

**KOROZYON VE YÜKSEK SICAKLIK DURUMUNUN
BETONARME ÇELİKLERİNİN FİZİKO-MEKANİK
ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ**

DOKTORA TEZİ

GÖKHAN KÜRKLÜ

DANIŞMAN

Yrd.Doç.Dr. M.Serhat BAŞPINAR

Yrd.Doç.Dr. Ali ERGÜN

METAL EĞİTİMİ ANABİLİM DALI

MART 2011

Bu tez çalışması 08.TEF.03 numaralı proje ile AKÜ BAPK tarafından desteklenmiştir.

AFYON KOCATEPE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

KOROZYON VE YÜKSEK SICAKLIK DURUMUNUN
BETONARME ÇELİKLERİNİN FİZİKO-MEKANİK
ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ

Gökhan KÜRKÜ

DANIŞMAN

Yrd.Doç.Dr. M. Serhat BAŞPINAR

Yrd.Doç.Dr. Ali ERGÜN

METAL EĞİTİMİ ANABİLİM DALI

MART 2011

ONAY SAYFASI

Yrd.Doç.Dr. M. Serhat BAŞPINAR ve Yrd.Doç.Dr. Ali ERGÜN danışmanlığında,

Gökhan KÜRKLÜ tarafından hazırlanan

KOROZYON VE YÜKSEK SICAKLIK DURUMUNUN BETONARME

ÇELİKLERİNİN FİZİKO-MEKANİK ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ

başlıklı bu çalışma lisansüstü eğitim öğretim yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca

25/03/ 2011

Tarihinde aşağıdaki jüri tarafından

Metal Eğitimi Anabilim Dalında Doktora Tezi olarak oybirliği ile kabul edilmiştir.

	Ünvanı, Adı, SOYADI	İmza
Başkan	Prof.Dr. Süleyman TAŞGETİREN	
Üye	Yrd.Doç.Dr. M. Serhat BAŞPINAR (Danışman)	
Üye	Yrd.Doç.Dr. Ali ERGÜN (Danışman)	
Üye	Doç.Dr. Nevzat KIRAÇ	
Üye	Doç.Dr. Yılmaz YALÇIN	
Üye	Doç.Dr. Şükrü TAKTAK	
Üye	Doç.Dr. İsmail DEMİR	

Afyon Kocatepe Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
07/04/2011 tarih ve
2011/10 sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Mevlüt DOĞAN
Enstitü Müdürü

ÖZET

Doktora Tezi

KOROZYON VE YÜKSEK SICAKLIK DURUMUNUN BETONARME ÇELİKLERİNİN FİZİKO-MEKANİK ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ

Gökhan KÜRKLÜ

Afyon Kocatepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Metal Eğitimi Anabilim Dalı

Jüri: Prof.Dr. Süleyman TAŞGETİREN

Yrd. Doç. Dr. M. Serhat BAŞPINAR (Danışman)

Yrd. Doç. Dr. Ali ERGÜN (Danışman)

Doç. Dr. Nevzat KIRAÇ

Doç. Dr. Yılmaz YALÇIN

Doç. Dr. Şükrü TAKTAK

Doç. Dr. İsmail DEMİR

Bu çalışmada betonarme elemanlar üzerinde yüksek sıcaklık ve korozyon durumlarının etkileri incelenmiştir. Bunun için üç farklı basınç dayanımına sahip beton üretilmiştir. Çelik olarak S220a, S420a ve S500a sınıfı betonarme çelikleri kullanılmıştır. Çubuk çapı olarak 12, 16 ve 20 mm seçilmiştir. Korozyonun etkisini belirlemek için üç farklı durum dikkate alınmıştır. Korozyonsuz normal durum, sabit süreli korozyon ve beton çatlağı oluşana kadar korozyon durumlarıdır. Betonarme numuneler üzerinde hızlandırılmış korozyon düzeneği kullanılarak korozyon akımı ve korozyon süresi belirlenmiştir. Ayrıca bu numuneler üzerinde korozyon potansiyeli, korozyon hızı, aderans dayanımı, SEM ve EDS çalışmaları yapılmıştır. Yüksek sıcaklık durumu olarak 100, 200, 400, 600, 800 ve bazı deneyler için 1000 °C sıcaklıklar dikkate alınmıştır. Beton numuneler üzerinde, basınç dayanımı, eğilmede çekme dayanımı testleri gerçekleştirilmiş, ultrases hızı ölçümü, birim hacim ağırlık, porozite, su emme, ağırlık kaybı, dinamik elastisite modülü ve paspayına bağlı ısı geçişi değerleri belirlenmiştir.

Çelik numuneler üzerinde ise çekme deneyi, darbe tokluk deneyi gerçekleştirilmiş, tufal kalınlığı ölçümü, mikro sertlik deneyi ve mikro yapı incelemeleri yapılmıştır. Bunun yanında farklı sıcaklık durumlarında aderans dayanımları ölçümleri belirlenmiştir.

Deney sonuçlarına göre beton dayanımındaki artışlar, hem normal durumda hem de yüksek sıcaklık ve korozyon durumunda aderans dayanımını artırmıştır. Korozyon oluşumu S220a sınıfı düz çubuklarda korozyonsuz duruma göre aderans dayanımını artırırken S420a ve S500a sınıfı nervürlü çubuklarda ise azalma sergilemiştir. Yüksek sıcaklık etkisi altında 100 °C de aderans dayanımlarında bir miktar artış gözlense de tüm seriler sıcaklık artışlarından olumsuz şekilde etkilenmişlerdir. Aynı yüzey geometrisine sahip S420a ve S500a sınıfı çeliklerde korozyon ve yüksek sıcaklık etkileri altında mikro yapı etkili olmuştur.

Bu tez çalışmasının sonuçlarına göre normal koşullar altında fiziko-mekanik özellikler açısından S500a önerilirken, korozyon ve yüksek sıcaklık durumlarında dengeli bir değişim sergilediğinden S420a sınıfı çelik önerilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Aderans dayanımı, betonarme çelikleri, yüksek sıcaklık, korozyon, tempcore çelikleri

2011, 179 sayfa

ABSTRACT

Ph. D. Thesis

THE EFFECT OF CORROSION AND HIGH TEMPERATURE ON THE PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF REINFORCED CONCRETE STEELS

Gökhan KÜRKÜ

**Afyon Kocatepe University Graduate School of Applied and Natural Sciences
Department of Metal Education**

Thesis Committee: Prof.Dr. Süleyman TAŞGETİREN

Asst. Prof. Dr. M. Serhat BAŞPINAR (Supervisor)

Asst. Prof. Dr. Ali ERGÜN (Supervisor)

Assoc. Prof. Dr. Nevzat KIRAÇ

Assoc. Prof. Dr. Yılmaz YALÇIN

Assoc. Prof. Dr. Şükrü TAKTAK

Assoc. Prof. Dr. İsmail DEMİR

The main objective of this study was to investigate the reinforced concrete components under high temperature exposure and corrosion condition. For this reason, concrete samples, which have three different compression strength, were produced. S220a, S420a and S500a reinforced concrete steels were used. 12, 16 and 20 mm bar diameter were chosen. Three different corrosion condition; noncorrosive, corrosion with constant period and corrosion until concrete crack formed, were chosen to determine the corrosion effect. Corrosion current and period of reinforced concrete samples were considered with accelerated corrosion mechanism. Furthermore, corrosion potential, corrosion rate, bond strength, SEM and EDX studies were performed on the samples. 100, 200, 400, 600, 800 and 1000 °C temperatures for were selected for high temperature conditions. Compressive, tension strengths under bending, ultrasonic sound velocity, bulk density, porosity, water absorption, loss on ignition, dynamic elasticity

modulus and heat transfer measurements depending on the bar cover were carried out. Pull out test, impact toughness, oxide layer measurement, micro hardness and investigation of micro structure were performed on steel samples. In addition, a measuring of bond strength was carried out for all of the temperature conditions.

Higher bond strengths were measured with increase in the concrete strength in normal condition and also in high temperature and corrosion conditions. Formation of corrosion products increased the bond strength of S220a class non-ribbed steel as compared to normal condition, on the other hand decrease in the bond strength was measured in S420a and S500a ribbed steels. All of the sample series were affected negatively from increasing of temperature; nevertheless bond strengths of the samples were increased slightly at 100 °C. It was concluded that, the differences in the micro structures of S420a and S500a steels which were the same surface structure, the main reason for the difference in the bond strengths under high temperature and corrosion condition.

According to the results of this study, S500a is recommended in terms of physico-mechanical properties under normal conditions. S420a steel is recommended because exhibit balanced exchange in corrosion and high temperature conditions.

Keywords: Bond strength, reinforced concrete steels, high temperature, corrosion, tempcore steels.

2011, 179 pages

TEŞEKKÜR

Bu tez çalışmasının planlanmasında, araştırılmasında, yürütülmesinde ve oluşumunda ilgi ve desteğini esirgemeyen, engin bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım, yönlendirme ve bilgilendirmeleriyle çalışmamı bilimsel temeller ışığında şekillendiren Sayın Hocalarım Yrd.Doç.Dr. M. Serhat BAŞPINAR ve Yrd.Doç.Dr. Ali ERGÜN’e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Deneysel çalışmalar sırasında yardımlarını esirgemeyen Arş.Grv.Dr. Gökhan GÖRHAN’a, Teknisyen Mehmet ALPÖZ’e, Teknisyen Birol EROL’a, Hüseyin KABAYEL’e ve Afyon Kocatepe Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi ve Metal Eğitimi Bölümü öğretim elemanlarına teşekkürü bir borç bilirim.

Deneysel çalışmalar için malzeme temininde destek sağlayan KOLSAN hazır betona ve SİKA yapı kimyasallarına teşekkür ederim.

Maddi manevi desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen aileme ve çalışmalarım boyunca bana sabır gösteren eşime, oğluma ve kızıma tüm kalbimle teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No
ÖZET	iii
ABSTRACT	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xii
RESİMLER DİZİNİ	xvi
ÇİZELGELER DİZİNİ	xviii
1. GİRİŞ	1
2. GENEL BİLGİLER	4
2.1. Betonarme	4
2.2. Aderans	7
2.2.1. Eğilme Aderansı	9
2.2.2. Kenetlenme Aderansı	10
2.2.3. Aderans Mekanizması ve Kırılma (Yarılma) Mekanığı	12
2.2.4. Aderans Dayanımını Etkileyen Faktörler	15
2.3. Korozyon	18
2.3.1. Betonarme Çeliğinde Korozyon	19
2.3.2. Klorür Korozyonu	23
2.4. Yüksek Sıcaklık	26
2.4.1. Yangın Temel Bilgileri	27
2.4.2. Betonarme Yapılarda Yüksek Sıcaklığın Etkileri	30
2.4.3. Yüksek Sıcaklığın Beton Üzerine Etkileri	31
2.4.4. Yüksek Sıcaklığın Çelik Üzerine Etkisi	36
2.5. Konuyla İlgili Yapılmış Çalışmalar	37
3. MATERYAL VE METOT	55
3.1. Kullanılan Malzemeler	55
3.1.1. Çelik	55
3.1.2. Beton	56

3.2. Numunelerin Hazırlanması.....	60
3.3. Yapılan Deneyler.....	61
3.3.1. Beton Numuneler Üzerinde Yapılan Deneyler.....	61
3.3.1.1. Basınç Deneyi.....	61
3.3.1.2. Eğilmede Çekme Dayanımı Tayini Deneyi.....	62
3.3.1.3. Ultrases Deneyi	63
3.3.1.4. Birim Hacim Ağırlık, Porozite ve Su Emme Deneyleri	64
3.3.1.5. Ağırlık Kaybı.....	66
3.3.1.6. Dinamik Elastisite Modülü Tayini	66
3.3.1.7. Paspayı Kalınlığından Isı Geçişinin Ölçülmesi	67
3.3.2. Çelik Numuneler Üzerinde Yapılan Deneyler	68
3.3.2.1. Çekme Deneyi	68
3.3.2.2. Darbe Deneyi.....	69
3.3.2.3. Metalografik İncelemeler	71
3.3.2.4. Tufal Kalınlığı Ölçümü	73
3.3.2.5. Vickers Sertlik Deneyi	73
3.3.2.6. Isıl İşlem	74
3.3.3. Betonarme Numuneleri Üzerinde Yapılan Deneyler.....	75
3.3.3.1. Korozyon Akımı	75
3.3.3.2. Yarı Hücre Potansiyel Ölçümü.....	78
3.3.3.3. Korozyon Hızı Tayini	80
3.3.3.4. Yüksek Sıcaklık Uygulaması.....	82
3.3.3.5. Çekip Çıkarma Deneyi	84
4. BULGULAR VE TARTIŞMA.....	86
4.1. Korozyon Davranışı.....	86
4.1.1. Korozyon Akımı	86
4.1.2. Korozyon Süresi	94
4.1.3. Korozyon Potansiyeli	95
4.1.4. Korozyon Hızı	100
4.1.5. Korozyon Durumunda Aderans Dayanımı	104
4.1.6. Korozyon Etkisi SEM ve EDS Haritalama Görüntüleri.....	110
4.2. Yüksek Sıcaklık Durumu	113

4.2.1. Beton Üzerine Etkileri	113
4.2.1.1. Basınç Dayanımı	114
4.2.1.2. Eğilmede Çekme Dayanımı.....	116
4.2.1.3. Ultrases Hızı	117
4.2.1.4. Ağırlık Kaybı.....	119
4.2.1.5. Birim Hacim Ağırlık, Görünür Porozite ve Su emme	119
4.2.1.6. Dinamik Elastisite Modülü	122
4.2.1.7. Paspayı Kalınlığının Yüksek Sıcaklık Durumuna Etkisi.....	123
4.2.2. Çelik Üzerine Etkileri	128
4.2.2.1. Akma Dayanımı.....	130
4.2.2.2. Çekme Dayanımı	131
4.2.2.3. % Kopma Uzaması	133
4.2.2.4. Çekme/Akma Dayanımı Oranı	135
4.2.2.5. % Kesit Daralması	137
4.2.2.6. Tokluk.....	138
4.2.2.7. Darbe Tokluğu	140
4.2.2.8. Tufal Kalınlığı	141
4.2.2.9. Sertlik	144
4.2.2.10. Mikro Yapı	146
4.2.3. Yüksek Sıcaklık Durumunda Aderans Dayanımı.....	155
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	160
6. KAYNAKLAR.....	164
ÖZGEÇMİŞ.....	180

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

- S220a:** Sıcakta haddelenmiş min. akma dayanımı 220 MPa olan düz inşaat çeliği
- S420a:** Sıcakta haddelenmiş min. akma dayanımı 420 MPa olan nervürlü inşaat çeliği
- S500a:** Sıcakta haddelenmiş min. akma dayanımı 500 MPa olan nervürlü inşaat çeliği
- τ_b :** Kenetlenme boyunca etkiyen bağ kuvveti
- l_b :** Kenetlenme boyu
- λ_c :** Isı iletim katsayısı
- f_y :** Çeliğin akma dayanımı
- f_s :** Çeliğin çekme dayanımı
- f_c :** Betonun basınç dayanımı
- $\emptyset$:** Düz çubuk çapı mm
- Φ :** Nervürlü çubuk çapı mm
- f_{ct} :** Betonun eğilmede çekme dayanımı
- V:** Ultrases hızı
- t:** Süre
- T:** Sıcaklık
- BHA:** Birim hacim ağırlığı
- GP:** Görünür porozite
- W_w :** Su emme
- W_k :** Ağırlık kaybı
- E_d :** Dinamik elastisite modülü
- mpy:** mil/yıl
- K_d :** Kesit daralması
- TTT:** Zaman sıcaklık dönüşümü
- ASTM:** American Society for Testing and Materials
- TSE:** Türk Standartları Enstitüsü
- ΔT :** Numune içi ile dışı arasındaki sıcaklık farkı
- U_T :** Tokluk Modülü
- SVD:** Standart V çentik deneyi
- DVD:** Doğrudan V çentik deneyi

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa No
Şekil 2.1. TTT diyagramı üzerinde kontrollü su soğutma sistemi.....	7
Şekil 2.2 Betona gömülü donatı çubuğu parçasının serbest cisim diyagramı ve aderans dayanımı bileşenleri.....	9
Şekil 2.3. Aderans gerilmelerinin çubuk boyunca dağılımı.....	11
Şekil 2.4. Aderans transferinin mekanizması.....	13
Şekil 2.5 Çekme etkisindeki nervürlü elemanda kayma kırılmasının şematik gösterimi	14
Şekil 2.6. Tipik yarıлма sonrası yüzey bozulmaları.....	15
Şekil 2.7 Minimum paspayı.....	17
Şekil 2.8. Demirin korozyon ürünleri.....	20
Şekil 2.9. Beton içine gömülü çelik donatının elektro-kimyasal korozyonu.....	21
Şekil 2.10. Betonarme donatısında klorür iyonlarının yol açtığı oyulma tarzı korozyon	24
Şekil 2 11. Yangın üçgeni.....	28
Şekil 2.12. Yangın gelişim grafiği.....	29
Şekil 2.13. Beton ve çelik için gerilme sıcaklık ilişkisi.....	31
Şekil 2 14. Portland çimentoyla üretilmiş normal bir betonun sıcaklık ile fiziko-kimyasal değişimi.....	33
Şekil 3.1. A Betonunun agrega granülometri eğrisi.....	56
Şekil 3.2. B Betonunun agrega granülometri eğrisi.....	57
Şekil 3.3. C Betonunun agrega granülometri eğrisi.....	57
Şekil 3.4. Orta noktadan yüklenmiş basit kiriş.....	63
Şekil 3.5 Paspayı ısı geçişi ölçüm numuneleri.....	67
Şekil 3.6. Doğrudan çentik numunesi üstten ve önden görünüşü.....	70
Şekil 3.7. Standart darbe deney numunesi.....	70
Şekil 3.8. Vickers sertlik ölçümü.....	73
Şekil 3.9. Çelik çubukların ısıl işlemindeki fırın rejimi.....	74
Şekil 3.10 Hızlandırılmış korozyon cihazı program ara yüzü.....	76
Şekil 3.11. Bakır – Bakır Sülfat yarı hücre devresi.....	80
Şekil 3.12. Beton ve betonarme numuneler için fırın rejimi.....	83

Şekil 3.13. Çekip çıkarma deneyi düzeneği.....	85
Şekil 4.1 S220a çelik sınıfı için ÇK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği.....	87
Şekil 4.2 S420a çelik sınıfı için ÇK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği.....	87
Şekil 4.3 S500a çelik sınıfı için ÇK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği.....	88
Şekil 4.4 S220a çelik sınıfı için SSK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği.....	90
Şekil 4.5 S420a çelik sınıfı için SSK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği.....	91
Şekil 4.6 S500a çelik sınıfı için SSK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği.....	91
Şekil 4.7 A Betonu için korozyon potansiyeli-çelik sınıfı değişimi.....	96
Şekil 4.8 B Betonu için korozyon potansiyeli-çelik sınıfı değişimi.....	97
Şekil 4.9 C Betonu için korozyon potansiyeli-çelik sınıfı değişimi.....	98
Şekil 4.10 ÇK durumu için korozyon hızı değişim grafiği.....	100
Şekil 4.11 SSK durumu için korozyon hızı değişim grafiği.....	101
Şekil 4.12. Beton sınıflarına göre ND durumuna kıyasla korozyon durumlarının çelik sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği.....	107
Şekil 4.13 Çubuk çaplarına göre ND durumuna kıyasla korozyon durumlarının çelik sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği.....	108
Şekil 4.14 Korozyon durumlarına göre A sınıfı betona kıyasla beton sınıflarının çelik sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği.....	108
Şekil 4.15 Korozyon durumlarına göre S220a sınıfı çeliğe kıyasla çelik sınıflarının beton sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği.....	109
Şekil 4.16 Yüksek ısıya maruz kalan beton numunelerin basınç dayanımı değişimi.....	114
Şekil 4.17 Deneysel sonuçların standart hesap değerleri ile kıyaslanması.....	115
Şekil 4.18 Deneysel olarak bulunan rölatif basınç dayanımının matematiksel eğrileri.....	115
Şekil 4.19 Yüksek sıcaklık etkisi sonucu beton eğilme dayanımı değişimi.....	116
Şekil 4.20 Rölatif eğilmede çekme dayanımlarının sıcaklık ile değişimi.....	117
Şekil 4.21 Prizma numunelerin sıcaklığa bağlı ultrases hızı ölçümleri.....	118
Şekil 4.22 Prizma numunelerde rölatif ultrases hızının sıcaklık ile değişimi.....	118
Şekil 4.23 Sıcaklığa bağlı olarak beton serilerindeki % ağırlık kaybı.....	119
Şekil 4.24 Yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinin birim hacim ağırlıkları.....	120
Şekil 4.25 Sıcaklık değişimine bağlı rölatif birim hacim ağırlıkları.....	120
Şekil 4.26 Yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinin görünür porozite değerleri.....	121

Şekil 4.27 Yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinin su emme oranları.....	122
Şekil 4.28. Sıcaklığa bağlı olarak beton serilerindeki % E_d değişimi.....	123
Şekil 4.29 Zamana bağlı olarak A betonu paspayı sıcaklık değişimi.....	124
Şekil 4.30 Zamana bağlı olarak B betonu paspayı sıcaklık değişimi.....	124
Şekil 4.31 Zamana bağlı olarak C betonu paspayı sıcaklık değişimi.....	125
Şekil 4.32 Beton serilerinin sıcaklık-ısı iletim katsayısı grafiği.....	126
Şekil 4.33 Beton serilerinde ısı iletim katsayısı ile BHA arasındaki ilişki.....	127
Şekil 4.34. S220a için farklı sıcaklık sonrası akma dayanım değişimleri.....	130
Şekil 4.35. S420a için farklı sıcaklık sonrası akma dayanım değişimleri.....	130
Şekil 4.36. S500a için farklı sıcaklık sonrası akma dayanım değişimleri.....	131
Şekil 4.37 S220a için farklı sıcaklık sonrası çekme dayanım değişimleri.....	132
Şekil 4.38 S420a için farklı sıcaklık sonrası çekme dayanım değişimleri.....	132
Şekil 4.39 S500a için farklı sıcaklık sonrası çekme dayanım değişimleri.....	133
Şekil 4.40. S220a için farklı sıcaklık sonrası kopma uzaması değişimleri.....	134
Şekil 4.41. S420a için farklı sıcaklık sonrası kopma uzaması değişimleri.....	134
Şekil 4.42. S500a için farklı sıcaklık sonrası kopma uzaması değişimleri.....	134
Şekil 4.43 S220a için farklı sıcaklık sonrası çekme/akma dayanım oranları değişimleri	136
Şekil 4.44 S420a için farklı sıcaklık sonrası çekme/akma dayanım oranları değişimleri	136
Şekil 4.45 S500a için farklı sıcaklık sonrası çekme/akma dayanım oranları değişimleri	136
Şekil 4.46 S220a için farklı sıcaklık sonrası % kesit daralması oranları değişimleri...	137
Şekil 4.47 S420a için farklı sıcaklık sonrası % kesit daralması oranları değişimleri...	137
Şekil 4.48 S500a için farklı sıcaklık sonrası % kesit daralması oranları değişimleri...	138
Şekil 4.49 S220a için farklı sıcaklık sonrası tokluk oranları değişimleri.....	139
Şekil 4.50 S420a için farklı sıcaklık sonrası tokluk oranları değişimleri.....	139
Şekil 4.51 S500a için farklı sıcaklık sonrası tokluk oranları değişimleri.....	139
Şekil 4.52 Deney tipi ve sıcaklık durumuna göre darbe tokluk enerjisi.....	141
Şekil 4.53. Sıcaklık, çelik sınıfı ve çubuk çapına göre tufal kalınlığı.....	142
Şekil 4.54 S220a sınıfı çelik için sertlik değerleri.....	145
Şekil 4.55 S420a sınıfı çelik için sertlik değerleri.....	145

Şekil 4.56 S500a Sınıfı çelik için sertlik değerleri.....	145
Şekil 4.57. Farklı beton sınıfları için yüksek sıcaklığa maruz kalan S220a çeliğine göre S420a ve S500a sınıfı çeliklerin rölatif aderans dayanım değişimi.....	157
Şekil 4.58 Farklı çelik sınıfları için yüksek sıcaklığa öaruz kalan A beton sınıfına göre B ve C beton sınıflarının rölatif aderans dayanım değişimi.....	158
Şekil 4.59 Çelik sınıflarına göre oda sıcaklığına kıyasla diğer sıcaklıklarda beton sınıfı açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği.....	159

RESİMLER DİZİNİ

	Sayfa No
Resim 3.1. Deneylerde kullanılan betonarme çelik çubukları	55
Resim 3.2. Bir beton serisi için üretilen lolipop şeklinde numuneler	60
Resim 3.3. Üretilmiş numunelerden bir görüntü	61
Resim 3.4 Tek eksenli basınç ve eğilme presi.....	62
Resim 3.5 Ultrases deneyi cihazı.....	64
Resim 3.6 Arşimet terazisi	65
Resim 3.7 Paspayı ısı geçişi ölçüm fırını	68
Resim 3.8 Üniversal çekme cihazı ve tez numuneleri ait örnek kuvvet-uzama grafikleri	69
Resim 3.9 Sarkaçlı darbe deney cihazı	71
Resim 3.10. Zımparalama ve parlatma cihazı	72
Resim 3.11 Optik mikroskop.....	72
Resim 3.12 Vickers sertlik ölçümü yapılmış bir numune	74
Resim 3.13. Numuneler üzerinden geçen akımları ölçen devre	75
Resim 3.14. Hızlandırılmış korozyon düzeni kontrol paneli.....	77
Resim 3.15 Hızlandırılmış korozyon cihazında yapılan deneyden görüntüler.....	77
Resim 3.16 Hızlandırılmış korozyona uğratılmış çelik çubuktan görüntüler.....	78
Resim 3.17 Hızlandırılmış korozyon sonrası betondan görüntüler	78
Resim 3.18 Yarı hücre potansiyel ölçüm cihazı	79
Resim 3.19 Çubukların clarke çözeltisi ile temizlenmeden önceki hali.....	81
Resim 3.20 Clarke çözeltisiyle temizlenmiş çubuklar.....	82
Resim 3.21 Clarke çözeltisiyle temizlenmiş 20 mm'lik çubuklar.....	82
Resim 3.22 Yüksek sıcaklık için kullanılan büyük fırın	83
Resim 4.1 Betonarme numunede korozyon akımı oluşan çatlak görüntüsü.....	89
Resim 4.2 Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanını SEM görüntüsü 300X	111
Resim 4.3. Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanını SEM görüntüsü 150X	111
Resim 4.4 Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanının EDS analitik haritalanması Fe Si yoğunluğu.....	112

Resim 4.5 Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanının EDS analitik haritalanması Fe Ca yoğunluğu.....	112
Resim 4.6 S220a sınıfı Ø12 1000 °C tufal katmanı.....	142
Resim 4.7 S420a sınıfı Ø12 1000 °C tufal katmanı.....	143
Resim 4.8 S500a Ø12 1000 °C tufal katmanı	143
Resim 4.9. Oda sıcaklığında S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı.....	146
Resim 4.10 200°C sıcaklıkta S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı	146
Resim 4.11 600°C sıcaklıkta S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı	147
Resim 4.12 1000°C sıcaklıkta S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı	147
Resim 4.13 Oda sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı.....	148
Resim 4.14 200°C sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı	148
Resim 4.15 600°C sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı	148
Resim 4.16 1000°C sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı	149
Resim 4.17 Oda sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin merkezi x500 büyütme	150
Resim 4.18 Oda sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin geçiş sınırı x500 büyütme	150
Resim 4.19 Oda sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin dış kısmı x500 büyütme	151
Resim 4.20 200 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin merkezi x500 büyütme	151
Resim 4.21 200 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin geçiş sınırı x500 büyütme.....	152
Resim 4.22 200 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin dış kısmı x500 büyütme.....	152
Resim 4.23 600 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin merkezi x500 büyütme	153
Resim 4.24 600 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin geçiş sınırı x500 büyütme.....	153
Resim 4.25 600 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin dış kısmı x500 büyütme.....	154
Resim 4.26. 1000 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin her yeri.....	154

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa No
Çizelge 3.1. Deneylerde kullanılan betonarme çeliklerinin kimyasal bileşimi (%)	56
Çizelge 3.2 CEM I 42.5 R sınıfı çimentonun kimyasal analiz sonuçları.....	58
Çizelge 3.3 CEM I 42.5 R sınıfı çimentonun fiziksel deney sonuçları	58
Çizelge 3.4 Uçucu kül katkısının kimyasal analizi	59
Çizelge 3.5 1 m ³ Beton için karışım içerisindeki malzeme miktarları (kg)	59
Çizelge 4.1 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon akımı	92
Çizelge 4.2 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon akımı	93
Çizelge 4.3 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon süresi.....	95
Çizelge 4.4 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon potansiyeli.....	99
Çizelge 4.5 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon potansiyeli.....	99
Çizelge 4.6 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon hızı	102
Çizelge 4.7 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon hızı	103
Çizelge 4.8 ND durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre aderans dayanımları	105
Çizelge 4.9 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre aderans dayanımları	105
Çizelge 4.10 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre aderans dayanımları	106
Çizelge 4.11 Beton serilerinin sıcaklık değişimine bağlı fiziksel ve mekanik özellikleri	113
Çizelge 4.12 Sıcaklığa bağlı olarak beton serilerindeki E _d değişimi (GPa)	123

Çizelge 4.13 Çelik serilerinin sıcaklık değişimine bağlı fiziksel ve mekanik özellikleri	128
Çizelge 4.14. Çelik sınıflarının SVD ve DVD darbe tokluk değerleri (J).....	141
Çizelge 4.15 A Betonu için aderans dayanımları (MPa)	155
Çizelge 4.16 B betonu için aderans dayanımları (MPa)	156
Çizelge 4.17 C betonu için aderans dayanımları (MPa)	156

1. GİRİŞ

Beton ve betonarme, çağımızda birçok yapıda kullanılmakta olan en yaygın ve en popüler yapı malzemesi durumundadır (Erdoğan 2003). Beton, fiyatının düşük, bileşimindeki malzemelerin kolay elde edilebilir ve kolay şekillendirilebilir olması nedeni ile yapı üretiminde diğer yapı malzemelerinden daha çok tercih edilmekte ve ekonomik önem taşımaktadır. Beton ile ilgili araştırmalar genellikle daha yüksek dayanımlı beton üretiminde yoğunlaşmaktadır. Araştırmalarda ve uygulamada esas olarak çimento özellikleri geliştirilerek yüksek dayanımlı betonlar üretilmekte; ancak betonun kalıcılığı göz ardı edilmektedir. Tasarımcılar tarafından dış ortam koşulları ve betonun kalıcılığı dikkate alınmadığı için, hasar görmüş yapıların onarım ve iyileştirilmesinde ciddi oranda kaynak kaybı olmaktadır (Çakır 2006).

Yapıların inşası zor ve pahalı olduğundan, yapı sahipleri uzun bir servis ömrü talep ederler. Örneğin, bundan 50 yıl önce, geleneksel bir betonarme yapı için, 25 yıllık bir servis ömrü çok makul bir istek iken, bugün birçok yapı 100 yıllık bir servis ömrü için tasarlanmakta, bu nedenle dayanıklılık giderek artan bir önem kazanmaktadır (Shah et al 2000).

Betonarme, beton ile çeliğin birlikte kullanıldığı ve beraber çalıştığı bir yapı malzemesidir. Bu beraber çalışma özelliği de ancak beton içerisindeki çeliğin kaymadan durabilmesiyle mümkün olacaktır. Çeşitli mekanizmalarla kaymayı engelleyip çelik ile beton arasındaki bağı oluşturan kuvvete aderans denir. Aderans şartlarının yerine getirilmesi, betonarme malzemeden beklenen mekanik özelliği sağlayacağı gibi çevrenin olumsuz etkilerinden çeliği koruyan çelik-beton birleşimini de oluşturacaktır. Betonarmenin dayanıklılığını etkileyen olumsuz çevre etkilerinin başında korozyon ve yüksek sıcaklık durumları gelmektedir.

Aderans mekanizmasında çeliğin sadece akma mukavemeti ve yüzey geometrisinin etkili olduğu düşünülerek, aderans ile ilgili yapılan çalışmalarda koruyuculuk görevi de olan betonun dayanım ve dayanıklılık özelliklerini iyileştirmeye yoğunlaşmıştır. Oysaki ilerleyen teknolojiyle geliştirilen mikro alaşımlı, kaplamalı ve çift fazlı

eliklerde mekanik özellikler iyileştirildiği gibi adersa etki edebilecek kimyasal özellikler ve bileşiklerde değişmektedir.

Mevcut betonarme binaların incelenmesinde ilk adım, yapı malzemelerin ve taşıyıcı sisteminin sismik performansının değerlendirmektir. Gerçekte, sismik bölgelerdeki birçok mevcut yapı, ya sadece düşey yüklere göre tasarlanmış yada hükmü geçmiş sismik kurallara göre düşük seviyede bir düktilite ve eksik bir gerilme hiyerarşisine sahiptir (Fabbrocino et al 2005). Ülkemizde ve dünyada doksanlar öncesi eski tip betonarme yapıların sismik değerlendirilmesi inşaat mühendisliğinin ilgilendiği konulardan biridir. Bu ilginin sebeplerinden birincisi bu yapıların hala kullanımda olmasından dolayı bazen kullananların güvenlik asında tedirginlikleri bazen de yapının kullanım amacının değerştirilmesinden dolayı ortaya çıkan incelenme gerekliliğidir. İkincisi ise deprem, yangın ve korozyon durumlarının ardından oluşan hasarın belirlenmesi çalışmalarıdır. Her iki durumda da büyük bir ihtimalle yapının mevcut hali yetersiz gelecek, yapının iyileştirilmesi için gerekli olan onarım ve güçlendirme gibi işlemlerle bu yapılar üzerinde yapılan çalışmalar devam edecektir. Bu yapılarla ilgili kesin olan bilgilerden bir tanesi elik donatı olarak düz çubukların kullanılmış olmasıdır. Düz ubuklar açsından adersanın temel bilgileri dışında bilgi seviyesi ise oldukça sınırlıdır.

Ülkemizde meydana gelen 17 Ağustos depreminin ikinci yıldönümünde farklı niversitelerin İnşaat Mühendisliği Yapı Malzemesi ğretim yeleri tarafından yayınlanan Beton Kalitesi Deklarasyonu'nda betonarme çeliği korozyonuna çok önem verilmiş ve vurgu yapılmıştır: *“Donatı korozyonu durumunda ise hem donatıda önemli kesit kayıpları oluşmakta, hem de donatı - beton adersanı yok olmaktadır. Böylece, birlikte çalışması gereken donatı çubukları ile beton birbirinden ayrılabilmektedir..... Birçok yapının gmesinde, taşıyıcı elemanlarda donatı korozyonu sonucu oluşan adersan düşüklüklerinin de önemli payı vardır. Ancak, yıkılan yapıların çoğunlukla bodrum katları altta kaldığı için durumun tam farkına varılamamıştır.... Geçirimli bir betonla üretilmiş taşıyıcı betonarme elemanlarındaki donatının korozyona uğraması, bunun sonucu olarak donatı ve betonun birlikte çalışmasının sona ermesi kaçınılmazdır. Bu ise deprem gibi bir afette betonarme yapılar için önemli bir zaaf oluşurmaktadır.*

Beton, yapının projesinde öngörülen sınıfı sağlamış ve yeterli miktarda donatı doğru olarak yerleştirilmiş olsa bile donatı - beton aderansı, korozyon nedeniyle zayıflayınca taşıma gücü önemli ölçüde azalmaktadır.... Karbonatlaşma ya da klor difüzyonu yolu ile oluşan korozyonun önlenmesi için uluslararası standartlarda su/çimento oranını 0.55 'in altında kalması ve minimum çimento dozajının 280 kg'ın üzerinde olması zorunluluğu vardır” (THBB 2001).

Yüksek sıcaklık ve korozyon, beton için fiziksel ve kimyasal reaksiyonlara neden olurken, çelik için her iki durumda elektrokimyasal bir süreçtir. Bu süreci geçmişte (S220a sınıfı düz çelikler), günümüzde (S420a sınıfı nervürlü çelikler) ve gelecekte (S500a sınıfı nervürlü tempcore çelikleri) sıklıkla kullanılacak farklı tipteki betonarme çeliklerinin aderans, korozyon ve yüksek sıcaklık davranışları belirlendiğinde hem mevcut betonarme yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesinde hem de yeni yapılacak yapıların karşılaştacağı olumsuzluklara karşı göstereceği davranışlar hakkında bilgi sağlayacaktır. Ayrıca, korozyon ve yüksek sıcaklık parametreleri detaylı incelenerek, bu konuda önemli bir veri bankasının oluşturulmasına da katkıda bulunacaktır.

Bu tez çalışmasında, birinci bölümde genel bilgiler olarak betonarme, aderans, korozyon ve yüksek sıcaklıkla ilgili konular sunulmuş ve bunun devamında bu çalışmaya ışık tutacak literatürdeki öne çıkan diğer çalışmalar verilmektedir.

Üçüncü bölüm olan materyal ve metot kısmında deneysel çalışmanın temel prensipleri ve süreci tarif edilerek, beton, çelik ve betonarme için yapılan deneyler hakkında bilgiler verilmiştir. Dördüncü bölüm, bulgular ve tartışma kısmında deneysel çalışmalar sonunda elde edilen veriler şekil, grafik ve tablo gibi görsel öğeler kullanılarak sunulmuş ve bu bulguların ortaya çıkma sebepleri izah edilmeye çalışılmıştır.

Beşinci ve son bölümde ise deneysel çalışmalar sonucu elde edilen bilgiler sıralanarak daha sonra yapılabilecek çalışmalar hakkında öneriler verilerek tez çalışması tamamlanmıştır.

2. GENEL BİLGİLER

2.1. Betonarme

Beton; çimento, agrega, su ve gerektiğinde katkı maddelerinin uygun oranlarda karıştırılması ile başlangıçta plastik kıvamlı olup zamanla çimentonun hidratasyonu sonucu katılaşp sertleşen kompozit bir yapı malzemesidir (TS 802 2009). Taneli kompozit malzemeye önemli bir örnek olan betonun mekanik açıdan kusur olarak kaydedilebilecek olan özelliği çekme gerilmeleri altındaki mukavemetinin, basınç gerilmeleri altındaki mukavemetinden çok küçük olmasıdır. Bundan dolayı beton ile birlikte çelik çubuklar kullanılarak “betonarme” olarak nitelendirilen kompozit bir yapı malzemesi oluşturulur.

Beton ve çeliğin birlikte kullanılmasından oluşun betonarmede eğilme ve çekme ile zorlanan yapı elemanlarında çelik donatının görevi çekme kuvvetlerini almaktır. Donatı, sıcaklık değişimi, rötre gibi etkilerden oluşan çekme gerilmelerinin taşınması ve çatlak genişliklerinin sınırlı kalmasını sağlamada da kullanılır. Kolonlarda donatı basınç kuvveti ile zorlanan betonun taşıma kapasitesini artırır. Büyük çatlakları önler ve ortaya çıkan eğilme momentlerini azaltır. Sadece basınç gerilmeleri ile zorlanan ve burkulma tehlikesi olmayan yapı elemanlarında, betonun yüksek basınç dayanımı nedeniyle donatının önemi fazla değilse de bu tür betonarme elemanlarda yarılmalara karşı enine donatı veya fret donatısı kullanılır (Kumbasar 2003, Kürklü 2005).

Çelik, demirin karbon ile düşük oranlarda yapmış olduğu alaşımdır. Karbondan başka farklı oranlarda alaşım elementleri ve empürite (saf olmayan, kirlilik yaratan) elementler bulunur (web 1, Kayalı ve Ensari 2000). Betonarme yapılarda donatı olarak kullanılan çelik çubuklar yüzey şekillerine göre; düz yüzeyli (D), haddeleme sırasında yüzeyinde sürekli veya kesintili enine, boyuna veya eğimli çıkıntılar veya fitiller oluşturulmuş nervürlü (N) ve yüzeyinde girintiler oluşturulmuş profil yüzeyli (P) olmak üzere üçe ayrılır (TS 708 2010).

Bunun yanında çelikler imal metoduna göre soğuk mekanik işlem görmüş, sıcak haddelenmiş ve sıcak haddeleme sırasında ısıl işlem görmüş inşaat çelikleri olarak da

üç ayrıdır. Son olarak da minimum akma dayanımlarına göre çelikler 220 N/mm^2 (S220 veya BÇI), 420 N/mm^2 (S420 veya BÇIII) ve 500 N/mm^2 (S500 veya BÇIV) şeklinde üç ayrılmaktadır (TS 708 2010).

Düz yüzeyli çeliğin dayanımı düşüktür ve beton ile kenetlenmesi iyi değildir, kolayca sıyrılır. Bu nedenle kullanımı giderek azalmış ve yürürlükteki 2007 deprem yönetmeliği kullanımını kısıtlamıştır (sadece etriye, çiroz ve döşeme donatısı olarak kullanılabilir). Uygulamada da artık çok nadir görülmektedir. Nervürlü çeliğin dayanımı yüksektir ve beton ile daha iyi kenetlenir. Nervürler bir olta gibi davranır, çeliğin beton içinden sıyrılması zorlaşır. Günümüzde yaygın olarak kullanılmaktadır. Bunların dışında bir de S500 sınıfında yer alan ticari adı tempcore olan inşaat çelikleri vardır ki bunlara da 2007 deprem yönetmeliğinde bazı sınırlamalar getirilmesiyle birlikte (kolon, kiriş ve perdelerin uçlarındaki kolon kısımlarında kullanılamaz) kullanımı günden güne artan çelik sınıfıdır (Topçu 2009) (DBYYHY 2007).

Son yıllarda teknolojiye paralel olarak inşaat sektöründe kullanılan inşaat çeliklerinde yüksek akma gerilmelerinin yanı sıra süneklik ve kaynak edilebilirlik gibi özellikler istenmektedir. Geleneksel yöntemlerle üretilen inşaat çeliklerinde yüksek akma gerilmesi elde edilebilmesine rağmen süneklik ve kaynak edilebilirlik çok sınırlı kalmaktadır. Bu yöntemlerde yüksek akma gerilmesi elde edebilmek için yüksek karbon ve mangan kullanılmaktadır. Fakat bu elementler sünekliği ve kaynak edilebilirlik özelliklerini ters yönde etkilemekte, akma gerilmesini yüksek tutmak isterken süneklik ve kaynak edilebilirliği ister istemez düşürmektedir. İnşaat çeliklerinde aranan bu üç özelliği aynı anda bulundurulabilmek için yeni bir yöntem olan Tempcore Prosesi geliştirilmiştir (Emir ve Korkmaz 1998).

Tempcore, yüksek mukavemetli betonarme çelik çubuklarının soğuma sırasında kendiliğinden temperlenmesine dayanan patentlenmiş bir çekme prosesidir. Bu üretimde çelik, son sıcak haddeden çıkarılması sırasında yüzeyine su püskürtülmesi ile hızlı bir şekilde soğutulur. Bunun sonucunda martenzitik bir yapı ile sertleştirilmiş bir tabaka oluşur. Çelik hava ile soğurken, su ile soğutulan tabaka çekirdekten (core) gelen sıcaklık ile temperlenir. Netice olarak, düşük karbon ve yüksek dayanımlı bileşik bir metalürjik

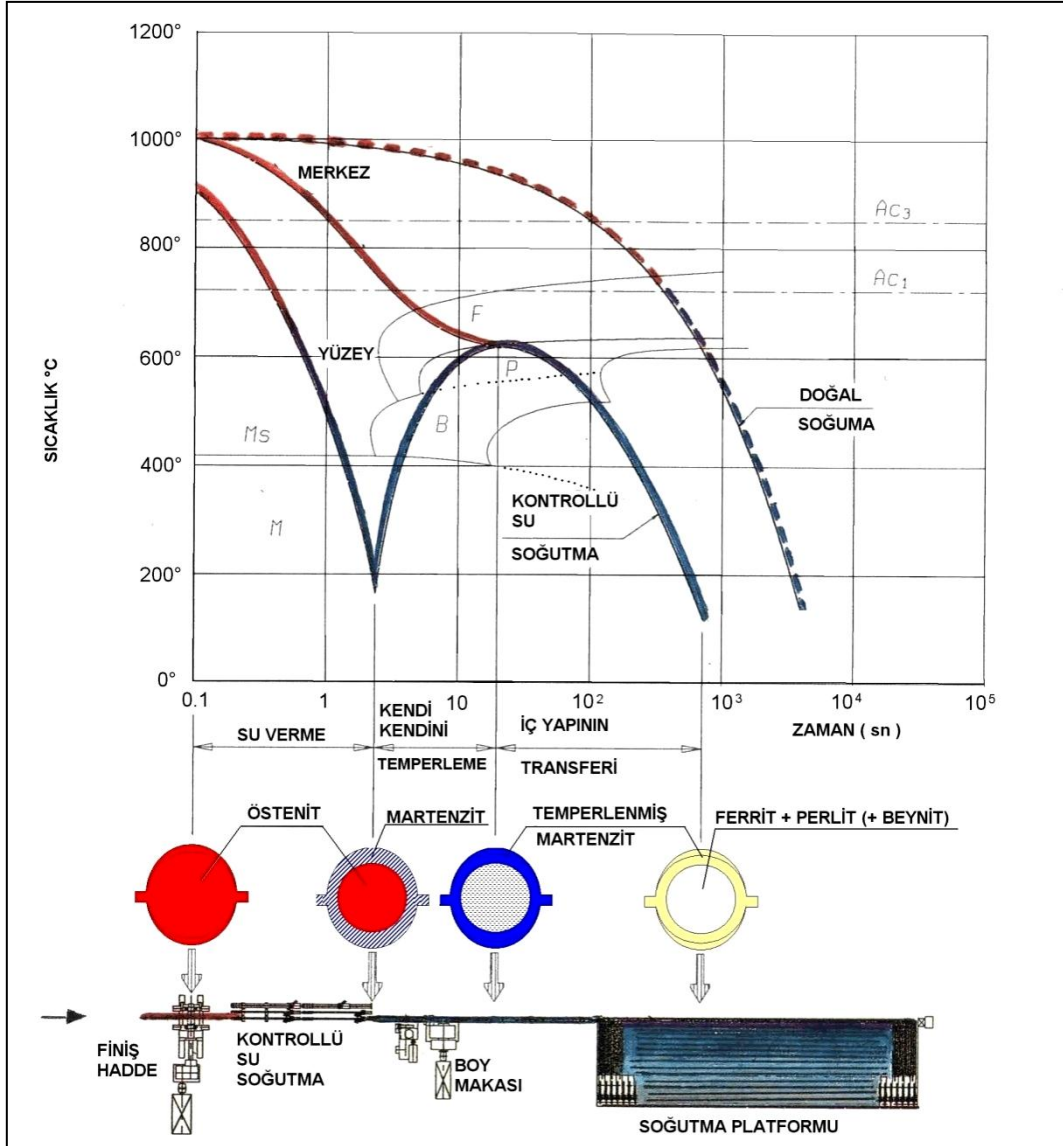
yapı içeren, dışı sert ve merkezi yumuşak bir betonarme çeliği üretilmiş olur (Zheng and Abel 1999).

Tempcore işlemine tabi tutulmuş çubuklarda; mikro yapı ve özellikler çubuğun merkezine doğru sürekli değişir. Bununla birlikte, tempcore çubuklarını iki ayrı parçadan meydana geldiğini düşünmek (sert ve mukavim boru ile içine geçirilmiş yumuşak bir mil gibi) uygun bir yaklaşımdır. Kolaylık olması yönünden; martenzit veya temperlenmiş martenzit bir yüzey kabuğu ile ferrit ve perlitten oluşan çekirdek diye adlandırılabilir. Tempcore çubuğunun baştan sona (boyca) makroskopik özellikleri bilhassa gerilme özellikleri şu üç faktöre bağlıdır;

- * Martenzitin hacim yüzdesi,
- * Martenzitin gerilme özellikleri,
- * Çekirdeğin (ferrit-perlit) gerilme özellikleridir (Çetinel 1997, İkiz 2009).

Tipik bir tempcore soğutma sistemi, su verme hattı ve soğutma suyu temin devresinden oluşmaktadır. Su verme hattı, soğutma düzeneklerini, su dağıtımı ve geri dönüş sistemini ve kontrol sistemlerini içerir. Tempcore prosesi esnasında oluşan fazların hangi aşamalarda oluştuğu şematik olarak Şekil 2.1’de gösterilmektedir (Özsoy 2001).

Betonarmenin, betonla çeliğin beraber çalıştığı kompozit bir malzeme olduğu bilinmektedir. Beraber çalışma özelliğinin ancak çeliğin beton içerisinde kaymaması halinde mümkün olacağı açıktır. Bu durum aderans kavramıyla açıklanabilir.



Şekil 2.1. TTT diyagramı üzerinde kontrollü su soğutma sistemi

2.2. Aderans

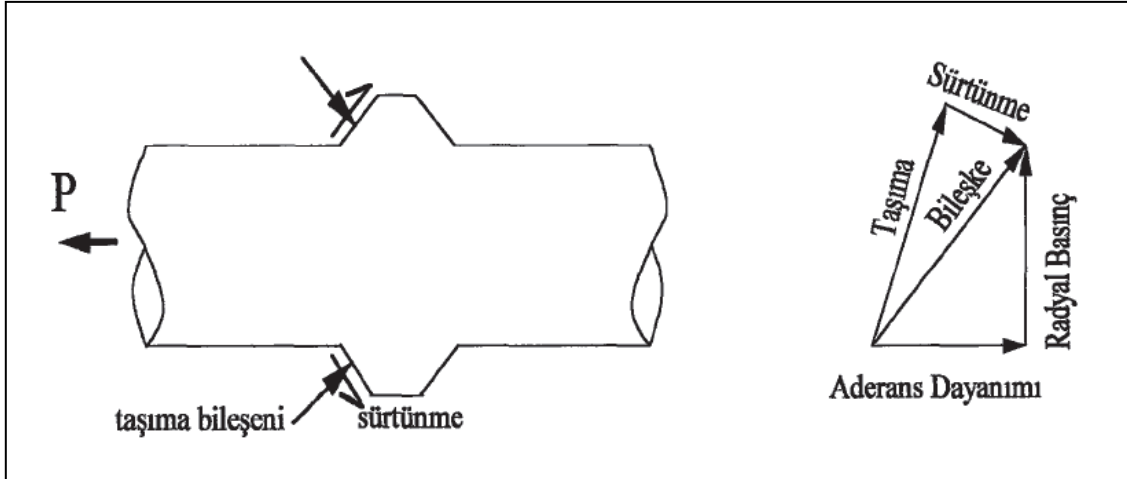
Aderans gerilmesi, genel olarak betondan çelik donatıya kayma gerilmesinin transfer edilmesi olarak tanımlanabilir. Aderans olayı betonarmenin en önemli faydalı özelliklerinden biridir. Bu suretle iki malzemenin beraberce kullanılması ve birbirini tamamlaması mümkün olur. Donatıda meydana gelen gerilme azalması ve çoğalması komşu beton bölgelerine gerilme geçişiyle meydana gelir. Bu durum düz yüzeyli demir çubuklarda kayma gerilmelerinin doğrudan oluşmasıyla açıklanabilir. Nervürlü çubuklarda ise geçişin nervür etrafında oluşan karmaşık bir gerilme durumunun

bileşkesi olarak ortaya çıkan kayma gerilmeleri tarafından sağlandığı kabul edilebilir. Her iki durumda da ortaya çıkan kayma gerilmeleri aderans gerilmeleri olarak da isimlendirilir (Celep ve Kumbasar 1998).

Aderans gerilmeleri, çelik ve beton arasındaki şu üç mekanizmayı içerir: kimyasal yapışma, sürtünme ve mekanik kenetlenme (Wang and Liu 2003). Başlangıçta aderans gerilmesi betonun hidratasyonu sonucu sertleşmiş çimento pastası ve çelik arasındaki zayıf kimyasal kenetlenmeden türetilmiştir. Sıyırılma olduğunda, sürtünmeler aderansa yardım etmiştir ve prensip olarak mesnetlenmeden veya beton ile dişli çubukların yüzeyindeki nervürlerin mekanik kenetlenmesinden aderans direnci ortaya çıkmıştır. Kimyasal yapışmanın etkisi küçüktür ve sürtünme kuvveti yapışma tükeninceye kadar gözükmez ve donatı ile beton arasında rölatif olarak yer değiştirme cereyan eder. Her iki mekanizma düz çubukların durumunda önemlidir. Yüzeyi dişli çubuklarda betona gömülmüş donatıların nervürlerinin mekanik kenetlenmesi aderans gerilmesi-deformasyon davranışına hükmeder (Wang and Liu 2003).

Nervürlü çubukların aderans dayanımı, öncelikle nervürlerin çevresini saran betona karşı gösterecekleri taşıma gücüne bağlıdır. Çubuk nervürü yüzü boyunca, çelik ve beton arasındaki sürtünme, nervüre göre rölatif kayma sonucu beton dişli önlemeye yardım etmekle aderans dayanımı geliştirmede önemli rol oynar. Sürtünmeden dolayı oluşan kuvvet, nervüre dik etki eden aderans taşıma bileşenine vektörel olarak eklenir. Bileşke aderans kuvvetinin düşey bileşeni ise, donatıyı çevreleyen betona dik etki eden radyal basınçtır. Yatay bileşen ise, etkin aderans dayanımıdır (Şekil 2.2) (Türk 2002).

Beton bir bloğa çelik bir çubuk gömülüp beton sertleştikten sonra çekip çıkarılmaya çalışıldığında çelik çubuğun beton içindeki bir noktasında çelik uzaması (çekme kuvveti, betonun rötresi, sünmesi gibi tesirlerin etkisi dahil olmak üzere) ve bu noktada çelik ile temasta olan beton lifteki uzama birbirine eşit olacaktır. Bu tanım, bir beton bloğa gömülmüş yani ankre edilmiş bir çelik çubukla beton arasındaki aderansın, deformasyonlar cinsinden ifadesidir (Özden 1985).



Şekil 2.2 Betona gömülü donatı çubuğu parçasının serbest cisim diyagramı ve aderans dayanımı bileşenleri

Bu ifade gergilerde ve eğilmeye maruz elemanların çekme bölgelerinde uzamanın belirli bir değerine kadar doğrudur. Betonun uzama limitinin çeliğin uzama kapasitesi yanında çok küçük olması nedeniyle, çelikte uzamalar belirli bir değeri geçince beton çatlak ve yukarıda bahsettiğimiz eşitlik çatlama yerlerinde geçerliliğini kaybeder. Böyle elemanlarda eleman boyunca mevcut çatlakların çubuk hizasındaki genişlikleri toplamının, çubuğun uzunluğuna oranı, çelik ve beton liflerindeki şekil değiştirmelerin toplamına eşit olacaktır. Bu eşitlik, çelik çubukla beton arasında kayma olmadığını gösteren ve aderansın deformasyonlar cinsinden ifadesidir.

Buna göre betonarme elemanlarda birbirinden farklı iki tür aderansın varlığı söylenebilir. Birincisi, donatı çubuğunun sıyrılmaya maruz olmamakla birlikte çekme veya eğilmeye çalışan betonarme elemanlardaki beton ile çeliğin birlikte çalışmasını sağlayan ve elemanın çatlama durumunu belirleyen iç aderanstır (eğilme aderansı). Diğeri ise ankraj veya dış aderans olarak adlandırılan ve beton içindeki donatı çubuğunun çekme veya basınç tesiri oluşturan yük durumunda betondan sıyrılmayı önleyen aderanstır (kenetlenme aderansı).

2.2.1. Eğilme Aderansı

Eğilme altındaki bir betonarme elemanda momentin bir kesitten diğerine değişebilmesi için, donatıdaki gerilmenin de değişmesi gerekir. Bunun olabilmesi de ancak donatı

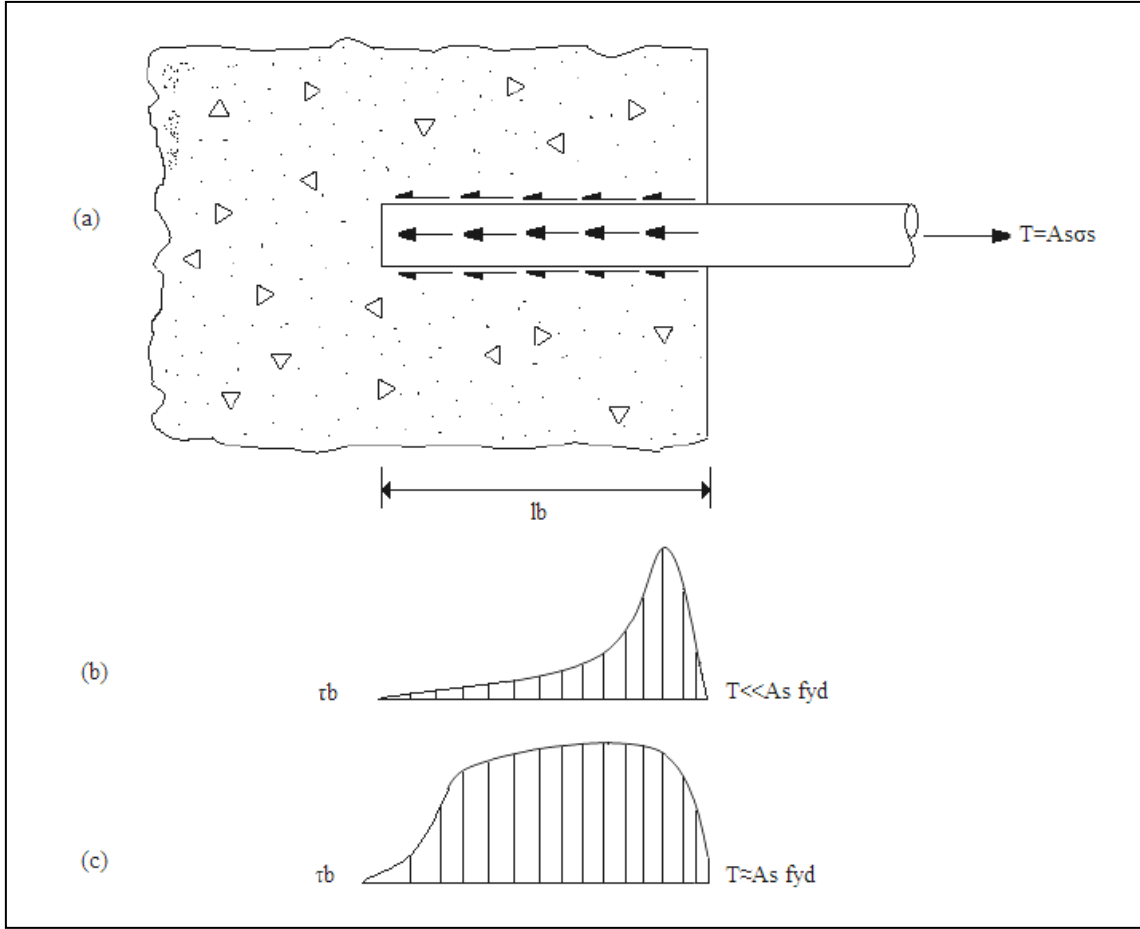
çevresinde oluşan ve aderans gerilmesi olarak adlandırılan kesme gerilmelerinin varlığıyla mümkündür. Denge koşulu nedeniyle, birim uzunluktaki çubuğun çevresini etkileyen aderans gerilmelerinin toplamı, çubuğun iki ucundaki çekme kuvvetleri farkına eşit olmalıdır.

2.2.2. Kenetlenme Aderansı

Betonarmede, donatı beton kütle içine yeterli uzunlukta gömülmüşse, çubuğu çekip çıkartmak mümkün değildir. Gömülme boyunun yeterli olmadığı durumlarda ise, çubuk yüzeyinin geometrisine bağlı olarak, çubuk sıyrılıp çıkabilir veya etrafındaki beton kütleyle yapışabilir. Betona gömülen çubuk boyu, “kenetlenme boyu” olarak adlandırılır ve bu tür aderansa da “kenetlenme aderansı” denir. Kenetlenmenin yeterli olabilmesi için donatı akma gerilmesine eriştiğinde veya depremde olduğu gibi donatı akma ötesinde belirli bir birim deformasyona ulaştığında, çubuk betondan sıyrılmamalı ve betonu yarmamalıdır.

Şekil 2.3’de beton bir kütleyle gömülen bir çubuk gösterilmiştir. Çubuğun kenetlenme boyunca etkileyen bağ kuvvetleri (τ_b olarak gösterilmiştir), uygulanan çekme kuvvetini dengelemek durumundadır. Donatıdaki çekme kuvveti, $T=A_s \sigma_s$ olarak gösterilmiştir. Yeterli kenetlenmenin sağlanabilmesi için, $\tau_s=f_{yd}$ olduğunda, çubuk çevresinde oluşan bağ kuvvetlerinin toplamının, çubuğun çekme dayanımına eşit olması gerekir.

Eğer τ_b olarak gösterilen aderans gerilmeleri kenetlenme boyunca düzgün yayılı olsaydı veya bu gerilmelerin dağılımı kesin olarak bilinseydi, gerekli kenetlenme boyunun hesabı oldukça kolay olurdu. Yapılan deneyler, aderans gerilmelerinin kenetlenme boyunca düzgün yayılmadığını ve gerçek dağılımın birçok değişkene bağlı olduğunu göstermiştir. Şekil 2.3 (b) ve (c) de gösterildiği gibi, aderans gerilmelerinin dağılımı düzgün değildir ve bu dağılım, diğer değişkenlerin yanı sıra çubuktaki gerilme düzeyine göre de değişmektedir.



Şekil 2.3. Aderans gerilmelerinin çubuk boyunca dağılımı

Aderans gerilmeleri ile kenetlenme boyu arasındaki ilişkiyi yaklaşık olarak saptayabilmek için, aderans gerilmelerinin kenetlenme boyunca değişmediği varsayılabilir. Gerçek dağılım, varsayılandan çok değişik olduğundan elde edilecek bağıntının gerçeğe tam uymadığı unutulmamalıdır. l_b boyunca aderans gerilmelerinin etki ettiği alan, $A = \pi \cdot \varnothing \cdot l_b$ olacağından denklem 2.1 de gösterildiği gibi aderans kuvveti donatı çekme kuvveti T 'ye eşit olmalıdır. Burada $\varnothing$ çubuğun çapıdır.

$$\sum(\tau_b \times \text{birim yüzey alanı}) = \tau_b \times A = T = A_s \times f_{yd} \quad (2.1)$$

2.1. denklemi daha açık olarak denklem 2.2 deki gibi yazılabilir. Yapılan deneyler, aderans dayanımının birçok değişkene bağlı olduğunu göstermiştir. Bu değişkenlerden en önemlisi betonun çekme dayanımıdır.

$$\tau_b \times (\pi \times \emptyset) \times l_b = A_s \times f_{yd} = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \times f_{yd} \quad (2.2)$$

2.2 denkleminde kenetlenme boyunu çekersek 2.3 denklemi elde edilir.

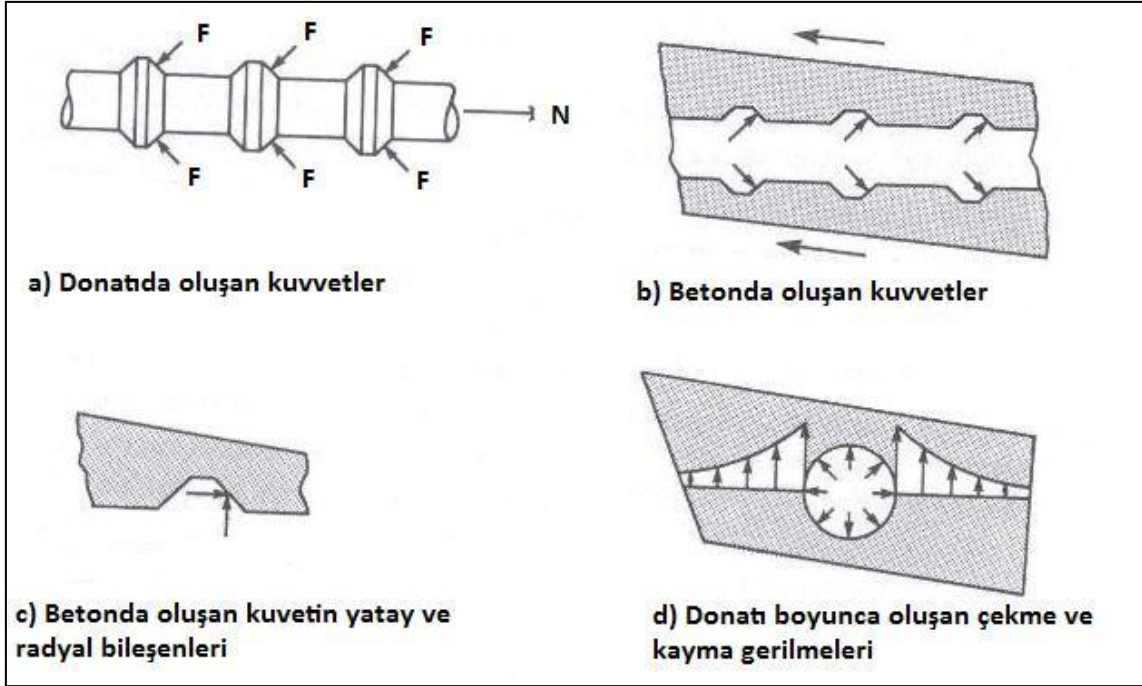
$$l_b = \frac{f_{yd}}{4\tau_b} \times \emptyset \quad (2.3)$$

$\tau_b = C_1 \cdot f_{ctd}$ ve $C_0 = \frac{1}{4C_1}$ var sayılırsa denklemimiz 2.4'deki gibi olacaktır. Bu denklem kenetlenme boyunu veren en temel denklem olup burada bulunan C_0 kat sayısının deneysel olarak belirlenmesi gerekir (Ersoy ve Özcebe 2001).

$$l_b = C_0 \times \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \times \emptyset \quad (2.4)$$

2.2.3. Aderans Mekanizması ve Kırılma (Yarılma) Mekanizması

Çekme etkisindeki bir elemanda oluşan kuvvetler Şekil 2.4 de gösterilmiştir. Donatıda oluşan kuvvetler şematik olarak Şekil 2.4 (a) da betona etkiyen ve donatıdakine eşdeğer kuvvetler ise Şekil 2.4 (b) de gösterilmiştir. Bu kuvvetler yatay ve düşey olmak üzere iki bileşenden oluşmaktadır (Şekil 2.4.c). Yatay kuvvetler, iki diğ arasındaki betonu kesmeye ya da diğlerin hemen önünde betonu ezmeye zorlamaktadır. Düşey kuvvetler ise betonda çekme gerilmesi meydana getirmektedir (Şekil 2.4.d). Bu gerilmenin betonun çekme dayanımından fazla olması durumunda betonda iç çatlaklar oluşmakta, beton örtü kalınlığı ve kenetlenme boyu yeterli olmaması durumunda da donatıya paralel oluşan bu çatlaklar betonun yarılmasına neden olmaktadır.



Şekil 2.4. Aderans transferinin mekanizması

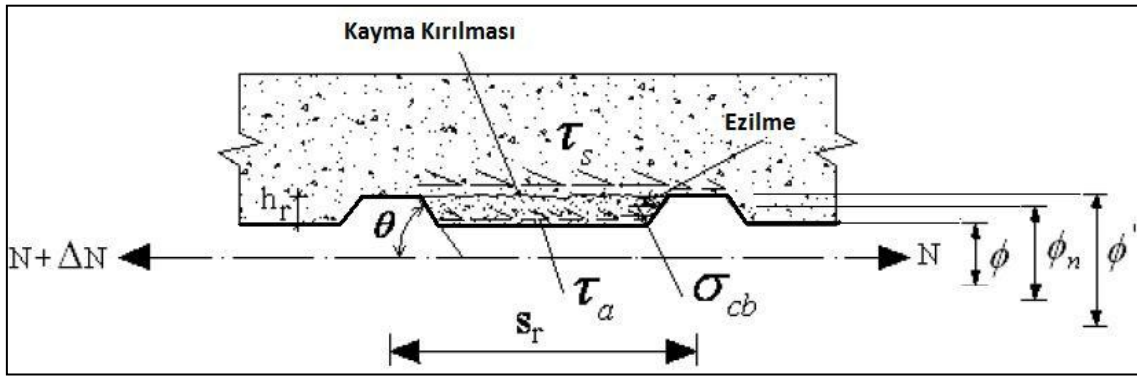
Nervürlü donatılarda, ΔN iki nervür arasında kalan bölgedeki dengelenmemiş çekme kuvvetini, τ_a donatı yüzey alanı boyunca kimyasal yapışmanın meydana getirdiği kayma gerilmesini, σ_{cb} dişlerin hemen önünde oluşan yaslanma gerilmesini ve τ_s iki diş arasında kalan betonu kesmeye çalışan kayma gerilmesini, h_r diş yüksekliğinin ve s_r iki diş arasındaki mesafeyi gösterilmek üzere, bu kuvvet Şekil 2.5 deki gösterimler de dikkate alınarak; (2.5) ifadesiyle belirlenebilmektedir.

$$\Delta N = \pi \cdot \phi \cdot S_r \cdot \tau_a + \pi \cdot \phi_n \cdot \sigma_{cb} \approx \pi \cdot \phi' \cdot S_r \cdot \tau_s \quad (2.5)$$

Yük artmaya başladığında kimyasal yapışmanın kaybolması ve kalan sürtünme kuvvetinin de donatının dişlerinin betona yaslanmasıyla oluşan aderansa kıyasla çok küçük olmasından dolayı ihmal edilebilmektedir. Bu durumda, (2.6) ifadesi yazılabilmektedir (Ünal 1998, Ersoy ve Özcebe 2001).

$$\frac{\tau_s}{\sigma_{cb}} = \frac{h_r}{s_r} \quad (2.6)$$

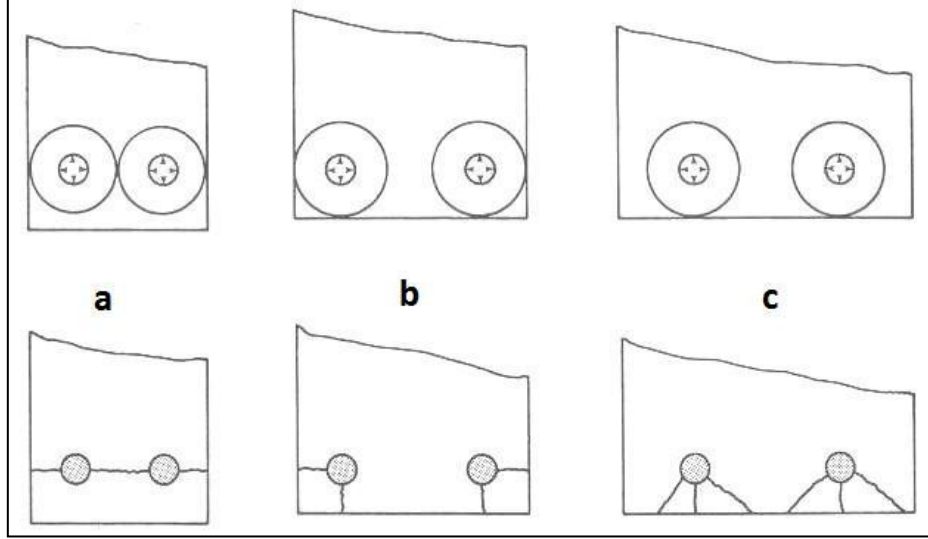
Diş yüksekliğinin fazla ve iki diş arasındaki mesafenin az olduğu durumlarda, kırılmaya kayma gerilmeleri hâkim olmakta ve donatı betondan sıyrılmaktadır. $\frac{h_r}{s_r} \leq 0,01$ için ise kesme kırılması meydana gelmemektedir. Bu durumda, betonun yaslanma dayanımı basınç dayanımından büyük olduğundan, kenetlenme boyu ve beton örtü kalınlığının yeterli olması durumunda donatı akmaktadır. Ancak, yaslanmanın neden olduğu yerel ezilmeler küçük sıyrılmalar doğurabilmektedir. Kenetlenme boyunun, sargı donatısının ve beton örtü kalınlığının yetersiz olması durumlarında beton yarılmaktadır. (Park and Paulay 1975, Macgregor 1997, Arslan 2007)



Şekil 2.5 Çekme etkisindeki nervürlü elemanda kayma kırılmasının şematik gösterimi

Yukarıda da belirtildiği gibi nervürlü donatılar eleman eksenine paralel ve dik kuvvetler oluşturmaktadır. Bu kuvvetlerden eleman eksenine dik olanı basınçlı su etkisindeki bir boruda olduğu gibi, betonda çekme gerilmeleri oluşturmakta ve bunlar betonda yarılmalara neden olmaktadır. Betonun yarılmasına neden olan bu çatlakların ilk olarak yan yüzlerde mi yoksa alt yüzde mi görüleceği donatının kesit içerisindeki konumuna bağlıdır. Beton örtü kalınlığının iki donatı arasındaki mesafenin (a) yarısından büyük olması durumunda eşdeğer boru cidar kalınlığı t, a/2 olmakta ve bu durumda çatlaklar yan yüzlerde oluşmaktadır (Şekil 2.6.a). Bu şekilde oluşan yarılmaya *yatay yarıлма* adı verilmektedir. Deneyler bir kesitte *düşey yarıلمانın* meydana gelebilmesi için beton örtü kalınlığının, donatının yan yüzlere olan uzaklığından ve iki donatı arasındaki mesafenin yarısından küçük olması gerektiğini göstermektedir. Bu durumda eşdeğer boru cidar kalınlığı pas payına eşit olmaktadır. Şekil 2.6.(b) de yetersiz pas payından dolayı kesitin alt yüzünde meydana gelen çatlaklar görülmektedir. Donatının yan yüzlere olan uzaklığının, iki donatı arasındaki mesafeden ve beton örtü kalınlığından daha az olması durumunda da yine yatay yarılmalar oluşmaktadır

(Şekil 2.6.c). Burada eşdeğer boru cidar kalınlığı donatının yan yüze mesafesine eşit olmaktadır (Ersoy ve Özcebe 2001, Macgregor 1997).



Şekil 2.6. Tipik yarıma sonrası yüzey bozulmaları

2.2.4. Aderans Dayanımını Etkileyen Faktörler

Aderansa tesir eden faktörlerden en önemlilerini şöyle sıralamak mümkündür;

Çelik çubuğun düz satırlı veya nervürlü oluşu: Aynı çaplı, aynı yerde kullanılan iki çubuktan yönetmeliklere uygun tarzda nervürlü olan çubuğun aderans emniyet gerilmesi, düz satırlı olan çubuğun emniyet gerilmesinin, beton tipine bağlı olarak 2 ila 3 katıdır.

Çeliğin akma dayanımı: Kenetlenme boyunca aderans gerilmesi dağılımını etkileyeceğinden dolayı önemlidir.

Donatı çapı: Çapı değıştikçe, kenetlenmeyi sağlayan çevrenin, uygulanan kuvveti etkileyen alana oranı değışmektedir. Yani, donatı çapı arttıkça hem kesit alanı artan donatıya gelen kuvvetin artması sonucu kenetlenme azalmakta, hem de donatı dış kuvvetlerinin oluşturduğu ve yarıma çatlağına sebep olan radyal gerilmelerin artması da söz konusu olmaktadır. Kenetlenme boyu göz ardı edilerek düşünıldüğünde çapın

artması aderansı azaltır. Ayrıca, yarıma kırılmasında betonda oluşan çekme gerilmeleri de çapla orantılı olmaktadır.

Çelik çubuğun yer ve konumu: Aderansın iyi olabilmesi üzerine betonun iyice sarmasının tesiri çok önemlidir. Bir kirişte üst kısımlarda betonun iyi sıkıştırılamaması, su/çimento oranının artması sonucu beton mukavemetinin azalması, üst çubukların altında beton oturmasının alt çubuklara nazaran daha fazla olması, üste yakın çubuklarda aderansın, alt çubuklara nazaran daha az olmasına sebep olmaktadır. Eğimli çubuklarında betona sarılma durumları aderansı etkileyen durumlardandır.

Elemana tesir eden statik yüklerin veya dinamik yüklerin hakim oluşu: Dinamik yüklerin hakim olduğu yapılarda aderansın devamlılığı zamanla bozulabilmektedir. Buna meydan vermemek için bu durumda kabul edilebilir maksimum aderans gerilmesini, statik yüklerin hakim olduğu hale nazaran daha küçük olarak tespit etmek zorunludur.

Enine donatı: Enine donatı, ankraj yerlerinde beton örtü tabakasının ince olduğu durumlarda ve özellikle nervürlü çubuklar kullanılması halinde, çubuklar boyunca meydana gelebilecek çatlakların ilerlemesi ve genişlemesine mani olur. Yapı elemanı boyunca bir çatlak meydana geldiğinde, enine donatı bulunmazken aderansın sıfıra ineceği açıktır. Enine donatının olması halinde aderans küçülür, fakat yok olmaz, ankraj bölgesi büyüyerek çubuktaki kuvvet dengelenebilir. Enine donatı, kirişlerde eğilme aderans gerilmesinin büyük olduğu yerlerde (genellikle mesnetler civarı) beton örtü tabakasının yarılmayı önlemekte olduğu gibi çubukların bindirme eklerinde dikiş donatısı rolünü oynar.

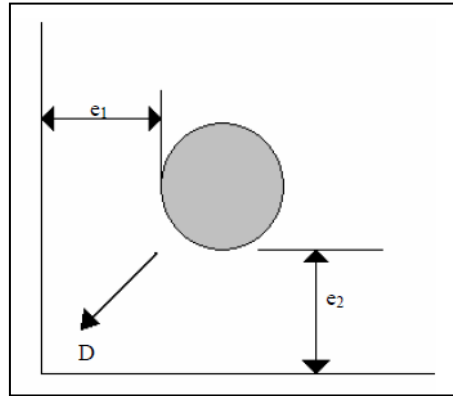
Betonun çekme dayanımı: Nervürlü çubuklarla donatılmış elemanlarda kırılma yarıma ile olacağından, çekme dayanımı özellikle önemlidir.

Kenetlenme boyu: Aderans kenetlenme boyu ile değişir. Ancak aderans dayanımı, kenetlenme boyu ile orantılı değildir, yani kenetlenme boyunun iki katına çıkarılması, aderans dayanımının iki kat arttığı anlamına gelmez.

Yerel gerilmeler: Yerel gerilmeler de aderansı etkileyebilir. Örneğin, mesnetin uyguladığı yerel basınç gerilmeleri, özellikle nervürlü donatı kullanılan durumlarda yarılmayı geciktirebilir.

Kullanılan agreganın cinsi ve katkı maddeleri de aderansı etkiler. Örneğin, hafif agregayla yapılan betonun aderans dayanımı, normal agregayla yapılan orana daha düşüktür.

Çubuğun kenar çubuk veya iç çubuk oluşu: Bir kesitte kenar çubuğun aderansı, kenardaki beton tabakası ince olduğu ve kolaylıkla enine deformasyon yaptığı için bir iç çubuk kadar iyi olmaz. Aderansın yeteri kadar iyi olması için beton çubuğu kenar ve altta saran beton tabakasının bir minimum kalınlığı olmalıdır (Şekil 2.7). Bu kalınlık özellikle nervürlü çubuklarda, köşeye doğru olan D kuvvetleri sebebiyle betonun çatlamaması için lazımdır. Bunun yanında betonun içinde bulunduğu çevre şartlarını, karbonatlaşma olayını, korozyon ataklarını ve yangına karşı dayanıklılık gibi hususlar düşündüğümüzde Şekil 2.7 deki e_1 ve e_2 mesafeleri ve aderans gerilmelerine sağlayacakları faydalar farklılık gösterecektir.



Şekil 2.7 Minimum paspayı

Yukarıda sözü edilen çok sayıda faktör, aderans dayanımını, kenetlenme boyunu etkilemesi nedeniyle, çıkarılan teorik formüllerin sağlıklı olduğunu söylemek doğru değildir. Özellikle nervürlü donatı kullanılması durumunda olay daha da karmaşık hale gelmektedir. Bu nedenle aderans dayanımlarını ve aderans ile ilgili parametreleri, deneyler sonucu belirlemek en akılcı yöntemdir (Ersoy ve Özcebe 2001, Türk 2002). Betonarme hesaplamalarında direk yer almayan fakat kullanım sırasında betonun

bulunduğu çevre şartları arasında yer alan, yukarıda da zikrettiğimiz yangın ve korozyon durumları da beton ile çelik arasındaki aderans gerilmesini etkilen faktörlerin başında gelmektedir.

2.3. Korozyon

Korozyon genel anlamda, kademeli bir aşınma veya kimyasal ve/veya elektrokimyasal reaksiyonlarla bozulma olarak tanımlanır. Demir ve çelik genellikle; oksijen ve suyun bulunduğu her ortamda korozyona uğrar (TKT 2004). Yani genel olarak çeliğin korozyonu kaçınılmazdır. Bunun sebebi atmosferik durumlar altında çelik içerisindeki demirin kararsız hali ve daha kararlı olduğu doğadaki haline yani demir okside dönmeye çalışmasındandır.

Bu durumu anlayabilmek için çeliğin nasıl üretildiğini düşünmek gerekir. Özellikle demir cevheri demir oksit içeren bir madendir. Büyük miktarda enerji kullanılan süreçte cevherden demir ayrılır. Bu işlem yüksek fırında yapılır ve pik demiri elde edilir. Pik demiri, geniş miktarda karbon içerir, safsızlıkların çoğunluğunun taşınmasıyla malzeme rafine edilir ve içerisine çeşitli alaşımlar eklenerek elde edilen çeliğin mekanik özellikleri artırılır. Bir malzemede enerji kullanılarak üretim süreci sonucunda demir cevherinden bu hale geldiğinde oda sıcaklığında yüksek enerji durumundadır. Termodinamik kanunlarına göre malzemeler çevre ile dengedeki düşük enerjili duruma geri dönmek eğilimdedir.

Alışılmış atmosferik koşullarda demir için en düşük enerji durumu oksittir ki bu pasın tipidir. Böylece, atmosferik oksijenin hazır halde bulunması demir oksit için gerekli bileşke maddesini sağlar. Normal sıcaklıklarda bu dönüşüm çok yavaştır. Fakat ortamda su veya yüksek sıcaklık mevcutsa bu süreç hızlı bir şekilde gerçekleşir ve demir pası dönüşür (Malhotra and Carino 2004).

Korozyon reaksiyonun yürütücü kuvveti, reaksiyon sırasında açığa çıkan enerji yani serbest entalpi azalışıdır. Termodinamik olarak, bir reaksiyonun kendiliğinden yürümesi için, reaksiyonun serbest entalpi değişiminin mutlaka negatif olması gerekir. Ancak bazı hallerde metalin termodinamik açıdan korozyona uğraması beklendiği halde, pratikte

reaksiyonun yürümediği veya önemsiz derecede yavaş yürümekte olduğu görülür. Bu durum kabuk oluşumu ve pasifleşme gibi sebeplerle reaksiyon hızının azalmasından kaynaklanır (Tamirci 2008).

Değişik ortamlarda oluşan korozyon olayları birbirinden oldukça farklılık arz etmektedir. Pratik olarak birbirinden ayırt edilebilen korozyon türleri şu şekildedir; Üniform korozyon, çukur korozyonu, galvanik korozyon, çatlak korozyonu, kabuk altı korozyonu, filiform korozyonu, seçimli korozyon, taneler arası korozyon, erozyonlu korozyon, aşınmalı korozyon, stres korozyonu, yorulmalı korozyon, kaçak akım korozyonu, mikrobiyolojik korozyon (Savaşkan 1999, Tamirci 2008).

Yukarıda bahsedilen açıklamadan da anlaşıldığı gibi çelik korozyonu şaşırtıcı bir durum değil genel bir problemdir. Betonarme yapılarıdaki donatı çubukları gibi çeliklerde korozyon başlama durumu yapının servis ömrü ile alakalı olarak tasarımcının iyi değişikliklerle uzun bir tasarım ömrü ortaya koymasına bağlıdır. Neyse ki, beton içindeki çelik donatının korozyonunu önleyici bir pasif oksit film tabakası gelişmiştir.

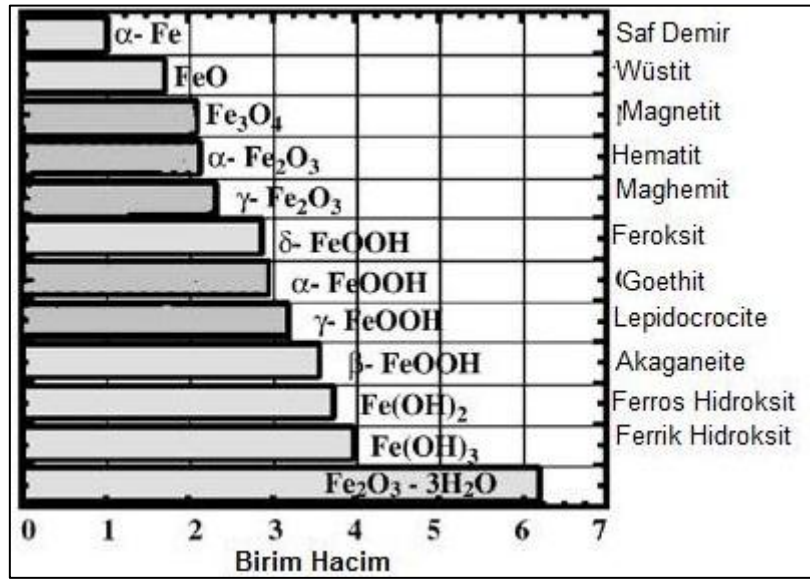
2.3.1. Betonarme Çeliğinde Korozyon

Betonun yüksek alkali durumu ($pH > 12,5$) çelik donatı yüzeyinin korozyon ataklarını ihmal edilebilir değerlere düşüren pasif tabaka ile kaplanmasını sağlar. Bu pasif tabaka var olduğu sürece korozyon gözlenmez (Hunkeler 2005). Fakat bu pasif tabaka bazı ortam koşullarının etkisi ile bozularak koruyucu özelliğini kaybeder. Bu pasif tabakanın kırılması donatı korozyonunun oluşmasını kolaylaştırır (Boğa 2005). İki süreç bu katmanı bozabilir. Bunlar: Betonun karbonatlaşması ve klor iyonlarının ataklarıdır (Hunkeler 2005).

Beton pH derecesinin yüksek oluşu, beton içinde bulunan çelik yüzeylerinde kısa süre içinde Fe_2O_3 filminin oluşmasına ve metalin pasifleşmesine neden olur. Normal bir betonda bu oksit filmi bozulmadan uzun süre çeliğin korozyonunu önler. Beton bünyesine girmiş olan klorür iyonları, çelik yüzeylerinde oluşmuş bulunan pasif oksit filminin bozulmasına neden olur. Bu durumda betonarme çelikleri şiddetli korozyona

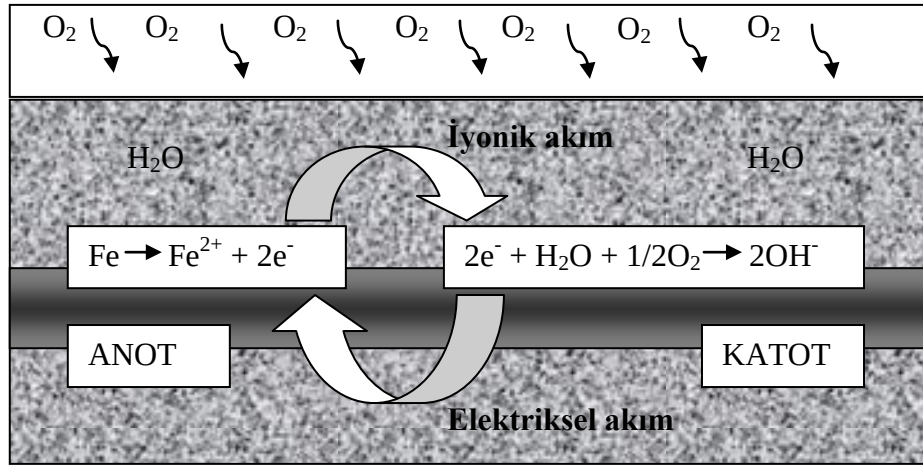
uğrayabilir. Betonun, 1 m³ de yaklaşık olarak 0.7-1.2 kg dan fazla klorür bulunması halinde korozyonun devamı için uygun bir ortam sağlanmış olur.

Betonarme çeliklerinin korozyona uğraması yalnız çeliğin kaybedilmesi ile kalmaz. Korozyon sonucu oluşan kimyasal bileşikler (pas), metale göre çok daha büyük hacim kaplaması nedeniyle beton bünyesinde gerilmelere ve çatlamalara sebep olur (Şekil 2.8). Böyle bir durumdaki beton için hayati tehlike söz konusudur (TKT 2004).



Şekil 2.8. Demirin korozyon ürünleri (Jaffer and Hasson 2009)

Korozyon birbirini tamamlayan ve her zaman iki elektrokimyasal reaksiyonla meydana gelir. Bunlar oksidasyon ve redüksiyon reaksiyonlarıdır. Oksidasyon atom halindeki metalin (çeliğin) elektron kaybederek iyonla dönüşmesi (denklem 2.7), redüksiyon ise atomdan ayrılan elektronların başka bir ortamda harcanmasıdır (denklem 2.8). Oksidasyona anot reaksiyonu, redüksiyona katot reaksiyonu adları verilir. Korozyon olayının olabilmesi için bu ikilinin yanında elektriksel akımın olduğu elektrolitinde olması gerekir. Beton içine gömülü çelik donatının elektrokimyasal korozyonu şematik olarak Şekil 2.9 da gösterilmiştir. Bunlardan birinin önlenmesi korozyon sürecini durdurur (Akman 1992).

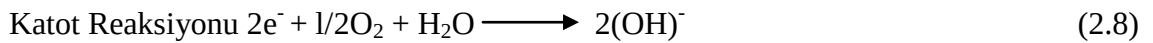


Şekil 2.9 Beton içine gömülü çelik donatının elektro-kimyasal korozyonu

Demirin anot ve katot reaksiyonları bazı tepkimeler ile oluşmaktadır. Bu tepkimeler sırasıyla aşağıda gösterilmiştir. Pasif katmanın bozulmasının ardından çelik yüzeyinde pas alanları görülmeye başlar. Kimyasal reaksiyon, klorid atakları veya karbonatlaşma ile korozyonu ortaya çıkartır. Beton içindeki çelik korozyona uğrarken gözenek suyunda çözülür ve elektron verir (Broomfield 2007, Söylev and Richardson 2008):



Anodik reaksiyon sonucu ortaya çıkan iki elektron (Fe^{+2}), çelik yüzeyinde elektriksel olarak yüksüz olan bölgelerde mutlaka harcanır. Diğer bir deyişle, çelik üzerinde bir yerde büyük miktarda elektriksel yük toplanamaz. Elektronlar diğer bir kimyasal reaksiyona girer. Su ve oksijenin kullanıldığı bir reaksiyondur bu:



Şekil 2.9’da gösterildiği gibi katodik reaksiyonda hidroksil iyonları meydana gelecektir. Bu iyonlar yerel alkaliliği artırır ve bundan dolayı pasif tabaka kuvvetlenir. Katotta klorid iyonları ve karbonatlaşmanın etkilerini savuşturur. Katotta reaksiyonun devamı için su ve oksijene hep ihtiyaç vardır. (2.7) ve (2.8) kimyasal denklemleri demirin korozyon sürecini açıklar. Anot reaksiyonu ile iyonlaşan demir sıvı içinde kolaylıkla çözülür. Ancak sürecin devamı için salıverilen elektronların uzaklaşması, katoda

ulaşması gerekir. Bunun için anot ile katodu bağlayan bir iletken gereklidir. Katot da aynı çelik eleman üzerinde ise, genellikle böyledir çelik iletkenlik görevini yerine getirir. Katotta reaksiyonu sonucu ortaya çıkan $(OH)^-$ iyonlarının elektrolitik sıvı sayesinde anoda gelmesiyle tam hücrenin elektrik devresi kapanır. Anodik ve katodik reaksiyonlar pas oluşumu sürecinde sadece ilk adımdır. Sadece gözenek suyunda demir çözülmesiyle betonda çatlak ve yarıma gözlenmez. Bunun olabilmesi için pas sürecinin birkaç adım daha ileri gitmesi gerekir. Bunun için hidroksil iyonları ile elektrolit solüsyonun içerisinde Fe^{+2} iyonları reaksiyona girerek ferros hidroksiti oluşturmaktadır:



$Fe(OH)_2$ kararsız ve çözünen bir hidroksittir, çevrede mevcut su ve oksijenle birleşerek kararlı ferrik hidroksit $Fe(OH)_3$ pasına dönüşür (denklem 2.10). Bu pas Fe_2O_3 oksidinin hidroksitidir, anot çevresinde boşluklu, sarı renkli bir pas olarak çökelir:



Ferrik hidroksit ise, hidrate ferrik oksite yani pasa (Fe_2O_3) ve su durumuna dönüşebilmektedir. Buradaki su, korozyon olayının devamına yardımcı olabilmektedir:



Korozyon olayında yer alan reaksiyonlardan görülebileceği gibi, anodik bölgenin Fe^{+2} iyonlarının solüsyon içerisine girmesiyle, bu bölgedeki demir iyonları azalmaktadır. Katodik bölge üzerinde ise, ferros hidroksit ve ferrik hidroksit gibi korozyon ürünleri yerleşmiş olmaktadır. Bu elektro-kimyasal reaksiyonlardan anlaşılacağı üzere demirin korozyonunun varlığı ve sürekliliği için anot ve katotun bir iletken ve elektrolitik sıvı ile devre oluşturması, ayrıca ortamda su ve oksijenin bulunması gerekmektedir. Bu devredeki farklı elektropotansiyelerle sahip elektrotları bölgedeki O_2 konsantrasyonu belirler, düşük O_2 konsantrasyonlu bölge anottur, yani O_2 'nin az olduğu bölge hasar görür ve bu olguya oksijen paradoksu adı verilir (Erdoğan 2003, Akman 2000).

2.3.2. Klorür Korozyonu

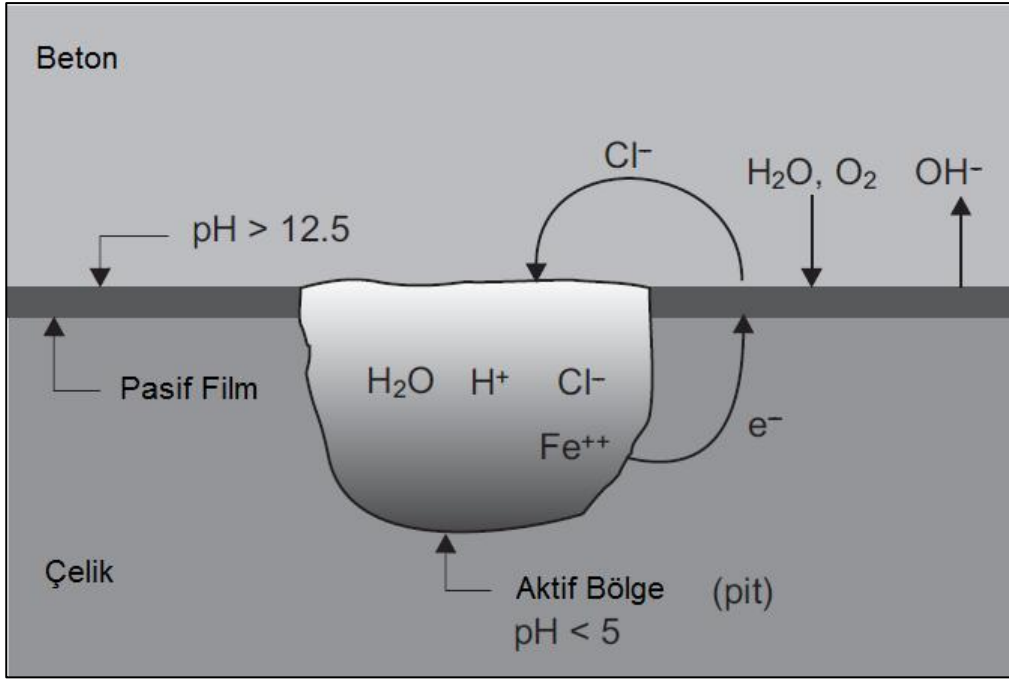
Klorür iyonları betona katkılar vasıtasıyla, deniz suyu etkisiyle, kılcallık yoluyla, beton karışım suyunun tuz içermesiyle ve bu tuzların çözülmesiyle girebilirler. Beton alkalinitesi yüksek olan bir yapı malzemesidir ve bu özelliği ile içerisinde bulunan donatının yüzeyindeki kararlı, koruyucu bir oksit tabakası oluşturarak anodik akım yoğunluğunun kısıtlanmasına bir başka değişle çeliğin korozyona uğramasını önlemektedir. Bu olaya alkali passivasyonu adı verilmektedir (ACI 222R-01 2001). Klor iyonlarının korozyon sürecine olumsuz birçok etkileri vardır. Çelik donatı üzerinde oluşan ve korozyonun gelişimini engelleyen pasif tabakanın çözünmesine yol açmaları bu etkilerden en önemlisidir.

Tam korozyon süresince hidrata olmamış ferrik oksit Fe_2O_3 tamamen yoğun olduğunda çeliğin hacminin iki katı civarındadır. Hidrata olmaya başladığında daha fazla büyüme yapar ve boşluklar oluşur. Bunun anlamı Şekil 2.8’de de gösterildiği gibi beton/çelik ara yüzeyinde hacim altı ila on kata kadar artar. Bu olay çatlama ve yarılmaya sebebiyet verir ve kırmızı/kahverengi kolay kırılan pelte şeklinde bir pas oluşumu gözlenir.

Klor iyonları, betonun içerisindeki çelik çubukların üzerindeki pasif oksit filminin kırılmasına, korozyonun daha kısa sürede başlamasına yol açmaktadır. Şekil 2.10 da şematik olarak gösterildiği gibi, demir iyonları ve klor iyonları, su ile reaksiyona girip, ferros hidroksit ve hidroklorik asit oluşturmaktadırlar. Hidroklorik asidin, hidrojen iyonuna ve klor iyonuna dönüşmesiyle de, korozyon daha şiddetli şekilde devam etmektedir (Broomfield 2007, Erdoğan 2003):



Klorür iyonlarının donatıya ulaştıklarında pasif tabakayı gevşettikleri, yüzeydeki kararlı tabaka ile reaksiyona girerek $Fe(OH)_2.FeCl_2$ gibi kararsız klor kompleksleri oluşturdukları düşünülmektedir. Yapılan araştırmalar, bu tür çözünebilir bileşiklerin oluşmasında $Cl^{-}/(OH)^{-}$ oranının önemli bir parametre olduğunu, bu oranın 0.6 değerini aşması halinde pasif tabakada hasarın belirginleştiğini göstermektedir.



Şekil 2.10. Betonarme donatısında klorür iyonlarının yol açtığı oyulma tarzı korozyon

Klorür iyonları, ortamın elektrolitliğini arttırarak ve elektriksel direncini azaltarak anot-katot iyon akışını kolaylaştırırlar. Böylece akım şiddetinin artışına bağlı olarak korozyon hızı da artar. Asit karakterli olmaları ve ortamın pH değerini indirgemeleri bir diğer olumsuz etkidir. Klorür iyonları metal tarafından O_2 ve $(OH)^-$ iyonlarına göre çok daha kolay adsorbe edilirler. Böylece katalizör görevi görerek, anodik reaksiyonun kolaylıkla oluşmasını sağlarlar ve demirin iyonlaşmasını çarpıcı biçimde hızlandırırlar. Klorür bulunan ortamda korozyonun gelişimi aşağıdaki tepkimelerle gösterilmiştir.



Ortamda demir ve $(OH)^-$ iyonlarının bol miktarda bulunması nedeniyle klorür iyonları reaksiyon sonucu sürekli yenilenmekte ve donatıda bozulma devamlılık arz etmektedir. Bu nedenle, klorürlerin donatıda yol açtıkları korozyonun, en tehlikeli korozyon türü olduğu söylenebilir (Baradan vd 2002).

Klor iyonlarının beton ve çelik üzerindeki zararlı etkisinin belirlenmesinde yani kloridin betona girişinde bazı mekanizmalar rol oynar. Bunlar, betonun kılcallık ve difüzyon katsayıları ve elektriksel alandaki akım yönüdür. Kılcallık katsayısı betonun içerisindeki kılcal boşluklar aracılığıyla bünyesine suyu çekebilme yeteneği olarak tanımlanabilir. Su klor iyonlarının beton yüzeyinden içeriye doğru girebilmesinde en büyük taşıma aracıdır. Dolayısı ile klor iyonları betonun daha iç bölgelerine su aracılığıyla kılcal olarak çok hızlı bir şekilde girebilmektedir. Difüzyon katsayısı da betonun içerisine nem alma yeteneği olarak tanımlanabilir. Etüv kurusu durumunda olan bir beton tuzlu suya değiştirildiğinde birkaç saat içerisinde beton birkaç mm yüksekliğinde tuzlu suyu emer. Buna karşı, yüksek miktarda doymuş veya nemli olan bir betonda klor iyonlarının beton içerisine girmesi çok yavaş olmaktadır. Genel olarak tam olarak doymuş bir çimento pastasının difüzyon katsayısı 10^{-12} m²/san.'dir (Boğa 2005).

Klor iyonlarının beton içinde taşınmaları oldukça karmaşıktır. Betonun suya doymuşluk derecesi belirli bir kritik değerin altında iken iyonların hareketi basit bir difüzyon süreci ile gelişir ve Fick'in birinci difüzyon yasası ile açıklanabilir. Yasadaki D difüzyon katsayısı laboratuvar deneyleri ile belirlenir. D'nin yaklaşık değeri; 0.5×10^{-12} m²/san ile 5×10^{-12} m²/san arasında değişmektedir (Glass 2003, Akman 2000)

Betonda klor içeriğinin 0.6-0.9 kg/m³ veya boşluk suyunda 300-1200 g/lit olmasının pasif tabakanın çözülmesi için yeterli olduğu kabul edilmektedir. Ortamda sülfatların, SO₂'nin varlığı klorun difüzyonunu ve zararlı etkilerini artırmaktadır. Klorün miktarına bağlı hasar riskinin değerlendirilmesinde, klor iyonu yalnız başına düşünülmez, bu etkinin OH⁻ içeriği ile birlikte tartışılması yoluna gidilir ve Cl/OH⁻ oranı 0.6 değerini aştığında klorun hasar etkinliğini artırdığı kabul edilir (Boğa 2005, Akman 2000).

Demir oksidin genleşmesi betonun yorulmasının en önemli nedenlerindendir. Hidrasyona uğramış olan demir oksidin hacmi normal şekil verilmiş olan bir demire göre 3-4 kat daha fazladır. Dolayısı ile beton içerisinde bulunan bir donatının korozyona uğraması sonucu normal betona göre beton yüzeyinde daha fazla çatlamlar, pullanmalar ve parça kopmaları oluşmaktadır (Ramachandran and Beaudoin 2001).

Betonarme yapılar için malzeme ve imalat standartları, donatı korozyonu açısından çeşitli hükümler getirmiştir. Bu standartlara bakıldığında paspayı kalınlığı, beton sınıfı ve çimento dozajı için en düşük oranlar tanımlanırken, su/çimento ve klorür içeriği içinde en yüksek değerler belirtilmiştir (TS EN 206-1 2002, ACI 222 2001, EN 1992 2001, TS 500 2000, BS8110 1997, Baradan ve Yiğiter 2008)

2.4. Yüksek Sıcaklık

Beton ve betonarme yapıların maruz kalacağı çevresel etkilerden birisi de yangına bağlı yüksek sıcaklıktır. Yapıya ve malzemeye zarar veren, hasara yol açan yüksek sıcaklık kaynakları, yangın, özel üretimlerden dolayı endüstri fırın bacalarında görülen sıcaklık ve hava alanı pistlerinde sürtünmenin sebep olduğu ısınma ve nükleer reaktörler olarak gösterilebilir. Beton hiç yanmaz malzeme grubuna girmesine rağmen, yüksek sıcaklık etkisinde fiziksel ve mekanik özelliklerinde değişiklikler ortaya çıkar (Aköz ve Yüzer 1994, Akman 2000). Yapılarda durabilite problemine yol açan yüksek sıcaklık, kalıcı hasarlar oluşturarak yapının servis dışı kalmasına, can ve mal kaybına neden olabilmektedir (Aydın ve Baradan 2003).

Yüksek sıcaklığın kaynaklarından biri olan yangının betona ve betonarme yapılara etkisi 1922'den günümüze kadar araştırılmaktadır. Yapılan araştırmalarda yangın sırasında ve sonrasında malzemenin karmaşık davranışı, yapısal güvenlik ve yapının bütünlüğü anlaşılmaya çalışılmıştır (Khoury 2000).

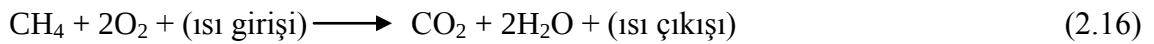
İnşaat Mühendisliğinde yapıların boyutlandırılmasında genellikle göz önüne alınan yükler şu şekildedir: Düşey yükler (sabit ve hareketli), Yatay yükler (deprem ve rüzgâr) ve Diğer yükler (dinamik etkiler, çarpma, patlama vb.). Gelişmiş ülkelerde bu yüklere ilaveten yangın yükleri de önemle göz önüne alınmaktadır. Örneğin bir yapının depreme karşı dayanıklılığı nasıl isteniyorsa, benzer şekilde yangına karşı dayanıklılığı da istenmektedir. Başta ABD, Kanada olmak üzere pek çok ülke bina yönetmeliklerini yangın dayanımına göre yeniden gözden geçirmekte ve düzenlemektedir. Avrupa Birliği'ni teşkil eden ülkeler de yapıların yangına dayanıklılığı ve güvenliği konusunda oldukça yoğun çalışmalar yapmakta, ortak bir “Yapısal Yangın Koruma Yönetmeliği (Structural Fire Protection Code)” geliştirmeye çalışmaktadırlar.

Yapısal yangın güvenliği, amprik bir teknik olmaktan çıkıp yüksek seviyede değişik uzmanlık alanlarına dayanan gerçek bir bilime dnüşmektedir. Yangın olayı tarihin başlangıcından günümüze kadar insanları daima etkilemiştir. Ateş kontrol altında tutulduğunda enerjisinden ve ısısından yararlanılan fakat kontrol dışına çıkınca da felakete dnüşen deprem gibi hatta depreme göre daha sık olma olasılığı olan bir afettir. Yangın da, deprem gibi, gerek insan yaşamı açısından, gerekse maddi yönden büyük kayıplara yol açar. Her yıl çok sayıda konut ve işyeri içindeki eşya ve malzemelerle yanmakta; bunun sonucunda büyük zarar ve hasar meydana gelmekte; bundan da önemlisi telafisi mümkün olmayan insan yaşamının kaybı olmaktadır (Eren 2002).

2.4.1. Yangın Temel Bilgileri

Basit anlamda yanma; yanıcı maddelerin (yakıt), oksijenle birlikte belirli şartlarda kararlı bir ekzotermik zincirleme reaksiyona girmesidir. Kısacası bir yanma reaksiyonunun başlaması için yanıcı maddeyle beraber, oksijenin ve tutuşmayı sağlayacak ısıl enerji kaynağının varlığı gerekir (Güreren ve Pekışık 2006). Bununla beraber, yapılarımızda bulunan her türlü maddenin bir “tutuşma sıcaklığı” bulunmaktadır. Maddelerin tutuşma sıcaklığına ulaşması, ısı kaynakları tarafından sağlanır. Isı kaynakları; kimyasal, elektriksel, manyetik, nükleer ve solar olmak üzere 5 çeşittir. Bu kaynaklardan herhangi birisi vasıtasıyla oluşan ısıl enerji, yanıcı maddelerin tutuşma sıcaklığına ulaşmasına ve yanma reaksiyonunun başlamasına sebebiyet verir.

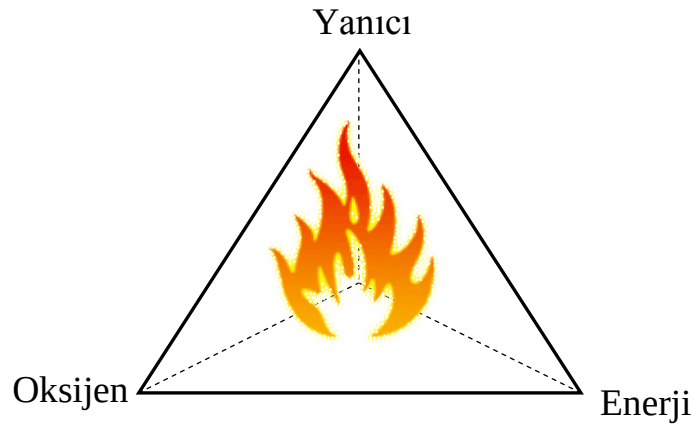
Yanma işlemi sırasında, kimyasal reaksiyondan önce var olan maddelere “yanma reaksiyonuna girenler” ve yanma reaksiyonundan sonra oluşan maddelere “yanma işleminden çıkanlar” veya “yanma ürünleri” denir (eşitlik 2.16).



Yanıcı madde, oksijen ve yanıcı maddelerin tutuşma sıcaklığına ulaşmalarını sağlayan ısıl enerji yanma reaksiyonuna katılan elemanlardır. Yanmanın oluşabilmesi için yanıcı maddenin mutlaka gaz fazında bulunması gerekir. Katı ve sıvı fazlarda yanma meydana gelmez. Faz değişimi için gerekli olan ısıl enerjiye maruz kalan bir maddenin tutuşma sıcaklığına gelerek yanması için yakıt ve havanın uygun oranlarda bir arada olması

gerekir. Örneğin doğalgazın hava içerisindeki karışım oranı %5'ten az, %15'ten fazla olursa yanma gerçekleşmez.

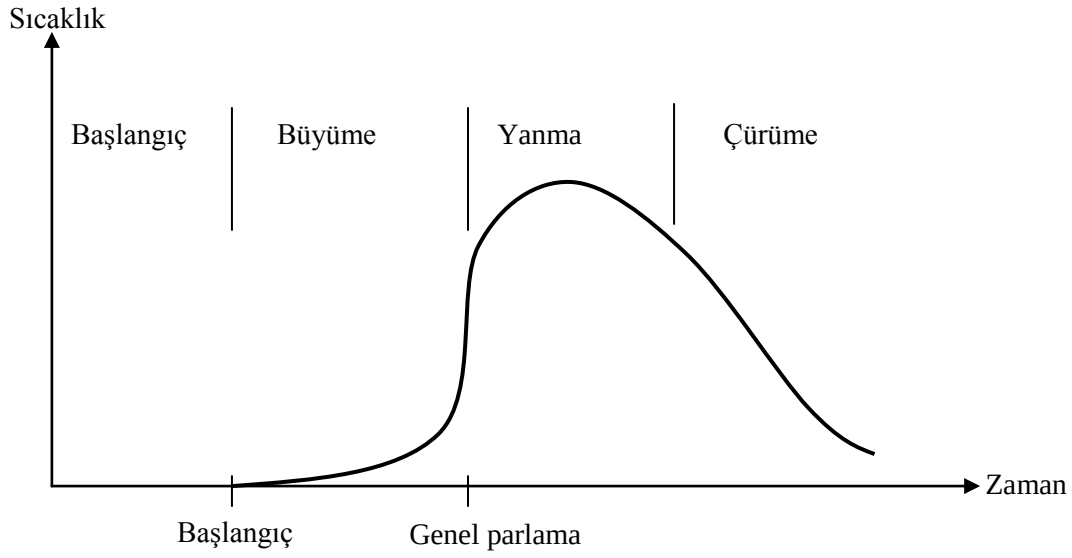
Kontrolümüz ve isteğimiz dışında meydana gelen yanma reaksiyonları ise “yangın” olarak tanımlanır. Yanma reaksiyonunun gerçekleşmesi için gereken 3 bileşen (yanıcı-oksijen-ısıl enerji) “yangın üçgeni” olarak adlandırılır. Şekil 2.11’de yangının ortaya çıkması yâda devamı için gerekli olan faktörler şematik olarak gösterilmiştir (Almirall and Furton 2004).



Şekil 2 11. Yangın üçgeni

Binalarımızda kullandığımız her türlü madde yangın üçgeninin yanıcı bölümünü oluşturabilir. Atmosferde %21 oranında bulunan oksijen, bir yandan yaşamsal fonksiyonlarımızın yerine getirilmesinde gerekli iken bir yandan da yanma reaksiyonunun oluşmasında, ikinci bileşenin de yapılarımızda bulunmasını sağlar. Yanma reaksiyonlarının oluşması için ortamda %16 oranında oksijen bulunması yeterlidir. Yapılarımızda yanma reaksiyonunun oluşmasını sağlayan 3 etkenden ikisi olan yanıcı ve oksijenin bir arada olması engellenemez. Yangın üçgenin son bileşeni olan ısıl enerji açığa çıkmadan yanma reaksiyonu gerçekleşmez. (İZODER 2006).

Doğal olarak başlayan bir yangın karakteristik olarak Şekil 2.12’de de gösterildiği gibi 4 aşamayı gerçekleştirerek oluşur.



Şekil 2.12. Yangın gelişim grafiği (Buchanan 1999)

İlk aşama yanıcı kaynağın ısındığı tutuşma başlangıcıdır. İkinci evre büyüme evresidir. Ortamda yeterli oksijen vardır. Yangının en kolay söndürülebileceği bu evrede sıcaklık beş dakika içerisinde 500 °C ye ulaşabilir. Yangın 600 °C ye ulaştığında alan içerisine tamamen yayılır ve yanma periyodu olan 3. periyodun başlangıcını işaret eden genel parlama durumuna gelir. Yangın alanında sıcaklık ve ısı akımı çok yüksek olduğundan temas yüzeyleri yanar. Yangının bu en şiddetli aşaması, yapı elemanlarına en büyük etkiyi yapar. Ortamdaki oksijenin hızla azalmasıyla yangının 4. evresi, yangının şiddetinin azalmaya başladığı çürüme periyodu gerçekleşir. Çürüme evresi, genel olarak yangın bölgesinde bulunmakta olan yanıcı maddelerin %70'inin yanmasını tamamladıktan sonra ve/veya oksijenin %15'in altına inmesiyle ortaya çıkar. Tek başına bir hacimde çıkan yangın, aniden kendini söndürür. Ancak, yangın kendini yatay ve düşey olarak diğer hacimlere yayar ve devamlı göç ederek tutuşma, büyüme, yanma ve çürüme periyotlarını tekrar eder (Gewain et al 2003, İZODER 2006).

Bir binada çıkan yangının en yüksek sıcaklığı ve süresi, yanıcı miktarı ve özelliklerine, hava sirkülasyonuna, yangının bulunduğu hacmin kaplama özelliklerine ve hava koşullarını içeren kriterlere bağlıdır. Konutta veya ofiste, tamamen yayılmış bir yangın 815 °C'yi geçmez, zirve sıcaklığı ise 1093 °C'ye ulaşabilir. Yanan hacimdeki en yüksek sıcaklık zirve sırasında 10 ila 20 dakikayı tipik olarak aşmaz (Gewain et al 2003).

89 106 EC (2002) “Yapı Malzemeleri Direktifi” kapsamında tanımlanan “yangın durumunda emniyet” temel gereği yapı işlerinin; bir yangın çıkması halinde, aşağıda verilen ilkelere göre tasarlanmasını ve inşa edilmesini gerektirmektedir.

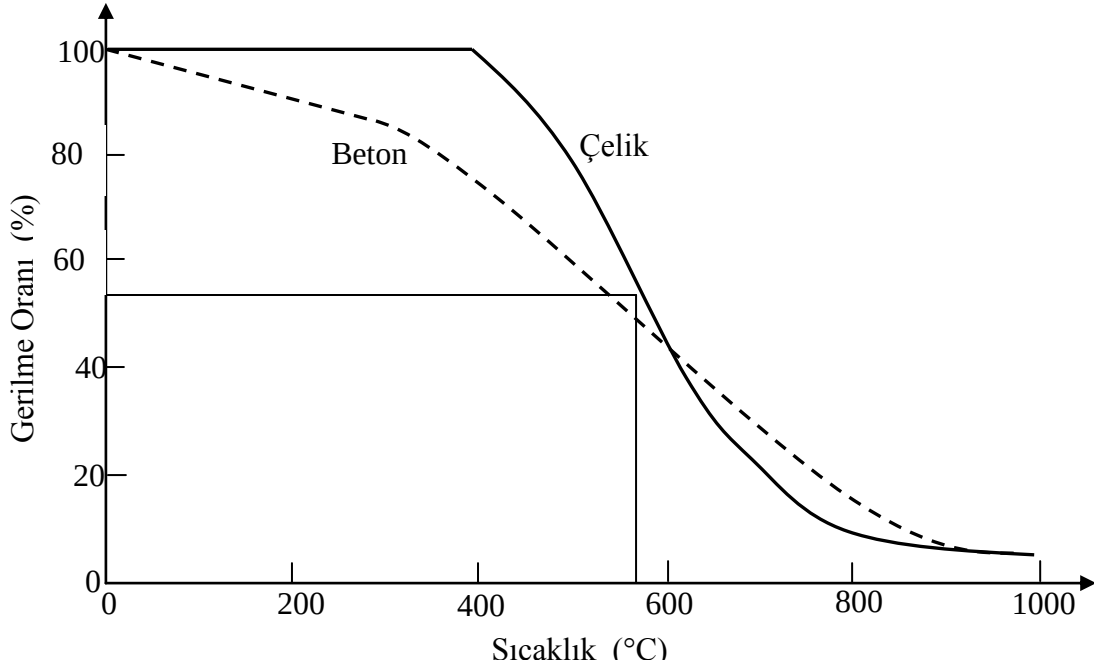
- 1) Yük taşıyan yapı elemanları, yangın anında tanımlanan minimum zaman aralığı boyunca fonksiyonlarını sürdürecektir şekilde korunmalıdır,
- 2) Yapılardaki alev ve duman oluşumu ile bunların yayılımı sınırlandırılmalıdır,
- 3) Komşu yapılara yangın yayılımı sınırlandırılmalıdır,
- 4) Yapı içerisinde yaşayanlar yapıyı terk edebilmeli veya başka şekillerde kurtarılabilir,
- 5) Kurtarma ekibinin yapı içindeki emniyeti göz önüne alınacak şekilde tasarlanmalıdır.

Bu ilkeler, yangın güvenli yapı tasarımı için yapılarda alınması gereken aktif ve pasif yangından korunma önlemleri ile ilgili yol gösterici bir niteliğe sahiptir.

2.4.2. Betonarme Yapılarda Yüksek Sıcaklığın Etkileri

Yüksek sıcaklığa maruz kalan betonarme yapının göçmesinde en etkin faktör kolonlardaki ve düğüm noktalarındaki çeliğin hasar görmesidir. Çeliğin ısı iletkenlik katsayısı büyük olduğundan çelikteki sıcaklık artışı dakikada 40 °C den fazladır. Yangının başlamasının ardından ortam sıcaklığı 10 dakika gibi kısa bir zamanda 600 °C ye ulaşacaktır. Ancak donatı üzerindeki beton örtüsü çelikte sıcaklığın yükselme hızını engellemektedir (Akman 1992). Betonarme elemanların yangına karşı 2 saat dayanabilmesi için, içindeki donatının en dışta kalan kısımlarının en az 4 cm kalınlığında beton (pas payı) ile kaplanmış olması gerekmektedir (BYKHY 2002).

Yapılan deneysel çalışmalar, yüksek sıcaklığa maruz kalmış betonarme elemanların aderans dayanımının azaldığını ve betonarme yapıların yüksek sıcaklığa karşı davranışını belirlemedeki temel değişkenin aderans dayanımı olduğunu ortaya koymaktadır. Çünkü kritik beton sıcaklıkları, her zaman kritik aderans sıcaklığından daha büyük olmaktadır (Chiang and Tsai, 2003). Tüm çelikler artan sıcaklık ile mukavemet kaybeder. Şekil 2.13’de tipik bir beton ve yapısal çelik için sıcaklık ve gerilme arasındaki ilişki gösterilmiştir.



Şekil 2.13 Beton ve çelik için gerilme sıcaklık ilişkisi

Genellikle, bir yapıdaki çelik eleman üzerindeki statik yük tasarımı akma dayanımının yaklaşık %55'i olur. 550 °C'de çeliğin mukavemeti oda sıcaklığındaki akma dayanımının % 55 i civarındadır. Bundan dolayı betonarme yapılarda genel olarak yüklemeler 550 °C'de stabil kalmaktadır. Bu durum kritik sıcaklık olarak tanımlanır. Eğer statik yükleme azaltılırsa, kritik sıcaklık yükselir ve yapılar 550 °C'den daha yüksek sıcaklıklarda stabil olabilirler. Bu sıcaklıklar çeliğin erime noktasından (~1450 °C) oldukça düşük olmalı ve çeliğin önemli derecede dayanımını yitirmesi önlenmeli veya yavaşlatılmalıdır. Bu noktada da temel yardımcı beton olacaktır (Cather 2003).

Çelik ve beton yangıncılık açısından A1 sınıfı yani “hiç yanmaz” grubuna girerler. Ancak bu malzemelerin yangın hasarı malzeme kaybı olarak değil, akma sınırı ve elastisite modülündeki azalmalar ve içyapı değişiklikleri olarak ortaya çıkar (Akman 1992).

2.4.3. Yüksek Sıcaklığın Beton Üzerine Etkileri

Beton, hiç yanmaz madde sınıfında olmasının yanında, belirli bir süre için önemli bir zarar görmemesi ve zehirli duman çıkarmaması ile yangın dayanımı yüksek bir malzemedir (Neville 2000). Ancak bu dayanıklılık, sınırlı süre ve belirli sıcaklıklar için

geçerlidir (Baradan vd. 2002). Yüksek sıcaklığın betona etkisi, betonun maruz kaldığı sıcaklık ve sürenin yanı sıra çimento hamuru fazı ve agrega türüne bağlı olarak da değişir ve bu etki betonun basınç dayanımının belirgin bir şekilde azalması ile sonuçlanır (Riley 1991, Akman 2000).

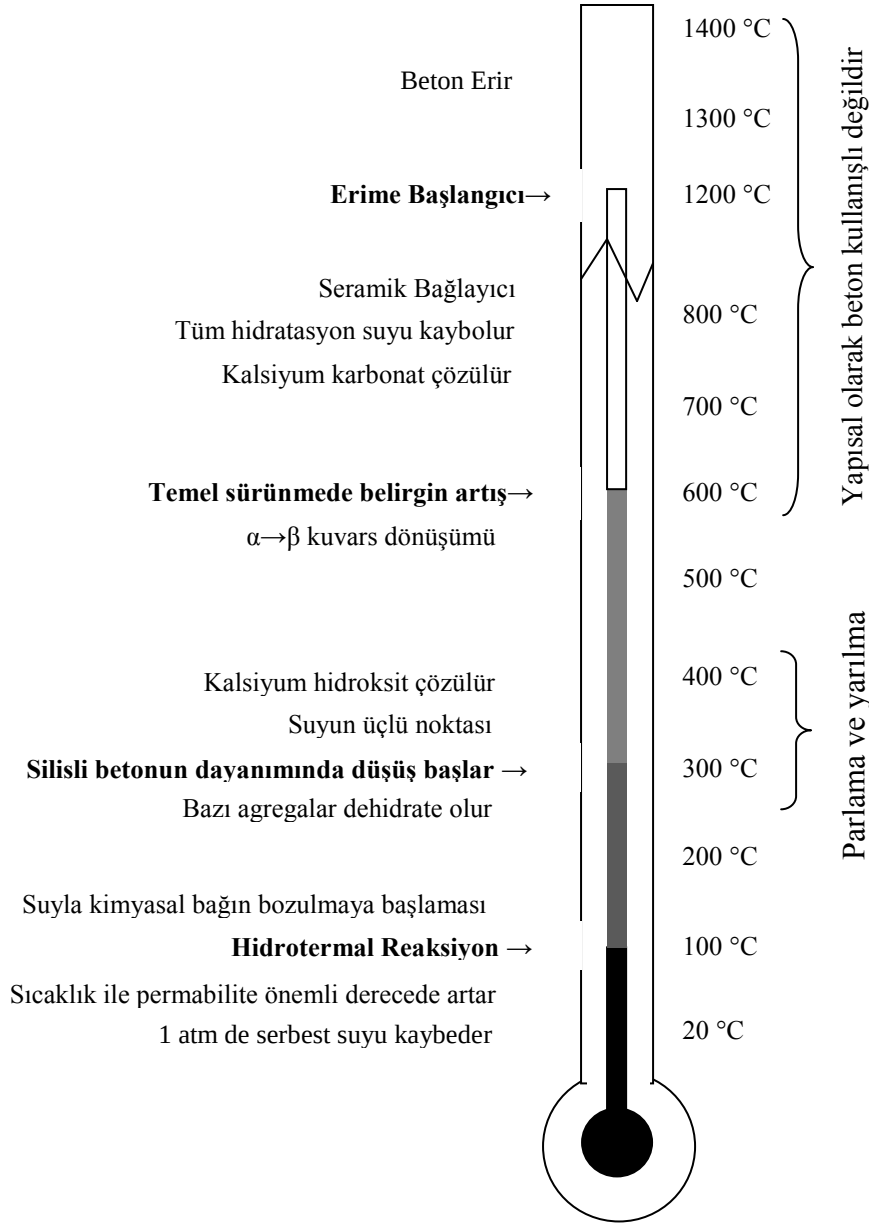
Çimento hamuru ilk ısıtma boyunca oldukça kararsız bir bileşendir, çünkü sıcaklık etkisi ile önemli fiziksel ve kimyasal dönüşümler geçirir. Bu dönüşümlerde, 100 °C ve altındaki sıcaklıklarda serbest suyun buharlaşması, 100 °C'den sonra kimyasal bozulma ve bağlı suyun kaybı önemli bir rol oynamaktadır (Khoury, 1992).

Bilindiği gibi betonun basınç dayanımı ile porozitesi arasında ilişki bulunmaktadır. Betonun porozitesi arttıkça basınç dayanımı azalır (Vodak vd., 2004). Beton bünyesinde boşluklar, CSH jeli boşlukları, kapiler boşluklar ve hava boşlukları olmak üzere üç farklı şekilde bulunmaktadır. Betonun katı fazları çimento hamuru ve agregalar, yüksek sıcaklığa maruz kaldığında gözenek yapısını etkiler. Katı fazlarda meydana gelen fiziksel ve kimyasal değişiklikler toplam porozitede ve gözenek boyutunun dağılımında değişikliklere neden olur.

Genellikle, sertleşmiş çimento hamuru 20-200 °C civarında genişir. 200 °C'nin üstünde farklı yoğunlukların etkisiyle büzülür, bu sırada da agregalar genişir. Bütün bu değişiklikler gözenek boyutunu büyütür (Alonso vd., 2003a). 500 °C'ye kadar kapiler ve jel suyunun ayrılması toplam boşluk hacminde önemli bir artışa neden olur (Haddad and Shannis 2004). 600 °C'ye kadar toplam boşluk hacmi artar. Bu artış beklenenden fazladır ve ağırlık kaybıyla benzerlik gösterir. Yüksek sıcaklıklarda küçük boşlukların oranı azalır, bu da 900 °C'nin üzerindeki sıcaklıklarda sinterleşmeye neden olabilir (Alonso et al 2003a). Betonda sıcaklığa bağlı değişiklikler Şekil 2.14'de gösterilmiştir.

Beton bünyesinde su üç farklı şekilde bulunmaktadır. Bunlar, jel yapılı çimento hamurundaki kalsiyum silikat hidratenin (CSH) katı ögelerini birbirine bağlayan adsorpsiyon suyu, hidratlardaki kimyasal bağlı su ve kılcal boşluklarda serbest sudur. Çimento türüne ve üretim sırasındaki su/çimento oranına bağlı olarak, betonda hacminin %4'ü kadar bulunabilen serbest su 100 °C'de, kimyasal bağlı su ise 300 °C 'de

buharlaşmaktadır. Sıcaklık etkisi ile bu mertebedeki suyun kaybı ile oluşacak büzülme ve beton içinde oluşan buhar basıncı, donatı beton örtüsünün çatlamasına ve parçalanarak kopmasına neden olur. Beton örtünün tahrip olması sonucu donatı daha yangının başlangıcında sıcak gazla temasa geçer (Akman 2000).



Şekil 2 14. Portland çimentoyla üretilmiş normal bir betonun sıcaklık ile fiziko-kimyasal değişimi (Khoury 2000)

Alarcon-Ruiz vd. (2005) tarafından yapılan çalışmada üç önemli ağırlık kaybı görülmektedir. İlk ağırlık kaybı 100-200 °C arasında CSH, karboalüminatlar ve etrenjit

gibi birçok hidratın dehidrasyonu, ikinci ağırlık kaybı 450-550 °C arasında portlanditin dehidroksilasyonu ve üçüncü ağırlık kaybı ise 750-850 °C arasında klinker ve filler malzemeden gelen kalsiyum karbonatın dekarbonasyonu ile oluşur. Dehidroksilasyon ve dekarbonasyon reaksiyonları birbirleriyle ilişkilidir. 700-800 °C'nin üstünde portlandit artarken dekarbonasyon reaksiyonları azalır. Bunun ana nedeni portlanditin fırın içinde soğurken yeniden kristalleşmesidir. Ca(OH)_2 'in CaO ve H_2O 'ya dönüşümü 500 °C civarında olurken, CSH'nin dehidratasyonu 110°C 'den itibaren başlamaktadır (Scherefler, 2003). Her iki olay da çimento pastasındaki katı madde miktarının azalmasına sebep olur. BS EN 1992-1-2:2004 standardında sıcaklık artışı ile oluşan su kaybına bağlı olarak yoğunluk değişimi eşitlik 2.17 de verilmiştir.

$$\begin{aligned} \rho_{(\theta)} &= \rho_{(20^\circ\text{C})} & 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} & (2.17) \\ \rho_{(\theta)} &= \rho_{(20^\circ\text{C})} \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) & 115^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ \rho_{(\theta)} &= \rho_{(20^\circ\text{C})} \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) & 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho_{(\theta)} &= \rho_{(20^\circ\text{C})} \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) & 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Burada θ , beton sıcaklığı ifade etmektedir.

Sıcaklığın artması ile boşluklardaki suyun buharlaşması sonucu ağırlık azalır, genleşme nedeniyle hacim artar (Aköz vd., 1995). Porozite ve su içeriği betonun yangından sonraki hasar kontrol parametreleridir (Andrade et al 2003a). Isıtma sırasında betondaki ağırlık kaybı genellikle porozitenin artmasıyla sonuçlanır. Bu artış normal ve yüksek dayanımlı betonlar için yaklaşık lineer bir artıştır. Ağırlık kaybının derecesi arttıkça porozite etkili bir şekilde artar (Alonso et al 2003a). Ağırlık ve hacimdeki bu değişimler sonucu birim hacim ağırlığı azalır. Ancak bu azalma ihmal edilebilir düzeydedir (Aköz vd 1995).

Yapılan araştırmalar, betonun ısı iletimine etki eden temel unsurun agrega türü olduğunu göstermektedir. Betonun kalker ve dolomit esaslı agregalarla üretilmesi durumunda λ büyük değerler almaz. Buna karşın silis esaslı agreganın kullanıldığı betonda λ 'nın %15-20 daha büyük olduğu kabul edilir. Isı iletim katsayısına etki eden diğer iki önemli unsur, boşluk oranı ve boşluk yapısı ile su içeriğidir. Suyun ısıyı

havaya göre daha fazla iletmesinden dolayı kuru haldeki bir cisimde gözeneklerin fazla olması λ 'nın düşmesine yol açar. Yüksek sıcaklık etkisinde kalan betonun, gözeneklerinden su kaybettiği, çimentonun dehidratasyonu ile boşluklu bir yapıya dönüştüğü ve ısı iletim katsayısının azaldığı bilinir (Aköz ve Yüzer 1994).

Isı iletim katsayısındaki sıcaklığa bağlı değişim BS EN 1992-1-2:2004 standardında iki formül halinde verilmiştir. Bunlardan biri normal beton için ısı iletkenlik katsayısı olarak üst sınırı (eşitlik 2.18), diğeri ise alt sınırı (eşitlik 2.19) ifade etmektedir.

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta/100) + 0,0107 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.18)$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta/100) + 0,0057 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.19)$$

Burada θ , beton sıcaklığı ifade etmektedir.

Yüksek sıcaklık sonrası azalan beton basınç dayanım değerleri (f_{cT}) uluslararası standartlarda belirlenmiştir. Bu standartlardan birisi de BS EN 1992-1-2:2004 dür. Bu yönetmelikte azalan beton basınç dayanımı agrega kökeni silis ve kalkerli olmasına bağlı olarak yönetmelik içerisinde katsayılar halinde verilmiştir. Bu katsayılar, sıcaklık değerleri ile korelasyon edildiğinde, 2.20 bağıntılarıyla k_c için fonksiyon bulunmuştur. Bu fonksiyondan bulunan k_c kullanılarak normal sıcaklıktaki beton basınç dayanımına f_c 'ye bağlı olarak yüksek sıcaklıktaki f_{cT} beton basınç dayanımı belirlenmektedir.

$$\frac{f_{cT}}{f_c} = k_c \quad (2.20)$$

Silis Kökenli Agreg

$$k_c = 1$$

$$k_c = (1,1 - 0,0008 \times T)$$

$$k_c = (1,254 - 0,0013 \times T)$$

$$k_c = 0$$

Kalker Kökenli Agreg

$$k_c = 1$$

$$k_c = (1,06 - 0,0005 \times T)$$

$$k_c = (1,471 - 0,0015 \times T)$$

$$k_c = 0$$

$$T \leq 100^\circ\text{C}$$

$$100^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C}$$

$$500^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C}$$

$$900^\circ\text{C} < T$$

2.4.4. Yüksek Sıcaklığın Çelik Üzerine Etkisi

Betonarme elemanlardaki çelik donatı çevresel faktörlerden beton örtü ile korunmaktadır. Yüksek sıcaklık etkisinde çeliğin davranışı incelendiğinde 200 °C’de dislokasyonların yoğun olduğu tane sınırlarına azot atomlarının difüzyonu sonucu, çeliğin çekme dayanımında artış görülse de, 300 °C’de çekme ve akma sınırlarının düşeceği, 600 °C’de çekme dayanımının güvenlik bölgesinin de altına ineceği, yangın esnasında 600-1200 °C’de ise plastik deformasyon yapacağı bilinmektedir (Akman 2000).

Yüksek sıcaklığa maruz kalan yapı elemanlarında, gerilme altında bulunan çeliğin elastisite modülünde de düşmeler görülmektedir. Çeliğin elastisite modülü, 400 °C’de %15, 600 °C’de ise %40 mertebelerinde azalmaktadır. Bu azalma termik genleşme ve plastik deformasyonların başlaması sonucu çeliğin aşırı uzamasına sebep olacaktır. Yüksek sıcaklık etkisinden korunması gerekliliği göz önüne alındığında betonun çelik donatıyı yüksek sıcaklık etkisinden de koruduğu görülmektedir. Bu durumda betonun, örtü kalınlığı (pas payı) ve gerekli termik izolasyonu sağlaması önem kazanmaktadır (Akman 2000, Baradan vd 2002). Yüksek sıcaklık etkisinde maksimum sıcaklık, soğuk işlem görmüş çeliklerde 450 °C’den ve sıcak haddelenmiş çeliklerde 600 °C’den az ise akma dayanımı soğumanın ardından tekrar kazanılır (Alonso et al 2003b).

Çeliklerde mikro yapı açısından bakıldığında yüksek sıcaklık sırasında iki durum meydana gelir. Bunlar; tufal (sıcaklıktan kaynaklanan oksit tabakası) teşekkülü ve dekarbürizasyon (karbon kaybı) dur. Bu arzu edilmeyen oluşumlardan dolayı tufal sonucu malzeme kaybı, karbonun yanması ile de içyapı bozulmaları meydana gelir. Bir metalin yüzeyinde oksijenin metali oksitlemesiyle oluşan oksit, metal ve oksijenin basitçe kimyasal olarak birleşmesiyle değil, bir elektrokimyasal süreçle meydana gelir. Oksitlenmenin ilk safhasında, oksit filmi süresizdir ve münferit oksit çekirdeklerinin yanal büyümesiyle başlar. Çekirdeklerin birbirine temasından sonra iyonları yüzeye dik yönde kütle taşınması başlar. Birçok durumda oksijen oksit-gaz ara yüzeyinde iyonlarına indirgenir ve oksit oluşması bu şekilde meydana gelir. Oksit ilerlemesi ise ana metale doğru devam eder (Web 2).

Oksit kabukları çelik üzerinde temel olarak 3 farklı formda bulunur. Bunlar hematit, manyetit ve wüstit olup katmanlı bir yapı sergilerler. Hematit (Fe_2O_3) katmanı genellikle en dışta bulunurken, manyetit (Fe_3O_4) orta, wüstit (FeO) ise en iç bölgelerde oluşur. Bunlar sırasıyla 1:4:95 oranında bulunurlar. Bu oranlar oksidasyon ortamı ve malzemenin kimyasal kompozisyonuna göre değişebilir (Zhang and Shao 2006).

Dekarbürizasyon genel olarak malzeme yüzeyindeki karbon oranının azalması anlamına gelmektedir. Çelikler istenilen mikro yapı ve mekanik özellikleri ısıtılımlar ile sağlarlar. Bu işlemler genellikle östenit sahada olup kimyasal kompozisyona bağılı olarak 800 – 1200 °C arasındadır. Fırın atmosferinde oksijen bulunması kaçınılmazdır. Bunun yanında atmosferde bulunan karbon oranı ısıtılımlar yapılan malzemedeki karbon oranından daha düşük olabilir. Bu nedenle karbon çelik yüzeyinden ayrılma eğilimi gösterir ve buna dekarbürizasyon denir (Cornell and Bhadeshia 2010).

2.5. Konuyla İlgili Yapılmış Çalışmalar

Literatür incelendiğinde beton ve betonarmeye yüksek sıcaklık ve korozyonun etkileri noktasında oldukça fazla çalışma yapılmıştır. Bunun yanında betonarme çelikleri üzerine bu etkilerin incelendiği ve S500a sınıfı tempcore çeliklerinin konu alındığı araştırmalar oldukça azdır. Bu bölümde tez çalışmasına genel olarak ışık tutacak çalışmaların özet bilgileri sunulacaktır.

Fang et al (2004) donatı korozyonun aderans dayanımına etkisini araştırmışlardır. Çalışmaların sonucunda düz donatıda korozyona uğramış deney numunelerinin korozyonsuz numunelere göre 2.5 kat kadar aderans dayanımını arttırdığı gözlenmiştir.

Özkul vd (2001) sertleşmiş betona bir bağlayıcı madde kullanarak ankraj elemanlarının aderans dayanımı üzerine bir araştırma yapmıştır. Çalışmanın sonucunda, donatı çapı ne kadar küçükse aderans dayanımı da o kadar büyük olduğu gözlenmiştir.

Chiang and Tsai (2003) yüksek sıcaklığa maruz kalmış olan donatıların aderans dayanımının sıcaklık-zaman analizi üzerine bir araştırma yapmışlardır. 200 °C veya

daha yüksek sıcaklığa maruz kalmış deney numunelerinin aderans dayanımının azaldığı görülmüştür.

Güneyisi vd (2005) yaptıkları çalışmada; çelik donatının korozyonu, elektriksel direnci ve betonun basınç dayanımı incelenmiştir. Katkılı ve katkısız çimento kullanımının donatı korozyonu tarafından oluşan zararların beton direnci üzerindeki etkisi hızlandırılmış korozyon deneyi ile araştırılmıştır. Basınç dayanımı, elektrik direnci ve betonun korozyon direnci 180 güne kadar değişik günlerde belirlenmiştir. Kontrolsüz kür uygulanan betonların dayanım ve korozyon direncinde düşük performans sergiledikleri gözlemlenmiştir.

Yeigh and Chang (2005) karbonatlaşmış betonun elektrokimyasal realkalizasyonunu hızlı ve verimli bir çalışmayla araştırılmıştır. Sonuç olarak açık akım potansiyeli değerlerine bakıldığında realkalizasyonun donatının üzerindeki pasif tabakayı yeniden yapılandığı ve korozyon hızında çarpıcı bir biçimde azalttığı görülmüştür.

Sakr (2004), % 5 NaCl ve % 5 MgSO₄ çözeltileri içinde bekletilen betonarme çelik çubuklarının korozyonuna farklı yüzdelerde C₃A içeren çimentoların etkilerini araştırmıştır. Çimentodaki C₃A sayesinde klor veya sülfat çözeltilerinde betona gömülü çelik çubukların korozyonu büyük ölçüde azalmıştır. Genel olarak klor ve sülfat çözeltilisiyle kaplı ortamda gömülü çelik çubuklarda sülfat iyonlarının yıkıcı etkisi azaltılmıştır.

Muralidharan et al (2004) çeşitli inhibitörlerin ve hidroksit, citrate ve stannate gibi kompleks iyonların beton içindeki çeliğin korozyonuna etkilerini belirlemeye çalışmışlardır. Bu araştırmaların dikkati çeken özelliği % 100 portland puzolanik çimentonun içindeki çeliğin passivasyonu 10.000 ppm klorun bulunduğu ortamda kolayca bozulmaktadır. Ancak % 100 portland puzolanik çimentonun fazladan inhibitör içermesi ve hidroksit, citrate, stannate gibi kompleksleri içermesi ile 30.000 ppm klorun bulunduğu ortamda dahi çeliğin passivasyonu bozulmamaktadır. Hidroksit, citrate ve stannate gibi inhibitörlerin katılması çeliğin korozyonunu azaltmaktadır. Bu inhibitörler portland puzolanik çimentosu içindeki çeliğin korozyonunda etkilidirler.

Erdoğdu vd (2004) açık devre potansiyel ölçümleri kullanılarak betonun klor diffüzyon katsayısı belirlenmeye çalışılmıştır. Klor diffüzyon katsayısı deniz suyu koşullarında 6.4×10^{-8} ile 12.4×10^{-8} cm²/san aralığında elde edilmiştir. Bu sonuçlar açık devre akım potansiyel ölçümlerinin yaklaşık olarak dikkate alınabilir olduğunu ama betonun klor diffüzyonunu değerlendirmek için basit bir yöntem olduğunu göstermektedir.

El-Hawary et al (1997) tarafından farklı pas paylarında imal edilen betonarme kirişlerin farklı sürelerde yüksek sıcaklıkta tutulmanın dayanımları önemli ölçüde etkilediği gösterilmiştir. Freudenberger et al (2003) 20 ile 100 °C arasında değişen sıcaklıklarda tutulan betonarme elemanlarda çubuk çapı ve pas payı değerleri değiştirilmiş ve bu değişime bağlı olarak beton numuneleri test edilmiştir.

Sark and El-Hakim (2005) nükleer reaktörlerin korunması için betonun kullanılmasında sıcaklığın önemli bir rol oynamasından dolayı yüksek sıcaklıkların farklı sürelerde, ağır betonun fiziksel, mekanik ve radyasyon özellikleri üzerine çalışılmıştır. Sonuçlara göre ilmenit ile üretilen betonun yoğunluğu ve elastisite modülü yüksek, buna karşılık absorbe yüzdesi düşüktür. Bunun yanında basınç, gerilme, eğilme dayanımları, çakıl ve barit ile üretilmiş betondan daha yüksektir.

Sancak ve Şimşek (2006) bims agregası ile üretilmiş taşıyıcı hafif beton ile normal yoğunluklu agregası ile üretilen normal betonların karşılaştırmalı olarak yüksek ısıya maruz kaldıktan sonraki ağırlık kaybı ve basınç dayanımlarını araştırmışlardır. Çalışma sonucunda 20°C-400°C arası sıcaklıklarda normal betonların hafif betona kıyasla daha dayanıklı oldukları görülmüştür. Ayrıca hafif ve normal betonların basınç dayanımlarının 100°C ye kadar önemli oranda azalma göstermediği, hatta bir miktar arttığı bildirilmiştir.

Bingöl and Gül (2004) yaptıkları çalışmada normal beton ile pomza agregalı hafif betonların yüksek sıcaklık durumlarını incelemiştir. Sıcaklık artışıyla beraber bütün beton gruplarının başlangıç mukavemetlerinin bir kısmını kaybettiği ancak kullanılan hafif agregası oranının artmasıyla mukavemetlerdeki kayıp oranlarının azaldığı belirtilmiştir. Ayrıca yüksek sıcaklıklara maruz kalma süresi de çalışmanın

parametrelerinden birisi olarak belirlenmiş ancak ısıtma süresinin mukavemet kaybı üzerinde çok belirgin bir etki göstermediği, ısıtılan sıcaklığın mukavemet kayıplarında daha önemli rol oynadığı belirtilmiştir.

Rostasy *et al.* (1980) 900 °C'ye kadar olan yüksek sıcaklıkların betonun gözenek yapısı üzerindeki etkisini cıva porozimetresi yöntemiyle incelemiş ve yüksek sıcaklıkların toplam gözenek hacminde artışa sebebiyet verdiğini belirtmişlerdir.

Ataman (1991) yaptığı çalışmada, yangın etkisinde kalan betonun mekanik özelliklerini belirleyebilmek, yüksek sıcaklığın ve soğutma türlerinin betonun eğilme ve basınç mukavemetleri üzerindeki etkilerini incelemiştir. Agregaların genleşmesi, çimentonun büzülmesi, beton boşluklarındaki ve çimento birleşimindeki suyun dehidratasyonu gibi fiziksel ve kimyasal olaylar sonucu beton mukavemetinin azaldığı tespit edilmiştir.

Lin *et al.* (1996) tarafından yapılan çalışmada yüksek sıcaklıklara maruz bırakılan örnekler üzerinde stereo mikroskop ölçümleri yapılarak ve SEM fotoğrafları kullanılarak betonların mikro yapıları incelenmiştir. Çalışmada portland çimentosu ve silis agregası kullanılarak üretilen standart silindir numuneler 20-900°C arasında sıcaklıklara maruz bırakılmıştır. İnce çatlaklar hariç, 300°C sıcaklığın altında çatlak gelişimleri gözlenmediği; 300-500°C arasındaki sıcaklıklarda agrega parçacıklarının bağlarında ve ara yüzeylerde çatlaklar gözlemlendiği, 500°C nin üstünde ise çimento hamuru ile agrega parçacıkları arasında çok önemli çatlaklar olduğu bildirilmiştir.

Karaca vd (1997) hafif betonun yangın dayanımını incelemek için hazırladıkları prizmatik numuneleri 200-1200°C arasında sıcaklık etkilerine bırakmışlardır. Çalışmanın neticesinde, yüksek sıcaklık etkisine bırakılan hafif betonların eğilme mukavemetlerinin tanık numunelerinkine göre, sıcaklık arttıkça azaldığı ancak bu azalmanın normal betonunkilerden daha az olduğu belirtilmiştir. 600°C den sonraki sıcaklıklarda havada soğutulan numunelerin mukavemetlerinin son derece azaldığı, suda soğutulan numunelerin ise ayrışarak dağıldığı ifade edilmiştir. Betonların yangın dayanımlarının; üretimlerinde kullanılan agrega, petrografik yapı ve mineralojik birleşimiyle yangın söndürme yönteminden bağımsız olamayacağı vurgulanmıştır.

Phan and Carino (1998) yüksek sıcaklık etkilerinde, yüksek mukavemetli betonların mekanik özelliklerini inceledikleri deneysel çalışmada bazı karışımlarda normal portland çimentosu, bazılarında da silis dumanı, uçucu kül, çelik lif gibi katkıları kullanılmıştır. Sıcaklıkların etkisiyle beraber yüksek mukavemetli betonların malzeme özelliklerinin normal mukavemetli betonlarındakinden farklılık gösterdiği ve bu farklılıkların 25°C ile 400°C arasında daha belirgin olduğu belirtilmiştir. Bu aralıkta yüksek mukavemetli betonlar normal mukavemetli betonlara göre daha hızlı bir mukavemet kaybı göstermiştir. Hafif agrega betonlarının normal ağırlıklı betonlara göre orijinal elastisite modüllerini daha büyük bir oranla muhafaza ettikleri de belirtilmiştir.

Kalifa *et al.* (2000) tarafından yapılan çalışmada; kalker agregası kullanılarak üretilen C30 ve C100 betonları, patlayarak parçalanmanın görülebileceği aralık olan 450°C, 600°C ve 800°C sıcaklıklara maruz bırakılmış ve numunelerin farklı yüzeylerinde basınç ve sıcaklık ölçümleri yapılmıştır. Her iki beton grubunun da benzer termal özellikler gösterdiği ve gözenek basınç eğrilerinin benzer şekilde pik değerler yaptığı belirtilmiştir. Bu pik noktalar C100’de 38 bar C30’da ise 18 bar olarak ölçülmüştür.

Vydra *et al.* (2001) betonun çimento jelindeki yapısal değişiklikler üzerine 25-910°C aralıklarında ısı yüklerinin etkisini araştırmışlardır. Bu değişimler nitrojenin fiziksel absorpsiyonu ve civa porozimetresi yöntemleri kullanılarak incelenmiştir. Gözeneklerin yüzeylerinin ve hacimlerinin yaklaşık 500°C ye kadar arttığı belirtilmiştir. Daha sonraki sıcaklıklarda ise gözeneklerin yüzey ve hacimlerinin azaldığı ve dolayısıyla sıcaklık etkisiyle gözenek yapısının ilişkisinin parabolik kabul edilebileceği söylenmiştir.

Jonatka and Bagel (2002), 800°C’ye kadar sıcaklıkların betonun mukavemet karakteristikleri, boşluk yapısı ve hesaplanan geçirimsizlik katsayısına etkilerini deneysel olarak incelemişlerdir. Çalışma sonucunda 400°C’ye kadar olan sıcaklıkların, test edilen numunelerin elastisite modülü, mukavemet, ortalama boşluk çapı ve hesaplanan geçirimsizlik katsayıları üzerinde çok belirgin değişikliğe sebep olmadığı görülmüştür. 400°C-800°C aralığında boşluk yapısının irileşmesiyle mukavemet azalmıştır. Betonun yapısal bütünlüğünün bozulmasının ise 800°C’de gerçekleştiği belirtilmiştir.

Handoo *et al.* (2002) tarafından kimyasal, mineralojik ve fiziksel özellikleri bilinen normal portland çimentosu ile küp numuneler üretilerek 100°C aralıklarla 1000°C'ye kadar beşer saat süreyle ısıtılmış ve betonun hidrate fazında meydana gelen mineralojik değişiklikler incelenmiştir. Ultrasonik ses dalgası ölçümleri betonun 300°C üzerinde hızlıca bozulduğunu göstermiştir. Morfolojik çalışmalar ise, iyi gelişmiş kalsiyum hidroksit kristallerinin ve C-S-H jelinin 600°C üzerinde bozulduğunu ortaya koymuştur. Bir yangında sıcaklığın 500°C üzerine çıkması durumunda detaylı bir çalışma yapılarak yapısal elemanların durumlarının gözden geçirilmesi gerektiği bildirilmiştir.

Chang *et al.* (2006) tarafından betonun 100°C ile 800°C arası sıcaklıklarda ısıtılmasından sonra arta kalan gerilme-deformasyon ilişkisinin belirlenmesi için deneysel bir çalışma yapılmıştır. Çalışma sonucunda, yüksek sıcaklıkların etkisiyle en fazla kayıpların sırasıyla elastisite modülü, çekme mukavemeti ve basınç mukavemetinde görüldüğü belirtilmiştir. Ayrıca betonun başlangıç mukavemetinin, arta kalan basınç mukavemeti, elastisite modülü ve çekme mukavemeti oranı üzerinde çok belirgin bir etkisi olmadığı ifade edilmiştir.

Lau and Anson (2006) yaptıkları çalışmada %1 oranında çelik lif içeren betonların 105°C-1200°C arasında değişen yüksek sıcaklıklara maruz kaldıktan sonra basınç, eğilme mukavemetleri, elastisite modülleri ve porozitelerini incelemişlerdir. Bütün beton grupları için 400°C sıcaklıktan itibaren basınç mukavemetlerinde büyük azalmalar başlamıştır. Lif kullanımının ısıtılmış betonda 1200°C'ye kadar olumsuz bir etkisi olmadığı aksine betonun mekanik özelliklerini iyileştirdiği sonucuna varılmıştır.

Arıöz (2007) normal portland çimentosu, kırılmış kalker ve dere agregaları ile üretilen farklı beton karışımların 200°C-1200°C arası yüksek sıcaklıklara maruz bırakıldıktan sonra fiziksel ve mekanik özelliklerini incelemiştir. Betonların ağırlıklarının, sıcaklığın artmasıyla 800°C'ye kadar kademeli olarak azaldığı bu sıcaklıktan itibaren ise çok keskin düşüşler gösterdiği belirtilmiştir. Sıcaklığın etkisinin dere agregası ile üretilen betonlarda daha belirgin olduğu sebebinin ise silis içeriği olabileceği belirtilmiştir.

Ünal (1998), çelik donatı ile beton arasındaki aderansın agrega tane büyüklüğü ve beton sınıfına bağlı olarak nasıl değiştiğini incelemiştir. Uygulanan pull-out deneyleri neticesinde kullanılan agrega tane çapı büyüdükçe pull-out kuvvetinin de büyüdüğü, benzer şekilde beton basınç mukavemeti arttıkça pull-out kuvvetinin de arttığı belirlenmiştir. Ayrıca aderans dayanımı arttıkça çelik çubuktaki sıyrılmanın da azaldığı belirtilmiştir.

Karaduman (1998) yüksek mukavemetli beton elemanlarda nervürlü donatı tipi için kenetlenme özelliklerini incelemek ve gerekli kenetlenme boylarını saptayabilmek için yaptığı çalışmada; donatı çapını, beton basınç dayanımını ve beton örtü kalınlığını parametre olarak dikkate almıştır. Çalışma sonucunda donatı çapı arttıkça aderans kuvvetinin azaldığı belirtilmiş dolayısıyla donatı çapları arttıkça ankraj uzunluğu ve beton örtüsü kalınlığının da artırılması gerektiği ifade edilmiştir. Beton mukavemetinin artmasının bağ mukavemetini de arttırdığı, ayrıca beton örtüsü kalınlığının artmasının da bağ mukavemetini artırdığı ancak bu etkinin belirli bir değerden sonra ortadan kalktığı belirtilmiştir.

Çınar (2000), aderansın nedenleri, mekanizması ve aderans davranışın belirlenmesinde kullanılan deney metotlarına değinmiş, hafif beton ve normal beton numunelerini çekip çıkarma deneyine tabi tutarak normal beton için verilen donatı kenetlenme boyunun hafif beton için de geçerli olup olmadığı araştırmıştır. Çalışmada aderansın birçok etkiye bağlı olarak değiştiği, ancak bu etkilerden en önemlilerinin donatı ve beton özellikleri ile betonarme kesit ve elemanın türü olduğu ifade edilmiştir. Kenetlenme boyu için TS 500’de verilen değerin hafif beton için yetersiz olduğu belirtilmiş, dolayısıyla hafif betonda %20 artırılarak kullanılması önerilmiştir.

Yerlici ve Özturan (2002)’in yaptıkları çalışmada; donatı çapı, beton basınç dayanımı, beton örtü kalınlığı ve gövde sarma donatısı miktarının, yüksek dayanımlı betonlardaki aderans dayanımı ve gerekli minimum kenetlenme boyu üstündeki etkisini araştırmak amaçlanmıştır. Sonuç olarak beton basınç dayanımı, beton örtü kalınlığı ve gövde donatısı miktarındaki artışların aderans dayanımını arttırdığı, donatı çapındaki artışın ise aderans dayanımını azalttığı belirtilmiştir.

Lee et al. (2002) tarafından donatı ile beton arasındaki bağ özelliklerine korozyonun etkisini incelemek için, hızlandırılmış elektrik korozyon metodu kullanılarak paslandırılmış donatılar betonun içine gömülerek pull-out deneyleri yapılmıştır. Beton mukavemetinin artmasıyla beraber bağ kuvvetinin de arttığı ve basınç mukavemeti ile bağ mukavemeti arasında çok yüksek bir korelasyon olduğu ifade edilmiştir. Paslandırılmış numunelerin pull-out deneyleri neticesinde ise, pas oranının artmasıyla beraber bağ kuvvetinin ve bağ rijitliğinin azaldığı belirtilmiştir.

Ichinos *et al.* (2004) tarafından beton ile donatı arasındaki bağ kuvvetine boyut etkisinin araştırıldığı çalışmada; çubuk çapı, nervür şekli, örtü kalınlığı gibi parametreler incelenmiştir. Deneylerden elde edilen veriler neticesinde bağ kuvveti üzerinde çok belirgin bir boyut etkisi gözlemlenmiştir.

Gallego (2004) yaptığı çalışmada beton ile çelik arasındaki bağı, siyah çelik ve galvanizli çelik olmak üzere iki farklı tür için karşılaştırmalı olarak çekme deneyleri neticesinde sunmuştur. Çalışma sonuçları siyah çelik ile daha fazla bağ kuvveti elde edildiği için siyah çeliğin galvanizli çeliğe oranla kullanımının daha uygun olduğunu ve beton yaşının artmasıyla bağ kuvvetinin de arttığını göstermiştir.

Cheng et al. (2005) tarafından yapılan, çinko ile kaplanmış donatının korozyon dayanımının ve kaplamanın beton ile çelik donatı arasındaki bağ kuvvetine etkisinin incelendiği çalışmada numuneler %3.5 NaCl çözeltisini etkisine maruz bırakılmıştır. Basınç dayanımları 32 MPa olan betonların merkezine 12.7 mm çapındaki donatılar 10 cm bağ uzunluğu olacak şekilde gömülmüştür. Korozyon testinden önce, çinko ile kaplanmış çubukların bağ kuvvetlerinin kaplanmamış olanlardan %5-10 daha fazla olduğu tespit edilmiştir. Korozyon oranının artmasıyla donatı-beton ara yüzeyindeki bağ kuvvetinin azaldığı belirtilmiştir. 14 günlük hızlandırılmış korozyon işleminden sonra, bağ kuvvetindeki azalma oranının kaplanmamış donatıda çinko kaplanmış donatıya göre daha fazla olduğu bildirilmiştir.

Yamazaki et al. (1995), yaptıkları çalışmada yüksek sıcaklıklar altında beton ve donatının malzeme özelliklerini sunmuşlardır. Donatılı beton elemanların yüksek

sıcaklık etkilerinde lineer olmayan davranışını tahmin etmek için model oluşturulmak üzere yapılan deneylerden 800°C'ye kadar veriler sağlanmıştır. Betonun ısı genleşme katsayısı 200°C'ye kadar küçük değerlerde olmasına karşın, 600°C civarında çok hızlı bir artış göstermiştir. Bunun sebebi kullanılan agreganın içerdiği kuvarz miktarıdır. Çünkü 573°C'de alfa kuvarzdan beta kuvarza dönüşüm gerçekleşir, bunun neticesinde %15 civarında hacim artışı olur. Betonun ısı iletkenlik katsayısında sıcaklık artışıyla azalma tespit edilmiştir. Betonun basınç mukavemetinde ise 200°C civarında bir artış olmuş, bundan sonra ise sıcaklık artışıyla mukavemette hızlı azalmalar görülmüştür. C-S-H'nin bozulması sonucunda 700°C'de çok belirgin kayıplar olmuş, bu sıcaklıkta mukavemet başlangıç değerinin %20'si olarak ölçülmüştür. Çelik çubukların akma mukavemetlerinde 300°C'ye kadar küçük değişimler belirlenmiş, ancak daha sonra sıcaklığın artmasıyla mukavemetler doğrusal şekilde azalmıştır.

Bingöl ve Gül (2008), yüksek sıcaklıklardan sonra beton-donatı arasındaki bağ kuvvetini incelemiştir. 150°C den itibaren, sıcaklıkların artmasıyla beraber betonun basınç mukavemetinde ve beton-donatı aderansında kayıplar belirlenmiştir. Kayıpların suda soğutulan numunelerde daha fazla olduğu, bunun sebebinin de ani sıcaklık değişimlerinden oluşan termal şok olabileceği belirtilmiştir. Ayrıca betonun basınç mukavemeti ile aderans kuvveti arasında doğrusal bir ilişki olduğu belirtilmiştir.

Xiao and König (2004) tarafından yapılan çalışmalara göre sıcaklığın oda sıcaklığından 400°C'ye çıkmasıyla çeliğin mukavemeti bir miktar artar, ancak düktilitesi azalır. Bunun üzerindeki sıcaklıklarda çeliğin mukavemeti düzenli olarak azalır ve 700°C'de başlangıç mukavemetinin ancak %20'si kalır. Çeliğin elastisite modülü de sıcaklığın artmasıyla beraber düzenli olarak azalır. Yüksek sıcaklıklarda betonun ısı genleşmesi donatı çeliğinin genleşmesinden çok daha düşük olduğundan, betonun donatıyı etrafınca sıkması, beton ve donatı arasındaki sürtünmeyi artırır. Öte yandan betonun çekme mukavemeti azalır. Bu nedenle yüksek sıcaklık etkileriyle değişmiş olan beton ile donatı arasındaki aderans yangına maruz kalmış betonarme elemanların çatlak, deformasyon ve yük taşıma kapasitesine etki eder. Yüksek sıcaklık etkilerinden sonra beton-donatı aderansının çok belirgin şekilde değiştiği söylenebilir. Aderanstaki bozulma miktarı, betonun basınç mukavemetindeki hasardan daha fazla miktardadır.

Bunun sebebi de betonun çekme mukavemetindeki azalma oranıdır. Aderans, düz donatılarda nervürlü donatılara göre daha çok azalır. Düz çubuklarda 100°C, nervürlü çubuklarda ise 300°C'ye kadar aderans küçük artışlar belirlenmekle beraber, bundan sonraki sıcaklıklarda bağ kuvvetleri önemli ölçüde azalmıştır. Ayrıca donatının pas durumunun da aderans üzerinde etkisi olduğu, paslı ve pasız donatıların farklı davranış sergilediği belirtilmiştir.

Ünlüoğlu vd (2007) yüksek sıcaklıklarda pas payının çelik donatı üzerindeki etkisini araştırmış çeşitli oranlardaki uçucu kül katkılı beton içinde pas payını sabit tutarak farklı donatı çapları için deneyler gerçekleştirilmiştir. Benzer bir çalışma Karanfil (2007) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada uçucu kül yerine beton içerisine belli oranlarda pışmış kil katılarak hazırlanan betonun içine yerleştirilen donatı çapı sabit tutulmuştur. Farklı pas payı derinliklerinde donatı yerleştirilerek çeşitli derecelerdeki yüksek sıcaklıklarda pas payının çelik donatı üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Yakın geçmişte yapılan birçok çalışmada puzolanik aktivitesi olan mineral katkıların etkilerini araştıran birçok çalışma yapılmıştır. Bunlardan Masso et al (2000) katkıların içinde bulunan SiO₂ ve CaO in aderans dayanımını 28. günden sonra arttırdığını ve kontrol betonunu geçtiğini görmüşlerdir. Jiang et al (2004) yaptığı çalışmada aktivatörle birlikte yüksek miktarda düşük kaliteli uçucu küllü betonun iyi karbonatlaşmaya ve çelik donatı korozyon direncine sahip olduğunu göstermiştir. Dotto et al (2004) silis dumanı ilavesinin beton özelliklerinde önemli iyileştirmelerde bulunduğu ve silis dumanının ağır çevre koşullarında kullanılması önerilmektedir. Türkmen ve Gavgalı (2003) silis dumanı ve yüksek fırın cürufu ile yaptıkları çalışmada mineral katkıların basınç dayanımı, kılcallık katsayısını ve korozyon akım yoğunluğunu geliştirdiği sonucuna varılmıştır. Saad et al. (1996) normal portland çimentosuyla çeşitli oranlarda silis dumanını ikame ederek yaptığı çalışmada %10 silis dumanı içeren beton numunelerin bütün sıcaklıklarda daha düşük porozite ve en yüksek basınç mukavemeti değerlerine sahip oldukları, 600°C ye ısıtılan betonda basınç mukavemetlerinin normal betona göre %64.6 daha fazla olduğu belirtilmiştir. Savva et al. (2005) farklı oranlarda puzolanik malzeme içeren betonların yüksek sıcaklık etkilerinden sonra mekanik özelliklerini tahribatsız deney metotları ile belirlemişlerdir. Çalışma sonuçları betonun

arta kalan özelliklerinin agrega ve binder türü ile çok ilişkili olduğunu ortaya koymuştur. Her sıcaklıkta elastisite modülünde düşüş görülmüş ve bu düşüşün kireçtaşı agregaları ile üretilen betonlarda daha fazla olduğu ifade edilmiştir. Aydın ve Baradan (2007) tarafından pomza ve uçucu kül içeren çimento harçlarının yüksek sıcaklık etkilerinden sonra mekanik özellikleri incelenmiştir. 900°C de mukavemette çok keskin düşüşler görülmüştür. Soğutma tekniğinin mukavemet kaybında etkili olduğu ve suda soğutulan numunelerin havada soğutulanlara kıyasla daha fazla mukavemet kaybettiği bildirilmiştir. Yüksek sıcaklıklara karşı en iyi sonuç %60 oranında uçucu kül kullanılan numunelerden elde edilmiştir.

Stepanek et al (2003) beton yapıların sıcaklık etkisi ve mekanik yükler altında statik güvenilirliği hakkında bir çalışma yapmış ve sonlu elemanlar metodu kullanılarak beton yapının matematiksel yükleme modeli gerçekleştirilmiştir. Chung and Consolazio (2003) yangın gibi ani yüksek sıcaklıkların olduğu durumlarda betonarme yapılarıdaki kütle transferi olayını incelemişler ve sonlu farklar modeli geliştirerek matematiksel modelini ortaya koymuşlardır.

Fabbrocino et al (2005) yaptıkları çalışmada mevcut betonarme yapıların modellenmesinde o zaman kullanılan düz demir ve 180°'lik kancalı düz demirin aderans dayanımı üzerine etkilerini incelemişlerdir ve sonuçta aderans dayanımında kancalı donatının bulunduğu yerin büyük etkisinin bulunduğu görülmüştür.

Sayıları oldukça az tempcore ile ilgili yapılan çalışmalara ise baktığımızda aşağıdaki gibi sıralanmaktadır.

Zheng and Abel (1999) tarafından yapılan çalışmada tempcore yöntemi ile üretilmiş 400 MPa sınıfı güçlendirilmiş çeliklerin yorulma dayanımı sunulmuştur. Literatürdeki diğer güçlendirilmiş çelik tipleri için test verileri ile kıyaslanmıştır. Buna göre, güçlendirilmiş çeliklerin bu tipleri yüksek yorulma direncine sahiptir. Genel geometrik özellikleri güçlendirilmiş çeliklerin diğer tipleri ile benzer olmasına rağmen, mevcut modeller tahmin edildiği gibi yorulma dirençleri başarısız olmuştur. Metalürjik mikro yapı ve

artık gerilimler tempcore yöntemi sırasında üstün yorulma özelliklerini geliştirmiştir ve mutlaka bundan dolayı diğer modellerde de dikkate alınması önerilmektedir.

Apostolopoulos and Michalopoulos (2007a) betonarme yapılarda çelik özelliklerine korozyonun etkisi test ederek; korozyonun yorulmaya, sertliğe ve kütle kaybına etkisinin daha iyi anlaşılması amacıyla 12 ve 8 mm çaplarındaki çelik çubuklara farklı korozyon seviyeleri için sodyum klorürlü bir ortamda yapay olarak korozyona uğratarak deneysel bir araştırma yapmışlardır. 12 mm lik çeliğin 10-90 günlük korozyon için yorulma limiti %20-40 ve kütle kaybı %32-1.2 azalmıştır. 8 mm lik çeliğin sertliği sırasıyla 30 ve 60 günlük korozyon için numunelerin dış ve iç katmanlarında %25-35 ve %2-10 azalmıştır. Korozyon, çelik çubukların şiddetli enerji yoğunluğuna uğramasından dolayı ömürlerinde ve yorulma dayanımlarında önemli azalmalar, en dıştaki martenzitin bozulmasıyla birlikte çukur ve çentikler oluşturmuştur.

Nikolaou and Papadimitriou (2005), vanadyumlu mikro alaşımla güçlendirme ve tempcore işlemlerinin çeliklerin sertliğine etkisini “direk ölçmeye” dair bir çalışma yapmışlardır. “Direk ölçme” teriminin manası, çubukların orijinal yuvarlak kısmı (standart dikdörtgen ile değil) ile V çentikli numunelerin kullanılmasıdır (DVN). Standart olmayan geometrinin kullanılması (Charpy V çentik, CVD), çubukların değişken ölçüleri ve tempore ile güçlendirilmiş çeliğin kompozit mikro yapısı karşılaşılan en önemli zorluktur. Eğer çentik kritik bir derinliği aşarsa, anlamlı ölçümler elde edilebilir, güçlendirilmiş çelik çubuğun çapına bakılmaksızın ve direk (DVN) numunelerinin artan kırılma açısından geçiş sıcaklığı hesaplanabileceği bulunmuştur.

Apostolopoulos’un (2007) çalışmasında kademeli olarak biriken korozyon zararının etkisini belirlemek için laboratuarda tuz püskürtmekten dolayı betonarme çelik çubukları S500 tempcore sınıfının korozyonu ve düşük döngülü yorulmanın civarında alternatif döngülü olduğunda mekanik davranışına etkisi sunulmuştur. Hızlandırılmış laboratuarda tuz püskürtme metodu düşük dönüşümlü yorulmadan daha iyidir, sahil alanındaki doğal korozyona benzer ve betonarmeden yapılmış yapıların sismik yükleri için tatminkâr bir yoldur. Düşük devirli yorulma testi sonuçları korozyona uğramış çelik çubuklarda mevcut enerjiye ek olarak yük davranışı yeteneğinin her ikisini de kademeli

bir azalmayı göstermektedir. Çelik çubukların korozyonundan dolayı kademeli olarak meydana gelen kademeli gevremeyi gerilme testleri doğrulamıştır. Ayrıca, düşük döngülü yorulma koşullarının altında yorulma döngüsünün sayısında bir azalma gözlenmiştir. Korozyon ve düşük döngülü yorulma gibi iki önemli bozulma faktörü zamanın bir fonksiyonudur, bunun yanında S500 tempcore çelik çubuklarının güvenilirliği de zamana bağlıdır.

Apostolopoulos and Papadakis 2007 yılında yaptığı çalışmada laboratuardaki korozif ortamların ekstra etkisi altında betonarme etriyeleri için S500 sınıfı çelik çubukların mekanik özelliklerinden plastik gerilmelerin derecesinin etkisi incelenmiştir. Donatı çeliklerinin plastik geriliminin derecesinin artması çeliğin süneklik özelliklerindeki önemli artışlardan dolayıdır. Ayrıca, görülmüştür ki plastik gerilim ve korozyonun birleşimi ekstra hasara sebep olmuştur. Betonarme için geçerli yönetmelikler tarafından tanımlanandan daha düşük gerilme çatlakları kaydedilmiştir ve yönetmeliklerin izafi olarak yeniden gözden geçirilmesi gerektiği görülmüştür.

Yangın sonrası betonarme yapıların yük taşıma kapasiteleri, eğer yapı malzemelerinin mekanik özellikleri değişimi bilinirse ki buna “artan” diyoruz, belirlenebilir. Bu konuda, Avrupa’da yapı endüstrisi için geçerli güçlendirilmiş çelik ürünlerin artan özelliklerinin belirlenmesi amacıyla (a) tempcore yöntemiyle; (b) vanadyumlu mikro alaşım ve (c) sertleştirme işlemi görmüş çelikler seçilmiştir. Vanadyumlu mikro alaşım ve tipik çaplardaki güçlendirilmiş çeliklerin sertleştirme işlemlerinin her ikisi de incelenmiştir. Tempcore tipi güçlendirilmiş çelikler için, heterojen yapılarından dolayı aynı zamanda boyut ve kompozisyonu kontrol edilmiştir. Üstte bahsedilen çelik tiplerinin numuneleri 200 °C den 800 °C’ye kadar sıcaklıklarda bir saat süresince ısıtılmış ve oda sıcaklığında soğutulmuştur. Daha sonra, sertlik ölçümü, gerilim ve Charpy-V etki testleri ile artan (residual) özellikleri belirlenmiştir. Metalografik analizler, mekanik özellikler ile mikro yapısal özellikler arasında ilişki kurmak için kullanılmış. Yukarıda bahsedilen deneyler tempcore çelikleri için 500 °C’nin üzerindeki sıcaklıklarda çok kararlı davranış sunarken, mikro alaşımlı çelikte, vanadyum karbürün kabalaşmasından dolayı düşük sertlik etkisi gösterse de gerilme özellikleri çok tatminkar sonuçlar vermiştir. Çeliğin sertleştirme işlemleri yaklaşık olarak 250 °C’de özelliklerinin sürekli bir düşüş ve

olağan üstü yaşlanma gerilimden dolayı 200 °C dolaylarında gevreklikten dolayı değer kaybettiğini göstermiştir (Nikolaou and Papadimitriou 2004).

Apostolopoulos et al 2006'daki çalışmalarında S500 tempcore sınıfı kuvvetlendirilmiş çelik çubukların mekanik davranışlarına laboratuarda tuz püskürtme korozyonundan dolayı aşama aşama korozyon hasarının birikmesinin etkilerini belirlemek için deneysel bir çalışmanın sonuçlarını sunmuşlardır. Deneyler korozyona maruz bırakma fark edilir bir kütle kaybına neden olmuştur ki maruz kalma süresi artmasıyla kaybında artmış olduğu görülmüştür. Uygulanmış gerilimin artması buna önemli bir sebep olmuştur. Ek olarak, malzeme gerilme değerindeki ortalama bir azalmayla birlikte süneklik gerilmesinin de belirgin bir şekilde azaldığı görülmüştür.

Apostolopoulos ve Pasialis 2008'deki çalışmalarında düzleştirilmiş S500 betonarme çelik çubuklarının düşük döngülü yorulma davranışında kademeli olarak birikimli korozyon tehlikesinin değerlendirmek için deneysel bir çalışma yapmıştır. Düşük döngülü yorulma yüklemesi sismik faaliyetler sırasında yapıların güçlendirilmesine uygulanan yükü benzetimi için tatmin edici bir yoldur. Nervürlü betonarme çelik çubukları eğeleme yoluyla nervürün giderilmesinden sonra test edilmiş. Düzleştirilmiş çubukların yorulma davranışı betonarmede büyük ölçüde kullanıldığından nervürlü çubukları ile kıyaslanmıştır. Gerçekleştirilen düşük döngülü yorulma testleri çelik çubukların döngüsel yükler altında performansını mevcut nervürlerin oldukça düşürdüğünü göstermiştir. Yorulma döngüsünün sayısının önemli derecede artırılması, aynı şekilde enerjinin dağıtılmasının da artırılmasına sebep olmuştur. Sonuçlar göstermiştir ki nervürsüz çubukların kullanımı özellikle sismik aktivite alanlarında betonarme çerçevenin belirli yerlerinde düşünülebilir.

Batis and Raganta (2005)'nin yaptığı çalışmanın amacı beton içine konulmadan önce Yunanistan atmosferine maruz kalan dört farklı üretilmiş betonarme çelik çubuğun S220, S400, S500 tempcore ve S500 vanadyumun performansını incelemektir. Yukarıda adı geçen çelik çubukların atmosferik korozyona karşı performansı mikroskobik teknikler ve korozyon hızı ölçümü vasıtasıyla değerlendirilmiştir. Özellikle, çimentonun hidratasyon süreci sırasında çelik çubuklar ve beton arasında aderans geriliminde

güçlendirilmiş çeliklerin kurulmasının korozyon ürünlerinin etkisini araştırmışlardır. Ayrıca, beton içine donatılar kurulmadan önce çeliğin korozyon ürünlerinin morfolojisi ve paslanma gerilmelerinin tanımlanmasında mikroskop teknikleri ve gözle gözlem kullanılmıştır. Deney sonuçlarında çelik tipleri göstermiştir ki, atmosferik korozyon etkisi açısından S220 çeliği daha yüksek dayanım göstermiştir. Buna karşın, S500 tempcore en düşük korozyon direncine sahiptir. ESEM tarafından gözlemlenmesiyle çelik yüzeyinde biçimlenmiş pas tabakasının kalınlığı ve morfolojisinden dolayı beton ve çelik çubukları arasındaki aderansın 45 günden 122 güne kadar artan kötü hava koşulları ile yükseldiği bulunmuştur.

Maffei et al (2007) sunduğu bu çalışma depreme dayanıklı betonarme yapılar için çelik tiplerinin değişim çalışmalarını içermektedir. Özellikle 740 °C ve 820 °C arası sıcaklıklarda elde edilen çeşitli ferrit-martenzit ikili fazlı yapılarda arakritik temperleme işlemine bağlı olarak betonarme çubuklarına benzeyen düşük C, Mn-Si çeliği deneysel denemelerde elde edilen ana sonuçlar sunulmuştur. Örnekler mekanik testler ve metalografik analizler yoluyla karakterize edilmiştir Diğer bir değişle çubuğun mekanik özellikleri ile çeliğin mikro yapısı ilişkilendirilmiştir. Çift fazlı çelik çubukların deneysel olarak özelliklerinin belirlenmesi betonarme yapı elemanının süneklik performansının tahminini etkin kılan bir matematik modelinin geliştirilmesine olanak sağlamıştır.

Maffei et al yaptığı çalışmanın ikinci parçası olarak Salvatore et al (2007) pratikte halen kullanılan geleneksel tempcore çelik çubuklar ile donatılmış özdeş yapılar ile iki fazlı çelik çubukların kullanıldığı betonarme yapı elemanlarının süneklik açısından kapasitesinin kıyaslanmasını gerçekleştirmişlerdir. Buradaki amaç betonarme kirişlerin plastik dönel kapasitesinin hesaplanmasını sağlayacak analitik bir prosedür kurmak, eğilme moment eğrisi, “gerilme-sertleşme” olgusunu tekrar elde etmek için özellikle geliştirilmiş bir model sayesinde elde edilmesidir.

Apostolopoulos and Michalopoulos. (2006) çalışmasında S500 çeliğine yüksek ve düşük döngülü yorulmanın ve kütle kaybında korozyonun çeşitli seviyelerinin etkisi deneysel olarak incelemiştir. $\pm 1\%$ 'lik sabit genlik gerilimi altındaki düşük döngülü

gerilme kontrollü yorulma testi korozyona uğramış çelik çubuklar yük yatağı kapasitesindeki kademeli azalma, mevcut enerji ve yorulma döngüsünün sayısı gösterilmiştir. Yorulma limitinde önemli azalma olmuştur, çünkü kütle azalması korozyona uğramış numunelerin enerji yoğunluğunda şiddetli bir düşüş ve martenzitin dıştaki sert katmanın azalmasına sebep olmuştur; böylece gerilim yoğunluğu noktaları gelişmiştir. Bu çalışmanın devamı niteliğinde 2007 yılında yapılan çalışmada çukur ve çentiklerin oluşumu korozyona uğramış çelik yüzeylerinde ve gerilim konsantrasyonu noktalarında özellikle nervür temellerinde ve yerel kusurlarda geliştiği gözlenmiştir. Nervürlerin varlığı ile çukur ve çentiklerin kütle kaybı kombinasyonu, korozyona uğramış numunelerin enerji yoğunluğunda şiddetli düşüş ve martenzit katmanın azalmasına sebep olmasıyla yorulma limiti oldukça düşürmüştür. Depreme karşı tasarımda maksimum ve toplam plastik deformasyon istemleri ve bir yapının yer hareketleri altında zorlanmasında beklenmedik performansa sebep olabilecek gerilme tarihçesi dikkate alınmadığı belirtilmiştir (Apostolopoulos and Michalopoulos 2007b).

12 mm çaplı, yapay olarak korozyona uğratılmış S500 çelik çubuklar, kütle kaybı, yorulma limiti ve servis ömründe korozyon seviyesine bağlı olarak azalma göstermiştir. Donatı korozyonunun kütle kaybına, mekanik özelliklere, düşük döngülü yorulmaya (LCF) büyük bir etkisi vardır ve kuvvetli bir şekilde gevreme meydana geldiği gözlenmiştir. Uzatılmış tuz spreyine maruz bırakma tehlikeyi artırmış, ilerleyen gevremeyi arttıran delik ve çukurların oluşumunun yayılmasını ve mevcut enerjinin azalmasını arttırmış, SEM mikrografi sonuçlarıyla doğrulanmıştır. Düşük döngülü gerilme kontrollü ± 1 , ± 2.5 ve ± 4 sabit genişlik zorlaması altında yorulma testi göstermiştir ki korozyona uğratılmış çubuklarda mevcut enerjide, yorulma döngüsünün sayısında ve yük yatağı dirayetinde kademeli azalma sergilemiştir. Yorulma limiti ± 1 gerilme seviyesi için dış martenzit tabakanın azalması ve kütle kaybından dolayı arttırılan korozyon seviyesi kadar oldukça düşmüştür. Ek olarak, gerilimin yoğunlaştığı noktaların oluşması ile numunelerin yoğunluğunda şiddetli bir düşüş gözlenmiştir. ± 2.5 , ve ± 4 gerilme seviyelerinde, esasen plastik deformasyonun etkilerinin birikmesinden dolayı ve azda olsa korozyondan dolayı yorulma limiti çarpıcı bir biçimde azalmıştır. Depreme karşı tasarımlarda, korozyonun etkileri ve plastik deformasyondan kaynaklanan toplam etki ve şiddetli yer hareketleri sırasında

betonarme çeliğinin mekanik davranışları, performansının önceden tahmin edilememesine sebep olduğu göz ardı edilmektedir (Apostolopoulos et al. 2007).

Stefano et al 2001 yılında yayınladıkları makalede uygun dönel kapasitenin hesaplanmasına mekanik kaynaklanabilir çelik özelliklerinin etkilerinin nasıl rastgele olduğunu araştırmak için malzemenin doğrusal olmayan etkileri ve sertleşme gerilmelerini kapsayan betonarme kirişlerin davranışlarını tahmin etmek için gelişmiş bir model benimsemişlerdir. Betonarme kirişlerin elastik olmayan tepkilerinin değerlendirilmesinde rastgele mekanik özelliklerinin etkisi analizinde Monte Carlo simülasyonu uygulandı; şöyle ki, onun korelasyonu ve mevcut dönel kapasitesinin istatistiksel dağılımı, rastgele değişken girdilerinin her seçiminin dağılımı ile onların çok değişkenli dağılımının her ikisi üzerinde çalışıldı. Araştırma zirve gerilimde çelik deformasyonu en çok belirgin olduğu için dönel kapasitesinin etkilenmesinde rastgelelik göstermiştir. Akma sınırı gerilimindeki rastgelelik, belirleyici olarak alınabileceği için elastik olmayan eleman tepkisiyle şiddetli indirgemeyle sonuçlanmıştır.

Ray et al 1997’de Steel Authority of India Limited (SAIL) şirketi altında entegre demir çelik de üretilen termo mekanik işlem görmüş (TMT) betonarme çubuklarının üç çeşidinde korozyon davranışı ve yapı özelliklerinin karakteristiklerin irdelendiği kapsamlı bir çalışma gerçekleştirmiştir. Üç deneysel çelik sıcaklığında biri düz karbonlu ve ikisi düşük alaşımlı olarak seçilmiştir. Korozyon dayanımı geliştirmek için iki düşük alaşımlıdan biri bakır içerikli ve diğeri krom ve bakırın her ikisini de içerir. Her özel kimya için sıcak haddelenmiş çubuklar sıralı termo mekanik işleme maruz bırakılmıştır, burada su verme parametreleri farklı akma mukavemeti seviyeleri elde etmeyi değiştirmiştir. Tüm TMT donatılar, kimyasal ve gerilme seviyelerine bakılmaksızın, kenarında temperlenmiş martenzit ve merkezinde perlitik ferrit den meydana gelen kompozit bir mikro yapı sergilemiştir. Widmanstatten ferrit in oluşumuna doğru meyilli olması akma mukavemetinin seviyeleri çubuklarda 500 ve 550 MPa olmasına rağmen, onun sünekliliğine ve dayanımına ters bir etkisi gözlenmemiştir. Mekanik özellikleri bakımından donatılar sadece gerekli minimum akma mukavemetini sağlamamış aynı zamanda mükemmel bükülebilirlik ve yüksek uzama değerleri (%21-28) sergilemiştir. TMT ve CTD (cold-twisted and deformed) donatılarının her ikisinin de korozyon

alışmalarında farklı laboratuvar testlerine maruz bırakıldıklarında korozyon dirençlerindeki artış şu sırayla gözlenmiştir: CTD, sade karbon TMT, bakır içerikli TMT ve bakır/krom içerikli TMT.

Nominal kesit alanı temelli kalite indeksi QD B500c ve S500s elik sınıflarının mekanik performansının karşılaştırmasını değerdendirilmesinde kullanılır. Her ne kadar B500c korozyonsuz olduğunda mekanik performansı S500s den daha iyi olsa da, hızlandırılmış korozyona 60 gün maruz bırakıldıktan sonra, B500c nin kalite index değeri S500s 'ye bağlı olarak önemli derecede düşmektedir. Sadece B500c elik çubuklarında yerel korozyon hasarı saptanmıştır. Korozyonun uzun süredeki etkilerinin ihmal edilmesiyle betonarme elik çubuklarının mekanik özelliklerinin gelişmesinin sürekliliği uzun vadede beklenmedik sonuçlara sebep olabilir. Standartların revizyonuna örnek olarak malzeme özelliklerinde korozyon etkileri açıklanmalı zorunlu olması görölmektedir (Apostolopoulos and Pasialis 2008).

Literatürdeki çalışmalara ek olarak bu çalışmada farklı kesit şekline, farklı sınıfta ve farklı çaplardaki betonarme elik çubuklarının farklı beton sınıfları içerisindeki korozyon ve yüksek sıcaklık davranışları incelenmiştir. Korozyon durumunda, yukarıda bahsedilen farklı özelliklere sahip numunelerin korozyon akımı, korozyon süresi, korozyon potansiyeli, korozyon hızı ve aderans dayanımları hakkında kapsamlı inceleme sonuçları sunulmuştur. Yüksek sıcaklık durumunda ise hem beton hem de elik numuneler üzerinde mekanik ve fiziksel etkiler incelenerek literatüre katkı sağlamak amaçlanmıştır.

3. MATERYAL VE METOT

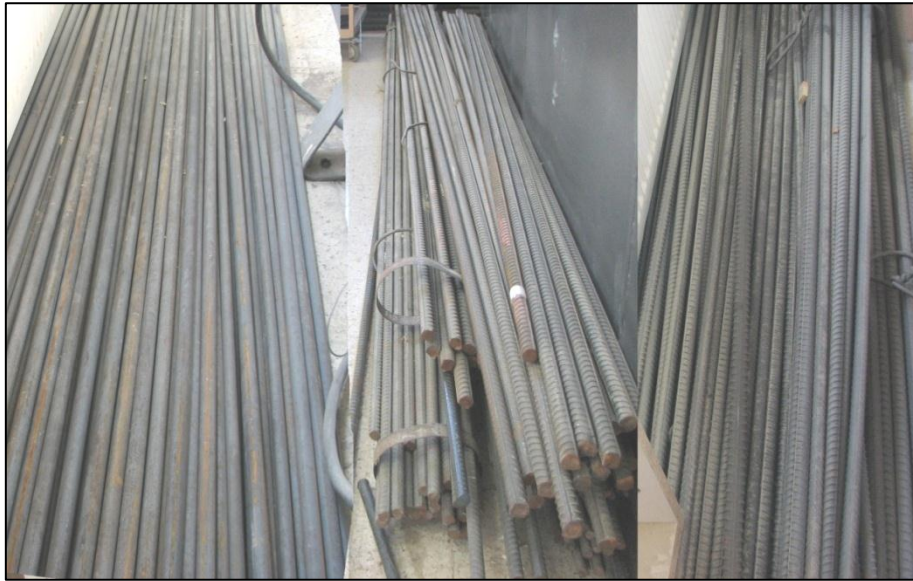
Bu bölümde betonarme, çelik ve betonun korozyon ve yüksek sıcaklığa karşı değişim özelliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan deneysel çalışmalar kapsamındaki kullanılan malzemeler, tasarlanan seriler ve gerçekleştirilen deneyler verilmektedir.

3.1. Kullanılan Malzemeler

Deneysel çalışmada kullanılan malzemeler betonarmeyi oluşturan çelik ve beton için iki başlık altında ele alınmıştır.

3.1.1. Çelik

Deneysel çalışmada kullanılan çeliklerin spektral analiz ile elde edilen kimyasal bileşimleri % ağırlık olarak Çizelge 3.1 de verilmiştir. S220a sınıfı düz betonarme çelikleri Karabük Demir Çelik Fabrikalarında, S420a ve S500a nervürlü betonarme çelikleri İskenderun Demir Çelik Fabrikalarında üretilmiştir. Betonarme çelikleri inşaat sektöründe yoğun olarak kullanılan küçük ($\varnothing 12$), orta ($\varnothing 16$) ve büyük ($\varnothing 20$) çaplarda hadde çıkışı 12 m'lik boylarda çubuk şeklinde temin edilmiştir (Resim 3.1).



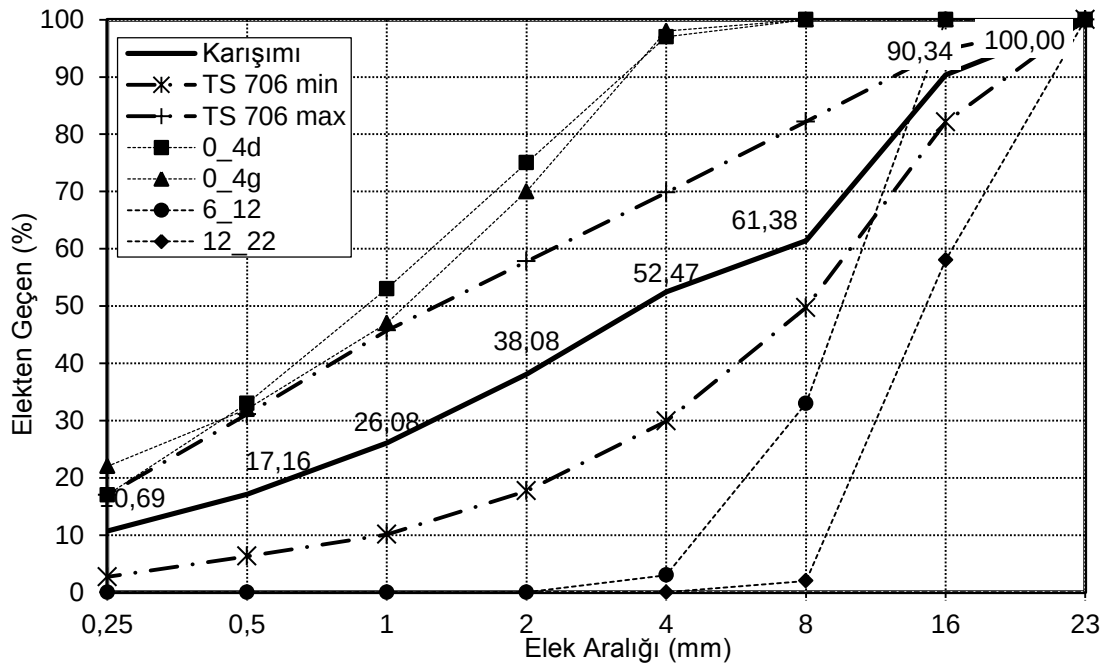
Resim 3.1. Deneysel çalışmada kullanılan betonarme çelik çubukları

Çizelge 3.1. Deneylerde kullanılan betonarme çeliklerinin kimyasal bileşimi (%)

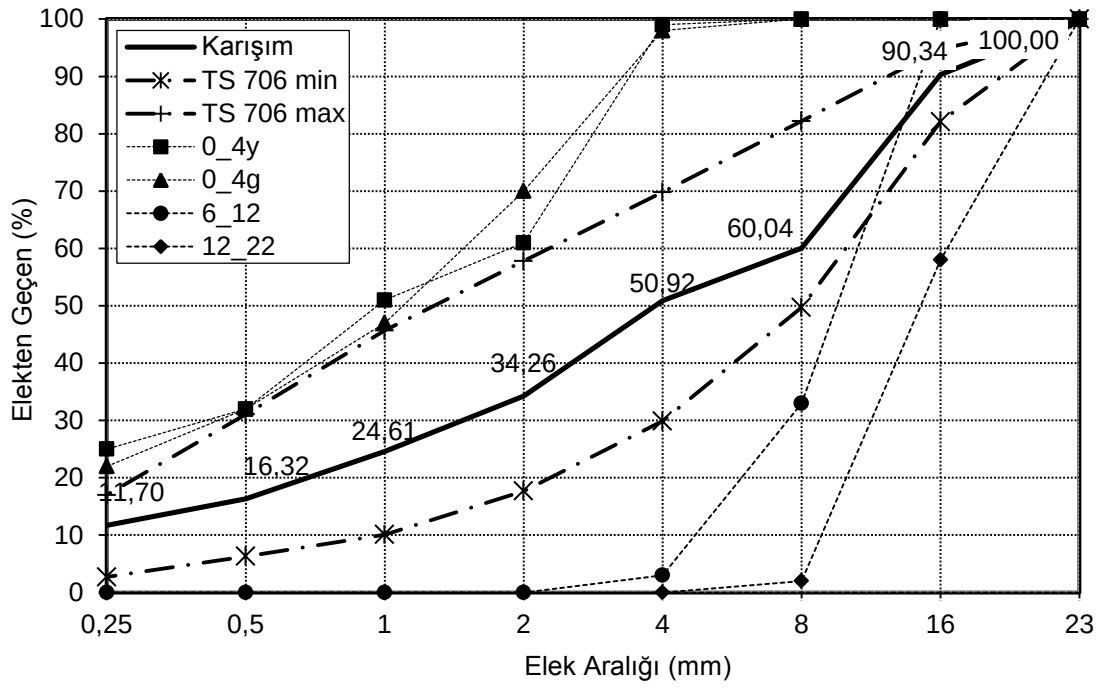
	C	Si	Mn	P	S	Cr	Cu	Ni	N	Fe
S220a	0,16	0,40	0,50	0,02	0,04	0,10	0,21	0,13	0,01	98,43
S420a	0,27	0,30	0,80	0,03	0,05	0,07	0,29	0,14	0,01	98,04
S500a	0,17	0,20	0,69	0,01	0,04	0,13	0,40	0,13	0,01	98,22

3.1.2. Beton

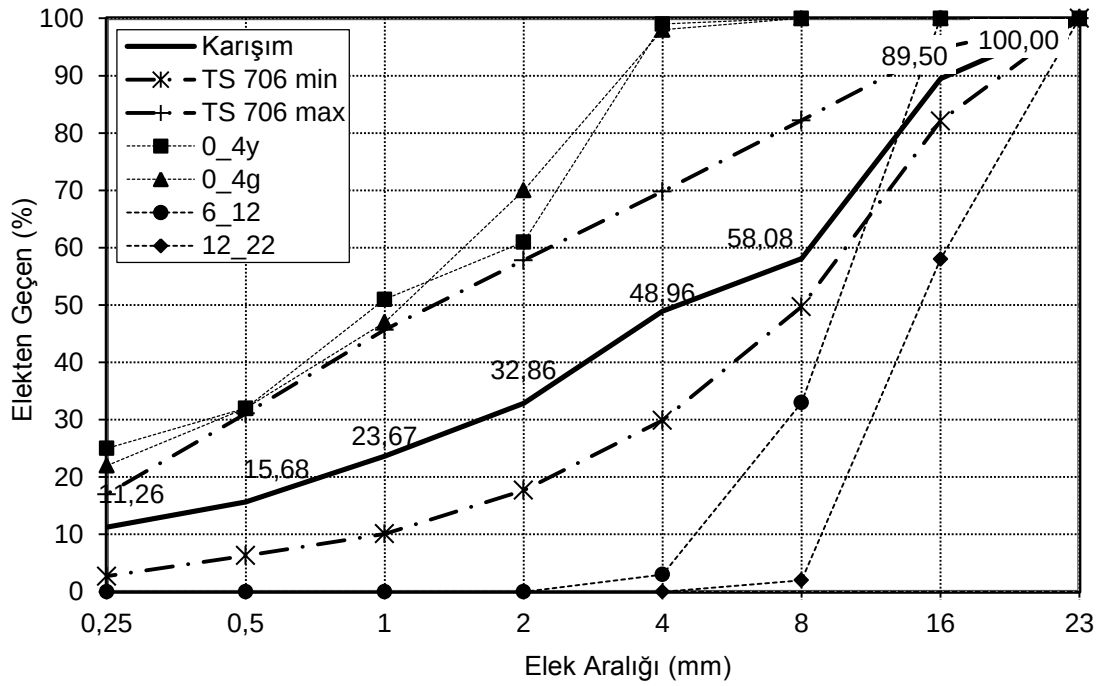
Beton numunelerin üretiminde agrega olarak Afyonkarahisar Işıklar Mevkii Kırka Tepesi'nde bulunan Kolsan Hazır Beton şirketine ait taş ocağından elde edilmiş agregalar kullanılmıştır. Bu agregaların mineralojik olarak kökeni kireçtaşıdır. İri agregaların parçalanma derecelerine bakıldığında Los Angeles kategorisi LA₂₅, donma-çözülme kaybı %8.9 dur. Beton agregasının suda çözülebilen klorür iyon muhtevası % 0.0031, asitte çözülebilen sülfat kütlece % 0.0086, toplam kükürt miktarı ise % 0.0069 dur. Agrega gradasyonunun sağlanabilmesi için 0-4 mm doğal kum, 0-4 mm geri dönüşümlü ve 0-4 mm yıkanmış kırma kum, 6-12 mm kırma taş I ve 12-22 mm kırma taş II agregaları kullanılmıştır. Her beton sınıfı için farklı granülometri eğrisi kullanılmıştır. Bu agrega dağılımları Şekil 3.1-3 görüldüğü gibidir (TS 706 .EN 12620+A1 2009).



Şekil 3.1. A Betonunun agrega granülometri eğrisi



Şekil 3.2. B Betonunun agrega granülometri eğrisi



Şekil 3.3. C Betonunun agrega granülometri eğrisi

Karışımında bağlayıcı olarak CEM I 42.5 R sınıfı çimento kullanılmıştır. Çimentoya ait kimyasal özellikler Çizelge 3.2 de, fiziksel özellikler Çizelge 3.3 de verilmiştir.

Çizelge 3.2 CEM I 42.5 R sınıfı çimentonun kimyasal analiz sonuçları

Kimyasal Özellikler	Analiz Sonucu (%)
SiO ₂	19.84
Al ₂ O ₃	5.10
Fe ₂ O ₃	3.66
CaO	63.02
MgO	1.00
SO ₃	2.71
Na ₂ O	0.16
K ₂ O	0.65
Toplam Alkali	0.59
Cl ⁻	0.0030
Kızdırma Kaybı	2.32
Çözünmeyen Kalıntı	0.37

Çizelge 3.3 CEM I 42.5 R sınıfı çimentonun fiziksel deney sonuçları

Fiziksel Özellikler	Analiz Sonucu
Priz Başlaması (dk)	165
Priz Sonu (dk)	250
Hacim Genleşmesi (mm)	1.0
Özgül Ağırlık (cm ³ /g)	3.124
Özgül Yüzey (cm ² /g)	3551
Basınç Dayanımı 2 gün	31.0
(N/mm ²) 7 gün	45.5

Bunun yanında farklı beton sınıfları için farklı oran ve tiplerde mineral ve kimyasal katkıları da kullanılmıştır. Kimyasal katkı olarak A serisi betonda Vinilkopolimer esaslı Sikament NP süper akışkanlaştırıcı, B ve C Serisi betonlar için polikarboksilat destekli Chryso Fluid HP 203 su azaltıcı süper akışkanlaştırıcı beton katkısı kullanılmıştır. Mineral katkı olarak beton serilerinin tamamında uçucu kül kullanılmıştır. Kullanılan uçucu küle ait kimyasal analiz sonuçları Çizelge 3.4 de verilmiştir.

Çizelge 3.4 Uçucu kül katkısının kimyasal analizi

Analiz Cinsi	Limit Değerler		Uçucu Kül Numunesi	
İncelik (45 µm elek üstü bakiye %)	Max. 40.00		24.40	
Tane Yoğunluğu (m ² /kg)	320±200		405	
Ateş Kaybı (%)	Kategori A	0,0<...<5.0	1.9	
	Kategori B	2.0<...<7.0		
	Kategori C	4.0<...<9.0		
Serbest CaO (%)	Max. 2.5		1.01	
Reaktif CaO (%)	Max. 10		3.98	
Cl (%)	Max. 0.1		0.007	
Aktivite derişim İndeksi	28 günlük (min) 75		28 günlük 86.8	
	90 günlük (min) 85		90 günlük 91.9	
SO ₃ (%)	Max 3.0		1.02	
Su gerekliliği	Kütlece CaO oranı <%10 olduğunda aranmaz.			
Yoğunluk (gr/cm ³)	---		1.997	
Radyoaktivite (Bq/kg)	Ra-226	Uygun	Ra-226	152±10
	Th-232	Uygun	Th-232	71±4.2
	K-40	Uygun	K-40	350±18
	A _{k1}	Uygun	A _{k1}	0.98±0.1

Beton serilerinin üretiminde kullanılan malzemelerin karışım oranları 1 m³ için kg cinsinden Çizelge 3.5 de malzemelerin özgül ağırlıkları (cm³/gr) ile birlikte verilmiştir.

Çizelge 3.5 1 m³ Beton için karışım içerisindeki malzeme miktarları (kg)

Malzeme	Özgül Ağırlığı	A Beton	B Beton	C Beton
Su/çimento	-	0.728	0.600	0.481
Çimento	3.12	200	240	320
Uçucu Kül	2.12	50	50	50
Katkı	1.18	2	2.4	3.2
Su	1	182	172	175
0-4 mm doğal	2.6	366	-	-
0-4 mm yka	2.61	-	300	288
0-4 mm gfk	2.59	627	651	590
6-12 mm	2.66	461	495	477
12-22 mm	2.68	445	443	462
Toplam		2334	2355	2364

3.2. Numunelerin Hazırlanması

Beton ile çelik arasındaki aderansın belirlenmesi için kullanılacak olan numuneler 150x300 mm ölçülerinde silindirik beton içerisine gömülmüş çelik çubuklar şeklindedir. Çubuklar, 150 mm çaplı beton silindirin numunenin merkezinden 250 mm derinliğe kadar gömülmüştür. Betonun dışındaki kısım ise 200 mm uzunluğundadır. Betona gömülen çelik çubukların toplam uzunlukları 450 mm dir. Üç farklı beton sınıfı (A, B, C serisi betonlar), üç farklı çelik sınıfı (S220a, S420a, S500a), üç farklı çubuk çapı ($\varnothing 12$, $\varnothing 16$, $\varnothing 20$), normal duruma ek olarak beş farklı sıcaklık durumu (100, 200, 400, 600, 800°C) ve iki farklı korozyon durumu (sabit süreli ve beton çatlayana kadar) için üçer tane numune üretmek koşuluyla 81 adet kontrol, 162 adet korozyon, 405 adet yüksek sıcaklık durumu için toplam 648 tane betonarme numune üretilmiştir (Resim 3.2).

Yüksek sıcaklık durumu için basınç dayanımı, ultrases ve ağırlık kaybı deneylerinde kullanılmak üzere normal durum için dahil olmak üzere toplam 81 adet 150x150 mm küp numune, eğilmede çekme dayanımı deneyi için 54 adet 100x100x300 mm boyutlarında prizmatik beton numunesi üretilmiştir (Resim 3.3) (TS EN 206-1 2002).



Resim 3.2. Bir beton serisi için üretilen lolipop şeklinde numuneler



Resim 3.3. Üretilmiş numunelerden bir görüntü

3.3. Yapılan Deneyler

Bu tez çalışmasında yapılan deneyler beton için, çelik için ve betonarme için ayrı ayrı ele alınmıştır.

3.3.1. Beton Numuneler Üzerinde Yapılan Deneyler

Beton numuneler üzerinde sertleşmiş beton deneyleri olarak adlandırılan basınç dayanımı, eğilmede çekme dayanımı, ultrases hızı, birim hacim ağırlık, porozite, su emme, ağırlık kaybı ve dinamik elastisite modülünü belirlemeye dönük çalışmalar aşağıda sunulmuştur.

3.3.1.1. Basınç Deneyi

Üretimi gerçekleştirilen A, B ve C serisi betonların basınç dayanımlarının belirlenmesi ve beton sınıflarının tayini için 200 tonluk tek eksenli tam otomatik basınç presi kullanılmıştır (Resim 3.4). Basınç deneyi, 150x150x150 mm boyutlu küp numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Betonlar 28. günde eksenel basınca tabi tutulmadan bir gün önce kür havuzundan çıkartılarak yüzey nemini bırakmaları sağlanmıştır.

Betonarme numunelerin korozyon akımı ve yüksek sıcaklık gibi durumlarla eskitilmesi uzun süre alacağından kür süresine dayalı basınç dayanımlarındaki değişimlerin deney serilerine etkileyen bir parametre olmaması için teorik olarak betonların basınç dayanımı artışının devam ettiği maksimum gün olan 90. günde de basınç dayanımı deneyi aynı beton serileri için tekrarlanmıştır. Şahit numuneler olan normal koşullardaki betonlardan 6'şar adet diğer tüm serilerden basınç dayanımı için 3'er adet küp numune kullanılmıştır. Basınç dayanımı (3.1) deki bağıntıyla tam sayıya yuvarlatılarak bulunur. Çıkan sonuçların aritmetik ortalaması alınarak beton serisine ait dayanım belirlenir.

$$f_c = (F/A_c) \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3.1)$$

Burada f_c : betonun basınç dayanımını, F: kırılma yükünü (N) ve A_c : deney yükü uygulama yönüne dik deney numunesi kesit alanıdır (mm²) (TS EN 12390-3 2010).



Resim 3.4 Tek eksenli basınç ve eğilme presi

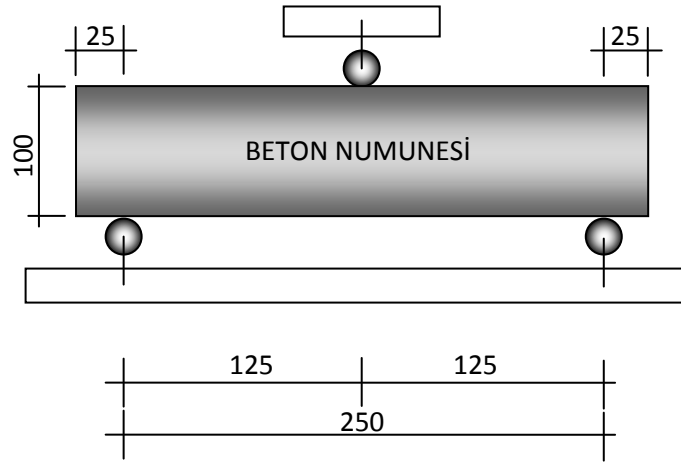
3.3.1.2. Eğilmede Çekme Dayanımı Tayini Deneyi

Betonun eğilme özelliği tespit edilecek olan basit kirişin yük altında eğilmeye karşı göstereceği davranışların gözlenmesi ve hesaplanması işlemidir. Farklı yöntemlerle yapılan bu deneyde bu çalışma için orta noktadan yüklenmiş basit kiriş deneyi tercih

edilmiştir. Deney için Resim 3.4 sağ tarafındaki eğilme presi kullanılmıştır. Basit kirişin mesnetlenmesi Şekil 3.4 deki gibi yapılmıştır. Orta noktasından yüklenmiş basit kiriş metodu ile yapılan eğilmede çekme dayanımı tayini deneyi sonucu betonun eğilmede çekme dayanımı (3.2) formülü ile hesaplanır (TS EN 12390-5 2010, ASTM C293 2000).

$$f_{cf} = \frac{(3 \times F \times l)}{2 \times d_1 \times d_2} \quad (3.2)$$

Burada f_{cf} : eğilmede çekme dayanımı (N/mm²), F: deney sırasında kırılma anındaki en büyük yük (N), l: yükleme tablası mesnet arasındaki serbest açıklık (mm), d_1 : kırılma kesitinin ortalama genişliği (mm), d_2 : kırılma kesitinin ortalama yüksekliğidir (mm).



Şekil 3.4 Orta noktadan yüklenmiş basit kiriş

3.3.1.3. Ultrases Deneyi

Ultrasonik hız metodu beton içerinden geçen ultrasonik dalganın, geçme hızını ölçmekten ibarettir. Hızın hareket zamanı elektronik olarak ölçülür. Algılayıcılar arasındaki uzaklık hareket zamanına bölündüğünde dalga ilerlemesinin ortalama hızı elde edilir. Bununla betonun mukavemeti, homojenliği, elastisite modülü, döküm özellikleri ve çatlak varlıklarının belirlenmesinde kullanılabilir. Elde edilen sonuçlar betonun şeklinden ve büyüklüğünden etkilenmemektedir; yani 15m'ye kadar beton bloklarda ölçüm yapılabilir fakat mesafenin artması ölçülen hız değerinde bir miktar azalma olur (Şimşek 2010, Erdoğan 2003). ASTM C597 (1997)'ye uygun olarak

yapılan deneyde Resim 3.5 görülen cihaz kullanılmıştır. Cihaz ile ölçülen geçiş süresi (3.3) formülü kullanılarak ultrases geçiş hızı hesaplanır.

$$V = l \times t \quad (3.3)$$

Burada V: ultrases hızı (km/sn), l: ölçü boyu (km), t: geçiş süresini (sn) ifade eder.



Resim 3.5 Ultrases deneyi cihazı

Bu çalışmada hem küp hem de prizma numuneleri üzerinde ölçümler yapılmış, elastisite modülü hesaplamalarında prizma numunelerinin verileri kullanılacağından ultrases değişimlerinde de sadece prizma numunelerine ait sonuçlar verilmiştir.

3.3.1.4. Birim Hacim Ağırlık, Porozite ve Su Emme Deneyleri

Birim hacim ağırlık, su emme ve porozite deneyleri için her seriden 100x100x100 mm'lik numuneler kullanılmıştır. Bu numuneler, eğilmede çekme dayanımı deneyinden artan prizmatik numunelerden kesilerek çıkartılmıştır. Numunelere ait Birim hacim ağırlığı, su emme ve porozite oranlarının bulunmasında Resim3.6'daki Arşimet terazisinden faydalanılmıştır. Numuneler 24 saat su içerisinde bekletildikten sonra doygun halde Arşimet terazisinde havada ve su içerisinde asılı ağırlıkları ölçülmüştür.

Daha sonra 105°C sıcaklıktaki etüvde değişmez ağırlığa kadar kurutulmuşlardır. Hesaplamalar (3.4), (3.5), (3.6) formülleri ile yapılmıştır.

$$BHA = \frac{W_o}{(W_1 - W_2)} \quad (3.4)$$

$$GP = \frac{(W_1 - W_o)}{(W_1 - W_2)} \times 100 \quad (3.5)$$

$$W_w = \frac{W_o}{(W_1 - W_o)} \times 100 \quad (3.6)$$

Eşitliklerde; BHA, birim hacim ağırlık (kg/m³); GP, görünen porozite (%); W_w, su emmeyi (%); W_o, etüv kurusu ağırlığı (kg); W₁, suya doygun havada ağırlığı (kg); W₂, su içerisinde asılı ağırlık (kg) değerlerini ifade etmektedir (Postacıoğlu 1989).



Resim 3.6 Arşimet terazisi

3.3.1.5. Ağırlık Kaybı

Yüksek sıcaklık etkisine maruz kalan beton serilerinde sıcaklığa bağlı ağırlık değişimleri ısıtma işlem öncesi ve ısıtma işlem sonrası yapılan tartma işlemi ile belirlenmiştir. Bu değişim (3.7) formülüne göre % ağırlık kaybı şeklinde bulunmuştur.

$$W_K = \left(\frac{W_I - W_S}{W_I} \right) \times 100 \quad (3.7)$$

Burada W_K : ağırlık kaybı (%), W_I : ısıtma işlem öncesi ilk ağırlık (kg), W_S : ısıtma işlem sonrası ağırlığı (kg) ifade etmektedir.

3.3.1.6. Dinamik Elastisite Modülü Tayini

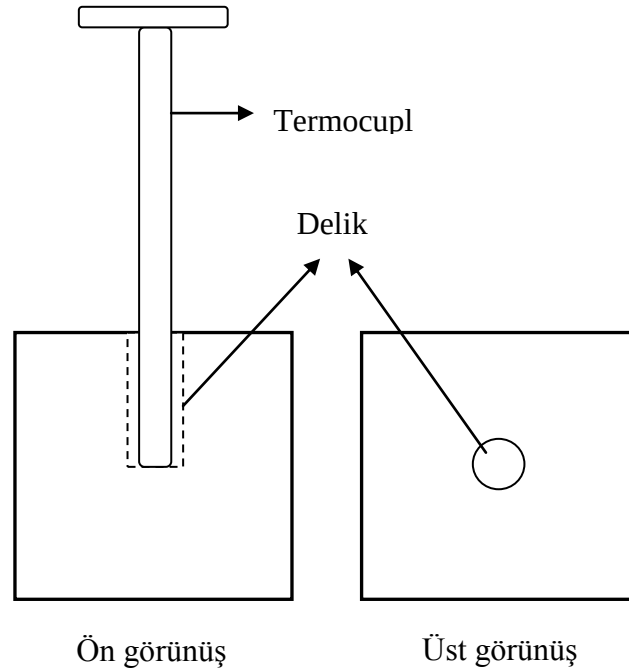
Dinamik elastisite modülü, genellikle laboratuvar araştırmalarında betonların kimyasal vs. olaylar karşısında ne ölçüde bir yıpranmaya maruz kaldıklarını belirlemek için kullanılır. Bilindiği gibi betonun elastisite modülü ile dayanımı arasında genel de olsa bir ilişki bulunmaktadır. Değişik etkenler karşısında betonun kalitesinde ve buna bağlı olarak elastisite modülünde değişiklikler meydana gelebilmektedir. Böyle bir değişikliği statik elastisite modülüyle izleyebilmek için aynı kalitedeki betondan çok fazla sayıda numune üretmek ve değişik etkenlere maruz bırakılan bu numunelerin gerilme-birim deformasyon eğrilerini elde etmek gerekmektedir. Bu durumda dahi, aynı olmak üzere üretilen numuneler arasında bazı kalite farklılıklarının bulunması kaçınılmaz olmaktadır. Oysa dinamik elastisite modülünün tayininde kullanılan ultrasonik yöntemler hasarsız yöntemlerdir. Bu yöntemlerin kullanılmasıyla betona yük uygulanmamakta, betonda çatlama, kırılma yer almamaktadır. O bakımdan aynı beton üzerinde beton henüz kimyasal etkilere maruz kalmadan ve bu etkenlere maruz kaldıktan sonraki dinamik elastisite modülü tayin edebilmek ve böylece beton kalitesindeki değişikliği izleyebilmek mümkün olabilmektedir (Erdoğan 2003). Dinamik elastisite modülü (E_d) hesaplanırken (3.8) de verilen formülden faydalanılmaktadır (Postacıoğlu 1987).

$$E_d = 10^4 \times V^2 \times \frac{\rho}{g} \quad (3.8)$$

Burada E_d : Dinamik elastisite modülü (N/mm^2), V : ultrases hızı (km/sn), β : betonun birim ağırlığını (kg/dm^3), g : yerçekimi ivmesini ifade etmektedir.

3.3.1.7. Paspayı Kalınlığından Isı Geçişinin Ölçülmesi

Betonarme elemanlarda çelik için doğal bir koruyucu olan betonun yüksek sıcaklarda göstermiş olduğu koruyuculuk özelliğinin ne derece olduğunu belirlemek için bu tez çalışması için özel olarak tasarlanmış ölçüm düzeneğinden faydalanılmıştır. 100×100 mm ölçülerindeki beton küp numunelerinin üretimi sırasında çelik termocupl kılıfları tabandan mesafesi 2, 3, 4 ve 5 cm olacak şekilde gömülmüştür (Şekil 3.5). Resim 3.7’de görülen bu deney için tasarlanmış fırınlarda fırın içi bir ısı odası şeklinde çalışıyor. Kapak seviyesinde ise numuneler yerleştirilerek ısıya maruz bırakılmışlardır. Burada fırının sarf etmiş olduğu enerjide Watt cinsinden bilindiğinden dolayı (3.9) denklemi sayesinde ısı iletkenlik katsayısı λ_c ’de deneysel olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.5 Paspayı ısı geçişi ölçüm numuneleri

$$\lambda_c = \frac{Q \times l}{A \times \Delta T} \quad (3.9)$$

Burada λ_c : ısı iletim katsayısı (W/mK), Q: harcanan enerji (W), l: malzemenin kalınlığı (m), A: alan (m²), ΔT : numune içi ile dışı arasındaki ısı farkını (K) ifade etmektedir.



Resim 3.7 Paspayı ısı geçişi ölçüm fırını

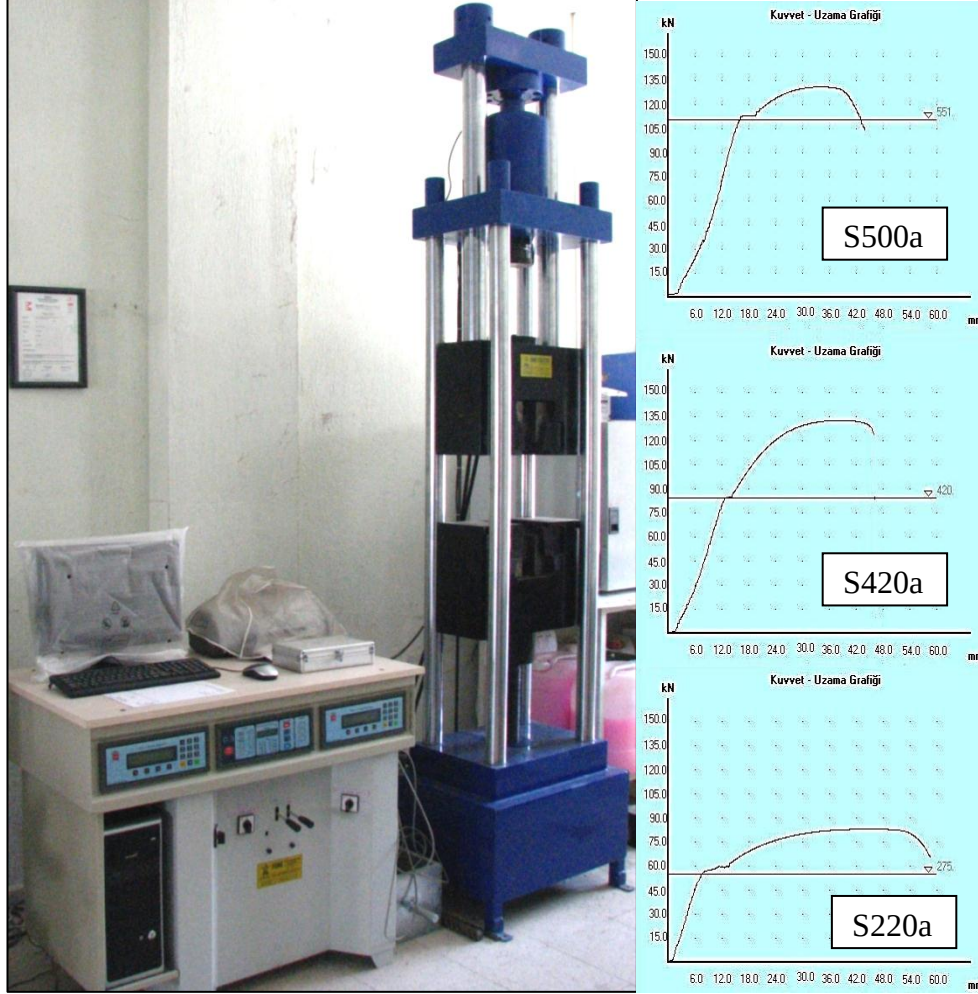
3.3.2. Çelik Numuneler Üzerinde Yapılan Deneyler

Betonarmeyi oluşturan bir diğer eleman olan çelik için bu tez çalışmasında yapılan deney ve incelemeler, çekme deneyi, darbe tokluk deneyi, mikro yapı incelemesi, vikers sertlik deneyi, tufal kalınlığı ölçümü ve tokluk deneyi olarak sıralanmıştır.

3.3.2.1. Çekme Deneyi

Çelik malzemenin en önemli mekanik özelliklerinin belirlendiği deney çekme deneyidir. Bu tez çalışmasında Resim 3.8 de görülen 60 tonluk tam otomatik, hidrolik çeneli, üniversal çekme cihazı kullanılmıştır. Bu cihazla çekilecek numuneler herhangi bir yüzey işleminden geçirilmeksizin TS 708 (2010)'a uygun olarak l_0 mesafesi çubuk çapının 10 katı olarak alınmış buna ilaveten cihazın iki çenesinin toplam kavrama uzunluğu olan 14 cm eklenmiştir. Numunelerin akma ve çekme mukavemetleri ve

kopma uzamaları TS EN ISO 6892-1 (2010)'e göre yapılmıştır. Cihazın bilgisayar yazılımı sayesinde değerler ve grafikler rahatlıkla elde edilmiştir. Her bir sıcaklık durumu, çap ve çelik sınıfı için üçer tane numunede deneyler yapılmış ve çene ile kopma noktası arasında, standarda göre en az 2d (çapın iki katı) mesafe şartı aranmıştır.

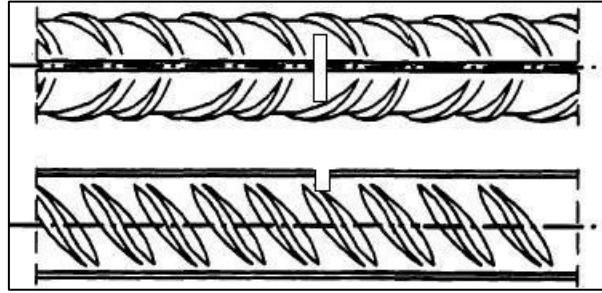


Resim 3.8 Üniversal çekme cihazı ve tez numuneleri ait örnek kuvvet-uzama grafikleri

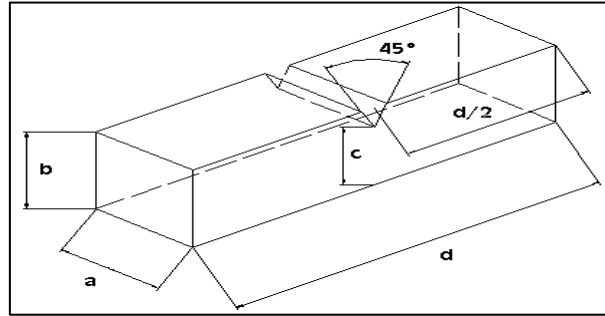
3.3.2.2. Darbe Deneyi

Çentikli ve çentiksiz numuneleri test edebilen sarkaçlı darbe testi cihazı yaklaşık 30 kg vurucu başlık ağırlığıyla serbest salınım yaparak numuneleri kırmaktadır. Sonuçlar cihaz üzerindeki elektronik gösterge kumandasından joule olarak alınıp bu değerler darbe tokluk birimine çevrilmektedir. Bunun yanında özellikle S500a (tempcore) inşaat çeliklerinin darbe tokluk değerlerinin belirlenmesi için geliştirilen doğrudan çentik

darbe deneyinde Şekil 3.6 da da gösterilen 100 mm uzunluğunda, 12 mm çaplı çubuklar üzerinde 2 mm genişliğinde ve 2 mm derinliğinde U çentikler açılmış numuneler kullanılmıştır (Nikolaou and Papadimitriou 2005). Deneyde kullanılan standart numuneler inşaat çeliklerinin tornadan geçirilerek 10 mm ye 10 mm kesit ölçülerinde 100 mm uzunluğunda prizmatik şekle getirilmiş ve bu numunenin çentiği orta noktada 2 mm derinliğinde 45° açıyla açılmıştır (Şekil 3.7) (ASTM E23 2007). Deneylerin yapıldığı cihaz Resim 3.9 da gösterildiği gibidir.



Şekil 3.6. Doğrudan çentik numunesi üstten ve önden görünüşü



Şekil 3.7. Standart darbe deney numunesi



Resim 3.9 Sarkaçlı darbe deney cihazı

3.3.2.3. Metalografik İncelemeler

Numunenin gerek fiziksel gerekse kimyasal bileşim olarak malzemeyi tam olarak temsil etmesi gerekir. Bundan dolayı metalografik incelemelerde numune olarak çekme deneyinden kalan numuneler değil, mekanik olarak zorlamaya uğramamış numuneler kullanılmıştır. Seçilen numuneler 12 m lik çubukların uç bölgelerinden değil ortaya yakın bölgelerden seçilmiştir. Bunun sebebi hadde sonlarında mikro yapı özelliklerinin değişebileceği olasılığıdır. Numuneler ısıtılmış çubuklardan maksimum 20 mm yükseklikte olacak şekilde kesilmiş ve rahat tutmak ve işlem yapabilmek için bakalite alınmıştır. Resim 3.10’da görülen hız ve yön ayarlı zımparalama ve parlatma cihazı kullanılarak numuneler 80 meshden başlayarak 1200 meshe kadar zımparalanmıştır.



Resim 3.10. Zımparalama ve parlatma cihazı

Parlatma alümina süspansiyon ile gerçekleştirilmiştir. Dağlama işleminde ise dağlayıcı olarak % 2-4'lük nital ve % 10'luk Sodyum metabisülfid kullanılmış numuneler 20–60 sn arasında bu dağlayıcıya maruz bırakılmıştır. Dağlanan numunelerden görüntü alınmasında Resim 3.11'de de gösterilen Olympus marka Bx60 model alttan ve üstten aydınlatmalı 3.3 megapikselli kamera ve bilgisayar destekli mikroskop kullanılmıştır. Bu mikroskopta fotoğraf çekimler x100 ve x500 büyütme oranlarında gerçekleştirilmiştir.



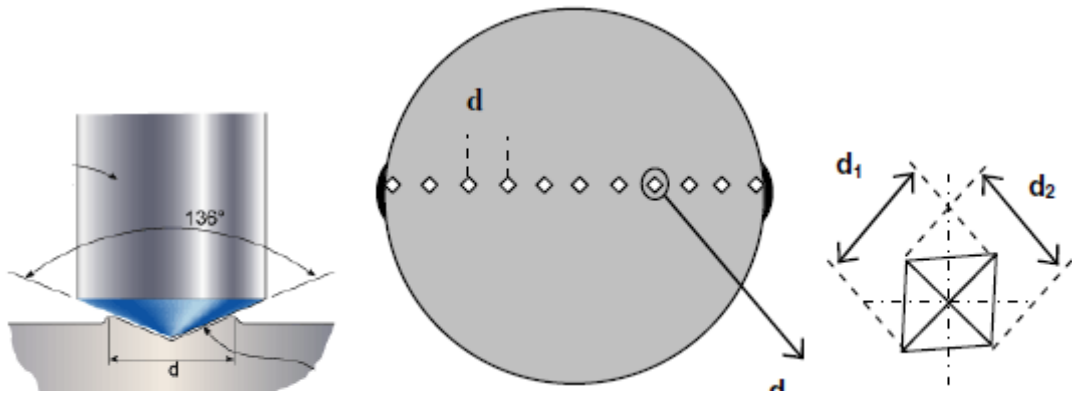
Resim 3.11 Optik mikroskop

3.3.2.4. Tufal Kalınlığı Ölçümü

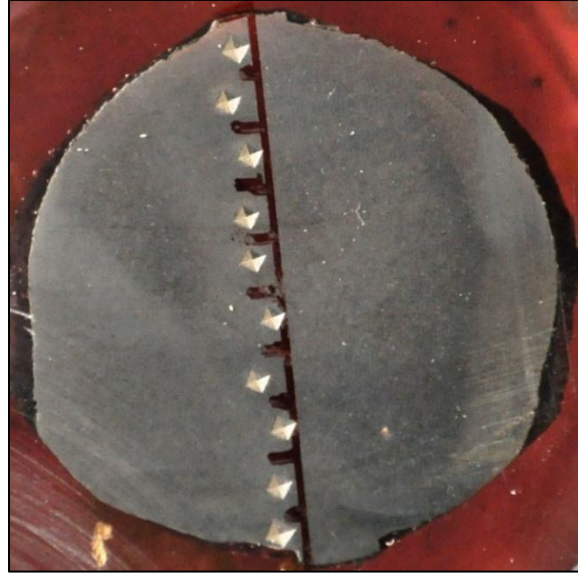
Yüksek sıcaklığa maruz kalmış çubuklar içerisinde 600, 800 ve 1000 °C’de belirgin bir şekilde tufal oluşumu gözlenmiştir. Yukarıda anlatılan metalografik incelemeler için numune hazırlama adımları burada da takip edilmiş sadece parlatma ve dağlama işlemleri yapılmaksızın mikroskop altından tufal katman kalınlıkları her numune için minimum ve maksimum ölçümler alınarak gerçekleştirilmiştir.

3.3.2.5. Vickers Sertlik Deneyi

Metal biliminde malzemelerin sertlik ölçüleri batırılarak yapılan sertlik deneyleriyle belirlenir. Bu yöntemlerin bir tanesi de vickers sertlik deneyidir. Bu yöntemde metal yüzeyine batacak olan uç kare kesitli tepe açısı 136 ° olan elmas piramit bir uçtur. Şekil 3.8’de görülen bu piramidin bıraktığı ucun her iki köşegen uzunluğunun ölçülmesi ve ortalamasının alınmasıyla tespit edilir (Ün 2007). Resim 3.12 de bu tez çalışmasında vickers sertlik ölçümünün yapıldığı bir numune görülmektedir. Apostolopoulos ve Michalopoulos’un (2007) yaptığı gibi 20 mm çaplı numunelerde çubuğun çapından boydan boya 2 mm arayla on adet ölçüm yapılarak sertlik değişimi belirlenmiştir.



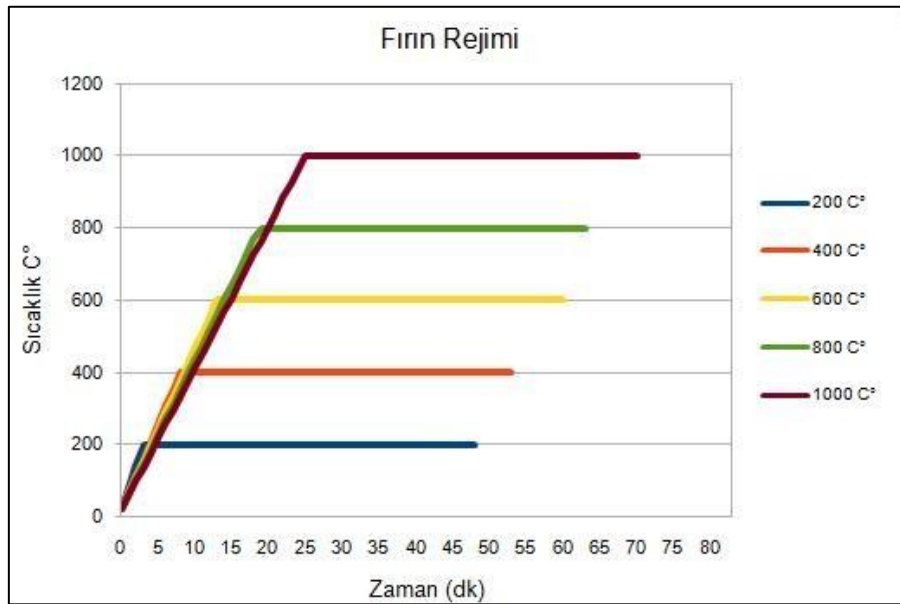
Şekil 3.8. Vickers sertlik ölçümü



Resim 3.12 Vickers sertlik ölçümü yapılmış bir numune

3.3.2.6. Isıl İşlem

Betonarme çeliklerinin yüksek sıcaklık ile fiziko mekanik özelliklerinin değişiminin belirlenmesinde oda sıcaklığının dışında 200, 400, 600, 800 ve 1000 °C sıcaklıklar belirlenmiştir. Numuneler bu sıcaklıklara Şekil 3.9’da görülen fırın rejimine göre maruz bırakılmış ve maksimum sıcaklıkta 45 dakika bekletildikten sonra fırın içerisinde doğal soğumaya bırakılmıştır. Çeliklerin ısıl işleminde protherm marka fırın kullanılmıştır.



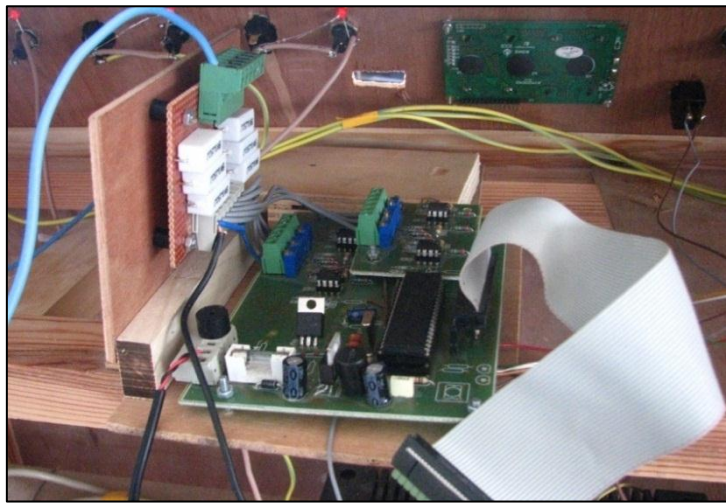
Şekil 3.9. Çelik çubukların ısıl işlemindeki fırın rejimi

3.3.3. Betonarme Numuneleri Üzerinde Yapılan Deneyler

150 mm çapa ve 300 mm yüksekliğe sahip silindirik numunelerin merkezine gömülü çubuklar şeklinde üretilmiş betonarme numuneler korozyon akımına maruz bırakılmış ve malzeme değişimine göre korozyon potansiyeli, korozyon hızı tayini deneyleri yapılmıştır. Bu tezde ele alınan durabiliteyi etkileyen diğer olumsuz faktör olan yüksek sıcaklıkta betonarme numunelere uygulanmış ve hem korozyon hem de yüksek sıcaklık numuneleri aderans dayanımının belirlenmesi için pullout deneylerine tabi tutulmuştur.

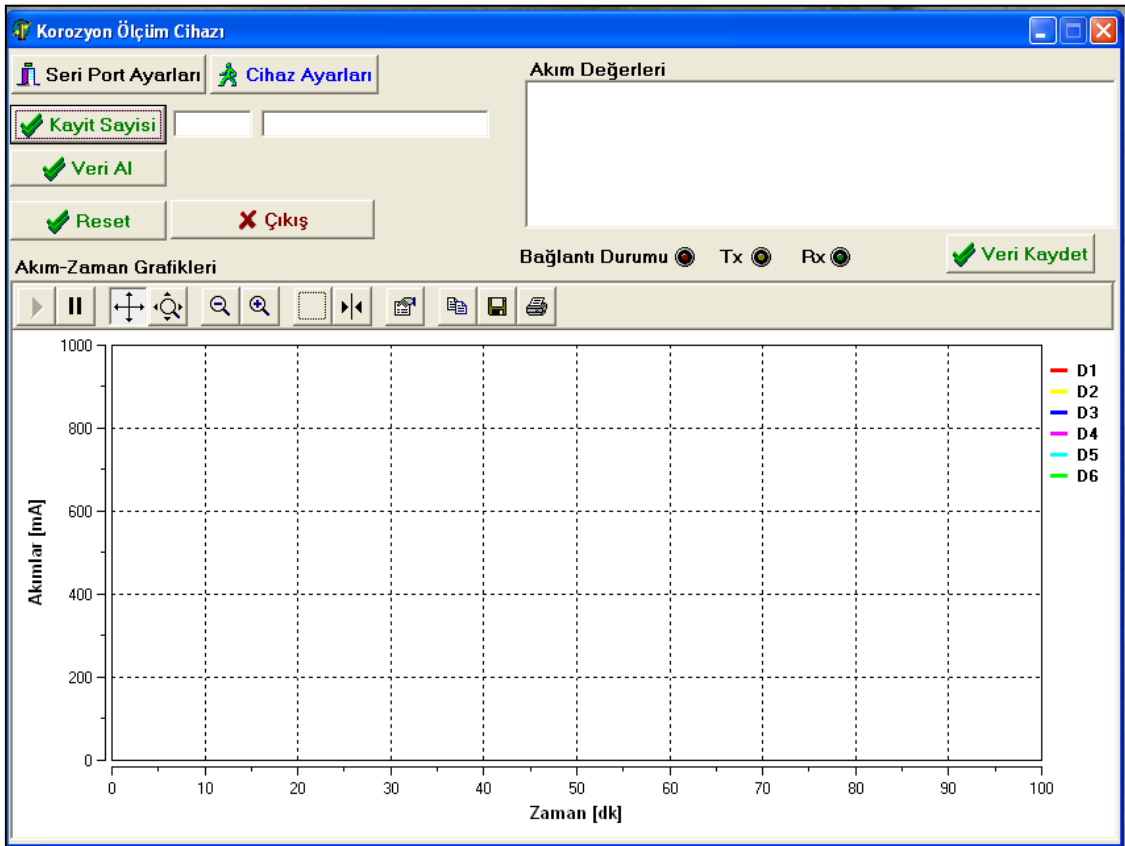
3.3.3.1. Korozyon Akımı

Betonarme elemanlarda oluşan korozyon esasen elektriksel bir faaliyettir, bu davranışında hızlandırılmış modeli doğru akım (DC) kullanılarak oluşturulmuş bir devre ile mümkündür. %5 NaCl çözeltisi su (elektroliz) içerisine lolipop şeklinde üretilmiş numuneler yerleştirilerek bu numunelerde bulunan çelik çubuklara “+” (anot), paslanmaz çelik çubuklara “-” (katot) elektrik yükü verilerek devreden geçen akım mA cinsinden ölçülmesidir. Burada ölçümleri her bir numune için bir ampermetre ile ölçmekten ziyade elektronik bir devreden faydalanılarak aynı anda altı adet numunenin ölçümlerini yapmak ve bu ölçümlerde elde edilen verileri depolamak düşünülmüştür. Bu amaçla tasarlanan devre Resim 3.13 de görülmektedir. Bu devre üzerinde bulunan pike yazılan kodlar sayesinde mA değerleri ölçülebilmekte, veriler eş zamanlı LCD ekranda gösterilmekte ve hafızaya kaydedilebilmektedir.



Resim 3.13. Numuneler üzerinden geçen akımları ölçen devre

Bu devrede hafıza olarak 512 Kb'lık bir ram kullanılmıştır. Her satırda altı adet numuneden okunan değerler olmak üzere bu hafıza toplamda 5041 satırlık veri yedekleme kapasitesine sahiptir. Buna göre deney süresi ve veri yedekleme kapasitesine göre 1 dakikadan 20 dakikaya kadar istenilen aralıkta veri toplanabilir. Cihaz her saniye veri almakta ve bu verilerin her beş saniyede ortalamasını alarak belirlenen aralıklarda bu ortalamaların ortalamasını hafızaya kaydetmektedir. Elektrik kesilmesine karşın veriler korumalıdır ve böyle bir durumda elektrik geri geldiğinde deney saati kaldığı yerden devam ederek veri toplamaya devam etmektedir. Veriler seri port aracılığı ile bilgisayara bağlanılarak bu cihaz için yazılmış olan program vasıtasıyla aktarılmıştır. Bu programın ara yüzü Şekil 3.10 da gösterilmektedir. Bu program sayesinde veriler text formatında kaydedilmiş ve aktarımla aynı anda altı hücrenin de akım-zaman grafikleri çizilmiştir.

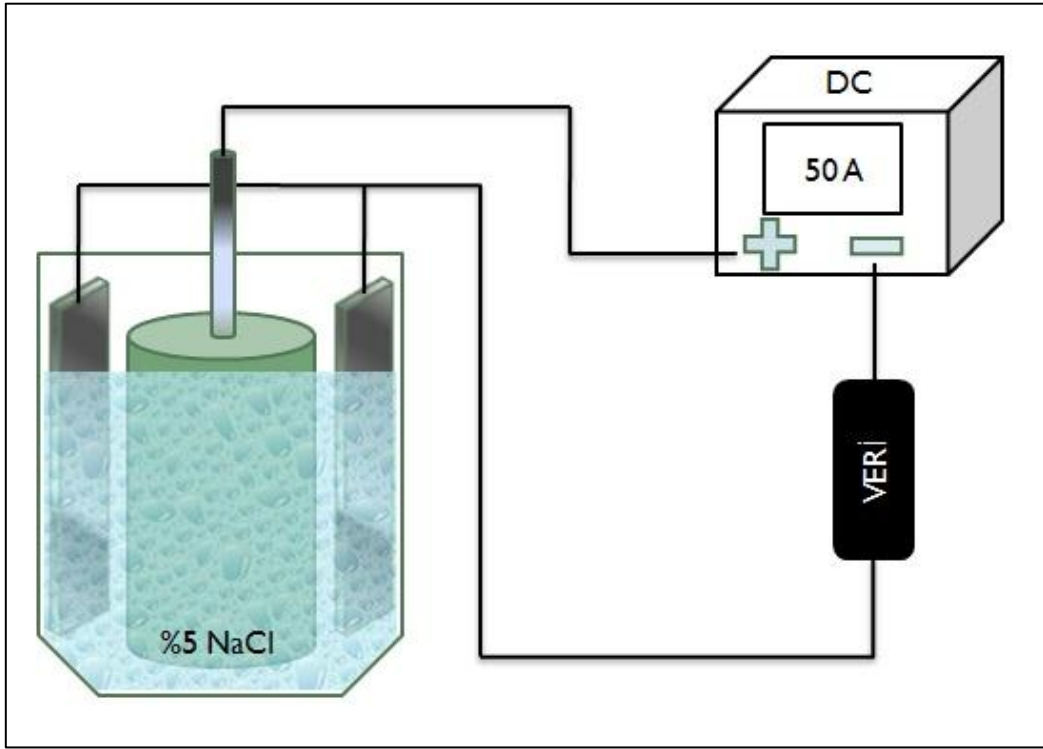


Şekil 3.10 Hızlandırılmış korozyon cihazı program ara yüzü

Hızlandırılmış korozyon cihazının görüntüleri Resim 3.14 de verilmiştir. Resim 3.15 de ise bu cihazın çalışma prensibi şematik olarak gösterilmektedir.



Resim 3.14. Hızlandırılmış korozyon düzeni kontrol paneli



Resim 3.15 Hızlandırılmış korozyon cihazında yapılan deneyden görüntüler

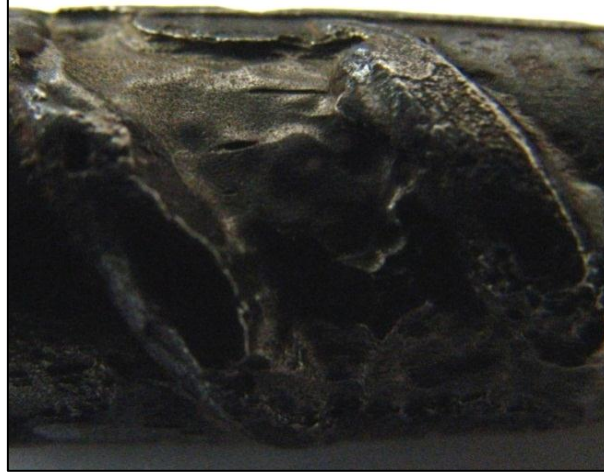
Resim 3.16 ve 3.17 de deney sonucu kısa sürede oluşan korozyonun çelik ve beton üzerindeki etkileri görülmektedir. Bu etkiler betonarme bir elemanda meydana gelen korozyon sonucunda donatıda oluşan kesit daralmalarını, beton-çelik ara yüzeyindeki bozulmaları ve pasın artan hacmiyle betonda çatlakların oluşması ile aderansın oldukça zayıfladığını ifade etmektedir.



a) Deney öncesi çelik çubuk



b) Deney sonrası çelik çubuk



c) Korozyon hasarı bölge

Resim 3.16 Hızlandırılmış korozyona uğratılmış çelik çubuktan görüntüler



Resim 3.17 Hızlandırılmış korozyon sonrası betondan görüntüler

3.3.3.2. Yarı Hücre Potansiyel Ölçümü

Korozyon potansiyeli E_{corr} bir referans elektrotuna karşı (yarı hücre) potansiyel farkının (veya voltajının) ölçülmesidir. Diğer bir deyişle bu yöntemde geçici bir kutuplaşma

tekniki uygulanır. Bu yöntem korozyon belirleme tekniği olarak ilk Stratful tarafından kullanılmıştır. Bu yöntemde korozyon kolay ve hızlı bir şekilde izlenebilir. Beton içindeki çeliğin korozyon durumu ve kullanılan referans elektrotu ve beton içerisindeki çelik arasında potansiyel fark sayısal değer olarak ölçülür. Bu çalışmada bu olumsuz durumdan etkilenmemek ve seriler arasında farklılıklar oluşmasını önlemek için betonarme numunenin üç noktasından ölçüm alınarak ortalama değer kullanılmıştır.

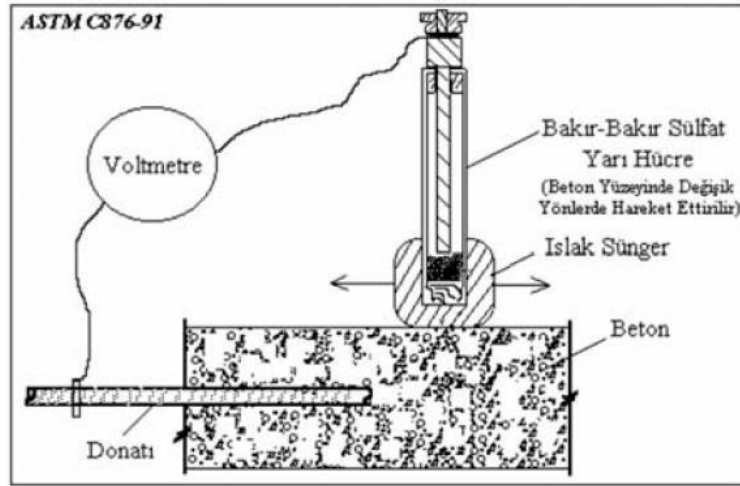
Yarı hücre potansiyel ölçümlerinde referans elektrotu kullanmak bir zorunluluktur. Birbirinden farklı ve çeşitli referans elektrotları mevcuttur. Bunlar kullanılırken standart hidrojen elektrotuna (SHE) göre ayarlanır. Bu çalışmada en çok tercih edilen Cu/CuSO₄ elektrotu (CSE) kullanılmıştır. CSE → +0,318V SHE değerine sahiptir.



Resim 3.18 Yarı hücre potansiyel ölçüm cihazı

Ölçümlerde Resim 3.18 de ve Şekil 3.11’de görülen yarı hücre potansiyel cihazı kullanılmıştır. Bu cihaz kullanılırken referans elektrotu beton yüzeyine değdirilir, beton içindeki donatı ile referans elektrotu arasında meydana gelen potansiyel farkı, yüksek empedanslı bir voltmetre ile ölçülür. Betonun elektriksel direnci yüksek olduğundan iletkenliği sağlamak amacıyla referans elektrot ile beton arasına özel bir sıvı ile nemlendirilmiş sünger konulur. Bu metotta donatı üzerindeki beton kalınlığı dikkate alınmaz, beton elemanın herhangi bir servis süresinde uygulanabilir. ASTM C 876

(2003) standardına göre yarı hücre potansiyeli ölçümlerinde sonuç -0.20 V CSE değerinden fazla ise %90 güvenilirlik derecesinde korozyon yoktur. -0.35 V CSE değerinden daha az ise %90 güvenilirlik derecesinde korozyona uğrama olasılığı vardır. Eğer yarı hücre potansiyel değeri CSE -0.20 V ile -0.35 V arasında ise belirsizlik vardır ve kesin bir şey söylenemez (ASTM C 876 2003). Bunun yanında ortam şartları ve korozyon durumuyla ilgili ölçülen değer -0.9V ile -1.0 V arasındaysa oksijensiz suya doymun beton; -0.4V ile -0.6V arasında ıslak klorid bozulmasına uğramış beton; +0.1V ile -0.2V arasında nemli karbonatlaşmış beton; +0.2 ile 0 V arasında ise kuru beton yorumu yapılabilir (Andrade et. al. 2003).



Şekil 3.11 Bakır – Bakır Sülfat yarı hücre devresi

3.3.3.3. Korozyon Hızı Tayini

Korozyondan dolayı oluşan kesit kaybının incelenmesinde ağırlık kaybından yararlanılarak penetrasyon derinliği belirlenebilir. Bunun için korozif ortamda bekletilen metal numune üzerinde belirli süre sonunda meydana gelen kesit kaybı tespit edilerek malzemenin ortalama yıllık penetrasyon hızı (3.10) bağıntısıyla hesaplanır.

$$\text{Korozyon Hızı} = (K \times W) / (A \times T \times D) \quad (3.10)$$

Burada K: korozyon hızı birimine göre sabit sayı, W: kütle kaybı (gr), A: Alan (cm²), T: deney süresi (saat) ve D: yoğunluk (gr/cm³) dur. Korozyon hızı literatürde çoğunlukla

mils/yıl birimiyle ifade edilmektedir. Bu çalışmada da korozyon hızı birimi mils/yıl (mpy) ile hesaplandığından K sabiti $3,45 \times 10^6$ olarak kullanılmıştır (ASTM G1 2003).

Korozyon nedeni ile oluşan ağırlık kaybı, pas tabakasının Clarke çözeltisi olarak bilinen kimyasal sıvı ile temizlenmesinden sonra belirlenir. Resim 3.19'da temizlenmeden önceki Resim 3.20 ve Resim 3.21'de ise çözelti ile temizlikten sonraki çubuk görüntüleri yer almaktadır. Ağırlık kaybı yöntemi uzun zaman alan ve çok daha korozif ortam gerektirdiğinden elektrokimyasal yöntemlere göre daha kullanışsızdır (Yüzer 2003). Tahribatlı yöntemler arasında yer alan bu uygulama laboratuvar ortamında hızlandırılmış korozyon çalışmaları açısından kullanışlıdır. Bu çalışmada hızlandırılmış korozyon yöntemiyle eskitilen numuneler diğer korozyon ve aderans deneylerinin ardından çubuk üzerindeki en yoğun korozyona uğramış bölgeden 100 mm uzunluğunda parmak numuneler alınarak korozyon hızı hesaplanmasında kullanılmıştır.



Resim 3.19 Çubukların clarke çözeltisi ile temizlenmeden önceki hali



Resim 3.20 Clarke çözeltisiyle temizlenmiş çubuklar

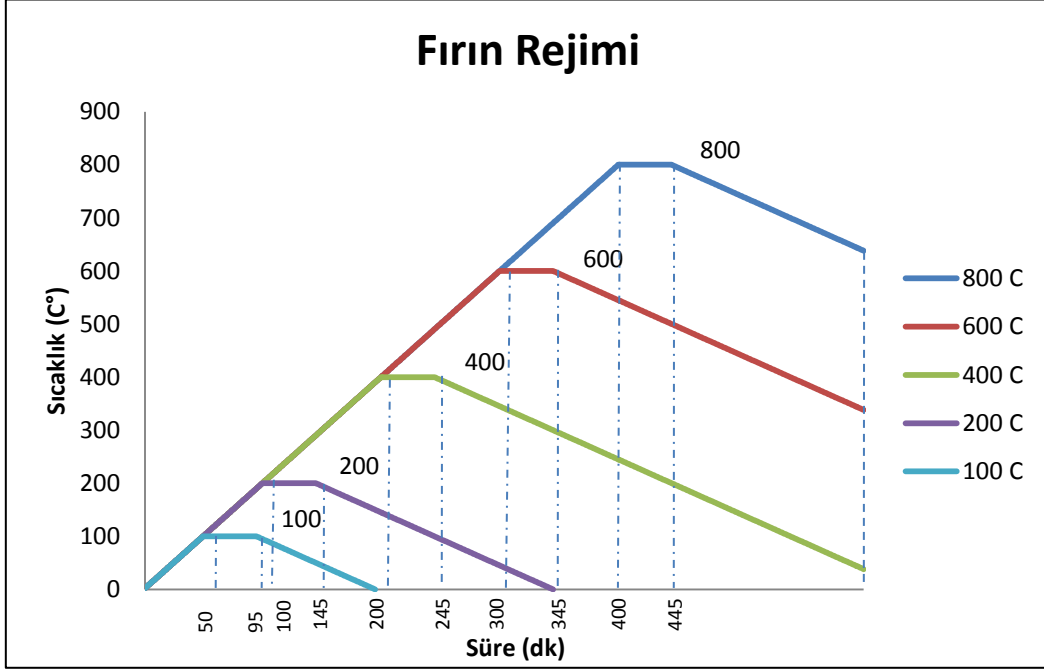


Resim 3.21 Clarke çözeltisiyle temizlenmiş 20 mm'lik çubuklar

3.3.3.4. Yüksek Sıcaklık Uygulaması

Beton ve betonarme numuneler üzerinde yüksek sıcaklığın etkisini belirlemek amacıyla Şekil 3.12'deki fırın rejimine uyularak yüksek sıcaklık uygulaması gerçekleştirilmiştir. Deneylerde Resim 3.22 de görülen fırın kullanılmıştır. Numuneler hedef sıcaklığa ulaşıncaya bu sıcaklığa 45 dakika maruz kalmış ve ardından fırın içerisinde doğal soğumaya bırakılmıştır. Betonarme numunelerde beton içerisindeki çubuğun durumu gözleneceğinden dışarıda kalan çubuk kısmının daha çabuk ısınarak geriye kalan kısmı etkilememesi için bu çubuklar yalıtılmıştır. Yalıtım malzemesi olarak 1200 °C dayanıklı

5 cm kalınlıkta termal battaniye bir şapka gibi çubukları çepeçevre sarmış bu malzemenin üzerine alçı kaplanarak kullanım sırasında sağlam kalması sağlanmıştır.



Şekil 3.12 Beton ve betonarme numuneler için fırın rejimi



Resim 3.22 Yüksek sıcaklık için kullanılan büyük fırın

3.3.3.5. Çekip Çıkarma Deneyi

Aderans üzerinde yapılan deneyler incelemeye yöneldikleri özellikler bakımından iki ana gruba ayrılabilirler:

- a. Aderansa doğrudan doğruya ilgili özellikleri (kenetlenme, bindirme, sınır-gerilme) konu alan deneyler
- b. İç aderans denilen çatlama özelliklerini konu alan kırış deneyleri

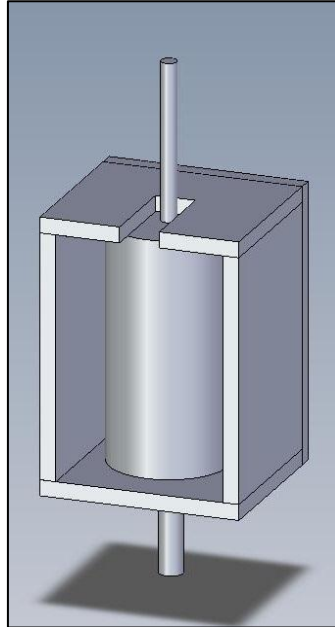
Birinci gruba giren deneyler içerisinde en basit olanı ve en yaygın olarak kullanılanı çekip-çıkarma (pull-out) deneyidir (Aka vd. 1996). Bu deneyde alt tabandan mesnetlenmiş prizmatik veya silindirik bir beton kütlesi içine yerleştirilmiş olan çelik çubuk, alt serbest ucundan, eksenî doğrultusunda üniform artan bir P kuvveti ile betondan çekilip çıkarılmaya çalışılır. Çubuğun yüksüz ve yüklenmiş uçlarının beton kütlesine göre kaymaları P ile bağlantılı olarak ölçülür. Bu ölçmeler ile çelik gerilmesine bağlı gerilme-sıyrılma diyagramları elde edilir (Türk 2002).

Bu aderans deneyi için düz yüzeyli çubuk kullanıldığında kenetlenme boyu yeterli ise donatı akmakta, yetersiz ise çubuk betondan sıyrılarak çıkmaktadır. Nervürlü çubuğun yetersiz aderans boyuna sahip olduğu durumlarda ise, çubuğu saran beton kütle, oluşan radyal çatlaklar nedeni ile yarılıp çubuklar ayrılarak çıkmaktadır. Ayrılma göçmesi betonun düz çubuklarda pürüzlü yüzeye, nervürlü çubuklarda nervürlere yaslanması sonucu oluşmaktadır. Yaslanma ile oluşan çevresel basınç iç basınç doğurur ve çevredeki betonun çekme gerilmesi ile bu iç basınç dengelenir. Bu gerilmeler beton çekme dayanımını aşarsa radyal ayrılma çatlakları oluşarak aniden (gevrek) aderans kaybolmasına neden olur (Şener 2006).

Bu tez çalışmasında çekip çıkarma deneyi için üniversal çekme cihazından faydalanılmıştır. Şekil 3.13 de görülen rijit kafes cihazın alt çenesine mesnetlenmiş numune ise üst çeneye bağlanarak alt ucun serbest, üst ucun eksenel P yükü etkisinde olmasıyla çekip çıkarma deneyi şartları sağlanmıştır. Bu aderans deneyi hem yüksek sıcaklık hem de korozyon numunelerine uygulanmıştır.



a) Çekip-çıkarma (Pull-out) deneyi



b) Rijit kafes düzeneği

Şekil 3.13 Çekip çıkarma deneyi düzeneği

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Yapılan deneyler sonucunda elde edilen bulgular bu bölümde önce korozyon ardından da yüksek sıcaklık durumu için verilecektir.

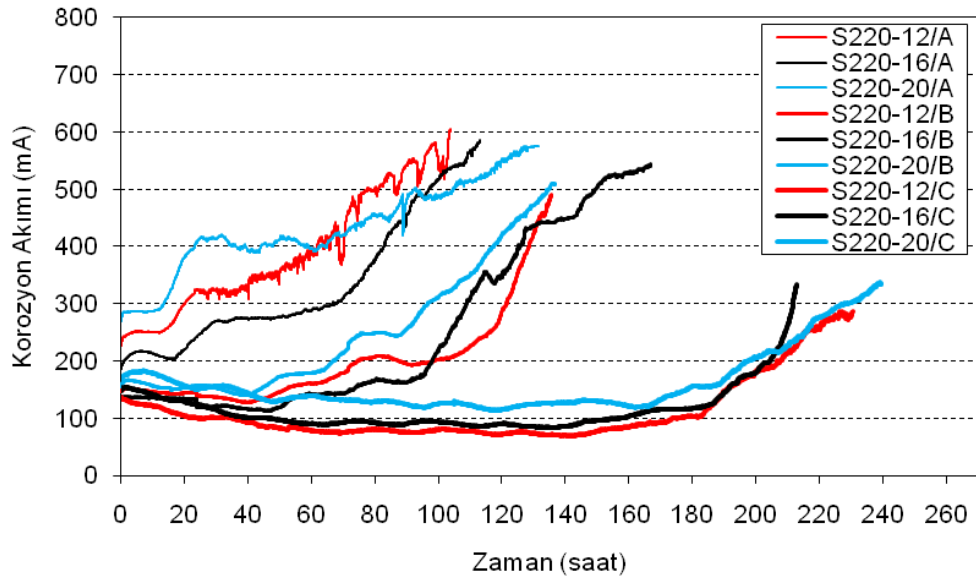
4.1. Korozyon Davranışı

Beton silindir numune içerisine, merkezinden çelik çubuk gömülmüş şekilde tasarlanan betonarme elemanlar iki farklı seviyede korozyona tabi tutulmuştur. Bunlardan birincisi; betonarme elemanda ilk çatlaklar oluşuncaya kadar korozyona maruz kalmış ÇK, diğeri ise tüm numunelerin 100 saatlik sabit zaman dilimi içerisinde korozyona maruz kalmış SSK durumudur. ÇK durumunda beton ve çelik sınıfı özelliklerinden kaynaklanan süre farklılıkları doğru bir kıyaslama yapmayı etkileyeceğinden SSK serisi ile zamandan bağımsız olarak malzemelerin korozyon akımları değerlendirilebilmiştir.

4.1.1. Korozyon Akımı

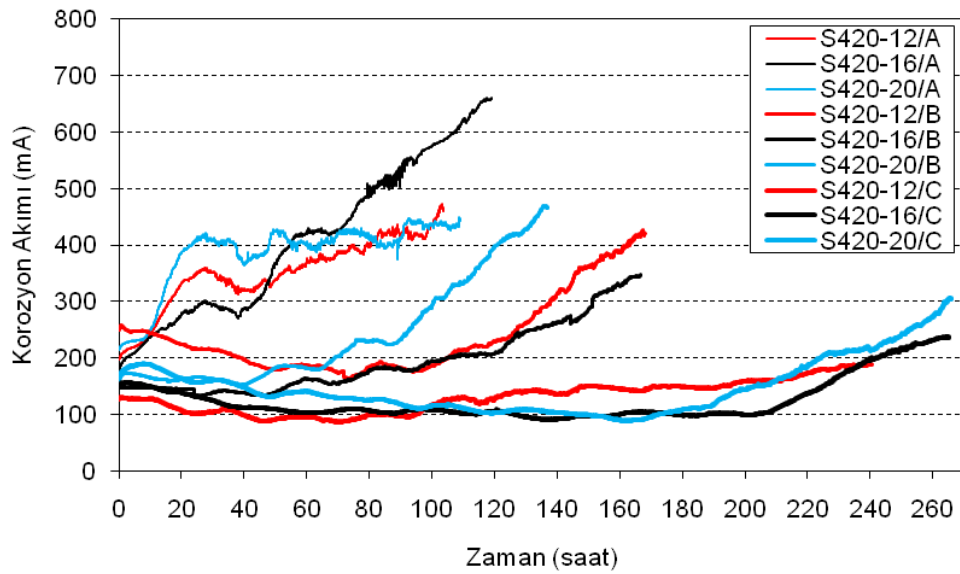
Basit bir pil düzeneği ile %5 NaCl çözeltili su içerisindeki betonarme numuneler üzerinde korozyon akımı oluşturabilmek için 50 Voltluk doğru akımlı güç kaynağının anot kısmına hazırlanan numunelerin çelik ucu, katot kısmına paslanmaz çelik levhalar bağlanmıştır. Bu tez çalışması için tasarlanan cihaz yardımıyla oluşan akım, mA biriminde her iki dakikada bir kaydedilmiştir. Deney sonrası, beton sınıfı, çelik cinsi ve anma çapına bağlı olarak uygulanan korozyon akımı ve zaman ilişkileri veren grafikler elde edilmiştir. Şekil 4.1’de S220a sınıfı düz çelik için beton sınıfı ve çubuk çaplarına göre korozyon akımı-zaman grafiği, Şekil 4.2’de S420a nervürlü çelik ve Şekil 4.3’de S500a nervürlü çeliğe ait grafikler oluşturulmuştur. Bu grafiklerdeki korozyon durumu, 1. durum olarak ifade edilen çatlaklar oluşuncaya kadar (ÇK) süren korozyon akımıdır.

Deneydeki seriler adlandırılırken ilk önce çelik sınıfı, ardından çubuk çapı ve son olarak da beton adı yazılarak “S220-12/A” şeklinde kodlanmıştır. Grafiklerde kırmızı çizgiler 12, siyah çizgiler 16 ve mavi çizgilerde 20 mm çaplı çubukları ifade etmektedir. Bunun yanında ince çizgiler A, orta kalınlıktaki çizgiler B ve kalın çizgilerde C betonunu göstermektedir.



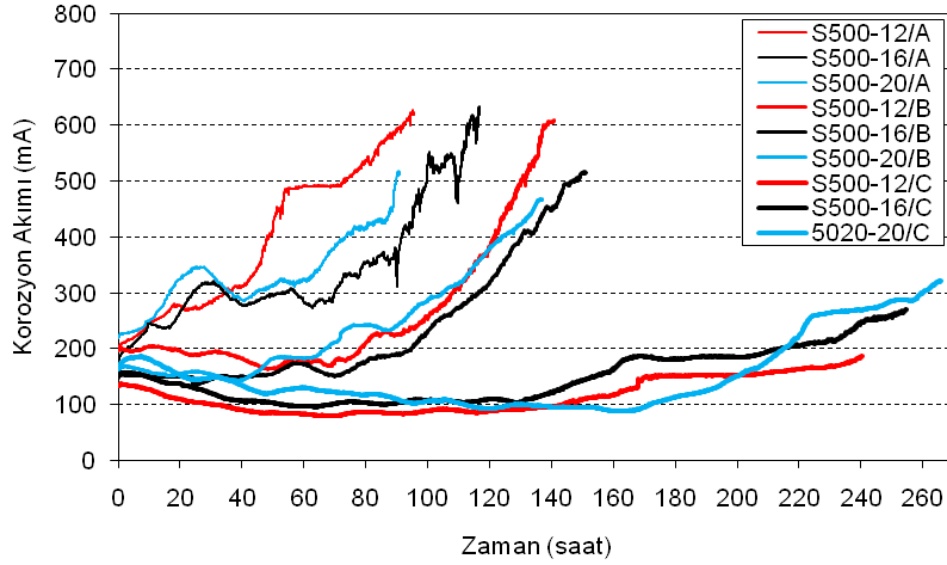
Şekil 4.1 S220a çelik sınıfı için ÇK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği

Şekil 4.1'deki grafikte görüldüğü üzere; A betonuna ait numunelerde deney ortalama 116 saat sürmüş ve korozyon akımı yaklaşık 600 mA'e çıkmıştır. B betonuna ait numunelerde deney ortalama 146 saat sürmüş, korozyon akımı yaklaşık 500 mA'e kadar çıkmıştır. C betonuna ait numunelerde ise deney ortalama 228 saat sürmüş ve korozyon akımı değerleri yaklaşık 300 mA'e kadar çıkmıştır.



Şekil 4.2 S420a çelik sınıfı için ÇK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği

Şekil 4.2'deki grafikten görüldüğü üzere; A betonuna ait numunelerde deney ortalama 117 saat sürmüş ve korozyon akımı yaklaşık 500 mA kadar çıkmıştır. B betonuna ait numunelerde deney ortalama 157 saat sürmüş, korozyon akımı yaklaşık 400 mA kadar çıkmıştır. C betonuna ait numunelerde ise deney ortalama 265 saat sürmüş ve korozyon akımı değerleri yaklaşık 250 mA kadar çıkmıştır.



Şekil 4.3 S500a çelik sınıfı için ÇK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği

Şekil 4.3'deki grafikten görüldüğü üzere; A betonuna ait numunelerde deney ortalama 101 saat sürmüş ve korozyon akımı yaklaşık 600 mA kadar çıkmıştır. B betonuna ait numunelerde deney ortalama 143 saat sürmüş, korozyon akımı yaklaşık 500 mA kadar çıkmıştır. C betonuna ait numunelerde ise deney ortalama 254 saat sürmüş ve korozyon akımı değerleri yaklaşık 250 mA kadar çıkmıştır.

Grafiklere bakıldığında deneyin başlangıcında akım şiddetinde bir artış olmakta ve akımın bir miktar azalmasıyla zaman içerisinde akım miktarı yatay seyretmektedir. Ardından bu yatay seyir bir noktaya gelindiğinde hızlı bir şekilde artmaktadır. Başlangıçta akım şiddetindeki bu artış, beton içindeki suyun oksijen ve hidroksil iyonlarına ayrışmasına ve ortamdaki elektron akışına bağlıdır (Khedr and Idriss 1995). Elektron akışındaki bu artış, ölçülen akım değerlerinde de bir artış olarak gözlenmiştir. Grafiklerde görünen akım şiddetindeki ani artış, numune yüzeyinde çatlakların oluştuğunu ifade etmektedir (Güneyisi vd. 2003). Oluşan çatlaklar, elektrik devresinde

akımın devamlılığını sağlayan NaCl çözeltili elektrolizin anot görevindeki çelik çubuğa daha çabuk ulaşmasını sağlamaktadır. Dolayısıyla Cl iyonlarının daha hızlı difüze olmasıyla akım şiddetinde ani artış ortaya çıkarak deney prosesinde çatlak oluştuğunun anlaşılmasını sağlamaktadır. Ancak deney sırasında akım bilgileri yukarıdaki grafikler şeklinde değil de text veri şeklinde alındığından dolayı numunelerdeki çatlak takibi gözlemle takip edilmiştir. Bu gözlem sırasında da çatlakların ilk oluşumu çok ince olduğundan gözlemci çatlağın oluşup deneyin bittiğine bu çatlaktan sızan pas sayesinde karar vermektedir (Resim 4.1).



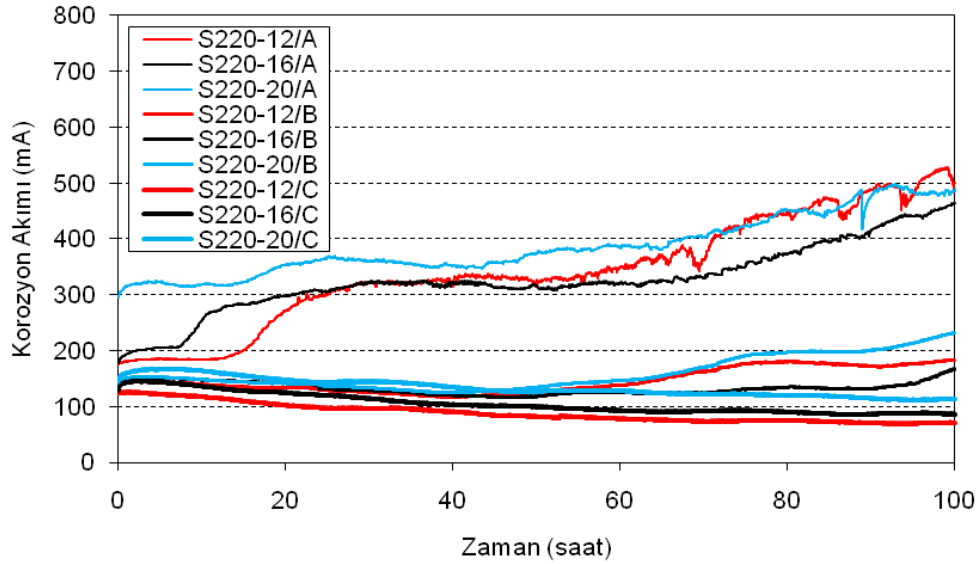
Resim 4.1 Betonarme numunede korozyon akımı oluşan çatlak görüntüsü

Grafiklerde C betonunda da görüldüğü gibi ortamda klorürün bulunması akım şiddetinin düşük değerlerinde bile, donatının korozyona uğramasına ve betonun normal duruma kıyasla daha kısa sürede çatlamasına neden olmaktadır (Yüzer ve Aköz 2003). Betonun çekme dayanımının ve çekmede şekil değiştirmesinin çok düşük olması nedeniyle korozyon ürününün hacim artışı sonucu, betonun çatlaması kaçınılmazdır (Yüzer 1998).

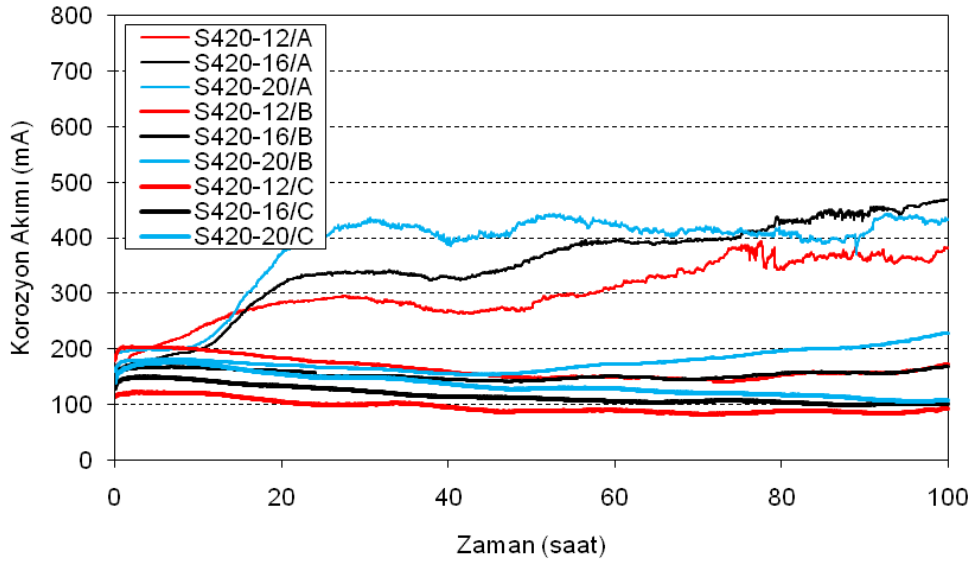
Beton serilerine bağlı olarak elektrik akımı ile meydana gelen korozyon sonucu çatlağın ortaya çıkma süresinde beton sınıflarının çekme dayanımlarının ilişkisi ana sebep gibi görülmektedir. Betonlara ait eğilmede çekme dayanımlarına bakıldığında, A betonu 3.0

MPa, B betonu 4.2 MPa ve C betonu 4.6 MPa değerlerine sahiptir. Bununla birlikte çekme dayanımını etkileyen en önemli faktör bulk yoğunluk (birim hacim ağırlığı) ve onu da belirleyen gözenekliliktir. Gözenekliliğin artması Cl^- konsantrasyonunu artırır. Cl^- artması da korozyon akımını artırır; çünkü Cl^- , anotta Fe^{+2} iyonlarının çözülmesini hızlandırır ve dolayısıyla katotta e^- akışı hızlanır. Bunun yanında Cl^- difüzyonunun hızlı olup korozyon akımının beton çatlamasına sebep olabilmesi için bu betonlara ait porozite ve su emme değerleri de diğer bir etken olarak düşünülebilir. Bu numunelere ait su emme değerleri sırasıyla A, B ve C betonları için %6.7, %5.5 ve %4.4 dür. Görünür porozite değerleri ise A betonu için %14.5, B betonu için %11.9 ve C betonu için de %9.7 dir. Bu sonuçlar göstermektedir ki beton için eğilmede çekme dayanımı arttıkça ve su emme ile porozite azaldıkça korozyon çatlaklarının ortaya çıkması daha uzun bir süre alacaktır.

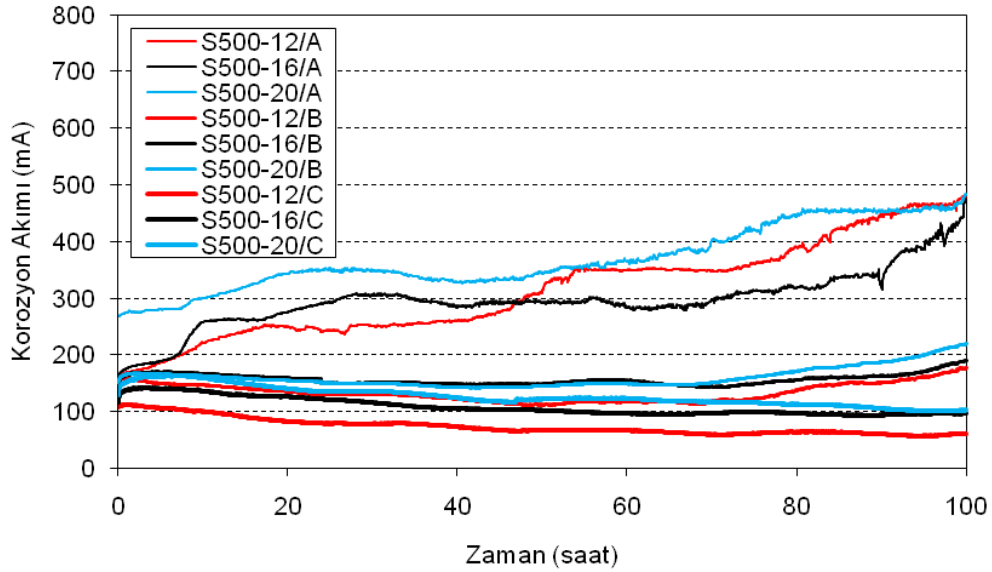
Şekil 4.4-6'da verilen grafikler SSK olarak adlandırılan 100 saatlik sabit süre boyunca uygulanan korozyon akımına maruz kalmış betonarme numunelere aittir. Burada da yine beton sınıfının etkili olduğu belirlenmiştir.



Şekil 4.4 S220a çelik sınıfı için SSK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği



Şekil 4.5 S420a çelik sınıfı için SSK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği



Şekil 4.6 S500a çelik sınıfı için SSK durumunda korozyon akımı-zaman grafiği

Korozyon akımı ile ilgili sonuçların değerlendirilmesinde ortalamaların karşılaştırılması yoluna gidilmiştir. Buna göre betonarme numunelerde ilk çatlağın oluşumuna kadar süren ÇK durumunda en düşük akım 275 mA ile C betonuna aittir. İkinci sırada %77'lik bir artışla, 487 mA değeriyle B betonu yer almaktadır. En yüksek akım değeri ise C betonuna oranla %107'lik bir artış ve 570 mA değeriyle A betonuna aittir. ÇK durumunda çelik sınıfları incelendiğinde en düşük korozyon akımı değeri günümüzde

en geniş kullanıma sahip olan S420a'ya ait olup 396 mA'dir. İkinci olarak %16'lık bir artışla ve 461 mA değeriyle S500a gelmektedir. En yüksek değer günümüzde inşaat sektöründe kullanılmayan S220a sınıfı çeliklere ait olup, S420a'ya kıyasla %20'lik bir artış sergileyip 475 mA değeri almıştır. Çubuk çaplarına bakıldığında ise 12 mm'lik çubuklar 433 mA ile en düşük akım değerini almışlardır. Ardından 440 mA ile 20mm'lik ve 459 mA değeri ile 16 mm'lik çubuklar gelmiştir. Ortalamaların karşılaştırılmasında beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirildiğinde Çizelge 4.1'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.1 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon akımı

A Betonuna için Çelik Sınıfları	Korozyon Akımı (mA)	B Betonuna için Çelik Sınıfları	Korozyon Akımı (mA)	C Betonuna için Çelik Sınıfları	Korozyon Akımı (mA)
S220a-A	589	S220a-B	515	S220a-C	320
S420a-A	528	S420a-B	415	S420a-C	245
S500a-A	593	S500a-B	532	S500a-C	260

Çizelge 4.1'den görüldüğü üzere, tüm betonarme serilerinde en düşük korozyon akımı değerleri S420a sınıfı çeliğe aittir. Seriler arasında en düşük dayanıma sahip A betonunda hem S220a hem de S500a sınıfı çelikler S420a sınıfı çeliğe göre %12 daha fazla akım çekmiştir. B betonunda ise bu oran artış göstermiş ve S420a'ya kıyasla, S220a %24, S500a %28 daha fazla akım değeri almıştır. En yüksek dayanımlı C betonunda S220a, S420a'ya oranla %31 daha fazla akım değeri almıştır. S500a'nın akım değeri ise S420a'ya oldukça yakın bir sonuçla % 6'lık bir artış göstermiştir.

SSK durumu için korozyon akımı ortalamalarının karşılaştırmasında yine en düşük akım 145 mA ile C betonuna aittir. İkinci sırada %36'lık bir artışla, 197 mA değeriyle B betonu yer almaktadır. En yüksek akım değeri ise C betonuna oranla %187'lik bir artış ve 471 mA değeriyle A betonuna aittir. SSK durumunda çelik sınıfları incelendiğinde yine ÇK durumunda olduğu gibi en düşük değer S420a'ya ait olup 262 mA'dir. İkinci olarak %4'lük küçük bir artışla ve 272 mA değeriyle S500a gelmektedir. En yüksek değer ise S220a sınıfı çeliklere ait olup, S420a'ya kıyasla %6'lık bir artış sergileyip 279 mA değeri almıştır. Çubuk çaplarına bakıldığında ise 12 mm'lik çubuklar 259 mA ile en düşük akım değerini almışlardır. Ardından %2'lik bir artışla ve 264 mA ile 16mm'lik ve

291 mA değeri ve %12 oranında artışla 20 mm'lik çubuklar gelmiştir. SSK durumunda ortalamaların karşılaştırılmasında beton serilerinin etkisi yine ön plana çıkarken, çelik sınıflarının birbirine oldukça yakın akım değerleri alması bu ikilinin beraber değerlendirilmesinin Çizelge 4.2'de görüldüğü gibi çokta anlamlı olmayan sonuçlar vereceğinin bir göstergesi olarak kabul edilebilir.

Çizelge 4.2 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon akımı

A Betonu için Çelik Sınıfları	Korozyon Akımı (mA)	B Betonu için Çelik Sınıfları	Korozyon Akımı (mA)	C Betonu için Çelik Sınıfları	Korozyon Akımı (mA)
S220a-A	497	S220a-B	194	S220a-C	146
S420a-A	436	S420a-B	200	S420a-C	149
S500a-A	481	S500a-B	196	S500a-C	140

Çizelge 4.2'den de görüldüğü üzere, SSK durumunda zamana bağlı olarak ÇK durumuna en yakın davranış sergileyen beton A betonu olmuştur. Bunun neticesinde sonuçlarda benzerlik göstererek en düşük akım değerini S420a sınıfı çelik almıştır. Korozyon akımı değerleri, S220a ve S500a çelikleri için S420a çeliğine oranla %10-14 arasında bir artış sergilemektedir. B ve C betonunda ise durum biraz daha farklıdır. Korozyon akımının yeni yeni tırmanmaya geçtiği dönemde süresi tamamlanıp sonlanan deneyin sonuçlarına göre tüm çelik sınıfları hemen hemen aynı sonuçları almış ve aralarındaki fark %2 ila %6 arasında kalmıştır.

ÇK ve SSK durumları göstermiştir ki, beton dayanımı ile korozyon akımı şiddetinde ters bir orantı vardır. Dayanım arttıkça her iki durumda da akım şiddeti azalmıştır. ÇK durumuna göre çelik sınıflarından S420a sınıfı çelikler en az korozyon akımı çeken çeliklerdir. SSK durumuna göre ise çubuk çapı arttıkça korozyon akımı şiddeti de artmaktadır. Elektriksel bir faaliyet olan korozyon akımı deneyinde akımın geçtiği alan büyüdükçe akım değerinin de büyümesi şu şekilde izah edilebilir. Direnç elektrik akımına gösterilen zorluk olarak tanımlanmaktadır. Bir iletkenin direnci o iletkenin boyuna ve çapına göre değişir. Buna göre iletkenin kesiti arttıkça direnç azalır. Direncin azalması ise elektrik akımının artması demektir. Dolayısıyla, iletken çapının artması akımın da artması anlamına gelmektedir (Topak 2006).

4.1.2. Korozyon Süresi

Korozyon akımı iki farklı seri şeklinde olduğu bir önceki bölümde belirtilmişti. Burada ÇK durumu, betonarme numune çatlayana kadar korozyon akımlarının ölçülmesi olarak tanımlanmıştır. SSK durumu ise 100 saatlik sabit süre boyunca betonarme numunelerde ölçülen korozyon akımını ifade etmektedir. ÇK durumunda betonarme serilerine ait tüm numuneler çatlamıştır. Fakat bunlardan bazıları deney başlangıcından yaklaşık 100 saat sonra bazıları ise yaklaşık 260 saat sonra çatlamıştır. Bu deney değerlendirilirken de sadece mA biriminden korozyon akımı dikkate alınmıştır. Deney süresi bakımından bu ciddi farklılığı da hesaplara yansıtılabilmek için çatlamayan ilk olduğu betonarme serileri dikkate alınarak çatlamaya oldukça yakın ve çatlama oluşmadan önceki bir süre belirlenerek SSK durumu tasarlanmıştır. SSK durumunun sayesinde beton dayanımına ait korozyon akımı değişimi net bir şekilde ortaya konmuş ve çubuk çapına bağlı korozyon akımı artışı bu durum sayesinde belirlenmiştir.

Bu bölümde, ÇK durumunda korozyon akımı ölçümünde gerçekleşen süre farklılıkları incelenecektir. Beton sınıfı açısından korozyon akımı sonucu çatlağın oluşup deneyin tamamlanması en düşük dayanımlı A betonunda 109 saat ile en kısa zamanda gerçekleşmiştir. Dayanım olarak ikinci sırada yer alan B betonu korozyon süresinde de A betonuna kıyasla %37'lik bir artış ve 149 saat ile ikinci sırada yer almıştır. Korozyon akımı karşısında en uzun süre sonunda çatlak oluşan beton C betonudur. C betonu, A betonuna kıyasla %126'lık bir artış ile 246 saat süreyle korozyon akımı deneyini tamamlamıştır. Bu da göstermiştir ki, basınç dayanımının artmasıyla korozyon akımı değerinde azalma, korozyon süresinde de artmaya sebep olmuştur. Dolayısıyla bir betonarme elemanda beton kalitesinin artması korozyon akımının düşük seviyelerde seyredip etkisini daha uzun sürede göstermesini sağlamaktadır.

Çelik sınıfları açısından korozyon süreleri incelendiğinde en uzun süre 175 saat ile S420a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada ise %5'lik bir süre kısalmasıyla ve 166 saat değeriyle S500a sınıfı çelik gelmektedir. Korozyon akımı sonucu ilk çatlak oluşan seriler S220a sınıf çeliklerin bulunduğu serilerdir. Bu çelikler, en uzun süre sergileyen S420a çelik sınıfına oranla %7'lik bir kısalmayla 163 saat değerini almıştır.

Çubuk çaplarında en uzun korozyon süresini 171 saat ile 16 ve 20 mm çaplı çubuklar göstermiştir. 12 mm'lik çubuklarda ise korozyon süresi bunlara oranla %5'lik bir süre kısalmasıyla 162 saat sürmüştür. Korozyon süresi açısından ortalamaların karşılaştırılmasında beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirildiğinde Çizelge 4.3'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.3 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon süresi

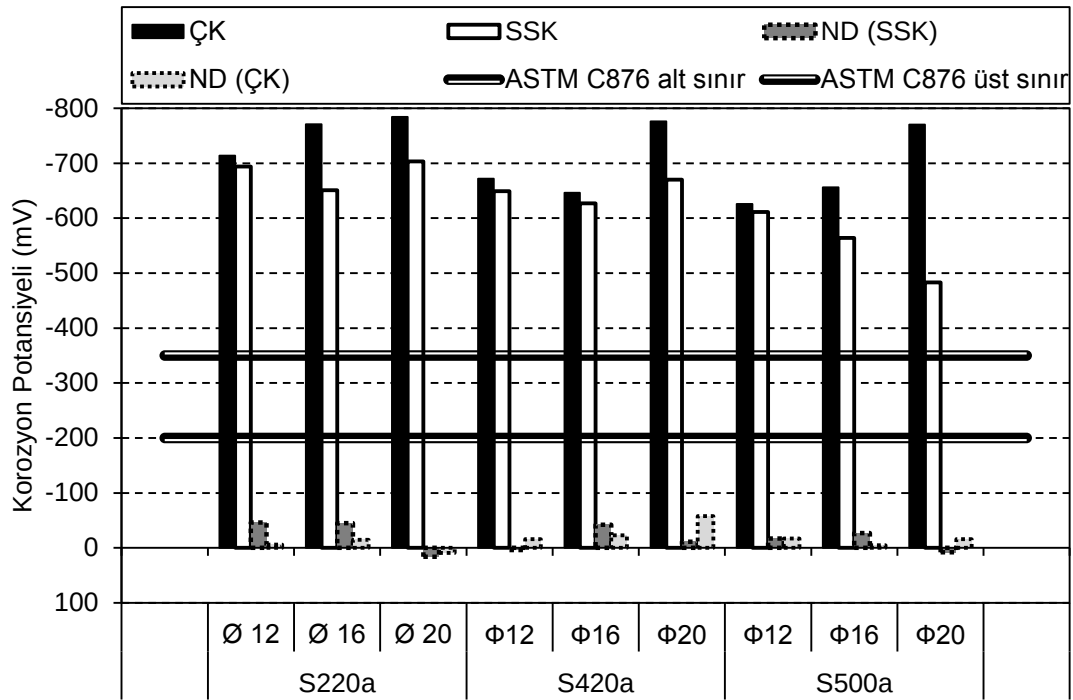
A Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Süresi (saat)	B Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Süresi (saat)	C Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Süresi (saat)
S220a-A	116	S220a-B	146	S220a-C	228
S420a-A	111	S420a-B	157	S420a-C	257
S500a-A	101	S500a-B	143	S500a-C	254

Çizelge 4.3'den de görüldüğü üzere, A betonunda en uzun korozyon süresi, en düşük dayanımlı çelik sınıfı olan S220a'da görülmüştür. İkinci olarak %4'lük bir kısalmayla S420a sınıfı çelik gelmektedir. En kısa süre ise %13'lük bir azalmayla S500a sınıfı çeliklere ait olmuştur. B betonunda en uzun süreyi S420a çelik sınıfı sergilemiştir. İki sırada %7'lik azalmayla S220a ve üçüncü sırada da %9'luk bir azalmayla S500a çelik sınıfı gelmiştir. En yüksek dayanımlı C betonunda en uzun korozyon süresini S420a sınıfı çelik sergilemiştir. İkinci sırada yer alan S500a sınıfı ile arasındaki fark ise sadece %1'lik bir kısalmadır. En kısa süre ise %11 ile S220a sınıfı çeliğe ait olmuştur.

4.1.3. Korozyon Potansiyeli

Betonarme elemanlarda korozyon durumunun belirlenmesi için kullanılan tahribatsız yöntemlerden bir tanesi yarı hücre potansiyel ölçümüdür. Geçici bir kutuplaşmayla oluşan potansiyel fark mV birimde ölçülür. ASTM C876'ya göre betonarmenin korozyon durumu hakkında yorum yapılabilir. Bu yöntem ile korozyon durumunun yanında betonarme elemanın çevre koşulları hakkında da fikir yürütülebilir. Bu tez çalışması kapsamında betonarme numunelerin korozyon potansiyeli belirlenmesinde, numuneler korozyona maruz kalmadan önce ki durum (ND) ve ardından elektrik akımı uygulandıktan sonraki durumları incelenmiştir. Korozyon durumlarına göre yarı hücre potansiyeli cihazı ile her bir numune üzerinde üç noktadan mV okumaları yapılmıştır.

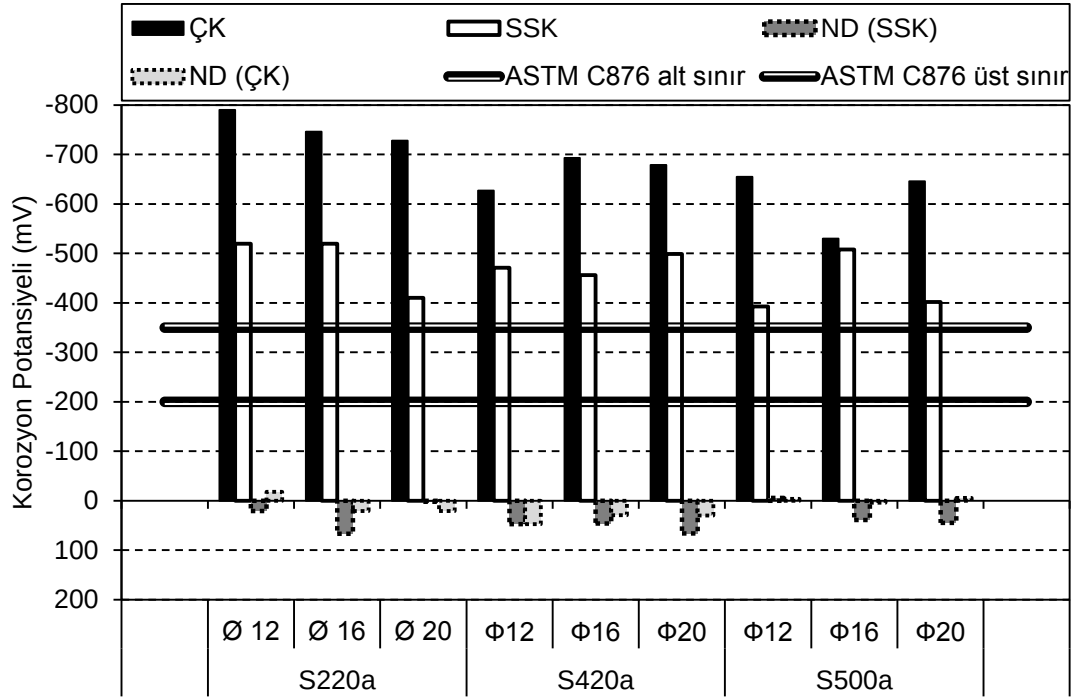
Şekil 4.7’de beton serileri arasında en düşük dayanımlı A beton sınıfı için çelik sınıfları ve çubuk çaplarının korozyon potansiyeli değişimleri verilmiştir. Korozyon öncesi durumunda (ND) ve daha sonra ilk çatlama (ÇK) ve sabit süreli korozyon (SSK) sonrasında korozyon potansiyeli değerlerine bakıldığında, korozif ortam öncesi numunelerin mV değerleri genelde 0’a yakın negatif değerler olarak ölçülmüştür. Korozyon durumu arttıkça haliyle korozyon potansiyeli değerinin de artması gerekmektedir. Buna göre, SSK durumundaki tüm mV değerleri aynı beton sınıfı, çelik sınıfı ve çap ölçülerindeki ÇK durumu numunelerinden daha düşüktür. Çelik sınıfları açısından korozyon potansiyelleri değerlendirildiğinde S220a sınıfı çelikler negatif olarak en büyük değerleri almaktadırlar. S420a ve S500a sınıfı çelikler ise birbirine yakın, daha düşük değerlere sahiptirler.



Şekil 4.7 A Betonu için korozyon potansiyeli-çelik sınıfı değişimi

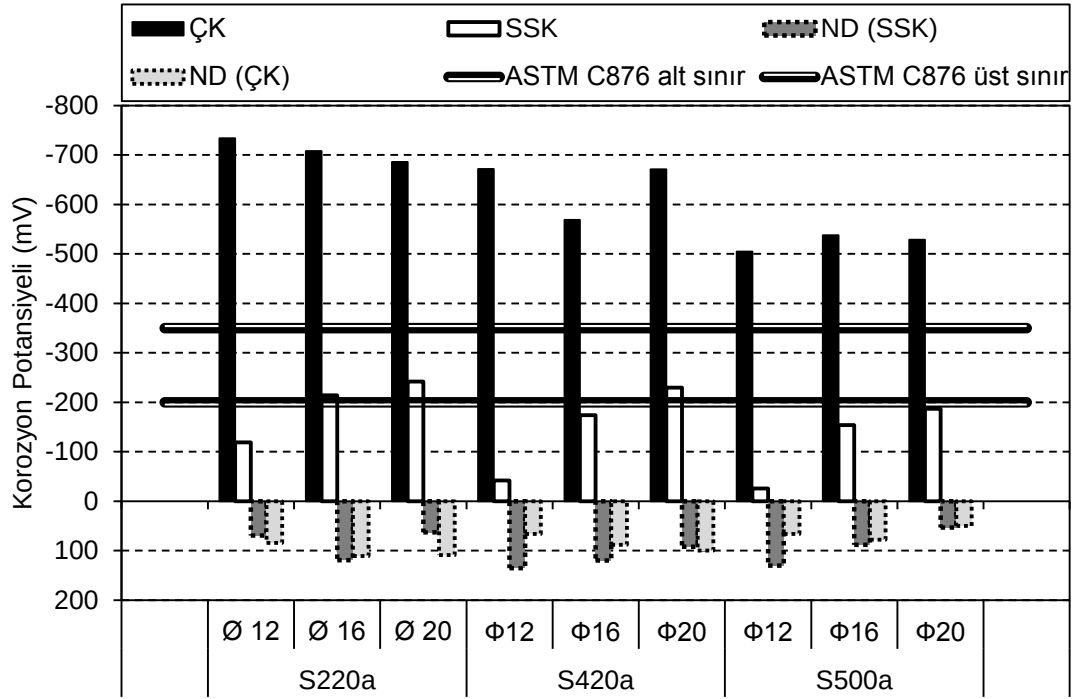
B betonuna ait korozyon potansiyeli değerleri Şekil 4.8’de verilmiştir. Burada ND için değerlerin sıfıra yakın pozitif bölgede olduğu görülmektedir. Bu durum normal koşullar altında B betonunun A betonuna göre korozyon ve çevre koşullarından etkilenme açısından daha iyi durumda olduğunun göstergesidir. SSK durumundaki değerler

numunede korozyonun ciddi aşamalara ulaşmış; fakat A betonu kadar yüksek değerler ölçülmemiştir.



Şekil 4.8 B Betonu için korozyon potansiyeli-çelik sınıfı değişimi

Şekil 4.9’da serideki en yüksek basınç dayanımına sahip C betonuna ait korozyon potansiyeli değerleri verilmiştir. ND’da korozyon potansiyeli değerleri B betonuna göre daha pozitif değerlere sahiptir. Dolayısıyla çevresel faktörlerden en az etkilenen beton C betonudur. SSK durumunun ardından ölçülen korozyon potansiyeli değerleri giderek düşmüştür. SSK durumunda S220a sınıfı çelikler korozyon açısından riskli bölgede yer almaktadır. S420a sınıfı çelik risk açısından belirsiz ve risk olmayan bölge olarak tanımlanan seviyelerde değerler almıştır. S500a sınıfı çelikte korozyon açısından risk olmayan bölgede diğer çelik sınıflarından daha düşük değerler alarak yer almıştır.



Şekil 4.9 C Betonu için korozyon potansiyeli-çelik sınıfı değişimi

Korozyon potansiyeli ile ilgili sonuçların değerlendirilmesinde ortalamaların karşılaştırılması yoluna gidilmiştir. Buna göre betonarme numunelerde ilk çatlak oluşumuna kadar süren ÇK durumunda en düşük korozyon potansiyeli -624 mV ile C betonuna aittir. İkinci sırada %9 oranında bir artış ve -677 mV değeriyle B betonu gelmektedir. En yüksek potansiyel değeri ise C betonuna kıyasla %14'lük bir artış ve -713 mV değeriyle A betonuna aittir. Çelik sınıfları açısından korozyon potansiyeli sonuçlarının ortalamalarının karşılaştırılmasına bakıldığında, ÇK durumda en düşük korozyon potansiyeli -606 mV ile S500a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada %10'luk bir artış ve -667 mV değeriyle S420a çeliği gelmektedir. En yüksek korozyon potansiyeli ise S500a çeliğine oranla %22'lik bir artış ve -740 mV değeri ile S220a sınıfı çelik gelmektedir. Ortalamaların karşılaştırılmasında korozyon potansiyeli sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.4'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.4 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon potansiyeli

A Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Potansiyeli (mV)	B Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Potansiyeli (mV)	C Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Potansiyeli (mV)
S220a-A	-756	S220a-B	-755	S220a-C	-709
S420a-A	-698	S420a-B	-666	S420a-C	-637
S500a-A	-684	S500a-B	-610	S500a-C	-524

Çizelge 4.4'den görüldüğü üzere, beton dayanım sınıfı yükseldikçe korozyon potansiyeli düşmektedir. Bu durum çelik sınıfları içinde geçerli olup en düşük korozyon potansiyeli S500a sınıfı çeliklere aittir. Ardından S420a ve S220a sınıfı çelikler gelmektedir.

Sabit süreli Korozyon (SSK) durumunda korozyon potansiyelleri beton serileri arasında daha büyük farklılıklar göstermiştir. Bu durumda da en düşük korozyon potansiyeli ortalama -154 mV ile C betonuna aittir. İkinci sırada -464 mV değeri ile B betonu gelmektedir. En yüksek korozyon potansiyeli ise -628 mV değeriyle A betonuna aittir. SSK durumunda çelik sınıflarının korozyon potansiyeli değerleri incelendiğinde, burada da en düşük korozyon potansiyeli -370 mV değeriyle S500a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada -424 mV değeri ile S420a çeliği gelmektedir. En yüksek korozyon potansiyeli ise -453 mV değeriyle S220a sınıfı çeliğe aittir. Ortalamaların karşılaştırılmasında korozyon potansiyeli sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.5'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.5 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon potansiyeli

A Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Potansiyeli (mV)	B Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Potansiyeli (mV)	C Betonunda için Çelik Sınıfları	Korozyon Potansiyeli (mV)
S220a-A	-683	S220a-B	-483	S220a-C	-192
S420a-A	-649	S420a-B	-475	S420a-C	-149
S500a-A	-553	S500a-B	-434	S500a-C	-122

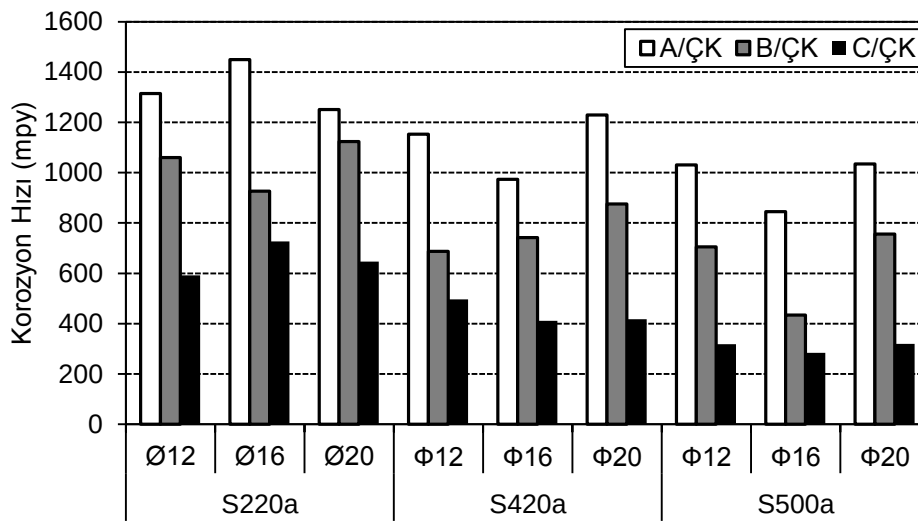
Çizelge 4.5'den görüldüğü üzere, SSK durumunda ÇK durumuna göre sıralama değişmemiş, beton dayanım sınıfı yükseldikçe korozyon potansiyeli düşmüştür. Bu

durum çelik sınıfları içinde geçerli olup en düşük korozyon potansiyeli S500a sınıfı çeliklere aittir. Ardından S420a ve S220a sınıfı çelikler gelmektedir.

Korozyon akımı hiç uygulanmamış (ND) betonarme numunelerin korozyon potansiyelleri incelendiğinde +90 mV değeri ile en düşük korozyon potansiyeli C betonuna aittir. İkinci sırada +25 mV değeri ile B betonu ve son sırada da -17 mV değeri ile A betonu gelmektedir. ND durumda en düşük korozyon potansiyeli +40 mV değeri ile S420a çelik sınıfına aittir. İkinci sırada +32 mV ile S220a ve üçüncü sırada +26 mV değeriyle S500a sınıfı çelik gelmektedir.

4.1.4. Korozyon Hızı

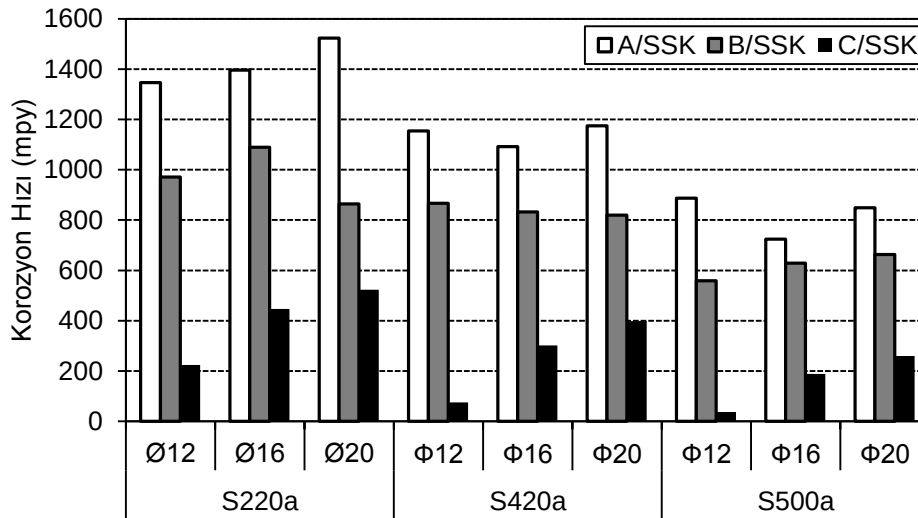
Korozyon akımı sonucu betonarme numunelerde oluşan korozyon miktarını belirlemede kullanılan bir başka metotta tahribatlı testler arasında yer alan ağırlık kaybı yöntemidir. Korozyon sonucu çelik çubukta oluşan ağırlık kaybından yararlanılarak, çubuk alanı, çubuk yoğunluğu ve deney süresine bağlı olarak korozyonun çelik içine penetrasyonunu diğer bir değişle korozyon hızını veren bir yöntemdir. Bu yöntem için ÇK ve SSK durumlarının ardından aderans deneyi sırasında beton içerisinden çekip çıkartılan çubuklarda korozyon açısından en çok zarar görmüş 10 cm'den kesilmiş kısımlar kullanılmıştır.



Şekil 4.10 ÇK durumu için korozyon hızı değişim grafiği

Şekil 4.10'da ÇK durumunda korozyon akımına uğramış betonarme numunelerden elde edilen çubukların korozyon hızlarındaki değişim beton ve çelik sınıfına göre verilmiştir. Bütün seriler arasında en yüksek korozyon hızı A betonuna aittir. A betonun ardından sırayla B ve C betonu gelmektedir. Grafiklerdeki genel eğilim, S220a sınıfından S500a sınıfına doğru korozyon hızının azalması şeklindedir. Grafikte çaplar açısından belirgin bir farklılık gözlenmemektedir.

Şekil 4.11'de Sabit süre korozyon akımı uygulanmış SSK durumunda, betonarme numunelerden elde edilen çubukların korozyon hızlarındaki değişim beton ve çelik sınıfına göre verilmiştir. Bütün seriler arasında en yüksek korozyon hızı ÇK durumunda olduğu gibi A betonuna aittir. A betonun ardından sırasıyla B ve C betonları gelmektedir. Grafiklerdeki genel eğilim, S220a sınıfından S500a sınıfına doğru korozyon hızının azalması şeklindedir. Grafikte çaplar açısından belirgin bir farklılık gözlenmemektedir.



Şekil 4.11 SSK durumu için korozyon hızı değişim grafiği

Korozyon hızı ile ilgili sonuçların değerlendirilmesinde ortalamaların karşılaştırılması yoluna gidilmiştir. Buna göre betonarme numunelerde ilk çatlağın oluşumuna kadar süren ÇK durumunda en düşük korozyon hızı 469 mpy ile C betonuna aittir. İkinci sırada 812 mpy değeriyle B betonu gelmektedir. En yüksek korozyon hızı değeri ise 1142 mpy değeriyle A betonuna aittir. Çelik sınıfları açısından korozyon hızı

sonuçlarının ortalamalarının karşılaştırılmasına bakıldığında, ÇK durumunda en düşük korozyon hızı 636 mpy ile S500a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada 776 mpy değeriyle S420a çeliği gelmektedir. En yüksek korozyon hızı ise 1010 mpy değeri ile S220a sınıfı çeliğe aittir. ÇK durumunda çubuk çapları açısından en düşük korozyon hızı 755 mpy ile 16 mm'lik çubuklara aittir. İkinci sırada 817 mpy ile 12 mm'lik ve üçüncü sırada da 850 mpy ile 20 mm'lik çubuklar gelmektedir. Ortalamaların karşılaştırılmasında korozyon hızı sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.6'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.6 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon hızı

A Betonuna için Çelik Sınıfları	Korozyon Hızı (mpy)	B Betonuna için Çelik Sınıfları	Korozyon Hızı (mpy)	C Betonuna için Çelik Sınıfları	Korozyon Hızı (mpy)
S220a-A	1338	S220a-B	1037	S220a-C	655
S420a-A	1118	S420a-B	768	S420a-C	442
S500a-A	970	S500a-B	631	S500a-C	307

Çizelge 4.6'dan görüldüğü üzere, tüm betonarme serileri arasında en yüksek korozyon hızı değerleri S220a sınıfı serilere aittir. Tüm serilerde beton kalitesi ve çelik dayanım sınıfı arttıkça korozyon hızı azalmaktadır.

SSK durumunda en düşük korozyon hızı 273 mpy ile C betonuna aittir. İkinci 810 mpy değeriyle B betonu gelmektedir. En yüksek korozyon hızı değeri ise 1127 mpy değeriyle A betonuna aittir. Çelik sınıfları açısından korozyon hızı sonuçlarının ortalamalarının karşılaştırılmasına bakıldığında, SSK durumunda en düşük korozyon hızı 533 mpy ile S500a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada 746 mpy değeriyle S420a çeliği gelmektedir. En yüksek korozyon hızı ise 932 mpy değeri ile S220a sınıfı çeliğe aittir. SSK durumunda çubuk çapları açısından en düşük korozyon hızı 680 mpy ile 12 mm'lik çubuklara aittir. İkinci sırada 744 mpy ile 16 mm'lik çubuklar ve üçüncü sırada da 786 mpy değeri ile 20 mm'lik çubuklar gelmektedir. Ortalamaların karşılaştırılmasında korozyon hızı sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.7'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.7 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre korozyon hızı

A Betonlu için Çelik Sınıfları	Korozyon Hızı (mpy)	B Betonlu için Çelik Sınıfları	Korozyon Hızı (mpy)	C Betonlu için Çelik Sınıfları	Korozyon Hızı (mpy)
S220a-A	1422	S220a-B	975	S220a-C	398
S420a-A	1140	S420a-B	840	S420a-C	259
S500a-A	820	S500a-B	617	S500a-C	162

Çizelge 4.7’den görüldüğü üzere, tüm betonarme serileri arasında en yüksek korozyon hızı değerleri S220a sınıfı serilere aittir. Tüm serilerde beton kalitesi ve çelik sınıfı arttıkça korozyon hızı azalmaktadır.

Çelik içerisindeki karbon oranı arttıkça sertlik ve mukavemet artar; ancak süneklik ve tokluk azalır. Demir ile arayer katı eriyi oluşturarak karbonun ferrit içinde çözünme oranı oda sıcaklığında çok sınırlı olup en fazla %0.025’tir. Demirde mevcut karbonun fazlası sementit (Fe_3C) denen demir-karbür bileşimini oluşturur. Perlit; ferrit ve sementitin ince ve sık tabakalanmasından oluşur (Ünal 2007). Geleneksel inşaat çelikler: ferrit+karbür (α -Fe ve Fe_3C) mikro yapısına sahiptir ve korozyon ortamında karbürler ferrite göre katotiktir. Bundan dolayı galvanik korozyon ortaya çıkabilir. 1970 lerde geliştirilen çift fazlı ferrit-martenzit çeliği her yönden üstünlük sağladığı gibi korozyon dayanımı açısından da fayda getirmiştir. Bunun sebebi ise bu çeliklerde perlit bölgelerinin ve dolayısıyla karbürün bulunmamasından dolayı galvanik korozyonun engellenmesiyle korozyon dayanımı artırılmıştır (Trejo et al 1994). Genel olarak bu çeliklerde martenzit hacim oranının artması ile korozyon hızı da azalmaktadır (Arteaga et al 2010). Sarkar et al (2005) ve bu çalışmaya oldukça yakın Keleştemur ve Yıldız’ın (2009) yaptıkları çalışmada ise çift fazlı ferrit-martenzit çeliklerinde ferritin katot ve martenzitin anot olarak davranıp, galvanik korozyon oluşturduğu ve martenzit oranının artmasıyla korozyon hızının arttığını iddia etmişlerdir. Bu çalışmada deneyler direk çift fazlı olarak üretilen çeliklerde değil; ferritik-perlit olarak üretilmiş çeliğe çeşitli derecelerde ısıtım işlemi uygulanarak elde edilmiş çift fazlı ferritik-martenzit seriler üzerinde yapılmıştır.

Bu tez çalışmasında konuya farklı bir bakış açısıyla ışık tutmak amaçlanmıştır. Çalışmada geleneksel çelik sınıflarının yanında tempcore sınıfı (S500a) çelikler kullanılmıştır. Bu çelik sınıfının dış bölgesi %100 martenzit yapıya sahip olduğundan

galvanik korozyonun varlığından söz edilemez. Geleneksel inşaat çelikleri ise ferritik-perlit içyapıya sahip olduğundan hem perlitin kendi içerisindeki ferrit ve karbür lamelleri arası; hem de perlit ile ferrit arasında meydana gelen galvanik davranışa bağlı olarak korozyon hızı S220a ve S420a sınıfı ferritik-perlit yapıları inşaat çubuklarında artarak korozyon dayanımını düşürmüştür.

4.1.5. Korozyon Durumunda Aderans Dayanımı

Betonarme bir elemanda malzeme açısından beton ve çeliğin birlikte çalışmasına katkı sağlayan etki, aralarında oluşan mekanik bağlantı olan aderanstır. Aderans dayanımı betonarmeyi oluşturan beton ile çeliğin birlikte çalışmasının bir ölçütüdür. Korozyon durumunda aderans değişiminin incelendiği bu bölümde, üç farklı korozyon hali dikkate alınmıştır. Bunlar; korozyon öncesi (ND), sabit süreli korozyon (SSK) ve betonarme numune çatlayana kadar korozyon (ÇK) durumlarıdır. Bu korozyon durumları için örnek numuneler üzerinde deneyler yapılmıştır. Aderans deneyi olarak korozyonların farklı durumlarının karşılaştırılmasında pratik ve kabul gören pull-out çekip çıkarma deneyi kullanılmıştır. Numune boyutları, tüm beton sınıfları, çelik sınıfları ve çubuk çapları için aynı seçilmiştir.

Korozyon durumlarına göre çelik ve beton sınıfına bağlı olarak aderans dayanım değerleri sırasıyla aşağıda verilmiştir.

Korozyona bağlı olarak aderans dayanımındaki değişim ile ilgili sonuçların değerlendirilmesinde, farklı parametrelerin ortalamalarının karşılaştırılması yoluna gidilmiştir. Buna göre betonarme numunelerde korozyon akımının uygulanmadığı ND durumunda en düşük aderans dayanımı 4.5 MPa ile A betonuna aittir. İkinci sırada 5.3 MPa değeri ile B betonu ve 5.9 MPa değeri ile en yüksek aderans dayanımını C betonu göstermiştir. Çelik sınıfları açısından aderans dayanımı sonuçlarının ortalamalarının karşılaştırılmasına bakıldığında, ND durumda en düşük aderans dayanımı 3.1 MPa ile S220a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada 5.8 MPa değeriyle S420a çeliği gelmektedir. En yüksek aderans dayanımı ise 6.8 MPa değeri ile S500a sınıfı çeliğe aittir. ND durumunda çubuk çaplarına bakıldığında 12 mm'lik çubuk 5,1 MPa, 16 ve 20 mm'lik çubuklar 5.3 MPa aderans dayanımı sergilemiştir. Ortalamaların karşılaştırılmasında

ND durumunda aderans dayanımı sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.8'deki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.8 ND durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre aderans dayanımları

A Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)	B Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)	C Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)
S220a-A	2.6	S220a-B	3.2	S220a-C	3.5
S420a-A	5.2	S420a-B	5.8	S420a-C	6.4
S500a-A	5.8	S500a-B	6.9	S500a-C	7.7

Çizelge 4.8'den görüldüğü üzere, tüm betonarme serileri arasında en düşük aderans dayanımı değerleri S220a sınıfı serilere aittir. Tüm serilerde beton kalitesi ve çelik sınıfı arttıkça aderans dayanımı da artmaktadır.

Numunelerde çatlak oluşumunu beklemeden, sabit süreli akım uygulanan SSK durumunda betonarme numunelerde en düşük aderans dayanımı 3.7 MPa ile A betonuna aittir. İkinci sırada 4,7 MPa değeri ile B betonu ve en yüksek dayanımla 5.6 MPa değeri ile C betonu gelmektedir. Çelik sınıfları açısından aderans dayanımı sonuçlarının ortalamalarının karşılaştırılmasına bakıldığında, SSK durumunda en düşük aderans dayanımı 3.5 MPa ile S220a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada 4.8 MPa değeriyle S420a çeliği gelmektedir. En yüksek aderans dayanımı ise 5.7 MPa değeri ile S500a sınıfı çeliğe aittir. SSK durumunda çubuk çaplarına bakıldığında 12 mm'lik çubuk 4.6 MPa, 16mm'lik çubuk 5 MPa ve 20 mm'lik çubuk 4.4 MPa aderans dayanımı sergilemiştir. SSK durumunda, aderans dayanımı sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.9'daki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.9 SSK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre aderans dayanımları

A Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)	B Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)	C Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)
S220a-A	2.7	S220a-B	3.4	S220a-C	4.2
S420a-A	3.8	S420a-B	4.8	S420a-C	5.8
S500a-A	4.5	S500a-B	6.0	S500a-C	6.7

Çizelge 4.9'dan görüldüğü üzere, tüm betonarme serileri arasında en düşük aderans dayanımı değerleri S220a sınıfı serilere aittir. Tüm serilerde beton kalitesi ve çelik sınıfı arttıkça aderans dayanımı da artmaktadır. Bunun yanında ND durumuna kıyasla tüm S220a sınıfı seriler artış gösterirken diğer seriler düşüş göstermiştir.

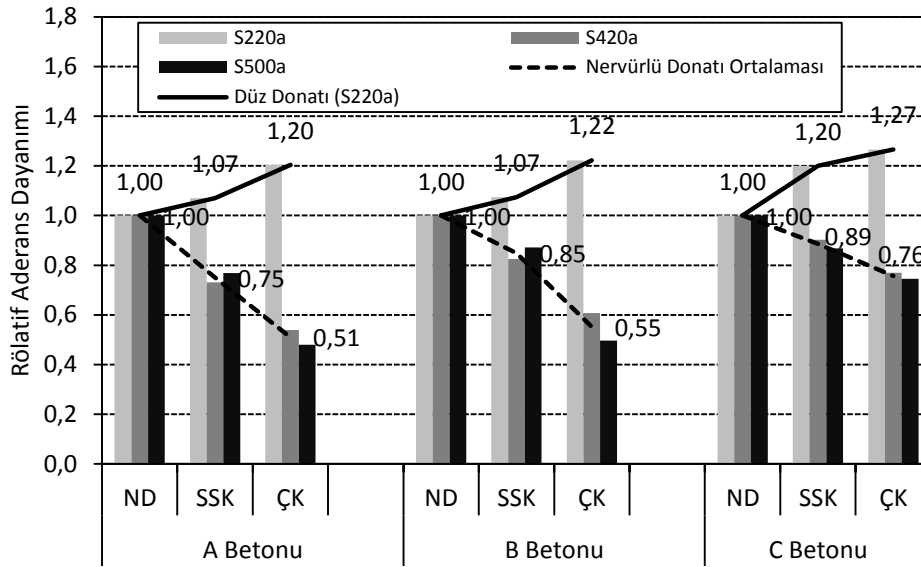
Numunelerde çatlak oluşana kadar akım uygulanan ÇK durumunda betonarme numunelerde en düşük aderans dayanımı 3 MPa ile A betonuna aittir. İkinci sırada 3.6 MPa değeri ile B betonu ve en yüksek dayanımla 5 MPa değeri ile C betonu gelmektedir. Çelik sınıfları açısından aderans dayanımı sonuçlarının ortalamalarının karşılaştırılmasına bakıldığında, sonuçları birbirine yakın olmasıyla birlikte ÇK durumunda en düşük aderans dayanımı 3.7 MPa ile S420a sınıfı çeliğe aittir. İkinci sırada 3.9 MPa değeriyle S220a çeliği gelmektedir. En yüksek aderans dayanımı ise, 4 MPa değeri ile S500a sınıfı çeliğe aittir. ÇK durumunda çubuk çaplarına bakıldığında 12 mm'lik çubuk 3.4 MPa, 16 ve 20 mm'lik çubuk 4.1 MPa aderans dayanımı sergilemiştir. Ortalamaların karşılaştırılmasında ÇK durumunda, aderans dayanımı sonuçlarına ortak etkilerini belirlemek için beton ve çelik sınıfları beraber değerlendirilmiş ve Çizelge 4.10'daki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 4.10 ÇK durumu için ortalamaların karşılaştırmasında çelik sınıfları ve beton serilerine göre aderans dayanımları

A Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)	B Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)	C Betonuna için Çelik Sınıfları	Aderans Dayanımı (MPa)
S220a-A	3.1	S220a-B	3.9	S220a-C	4.5
S420a-A	2.8	S420a-B	3.5	S420a-C	4.9
S500a-A	2.8	S500a-B	3.4	S500a-C	5.7

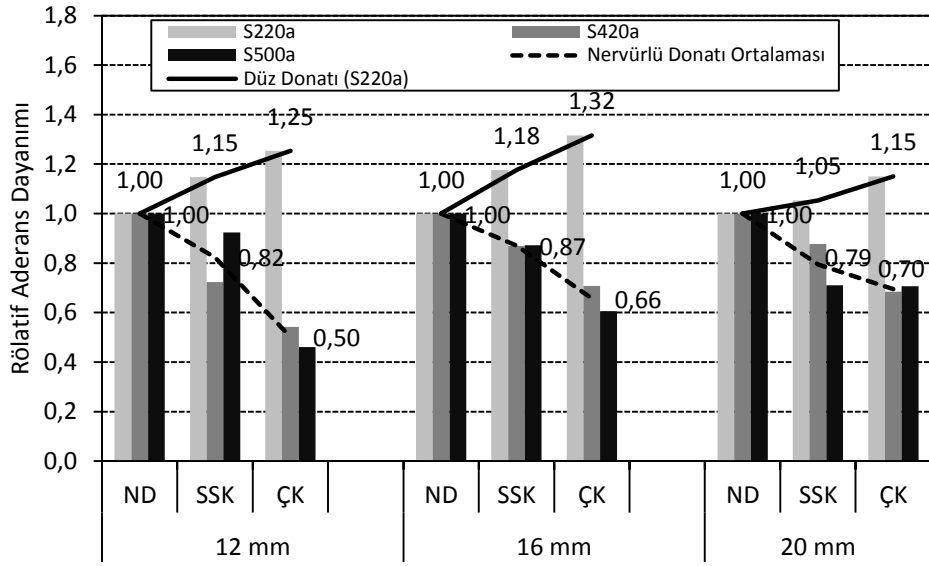
Çizelge 4.10'dan görüldüğü üzere, S420a ve S500a sınıfı serilerde aderans dayanımında düşüş olduğu gözlenirken S220a sınıfı çelikler ise daha yüksek aderans dayanımı sergilemiştir. Beton sınıfı arttıkça aderans dayanımları artış göstermektedir. A ve B sınıfı betonlarda S220a sınıfı düz inşaat çelikleri en yüksek aderans dayanımına sahipken; C sınıfı betonda bu sıralama S500a, S420a ve S220a şeklinde değişmiştir.

Şekil 4.12’de verilen grafikte ise beton sınıflarına göre, farklı korozyon durumlarındaki aderans değişimleri toplu olarak incelenmiştir. S420a ve S500a sınıfı nervürlü çeliklerde korozyon durumu şiddetlendikçe normal duruma göre aderans dayanımında azalmalar meydana gelirken, S220a sınıfı düz çelikte ise aderans dayanımında artış meydana gelmektedir. Normal duruma göre belirlenen rölatif aderans dayanımı değişimleri nervürlü donatılarda beton sınıfı yükseldikçe azalırken; düz donatıda beton sınıfı yükseldikçe rölatif aderans dayanımı değişimi artmaktadır. Dolayısıyla korozyona karşı betonarme elemanların dayanıklılığının artırılması için beton sınıfının yüksek olmasının önemlidir.



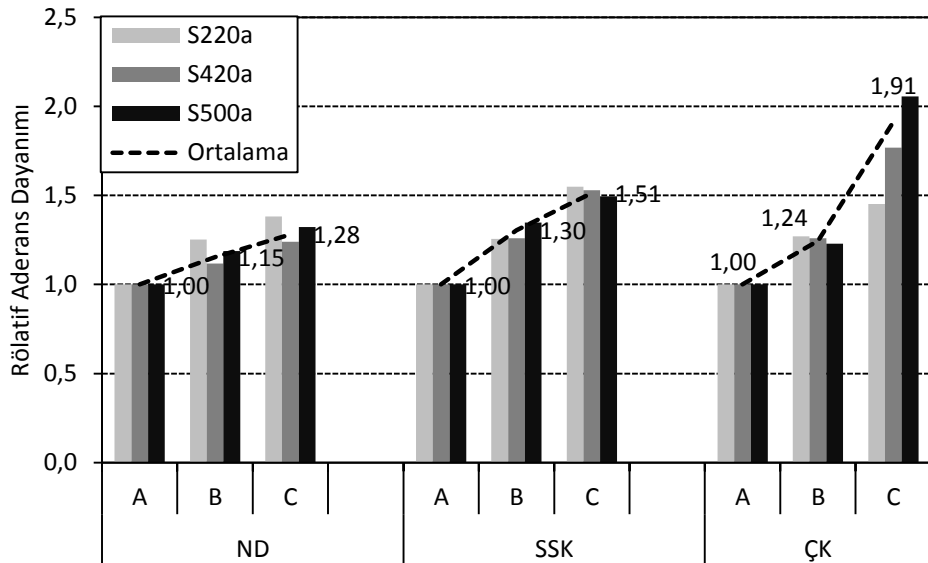
Şekil 4.12. Beton sınıflarına göre ND durumuna kıyasla korozyon durumlarının çelik sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği

Şekil 4.13’deki grafikte çubuk çaplarına göre, normal duruma (ND) göre sabit süreli korozyon (SSK) ve beton çatlayana kadar korozyon (ÇK) durumlarındaki aderans dayanımı değişimleri incelenmiştir. Korozyon seviyesi yükseldikçe S420a ve S500a sınıfı nervürlü çeliklerde normal duruma göre aderans dayanımında düşüş meydana gelirken; S220a sınıfı düz çelikte ise aderans dayanımında artış meydana gelmektedir.



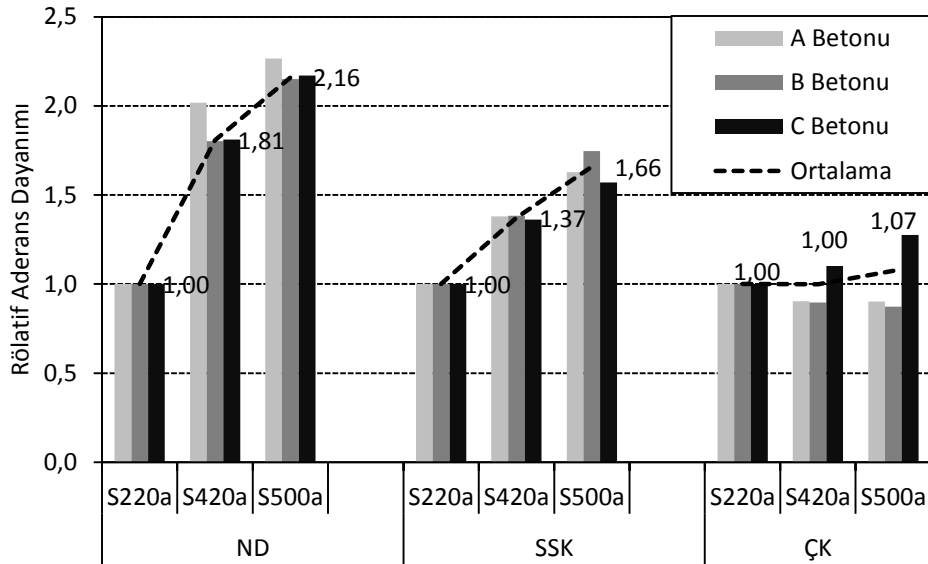
Şekil 4.13 Çubuk çaplarına göre ND durumuna kıyasla korozyon durumlarının çelik sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği

Şekil 4.14'deki grafikte korozyon durumlarına göre, A sınıfındaki (en düşük dayanım sınıfındaki) betona göre B ve C sınıfındaki betonlarda çelik sınıfına bağlı olarak meydana gelen aderans dayanımındaki değişimler incelenmiştir. Tüm çelik sınıflarında gömülü bulunduğu beton sınıfı arttıkça aderans dayanımı da artış göstermiştir. Beton sınıfları arasındaki aderans dayanımı oranı korozyon seviyesiyle birlikte artmıştır.



Şekil 4.14 Korozyon durumlarına göre A sınıfı betona kıyasla beton sınıflarının çelik sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği

Şekil 4.15’de verilen grafikte korozyon durumlarına göre, S220a sınıfı çeliğine göre S420a ve S500a sınıfındaki çeliklerde beton sınıfına bağlı olarak meydana gelen aderans dayanımındaki değişimler incelenmiştir. Korozyona uğramamış normal durumdaki numunelerde aderans dayanımı oranlarında çelik sınıfının büyük önemi vardır. Çelik dayanım sınıfı arttıkça rölatif aderans dayanımı farkı da artmaktadır. Korozyon seviyesinin artmasıyla birlikte çelik sınıfları arasındaki rölatif aderans dayanımlarındaki farkta azalmaktadır. Betonun çatladığı korozyon durumunda ise çelik sınıfları arasındaki rölatif aderans dayanımlarındaki fark tamamen ortadan kalkmış ve düz donatı ile nervürlü donatı arasında aderans dayanımı açısından bir fark kalmamıştır.



Şekil 4.15 Korozyon durumlarına göre S220a sınıfı çeliğe kıyasla çelik sınıflarının beton sınıfları açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği

Tüm betonarme serileri dikkate alındığında en yüksek aderans dayanımı 5.2 MPa değeri ile ND durumunda gözlenmiştir. İkinci sırada 4.7 MPa ile SSK durumu gelmiştir. En düşük aderans dayanımı ise 3.9 MPa değeri ile ÇK durumunda gözlenmiştir.

Beton sınıfları arasında ise en yüksek aderans dayanımını 5.5 MPa değeri ile C betonu göstermiştir. İkinci sırada 4.6 MPa değeri ile B betonu yer almaktadır. En düşük aderans dayanımı ise 3.7 MPa değeri ile A betonuna aittir.

Tüm betonarme serileri ve korozyon durumlarına göre çelik sınıfları arasında en yüksek aderans dayanımını 5.5 MPa değeri ile S500a sınıfı çelikler göstermiştir. İkinci sırada 4.8 MPa değeri ile S420a çeliği yer almaktadır. En düşük aderans dayanımı ise 3.5 MPa değeri ile S220a sınıfı çeliğe aittir. Çelik çapları arasında en yüksek aderans dayanımını 4.8 MPa değeri ile 16 mm'lik çubuklar göstermiştir. İkinci sırada 4.7 MPa değeri ile 20 mm'lik çubuk yer almaktadır. En düşük aderans dayanımı ise 4.3 MPa değeri ile 12 mm'lik çubuğa aittir.

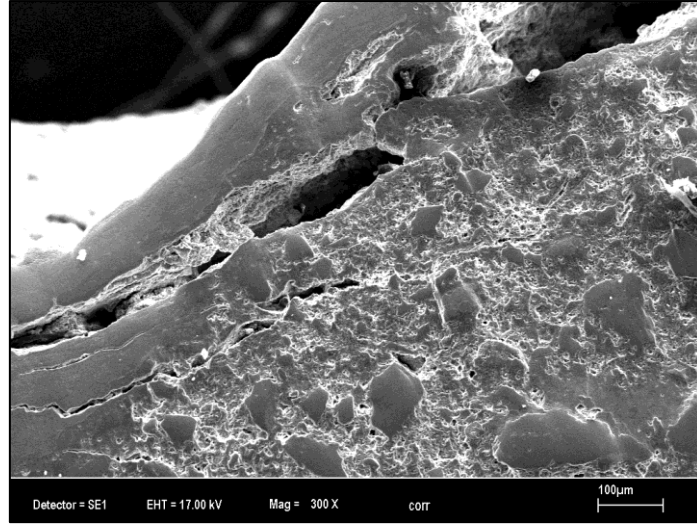
Tez çalışmasında kullanılan betonarme numunelerin deney tasarımı yapılırken tüm çubuklar için 12 mm çapın 20 katı olan 25 cm kenetlenme boyu olarak düşünülmüştür (TS 500 2000). En yüksek dayanımlı C betonunda tüm çelik sınıflarında çap arttıkça aderans dayanımı da artmıştır. S220a sınıfı düz çelikte beton dayanımı ve çubuk çapları arttıkça aderans dayanımı da artmıştır. Diğer nervürlü çelik sınıf gruplarında beton basınç dayanımı düştükçe büyük çaplarda aderans dayanımında azalmalar artmıştır. Bunun sebebi olarak beton basınç dayanımı düştükçe büyük çaplar için yetersiz kenetlenme boyunun ortaya çıktığı düşünülmektedir. Bazı durumlarda 16 mm'lik çubukların en yüksek aderans dayanımı değerlerine sahip olmasının sebebi ise, her çubuk çapı için tek bir beton numune tipi (çapı 150 mm olan silindir) kullanılmasına bağlı olarak donatı etrafındaki etkili beton kalınlığının 20 mm'lik çubuklar için yetersiz kalması ile açıklanabilir.

Korozyon arttıkça 12 mm'lik çubukların, aderans dayanımındaki ciddi düşüşlerin sebebi ise çap azalmasının daha etkin olmasıdır. Şöyle ki; tüm çubuklardaki korozyon oluşumunun belirli bölgelerde daha yoğun oluşmasından kaynaklanan çap küçülmesi, küçük çaplı çubuklarda daha etkili olduğundan çubuğun beton içinden sıyrılmasının kolaylaşması ve donatıların akarak aderans bozulması kenetlenmeden değil akmaya bağlı gerçekleşmesinden kaynaklanmaktadır.

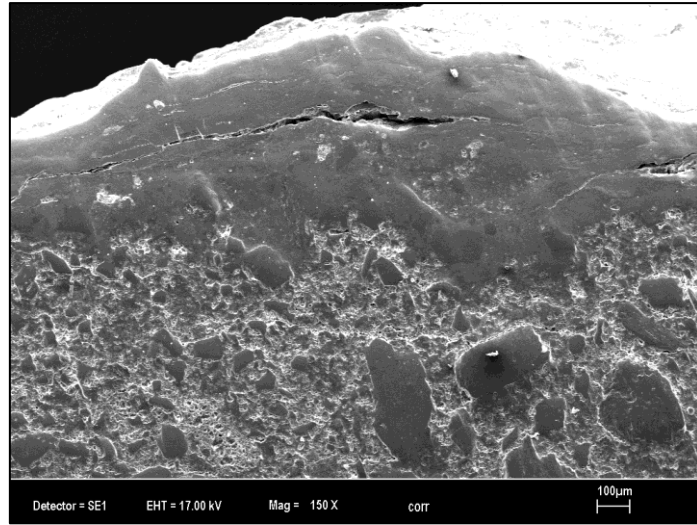
4.1.6. Korozyon Etkisi SEM ve EDS Haritalama Görüntüleri

Resim 4.2-4.5'de taramalı elektron mikroskobu ile çekilmiş beton üzerindeki korozyon katmanının görüntüleri verilmiştir.. Burada FeO tabakasının yoğun bir halde beton üzerinde biriktiği ve zamanla hacimde oluşturduğu artışın çatlamalara neden olduğu

mikro boyutta da görülmektedir. Enerji dağılımlı X ışınları spektrometresi (EDS) ile analitik haritalama yöntemi, Resim 2'deki SEM görüntüsünün korozyon dağılımı açısından daha iyi yorumlanabilmesi için yapılmış bir işlemdir. Burada, çalışmanın değerlendirilmesi için gerekli olan Fe, Si ve Ca dağılımlarını gösteren Resim 4.4 ve Resim 4.5 kullanılmıştır. Beton içerisindeki çimento ile birlikte var olan agrega Si ve Ca kökenlidir. Çelik çubukların korozyonu ile birlikte ortaya çıkan FeO zamanla beton içerisine nüfuz etmesine karşın beton ile kimyasal reaksiyona girmiyor. Beton içerisine işleyen pas beton ve çelik arasında kendine yer açarak hacmin armasına ve dolayısıyla betonun çatlamasına neden olmaktadır.

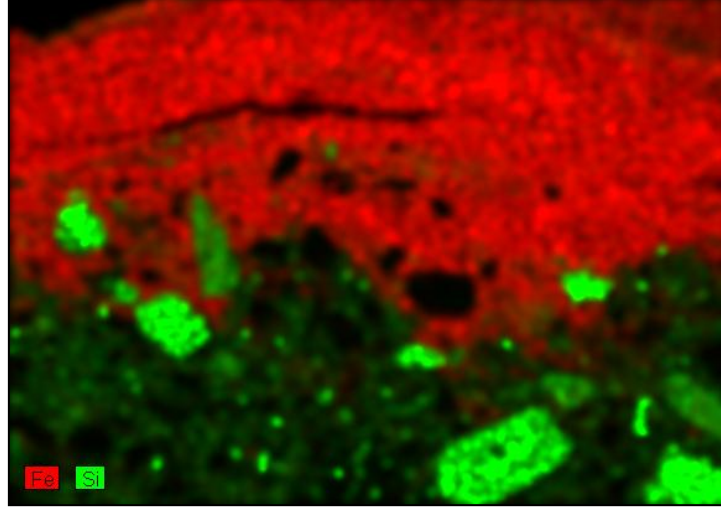


Resim 4.2 Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanı SEM görüntüsü 300X

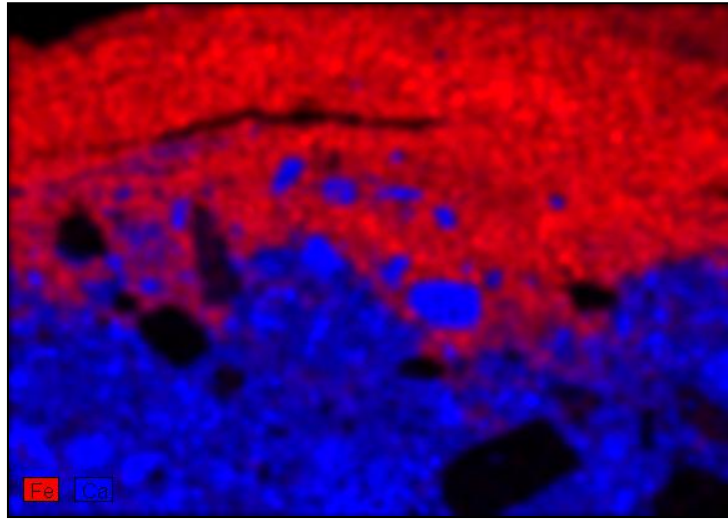


Resim 4.3. Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanı SEM görüntüsü 150X

FeO beton içinde ilerlerken Si ve Ca tabakalarının mevcudiyetini sürdürmesi ve bunlara tutunarak beton ve çelik yüzey arasında bir katmanı oluşturması S220a düz çeliğinde görülen aderans dayanımdaki ve diğer sınıflarda kısa dönemli korozyonlarda görülen bir miktar aderans dayanımındaki artışın sebebi olarak yorumlanabilir.



Resim 4.4 Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanının EDS analitik haritalanması
Fe Si yoğunluğu



Resim 4.5 Beton çelik ara yüzeyindeki korozyon katmanının EDS analitik haritalanması
Fe Ca yoğunluğu

4.2. Yüksek Sıcaklık Durumu

Yüksek sıcaklık durumunun betonarme elemanlar üzerindeki etkilerini belirlemek için yapılan çalışmalar beton, çelik ve betonarme için ayrı ayrı üç başlık altında sunulacaktır.

4.2.1. Beton Üzerine Etkileri

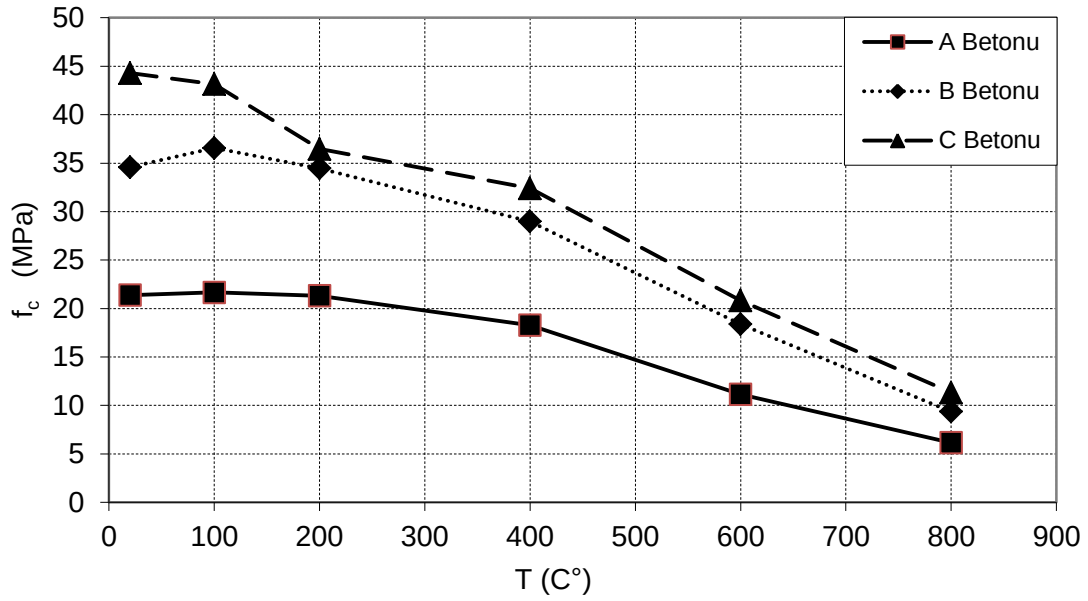
A, B ve C isimlerinde üç farklı dayanımda üretilen beton numuneler 20, 100, 200, 400, 600 ve 800 °C sıcaklığa maruz bırakıldıktan sonra, bu numuneler üzerinde tek eksenli basınç, orta noktadan eğilme testi ile eğilmede çekme dayanımı belirlenmiştir. Numunelerin, birim hacim ağırlık, görünür porozite ve su emme deneyleri yapılmış, ultrases geçiş süreleri ölçülmüş ve sıcaklığa bağlı olarak oluşan ağırlık kayıpları hesaplanmıştır. Ayrıca farklı beton paspayı mesafelerinin çeliğe sağladığı termal yalıtım belirlenmiştir. Deney sonuçları Çizelge 4.11’de verilmiştir.

Çizelge 4.11 Beton serilerinin sıcaklık değişimine bağlı fiziksel ve mekanik özellikleri

Sıcaklık (°C)	Beton Serileri	Basınç Dayanımı (MPa)	Eğilme Dayanımı (MPa)	Ultrases Hızı (km/sn)	Ağırlık Kaybı (gr)
20	A	21.4	3.0	3.6	0.0
	B	34.6	4.2	3.8	0.0
	C	44.3	4.6	3.9	0.0
100	A	21.7	2.8	3.3	26.3
	B	36.6	3.8	3.7	17.7
	C	43.2	4.3	3.8	16.3
200	A	21.3	2.5	3.2	110.3
	B	34.5	2.9	3.4	94.7
	C	36.5	3.6	3.6	98.3
400	A	18.3	1.7	2.1	380.3
	B	29.0	2.5	2.6	409.7
	C	32.4	2.7	2.6	447.3
600	A	11.1	1.0	1.4	448.3
	B	18.4	1.9	1.7	481.0
	C	20.8	2.0	1.7	527.7
800	A	6.2	0.3	0.6	583.7
	B	9.4	0.6	1.0	650.0
	C	11.3	0.9	1.0	667.7

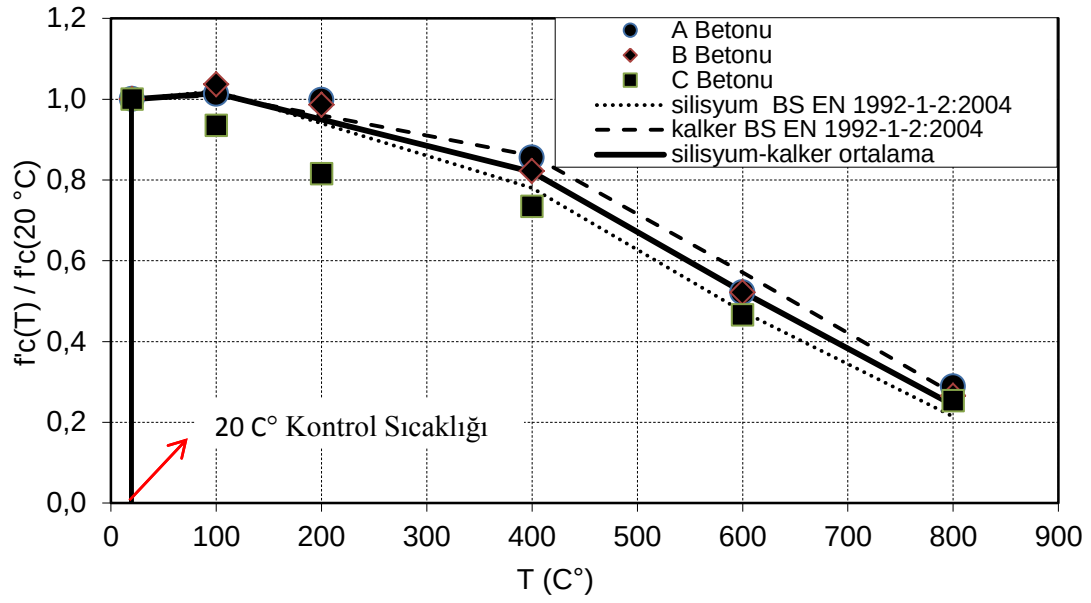
4.2.1.1. Basınç Dayanımı

Yangın gibi yüksek sıcaklığa maruz kalmış bir yapının yıkılması veya tamir edilmesine karar verilmeden önce mevcut durumdaki malzemelerin yerindeki mekanik özelliklerin iyi bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Beton malzeme için mekanik özelliklerin başında basınç dayanımı gelmektedir. Üretilen beton serilerinin farklı sıcaklıklara maruz kalması sonrasında ölçülen basınç dayanımları Şekil 4.16’da verilmiştir. Oda sıcaklığında en düşük basınç dayanımına sahip A betonu ile ikinci sıradaki B betonu arasında %65 ve en yüksek basınç dayanımına sahip C betonu ile %109’luk bir fark vardır. Beton sınıfları arasındaki bu fark sıcaklık artışı ile farklılık göstermiştir. Başlangıçtaki %65’lik fark %51’den daha aşağıya düşmemiştir. A betonu ile C betonu arasındaki fark bazı sıcaklıklarda %71’e kadar gerilemiştir.



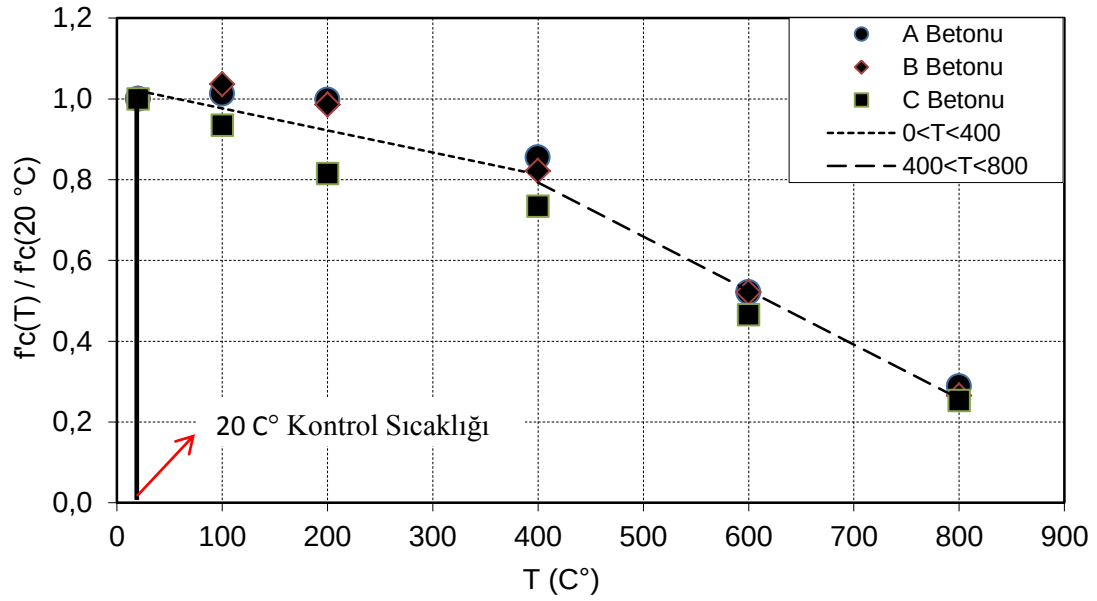
Şekil 4.16 Yüksek ısıya maruz kalan beton numunelerin basınç dayanımı değişimi

Şekil 4.17’de, oda sıcaklığındaki kontrol numuneleri ile yüksek sıcaklığa maruz kalmış numunelerin rölatif basınç dayanımları görülmektedir. Yüksek sıcaklıklarda basınç dayanımlarındaki azalma yüzdelerini belirlemek için yüksek sıcaklık sonrası basınç dayanımları (f_{CT}), oda sıcaklığındaki (20 °C) basınç dayanımlarına (f_c) bölünmüştür. Basınç dayanımında azalma oranları ve BS EN 1992-1-2:2004’de tanımlanan beton azalım katsayısına göre çizilen eğriler ve ortalamaları da yine bu grafikte gösterilmiştir.



Şekil 4.17 Deneysel sonuçların standart hesap değerleri ile kıyaslanması

Yüksek sıcaklığa bağlı olarak betonların basınç dayanımlarındaki düşüşü ifade eden eğriler Şekil 4.18’de ve bunlardan elde edilen sıcaklık ve normal durumdaki basınç dayanımına göre sıcaklığa bağlı basınç dayanımlarındaki değişimin önerilen formülü (4.1) ve (4.2) eşitliğinde verilmiştir.



Şekil 4.18 Deneysel olarak bulunan rölatif basınç dayanımının matematiksel eğrileri

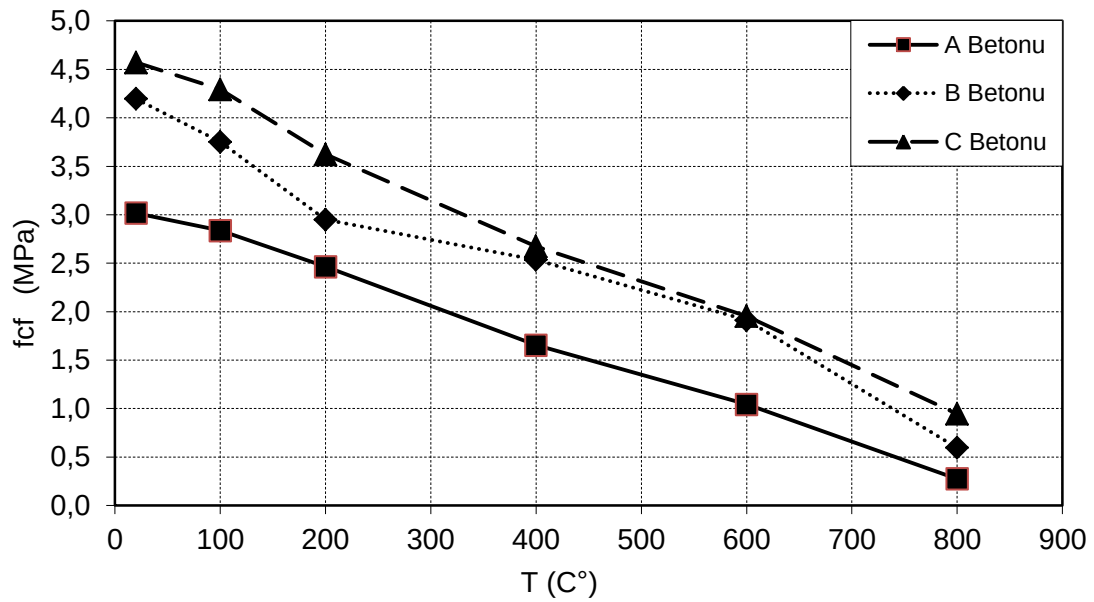
$$f_{c(T)} = (1.04 - 0.0006 \times T) \times f_{c(20^\circ\text{C})} \quad R^2=0.962 \quad 20^\circ\text{C} < T < 400^\circ\text{C} \quad (4.1)$$

$$f_{c(T)} = (1.33 - 0.0013 \times T) \times f_{c(20^\circ\text{C})} \quad R^2=0.995 \quad 400^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C} \quad (4.2)$$

Burada, T °C cinsinden betonun maruz olduğu sıcaklığı ve $f_{c(20^\circ\text{C})}$, 20 °C’de betonun 28 günlük basınç dayanımını ifade etmektedir.

4.2.1.2. Eğilmede Çekme Dayanımı

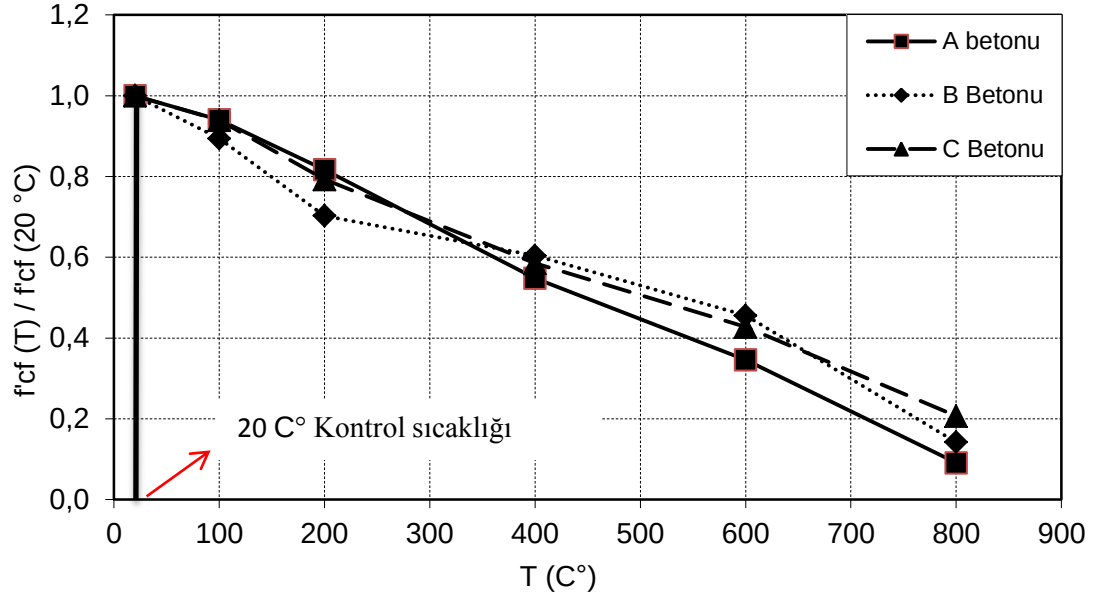
Betonun mekanik özelliklerinden birisi de çekme dayanımıdır. Yapılan deneysel çalışmada, basınç dayanımında test edilen numunelerle benzer şekilde üretilen 10x10x30 cm boyutlarında prizmalar da farklı sıcaklığa maruz bırakıldı. Sıcaklık sonrası bu prizmaların eğilme etkisi altında çekme dayanımları belirlendi. Şekil 4.19’da farklı dayanımlardaki beton serilerinin sıcaklık etkisine bağlı çekme dayanımı değişimleri verilmiştir.



Şekil 4.19 Yüksek sıcaklık etkisi sonucu beton eğilme dayanımı değişimi

Basınç dayanımının sıcaklığa bağlı olarak değişiminde 400 °C’ye kadar azalma daha az gerçekleşirken 400 °C’den sonra daha yüksek bir azalış görülmektedir. Eğilmede çekme dayanımında ise sıcaklığa bağlı olarak tüm sıcaklıklarda yaklaşık aynı oranda azalma

görülmektedir. Beton serileri arasındaki eğilmede çekme dayanımları farkı sıcaklık artışıyla azalmaktadır. Kontrol sıcaklığı olan 20 °C'deki değerler ile diğer sıcaklık durumlarının oranları Şekil 4.20'de verilmiştir.

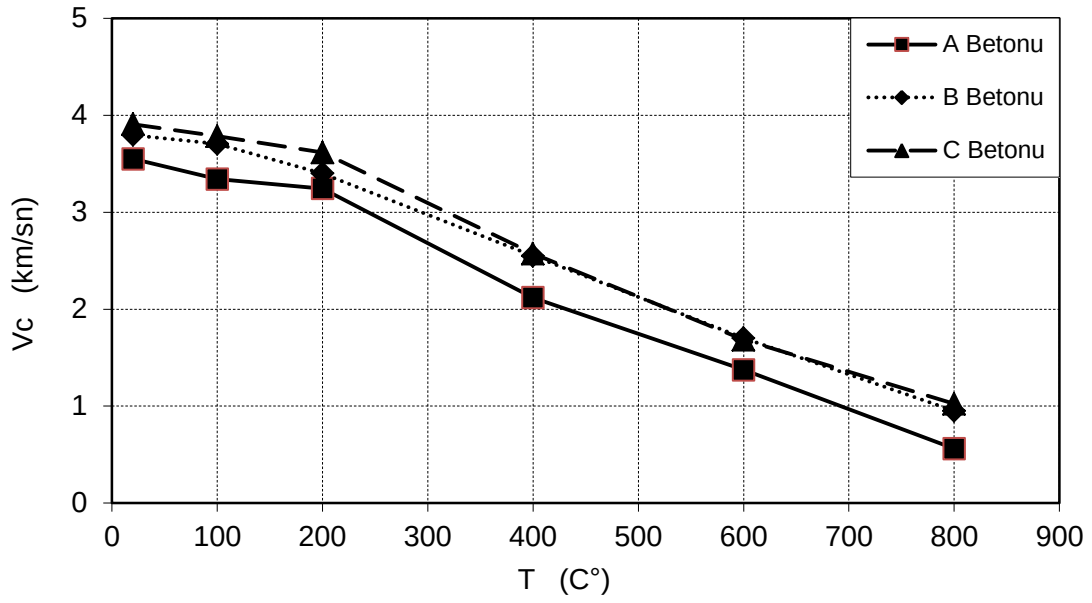


Şekil 4.20 Rölatif eğilmede çekme dayanımlarının sıcaklık ile değişimi

4.2.1.3. Ultrases Hızı

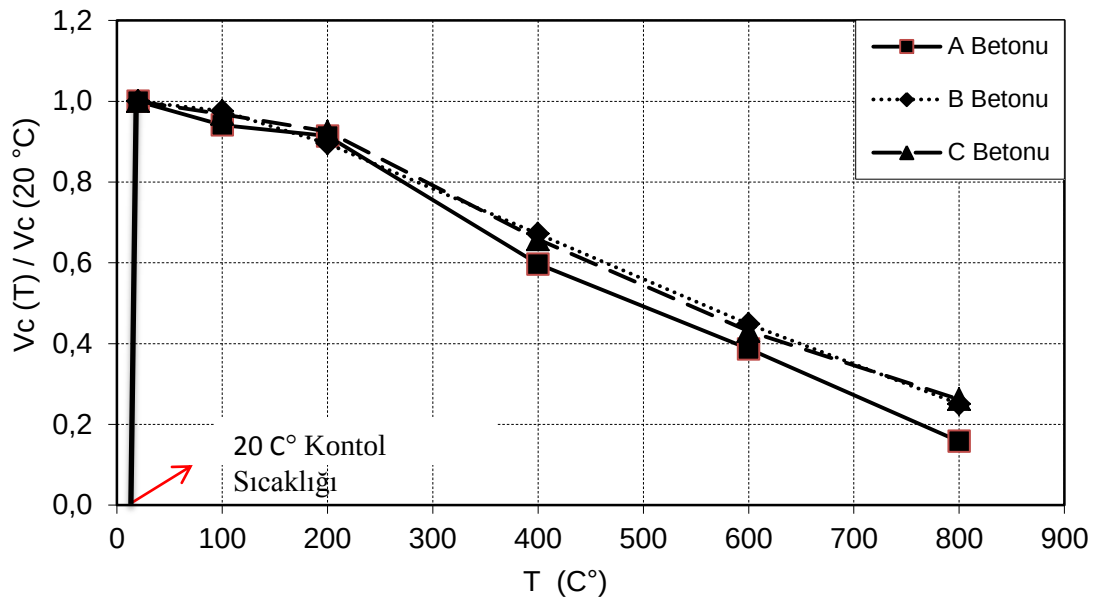
Basınç dayanımı ve eğilmede çekme dayanımı için kullanılacak numunelerde, yüksek sıcaklığa maruz kalmadan önce ve sonra ultrases ölçümleri yapılmıştır. Sıcak artışına bağlı olarak ultrases geçiş hızında düşüşler meydana gelmiştir. Küp ve prizma numuneleri üzerinde yapılan ölçümler benzerlik göstermektedir. Bu yüzden, burada sadece dinamik elastisite modülünün hesaplanmasında da kullanılan prizmatik numunelerin sonuçları verilmiştir (Şekil 4.21).

Normal koşullarda yapılan ultrases ölçümlerine göre en düşük basınç dayanımına sahip A beton sınıfı için ultrases değeri de diğer beton serilerine göre en düşük değeri almıştır. Ardından B ve C beton sınıfları gelmektedir. 400°C'de ve sonraki sıcaklıklarda B ve C betonu arasındaki fark kapanarak birbirine çok yakın değerler almışlardır. A betonu arasındaki fark ise korunmuştur.



Şekil 4.21 Prizma numunelerin sıcaklığa bağlı ultrases hızı ölçümleri

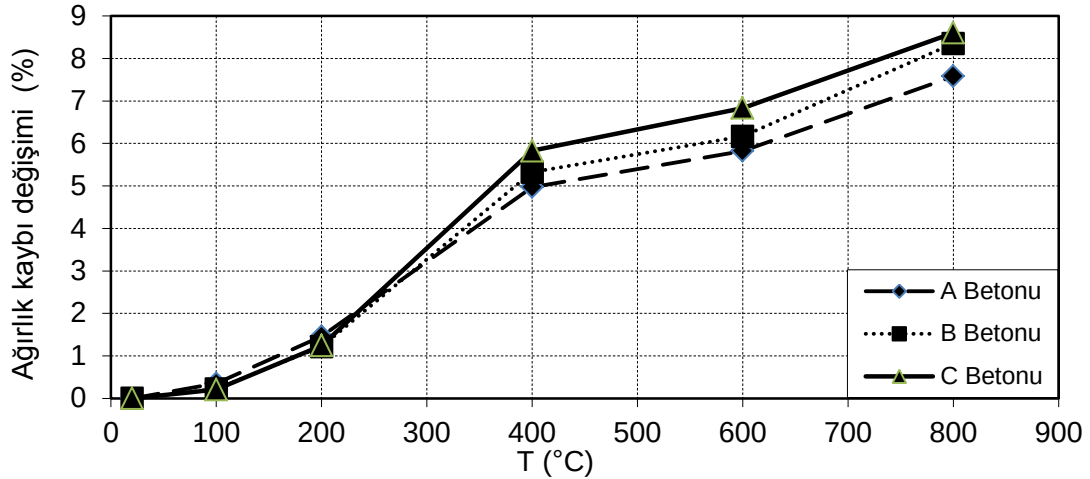
Şekil 4.22’de 10x10x30 cm’lik numuneler için yüksek sıcaklık durumları sonrasında ortaya çıkan ultrases değerleri kontrol sıcaklığımız olan 20 °C’deki değere bölünerek rölatif ultrases değerleri belirlenmiştir. Tüm beton serilerinde 200 °C’ye kadar ultrases hızı değerlerindeki düşüş daha yatay seyrederken bu aşamadan sonraki sıcaklıklarda ultrases hızlarında düşüş daha dik olmuştur.



Şekil 4.22 Prizma numunelerde rölatif ultrases hızının sıcaklık ile değişimi

4.2.1.4. Ağırlık Kaybı

Yüksek sıcaklığa bağlı olarak beton serilen tümünde yoğunluğun değiştiği gözlenmiştir. Farklı birim ağırlıklarına sahip beton örneklerinin ağırlık kayıplarındaki değişim % ağırlık kaybı olarak Şekil 4.23’de verilmiştir.



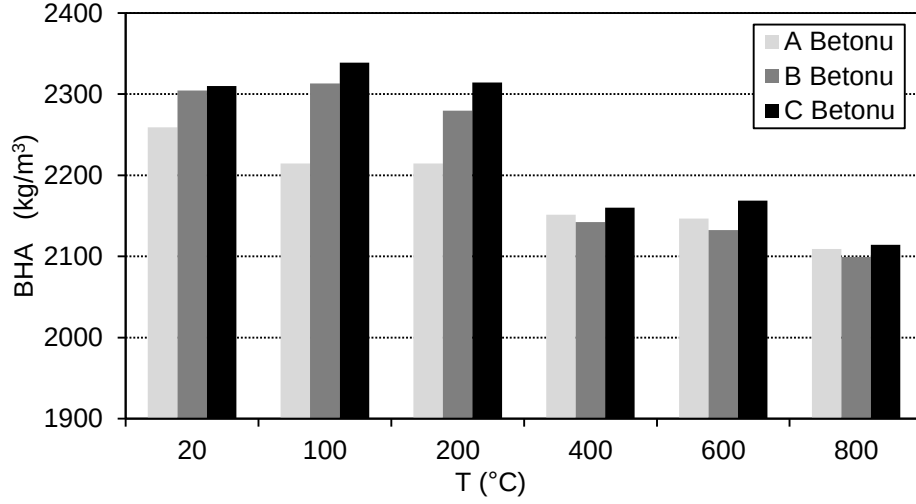
Şekil 4.23 Sıcaklığa bağlı olarak beton serilerindeki % ağırlık kaybı

4.2.1.5. Birim Hacim Ağırlık, Görünür Porozite ve Su emme

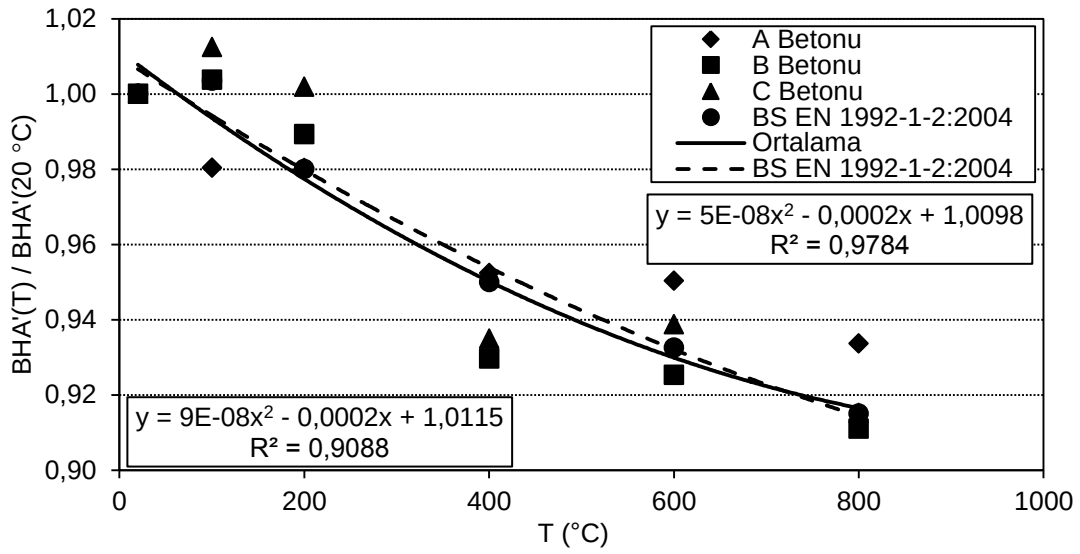
Betonun fiziksel özelliklerinden birisi de birim hacim ağırlığı değeridir. Kırma taşla üretilen beton serilerinde basınç dayanımı arttıkça, karışım hesabı ve su/çimento oranından dolayı birim hacim ağırlıklarında da bir artış söz konusudur. Birim hacim ağırlığındaki değişim Şekil 4.24’de verilmiştir. Normal ortam koşullarında en düşük birim hacim ağırlığı A betonuna aittir. Ardından B ve C sınıfı betonlar gelmektedir.

Şekil 4.25’de, oda sıcaklığındaki kontrol numuneleri ile yüksek sıcaklığa maruz kalmış numunelerin rölatif birim hacim ağırlıkları görülmektedir. Yüksek sıcaklıklarda birim hacim ağırlıklarındaki azalma yüzdelelerini belirlemek için yüksek sıcaklık sonrası birim hacim ağırlıkları (BHA_T), oda sıcaklığındaki (20°C) birim hacim ağırlıklarına (BHA) bölünmüştür. Birim hacim ağırlığındaki azalma oranları ve BS EN 1992-1-2:2004’de tanımlanan beton azalım katsayısına göre çizilen eğriler ve ortalamaları da yine bu grafikte gösterilmiştir. Grafikte üstte bulunan denklem BS EN 1992-1-2:2004 eğrisini,

altta bulunan denklem ise bu çalışmada kullanılan betonların eğrisini ifade eden denklemlerdir.



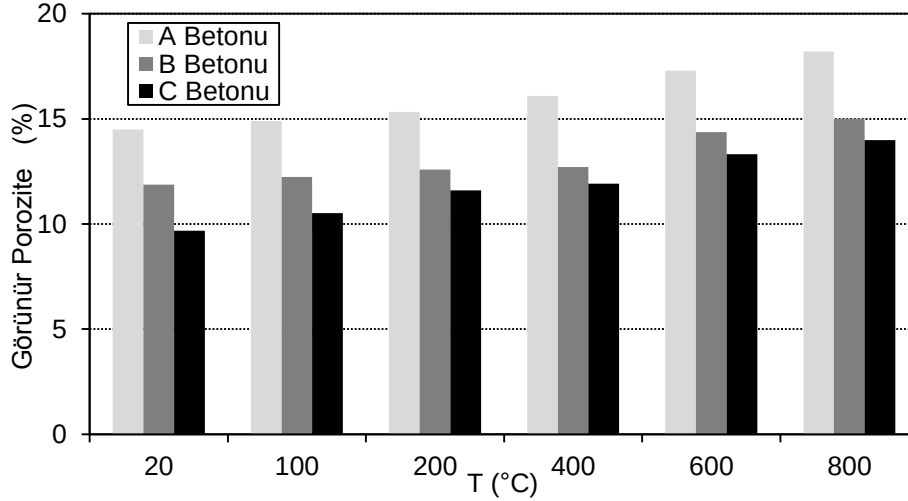
Şekil 4.24 Yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinin birim hacim ağırlıkları



Şekil 4.25 Sıcaklık değişimine bağlı rölatif birim hacim ağırlıkları

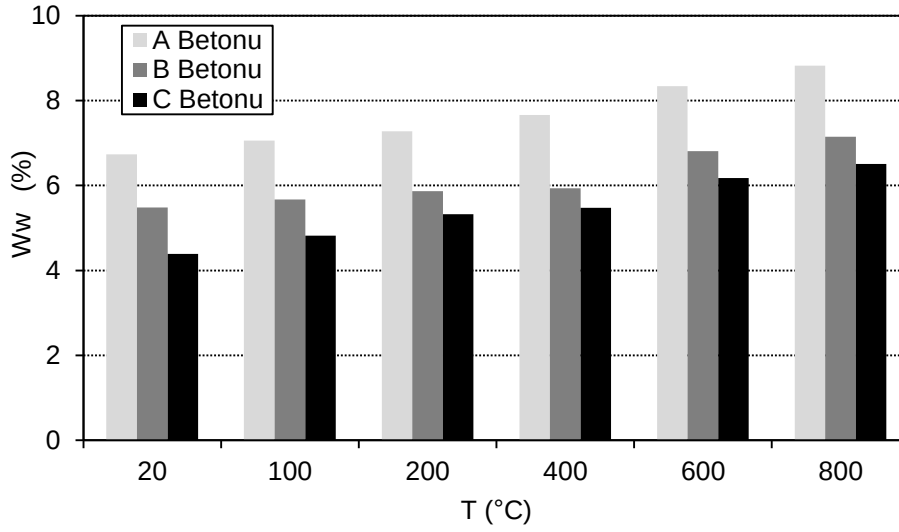
Birim hacim ağırlık değerlerinin azalması, görünen porozite değerleriyle de ilişkilidir. Deneylerde kullanılan betonların görünen porozite değerleri sıcaklık değişimine göre Şekil 4.26'da verilmiştir. Birim hacim ağırlık değerleriyle ters orantılı olarak, en az porozite değeri seriler içerisinde en fazla birim ağırlık değerine C betonun elde

edilirken, en fazla porozite değeri de, en az birim ağırlık değerine sahip olan A betonunda elde edilmiştir.



Şekil 4.26 Yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinin görünür porozite değerleri

Beton serilerinin görünen porozite oranlarının artmasıyla birlikte su emme oranlarının da yüksek olması beklenebilir. Ancak, betonların su emme miktarları porozite oranı kadar, hem betondaki hem de agregalardaki gözeneklerin durumuna da bağlıdır. Diğer bir ifadeyle gözenekler yarı açık veya tamamen kapalıysa beton daha az su emecektir. Eğer beton içerisindeki veya agregalardaki gözenekler açıksa, porozite oranı kadar su emme yeteneklerine sahip olabileceklerdir. Şekil 4.27’de farklı sıcaklıklara maruz kalmış beton serilerinin su emme değerleri görülmektedir. Oda sıcaklık durumundaki beton serilerin görünen porozite oranları % 9.7 ile 14.5 oranları arasında değişirken, aynı serilerin su emme oranları ağırlık olarak % 4.4 ile 6.7 oranları arasında değerler almıştır. Buradan da görüldüğü gibi, beton serilerinin su emme oranları görünen porozitelerinin yaklaşık yarısı kadardır. Bu serilerdeki gözeneklerin % 50’sinin yarı açık veya tamamen kapalı gözeneklerden oluştuğu sonucuna varılabilir. Aynı şekilde en yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinde de bu oran korunmuş yarı açık veya tamamen kapalı gözenek oranları değişmemiştir.



Şekil 4.27 Yüksek sıcaklığa maruz kalmış beton serilerinin su emme oranları

Su emme oranları sonuçlarına bakıldığında tüm beton serileri sıcaklık artışına bağlı olarak artış göstermiştir. Normal koşullarda en yüksek değere sahip A betonudur. Ardından B ve C sınıfı betonlar gelmektedir.

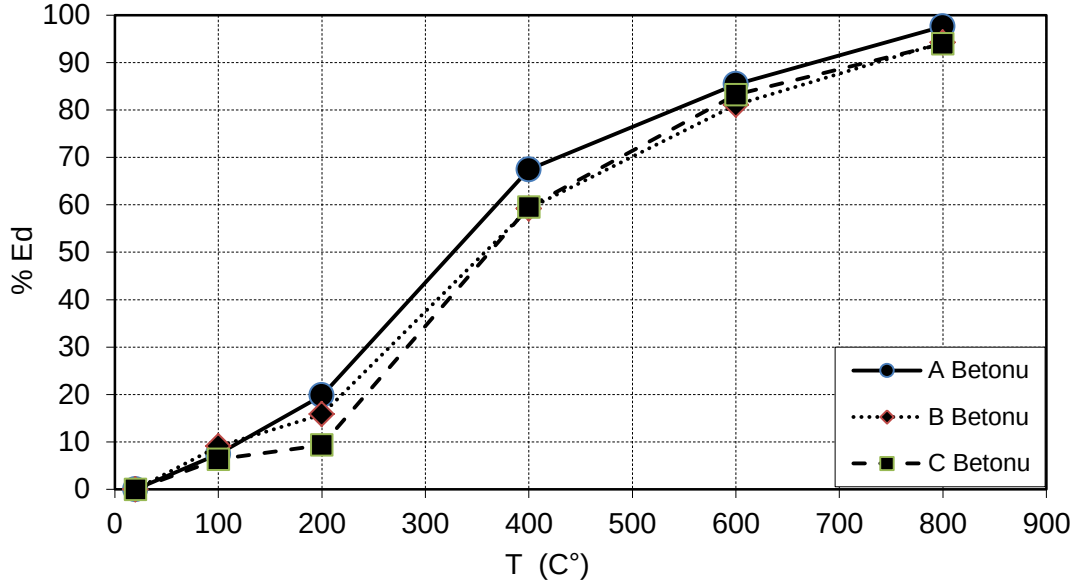
4.2.1.6. Dinamik Elastisite Modülü

Elastik hesaplamaların dikkate alındığı yapısal tasarımlarda şekil ve yada yer değiştirmelerin belirlenmesi için E-Modülünün bilinmesi gerekir. Deneysel olarak betonun elastik davranabildiği sınırlar içerisinde yapılan yüklemeler ile oluşan şekil değiştirmeler ile belirlenebilen bu modülün belirlenmesinde diğer bir yöntemde ultrases ve birim hacim ağırlığına bağlı olarak hesaplanan dinamik elastisite modülüdür (E_d). Materyal metot bölümünde (3.8) eşitliği kullanılarak, daha önceki başlıklarda belirlenen ultrases ve ağırlık kaybı durumlarından faydalanılarak hesaplanan sıcaklığa bağlı beton serilerinin E_d değerlerindeki değişim Çizelge 4.12’de verilmiştir. Buna göre en düşük E_d değeri A beton serisine aittir. En yüksek E_d değeri ise C beton serisine aittir.

Kontrol sıcaklığı olan 20 °C’deki E_d değerleri ile sıcaklık değişimi sonucu ortaya çıkan E_d değerlerinin %’de değişimi Şekil 4.28’de verilmiştir. Tüm beton serilerinde sıcaklığa bağlı olarak E_d değerindeki düşüşler 200°C gelindiğinde %18 civarındayken 400°C’de %60 mertebelerinde gerçekleşmiştir.

Çizelge 4.12 Sıcaklığa bağlı olarak beton serilerindeki E_d değişimi (GPa)

Beton Serileri	Sıcaklık C°					
	20	100	200	400	600	800
A	28.8	25.5	23.7	9.9	4.1	0.7
B	34.1	33.2	27.0	13.9	6.4	1.9
C	36.1	33.9	30.9	14.6	6.2	2.2

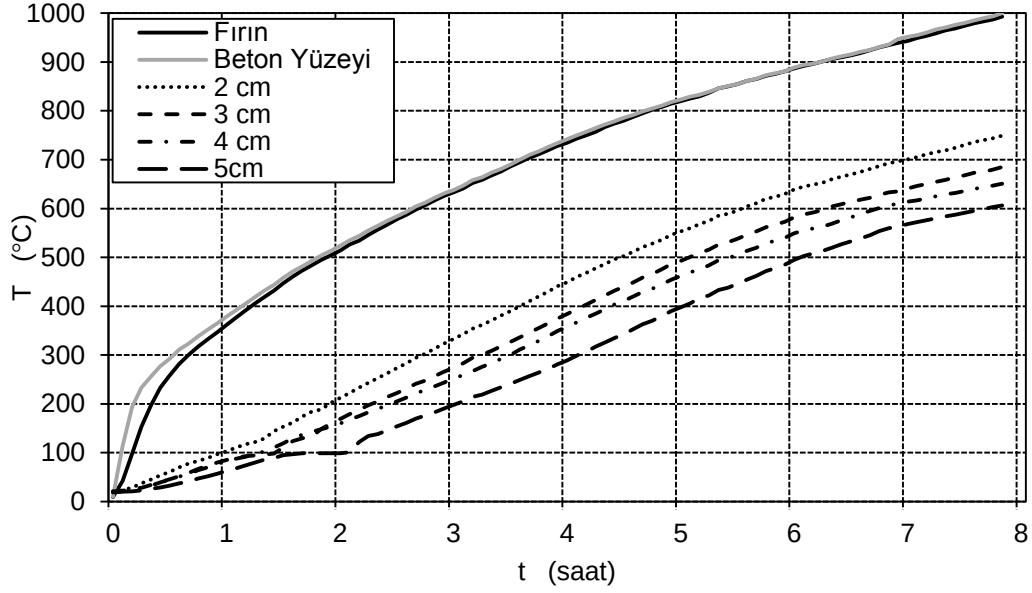


Şekil 4.28. Sıcaklığa bağlı olarak beton serilerindeki % E_d değişimi

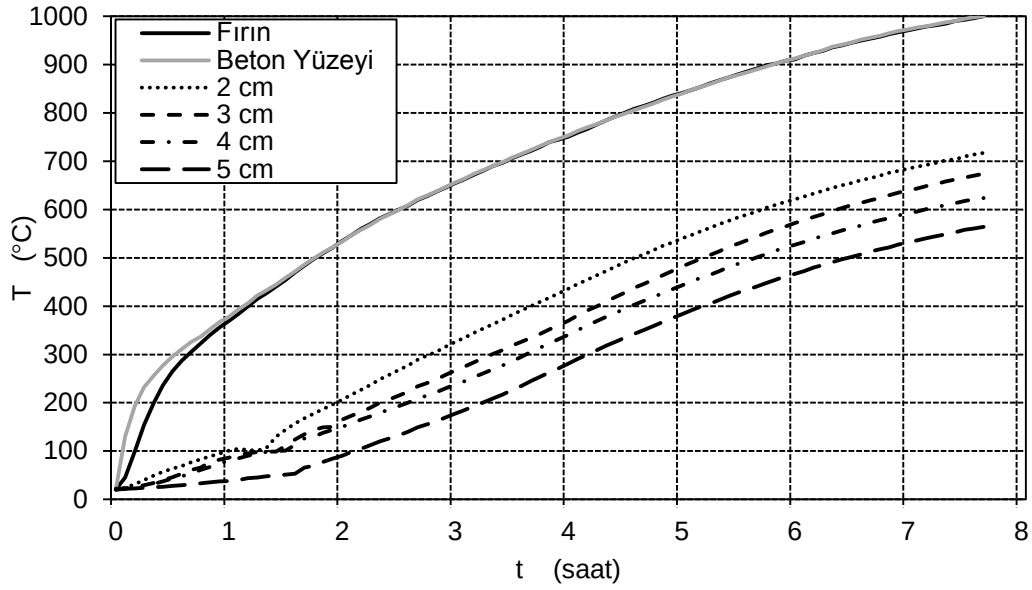
4.2.1.7. Paspayı Kalınlığının Yüksek Sıcaklık Durumuna Etkisi

Çelik donatının çevresel etkilerle bağlantısını kesen ve onu olumsuz koşullardan koruyan beton örtüsünün kalınlığı betonarme yapıların yangın güvenliği noktasında önem kazanan parametrelerden bir tanesidir. Bu tez çalışmasında, literatürde örneğine rastlanmayan bir yöntemle beton paspayı kalınlığının çelik çubuk yüzeyine sağlamış olduğu termal faydanın belirlenmesinde özel bir deney düzeneği hazırlanmıştır. Deney düzeneğinde özel olarak tasarlanmış fırın içerisine 2, 3, 4 ve 5 cm paspayı derinliğinde termocupl gömülü beton numuneler kullanılmıştır. Bu numuneler 20 °C'den 1000 °C'ye kadar ısıtılmış, ısıtılma sırasında beş dakikada bir fırın sıcaklığı ile beton numune iç sıcaklıkları ölçülmüştür. Ölçülen sıcaklıklar kaydedilerek Şekil 4.29-31'de verilen grafiklerde zaman bağlı değişimleri verilmiştir. Burada ölçümler 800 °C'ye kadar değil 1000 °C'ye kadar yapılmıştır. Bundaki amaç, çelik üzerinde yapılan sıcaklık

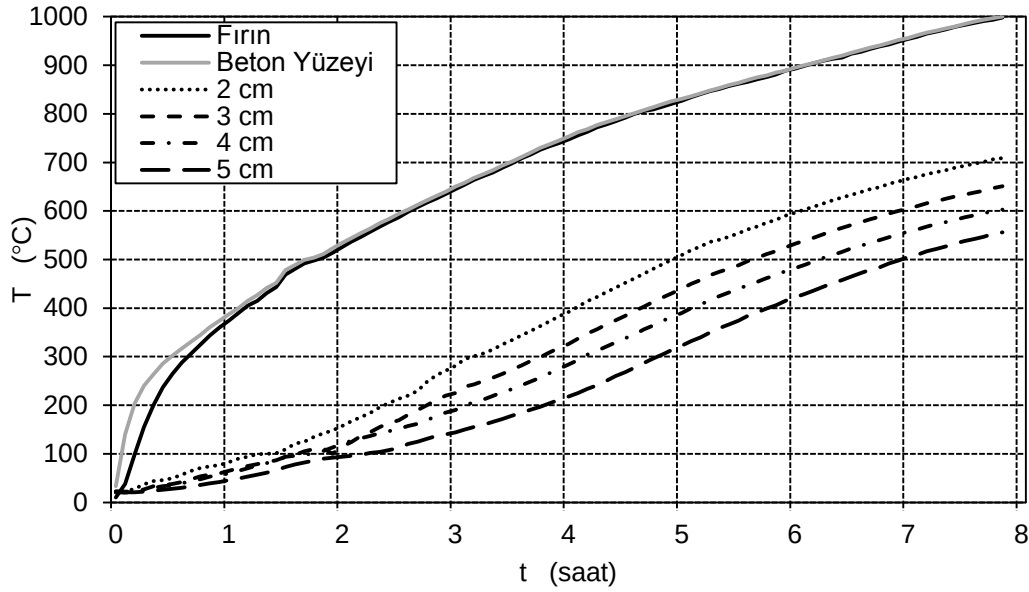
deneylerinde 1000 °C'ye çıkıldığından, bu sıcaklıkta çeliği örten betonun sıcaklığı ne kadar çeliğe ilettiğini belirlemektir.



Şekil 4.29 Zamana bağlı olarak A betonu paspayı sıcaklık değişimi



Şekil 4.30 Zamana bağlı olarak B betonu paspayı sıcaklık değişimi



Şekil 4.31 Zamana bağlı olarak C betonu paspayı sıcaklık değişimi

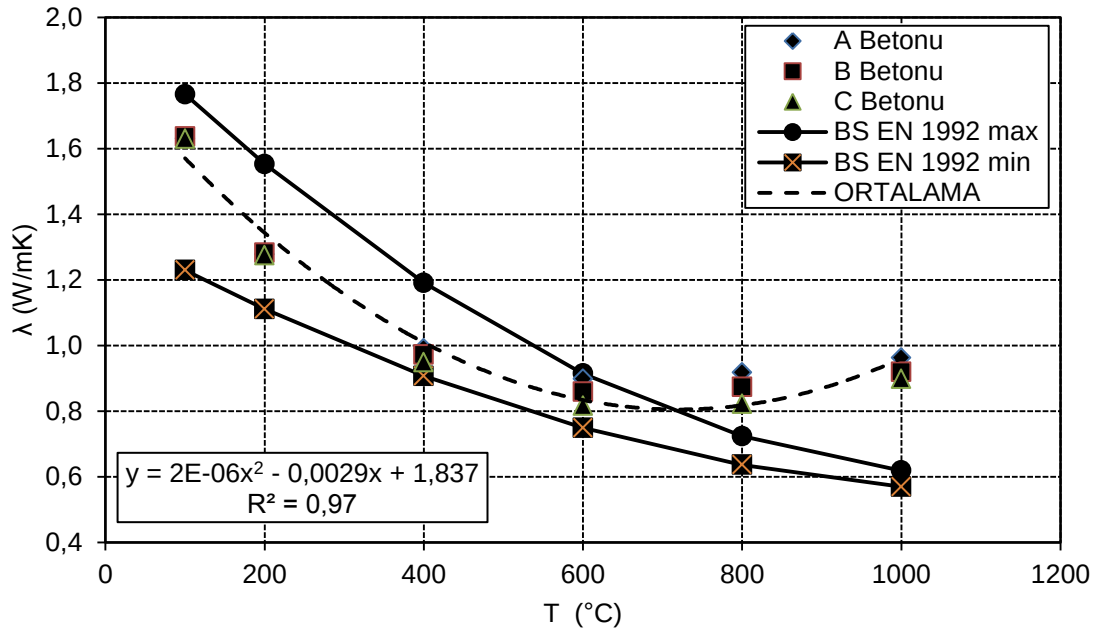
Tüm beton serilerini ve deney değişkenlerini bir arada değerlendirme yoluna gidilip ortalamaların karşılaştırılması yapıldığında en yüksek termal fayda %70 ile C betonuna aittir. İkinci sırada %66 ile B betonu ve son sırada da %64 ile A betonu gelmektedir. Beton serilerinden ve sıcaklıklardan bağımsız olarak paspayı kalınlıklarının birbirine kıyasla sağlamış oldukları termal faydaya baktığımızda 2cm kalınlık %61, 3cm kalınlık %66, 4cm kalınlık %68 ve 5cm kalınlık %73 değerlerini almaktadır.

Malzemelerle ilgili fiziksel özelliklerden biriside ısı iletim katsayısıdır. Yapı malzemeleri için belirlenen katsayı ısı yalıtım özelliğinin temel bilgisini içerir. Bu katsayının büyümesi, o malzemenin yalıtım özelliklerinin kötüleştiği anlamına gelir. Çeliğe göre ısı iletim katsayısı oldukça düşük olan betonun, yalıtım özelliği taşıyan yapı malzemelerine göre yüksektir. Temel olarak ısı iletim katsayısının düşük veya yüksek olması betondan beklenen bir özellik değildir; fakat burada betonarme yapı elemanlarında çeliği kaplayan beton örtüsünün yangın yalıtım özelliği araştırıldığından bu kat sayı önem kazanmaktadır. Bu önemi Eurocode 2'nin yapısal yangın tasarımını içeren bölümde de verilen bilgilerde de görmekteyiz.

Bu tez çalışmasında tasarlanan fırının sarf etmiş olduğu enerji, ısıtılan alanı, malzeme kalınlığını ve malzemenin her iki tarafındaki ısı değerleri bilindiğinden ısı iletim

katsayısı λ 'nın hesaplanması da yapılmıştır. Grafiklerde verilen yüksek sıcaklık-paspayı kalınlığı verilerinin tamamı ısı iletim katsayısı hesaplamasında da kullanılmıştır. Aynı beton serisine ait farklı paspayı kalınlıklarındaki numunelerin tamamında ilgili sıcaklıkta bulunan ısı iletkenlik katsayısı aynı çıkmıştır. Malzemenin kalınlığının dışında hiçbir özelliğinin değişmediği bu durumda ısı iletim katsayısının değişmemesi beklentisinin sağlanması bu tasarım ile bu katsayının hesaplanmasında doğruluğun test edilmesini sağlayan bir sonuç olmuştur.

Farklı sıcaklık anlarında beton serilerine ait ısı iletim katsayıları bağıntı 3.9 ile hesaplanarak Şekil 4.32'de verilmiştir. Bu grafikte normal beton için BS EN 1992-1-2:2004'de tanımlanan minimum ve maksimum ısı iletim katsayısı denklemlerine göre çizilmiş eğrilerde gösterilmektedir. Agrega olarak aynı malzemeden üretilen tüm beton serilerinde 400°C'ye kadar ısı iletim katsayısı değerleri aynı çıkmıştır. Bu sıcaklıktan sonra ise küçük farklılıklarla yaklaşık aynı katsayı değerleri hesaplanmıştır. Bu hesaplar sonrası elde edilen eğri ve denklemi de yine bu grafikte gösterilmiştir.

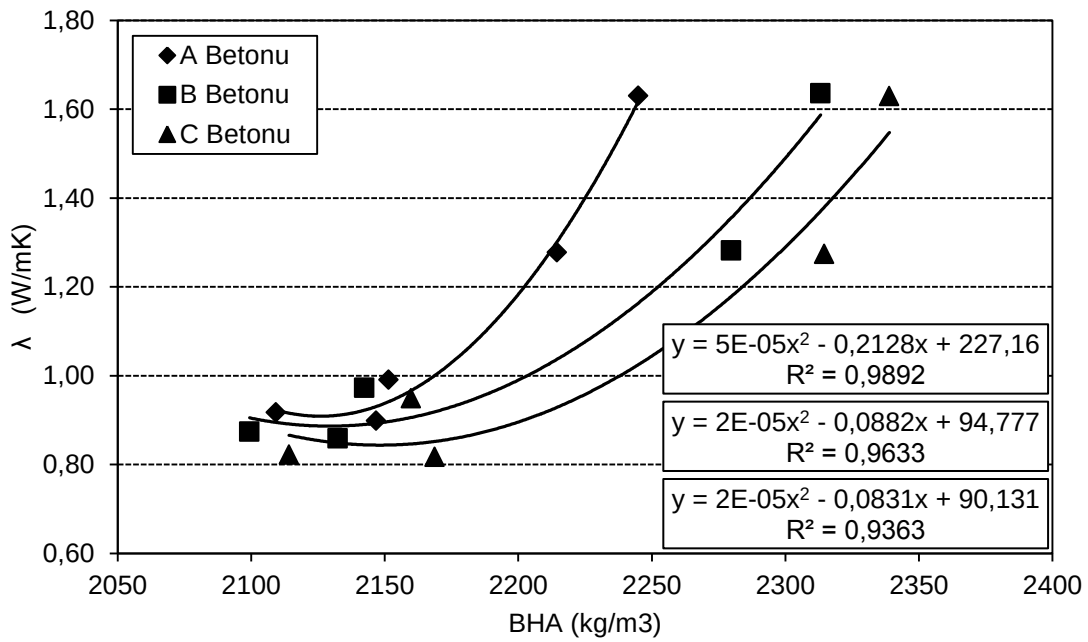


Şekil 4.32 Beton serilerinin sıcaklık-ısı iletim katsayısı grafiği

Şekil 4.32'deki grafikten görüldüğü üzere, kullanılan agreganın özelliğinden dolayı ısı iletim katsayısı BS EN 1992-1-2:2004'de tanımlanan minimum ve maksimum

eğrilerinin ortasında çıkmıştır. Grafikte betonlar 20 °C ile 400 °C aralığında mono kristal metallerde veya yarı iletkenler örneklerinde bilindiği gibi karakteristik olarak ısı iletkenlik azalma gözlenmiştir. 400 °C'den yüksek sıcaklıklarda ısı iletkenlik beklenmedik bir şekilde artmaya başlamıştır. Beton malzemenin bu davranışı bu sıcaklık aralığındaki yapısal değişimi ile açıklanabilir. Bu değişim kristalize suyun kaybı ve bazı bileşenlerin dehidrate olmasıdır (Toman and Cerny 2001). Yüksek sıcaklığa bağlı ısı iletkenlik değişimi ile ilgili bir diğer çalışmada da elde edilen grafikler bu çalışmadaki grafikte benzerlik göstermektedir (Shin et al 2002).

Betonların yoğunluğu ile ısı iletkenlik katsayısı arasındaki ilişki incelendiğinde (Şekil 4.33), iki özellik arasında oldukça yüksek belirlilik katsayısına sahip eğriler elde edilmiştir. Bu ilişkilere ait denklemler grafikte görülmektedir. Grafikte, A betonuna ait denklem en üstte, altında B betonu ve en altta da C betonuna ait denklemler görülmektedir.



Şekil 4.33 Beton serilerinde ısı iletim katsayısı ile BHA arasındaki ilişki

4.2.2. Çelik Üzerine Etkileri

Yüksek sıcaklığa maruz kalmış çelik donatıların mekanik özellikleri üzerindeki değişimlerin belirlenmesi tez çalışmasının bu bölümünde ele alınmıştır. Bu çalışma kapsamında, mekanik özellikleri belirlemede kullanılan eksenel çekme deneyleri yapılmıştır. Kontrol sıcaklığı olan 20 °C'den başlayarak 200, 400, 600, 800 ve 1000 °C'de bu deney tekrarlanarak S220a, S420a ve S500a çeliklerine ait 12, 16 ve 20 mm çaplarındaki çubukların akma dayanımı, çekme dayanımı, çekme/akma dayanım oranı ve kopma uzaması değerleri elde edilmiştir. Çekme deneyinin ardından kesit daralması belirlenmiştir. Çekme deneyine sonuçlarına göre çelik malzemelerin tokluğu, darbe çentik deneyi ile darbe tokluğu belirlenmiştir. Sonuçları Çizelge 4.13'de verilmiştir.

Fiziksel olarak sıcaklık sonrası oluşan oksit kalınlıkları ölçülmüş, mikro sertlik deneyleri yapılmış ve sıcaklığın mikro yapıya etkisi metalografik incelemelerle belirlenmiştir. Elde edilen bulgular alt başlıklar halinde aşağıda sunulmuştur.

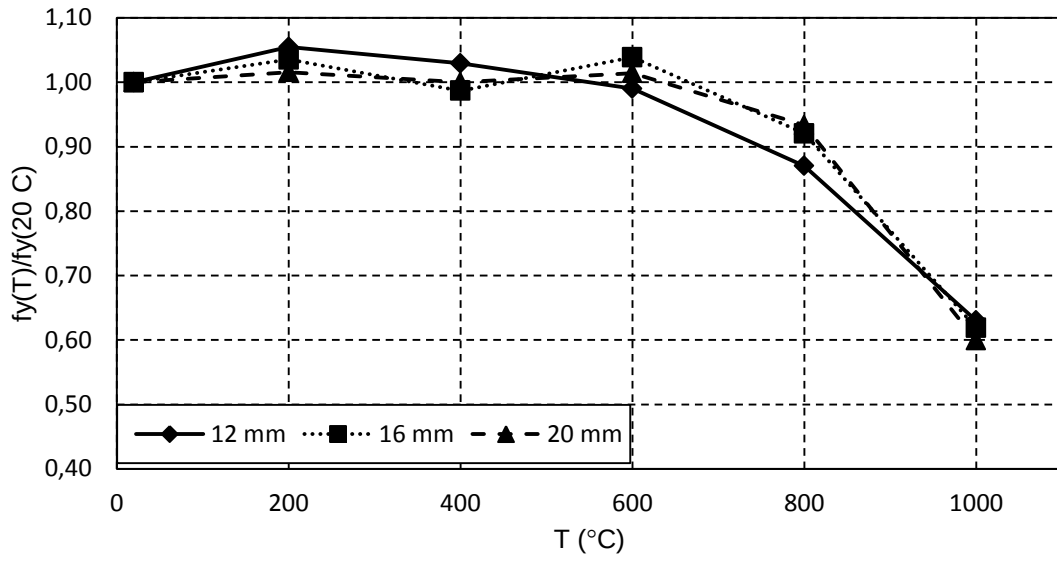
Çizelge 4.13 Çelik serilerinin sıcaklık değişimine bağlı fiziksel ve mekanik özellikleri

Sıcaklık C°	Çelik Serileri	fy (MPa)	fs (MPa)	fy/fs oranı	Agt (%)	Kd (%)	Ut (MPa)
20	S220a/12	354.3	491.3	1.4	29.5	69.8	123.4
	S220a/16	302.3	447.3	1.5	32.3	70.4	119.9
	S220a/20	301.0	465.7	1.6	32.4	66.8	123.1
	S420a/12	485.0	595.0	1.2	24.4	41.1	130.1
	S420a/16	449.0	702.0	1.6	18.4	27.4	104.3
	S420a/20	449.0	702.7	1.4	21.9	36.8	110.2
	S500a/12	595.0	709.3	1.2	19.0	48.1	122.1
	S500a/16	592.7	692.0	1.2	17.9	58.1	113.5
	S500a/20	590.7	707.7	1.2	18.3	45.6	116.6
200	S220a/12	373.7	493.7	1.3	30.6	69.6	131.6
	S220a/16	313.0	458.0	1.5	34.3	69.0	130.9
	S220a/20	305.7	463.0	1.5	32.8	68.5	125.1
	S420a/12	474.3	587.0	1.2	26.3	46.4	136.6
	S420a/16	445.7	700.3	1.6	21.4	24.8	120.8
	S420a/20	502.0	695.3	1.4	19.9	38.5	117.7
	S500a/12	590.3	699.0	1.2	18.4	43.2	116.6
	S500a/16	592.0	691.0	1.2	18.1	53.2	114.5
	S500a/20	592.0	707.7	1.2	18.4	38.9	117.6

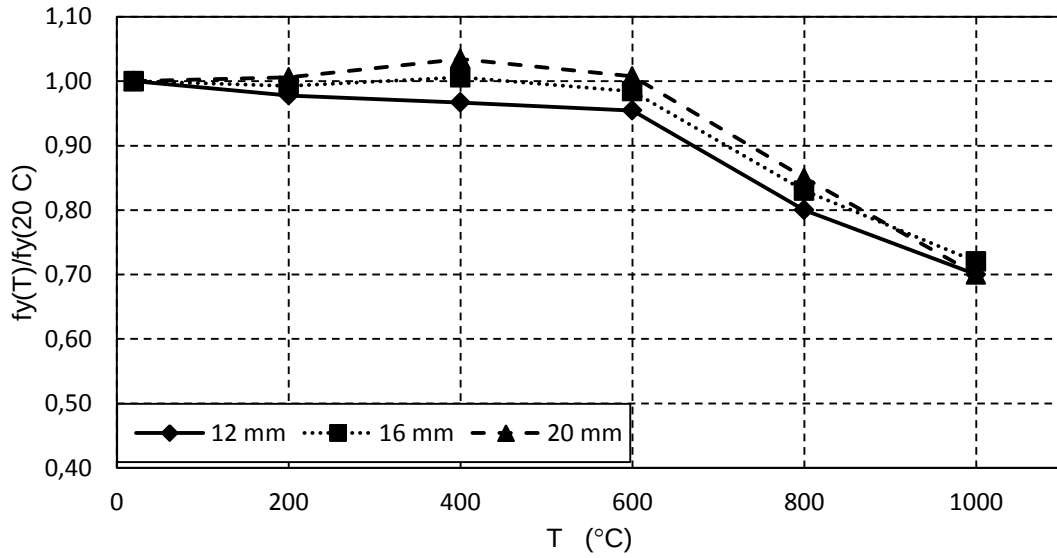
Sıcaklık C°	Çelik Serileri	f _y (MPa)	f _s (MPa)	f _y /f _s oranı	Agt (%)	Kd (%)	U _t (MPa)
400	S220a/12	364.7	492.3	1.4	31.6	69.0	134.4
	S220a/16	298.3	446.3	1.5	33.4	67.8	123.3
	S220a/20	301.0	460.7	1.5	33.6	66.9	126.9
	S420a/12	469.0	586.0	1.3	25.6	40.2	133.2
	S420a/16	451.7	701.3	1.6	19.3	24.5	109.2
	S420a/20	516.3	704.0	1.4	19.6	34.7	117.9
	S500a/12	592.0	708.3	1.2	20.1	39.4	128.4
	S500a/16	590.3	691.0	1.2	18.1	54.6	113.9
	S500a/20	593.3	707.0	1.2	17.8	44.6	113.6
600	S220a/12	320.7	466.0	1.5	35.5	70.8	138.5
	S220a/16	314.0	462.3	1.5	33.1	68.6	127.2
	S220a/20	305.3	461.0	1.5	31.9	69.1	121.3
	S420a/12	463.0	576.3	1.2	26.6	44.7	137.1
	S420a/16	442.0	678.7	1.5	19.3	29.6	106.3
	S420a/20	502.7	684.7	1.4	20.4	36.8	119.2
	S500a/12	558.3	653.3	1.2	19.9	50.1	119.1
	S500a/16	552.7	647.0	1.2	18.7	55.8	109.9
	S500a/20	558.3	662.7	1.2	19.6	43.2	117.9
800	S220a/12	269.0	423.0	1.6	37.6	68.5	128.9
	S220a/16	278.3	414.3	1.5	35.7	70.8	122.7
	S220a/20	281.0	429.7	1.5	33.9	66.9	119.3
	S420a/12	320.0	479.7	1.5	32.7	45.6	129.7
	S420a/16	401.0	638.0	1.6	22.15	27.5	113.6
	S420a/20	382.7	585.7	1.5	26.59	41.0	127.2
	S500a/12	322.7	496.3	1.5	33.3	43.6	135.2
	S500a/16	316.7	477.3	1.5	33.1	48.3	130.3
	S500a/20	321.3	494.0	1.5	31.7	36.1	128.1
1000	S220a/12	240.3	383.0	1.6	35.3	67.2	108.8
	S220a/16	187.0	319.5	1.2	24.4	64.6	105.1
	S220a/20	180.4	266.8	1.4	20.5	65.3	114.2
	S420a/12	253.3	432.3	1.7	35.2	49.9	119.7
	S420a/16	357.7	618.0	1.7	22.4	27.8	108.0
	S420a/20	332.0	556.3	1.7	25.5	36.6	111.7
	S500a/12	264.7	451.0	1.7	35.1	46.4	124.6
	S500a/16	267.0	447.3	1.7	33.7	45.7	119.5
	S500a/20	277.3	467.3	1.7	33.2	42.5	122.6

4.2.2.1. Akma Dayanımı

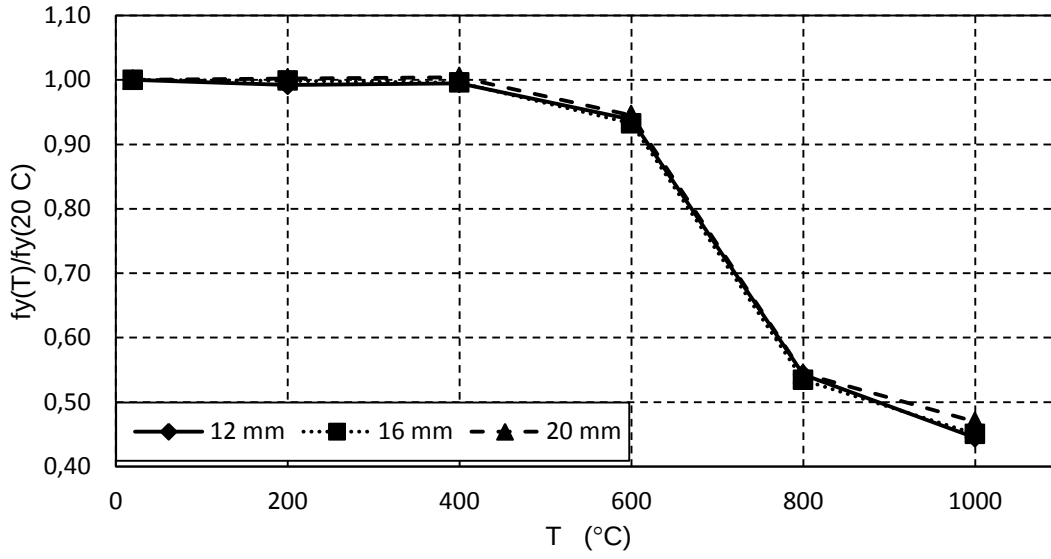
Çekme deneyi sonuçlarına bağlı olarak yüksek sıcaklığa maruz kalmış S220a, S420a ve S500a sınıflarında, 12 mm, 16 mm ve 20 mm çaplarında inşaat çeliklerinin akma dayanımlarının, yüksek sıcaklığa maruz kalmayan 20 °C kontrol numunelerin akma dayanımlarına oranları Şekil 4.34-36’da verilmiştir.



Şekil 4.34. S220a için farklı sıcaklık sonrası akma dayanım değişimleri



Şekil 4.35. S420a için farklı sıcaklık sonrası akma dayanım değişimleri



Şekil 4.36. S500a için farklı sıcaklık sonrası akma dayanım değişimleri

S220a sınıfı düz çeliklere bakıldığında 20 °C'lik normal duruma göre 200 °C'de tüm çaplarda akma dayanımında bir miktar artma olmaktadır. 600 °C'ye kadar bir azalma gözlenmezken bu sıcaklıktan sonraki aşırı düşüş 800 ve 1000 °C'de östenit bölgesine çıkıp geri soğuyan çelikte içyapının bozulmasından kaynaklanmaktadır. Aynı durum S420a ve S500a çelikleri içinde geçerli olup çaplar arasındaki farkın en az olduğu seri olarak S500a görülmektedir.

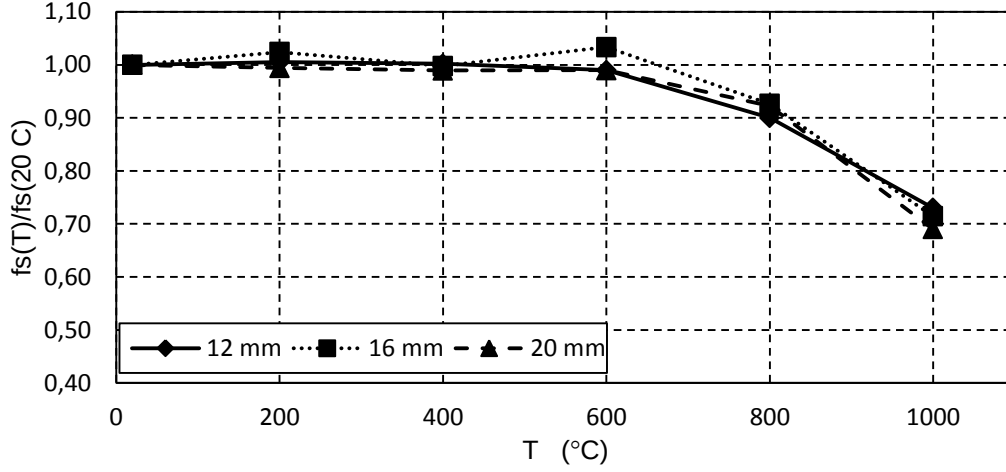
S220a sınıfı düz çelikte büyük değişimlerin gözlemlendiği 800°C' %10 ve 1000°C'de %40 oranında gerçekleşen akma dayanımı düşüşü Şekil 4.35'de verilen S420a sınıfı nervürlü çelikte sırasıyla %20 ve %30 oranında olmaktadır.

Diğer çelik sınıflarında 600°C'de düşüşler gözlenmezken, Şekil 4.36'da verilen S500a sınıfı nervürlü çeliğin tüm çaplarında %5 oranında düşüş meydana gelmiştir. Bu düşüş 800°C'de %46 ve 1000°C'de %53 mertebelerine kadar çıkmıştır. Buna göre akma dayanımı açısından sıcaklık en çok S500a sınıfı çelikleri etkilemiştir.

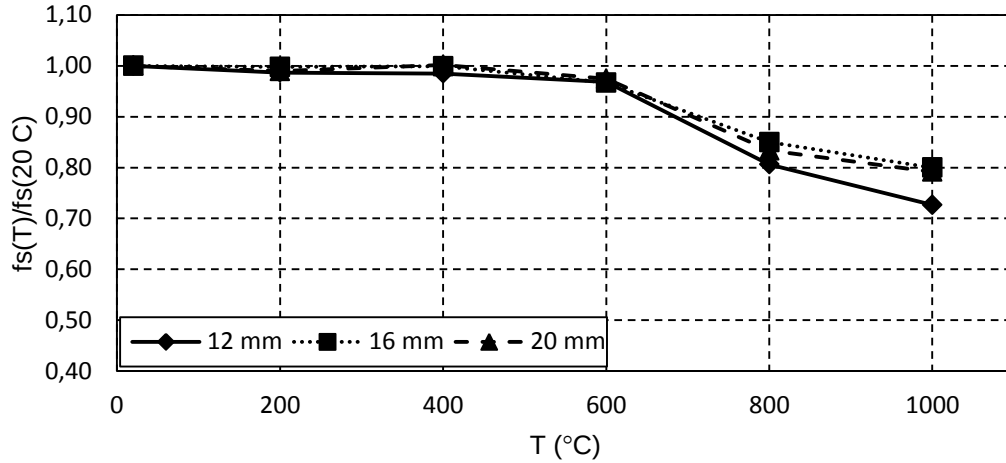
4.2.2.2. Çekme Dayanımı

Çekme deneyi sonuçlarına bağlı olarak yüksek sıcaklığa maruz kalmış S220a, S420a ve S500a sınıflarında, 12 mm, 16 mm ve 20 mm çaplarında inşaat çeliklerinin çekme

dayanımlarının, yüksek sıcaklığa maruz kalmayan 20 °C kontrol numunelerin çekme dayanımlarına oranları Şekil 4.37-39’ da verilmiştir.



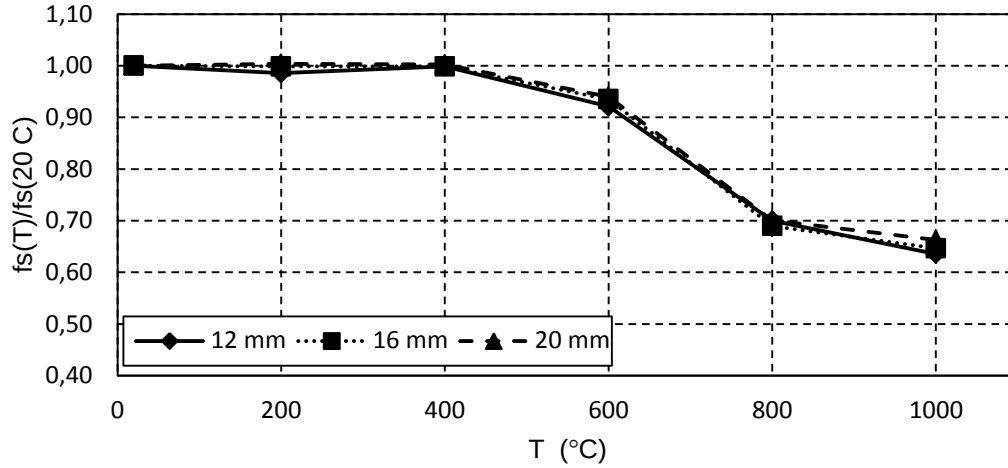
Şekil 4.37 S220a için farklı sıcaklık sonrası çekme dayanım değişimleri



Şekil 4.38 S420a için farklı sıcaklık sonrası çekme dayanım değişimleri

Akma dayanımında olduğu gibi çekme dayanımında da, S220a sınıfı düz çelikte 20 °C'lik normal duruma göre 600 °C'ye kadar bir azalma gözlenmezken 800 ve 1000 °C'de hızlı bir düşüş meydana gelmektedir. Bu durum östenit bölgesine çıkıp geri soğuyan çelikte içyapının bozulmasından kaynaklanmaktadır. S420a ve S500a çelikleri için sıcaklığa bağlı çekme dayanımı değerlerindeki değişim incelendiğinde 800 °C'de keskin bir düşüş yaşanırken 1000 °C'de bu düşüş daha az gerçekleşmiştir. Çaplara bağlı bir farklılık tüm çelik sınıflarında bariz bir şekilde ortaya çıkmamıştır.

Tüm çelik sınıflarında akma dayanımına kıyasla çekme dayanımlarındaki düşüşler daha az oranlarda gerçekleşmiştir. Bunun yanında akma dayanımında olduğu gibi çekme dayanımında da sıcaklık artışından en çok S500a sınıfı çelikler etkilenmiştir.

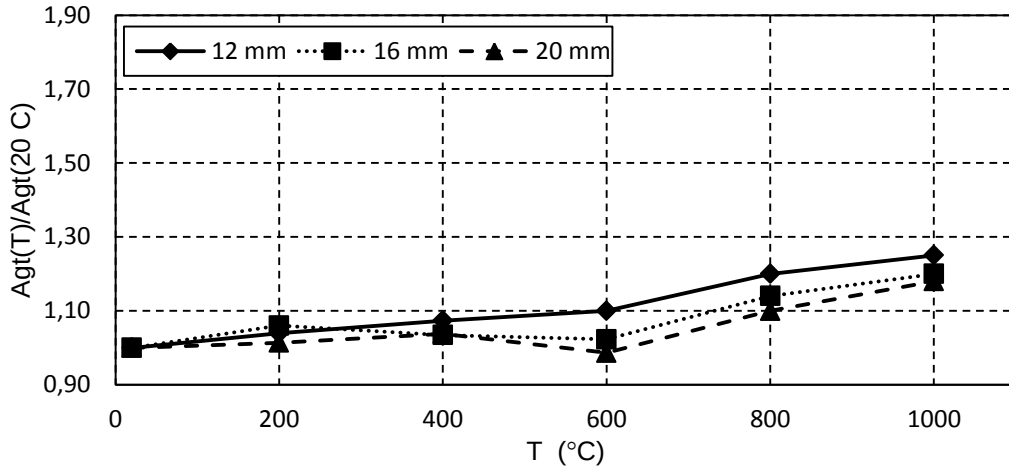


Şekil 4.39 S500a için farklı sıcaklık sonrası çekme dayanım değişimleri

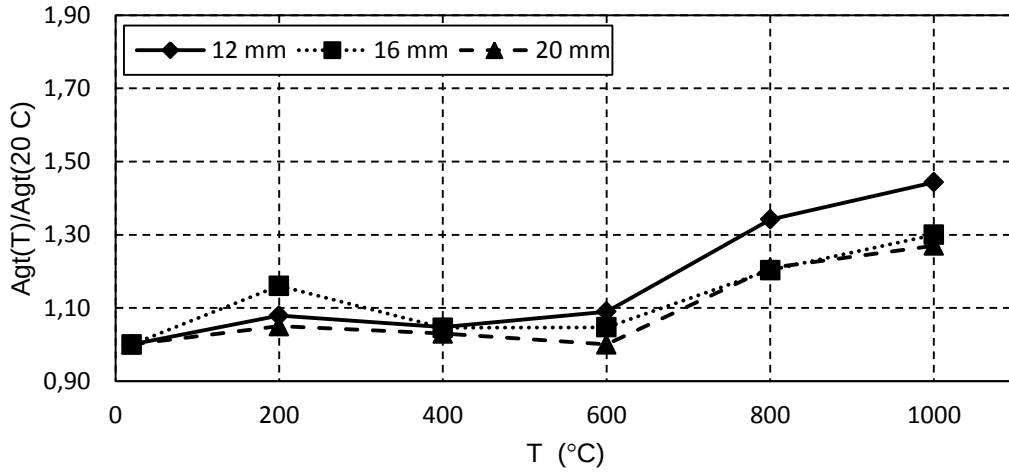
4.2.2.3. % Kopma Uzaması

Çekme deneyi sonuçlarına bağlı olarak yüksek sıcaklığa maruz kalmış S220a, S420a ve S500a sınıflarında, 12 mm, 16 mm ve 20 mm çaplarında inşaat çeliklerinin kopma uzamalarının, yüksek sıcaklığa maruz kalmayan 20°C kontrol numunelerin kopma uzamalarına oranları Şekil 4.40-42’de verilmiştir.

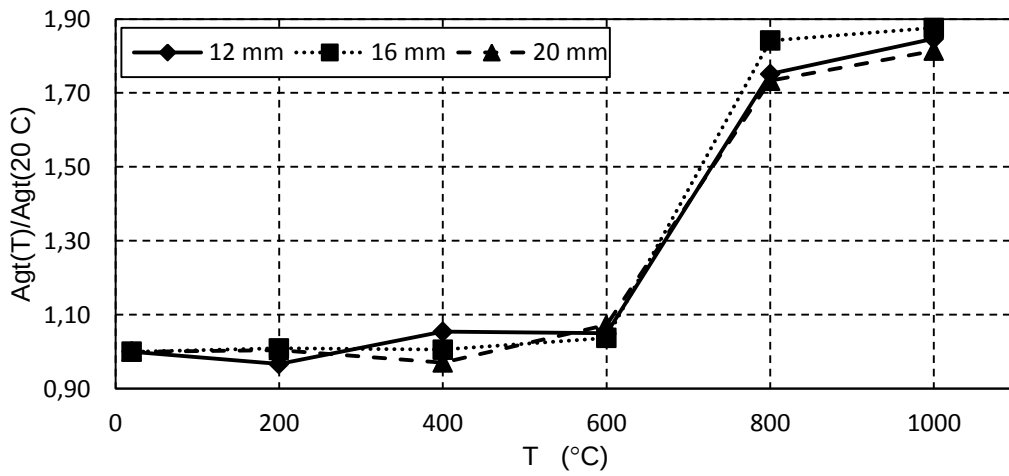
Çeliğin sünekliliği ile ilgili bir parametre olan kopma uzaması değerlerini incelediğimizde, S220a sınıfı düz çelikler de 20°C’lik normal duruma göre kopma uzamalarında 200 ve 600 °C arasında %5’lik bir artış gözlenmektedir. Bu artış 800 °C’de %15 ve 1000 °C’de %21 seviyelerine ulaşmıştır. Şekil 4.41’de verilen S420a sınıfı nervürlü çeliğin kopma uzaması değişikliğine bakıldığında 200 ve 600 °C arasında %5’lik bir artış gözlenmektedir. Bu artış 800 °C’de %25 ve 1000 °C’de %34 seviyelerine ulaşmıştır. Şekil 4.42’deki grafiğe göre S500a sınıfı nervürlü çelin kopma uzaması değişikliği 200 ve 600 °C arasında %2’lik bir artış göstermektedir. Oda sıcaklığına göre, bu artış 800 °C’de %78 ve 1000 °C’de %85 gibi çok yüksek seviyelere ulaşmıştır.



Şekil 4.40. S220a için farklı sıcaklık sonrası kopma uzaması değişimleri



Şekil 4.41. S420a için farklı sıcaklık sonrası kopma uzaması değişimleri



Şekil 4.42. S500a için farklı sıcaklık sonrası kopma uzaması değişimleri

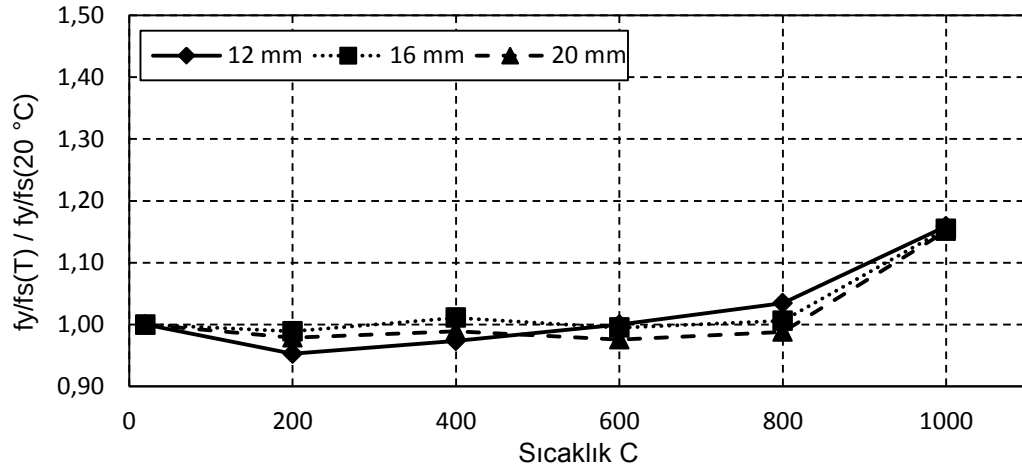
Bu artış oranlarına göre sıcaklığa bağlı olarak kopma uzaması en çok etkilenen çelik S500a sınıfı nervürlü çeliktir. En az etkilene ise S220a sınıfı düz inşaat çeliğidir.

4.2.2.4. Çekme/Akma Dayanımı Oranı

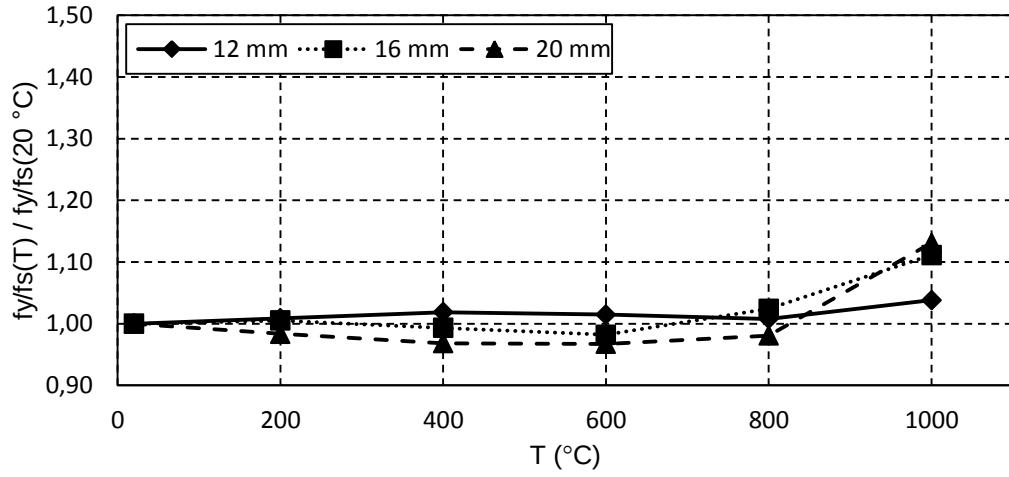
Çelik malzemeye ait en önemli iki parametre olan akma ve çekme dayanımı çekme deneyi sonucunda elde edilmiştir. Bu iki parametrenin yüksek sıcaklık etkisi altında değişiminin birbiriyle orantısını belirlemek amacıyla S220a, S420a ve S500a sınıflarında, 12 mm, 16 mm ve 20 mm çaplarında inşaat çeliklerinin çekme/akma dayanım oranlarının, yüksek sıcaklığa maruz kalmayan 20 °C kontrol numunelerin çekme/akma dayanım oranlarına oranları hesaplanmış ve Şekil 4.43-45’de verilmiştir.

Şekil 4.43’de verilen grafiğe göre, S220a sınıfı düz çelikler de 20°C’lik normal duruma göre f_y/f_s oranında 800°C’ye kadar $\pm\%1$ ’lik bir değişim gözlenmektedir. Bu değişim 1000°C’de %15 seviyesinde bir artış şeklinde olmaktadır. Şekil 4.44’de verilen S420a sınıfı nervürlü çeliğin f_y/f_s oranındaki değişikliğine bakıldığında bu çelik sınıfında da 800°C’ye kadar $\pm\%1$ ’lik bir değişim gözlenmektedir. 1000°C’de %15 seviyelerine ulaşmıştır. Şekil 4.45’deki grafiğe göre S500a sınıfı nervürlü çelin f_y/f_s oranındaki değişikliği 200 ve 600°C arasında neredeyse hiç değişiklik olmamıştır. Fakat oda sıcaklığındaki duruma göre yapılan bu kıyasta, 800°C’de %29 ve 1000°C’de %43 gibi diğer çelik sınıflarına göre çok yüksek seviyelerde bir artış olmuştur.

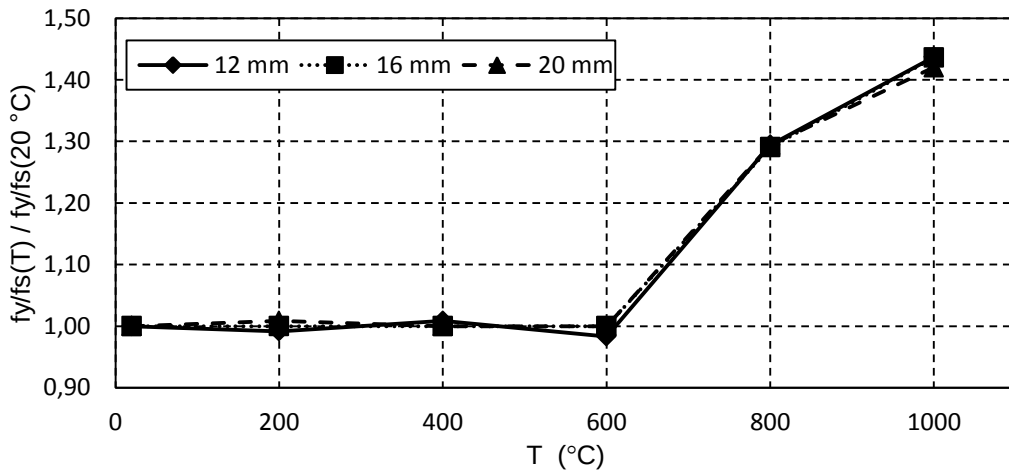
Bu değişim oranlarına göre sıcaklığa bağlı olarak f_y/f_s oranındaki en büyük sapma S500a sınıfı nervürlü çeliğe aittir. Diğer çelik sınıflarındaki değişim oranları tüm sıcaklıklarda birbirinin aynı olmuştur.



Şekil 4.43 S220a için farklı sıcaklık sonrası çekme/akma dayanım oranları değişimleri



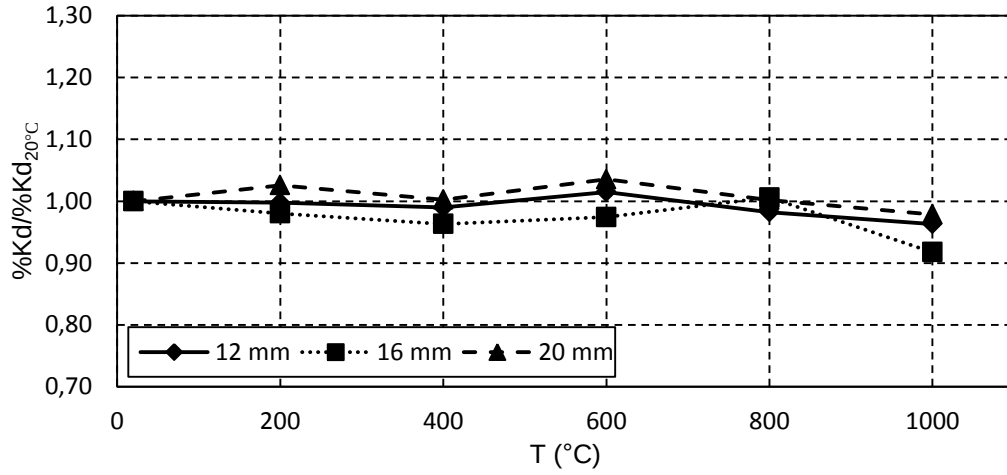
Şekil 4.44 S420a için farklı sıcaklık sonrası çekme/akma dayanım oranları değişimleri



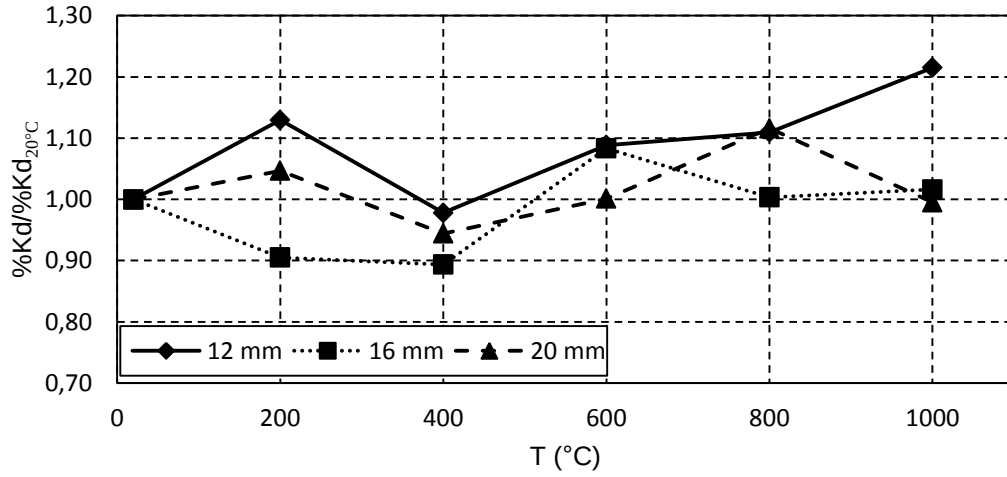
Şekil 4.45 S500a için farklı sıcaklık sonrası çekme/akma dayanım oranları değişimleri

4.2.2.5. % Kesit Daralması

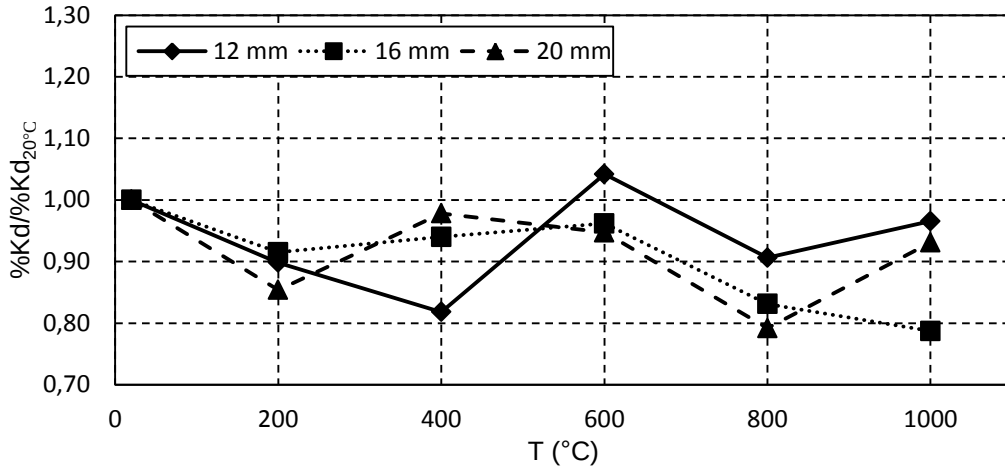
Yüksek sıcaklığa maruz kalmış S220a, S420a ve S500a sınıflarında, 12 mm, 16 mm ve 20 mm çaplarında inşaat çeliklerinin çekme deneyi öncesi ve sonrası kesit ölçümleri yapılmış alınarak aradaki değişim oranları Çizelge 4.16’da verilmiştir. Bu oranlar, normal sıcaklıktaki kontrol numuneleri ile orantılanarak Şekil 4.46-48’de verilmiştir.



Şekil 4.46 S220a için farklı sıcaklık sonrası % kesit daralması oranları değişimleri



Şekil 4.47 S420a için farklı sıcaklık sonrası % kesit daralması oranları değişimleri



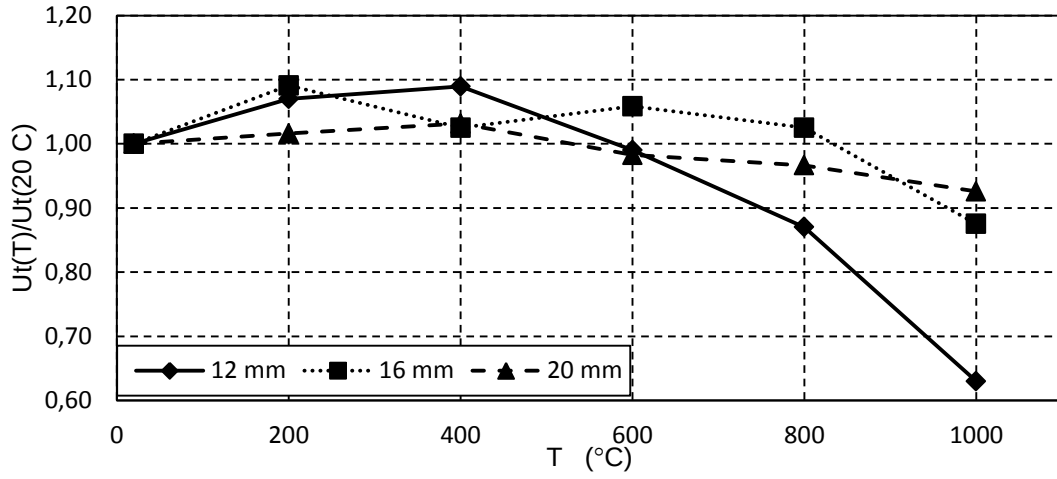
Şekil 4.48 S500a için farklı sıcaklık sonrası % kesit daralması oranları değişimleri

Oda sıcaklığındaki numunelerin yüksek sıcaklıklara maruz kalmış S220a düz çeliklerin kesit daralması incelendiğinde 800 °C'ye kadar %1'i aşan bir değişim olmamıştır. 1000°C'de %5'lik bir azalma meydana gelmiştir. Şekil 4.47'de gösterilen S420a nervürlü çeliğe ait kesit daralması değişimi incelendiğinde 600°C'ye kadar nervürden kaynaklanan yüzey şeklinden dolayı dalgalanmalar meydana gelmiştir. 800 ve 1000°C'de ise sıcaklığa bağlı kesit daralmasında %8'lik bir artış meydana gelmiştir. Şekil 4.48'de gösterilen S500a nervürlü çeliğe ait kesit daralması değişimine göre 200 ila 1000°C arasında %2 ila %16 çeşitli değerler gözlenmiştir. Bu değerlerin tamamı negatif yönlü yani oda sıcaklığına göre daha fazla kesit daralmaları meydana gelmiştir. Çaplar arası dalgalanmanın sebebi ise nervürlü yüzey şeklinden ötürüdür.

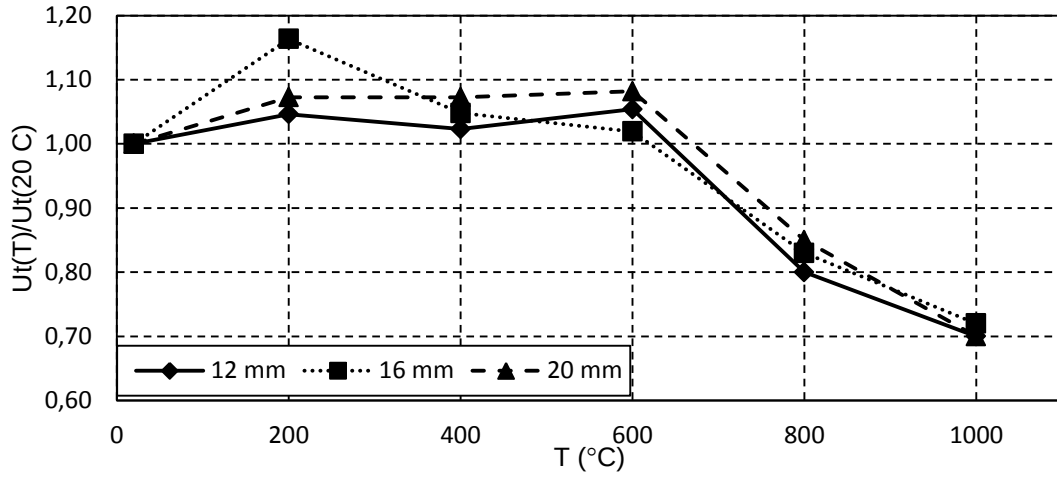
Bu sonuçlara göre yüksek sıcaklığa bağlı kesit daralmasından en çok etkilenen çelik sınıfı S500a olmuştur. % uzama gibi % kesit daralması da süneklik göstergesi olan bir parametredir ve S500a çeliğinin sıcaklığa bağlı sünekliliği artığının bir göstergesidir.

4.2.2.6. Tokluk

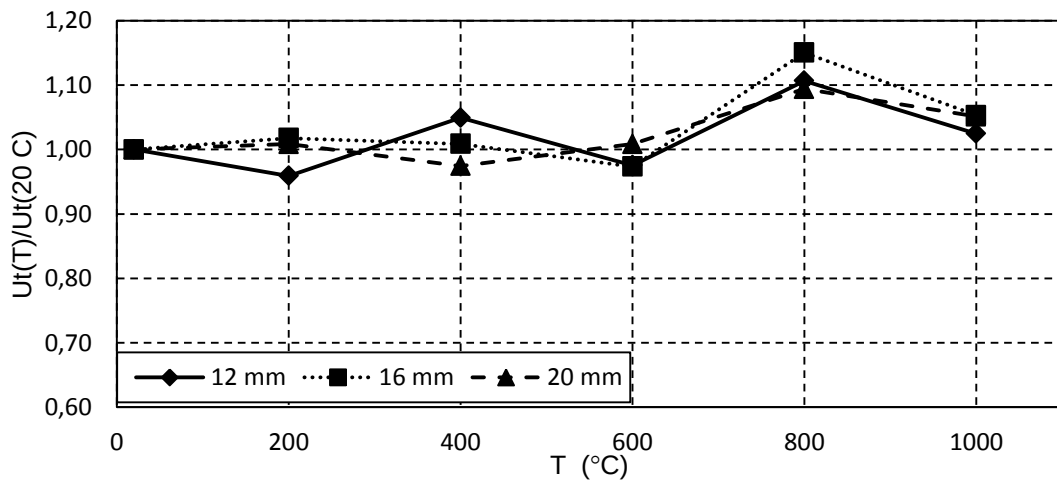
Tokluk, çekme deneyi ile elde edilen gerilme-şekil değiştirme grafiğinin altında kalan alan ile elde edilen malzeme kopana kadar yutulan enerjiyi ifade eden bir özelliktir. Yüksek sıcaklığa maruz kalan S220a, S420a ve S500a sınıflarında, 12 mm, 16 mm ve 20 mm çaplarında inşaat çeliklerinin tokluk değişimi, normal sıcaklıktaki (20 °C) kontrol numuneleri ile karşılaştırılması Şekil 4.49-51'de verilmiştir.



Şekil 4.49 S220a için farklı sıcaklık sonrası tokluk oranları değişimleri



Şekil 4.50 S420a için farklı sıcaklık sonrası tokluk oranları değişimleri



Şekil 4.51 S500a için farklı sıcaklık sonrası tokluk oranları değişimleri

Şekil 4.49’da görüldüğü üzere, S220a sınıfı düz inşaat çeliklerinde oda sıcaklığındaki sonuçlara oranla tokluk, 200 °C’de %6’lık bir artış gösterdikten sonra bu oran sıcaklık artıkça aşama aşama azalarak sırasıyla %5, %1, -%5 ve -%19 değerlerini almıştır. Şekil 4.50’de verilen S420a sınıfı nervürlü çeliğin sıcaklığa bağlı tokluk değerleri değişime baktığımızda 200°C’de %9’luk bir artış gösterdikten sonra bu oran sıcaklık artıkça aşama aşama azalarak sırasıyla 400 ve 600 °C’de %5, 800 °C’de -%17 ve 1000 °C’de ise -%29 değerlerini almıştır. Şekil 4.51’deki S500a sınıfı nervürlü çeliğin tokluk değerlerindeki değişime baktığımızda diğer çelik sınıflarından farklı bir davranış sergileyerek 600°C’ye kadar değerlerde bir değişiklik olmazken, 800°C’de %12 ve 1000°C’de %4’lük bir artış gözlenmiştir.

Bu sonuçlara göre, sıcaklığa bağlı olarak en çok tokluk düşüşü S420a sınıfı çeliklerde ve ardından S220a sınıfı çeliklerde görülürken; S500a sınıfı çeliklerin sıcaklığa bağlı tokluk değerlerinde artış meydana gelmiştir. Yüksek sıcaklık durumunda S500a çeliklerinin kopma dayanımına göre elastisite modülünün daha fazla düşmesi kopma uzamasını artırmıştır. Bunun sonucunda ise çekme dayanımı ile şekil değiştirmelerin orantılı değişime uğramaması, şekil değiştirmeleri daha fazla artması tokluğu artırmıştır.

4.2.2.7. Darbe Tokluğu

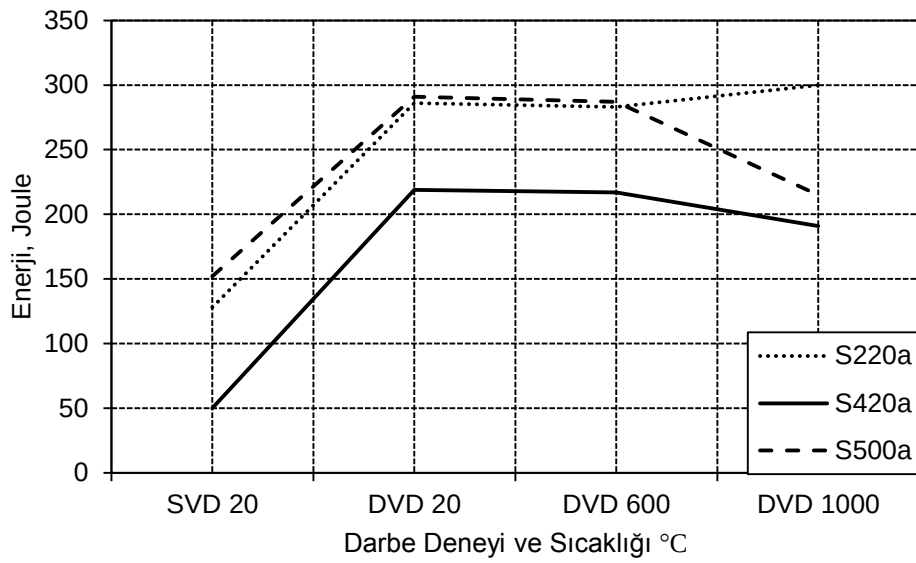
Tokluktan farklı olarak darbe sırasında yutulan enerjinin ifade edildiği darbe tokluğunu belirlemede V çentik deneyi kullanılır. Standart deney yönteminde (SVD) numune 10x10 mm kare kesitli hale getirilip inceltilmesi gerekir. Ancak çift fazlı tempcore S500a çeliğinin deney numunesi olarak hazırlanmasında dış kısmında bulunan martenzit tabakası kaldırılarak yumuşak çekirdek bölümüne darbe uygulanacaktır ve dolayısıyla sonuç gerçekçi olmayacaktır. Bu yüzden literatürde tempcore çelikleri için yüzey işlemi yapmadan direk çentik açarak darbe tokluğu ölçümü (DVD) geliştirilmiştir.

Çizelge 4.14’de her iki yöntem ile çelik sınıflarına yapılan darbe tokluk deneyi sonuçları görülmektedir. Eksenel çekme deneyi sonuçları normal sıcaklık ile 600 °C arasında belirgin bir farklılık oluşmaması DVD sonuçlarına da yansımıştır. 20 °C’de S220a ve S420a çeliğinin SVD ile DVD sonuçları arasında bir korelasyon kurulursa

standart deneyde ölçülen 152 Joule değerinin 133 ile 122 Joule arasında bir değer alması gerekmektedir (Şekil 4.52).

Çizelge 4.14. Çelik sınıflarının SVD ve DVD darbe tokluk değerleri (J)

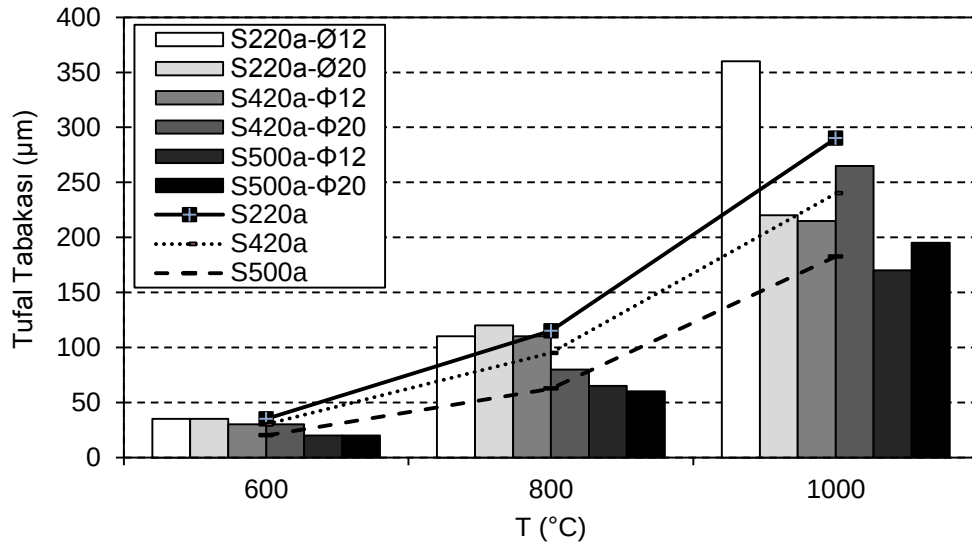
Çelik Sınıfı	SVD	DVD		
Sıcaklık °C	20	20	600	1000
S220a	128	286	283	300
S420a	50	219	217	191
S500a	152	291	287	215



Şekil 4.52 Deney tipi ve sıcaklık durumuna göre darbe tokluk enerjisi

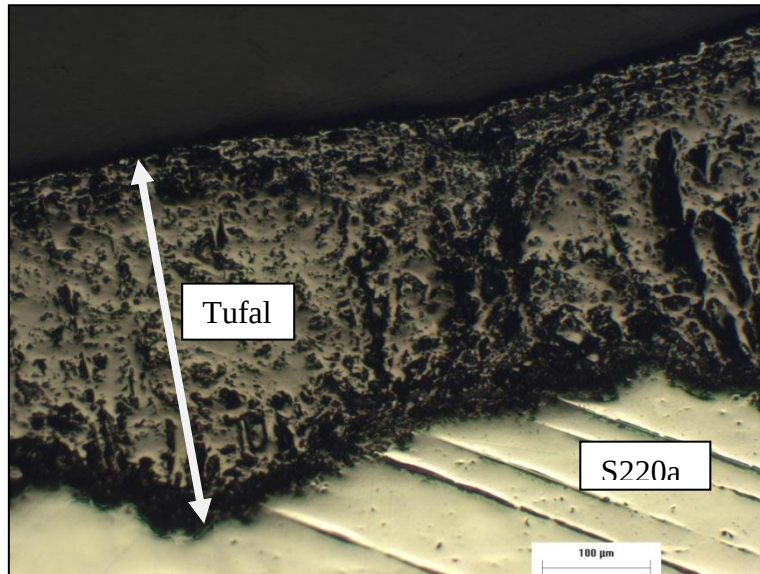
4.2.2.8. Tufal Kalınlığı

Yüksek sıcaklığa maruz kalmış çelikler üzerinde yapılan mikro incelemeler sonucunda Şekil 4.53'deki oksidasyon (tufal) tabakası kalınlığı ölçümleri gerçekleştirilmiştir.

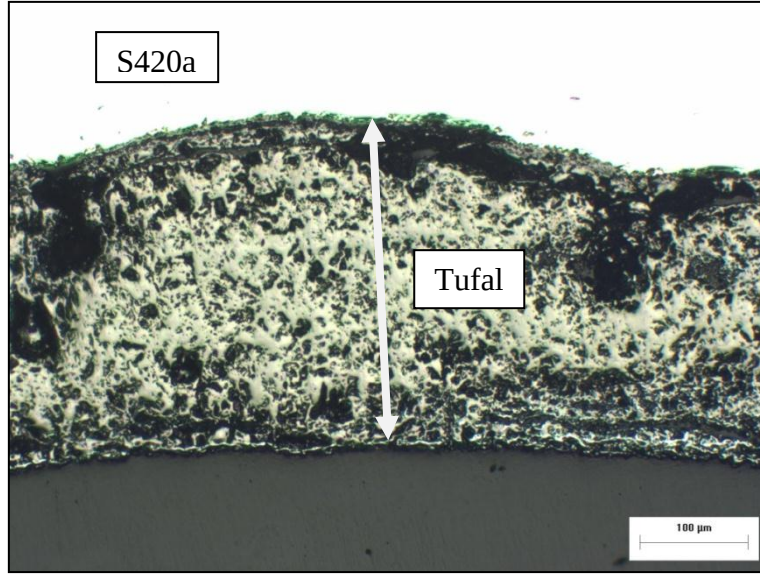


Şekil 4.53. Sıcaklık, çelik sınıfı ve çubuk çapına göre tufal kalınlığı

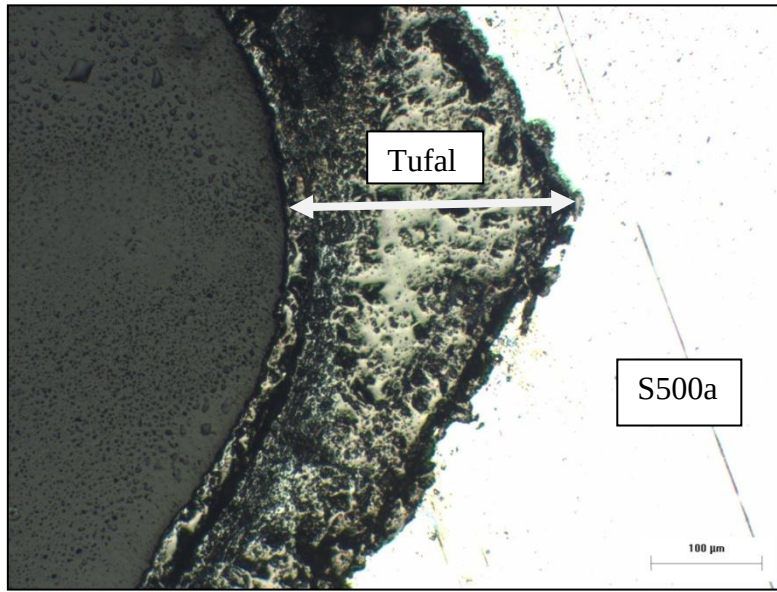
Grafik incelendiğinde çaptan bağımsız olarak sıcaklık arttıkça oksidasyon kalınlığı artış göstermiştir. Çelik sınıfları arasında her sıcaklıkta en fazla kalınlık S220a sınıfı çeliklerde oluşmuştur. Ardından S420a ve en az tufal kalınlığı S500a sınıfı çelikte oluşmuştur. Resim 4.6-8’de 1000 C°’ye maruz kalmış 12 mm’lik çelik çubukların oksidasyon kalınlıkları gösterilmektedir.



Resim 4.6 S220a sınıfı Ø12 1000 °C tufal katmanı



Resim 4.7 S420a sınıfı $\Phi 12$ 1000 °C tufal katmanı



Resim 4.8 S500a $\Phi 12$ 1000 °C tufal katmanı

Şekiller incelendiğinde oksit kabukları çelik üzerinde temel olarak 3 farklı formda bulunduğu görülebilmektedir. Bunlar hematit, manyetit ve wüstit olup katmanlı bir yapı sergilerler. En dışta ince bir hat halinde bulunan katman Hematit (Fe_2O_3) katmanıdır. Bu katmanın hemen ardından orta kısımda manyetit (Fe_3O_4) yer almaktadır. En iç bölgede ise en geniş yeri kaplayan wüstit (FeO) tabakası bulunmaktadır. Bunlar teorik olarak sırasıyla 1:4:95 oranında bulunurlar.

4.2.2.9. Sertlik

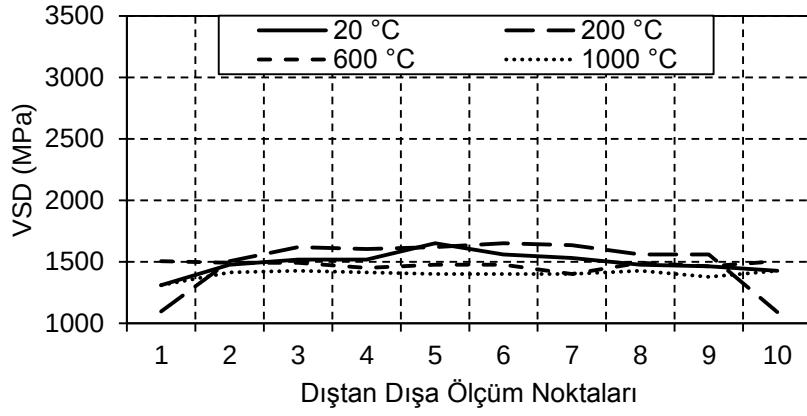
Vickers sertlik ölçüm yöntemi kullanılarak en büyük çap olan 20 mm için 2 mm arayla 10 adet ölçüm yapılmıştır. Sıcaklığa bağlı olarak çubuk çapı boyunca oluşan sertlik değişimleri çelik sınıfına göre Şekil 4.54-56'da verilmiştir.

Çelik sınıfları arasında en düşük sertlik değeri S220a sınıfı düz çubuklara aittir. S220a'ya göre S420a %49 ve S500a %57 oranında daha serttir. Bu sertlik oranları 1000 °C sonrası S220a çelik sınıfına göre, S420a %39 ve S500a sınıfı çelikler için %12 oranlarına gerilemiştir.

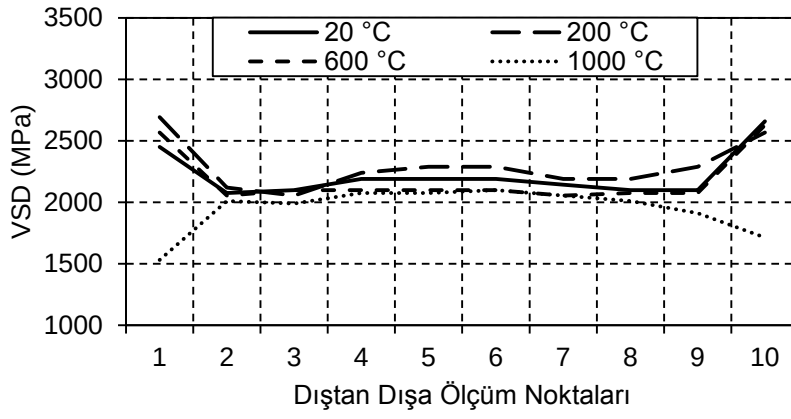
Şekil 4.54'de S220a sınıfı için ölçülen sertlik değerlerine bakıldığında 20 °C ve üstü sıcaklıklarda çubuğun sertlik değerinde küçük değişimler olmuştur. Ayrıca, düşük sıcaklıklarda kenara yakın bölgelerde daha düşük sertlik değerleri vermiştir.

Şekil 4.55'de S420a sınıfı çeliklerin sıcaklık durumuna göre sertlik değeri değişimleri görülmektedir. 20 °C ve üstü sıcaklıklarda çubuğun kenara yakın bölgeleri daha sertken merkezi daha yumuşaktır. 1000 °C ise kenar bölgelerin sertliğinde ciddi azalmalar meydana gelirken çekirdek bölgesinde ortalama sertliğin altına düşmemiştir. Oda sıcaklığındaki sertliğe oranla 200 °C'de %3'lük bir artış oluşurken 600°C'de %1 ve 1000°C'de %12'lik düşüş olmuştur.

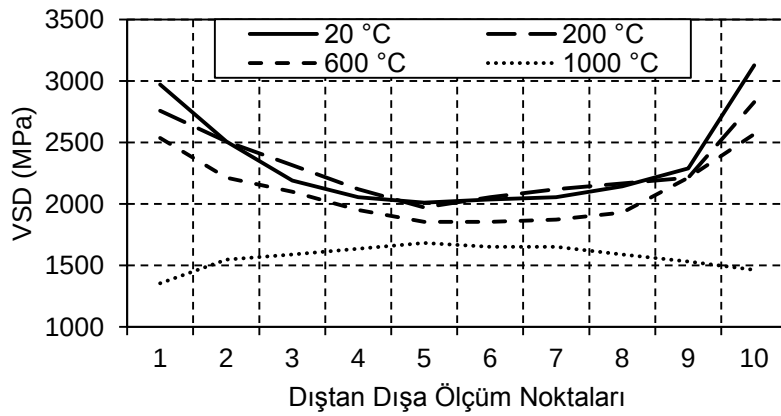
Şekil 4.56'da S500a sınıfı çeliklerin sıcaklık durumuna göre sertlik değeri değişimleri görülmektedir. Grafiğe bakıldığında çubuk kenar bölge oldukça sert, çekirdek bölge yumuşak olduğundan eğriler tam bir çanak şekli oluşturmuştur. Sıcaklık arttıkça kenar bölgede sertliği gittikçe düşmüş çekirdek bölgede genelde aynı seviyelerde kalmıştır. 1000°C'ye gelindiğinde ise dıştaki sert martenzit kısım tamamen dönüşüme uğraşım ve başlangıç durumuna göre oldukça düşük sertlik değerleri ve ters çanak şekli gözlenmiştir. Oda sıcaklığına oranla tüm sıcaklıklarda sertlik değerlerinde sürekli düşüş meydana gelmiştir. Düşüş oranları 200°C'de %1, 600°C'de %10 ve 1000°C %33 tür.



Şekil 4.54 S220a sınıfı çelik için sertlik değerleri



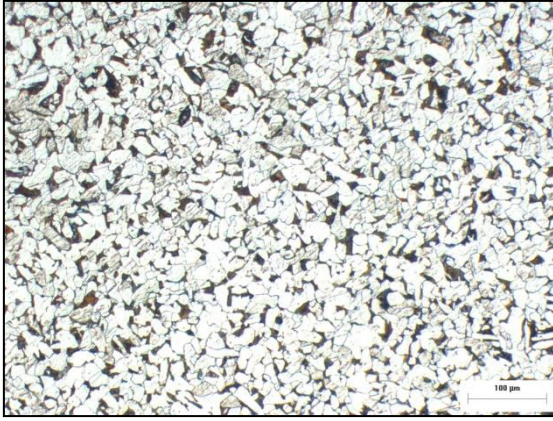
Şekil 4.55 S420a sınıfı çelik için sertlik değerleri



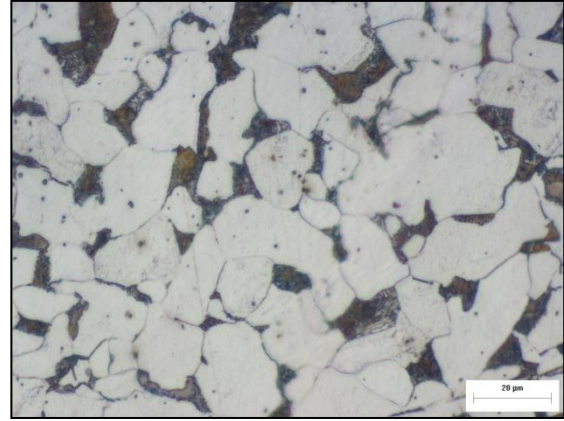
Şekil 4.56 S500a Sınıfı çelik için sertlik değerleri

4.2.2.10. Mikro Yapı

200, 600 ve 1000 °C sıcaklıklara maruz bırakılmış çelik çubuk numuneler, fırın içerisinde doğal soğumaya bırakılmalarının ardından yapılan metalografik incelemeler yüksek sıcaklığın içyapılar değişimine etkisi mekanik değişimlere ışık tutacak türden sonuçlar vermiştir. Resim 4.9’da gösterilmiş S220a olarak adlandırılan minimum akma dayanımı 220 MPa olan yumuşak ve düz çeliğin karbon miktarı % 0.16 dır. Mikro yapısı ferrit+perlit olan malzemede, ferritler daha geniş bir alan kaplarken, perlitler tane sınırlarında oluşmuşlardır.

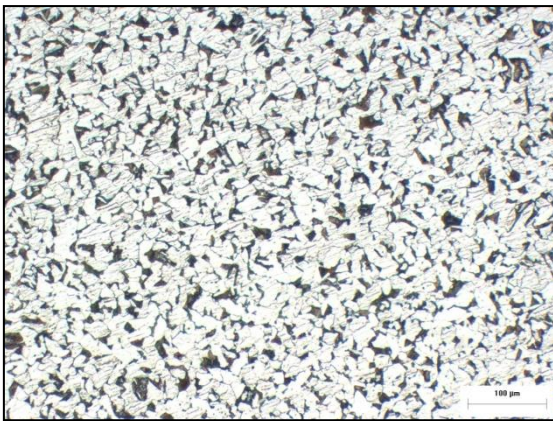


a) x100

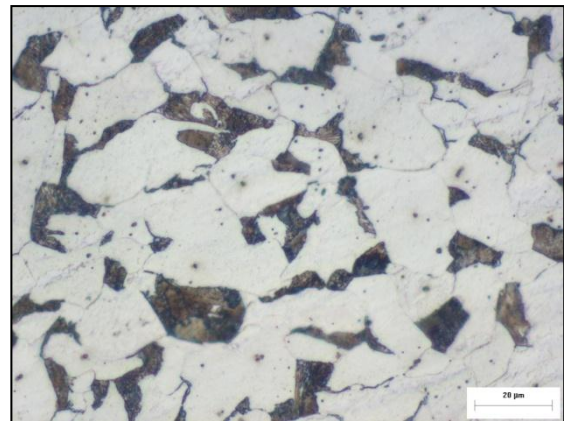


b) x500

Resim 4.9. Oda sıcaklığında S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı

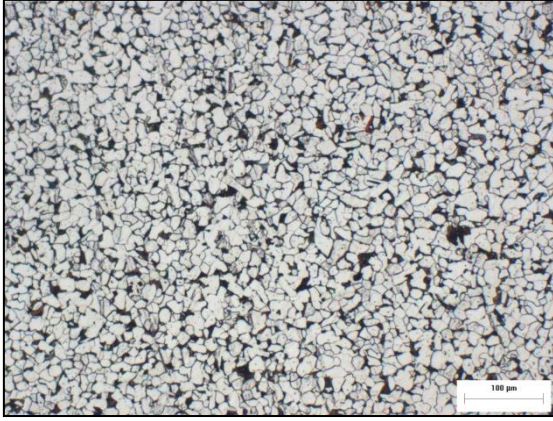


a) x100

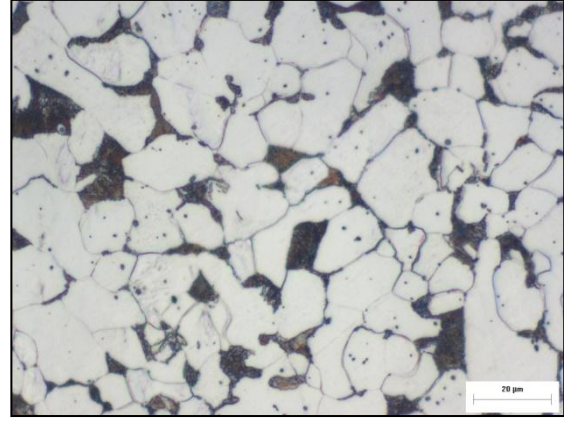


b) x500

Resim 4.10 200°C sıcaklıkta S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı



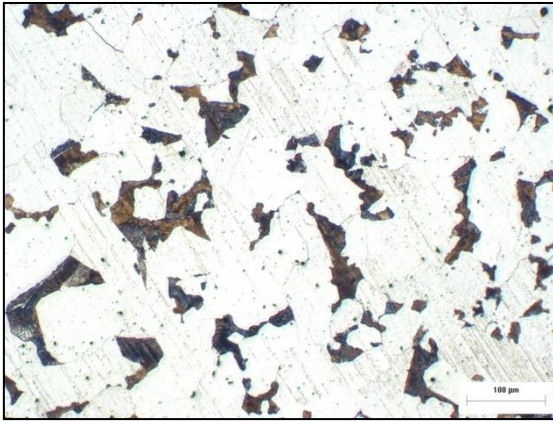
a) x100



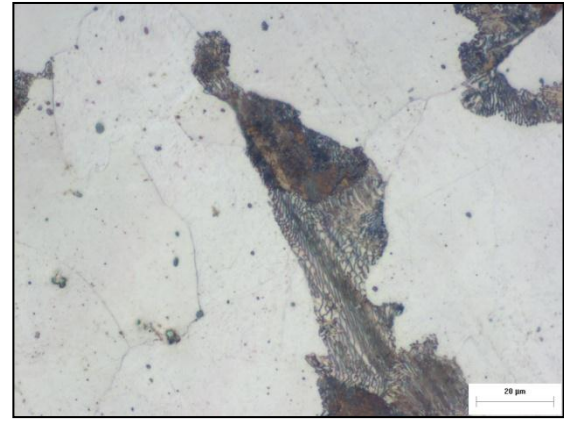
b) x500

Resim 4.11 600°C sıcaklıkta S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı

Resim 4.10 - 4.12 incelendiğinde 200°C içyapıda çok büyük bir farklılık gözlenmezken 600 °C’de tane sınırlarında perlit oranında artış gözlenmekte 1000 °C’de ise ferrit ve perlit birbirinden bariz şekilde ayrılmış ve kaba perlitik yapılar oluşmuştur.



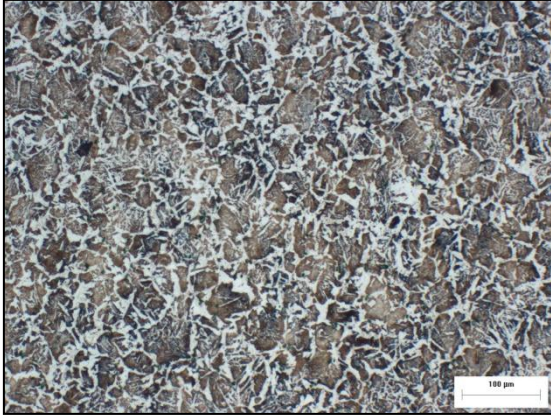
a) x100



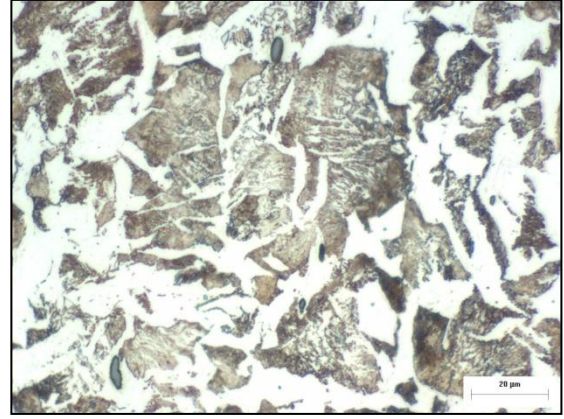
b) x500

Resim 4.12 1000°C sıcaklıkta S220a sınıfı çeliğin mikro yapısı

S420a sınıfı nervürlü çelik S220a ‘ya göre daha yüksek dayanıma sahip ve yüzey şekli farklı olan bir çeliktir. Bu yüksek dayanım ve sertlik % 0.27 oranındaki karbon miktarıyla gerçekleşmektedir. Bu orta karbonlu çeliğin içyapısı Resim 4.13’de görüldüğü gibi Perlit+ferrit şeklindedir. Burada perlitik yapı geniş bir alanı kapsarken ferritler tane sınırlarında görülmektedir.

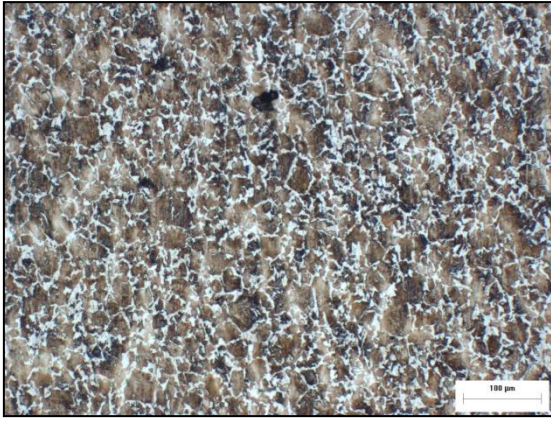


a) x100

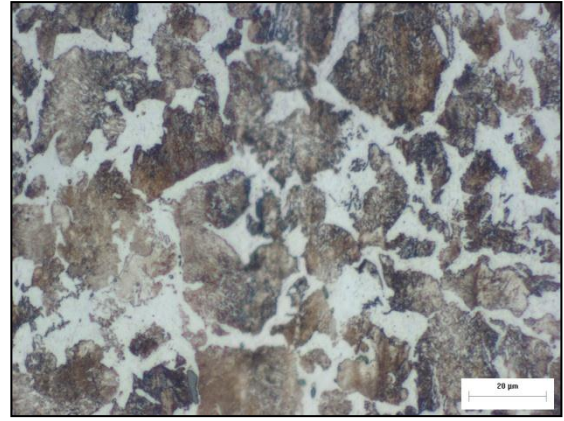


b) x500

Resim 4.13 Oda sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı

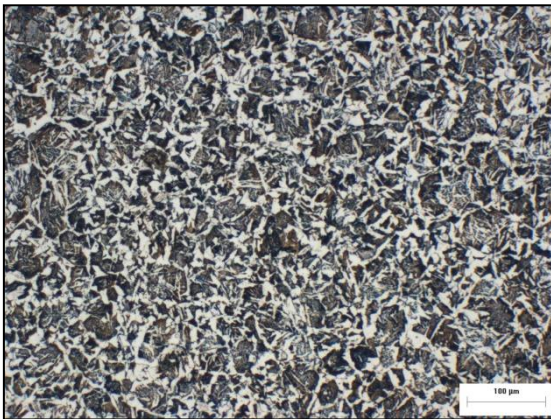


a) x100

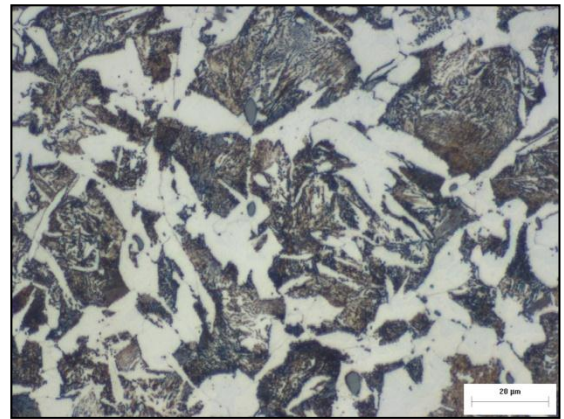


b) x500

Resim 4.14 200°C sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı

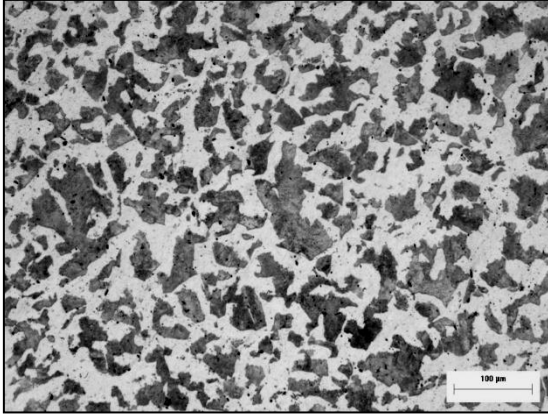


a) x100

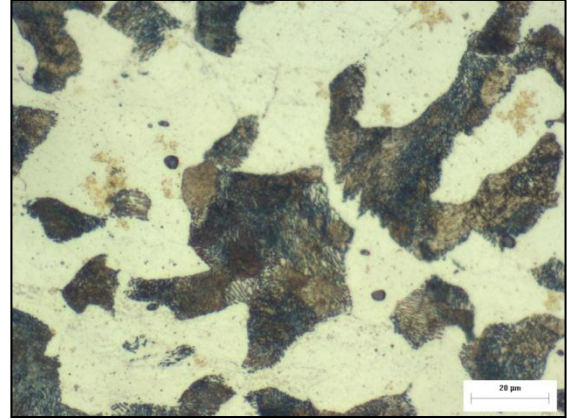


b) x500

Resim 4.15 600°C sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı



a) x100

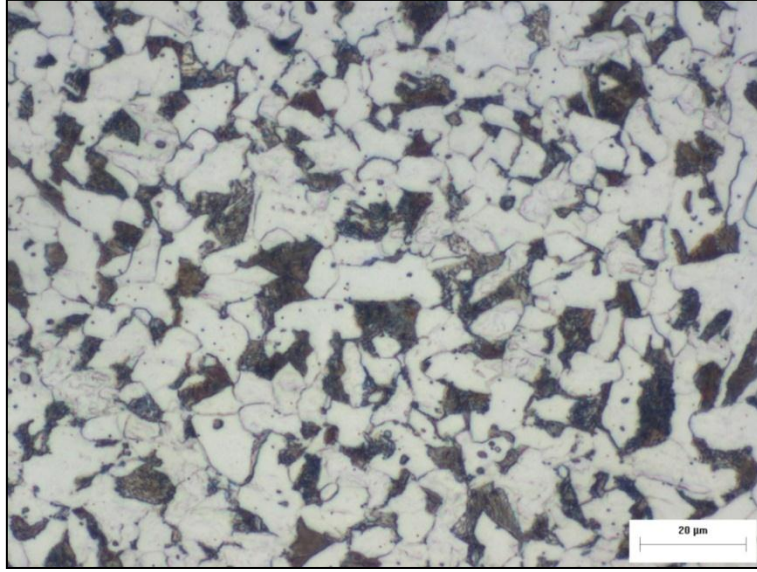


b) x500

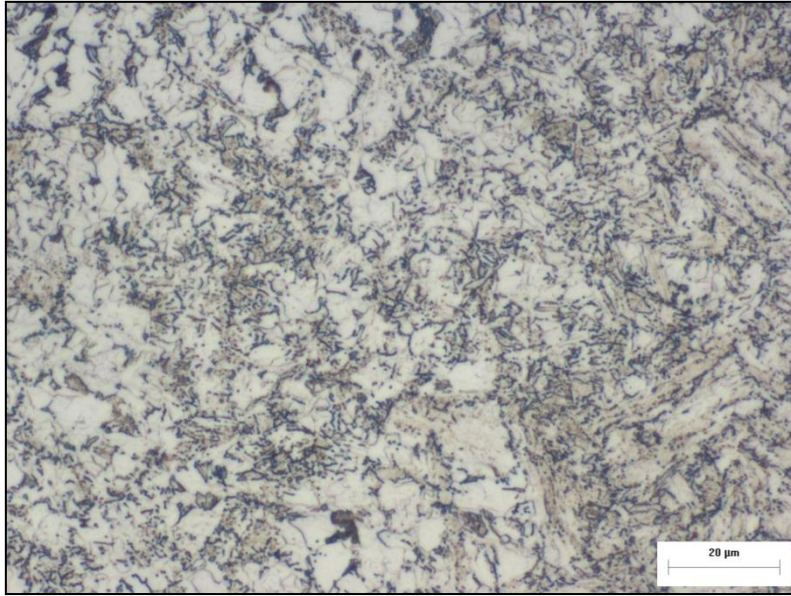
Resim 4.16 1000°C sıcaklıkta S420a sınıfı çeliğin mikro yapısı

Resim 4.14-4.16’da görüldüğü üzere yapıda ısı arttıkça ferritler ve perlitler bir araya toplanmış ferritler başlangıca göre daha geniş alanlar kaplamış ve kaba perlit yapılar oluşumu gözlenmektedir.

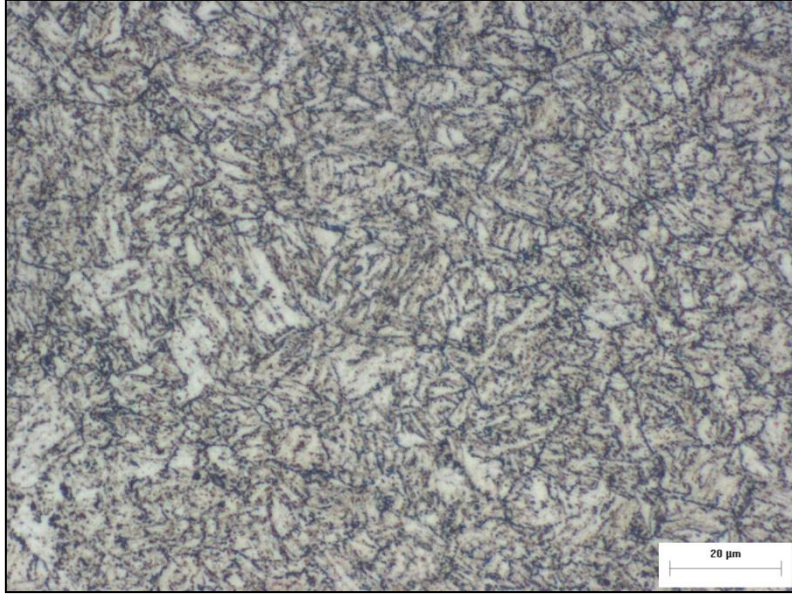
Son yıllarda S420a çeliklerinin üretiminde % 0.25’den daha düşük karbon oranlı demir-karbon alaşımları da kullanılmaktadır. Burada süneklilik arttırılırken, yapılan ısı işlemler sonucunda çeliğin yüzeyinde belirli kalınlıkta daha sert ve dayanımı yüksek temperlenmiş martenzit mikro yapısının oluşturulması esasına dayanmaktadır. S500a olarak adlandırılan ve ticari ismi tempcore olan bu çeliğin oda sıcaklığındaki içyapısı Resim 4.17-4.19’da verilmektedir. İlk resimde “core” olarak adlandırılan çubuğun merkezi görülmektedir. Yapı olarak perlit oranı biraz daha fazla olmakla birlikte S220a çeliğe benzemektedir. Merkezden dışarı doğru yaklaştıkça bu içyapı Resim 4.18’de görüldüğü gibi ferriti+martenzit yapısına dönüşmektedir. Çubuğun dış kısmı ise Resim 4.20’de görüldüğü gibi martenzit bir yapıya sahiptir.



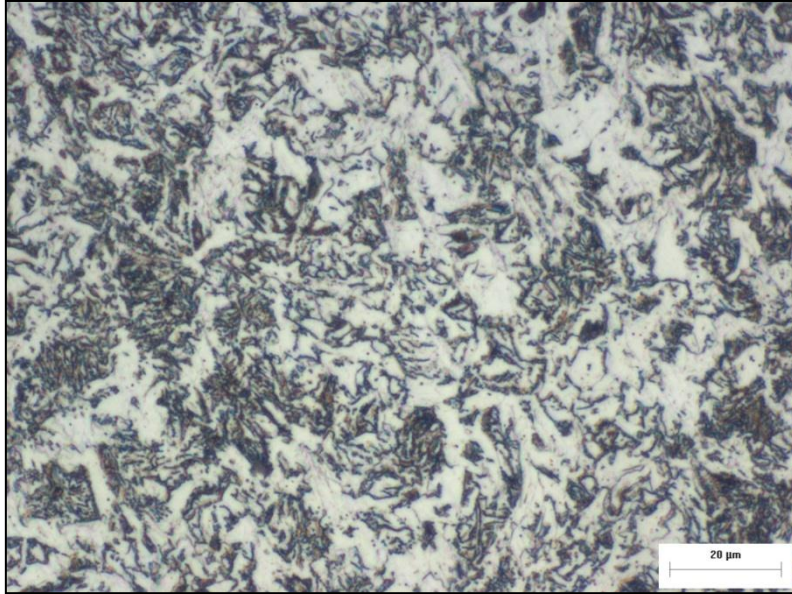
Resim 4.17 Oda sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin merkezi x500 büyütme



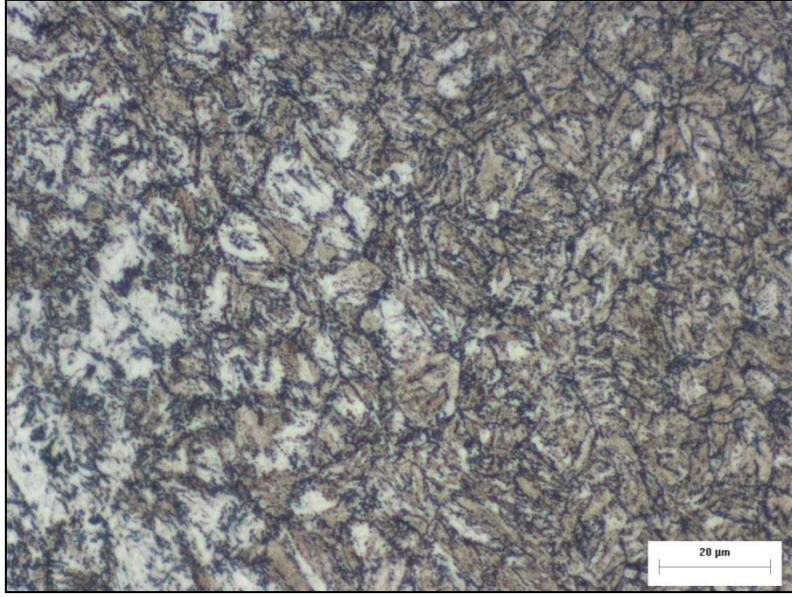
Resim 4.18 Oda sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin geçiş sınırı x500 büyütme



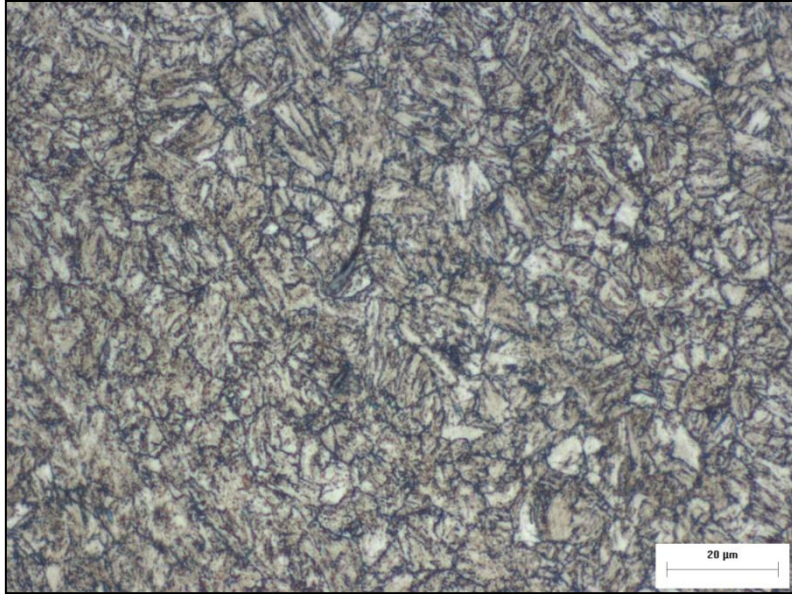
Resim 4.19 Oda sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin dış kısmı x500 büyütme



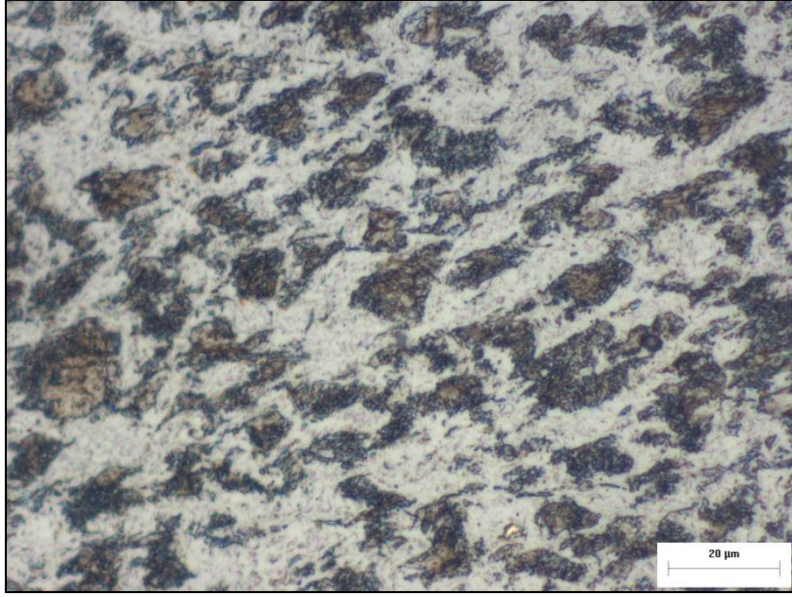
Resim 4.20 200 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin merkezi x500 büyütme



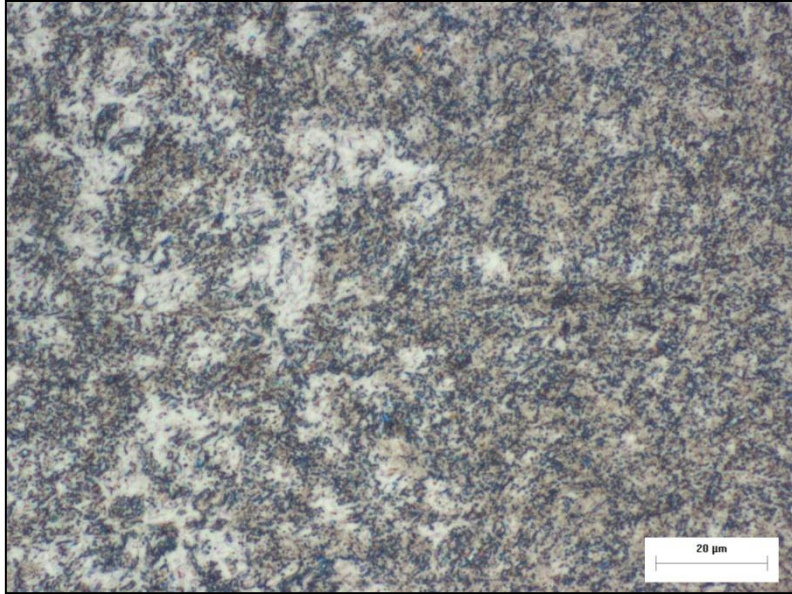
Resim 4.21 200 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin geçiş sınırı x500 büyütme



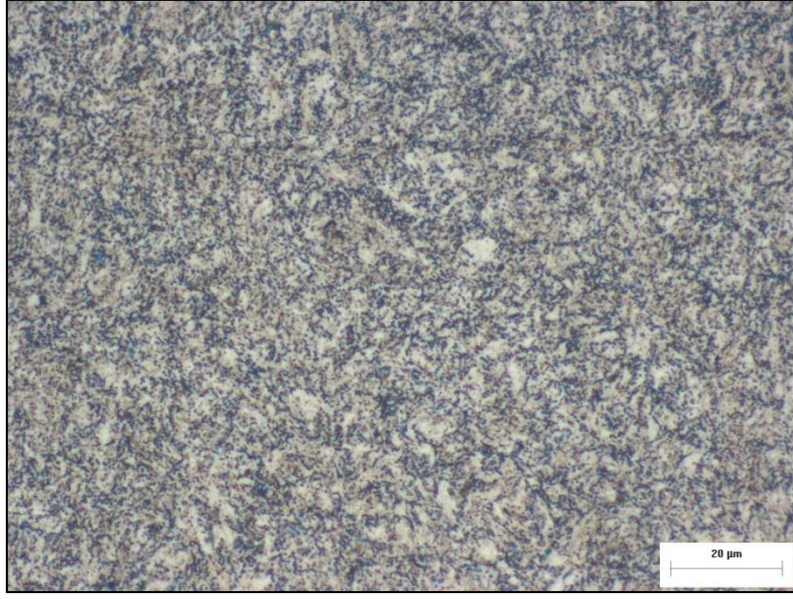
Resim 4.22 200 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin dış kısmı x500 büyütme



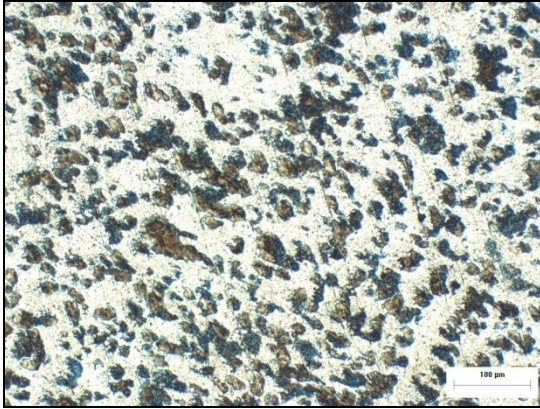
Resim 4.23 600 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin merkezi x500 büyütme



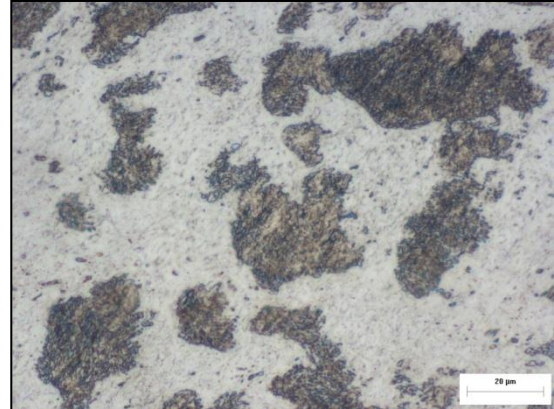
Resim 4.24 600 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin geçiş sınırı x500 büyütme



Resim 4.25 600 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin dış kısmı x500 büyütme



a) x100



b) x500

Resim 4.26. 1000 °C sıcaklığında S500a sınıfı çeliğin her yeri

Yüksek sıcaklığa maruz kalan S500a sınıfı çeliklerde Resim 4.20-4.26’da görüldüğü gibi, ısı artışıyla dış kısımdaki temperlenmiş martenzit iğnemi yapısını bozmuş ve topaklaşma oluşumuyla martenzitin yapısı değişmiştir. Çubuk merkezinde ise perlit ve ferrit arasındaki tane sınırları belirsizleşmiş ve ferrit içinde perlit yapı küçük taneler halinde toplanmıştır. 1000 °C’yi görüp geri soğuyan S500a sınıfı çelikte, temperlenmiş martenzit yapı ortadan kalkmış tüm içyapı S220a’ya benzer şekilde ferrit+perlit yapıya dönüşmüştür.

4.2.3. Yüksek Sıcaklık Durumunda Aderans Dayanımı

Bu deneyde numune olarak 150 mm çapında 300 mm yüksekliğinde beton silindirlerin merkezinden 250 mm gömülmüş çubuklar ile üretilmiş betonarme numuneler kullanılmıştır. Bu numuneler yüksek sıcaklığa maruz kalacakları sırada çelik çubuğun beton dışında kalan kısmı daha çok etkileneceğinden, bu bölgenin yalıtılması amacıyla 50 mm kalınlığında 128 kg/m³ yoğunluğa sahip ve 1300 °C'ye kadar kullanılabilen refrakter battaniyeler kullanılmıştır. Bu battaniye çubuğun etrafına sarılmış ve üzeri alçı ile kaplandıktan sonra çelik çubukların yalıtımında bir şapka gibi kullanılmıştır.

Çizelge 4.15'de deney serisi içerisinde en düşük dayanıma sahip A beton sınıfında üretilmiş betonarme numunelerin aderans dayanımı verilmiştir. Bu çizelgede oda sıcaklığı dahil toplam 6 sıcaklık durumu için aderans dayanımındaki değişim görülmektedir. Oda sıcaklığında S220a sınıfı çelikler 2.6 MPa, S420a sınıfı çelikler 5.2 MPa ve S500a sınıfı çelikler 5.8 MPa aderans dayanımı göstermişlerdir Tüm serilerde 100°C sıcaklıkta aderans dayanımlarında bir miktar artış olmuş; fakat bundan sonraki sıcaklıkların tamamında sürekli düşüş meydana gelmiştir. 800°C'ye gelindiğinde oda sıcaklığındaki duruma oranla, ortalama %78'lik bir aderans kaybı meydana gelmektedir.

Çizelge 4.15 A Betonu için aderans dayanımları (MPa)

Çelik Sınıfı	Çubuk Çapı	Sıcaklık °C					
		20	100	200	400	600	800
S220a	Ø12	2.4	2.8	1.8	1.4	0.6	0.3
	Ø16	2.4	2.4	1.8	1.3	0.6	0.2
	Ø20	2.8	3.0	2.0	1.3	0.6	0.2
S420a	Ø12	5.3	5.4	4.7	4.4	2.9	1.8
	Ø16	5.3	5.1	5.7	4.9	2.6	1.5
	Ø20	4.9	4.6	4.6	4.0	1.7	0.9
S500a	Ø12	6.9	7.0	5.8	5.3	2.6	1.5
	Ø16	5.6	5.5	4.8	4.5	2.1	1.2
	Ø20	4.9	4.5	3.8	3.5	1.8	1.1

Çizelge 4.16'de dayanım olarak ikinci sırada yer alan B beton sınıfında betonarme numunelerin aderans dayanımı verilmiştir. Bu çizelgede oda sıcaklığı dahil toplam 6 sıcaklık durumu için aderans dayanımındaki değişim görülmektedir. Beton sınıfının

yükselmesiyle tüm serilerde aderans dayanımında artış meydana gelmiştir. Oda sıcaklığında S220a sınıfı çelikler 3.2 MPa, S420a sınıfı çelikler 5.8MPa ve S500a sınıfı çelikler 6.9 MPa aderans dayanımı göstermişlerdir. Tüm serilerde 100 °C sıcaklıkta aderans dayanımlarında bir miktar artış olmuş; fakat bundan sonraki sıcaklıkların tamamında sürekli düşüş meydana gelmiştir. 800 °C'ye gelindiğinde oda sıcaklığındaki duruma oranla, ortama %76'lık bir aderans kaybı meydana gelmektedir.

Çizelge 4.16 B betonu için aderans dayanımları (MPa)

Çelik Sınıfı	Çubuk Çapı	Sıcaklık °C					
		20	100	200	400	600	800
S220a	Ø12	2.9	3.2	2.0	1.4	0.6	0.3
	Ø16	3.1	3.2	2.2	1.5	0.7	0.2
	Ø20	3.6	3.6	2.4	1.5	0.7	0.2
S420a	Ø12	5.5	5.6	5.3	4.6	2.9	1.8
	Ø16	5.8	5.9	6.1	5.6	2.6	1.5
	Ø20	6.1	5.6	5.0	4.6	1.7	0.9
S500a	Ø12	7.2	7.3	6.3	5.8	2.6	1.5
	Ø16	7.4	7.2	5.1	4.7	2.1	1.2
	Ø20	6.1	6.3	4.5	3.9	1.8	1.1

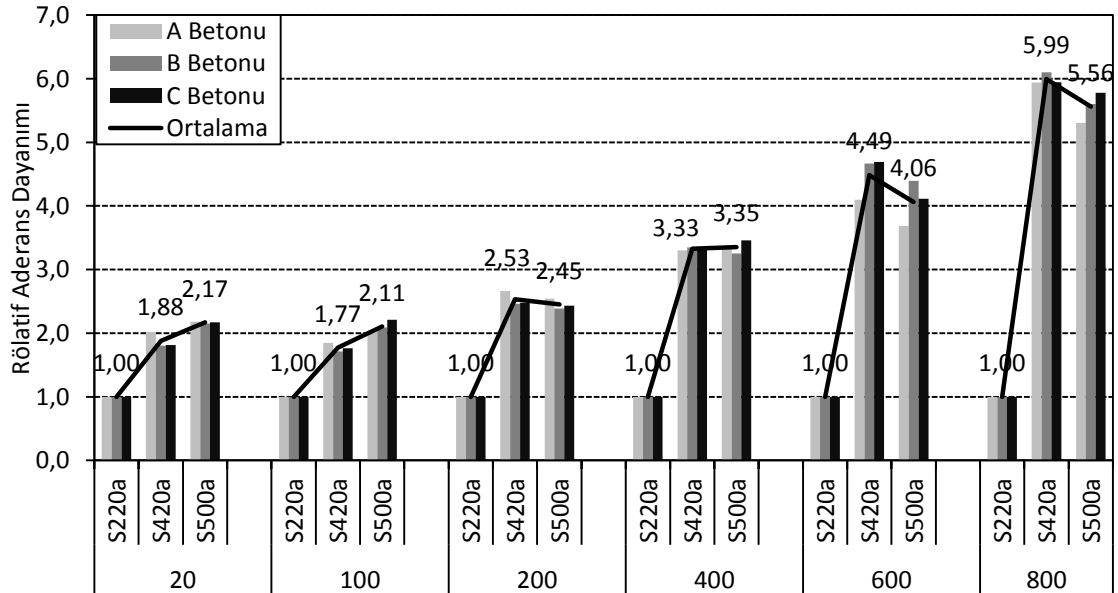
Çizelge 4.17 C betonu için aderans dayanımları (MPa)

Çelik Sınıfı	Çubuk Çapı	Sıcaklık °C					
		20	100	200	400	600	800
S220a	Ø12	3.0	3.2	2.2	1.6	0.7	0.4
	Ø16	3.4	3.3	2.5	1.8	0.8	0.3
	Ø20	4.2	4.0	2.6	1.6	0.9	0.3
S420a	Ø12	5.6	5.6	5.5	4.9	3.9	2.3
	Ø16	6.2	6.5	6.5	6.4	4.0	2.2
	Ø20	7.5	6.4	6.0	5.3	3.1	1.6
S500a	Ø12	7.3	7.4	6.8	6.4	3.7	2.2
	Ø16	8.2	8.6	5.8	5.4	3.0	2.0
	Ø20	7.5	7.2	5.2	5.4	2.9	1.7

Çizelge 4.17'de deney serilerinde dayanım olarak en yüksek dayanıma sahip, C beton sınıfında betonarme numunelerin aderans dayanımı verilmiştir. Bu çizelgede oda sıcaklığı dahil toplam 6 sıcaklık durumu için aderans dayanımındaki değişim görülmektedir. Beton sınıfının yükselmesiyle tüm serilerde aderans dayanımında artış meydana gelmiştir. Oda sıcaklığında S220a sınıfı çelikler 3.5 MPa, S420a sınıfı çelikler

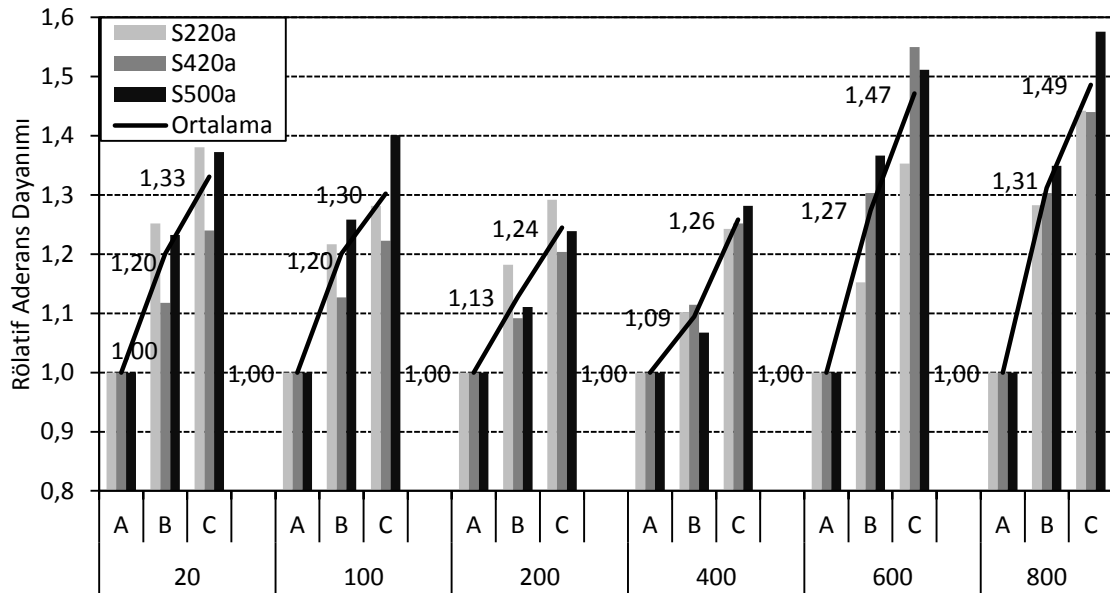
6.4 MPa ve S500a sınıfı çelikler 7.7 MPa aderans dayanımı göstermişlerdir. Bazı serilerde 100 °C sıcaklıkta aderans dayanımlarında bir miktar artış olmuş; fakat bundan sonraki sıcaklıkların tamamında sürekli düşüş meydana gelmiştir. 800 °C'ye gelindiğinde oda sıcaklığındaki duruma oranla, ortama %76'lık bir aderans kaybı meydana gelmiştir.

Şekil 4.57'de en düşük dayanım sınıfına sahip S220a çeliği ile S420a ve S500a sınıfı çeliklerin aderans dayanımları oranlanmıştır. Sıcaklık bakımından gruplanmış grafikte sıcaklığa maruz bırakılmamış normal durumu ifade eden 20°C'de düz yüzeyli S220a sınıfı çelikler ile nervürlü S420a çeliği arasında rölatif aderans dayanımı farkı %88, S500a çeliği ile %117 dir. Çelik dayanım sınıfının artmasıyla aderans dayanımının da artış göstermesi 100 °C'de devam etmiştir. 200 ve 400 °C'de düz ve nervürlü çubuklar arasındaki aderans dayanımı farklı artsa da bu sıcaklıklarda S420a ve S500a sınıfı çelikler arasındaki fark ortadan kaybolmuştur. 600 °C'den sonra ise tempcore prosesi ile üretilen S500a sınıfı çeliklerin aderans dayanımları S420a sınıfı çeliklerden daha düşük oranlarda değerler almıştır. Bunun yanında S220a sınıfı düz çelik ile nervürlü çelikler arasındaki aderans dayanımı farkı 5-6 kata kadar çıkmıştır.



Şekil 4.57. Farklı beton sınıfları için yüksek sıcaklığa maruz kalan S220a çeliğine göre S420a ve S500a sınıfı çeliklerin rölatif aderans dayanım değişimi

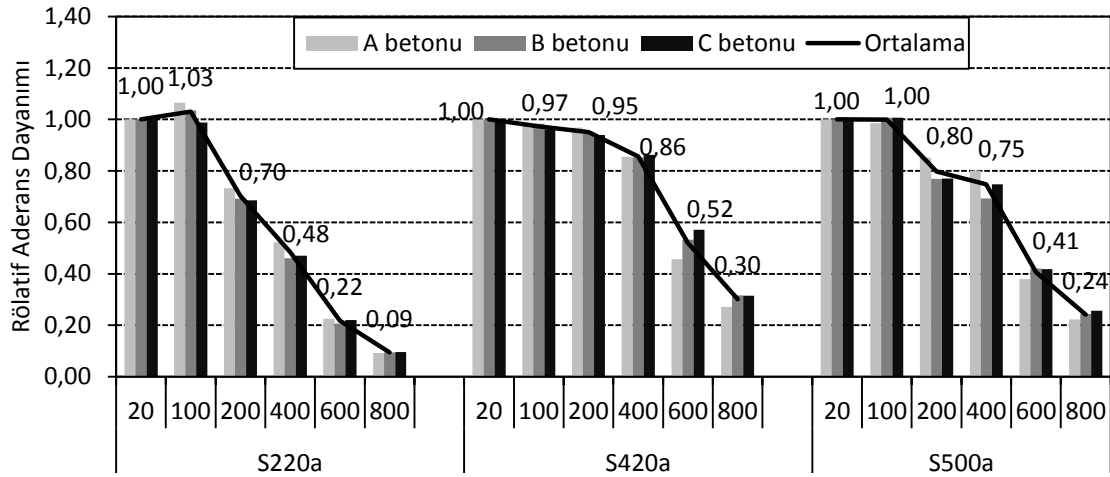
Şekil 4.58’de en düşük dayanım sınıfına sahip A betonu ile B ve C sınıfı betonların aderans dayanımları oranlanmıştır. Sıcaklık bakımından gruplanmış grafikte sıcaklığa maruz bırakılmamış normal durumu ifade eden 20 °C’de A sınıfı beton ile B sınıfı beton arasında %20, C sınıfı beton ile %33 aderans dayanımı farkı vardır. Bu fark 100 °C’de de korunmasına karşın serbest suyun buharlaştığı, kalsiyum hidroksitin çözüldüğü ve dolayısıyla boşlukların arttığı 200 ile 400 °C sıcaklıklarda beton sınıfları arasındaki aderans dayanımı farkları azalmıştır. Temel sürünmede belirgin artışın meydana geldiği 600 °C’de ve tüm hidratasyon suyunun kaybolduğu ve kalsiyum karbonatın çözüldüğü 800 °C sıcaklıklarda beton sınıfları arasındaki aderans dayanımı farkı başlangıca göre yükselmiştir.



Şekil 4.58 Farklı çelik sınıfları için yüksek sıcaklığa maruz kalan A beton sınıfına göre B ve C beton sınıflarının rölatif aderans dayanım değişimi

Şekil 4.59’da sıcaklığa maruz bırakılmamış normal durumu ifade eden 20 °C ile diğer sıcaklıklar arasında aderans dayanımları oranlanmıştır. Çelik sınıflarına göre gruplanmış grafikte seriler beton sınıflarına göre seçilmiştir. 100 °C’de aderans dayanımı değişimleri incelendiğinde S220a sınıfı düz çeliklerde küçük bir miktar artış meydana gelirken S420a sınıfı nervürlü çeliklerde düşük bir miktarda azalma meydana gelmiştir. S550a sınıfı çelikte ise aderans dayanımı açısından bir değişiklik olmamıştır. 200 °C de S220a sınıfı çelik başta olmak üzere tüm çelik sınıflarının aderans dayanımlarında düşüş

meydana gelmiş ve bu durum deney için nihai sıcaklık olan 800 °C'ye kadar sürmüştür. 100 °C'den sonraki tüm sıcaklıklarda aderans dayanımları arasındaki farklarda en düşük değerleri alan; dolayısıyla aderans dayanımı sıcaklıktan en az etkilenen S420a sınıfı çeliklerdir. En büyük aderans dayanımı farkları ise S220a sınıfı düz çeliklere aittir.



Şekil 4.59 Çelik sınıflarına göre oda sıcaklığına kıyasla diğer sıcaklıklarda beton sınıfı açısından rölatif aderans dayanımı değişim grafiği

Tüm betonarme serileri incelendiğinde 100 °C'de özellikle S220a sınıfı düz çeliklerde aderans dayanımında bir artış olduğu hesaplanmıştır. Bu artışın sebebi betondaki suyun buharlaşması neticesinde rötre yapması ve düz yüzeyli çeliğe daha iyi bir kenetlenme sağlanmasıdır. Ancak daha sonraki sıcaklıklarda, sıcaklığın ve ısıtma süresinin artmasıyla aderansın azaldığı belirlenmiştir (El-Hawary and Hamoush 1996).

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Beton serilerine bağı olarak korozyon akımı sonucu çatlağın ortaya çıkma süresinde beton sınıflarının çekme dayanımlarının ilişkisi ana sebep gibi görülmektedir. Buna göre, betonun eğilme dayanımı arttıkça korozyon çatlaklarının ortaya çıkması daha uzun bir zaman alacaktır.

Bunun yanında Cl difüzyonunun hızlanması korozyon akımının beton çatlamasına sebep olabilmesi için bu betonlara ait porozite ve su emme değerleri de diğer bir etken olarak düşünülebilir. Deney sonuçlarına bağı olarak, su emme ile porozite değerleri azaldıkça korozyon çatlaklarının ortaya çıkması daha uzun süre de ortaya çıkmaktadır.

Çatlak oluşana kadar korozyon ve sabit süreli korozyon durumları göstermiştir ki, beton dayanımı ile korozyon akımı şiddetinde ters bir orantı vardır. Beton dayanımı arttıkça korozyon akımı şiddeti azalmaktadır.

Bu da göstermiştir ki, basınç dayanımının; dolayısıyla beton kalitesinin artması korozyon akımı değerinde azalma, korozyon oluşumu süresinde de artmaya sebep olmuştur. Tüm betonarme serileri incelendiğinde betonarme elemanın toplamda maruz kalacağı korozyon akımı birbirine oldukça yakındır; beton kalitesinin artması bu korozyon akımının düşük seviyelerde seyredip etkisini daha uzun sürede göstermesini sağlamaktadır.

Sabit süreli korozyon durumuna göre çubuk çapı arttıkça korozyon akımı şiddeti de artmaktadır.

Tüm serilerde beton kalitesi ve çelik sınıfı arttıkça korozyon potansiyeli azalmaktadır. Sabit süreli korozyon durumunda korozyon potansiyelleri beton serileri arasında daha büyük farklılıklar göstermiştir. Beton kalitesinin artması korozyon potansiyeli değerini düşürmüştür. Çelik sınıflarının korozyon potansiyeli değerleri incelendiğinde de, dayanım sınıfı yükseldikçe korozyon potansiyeli düşmektedir.

ÇK durumu için bütün seriler arasında en yüksek korozyon hızı A betonuna aittir. A betonun ardından sırayla B ve C betonu gelmektedir. Sonuçlarda genel eğilim, S220a sınıfından S500a sınıfına doğru korozyon hızının azalması şeklindedir. Çaplar açısından belirgin bir farklılık gözlenmemektedir. SSK durumunda bütün seriler arasında en yüksek korozyon hızı ÇK durumunda olduğu gibi A betonuna aittir. A betonun ardından sırasıyla B ve C betonları gelmektedir. Tüm serilerde beton kalitesi ve çelik sınıfı arttıkça korozyon hızı azalmaktadır.

Çalışmada korozyon dayanımının belirlenmesi amacıyla geleneksel çelik sınıflarının yanında (S220a ve S420a) tempcore sınıfı (S500a) çelikler kullanılmıştır. Bu çelik sınıfının dış bölgesi %100 martenzit yapıya sahip olduğundan galvanik korozyonun varlığından söz edilemez. Geleneksel inşaat çelikleri ise ferritik-perlit içyapıya sahip olduğundan hem perlitin kendi içerisindeki ferrit ve karbür lamelleri arası; hem de perlit ile ferrit arasında meydana gelen galvanik davranışa bağlı olarak korozyon hızı S220a ve S420a sınıfı ferritik-perlit yapılu inşaat çubuklarında artarak korozyon dayanımını düşürmüştür.

Basınç dayanımının sıcaklığa bağlı olarak değişimi 400 °C'ye kadar düşük düzeyde gerçekleşirken 400 °C'den sonra yüksek bir azalma gözlenmiştir. Eğilmede çekme dayanımında ise sıcaklığa bağlı olarak yaklaşık aynı oranlarda azalma görülmektedir. Beton serileri arasındaki eğilmede çekme dayanımları farkı sıcaklık artışıyla azalmaktadır ve başlangıca oranla deney nihai sıcaklığında %80 oranında bir düşüş meydana gelmiştir.

Normal ortam koşullarında en düşük birim hacim ağırlığı en düşük basınç dayanımına sahip betona aittir. Beton serileri arasındaki birim hacim ağırlık değişimi %2 seviyesindedir. Bu oran 200 °C'ye kadar %5 mertebelerine kadar çıkmış; daha sonraki sıcaklıklarda %1'in altında seyretmiştir.

En düşük E_d değeri A beton serisine aittir. İkinci sırada %21'lik bir artışla B betonu gelmektedir. En yüksek E_d değerine sahip C betonu ile A betonu arasında ise %25'lik

bir fark vardır. Tüm beton serilerinde sıcaklığa bağlı olarak E_d değerindeki düşüşler 200°C gelindiğinde %18 civarındayken 400°C’de %60 mertebelerinde gerçekleşmiştir.

Paspayı açısından tüm beton serileri ve deney değişkenleri bir arada değerlendirildiğinde, en yüksek termal fayda %70 ile %64 arasında olmuştur. Basınç dayanımı arttıkça beton örtüsünün ısı geçirimi azalmıştır. Paspayı kalınlıkları donatıyı sıcaklıktan koruyan temel faktör olarak belirlenmiştir.

Betonların yoğunluğu ile ısı iletkenlik katsayısı arasında yüksek belirlilik katsayısına sahip bir ilişki vardır. Buna göre yüksek sıcaklık etkisi ile azalan beton birim ağırlığı betonun ısı iletkenlik katsayısını da aynı şekilde azaltmıştır.

400 °C civarında yüksek sıcaklık sonrası oda sıcaklığına gelmiş, farklı sınıftaki inşaat çeliklerinin mekanik özelliklerinde önemli bir değişiklik meydana gelmemiştir. 600 °C civarında yüksek sıcaklık sonrasındaki inşaat çeliklerinin, dayanım sınıfı yükseldikçe akma ve çekme dayanımları azalmaya başlamıştır. 800 °C yüksek sıcaklık sonrasında oda sıcaklığına kadar soğuyan çelik numunelerde, dayanım sınıfı arttıkça akma dayanımı ve çekme dayanımı daha fazla düşüş göstermiştir. Normal duruma göre 800 °C sonrası sıcaklıktan en çok etkilenen S550a sınıfı nervürlü tempcore çeliği olmuştur.

Yangın gibi yüksek sıcaklık etkisinde kalan betonarme yapılarda yeterli beton örtü kalınlığı ile termik izolasyonun sağlanması durumunda, donatıdaki sıcaklık 600 °C altında kalabilecektir. Bu takdirde, sıcaklık sonrası donatıdaki mekanik özelliklerdeki değişim kalıcı olmayacak, beton dayanımında herhangi bir sorun olmadıkça betonarme yapı kullanımına devam edebilecektir.

Betonarme numunelerde normal durumda aderans dayanımı beton basınç dayanımı ile birlikte artmaktadır. Temel olarak, beton serileri arasındaki aderans dayanımı oranındaki artış, eğilmede çekme dayanımı artışının yarısı; basınç dayanımı artışı oranının üçte biri kadar olmaktadır.

Normal durumda, betonarme çelik donatı sınıfı arttıkça aderans dayanımı da artmaktadır. Aynı zamanda çubuk çapları büyüdükçe aderans dayanımında da bir miktar artış gözlenmektedir. Tüm betonarme serileri ve korozyon durumlarına göre çelik sınıfları arasında en yüksek aderans dayanımını S500a sınıfı çelikler göstermiştir. İkinci sırada %13'lük bir düşüşle S420a çeliği yer almaktadır. En düşük aderans dayanımı ise %36'lık bir düşüşle S220a sınıfı çeliğe aittir.

Bu tez çalışmasında beton örtü kalınlığı oldukça kalın olduğundan betonda çatlak olduğu halde S220a sınıfı düz çeliklerde aderans dayanımındaki artış devam etmiştir. Gerçek durumda ise korozyondan dolayı betonun çatlaması ve parça atması durumunda aderans mekanizmasının bozulacağı ve çok düşük değerler alacağı düşünülmektedir.

Bu tez çalışmasının sonuçlarına göre normal koşullar altında fiziko-mekanik özellikler açısından S500a önerilirken, korozyon ve yüksek sıcaklık durumlarında dengeli bir değişim sergilediğinden S420a sınıfı çelik önerilmektedir.

Yüksek sıcaklığa ve korozyona maruz kalmış yapılarda yürütülecek onarım ve güçlendirme çalışmaları için malzeme özelliklerindeki değişimler hakkında bilgi sahibi olabilmek amacıyla bu çalışmanın sonuçlarından faydalanılabilir.

Betonarme çeliklerinin korozyon ve yüksek sıcaklıktan korunması amacıyla geliştirilmiş epoksi, galvanizleme gibi kaplama tekniklerinin etkileri bu çalışmada takip edilen prosesler yardımı ile incelenebilir.

Betonarme çeliklerinin yüksek sıcaklık sonrası fiziko-mekanik değişimlerinin incelendiği bu çalışmanın devamında bu çeliklerin yüksek sıcaklık sırasındaki fiziko-mekanik değişimleri de ayrı bir çalışma olarak düşünülebilir.

Betonarme çeliklerinin mekanik şekil verme durumlarında oluşan gerilmeler ile birlikte korozyon ve yüksek sıcaklık durumlarının etkileri de araştırılması gereken konular arasındadır.

6. KAYNAKLAR

- 89 106 EEC, 2002, “Yapı Malzemeleri Yönetmeliği”, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
- ACI 222R-01, 2001, “Protection of Metals in Concrete Against Corrosion”, American Concrete Institute.
- Aka, İ., Keskinel, F., Arda, T.S., 1996, “Betonarmeye Giriş”, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Akman M.S., 1992, “Betonarme Yapılarda Yangın Hasarı ve Yangın Sonunda Taşıyıcılığının Belirlenmesi”, Yapıda Yangından Korunma Sempozyumu, İstanbul.
- Akman M.S., 2000, “Yapısal Hasarlar ve Onarım İlkeleri”, İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul.
- Aköz F. ve Yüzer N., 1994, “Yüksek Sıcaklığın Nedenleri ve Betonarme Elemanlara Etkileri”, Yıldız Teknik Üniversitesi Dergisi, sayı 3, İstanbul.
- Aköz F., Yüzer N. ve Koral S., 1995, “Portland Çimentolu ve Silis Dumanı Katkılı Harçların Fiziksel ve Mekanik Özelliklerine Yüksek Sıcaklığın Etkileri”, İMO Teknik Dergi, sayı 1, İstanbul.
- Alarcon-Ruiz L., Platret G., Massieu E. and Ehrlacher A., 2005, “The Use of Thermal Analysis in Assessing The Effect of Temperature on a Cement Paste”, Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp 609-613.
- Almirall J.R. and Furton K.G., 2004, “Analysis and Interpretation of Fire Scene Evidence”, CRC Press, pp 10-13.
- Alonso C., Andrade C. and Khoury G.A., 2003a, “Porosity&Microcracking”, International Centre for Mechanical Sciences, Course on Effect of Heat on Concrete, Udine, Italy.

- Alonso C., Andrade C., Castellote M. and Khoury G.A., 2003b, “Microstructure-Solid Phases”, International Centre for Mechanical Sciences, Course on Effect of Heat on Concrete, Udine, Italy.
- Apostolopoulos C. A., 2007, “Mechanical Behavior Of Corroded Reinforcing Steel Bars S500s Tempcore Under Low Cycle Fatigue”, Construction And Building Materials, Vol. 21, pp 1447-1456.
- Apostolopoulos C. A., 2008, “The Effect Of Ribs On The Mechanical Behavior Of Corroded Reinforcing Steel Bars S500s Under Low-Cycle Fatigue” Materials And Structures, Vol.41, pp 991-999.
- Apostolopoulos C. A. and Michalopoulos D, 2006, “Effect Of Corrosion On Mass Loss, And High And Low Cycle Fatigue Of Reinforcing Steel”, JMEPEG, Vol.15, pp 742-749.
- Apostolopoulos C. A. and Michalopoulos D., 2007a, “Impact Of Corrosion On Mass Loss, Fatigue And Hardness Of Bst500s Steel”, JMEPEG, Vol.16(1), pp 63-67.
- Apostolopoulos C. A. and Michalopoulos D., 2007b. “Mechanical Properties Of Reinforcing Steel And Fatigue Behavior In Corrosive Environment”, JMEPEG, Vol. 16, pp 559-566.
- Apostolopoulos C. A., Michalopoulos D. and Koutsoukos P, 2007, “The Corrosion Effects On The Structural Integrity Of Reinforcing Steel”, JMEPEG.
- Apostolopoulos C. A. and Papadakis, V.G., 2007, “Mechanical Behavior Of Reinforcement Stirrups Bst 500s At Corrosive Environment”, JMEPEG, Vol. 16(2), pp. 236-241.
- Apostolopoulos C. A., Papadopoulos M. P. and Pantelakis S.G., 2006, “Tensile Behavior Of Corroded Reinforcing Steel Bars Bst 500s”, Construction And Building Materials, Vol. 20, pp. 782-789.

- Apostolopoulos C. A. and Pasialis V.P., 2008, “Use Of Quality Indices In Comparison Of Corroded Technical Steel Bars B500c And S500s On Their Mechanical Performance Basis”, Construction And Materials, Vol. 22, pp. 2325-2334.
- Arslan M. E., 2007, “Eğilmede Taşıyıcı Hafif Beton-Donatı Aderansının Geleneksel Beton-Donatı Aderansıyla Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi”, KTÜ, FBE, Yüksek Lisans Tezi, Trabzon.
- Arteaga A. M. R., Rodriguez J. G. G., Campillo B., Tiburcio C. G., Patiño D. G., Lezama L.L., Nava J. G. C., Flores N. M. A., Villafaña A. M. 2010, “An Electrochemical Study of the Corrosion Behavior of a Dual Phase Steel in 0.5m H₂SO₄”, Int. J. Electrochem. Sci., Vol. 5 pp. 1786 – 1798.
- ASTM C293, 2000, “Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)”, American Society for Testing and Materials, United States.
- ASTM C597, 1997, “Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete”, American Society for Testing and Materials, United States.
- ASTM C876, 2003, “Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete”, American Society for Testing and Materials, United States.
- ASTM E23, 2007, “Standard Test Methods for Notched Bar Impact Testing of Metallic Materials”, American Society for Testing and Materials, United States.
- ASTM G1, 2003, “Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens”, American Society for Testing and Materials, United States.
- Ataman, R., 1991, “Beton Yapıların Yangın Dayanımlarının İncelenmesi”, Y.Lisans Tezi, KTÜ, FBE, Trabzon.
- Aydın S. ve Baradan B., 2003, “Yüksek Sıcaklığa Dayanıklı Harç Geliştirilmesi”, TMMOB, İMO, 5. Ulusal Beton Kongresi, sayfa 451-460, İstanbul.

- Baradan B., Yazıcı H. ve Ün H., 2002, “Betonarme Yapılarda Kalıcılık (Durabilite)”, Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yayınları, yayın no 298, İzmir.
- Baradan B. ve Yiğiter H., 2008, “Mineral katkıların donatı korozyonuna etkisinin elektrokimyasal yöntemlerle incelenmesi”, Beton Prefabrikasyon, Sayı 86 sayfa 5-15.
- Baradan, B., Yazıcı, H. ve Ün, H., 2002, “Betonarme Yapılarda Kalıcılık”, Dokuz Eylül Üniversitesi, Müh. Fak. Yayınları, İzmir.
- Batis G. and Rakanta E., 2005, “Corrosion Of Steel Reinforcement Due To Atmospheric Pollution” Cement & Concrete Composites, Vol. 27, pp. 269-275.
- Bingöl A.F. and Gül R., 2008, “An experimental study on the compressive strength of concrete and bond strength between steel bars and concrete exposed to elevated temperatures up to 700°C.” 3rd International Conference on the Concrete Future Proceedings, p: 83-90.
- Bingöl, A.F. and Gül, R., 2004, “Compressive strength of lightweight aggregate concrete exposed to high temperatures.” Indian Journal of Engineering and Materials Sciences, Vol.11, p: 68-72.
- Boğa, A., R., 2005, “Uçucu Küllü Betonarme Elemanlarda Donatı Korozyonunun Hızlandırılmış Yöntemlerle Araştırılması”, OGÜ, FBE, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir.
- Broomfield J. P., 2007, “Corrosion of Steel in Concrete”, Second edition, Taylor & Francis Group, pp 6-30.
- BS 8110, 1997, “Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction”, British Standards Institution, London.
- BS EN 1992-1-2, 2004, “Eurocode 2: Design of Concrete Structures”, British Standards Institution, London.
- Buchanan A.H., 1999, “Structural Design for Fire”, University of Canterbury, Chapter 8

- BYKHY, 2002, “Binaların Yangından Korunması Hakkında Yönetmelik”, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
- C. Andrade, J. Gulikers, R. Polder and M. Raupach., 2003, “Half-cell potential measurements- Potential mapping on reinforced concrete structures”, Materials and Structures, Vol. 36, pp 461-471.
- Cather B., 2003, “Concrete and fire exposure”, Advanced Concrete Technology 2, Elsevier Ltd., pp. 10/1-10/11.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N., 1998, “Betonarme Yapılar”, Sema Matbaacılık, sayfa 47–56, İstanbul.
- Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S. and Yao, G.C., 2006, “Residual stres-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures.” Cement and Concrete Research, 36, p: 1999-2005.
- Cheng, A., Huang, R., Wu, J.K. and Chen, C.H., 2005, “Effect of rebar coating on corrosion resistance and bond strength of reinforced concrete.” Construction and Building Materials, Vol. 19, pp. 404-412.
- Chiang, C. and Tsai, C., 2003, “Time-temperature analysis of bond strength of a rebar after fire exposure”, Cement and concrete research, No. 33, pp. 1651–1654.
- Chung, J.H. and Consolazio G.R., 2005, “Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures”, Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp. 597-608
- Cornell, R. and Bhadeshia H. K. D. H., 2010, “Decarburization of Steel,” <http://www.msm.cam.ac.uk/phase-trans/abstracts/M0.html> 11.03.2010
- Çakır , Ö., 2006, “Yüksek Fırın Cürufunun Betonun ve Betonarmenin Kalıcılığına Etkisi”, Doktora Tezi, YTÜ, FBE, İstanbul.
- Çetinel H., 1997, “An Investigation Of The Effect Of Variable Parameters On The Material Quality In Tempcore Process”, DEÜ, FBE, Yüksek Lisans Tezi, İzmir.

- Çınar, B., 2000, “Karapınar volkanik agregasından imal edilen hafif betonların aderans davranışı üzerine deneysel bir inceleme”. Y. Lisans Tezi, SÜ. FBE. Konya.
- DBYBHY, 2007, “Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik”, Bayındırlık ve İskân bakanlığı, Ankara.
- Dotto, J.M.R., de Abreu A.G., Dal Molin, D.C.C. and Müller, I.L., 2004, “Influence of Silica Fume Addition on Concretes Physical Properties and on Corrosion Behaviour of Reinforcement Bars”, Cement and Concrete Composites, Vol. 26, pp. 31-39
- El-Hawary M.M., Ragab A.M., El-Azim A.A. and Elibiari S., 1997, “Effect of fire on shear behaviour of R.C. Beams”, Computers and Structures, Vol. 65, pp. 281-287.
- El-Hawary, M. and Hamoush, S.A., 1996, “Bond shear modulus of reinforced concrete at high temperatures.” Engineering Fracture Mechanics, Vol. 55, pp: 991-999.
- Emir, N., and Korkmaz, S., 1998, “Yüksek Mukavemetli Çelik Çubukların Üretiminde Tempcore Prosesi”, T.D.Ç.İ., İsdemir Eğitim Yayınları, İskenderun.
- EN 1992, 2001, “Design of Concrete Structures”, European Committee for Standardization, Brussels.
- Erdoğan, T.Y., 2003, “Beton”, ODTÜ Geliştirme Vakfı ve Yayıncılık ve İletişim A.Ş., Ankara.
- Erdoğan Ş., Kondratova I.L. and Bremner, T.W., 2004, “Determination of chloride diffusion coefficient of concrete using open-circuit potential measurements”, Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 603-609.
- Eren İ., 2002, “Yapıların yangın güvenliği”, İMO İstanbul Bülteni, sayı: 63.
- Ersoy, U. ve Özcebe G., 2001, “Betonarme”, Evrim Yayınevi, İstanbul.

- Fabbrocino, G., Verderame, G. M. and Manfredi, G., 2005, “Experimental behavior of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings”, *Engineering Structures*, No. 27, pp. 1575–1585.
- Fang C., Karin L., Chen L. and Zhu C., 2004, “Corrosion influence on bond in reinforcement concrete”, *Cement and Concrete Research*, No. 34, pp. 2159–2167.
- Freudenberger J., Garanov A., Hickman A.L. and Jones H., 2003, “Mechanical behaviour of high nitrogen stainless steel reinforced conductor for use in pulsed high field magnets at cryogenic temperature”, *Cryogenics*, Vol. 43, pp. 133-136.
- Gallego, A., 2004, “Comprassion between concrete-black steel and concrete-galvanized steel bond via the pull-out test supplied with acoustic emission.” *DGZFP-Proceedings BB 90-CD Poster 3 EWGAE*.
- Gewain Richard G., Iwankiw Nestor R. and Alfawakhiri F., 2003, “Facts for Steel Buildings, Fire”, *AISC, Chicago, IL*.
- Glass G. K., 2003, “Reinforcement Corrosion”, Chapter 9 in *Advanced Concrete Technology Concrete Properties*, Elsevier Ltd.
- Güneyisi, E., Özturan, T., Gesoğlu, M., 2003, “Farklı Çimento Tipleri Kullanılarak Üretilen Beton İçindeki Donatının Korozyonunun Hızlandırılmış Deney ile İncelenmesi”, *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası 5.Ulusal Beton Kongresi, Betonun Dayanıklılığı (Dürabilite)*, 1-3 Ekim, sayfa 237-246, İstanbul.
- Güneyisi, E., Özturan, T. and Gesoğlu, M., 2005, “A Study on Reinforcement Corrosion and Related Properties of Plain and Blended Cement Concretes Under Different Curing Conditions”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 27, pp. 449-461.
- Güreren, H. ve Pekışık, G., 2006. “Yangın ve cam”, *İzolasyon dünyası dergisi*, sayı 60, sayfa 36-41.

- Haddad R.H. and Shannis L., 2004, "Post-fire Behavior of Bond Between High Strength Pozzolanic Concrete and Reinforcing Steel", *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 425-435.
- Handoo, S.K., Agarwal, S. and Agarwal, S.K., 2002, "Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures." *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, pp. 1009-1018.
- Hunkeler, F., 2005, "Corrosion in reinforced concrete: processes and mechanisms", Chapter 1 in *Corrosion in reinforced concrete structures*, CRC Press, pp1-42.
- Ichinose, T., Kanayama, Y., Inoue, Y. and Bolander Jr. J.E., 2004, "Size effect on bond strength of deformed bars." *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 549-558.
- İkiz B., 2009, "Sıcak Haddedelemde Tempcore Prosesi", MKÜ, FBE, Yüksek Lisans Tezi, Hatay.
- İZODER, 2006, "Yangın-Temel kavramlar", Yangın yalıtımı komisyonu, İzolasyon dünyası dergisi, sayı 60. Sayfa 54-59.
- Jaffer S. J. and Hansson C. M., 2009, "Chloride-induced corrosion products of steel in cracked -concrete subjected to different loading conditions", *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, pp 116-125.
- Janotka, I. and Bagel, L., 2002, "Pore structures, permeabilities and compressive strengths of concrete at temperatures up to 800°C", *ACI Materials Journal*, Vol.99 (2),p p. 196-200.
- Jiang, L., Liu, Z. and Ye, Y., 2004, "Durability of Concrete Incorporating Large Volumes of Low-Quality Fly Ash", *Cement and Concrete Research*,
- Kalifa, P., Menneteau, F.D. and Quenard, D., 2000, "Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures." *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, pp. 1915-1927.

- Karaca, Z., Durmuş, A. ve Hüsem, M., 1997, “Hafif Betonun Yangın Dayanımının İncelenmesi.” İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 3. Teknik Kongre, Ankara.
- Karaduman, M.C., 1998, “An investigation on anchorage bond properties of reinforcement in high strength concrete”, Y.Lisans Tezi, BÜ, FBE, İstanbul.
- Karanfil H., 2007, “Yüksek sıcaklık etkisi altında kalan betonarme yapılarda çelik donatı özellik değişimine pas payı kalınlığının etkisi”, Y.Lisans Tezi, OGÜ, FBE, Eskişehir.
- Kayalı, E., S., Ensari, C., 2000, “Metallere Plastik Şekil Verme İlke ve Uygulamaları”, İTÜ Kimya-Metalurji Fakültesi, Ofset Atölyesi, İstanbul.
- Keleştemur O. and Yıldız S., 2009, “Effect of various dual-phase heat treatments on the corrosion behavior of reinforcing steel used in the reinforced concrete structures”, Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 78-84.
- Khoury G. A., 2000, “Effect of fire on concrete and concrete structures”, Prog. Struct. Engng Mater, John Wiley & Sons Ltd., Chapter 2, pp 429-447
- Khoury G.A., 1992, “Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: A Reassessment”, Magazine of Concrete Research, Vol. 44, pp. 291-309.
- Kumbasar, N., 2003, “Betonarme Elemanlarda Donatı Düzenleme”, İMO Seminer Notları, İstanbul.
- Kürklü, G., 2005, “Mevcut Betonarme Yapıların Deprem Güvenliğinin İncelenmesindeki Teknikler ve Beton Dayanımının Belirlenmesi”, Y.Lisan Tezi, AKÜ, FBE, Afyonkarahisar.
- Lau, A. and Anson, M., 2006, “Effect of high temperatures on high performance steel fibre reinforced concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp. 1698-1707.

- Lee, H., Noguchi, T. and Tomosawa, F., 2002, "Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion", *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, pp. 1313-1318.
- Lin, W.M., Lin, T.D. and Powers-Couche, L.J., 1996, "Microstructures of Fire Damaged Concrete." *ACI Materials Journal*, Vol. 93 (3), pp 199-205.
- Macgregor, J. G., 1997, "Reinforced Concrete Mechanics and Design", Third edition, New Jersey.
- Maffei B., Salvatore W., Valentini R., 2007, "Dual-Phase Steel Rebars For High-Ductile R.C. Structures", Part 1: Microstructural And Mechanical Characterization Of Steel Rebars. *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 3325-3332.
- Malhotra V.M., Carino N. J., 2004, "Handbook on Nondestructive Testing of Concrete", Second edition, CRB Press, USA.
- Masao, K., Tomohide W. and Nariaki T., 2000, "Increase of bond strength at interfacial transition zone by the use of fly ash", *Cement and Concrete Research*, No. 30, 253-258.
- Muralidharan, S., Saraswathy, V., Merlin Nima, S.P., and Palaniswamy, N., 2004, "Evaluation of A Composite Corrosion Inhibiting Admixtures and Its Performance In Portland Pozzolana Cement", *Materials Chemistry and Physics*, Vol. 86, pp. 298-306.
- Neville A.M., 2000, "Properties of Concrete", Fourth Edition, Longman Scientific and Technical, New York, USA.
- Nikolaou J., Papadimitriou G. D., 2004, "Microstructures And Mechanical Properties After Heating Of Reinforcing 500 Mpa Class Weldable Steels Produced By Various Processes", *Construction And Building Materials*, Vol. 18, pp. 243-254.

- Nikolaou J., Papadimitriou G. D., 2005, "Impact Toughness Of Reinforcing Steels Produced By(i) The Tempcore Process And (ii) Microalloying With Vanadium." International Journal Of Impact Engineering, Vol. 31, pp. 1065-1080.
- Özden, K., 1985," Betonarme Malzemesi ve Kesit Hesapları", Evrim Yayın Evi, İstanbul, 567s.
- Özkul, M. H., Mutlu, M. ve Sağlam, A. R., 2001," Beton ankrajları", Sika Teknik Bülten, No. 4, s 1-11.
- Özsoy D., Mart 2001, "İnşaat Çeliği ve Kontrollü Su Soğutma Yöntemi", Mühendislik ve Makine Dergisi, Sayı:494 Mart.
- Park, R. and Paulay, T., 1975, "Reinforced Concrete Structures", First Edition, John Wiley, New York.
- Phan, L.T. and Carino, N.J., 1998, "Review of Mechanical Properties of HSC at Elevated Temperatures." Journal of Materials in Civil Engineering, Vol.10, pp: 58-64.
- Postacıoğlu, B.,1987 "Beton: Cilt 1", İTÜ, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, sayfa 354-388, İstanbul.
- Postacıoğlu, B., 1989, "Beton: Cilt 2,", İTÜ, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, 404 sayfa, İstanbul.
- Ramachandran, V.S. and Beaudoin, J.J., 2001, "Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology", Institute for Research in Construction National Research Council, Canada, Ottawa, Ontario.
- Ray A., Mukerjee D., Sen S.K., Bhattacharya A., Dhua S.K., Prasad M.S., Banerjee N., Popli A.M. and Sahu A.K., 1997i "Microstructure And Properties Of Thermomechanically Strengthened Reinforcement Bars: A Comparative Assessment Of Plain-Carbon And Low-Alloy Steel Grades", JMEPEG, Vol. 6, pp. 335-343.

- Riley, M.A., 1991, "Possible New Method for the Assessment of Fire Damaged Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 43, pp. 87-92.
- Rostasy, F.S., Weiss, R. and Wiedemann, G., 1980, "Changes of pore structure of cement mortars due to temperature." Cement & Concrete Research, Vol.10, pp 157-164.
- Sakr K. and El-Hakim E., 2004, "Effect of high temperature or fire on heavy weight concrete properties", Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp. 590-596.
- Sakr, K., 2004, "Effect of Cement Type on The Corrosion of Reinforcing Steel Bars Exposed To Acidic Media Using Electrochemical Techniques", Cement and Concrete Research.
- Salvatore W., Buratti G., Maffei B. and Valentini R., 2007, "Dual-Phase Steel Re-Bars For High-Ductile R.C. Structures, Part 2: Rotational Capacity Of Beams", Engineering Structures, Vol. 29, pp. 3333-3341.
- Sancak E. ve Şimşek O., 2006, "Yüksek sıcaklığın silis dumanı ve süper akışkanlaştırıcı katkılı hafif betona etkileri", Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der., Cilt 21, No 3, sayfa 443-450.
- Sarkar P. P. , Kumar P., Manna M. K., Chakraborti P. C., 2005, "Microstructural influence on the electrochemical corrosion behaviour of dual-phase steels in 3.5% NaCl solution", Materials Letters Vol.59, pp. 2488 – 2491.
- Savaşkan, T., 1999, "Malzeme Bilgisi ve Muayenesi". KTÜ. Trabzon.
- Schrefler B.A., Brunello P., Gawin D., Majorana C.E. and Pesavento F., 2002, "Concrete at High Temperature with Application to Tunnel Fire", Computational Mechanics, Vol. 29.
- Shah, P. S., Wang, K., Weiss, J. W., 2000, "Mixture Proportioning for Durable Concrete Challenges and Changes", Concrete International.

- Shin K. Y., Kim S. B., Kim J. H., Chung M., Jung P. S., 2002, “Thermo-Physical Properties And Transient Heat Transfer Of Concrete At Elevated Temperatures”, Nuclear Engineering And Design, Vol. 212, pp. 233-241.
- Söylev T. A. and Richardson M. G., 2008, “Corrosion inhibitors for steel in concrete: State-of-the-art report”, Construction and building materials Vol. 22 pp 609-622.
- Stefano M.D., Nudo R., Sara G. and Viti S., 2001, “Effects Of Randomness In Steel Mechanical Properties On Rotational Capacity Of Rc Beams”, Materials And Structures, Vol. 34, pp. 92-99.
- Stepanek P., Stastnik S. and Salajka V., 2003, “Static reliability of concrete structures under extreme temperature, radiation, moisture and force loading”, SMIRT Vol. 17, Czech Republic.
- Şener H.D., 2006, “Aderans eki deneyinde göçme biçimleri ve çatlak dağılımları, Y.lisans tezi, GÜ, FBE, Ankara.
- Şimşek O., 2010, “Beton Bileşenleri ve Beton Deneyleri” 3. Baskı. Seçkin Yayınevi, Ankara.
- Tamirci, M., 2008, “Korozyon”, www.angelfire.com/mt/mehmettamirci/korozyon.
- THBB, 2001, “Beton Kalite Deklarasyonu”, <http://www.thbb.org/News.aspx?ID=56>.
- TKT, 2004, “Türkiye Korozyon Topluluğu”, www.korozyon.org, mart 2004
- Toman J., Cerny R., 2001, “Thermal Conductivity Of High Performance Concrete In Wide Temperature And Moisture Ranges”, ACTA Polytechnica, Vol.41, No.1, pp. 8-10.
- Topak H., 2006, “Doğru Akım Devre Analizi”, Uzaktan eğitim ders notları, Mersin Üniversitesi, 37 sayfa.
- Topçu A., 2009 “Betonarme 1 Ders Notları”, OGÜ, Eskişehir.

- Trejo D, Monteiro P. and Thomas G., 1994, “Mechanical Properties And Corrosion Susceptibility Of Dual-Phase Steel In Concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 7, pp. 1245-1254.
- TS 500, 2000, “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 706 .EN 12620+A1, 2009, “Beton agregaları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 708, 2010, “Çelik - Betonarme için - Donatı çeliği” Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 802, 2009, “Beton karışım tasarımı hesap esasları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 12390-3, 2010, “Beton - Sertleşmiş beton deneyleri - Bölüm 3: Deney numunelerinde basınç dayanımının tayini”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 12390-5, 2010, “Beton - Sertleşmiş beton deneyleri - Bölüm 5: Deney numunelerinde eğilme dayanımının tayini”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 206-1, 2002, “Beton- Bölüm 1: Özellik, Performans, İmalat ve Uygunluk”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN ISO 6892-1, 2010, “Metalik malzemeler – Çekme deneyi – Bölüm 1: Ortam sıcaklığında deney metodu”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Türk, K., 2002, “Bileşik Eğilmeye Maruz Betonarme Elemanlarda Donatı Aderansının Beton Özelliklerine Bağlı Olarak İncelenmesi”, Doktora Tezi, FÜ, FBE, Elazığ.
- Türkmen, İ. and Gavgalı, M., 2003, “Influence of Mineral Admixture on The Some Properties and Corrosion of Steel Embedded in Sodium Sulfate Solution of Concrete”, Materials Letters, Vol. 57, pp. 3222-3233.
- Ün, Hayri, 2007, “Malzeme Bilimi Ders Notları, 5.hafta”, Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli.

- Ünal, Y., 1998, “Aderansın betonun agrega tane çapı ve dayanımına bağlı olarak değişimi üzerine bir araştırma”, Y.Lisans Tezi, FÜ, FBE, Elazığ.
- Ünal R., 2007, “Malzeme Bilgisi Ders Notları- Demir ve Çelik”, Dumlupınar Üniversitesi, s.45, Kütahya.
- Ünlüoğlu E., Topçu, İ., B. ve Yalaman B., 2007, “Yüksek sıcaklıkta kalmış yapılarda pas payının betonarme çelik donatı özelliklerine etkisi”, İMO Teknik Dergisi, Yazı 273,sayfa 4145-4155.
- Vodak F., Trtık K., Kapickova O., Hoskova S. and Demo P., 2004, “The Effect of Temperature on Strength-Porosity Relationship for Concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 18, pp. 529-534.
- Vydra, V., Vodak, F., Kapickova, O. and Hoskova, S., 2001, “Effect of temperature on porosity of concrete for nuclear-safety structures.” Cement and Concrete Research, Vol.31, pp. 1023-1026.
- Wang, W. and Liu X., 2003, “A strain-softening model for steel-concrete bond”, Cement and concrete research Vol. 33, pp. 1669-1673.
- Web 1 <http://www.entl.com.tr>, 15.07.2008.
- Web 2 <http://www.metaldunyasi.com/tr/dergi.asp?id=538&dergi=buay>, 11.03.2010.
- Xiao, J. and König, G., 2004, “Study on concrete at high temperature in China-an overview.” Fire Safety Journal, Vol. 39, pp. 89-103.
- Yei, W., Chang, J.J., 2005, “A Study on The Efficiency of Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 19, pp. 516-524.
- Yerlici, V. ve Özturan, T., “Yüksek dayanımlı beton elemanlarda aderans dayanımı.” TMMOB Teknik Dergi, Cilt 13, (1), 2002.

- Yüzer, N., 1998, “Silis Dumanı Katkılı Betonarme Elemanlara Klorür Etkisinin Hızlandırılmış Korozyon Deneyi İle Araştırılması”, Doktora Tezi, YTÜ, FBE, İstanbul.
- Yüzer, N., 2003, “Betonarme Yapılarda Korozyon Ölçüm Yöntemleri Ve Hasar Tespiti”, THM, Sayı 426, Ankara.
- Yüzer, N., Aköz, F., 2003, “Donatı Korozyonunun Hızlandırılmış Deney Yöntemi ile Araştırılması”, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası 5.Ulusal Beton Kongresi, Betonun Dayanıklılığı (Dürabilite), 1-3 Ekim, sayfa 227-236, İstanbul.
- Zhang M. and Shao G., 2006, “Characterization and properties of oxide scales on hot-rolled strips”, Department of Material Science and Engineering, Shanghai University, Shanghai, China.
- Zheng H. and Abel A.A., 1999, “Fatigue Properties Of Reinforcing Steel Produced By Tempcore Process”. Journal Of Materials In Civil Engineering, Vol. 11(2), pp. 158-165.

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Gökhan KÜRKLÜ

Doğum Yeri : Ankara

Doğum Tarihi : 25.02.1980

Medeni Hali : Evli

Yabancı Dili : İngilizce

Eğitim Durumu Kurum ve Yılı

Lise : Ankara Yapı Meslek ve İnşaat Teknik Lisesi – 1997

Lisans : Afyon Kocatepe Üniversitesi Yapı Öğretmenliği – 2001

Yüksek Lisans: Afyon Kocatepe Üniversitesi Yapı Öğretmenliği – 2005

Çalıştığı Kurum ve Yılı

Araştırma Görevlisi: Afyon Kocatepe Üniversitesi Yapı Öğretmenliği Bölümü 2002-...

Yayınları:

Kitaplar:

- 1- “Tüm Yönleriyle Beton ve Betonarme Kalıpları”, ISBN 975-523-026-2, Teknik Yayınevi, Ankara, 2003

Makaleler:

- 1- “Çatı Tasarımı ve Uygulamasında Karşılaşılan Detay Hataları”, Çatı ve Cephe Dergisi, Sayı: 24, Ocak 2010.
- 2- “Yüksek Sıcaklık Sonrası Farklı Sınıflardaki Betonarme Çeliklerinin Mekanik Özelliklerinin İncelenmesi”, AKÜ Fen Bilimleri Dergisi 2009-02, sayfa 97-103
- 3- “Öngerilmeli Beton Teknolojisi”, Teknolojik Araştırmalar: YTED ISSN: 1305-631X, Cilt 3, Sayı 2, 2007

Uluslararası Konferans ve Sempozyumlardaki Tebliğler:

- 1- “Mevcut Betonarme Bir Binanın DBYBHY 2007’e Göre Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleriyle Değerlendirilmesi ve Güçlendirme Uygulaması”, Uluslararası Sakarya Deprem Sempozyumu 01-02 Ekim 2009, SÜ
- 2- “Depremde Bina Performansının DBYBHY 2007’ye Göre Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesinde Malzeme Sınıfının Değişiminin İncelenmesi”, ACE 2007, 24-26 Ekim SDÜ, Isparta-Antalya
- 3- “Baraj Deformasyon Gözlemleri İçin Otomatik Veri Toplama Sistemlerinin Kullanılması ve Örnek”, 4. Coğrafi Bilgi Sistemleri Bilişim Günleri,2006
- 4- “Mevcut Betonarme Yapı Elemanlarında Donatı Konumu ve Korozyonun İncelenmesi”, GAP 5. Mühendislik Kongresi,2006

Ulusal Konferans ve Sempozyumlardaki Tebliğler:

- 1- “Sismik İzolatörlü Çelik-Betonarme Karma Yapı Sistemi Örneği: Söğütözü Kongre ve Ticaret Merkezi”, 3. Ulusal Çelik Yapılar Sempozyumu 8-10 Ekim 2009, İMO
- 2- “Mesleki ve Teknik Eğitimde Çatı”, 5. Ulusal Çatı & Cephe kaplamalarında Çağdaş Malzeme ve Teknolojileri Sempozyumu 15-16 Nisan 2010, DEÜ
- 3- “Çatı Tasarımı ve Uygulamasında Detay Hataları, Sonuçları ve Düzeltme Çalışmaları”, 4. Ulusal Çatı & Cephe kaplamalarında Çağdaş Malzeme ve Teknolojileri Sempozyumu 13-15 Ekim 2008, İTÜ
- 4- “Dolgu Barajlarda Deformasyon Gözlemleri Ve Gelişmiş Veri Toplama Sistemlerinin Kullanımı”, I. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu,2007
- 5- “Donatı Korozyonu Ve Korozyon Hızının Belirlenmesinde Kullanılan Yöntemler”, UMES 2007,2007
- 6- “İnfrared Kameraların Yapılarda Kullanım Alanları”, UMES 2007,2007.
- 7- “Beton Tamir Harçlarının Durabilitesi”, UMES 2007,2007
- 8- “Mevcut Betonarme Yapılarda Beton Dayanımının Belirlenmesi”, Kocaeli Deprem Sempozyumu,2005
- 9- “İnsan ve Barınma İhtiyacında Enerjinin Verimli Kullanılabilirliği”, II. Ulusal Ege Enerji Sempozyumu ve Sergisi,2004

- 10- “Atıkların Geri Dönüşümüne Enerji Açısından Bir Bakış”, II. Ulusal Ege Enerji Sempozyumu ve Sergisi,2004
- 11- “İnşaat Endüstrisinde Geri Dönüşüm ve Bir Hammadde Kaynağı Olarak Farklı Yapı Malzemelerinin Yeniden Değerlendirilmesi”, V. Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu,2004

Tamamlanan Projeler:

- 1- “Hafif Agregalı Blok Elemanların Fiziko-Mekanik Özelliklerinin Araştırılması ve Modellenmesi”, TÜBİTAK Projesi, Proje No: 104M391, Ocak 2008.