, deneysel sonuçlar kullanılarak kıyaslanmıştır. Bu çalışma,

yükseltilmiş sıcaklıkların betonun basınç dayanımı, çekme dayanımı, maksimum gerilmedeki şekil değiştirmesi ve sünmesi; donatı çubuklarının ise akma dayanımı ve aderansı üzerindeki etkisini incelemiştir. Tüm modeller, sargısız betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin artan kısmını iyi bir doğruluk payıyla bulurken, değiştirilmiş Scott vd. (1982) modeli, farklı sıcaklıklarda eğrinin azalan kısmı için en doğru tahminleri sağlamıştır. Sargılı betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin artan kısmını tüm modeller iyi bir doğruluk payıyla bulurken, değiştirilmiş Mander modelinin, eğrinin azalan kısmının davranışı tahmin etmede üstün olduğu söylenebilir.

Betonun dayanım sınıfı, sargı donatısının sınıfı ve sargı donatısı yerleşiminin betonarme kolonların yangına karşı dayanıklılığı üzerindeki etkisini araştırmak için Shah ve Sharma (2017) bir çalışma yapmıştır. Farklı sargı donatısına sahip sekiz adet tam ölçekli betonarme kolonun standart olarak bir yangın fırınında yangın dayanımları test edilmiştir. Sonuçlar, bu parametrelerin betonarme kolonların yangın performansında önemli bir rol oynadığını göstermektedir. Sargının etkisi, normal dayanımlı beton kullanılan kirişlerde yüksek dayanımlı beton kullanılan kirişlerden daha belirgindir. Sargılamanın %50 arttırılmasının, normal dayanımlı beton ve yüksek dayanımlı beton kullanılan kolonlarda yangına dayanıklılığı sırasıyla %12 ve %3,5 artırdığı görülmüştür.

Kodur vd (2003), Kodur ve McGrath (2003), Kodur ve Phan (2007), yüksek dayanımlı betondan üretilmiş kolonların termal ve yapısal davranışı için deneysel sonuçlar elde etmişlerdir. Çalışmalarında, yüksek dayanımlı betondan üretilmiş kolonların yangına dayanıklılığının, normal dayanımlı betondan üretilmiş kolonlardan, parçalanma nedeniyle daha düşük olduğu gözlemlenmiştir. Parçalanma, sıcaklığın artmasıyla birlikte betonun çekme dayanımının azalması ve boşluk basıncının artması sebebiyle meydana gelir (Dwaikat 2010).

Zheng vd (2014), Abid vd (2019) tarafından termal ve mekanik özellikler dahil olmak üzere yüksek sıcaklıktaki reaktif pudra betonunun özellikleri araştırılmıştır. Zheng vd (2014), reaktif pudra betonunun termal iletkenliğinin, oda sıcaklığındaki normal dayanımlı betonunkinden yaklaşık iki kat daha yüksek olduğunu ve reaktif pudra betonunun termal iletkenliğinin diğer herhangi bir sıcaklıkta normal dayanımlı betonunkinden daha yüksek olduğunu ifade etmiştir. Abid vd (2019), normal dayanımlı beton ve yüksek dayanımlı beton ile karşılaştırıldığında, reaktif pudra betonunun gerilme mukavemeti ve elastik modülü, yüksek sıcaklıklarda daha şiddetli bir şekilde bozulduğunu ve reaktif pudra betonunun yüksek sıcaklığa karşı daha yüksek hassasiyeti olduğunu vurgulamıştır.

Performansa dayalı yangına dayanıklılık tasarımı, yük seviyeleri ve kesit boyutu gibi yapıların çeşitli parametrelerinin dikkate alınmasını gerektirir. Bu nedenle Luccioni (2003);

Pearce (2004) ve Ryu vd (2018), tarafından, yangına maruz kalan betonarme kirişlerin ısı özellikleri ve yapısal davranışları, yük seviyelerine ve kesit boyutlarına göre hem deneysel hem de analitik olarak incelenmiştir. Bu çalışmalar kirişlerin sıcaklığının, sertliğinin ve sünekliğinin; yük seviyesi, kesit boyutu ve yangına maruz kalma süresinden önemli ölçüde etkilendiğini göstermiştir. Ayrıca, yangından zarar görmüş kirişlerin sünekliği, sadece analitik bir yöntem kullanılarak tahmin edilebilir; deneysel olarak başka türlü belirlemek kolay değildir. Ryu vd (2018) çalışmasında ISO 834 standart zaman sıcaklık eğrisini göz önüne almış, farklı yük seviyelerine ve enine kesitlere sahip on iki adet betonarme kirişi yüksek sıcaklıklara maruz bırakmıştır. Yangın deneyinden sonra, yangından hasar görmüş kirişlerin güncel dayanımını elde etmek için, kirişler dört noktalı yükleme ile yüklenmiştir. Ek olarak, Abaqus yazılımı, yangından zarar görmüş kirişlerin yapısal analizlerini önceden oluşturmak için kullanılmıştır. Sonuçlar yangından zarar görmüş kirişlerin yük seviyesi arttıkça sıcaklık dağılımlarının arttığını göstermiştir ve bu durum yüklemeye bağlı çatlak ilerlemeleri ile açıklanabilir. Yangın testleri sırasında kirişlerin çökme miktarları yük seviyesi arttıkça artmıştır. Bununla birlikte, yangın testi sırasında kirişlerin maksimum çökme miktarlarının, kesit arttıkça doğrusal olmayan bir şekilde azaldığı gözlemlenmiştir. Yangına maruz kalınan yük veya zaman arttıkça süneklik ve rijitlik azalmıştır. Farklı kesit boyutları ile ilgili olarak, kirişlerin sünekliği ve rijitliği, kesit boyutu arttıkça iyileştiği belirtilmiştir.

Kumar ve Kumar (2003) uzun süre standart yangına (ISO 834) maruz kalan lifli betonarme kirişlerin nihai dayanımı hakkında deneysel veriler elde etmek için bir çalışma yapmıştır. Altı adet lifli betonarme kiriş, benzer kesit detayları, uzunluk ve beton sınıfı ve net beton örtüsü ile dökülmüştür. Dört kiriş 1; 1,5; 2 ve 2,5 saat süreyle yangın etkisinde bırakılmıştır. Daha sonra, kirişler dört noktalı eğilme testine tabi tutulmuş ve 2,5 saat boyunca yangına maruz kalan kiriş, yangın nedeniyle nihai çökme sınırını aştığı için hizmet verebilirlik kriterinde başarısız olmuştur. Fırından çıkarıldığı sırada 2,5 saat boyunca yangına maruz kalan kirişte, normal hava koşulları altında zamanla artan bir miktar beton kabarması gözlemlenmiştir. Yangına maruz kalan lifli betonarme kirişlerin başlangıçtaki rijitliğinde bulunan azalmanın, neredeyse nihai rijitlikteki azalmadan daha fazla olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, yangına maruz kalma süresinin artmasıyla rijitlikteki bu azalmanın miktarı da artmıştır.

Ozbolt vd (2014) tarafından, Kumar ve Kumar'ın (2003) deneysel çalışma yaptıkları betonarme kirişlerin detayları ve aynı yükleme senaryoları kullanılarak bu üç boyutlu termo-mekanik model, üç boyutlu bir sonlu eleman modeli olarak simüle edilmiştir. Yüksek sıcaklık ve mekanik yüke maruz kalan kirişlerin sayısal olarak tahmin edilen yük-eğilme eğrileri, sıcaklık değişimleri, gerilme ve şekil değiştirmeler ve çatlak desenleri analiz edilerek deneysel

sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Kullanılan sayısal modelleme tekniğinin mekanik yükleme, yangın ve yangının ardından mekanik yükleme altındaki betonarme kirişlerin davranışını başarılı bir şekilde tahmin edebildiği gösterilmiştir.

Wu ve Li (2022), ISO 834, hidrokarbon eğrisi ve RABT (Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln) de dahil olmak üzere üç tür sıcaklık-zaman eğrisi altında betonarme T şeklindeki kirişin termal ve mekanik davranışlarını anlamak için üç boyutlu doğrusal olmayan bir sonlu eleman modeli geliştirmiştir. RABT yangın eğrisi altında T şeklindeki kirişin ısınma hızı, hidrokarbon eğrisi ve ISO 834 eğrisinden daha büyük olduğu gözlemlenmiştir. Sonuç olarak daha büyük ısıtma hızı, daha yüksek sıcaklık ve daha büyük gerilme değişim hızına yol açacağı belirtilmiş ve böylece, T şeklindeki kirişin yangına dayanıklılık kapasitesinin RABT yangın eğrisi altında en düşük seviyede olduğu gözlemlenmiştir.

Rahman vd (2003), ince betonarme plakların sonlu eleman yöntemi ile doğrusal olmayan analizini gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, farklı boyutlardaki aydınlatma ve havalandırma boşluklarına sahip plakların çatlama yükleri ve ezilme mekanizmaları araştırılmıştır. Sonuç olarak genel kapsamlı bir sonlu eleman yazılımı olan ANSYS 'in kabul ettiği William – Warnke beton kırılma modelinin betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışını uygun bir şekilde modellediğini ifade etmiştir.

Kayacı (2014), betonarme yüksek binalarda yangın güvenliği üzerine bir tez çalışması yapmış, mevcut yüksek katlı bir binanın ilgili yangın yönetmeliklerinin uygulanış şekli ile yangın etkisine maruz kalmış malzemelerin tasarım kriterlerine uygunluğunu araştırmıştır.

Gao vd (2013) çalışmasında yangına maruz kalan betonarme kirişlerin hem termal hem de mekanik davranışının doğru bir şekilde tahmin edilmesi için, Wu vd'nin (1993) deneysel olarak gerçekleştirdiği çalışmada kullanılmış olan materyallerin fiziksel, mekanik ve termal özellikleriyle birlikte termal ve mekanik yüklemeye maruz kalma senaryolarını, aynı sınır şartlarını kullanarak üç adet kiriş için, üç boyutlu sonlu eleman modellerini, bir sonlu eleman yazılım paketi olan Abaqus kullanarak oluşturmuş ve donatı ile beton arasındaki arayüzey aderans davranışının önemini incelemiştir. Sonuç olarak bu üç kiriş için yapılan deneysel çalışmadan elde edilmiş, kirişlerin orta açıklıklarındaki çökme miktarları ile sonlu eleman modeli sonuçlarını karşılaştırmıştır. Açıkça, sonlu eleman modeline bu arayüzey davranışının dahil edilmesi daha kesin tahminlere yol açarken, etkinin genellikle oldukça sınırlı olduğu ve analizin hedefinin küresel yanıtı elde ettiği zaman göz ardı edilebileceği ilk kez açıklığa kavuşturmuştur.

Bhuiyan ve Ahmed'in (2021) yaptıkları çalışmada sonlu elemanlar modeli kullanılarak yangına maruz kalan bir betonarme kirişin yangın sonrası nihai kapasitesi belirlenmeye çalışılmıştır. Bunun için yangına maruz kalan farklı net beton örtüsü kalınlığı ve derinliğine sahip dört betonarme kirişin sonlu elemanlar modelleri geliştirilmiştir. 30 dakika ila 4 saat süre arasında yangına maruz kalan bu betonarme kirişlerin nihai kapasitesini belirlemek için Abaqus yazılımı kullanılmıştır. Sonuçlar, yangına maruz kalmanın bir betonarme kirişin nihai kapasitesini ve rijitliğini önemli ölçüde azalttığını göstermiştir. Arttırılmış net beton örtüsünün betonarme kirişin nihai kapasitesi üzerindeki etkisinin önemsiz olduğu bulunmuştur.

Rajai ve Alkhawaldeh'in (2021) çalışmalarında doğrusal olmayan sonlu elemanlar analizi ile ısıtılmış hasarlı betonarme kiriş kolon birleşim bölgesinin yapısal performansını düzeltme ve hasar durumunu kontrol etmede dış fiber takviyeli polimer kompozitlerin etkinliği araştırılmıştır. Sonuç olarak, ısıdan hasar görmüş betonarme kiriş-kolon bağlantısının fiber takviyeli polimer güçlendirme tekniği uygulandığında; daha yüksek yük kapasitesi, daha büyük yatay yer değiştirme, daha yüksek yer değiştirme sünekliği, daha yüksek enerji dağılımı ve daha yavaş rijitlik kaybı gösterdiği ve fiber takviyeli polimer kompozitin verimliliğinin, ısıdan kaynaklı hasar seviyesi ile arttığı gözlemlenmiştir. Ayrıca, fiber takviyeli polimer kompozit güçlendirme tekniği, yalnızca %25'ten daha yüksek kolon eksenel yüklerinde kirişte plastik mafsallı oluşumu yoluyla birleşim bölgelerindeki kırılma modunu gevrekten sünek bir kırılma moduna dönüştürme yeteneği verdiği, %25'ten daha az olan kolon eksenel yüklerinin uygulama seviyesi sadece nihai eksenel yük kapasitesini ve buna karşılık gelen çökmeyi arttırdığı tespit edilmiştir.

Burnaz (2010) yaptığı tez çalışmasında yangın eğrisi modelleri, yapı malzemelerinin yüksek sıcaklık etkisi altındaki özellikleri, betonarme kesitlerin termal çözümleme yöntemleri, betonarme yapıların yüksek sıcaklık etkisinde yapısal çözümleme yöntemleri konusu üzerinde durmuştur. Betonarme yapıların yüksek sıcaklık etkisindeki davranışı, yapıyı simüle eden modeller üzerinde doğrusal olmayan çözümlemeleri kullanarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar deneylerden elde edilmiş verilerle karşılaştırılmıştır.

Hacıemiroğlu (2014), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'e (DBYBHY 2007) göre tasarlanmış beş katlı betonarme bir yapının yangın süresi, pas payı kalınlığı ve yangının orataya çıktığı kat değişkenlerini kullanmış, bu değişkenlerin yapıyı etkilediği durumları gözeterek analitik modeller kurduğu bir tez çalışması yapmıştır. Çalışmanın sonuçları ile sayısal olarak karşılaştırma yapılacak literatür değerleri bulunamadığını ifade etmiştir.

Amaç ve Kapsam

Bu çalışma kapsamında öncelikle betonarme kolon ve kiriş kesitleri modellenmiş, seçilen bir sıcaklık-zaman eğrisine maruz bırakılmış ve sonlu elemanlar yöntemi (SE) kullanılarak ANSYS yazılımı aracılığıyla termal çözümleme yürütülmüş, böylece kesitlerde meydana gelen sıcaklık dağılımları elde edilmiştir. Elde edilen sıcaklık dağılımları Hacıemiroğlu (2014)'nın termal çözümleme sonuçları ile kıyaslanarak modelin doğruluğu gösterilmiştir.

Kıyaslamanın ardından TS 498, TS 500, TS 708 standartlarına bağlı kalınarak dört kat dört açıklıklı betonarme bir yapı sistemi tasarlanmıştır. Bu yapı sisteminin taşıyıcı elemanlarının termal analizi sonlu elemanlar yardımıyla gerçekleştirilmiş ve elemanların kesitlerindeki sıcaklık dağılımları elde edilmiştir. Kesitlerde meydana gelen sıcaklık dağılımlarının elde edilmesinin ardından, kesitteki sıcaklığa bağlı olarak taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemelerin mekanik ve fiziksel özelliklerindeki değişimler TS EN-1991-1-2, TS EN 1992-1-2, TS EN 1994-1-2 göz önünde bulundurularak belirlenmiştir.

Eleman kesitlerinde en dış katmandan içe doğru her 2 santimetrelik beton katmanının ulaştığı sıcaklık değerlerine göre değişen mekanik ve fiziksel özellikleri ilgili katmana tanımlanmış ve kesit analizleri gerçekleştirilmiştir. Kesit analizleri sonucunda kolon ve kirişlerin moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir.

30, 45, 60, 90 dakika olmak üzere dört farklı zaman aralığında yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış bu betonarme yapı sistemi için, yangından hasar görmüş elemanların da davranışları göz önünde bulundurularak, farklı zemin tipleri ve farklı katlar için yangın senaryoları üretilmiştir.

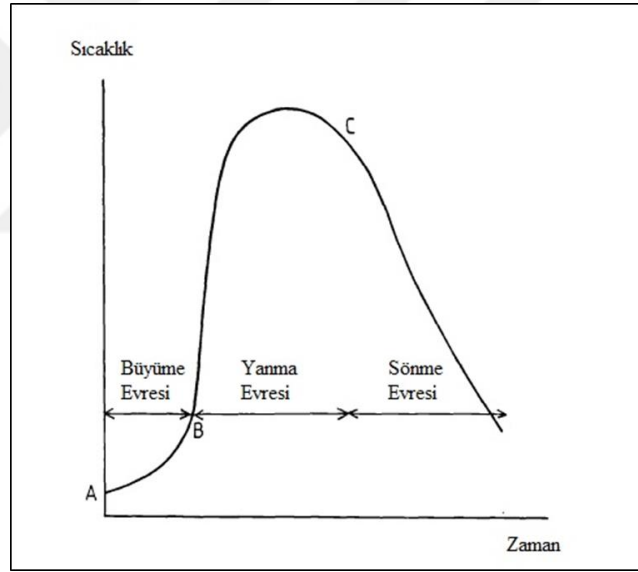
Son olarak Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde (TBDY 2018) ve TS EN 1998-3'de belirtilen hesap esaslarına göre deprem etkisi altındaki bu yapı sisteminin doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilerek çalışma konusu olan yapının deprem performansının belirlenmesi amaçlanmıştır.

KURAMSAL TEMELLER

Bu bölümde yüksek sıcaklığa maruz kalmış yapı sistemlerinin deprem etkisi altındaki davranışını daha anlaşılabilir kılabilmek amacıyla yangın ve deprem konuları ile ilgili bazı kavramlardan bahsedilmiştir.

Yangın Gelişimi ve Büyümesi

Genel olarak yangın, yanıcı bir malzemenin bir ısı kaynağı tarafından tutuşması ile başlar. Yangının olduğu kapalı alan içindeki koşullara bağlı olarak, ısı birikimi mevcut diğer yanıcı malzemeleri tutuşturabilir ve yangın hızla yayılır. Tüm yanıcı maddeler tutuştuktan sonra, bu maddeler yanarak küle dönüştüğünde yangın sönmeye başlamadan hemen önce tam olarak gelişir. Yangın sırasındaki sıcaklık geçmişi Şekil 1'de gösterilmektedir.



Şekil 1. Yangın Gelişiminin Üç Evresi (Lie 1972)

Şekil 1'de gösterilen A-B aralığı, odadaki sıcaklığın, yanan malzemelerin sıcaklığına yakın olmasına rağmen nispeten düşük olduğu büyüme evresini temsil eder. Bu süre içerisinde kaçma şansı nispeten yüksektir ve yangının söndürülmesi durumunda yapıya verilen hasar nispeten düşüktür.

Odadaki yükselen sıcaklık, tüm yanıcı maddeler aktif olarak yanarken B'de parlama meydana gelmeden önce diğer yanıcı malzemeleri tutuşturur. Bu aşamada yanma evresi başlar ve sıcaklık keskin bir şekilde yükselmeye başlar. Bu süre zarfında yangın tamamen gelişir ve yangının olduğu kapalı alan içindeki sıcaklık, ısı kaynakları ile çevre arasındaki ısı iletimi azalana kadar düşük bir oranda da olsa artmaya devam eder.

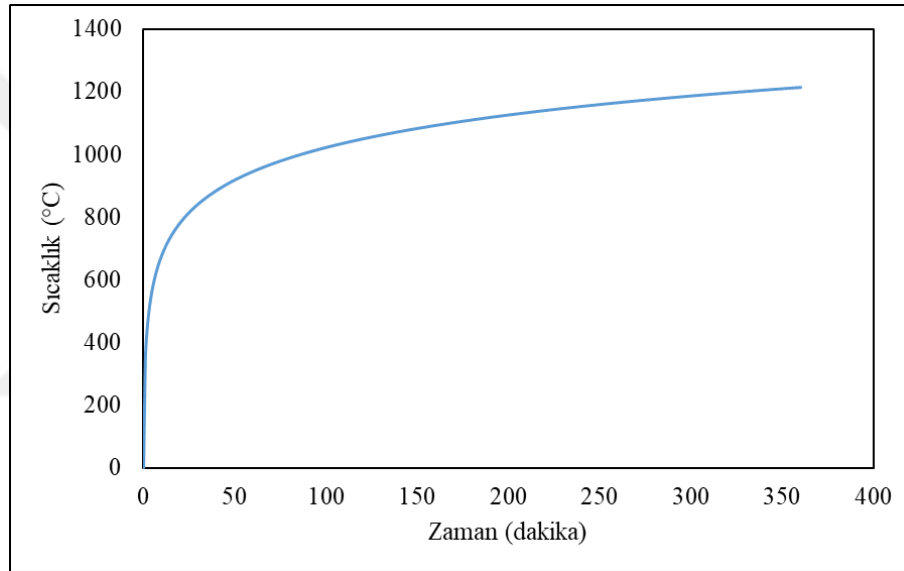
C'de yanma evresi sona erer ve sıcaklık keskin bir şekilde düşmeye başlar, bu da sönme evresinin sinyalini verir. Bu dönemin başlangıcında sıcaklık hala yeterince yüksektir ve bölmeler çökerse yangın yayılım veya radyasyon yoluyla çevreye yayılabilir.

Farklı ülkeler tarafından benimsenen zaman-sıcaklık ilişkileri, bu eğrilerin gerçek yangınlardan alınmasından dolayı aynı verilere dayanması nedeniyle benzer şekillere sahiptir.

Sıcaklık – Zaman Eğrileri

TS EN 1991-1-2'de belirtildiği üzere, ISO 834 standart sıcaklık-zaman eğrisinin, bir yangının gelişiminin Denklem (1) ilişkisine sahip olan tek bir eğriyi takip ettiğini (Şekil 2) varsayar.

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) (^{\circ}\text{C}) \quad (1)$$



Şekil 2. ISO Standart Sıcaklık- Zaman Eğrisi (TS EN 1991-1-2).

Şekil 2'de verilen ISO 834 standart sıcaklık-zaman eğrisi, sıcaklığın 10 dakika içerisinde yaklaşık 650°C'ye kadar yükseldiği ve yangın boyunca da 1200°C'ye kadar ulaşabileceğini göstermektedir. Gerçek bir yangın (Şekil 1) ile standart zaman-sıcaklık ilişkisi (Şekil 2) arasındaki temel fark, standart eğride tam bir büyüme periyodunun olmamasıdır. Bununla birlikte, standart eğrinin, farklı yapısal elemanlar arasında yangına dayanıklılık karşılaştırması için yapıların ve malzemelerin göreceli performansını değerlendirmenin bir aracı olarak yararlı bir temel oluşturduğu yaygın olarak kabul edilmektedir.

Yine TS EN 1991-1-2'de belirtildiği üzere, harici yangın eğrisinin, bir yangının gelişiminin Denklem (2) ilişkisine sahip olan tek bir eğriyi,

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 t}) + 20 (^{\circ}\text{C}) \quad (2)$$

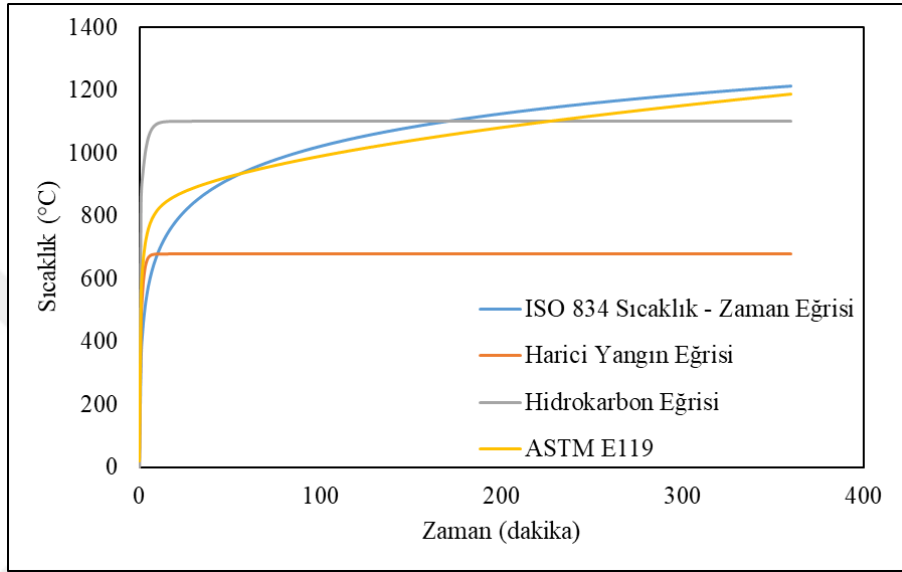
Hidrokarbon eğrisinin, bir yangının gelişiminin Denklem (3) ilişkisine sahip olan tek bir eğriyi takip ettiğini varsayar.

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 e^{-0,167 t} - 0,675 e^{-2,5 t}) + 20(^{\circ}\text{C}) \quad (3)$$

ASTM E119'da belirtildiği üzere, sıcaklık-zaman eğrileri, bir yangının gelişiminin Denklem (4) ilişkisine sahip olan tek bir eğriyi takip ettiğini varsaydığı söylenebilir.

$$\theta_g = 20 + 750 [1 - e^{-3.79553 \sqrt{t}h}] + 170.41 \sqrt{t}h(^{\circ}\text{C}) \quad (4)$$

Bu dört yangın eğrisi karşılaştırılabilmesi için Şekil 3'te bir arada gösterilmiştir.



Şekil 3. Standart yangın eğrileri

Fourier Isı İletim Kanunu

Farklı sıcaklıklardaki cisimler birbiriyle temas ettikleri zaman, ısı sıcak olandan soğuk olana doğru akar. Net ısı akışı her zaman sıcaklık düşmesi yönünde gerçekleşir. Isı akışı üç mekanizma üzerinden gerçekleşebilir: kondüksiyonla (temasla), konveksiyonla (hareket yoluyla) ve radyasyonla (ışın yoluyla).

Bütün ısı transferi yasalarının aslı Termodinamiğin 1. Kanununu, diğer bir deyişle Enerjinin Korunumu İlkesi'nden gelmektedir. Katı bir cisim içerisindeki enerji dengesinin ifade edilebilmesi için Fourier Isı Transfer Yasası kullanılmaktadır. Fourier Isı Transfer Yasası Denklem (5) ile gösterilmiştir.

$$q = -kA \frac{\partial T}{\partial x} \quad (5)$$

Burada k ısı iletim katsayısını, A ısı geçişine dik yüzey alanını, ∂T sıcaklık farkını, ∂x ise kalınlığı ifade etmektedir.

Malzeme Özellikleri

Beton

Beton yapı malzemelerinin içinde en iyi yangın direncini sağlayan, A1 sınıfı hiç yanmaz, yangın sırasında alevlenmez, ısıldamaz ve kömürleşmez özelliğe sahip bir malzeme olarak kabul edilir (TS EN 13501-1). Fakat A1 sınıfı hiç yanmaz bir malzeme olarak kabul edilmesine rağmen yüksek sıcaklığa maruz kaldığı süre arttıkça beton yapısında bozulmalar, beton davranışında önemli değişiklikler meydana gelir.

Betonun gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkilerinin sıcaklık ile değişimi

Yangın etkisinden sonra bir yapının taşıma kapasitesinin belirlenmesinde, betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin sıcaklıkla değişimi bilinmelidir.

Abrams (1971), Hertz (2005), Lie (1992), Malhotra (1982) ve Purkiss (1996) yüksek sıcaklığa maruz kalmanın, beton mukavemetini azalttığını; Schneider (1976), Terro (1998), Xiao ve Konig (2004) buna karşılık gelen şekil değiştirmenin mutlak değerinin arttığını ifade etmişlerdir. Betonun ısı özellikleri esas olarak kullanılan agrega tipi ile ilişkilidir (Ivanka vd 2011).

TS EN 1992-1-2’de oda sıcaklığındaki beton ve donatı çeliğinin mekanik özelliklerinin TS EN 1992-1-1’de verildiği gibi alınması tavsiye edilmiştir. Tablo 1’de, TS EN 1992-1-1’de tavsiye edilen oda sıcaklığındaki betonun mekanik özellikleri verilmiştir.

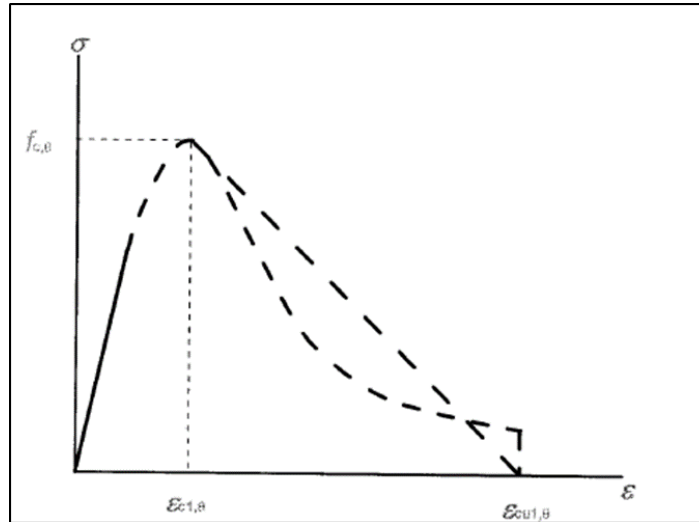
Tablo 1. Oda Sıcaklığındaki Betonun Mekanik Özellikleri (TS EN 1992-1-1)

	Beton basınç sınıfları													
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{cu1} (‰)					3,5					3,2	3	2,8	2,8	2,8
ϵ_{c2} (‰)					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n					2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{c3} (‰)					1,8					1,8	1,9	2	2,2	2,3
ϵ_{cu3} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

TS EN 1992-1-2’de verilen silisli agregalı kullanılmış yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış betonlar için gerilme – şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesinde kullanılan ana parametre değerlerinin değişimi Tablo 2’de, önerilen matematiksel model ise Şekil 4’te gösterilmiştir. Tablo 2’de sıcaklığın ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılması önerilmiştir.

Tablo 2. Silisli Agregalı Kullanılan Yüksek Sıcaklık Etkisine Maruz Kalmış Betonun Gerilme – Şekil Değiştirme İlişkisinin Belirlenmesinde Kullanılan Ana Parametre Değerleri (TS EN 1992-1-2)

Sıcaklık (°C)	$f_{c\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-

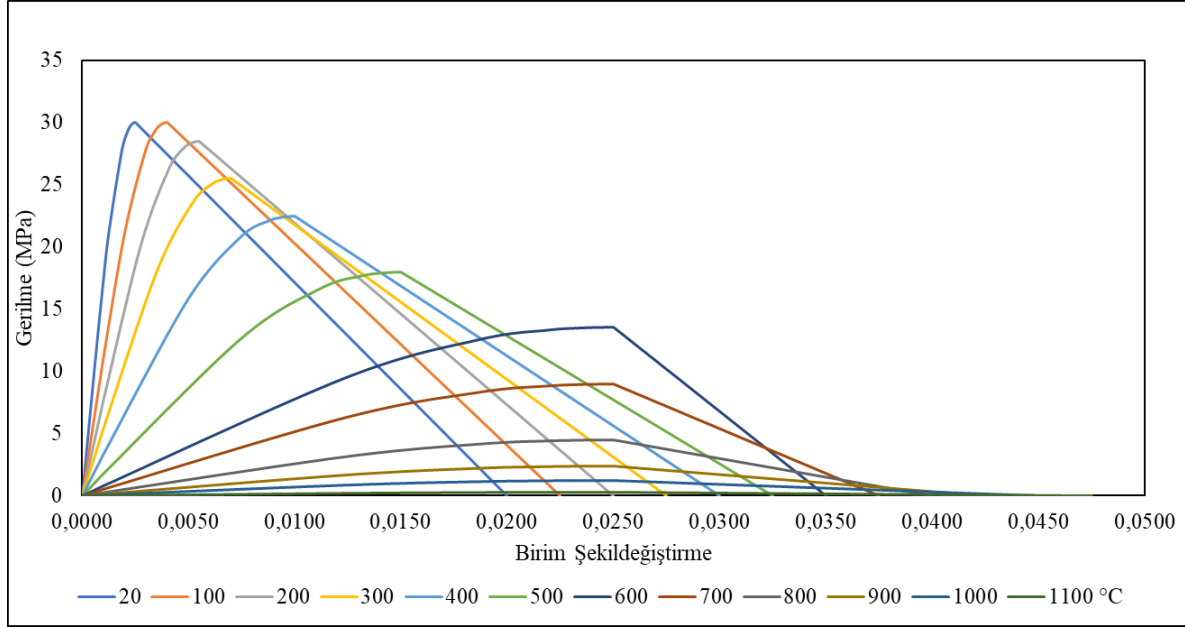


Şekil 4. Yüksek sıcaklığa maruz kalmış betonun gerilme – şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesi için önerilen matematiksel model (TS EN 1992-1-2)

Yüksek sıcaklıkta betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi TS EN 1992-1-2’de silisli agregalı betonu için verilen Denklem (6) ile hesaplanmış olup bu çalışmada da kullanılacak olan C30 betonunun farklı sıcaklıklardaki gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkileri tayin edilmiş ve Şekil 5’te sunulmuştur.

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1,\theta} \quad \text{için,} \quad \frac{3\varepsilon_{c\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (6)$$

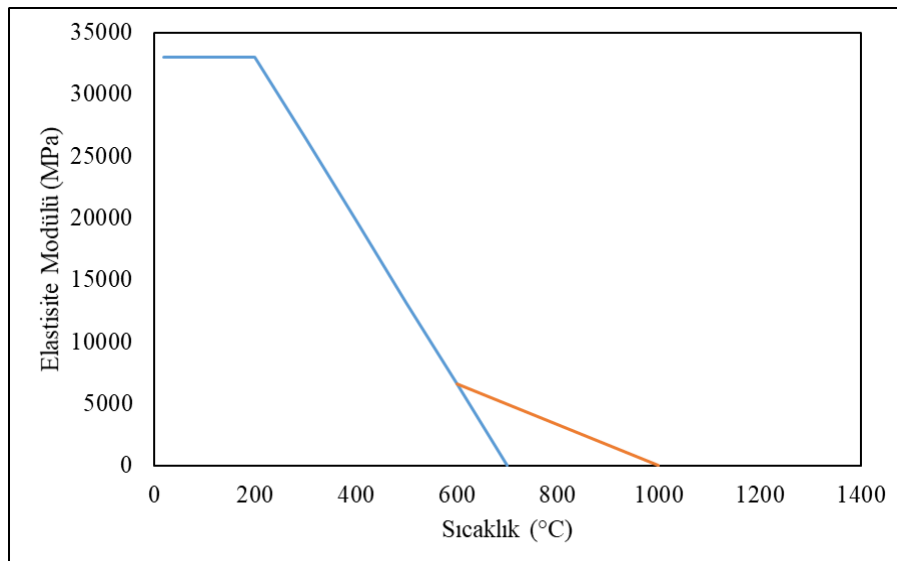
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$ için, eğrinin azalan kısmındaki gerilmeler lineer ya da lineer olmayan yöntemlerle uyarlanması önerilmiştir. Bu denklemlerde geçen θ , betonun sıcaklığıdır.



Şekil 5. C30 Betonunun farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekil değiştirme ilişkileri

Betonun elastisite modülünün sıcaklık ile değişimi

TS EN 1992-1-2’de Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış betonun gerilme – şekil değiştirme ilişkisinin belirlenmesi için önerilen matematiksel model kullanılarak, C30 betonunun sıcaklığa bağlı olarak elastisite modülündeki değişim saptanmış ve Şekil 6’da gösterilmiştir.



Şekil 6. C30 betonunun elastisite modülünün sıcaklığa bağlı değişimi

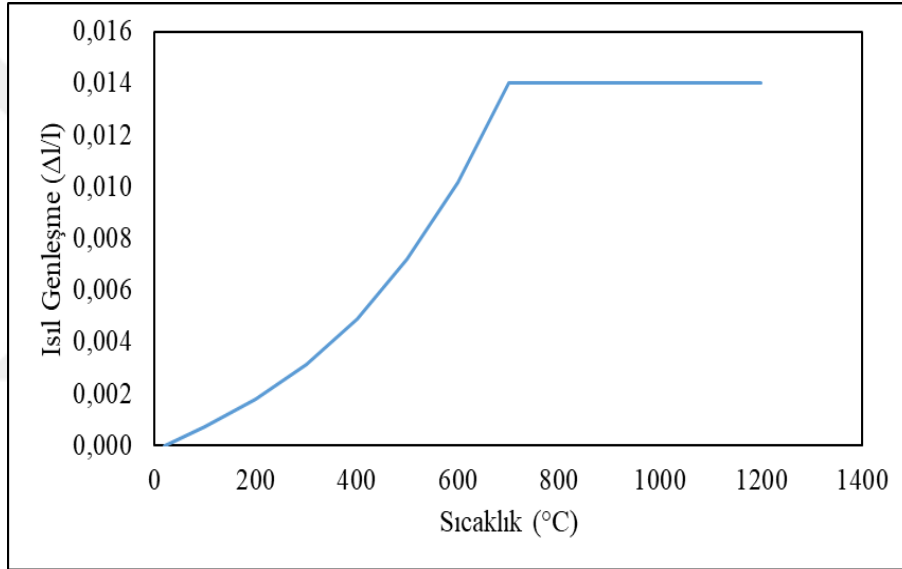
Betonun ısı genleşmesinin sıcaklık ile değişimi

Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış betonun ısı genleşmesi, $\varepsilon_c(\theta)$, silisli agregaya kullanılmış beton için oda sıcaklığındaki boyu baz alınarak Denklem (7-8) yardımıyla tayin edilir (TS EN 1992-1-2).

$$20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 700\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için,} \quad \varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3 \quad (7)$$

$$700\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için,} \quad \varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Bu eşitliklerde geçen θ , betonun sıcaklığıdır. Yukarıda verilen denklemler yardımıyla yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış silisli agregalı betonun ısı genleşmesinin sıcaklıkla değişimi hesaplanarak Şekil 7’de gösterilmiştir.



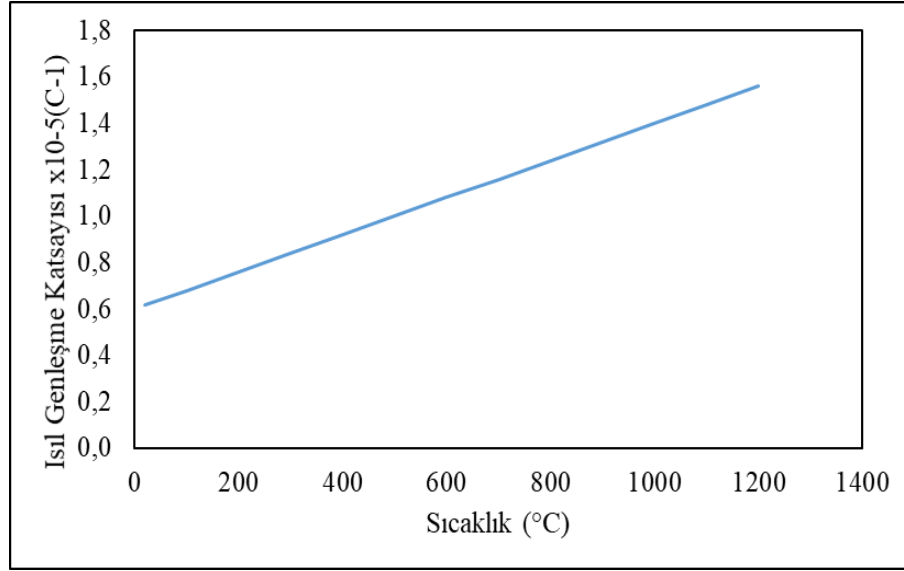
Şekil 7. Betonun sıcaklığa bağlı ısı genleşmesi

Betonun ısı genleşme katsayısının sıcaklık ile değişimi

Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış betonun ısı genleşme katsayısının belirlenebilmesi için ASCE (American Society of Civil Engineers) Denklem (9)'un kullanılmasını önermiştir.

$$20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için,} \quad \alpha = (0,008\theta + 6) \times 10^{-6} (\text{C}^{-1}) \quad (9)$$

Burada θ , betonun sıcaklığıdır. Betonun ısı genleşme katsayısı değişimi Şekil 8’de gösterilmiştir.



Şekil 8. Betonun ısı genleşme katsayısının sıcaklık ile değişimi

Betonun özgül ısısının sıcaklık ile değişimi

Özgül ısı, betonun birim kütlesinin sıcaklığını 1 °C arttırmak için gereken ısı miktarı olarak tanımlanabilir. Betonun sıcaklığa bağlı özgül ısı değişimini hesaplayabilmek için nem içeriğini göz önünde tutmak gerekir. TS EN 1992-1-2’de sıcaklığa bağlı özgül ısı değişimi için Denklem (10-16) kullanılmıştır. Bu eşitliklerde geçen θ , betonun sıcaklığıdır.

a) Kuru beton ($u=0\%$) için;

$$20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C} \quad \text{aralığında,} \quad c_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg K)} \quad (10)$$

$$100\text{ °C} \leq \theta \leq 200\text{ °C} \quad \text{aralığında,} \quad c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} \quad (11)$$

$$200\text{ °C} \leq \theta \leq 400\text{ °C} \quad \text{aralığında,} \quad c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200) / 2 \text{ (J/kg K)} \quad (12)$$

$$400\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C} \quad \text{aralığında,} \quad c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kg K)} \quad (13)$$

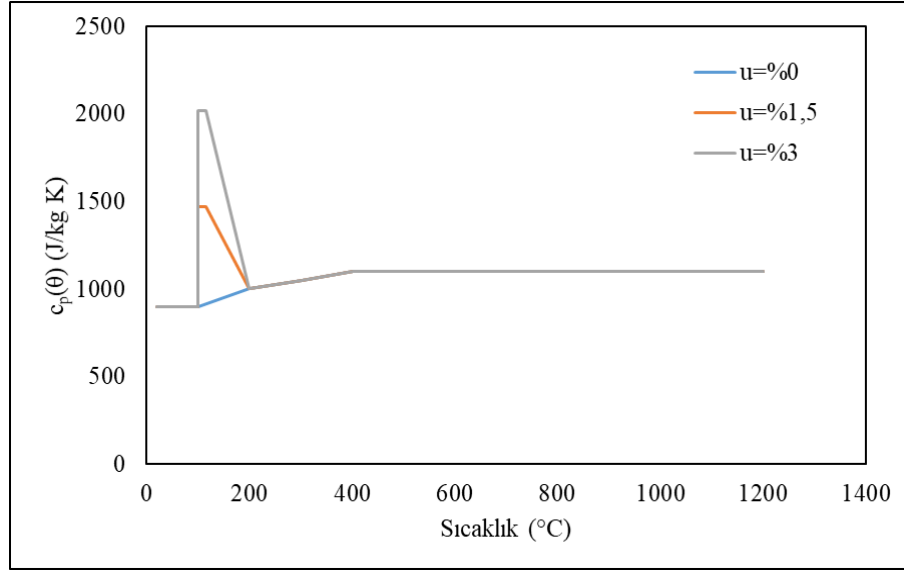
Nem içeriği dikkate alınacaksa, yukarıda kuru betonun özgül ısısı için verilen eşitlikler, 100 °C ile 115 °C arasında sabit bulunan ve 115 °C ile 200 °C arasında doğrusal olarak azalan bir sabit ($c_{p,peak}$) ile ve 115 °C’deki $c_{p,peak}$ ile 200 °C’deki 1000 J/kg K arasında lineer bir bağlantı kurularak modellenabilir. Diğer nem içerikleri için verilen değerler ile enterpolasyon yapılarak $c_{p,peak}$ değerleri hesaplanabilir.

$$\text{Nem içeriğinin } 0\% \text{ olması durumunda,} \quad c_{p,peak} = 900 \text{ (J/kg K)} \quad (14)$$

$$\text{Nem içeriğinin } 1,5\% \text{ olması durumunda,} \quad c_{p,peak} = 1470 \text{ (J/kg K)} \quad (15)$$

$$\text{Nem içeriğinin } 3\% \text{ olması durumunda,} \quad c_{p,peak} = 2020 \text{ (J/kg K)} \quad (16)$$

a ve b maddelerinde verilmiş olan Denklem (9-15)’den faydalanılarak betonun sıcaklığa bağlı özgül ısı değişimi, nem içeriğinin sırasıyla 0%, 1,5 ve 3 olduğu durumlar için, Şekil 9’da gösterilmiştir.



Şekil 9. Betonun %0, %1,5 ve %3 nem içeriği değerleri için özgül ısı değerlerinin, $c_p(\theta)$, sıcaklıkla değişimi

Betonun yoğunluğunun sıcaklık ile değişimi

TS EN 1992-1-2'de betonun yoğunluğunun sıcaklık değişimine bağlı olarak su kaybından etkilendiği ve Denklem (17-20) kullanılarak hesaplandığı belirtilmiştir;

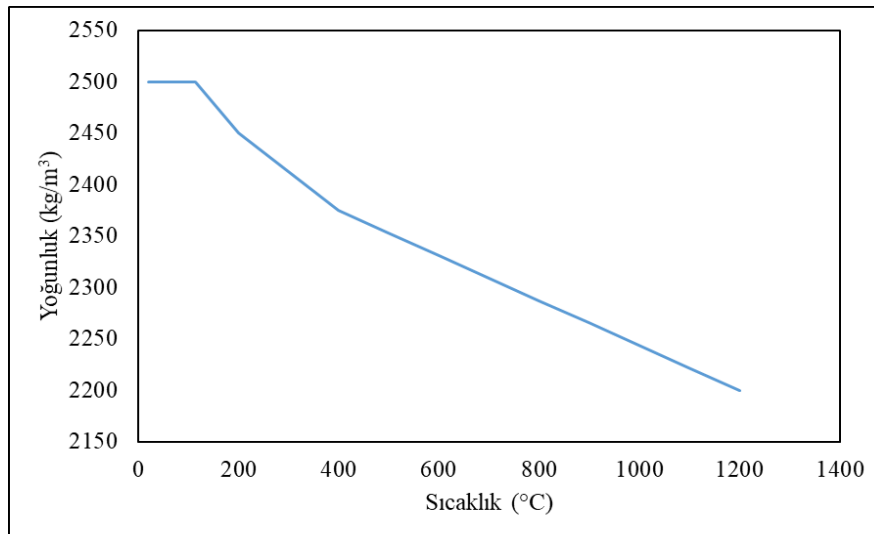
$$20\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C} \quad \rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \left(\text{kg} / \text{m}^3 \right) \quad (17)$$

$$115\text{ °C} < \theta \leq 200\text{ °C} \quad \rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times (1 - 0,02 \times (\theta - 115) / 85) \left(\text{kg} / \text{m}^3 \right) \quad (18)$$

$$200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C} \quad \rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times (0,98 - 0,03 \times (\theta - 200) / 200) \left(\text{kg} / \text{m}^3 \right) \quad (19)$$

$$400\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C} \quad \rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \times (0,95 - 0,07 \times (\theta - 400) / 800) \left(\text{kg} / \text{m}^3 \right) \quad (20)$$

Bu eşitliklerde geçen θ , betonun sıcaklığıdır. Betonun yoğunluğunun sıcaklık ile değişimine dair verilen Denklem (17-20) kullanılarak, bu değişim Şekil 10'da gösterilmiştir.



Şekil 10. Yoğunluğu 2500 kg/m³ olan beton yoğunluğunun sıcaklık ile değişimi

Sıcaklık 1200 °C'ye ulaştığında betonun yoğunluğunun 300 kg/m³ azaldığı görülmüştür. Betonun yoğunluğundaki bu azalmanın nedeni, sıcaklık arttıkça kesitteki serbest su moleküllerinin buharlaşmasıdır.

Betonun ısı iletkenliğinin sıcaklık ile değişimi

TS EN 1992-1-2'de betonun ısı iletkenliğinin, λ_c , sıcaklık ile değişiminin aşağıdaki alt ve üst sınır değerleri arasında tayin edilmesi gerektiği belirtilmiştir.

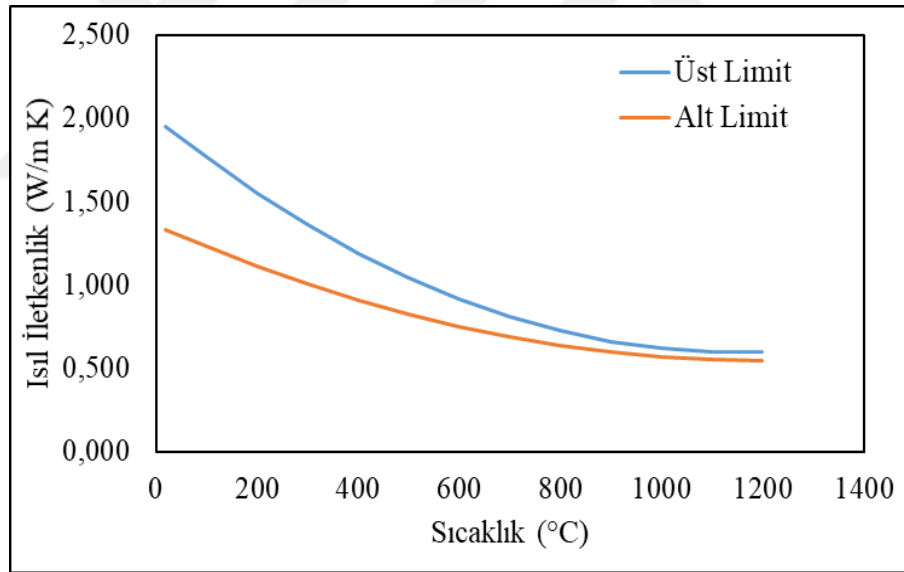
Üst sınır için;

$$20\text{ °C} \leq \theta \leq 1200\text{ °C} \quad \lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \text{ (W/m K)} \quad (21)$$

Alt sınır için ise;

$$20\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C} \quad \lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057(\theta/100)^2 \text{ (W/m K)} \quad (22)$$

eşitlikleri verilmiştir. Bu eşitliklerde geçen θ , betonun sıcaklığıdır. Isı iletkenliğinin üst ve alt sınırının sıcaklığa bağlı değişimi Denklem (21-22) kullanılarak hesaplanmış ve Şekil 11'de gösterilmiştir.



Şekil 11. Betonun ısı iletkenliğinin sıcaklık ile değişimi

Donatı çeliği

Beton ısıyı yavaş iletir, bu nedenle bir kalkan görevi görür ve yangın sırasında dayanımın çoğunu korur. Yangında betonu etkileyen en büyük sorun yüzeydeki parçalanmalardır. Betonun mukavemeti ve nem içeriği arttıkça yüzeydeki parçalanmalar artar. Yüzeydeki bu parçalanmalar 300 °C'de başlar ve devam eder.

Betondaki ısı iletiminin yavaş olması nedeniyle yüksek sıcaklık yüzeyde kalır. Beton içerisindeki donatı çeliği yüksek sıcaklıklardan korunur ancak yüzeydeki su molekülleri

yoğunlaşp yüzeyde parçalanmalara neden olduğu için sıcaklık kolayca iç kısımlara aktarılmaya başlar.

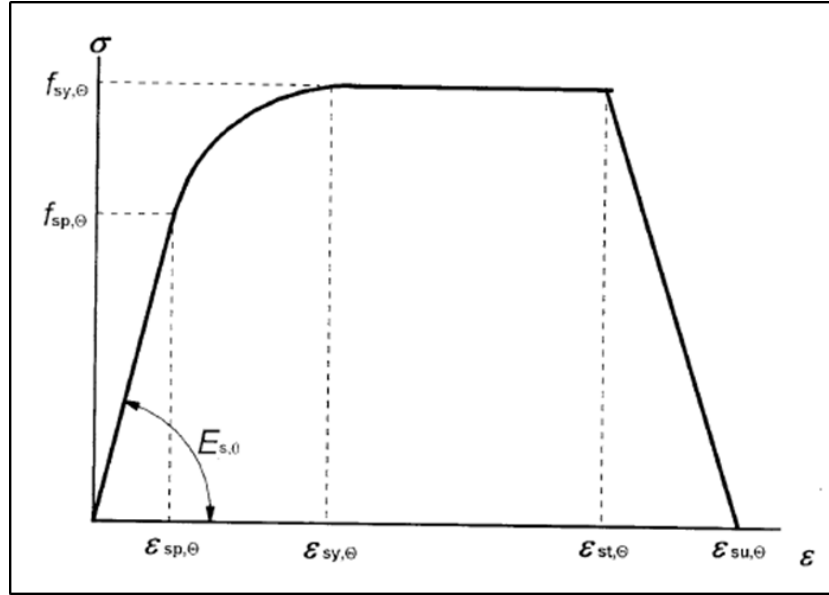
Kesitteki donatı çeliği oranının betonarme yapı elemanlarının kesitlerindeki sıcaklık dağılımını etkilemediği kabul edilebilir. Donatı çeliğinin sıcaklığının da aynı derinlikteki betonun sıcaklığına eşit olduğu söylenebilir.

Donatı çeliğinin gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkilerinin sıcaklık ile değişimi

Donatı çeliğinin üretim yöntemi, mukavemetini etkiler. TS EN 1992-1-2’de verilen sıcak haddelenmiş yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliği için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesinde kullanılan ana parametre değerlerinin değişimi Tablo 3’te, önerilen matematiksel model ise Şekil 12’de gösterilmiş ve sıcaklığın ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılması önerilmiştir.

Tablo 3. Sıcak Haddelenmiş Yüksek Sıcaklık Etkisine Maruz Kalmış Donatı Çeliği İçin Gerilme – Birim Şekildeğiştirme İlişkisinin Belirlenmesinde Kullanılan Ana Parametre Değerleri (TS EN 1992-1-2)

Çelik Sıcaklığı (°C)	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$	$f_{sp,\theta}/f_{yk}$	$E_{s,\theta}/E_s$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,81	0,90
300	1,00	0,61	0,80
400	1,00	0,42	0,70
500	0,78	0,36	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02
1200	0,00	0,00	0,00

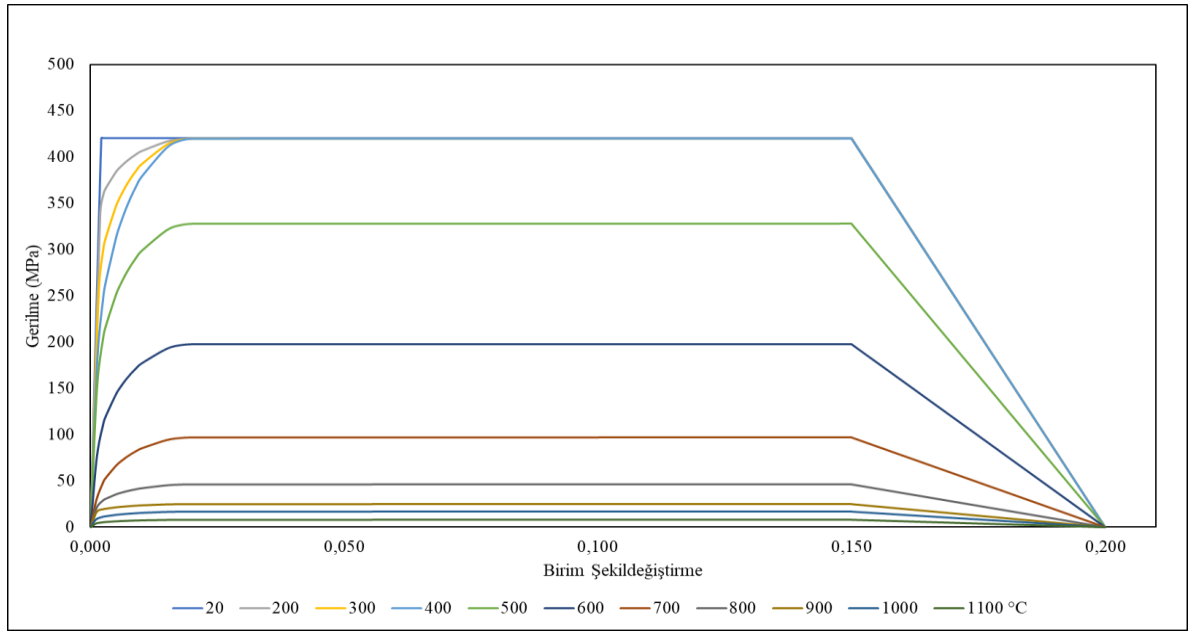


Şekil 12. Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliğinin gerilme – şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesi için önerilen matematiksel model (TS EN 1992-1-2)

Tablo 4. Sıcak Haddelenmiş Donatı Çeliğinin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi (TS EN 1992-1-2)

Aralık	Gerilme $\sigma(\theta)$	Tanjant Modülü
$\varepsilon < \varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}) \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parametre	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$	
Fonksiyonlar	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

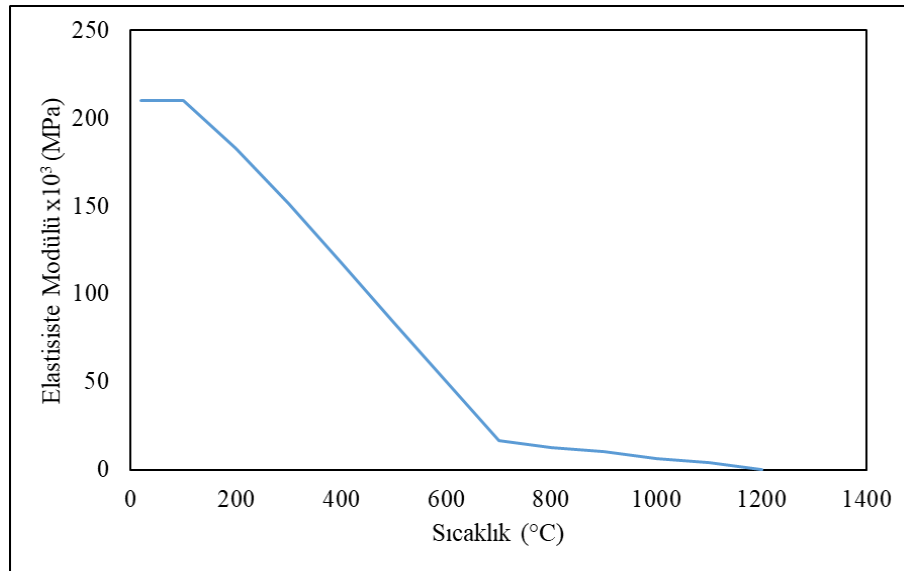
Tablo 4’te geçen θ , donatı çeliğinin sıcaklığıdır. Yüksek sıcaklıkta sıcak haddelenmiş donatı çeliğinin gerilme-şekil değıştirme ilişkisi Tablo 4’de verilen denklemler ile hesaplanmış olup bu çalışmada da kullanılacak olan B420C donatı çeliğinin farklı sıcaklıklardaki gerilme–birim şekildeğiştirme ilişkileri tayin edilmiş ve Şekil 13’te sunulmuştur.



Şekil 13. B420C donatı çeliğinin farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkileri

Donatı çeliğinin elastisite modülünün sıcaklık ile değişimi

TS EN 1992-1-2’de sıcak haddelenmiş yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliği için gerilme – birim şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesinde kullanılan ana parametre değerleri göz önüne alınarak, B420C donatı çeliğinin sıcaklığa bağlı olarak elastisite modülündeki değişim saptanmış ve Şekil 14’de gösterilmiştir.



Şekil 14. B420C Donatı çeliğinin elastisite modülünün sıcaklığa bağlı değişimi

Donatı çeliğinin ısı genleşmesinin sıcaklık ile değişimi

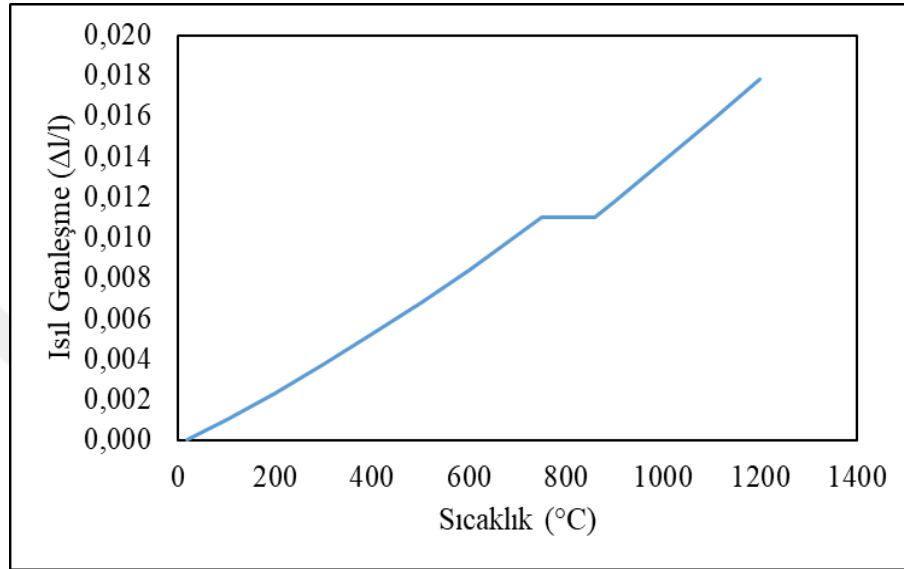
Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliğinin ısı genleşmesi, $\varepsilon_s(\theta)$, oda sıcaklığındaki boyu baz alınarak Denklem (23-25) yardımıyla tayin edilir (TS EN 1992-1-2).

$$20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 750\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için, } \varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad (23)$$

$$750\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 860\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için, } \varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad (24)$$

$$860\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için, } \varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \quad (25)$$

Bu denklemlerde geçen θ , donatı çeliğinin sıcaklığıdır. Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliğinin ısı genleşmesinin sıcaklıkla değişimi Denklem (23-25) kullanılarak hesaplanmış ve Şekil 15’de gösterilmiştir.



Şekil 15. Donatı çeliğinin ısı genleşmesinin sıcaklık ile değişimi

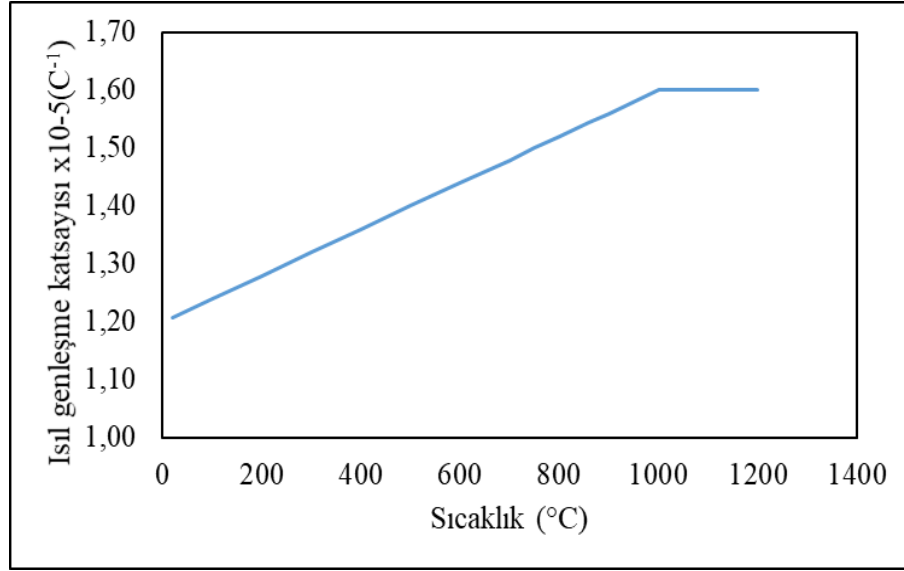
Donatı çeliğinin ısı genleşme katsayısının sıcaklık ile değişimi

Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliğinin ısı genleşme katsayısının belirlenebilmesi için ASCE (American Society of Civil Engineers) Denklem (26-27)’yi önermiştir.

$$20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1000\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için, } \alpha_s = (0,004\theta + 12) \times 10^{-6} (\text{C}^{-1}) \quad (26)$$

$$1000\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 860\text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{için, } \alpha_s = 16 \times 10^{-6} (\text{C}^{-1}) \quad (27)$$

Burada θ , donatı çeliğinin sıcaklığıdır. Donatı çeliğinin ısı genleşme katsayısı değişimi Şekil 16’da gösterilmiştir.



Şekil 16. Donatı çeliğinin ısı genleşme katsayısının sıcaklık ile değişimi

Donatı çeliğinin yoğunluğunun sıcaklık ile değişimi

Donatı çeliğinin yoğunluğunun 7850 kg/m³ olduğu ve yüksek sıcaklıkta değişmediği kabul edilebilir (TS EN 1994-1-2 Eurocode 4).

Donatı çeliğinin özgül ısısının sıcaklık ile değişimi

TS EN 1994-1-2’de tüm yapı ve donatı çeliklerinin özgül ısısının, c_s , aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabileceği ifade edilmiştir.

$$20\text{ °C} \leq \theta \leq 600\text{ °C} \quad \text{için,}$$

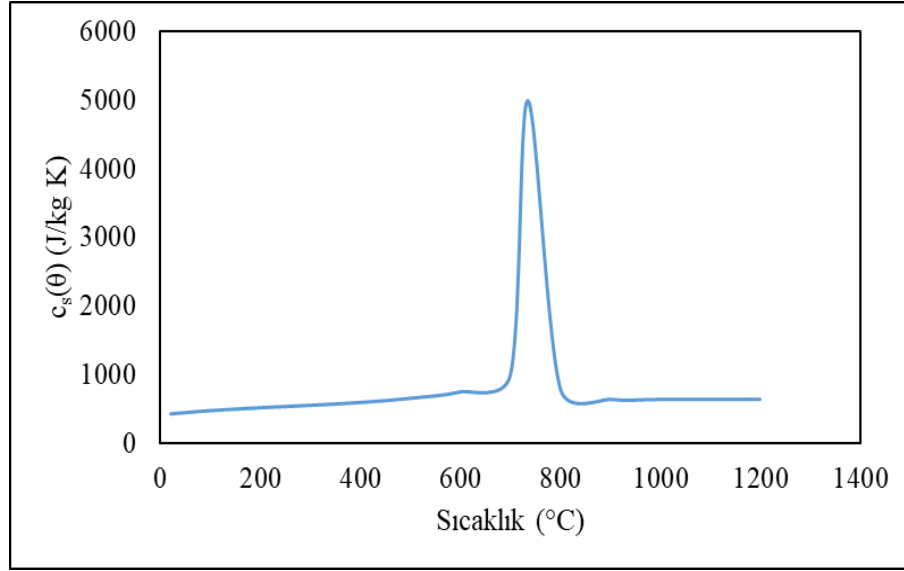
$$c_s = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \times \theta_s - 1,69 \times 10^{-3} \times \theta_s^2 + 2,22 \times 10^{-6} \times \theta_s^3 \quad (\text{J/kg K}) \quad (28)$$

$$600\text{ °C} < \theta \leq 735\text{ °C} \quad \text{için,} \quad c_s = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_s - 738} \right) (\text{J/kg K}) \quad (29)$$

$$735\text{ °C} < \theta \leq 900\text{ °C} \quad \text{için,} \quad c_s = 545 - \left(\frac{17820}{\theta_s - 731} \right) (\text{J/kg K}) \quad (30)$$

$$900\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C} \quad \text{için,} \quad c_s = 650 (\text{J/kg K}) \quad (31)$$

Bu denklemlerde geçen θ_s , donatı çeliğinin sıcaklığıdır. Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış donatı çeliğinin özgül ısısının sıcaklıkla değişimi Denklem (28-31)’den faydalananarak hesaplanmış ve Şekil 17’de gösterilmiştir.



Şekil 17. Donatı çeliğinin özgül ısısının sıcaklık ile değişimi

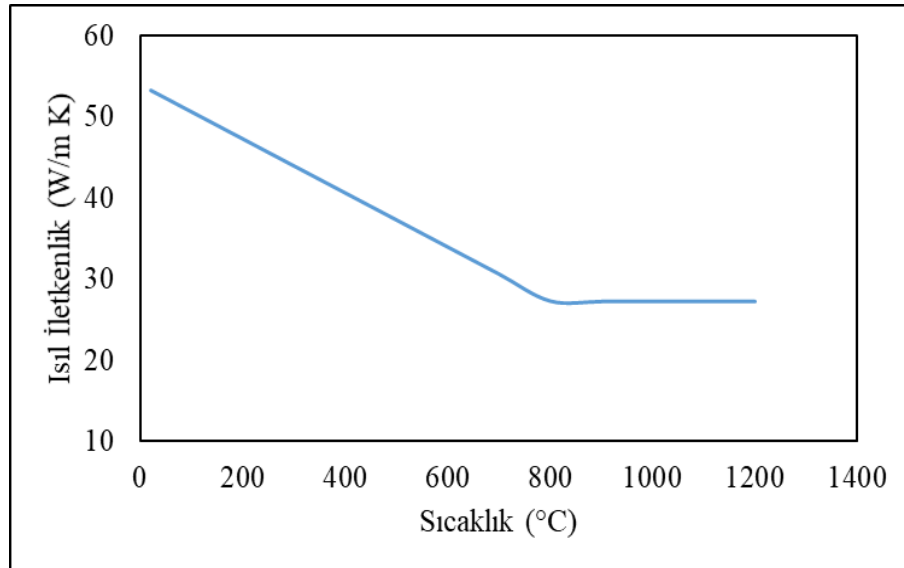
Donatı çeliğinin ısı iletkenliğinin sıcaklık ile değişimi

Çeliğin ısı iletkenliği, λ_s , tüm yapı ve donatı çeliği kaliteleri için geçerli olan Denklem (32-33) yardımıyla belirlenebilir. (TS EN 1994-1-2)

$$20\text{ °C} \leq \theta \leq 800\text{ °C} \quad \text{için,} \quad \lambda_s = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \times \theta \text{ (W/m K)} \quad (32)$$

$$800\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C} \quad \text{için,} \quad \lambda_s = 27,3 \text{ (W/m K)} \quad (33)$$

Bu eşitliklerde geçen θ , donatı çeliğinin sıcaklığıdır. Isı iletkenliğin sıcaklığa bağlı değişimi Denklem (32-33) kullanılarak hesaplanmış ve Şekil 18’de gösterilmiştir.



Şekil 18. Donatı çeliğinin ısı iletkenliğinin sıcaklık ile değişimi

Betonarme Elemanların Moment-Eğrilik İlişkisi

Moment-eğrilik ilişkisinin bilinmesi, eleman davranışı hakkında gerçekçi bilgiler edinilmesini sağlar. Moment-eğrilik ilişkisi kullanılan malzeme, kesit, rijitlik, süneklik, sargılama etkisi vb. konularda bilgi verir.

Moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesinde gerilme-birim şekildeğiştirme ve moment ilişkilerinin bilinmesi önemli rol oynamaktadır. Moment-eğrilik ilişkisinin belirleneceği kesitte doğrusal elastik davranan, homojen bir malzeme kullanılması durumunda moment-eğrilik diagramının eğimi elemanın eğilme rijitliğini verir. Ama betonarme elemanlar beton ve donatı çeliği olmak üzere iki ayrı malzemeden oluştuğu için kesitler homojen değildir. Bu sebeple moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesi kolay değildir.

Moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesinde üç koşulun ve dört kabulün sağlanması önemlidir.

Koşullar:

- Denge koşulları
- Uygunluk koşulları
- Malzemelerin gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkilerinin belirlenmesi

Kabuller:

- Yük uygulanmadan önce düzlem olan kesitler yük uygulandıktan sonra da düzlem kalır. (Bernoulli-Navier Hipotezi)
- Beton ile donatı çeliği birbirine tam bağlanmıştır.
- Malzemelerin yük altındaki davranışları gerçekçi malzeme modelleri ile tanımlanır.
- Donatı çeliği ideal elastoplastik malzeme davranışı sergiler.

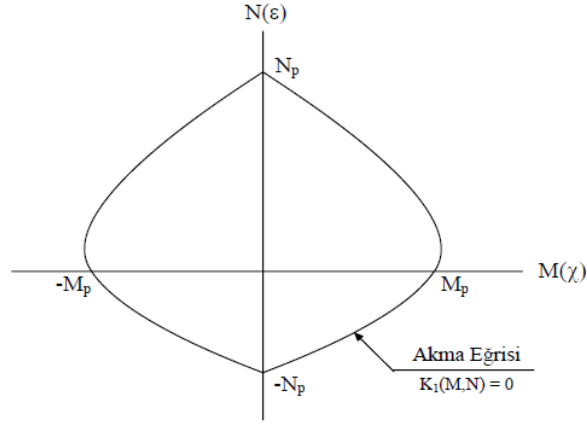
Betonarme kesitlerde akma koşulları

Kesitlere etki eden yüklerde artış gerçekleşmesi ile orantılı olarak iç kuvvetler de artış gösterirler. İç kuvvetlerdeki bu artışın belirli bir limite ulaşması durumunda kesitin taşıma gücü tükenir. Kesitin daha fazla kuvvet taşıyamayacağını belirten bu limit, akma veya kırılma olarak adlandırılır. Bu akma (kırılma) durumuna denk gelen iç kuvvet de kesitin taşıma gücü olarak adlandırılır. Akma koşulları aşağıdaki Denklem (34-35) ile ifade edilir:

$$K_1(M, N) = 0 \quad (34)$$

$$K_2(\chi, \varepsilon) = 0 \quad (35)$$

Denklemler 34'ün akma koşullarını kesit zorları türünden ifade ettiği kapalı eğriye karşılıklı etki diyagramı adı verilir. (Şekil 19)

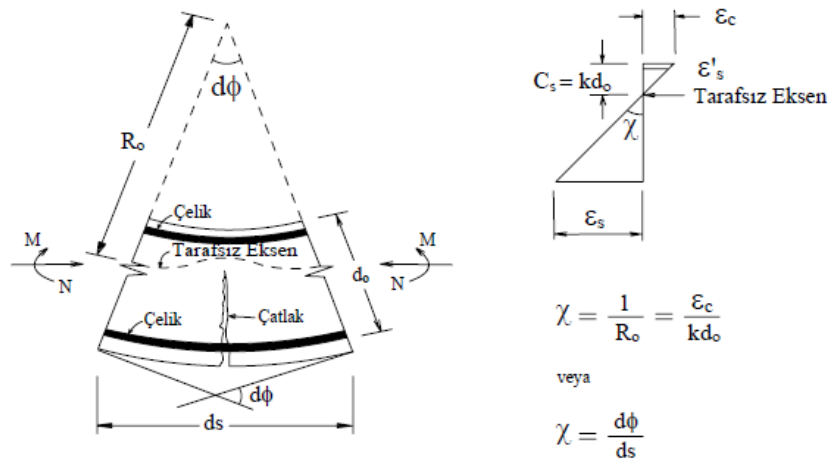


Şekil 19. Eksenel kuvvet – Eğilme momenti karşılıklı etkileşim diyagramı

Bu diyagramdaki M_p , kesitin moment taşıma kapasitesini gösterirken bu momente karşılık gelen birim dönme ise χ_p ile ifade edilir.

Betonarme kesitlerde moment-eğrilik ilişkisi

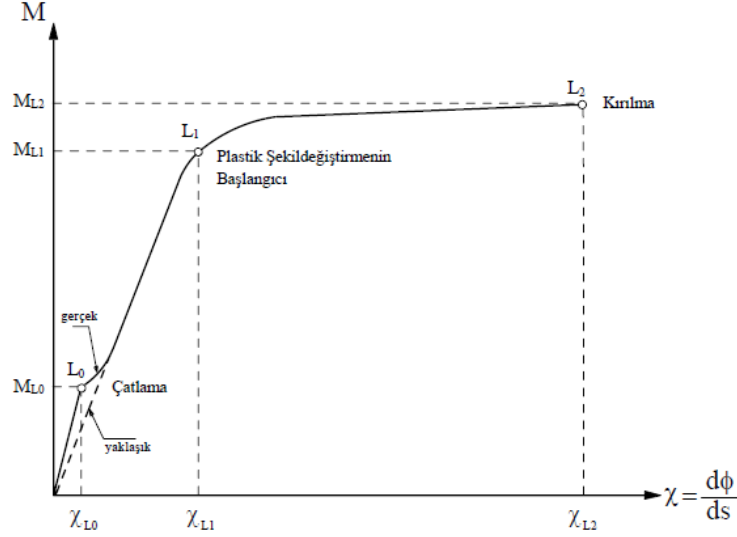
Eğilme momenti ve normal kuvvet veya sadece eğilme momenti etkisi altında olan bir kesitin davranışı gerçek malzemelerin davranışı göz önüne alınarak teorik olarak hesaplanmış ya da deneysel verilerden elde edilmiş moment-eğrilik ilişkisinden belirlenebilir. Moment-eğrilik ilişkisine bakılarak kesitin dayanımı, şekildeğiştirme kapasitesi, sünekliği, rijitliği vb özelliklerine erişilebilmektedir.



Şekil 20. Uzunluğu d_s olan bir parçanın eğrilik hesabı (Malekkianie 2006)

Buradaki eğrilik (birim dönme) χ , Şekil 20’de görüldüğü gibi iki kesit arasındaki açı farkından ya da direkt olarak kesitte meydana gelen birim deformasyondan elde edilebilir (Park ve Paulay, 1975; Ersoy 2001).

Değişmeyen bir eksenel kuvvet ($N=N_0$) etkisinde, artan eğilme momentine maruz kalan bir betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisi üç kısımdan oluşur. (Şekil 21)



Şekil 21. Betonarme bir kesitte moment-eğrilik ilişkisi (Özer 2004)

Burada L_0 , kesitin çekme bölgesinin en dış katmanında çatlakların başladığı anı ifade eder. M_{L0} ise, betonun lineer $\sigma - \varepsilon$ ilişkisinden hesaplanan, kesitin çekme bölgesindeki çatlak oluşumuna sebep olan momenttir. Bu katmanda meydana gelen gerilme miktarı betonun çekme dayanımına eşit olduğu zaman betonda çatlaklar oluşmaya başlar. Eğilme etkisindeki betonun çekme dayanımı Denklem (36) ile belirlenir (Ersoy 2001).

$$f'_{ctk} = 0,7 \sqrt{f_{ck}} \left(N / mm^2 \right) \quad (36)$$

Bu bölgeye kadar olan doğrunun eğimi kesitin eğilme rijitliğini (EI) verir. L_0 noktasından sonra kesit çekme gerilmesine maruz kalmıyormuş gibi düşünülür. Şekil 21’deki L_0 noktasına kadar olan yaklaşık eğri ise, kesitin en başından beri çekme gerilmesine maruz kalmadığı durumlarda kullanılır.

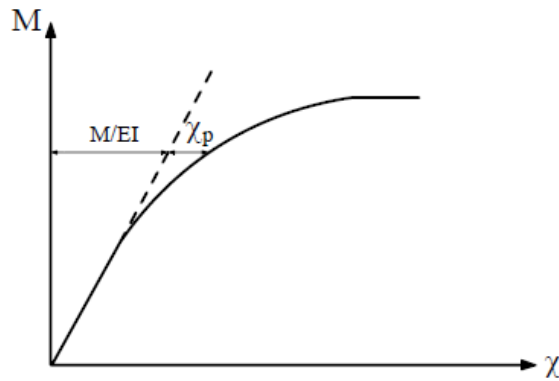
L_1 noktası kesitin basınç bölgesinin dış katmanında ya da çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmeye başladığı noktadır. M_{L1} ise akma momenti olarak kabul edilir ve hesabında beton çekme dayanımına sahip değilmiş gibi kabul edilir. Plastik şekil değiştirmelerin başlangıcı olarak betonda $\varepsilon_{co} = 0,002$ birim şekil değiştirmesi, çelikte ise ε_e akma sınırı kabul edilir (TBDY 2018).

Eğilme momenti kesitin taşıma gücüne eşit olacak seviyeye kadar arttığı zaman, ($M_{L2} = M_p$) ya çekme donatısının birim uzama sınırına $\varepsilon_{su} = 0,01$ ulaşması sebebiyle donatı kopar ya da basınç bölgesindeki betonun birim kısalmasının $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ sınırına ulaşması sebebiyle beton parçalanır (TBDY 2018).

Betonun basınç bölgesinde ortaya çıkan beton parçalanması, yapı sistemleri için sakıncalı bir durum olan gevrek kırılma yaşanmasına sebep olur. Bu durumun yaşanmaması için ilgili yönetmelikler çekme bölgesi donatı oranının, dengeli donatı oranından daha az olacak şekilde ayarlanmasını zorunlu kılmışlardır. Aksi takdirde basınç bölgesindeki betonun parçalanması ile çekme bölgesindeki donatının akması aynı anda veya basınç bölgesindeki betonun parçalanması, çekme bölgesindeki donatıda akma olmadan önce gerçekleşecek ve gevrek kırılma meydana gelecektir.

Gerçekleşmesi istenen kırılma davranışı sünek kırılma davranışdır çünkü bu tip kırılmalarda betonun basınç bölgesindeki ezilme ya da parçalanmalar, çekme donatısında bir süre şekil değiştirmeler meydana geldikten ve bu şekil değiştirmeler akma sınırına ulaştıktan sonra yaşanır ve kesit sünek kırılmaya maruz kalır.

Süneklilik oranı, kesitteki toplam şekil değiştirmenin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanır.



Şekil 22. $M - \chi$ eksen takımında doğrusal ve doğrusal olmayan şekil değiştirmeler

Bir kesitin sünekliliğini etkileyen parametreler aşağıda sıralanmıştır.

- Çekme donatısı oranının artması kesit sünekliliğinin azalmasına sebep olur.
- Basınç donatısı oranının artması kesit sünekliliğinin artmasına sebep olur.
- Sargı donatısının artması kesit sünekliliğinin artmasına sebep olur.

Betonarme kesit davranışlarının bilineer (ideal) hale getirilmesi

Moment-eğrilik ilişkisinin bilineer (ideal) hale getirilmesi

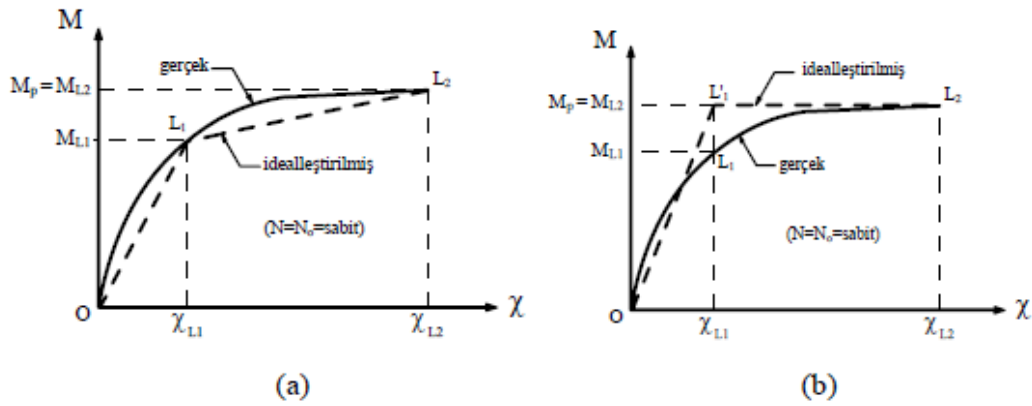
Moment-eğrilik ilişkisinin bilineer hale getirilmesi için iki yöntem önerilmektedir.

1. Yayılı plastik davranış modeli

Bu modelde doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin, elemanın tüm uzunluğu boyunca yayılı olarak ele alındığı davranış modelidir (Şekil 23.a).

2. Yığılı plastik davranış modeli

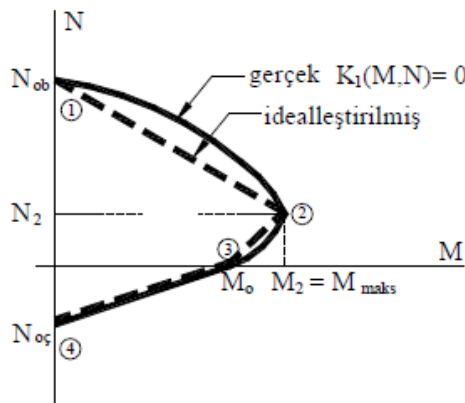
Bu modelde doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin, elemanın sonlu uzunluktaki belirli bölgelerde toplandığı kabul edilen davranış modelidir. (Şekil 23.b)



Şekil 23. Betonarme kesitler için bilineer hale getirilmiş moment-eğrilik diyagramları (Özer 2004)

Karşılıklı etki diyagramlarının bilineer (ideal) hale getirilmesi

Betonarme bir kesitte karşılıklı etki diyagramlarının nasıl bilineer hale getirilmesi gerektiği ile ilgili Şekil 24'te de gösterildiği gibi pozitif eğilme momenti bölgesinde 1, 2, 3 ve 4 noktalarını birleştirecek şekilde bir araya gelen üç doğru parçası olarak ele alınması gerektiği söylenmiştir (Özer 2004).



Şekil 24. Betonarme kesitler için bilineer hale getirilmiş karşılıklı etki diyagramları (Özer 2004)

Betonarme kesitlerde teorik olarak moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesi

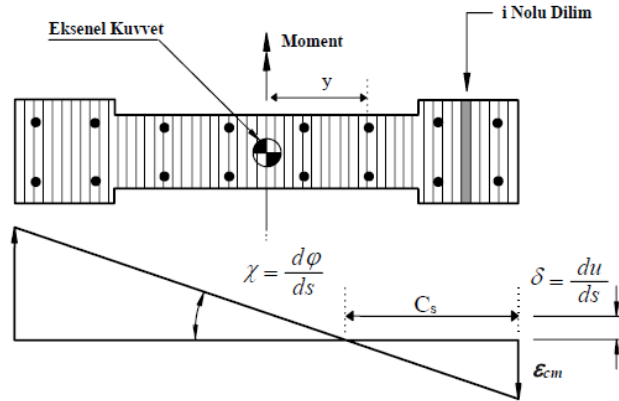
Moment-eğrilik ilişkisinin teorik olarak elde edilebilmesi için öncelikli olarak aşağıdaki kabullerin yapılması gerekmektedir (Yüksel 1998).

- Şekildeğiştirme öncesinde düzlem olan dik kesitler sonrasında da düzlem kalır.
- Beton ve donatı birbirine tam bağlıdır.
- Beton çatladıktan sonra çekme dayanımı kalmamış gibi ele alınacaktır.
- Donatı çeliği ideal elastoplastik davranış sergilemektedir.
- Beton modeli olarak sargılı beton modeli tercih edilecektir.

Betonarme bir kesitte kesit yüksekliği boyunca gerçekleşen şekildeğiştirme miktarları biliniyorsa, o kesite ait beton ve çelik malzeme modellerinden yardım alınarak kesit yüksekliği boyunca ortaya çıkan gerilme miktarları, gerilme miktarları kullanılarak da denge denklemleri (Denklem (37-38)) yardımı ile iç kuvvetler tespit edilebilir (Charney, 1991).

$$\int_{A_{beton}} \sigma_{beton} dA_{beton} + \int_{A_{çelik}} \sigma_{çelik} dA_{çelik} = N \quad (37)$$

$$\int_{A_{beton}} \sigma_{beton} y dA_{beton} + \int_{A_{çelik}} \sigma_{çelik} y dA_{çelik} = M \quad (38)$$



Şekil 25. Betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkisinin teorik olarak elde edilmesi (Charney 1991)

Moment-eğrilik ilişkisinin teorik olarak elde edilebilmesi için izlenecek hesap adımları şöyledir:

- İlk olarak betonarme kesit katmanlara bölünür. Ne kadar çok katmana bölünürse elde edilen sonuç o kadar gerçekçi olur.

- Denge denklemlerinin tarafsız eksenin konumunu bulmak için, basınç bölgesinin en dış katmanında bir şekildeğiştirme değeri ele alınır ve tarafsız eksen konumu bu değere göre tayin edilir.
- Tüm beton katmanları ve donatı merkezlerinin, belirlenen tarafsız eksen yüksekliğine göre şekildeğiştirme değerleri hesaplanır.
- Beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak ilgili şekildeğiştirme değerlerine karşılık gelen gerilme miktarları hesaplanır. Hesaplanan gerilmeler ile kesit alanının çarpılması sonucu kuvvetler elde edilir.
- Kesitte meydana gelen basınç kuvvetlerinden çekme kuvvetleri çıkartılarak dış katmandaki normal kuvvetin dengesi sağlanır. Denklem (39)'daki eşitlik sağlanıncaya kadar son üç adım tekrar edilir.

$$\sum \text{Basınç} - \sum \text{Çekme} = N \quad (39)$$

- Dış katmandaki normal kuvvet dengesi sağlandıktan sonra çekme ve basınç kuvvetlerinin kesitin kütle merkezine göre momentleri alınarak verilmiş normal kuvvet-şekildeğiştirme etkisinde kesitte meydana gelen moment değeri elde edilir.
- Basınç bölgesinin en dış katmanındaki şekildeğiştirme miktarı tarafsız eksenin yüksekliğine bölünerek eğilme (birim dönme) değeri bulunmuş olur.

$$\chi = \frac{\varepsilon_{cm}}{C_s} \quad (40)$$

Buradaki ε_{cm} , basınç bölgesindeki betonun en dış katmanındaki şekildeğiştirme miktarını; C_s ise tarafsız eksen yükdekliliğini ifade etmektedir.

- Başlangıçta ele alınan şekildeğiştirme değeri değiştirilerek ilgili hesap adımları tekrarlanır ve bu şekilde moment-eğrilik değerleri hesaplanmış ve kesitin moment-eğrilik ilişkisi elde edilmiş olur.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018)

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018) 01.01.2019 tarihi itibarıyla yayımlanmış ve yürürlüğe girmiştir. TBDY 2018'in yürürlüğe girmesi, yapının performansının belirlenmesi ve şekil değiştirmeye göre tasarım yapılan doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerini tüm yapılar için beraberinde getirmiştir.

Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

TBDY 2018'de dört adet deprem yer hareketi düzeyinden bahsedilmiştir.

Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1)

Tanımlanmış olan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan, 2475 yıl tekrarlanma periyodunun olduğu çok seyrek deprem yer hareketi düzeyidir.

Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2)

Tanımlanmış olan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan, 475 yıl tekrarlanma periyodunun olduğu seyrek deprem yer hareketi düzeyidir.

Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3)

Tanımlanmış olan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan, 72 yıl tekrarlanma periyodunun olduğu sık deprem yer hareketi düzeyidir.

Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4)

Tanımlanmış olan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %68 olan, 43 yıl tekrarlanma periyodunun olduğu çok sık deprem yer hareketi düzeyidir.

Standart Deprem Yer Hareketi Spektrumları

Harita spektral ivme katsayıları, tasarım spektral ivme katsayıları ve yerel zemin etki katsayıları

Türkiye Deprem Tehlike Haritası uygulamasından, ilgili deprem yer hareketi düzeyi için elde edilebilen boyutsuz harita spektral ivme katsayıları, S_s (kısa periyot harita spektral ivme katsayısı) ve S_1 (1 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı) olmak üzere iki tanedirler. Elde edilen bu spektral ivme katsayıları S_s ve S_1 kullanılarak, Denklem (41) ve (42) yardımıyla tasarım spektral ivme katsayıları olan S_{DS} ve S_{D1} hesaplanır.

$$S_{DS} = S_s \times F_s \quad (41)$$

$$S_{D1} = S_1 \times F_1 \quad (42)$$

Buradaki F_s ve F_1 sırasıyla Tablo 5 ve Tablo 6'dan belirlenecek olan yerel zemin etki katsayılarıdır. Tablolarda bulunmayan harita spektral ivme katsayılarının ara değerlerini bulmak için lineer enterpolasyon yapılabileceği ifade edilmiştir.

Tablo 5. Kısa Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY 2018)

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_s					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır					

Tablo 6. 1 Saniye Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY 2018)

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_1					
	$S_s \leq 0.10$	$S_s = 0.20$	$S_s = 0.30$	$S_s = 0.40$	$S_s = 0.50$	$S_s \geq 0.6$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır					

Yatay elastik tasarım spektrumu

Tüm deprem yer hareketi düzeyleri için TBDY 2018’de yatay elastik tasarım spektrumu (Şekil 19) dört parçalı olacak şekilde Denklem (43-46) yardımıyla tanımlanmıştır.

$$0 \leq T \leq T_A \quad \text{aralığında,} \quad S_{ae}(T) = \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_A} \right) S_{DS} \quad (43)$$

$$T_A \leq T \leq T_B \quad \text{aralığında,} \quad S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (44)$$

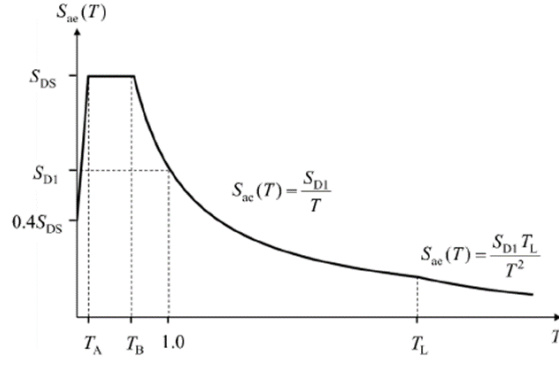
$$T_B \leq T \leq T_L \quad \text{aralığında,} \quad S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (45)$$

$$T_L \leq T \quad \text{aralığında,} \quad S_{ae}(T) = \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_A} \right) S_s \quad (46)$$

Burada $S_{ae}(T)$, yer çekimi ivmesi (g) cinsinden yatay elastik tasarım spektral ivmesi, T ise doğal titreşim periyodudur. Yatay tasarım spektrumu köşe periyotları olan T_A ve T_B Denklem (47) yardımıyla S_{DS} ve S_{D1} kullanılarak hesaplanır.

$$T_A = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} ; T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (47)$$

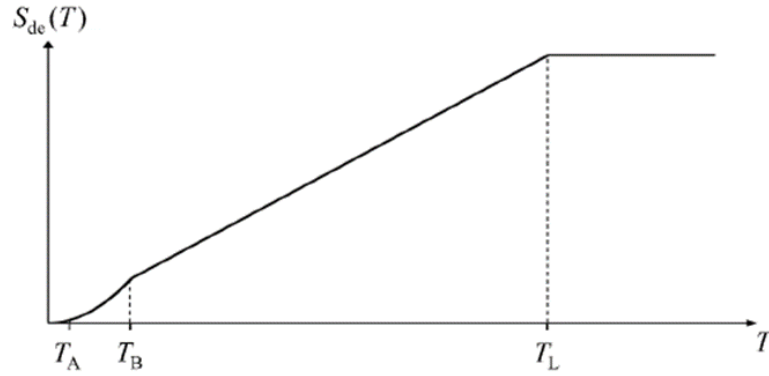
Sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu olan T_L ise 6 saniye olarak alınacaktır.



Şekil 26. Yatay elastik tasarım spektrumu (TBDY 2018)

Tüm deprem yer hareketi düzeyleri için TBDY 2018’de yatay elastik tasarım yerdeğiştirme spektrumu (Şekil 27) Denklem (48) yardımıyla, doğal titreşim periyodu kullanılarak metre (m) cinsinden tanımlanmıştır.

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} g S_{ae}(T) \quad (48)$$



Şekil 27. Yatay elastik tasarım yerdeğiştirme spektrumu (TBDY 2018)

Deprem Etkisi Altındaki Binaların Değerlendirilmesi İçin Hesap Esasları

Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları

Deprem Tasarım Sınıfları’nın (DTS) belirlenmesinde kullanılacak olan Bina Kullanım Sınıfları (BKS) ve Bina Önem Katsayıları (I), binaların kullanım amaçları esas alınarak olarak Tablo 7’de verilmiştir.

Tablo 7. Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları (TBDY 2018)

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS = 1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS = 2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS = 3	Diğer binalar BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

Deprem tasarım sınıfları

DD-2 yer hareketi düzeyi için, Tablo 7 yardımıyla belirlenecek olan BKS ve Denklem (41)'den hesaplanan S_{DS} katsayısına bağlı olarak, deprem tasarımında kullanılacak Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) Tablo 8'e göre belirlenecektir.

Tablo 8. Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) (TBDY 2018)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2,3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

Bina yükseklik sınıfları

Bina yükseklikleri, deprem tasarımı için sekiz adet Bina Yükseklik Sınıfına (BYS) ayrılmıştır. Bu yükseklik ve tasarım sınıflarına (BYS-DTS) bağlı olarak ifade edilen bina yükseklik aralıkları Tablo 9'da verilmiştir.

Tablo 9. BYS ve DTS'ye Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları (TBDY 2018)

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Binaların performans düzeyleri

Binaların performans hedeflerini belirlemek amacıyla kullanılacak olan bina performans düzeyleri, deprem davranışı altındaki binaların taşıyıcı sistemleri için dört adet olacak şekilde tanımlanmıştır.

Kesintisiz kullanım performans düzeyi (KK)

KK performans düzeyi, binanın taşıyıcı sistemini oluşturan elemanlarda yapısal hasarın oluşmadığı veya hasarın önemsiz miktarda gerçekleştiği durumdur.

Sınırlı hasar performans düzeyi (SH)

SH performans düzeyi, binanın taşıyıcı sistemini oluşturan elemanlarda sınırlı düzeyde hasar oluştuğu durumdur.

Kontrollü hasar performans düzeyi (KH)

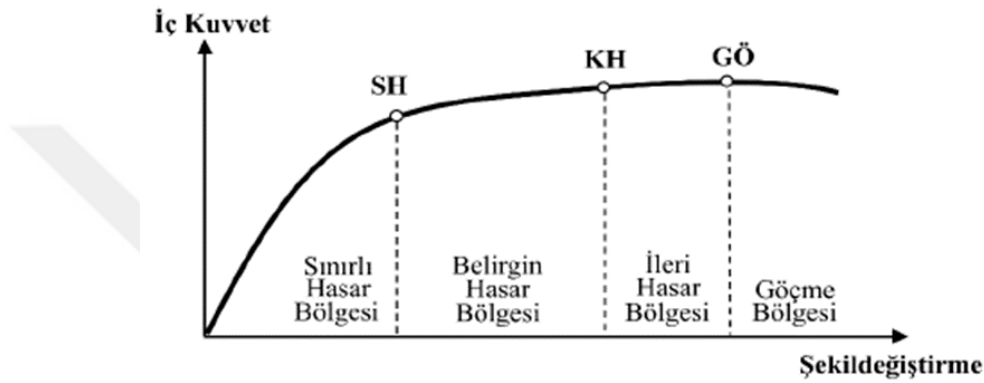
KH performans düzeyi, binanın taşıyıcı sistemini oluşturan elemanlarda çok ağır olmayan ve genellikle onarımı yapılabilen hasarların görüldüğü durumdur.

Göçmenin önlenmesi performans düzeyi (GÖ)

GÖ performans düzeyi, binanın taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların ileri seviyede hasar gördüğü göçme öncesi durumu ifade etmektedir.

Kesit hasar bölgeleri

TBDY 2018’de belirtildiği üzere, “Kritik kesitlerinin hasarı SH’ya ulaşmayan elemanlar Sınırlı Hasar Bölgesi’nde, SH ile KH arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi’nde, KH ile GÖ arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi’nde, GÖ’yü aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi’nde yer alırlar.”



Şekil 28. Kesit hasar bölgeleri (TBDY 2018)

Bina performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları

Depreme maruz kalan binaların performans hedefleri, deprem yer hareketi düzeyine göre Tablo 10 yardımıyla elde edilir.

Tablo 10. Mevcut Yerinde Dökme Betonarme, Önüretimli Betonarme ve Çelik Binalar İçin Deprem Performans Hedefleri ve Tasarım Yaklaşımları (TBDY 2018)

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	-	-	SH	ŞGDT
DD-2	KH	ŞGDT	-	-
DD-1	-	-	KH	ŞGDT

Deprem Etkisi Altında Binaların Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarımı

Deprem etkisi altındaki bina taşıyıcı sistemlerinin tasarımında kullanılan ŞGDT yaklaşımında;

- Mevcut taşıyıcı sistem elemanlarının lineer olmayan modelleme yaklaşımlarına uygun iç kuvvet – şekildeğiştirme ilişkisi belirlenir.

- Öngörülen performans hedeflerine uygun olarak seçilen deprem yer hareketleri altında, taşıyıcı sisteminin dinamik artımsal yöntemlerle hesabı gerçekleştirilir, lineer olmayan sünük davranışa ait şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ait dayanım istemleri bulunur.
- Bulunan şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri, performans hedefine uygun olarak tanımlanan şekildeğiştirme ve dayanım kapasiteleri ile kıyaslanır.
- Şekildeğiştirme ve dayanım istemlerinin, bunlara karşılık şekildeğiştirme ve dayanım kapasitelerinden az veya fazla olup kapasiteyi aştığı ifade edilerek şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım tamamlanır.

Yığılı plastik davranış modeli

TBDY 2018’de çerçeve (çubuk) sonlu elemanları olarak modellenen kolon ve kirişlerde linner olmayan davranış modellerinden Plastik Mafsal (Yığılı Plastik Davranış) Modelinin kullanılabileceği söylenmiştir.

Bu Plastik Mafsal Modelinde;

- İç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde ortaya çıktığı varsayılır.
- Plastik mafsal boyu olan L_p , ilgili doğrultudaki kesit boyutunun yarısına eşit alınacaktır. ($L_p \approx 0,5h$) (49)
- Plastik şekildeğiştirmeleri sadece normal kuvvet altında yapan elemanların plastik mafsal boyları, o elemanın boyu olarak alınacaktır.
- Plastik mafsallar, pratik uygulamalarda kolon veya kirişlerin net açıklıklarının kenarlarına konulacaktır ancak düşey yüklerin etkisinden dolayı kiriş ortalarında da plastik mafsalların oluşabileceği göz ardı edilmeyecektir.

Kenarlardaki plastik mafsalların arasındaki mesafe boyunca betonarme kolon ve kirişler doğrusal elemanlar olarak modellenenecektir. Bu elemanların etkin kesit rijitlikleri aşağıdaki esaslara göre belirlenecektir.

Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının etkin kesit rijitlikleri

Yığılı plastik davranışa göre modellenen kolon ve kirişlerin etkin kesit rijitlikleri Denklem (50)’e göre hesaplanacaktır.

$$(EI)_e = \frac{M_y L_s}{\theta_y 3} \quad (50)$$

Bu denklemde çubuk elemanın uçlarındaki plastik mafsalların etkin akma momentleri ile akma dönmelerinin ortalaması olan M_y ve θ_y kullanılmıştır. L_s ise kesme açıklığıdır ve TBDY 2018’de kolon-kirişlerde açıklığın yarısı olarak alınabileceği ifade edilmiştir. θ_y ise plastik mafsal akma dönmesidir ve Denklem (51) ile hesaplanır.

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_s}{3} + 0,0015\eta \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (51)$$

Buradaki h kesit yüksekliğini ifade eder. d_b donatı çeliğinin ortalama çapını, f_{ce} ve f_{ye} ise beton ve donatı çeliğinin sırasıyla ortalama basınç ve akma dayanımını ifade etmektedir. ϕ_y plastik mafsaldaki etkin akma eğriliğidir. η ’nin kolon ve kirişlerde 1 olarak alınacağı söylenmiştir.

Doğrusal Olmayan Hesap Yönteminin Seçimi

TBDY 2018’de şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yapılması için kullanılacak doğrusal olmayan deprem hesabı yöntemleri için, Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ve İtme Yöntemleri olmak üzere iki yöntem önerilmiştir.

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yönteminin yüksek binalar (BYS=1) için kullanımının zorunlu olduğu ifade edilirken, itme yöntemleri çok modlu ve tek modlu itme yöntemleri olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Tek modlu itme yöntemlerinin $BYS \geq 5$ olan, ilgili deprem doğrultusunda hâkim titreşim moduna ait etkin kütle katılım oranının en az 0,70 olması ve burulma düzensizliği kaysayısının $\eta_{bi} < 1,4$ olması şartlarını sağlayan binalarda kullanılabileceği, çok modlu itme yöntemlerinin ise $BYS \geq 2$ olan tüm binalarda kullanılabileceği ifade edilmiştir.

Tek modlu itme yöntemleri

Sabit tek modlu itme yöntemi

- İlgili deprem doğrultusunda tüm itme adımlarında katlara etkiyen deprem yükü artımları, deprem dışı yüklemelerden sonraki birinci adımda belirlenir ve itme hesabı boyunca değiştirilmeyen sabit mod şekli ile orantılı olarak tanımlanırlar.
- İtme hesabı sonucunda tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti ilişkisini gösteren itme eğrisi elde edilir.
- Daha sonra bu eğriye uygulanan koordinat dönüşümü ile modal yerdeğiştirme – modal sözde-ivme ilişkisini gösteren modal kapasite eğrisi elde edilir.

- Hesabın son aşamasında ise bu kapasite eğrisi, tanımlanan deprem etkisi altında modal yerdeğiştirme talebinin ve buna bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen iç kuvvet ve plastik şekildeğiştirme talepleri hesaplanır.

Betonarme Bina Elemanları İçin İç Kuvvet ve Şekildeğiştirme Sınırları

Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için sınırlar

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi için yapılacak değerlendirmede kullanılmak üzere, betonarme binanın taşıyıcı elemanlarında yığılı plastik davranış modeline göre hesaplanan plastik dönmeler için izin verilen sınır, kesite etkiyen eksenel kuvvet ve ileride anlatılacak olan beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak yapılacak eğrilik analizi sonucunda Denklem (52) ile hesaplanacaktır.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3} \left[(\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - 0,5 \frac{L_p}{L_s} \right) + 4,5 \phi_u d_b \right] \quad (52)$$

Burada ϕ_u , beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri ile TBDY 2018’de önerilen beton ile donatı çeliği modellerinden yararlanılarak ve kesite etkiyen eksenel kuvvet dikkate alınarak yapılan analizden elde edilen göçme öncesi toplam eğriliği ifade etmektedir.

Kontrollü hasar (KH) performans düzeyi için sınırlar

Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi için yapılacak değerlendirmede kullanılmak üzere, betonarme binanın taşıyıcı sistemi elemanlarında izin verilen plastik dönme $\theta_p^{(KH)}$ sınırları, Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için Denklem (52)’den hesaplanan değerlere bağlı olarak Denklem (53)’de verilmiştir:

$$\theta_p^{(KH)} = 0,75 \theta_p^{(GÖ)} \quad (53)$$

Sınırlı hasar (SH) performans düzeyi için sınırlar

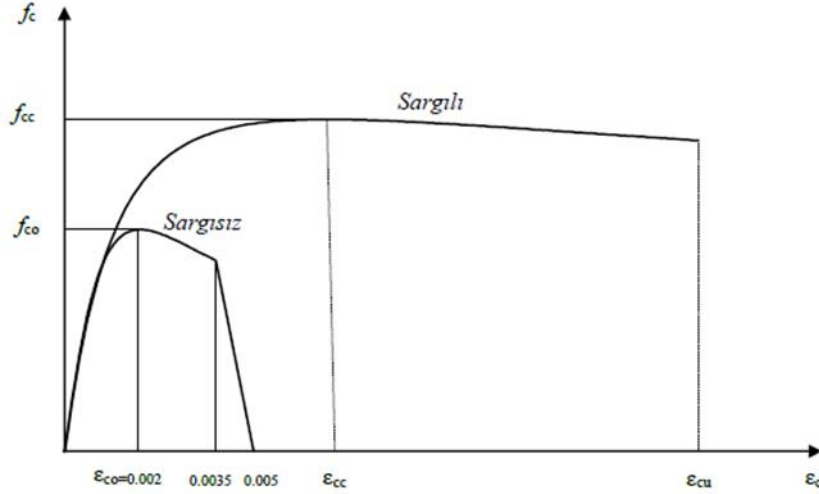
Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi için yapılacak değerlendirmede kullanılmak üzere, betonarme binanın taşıyıcı sistemi elemanlarında plastik mafsall oluşumuna izin verilmeyecektir:

$$\theta_p^{(SH)} = 0 \quad (54)$$

Beton ve Donatı Çeliği İçin Gerilme – Şekildeğiştirme Bağlıntıları

Sargılı ve sargısız beton modelleri

TBDY 2018’de, doğrusal olmayan yöntemler ile şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede kullanılmak üzere, sargılı ve sargısız beton için aşağıdaki gerilme-şekildeğiştirme bağlantıları tanımlanmıştır.



Şekil 29. Sargılı ve sargısız beton modelleri (TBDY 2018)

TBDY 2018’de sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekildeğiştirmesi ε_c ’nin fonksiyonu olarak Denklem (55) ile verilmiştir:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (55)$$

Bu bağlantıdaki sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki Denklem (56) ile gösterilmiştir:

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad ; \quad \lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1,254 \quad (56)$$

Buradaki f_e etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için Denklem (57)’de verilen değerlerin ortalaması olarak alınacaktır:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (57)$$

Bu bağlantılardaki f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını, k_e ise Denklem (58) ile hesaplanan sargılama etkinlik katsayısı oranını ifade etmektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (58)$$

Buradaki a_i kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_o ve h_o göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını ifade etmektedir.

Denklem (55)'deki normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar Denklem (59) ve (60)'da verilmiştir.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \varepsilon_{co} \cong 0,002 \quad (59)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \text{ (MPa)} \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (60)$$

Donatı çeliği modeli

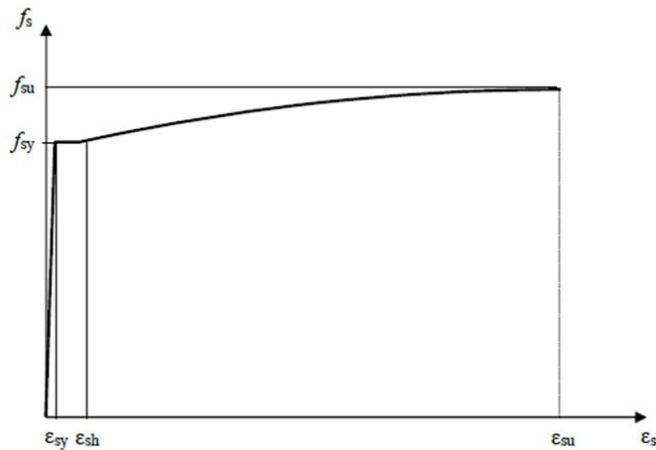
TBDY 2018'de, doğrusal olmayan yöntemler ile şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede kullanılmak üzere, donatı çeliği için aşağıdaki gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları verilmiştir:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad \text{için,} \quad f_s = E_s \varepsilon_s \quad (61)$$

$$\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad \text{için,} \quad f_s = f_{sy} \quad (62)$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad \text{için,} \quad f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \quad (63)$$

Donatı çeliğinin elastisite modülü $E_s = 2 \times 10^5$ MPa'dır. Donatı çeliklerine ait diğer bilgiler Tablo 11'de verilmiştir.

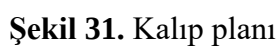


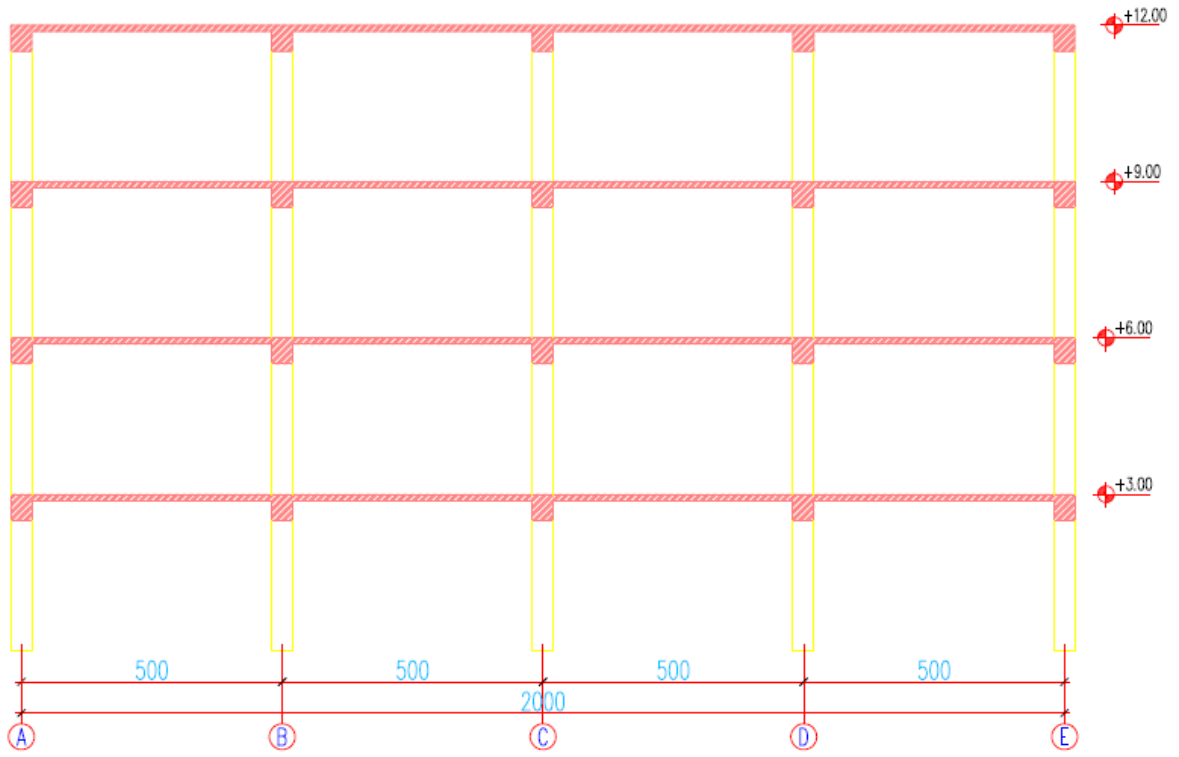
Şekil 30. Donatı çeliği modeli (TBDY 2018)

Tablo 11. Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri (TBDY 2018)

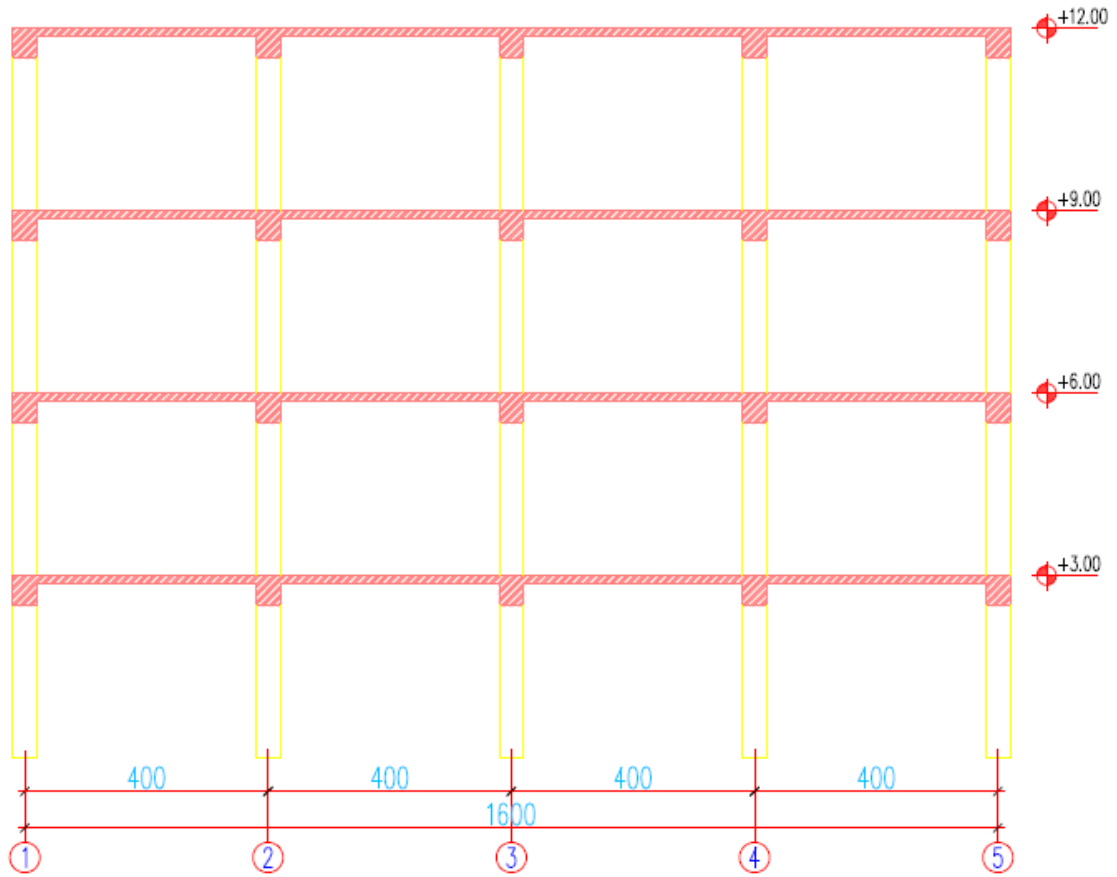
Kalite	f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su} / f_{sy}
S220	220	0.0011	0.011	0.12	1.20
S420	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 - 1.35
B420C	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 - 1.35
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	1.15 - 1.35

Bu tez çalışması kapsamında termal analiz, kesit analizi ve deprem analizi olmak üzere üç aşamalı analiz yürütülmüştür. TBDY 2018, TS 498, TS 500 ve TS 708 standartlarına bağlı kalınarak 4 katlı, 4 açıklıklı betonarme bir yapı sistemi (konut) belirlenmiştir. Çerçevenin açıklığı x doğrultusunda 5m, y doğrultusunda 4m ve kat yüksekliği 3m olarak alınmıştır (Şekil 31-33). Analizlerin gerçekleştirilmesinde beton için silis agregalı, %3 su muhtevasına sahip, C30 sınıfı beton kullanılmış, donatı çeliği için ise sıcak haddelenmiş B420C çeliği ele alınmıştır. Normal sıcaklıktaki betonun yoğunluğunun 2500 kg/m^3 , donatı çeliğinin yoğunluğunun 7850 kg/m^3 olduğu kabul edilmiştir. Beton ve donatı çeliğine ait diğer mekanik özellikler Tablo 12’de verilmiştir.





Şekil 32. B-B Kesiti



Şekil 33. A-A Kesiti

Tablo 12. Kullanılan Beton ve Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri

C30 Betonun Mekanik Özellikleri					
Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f_{ck} (Mpa)	Eşdeğer Küp (150mm) Basınç Dayanımı (Mpa)	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı f_{ctk} (Mpa)		28 Günlük Elastik Modülü, E_c (Mpa)
C30	30	37	1.9		32000
B420C Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri					
Donatı Sınıfı	Minimum Akma Dayanımı, f_{yk} (Mpa)	Minimum Kopma Dayanımı, f_{su} (Mpa)	$\emptyset \leq 32$ için Minimum Kopma Uzaması, ε_{su} (%)	$32 < \emptyset \leq 50$ için Minimum Kopma Uzaması, ε_{su} (%)	Elastik Modülü, E_s (Mpa)
B420C	420	550	12	10	200000

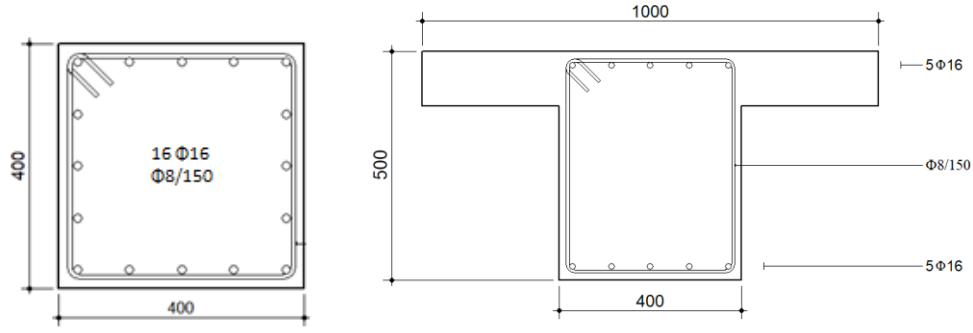
Yapının Erzurum-Palandöken ilçesinde bulunduğu varsayılmaktadır. Yapıyla ilgili AFAD web sitesinden (<https://tdth.afad.gov.tr>) alınan zemin ve deprem parametreleri Tablo 13'te verilmiştir.

Tablo 13. Kullanılan Zemin ve Deprem Parametreleri

Bina Önem Katsayısı	I=1
Bina Kullanım Sınıfı	BKS=3
Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2
Deprem Tasarım Sınıfı	DTS=1
Bina Yükseklik Sınıfı	BYS=6
Normal Performans Hedefi	Kontrollü Hasar
Zemin Tipi	ZC
Spektrum Karakteristik Periyotları	$T_a = 0,00657$, $T_b = 0,3283$
Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı	$S_s = 1,0622$
1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı	$S_1 = 0,2789$
Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı	$S_{DS} = 1,2746$
1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı	$S_{D1} = 0,4184$

Çalışma kapsamında ele alınan yapı sistemi için, normal kat ve çatı katı döşemelerine etkiyen kaplama yükü $5,12 \text{ kN/m}^2$, dış kısımdaki kirişlere etkiyen duvar yükü $8,6 \text{ kN/m}$ ve iç kısımdaki kirişlere etkiyen duvar yükü ise $5,4 \text{ kN/m}$ olarak alınmıştır. Normal kat döşemelerine etkiyen hareketli yük 2 kN/m^2 , çatı katı döşemelerine etkiyen hareketli yük ise $1,5 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır.

Kolonlar $40 \times 40 \text{ cm}$, kirişler $40 \times 50 \text{ cm}$ boyutlarında, döşemeler ise 12 cm kalınlığında seçilmiştir. Kolon ve kirişlerde pas payı 3 cm olarak alınmıştır. Kolon ve kirişlerin donatı yerleşim planı Şekil 34'de gösterilmiştir.



Şekil 34. Kolon ve kiriş kesitlerinin donatı yerleşim planı (tüm birimler mm'dir)

Taşıyıcı sistem modellemesi yapılırken kolon-temel bağlantısının ankastre kabul edildiği ve döşemelerin kendi düzlemleri içerisinde rijit diyaframa sahip oldukları varsayılmıştır. Yapı simetrik ve düzenli olduğundan dolayı kütle ve ağırlık merkezleri çakışmakta, yatay etkiler ek dış merkezlik olmaksızın dikkate alınmaktadır.

TBDY 2018'e göre etkin kesme rijitliği çarpanı kolon ve kirişler için 1,00 alınırken, etkin eğilme rijitliği çarpanı kirişler için 0,35 kolonlar için ise 0,7 olarak alınmıştır.

Bu betonarme yapı sistemi için, farklı katlarda farklı sürelerde yangın senaryoları üretilmiştir. (Tablo 14) Yangından hasar görmüş taşıyıcı elemanların davranışlarındaki değişimi belirleyebilmek için ANSYS yazılımı kullanılarak termal analiz gerçekleştirilmiş ve elemanların kesitlerindeki sıcaklık dağılımları elde edilmiştir. Kesitlerde meydana gelen sıcaklık dağılımlarının elde edilmesinin ardından, kesitteki sıcaklığa bağlı olarak taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemelerin mekanik ve fiziksel özelliklerindeki değişimler TS EN-1991-1-2, TS EN 1992-1-2, TS EN 1994-1-2 göz önünde bulundurularak belirlenmiştir.

Sonra eleman kesitlerinde en dış katmandan içe doğru her 2 cm'lik beton katmanının ulaştığı sıcaklık değerine göre değişen mekanik ve fiziksel özellikleri ilgili katmana tanımlanmış ve kesit analizleri gerçekleştirilmiştir. Kesit analizleri sonucunda moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir.

Son olarak Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde (TBDY 2018)'de belirtilen hesap esaslarına göre deprem etkisi altındaki bu yapı sisteminin her bir yangın senaryosu için doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilerek yapının deprem performansı belirlenmiştir.

Tablo 14. Yangın Senaryoları

Senaryo Adı	Zemin Sınıfı	Yangına Maruz Kalma Süresi (dk)	Kat	Senaryo Adı	Zemin Sınıfı	Yangına Maruz Kalma Süresi (dk)	Kat
1	ZC	-	Zemin	10	ZC	60	Zemin
	ZC	-	1. NK		ZC	-	1. NK
	ZC	-	2. NK		ZC	-	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	-	3. NK
2	ZC	30	Zemin	11	ZC	-	Zemin
	ZC	-	1. NK		ZC	60	1. NK
	ZC	-	2. NK		ZC	-	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	-	3. NK
3	ZC	-	Zemin	12	ZC	-	Zemin
	ZC	30	1. NK		ZC	-	1. NK
	ZC	-	2. NK		ZC	60	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	-	3. NK
4	ZC	-	Zemin	13	ZC	-	Zemin
	ZC	-	1. NK		ZC	-	1. NK
	ZC	30	2. NK		ZC	-	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	60	3. NK
5	ZC	-	Zemin	14	ZC	90	Zemin
	ZC	-	1. NK		ZC	-	1. NK
	ZC	-	2. NK		ZC	-	2. NK
	ZC	30	3. NK		ZC	-	3. NK
6	ZC	45	Zemin	15	ZC	-	Zemin
	ZC	-	1. NK		ZC	90	1. NK
	ZC	-	2. NK		ZC	-	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	-	3. NK
7	ZC	-	Zemin	16	ZC	-	Zemin
	ZC	45	1. NK		ZC	-	1. NK
	ZC	-	2. NK		ZC	90	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	-	3. NK
8	ZC	-	Zemin	17	ZC	-	Zemin
	ZC	-	1. NK		ZC	-	1. NK
	ZC	45	2. NK		ZC	-	2. NK
	ZC	-	3. NK		ZC	90	3. NK
9	ZC	-	Zemin				
	ZC	-	1. NK				
	ZC	-	2. NK				
	ZC	45	3. NK				

Termal Kesit Analizinin Gerçekleştirilmesi

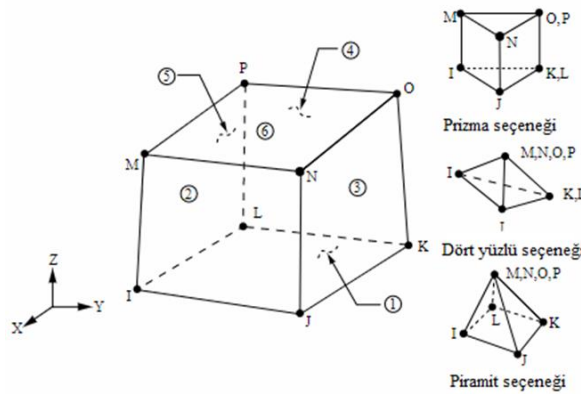
Yüksek sıcaklığa maruz kalan yapısal eleman kesitlerindeki sıcaklık dağılımı, termal iletim bağıntıları ile teorik olarak hesaplanabilmektedir. Bu tez çalışması kapsamında sıcaklığın yapısal elemanlar üzerindeki etkisini modelleyebilmek amacıyla ANSYS yazılımı kullanılacaktır. Bu yazılım, ısıнын eleman içinde diğer bölümlere iletilmesi ve belirli zamanlarda, belirli noktalarda ortaya çıkacak sıcaklık değerlerini çift yönlü akım için “Fourier Isı İletim Kanunu” yardımı ile sonlu elemanlar metodu ile belirlemektedir.

İki ve üç boyutlu olarak termal ve yapısal çözümleme yapılmasına imkân veren bu yazılım, malzemenin hem termal hem de mekanik özelliklerindeki malzeme yönünden doğrusal olmama durumunu göz önüne alarak çözümleme yapabilmektedir. Bu tez çalışması kapsamında ANSYS yazılımı üç boyutlu termal çözümleme yapılması amacı ile kullanılacaktır.

Termal analizi gerçekleştirebilmek için ANSYS yazılımında modelleyeceğimiz kiriş ve kolonları oluşturan malzemelerin termal davranışlarını tanımlayabileceğimiz, zamana bağlı sıcaklık değişimine maruz bırakılacağı için termal iletim özelliğine sahip elemanların seçilmesi önemlidir.

Bu çalışma kapsamında betonu simüle etmek için kullanacağımız eleman SOLID70, donatı çeliklerini simüle etmek için ise LINK33 elemanlarının kullanılmasına karar verilmiştir.

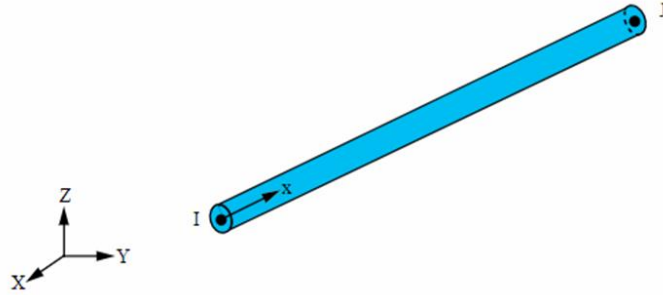
SOLID70, 3 boyutlu termal iletim özelliğine sahip bir elemandır. Elemanın, her düğüm noktasında sıcaklık değişimini gözlemleyebilmek için tek bir serbestlik derecesi (sıcaklık) olan sekiz adet düğüm noktası vardır. Bu eleman, sistemin davranışını etkileyen her şeyin zaman içinde sabit veya değişmez olduğu kararlı durumda veya zamana bağlı değişkenlerin hesaba katılacağı 3 boyutlu termal analiz için kullanıma uygundur.



Şekil 35. SOLID70 geometrisi (ANSYS 21)

LINK33, düğüm noktaları arasında ısıyı iletme yeteneğine sahip tek eksenli bir çubuk elemandır. Bu iletken çubuk eleman da SOLID70 gibi her düğüm noktasında sıcaklık

değişimini saptamak için tek bir serbestlik derecesine sahiptir ve sistemin davranışını etkileyen her şeyin zaman içinde sabit veya değişmez olduğu kararlı durumda veya zamana bağlı değişkenlerin hesaba katılacağı termal analizlerin gerçekleştirilebilmesi için uygundur.



Şekil 36. LINK33 geometrisi (ANSYS 21)

Betonarme kiriş ve kolonlar, betonun sıcaklık ile değişen malzeme özelliklerini tanımlayabilmek için SOLID70 elemanı, donatı çeliğinin sıcaklık ile değişen malzeme özelliklerini tanımlayabilmek için LINK33 elemanı kullanılarak modellenmiştir.

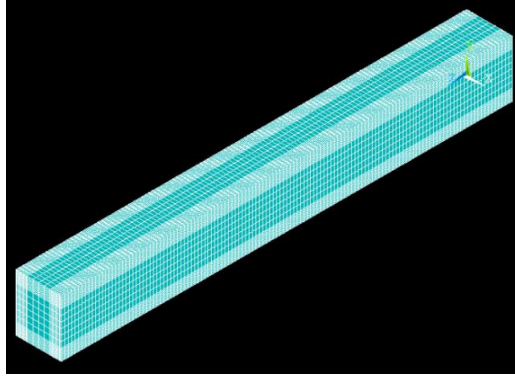
Modellenen kiriş ve kolonlar, sıcaklık değişimi eleman kesitinin dış yüzeyine yakın tabakalarda daha fazla gözlemlenirken iç kısımlarda daha az değişime uğradıkları için dış yüzeyden 10 santimetre içeriye kadar olan kısımlar 1'er santimetrelilik, iç kısımlar ise daha büyük sonlu elemanlara bölünmüştür. 40x50 cm boyutlarındaki kirişin sonlu elemanlara ayrılmış hali Şekil 30'da gösterilmiştir.

Beton ve donatı çeliğinin sıcaklığa bağlı olarak değişen termal özellikleri (ısı iletkenlik, özgül ısı ve yoğunluk) tanımlanmıştır.

Zamana bağlı değişkenlerin analiz esnasında hesaba katılması gerekli olduğu için zamana bağlı termal analiz seçeneği tercih edilmiştir.

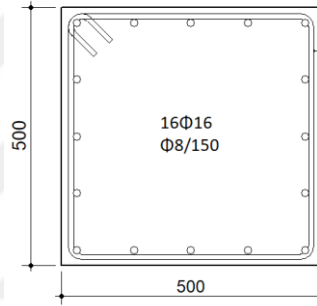
Isı yükü uygulanırken ilk olarak elemanların tamamına iç sıcaklık olarak oda sıcaklığı (20 °C) atanmış, elemanların yangına maruz kalan ve kalmayan yüzeylerine TS EN 1991-1-2'de önerildiği gibi sırasıyla $25 \text{ Wm}^2\text{C}^{-1}$ ve $9 \text{ Wm}^2\text{C}^{-1}$ konveksiyon katsayısı verilerek elemanlar 30, 45, 60 ve 90 dakikalık periyotlarda ISO 834 standart sıcaklık-zaman eğrisine tabi tutularak termal analizler tamamlanmıştır.

Termal analizler sonunda betonarme elemanların 30, 45, 60 ve 90 dakika boyunca yangına maruz kaldıktan sonra kesitlerindeki sıcaklık dağılımları elde edilmiştir.



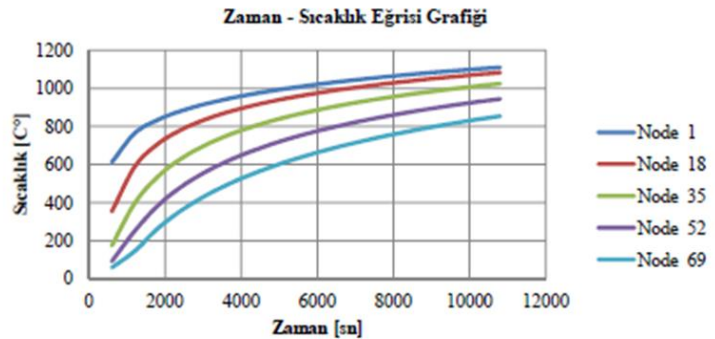
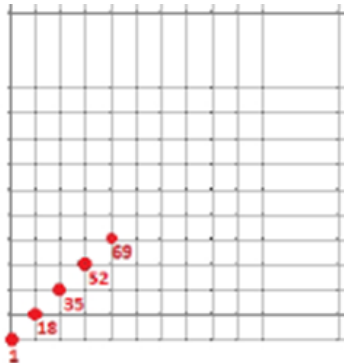
Şekil 37. 40x50cm boyutlarındaki kirişin sonlu elemanlara ayrılması

Yöntemin doğruluğunu göstermek için 50x50 cm boyutlarında, %3 su muhtevasına sahip ve C25 sınıfı beton ve soğuk işlem görmüş S420b donatı çeliği kullanılmış bir kolonun termal analizi yapılmış ve sonuçlar literatürdeki bir çalışmanın sonuçları ile kıyaslanmıştır. 16 $\Phi 16$ boyuna donatı ve $\Phi 8/15$ enine donatı kullanılan bu kolon detayı Şekil 38’de gösterilmiştir.

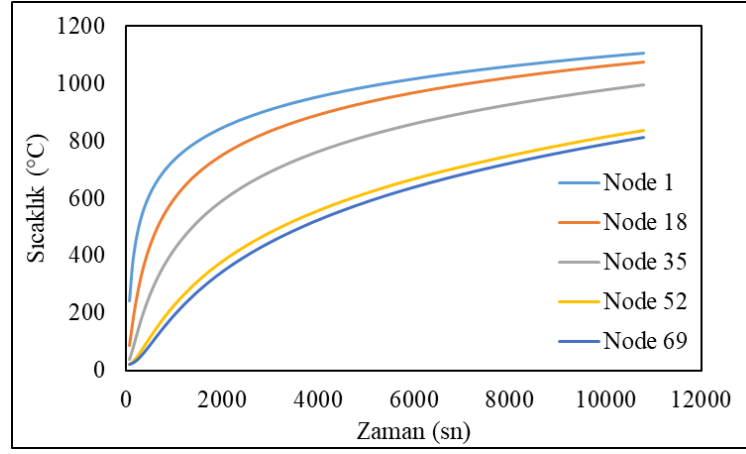


Şekil 38. 50x50cm kolon detayı

Şekil 39, Hacıemiroğlu (2014) çalışmasının termal analiz sonuçlarından alınmış olup, 50x50 cm kolonun köşesinden diyagonal yönde beş noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimini vermektedir. Şekil 40 ise, bu çalışma kapsamında ANSYS yazılımı ile yürütülmüş olan termal analiz sonucunda bu beş noktanın sıcaklık dağılım grafiğini göstermektedir.

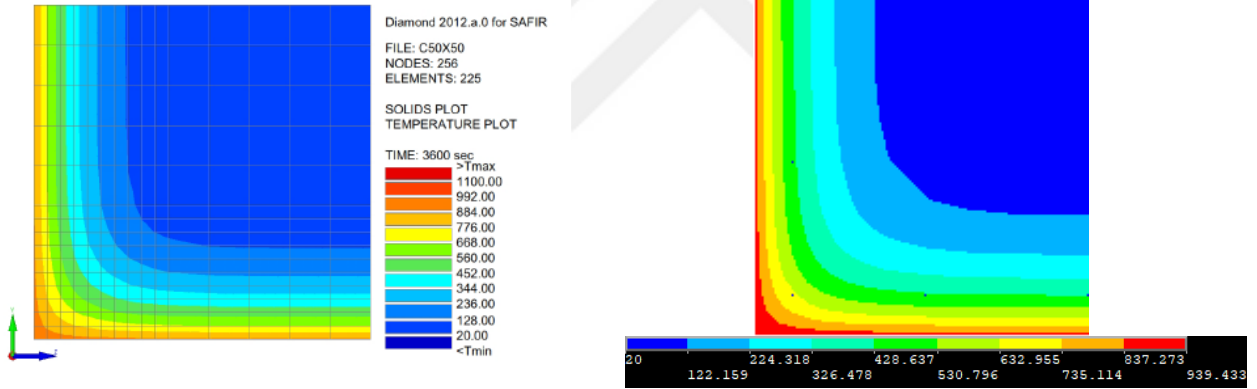


Şekil 39. 50x50 cm kolonun köşesinden diyagonal yönde beş noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi (Hacıemiroğlu 2014)

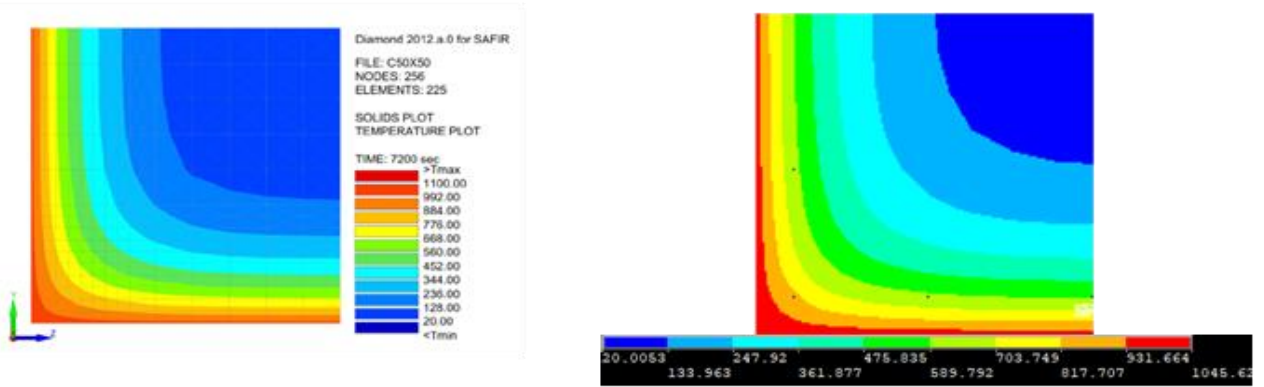


Şekil 40. ANSYS'ten elde edilen, 50x50 cm kolonun köşesinden diyagonal yönde beş noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi

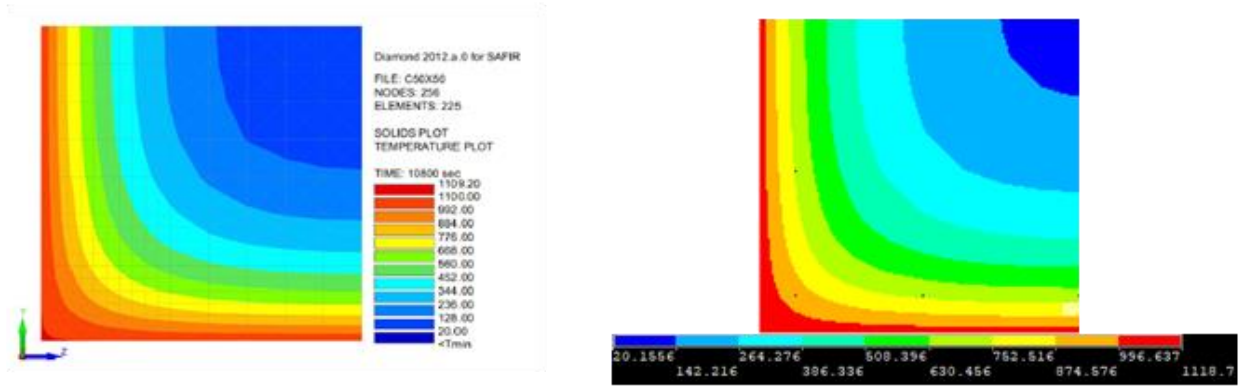
Şekil 41-42-43'te sol tarafta Hacıemiroğlu (2014) çalışmasından alınan, sırasıyla 1-2-3 saatlik yangın etkisinde 50 cm x 50 cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımı gösterilirken, sağ tarafta bu tez çalışması kapsamında ANSYS yazılımı ile yürütülmüş olan termal analiz sonucunda elde edilmiş sırasıyla 1-2-3 saatlik yangın etkisinde 50 cm x 50 cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımı gösterilmektedir.



Şekil 41. 1 saatlik yangın etkisinde 50 cm x 50 cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımlarının Hacıemiroğlu (2014) çalışmasıyla karşılaştırılması



Şekil 42. 2 saatlik yangın etkisinde 50 cm x 50 cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımlarının Hacıemiroğlu (2014) çalışmasıyla karşılaştırılması



Şekil 43. 3 saatlik yangın etkisinde 50cm x 50cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımlarının Hacıemiroğlu (2014) çalışmasıyla karşılaştırılması

Kıyaslamalar sonucunda sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu, oluşturulan modelin doğru sonuçlar verdiği söylenebilir.

Kesit Analizi

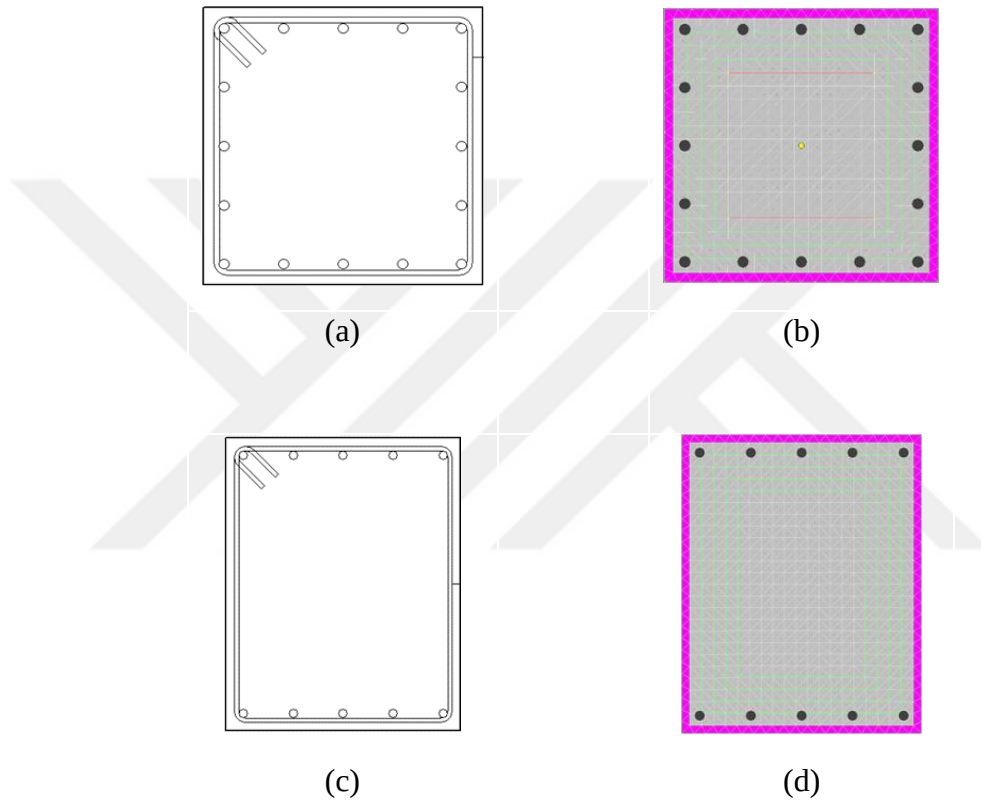
Çalışmanın bu aşamasında, termal analiz sonuçlarından yangına maruz kalma sürelerine göre kesit sıcaklık dağılımları elde edilmiş olan kolon ve kirişlere yangına maruz kalmamış, yangına 30 dakika, 45 dakika, 60 dakika ve 90 dakika maruz kaldıkları durumdaki mekanik ve fiziksel özelliklerinin tanımlandığı 10 adet model oluşturulmuştur (Tablo 15).

Tablo 15. Kesit Analizi İçin Oluşturulan Modeller

Model No	Model Adı	Eleman Tipi	Eleman Boyutları (cm)	Pas Payı (cm)	Boyuna Donatı Detayı (mm)	Enine Donatı Detayı (mm)	Yangına Maruz Kalma Süresi (dk)
1	S40x40	Kolon	40x40	3	16 Φ 16	Φ 8/150	-
2	S40x40-30	Kolon	40x40	3	16 Φ 16	Φ 8/150	30
3	S40x40-45	Kolon	40x40	3	16 Φ 16	Φ 8/150	45
4	S40x40-60	Kolon	40x40	3	16 Φ 16	Φ 8/150	60
5	S40x40-90	Kolon	40x40	3	16 Φ 16	Φ 8/150	90
6	K40x50	Kiriş	40x50	3	8 Φ 16	Φ 8/150	-
7	K40x50-30	Kiriş	40x50	3	8 Φ 16	Φ 8/150	30
8	K40x50-45	Kiriş	40x50	3	8 Φ 16	Φ 8/150	45
9	K40x50-60	Kiriş	40x50	3	8 Φ 16	Φ 8/150	60
10	K40x50-90	Kiriş	40x50	3	8 Φ 16	Φ 8/150	90

Doğrusal olmayan yöntemlerle deprem analizinin gerçekleştirilebilmesi için Tablo 15’de verilmiş olan modellerin plastik mafsallık özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir.

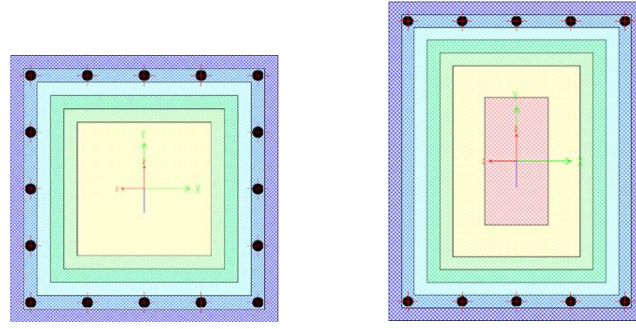
Plastik mafsallık özelliklerinin belirlenebilmesi için eleman kesitlerinde en dış katmandan içe doğru her 2 cm’lik beton örtüsünün ulaştığı sıcaklık değerlerine göre değişen mekanik ve fiziksel özellikleri ilgili katmana tanımlanmış ve kesit analizleri gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen kesit analizi sonrasında Tablo 15’de verilen her model için ayrı ayrı moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. S40x40, S40x40-45’in, K40x50 ve K40x50-60’ın kesit detayları Şekil 44’de gösterilmiştir.



Şekil 44. S40x40 (a), S40x40-45’in (b), K40x50 (c) ve K40x50-60’ın (d) kesit detayları

Deprem Etkisi Altındaki Davranış Analizi

Çalışmanın bu aşamasında, elemanların termal analizi sonucunda elde edilen, kesitlerdeki sıcaklık değişimine bağlı olarak yapı malzemelerinin mekanik özelliklerindeki değişimler, Tablo 15’de belirtilen her bir eleman için ayrı ayrı 2’şer santimetrelilik katmanlar oluşturularak SAP2000’de tanımlanmıştır.



Şekil 45. Sırasıyla S40x40-45 ve K40x50-60 elemanlarının sıcaklık değişimine bağlı olarak mekanik özelliklerindeki değişimlerin SAP2000’de tanımlanması

Kesit analizlerinden elde edilen plastik mafsallık özellikleri SAP2000 programına tanımlanırken, kolonlar için eksenel yük – moment etkileşim yüzeyleri ve kolonlar için üç farklı eksenel yük seviyesine göre olmak üzere kolon ve kirişlerin moment – dönme ilişkileri idealize edilerek ilgili elemanlar için ayrı ayrı tanımlanmıştır.

Tanımlamalar bittikten sonra, Tablo 15’de belirtilmiş olan her yangın senaryosu için Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde (TBDY 2018) önerilen değerlendirme ve tasarım yaklaşımlarından Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımının kullanılmasına karar verilmiştir. Şekil değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımında, taşıyıcı sistemin sabit tek modlu itme yöntemi ile hesabı gerçekleştirilmiş ve sistemin tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti eğrileri bulunmuştur.

Bulunan tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti eğrileri, spektral ivme (S_a) ve spektral yerdeğiştirme (S_d) eksen takımına aktarılmıştır. (Kapasite eğrisi)

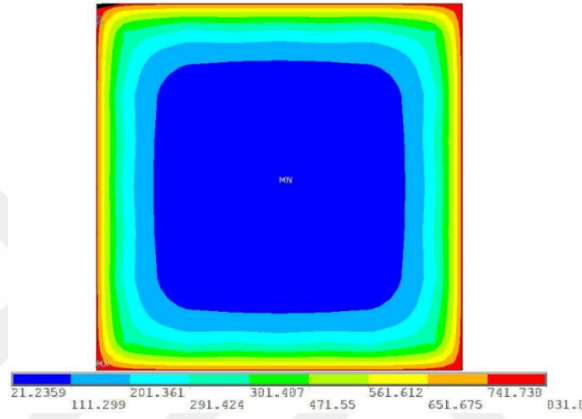
Elastik ivme spektrumu eğrisi de (spektral ivme, S_a – periyot, s_n), aynı eksen takımına aktarılmıştır. (Talep eğrisi)

Kapasite ve talep eğrileri aynı eksen takımı üzerinde gösterilerek, kapasite eğrisinin başlangıç teğetinin talep eğrisini kestiği nokta belirlenmiş ve TBDY 2018’de verilen formüller kullanılarak tepe yatay yer değiştirmesi istemi (performans noktası) hesaplanmıştır.

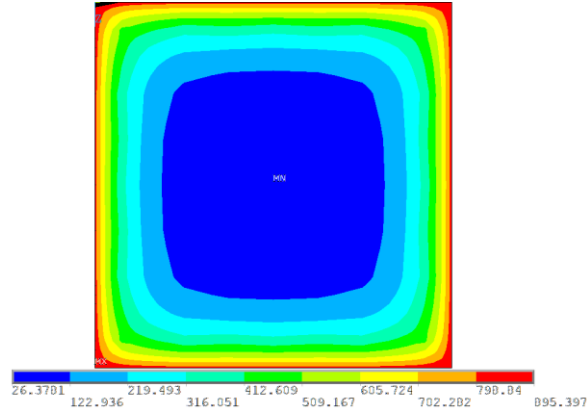
ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

Termal Analiz Bulguları

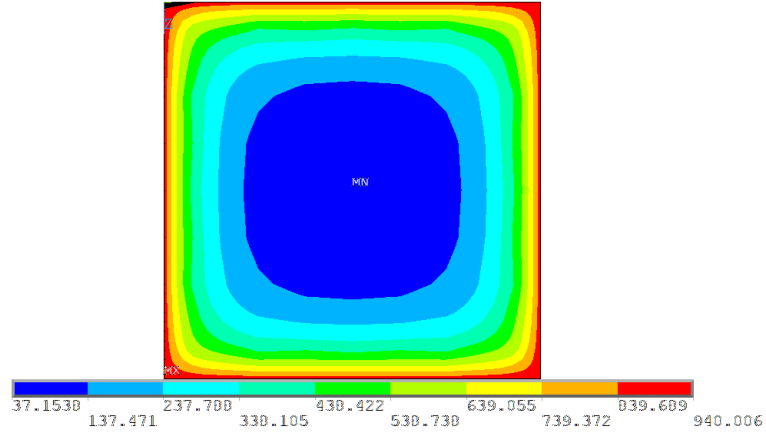
Bu kısımda, sonuçları kesit ve deprem analizlerinde kullanılmak üzere, ANSYS yazılımı ile yürütülmüş olan sırasıyla 30-45-60-90 dakikalık yangın etkisinde 40x40cm boyutlarındaki kolonun sıcaklık dağılımı (Şekil 46-49) ve kolonun köşesinden diyagonal yönde on üç noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi (Şekil 50) gösterilmektedir.



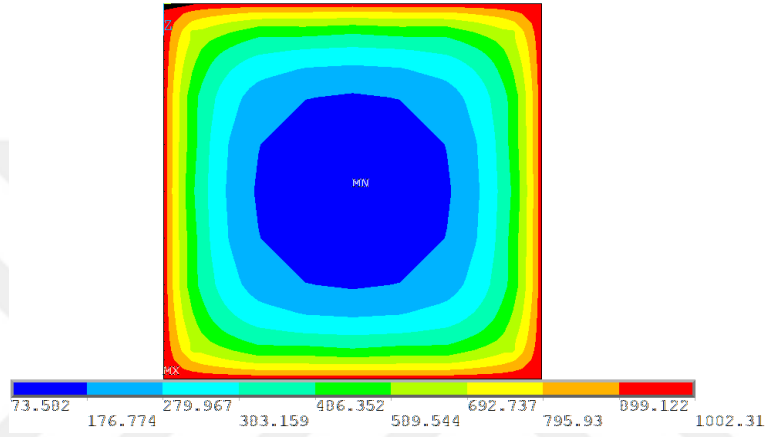
Şekil 46. 30 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı



Şekil 47. 45 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı

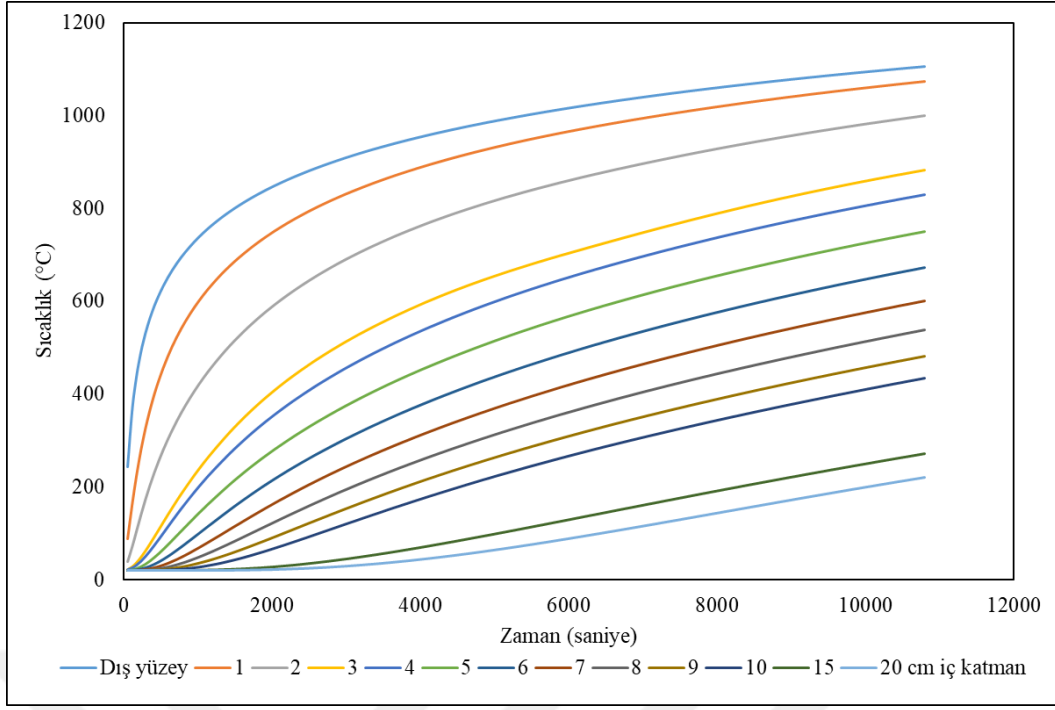


Şekil 48. 60 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı



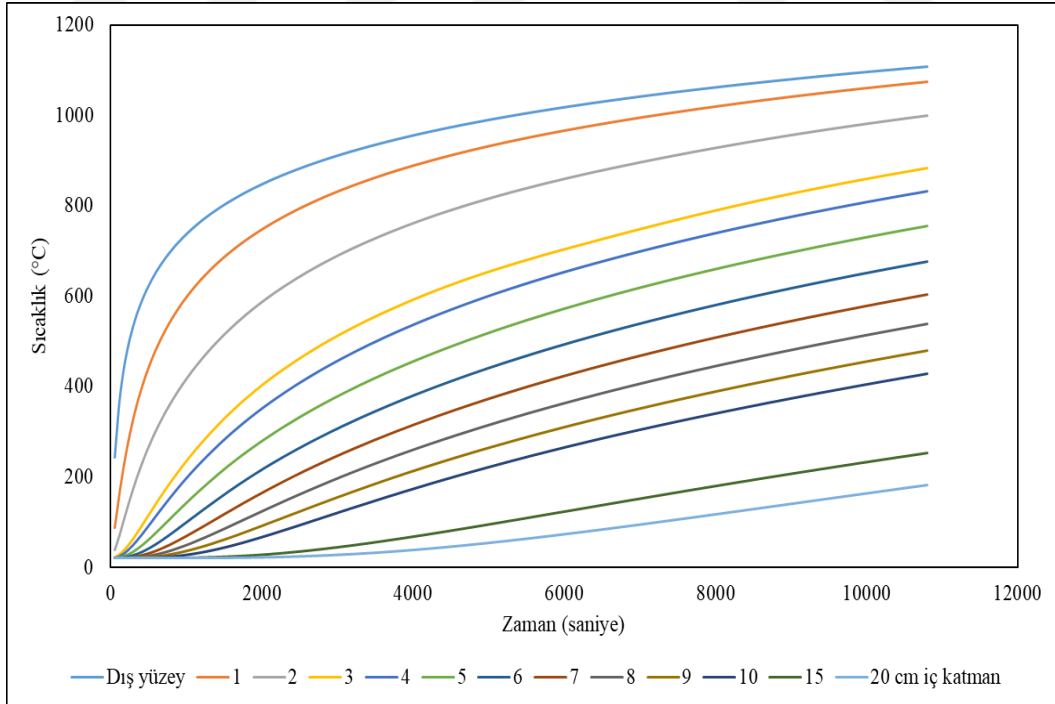
Şekil 49. 90 dakika yangına maruz kalan kolon kesitinin sıcaklık dağılımı

Şekil (46-49) incelendiğinde, kolon 30 dakika yangına maruz kaldığında kolonun en dış katmanının sıcaklığı 831 °C'ye kadar yükselirken en iç katmanlardaki sıcaklığın hala 20 °C kaldığı görülmektedir. Kolonun yangına maruz kalma süresi 90 dakikaya ulaştığında ise, kolonun dış katmanının 1002 °C, iç katmanının 73 °C'ye kadar yükseldiği, betonun iç katmanlarını yüksek sıcaklıklara karşı koruduğu görülmektedir.



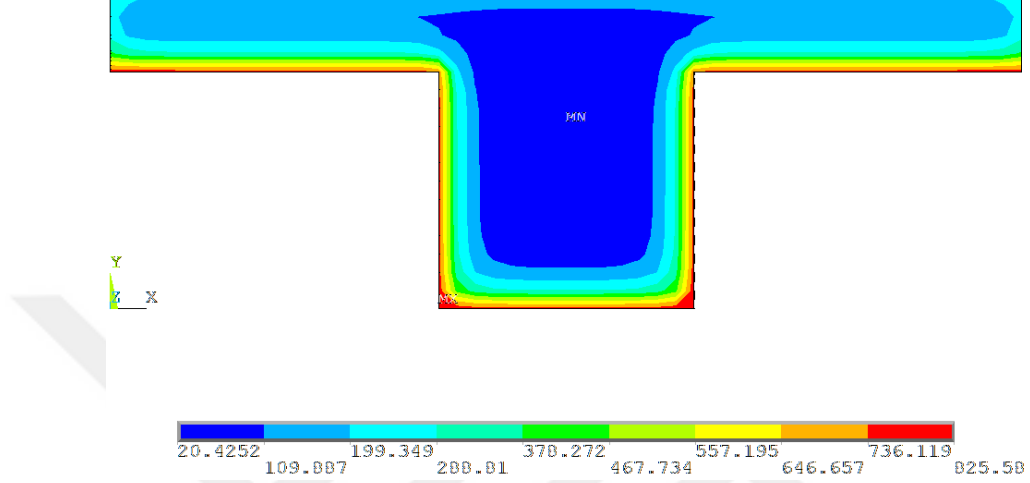
Şekil 50. Yangın etkisinde 40cm x 40cm boyutlarındaki kolonun köşesinden diyagonal yönde on üç noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi

ANSYS yazılımı ile yürütülmüş olan sırasıyla 30-60-45-90 dakikalık yangın etkisinde 40x50cm boyutlarındaki kirişin sıcaklık dağılımı (Şekil 51) ve kolonun köşesinden diyagonal yönde on üç noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi (Şekil 52-55) gösterilmektedir.

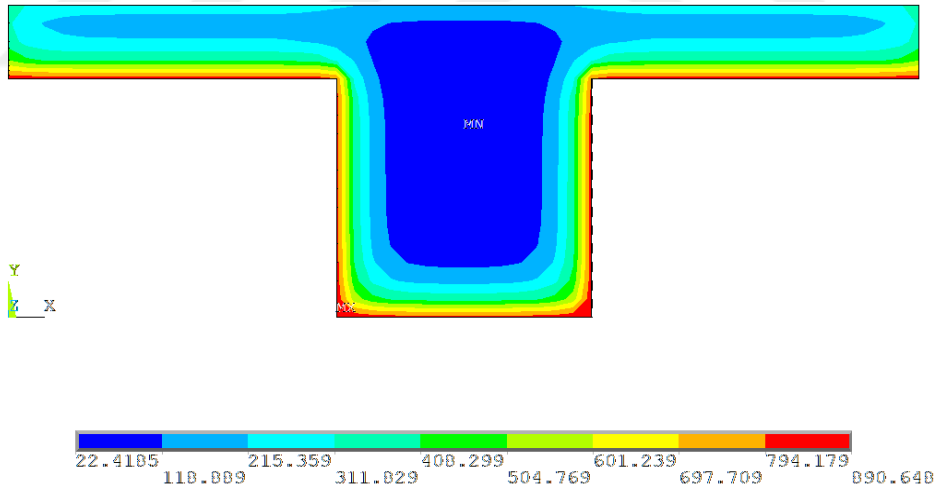


Şekil 51. Yangın etkisinde 40cm x 50cm boyutlarındaki kirişin köşesinden diyagonal yönde on üç noktanın zamana bağlı sıcaklık değişimi

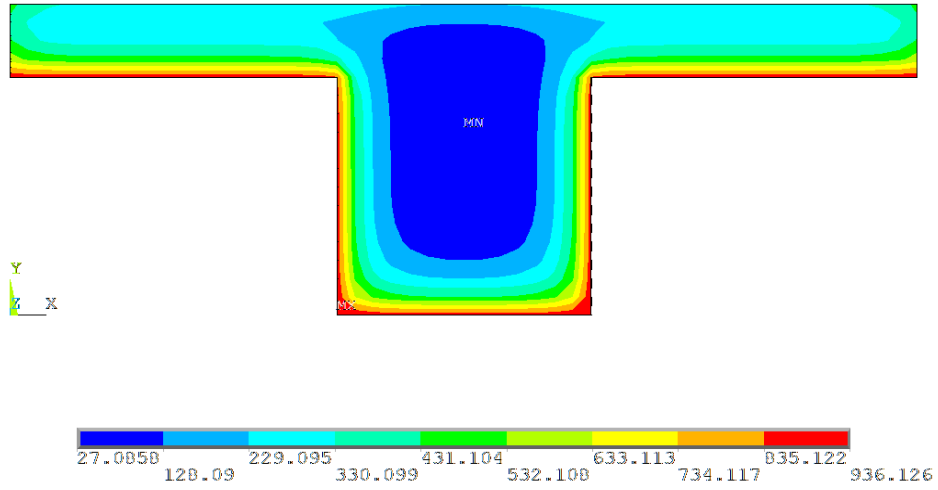
Şekil 50 ve 51 incelendiğinde her 1 santimetrelık katmanın yangına maruz kalınan süre boyunca sıcaklığındaki değişim miktarı görülebilmektedir. En dış katmanın sıcaklığı 20 ila 1100 °C arasında değişirken, 5 santimetre içerideki katmanın sadece 750 °C'ye kadar yükseldiği, en iç katmanın sıcaklığının ise 200 °C civarında kaldığı ve buradan da betonun sıcaklığa karşı koruyucu bir kalkan görevi gördüğü, bünyesindeki donatı çeliklerini sıcaklığa karşı bir miktar koruduğu sonucunun çıkarılabileceği görülmektedir.



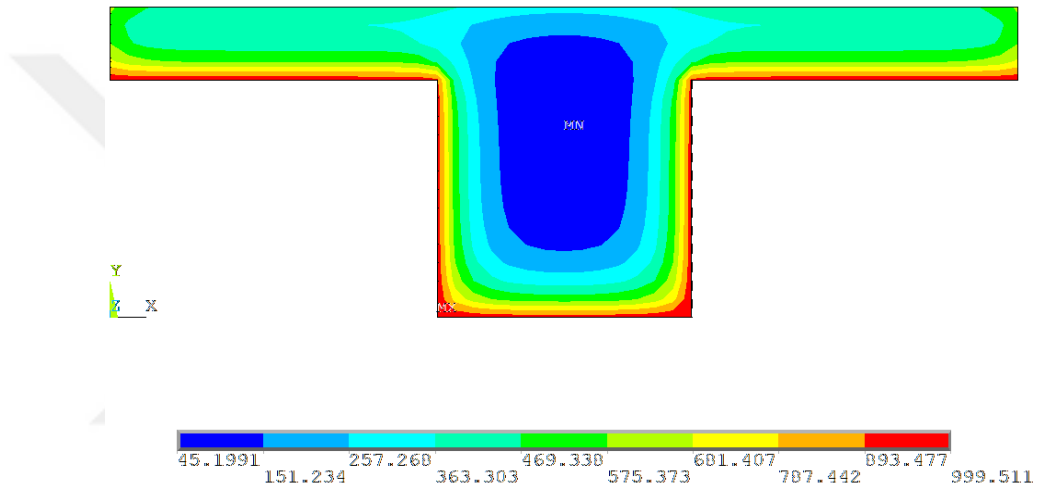
Şekil 52. 30 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı



Şekil 53. 45 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı



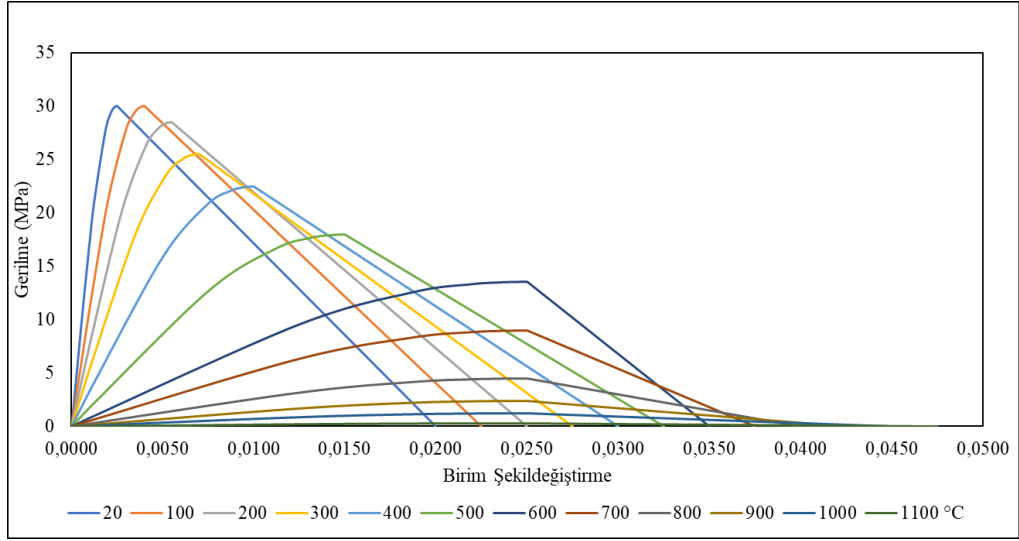
Şekil 54. 60 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı



Şekil 55. 90 dakika yangına maruz kalan kiriş kesitinin sıcaklık dağılımı

Şekil (52-55) incelendiğinde, kirişin 30 dakika yangına maruz kaldığında kirişin en dış katmanının sıcaklığı 825 °C'ye kadar yükselirken en iç katmanlardaki sıcaklığın hala 20 °C kaldığı görülmektedir. Kirişin yangına maruz kalma süresi 90 dakikaya ulaştığında ise, kirişin dış katmanının 1000 °C, iç katmanının 45 °C'ye kadar yükseldiği görülmektedir.

Bu çalışma kapsamında kullanılmış olan C30 betonu ve B420C donatı çeliğinin gerilme - birim şekildeğiştirme ilişkilerinin sıcaklıkla değişimi sırasıyla Şekil 56 ve Şekil 57'de gösterilmiştir.

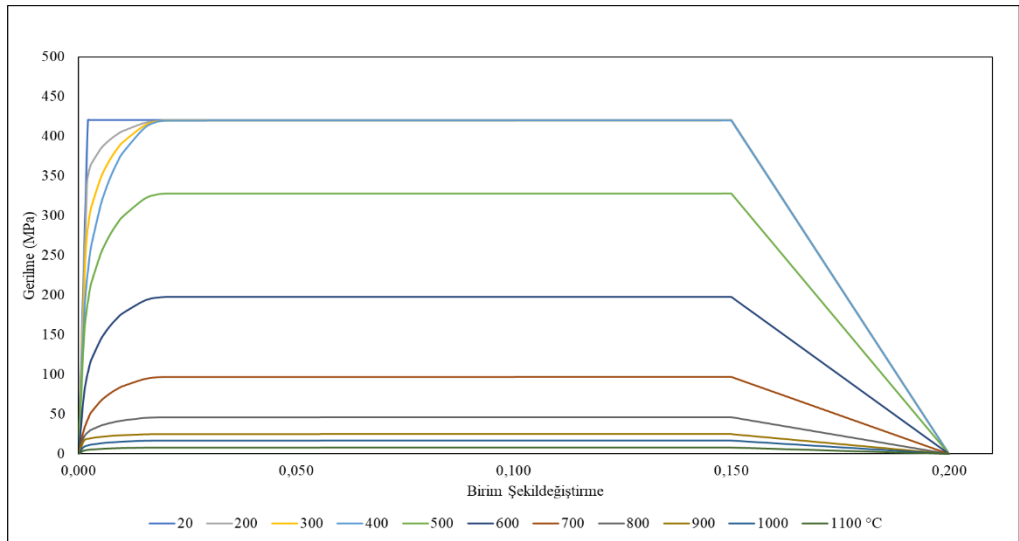


Şekil 56. C30 Betonunun farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekil değiştirme ilişkileri

Şekil 56’da görüldüğü üzere sıcaklık yükseldikçe betonun taşıma kapasitesi ve elastisite modülü azalmakta, şekil değiştirme kapasitesi artmaktadır. Betonun sıcaklığının 400 °C’ye ulaşmasıyla, dayanımının yaklaşık %25’ini kaybederken şekil değiştirme kapasitesinin %50 arttığı; 600 °C’ye ulaşmasıyla birlikte dayanımını %55 kaybedip şekil değiştirme kapasitesini %75 arttırdığı; 900 °C’ye ulaşmasıyla da neredeyse dayanımının %90’ını kaybedip şekil değiştirme kapasitesinin % 112 arttığı görülmektedir.

Meydana gelen bu dayanım kaybının sebebinin beton bünyesindeki suyun sıcaklık etkisiyle buharlaşarak yüzeyde parçalanmalara yol açması olduğu düşünülmektedir. Betonun mukavemeti ve nem içeriği arttıkça yüzeydeki bu parçalanmalar artar.

Şekil değiştirme kapasitesinin artmasının sebebi ise ısı genleşme katsayısının sıcaklığa bağlı olarak artmasıdır.

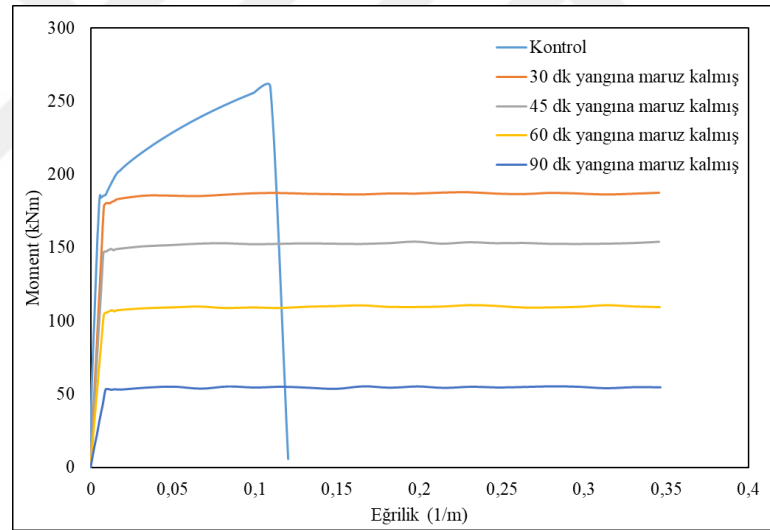


Şekil 57. B420C donatı çeliğinin farklı sıcaklıklar için gerilme – birim şekil değiştirme ilişkileri

Şekil 57 incelendiğinde, donatı çeliğinin taşıma kapasitesinin sıcaklıkla doğru orantılı olarak azaldığı ifade edilebilir. Donatı çeliğinin dayanımını 400 °C'ye kadar bozulmadan koruyabildiği, fakat bu dereceden sonra dayanımını hızla kaybettiği söylenebilir. 600 °C'de neredeyse gerilme taşıma kapasitesinin yarısını kaybederken 800 °C'ye ulaştığında ise %90'ını kaybettiği görülmektedir.

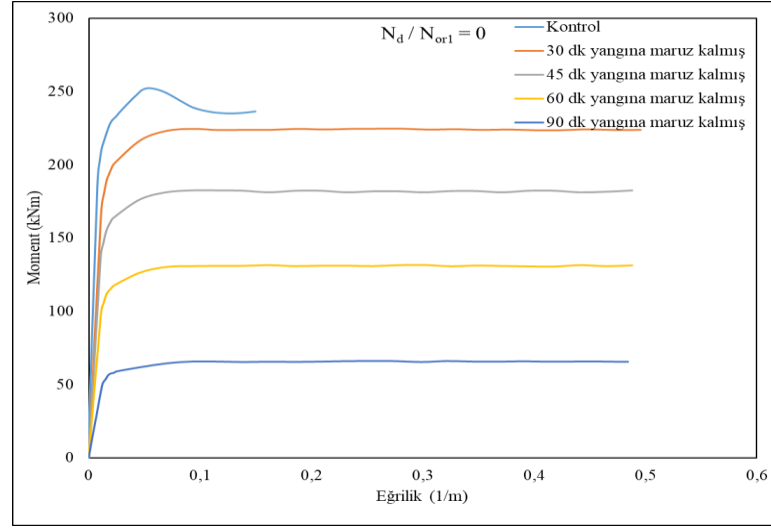
Kesit Analizi Bulguları

Kirişlerin kesit analizi sonucunda elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinin sıcaklıkla değişimi Şekil 58'de, kolonların moment-eğrilik ilişkilerinin sıcaklık ile değişimi Şekil 59-61'de, eksenel yük-moment ilişkisinin sıcaklık ile değişimi ise Şekil 62'de verilmiştir. Bu değişimler elde edilirken, düşey yükler etkisi altında en fazla yüke maruz kalan kolonun üzerine gelen eksenel yük seviyesinin 1000 kN, eksenel yük taşıma kapasitesinin 6000 kN olduğu göz önüne alınarak, kesit analizinde kullanılmak üzere eksenel yük seviyesi olarak N=0 kN, N=500 kN (kapasitesinin %8'i), N=1000 kN (kapasitesinin %16'sı) olmak üzere üç adet eksenel yük seviyesi seçilmiştir.

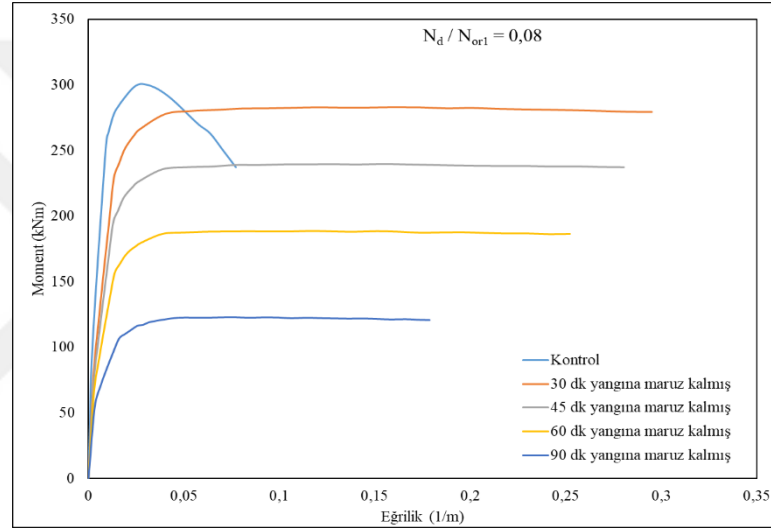


Şekil 58. Kiriş kesitinin moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi

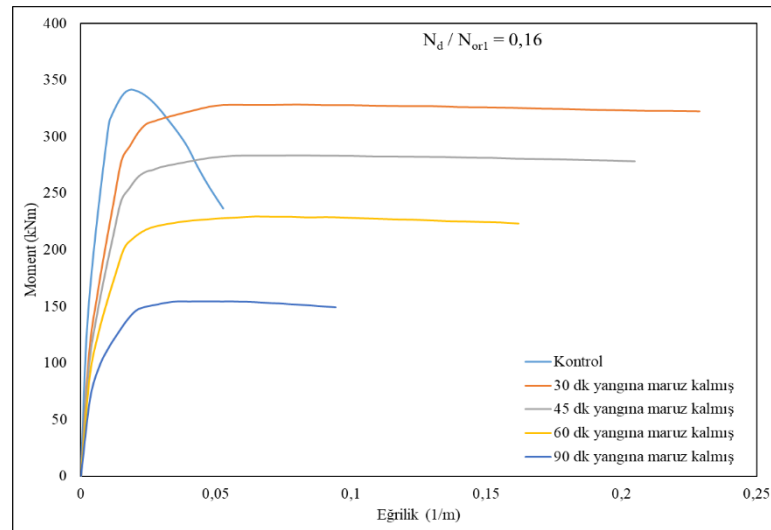
Şekil 58, kirişlerin moment taşıma kapasitesi hakkında fikir vermektedir. Kiriş 30 dakika yangına maruz kaldıktan sonra moment taşıma kapasitesinin yaklaşık %30'unu, 45 dakika sonra yaklaşık %40'ını, 60 dakika sonra yaklaşık %60'ını ve 90 dakika sonra ise yaklaşık %80'ini kaybettiği görülmektedir.



Şekil 59. $N_d / N_{or1} = 0$ durumunda moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi



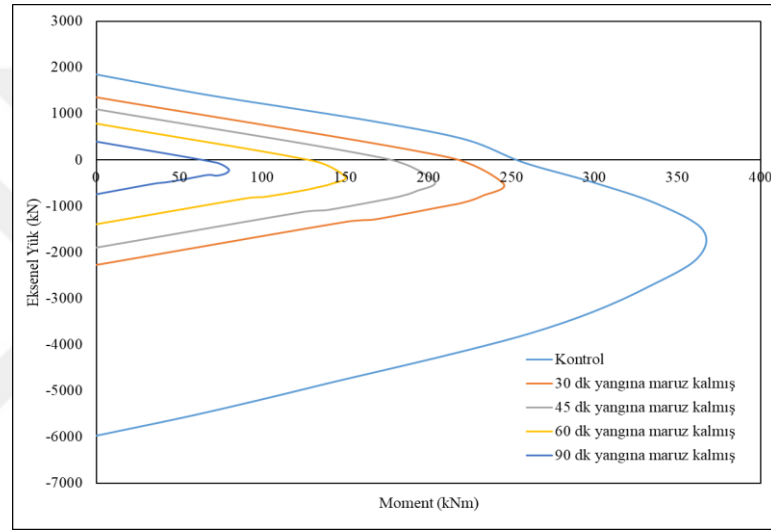
Şekil 60. $N_d / N_{or1} = 0,08$ (kapasitesinin %8'i) için kolon kesitinin moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi



Şekil 61. $N_d / N_{or1} = 0,16$ (kapasitesinin %16'sı) için kolon kesitinin moment-eğrilik ilişkisinin sıcaklık ile değişimi

Kolonların moment taşıma kapasitesinin yangına maruz kalma süresiyle ilişkisi hakkında da kirişlere benzer bir yaklaşımla, süre arttıkça moment taşıma kapasitesinin azaldığı söylenebilir. Ayrıca maruz kaldığı eksenel yük seviyesi arttıkça, moment taşıma kapasitesinin de bir noktaya kadar arttığı ve maksimum taşıma kapasitesine ulaştıktan sonra azalmaya başladığı görülmektedir. 1000 kN eksenel yük altındaki kolonun 30 dakika yangına maruz kaldıktan sonra moment taşıma kapasitesinin yaklaşık %5'ini, 45 dakika sonra yaklaşık %20'sini, 60 dakika sonra yaklaşık %30'unu ve 90 dakika sonra ise yaklaşık %55'ini kaybettiği görülmektedir.

Buradan, kirişlerin sıcaklıktan kolonlara göre daha çok zarar gördüğü sonucu çıkarılabilir. Bu durum sargılama etkisinin kolonlarda daha fazla olması sebebiyle açıklanabilir.



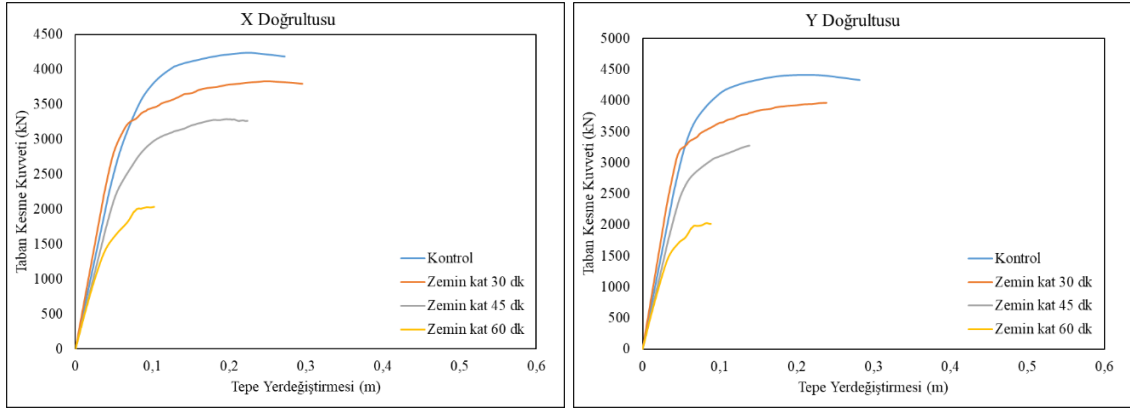
Şekil 62. Kolon kesitlerinin Moment – Eksenel yük ilişkisinin sıcaklık ile değişimi

Kolonların maksimum moment taşıma kapasiteleri kıyaslanacak olursa, 30 dakika yangına maruz kaldığı durumda moment taşıma kapasitesinin yaklaşık %30, 45 dakika sonra %45, 60 dakika sonra %60, 90 dakika sonra %80 azaldığı görülmektedir.

Kolonların eğilme momenti etkisine maruz kalmadığı, sadece normal kuvvet etkisine maruz kaldığı, gevrek kırılmanın gerçekleşeceği, durumlar kıyaslanacak olursa, kolonun yangına maruz kalmamış durumda normal kuvvet taşıma kapasitesinin 6000 kN civarında olduğu, 30 dakika sonra 2200 kN'a, 45 dakika sonunda 2000 kN'a, 60 dakika sonra 1500 kN'a, 90 dakika sonra ise 800 kN'a kadar düştüğü yani neredeyse normal kuvvet taşıma kapasitesinin %85'ini kaybettiği görülmektedir.

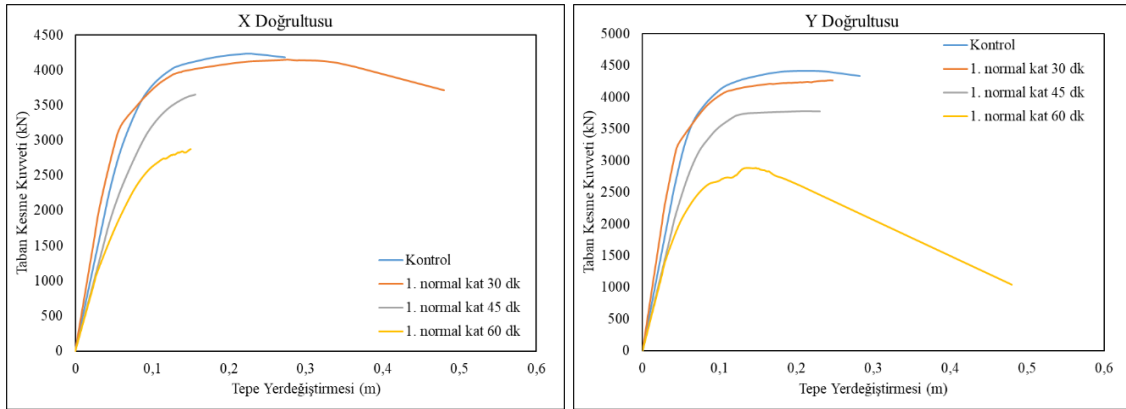
Deprem Analizi Bulguları

Sabit tek modlu itme analizi sonucu elde edilen statik itme eğrileri (Taban kesme kuvveti – Tepe yerdeğiştirmesi) her kat için ayrı ayrı olacak şekilde şekil 63-66 arasında sunulmuştur.



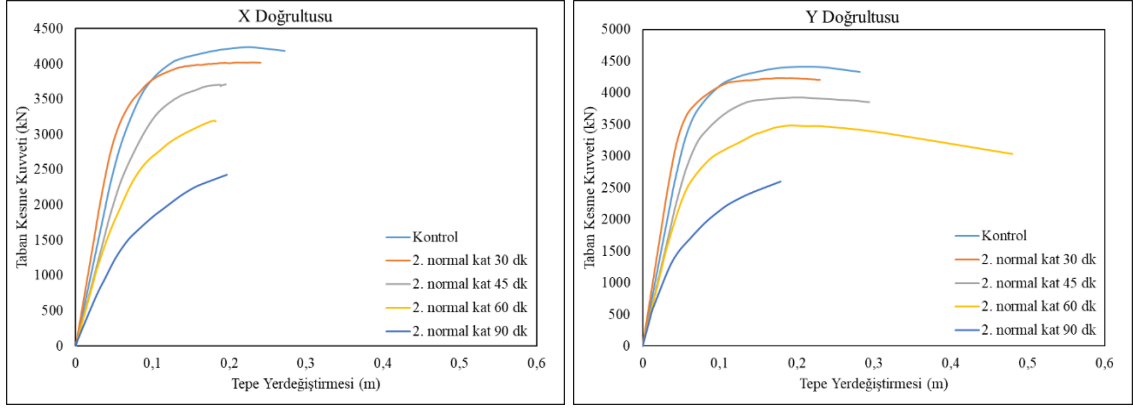
Şekil 63. Zemin katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri

Zemin katın yangına maruz kaldığı durumlar incelendiğinde yapı sisteminin taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirmesi miktarında azalma olduğu görölmektedir. Taban kesme kuvveti miktarında 30 dakika sonunda yaklaşık %10'luk, 45 dakika sonunda %25'lik, 60 dakika sonunda %50'lik bir azalma gerçekleşirken tepe yerdeğiştirmesi miktarı 30 dakika sonunda yaklaşık %5'lik bir artış görölmeksinin ardından 45 dakika sonunda %20'lik, 60 dakika sonunda %65'lik bir azalma gözlemlenmiştir.



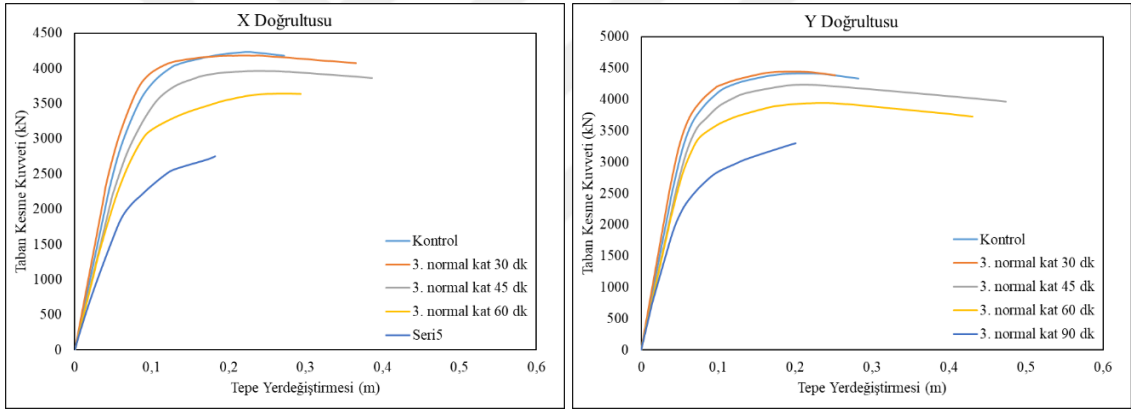
Şekil 64. 1. normal katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri

1. normal katın yangına maruz kaldığı durumlar incelendiğinde taban kesme kuvvetinin 30 dakika sonunda yaklaşık olarak aynı kaldığı, buna karşılık 45 dakika sonunda %15'lik, 60 dakika sonunda %30'luk bir azalma gerçekleşirken tepe yerdeğiştirmesi miktarı 30 dakika sonunda yaklaşık %45'lik bir artış görölmeksinin ardından 45 ve 60 dakika sonra %35'lik bir azalma gözlemlenmiştir.



Şekil 65. 2. normal katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri

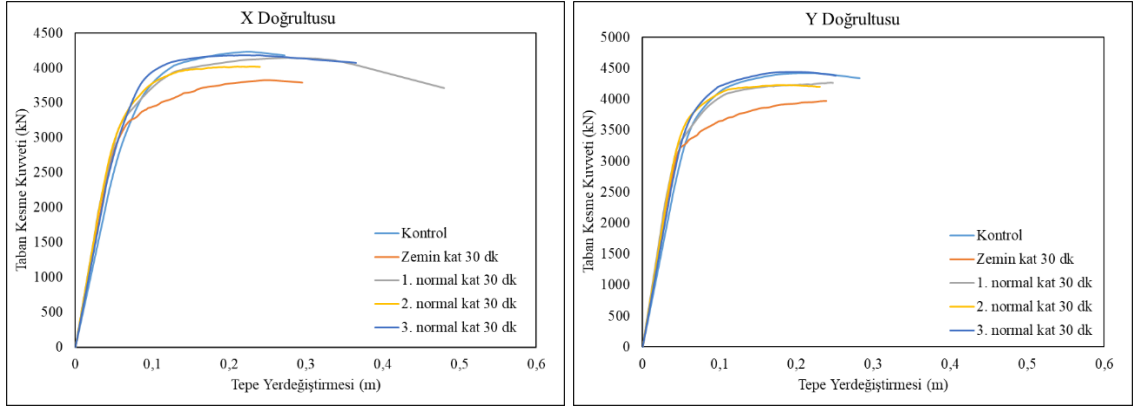
2. normal katın yangına maruz kaldığı durumlar incelendiğinde taban kesme kuvvetinin 30 dakika sonunda yaklaşık olarak %5, 45 dakika sonunda %13, 60 dakika sonunda %25, 90 dakika sonunda %40 azaldığı görülürken tepe yerdeğiştirmesi miktarı 30 dakika sonunda %10, 45 dakika sonunda %25 azalmış ve sonrasında sabit kalmıştır.



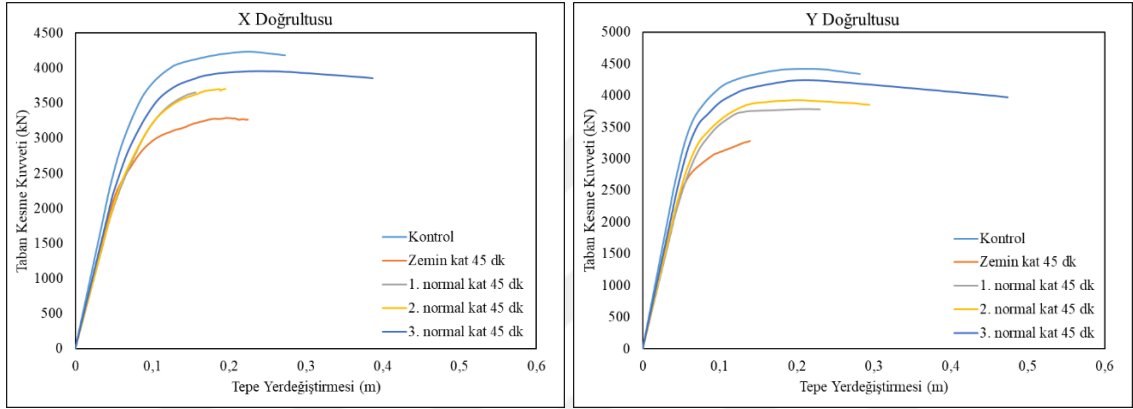
Şekil 66. 3. normal katın yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri

3. normal katın yangına maruz kaldığı durumlar incelendiğinde taban kesme kuvvetinin 30 dakika sonunda değişmediği, buna karşılık 45 dakika sonunda %5'lik, 60 dakika sonunda %15'lik bir azalma gerçekleşirken tepe yerdeğiştirmesi miktarı 30 ve 45 dakika sonunda yaklaşık %25'lik bir artış görülmesinin ardından 90 dakika sonunda yaklaşık %30'luk bir azalma gözlemlenmiştir.

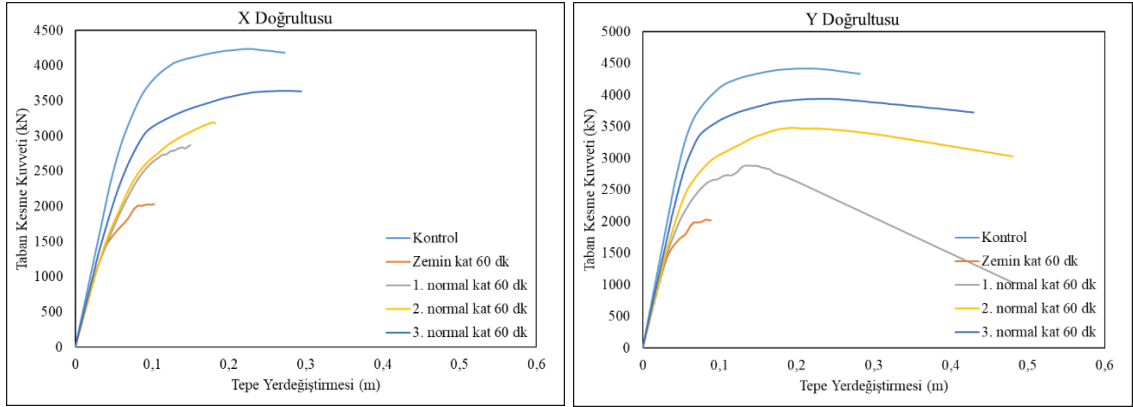
Sabit tek modlu itme analizi sonucu elde edilen statik itme eğrileri (Taban kesme kuvveti – Tepe yerdeğiştirmesi) yangına maruz kalınan süreler için ayrı ayrı olacak şekilde Şekil 67-70 arasında sunulmuştur.



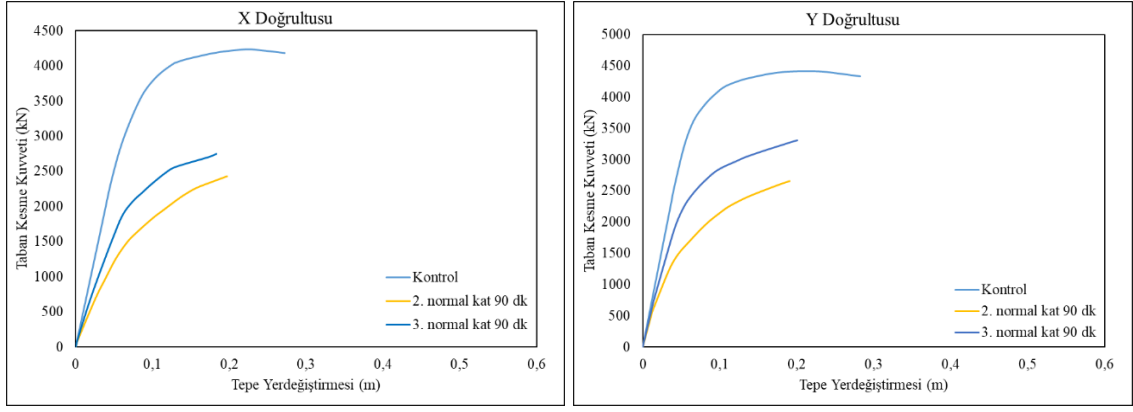
Şekil 67. Yapı sisteminin 30 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri



Şekil 68. Yapı sisteminin 45 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri



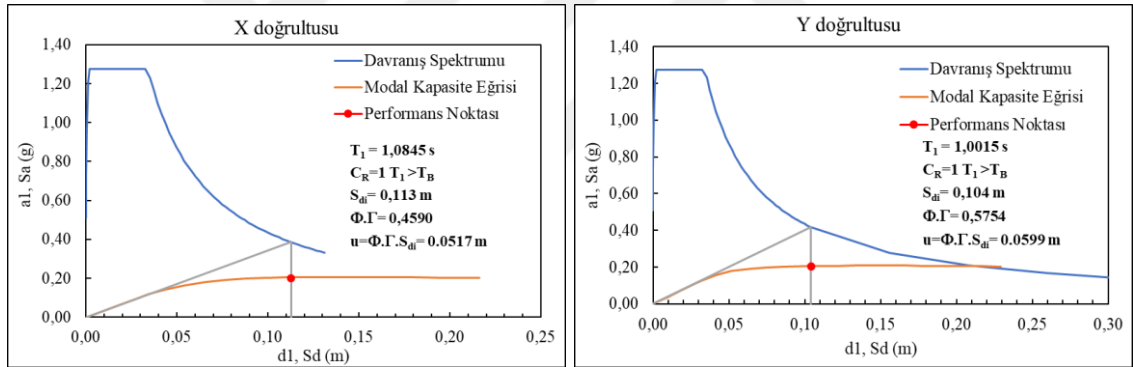
Şekil 69. Yapı sisteminin 60 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri



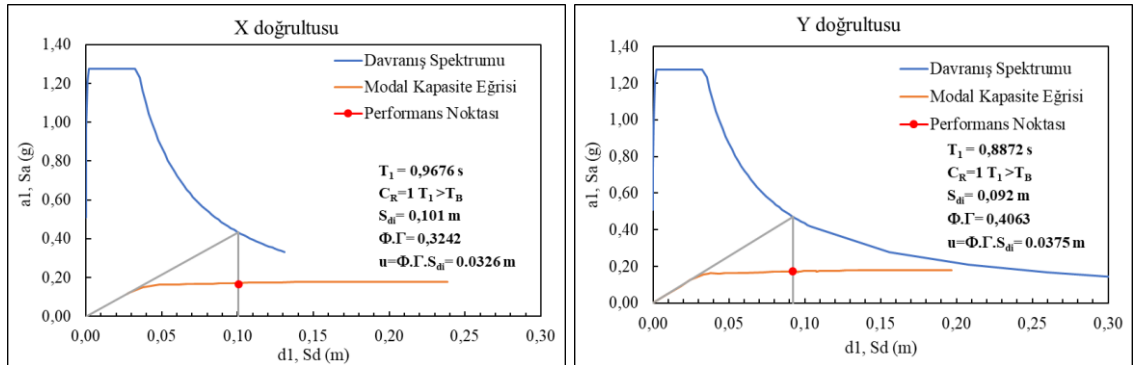
Şekil 70. Yapı sisteminin 90 dakika yangına maruz kaldığı durumlarda X ve Y yönü statik itme eğrileri

Sonuçlar özetlenecek olursa;

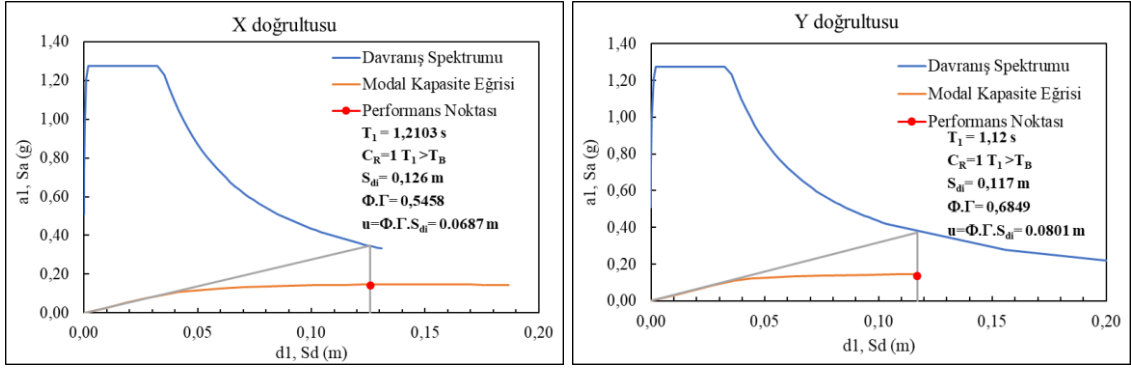
Sabit tek modlu itme analizi sonucu elde edilen performans noktaları Şekil 71-85 arasında sunulmuştur. 14 ve 15 numaralı senaryoda (zemin kat ve 1. normal kat 90 dk yangına maruz kalmış) taşıyıcı sistem, üzerine etki eden düşey yükleri bile taşıyamamıştır. Bu yüzden itme analizi gerçekleştirilememiştir.



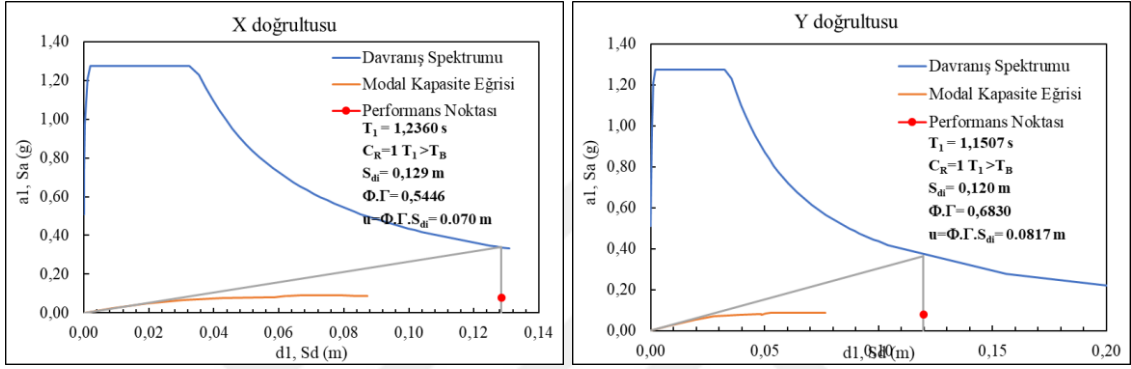
Şekil 71. 1 numaralı senaryo (yangına maruz kalmamış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



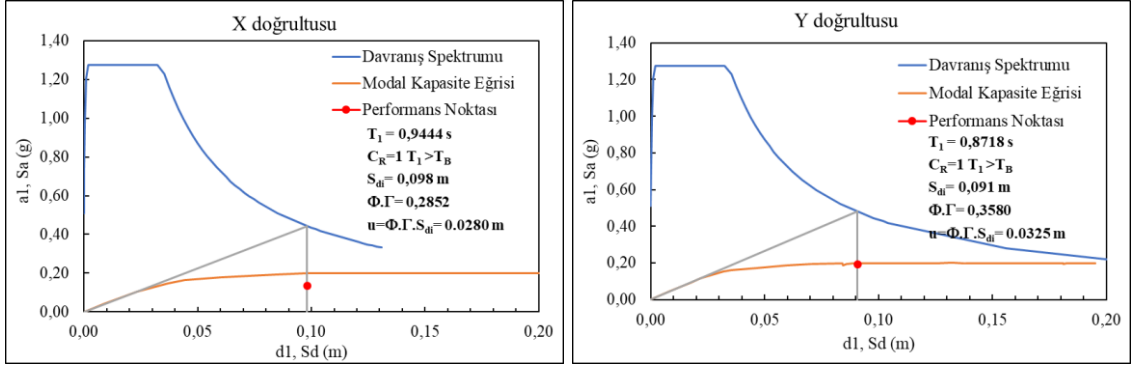
Şekil 72. 2 numaralı senaryo (zemin kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



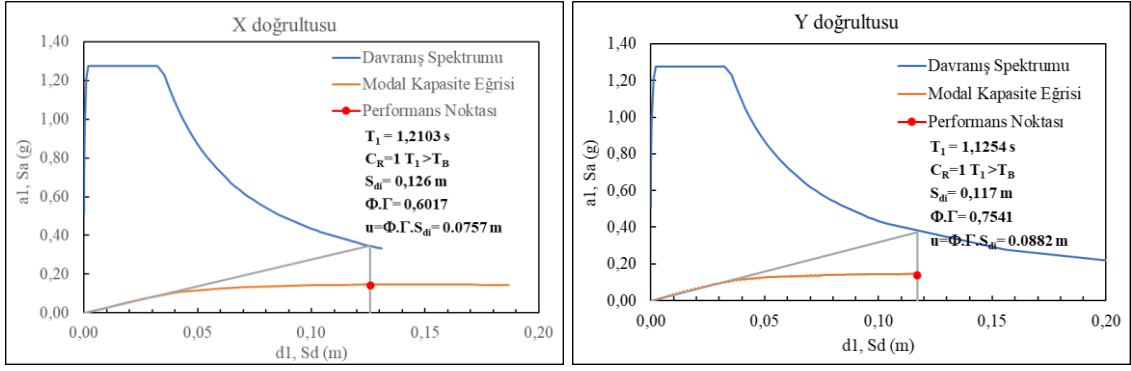
Şekil 73. 6 numaralı senaryo (zemin kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



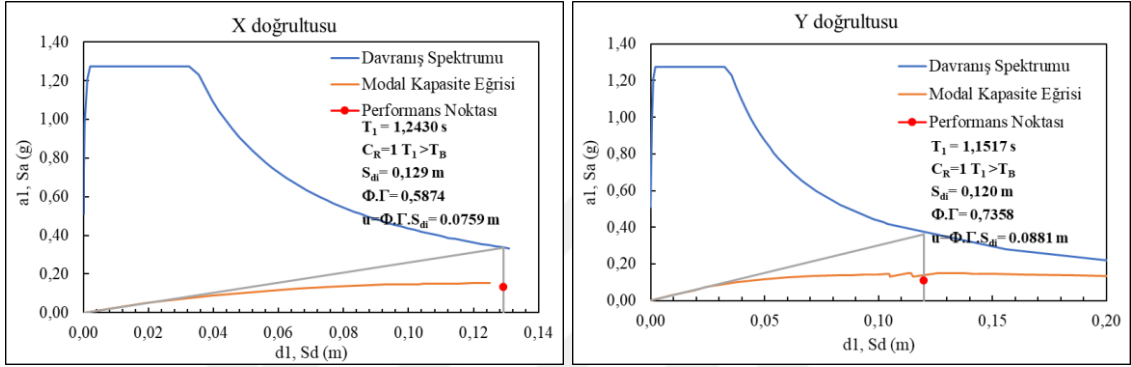
Şekil 74. 10 numaralı senaryo (zemin kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



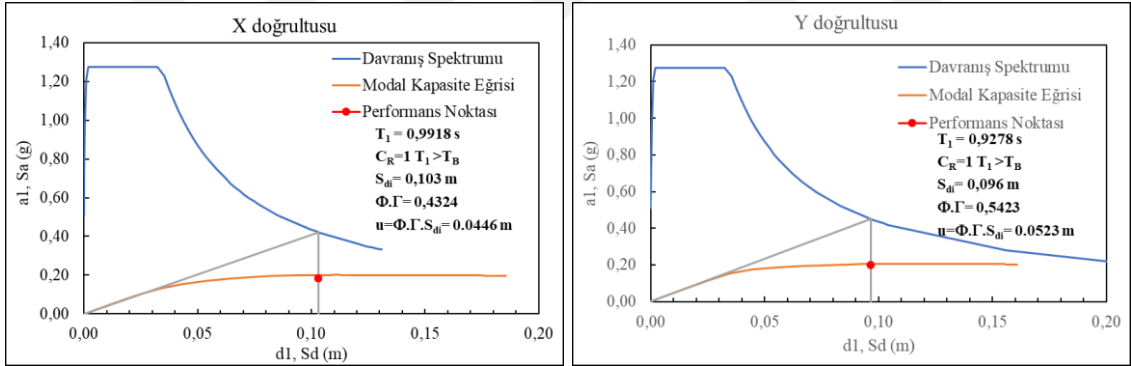
Şekil 75. 3 numaralı senaryo (1. normal kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



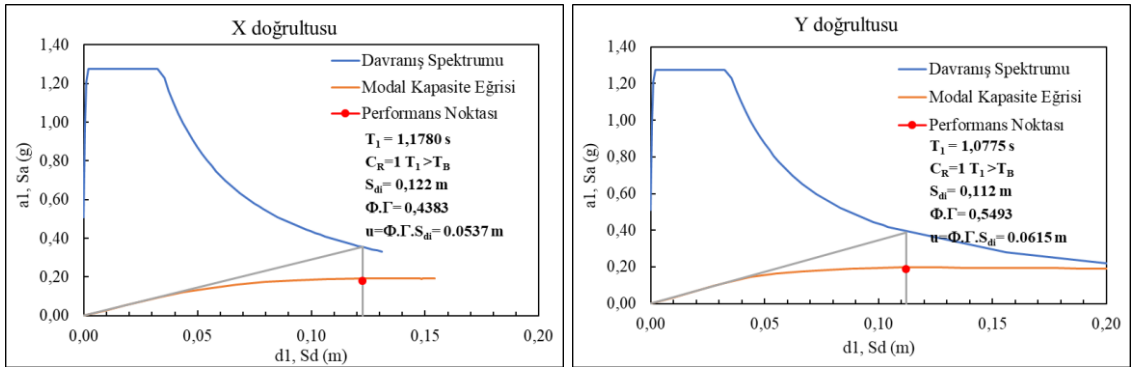
Şekil 76. 7 numaralı senaryo (1. normal kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



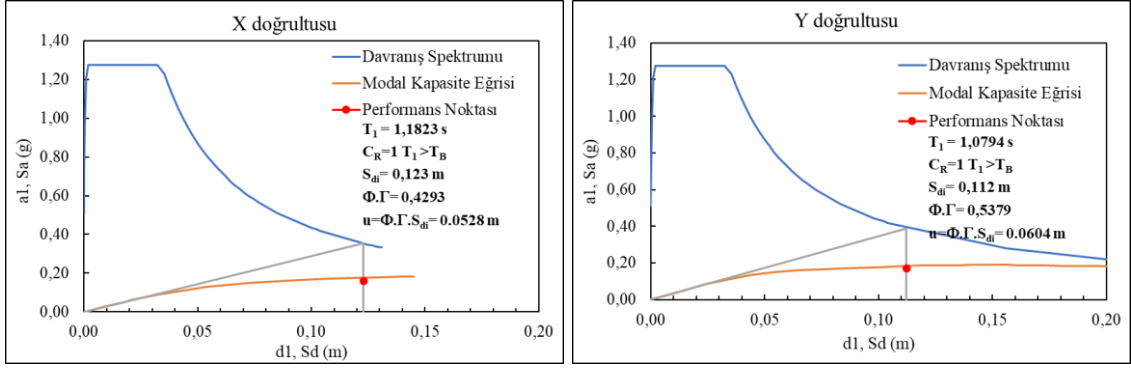
Şekil 77. 11 numaralı senaryo (1. normal kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



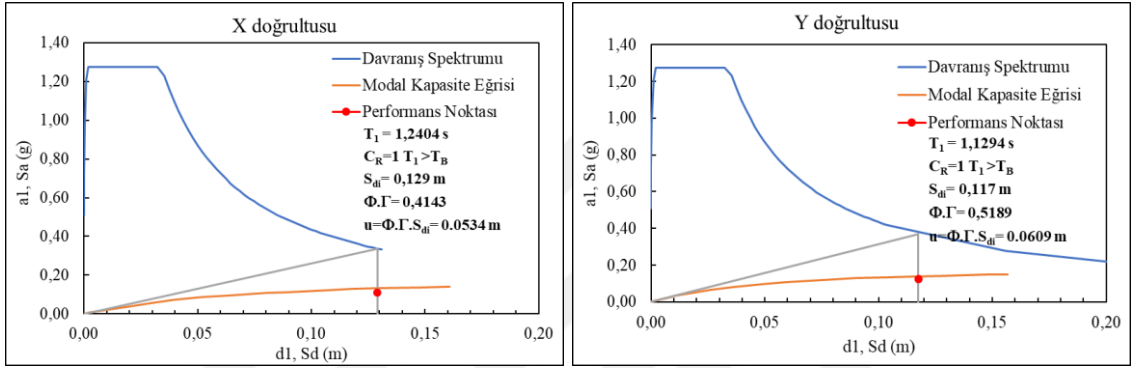
Şekil 78. 4 numaralı senaryo (2. normal kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



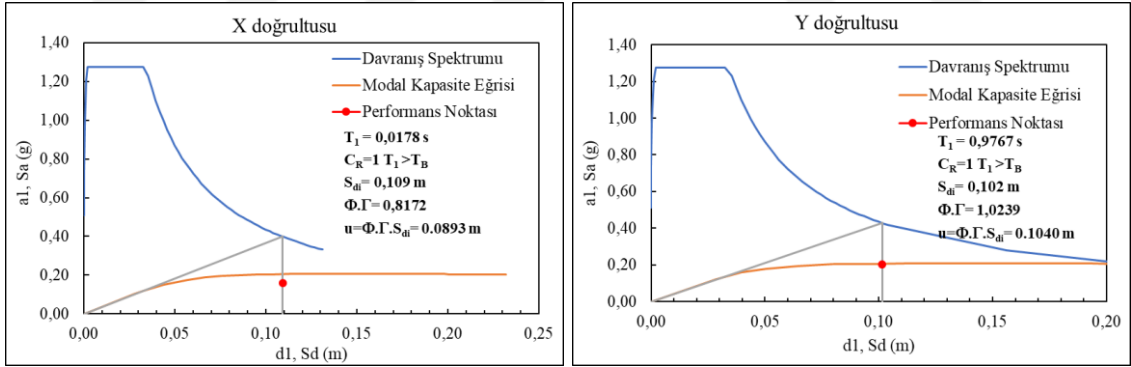
Şekil 79. 8 numaralı senaryo (2. normal kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



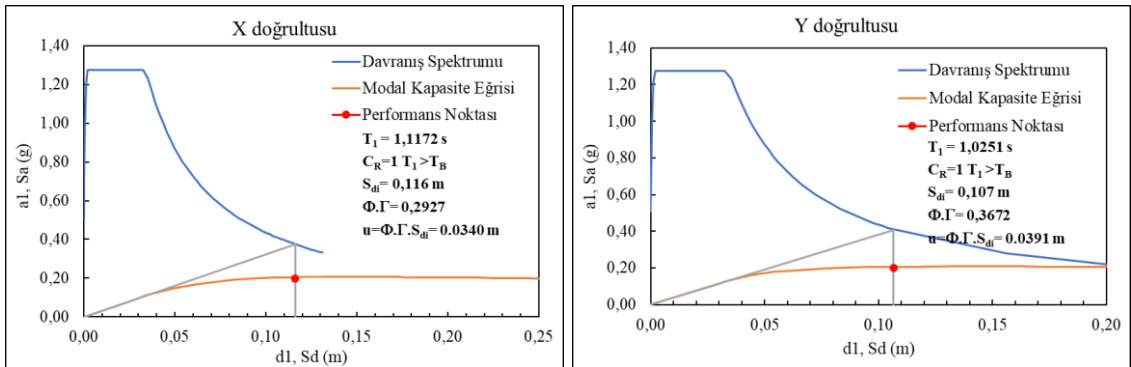
Şekil 80. 12 numaralı senaryo (2. normal kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



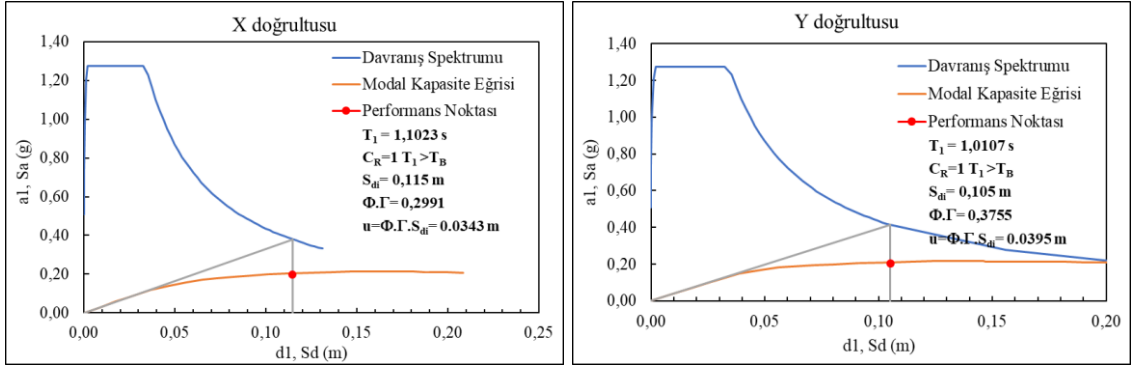
Şekil 81. 16 numaralı senaryo (2. normal kat 90 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



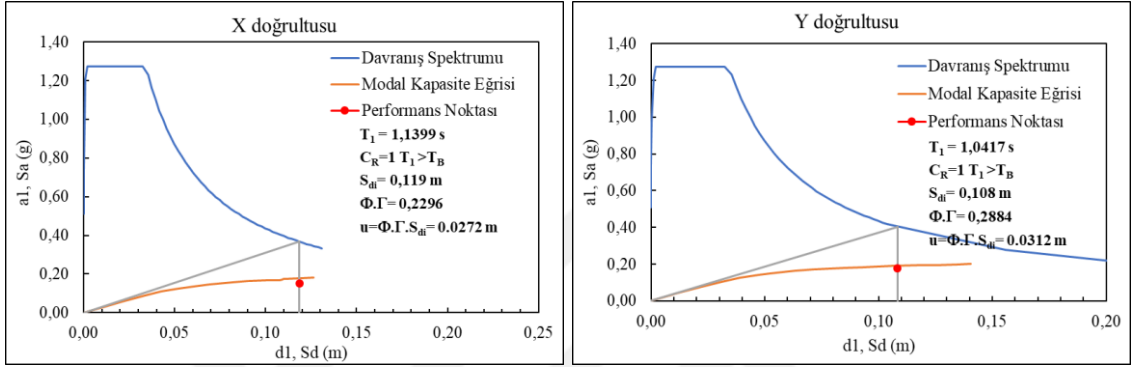
Şekil 82. 5 numaralı senaryo (3. normal kat 30 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



Şekil 83. 9 numaralı senaryo (3. normal kat 45 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



Şekil 84. 13 numaralı senaryo (3. normal kat 60 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları



Şekil 85. 17 numaralı senaryo (3. normal kat 90 dk yangına maruz kalmış durum) için sistemin X ve Y yönündeki performans noktaları

Yapısal performans analizi sonuçları yorumlanacak olursa,

Zemin katta yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 45 dakikaya kadar güvenli bölgede kalabilirken 60 dakika sonrasında hedef performansını sağlayamaz duruma gelmiştir.

1. normal katta yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 30 dakika boyunca güvenli bölgede kalabilmiş fakat 45 dakika sonrasında hedef performansını sağlayamaz duruma gelmiştir. 2. ve 3. normal katlarda yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 90 dakika sonunda hala güvenli bölgede kalmayı başarmıştır.

Birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen doğrusal elastik yerdeğiştirme kapasitesi miktarlarının (S_d) her katta çıkan yangın senaryosu için, yangına maruz kalınan süreyle orantılı olarak azaldığı görülmüştür.

Yangına maruz kalma süresi arttıkça sistemin taşıyıcı elemanlarını oluşturan malzemelerde gerçekleşen dayanım kayıpları ve buna bağlı olarak plastik mafsall oluşumunun normale göre daha çabuk gerçekleşmesi dolayısıyla sistemin hem yatay hem düşey yük taşıma kapasitesi ve rijitliğinde azalma meydana gelmiştir.

SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında öncelikle TBDY 2018, TS 498, TS 500, TS 708 standartlarına bağlı kalınarak dört kat dört açıklıklı betonarme bir yapı sistemi (konut) tasarlanmıştır. Taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme kolon ve kiriş elemanlar ISO 834 standart sıcaklık-zaman eğrisine maruz bırakılmış ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak ANSYS yazılımı aracılığıyla termal çözümleme yürütülmüş, böylece kesitlerde meydana gelen sıcaklık dağılımları elde edilmiştir. Kesitlerde meydana gelen sıcaklık dağılımlarının elde edilmesinin ardından, kesitteki sıcaklığa bağlı olarak taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemelerin mekanik ve fiziksel özelliklerindeki değişimler göz önünde bulundurularak belirlenmiştir. Eleman kesitlerinde en dış katmandan içe doğru her 2 santimetrelik beton katmanının ulaştığı sıcaklık değerlerine göre değişen mekanik ve fiziksel özellikleri ilgili katmana tanımlanmış ve kesit analizleri gerçekleştirilmiştir. Kesit analizleri sonucunda kolon ve kirişlerin moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. 30, 45, 60, 90 dakika olmak üzere dört farklı zaman aralığında yüksek sıcaklık etkisine maruz kalmış bu betonarme yapı sistemi için, yangından hasar görmüş elemanların da davranışları göz önünde bulundurularak farklı katlar için yangın senaryoları üretilmiştir. Son olarak deprem etkisi altındaki bu yapı sisteminin doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilerek yapının deprem performansının belirlenmesi konusunda aşağıdaki sonuçlara varılmıştır.

Yapı sistemini oluşturan elemanların yangına maruz kalması durumunda eleman kesitindeki sıcaklık miktarı, dış katmandan içeriye doğru gidildikçe azalmaktadır. Buna bağlı olarak kesit boyutlarını büyütme, paspayı kalınlığını arttırma ya da sargılama etkisini arttırmanın elemanın göreceği hasar seviyesini azaltmaya yardımcı olacağı söylenebilir.

Elemanın yangına maruz kaldığı süre arttıkça, elemanı oluşturan malzemelerin dayanımları ve elastisite modüllerinde düşüş yaşanırken şekildeğiştirme kapasitelerinde artış gözlenmiştir. Elemanlar yaklaşık 90 dakika yangına maruz kaldıklarında, eleman kesitinin 5 santimetre içerisindeki sıcaklığın 600°C'ye kadar yükseldiği gözlemlenmiştir. Beton ve donatı çeliğinin sıcaklığının 600°C'ye ulaşmasıyla birlikte, bu yapı malzemeleri dayanımlarının neredeyse yarısını kaybetmektedirler ve bu durum plastik mafsalları oluşturmaları normale göre çok daha kolaylaştırmaktadır. Bu sebeple şekildeğiştirme kapasitesindeki artış herhangi bir avantaj sağlamamaktadır.

Eleman bazında sonuçlara geçilecek olursa, yangına maruz kalan elemanlar, 30 dakika yangına maruz kaldıktan sonra moment taşıma kapasitelerinin yaklaşık %30'unu, 45 dakika

sonra yaklaşık %40'ını, 60 dakika sonra yaklaşık %60'ını ve 90 dakika sonra ise yaklaşık %80'ini kaybettiği gözlemlenmiştir. Kolonlar için, 30 dakika yangına maruz kaldıktan sonra eksenel yük taşıma kapasitelerinin %63'ünü kaybettiği, süre 90 dakikaya yaklaştıkça bu kayıp miktarının %85 seviyelerine kadar ulaştığı görülmüştür.

Buradan elemanın yangına maruz kaldığı süre arttıkça moment ve normal kuvvet taşıma kapasitelerinin azaldığı sonucu çıkarılabilir. Ayrıca maruz kaldığı eksenel yük seviyesi arttıkça, moment taşıma kapasitesinin de bir noktaya kadar arttığı ve maksimum taşıma kapasitesine ulaştıktan sonra azalmaya başladığı görülmektedir. Sistem bazındaki sonuçlar da şu şekildedir:

Yangına maruz kalma süresi arttıkça, taban kesme kuvveti azalmakta, yangının zemin kata yakın katlarda oluşması taban kesme kuvvetindeki azalmanın daha belirgin olmasına sebep olmaktadır. Yangının üst katlarda gerçekleştiği senaryolarda taban kesme kuvvetinin normalden çok farklı çıkmadığı tespit edilmiştir.

Zemin katta yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 45 dakikaya kadar güvenli bölgede kalabilirken 60 dakika sonrasında hedef performansını sağlayamaz duruma gelmiştir. 1. normal katta yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 30 dakika boyunca güvenli bölgede kalabilmiş fakat 45 dakika sonrasında hedef performansını sağlayamaz duruma gelmiştir. 2. ve 3. normal katlarda yangın çıkması durumunda, yapı sistemi 90 dakika sonunda hala güvenli bölgede kalmayı başarmıştır.

Birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen doğrusal elastik yerdeğiştirme kapasitesi miktarlarının (S_d) her katta çıkan yangın senaryosu için, yangına maruz kalınan süreyle orantılı olarak azaldığı görülmüştür.

Yangına maruz kalma süresi arttıkça sistemin taşıyıcı elemanlarını oluşturan malzemelerde gerçekleşen dayanım kayıpları ve buna bağlı olarak plastik mafsall oluşumunun normale göre daha çabuk gerçekleşmesi dolayısıyla sistemin yük taşıma kapasitesi ve rijitliğinde azalma meydana gelmiştir.

Yeni yapılacak binalar için zemin iyileştirme çalışmaları ile birlikte sıcaklık artışına karşı geliştirilmiş izolasyon malzemeleri ile yapısal elemanların korunmasının veya yangından hasar gördüğü tespit edilmiş mevcut yapı sistemleri için, sistem elemanlarının uygun tekniklerle güçlendirilmesinin yangına maruz kalmış betonarme yapı sistemlerinin deprem performansını arttıracak düşünülmektedir. Bu çalışma tek bir zemin tipi ele alınarak yapılmıştır. Farklı zemin tipleri, güçlendirme teknikleri parametre olarak kullanılarak yeni çalışmalar yapılması ve çalışma sonuçlarının genellenebilmesi için daha fazla sayı ve türde yapılar üzerinde de çalışılması önerilmektedir.

KAYNAKÇA

- Abid, M., Hou, X.M., Zheng, W.Z., Hussain, R.R., 2019. Effect of fibers on high-temperature mechanical behavior and microstructure of reactive powder concrete. *Materials*, 329.
- Abrams, M. S., 1971. Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 °F. *Temperature and concrete*, American Concrete Institute, Detroit (MI), 33-59.
- Afet İstatistikleri, 2021. İstanbul Büyükşehir Belediyesi İtfaiye Daire Başkanlığı.
- ANSYS Inc., 2021, ANSYS Multi-physics Finite Element Analysis Software, Version 21.0, Canonsburg, Pennsylvania, USA.
- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 78 Structural Fire Protection. American Society of Civil Engineers.
- ASTM E119, 2020, Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials, Washington DC, USA.
- Bhuiyan, M. H. Ve Ahmed, S., 2021. Post-Fire Residual Capacity of Reinforced Concrete Beam. *Advances in Civil Engineering*, Ed: M.P. Sigma Research and Consulting Sdn.Bhd. Malaysia, 117-126.
- Burnaz, O. B., 2010. Betonarme Yapılarda Yangın Ve Bu Yapıların Yangın Etkisi Altında Doğrusal Olmayan Davranışlarının İncelenmesi. Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Charney, F.A., 1991. Correlation of the Analytical and Experimental Inelastic Response of a 1/5 Scale-Seven Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structures, *Earthquake-Resistant Concrete Structures Inelastic Response and Design*, ACI, SP-127
- Chen, S., Lee G. C. ve Shinozuka M., 2004. Hazard Mitigation for Earthquake and Subsequent Fire.
- Choi, E. G., Shin, Y. ve Kim, H. S., 2013. *Journal of Fire Protection Engineering*, 23(2), 135–151.
- DBYBHY, 2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
- Dwaikat, M.B. ve Kodur, V.K.R., 2010. Fire induced spalling in high strength concrete beams. *Fire Technology*, 46, 251–274.
- El-Hawary, M.M., Ragab, A.M., El-Azim, A.A., Elibiari, S., 1996. Effect of fire on flexural behaviour of RC beams. *Construction. Building Materials*, 10, 147–150.
- Ergünay, O., 2007. Türkiye'nin afet profili. *TMMOB Afet Sempozyumu*, Ankara.
- Ersoy, U., 2001. Betonarme Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Cilt 1, Evrim Yayınevi, İstanbul
- Eunmi, R., Yeongsoo S. ve Heesun K., 2018. Effect of Loading and Beam Sizes on the Structural Behaviors of Reinforced Concrete Beams Under and After Fire. *International Journal of Concrete Structures and Materials*
- Gao, W.Y., Dai, J.G., Teng, J.G., Chen, G.M., 2013. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, 52, 488–501
- Hacıemiroğlu, M., 2014. Yangın Geçirmiş Betonarme Bir Yapının Deprem Performansının Değerlendirilmesi. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.

- Hall F., 2017. On the descending branch of the pushover curve for multistory buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47 (1).
- Hertz, K. D., 2005. Concrete strength for fire safety design. *Mag Concrete Res*, 57 (8), 445-453
- ISO 834, 1999. Fire-Resistance Tests—Elements of Building Constructions—Part 1: General Requirements, V. 25, International Organization Standard, Geneva, Switzerland, 25 pp.
- Ivanka N., Ivana K. ve Ivica G., 2011. The effect of high temperatures on the mechanical properties of concrete made with different types of aggregates. *Fire Safety Journal*, 46 (2011), 425-430.)
- Kayacı, H., 2014. Betonarme Yüksek Binalarda Yangın Güvenliği ve Yangın Senaryoları Üzerinde İncelemeler. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- Kodur, V.K.R., Cheng, F.P., Wang, T.C., 2003. Effect of strength and fiber reinforcement on fire resistance of high-strength concrete columns. *ASCE J Struct Eng*, 129(2), 253–259.
- Kodur, V.K.R. ve McGrath, R., 2003. Fire endurance of high strength concrete columns. *Fire Technology*, 39, 73–87.
- Kodur, V.K.R ve Phan, L.T., 2007. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. *Fire Safety*, 42, 482–488.
- Kodur V., Baolin Y. ve Dwaikat M., 2013. A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire. *Fire Safety Journal*, 56 (2013), 39-51.
- Kumar A. ve Kumar V., 2003. Behaviour of RCC Beams After Exposure to Elevated Temperatures. *Journal of the Institution of Engineers*, 84 (2003), 165-170.
- Lee, S.J., 2003. Strength evaluation of fire-damaged normal strength concrete. Yüksek Lisans Tezi, Ewha Womans University, Seoul, South Korea.
- Lie, T. T., 1972. *Fire and Buildings*. Applied Science Publishers Ltd, London.
- Lie, T. T., 1992. *Structural fire protection*. American Society of Civil Engineers, New York.
- Luccioni, B. M., Figueroa, M. I. ve Danesi, R. F., 2003. Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures. *Engineering Structures*, v 25, 729-742.
- Malekkianie, B., 2006. Dolgu Duvarlı Betonarme Çerçevelerde Karbon Lifler Kullanılarak Güçlendirme, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- Malhotra, H. L., 1956. Effect of temperature on the compressive strength of concrete. *Mag Concrete Res*, 8, 85-94.
- Malhotra, H. L., 1982. *Design of fire-resisting structures*. Surrey University Press, London
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. ve Park R., 1988. Theoretical stress–strain model for confined concrete. *Structural Engineering ASCE*, 114 (8),1804-1825.
- Mohammadi J. ve Alyasin S., 1992. Analysis of post-earthquake fire hazard. *Earthquake Engineeringi Tenth World Conference*, Netherland.
- Nassif, A., 2005. Postfire full stress–strain response of fire-damaged concrete. *Fire and Materials*, v 30, 323–332.
- Ozbolt J.,Bosnjak J., Periskic G.,Sharma A., 2014. 3D numerical analysis of reinforced concrete beams exposed to elevated temperature. *Engineering Structures*, 1 Vol. 58.
- Özer, E., 2004. *Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları*, İstanbul.

- Park, R. ve Paulay, T., 1975. Reinforced Concrete Structures, A Willey-Interscience Publication, John Wiley & Sons
- Pearce, C. J., Nielsen, C. V. ve Bicanic, N., 2004. Gradient enhanced thermo-mechanical damage model for concrete at high temperatures including transient thermal creep. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v 28, 715-735.
- Purkiss, J. A., 1996. Fire safety engineering design of structures. Butterworth Heinemann, Oxford
- Rahman, A., Mahamid, M., Abou-Hanna, j. ve Malhas, F., 2003. FE Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Thin Shells. ASCE 16 th Engineering Mechanics Conference, 16-18.
- Rajai, Z.A., Alkhawaldeh, A., 2021. Behavior of heated damaged reinforced concrete beam-column joints strengthened with FRP. Case Studies in Construction Materials, Volume 15, e00584.
- Reddy, J. N.; 2019. Introduction to the finite element method. McGraw-Hill Education.
- Ryu, E., Shin, Y. ve Kim, H., 2018. Effect of Loading and Beam Sizes on the Structural Behaviors of Reinforced Concrete Beams Under and After Fire. International Journal of Concrete Structures and Materials, v 54.
- SAP2000, Structural software for analysis and design, Computers and Structures, Inc. Version 23.0.0. USA.
- Schneider, U., 1976. Behavior of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions. Fire Mater, 1 (3), 103-115.
- Schneider, U., 1986. Modelling of concrete behaviour at high temperatures. Proceeding of international conference of design of structures against fire. 53-69
- Scott, B.D., Park, R., Priestley, M.J.N., 1982. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. ACI J, 79 (1), 13-27.
- Shah, A. H. ve Sharma, U. K., 2017. Fire resistance and spalling performance of confined concrete columns. Construction and Building Materials, v 156, 161-174.
- Short, N. R., Purkiss, J. A. ve Guise, S. E., 2001. Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. Construction and Building Materials, v 15, 9-15.
- TBDY, 2018, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
- Terro, M. J., 1998. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire. ACI Struct J, 95 (2), 183-193.
- TS 498, 2021, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- TS 500, 2000, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- TS 708, 2016, Çelik - Betonarme için - Donatı Çeliği, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- TS EN 13501-1, 2019, Yapı Mamulleri Ve Yapı Elemanları, Yangın Sınıflandırması Bölüm 1: Yangın Karşısındaki Davranış Deneylerinden Elde Edilen Veriler Kullanılarak Sınıflandırma, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- TS EN-1991-1-2: Eurocode 1, 2004, Yapılar Üzerindeki Etkiler - Bölüm 1-2: Genel Etkiler - Yangına Maruz Kalan Yapılar Üzerindeki Etkiler, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.

- TS EN 1992-1-2: Eurocode 2, 2005, Beton Yapıların Tasarımı - Bölüm 1-2: Genel Kurallar - Yapısal Yangın Tasarımı, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- TS EN 1994-1-2: Eurocode 4, 2005, Çelik Yapıların Projelendirilmesi - Bölüm 1-2: Genel Kurallar - Yapı Yangın Projelendirilmesi, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- TS EN 1998-3: Eurocode 8, 2005, Depreme Dayanıklı Yapıların Projelendirilmesi Bölüm 3: Binaların Değerlendirilmesi Ve Güçlendirilmesi, Türk Standartları Enstitüsü, TSE, Ankara.
- Wu HJ, Lie TT, Hu JY., 1993. Fire resistance of beam-slab specimens – experimental studies. Internal Report No. 641, Institute for Research in Construction, National Research Council Canada, Canada.
- Wu Y. ve Li J., 2022. Temperature and stress of RC T-beam under different heating curves. Journal of Building Engineering, 46 (2022) 103620
- Xiao, J.ve Konig, G., 2004. Study on concrete at high temperature in China an overview. Fire Safety J, 39, 89-103.
- Yıldırım, İ., 2009. Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya, Türkiye.
- Youssef, M. A., 2007. General stress–strain relationship for concrete at elevated temperatures. Engineering Structures, 29, 2618–2634.
- Yüksel, E., 1998. Bazı Düzensizlikler İçeren Üç Boyutlu Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çözümlemesi, Doktora Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Zheng, W.Z., Wang, R. ve Wang, Y., 2014. Experimental study on thermal parameter of reactive powder concrete. Building Structures, 35 (9), 107-114.

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler	
Adı Soyadı:	Elif Nazlı KÜÇÜK
Doğum tarihi:	
Doğum Yeri:	
Uyruğu:	
Adres:	
Tel:	
E-mail:	
Eğitim	
Lise:	Mehmet Akif Ersoy Anadolu Lisesi (2012)
Lisans:	Atatürk Üniversitesi İnşaat Mühendisliği (2016)
Yüksek lisans:	Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Bilim Dalı (2022)
Yabancı Dil Bilgisi	
İngilizce:	C1
Üye Olunan Mesleki Kuruluşlar	
İnşaat Mühendisleri Odası Türk Eğitim Sendikası	
Tezden Üretilmiş Yayınlar	
Küçük, E.N. and Düzgün O.A., 2022. Behavior of reinforced concrete members exposed to high temperatures, 5. International Conference on Life and Engineering Sciences (ICOLES 2022), Alanya, Antalya – Turkey, Mayıs 2022	