

**AGREGA KONSANTRASYONUNUN BETONUN MEKANİK
ÖZELİKLERİNE ETKİSİ**

DOKTORA TEZİ

Y.Müh. Hasan YILDIRIM

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 27 Eylül 1995

Tezin Savunulduğu Tarih : 22 Aralık 1995

Tez Danışmanı : Doç.Dr. M.Ali TAŞDEMİR

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Saim AKYÜZ

Doç.Dr. Turan ÖZTURAN

ARALIK 1995

Hyander

31. 1. 1336



ÖNSÖZ

Sunulan çalışma İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Araştırmanın gerçekleşmesinde "TÜBİTAK-INTAG 524" projesinin maddi katkısı olmuştur.

Tezin her aşamasında yardım ve desteğini esirgemeyen Sayın hocam Doç.Dr. Mehmet Ali Taşdemir'e, araştırma sırasındaki teşvikleri nedeniyle Öğretim Görevlisi Dr. Osman N. Oktar'a, Deneysel çalışmalarda yardımcı olan Yapı Malzemesi Teknisyen ve Yardımcılarına ve maddi destekleri için TÜBİTAK-INTAG'a teşekkür ederim.

Eylül 1995

Hasan YILDIRIM

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	ii
NOTASYON	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
TABLO LİSTESİ	xi
ÖZET	xiii
SUMMARY	xiv
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
1.1. Giriş	1
1.2. Konu İle İlgili Çalışmalar	2
1.2.1. Betonun Kısa Süreli Basınç Yükleri Altındaki İnelastik Davranışı	2
1.2.2. Betonun Süreksizlik ve Çözülme Sınırlarının Saptaması	4
1.2.3. Agreganın Özelliklerinin ve Agreganın Konsantrasyonunun Betonun Mukavemetine Etkisi İle İlgili Çalışmalar	5
1.2.4. Agreganın Konsantrasyonunun Betonun Sünme ve Rötresine Etkisi İle İlgili Çalışmalar	7
1.3. Araştırmanın Amacı	9
1.4. Araştırmanın Kapsamı	9
1.5. Araştırmanın Ana Hatları	10
BÖLÜM 2. BASINÇ ve YARMA DENEYLERİ İÇİN DENEYSEL ÇALIŞMALAR	11
2.1. Kullanılan Malzemeler	11
2.1.1. Agregalar	11
2.1.1.a. Kum	11
2.1.1.b. Ponza Taşı Hafif Agregaları	12
2.1.1.b1. Özgül Ağırlık	12
2.1.1.b2. Birim Hacim Ağırlığı	12
2.1.1.b3. Su Emme	12
2.1.1.c. Kırmataş	13
2.1.1.d. Çakıl	14
2.1.2. Katkı Maddeleri	14
2.1.2.a. Süper Akışkanlaştırıcı	14
2.1.3. Çimento	14
2.2. Beton Bileşimi	15

2.2.1. Yapılan Kabuller	15
2.2.2. Beton Bileşim Hesapları	16
2.2.3. Üretilen Karışım Serileri	18
2.2.4. Beton Üretimi, Karıştırma, Yerleştirme ve Kür Koşulları	18
2.2.5. Numune Boyutları ve Sayıları	19
2.3. Betonlar Üzerinde Yapılan Deneyler	19
2.3.1. Taze Beton Deneyleri	19
2.3.2. Sertleşmiş Beton Deneyleri (Mekanik Deneyler)	19
2.3.3. Ultrases Hızı Deneyleri	20
2.3.4. Sertleşmiş Numunede Birim Ağırlık Deneyleri	20
2.3.5. Zamana Bağlı Davranış İle İlgili Çalışmalar	20
BÖLÜM 3. DENEY SONUÇLARI	21
3.1. Tanımlar	21
3.1.1. Kırılma-Şekil Değiştirme İşi	21
3.2. Betonların Elastik Özellikleri İle İlgili Deney Sonuçları	22
3.3. Betonların Elastik Olmayan Özellikleriyle İlgili Deneylerin Sonuçları	23
3.4. Betonların Yarıлма Dayanımına Ait Deney Sonuçları	24
3.5. Betonlar Üzerinde Ölçülen Ultrases Hızı İle İlgili Deney Sonuçları	25
3.6. Betonun Zamana Bağlı Davranışı İle İlgili Deney Sonuçları	25
BÖLÜM 4. DENEY SONUÇLARININ İRDELENMESİ	26
4.1. Taze Beton Özellikleri	26
4.2. Betonun Elastik Davranışı İle İlgili Sonuçların İrdelenmesi	28
4.2.1. Genel Bilgiler	28
4.2.2. Agregası Konsantrasyonunun Betonun Elastiklik Modülüne Etkisi	29
4.2.3. Agregası Konsantrasyonunun Betonun Süreksizlik Sınırındaki Poisson Oranına Etkisi	32
4.3. Elastik Olmayan Özelliklere Ait Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi	34
4.3.1. Genel Bilgiler	34
4.3.2. Agregası Konsantrasyonunun Süreksizlik Sınırına Etkisi	35
4.3.3. Agregası Konsantrasyonunun Çözülme Sınırına Etkisi	41
4.3.4. Agregası Konsantrasyonunun Basınç Mukavemetine Etkisi	43
4.3.5. Betondaki Agregası Hacim Konsantrasyonunun Betonun Basınç Mukavemetindeki Birim Kısalmaya Etkisi	47
4.4. Kırılma-Şekil Değiştirme İşi Değerlerinin İncelenmesi	48
4.4.1. Kırılma Şekil Değiştirme İşinin Agregası Konsantrasyonu İle Değişimi	48
4.4.2. Bağlı Kırılma Şekil Değiştirme İşinin Agregası Konsantrasyonu İle Değişimi	49
4.5. Betonun Basınç Altında Gevrek Davranışı	50
4.5.1. Gevreklik İndisi	50

4.6. Yarılma-Çekme Deneylerine Ait Deney	
Sonuçlarının İrdelenmesi	55
4.6.1. Agregasın Konsantrasyonunun Betonun Çekme Şekil Değıştirme	
Kapasitesine ve Yarma-Çekme Dayanımına Etkisi	55
4.7. Ultrases Hızı Deney Sonuçlarının İncelenmesi	60
4.7.1. Ultrases Hızı Agregasın Konsantrasyonu İlişkisi	60
4.8. Kompozit Malzeme Olarak Normal ve Hafif Betonların	
Elastik Modüllerinin Hesabı ve Deney Sonuçlarının	
Karşılaştırılması	61
4.9. Agregasın Konsantrasyonunun Betonun Zamana Bağlı	
Davranışına Etkisi	70
4.9.1. Agregasın Konsantrasyonu'nun Betonun Sünme ve	
Rötresine Etkisi	70
4.9.2. Rötresin Modelleme Çalışması	73
BÖLÜM 5. SONUÇLAR VE İLERİ ÇALIŞMALAR İÇİN ÖNERİLER	74
5.1. Taze Beton Özellikleri İle İlgili Deney Sonuçları	74
5.2. Betonların Elastik Davranışlarıyla İlgili Deney Sonuçları	74
5.3. Betonların Elastik Olmayan Davranışlarıyla İlgili	
Deney Sonuçları	75
5.4. Betonların Kırılma-Şekil Değıştirme İşi ve Bağlı Kırılma	
Şekil Değıştirme İşi Değışerlerinin Sonuçları	75
5.5. Yarılma Dayanımı ve Şekil Değıştirme Kapasitesi	
İle İlgili Sonuçlar	76
5.6. Betonun Basınç Altında Gevrek Davranışı	76
5.7. Zamana Bağlı Davranış İle İlgili Sonuçlar	76
5.8. İleri Çalışmalar İçin Öneriler	77
KAYNAKLAR	78
EKLER	85
ÖZGEÇMİŞ	111

NOTASYON

σ	: Normal gerilme (N/mm ²)
ε	: Eksenel şekil değiştirme
ε_g	: Yanal şekil değiştirme
BK	: Kırmataşlı beton serisi
BP	: Ponzataşı hafif agregalı beton serisi
$BÇ$	: Çakıl agregalı beton serisi
τ	: Kırılma şekil değiştirme işi (N/mm ²)
β	: Bağlı kırılma işi (N/mm ²)
E	: Elastisite modülü (N/mm ²)
ν	: Poisson oranı
σ_D	: Süreksizlik sınırı (N/mm ²)
σ_L	: Çözülme sınırı (N/mm ²)
f_c	: Basınç mukavemeti (N/mm ²)
$\Delta V/V_0$	: Hacımsal şekil değiştirme
V_a	: Agregat hacim konsantrasyonu
S_{II}	: Tersinir deformasyon enerjisi
S_I	: Tersinmez deformasyon enerjisi
$G.I.(S_{II}/S_I)$	: Gevreklik indisi
E_h	: Çimento hamurunun elastisite modülü (N/mm ²)

E_a : Agrega elastisite modülü (N/mm²)

ρ : Özgöl ağırlık

ε_r : Rötire

ε_s : Sünme

S_c : Kompozitin rötresi

S_p : Çimento hamurunun rötresi



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1.	Hafif betonun kırılmasının modelle açıklanması	3
Şekil 1.2.	Tek eksenli basınca maruz betonda agreganın normal veya hafif olması durumuna göre oluşan kırılma çizgilerinin görünüşü	4
Şekil 2.1.	Kırmataş, ponzataşı ve çakıl agregalı betonların granülometrik bileşimi (kumlu seriler)	17
Şekil 2.2.	Kırmataş, ponzataşı agregalı betonların granülometrik bileşimi (Kumsuz seriler)	17
Şekil 3.2.	Betonun kırılma işinin şematik gösterimi	22
Şekil 3.3.	Betonun gerilme-şekil değiştirme ve gerilme-hacimsal şekil değiştirme eğrilerinin şematik gösterimi	24
Şekil 4.1.	Agrega konsantrasyonu VeBe ilişkisi	26
Şekil 4.2.	Agrega konsantrasyonu çökme ilişkisi	27
Şekil 4.3.	Taze betonun birim ağırlığının agrega hacim konsantrasyonu ile değişimi	28
Şekil 4.4.	Agrega konsantrasyonunun betonların elastisite modülü ile değişimi	30
Şekil 4.5.	Süreksizlik sınırındaki Poisson oranının agrega konsantrasyonuna göre değişimi	32
Şekil 4.6.	Süreksizlik sınırının agrega konsantrasyonu ile değişimi	36
Şekil 4.7.a.	Kırmataş agregasında çatlak başlangıcı	37
Şekil 4.7.b.	A ve B, aynı düşey düzlem üzerindeki iki komşu kırmataş agregası	37
Şekil 4.7.c.	Çakıl agregasında çatlak başlangıcı	38
Şekil 4.7.d.	A ve B, aynı düzlem üzerindeki iki komşu çakıl agregası	39
Şekil 4.7.e.	A ve B, aynı düzlem üzerindeki iki komşu ponza agregası	40
Şekil 4.8.	Çözülme sınırının agrega konsantrasyonu ile değişimi	41

Şekil 4.9.	Basınç dayanımının agrega konsantrasyonu ile değişimi	44
Şekil 4.10.	Düzgün altıgen simetrik düzlemde dairesel enklizyonlar	45
Şekil 4.11.	Agrega konsantrasyonunun betonun basınç mukavemetindeki Birim kısalma ile değişimi	47
Şekil 4.12.	Kırılma şekil değiştirme işinin agrega konsantrasyonu ile değişimi	49
Şekil 4.13.	Bağıl kırılma şekil değiştirme işinin agrega konsantrasyonu ile değişimi	50
Şekil 4.14.	Betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisi ve gevreklik indisi . . .	51
Şekil 4.15.	Gevreklik indisi'nin basınç mukavemeti ile değişimi	53
Şekil 4.16.	Agrega konsantrasyonu gevreklik indisi ilişkisi	54
Şekil 4.17.	Gevreklik indisi'nin basınç mukavemeti ile değişimi	55
Şekil 4.18.	Çekme şekil değiştirme kapasitesinin agrega hacim konsantrasyonu ile ilişkisi	57
Şekil 4.19.	Agrega konsantrasyonunun yarma-çekme dayanımı ile ilişkisi . .	58
Şekil 4.20.	Yarma çekme deney numunelerinin kırılma aşamaları	59
Şekil 4.21.	Ultrases hızı agrega konsantrasyonu ilişkisi	60
Şekil 4.22a.	Kırmataşlı ve kumlu, betonlarda $E_{deney}-E_{teori}$ ilişkisi	67
Şekil 4.22b.	Çakıltılı ve kumlu, betonlarda $E_{deney}-E_{teori}$ ilişkisi	67
Şekil 4.22c.	Kırmataşlı ve kumsuz betonlarda $E_{deney}-E_{teori}$ ilişkisi	68
Şekil 4.22d.	Ponza taşı hafif agregalı ve kumsuz betonlarda $E_{deney}-E_{teori}$ ilişkisi	68
Şekil 4.23.	Kırmataşlı betonlarda değişik agrega konsantrasyonlarında rötre	71
Şekil 4.24.	Kırmataşlı betonlarda değişik agrega konsantrasyonlarında sünme	71
Şekil 4.25.	Kırmataşlı betonlarda değişik agrega konsantrasyonlarında ağırlık kaybı	72
Şekil B1.	Kırmataşlı ve kumlu (0-4mm) beton numunelerinin kesit görünüşü	99

Şekil B2.	Ponzataşı hafif agregalı ve kumlu (0-4mm) beton numunelerinin kesit görünüşü	100
Şekil B3.	Çakıtaşı agregalı ve kumlu (0-4mm) beton numunelerinin kesit görünüşü	101
Şekil B4.	Kırmataşlı kumsuz (0-2mm) beton numunelerinin kesit görünüşü	102
Şekil B5.	Ponzataşı hafif agregalı kumsuz (0-2mm) beton numunelerinin kesit görünüşü	103
Şekil B6.	Basınç deneyi düzeninin genel görünüşü	104
Şekil B7.	Boyuna ve enine şekil değiştirme ölçme düzenleri	105
Şekil B8.	Yarma deneyi düzeninin genel görünüşü	106
Şekil B9.	Yarma deneyinde beton disk ortasında şekil değiştirme ölçme düzeni	107
Şekil B10a.	Poisson oranı (süreksizlik sınırındaki) basınç dayanımı ilişkisi	108
Şekil B10b.	Poisson oranı (süreksizlik sınırındaki) süreksizlik sınırı ilişkisi	108
Şekil B11a.	Süreksizlik sınırı/basınç dayanımı oranının agrega konsantrasyonu ile ilişkisi	109
Şekil B11b.	Çözülme sınırı/basınç dayanımı oranının agrega konsantrasyonu ile ilişkisi	109
Şekil B12.	Rötre-agrega konsantrasyonu ilişkisi	110

TABLO LİSTESİ

Tablo 2.1.	Podima kumunun granülometrik bileşimi, özgül ağırlık, birim ağırlık ve su emme değerleri	11
Tablo 2.2.	Ponza taşı agregalarının birim hacim ağırlıkları	12
Tablo 2.3.	Ponza taşı hafif agregalarının 30 dakika süreyle ağırlıkça su emme değerleri	13
Tablo 2.4.	Kırmataşların özellikleri	13
Tablo 2.5.	Kırmataşların granülometrik bileşimi	13
Tablo 2.6.	Çakıl agregasının özellikleri	14
Tablo 2.7.	Betondaki agrega yüzdeleri (kum kullanılan karışımlar)	16
Tablo 2.8.	Betondaki agrega yüzdeleri (kum agregası kullanılmayan karışımlar)	16
Tablo 4.1.	Gevreklik indisi değerleri	51
Tablo 4.2.	Gevreklik indisi değerleri	52
Tablo 4.3a.	Betonların deneyle ve hesapla (teorik) bulunan E değerleri (kumlu karışım)	65
Tablo 4.3b.	Betonların deneyle ve hesapla (teorik) bulunan E değerleri (kumsuz (0-2) karışımlar)	66
Tablo 4.4.	Karışımların 28. günlük basınç dayanımı ve elastisite modülleri	72
Tablo 4.5.	Teorik ve deneysel rötre sonuçları	73
Tablo A1.	Kırmataşlı betonlarda gerçek malzeme miktarları ve taze beton özellikleri (kumlu, 0-4 mm seriler)	86
Tablo A2.	Pozataşı hafif agregalı betonlarda gerçek malzeme miktarları ve taze beton özellikleri (kumlu, 0-4 mm seriler)	87
Tablo A3.	Çakıl agregalı betonlarda gerçek malzeme miktarları ve taze beton özellikleri (kumlu, 0-4 mm seriler)	88

Tablo A4.	Kırmataş agregalı betonlarda gerçek malzeme miktarları ve taze beton özellikleri (kumlu, 0-2 mm seriler)	89
Tablo A5.	Ponzataşı hafif agregalı agregalı betonlarda gerçek malzeme miktarları ve taze beton özellikleri (kumlu, 0-2 mm seriler)	90
Tablo A6.	Kumlu (0-4 mm) kırmataşlı serilerde sertleşmiş beton özellikleri	91
Tablo A7.	Kumlu (0-4 mm) ponzataşı hafif agregalı serilerde sertleşmiş beton özellikleri	92
Tablo A8.	Kumlu (0-4 mm) çakıl agregalı serilerde sertleşmiş beton özellikleri	93
Tablo A9.	Kumsuz (0-2 mm) kırmataşlı betonlarda sertleşmiş beton özellikleri	94
Tablo A10.	Kumsuz (0-2 mm) ponzataşı hafif agregalı beton serilerinde sertleşmiş beton özellikleri	95
Tablo A11.	BK00K, 17K, 34K, 68K, 51K ve 75K kırmataş agregalı beton karışımlarının rötre sonuçları	96
Tablo A12.	BK00K, 17K, 34K, 68K, 51K ve 75K kırmataş agregalı beton karışımlarının numunelerinde ağırlık kaybı ölçümleri	97
Tablo A13.	BK00K, 17K, 34K, 68K, 51K ve 75K kırmataş agregalı beton karışımlarının sünme deneyi sonuçları	98

ÖZET

Sunulan bu çalışmada normal ve hafif agregalı betonlarda agrega hacim konsantrasyonunun betonun kısa süreli elastik ve elastik olmayan mekanik davranışına etkisi araştırıldı. Üretilen betonlarda en büyük agrega boyutu, granülometri ve su/çimento oranı sabit tutularak agrega hacim konsantrasyonu değiştirildi. Disk yarma deneyleri yardımıyla betonların şekil değiştirme kapasiteleri ölçüldü ve agrega konsantrasyonunun bu dolaylı çekme halindeki şekil değiştirme kapasitesine etkisi incelendi. Basınç halinde tepe noktası öncesinde yükleme ve boşaltma yapılarak normal agregalı betonların gevreklik indisleri de bulundu ve bulunan değerlere agrega konsantrasyonundaki değişimlerin etkisi araştırıldı. Kırmataş agregalı betonlarda, agrega konsantrasyonunun zamana bağlı davranışa etkisi, rötre ve sünme deneyleriyle incelendi.

Sertleşmiş betonların elastisite modülleri iki fazlı bir kompozit malzeme modeli yardımıyla hesaplandı ve elde edilen sonuçların deneysel değerlere yakın olduğu bulundu. Agrega konsantrasyonundaki artışın çakıllı normal ve ponza taşı agregalı hafif betonlarda, süreksizlik sınırındaki Poisson oranını düşürdüğü, kırmataşlı normal betonlarda ise bu oranın bir minimumdan geçtikten sonra arttığı görüldü.

Agrega hacim konsantrasyonundaki artışın hafif agregalı ve çakıl agregalı betonlarda süreksizlik ve çözülme sınırları ile basınç dayanımını düşürdüğü, buna karşın kırmataş agregalı betonlarda ise önce bir miktar azalttığı ve bir minimumdan geçtikten sonra artırdığı görüldü. Ayrıca konsantrasyon artışı tüm betonların basınç dayanımındaki birim kısalmalarını ve kırılma-şekil değiştirme işlerini azalttığı gözlemlendi. Agrega konsantrasyonundaki artışın kırmataş ve çakıl agregalı betonların yarma-çekme dayanımını artırdığı, buna karşın hafif agregalı olanlarınkini düşürdüğü, çekme şekil değiştirme kapasitesini ise azalttığı bulundu. Normal agregalı betonlarda agrega hacim konsantrasyonu arttıkça gevreklik indislerinin başlangıçta azaldığı ve bir minimumdan geçtikten sonra arttığı saptandı. Gevreklik indisi değerlerinin silindirik basınç mukavemetlerindeki artma ile belirgin biçimde arttığı görüldü.

INFLUENCE OF AGGREGATE VOLUME CONCENTRATION ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE

SUMMARY

Concretes with compressive strength exceeding 80 N/mm^2 are now commonly used in the construction of some important structures such as long span bridges, dams, nuclear reactors and off-shore structures. In some countries, it is now possible to produce concrete with a compressive strength of 115 N/mm^2 in commercial applications. Since concrete is weak in tension, its tensile strength is frequently neglected in the conventional design of reinforced concrete structures. In recent years, research on concrete have primarily concentrated on increasing its compressive strength, however, more information needed for many aspects of mechanical properties such as fracture behavior and tensile properties. The information about tensile properties of concrete is required for calculating the response of a structure, especially for determining the risk of cracking. The wide use of modern computer-aided analysis in design and use of concrete for special structures mentioned above have led to growing interests in cracking behavior of concrete. It is expected that in the next century more sophisticated approaches will be used in design and, as a result, more research will be required on concrete for a better understanding of its material behavior.

In some loading configurations, such as uniaxial tension, splitting and biaxial loading, opening mode cracks are typical. Concrete is much more sensitive to tensile failure than to shear failure and it is impossible to create a pure shear stress distribution in a test specimen without introducing tension. It has been suggested that initiation of cracking is more dependent on strain than on stress. When a tensile strain is induced in concrete, if its value is greater than the tensile strain capacity of the concrete, a crack will be initiated. The tensile strain capacity is defined as the strain at the onset of cracking or at the limit of proportionality between stress and strain in tension. It is not a constant value, but depends on the experimental technique used, on the type, size and grading of aggregate, on the gauge length, and on the water/cement ratio, curing conditions, age of concrete and loading rate. Available test results in literature show that there is good correlation between tensile strain capacity and strength of concrete for various curing conditions and ages. It is known that, the short-term tensile strain capacity of concrete can be predicted if the modulus of elasticity and tensile strength is known. In recent years, detailed research on the termal strain capacity of concrete was done. It is shown that the thermal strain capacity of lightweight concrete is greater than that of flint gravel concrete of similar workability and strength. There is a good relation between the thermal

strain capacity and "strength/modulus of elasticity" ratio. Early investigations show that the maximum strain at peak stress was about 100×10^{-6} . Direct tensile behavior of concrete under long-or short-term loading was investigated by various researchers. Engineers, however, need more information on the tensile strain capacity of a wide range of concretes for design and quality control purposes.

The main object of this work was to investigate the influence of aggregate volume concentration on the elastic and inelastic behaviour of normal and lightweight aggregate concretes under uniaxial short-term compression loading. The influence of aggregate concentration on the splitting-tensile behaviour and the strain capacity of concrete were also investigated. Concrete was considered as a two phase composite material consisting of hardened cement matrix and aggregate particles dispersed in it.

Since the uniaxial tension test is difficult to perform, the split-tension test was preferred to measure the tensile strain capacity. In addition the brittleness index of normal weight aggregate concrete and also the creep and shrinkage of concrete (only crushed stone) were investigated. Finally the modulus of elasticity of concretes measured experimentally and compared with the models estimated by using two phase composite material models.

The concretes produced in this study are as follows:

- 1) Eleven different aggregate volumes such as 0 %, 17 %, 20 %, 34 %, 40 %, 50 %, 51 %, 60 %, 68 %, 80 % with crushed limestone series,
- 2) Six different aggregate volumes such as 0 %, 20 %, 40 %, 50 %, 60 %, 80 % with lightweight aggregate (pumice) series,
- 3) Six different aggregate volumes such as 20 %, 40 %, 50 %, 60 %, 80 % with gravel aggregate series,
- 4) Eight additional aggregate volumes such as 0 %, 8 %, 16 %, 24 %, 32 %, 40 %, 48 %, 56 % with lightweight aggregate (pumice) series without sand (0-2 mm),
- 5) Eight additional aggregate volumes such as 0 %, 8 %, 16 %, 24 %, 32 %, 40 %, 48 %, 56 % with crushed limestone series without sand (0-2 mm),

The aggregate volume concentrations have been changed in the range of 0 %- 80 %. The aggregate grading of concrete, water/cement ratio and the maximum particle size for all concrete series have been kept constant. The water/cement ratio and the maximum size of aggregate were 0,28 and 20.0 mm, respectively. All mechanical tests were carried out on the standard cylinder specimens, the height=300 mm and the diameter= 150 mm, at the age of 180 days, but only for concretes without sand (0-2 mm), at 28 days age. Splitting-tensile tests were carried out on disk specimens which were prepared from the standard cylinder as the height=150 mm and the diameter=150 mm. Test results obtained are evaluated in terms of following properties: Fresh concrete properties, elastic and inelastic

properties, fracture energy, under compression splitting tensile strength, tensile strain capacity, ultrasonic pulse velocity, creep, shrinkage, the brittleness index and the modulus of elasticity. The experimentally measured values and the predicted values using the composite model are compared.

This thesis consists of five parts:

In the first part, an introduction is given containing the objective of the investigation, relevant general information and related definitions. Also in this part the aim and scope of the present work are given.

The second part is devoted to the experimental studies. The materials used, the principles assumed, the mix compositions, the methods of mixing and curing, the types of loading and the methods employed in the testing and measurements made are described.

In the third part, the experimental results are presented.

The experimental results are discussed and evaluated in the fourth part.

In the fifth part the conclusions are summarized and suggestions for further study are given.

The results obtained in the experimental work can be outlined as follows:

1) Results related to the elastic behaviour:

- i) Aggregate concentration has an important effect on the modulus of elasticity, such that, when it increases the modulus of elasticity of normal weight aggregate concrete increases, but the modulus of the elasticity of lightweight aggregate concrete decreases.
- ii) In concretes produced with limestone aggregates, poisson ratio (at the discontinuity limit) has a minimum around a concentration of $0.425 \text{ m}^3/\text{m}^3$, and for the same type of aggregate type but without sand series, it has a minimum around concentration of $0.270 \text{ m}^3/\text{m}^3$. In the siliceous gravel aggregate concetes and pumice lightweight aggregate concretes, poisson ratio decreases with increase in aggregate volume in the mix.
- iii) For the purpose of modelling, the modulus of elasticity of concrete can be estimated from the moduli of aggregate and cement paste phases by using composite materials models. The predicted values showed reasonable approximations to the experimental results.

. In the limestone aggregate concrete series (with fine or no fine, 0-2 mm), Bache-Nepper-Christensen, Popovics, Hashin, Hansen, Counto, Hirsch-Dougill models gave good results.

. And also in the siliceous gravel aggregate concrete series with sand (0-2 mm) having modulus of elasticity below 40000 N/mm², Bache Nepper-Christensen, Popovics, Hashin-Hansen, Counto, Hirsch-Dougill, Reuss and Voigt models gave good results.

. In the pumice lightweight aggregate concrete series without sand (0-2 mm), Hashin-Hansen, Counto models gave good results.

2) The results related to inelastic behaviour:

- i) As the aggregate volume concentration of the pumice lightweight aggregate and siliceous gravel aggregate concretes increase the discontinuity limits decrease.

However, in concretes with limestone aggregates, the discontinuity limit has a minimum value around an aggregate concentration of 0,51 m³/m³ and it has a minimum around 0,24 m³/m³ for concretes without sand (0-2 mm).

- ii) As the aggregate volume concentration of pumice lightweight aggregate and siliceous gravel aggregate concretes increase their loosening limits (the onset of unstable crack propagation) decrease.

In concretes with limestone aggregates, the loosening limit has a minimum value around the aggregate volume concentration of 0,34-0,40 m³/m³

- iii) The compressive strengths of both the pumice lightweight and siliceous gravel aggregates series decrease, when the aggregate volume concentration increases.

For limestone aggregate concrete series, however, the compressive strength first decreases as the aggregate concentration increases, then passes through a minimum point at an aggregate concentration of 0,20 m³/m³ and then increases.

- iv) The strains of all series at the maximum stresses decrease as the aggregate volume concentration increases.

3) The results related to the toughness and the relative toughness.

- i) As the aggregate volume concentrations of all concrete series increase the toughness of concretes decreases.
- ii) The relative toughness of concrete series does not change seriously, as the aggregate volume concentration increases.

4) The experimental results related to the splitting tensile strength and the tensile strain capacity:

- i) In normal aggregate concretes, as the aggregate volume in the mixes increases the splitting-tensile strength also increases. This increase is significantly higher in limestone aggregate concretes. On the other hand, in pumice lightweight aggregate concretes, as the volume of aggregate increases the splitting-tensile strength decreases after the aggregate concentration of $0,4 \text{ m}^3/\text{m}^3$ for concretes with sand (0-2 mm) aggregates and after $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^3$ for those without sand (0-2 mm).
- ii) The tensile strain capacity is independent on the type and texture of aggregates within the limits of this work.
- iii) The tensile strain capacity as defined and measured in this work is strongly dependent on the volume of aggregate in the mix and it decreases with increase in aggregate concentration.

5) The results related to the ultrasonic pulse velocity:

In normal weight aggregate concretes, as the aggregate volume concentration increases the ultrasonic pulse velocity also increases, but for the pumice lightweight concretes it decreases.

6) The results related to the brittleness of concretes under the uniaxial compression tests:

- i) In normal aggregate concretes, the brittleness index has a minimum value around the $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ aggregate volume concentration.
- ii) Within the limits of this work, the brittleness index does not vary for the normal weight aggregate concretes with the compressive strengths between 20 N/mm^2 to 50 N/mm^2 , however after the value of 50 N/mm^2 the brittleness index increases faster. Therefore, the value of 50 N/mm^2 can be taken as a threshold strength for the typical brittleness of the aggregate volume concentration.

7) Proposals for further studies.

- i) Studies must be performed with different origin of aggregates other than those used this study, at different ages than those chosen in this study, and at higher water/cement ratios other than 0,28.
- ii) It may be interesting to investigate this problem in the case of flexural tensile loading using displacement controlled close-loop testing techniques. These kind of studies may be extended by calculating the fracture energies that includes the descending part of the load-displacement curve. Also it is reasonable to think that this problem may give more interesting results in case of biaxial loading. It would be beneficial to investigate with the brittleness index in flexure. By using different types of aggregates, the results may be obtained in a wide range.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

1.1. Giriş

İki fazlı bir malzemenin mekanik davranışı her fazın mekanik özelliklerine bağlı olduğu gibi bu fazların malzeme içinde bulunuş oranlarıyla da ilgilidir. Yakın zamanlara kadar yapılan çalışmalarda bu fazlar gözönüne alınarak betonda kompozit modelleme çalışmaları yapılmıştır [1].

Betonun yük altındaki davranışı üzerinde yapılan çalışmaların önemli bir bölümü kısa süreli basınç yükleme altındaki elastik olmayan davranışı kapsar. Bu konu hakkında 1929 yılından bu yana pek çok araştırma yapılmıştır. Beton çok fazlı heterojen bir malzemedir. Betonun inelastik davranışı üzerinde önemli bir rol oynayan agrega matris temas yüzeyi sistemdeki en zayıf bölgedir [2,3,4]. Betona herhangi bir yük uygulamasından önce bağ çatlaklarının mevcudiyeti betonun zayıf bölgesini oluşturduğundan, agrega katılması ile elde edilen heterojenlik bağ çatlamaına fazlalaşmasına yol açar [2,4,5].

Betonun çekme dayanımı zayıf olduğu için betonarme yapı hesaplarında ve önemsiz projelendirmelerde bu dayanım ihmal edilmektedir. Fakat geçtiğimiz yıllarda betonun dayanımının artışı üzerine araştırmalar yoğunlaşmış ve bunun yanında kırılma davranışı ve çekme dayanımı gibi mekanik özellikler üzerinde de daha ileri bilgiye ihtiyaç duyulmuştur [6].

Özel yapılarda, bilgisayar destekli analizlerin, projelendirme çalışmalarında kullanılışı betondaki çatlak davranışına ilgiyi arttırmıştır. Bu bakımdan yakın gelecekte, projelendirme çalışmaları için daha gelişmiş projelendirme kriterleri uygulamaya konulabilecektir [7].

1.2. Konu İle İlgili Çalışmalar

1.2.1. Betonun Kısa Süreli Basınç Yükleri Altındaki İnelastik Davranışı

Betonun göçmesi hacimsal şekil değiştirme süresince absorbe edilen kayma şekil değiştirme enerjisine bağlıdır. Çatlama, a) Çimento hamurunun göçmesi, b) Agreganın kırılması, c) Agreg-açimento hamuru temas yüzeyi göçmesi ile başlayabilir [8].

Slate ve Meyers'e göre basınç mukavemetinin %60'ına kadar yerel çatlama ve çatlak başlangıcı vardır, bunu kararlı yayılan çatlak büyümesi izler. Bu gerilme düzeyinden sonra harç içinde çatlaklar birleşmeğe başlar ve basınç mukavemetinin %80'ine kadar çatlaklar kararlı yayılır. Daha sonra sürekli çatlaklar oluşur, bunu göçme izler. İri agrega konsantrasyonu arttıkça çatlak başlaması için gerekli kırılma şekil değiştirme enerjisi azalır [9].

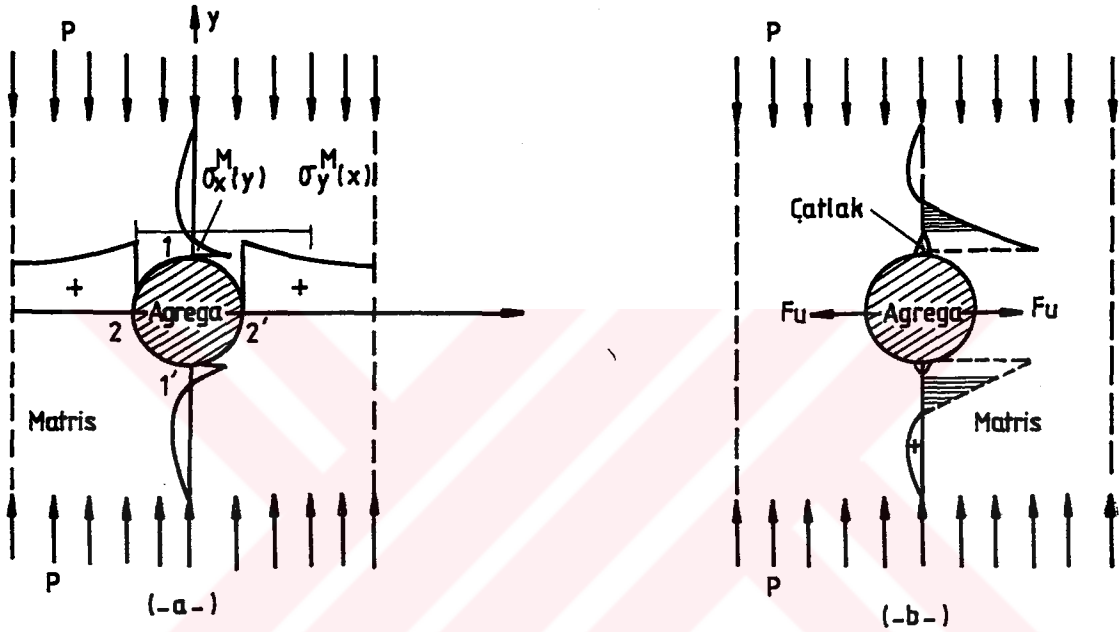
Johnston'a göre basınç mukavemetinin %50-70'inde mikro çatlama başlar. Gerilmenin bu değerinde çatlak büyümesi kararlıdır. Basınç mukavemetinin %80-95'inde kararsız çatlak yayılması oluşur [10].

Basınç mukavemetinin %65'inin altında ilk çatlak belirgin değildir. Harç çatlakları basınç mukavemetinin %85'inde başlar. Büyük agrega taneleri arasında bağ çatlakları köprü kurmaya başlar [11]. Bache ve Cristensen'e göre basınç mukavemetinin yaklaşık %85'inde çatlama agrega-matris temas yüzeyinde ve boşluklarda oluşur. Daha yüksek gerilme düzeylerinde çatlaklar harç içine yayılır [11].

Agrega tanelerinin altında terleme bölgelerinde veya boşluklarda cep oluşmaya başlar. Basınç mukavemetinin %60-90'ında bağ çatlaklarının ucunda harç çatlakları gelişir, birbiriyle köprü kurar. Tek eksenli basınçta harç çatlakları basınç mukavemetinin yaklaşık %90'ında oluşur. Çatlaklar basınç yüklemesine paralel doğrultuda gelişir [12].

Genel olarak ilk çatlak maksimum çekme gerilme doğrultusunda oluşur. Basınç mukavemetinin %85'inde çatlama esas olarak agrega matris temas yüzeyinde boşlukların etrafında oluşur ve bu bölgelerden yayılmaya başlar [13].

Grübl'e göre hafif betonun kırılmasının bir modelle açıklanması Şekil 1.1'de verilmiştir.



Şekil 1.1. Hafif betonun kırılmasının modelle açıklanması [14], [15], [16]

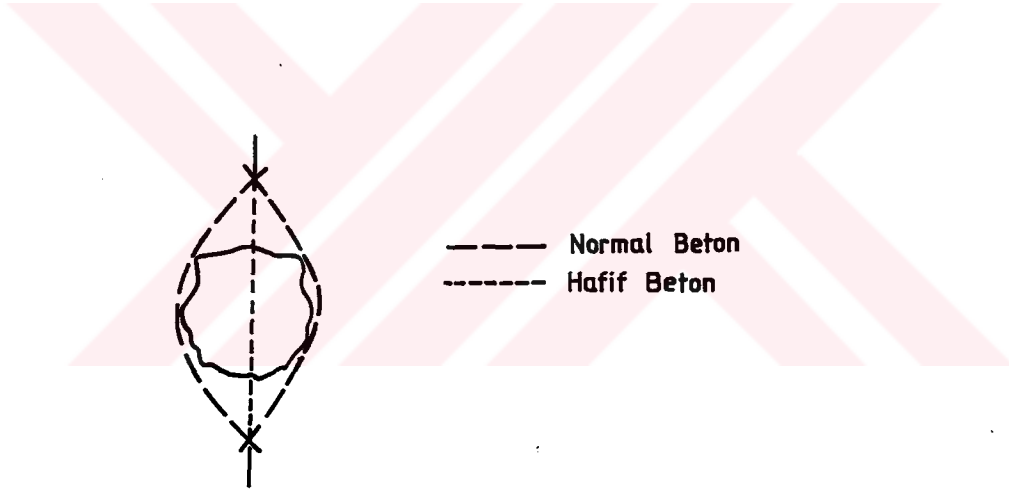
Grübl'e göre çatlak ilerlemesi hafif agrega ortasında olmaktadır. Benzer durum diğer araştırmacılar tarafından da ifade edilmiş olup Şekil 1.2'de görülmektedir. Buna göre betonlarda, çatlak ilerlemesi hafif olanlarda agrega içerisinden, normal agregalı olanlarda ise agrega-harç temas yüzeyinden olmaktadır.

Grübl [14], [15], [16] yaptığı çalışmalarda, hafif betonun basınç mukavemetini harç mukavemetinin arttırdığını fakat bu artışın az olduğunu belirtmiştir. Grübl'ün açıklamaları şöyledir: Hafif betona dış basınç yükü uygulandığı zaman hafif agrega sınırında (yüke dik doğrultuda) çekme gerilmeleri oluşur. Şekil 1.1.a. daki $\sigma_x^M(y)$, x doğrultusunda ve y ekseninde sürekli fazda oluşan gerilmeyi, $\sigma_y^M(x)$ ise y doğrultusunda ve x ekseninde yine sürekli fazda oluşan gerilmeyi

göstermektedir.

Çekme kuvveti aşılinca bu gerilmeler harçda da çekmeye neden olur. Buna ek olarak agrega F_u çekme kuvvetine maruz kalır (Şekil 1.1.b.). Çekme gerilmesi agreganın çekme mukavemetine erişince hafif agrega danesi çatlar. Çatlak boyundaki ani artma ile beton göçer. Bu durumda hafif betonun basınç mukavemeti, agreganın çekme mukavemetine bağlı olur.

Zaitsev ve Witmann, normal betonlarda maksimum yükteki şekil değiştirmenin %70'inde çatlak ağının oluşmaya başladığını yüksek mukavemetli betonlarda ise basınç mukavemetindeki şekil değiştirmenin %90'ına kadar belirgin çatlak oluşmadığını belirtmişlerdir [17].



Şekil 1.2. Tek eksenli basınca maruz betonda agreganın normal veya hafif olması durumuna göre oluşan kırılma çizgilerinin görünüşü [18]

1.2.2. Betonun Süreksizlik ve Çözülme Sınırlarının Saptaması

Süreksizlik ve çözülme sınırlarının belirlenmesi çeşitli araştırmacıların konusu olmuş ve çok sayıda yöntem uygulanmıştır. Bu paragrafta bazı kritik gerilme değerlerinin saptanması ile ilgili olarak günümüze kadar geliştirilen bazı yöntemlerden söz edilmektedir.

Süreksizlik sınırının belirlenmesindeki ilk yöntem L'Hermite [19] tarafından betonun poisson oranındaki değişimini ölçerek uygulanmıştır. Desayi-Wiswanatha [20], betonun tek eksenli basınç gerilmesi altında gerilme boyuna şekil değiştirme diyagramlarından yararlanarak bu kiritik gerilme değerini saptamışlardır. Araştırmacılar betonun gerilme-şekil değiştirme diyagramını $\text{Log } \sigma - \text{Log } \varepsilon$ şeklinde çizdiklerinde üç doğru elde etmişler ve bu doğruların kesiştikleri noktaların süreksizlik ve çözülme sınırlarını belirttiğini ileri sürmüşlerdir. Robinson, Jones ve Kaplan [21, 22] kullandığı diğer bir yöntem de betonda gittikçe artan yükler altında ultrases hızının değişiminin ölçülmesidir. Jones-Kaplan, 10 cm'lik beton küpleri üzerinde ultrases geçiş zamanında 0.1 mikrosaniyelik bir düşüşün süreksizlik sınırına karşı geldiğini ileri sürmektedir. Robinson betonda mikro çatlakların yayılması sırasında çıkan ses enerjisini ölçerek süreksizlik sınırını saptamaktadır [22].

Çözülme sınırının saptanmasında betonun hacim değişimlerinden yararlanmak en yaygın yöntemdir. Bache [23] hafif betonda çözülme sınırının basınç dayanımına çok yakın olduğunu belirtmiştir. Bache, bu sebeple hafif agregalı beton kullanmanın normal betondan daha avantajlı olacağı fikrini ileri sürmüştür.

1.2.3. Agreg a Özelliklerinin ve Agreg a Konsantrasyonunun Betonun Mukavemetine Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Jones, R. ve Gatfield [24]'e göre tek eksenli basınca maruz kalmış numune içinde uygulanan yüke paralel çatlaklar basınç mukavemetinin %50-75'ine eşit yük altında başlar. Araştırmacılar bu sonuca beton içinden geçirilen ses hızını ölçerek varmışlardır. Düzgün çakıl, kaba ve köşeli kırmataştan daha düşük gerilmelerde kırılır. Çünkü mekanik bağ belirli bir derecede kaba agreganın şekil ve yüzey özelliklerinden etkilenir. Beton mukavemeti üzerine su/çimento oranının etkisi aynı araştırmacılar tarafından incelenmiştir. Su/çimento oranının artışıyla agreganın betonun mukavemeti üzerindeki etkisi giderek azalır. Agreg a konsantrasyonu arttıkça basınç mukavemeti artar.

Perederienko, E.I. ve Yarema, S.Ya. [25], betonların dayanım özelliklerinin betonun karakteristikleri ile ilgili olduğunu belirttiler. Dayanım ve iç yapı ilişkisini

içeren çalışmalarında parametre olarak tane boyutu, porozite ve hidratasyonu kullanmışlardır. Basınç ve çekme dayanımının, porozitenin azalmasıyla arttığını hidratasyon derecesinin artmasının dayanımı da artırdığını belirtmişlerdir.

Betonun inelastik davranış üzerinde pek çok çalışma yapılmıştır. Bunlar genelde mikro-çatlama ve hacımsal şekil değiştirmeye ilişkin çalışmalardır. Betondaki inelastik davranış agreganın çimento hamuruna katılmasıyla elde edilir [26].

Kaplan, M.F., [27] betonun mikroçatlaması üzerine strain gauge tekniği kullanarak eğilme, basınç, tek eksenli çekme deneyleri yapmıştır. Çalışmasında betonun çatlaması esnasındaki şekil değiştirme ve çekme gerilmelerinin betondaki iri agregaya konsantrasyonu ile ilgili olduğunu, iri agregaya hacmi artışının betonun kırılması anındaki çatlak başlangıcı durumunda şekil değiştirme ve gerilmelerde azalışa sebep olduğunu belirtmiştir.

Akman [28] çalışmasında çakıllı betonlarda "iri agregaya/kum" oranının kritik gerilme değerlerine etkisini 0'dan 2'ye kadar incelemiştir. Akman, iri argega/kum oranı 0'dan 1'e kadar artarken (süreksizlik sınırı/basınç mukavemeti) ile (çözülme sınırı/basınç mukavemeti) oranlarının azalmakta olduğunu, iri agregaya/kum oranının 1'den 2'ye kadar olan değerlerinde ise kritik gerilmelerin basınç mukavemetine olan oranlarının arttığını göstermiştir. Akman, daha sonra çakıl iri agregasının yerine kalker kırmataşı kullanarak araştırmayı sürdürmüş ve şu sonuçlara varmıştır: İri agreganın kalker ve pürüzlü oluşu agregaya-harç bağlantısını iyi yönde etkileyerek süreksizlik sınırını yükseltmekte, iri agreganın yumuşak olması çözülme sınırını düşürmektedir. Aynı araştırmada iri agreganın şekil değiştirme yeteneğinin fazla olmasıyla eksenel ve yanal şekil değiştirmelerin arttığı görülmüştür.

Hobbs [29] betonun kırılması ile ilgili çalışmasında; şu sonuçlara varmıştır;

- Çatlaklar agregaya-matris temas yüzeyinden başlamakta,
- Betonun kırılması ise matrisin çatlaması ve göçmesi ile olur,

Ayrıca, Hobbs Agregası konsantrasyonundaki artmanın basınç dayanımını arttırdığını ileri sürmüştür.

Stock, A. F., Hannant, D.J. ve Williams, R.J. [30] daha önce yayınlanmış betonun dayanımına ve elastisite modülüne agregası konsantrasyonunun etkisi ile ilgili çalışmaları derlemişlerdir. Bu çalışmaya göre;

a) Çimento hamuru içersine uygun granülometrilili hacmen %20 oranında agregası konursa çekme dayanımının düştüğü, fakat agregası hacmi daha fazla arttırılırsa bu dayanımın arttığını,

b) %20 oranında agregası hacmi konması sonucu basınç dayanımının düştüğünü ve bu düşüşün %60 agregası hacmi oluncaya kadar devam ettiğini ve daha fazla agregası hacmi ilave etmenin basınç dayanımını arttırdığını,

c) Çimento hamuru dayanımının, beton çekme ve basınç dayanımı tahmini için kullanılabileceğini,

d) Çekme ve basınç hallerinde elastisite modülünün agregası konsantrasyonunun hamur içinde artırılmasıyla artış gösterdiğini ortaya koymuşlardır.

Stock ve arkadaşlarının [30] ortaya koyduğu bu sonuçlar geçmiş yıllarda farklı parametrelili, farklı su/çimento oranlı, farklı karışımlardan elde edilen sonuçlardır. Çekme dayanımı ile ilgili sonuçlar ise Kaplan tarafından ortaya konulan çalışmalardır. Daha sonra çekme dayanımına beton bileşiminin etkisi ile ilgili çalışmalar kısıtlıdır.

1.2.4. Agregası Konsantrasyonunun Betonun Sünme ve Rötresine Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Sünme ve rötre davranışında da agregası konsantrasyonunun etkisi olmasından ve bu çalışmanın konusuyla ilişkiler bulunmasından dolayı bu araştırmalar üzerinde kısaca durulacaktır.

Betonu iki fazlı malzeme kabul ederek çimento hamuru içinde dağılı agregadan oluştuğunu belirten Hobbs [29] betonun sünme ve rötresi için agrega hacmine bağlı bağıntılar ileri sürmüştür.

Mears [31] 1972'de yaptığı çalışmasında betondaki çimento hamurunun artışı veya agrega hacminin azalışı ve su/çimento oranının artışının rötreyi arttırdığını söylemektedir.

Yine Hobbs [32] bir çalışmasında normal agregalı betonlarda rötrenin; hamur rötresi, agrega rötresi ve agrega hacim konsantrasyonu ile ilişkilidir demektedir. Rötreyi agrega konsantrasyonuna bağlı olarak; $Sc = Sp(1-Va)/(1+Va)$ şeklinde ifade etmiş ve agrega rötreyi yapmadığı varsayımı ile sadece çimento hamurunun rötresi ve agrega konsantrasyonunun fonksiyonuna bağlı olarak rötreyi ifade etmiştir. Normal betonlarda belirli su/çimento oranında, agregayı rötreyi yapmıyor kabul ederek rötreyi su içeriğine, beton rijitliğine, maksimum agrega boyutuna bağlıdır demiştir.

Hobbs [32] değişik araştırmacıların rötreyi ile ilgili çeşitli modellerini [32-37] hamur rötresi, agrega rötresi ve agrega hacim konsantrasyonu açısından incelemiştir.

Hobbs'un incelediği çalışmalarda genel olarak şu kabuller yapılmıştır;

. Beton, matris ve onun içinde dağılı agregalardan oluşan iki fazlı malzemedir.

. Agregaya ve hamur elastik davranış göstermektedir.

. Rötreyi esnasında elastik özellikler geçerlidir ve zamanla değişmez.

Hobbs [32]; aşağıdaki sonuçlara varmıştır:

1- Normal agregalı betonlarda rötrenin, hamur rötresi, agrega rötresi ve agrega hacim konsantrasyonuna bağlıdır.

2- Agregaya konsantrasyonuna bağlı olarak rötreyi genel olarak

$Sc = Sp(1-Va)/(1+Va)$ biçiminde ifade edilir.

3- Belirli su/çimento oranında ve rötreyi yapmayan agrega kabulü ile rötreyi etkilerinin su içeriği, beton rijitliği, maksimum agrega boyutu ve agrega konsantrasyonu olduğunu belirtmiştir.

Bazant ve arkadaşları [38] rötre ile ilgili daha önce yapılan çalışmalarındaki verilerin modellere uygunluğu ile ilgili incelemelerinde, ACI, CEB-FIP ve BP (Bazant-Panula Modeli) modellerinin içerisinde en iyi uyum sağlayan BP modeli ile olduğunu ortaya koymuşlardır.

Collins [39] de yüksek mukavemetli betonlarda sünme ve rötre durumunu ele almıştır. Araştırmacı hamur içeriği azaltılırsa, olabildiğince fazla agrega seçilirse, rötre ve s nme deformasyonları azalma yapar demektedir.

1.3. Araştırmanın Amacı

Betonu agrega ve sertleşmiş  imento hamuru fazlarından oluşan bir kompozit malzeme olarak ele alınabilir. Bundan dolayı betonun davranışı, agreganın ve sertleşmiş  imento hamurunun davranışlarının ve bunların etkileşimlerinin ortak sonucudur.

 alışmalar gözden geçirildiğinde iki fazlı malzemenin, her fazının mekanik özelliklerine ve oranlarına bağlı olarak betonun mekanik özelliklerine agrega konsantrasyonunun etkisinin yeterince ele alınmadığı, incelemelerin eksik ve az sayıda olduğu ortadadır.

Günümüzde yaygın duruma gelen ve önemi artan çok düşük su/ imento oranındaki betonların davranışını tanımaya ve açıklamaya ihtiyaç duyulmaktadır.

Özellikle bu konuda çekme dayanımı ile ilgili çalışmaların az olduğu açıktır. Bu konuda malzeme davranışının iyi anlaşılması için daha çok bilgiye gereksinim vardır.

Yukarıdaki açıklanan eksiklerin giderilmesi bu araştırmanın amacı olmuştur.

1.4. Araştırmanın Kapsamı

Bu araştırmada su/ imento oranı 0,28 olan betonlarda en büyük agrega

boyutu, granülometri oranı sabit tutularak agreganın hacim konsantrasyonu değiştirildi. Kısa süreli elastik olmayan davranış tek eksenli basınç halinde incelendi ve disk numuneler üzerinde yarma deneyleri de yapılarak bu betonların şekil değiştirme kapasitesi ile agreganın konsantrasyonu arasındaki ilişki araştırıldı. Ayrıca tek eksenli basınç halinde tepe noktası öncesinde yükleme ve boşaltma deneyleri yapılarak normal agregalı betonların gevreklik indisleri de bulundu. Elde edilen sonuçların irdelenmesi ve değerlendirilmesi deneysel sonuçlara ve yapılan modelleme çalışmalarına dayanılarak irdelenip, değerlendirildi.

1.5. Araştırmanın Ana Hatları

Bu çalışmada aynı granülometrik bileşime sahip değişik agreganın türleri (kırmataş, çakıl ve ponza taşı hafif agregası) sertleşmiş çimento hamuru içinde değişik hacim oranlarında kullanılmıştır. Özetleyecek olursak üretilen betonlarda;

- . Karışımlarda Agreganın konsantrasyonu % 0 - % 80 arasında değişmekte,
- . Granülometri A32 ve B32 arasında ve değişmemekte,
- . En büyük agreganın boyutu sabit ve 20 mm,
- . Çimento hamuru içinde farklı türde agreganın
- . Aynı cins çimento
- . Aynı cins süperakışkanlaştırıcı katkı (sadece agreganın konsantrasyonu yüksek olan karışımlarda kullanıldı)
- . Su/çimento oranı=0,28, sabit olmak koşulu ile agreganın konsantrasyonunun mekanik özelliklere etkisi incelenmiştir.

BÖLÜM 2. BASINÇ ve YARMA DENEYLERİ İÇİN DENEYSEL ÇALIŞMALAR

2.1. Kullanılan Malzemeler

2.1.1. Agregalar

2.1.1.a. Kum

Tüm betonlarda 4 mm'nin altında Podima kökenli bir kum kullanıldı. Bu kum üzerinde yapılan granülometri, özgül ağırlık, gevşek birim ağırlık, organik, çamurlu madde ve su emme deney sonuçları Tablo 2.1'de verildi. Granülometrik bileşim TS 706' [40] daki elek takımına göre belirlendi.

Tablo 2.1. Podima Kumunun Granülometrik Bileşimi, Özgül Ağırlık, Birim Ağırlık ve Su Emme Değerleri

Elekten Geçen, % Elek göz boyutları, mm								Özgül ağırlık (kg/m ³)	Gevşek birim ağırlık (kg/m ³)	Su emme (%)
20	16	8	4	2	1	0.5	0.25			
100	100	100	100	80	65	43	8.1	2620	1655	0.8

Podima kökenli kum da TS 3673'e [41] uygun olarak yapılan deney sonucunda organik madde içermediği, TS 3527'ye [42] uygun olarak yapılan deneyde 24 saatlik bir süre sonunda ağırlıkça %1'in altında çamurlu madde içerdiği saptandı.

2.1.1.b. Ponza Taşı Hafif Agregaları

Ponza taşı hafif agregaları 2/4, 4/8, 8/16 ve 16/19 mm'lik dört gruba ayrıldı, beton üretiminde homojenliği sağlamak için bu hafif agregaların suda yüzenleri kullanıldı. Su üzerinde yüzen agregalar beton üretimine hazır olması için hava kurusu duruma erişinceye kadar kurutuldular.

2.1.1.b1. Özgül Ağırlık

Özgül ağırlık, toz halindeki ponza taşı numunesi üzerinde saptandı. Ponza taşı öğütülüp toz durumuna getirildi. 90µm'luk elekten elendi. 105°C'ta değişmez ağırlığa kadar kurutuldu. Özgül ağırlık 2410 kg/m³ olarak bulundu.

2.1.1.b2. Birim Hacim Ağırlığı

Bu deney TS 3526'ya [43] göre yapıldı. Tablo 2.2'de gösterilen değerler bulundu. Gevşek birim ağırlık ise TS 3529'a [44] göre hava kurusu numuneler üzerinde yapıldı.

Tablo 2.2. Ponza Taşı Agregalarının Birim Hacim Ağırlıkları

Ponza taşı hafif agregaları, (mm)	Birim hacim ağırlığı (kg/m ³)		Gevşek birim ağırlık (kg/m ³)
	Fırın kurusu halde	Suya doygun halde	
2/4	818	1040	410
4/8	780	1000	400
8/16	735	930	380
16/19	720	910	370

2.1.1.b3. Su Emme

Ponza taşı hafif agregalarının kuru ağırlıklarına oranla 30 dakika'lık bir süre içinde su emme değerleri bulundu. Elde edilen sonuçlar Tablo 2.3'de verildi.

Tablo 2.3. Ponza Taşı Hafif Agregalarının 30 Dakika Süreyle Ağırlıkça Su Emme Değerleri

Ponza taşı hafif agregaları, (mm)	Su emme (%)
2/4	20.0
4/8	18.8
8/16	20.0
16/20	19.6

2.1.1.c. Kırmataş

İstanbul Cebeci yöresinden getirilen kırmataşlar kullanılmıştır. Kırmataşların özellikleri Tablo 2.4'de verildi. Kırmataşların granülometrik bileşimi ise Tablo 2.5'de verildi.

Tablo 2.4. Kırmataşların Özellikleri

Agrega Cinsi	Birim Ağırlık (kg/m ³)	Özgül Ağırlık (kg/m ³)	Ağırlıkça su emme (%)
Kırmataş1	1352	2710	0.52
Kırmataş2	1438	2690	0.48

Tablo 2.5. Kırmataşların Granülometrik Bileşimi

Agrega Cinsi	Elekten geçen, % Elek göz boyutları, mm							
	20	16	8	4	2	1	0.5	0.25
Kırmataş1	100	100	70	0	0	0	0	0
KırmataşII	100	76	3	0	0	0	0	0

2.1.1.d. Çakıl

İstanbul-Uskumruköy yöresinden temin edilen çakıl kullanıldı. Bu malzemenin özellikleri Tablo 2.6'da verildi. Çakıl elenerek 4/8, 8/16 ve 16/20 mm'lik üç gruba ayrıldı.

Tablo 2.6. Çakıl Agregasının Özellikleri

Agrega Cinsi	Birim Ağırlık (kg/m ³)	Özgül Ağırlık (kg/m ³)	Ağırlıkça su emme (%)
Çakıl 4/8	1610	2580	1.08
Çakıl 8/16	1590	2580	1.20
Çakıl 16/20	1570	2580	1.01

2.1.2. Katkı Maddeleri

2.1.2.a. Süper Akışkanlaştırıcı

Karışımların bazılarında Mac adlı bir firmaya ait olan Rheobuild 2000 Naftalin formaldahid sülfonat esaslı süper akışkanlaştırıcı katkı malzemesi kullanıldı. Yüksek oranda akışkanlaştırıcı ve su azaltıcı olan katkı malzemesi beton karma suyuna önceden karıştırılarak kullanıldı.

2.1.3. Çimento

Üretilen betonların tümünde PÇ 325, Akçimento üretimi çimento kullanılmıştır. Çimentolar fabrikanın aynı gün üretimidir. TS 24'e [45] göre yapılan deneylerin sonuçları aşağıda verilmektedir.

. Mekanik Özellikler

(Rilem-Cembureau yöntemiyle elde edilen dayanım değerleri)

Basınç dayanımları, (N/mm ²)		Eğilme dayanımları, (N/mm ²)	
7.gün	28.gün	7.gün	28.gün
30.7	37.0	6.2	8.3

. Fiziksel Özellikler

Blaine özgül yüzeyi m ² /kg	: 277
90 µ'luk elekte kalan (%)	: 0.2
200 µ'luk elekte kalan (%)	: 3.4
Özgül ağırlık (gr/cm ³)	: 3.17
Normal kıvam suyu (%)	: 28
Le Chatelier iğnelerinin açılması topl. (mm)	: 3.5 mm
Priz başlangıcı	: 2 saat 45 dak.
Priz sonu	: 4 saat 20 dak.

2.2. Beton Bileşimi

2.2.1. Yapılan Kabuller

- . Üretilen betonlar hamur fazından başlayarak giderek artan agrega konsantrasyonlarına sahip işlenebilir betonlardan oluştu.
- . Değişmez bir granülometri (A32-B32 arası)
- . En büyük agrega boyutu sabit ve 20 mm.
- . Aynı cins çimento
- . Su/çimento oranı sabit (0,28)

2.2.2. Beton Bileşim Hesapları

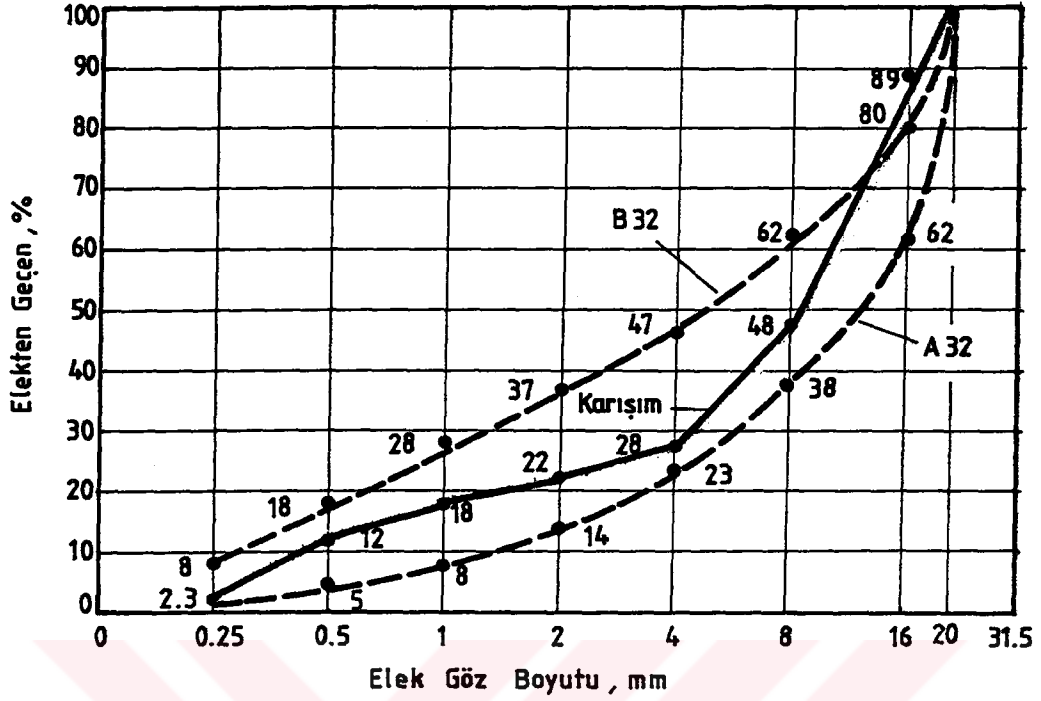
Çalışmalarda beton bileşiminin belirlenmesinde mutlak hacim yöntemi kullanıldı. Agregâ karışım oranları Tablo 2.7 ve 2.8’de verildi. Karışım granülometreleri şekil 2.1 ve 2.2’de verildi.

Tablo 2.7. Betondaki Agregâ Yüzdeleri (Kum kullanılan karışımlar)

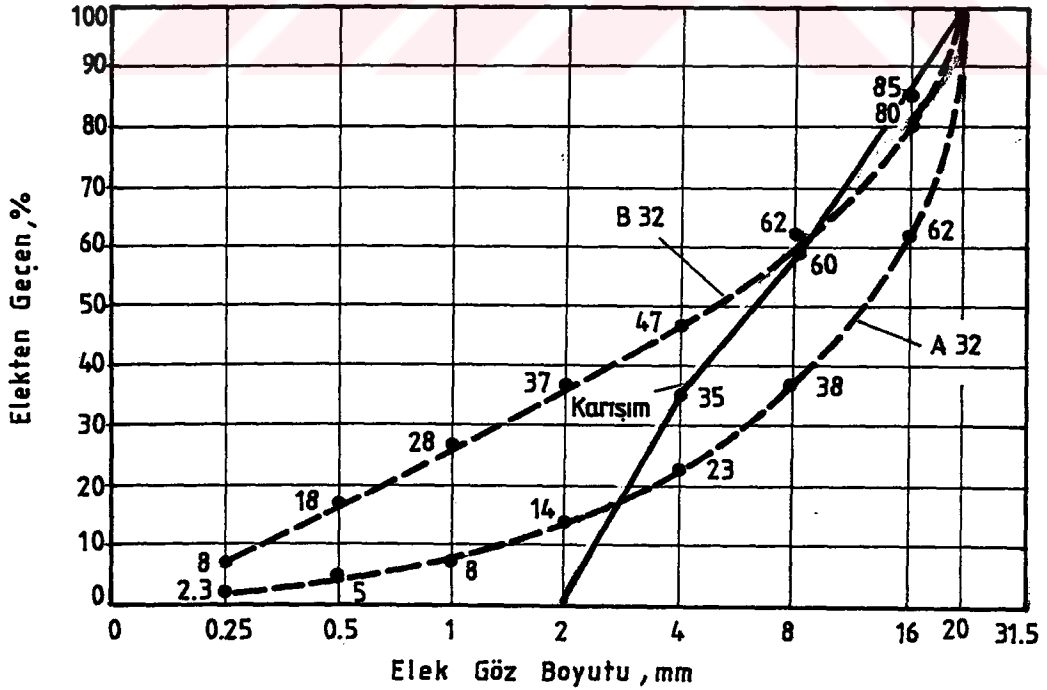
Agregâ cinsi	Kalker kırmataşlı betonlarda			Ponzataşı hafif agregâlı betonlarda				Çakıl agregâlı betonlarda			
	0-4	4-8	8-20	0-4	4-8	8-16	16-20	0-4	4-8	8-16	16-20
Kum (%)	28	-	-	28	-	-	-	28	-	-	-
Kırmataş (%)	-	27	45	-	-	-	-	-	-	-	-
Ponza (%)	-	-	-	-	20	41	11	-	-	-	-
Çakıl (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	20	41	11

Tablo 2.8. Betondaki Agregâ Yüzdeleri (Kum agregâsı kullanılmayan karışımlar)

Agregâ cinsi	Kalker kırmataşlı betonlarda				Ponza taşı hafif agregâlı betonlarda			
	2-4	4-8	8-16	16-20	2-4	4-8	8-16	16-20
Kırmataş (%)	35	25	25	15	-	-	-	-
Ponzataşı (%)	-	-	-	-	35	25	25	15



Şekil 2.1. Kırmtaş, Ponzataşı ve Çakıl Agregalı Betonların Granülometrik Bileşimi (Kumlu Seriler)



Şekil 2.2. Kırmtaş, Ponzataşı Agregalı Betonların Granülometrik Bileşimi (Kumsuz Seriler)

2.2.3. Üretilen Karışım Serileri

Üretilen beton serileri aşağıdaki gibidir.

Kum'lu Seriler:

Kırmataşlı beton serisi: BK00k, BK17k, BK20k, BK34k, BK40k, BK50k, BK51k, BK60k, BK68k, BK75k, BK80k

Ponza taşlı beton serisi: BP00k, BP20k, BP40k, BP50k, BP60k, BP80k

Çakıl agregalı beton serisi: BÇ00k, BÇ20k, BÇ40k, BÇ50k, BÇ60k, BÇ80k

Kum'suz Seriler:

İnce agregasız (0-2 mm kum) Kırmataşlı

beton serisi: BK00, BK08, BK16, BK24, BK32, BK40, BK48, BK56

İnce agregasız (0-2 mm kum) Ponzataşlı

beton serisi: BP00, BP08, BP16, BP24, BP32, BP40, BP48, BP56

Yukarıdaki notasyonlarda ilk harf olan B : betonu, bunu izleyen harf K: kırmataş, P:pozantaşı, Ç:çakıl agregasını, rakamlar agrega hacim konsantrasyonunu, eğer varsa en son harf k:kum kullanılmış olduğunu ifade etmektedir.

Karışımların 1 m³'deki gerçek malzeme miktarları ve taze beton özellikleri ek tablolarda verildi.

2.2.4. Beton Üretimi, Karıştırma, Yerleştirme ve Kür Koşulları

Betonların üretiminde düşey eksenli cebri karıştırırmalı 55 dm³ kapasiteli betoniyer kullanıldı. Agrega konsantrasyonu 0,8 m³/m³ olan betonlar çelik kalıplara üç tabaka halinde ve her bir tabaka 25'şer defa şişlenerek yerleştirildi. Kıvamı kuru ve plastik olanlar ayrıca titreşim masasında titreşime tabi tutuldu.

24 saat süreyle kalıp içerisinde sertleşen numuneler daha sonra sıcaklığı

20 °C $\pm$ 2 °C olan Kirece doymuş su içine konuldu. 150. güne kadar kür havuzunda kalan kum içeren basınç numunelerine harç başlıklar yapıldı. 15 °C $\pm$ 5 sıcaklığında % 65 $\pm$ 10 bağıl nemli odada 168. ve 180. güne kadar bekletilen numunelere sertleşmiş beton deneyleri uygulandı. Kum içermeyen numunelerde ise 28. günde sertleşmiş beton deneyleri uygulandı.

2.2.5. Numune Boyutları ve Sayıları

Bütün beton numuneleri standard silindir şeklinde olup ϕ 15x30 cm'lik boyutlardadır. Her bir karışım için numune sayıları 9 veya 10'ar adet üretildi. Üretilen numunelerin en az dördünde basınç deneyi yapıldı. Üretilen silindir numunelerin en az 2 adetinde yarma deneyi yapıldı. Yarma deneyi için silindir numuneler 15'er cm uzunluğunda kesilerek, her bir deney serisi için 15 cm uzunluğunda 15 cm çapında en az 4 numune yarma deneyi için kullanıldı.

2.3. Betonlar Üzerinde Yapılan Deneyler

2.3.1. Taze Beton Deneyleri

Taze betonlar üzerinde, birim ağırlık, çökme ve VeBe deneyleri yapıldı. Tüm deney serilerine bu deneyler uygulandı.

2.3.2. Sertleşmiş Beton Deneyleri (Mekanik Deneyler)

Paragraf 3'de belirtilen ve özellikleri ek tablo'larda verilen serilerde ϕ 15x30 cm boyutundaki silindir numuneler üzerinde basınç mukavemeti ve kesilerek hazırlanmış ϕ 15x15 cm boyutundaki silindir numuneler üzerinde de yarma mukavemeti deneyleri yapıldı. Silindir basınç deneylerinde boyuna ve yanal deplasmanlar ölçüldü. Ayrıca yarma deneylerinde de numunenin orta noktasında 1 cm uzunluğundaki Strain Gauge'ler kullanılarak şekil değiştirmeler ölçüldü.

2.3.3. Ultrases Hızı Deneyleri

Bütün beton serilerinde 15x30 cm boyutundaki beton silindir numunelerinde ASTM C 597 [46] standardı esaslarına uygun olarak ultrases hızı deneyleri yapıldı. Sonuçlar ek tablolarda verildi.

2.3.4. Sertleşmiş Numunede Birim Ağırlık Deneyleri

Araştırmanın tüm betonlarında laboratuvar kurusu durumunda birim ağırlık deneyleri yapıldı. Sonuçlar ek tablolarda verildi.

2.3.5. Zamana Bağlı Davranış İle İlgili Çalışmalar

Yalnız kırmataşlı ve içerisinde kum bulunan beton serilerinden üretilmiş 10x10x50 cm boyutundaki prizma numunelerinde rötre, sünme ve ağırlık kaybı ölçümleri yapılarak, bu betonlarda zamana bağlı davranışlar incelendi.

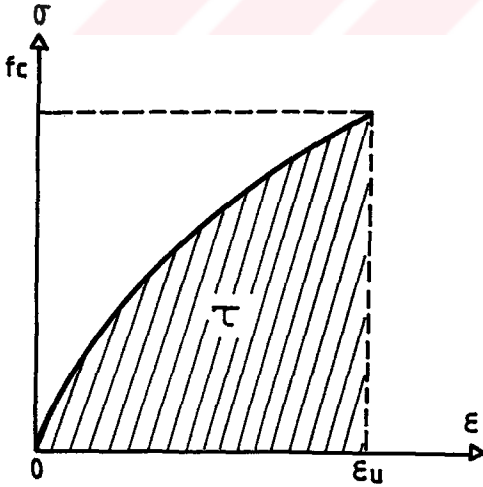
BÖLÜM 3. DENEY SONUÇLARI

Bu çalışmada elde edilen deney sonuçlarını gösteren tablolar eklerde ve grafikler ise 4. Bölüm’de verilecektir. Değişkenleri belirlemek amacıyla aşağıda bazı tanımlar ve açıklamalar yapılmaktadır.

3.1. Tanımlar

3.1.1. Kırılma-Şekil Değiştirme İşi

Beton numunelerinin kırılmasına kadar birim hacim başına yapılan işe “Kırılma Şekil Değiştirme İşi” denilmektedir. Kırılma şekil değiştirme işi değeri normal gerilme-şekil değiştirme eğrisinin altındaki alana eşittir. Basınç mukavemetine kadar olan bu iş şekil 3.1’de şematik olarak görülmektedir.

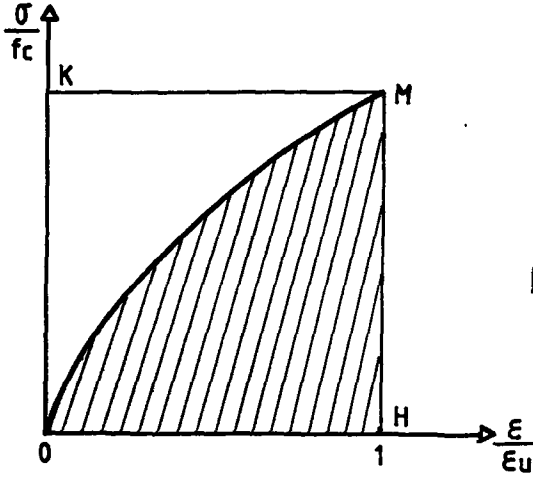


Kırılma Şekil Değiştirme İşi:

$$\tau = \int_0^{\epsilon_u} \sigma(\epsilon) d\epsilon \quad (3.1)$$

Şekil 3.1. Betonun Kırılma İşinin Şematik Gösterimi

Birim hacme karşı gelen kırılma şekil değiştirme işi, yukarıda (3.1) denklemiyle hesaplanmaktadır. Bu büyüklüğün birimi ise (N/mm²)’dir.



Bağıl Kırılma İşİ:

$$\beta = \frac{\int_0^{\epsilon_u} \sigma(\epsilon) d\epsilon}{\epsilon_u \cdot f_c} \quad (3.2)$$

Şekil 3.2. Betonun Kırılma İşinin Şematik Gösterimi

(3.1) ve (3.2) ile kırılma işi ve bağıl kırılma işi değerleri hesaplandı. Elde edilen sonuçların değerlendirilmeleri paragraf 4.4.2’de verildi.

3.2. Betonların Elastik Özellikleri İle İlgili Deney Sonuçları

Numunelerde ölçülen şekil değiştirmelerden yararlanarak elastisite modülü (E) ve Poisson oranı (ν) hesaplandı.

Elastisite modülü, yüklemenin başlangıç değerlerinde hemen hemen sabittir. Bu durum betonu başlangıçta yaklaşık olarak doğrusal davranış gösterdiği şeklinde yorumlanır. Yüksek mukavemetli betonlarda ise bu doğrusallık daha belirgindir. Gerçekte beton, mukavemetinin 1/3’üne kadar doğrusallığa yakın davranış gösterir ve bu yaklaşımla uygulanabilirliği söz konusu olan yararlı sonuçlar elde edilir. Elastisite modülü deney sonuçları, gerilme-şekil değiştirme eğrisinde basınç mukavemetinin 1/3’üne kadar bu yaklaşımdan yararlanarak doğrusal korrelasyonla eğim hesaplanarak elde edildi. Ölçü hatalarının önemli olacağı düşünülen bazı lineerlikten sapan ilk noktalar değerlendirmede göz önüne alınmadı. Elastisite modülü ile ilgili gerekli değerlendirmeler paragraf 4.2.2’de yapıldı.

3.3. Betonların Elastik Olmayan Özellikleri ile İlgili Deneylerin Sonuçları

Betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin elastik olmayan kısmının da önemli olduğu bilinmektedir [47]. Bu araştırmada betonların elastik olmayan davranışına geniş yer verilmiştir. Bütün betonlarda süreksizlik sınırı (σ_D), çözülme sınırı (σ_L) ve basınç mukavemeti (f_c) gibi elastik olmayan davranışın kritik gerilme değerleriyle bunlara ait şekil değiştirmeler de elde edildi. Bulunan değerler Ek tablolarda görülmektedir. Bu kritik değerlerin saptanması şöyle yapıldı:

Süreksizlik sınırının bulunmasında Poisson oranının değişiminden yararlanıldı. Süreksizlik sınırı, Poisson oranının önemli ve devamlı bir biçimde artmaya başladığı gerilme değeridir. Betonun Poisson oranının saptanmasında şu ilke göz önünde bulunduruldu; eğer bir P_D yükünden hemen sonraki $P_D + 2$ ton yükünde Poisson oranı 0.003'e eşit veya daha fazla artarak devam etmekte ise, σ gerilmesinde veya P_D yükünde betonun süreksizlik sınırına vardığı kabul edildi [2].

Çözülme sınırı hacımsal birim şekil değiştirmeden yararlanılarak bulunmaktadır. Bu kritik gerilme değerinden itibaren betonun basınç yükleri altında hacmi artmaya başlar. Kısa süreli tek eksenli basınç altında ϵ boyuna ve ϵ_g enine şekil değiştirmeleri gösterdiğine göre ve daha yüksek mertebe terimler ihmal edilerek birim hacımsal şekil değiştirme (3.3) ile hesaplandı.

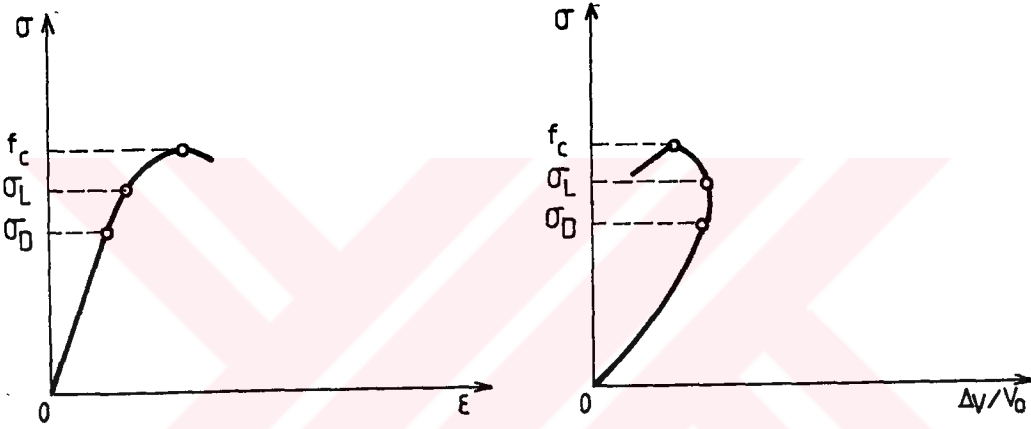
$$\frac{\Delta V}{V_o} = \epsilon - 2\epsilon_g \quad (3.3)$$

Deneyle elde edilen (ϵ) ve ϵ_g değerleri (3.3) denkleminde yerine konarak birim hacımsal şekil değiştirmeler ($\Delta V/V_o$) in minimumdan geçtiği gerilme çözülme sınırı olarak alındı.

Betonların gevreklik indisleri, silindir numunelerin basınç altında gerilme şekil değiştirme eğrilerinden elde edildi. Gevreklik indisinin tanımı paragraf 4.7.1'de verildi.

Şekil değiştirmeler X-Y grafik kaydedicinin çizmiş olduğu grafikten veya hassas komparatörlerden elde edildi.

Bütün betonlarda elde edilen süreksizlik sınırları, çözülme sınırları basınç mukavemetleriyle, bu gerilmelerdeki şekil değiştirmeler ek tablolarda görölmektedir. Elastik olmayan davranışa ait değerlendirmeler paragraf 4.3’de yapılmaktadır. Tablolarda ve grafiklerde verilen bütün değerler her grup karışımlar için en az 5 veya 6 numunenin ortalamasıdır. Elastik olmayan davranışla ilgili kritik gerilme değerleri şematik olarak şekil 3.3’de görölmektedir.



Şekil 3.3. Betonun gerilme-şekil değiştirme ve gerilme-hacımsal şekil değiştirme eğrilerinin şematik gösterimi.

3.4. Betonların Yarıлма Dayanımına Ait Deney Sonuçları

Betonların yarıлма dayanımına ait deney sonuçları ek tablolarda, bu sonuçların değerlendirilmesi ise paragraf 4.5’de yapılmaktadır. Bu deneylerde elde edilen değerler en az 5 veya 6 silindir numunenin ortalamasıdır.

Ayrıca yarıлма deneyinde silindir numunelerin orta noktalarındaki yük eksenine dik yöndeki şekil değiştirmelerle ilgili sonuçlar da ek tablolarda, değerlendirmeler ise paragraf 4.5.1’de, ilgili şekiller ise şekil 4.5.1, 4.5.2 ve 4.5.3’de görölmektedir. Yarıлма deneyinde şekil değiştirmeler yarma-çekme dayanımının % 85’ine karşı

gelen şekil değıştirmelerdir. Bu ölçümlerden başka maksimum dayanımlara karşı gelen şekil değıştirme değerlerinde dağılma olduğundan bunlar değlendirmede göz önüne alınmadı.

3.5. Betonlar Üzerinde Ölçülen Ultrases Hızı İle İlgili Deney Sonuçları

Ultrases hızı deney sonuçları ek tablolarda, ultrases hızı ile ilgili agrega konsantrasyonu arasındaki değlendirmeler paragraf 4.6.1’de yapıldı.

3.6. Betonun Zamana Bağlı Davranışı İle İlgili Deney Sonuçları

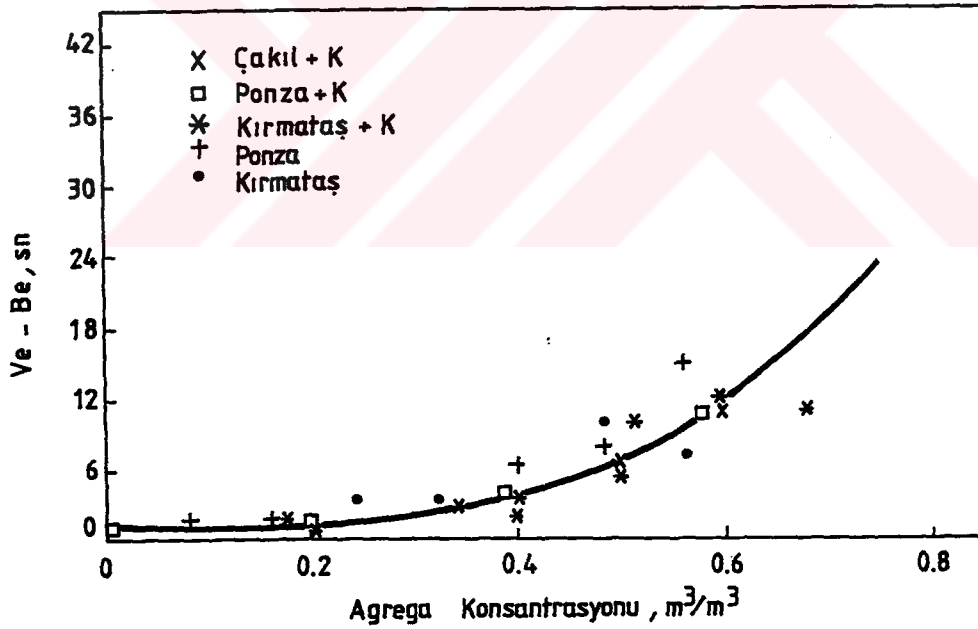
Betonun zamana bağlı davranışı ile ilgili olarak yapılan rötre ve sünme deney sonuçları paragraf 4.9’da verildi.



BÖLÜM 4. DENEY SONUÇLARININ İRDELENMESİ

4.1. Taze Beton Özellikleri

Çalışmada değişik agrega kullanılarak üretilen betonların işlenebilme özellikleri ek tablo ve şekil 4.1. ve 4.2 incelendiğinde, agrega içermeyen serilerin akıcı beton, değişken içerikte agregalarla üretilmiş serilerin yüksek oranda agrega içerenler ise kuru beton kıvamındadır.



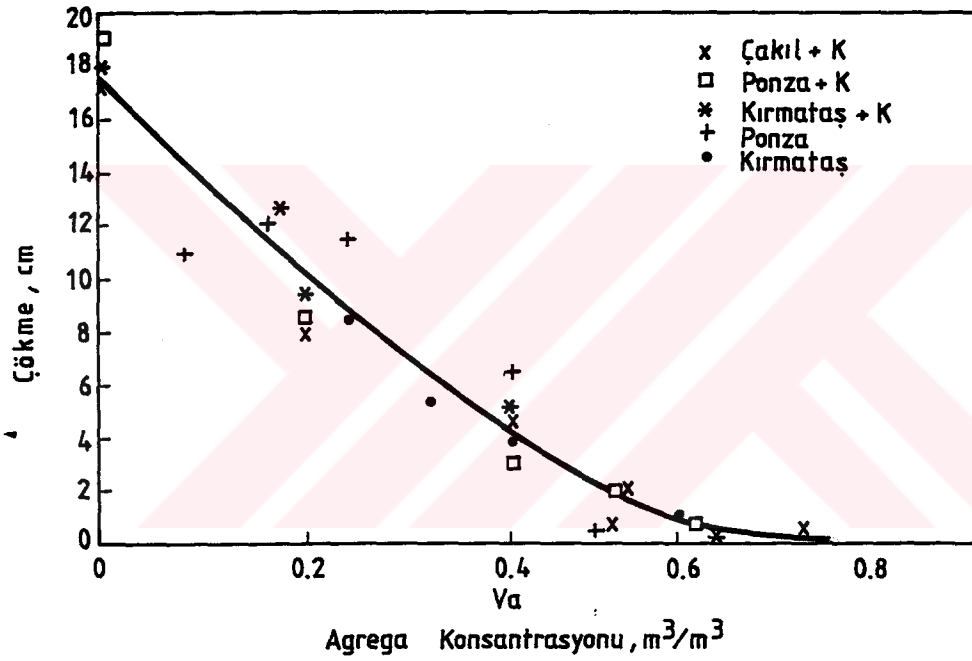
Şekil 4.1. Agrega Konsantrasyonu VeBe İlişkisi

Ve-Be ve çökme değerleri incelendiğinde % 0-50 agrega konsantrasyonlu betonlar plastik kıvamda, bu konsantrasyonun üzerinde betonlar kuru beton kıvamında işlenebilme özelliği göstermektedir. Bunun nedeni artan agrega yüzeyini

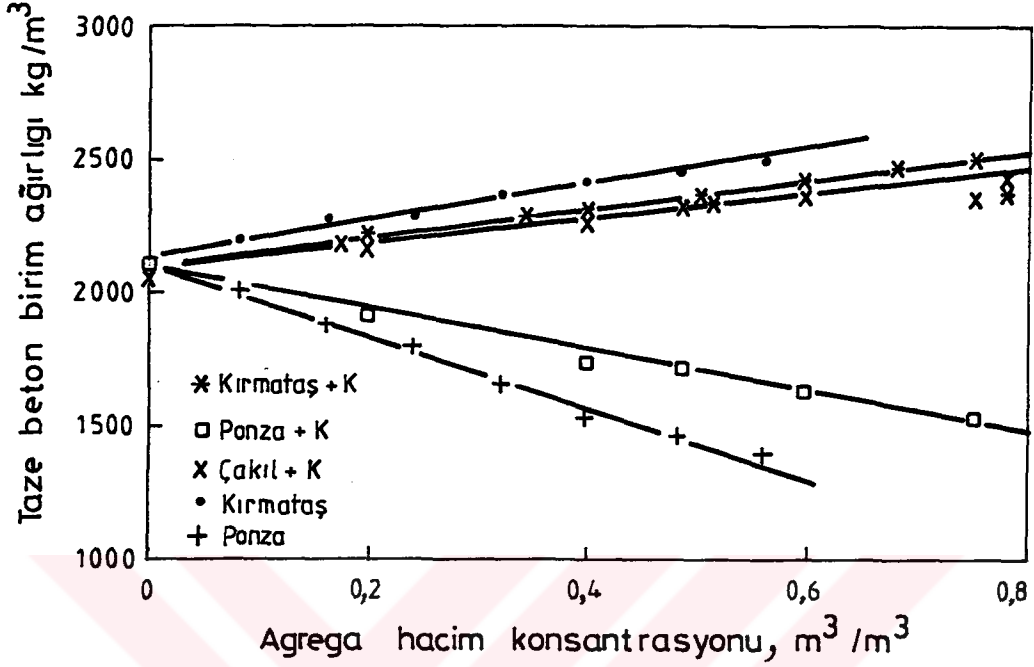
ıslatmak için daha fazla suya ihtiyaç duyulmasıdır.

Agrega hacmi arttıkça ponzataşı hafif agregalı betonlarda taze birim ağırlığı azalmakta, kırmataş ve çakılla üretilmiş normal agregalı betonlarda artmaktadır (Şekil 4.3).

Agrega hacmi arttıkça tüm betonların kompasitesi de artmaktadır.



Şekil 4.2. Agregat Konsantrasyonu Çökme İlişkisi



Şekil 4.3. Taze Betonun Birim Ağırlığının Agrega Hacim Konsantrasyonu İle Değişimi

4.2. Betonun Elastik Davranışı İle İlgili Sonuçların İrdelenmesi

4.2.1. Genel Bilgiler

Betonun elastisite modülünün bilinmesi beton, betonarme ve öngerilmeli beton yapılarda elastik şekildeğiştirmelerin hesaplanmasını sağlar. Bu şekil değiştirmelerin yapılarda bir çok bakımdan bilinmesi gerektiğinden elastisite modülü tayin edilmesi gerekli bir malzeme sabitidir. Betonun bünyesinde çimento hamuru gibi viskoz bir fazın bulunması bu malzemenin deformasyonunun asıl katı cisimlerin deformasyonundan farklı bir şekilde olmasına yol açmakta olup gerilme-deformasyon eğrisinde başlangıçta bir doğru parçası bulunmamaktadır. Bu durum betonlarda çeşitli elastisite modüllerinin tanımlanmasına neden olmaktadır.

a) Sekant modülü: Bu modül gerilme-deformasyon eğrisinin herhangi bir M noktasını koordinat merkezine birleştirilen doğrunun eğimidir.

b) Başlangıç teğeti modülü (Tanjant modülü): Bu modül gerilme-deformasyon eğrisinin başlangıçtaki teğetinin eğimidir. Gerilmelerin küçük olması halinde özellikle basınç mukavemetinin üçte birinden küçük olduğu takdirde başlangıçtaki teğetin gerilme-deformasyon eğrisi ile çakıştığı pratik bakımdan kabul etmek mümkündür [48].

c) Dinamik elastisite modülü: Gerilme-deformasyon eğrisinin şekli, uygulanan gerilme hızı ile birlikte değişmektedir. Genel olarak iki dakika süren bir deneyde elde edilen gerilme-deformasyon eğrisinin başlangıçtaki teğetinin eğimini dinamik elastisite modülü olarak kabul etmek mümkündür [48].

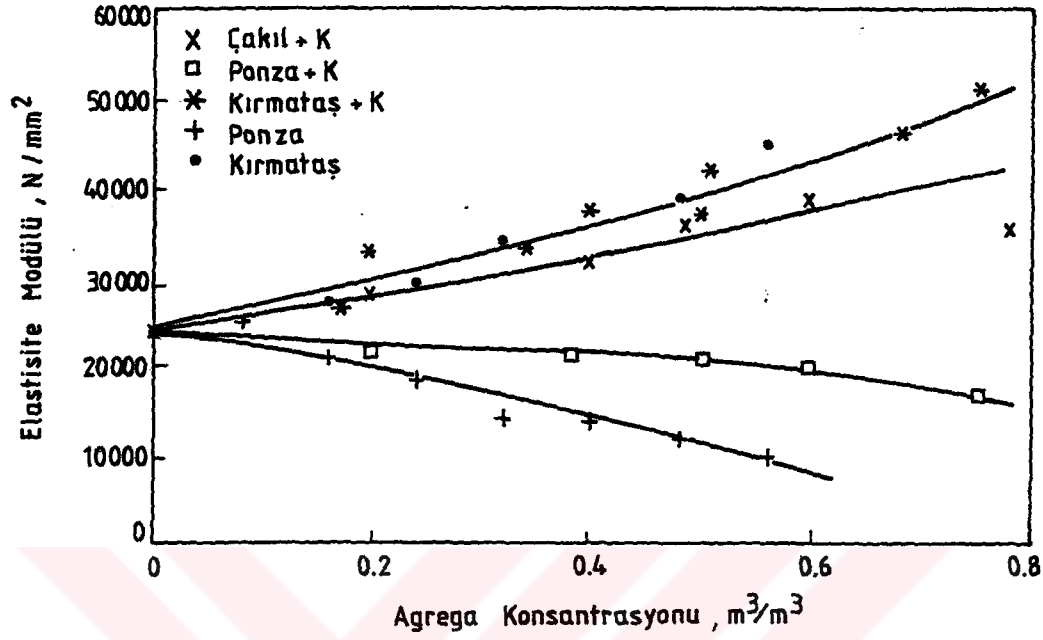
Bu üç elastisite modülünden mühendislik hesaplarında en çok kullanılan gerilmeye ve gerilme artış hızına bağlı bulunmaması nedeni ile dinamik elastisite modülüdür [48].

4.2.2. Agrega Konsantrasyonunun Betonun Elastisite Modülüne Etkisi

Bilindiği gibi betonun elastisite modülü, agreganın ve bağlayıcı olan çimento hamurunun (veya çimento harcının) elastisite modüllerinin ve bu bileşenlerin beton içindeki hacim oranlarının fonksiyonudur. Betonun elastik davranışını incelemek için kurulan kompozit malzeme modelleri de bu esasa dayanmaktadır.

Şekil 4.4'ün incelenmesiyle görüleceği üzere; hafif agreg a ile üretilmiş betonlarda, agreg a konsantrasyonunun artmasıyla elastisite modülleri düşmektedir. Kırmataş veya çakıl gibi agreg alarla üretilmiş betonlarda, agreg a konsantrasyonunun artışı, bu betonların elastisite modüllerini de arttırmaktadır.

Lydon ve Baledran [49], betonun elastik davranış ı üzerinde yaptıkları çalışmada betonun elastik davranış ını etkileyen en önemli faktörün agreganın cinsi olduğunu belirtmişlerdir.



Şekil 4.4. Agrega Konsantrasyonunun Betonların Elastisite Modülü İle Değişimi

Bilindiği gibi bu çalışmada kullanılan ponza taşının elastisite modülü çok düşük bir değerdedir ($1700 N/mm^2$). Dolayısıyla agrega konsantrasyonu artışı yapılan betonda ponza taşı agregası kullanılıyorsa betonun elastisite modülünde düşmesi beklenir.

Kırmataş ve çakıl agregasının elastisite modülleri çalışmada kullanılan beton ve hamur fazlarına göre çok yüksektir. Örneğin kırmataşınki $70000 N/mm^2$ dir. Bu bakımdan sözü edilen normal ağırlıklı agregalarla üretilen betonlarda, agrega konsantrasyonu arttıkça bu betonların elastisite modülleri de artacaktır.

Şekil 4.4'de sadece ponza taşı ile üretilmiş ve 0-2 mm ince agrega kullanılmamış betonlarla, ponza taşı ve 0-4 mm kum kullanılmış beton serilerini inceleyecek olursak; ponzataşlı ve ince agregasız beton serilerinde agrega konsantrasyonu arttıkça, elastisite modüllerinin azalma hızı daha büyüktür. Bu

bakımdan ponza taşı iri agregalarıyla (4-20 mm), kum (0-4 mm) kullanılan betonlarda, agrega konsantrasyonunun artmasıyla, elastisite modülünün azalma hızının azalmasına kum (0-4 mm) neden olmaktadır.

Bu durum gösteriyorki yük altında ponza taşı agregalarının şekil değiştirmelerini, kum azaltmaktadır. Sonuç olarak katılan agreganın ortalama elastisite modülü daha yüksek olduğundan agrega konsantrasyonunun artması ile içerisinde kum olan ponzataşı hafif agregalı betonların elastisite modülünün azalma hızı daha düşük olmaktadır.

Diğer taraftan "Kırmataş" serisi ile "Kırmataş+Kum" serisinin elastisite modülleri arasında önemli bir fark görülmemektedir. Bu durum, kumun ve kırmataşın kökenleri olan kayaların elastisite modülleri arasında büyük bir fark olmamasına ve "Kırmataş+Kum" serisi betonlarında kumun miktarının kırmataşın miktarı yanında az olmasına bağlanabilir.

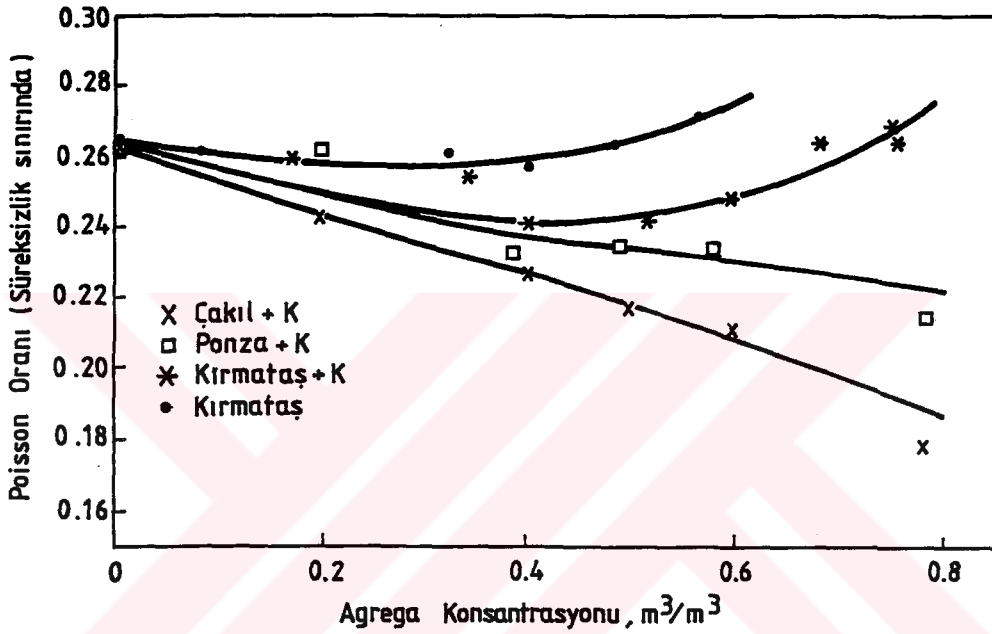
Şekil 4.4 incelendiğinde çakıl ve kum (0-4 mm) ile üretilmiş betonların elastisite modüllerinin mertebeleri hafif agregalı betonların üzerinde, kırmataş agregalı betonların altında olmaktadır. Burada kırmataşın elastisite modülünün çakılınkinden biraz daha büyük olduğu anlaşıyor. Ayrıca paragraf 4.6.1'de verilen ultrases hızı sonuçları bu düşüncemizi doğrulamaktadır.

Yaklaşık % 80 agrega konsantrasyonlu çakıl serilerindeki elastisite modülü düşüklüğü, bu agrega konsantrasyonunda, betonların iyi yerleşmemiş beton olmasından kaynaklandığı söylenebilir.

Ayrıca normal agregalı olan serilerde agrega konsantrasyonunun artması ile elastik modülünün artması Stock ve Arkadaşlarının [30] iddialarını doğrulamaktadır.

4.2.3. Agreg a Konsantrasyonunun Betonun Süreksizlik Sınırındaki Poisson Oranına Etkisi

Şekil 4.5’de süreksizlik sınırındaki poisson oranının, değişik beton serilerindeki agreg a konsantrasyonuna göre değişimi görülmektedir.



Şekil 4.5. Süreksizlik Sınırındaki Poisson Oranının Agreg a Konsantrasyonuna Göre Değişimi

Şekilden görüldüğü üzere kırmataşlı kumlu ve kumsuz olan serilerde süreksizlik sınırındaki poisson oranları, agreg a konsantrasyonları arttıkça, bir miktar azalmakta, daha sonra bir minimumdan geçtikten sonra artmaktadır. Benzer davranış bu betonların basınç dayanımı agreg a konsantrasyonu ilişkisinde de vardır, Şekil 4.9. Buna göre betonun basınç dayanımında artış veya azalma betonun poisson oranını da aynı yönde etkilemektedir.

Kırmataşlı betonların kumsuz olanlarında poisson oranının en düşük olduğu değer agreg a konsantrasyonunun yaklaşık % 27'sinde, kumlu olanlarda ise yaklaşık

% 42.5 mertebelerinde olmaktadır.

Aynı şekilden görüldüğü üzere, ponza taşı hafif agregalı ve çakıl taşı agregalı betonlarda agrega konsantrasyonu arttıkça, bu betonların süreksizlik sınırındaki poisson oranları da azalmaktadır.

Ayrıca şekil B10a ve B10b'de görüldüğü üzere çalışmada kullanılan betonların mukavemetleri veya süreksizlik sınırı arttıkça bu betonların süreksizlik sınırındaki poisson oranları artmaktadır.

Sonuç olarak yukarıda açıklandığı üzere kırmataş agregalarının çimento hamuru içerisinde konsantrasyonunun artışı süreksizlik sınırındaki poisson oranını önce azalttığı ve bir minimumdan sonra arttırdığını söyleyebiliriz.

Çakıl ve ponzataşı hafif agregalı betonlarda ise agrega hacminin artması bu betonların poisson oranı değerlerinde bir düşüşe neden olmaktadır.

Kırmataşlı, çakıllı ve ponzataşlı betonların aynı hacimde agrega içermesi ve birbirleri ile karşılaştırılması durumunda ise aşağıdaki sonuçlar elde edilir: Kırmataşlı betonlar çimento hamuru ile daha iyi aderans yaptığından bu agregalarla üretilmiş betonlarda çatlak başlaması ve yayılması çakıllı betonlara göre daha zor olacaktır. Ponzataşı hafif agregalı betonlarda ise bu agregaların beton içerisindeki artışı betonun içerisindeki homojenliği bozması, dayanıklı çimento hamuruna göre daha zayıf yapı oluşturmaları ve beton içerisinde boşluk oluşturan parametre etkisi nedeniyle poisson oranlarının düştüğü söylenebilir.

Aynı hacimde agrega içeren betonların poisson oranına göre sıralaması yapılacak olursa; kırmataşlı betonlarda bu değerin yüksek olacağı, daha sonra çakıllı betonlar ve bunu ponzataşı hafif agregalı betonlar izleyecektir.

Ayrıca şekil B10a,b'den Poisson oranının basınç dayanımı ve süreksizlik sınırı ile ilişkisi incelenirse, betonlarda basınç dayanımı ve süreksizlik sınırındaki artışın poisson oranını (süreksizlik sınırındaki) arttırdığını söyleyebiliriz.

4.3. Elastik Olmayan Özelliklere Ait Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Bu bölümde elastik olmayan davranışa ait genel bilgiler verildi. Daha sonra kırmataş, çakıl ve hafif agregalı betonlar için bulunan sonuçlar değerlendirilmeye çalışıldı.

4.3.1. Genel Bilgiler

Büyük bir kısmı elastik olmayan bölgeye ait betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin lineerlikten ayrılmasının nedeni mikro çatlama ile ilgilidir. Betondaki belirgin çatlakların oluşma nedenleri şöyle özetlenebilir [50]:

- i) Sürekli etkiyen dış gerilmeler, uygulanan yüklere ve tepkilere bağlı olarak doğrudan doğruya etkiyen gerilmeler, fazla sehim veya yapılarda farklı davranışları kapsayan dış etkiler, yorulma yükü,
 - ii) Hacimsel değişme, sabit yük altında sünme, beton bileşenlerinin arasındaki kimyasal uyumsuzluk, rötre, sıcaklık nedeniyle oluşan ısı gerilmeler,
 - iii) Eğilme nedeniyle oluşan eğilme-çekme gerilmeleri.
- Basınca maruz kalan betonun çatlak tipleri de şöyle özetlenebilir [50]:
- i) Agregata-harç temas yüzeyinde gözlenen bağ veya temas yüzeyi çatlakları.
 - ii) Sertleşmiş harç veya sertleşmiş çimento hamurunda gözlenen harç veya çimento hamuru çatlakları.

Betonun kısa süreli basınç altında bağ mukavemetinin aşılmasıyla temas yüzeyinde çatlaklar gelişir. Temas yüzeyindeki çatlakların sayısında boy ve genişliğinde artış, yük arttıkça devam eder, temas yüzeyi sürtünme nedeniyle yük taşır. Süreksizlik sınırına varıldığı zaman temas yüzeyindeki mikro çatlaklar önemli derecede artmaya başlar. Bu gerilmeden önce mikroçatlakların gelişmesi ihmal edilebilecek bir miktardadır. Mikro çatlakların artması beton mukavemetini tamamen kaybedene kadar sürer. Malzemedeki mikroçatlakların artması süreksizlik sınırına

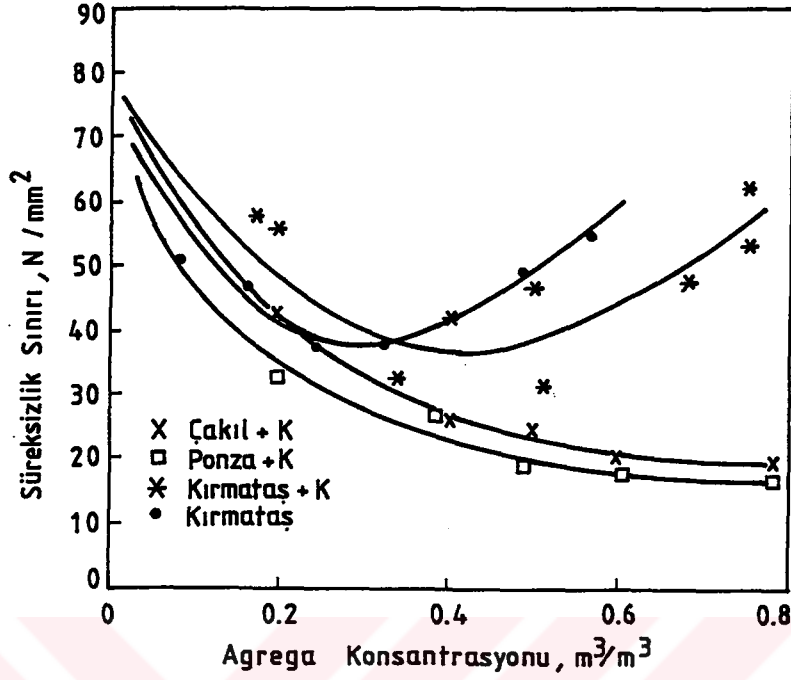
kadar yaklaşık sabit kalan veya bazı durumlarda yavaş bir azalma gösteren Poisson oranında belirli bir artışın başlamasına neden olur, gerilme hacimsal şekil değiştirme eğrisi lineerlikten ayrılmaya başlar. Çözülme sınırı olarak adlandırılan gerilmeye varıldığında, harç fazı içindeki mikroçatlaklar birden ve önemli ölçüde gelişir. Bunlar agrega-harç bileşim yüzeylerindeki mikroçatlaklarla da birleşip betonun içinde sürekli bir mikroçatlak ağı oluşturur. Çözülme sınırına kadar devamlı olarak küçülen hacim, bundan sonra artmaya başlar, bu artış hızla devam eder ve basınç mukavemetine varılır.

Süreksizlik ve çözülme sınırlarının gerilme-şekil değiştirme eğrisi üzerindeki yeri betondan betona farklılıklar gösterir. Literatürde, süreksizlik sınırı için basınç mukavemetinin %30'u ile % 90'ı, çözülme sınırı için içinde basınç mukavemetinin % 70'i ile % 100'ü arasında kalan değerler verilmektedir [51].

Betonun taşıma gücü, sürekli çatlak ağı aşırı derecede büyüdüğü zaman azalır. Normal betonlarda agrega tanelerinin kırılmasına az rastlanır. Çünkü agregaların mukavemeti, sertleşmiş çimento hamurunun mukavemetinden büyüktür. Hafif betonlarda çatlaklar, daha zayıf dirençli hafif agregaların etrafında dolaşmayıp çok onların içine girdiklerinden, boyut dahil iri agreganın özellikleri çatlağın büyümesinde ve betonun mukavemeti ile şekil değiştirmesi üzerinde önemli etkiye sahiptirler [52].

4.3.2. Agrega Konsantrasyonunun Süreksizlik Sınırına Etkisi

Şekil 4.6 ve ek tabloların incelenmesinden görüldüğü gibi ponza taşı ve çakıl agregaları kullanılarak üretilmiş beton serilerinde agrega konsantrasyonu arttıkça süreksizlik sınırı azalmaktadır.



Şekil 4.6. Süreksizlik Sınırının Agregat Konsantrasyonu İle Değişimi

Kırmataş agregası kullanılarak üretilmiş betonlarda ise agregat konsantrasyonu artışı bu betonların süreksizlik sınırını önce azaltmakta ve bir minimumdan sonra arttırmaktadır.

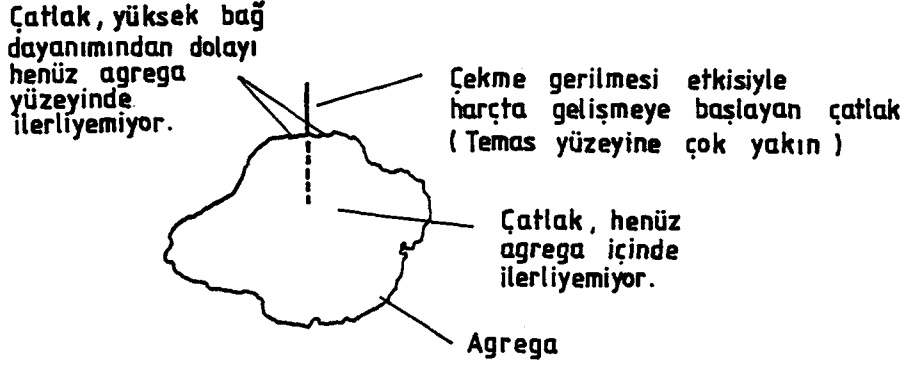
Bu değişimler aşağıdaki şekilde açıklanabilir:

1- Kırmataşlı Betonlarda:

a) Süreksizlik sınırının minimum noktasına kadar:

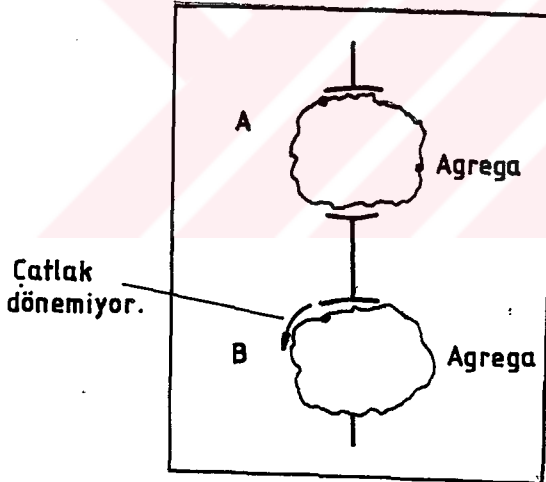
Agregat konsantrasyonu arttıkça, gerilme yığılmaları artmakta ve süreksizlik sınırı düşmektedir.

b) Süreksizlik sınırının minimum noktasından sonra çatlak oluşum mekanizması şematik olarak aşağıdaki gibi varsayılabilir.



Şekil 4.7.a. Kırmataş Agregasında Çatlak Başlangıcı

Daha sonra çatlak oluşum mekanizması şematik olarak aşağıdaki hali aldığı varsayılabilir.

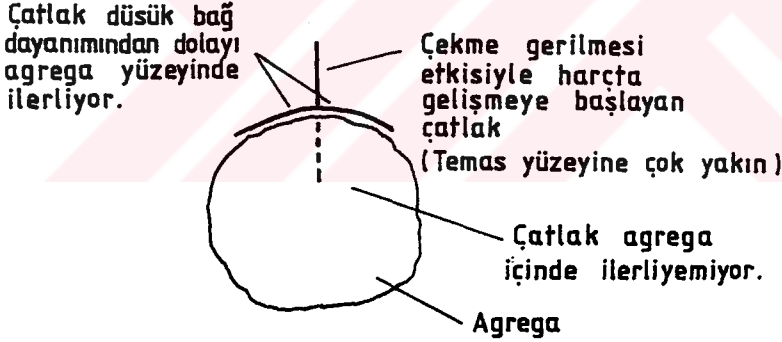


Şekil 4.7.b. A ve B, Aynı Düşey Düzlem Üzerindeki İki Komşu Kırmataş Agregası

Şekil 4.7.a'da bir kırmataş tanesinin civarındaki olası çatlak başlangıcı durumu çizilmiştir. Tanenin üst (veya alt) noktasında çekme gerilmesi etkisiyle harcın temas yüzeyine çok yakın bir bölgesinde başlayan çatlak yüksek bağ dayanımından dolayı henüz agregaya yüzeyinde ilerleyememektedir. Ayrıca agreganın oldukça yüksek çekme dayanımından dolayı, çatlak, bu aşamada agreganın içinden de geçememektedir.

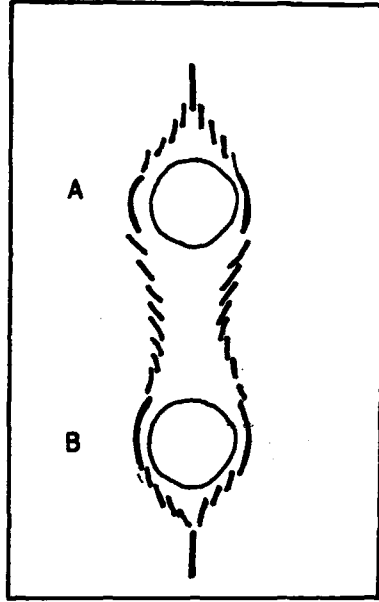
Diğer taraftan, agrega konsantrasyonu belirli bir düzeye ulaştığından, numunelerin düşey kesitlerinde önemli miktarda iri agrega alt alta gelmiş olmalıdır. Şekil 4.7.a'da anlatılan çatlak başlangıcından biraz sonraki olası durum, alt alta rastlayan iki iri agrega gözönünde tutularak Şekil 4.7.b'de çizilmiştir. Burada önceden başlamış olan çatlak iri agrega yüzeyinde belki biraz yayılmakta fakat yüksek bağ dayanımından dolayı agrega tanelerinin yüzeyinden dolaşamamaktadır. Bu yüzden, şekilde A ve B ile gösterilen iri agregaların civarında başlamış olan çatlaklar süreklilik kazanamamakta ve böylece alt alta rastlayan iri agregalar birbirlerinin civarında oluşan çatlakların ilerlemesini durdurmaktadırlar. Çatlak durdurmanın olumlu etkisi, gerilme yığılması artışının olumsuz etkisini azaltmakta ve agrega konsantrasyonu arttıkça süreksizlik sınırı da artmaktadır.

2- Çakıllı Betonlarda ise çatlak oluşumu aşağıdaki şemada gösterildiği gibi varsayılabilir:



Şekil 4.7.c. Çakıl Agregasında Çatlak Başlangıcı

Bu betonlarda da agrega konsantrasyonu arttıkça gerilme yığılmaları artmaktadır. Diğer taraftan, çakıl-harç temas yüzeyinin zayıflığından dolayı iri agregaların civarında oluşan çatlaklar, bu agregaların çevresini kolayca dolaşmakta ve bu yüzden çatlak ilerleyişi durdurulamamaktadır. Çatlak ilerleyişinin olası mekanizması Şekil 4.7.c ve d'de görülmektedir.

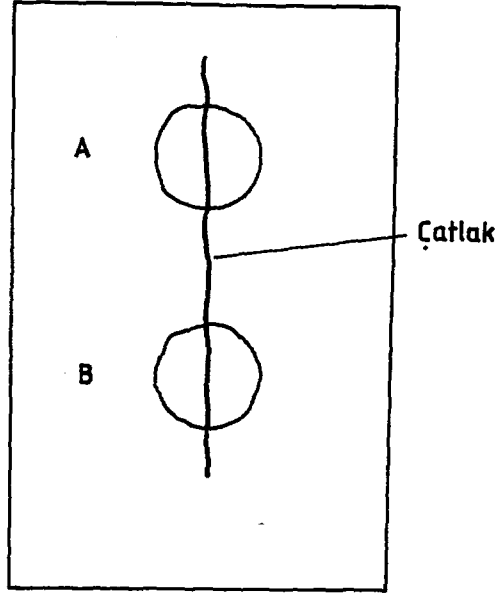


Şekil 4.7.d. A ve B, Aynı Düzlem Üzerindeki İki Komşu Çakıl Agregası

Sonuç olarak çatlak durdurucu etki olmadığından, agrega konsantrasyonu arttıkça gerilme yığılmaları artmakta, süreksizlik sınırı düşmektedir.

3- Ponza Taşlı Betonlarda

Şekil 4.7.e'de görüldüğü üzere çatlak durdurucu etki yoktur. Matrise kendisinden zayıf taneler konduğundan çatlağın ponzada ilerlemesi, hamurda (veya harçta) ilerlemesinden kolay olmakta, böylece agrega konsantrasyonu arttıkça, süreksizlik sınırı düşmektedir.



Şekil 4.7.e. A ve B, Aynı Düzlem Üzerindeki İki Komşu Ponza Agregası

Şekil B11a'da görüldüğü gibi agrega konsantrasyonu arttıkça süreksizlik sınırı / basınç dayanımı oranı önce düşmekte ve sonra artmaktadır.

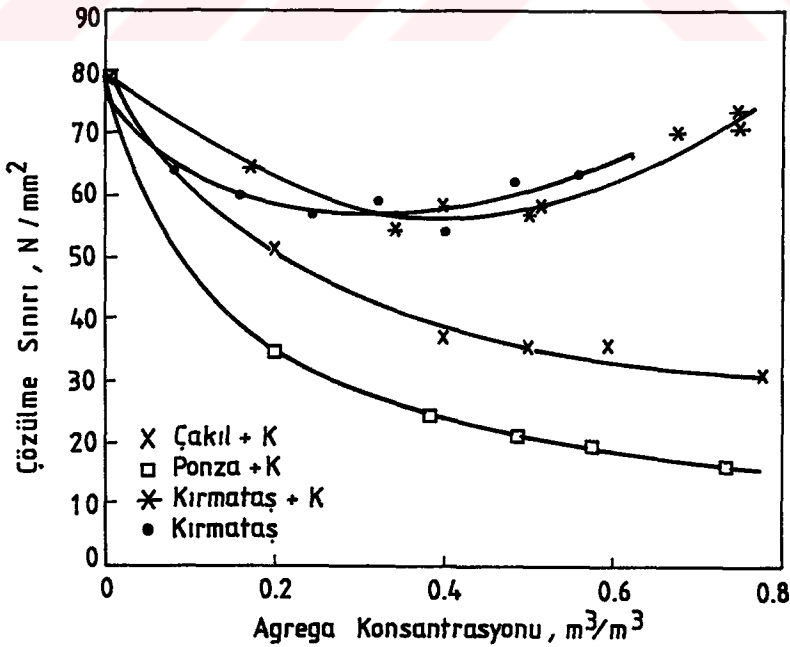
Süreksizlik sınırının bu betonların basınç dayanımlarına göre değişimlerini inceleyecek olursak;

- a) Kırmataş ve kum agregalı araştırma betonlarında agrega konsantrasyonu sırasıyla % 0, % 17, % 20, % 34, % 50, % 51, % 60, % 68, % 75, % 80 değerlerinde arttırılırsa, bu betonlarda sırasıyla süreksizlik sınırı basınç dayanımı oranları sırasıyla % 100, % 79, % 78, % 55, % 67, % 73, % 50, % 66, % 82, % 70 mertebesindedir.
- b) Ponza taşı hafif agregalı ve ince kum agregalı serilerde agrega konsantrasyonu % 0, % 20, % 40, % 50, % 60, % 80 mertebelerinde olursa, süreksizlik sınırı / basınç dayanımı oranları ise % 100, % 81, % 85, % 77, % 80, % 100 mertebesindedir.

- c) Çakıl agregalı ve kumlu beton serilerinde, % 0, % 20, % 40, % 50, % 60, % 80 agrega konsantrasyonlarına göre, süreksizlik sınırları basınç dayanımlarının % 100, % 75, % 49, % 50, % 43, % 51 mertebesindedir.
- d) Kırmataş agregalı ve 0-2 mm ince agregası olmayan beton serilerinde agrega konsantrasyonları % 0, % 8, % 16, % 24, % 32, % 40, % 48, % 56 ise, süreksizlik sınırları bu betonların sırasıyla % 100, % 78, % 78, % 61, % 62, % 63, % 74, % 76 mertebesindedir.

4.3.3. Agrega Konsantrasyonunun Çözülme Sınırına Etkisi

Şekil 4.8. ve Ek Tablo dan incelendiğinde agrega konsantrasyonu süreksizlik sınırı ilişkisine benzer sonuçları agrega konsantrasyonu çözülme sınırı ilişkisinde de görmekteyiz. Buna göre;



Şekil 4.8. Çözülme Sınırının Agrega Konsantrasyonu İle Değişimi

Kırmataş agregası kullanılarak üretilmiş betonlarda agrega konsantrasyonu arttırılırsa bu betonların çözülme sınırında bir düşme ve bir minimumdan geçtikten sonra artma görülmektedir. Ponzataşı ve çakıl agregaları kullanılarak üretilmiş beton serilerinde ise agrega hacim konsantrasyonu artarsa bu betonların çözülme sınırlarında azalma olmaktadır.

Burada da süreksizlik sınırında anlatılan etkiler sürmektedir. Bu yüzden çözülme sınırının agrega konsantrasyonu ile değişimi süreksizlik sınırına benzemektedir.

Çakıllı betonlarla ponzalı betonların eğrilerinin uzaklaşmasının nedenini şuna bağlayabiliriz; düşey çatlaklar ponzalı betonlarda daha çok ponza tanesi içinden geçmesine karşın, çakıllı betonlarda çakılların etrafından dolaşmak zorunda kalmaktadır. Böylece, ponzalılarda daha düşük gerilmede çözülme sınırına varılmaktadır.

Paragraf 4.3'de görüleceği gibi basınç dayanımında bu uzaklaşma daha fazla olmaktadır. Çünkü düşey çatlakların geçtiği ponza sayısı ve etrafından dolaştığı çakıl sayısı da artmıştır.

Şekil B11b incelendiğinde çözülme sınırı / basınç dayanımı oranı önce düşmekte ve bir minimumdan sonra artmaktadır.

Betonlarda çözülme sınırlarının, basınç dayanımlarına göre % oranları da şöyledir:

- a) Kırmataş ve kum agregalı beton serilerinde agrega konsantrasyonu % 0, % 17, % 20, % 34, % 40, % 50, % 51, % 60, % 68, % 75, % 80 olursa, bu betonların çözülme sınırları basınç dayanımlarının % 78, % 64, % 54, % 58, % 57, % 58, % 69, % 73, % 71 mertebesinde olmaktadır.

- b) Ponzataşı hafif hafif agregalı ve ince kum agregalı serilerde agrega konsantrasyonu % 0, % 20, % 40, % 50, % 60, %80 değerlerini alırsa, çözülme sınırları da basınç dayanımlarının % 100, % 86, % 78, % 85, % 89, % 100 mertebesinde olmaktadır.
- c) Çakıl agregalı ve kumlu beton serilerinde % 0, % 20, % 40, % 50, % 60, % 80 agrega konsantrasyonlarında, çözülme sınırları basınç dayanımlarının % 100 , % 90, % 69, % 72, % 76, % 79 mertebelerine ulaşmaktadır.
- d) Kırmataş agregalı ve 0-2 mm ince agregası olmayan beton serilerinde agrega konsantrasyonları % 0, % 8, % 16, % 24, % 32, % 40, % 48, % 56 değerlerini alırsa, bu betonlarda çözülme sınırları basınç dayanımlarının % 100, % 100, % 100, % 93, % 97, % 82, % 94, % 88 mertebesine varmaktadır.

4.3.4. Agrega Konsantrasyonunun Basınç Mukavemetine Etkisi

Betonun göçmesinin hacimsel şekil değiştirme ve hacimsel şekil değiştirmede absorbe edilen şekil değiştirme enerjisine bağlı olduğunu ve çatlamanın da,

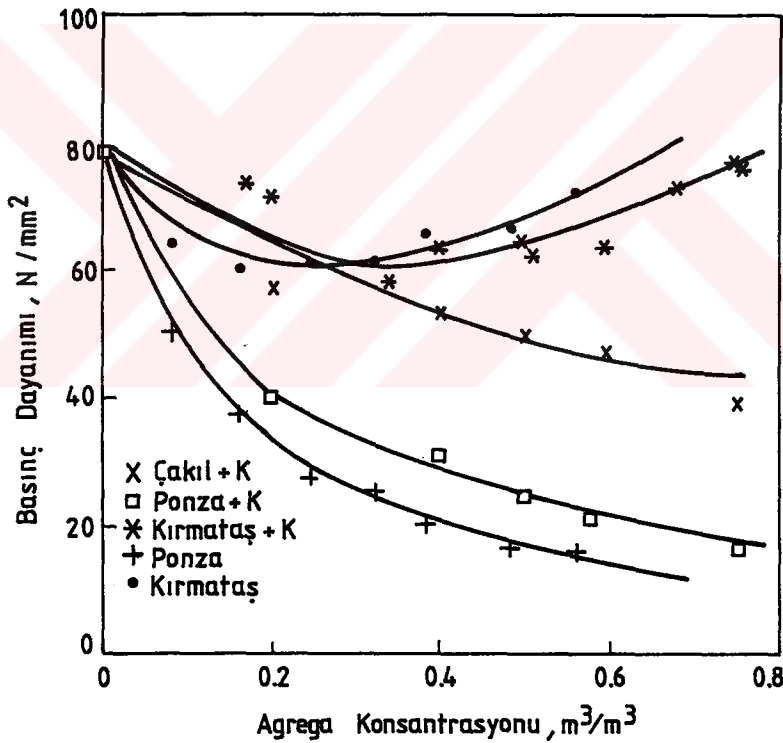
a) Çimento hamurunun göçmesi, b) Agreganın kırılması, c) Bağ göçmesi [8] ile ortaya çıktığı paragraf 1.4.1’de belirtildi. Normal betonlarda kırılma çatlaklarının ilerlemesinin agrega harç bağ yüzeyinden, hafif agregalı betonlarda ise agregayı keserek ilerlediği bilinmektedir [18].

Yüksek mukavemetli betonlarda ise sertleşmiş çimento hamurunun, agrega dayanımının mertebesine bağlı olarak, çatlakların önce agrega aderans yüzeyinden daha sonra diğer agregaların ortasından veya kenarından ilerlediği kabul edilir.

Sürekli fazın içindeki hafif agreganın ucunda, basınç yükü doğrultusuna dik doğrultuda çekme gerilmeleri oluşur. Oluşan gerilme birikimleri betonun kırılmasında önemli rol oynar. İlk birkaç çatlak alışıla gelen kısa süreli deney koşulları altında betonun yük taşıma yeteneği üzerinde küçük bir etkiye sahiptir,

kusurun ucundaki gerilme birikimi belli bir değeri aştığında çatlak büyür, yeni bir yüzey ortaya çıkar. Böylece numune şekil değiştirme enerjisi yüzey enerjisine dönüşür. Daha fazla çatlama ile yeni bir yüzey yaratmak için gerekli enerji, çatlağın uzunluğu ile orantılıdır. Bu ise gerilmenin artmasını gerektirir. Çatlak uçları yakınında malzemede zamana bağlı şekil değiştirme (sünme) olur. Sünme, çatlak boylarını arttırmakla beraber mukavemetteki artışa neden olan gerilme konsantrasyonunu da azaltır [17].

Şekil 4.9.'da görüldüğü gibi çakıllı betonlarda ve ponztaşı hafif agregalı betonlarda agrega konsantrasyonu arttıkça bu betonların basınç dayanımlarında düşme olmaktadır. Beklenileceği üzere Ponza taşı betonlarda basınç mukavemetindeki düşme daha fazladır.

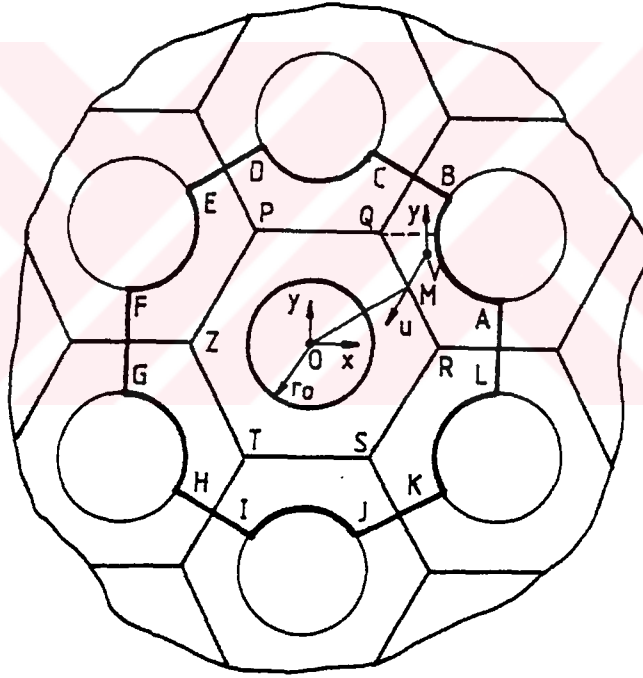


Şekil 4.9. Basınç Dayanımının Agreg Konsantrasyonu İle Değişimi

Kırmataşlı serilerde ise agreg konsantrasyonu arttıkça, basınç dayanımları önce düşmekte, kırmataşlı ve kumlu serilerde $V_a = 0,34 \text{ m}^3$, kırmataşlı ve 0-2 mm kumu olmayan serilerde $V_a = 0,20 \text{ m}^3$, de minimum bir değer gösterdikten sonra bu

betonların mukavemetleri artmaktadır.

Kırmataş agregalı ve kumlu serilerde $0,34 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonuna kadar ve kumsuz kırmataşlı serilerde yaklaşık $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonuna kadar diğer serilerde ise agrega konsantrasyonu arttıkça sürekli olarak basınç dayanımının azalması Akyüz [53] tarafından önerilen bir modelle açıklanabilir. Akyüz çalışmasında dairesel enklüzyonların sonsuz levhada altıgen simetriye göre dizildiğini varsaymış ve bir örnek bölge tespit ederek, sonsuz da düzgün yayılı yükler altında levhada oluşan gerilme yayılışını Şekil 4.10'da görüldüğü gibi kollokasyon yöntemi ile hesaplamıştır.



Şekil 4.10. Düzgün Altıgen Simetrlili Düzlemde Dairesel Enklüzyonlar [53]

Akyüz'ün modeline göre gerilme konsantrasyonu zayıf matris ve agrega yüzeyinde artmaktadır. Karışımda agreganın hacminin artmasına bağlı olarak gerilme konsantrasyonundaki bu artış basınç dayanımının düşüşüne neden olmaktadır. Kırmataşlı betonlarda agrega konsantrasyonunun kumsuz serilerde $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^3$ den, kumlu serilerde $0,34 \text{ m}^3/\text{m}^3$ den büyük olması durumunda, kırmataş

agregalarının numunelerin düşey kesitlerindeki miktarları artışı yeterli seviyeye gelir, çatlaklar bunların içinden geçer, kırmataşların çekme dayanımlarının matrsten büyük olmasından dolayı basınç dayanımı agrega hacmindeki artışla beraber yükselir. Bu bölgede hala matris-agrega yüzeyinde, agrega konsantrasyonunun artmasıyla gerilme, konsantrasyonları artışı vardır. Bununla beraber yararlı etki, gerilme konsantrasyonlarındaki artışın zararlı etkisinden daha üstün olmaktadır. Çakıllı betonlarda ise, düşey çatlaklar çakılların içinden geçmeyip, zayıf olan bağ yüzeylerinden dolaştığından, yararlı etki oluşmamakta ve bu yüzden agrega konsantrasyonu arttıkça, basınç dayanımı gerilme yığılmalarındaki artıştan dolayı sürekli olarak azalmaktadır. Kırmataşlı serilerde elde edilen sonuçlar, Stock ve arkadaşları [31] tarafından öne sürülen iddiaları desteklemektedir. Diğer taraftan içerisinde ince agrega olmayan (0-2 mm kum) betonlarda agrega konsantrasyonu arttıkça, içinde kum olan betonlara göre daha hızlı bir şekilde basınç dayanımı düşüşü gözlenmiştir. Bu durum kum içermeyen kırmataşlı betonlarda, çimento hamurundan heterojen yapıya gidildikçe, çatlakların kumlu olanlara göre daha önce oluştuğu ve yayıldığı sonucunu ortaya koymaktadır. Bu bakımdan ince agregaların çatlak ilerlemesini yavaşlattığı söylenebilir.

Hafif agrega olarak ponza taşı kullanılan serilerdeki mukavemet azalışı yönündeki davranışı daha çok kusur miktarının ve boşluk içeriğinin artmasıyla açıklanabilir. Düşey çatlakların agrega ortasından kolayca geçişinden dolayı agrega konsantrasyonunun artışı basınç dayanımını düşürmektedir.

Şehitoğlu [54]'nın çalışmasında basınç dayanımı, agrega hacim konsantrasyonu da yaklaşık bir minimumdan geçmektedir. Bu araştırıcının çalışmasındaki su/çimento oranları, sunulan bu çalışmanın su/çimento oranından büyüktür. Su/çimento oranları 0,45 ve 0,55 olan karışımlarda yapılan bu deneylerde kum ve kırmataş kullanılmıştır.

4.3.5. Betondaki Agrega Hacim Konsantrasyonunun Betonun Basınç Mukavemetindeki Birim Kısalmaya Etkisi

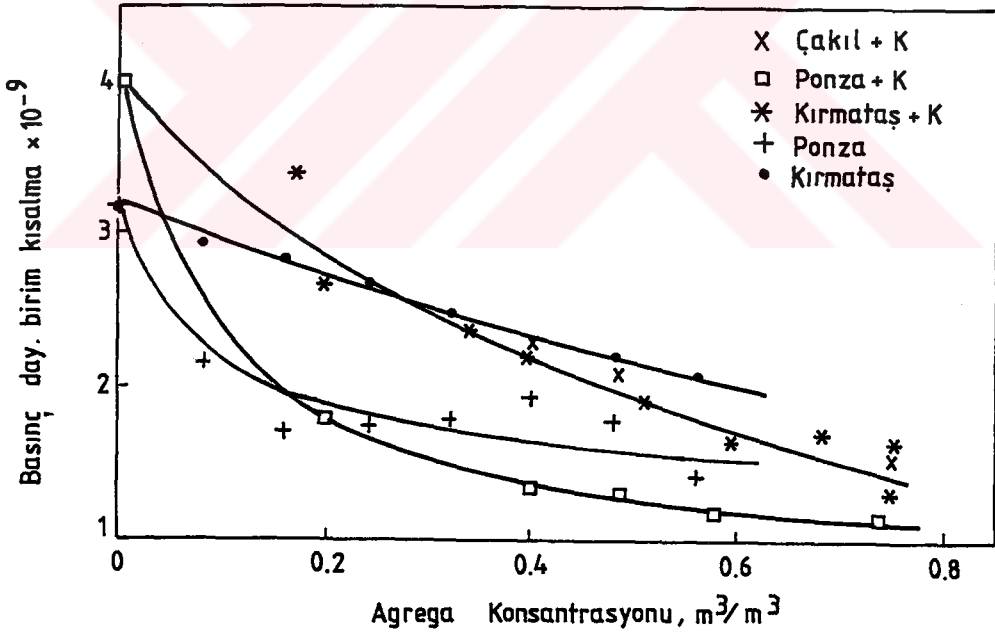
Şekil 4.11'de, görüldüğü gibi bütün beton serilerinde agrega konsantrasyonu

artıkça, basınç mukavemetindeki şekil değiştirmeler azalma eğilimi göstermektedir.

Aynı agregat konsantrasyonunda hafif agregalı beton serilerindeki şekil değiştirmeler normal agregalı çakıl ve kırma taş serilerine göre daha azdır.

Agregat Konsantrasyonu arttıkça basınç dayanımındaki birim kısılmanın azalması şöyle açıklanabilir: Çimento hamurunda ki kısılma büyük oranda elastiktir. İçine agregat katılınca; mikroçatlakların neden olduğu kısılmalar oluşur.

Bundan dolayı mikroçatlakların neden olduğu kısılmalar, agregat hacmi arttıkça belirginleşir ve tepe yükünde daha az şekil değiştirmeler gözlenir.



Şekil 4.11. Agregat Konsantrasyonunun Betonun Basınç Mukavemetindeki Birim Kısılma İle Değişimi

4.4. Kırılma-Şekil Değiştirme İşi Değerlerinin İncelenmesi

Gerilme şekil-değiştirme eğrilerinin altında kalan alan "kırılma şekil değiştirme işi" olarak adlandırılır. Betonların gerilme şekil değiştirme eğrileri altında kalan alanları hesaplayıp betonları kendi aralarında gevrek veya daha az gevrek (sünek) davranış göstermelerine göre ayırım yapmak olanaklıdır. Beton gevrek davranış gösteren malzemelerden biridir. Şekil değiştirme işi büyük olan malzemelerin sünek, şekil değiştirme işi küçük olan malzemelerin ise gevrek davranış gösterdiği bilinmektedir.

Bu çalışmada bütün betonların gerilme-şekil değiştirme eğrileri altında sınırlanan alanlar hesaplanarak şekil değiştirme işi değerleri bulundu. Gerilme-şekil değiştirme eğrileri boyutsuz duruma getirilerek bağıl şekil değiştirme işi değerleri elde edildi. Bu alt bölümde şekil değiştirme işi (τ) ve bağıl şekil değiştirme işi (β) değerlerinin agrega hacmi (V_a)'ne göre değişimleri incelenmekte ve bazı değerlendirmeler yapılmaktadır.

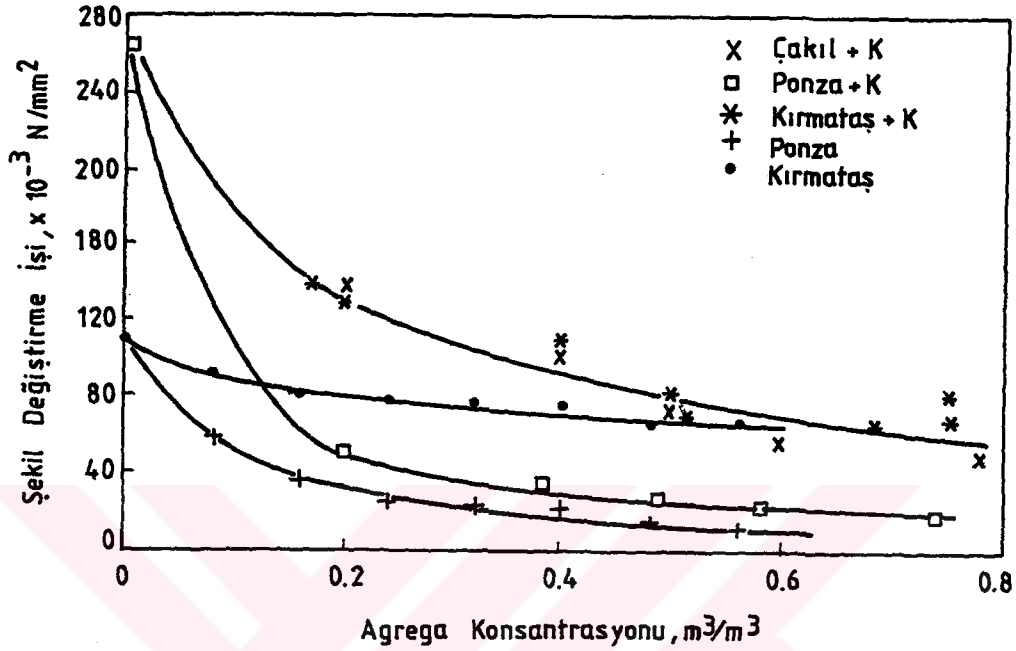
4.4.1. Kırılma Şekil Değiştirme İşinin Agrega Konsantrasyonu İle Değişimi

Şekil 4.12'de görüldüğü gibi agrega hacmi arttıkça kırılma işi bütün beton serilerinde azalmaktadır. Bu betonlarda, daha önceki bölümlerde açıklandığı gibi agrega hacim konsantrasyonu arttıkça hem basınç dayanımı ve hemde birim kısalma azaldığından kırılma işi değerleri de azalmaktadır.

Şekil incelendiğinde, aynı agrega konsantrasyonunda, ponzataşı agregalı serilerdeki şekil değiştirme işleri, normal agregalı betonlara göre daha azdır.

Ayrıca kum agregası olmayan (0-2 mm) kırmataşlı serilerin ve ince agregası olmayan (0-2 mm) ponza taşı hafif agregalı serilerin şekil değiştirme işlerinin, ince agregası olanlara göre daha az olduğu görülmektedir. Bu duruma göre aynı kökenli olan agregalarla beton üretildiğinde içerisinde 0-2 mm ince agregası (kum) olmayan betonlar daha gevrek, ince agregası olanlar daha sünek davranış göstermektedirler.

Ponza taşı hafif agregası ile üretilen betonlar normal agregalı (kırmataş, çakıl gibi) betonlara göre daha gevrek davranış göstermektedirler.



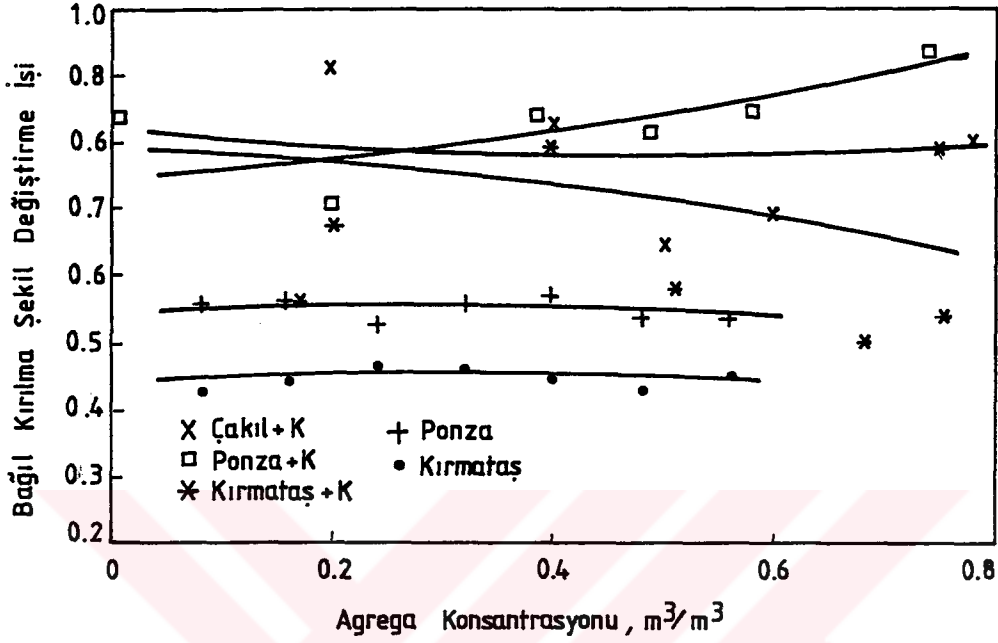
Şekil 4.12. Kırılma Şekil Değiştirme İşinin Agregat Konsantrasyonu İle Değişimi

4.4.2. Bağlı Kırılma Şekil Değiştirme İşinin Agregat Konsantrasyonu İle Değişimi

Şekil 4.13'ün incelenmesinden görüldüğü üzere içerisinde 0-2 mm ince agregası olmayan ponzataşlı ve kırmataşlı serilerde agregat konsantrasyonu arttıkça bu betonların bağlı şekil değiştirme işleri pek fazla değişmemektedir. Fakat bu betonların, aynı agregat konsantrasyonunda bağlı şekil değiştirme işleri diğer serilere göre daha düşüktür.

Normal agregalı serilerden çakıllı olan betonlarda agregat konsantrasyonu arttırılırsa bağlı şekil değiştirme işleri düşme göstermekte kırmataş agregalı ve kumlu olan serilerde de çakıllı betonlara benzer davranış görülmektedir.

Şekil 4.13'de de görüldüğü üzere en yüksek bağıl kırılma işini hafif agregalı karışımlar, en düşüğünü normal agregalı betonlar vermiştir.



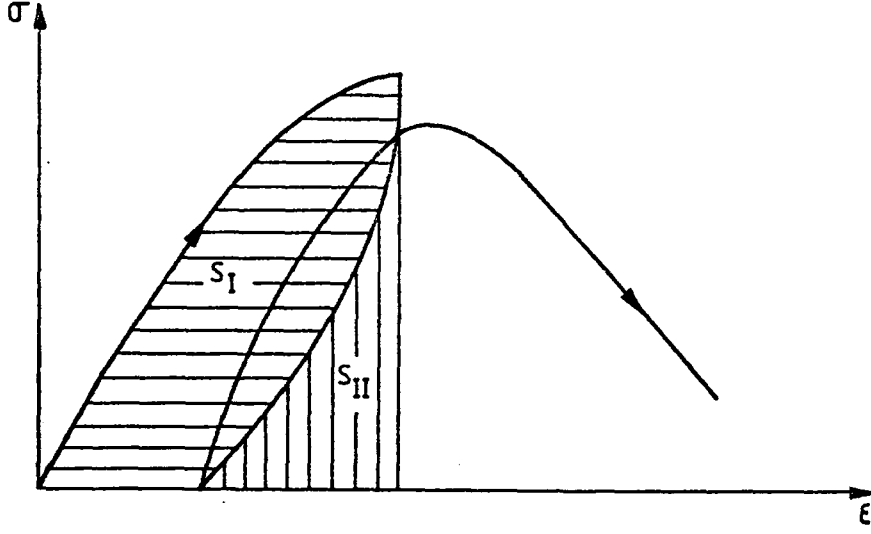
Şekil 4.13. Bağıl Kırılma Şekil Değiştirme İşinin Agregat Konsantrasyonu İle Değişimi

4.5. Betonun Basınç Altında Gevrek Davranışı

4.5.1. Gevreklik İndisi

Betonların gevreklik indisleri, silindir numunelerin basınç altında gerilme şekil değiştirme eğrilerinden elde edilir. Betonun gevreklik indisi (G.İ.) basınç mukavemetinin % 80 - % 100'ü arasında, "tersinir deformasyon enerjisinin (S_{II}) tersinmez deformasyon enerjisine (S_I) oranı" olarak tanımlanır.

$$G.I. = \frac{S_{II}}{S_I}$$



Şekil 4.14. Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi ve Gevreklik İndisi [55,56].

Şekil 4.14'de görüldüğü üzere S_{II}/S_I oranı sifıra yaklaştıkça enerjinin tümü tersinmez, S_{II}/S_I oranı sonsuza yaklaşırsa enerjinin tümü tersinir olur.

Tablo 4.1 Gevreklik İndisi Değerleri [57]

Karışım Kodu	σ/f_c	S_{II}/S_I	Basınç Dayanımı f_c , (N/mm ²)
NB16	0.85	1.54	61.1
	0.86	1.71	62.2
	0.98	1.01	57.7
SB16	0.77	4.66	68.8
	0.88	3.19	68.3
	1.00	3.00	68.3
NB32	0.87	1.63	47.7
	0.94	1.64	47.2
	0.98	1.37	48.3
SB32	0.79	5.06	66.6
	0.85	5.06	65.0
	0.99	2.69	62.7

Tablo 4.1’de Taşdemir, C. [57] tarafından bulunmuş basınç mukavemetinin çeşitli yüzdelerindeki gevreklik indisi değerleri, Tablo 4.2’de ise bu çalışmada elde edilmiş gevreklik indisleri, agrega konsantrasyonu ve bunlara karşı gelen basınç dayanımları ile birlikte gösterilmektedir.

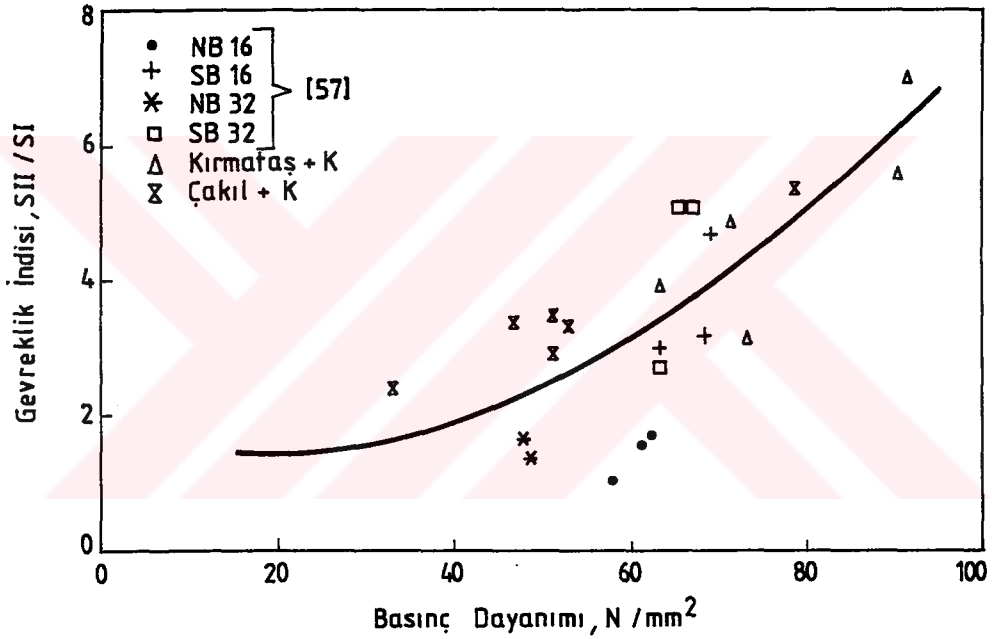
Tablo 4.2. Gevreklik İndisi Değerleri

Karışım Kodu	σ/f_c	S_H/S_I	Agrega Konsantrasyonu (%)	Basınç Dayanımı $f_c(N/mm^2)$
BK00K	0.81	5.30	0	78.1
BK20K	0.81	3.09	19.7	73.0
BK34K	0.69	3.22	34.0	70.5
BK40K	0.81	3.88	39.6	63.0
BK50K	0.74	3.96	49.8	71.3
BK50K	0.76	4.84	49.8	90.8
BK68K	0.62	6.93	68.0	72.4
BK75K	0.67	5.53	74.0	89.9
BÇ00K	0.81	5.30	0	78.1
BÇ440K	0.87	2.89	39.6	51.0
BÇ450K	0.86	3.32	49.7	46.6
BÇ450K	0.76	3.29	49.7	52.4
BÇ460K	0.78	3.44	59.5	51.0
BÇ475K	0.94	4.46	77.6	35.5
BÇ475K	0.88	2.40	77.6	32.7

Taşdemir [57] çalışmasında, tanımlanan gevreklik indisine agrega temas yüzeyi güçlendirilmesinin etkisini hem mikroyapıdaki değişiklik hem de bunun mekanik davranışa yansımaları açısından incelemiştir.

Şekil 4.15’de Taşdemir, C. [57] tarafından ve bu çalışmada hesaplanan gevreklik indisi değerlerinin betonun basınç mukavemeti ile değişimi görülmektedir.

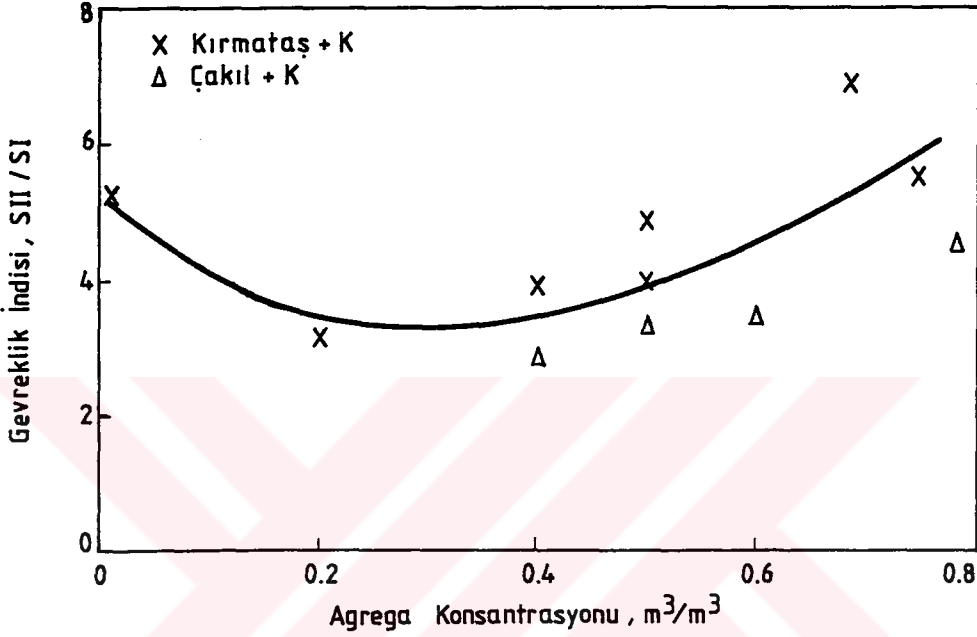
Yükleme boşaltma çevrimi uygulanmış deneylerin sonucunda Taşdemir [57] çalışmasında silis dumanı içeren betonlarda gevrekliğin önemli ölçüde arttığını belirtmiştir. Silis dumanı içeren betonlarda temas yüzeyi daha yoğun olmakta, beton içinde üniform gerilme yayılışlarının elde edildiği anlaşılmaktadır. Bunun sonucu Taşdemir betonun heterojen yapısının homojen yapıya doğru değişmekte ve malzeme homojen cisim gibi davrandığı sonucuna varmaktadır. Şekil 4.15’de mukavemet artışı ile betonlarda gevrekliğin arttığı açıkça görülmektedir.



Şekil 4.15. Gevreklik İndisi'nin Basınç Mukavemeti İle Değişimi

Şekil 4.16’da görüldüğü gibi, agrega konsantrasyonunun artmasıyla gevreklik indisini kırmataşlı betonlarda bir minimumdan geçmektedir. Bu davranış agrega konsantrasyonunun basınç dayanımına etkisi ile aynı davranış olmaktadır. Çalışmada daha önceki bölümlerde de açıklandığı gibi beton gevrek davranış gösteren homojen hamur yapısından sünek davranış gösteren heterojen bir yapıya, daha sonra agrega konsantrasyonunun artışına bağlı olarak yeniden gevrek yapıya gitmektedir.

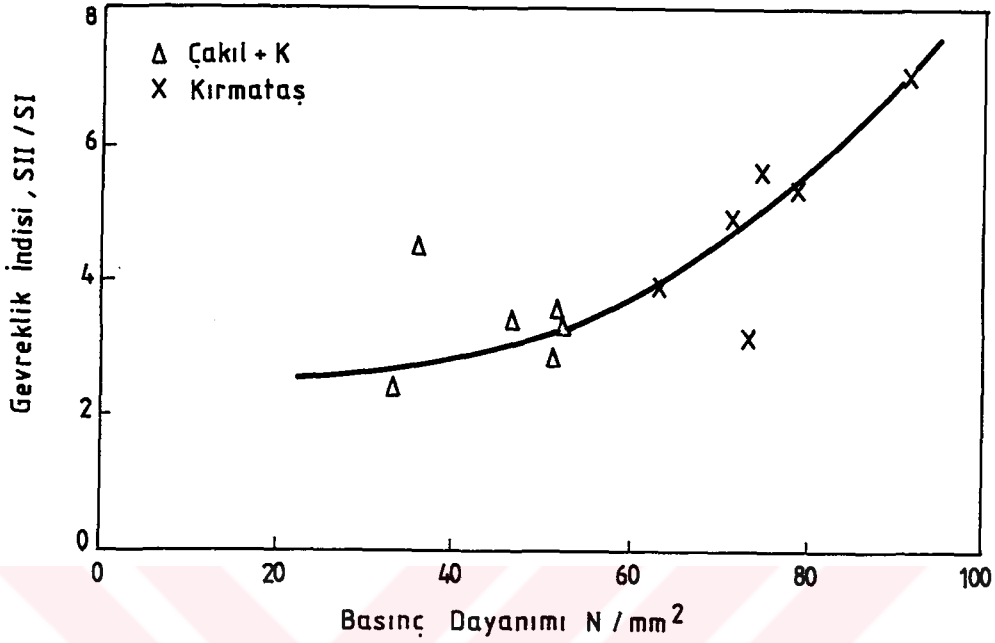
Sonuç olarak kırmataş ve çakıl agregalı betonlarda, agregası konsantrasyonu arttıkça betonun gevrekliği önce azalmakta ve bir minimumdan geçtikten sonra ise artış göstermektedir.



Şekil 4.16. Agregası Konsantrasyonu Gevreklik İndisi İlişkisi

Gevrek çimento hamurunun içerisine agregası konması mikroçatlakların oluşmasına yol açtığından bu betonlarda süneklik artmakta, dolayısıyla gevreklik düşmektedir. Agregası Konsantrasyonu daha da artarsa, muhtemelen gerilme yığılmalarının artışı, daha geniş ve daha az sayıda çatlakların oluşmasına yol açmakta, süneklik azalmakta, gevreklik artmaktadır.

Şekil 4.17'den görüldüğü gibi yalnız bu çalışmanın sonuçları da, betonun basınç dayanımının betonların gevrek davranışına artış yönünde etki ettiği sonucunu çıkarmıştır. Taşdemir'in ortaya koyduğu sonuçlarla beraber çizilen şekil 4.15 ve yalnız bu çalışmanın ortaya koyduğu sonuçların Şekli 4.17'dekine benzer sonuçlar vermektedir. Sonuç olarak betonların basınç dayanımı arttıkça gevreklik indisleri de artmaktadır.



Şekil 4.17. Gevreklik İndisi'nin Basınç Mukavemeti İle Değişimi

4.6. Yarılma-Çekme Deneylerine Ait Deney Sonuçlarının İrdelenmesi

4.6.1. Agrega Konsantrasyonunun Betonun Çekme Şekil Değiştirme Kapasitesine ve Yarma-Çekme Dayanımına Etkisi

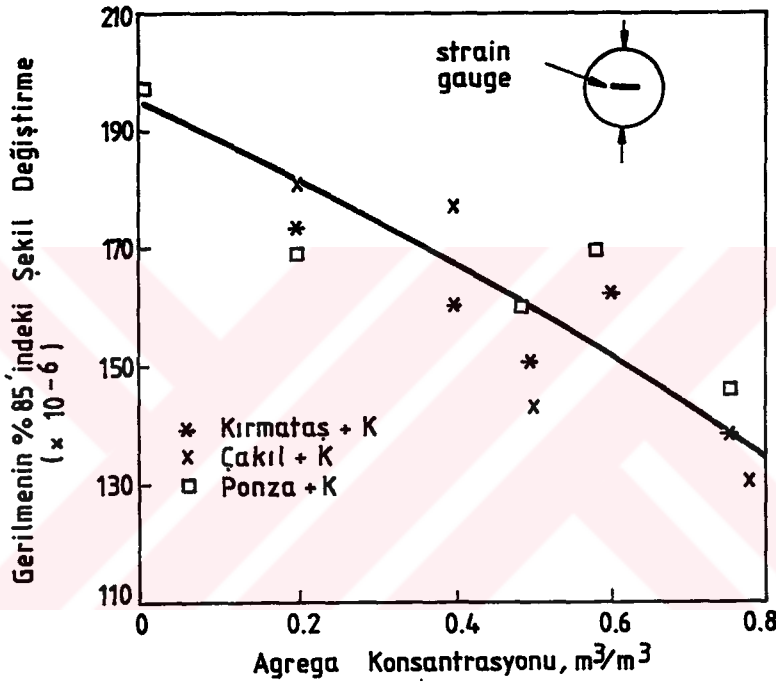
Tek eksenli çekme, yarılma-çekme, iki eksenli çekme ve açılma modunda yükleme durumlarında çekme çatlakları ilginç olmaktadır. Betonun çekme dayanımı, kayma dayanımından düşük olduğundan bir deney numunesinde çekme gerilmesini ihmal edilerek kayma gerilmesi dağılımını ön plana çıkarmak olanaksızdır [58,59]. Betonda çekme şekil değiştirmesi oluşturulduğunda, eğer çekme şekil değiştirmesinin değeri betonun çekme şekil değiştirme kapasitesinden büyükse, betonda çatlak başlangıcı olacaktır. Çekme-şekil değiştirme kapasitesi, çatlak başlamasındaki şekil değiştirme oranı veya gerilme şekil değiştirme oranının limiti olarak tanımlanmaktadır [60]. Çekme-şekil değiştirme kapasitesi sabit bir değer olmayıp deney tekniğine, deney tipine, agrega granülometrisine, geyç uzunluğuna, su/çimento

oranına, kür koşullarına, betonun yaşına ve yükleme durumuna bağlı olarak etkilenmektedir [58,59]. Çekme halinde deney sonuçları Oladapo [61], Welch [62] ve Domone [63] tarafından elde edilmiş ve çeşitli kür şartlarında, yaşlarında, betonun dayanımı ve çekme-şekil değiştirme kapasitesi arasında iyi bir ilişki olduğu da belirtilmiştir.

Houghton [64]'a göre betonun kısa süreli çekme şekil değiştirme kapasitesi; betonun çekme dayanımı ve elastisite modülü biliniyorsa tahmin edilebilmektedir. Betonun ısıl şekil değiştirme kapasitesi ile daha detaylı araştırmanın Brooks ve arkadaşları tarafından yapılmıştır [60]. Brooks ve arkadaşları, hafif betonun ısıl şekil değiştirme kapasitesinin aynı işlenebilme ve dayanımda olan çakıl ile üretilmiş betonlarınkine göre daha büyük olduğunu göstermişlerdir. Isıl şekil değiştirme kapasitesi ve çekme dayanımı/elastisite modülü arasında çok iyi ilişkinin olduğu da deney sonuçlarıyla Brooks ve arkadaşları tarafından gösterilmiştir [60]. Welch tarafından özetlenen daha önceki çalışmalarda, betonun maksimum dayanımda şekil değiştirmesinin 100×10^{-6} civarında olduğu gösterilmiştir. Betonun kısa veya uzun süreli direkt çekme yüklemesi ile ilgili çalışmalar, bazı araştırmacı tarafından göz önüne alınmıştır [58,59].

Şekil 4.18 ve 4.19'da sırasıyla, betonun çekme şekil değiştirme kapasitesi ve yarma-çekme dayanımı ile agrega hacim konsantrasyonunun arasındaki ilişkisi görülmektedir. Yarma dayanımının % 85'indeki şekil değiştirme agrega konsantrasyonuna bağlı olmaktadır. Şekil 4.18'de görüldüğü gibi, çekme-şekil değiştirme kapasitesi agrega konsantrasyonunun artmasıyla, azalma göstermektedir. Ayrıca bu çalışma şartlarında çekme-şekil değiştirme kapasitesi ile agrega konsantrasyonu ilişkisi agrega kökeninden bağımsız olmaktadır. Yarma deneyinde kırılmayı oluşturan çatlak gerilme durumunun zorlamasının etkisiyle hem hamurun hem de agregaların içinden geçmektedir. Dolayısıyla şekil değiştirme kapasitesini hamurun ve agreganın kopma uzamaları bir arada belirlemektedir. Agreganın kopma uzaması hamurunkinden daha düşük olduğundan agrega konsantrasyonu arttıkça, şekil değiştirme kapasitesi azalmaktadır.

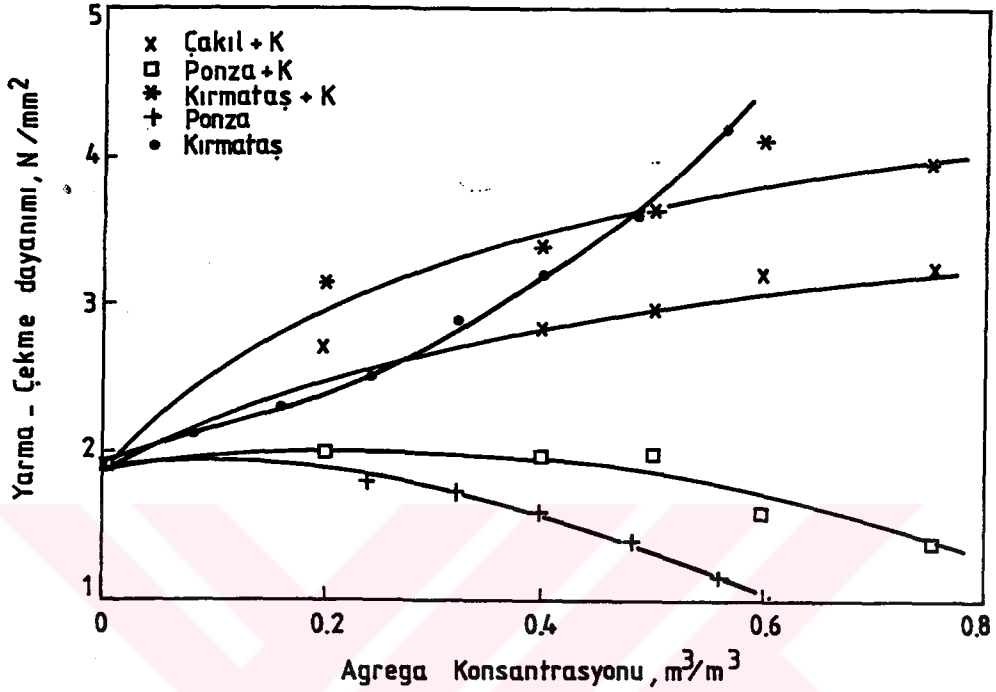
Agrega konsantrasyonunun betonun çekme-şekil değiştirme kapasitesine etkisi ile ilgili çalışmanın Kaplan [29] tarafından da yapılmıştır. Kaplan betonun yarma-çekme dayanımının % 90'ındaki şekil değiştirmesine iri agreganın etkisini araştırmıştır. Bu çalışmaya göre çekme-şekil değiştirme kapasitesi, karışımdaki iri agreganın hacmine bağlı olmaktadır. Fakat iri agreganın cinsi su/çimento oranı gibi parametrelere bağlı olmamaktadır. Bu çalışmada Kaplan'ın çalışmasına göre bir miktar farklılık gösterse de benzer sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 4.18. Çekme Şekil Değiştirme Kapasitesinin Agreganın Hacim Konsantrasyonu İle İlişkisi

Şekil 4.19 yarma-çekme dayanımı ve agreganın hacim konsantrasyonu arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Kırmataş ve çakıl serilerinde agreganın konsantrasyonu'nun artması yarma-çekme dayanımını arttırmaktadır. Bu betonlarda çatlaklar genellikle iri agregaların içinden geçmektedir. Gerilme iri agregalar vasıtasıyla taşınmakta ve onların matris'e göre yarma-çekme dayanımları yüksek olduğundan bunların matriste fazla bulunmalarıyla yarma-çekme dayanımı artmaktadır. Kırmataşlarda, çakıllara göre daha yüksek yarma-çekme dayanımının elde edilmesi, kırmataş serilerinde kırılma yüzeylerinde daha çok kopmuş iri agreganın oranı bulunmasındandır. Yarma

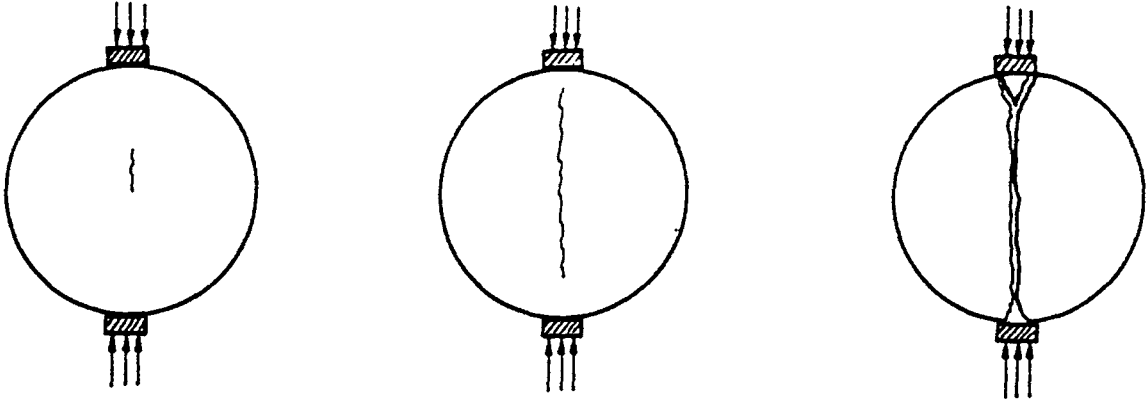
deneyinde çatlamalar tek düzlem boyunca olduğundan, bu düzlem boyunca olan agregalar kesilmek zorunda kalmaktadırlar.



Şekil 4.19. Agregat Konsantrasyonunun Yarma-Çekme Dayanımı İle İlişkisi

Ponzataşı hafif agregalı serilerde, yarma dayanımı agregat konsantrasyonunun artışı ile azalmaktadır. Bu durum yaklaşık $0.50 m^3/m^3$ agregat konsantrasyonundan sonra kumlu serilerde meydana gelmektedir. İçerisinde kum olmayan serilerde ise sürekli bir düşüş agregat hacmi artışı ile paralellik göstermektedir.

Şekil 4.20'de yarma-çekme deney numunelerinin kırılma aşamaları görülmektedir [31]. Benzer kırılma aşamaları bu çalışmada da gözlenmiştir. Castro-Montero ve arkadaşları [65] yaptıkları çalışmalarında, yarma deneylerinde numunede kama oluşumuyla beraber ikinci bir kırılma modu oluşumunun söz konusu olduğunu ve bu kamaların da kesit boyunca tekil bir çatlak oluşuktan sonra meydana geldiğini belirtmişlerdir. Bu araştırmacılara göre kırılma aşamaları numunelerin boyutlarına ve yükleme durumlarına bağlıdır [65].



a) Çatlak Başlangıcı

b) Çatlak Büyümesi

c) Kırılma

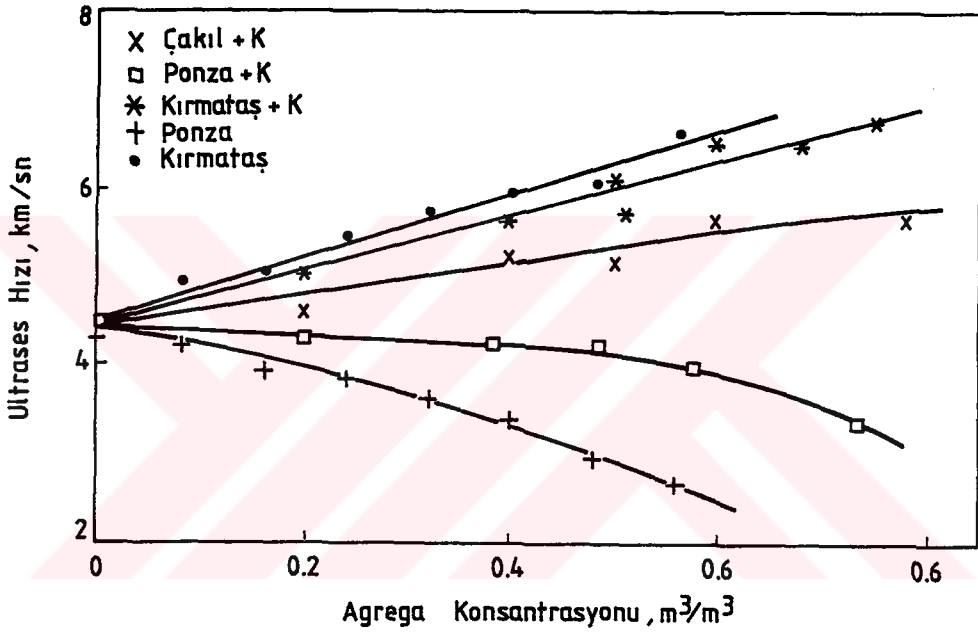
Şekil 4.20. Yarma Çekme Deney Numunelerinin Kırılma Aşamaları

Yukarıda belirtildiği gibi çakıl serilerinde, yarma-çekme deneylerinde, çatlakların aynı düzlem içerisinde gitmesi zorlanmaktadır. Kırılma yüzeyi iri agregalarda fazla olduğundan bu çalışmanın deney tekniğine göre çakıl serilerinde çekme dayanımı artması gözlenmektedir. Eğer direkt çekme deneyi yapılsaydı, Şekil 4.19'un çakıllı serisinde artış olmyabilirdi. Bu konu ileri araştırmalar için önemli olacağı da açıktır. Yukarıdaki sonuçları özetliyecek olursak; çekme-şekil değiştirme kapasitesi karışımdaki agrega hacmine bağlı olmaktadır. Çekme-şekil değiştirme kapasitesi agrega konsantrasyonunun artmasıyla düşüş göstermektedir. Çekme şekil-değiştirme kapasitesi agrega cinsinden bağımsız olmaktadır. Ayrıca normal agregalarda, karışımdaki agrega hacmi artarsa, yarma-çekme dayanımı artmaktadır. Bu artış kırmataşlı alanlarda daha fazla olmaktadır. Ponza taşı hafif agregalı betonlarda agrega hacminin artmasıyla kumlu ve kumsuz seriler de çekme dayanımı düşmekte, kumsuz serilerde bu düşüş daha hızlı olmaktadır.

4.7. Ultrases Hızı Deney Sonuçlarının İncelenmesi

4.7.1. Ultrases Hızı Agregas Konsantrasyonu İlişkisi

Şekil 4.21'den görüldüğü üzere agregas konsantrasyonu arttıkça, hafif agregalı betonlarda ultrases hızı düşmekte, normal agregalı (çakıl, kırmataş) betonlarda ise artmaktadır.



Şekil 4.21. Ultrases Hızı Agregas Konsantrasyonu İlişkisi

Agregas konsantrasyonu arttıkça, normal agregalı betonlarda çakıllı serilerin aynı agregas konsantrasyonunda ultrases hızları kırmataşlı olanlara göre daha düşük olmaktadır. Bu durumun çakıllı betonlarda temas yüzeylerinde daha fazla kusur bulunmasından ve ayrıca kırmataş agregasının Elastisite Modülünün daha yüksek olmasından dolayı olduğu söyleyebilir.

Hafif agregalı serilerde içerisinde, ince agregası (0-2 mm) olan ponzataşlı betonların ultrases hızları aynı agregas konsantrasyonunda ince agregası olmayanlardan daha yüksektir.

Hafif agregalı serilerin normal agregalı olanlara göre ultrases hızlarının düşük olması beklenen bir olaydır. Çünkü hafif agreganın konsantrasyonu arttıkça bu betonların boşluk ve kusur miktarında artmakta dolayısıyla ultrases hızı düşmektedir.

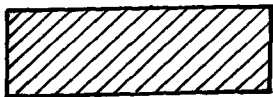
4.8. Kompozit Malzeme Olarak Normal ve Hafif Betonların Elastik Modüllerinin Hesabı ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

Sertleşmiş betonun homojen niteliği ve çok fazlı oluşu nedeniyle bileşen ile kompozit arasındaki bağıntıların kurulmasında güçlüklerle karşılaşılır. Ancak bileşime giren malzemelerin özelliklerinden sertleşmiş betonun özelliklerini hesaplamak için kompozit modellere sık sık başvurulur. Bu modeller malzemenin gerçek davranışını yansıtmaz. Ancak kompozit modeller, gerek teorik gerek deneysel analiz ile bileşenlerin önem derecelerinin belirlenmesini olanaklı kılar. Çeşitli malzeme sonuçlarını iç yapı yaklaşımı ile ele almanın üretim ve uygulama yönünden gelişmelere ışık tutacağı düşünülür [1].

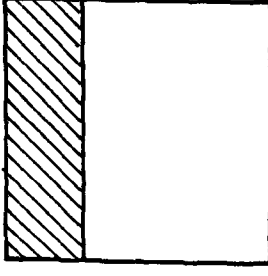
Betonun elastik davranışı tahmin amacıyla kullanılan kompozit modeller çoğunlukla iki fazlıdır. İki fazlı kompozitlerde elastisite ile ilgili olarak önerilen üst ve alt sınır formüllerini ve modelleri aşağıdaki gibi özetlenebilir.



Hamur fazı



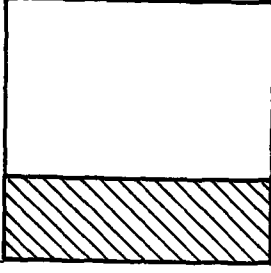
Agrega fazı



İdeal sert kompozit malzeme (üst sınır), hafif beton için,

Voigt Modeli

$$E = E_h V_h + E_a V_a \quad (1)$$

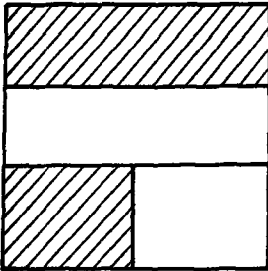


İdeal yumuşak kompozit malzeme (alt sınır), normal beton için,

Reuss Modeli

$$E = \frac{1}{\frac{1-V_a}{E_h} + \frac{V_a}{E_a}} \quad (2)$$

İdeal sert malzeme için (1) ve ideal yumuşak malzeme için (2) denklemleriyle gösterilen modellerin betona uygulanması Hansen [66,67] tarafından yapılmıştır. Hirsch [68] agrega fazındaki gerilme dağılımından hareket ederek başka bir model ileri sürdü. Daha sonra Dougill [69], Hirsch'in modelini gözden geçirdi ve yukarıdaki iki modelin ayrı bir düzenlemesi olduğunu gösterdi, bu model Literatürde Hirsch-Dougill [70,71] modeli olarak bilinmektedir. Söz konusu modelin denklemi (3)'de verilmektedir.

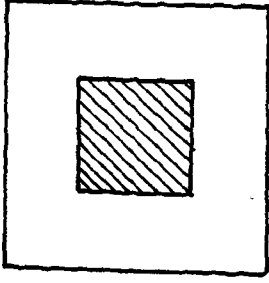


Hirsch-Dougill modeli

$$\frac{1}{E} = 0.5 \left(\frac{1}{V_h E_h + V_a E_a} \right) + 0.5 \left(\frac{V_h}{E_h} + \frac{V_a}{E_a} \right) \quad (3)$$

(3) denkleminde $E_a = 0$ iken $E = 0$ olmaktadır. Bu da modelin aksıyan bir yanıdır.

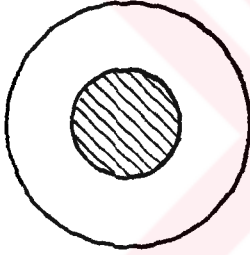
Bunu önlemek için Counto [72] denklem aşağıdaki modeli önerdi.



Counto modeli

$$\frac{1}{E} = \frac{1 - \sqrt{V_a}}{E_h} + \frac{1}{\left(\frac{1 - \sqrt{V_a}}{\sqrt{V_a}}\right) E_h + E_a} \quad (4)$$

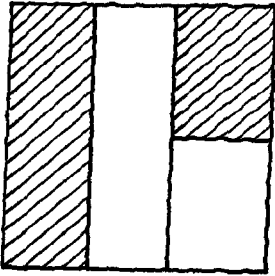
Hansen, [72] Hashin'in [73] agrega ile matris fazlarının elastisite modelleri arasında verdiği bağıntıyı birleştirerek (5) denklemindeki modeli kurdu. Hansen (5) denkleminin hafif betonların elastisite modülünün tahmininde iyi sonuç verdiğini belirtmiştir.



Hashin-Hansen modeli

$$E = \left\{ \frac{(1 - V_a) E_h + (1 + V_a) E_a}{(1 + V_a) E_h + (1 - V_a) E_a} \right\} E_h \quad (5)$$

Popovics [74]'in (1) ve (2) denkleminin ortalamalarını içeren bir modeli önerdiğini görmekteyiz.



Popovics modeli

$$E = \frac{1}{2} (E_{(1)} + E_{(2)}) \quad (6)$$

Burada $E_{(1)}$ Voigt, $E_{(2)}$ Reuss Modelini göstermektedir.

Daha sonra Bache, Nepper-Christensen [75] aşağıdaki (7) denklemiyle verilen modeli önermiştir.

Bache, Nepper-Christensen modeli

$$E = E_{(1)}^{V_h} E_{(2)}^{V_a} \quad (7)$$

Ayrıca Kocataşkın ve arkadaşlarınca [76] da betonun mekanik özelliklerinin incelenmesinde ve kestirilmesinde bir kompozit malzeme yaklaşımı uygulanmış, Literatürdeki Liflerle donatılı kompozitlerin ve betonun elastisite modülleri ve mekanik mukavemetleriyle ilgili modeller ve analitik ifadeler elde edilmiştir. Araştırmacılar elastisite modülü için yarı ampirik Halpin-Tsai modeli [77] ve mekanik mukavemetler için kendilerince geliştirilmiş yeni bir "etkinlik faktörü" modeli normal agregalı ve hafif agregalı betonlar üzerindeki sistematik deney sonuçlarının değerlendirilmesinde kullanılmış ve iyi uyum sağlandığını ortaya koymuşlardır.

Bu çalışmada betonu oluşturan fazların ayrı ayrı tek eksenli basınç altında elastisite modülleri bulundu. Betonlarda hamur birinci faz, aynı gronülometriye sahip agregalar ikinci faz olmak üzere kabuller yapıldı. Yapılan kabullerle değişik modeller kullanılarak hesaplanan teorik Elastik Modülleri ve deneysel Elastisite Modülü değerleri Tablo 4.3a,b'de verilmiştir. Ayrıca Kırmataşlı, ponzataşlı ve çakıl karışımlarının deneyle bulunan Elastisite Modülleri ve modeller yardımıyla bulunan Elastisite Modülleri Şekil 4.22a,b,c,d'de görülmektedir.

Tablo 4.3a Betonların Deneyle ve Hesapla (Teorik) Bulunan E Değerleri N/mm^2 ,
(Kumlu Karışımlar)

Beton Kodu	$E_{(1)}$	$E_{(2)}$	$E_{(3)}$	$E_{(4)}$	$E_{(5)}$	$E_{(6)}$	$E_{(7)}$	E_{deney}
BK00k	24200	24200	24200	24200	24200	24200	24200	24200
BK17k	32000	27200	29400	29500	28600	29600	29000	26200
BK20k	33400	27800	30400	30400	29400	30600	29900	32800
BK34k	39800	31100	34900	34900	33800	35500	34700	33100
BK40k	42500	32800	37000	36900	35900	37700	37000	37100
BK50k	47100	36000	40800	40700	39700	41500	41200	36800
BK51k	47600	36300	41200	41100	40200	41900	41600	41600
BK60k	51700	39800	45000	44900	44100	45800	45800	-
BK68k	55400	43600	48800	48700	48100	49500	49800	45800
BK75k	58100	46900	51900	51800	51400	53100	53700	50500
BK80k	60000	49400	54200	54100	53800	54700	55400	51300
BÇ00K	24200	24200	24200	24200	24200	24200	24200	24200
BÇ20k	30000	27200	28500	28700	28100	28600	28300	27700
BÇ40k	35700	30900	33200	33200	32700	33300	33100	31000
BÇ50k	38600	33200	35700	35800	35300	35900	35800	35400
BÇ60k	41500	35900	38500	38500	38200	38700	38800	38100
BÇ80k	46700	42000	44200	44200	44100	44400	44600	34900

$E_{Kırma\text{taş}}$: 70 000 N/mm^2

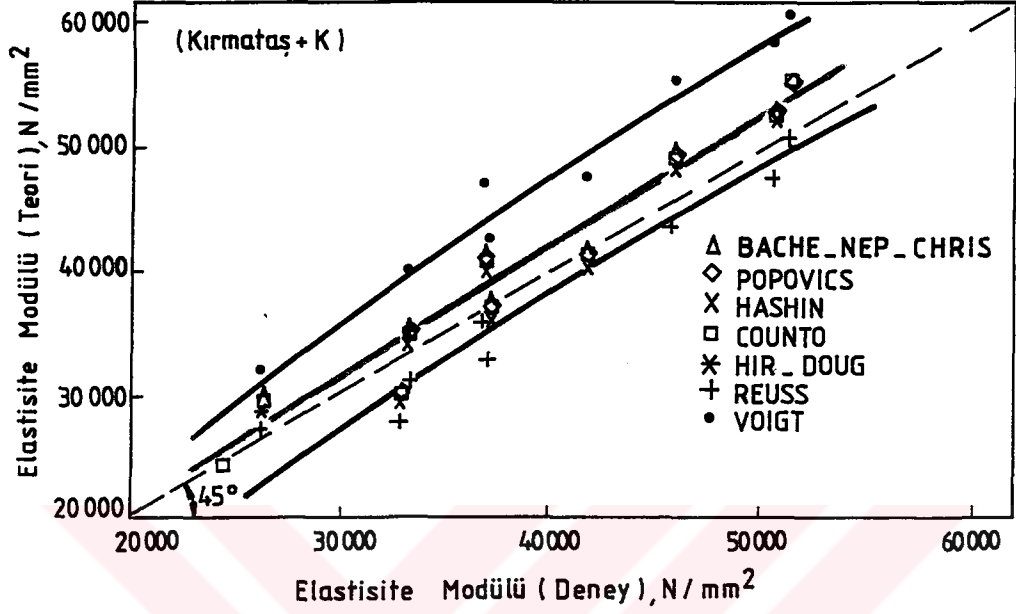
$E_{Çakıl}$: 53 000 N/mm^2 alınmıştır.

Tablo 4.3b Betonların Deneyle ve Hesapla (Teorik) Bulunan E Değerleri
 N/mm^2 , (Kumsuz (0-2 mm) Karışımlar)

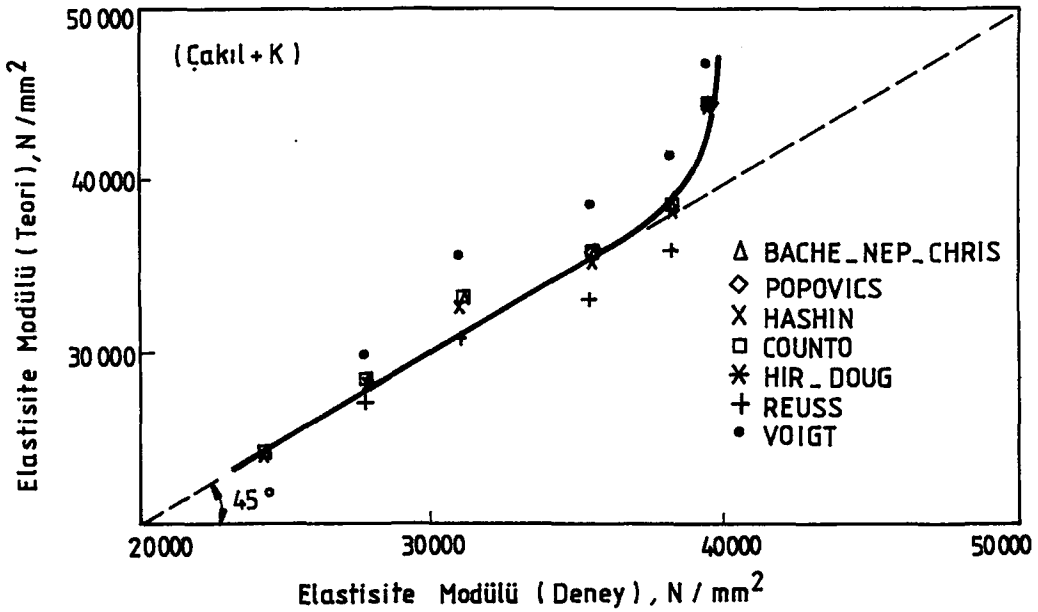
Beton Kodu	$E_{(1)}$	$E_{(2)}$	$E_{(3)}$	$E_{(4)}$	$E_{(5)}$	$E_{(6)}$	$E_{(7)}$	E_{deney}
BP00	25400	25400	25400	25400	25400	25400	25400	25400
BP08	23500	12000	15900	23000	22000	17800	20500	25000
BP16	21600	7900	11500	20500	19200	14700	16500	20900
BP24	19700	5800	9000	18000	16600	12800	13300	18300
BP32	17800	4600	7400	15600	14300	11200	10700	14200
BP40	15900	3900	6200	13300	12200	9900	8600	13700
BP48	14000	3300	5300	11200	10400	8700	6900	11700
BP56	12100	2900	4700	9300	8700	7500	5600	9900
BK00	25400	25400	25400	25400	25400	25400	25400	25400
BK08	28900	26700	27800	28000	27300	27800	27500	25200
BK16	32500	28200	30200	30400	29500	30400	29800	27000
BK24	36100	29900	32700	32800	31800	33000	32400	29100
BK32	39700	31900	35300	35300	34300	35800	35100	33900
BK40	43200	34000	38100	38000	37000	38600	38100	37200
BK48	46800	36500	41000	40900	40100	41700	41300	38500
BK56	50400	39400	44200	44100	43400	44900	44800	44500

E_{ponza} : 1 700 N/mm^2

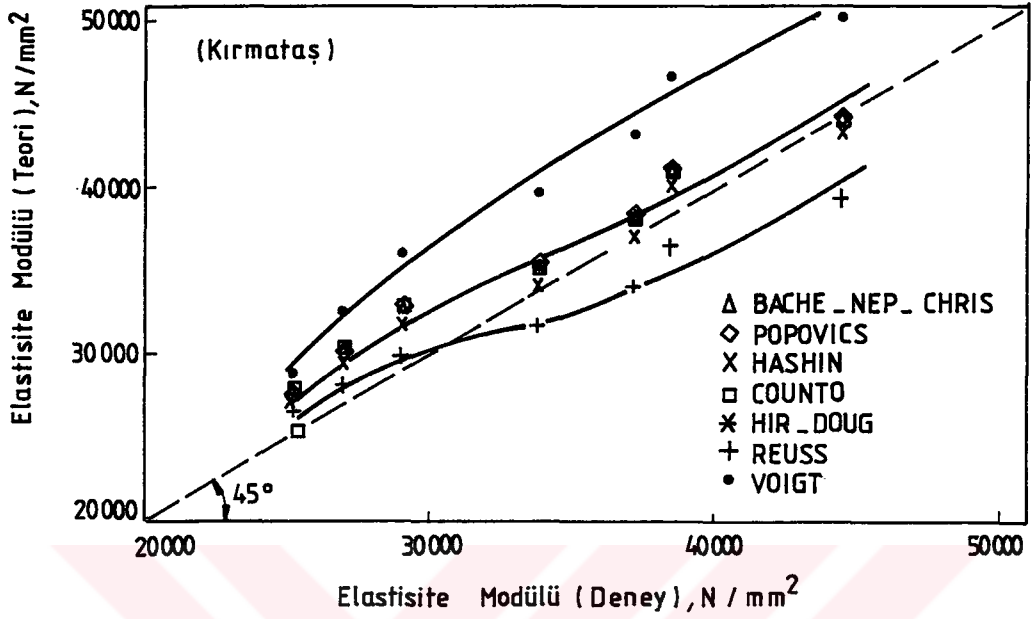
$E_{kumtaş}$: 70 000 N/mm^2 alınmıştır.



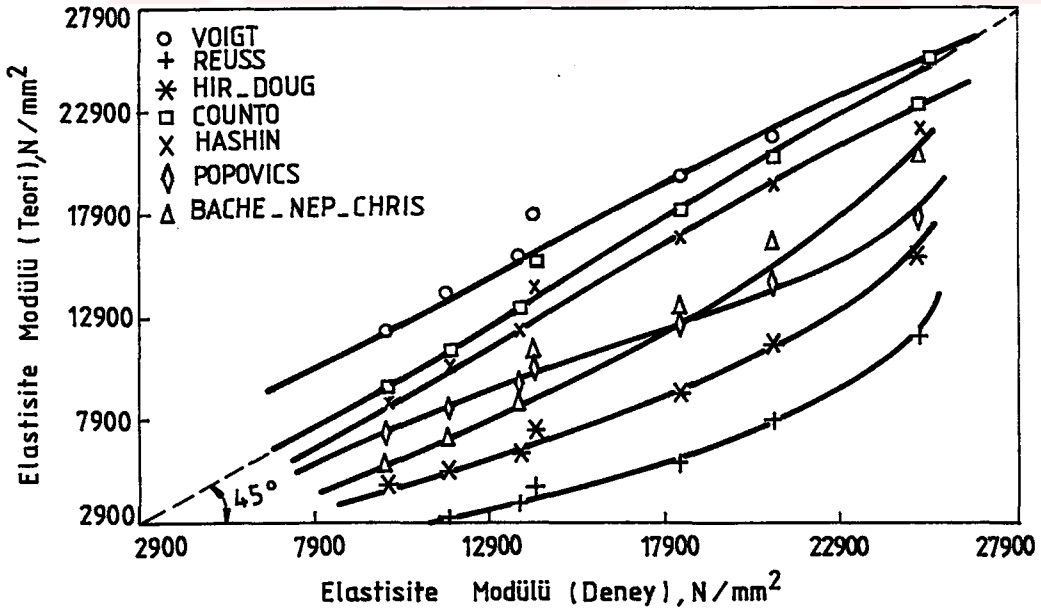
Şekil 4.22a. Kırmataşlı ve Kumlu, Betonlarda E_{deney} - E_{teori} ilişkisi



Şekil 4.22b. Çakıltaşlı ve Kumlu, Betonlarda E_{deney} - E_{teori} ilişkisi



Şekil 4.22c. Kırmataşlı ve Kumsuz Betonlarda $E_{deney}-E_{teori}$ ilişkisi



Şekil 4.22d. Ponza Taşı Hafif Agregeli ve Kumsuz Betonlarda $E_{deney}-E_{teori}$ ilişkisi

Şekil 4.22a'nın incelenmesinden görüldüğü üzere kırmataşlı ve h=kum agregası kullanılmış serilerde Hirsch-Dougill, Counto, Hashin-Hansen, Popovics ve Bache-Nepper-Christensen modelleri oldukça iyi sonuç vermektedir. Hesaplarda çimento hamuru fazının elastisite modülü 24200 N/mm^2 , kırmataş agregasının elastisite modülü $70\ 000 \text{ N/mm}^2$ olarak alınmıştır.

Elastisite modülü değeri yükseldikçe yani agregası konsantrasyonu arttıkça teorik değerlerin deney değerlerinden farklı olması şöyle açıklanabilir; agregası ile harç arasındaki bağ (betonların mukavemeti arttıkça, dolayısıyla elastisite modülleri artmakta) mukavemeti aynı oranda artmamaktadır. Halbuki bu modellerin esası bu fazlar arasında rijit bağıntısının olduğu varsayımına dayanır. Bu nedenle hesapla bulunan elastisite modülünün deneyle farklılık göstermesi doğaldır.

Çakıl agregalı serilerde, çakılın elastisite modülü; (ρ : çakılın özgül ağırlığı olmak üzere)

$E = 0.9(\rho - 2.1) \times 10^6 (\text{kg/cm}^2)$ [78] formülünden hesapla ve ilgili araştırmanın vermiş olduğu grafik yardımıyla $53\ 000 \text{ N/mm}^2$ olarak alınmıştır. Çimento hamurunun Elastisite modülü ise 24200 N/mm^2 dir.

Şekil 4.22b'den görüldüğü üzere kırmataşlı agregalarda olduğu gibi Hirsch-Dougill, Counto, Hashin-Hansen, Popovics ve Bache-Nepper-Christensen modelleri çakıl agregalı betonlarda da uyum göstermektedir. Elastisite modülünün $37\ 000 \text{ N/mm}^2$ değerinden itibaren agregası-hamur temas yüzeyinde aderansın parlak yüzeyli agregalardan dolayı zayıf oluşu, teorik modellerden elde edilen yüksek Elastisite modüllerine deneyle uyumunu mümkün kılmamaktadır. Yukarıda söz konusu olan 5 model de birbirine yakın değerler vermektedir.

Şekil 4.22c'den görüldüğü üzere kırmataşlı ve içerisinde 0-2 mm kum agregası olmayan serilerde de kırmataşlı ve içerisinde kum olan diğer serilere benzer sonuçlar elde edilmiştir.

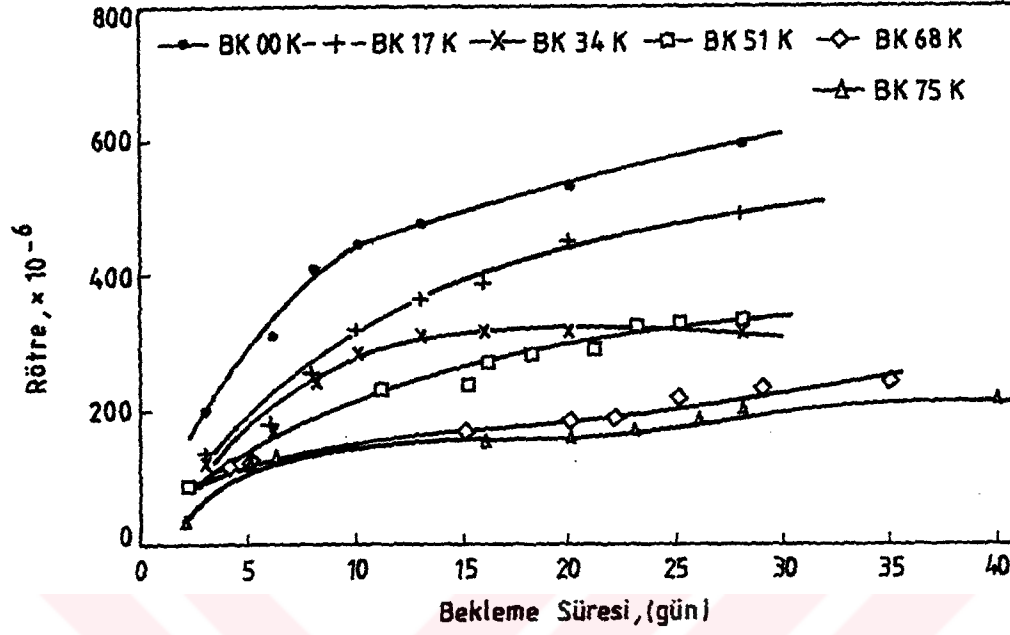
Şekil 4.22d'den görüldüğü üzere içerisinde 0-2 mm kum olmayan hafif agregalı beton serilerinde teori ve deney ilişkisinde en iyi uyumu gösteren modeller, Hashin Hansen ve Counto modelleri olmaktadır.

4.9. Agregas Konsantrasyonunun Betonun Zamana Bağlı Davranışına Etkisi

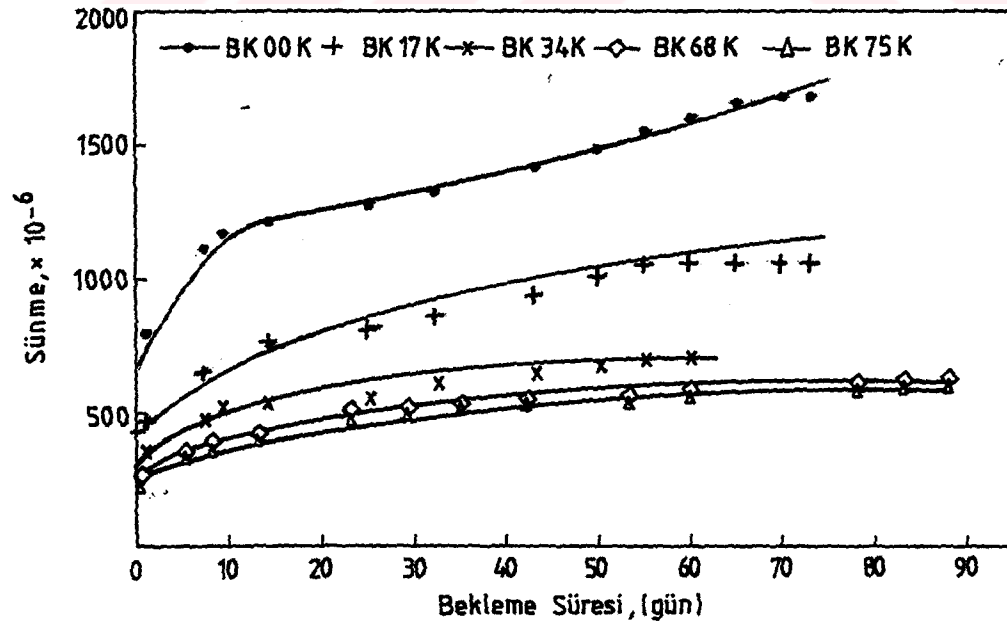
4.9.1. Agregas Konsantrasyonu'nun Betonun Sünme ve Rötresine Etkisi

Paragraf 1.4'de anlatıldığı gibi çeşitli araştırmacılar, betonda agregas konsantrasyonu artışının betonun rötre ve sünmesini azaltmakta olduğunu genelde vurgulamış ve konu ile ilgili modeller ortaya koymuşlardır.

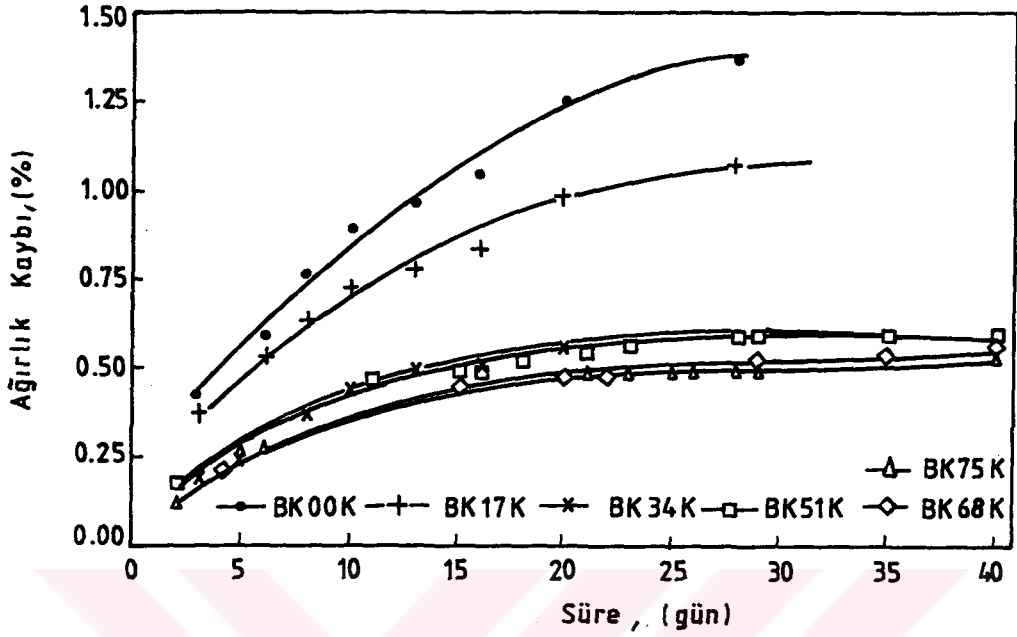
Çalışmada, Tablo A11, 12, 13 ve Şekil 4.23, 4.24, 4.25'den görüldüğü gibi betonda agregas konsantrasyonunun artışı, rötre yapmayan, şekil değiştirmesi az malzemelerin beton içerisindeki artışını ortaya çıkardığından bu gibi betonlarda rötre ve sünmenin azalacağı, betonda çimento hamuruna göre su emmesi az olan faz'ın artmasının, bu betonlarda bünyede su tutulmasını azaltacağı ve betonların kurummasında bu betonlarda fazla ağırlık kaybı olmayacağı düşünülebilir.



Şekil 4.23. Kırmataşlı Betonlarda Değişik Agrega Konsantrasyonlarında Rötre



Şekil 4.24. Kırmataşlı Betonlarda Değişik Agrega Konsantrasyonlarında Sünme



Şekil 4.25. Kırmataşlı Betonlarda Değişik Agrega Konsantrasyonlarında Ağırlık Kaybı

Sonuç olarak agreg a konsantrasyonu arttıkça betonlarda röt re ve sünmenin azaldığını ve sonuçların paragraf 1.4’de bahsedilen geçmiş çalışmalarla uyum içinde olduğunu görölmektedir.

Tablo 4.4. Karışımların 28. Günlük Basınç Dayanımı ve Elastisite Modülleri

Beton Kodu	BK00K	BK17K	BK34K	BK51K	Bk68K	BK75K
$f_c(N/mm^2)$,	70.7	66.5	55.5	57.4	57.2	66.6
$E(N/mm^2)$	24200	26200	33100	41600	45800	50500

4.9.2. Rötre Modelleme  alışması

Paragraf 1.4’de bahsedildiği gibi Hobbs ve diğer araştırmacılarla gibi;

. Betonu  imento matris içinde dağılı agregalardan oluşan iki fazlı malzeme

. Betonda agregayı rötre yapmıyan kabulüyle

Hobbs’nun [33] agrega konsantrasyonuna bağlı olarak rötre için verdiği (1) ifadesi;

$$S_c = S_p (1 - V_a) / (1 + V_a)$$

düzenlenerek,

$$S_c = 0,765 [S_p (1 - V_a) / (1 + V_a)] + (145,2) \times 10^{-6}$$

şeklinde alınırsa değişik agrega konsantrasyonları için teorik ve deney rötre ilişkisi kurulduğunda; Tablo 4.5. değerleri ortaya çıkar.

Tablo 4.5. Teorik ve DeneySEL Rötre Sonuçları

Beton Kodu	Agrega Konsantrasyonu %	S_c (teori) $\times 10^{-6}$	S_c (deney) $\times 10^{-6}$
BK00K	0	597	591
BK17K	17	465	493
BK34K	34	368	318
BK51K	51	292	333
BK68K	68	231	230
BK75K	75	145	199

Tabloda elde edilen S_c (formül) ve S_c (deney) r treleri arasındaki ilişkide korelasyon katsayısı 0.97 olur. Bu duruma göre

$$S_c = 0,765 [S_p (1 - V_a) / (1 + V_a)] + (145,2) \times 10^{-6}$$

ifadesi ile kırmataş agregalı betonların r tresini tahmin etme için kullanılabilir. S_c teori ve S_c deney ile agrega konsantrasyonu ilişkisini gösteren şekil B12’de gösterilmiştir.

BÖLÜM 5. SONUÇLAR VE İLERİ ÇALIŞMALAR İÇİN ÖNERİLER

5.1. Taze Beton Özellikleri İle İlgili Deney Sonuçları

i) Normal ve hafif agregalı betonlarda agrega hacmi arttıkça bu betonların işlenebilirliği azalmaktadır.

ii) Normal agregalı betonlarda agrega hacmi arttıkça taze ve sertleşmiş betonun birim ağırlığı artmaktadır. Hafif betonlarda ise azalmaktadır.

iii) Tüm betonlarda agrega hacmi arttıkça, kompasite artmaktadır.

5.2. Betonların Elastik Davranışlarıyla İlgili Deney Sonuçları

i) Agrega konsantrasyonu arttıkça normal agregalı betonların Elastisite modülleri artmakta, hafif agregalı betonlarda ise düşmektedir.

ii) Agrega konsantrasyonu arttıkça hafif agregalı betonlarda süreksizlik sınırındaki poisson oranı düşmektedir. Bu oran, normal agregalı betonlarda agrega konsantrasyonu arttıkça çakıl agregalılarda düşmesine rağmen, kırmataş agregalılarda önce düşmekte, kumlu olanlarda yaklaşık $0,425 \text{ m}^3/\text{m}^3$, kumsuz olanlarda $0,27 \text{ m}^3/\text{m}^3$ agrega konsantrasyonunda bir minimumdan geçtikten sonra artmaktadır.

iii) Kompozit malzeme olarak;

Kum içeren ve içermeyen kırmataş agegalı serilerde:

Bache-Nepper-Christensen, Popovics, Hashin-Hansen, Counto, Hirsch-Dougill modelleri iyi sonuç vermektedir.

İçerisinde kum olan çakıl agregalı serilerde:

Elastik modülü, 40000 N/mm^2 nin altında olan betonlarda, Bache-Nepper-Christensen, Popovics, Hashin-Hansen, Counto, Hirsch-Dougill, Reuss ve Voigt modellerinin tümü iyi sonuç vermektedir.

İçerisinde kum olmayan ponza taşı hafif agregalı serilerde:
Hashin-Hansen ve Counto Modelleri iyi sonuç vermektedir.

5.3. Betonların Elastik Olmayan Davranışlarıyla İlgili Deney Sonuçları

i) Agreg a hacim konsantrasyonu arttıkça hafif ve çakıl agregalı beton serilerinde süreksizlik sınırı azalmaktadır. Kırmataş agregalı serilerde agreg a konsantrasyonu arttıkça süreksizlik sınırı düşmekte, kum içerenlerde $0,51 \text{ m}^3/\text{m}^3$, kum içermeyenlerde $0,24 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonlarında bir minimumdan geçtikten sonra artmaktadır.

ii) Agreg a hacim konsantrasyonu arttıkça hafif ve çakıl agregalı serilerde çözülme sınırı azalmaktadır. Kırmataş agregalı serilerde agreg a konsantrasyonu arttıkça çözülme sınırı düşmekte, yaklaşık $0,38 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonunda bir minimumdan geçtikten sonra artmaktadır.

iii) Agreg a hacim konsantrasyonu arttıkça hafif ve çakıl agregalı betonlarda basınç dayanımı azalmaktadır. Kırmataş agregalı serilerde agreg a konsantrasyonu arttıkça basınç dayanımı düşmekte, kum içerenlerde $0,38 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonunda, kum içermeyenlerde ise yaklaşık $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonların da bir minimumdan geçtikten sonra artmaktadır.

iv) Agreg a hacim konsantrasyonu arttıkça betonların basınç mukavemetlerindeki birim kısaltmalar azalmaktadır.

5.4. Betonların Kırılma-Şekil Değıştirme İşı ve Bağıl Kırılma Şekil Değıştirme İşı Değışlerinin Sonuçları

i) Tüm betonlarda agreg a konsantrasyonu arttıkça kırılma-şekil değıştirme ışı değışleri azalmaktadır.

ii) Tüm betonlarda agreg a konsantrasyonları arttıkça bağıl kırılma-şekil değıştirme ışı değışleri değışmemektedir.

5.5. Yarıлма Dayanımı ve Şekil Değiştirme Kapasitesi İle İlgili Sonuçlar

i) Kırmataş ve çakıl agregalı beton serilerinde, agrega konsantrasyonu arttıkça yarma-çekme dayanımları da artmaktadır. Bu artış kırmataş agregalarda daha fazla olmaktadır. Hafif agregalı serilerde konsantrasyon arttıkça, kum içeren karışımlarda yaklaşık $0,50 \text{ m}^3/\text{m}^3$, kum olmayanlar $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^3$ konsantrasyonundan sonra yarma-çekme dayanımı azalmaktadır.

ii) Bu çalışmanın sınırları içinde yarıлма halinde, çekme-şekil değiştirme kapasitesi-agrega hacim konsantrasyonu ilişkisi agrega cinsinden bağımsız olmaktadır.

iii) Agrega konsantrasyonu arttıkça çekme-şekil değiştirme kapasitesi azalmaktadır.

5.6. Betonun Basınç Altında Gevrek Davranışı

i) Normal agregalı betonlarda agrega konsantrasyonu arttıkça gevreklik indisi azalmakta, $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ civarında bir minimumdan geçtikten sonra artmaktadır. Böylece $0,30 \text{ m}^3/\text{m}^3$ agrega konsantrasyonu dışında betonların daha gevrek davranış yaptığı görülmektedir.

ii) Normal agregalı betonlarda silindir basınç mukavemetleri arttıkça gevreklik indisi değerleri de belirgin biçimde artmaktadır.

5.7. Zamana Bağlı Davranış İle İlgili Sonuçlar

Kırmataş agregalı betonlarda agrega konsantrasyonu arttıkça bu betonlarda Rötne ve Sünme miktarı azalmaktadır.

5.8. İleri Çalışmalar İçin Öneriler

Daha ileri çalışmalarda bu araştırmada kullanılan agregâ cinslerinden farklı agregâlarla ve daha yüksek su/çimento oranına sahip betonlarla, değişik yaşlarda çalışmalâ da yapılmalıdır. Betonların çekme dayanımı açısından yarma deneylerinin dışında, eğilme-çekme deneyleri yapmak, özellikle yarma deneyinde tek düzlemde kırılmak zorunda olan çakıl agregâlı betonlar için ilginç olabilir. Bu problem deplasman kontrollü yüklemelerle eğilme-çekme hallerinde de yapılması yararlı olabilir. Özellikle yük-deplasman eğrisinin inen kolu da dahil kırılma enerjilerinin hesaplaması bu tür çalışmalâ yeni boyut kazandırabilir. Öte yandan problemin iki eksenli yüklemeler halinde daha ilginç sonuçlar verebileceği düşünülebilir. Gevreklik indisinin eğilme halinde de incelenmesi yararlı olur. Değişik agregâ cinsleri kullanılarak daha geniş bir aralıkta ilginç sonuçlar elde edilebilir.



KAYNAKLAR

- [1] ATAN, Y., "İki fazlı Malzeme Olarak Beton", İ.T.Ü. D., Cilt 25, Yıl 25, Sayı 3, 1967.
- [2] OKTAR, O.N., "Bağlayıcı Hamurun Yapısının Betonun Kısa Süreli İnelastik Davranışındaki İşlevi", İTÜ İnşaat Fakültesi, Doktora Tezi, 1977.
- [3] MASO, J.M. (Ed.) Interfaces in Cementitious Composites, Pro. Int. Conf., Toulouse, E. and F.N.Spon, London, 1992.
- [4] BUDNIKOV, P.P., ELINZON, M.P. and YAKUB, I.A., "The Structure, Composition and Some Properties of Lightweight Aggregates Used For Concrete in the USSR", Proceedings of the First International Congress on Lightweigh Concrete, Vol.1, pp.3-21, 1968.
- [5] CZURYSZKIEWICZ, A., "The Effect of Aggregate Shape Upon The Strength of Structural Lightweight Aggregate Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 25, No.83, 1973.
- [6] GETTU, R., BAZANT, Z.P., and KARR, M.E., "Fracture Properties and Brittleness of High Strength Concrete", ACI Materials Journal, 1990, pp. 608-618.
- [7] SHAH, S.P., and TAŞDEMİR, M.A., "Role of Fracture Mechanics in Concrete Technology", in Advances in Concrete Technology, V.M. Maltotra, ed., CANMET, Second Edition, 1994, pp. 161- 202.
- [8] TAYLOR, M.A.; TAI, M.K., and RAMEY, M.R., "Biaxial Compressive Behaviour of Fibre Reinforced Mortar", ACI Journal September, 1975, pp. 496-501.
- [9] SLATE, O.F., and MEYERS, L.B., "Deformation of Plain Concrete", Paper for the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo, 1968.
- [10] JOHNSTON, C.D., "Strength and Deformation of Concrete in Uniaxial Tension and Compression", Magazine of Concrete Research, Vol.22, No.70, March 1970.

- [11] BACHE, H.H., and CHRISTENSEN, P.N., "Observations on Strength and Fracture in Lightweight and Ordinary Concrete", Proc. of and Inter. Conf. on the Structure of Concrete and its Behaviour Under Load, London, 1965.
- [12] TANIGAWA, L., and YAMADA, K., "Size Effect in Compressive Strength of Concrete", Cement and Concrete Research, Vol.8, 1978.
- [13] HANSEN, T.C., "Theories of the Multi-Phase Materials Applied to Concrete, Cement Mortar and Cement Paste", Proceedings of an International Conference, London, September 1965.
- [14] GRÜBL, P., "Die Zugfestigkeit von Leichtzuschlagen", (The Tensile Strength of Lightweight Aggregates), Betonwerk+Fertigteile+Technic, Heft 10/1979, pp.579-587.
- [15] GRÜBL, P., "Mix Design of Lightweight Aggregate Concrete for Structural Purposes", The International Journal of Lightweight Concrete, Vol.1, No.2, 1979.
- [16] GRÜBL, P., Druckfestigkeit Von Leichtbeton Mit Geschlosschem Gefuge", Betob 3/1979.
- [17] ZAITSEV, J.W., and WITTMANN, F.H., "Fracture of Porous Viscoelastic Materials Under Multiaxial State of Stress", Cement and Concrete Research, Vol.3, 1973.
- [18] NEWMAN, K. and NEWMAN, J.B., "Failure Theories and Design Criteria for Plain Concrete", The Proceedings of the Southampton 1969 Civil Engineering Materials Conference, Part 2, pp.963-995.
- [19] L'HERMITE, R., Idées Actuelles Sur La Technologie du Beton, Documentation Technique du Bâtiment et Des Travaux Publics, Paris, 1955.
- [20] DESAYI, P., VISWANATHA, C.S., "True Ultimate Strength of Plain Concrete", Materiaux et Constructions Bulletin RILEM, No.36, 1967, pp.163-174.
- [21] JONES, R., KAPLAN, M.F., "The Effect of Coarse Aggregate on the Mode of Failure of Concrete in Compression and Flexure", Mag. of Concrete Research, Vol.9, No.26, 1957, pp.89-94.
- [22] ROBINSON, G.S., "Methods of Detecting the Formation and Propagation of Microcracks in Concrete", The Structure of Concrete and its Behaviour Under Load: Proceedings of an International Conference, London, September, 1965.

- [23] BACHE, H.H., "Strength of Structural Lightweight Aggregate Concrete", Rilem Symposium on "Testing and Design Methods of Lightweight Aggregate Concrete" in Budapest in March, 1967.
- [24] JONES, R. and GATFIELD, E.N., "Testing Concrete by on Ultrasonic Pulse Technique, DISR Road Research, Tech. Paper No.34, London, H.M.S.O., 1955.
- [25] PEREDERIENKO, E.I., and YAREMA, S.Ya., "Structural Parameters of Strength", Fiziko-Khimicheskaya Mekhanika Materialov, Vol.1, No.2, pp.198-202, 1965.
- [26] SHAH, S.P., and WINTER, G., "Inelastic Behavior of Concrete", ACI Journal, Proceedings V.63, No.9, Sept.1966, pp.925-930.
- [27] KAPLAN, M.F., "Strain and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and Near Failure", ACI Journal, Vol. 60, 1963, pp. 853-880.
- [28] AKMAN, M.S., "Kırmataş İri Agregalı Betonlarda Harç-Beton Sınırı Üzerine Araştırmalar", İTÜ İnşaat Fakültesi, Teknik Rapor No. 21, 1975.
- [29] HOBBS, D.W., "The Compressive Strength of Concrete: a Statistical Approach to Failure", Magazine of Concrete Research, Vol.24, No.80, September 1972, pp.127-138.
- [30] STOCK, A.F., HANNANT, D.J. and WILLIAMS, R.I.T., "The Effect of Aggregate Concentration Upon the Strength and Modulus of Elasticity of Concrete" Magazine of Concrete Research, Vol.31, No.109, December, 1979, pp.229-234.
- [31] MEARS, A.R., and HOBBS, D.W., "The Effect of Mix Proportions Upon the Ultimate Air-Drying Shrinkage of Mortars", Magazine of Concrete Research, Vol.79, June 1972, pp.77-84.
- [32] HOBBS, D.W., "The Dependence of Bulk Modulus, Young Modulus, Creep, Shrinkage and Thermal Expansion of Concrete Upon Aggregate Volume Concentration", Materials and Structures, V.4, No.20, March-April 1971, pp.107-114.
- [33] PICKETT, G., "Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and a Hypothesis Concerning Shrinkage", ACI Journal, Proceedings V.52, No.5, Jan, 1956, pp.581-590.
- [34] FULTON, F.S., "A Co-Ordinated Approach to the Shrinkage Testing of Concrete and Mortars", Magazine of Concrete Research (London), V.13, No.39, Nov.1961, pp.133-140.

- [35] HANSEN, T.C., NIELSEN, K.E.C., "Influence of Aggregate Properties on Concrete Shrinkage", ACI Journal Proceedings V.62, No.7, July 1965, pp.783-794.
- [36] CHRISTIAN, B.H. and PATTEN, B.J.F., "Multiphase Aspects of Concrete Drying Shrinkage", Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia, V.2, Oct.1968, pp.229-236.
- [37] CRIBB, J.L., "Shrinkage and Thermal Expansion of a Two Phase Material", Nature (London), V.220, nNv.9, 1968, pp..576-577.
- [38] BAZANT, Z.P., WITTMANN, F.H., KIM, J.K., ALOU, F., "Statistical Extrapolation of Shrinkage Data-Part I: Regression", ACI Materials Journal/January-February 1987, pp.20-34.
- [39] COLLINS, T.M., "Proportioning High-Strength Concrete to Control Creep and Shrinkage", ACI Materials Journal/November-December 1989, pp.576-578.
- [40] TS 706, Beton Agregaları, Aralık 1980.
- [41] TS 3673, Beton Agregalarında Organik Kökenli Madde Tayini Deney Metodu, Nisan 1982.
- [42] TS 3527, Beton Agregalarında İnce Madde Oranı Tayini, Aralık 1980.
- [43] TS 3526, Beton Agregalarında Özgül Ağırlık ve Su Emme Oranı Tayini, Aralık 1980.
- [44] TS 3529, Beton Agregalarında Birim Ağırlıkların Tayini, Aralık 1980.
- [45] TS 24, Çimentoların Fiziki ve Mekanik Deney Metodları, Eylül 1985.
- [46] ASTM C 597, Test Method for Pulse Velocity Through Concrete, 1983.
- [47] TAŞDEMİR, M.A., "Taşıyıcı Hafif Agregalı Betonların Elastik ve Elastik Olmayan Davanışları", Doktora Tezi, 1982.
- [48] POSTACIOĞLU, B., "Cisimlerin Yapısı ve Özellikleri", İTÜ Matbaası, Gümüşsuyu, 1981.
- [49] LYDON, F.D., BALEDON, R.V., "Some Observations on Elastic Properties of Plain Concrete", Cement and Concrete Research, Vol.16, pp.34, 1986.
- [50] ACI Committee 224 "Control of Cracking in Concrete Structures", ACI Journal, 1972, pp.717-750.

- [51] OKTAR, O.N., MORAL, H., AKYÜZ, S., "Beton ve Harçların Basınç Altındaki Kısa Süreli Davranışında Çimento Hamuru Yapısı ve Agrega Granülometresinin Etkileri", Teknik Rapor No.44, Haziran 1984.
- [52] POPOVICS, S., "Fracture Mechanism in Concrete: How Much do we Know", Proceedings of the ASCE, June 1969, EM3, pp.531-544.
- [53] AKYÜZ, S., "Düzlemde Altıgen Simetriye Göre Dizilmiş Enklüzyon Probleminin Bir Çözümü Üzerine", VI. Ulusal Mekanik Kongresi, Kirazlıyayla, Eylül 1989, pp.86-101.
- [54] ŞEHİTOĞLU, Bedi, "Normal ve Hafif Betonların Elastik Olmayan Davranışı", Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü., İstanbul, 1987.
- [55] WU, K., and ZHOU, J., The Influence of the Matrix-Aggregate Bond on the Strength and Brittleness of Concrete, Bonding in Cementitious Composites, S. Mindess and S.P. Shah (Eds.), Materials Research Society, Pittsburg, 1988, pp.29-34.
- [56] SIEBEL, E., Ductility of Normal and Lightweight Concrete, Darmstadt Concrete, Vol. 3, 1988, pp.179-187.
- [57] TAŞDEMİR, C., "Agrega-Çimento Hamuru Arayüzeyi Miktoyapısının Yüksek Mukavemetli Betonların Kırılma Parametrelerine Etkisi", İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Doktora Tezi, Kasım 1994.
- [58] TAŞDEMİR, M.A., Lydon, F.D. and Barr, I.G., " Some Observations on the Strain Capacity of Concrete in Tension", Proc. Int. Symp., " Brittle Matrix Composites 4", A.M. Brandt, V.C.Li and I.H. Marshall, eds., Warsaw, September 13-15, 1994, IKE and Woodhead Publ., Warsaw 1994, pp. 417-424.
- [59] TAŞDEMİR, M.A., Lydon, F.D. and Barr, B.I.G., Prediction of the Tensile Strain Capacity in Concrete Submitted for publication, 1995.
- [60] BROOKS, J.J., Bennett, E.W. and Owens, P.L., "Influence of Lightweight Aggregates on Thermal Strain Capacity of Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 39, No. 139, 1987, pp. 60-72.
- [61] OLADAPO, I.O., "Cracking and Failure in Plain Concrete Beams", Magazine of Concrete Research, Vol. 16, No. 47, 1964, pp. 103-110.
- [62] WELCH, G.B., "Tensile Strains in Unreinforced Concrete Beams", Magazine of Concrete Research, Vol. 18, No. 54, 1966, pp. 9-18.

- [63] DOMONE, P.L., "Uniaxial Tensile Creep and Failure of Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No. 88, 1974, pp. 144-152.
- [64] HOUGHTON, D.L., "Determine Tensile Strain Capacity of Mass Concrete", ACI Journal, Vol. 73, 1976, pp. 691-700.
- [65] MONTERO, A.C., Jia, Z. and Shah, S.P., "Evaluation of Damage in Brazilian Test using Holographic Interferometry", Submitted for publication, 1994.
- [66] HANSEN, T.C., "Theories of the Multi-Phase Materials Applied to Concrete, Cement Mortar and Cement Paste", Proceedings of an International Conference London, September, 1965, pp.16-23.
- [67] HANSEN, T.C., "Creep and Stress Relaxation of Concrete", Swedish Cement and Concrete Research Institute, Handlingar (Proceedings), No.31, Stockholm, 1960.
- [68] HIRSCH, T.J., "Modulus of Elasticity of Concrete Affected by Elastic Moduli of Cement Paste Matrix nad Aggregate", ACI Journal, Proceedings 59, 1962, pp.427-551.
- [69] DOUGILL, J.W., "Discussion of" Modulus of Elasticity of Concrete Affected by Elastic Moduli of Cement Paste Matrix and Aggregate by Hirsch" ACI Journal, Proceedings, 59, 1962, pp.1363-1374.
- [70] NEWMAN, K., "Concrete Systems", Chapter VIII. in Composite Materials, Editor:L. Holliday, Amsterdam, Elsevier Publishing Company Ltd.1966, pp.336-452.
- [71] KAMESWARA RAO, C.V.S., SWAMY, R.N. and MANGAT, P.S., "Mechanical behaviour of concrete as composite material", Vol.7, No.40, Materiaux et Constructions, pp.265-271.
- [72] COUNTO, U.J., "The effect of the elastic modulus of the aggregate on the elastic modulus, creep and creep recovery of concrete", Magazine of Concrete Research, Vol.16, no.48, September 1964, pp.129-138.
- [73] HASHIN, Z., "The Elastic Moduli of Heterogenous Materials", Journal of Applied Mechanics, March 1962, pp.143-150.
- [74] POPOVICS, S. et ERDEY, M., "Estimation of the modulus of elasticity of concrete-like composite materials", Rev. Mater Constr. 3(16) (1970) pp.253-260.

- [75] BACHE, H.H. et NEPPER-CRISTENSEN, P., "Observations on strength and fracture in lightweight and ordinary concrete". Proceedings of International Conference on The Structure of Concrete and its Behaviour under Load, London (Septembre 1965).
- [76] KOCATAŞKIN, F., ÖZTURAN, T. and ERSOY, H.Y., "A Composite Materials Approach for the prediction of Concrete Properties", Bulletin of the Technical University of Istanbul, Vol. 41, No. 2, pp. 333-347, 1988.
- [77] ASHTON, J.E., J.C. HALPHIN, P.H. PETIT, Primer on Composite Materials Analysis, Technomic Publishing Co., 74-94, 1969.
- [78] FARMER, I.W., "Engineering Properties of Rocks" E.&F.N.SPON LTD, London, 1968, pp.39.



A large, stylized graphic consisting of two overlapping 'X' shapes in a light pink color, centered horizontally and partially behind the text.

EKLER

Tablo A1 . Kırmataşlı Betonlarda Gerçek Malzeme Miktarları ve Taze Beton Özellikleri
(Kum'lu , 0-4 mm Seriler)

Beton Kodu	Çimento (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	Su+katkı* (kg/m ³)	Kum (kg/m ³)	Kırmataş (4-8 mm) (kg/m ³)	Kırmataş (8-20 mm) (kg/m ³)	Agrega Hacmi (dm ³)	Ve-Be (s)	Komposite (m ³ /m ³)	Çökme (cm)	Hava (dm ³)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
BK00K	1628	459	459	0	0	0	0	1	0.514	19.0	27	2087
BK17K	1343	376	378	124	124	205	170	1.9	0.596	12.5	32	2172
BK20K	1301	365	365	146	145	241	197	0.7	0.609	9.5	26	2198
BK34K	1049	294	294	249	249	411	340	2.8	0.671	10.0	35	2252
BK40K	956	268	268	290	289	479	396	2	0.697	5.0	35	2282
BK50K	795	223	223	365	364	602	498	5	0.749	1.8	28	2349
BK51K	768	215	216	372	371	614	510	10	0.754	2.0	36	2340
BK60K	628	176	176	436	435	720	595	10	0.792	0.2	32	2395
BK68K	475	133	133	500	497	823	680	11	0.835	0.5	37	2428
BK75K	334	93.6	103.6	552	551	911	750	30	0.858	0.4	40	2452
BK80K	289	81	88	549	548	906	748	45	0.843	0	76	2380

* Süperakışkanlaştırıcı

Tablo A2. Ponzataşı Hafif Agregalı Betonlarda Gerçek Malzeme Miktarları ve Taze Beton Özellikleri
(Kum'lu, 0-4 mm seriler)

Beton Kodu	Çimento (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	Su+Katkı* (kg/m ³)	Ön Emdirme Suyu (kg/m ³)	Kum (kg/m ³)	Hafif Agregası (kg/m ³)			Agrega Hacmi (dm ³)	Ve-Be (s)	Kompasite (m ³ /m ³)	Çökme (cm)	Hava (dm ³)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
						4-8 mm	8-16 mm	16-20 mm						
BP00K	1628	459	459	0	0	0	0	0	0	1.0	0.514	19	27	2087
BP20K	1260	353	353	12.833	143	31.2	75	19.5	195	1.3	0.592	8.5	55	1905
BP40K	907	254	254	45.489	280	62.2	146.3	37.3	381	4.0	0.667	3.0	79	1732
BP50K	759	213	213	56.817	357	70.8	185.7	47.6	484	4.0	0.723	2.0	64	1699
BP60K	613	172	172	68.676	422	94.9	220.6	56.6	576	10.5	0.754	0.7	74	1649
BP80K	327	92	99	85.659	533	120.1	277.9	70.7	733	12.5	0.832	0.7	66	1520

* Süperakışkanlaştırıcı

Tablo A3. Çakıl Agregalı Betonlarda Gerçek Malzeme Miktarları ve Taze Beton Özellikleri
(Kum'lu, 0-4 mm Seriler)

Beton Kodu	Çimento (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	Su+Katkı* (kg/m ³)	Kum (kg/m ³)	Çakıl Agregası (kg/m ³)			Agrega Hacmi (dm ³)	Ve-Be (s)	Komposite (m ³ /m ³)	Çökme (cm)	Hava (dm ³)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
					4-8 mm	8-16 mm	16-20 mm						
BÇ00K	1629	459	459	0	0	0	0	0	1	0.514	17	27	2087
BÇ20K	1289	361	361	144	102	209	55	197	1	0.604	8	35	2160
BÇ40K	957	268	268	290	206	419	110	396	3.5	0.698	4.5	34	2250
BÇ50K	794	223	223	364	258	526	138	497	6.2	0.747	0.7	30	2303
BÇ60K	628	176	176	437	310	630	166	595	10.5	0.793	0.2	31	2347
BÇ80K	301	84	91	569	404	822	216	776	23	0.876	0.2	42	2403

Tablo A4. Kırmataş Agregalı Betonlarda Gerçek Malzeme Miktarları ve Taze Beton Özellikleri
(Kum'suz, 0-2 mm Seriler)

Beton Kodu	Çimento (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	Ön Emdirme Suyu (kg/m ³)	Kırmataş (kg/m ³)				Ve-Be (s)	Kompasite (m ³ /m ³)	Hava (dm ³)	Çökme (cm)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
				2-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	16-19 mm					
BK00	1667	467	0.000	0	0	0	0	1.5	0.525	7.7	15.0	2130
BK08	1502	421	1.006	75	54	53	32	1.5	0.552	26.9	8.0	2136
BK16	1374	385	2.040	152	109	108	65	1.5	0.593	22.1	12.0	2193
BK24	1258	352	2.942	219	157	156	94	3.4	0.627	20.8	8.5	2236
BK32	1108	310	4.089	305	218	217	130	3.5	0.671	19.1	5.4	2290
BK40	983	275	5.165	385	275	274	165	4.0	0.715	10.0	3.8	2358
BK48	838	235	6.232	480	326	325	195	10.0	0.743	22.0	—	2374
BK56	701	197	7.177	535	382	381	229	7.2	0.783	19.9	1.2	2425

Tablo A5. Ponzataşı Hafif Agregalı Betonlarda Gerçek Malzeme Miktarları ve Taze Beton Özellikleri
(Kum'suz, 0-2 mm Seriler)

Beton Kodu	Çimento (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	Ön Emdirme Suyu (kg/m ³)	Hafif Agregası (kg/m ³)				Agrega Hacmi (dm ³)	Ve-Be (s)	Kompasite (m ³ /m ³)	Çökme (cm)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
				2-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	16-20 mm					
BP00	1667	467	—	—	—	—	—	—	1	0.526	16	2130
BP08	1507	422	11.96	22.23	15.48	14.59	8.57	81	2	0.555	11	2000
BP16	1355	380	23.69	44.06	30.69	28.92	17.00	160	2	0.585	12	1880
BP24	1224	343	35.89	66.63	46.41	43.73	25.70	240	2	0.624	11.5	1790
BP32	1061	297	47.56	38.43	61.58	58.03	34.11	320	2	0.650	11.5	1650
BP40	911	255	59.95	111.48	77.63	73.15	43.00	403	2	0.686	6.5	1530
BP48	789	221	74.45	137.78	96.68	91.10	53.55	410	8	0.743	0.5	1460
BP56	679	190	85.26	158.53	110.41	104.04	61.15	567	15	0.780	0	1390

Tablo A6. Kumlu (0-4 mm) Kırmataşlı Serilerde Sertleşmiş Beton Özellikleri

Beton Kodu	Basınç Dayanımı (N/mm ²)	Elastisite Modülü (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırı (N/mm ²)	Çözümlene Sınırı (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırında Poisson Oranı	Basınç Day. Birim Kısılma x10 ⁻⁶	Kırılma İşı* x10 ⁻³	Bağıl Kırılma İşı x10 ⁻³	Yarılma Dayanımı (N/mm ²)	Yarılma Day. %85'inde Birim Kısılma x10 ⁻⁶	Ultras Hızı (km/s)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
BK00K	78.7	24200	78.7	78.7	0.262	3994	261.9	0.833	1.90	197	4.24	2147
BK17K	73.3	26100	57.7	64.3	0.260	3400	138.3	0.555	—	—	4.28	2238
BK20K	71.0	32700	55.5	—	—	2681	128.2	0.673	2.84	173	4.50	2248
BK34K	58.2	33100	32.2	54.4	0.254	2377	—	—	—	—	4.39	2336
BK40K	63.1	37000	42.2	58.3	0.241	2187	109.9	0.796	3.40	160	4.81	2356
BK50K	63.8	36800	46.4	56.8	0.242	—	81.4	—	3.65	151	5.04	2429
BK51K	62.1	41500	31.1	57.7	0.240	1908	68.4	0.577	—	—	4.85	2448
BK60K	63.2	—	—	—	0.248	1650	—	—	4.10	162	5.23	2476
BK68K	72.4	45700	47.7	69.4	0.263	1700	65.7	0.534	—	—	5.23	2490
BK75K	75.5	50500	62.1	73.2	0.263	1657	67.2	0.537	—	—	4.86	2537
BK80K	76.6	51200	53.3	71.0	0.269	1325	80.2	0.790	3.96	145	5.35	2374

* Basınç mukavemetine kadar hesaplanan birim hacim başına kırılma işidir.

Tablo A7. Kumlu (0-4 mm) Ponzataşı Hafif Agregalı Serilerde Sertleşmiş Beton Özellikleri

Beton Kodu	Basınç Dayanımı (N/mm ²)	Elastisite Modülü (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırı (N/mm ²)	Çözülme Sınırı (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırında Poisson Oranı	Basınç Day. Birim Kısılma x10 ⁻⁶	Kırılma İş* x10 ⁻³ (N/mm ²)	Bağıl Kırılma İş	Yarılma Dayanımı (N/mm ²)	Yarılma %85'inde Birim Kısılma x10 ⁻⁶	Ultrases Hızı (km/s)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
BP00K	78.7	24200	78.7	78.7	0.262	3994	261.9	0.833	1.90	197	4.24	2147
BP20K	39.8	21300	32.4	34.4	0.261	1780	49.9	0.704	2.00	169	4.13	1996
BP40K	31.1	20900	26.4	27.2	0.320	1340	34.9	0.837	1.93	—	4.11	1820
BP50K	24.5	20200	18.8	20.8	0.234	1305	25.9	0.810	1.98	169	4.11	1751
BP60K	21.6	19500	17.3	19.2	0.189	1163	21.2	0.844	1.59	170	3.97	1644
BP80K	16.1	16500	16.1	16.1	0.210	1140	17.1	0.932	1.38	146	3.66	1493

* Basınç mukavemetine kadar hesaplanan birim hacim başına kırılma işidir.

Tablo A8. Kumlu (0-4 mm) Çakıl Agregalı Serilerde Sertleşmiş Beton Özellikleri

Beton Kodu	Basınç Dayanımı (N/mm ²)	Elastisite Modülü (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırı (N/mm ²)	Çözülme Sınırı (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırında Poisson Oranı	Basınç Day. Birim Kısılma x10 ⁻⁶	Kırılma İş* (N/mm ²) x10 ⁻³	Bağlı Kırılma İş (N/mm ²)	Yarılma Dayanımı (N/mm ²)	Yarılma %85'inde Birim Kısılma x10 ⁻⁶	Ultras ses Hızı (km/s)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
BÇ00K	78.7	24200	78.7	78.7	0.262	3994	261.9	0.833	1.90	197	4.24	2147
BÇ20K	56.6	27700	42.3	50.7	0.242	2671	137.1	0.907	2.71	180	4.29	2226
BÇ40K	53.1	30900	25.8	36.7	0.226	2268	99.1	0.823	2.83	177	4.60	2320
BÇ50K	49.4	35400	24.5	35.3	0.216	2094	71.5	0.643	2.94	143	4.56	2363
BÇ60K	46.8	38100	20.0	35.5	0.210	1710	55.3	0.691	3.20	—	4.81	2340
BÇ80K	38.7	39300	19.8	30.4	0.177	1520	47.4	0.806	3.24	130	4.80	2333

* Basınç mukavemetine kadar hesaplanan birim hacim başına kırılma işidir.

Tablo A9. Kumsuz (0-2 mm) Kırmataşlı Betonlarda Sertleşmiş Beton Özellikleri

Beton Kodu	Basınç Dayanımı (N/mm ²)	Elastisite Modülü (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırı (N/mm ²)	Çözülme Sınırı (N/mm ²)	Süreksizlik Sınırında Poisson Oranı	Basınç Dayanımındaki Birim Kısılma $\times 10^{-6}$	Kırılma İş $\times 10^{-3}$ (N/mm ²)	Bağlı Kırılma İş	Yarılma Dayanımı (N/mm ²)	Ultras Hızı (km/s)	Birim Ağırlık (kg/m ³)
BK00	77.4	25300	77.4	77.4	0.265	3222	109.84	0.414	1.7	4.19	2172
BK08	63.8	25200	50.0	63.8	0.261	2920	92.83	0.422	2.1	4.48	2181
BK16	59.9	26900	46.6	59.9	0.259	2841	80.24	0.441	2.3	4.52	2267
BK24	60.7	29000	37.0	56.6	0.247	2667	78.12	0.461	2.5	4.73	2279
BK32	60.9	33800	37.7	59.2	0.261	2477	76.07	0.456	2.9	4.86	2362
BK40	65.5	37100	41.1	54.0	0.257	2204	75.74	0.442	3.2	4.96	2406
BK48	66.0	38500	48.8	62.1	0.263	2204	64.22	0.427	3.6	5.02	2444
BK56	71.9	44500	54.4	62.9	0.271	2069	65.26	0.450	4.2	5.30	2482

* Basınç mukavemetine kadar hesaplanan birim hacim başına kırılma işidir.

Tablo A10. Kumsuz (0-2 mm) Ponzataşı Hafif Agregalı Beton Serilerinde Sertleşmiş Beton Özellikleri

Beton Kodu	Basınç Dayanımı (N/mm ²)	Elastisite Modülü (N/mm ²)	Yarılma Dayanımı (N/mm ²)	Basınç Dayanımındaki Birim Kısalma $\times 10^{-6}$	Kırılma İşi * $\times 10^{-3}$	Bağlı Kırılma İşi	Ultras Hızı (km/s)	Betonun Fırın Kurusu Birim Ağırlığı (kg/m ³)
BP00	67.0	29000	2.10	—	—	—	4.15	2010
BP08	50.3	25000	2.21	2150	59.61	0.555	4.11	1910
BP16	37.3	20900	—	1720	36.07	0.565	3.96	1780
BP24	27.3	18300	1.79	1750	25.31	0.527	3.92	1690
BP32	25.5	14200	1.72	1810	24.17	0.556	3.81	1560
BP40	20.4	13700	1.59	1950	23.43	0.569	3.69	1410
BP48	16.6	11700	1.39	1790	16.29	0.536	3.47	1350
BP56	15.8	9900	1.15	1430	12.02	0.533	3.33	1270

* Basınç mukavemetine kadar hesaplanan birim hacim başına kırılma işidir.

Tablo A11. BK00K, 17K, 34K, 68K, 51K ve 75K Kırmataş Agregalı Beton Karışımlarının Rötre Sonuçları

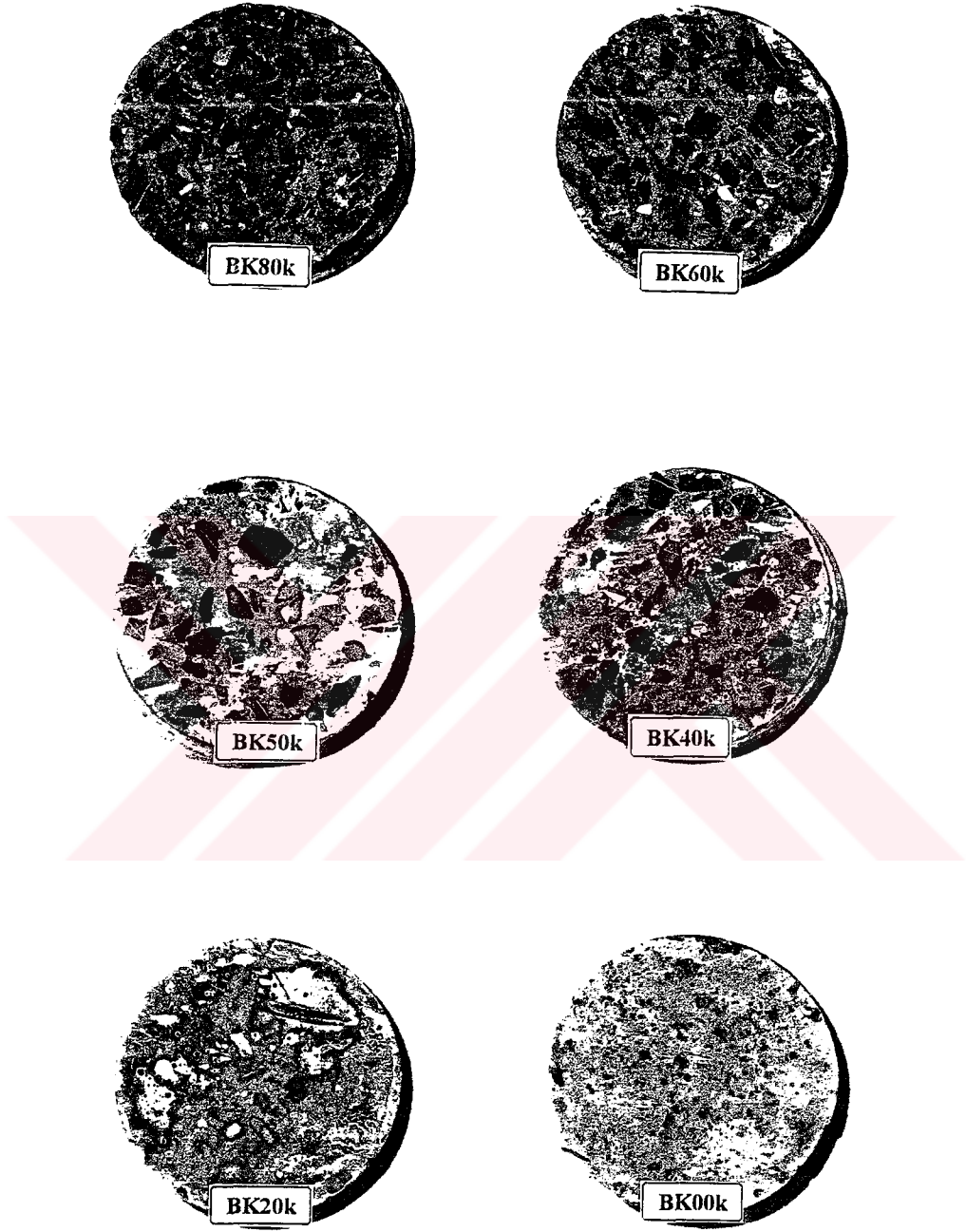
Bekleme süresi t (gün)	Rötre Ölçümleri, $\epsilon_r \times 10^{-6}$					
	BK00K	BK17K	BK34K	BK51K	BK68K	BK75K
2	-	-	-	85	-	36
3	196	137	124	-	-	-
4	-	-	-	-	118	-
5	-	-	-	-	124	127
6	307	180	173	-	-	130
8	408	258	242	-	-	-
10	448	320	284	-	-	-
11	-	-	-	228	-	-
13	477	369	310	-	-	-
15	-	-	-	235	170	-
16	497	389	314	268	-	153
18	-	-	-	281	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	533	454	318	-	183	157
21	-	-	-	288	-	-
22	-	-	-	-	186	-
23	-	-	-	323	-	170
25	-	-	-	330	219	-
26	-	-	-	-	-	183
28	591	493	318	333	230	199
29	-	-	-	-	232	-
35	-	-	-	-	242	-
40	-	-	-	-	-	215

Tablo A12. BK00K, 17K, 34K, 68K, 51K ve 75K Kırmataş Agregalı Beton Karışımlarının Numunelerinde Ağırlık Kaybı Ölçümleri

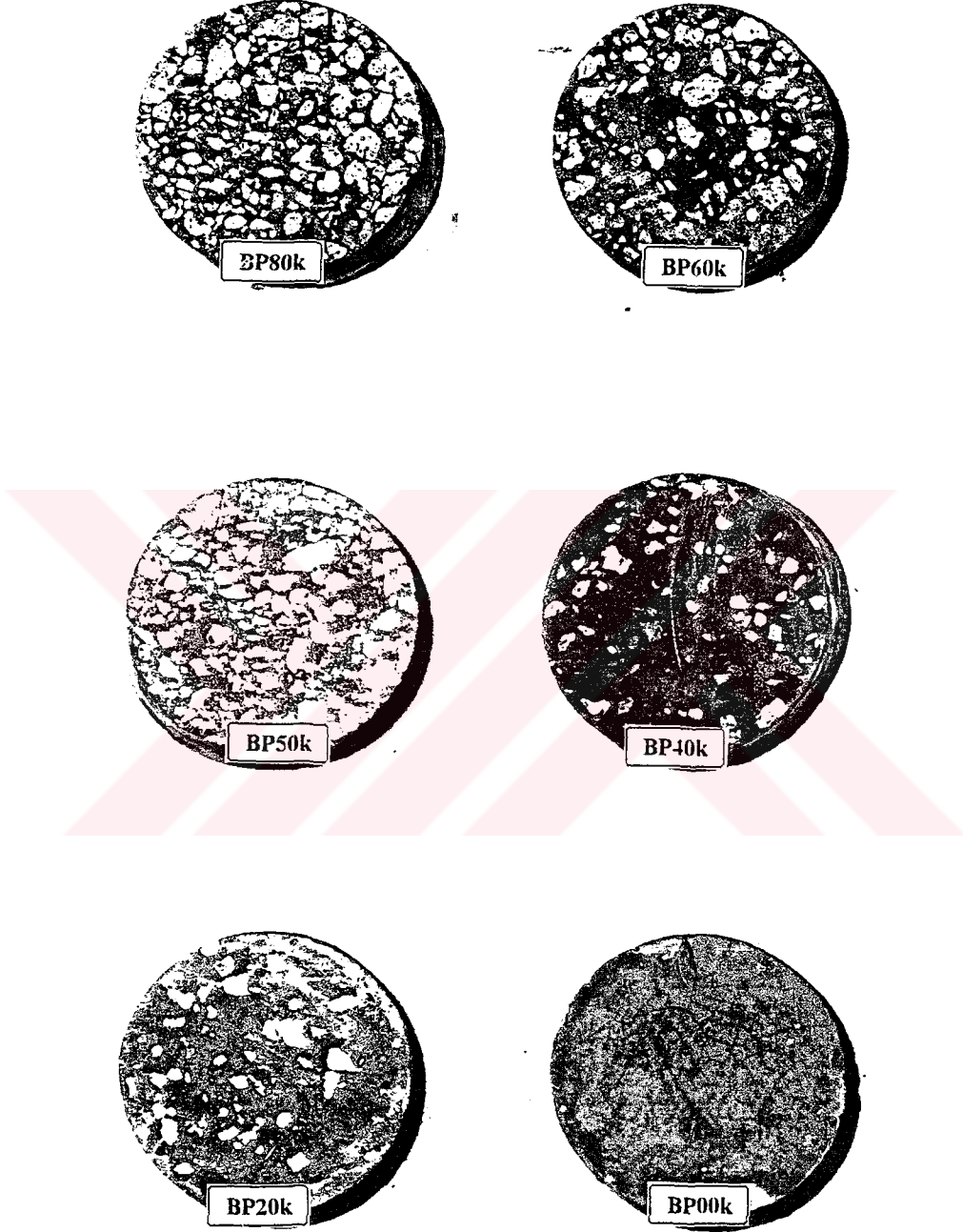
Bekleme süresi t (gün)	Ağırlık Kaybı Ölçümleri (%)					
	BK00K	BK17K	BK34K	BK51K	BK68K	BK75K
2	-	-	-	0.164	-	0.122
3	0.419	0.370	0.188	-	-	-
4	-	-	-	-	0.205	-
5	-	-	-	-	0.231	0.269
6	0.581	0.524	0.257	-	-	0.281
8	0.758	0.635	0.367	-	-	-
10	0.890	0.724	0.436	-	-	-
11	-	-	-	0.459	-	-
13	0.964	0.774	0.491	-	-	-
15	-	-	-	0.479	0.436	-
16	1.038	0.830	0.505	0.479	-	0.464
18	-	-	-	0.517	-	-
19	-	-	-	-	-	-
20	1.244	0.983	0.560	-	0.456	0.472
21	-	-	-	0.530	-	0.489
22	-	-	-	-	0.474	-
23	-	-	-	0.555	-	0.489
25	-	-	-	-	-	0.489
26	-	-	-	-	-	0.489
28	1.361	1.067	0.566	0.580	-	0.489
29	-	-	-	0.580	0.513	0.489
35	-	-	-	0.580	0.525	-
40	-	-	-	0.580	0.551	0.526

Tablo A13. BK00K, 17K, 34K, 68K, 51K ve 75K Kırmataş Agregalı Beton Karışımlarının Sünme Deneyi Sonuçları

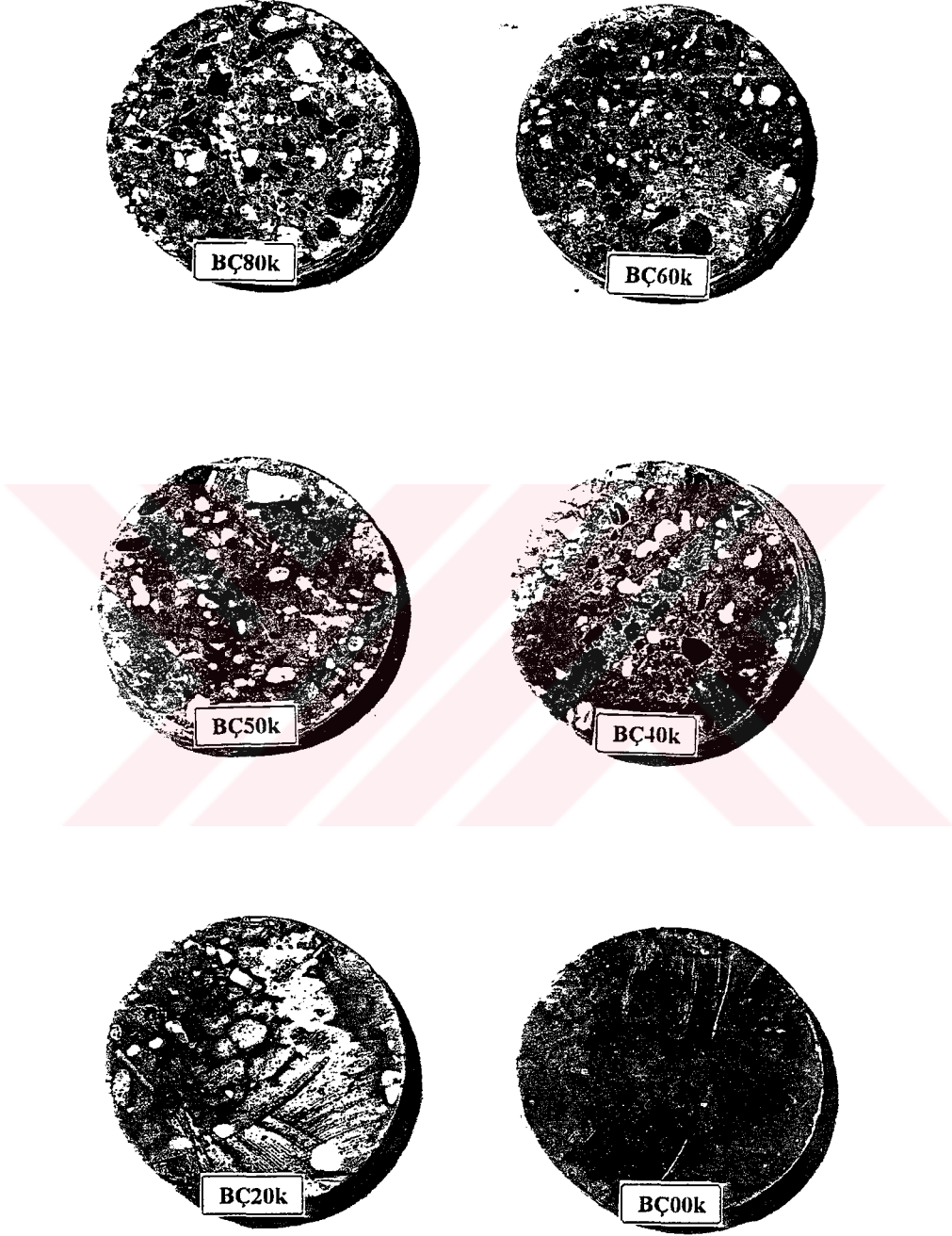
Bekleme süresi t (gün)	Sünme Sonuçları, $\epsilon_s \times 10^{-6} (\% 7 \times f_c)$				
	BK00K	BK17K	BK34K	BK68K	BK75K
0	675	428	305	253	210
1	795	465	355	315	263
5	-	-	-	348	323
7	1115	655	470	-	-
8	-	-	-	380	355
9	1175	725	515	-	-
13	-	-	-	410	388
14	1210	765	532	-	-
23	-	-	-	510	458
25	1267	800	547	-	-
29	-	-	-	513	480
32	1332	865	600	-	-
35	-	-	-	540	520
42	-	-	-	555	545
43	1417	940	642	-	-
50	1485	1010	670	-	-
53	-	-	-	563	545
55	1547	1055	697	-	-
60	1597	1060	697	588	563
65	1650	1060	-	-	-
70	1672	1060	-	-	-
73	1675	1060	-	-	-
76	1675	-	-	-	-
78	-	-	-	615	590
83	-	-	-	625	598
88	-	-	-	625	600



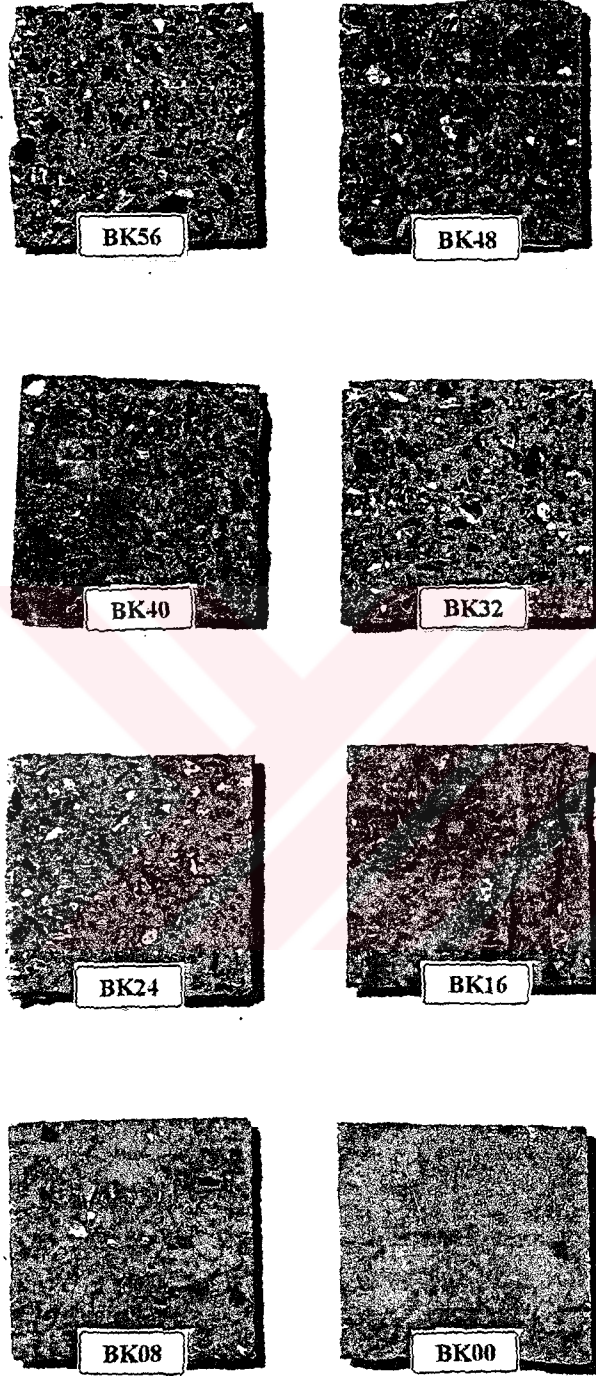
Şekil B1. Kırmataşlı ve Kumlu (0-4mm) Beton Numunelerinin Kesit Görünüşü



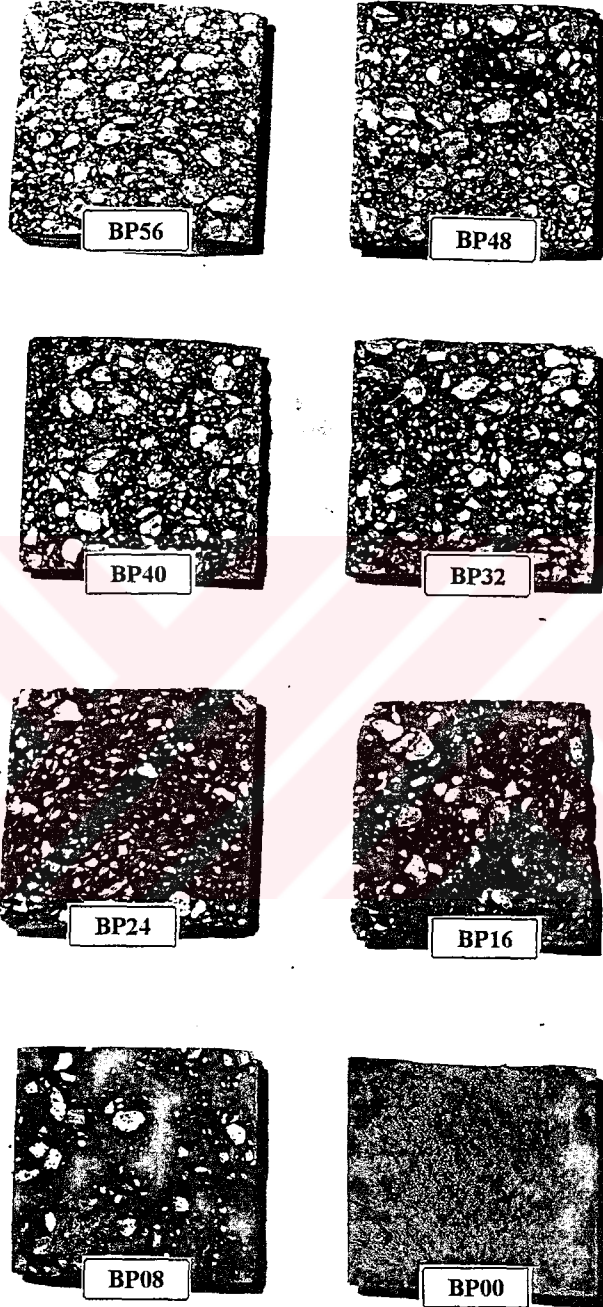
Şekil B2. Ponzataşı Hafif Agregalı ve Kumlu (0-4 mm) Beton Numunelerinin Kesit Görünüşü



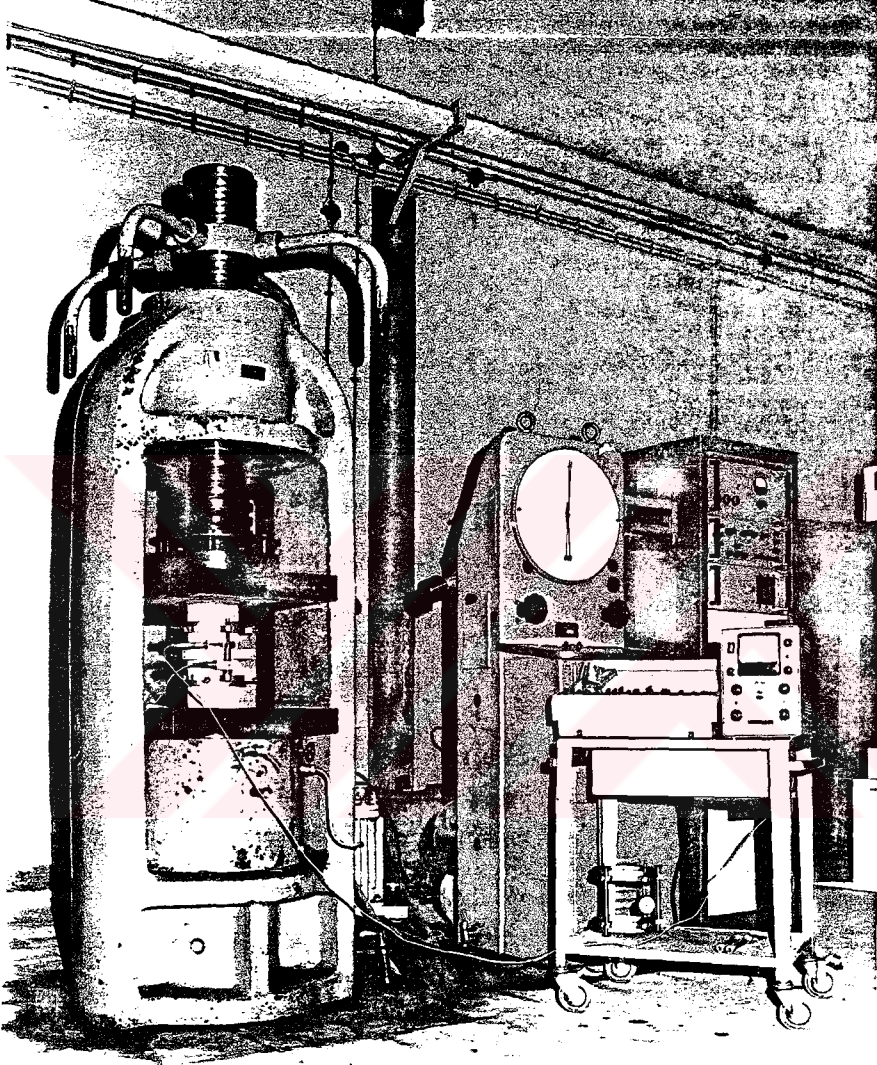
Şekil B3. Çakıltası Agregalı ve Kumlu (0-4 mm) Beton Numunelerinin Kesit Görünüşü



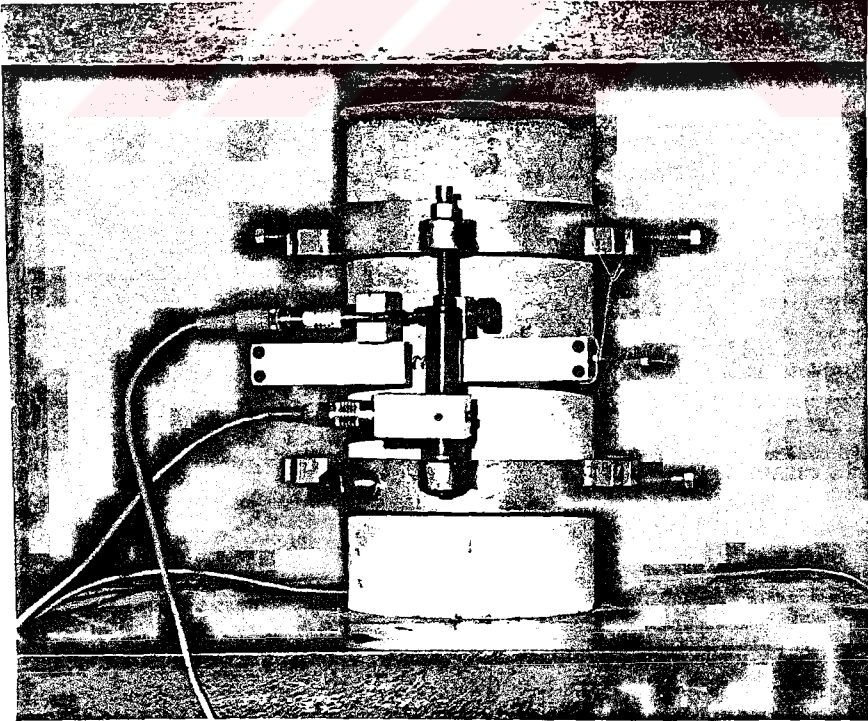
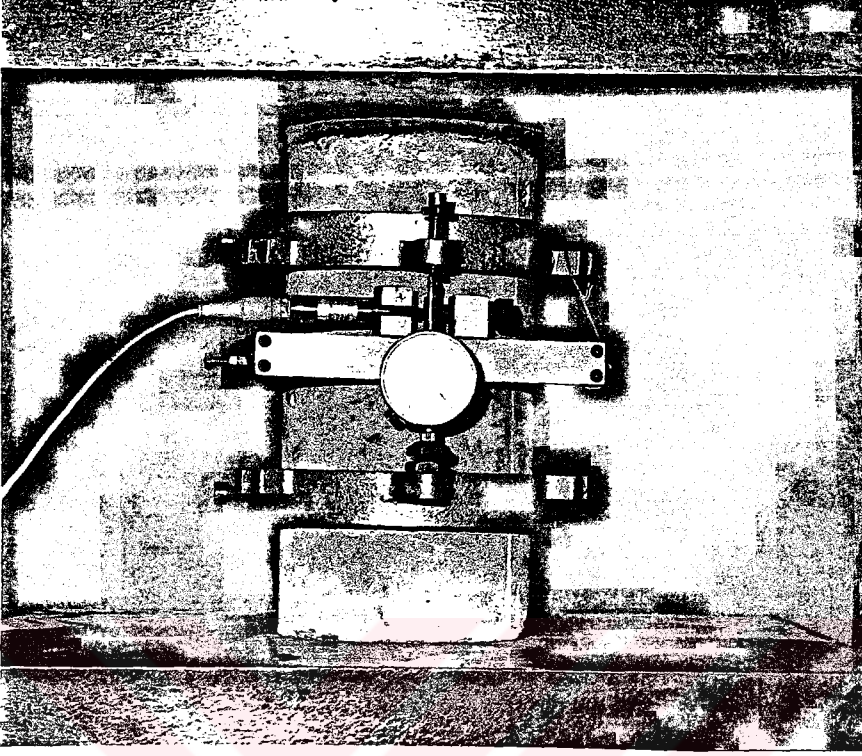
Şekil B4. Kırmataşlı Kumsuz (0-2 mm) Beton Numunelerinin Kesit Görünüşü



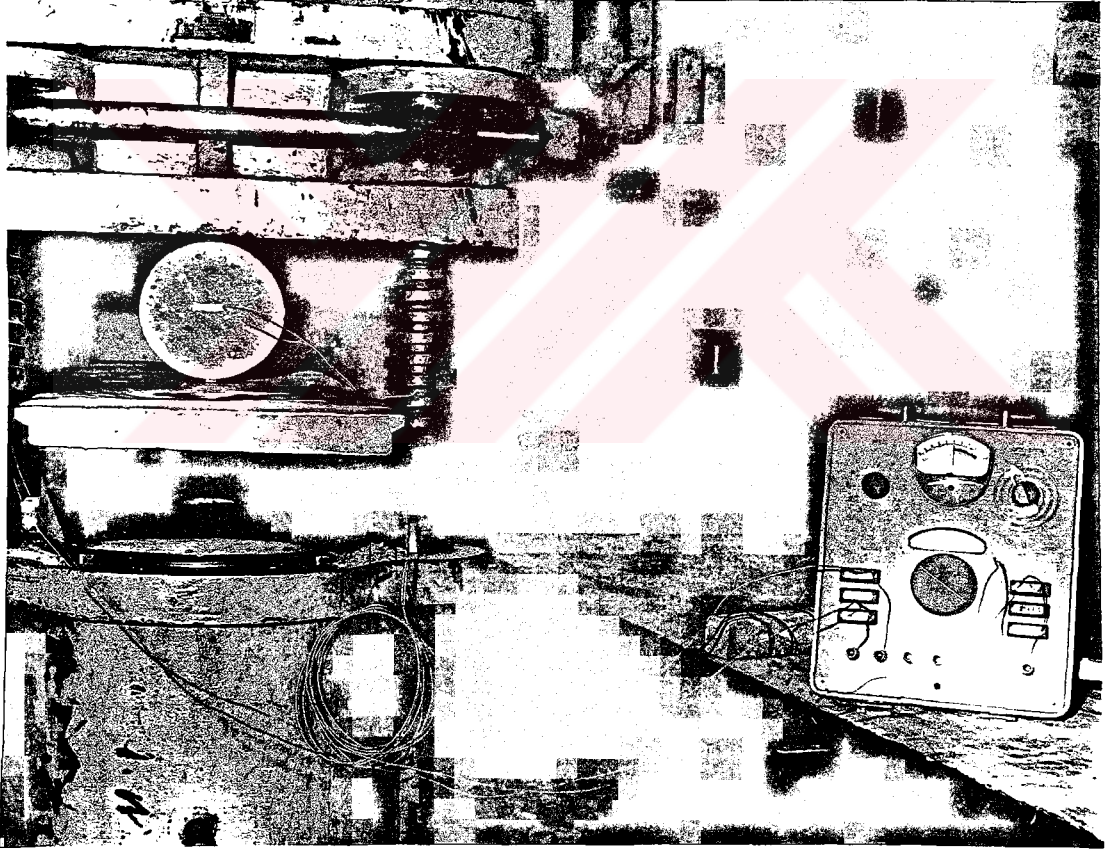
Şekil B5. Ponzataşı Hafif Agregalı Kumsuz (0-2 mm) Beton Numunelerinin Kesit Görünüşü



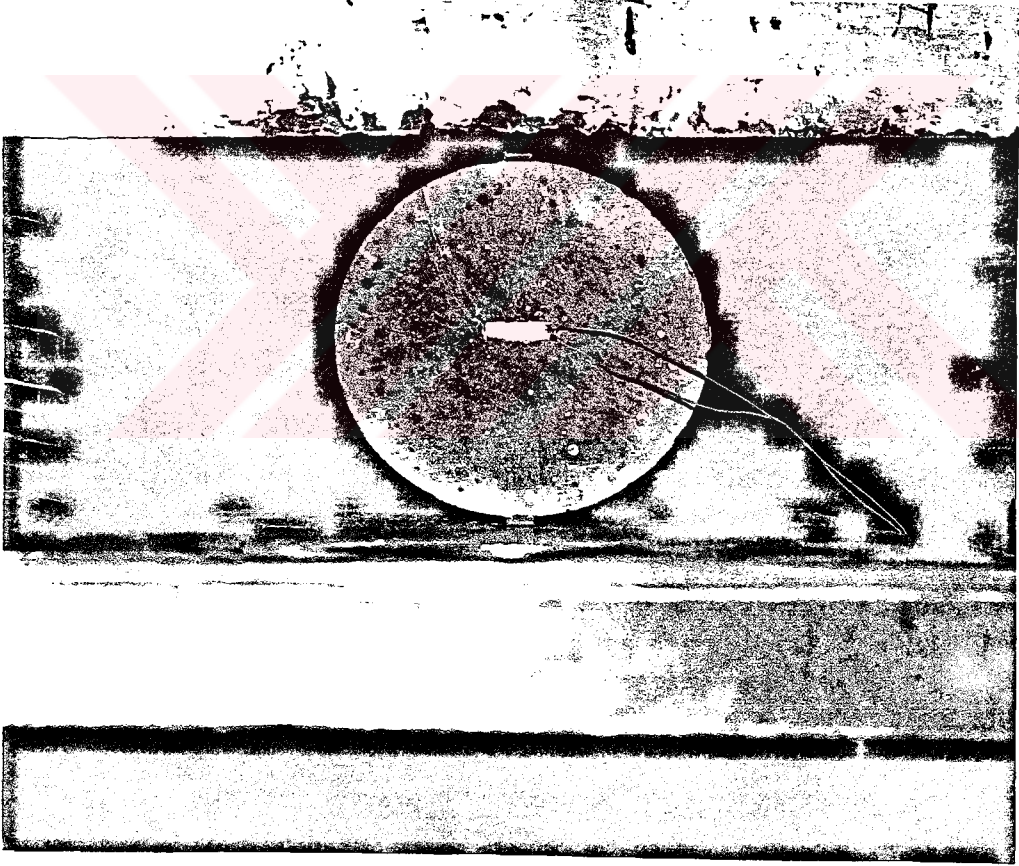
Şekil B6. Basınç Deneyi Düzeninin Genel Görünüşü



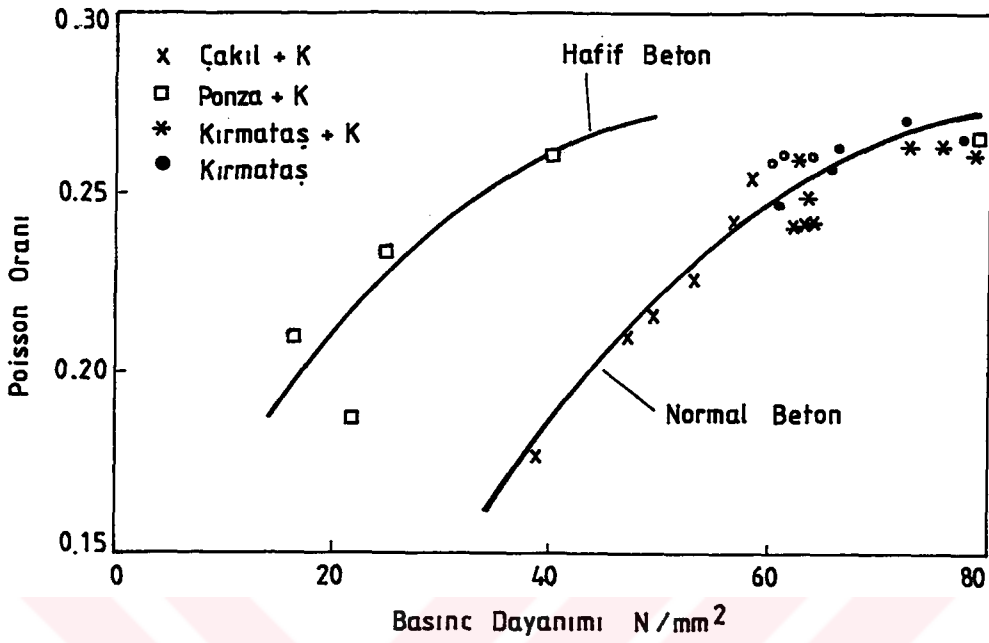
Şekil B7. Boyuna ve Enine Şekildeğiştirme Ölçme Düzenleri



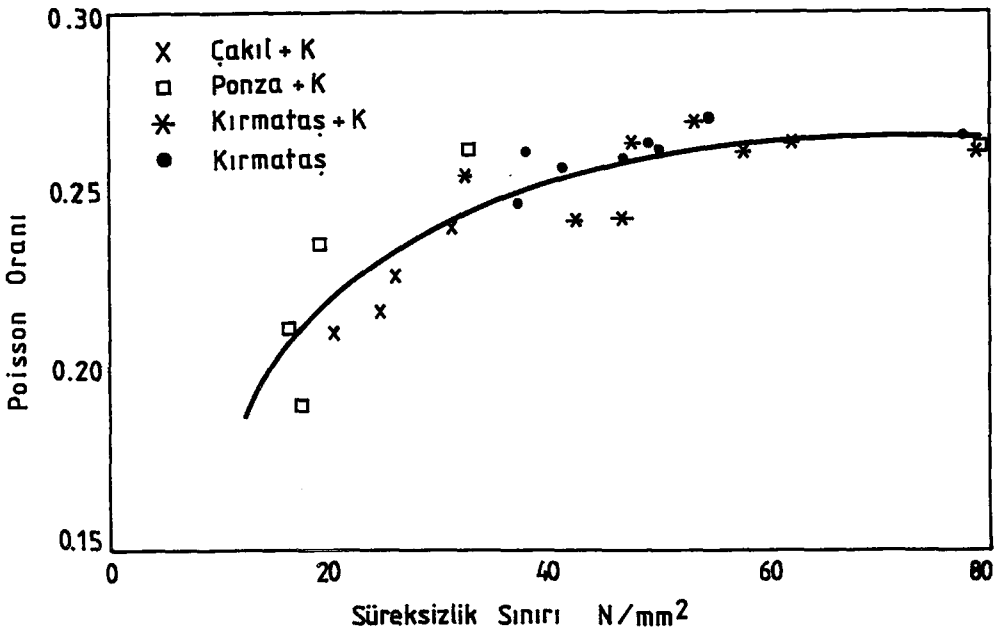
Şekil B8. Yarma Deneyi Düzeninin Genel Görünüşü



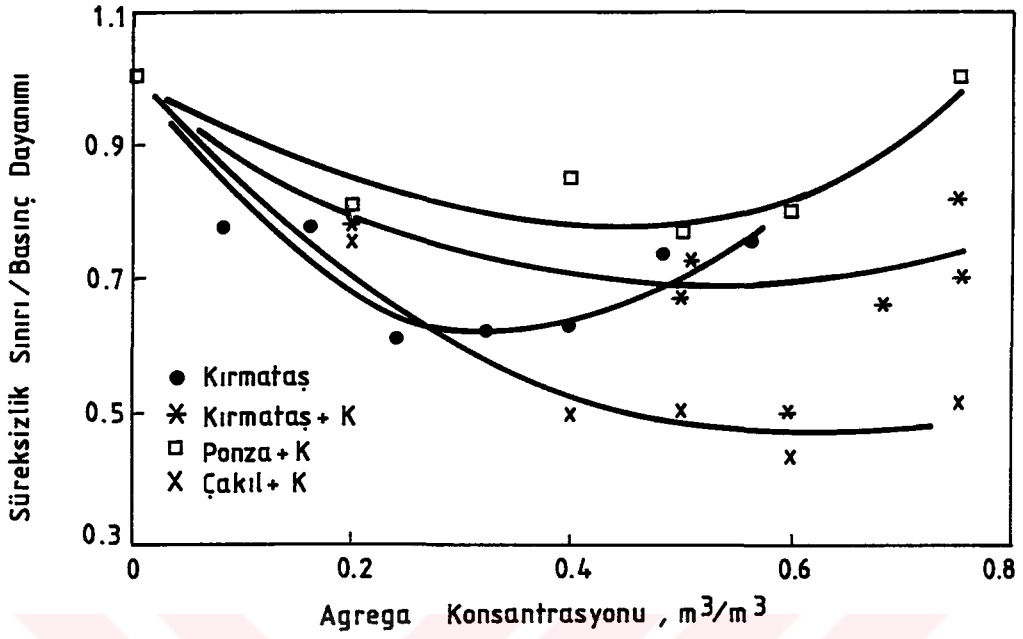
Şekil B9. Yarma Deneyinde Beton Disk Ortasında Şekildeğiştirme Ölçme Düzeni



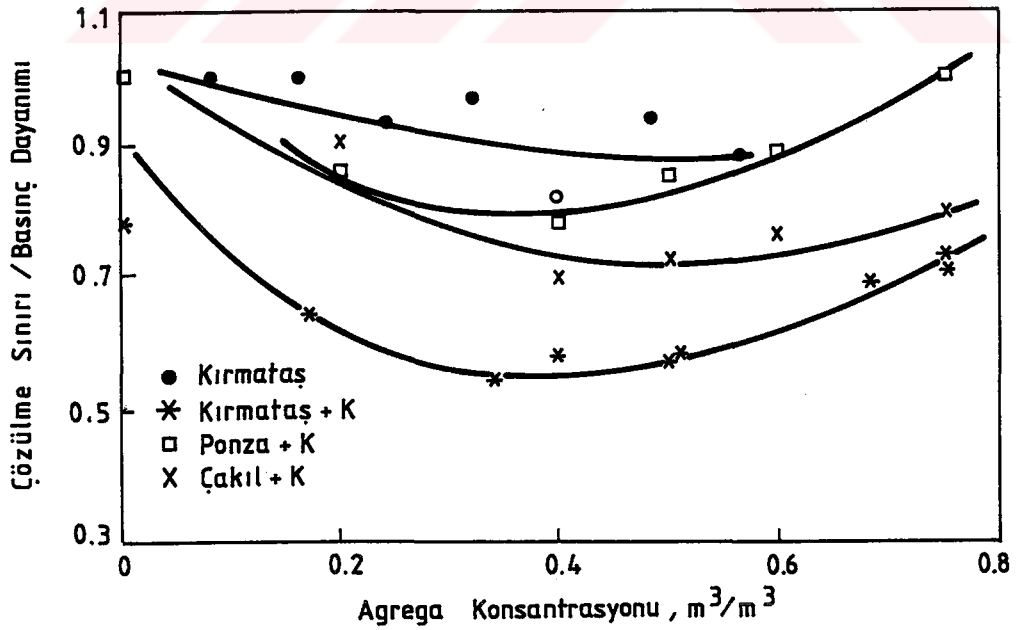
Şekil B10a. Poisson Oranı (Süreksizlik Sınırındaki) Basınc Dayanımı İlişkisi



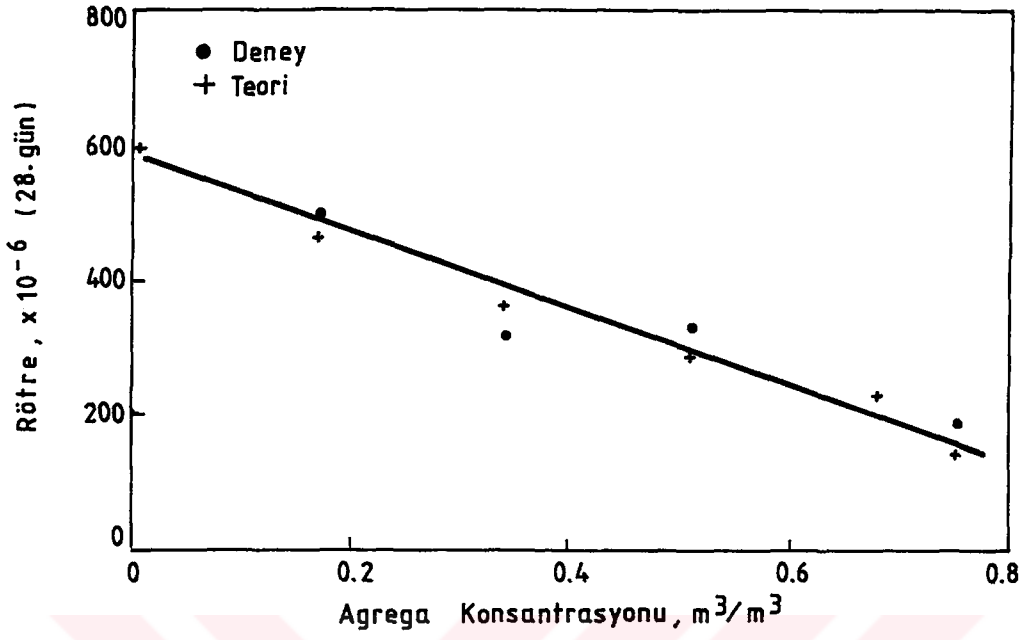
Şekil B10b. Poisson Oranı (Süreksizlik Sınırındaki) Süreksizlik Sınırı İlişkisi



Şekil B11a. Süreksizlik Sınırı / Basınç Dayanımı Oranının Agregat Konsantrasyonu ile İlişkisi



Şekil B11b. Çözülme Sınırı / Basınç Dayanımı Oranının Agregat Konsantrasyonu ile İlişkisi



Şekil B12. Rötür-Agregat Konsantrasyonu İlişkisi

ÖZGEÇMİŞ

Hasan Yıldırım 1963 yılında Adana'nın Pozantı kasabasında doğdu. İlk, orta ve lise tahsilini Pozantı'da tamamladı. 1982-1983 öğretim yılında girdiği İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünü 1986 yılında bitirdi. Aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Yüksek lisans öğrenimine başladı ve 1987 yılında İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Anabilim dalı'na araştırma görevlisi olarak atandı. 1989 yılında İ.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Yapı Malzemesi Dalında Yüksek Lisans derecesi aldı. Halen Yapı Malzemesi Anabilim Dalındaki Araştırma Görevlisidir.

Yayınları:

- 1) Uyan, M., Yıldırım, H., "Yüksek Dayanımlı Beton Üretiminde Süper Akışkanlaştırıcı Beton Katkı Maddelerinin Etkinliği", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, 2. Ulusal Beton Kongresi, Yüksek Dayanımlı Beton, 27-28-29-30 Mayıs, 1991.
- 2) Yıldırım, H., Uyan, M., "Normal Akışkanlaştırıcı ve Süperakışkanlaştırıcı Beton Katkı Maddeleri ve Türkiye'de Durum", Hazır Beton Sempozyumu, Yapı Endüstri Merkezi, İstanbul, 20 Şubat 1992.
- 3) Uyan, M., Yıldırım, H., Eryaman, M.A., "Workability and Durability of Stell Fiber Reinforced Concrete Cast With Normal Plasticizers", Fourth International Symposium Held by RILEM, Sheffield, 1992.
- 4) Yıldırım, H., Taşdemir, M.A., Oktar, O.N., "Effect of Agregate Concentration on the Strength and the Tensile Strain Capacity of Concrete, Proceedings of the XI th European Ready Mixed Concrete Congress, June 21-23 1995, İstanbul, Turkey, pp.471-480.
- 5) Taşdemir, M.A., Yıldırım, H., "Çentikli Beton Disk Numunede Karma Modlu Çatlak Yayılması", IX. Ulusal Mekanik Kongresi, Ürgüp, 1995, 10s. (baskıda).