

150021

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONUN KIRILMA PARAMETRELERİ ÜZERİNE MALZEME
PARAMETRELERİNİN ETKİSİ**

Kürşat Esat ALYAMAÇ

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

ELAZIĞ, 2004

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONUN KIRILMA PARAMETRELERİ ÜZERİNE MALZEME
PARAMETRELERİNİN ETKİSİ**

Kürşat Esat ALYAMAÇ

Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Bu tez, 12/ 07/ 2004 tarihinde aşağıda belirtilen jüri tarafından oybirliği /oyçokluğu ile başarılı / başarısız olarak değerlendirilmiştir.

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Ragıp İNCE

Üye: Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN

Üye: Yrd. Doç. Dr. Salih YAZICIOĞLU

Üye:

Üye:

Bu tezin kabulü, Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 14.10.2004.. tarih ve 293 sayılı kararıyla onaylanmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmaya başlamamda ve çalışmalarımın her bölümünde, bana her türlü konuda yardımcı olan, ilmi çalışmaların kapılarını açan, bilgi, birikim ve ilgisini esirgemeyen, her zaman desteğinin benimle olacağına inandığım danışman hocam sayın Yrd. Doç. Dr. Ragıp İNCE'ye ayrıca tecrübesi ve yardımlarıyla tez çalışmama katkıda bulunan Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Laboratuvar sorumlusu sayın Teknisyen Seyfettin Çiçek'e, teşekkür ve saygılarımı sunarım.



İÇİNDEKİLER

İÇİNDEKİLER	I
ŞEKİLLER LİSTESİ	III
ÇİZELGELER (TABLOLAR) LİSTESİ	V
SİMGELER	VI
KISALTMALAR	VIII
ÖZET	IX
ABSTRACT	X
1. GİRİŞ	1
2. KIRILMA MEKANİĞİ	4
2.1 Kırılma Mekanizmasının Tarihsel Gelişimi	4
2.1.1 Lineer Elastik Kırılma Mekanizması	6
2.1.2 Elastik-Plastik (Lineer Olmayan) Kırılma Mekanizması	10
3. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ	12
3.1 Betonda Lineer Elastik Kırılma Teorisi	12
3.2 Betonda Lineer Olmayan Kırılma Mekanizması Yaklaşımları	14
3.2.1 Kohezif Çatlak Modelleri	16
3.2.1.1 Kırılma İş Enerjisi (KIE)	16
3.2.1.2 Boyut Etkisi Modeli (BEM)	17
3.2.2 Efektif Çatlak Modelleri	18
3.2.2.1 İki Parametrelili Model (İPM)	18
3.2.2.2 Efektif Çatlak Modeli	19
3.2.3 R eğrisi kavramı	20
3.4 Betonarmenin Kırılma Mekanizması	20
4. İKİ PARAMETRELİLİ MODEL	21
4.1. Komplians metot	21
4.2. Pik yük metodu	22
5. DENEYSEL ÇALIŞMALAR	32
5.1 Giriş	32
5.2 Deney Numunelerinin Hazırlanışı	32
5.2.1. Kalıplar	33

5.2.2. Agregalar	33
5.2.3. Çimento	37
5.2.4. Beton Karışımı	37
5.3. Numunelere Uygulanan Deneyler	40
5.3.1. Ultrasonik Test	40
5.3.2. Beton Test Çekici	41
5.3.3. Kirişleri Üç Noktadan Yükleme	41
5.3.4. Basınç Deneyi	45
6. ANALİZ	50
6.1. Lineer Elastik Kırılma Mekanîği Prensipleri Kullanılarak Analiz	50
6.2. Lineer Olmayan Kırılma Mekanîği Prensipleri Kullanılarak Analiz	52
7. SONUÇLAR	67
KAYNAKLAR	68
ÖZGEÇMİŞ	

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1 : Kırılma Mekanizmasının gelişim basamakları

Şekil 2.2 : Eliptik boşluğa sahip sonsuz bir levha

Şekil 2.3a : Çatlak ucundaki gerilme yığılması

Şekil 2.3b : Çentik ucundaki gerilme yığılması

Şekil 2.4 Kırılma Modları

Şekil 2.5 : Kırılma Süreci Bölgesi

Şekil 2.6 : Barenblatt'ın kohezif çatlak modeli

Şekil 3.1 : Beton ve bileşenleri için tipik gerilme-deformasyon eğrileri

Şekil 3.2 a) Çekmeye maruz bir numunenin yük-deformasyon diyagramı.

b) Kırılma süreci bölgesi

Şekil 3.3 Kırılma süreci bölgesinin gelişimi.

Şekil 3.4 Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N:non-lineer ve K:kırılma süreci bölgeleri.

Şekil 3.5 Boyut etkisi teorileri.

Şekil 3.6 Efektif çatlak modeli.

Şekil 4.1 İki parametrelili modelde kırılma parametrelerinin tayini

Şekil 4.2 Pik-Yük metodunda kullanılan farklı numune tipleri a) çentikli silindirik yarma

b) boşluklu silindirik yarma c) eksantrik yüklü çentikli prizma.

Şekil 4.3 Silindirik numuneler için $CTOD_c$ - K_{IC}^S eğrisi, [53].

Şekil 4.4 Silindirik numuneler için K_{IC}^S ile s^2 arasındaki bağıntı, [53].

Şekil 4.5 Kiriş numuneler için $CTOD_c$ - K_{IC}^S eğrisi, [53].

Şekil 4.6 Kiriş numuneler için K_{IC}^S ile s^2 arasındaki bağıntı, [53].

Şekil 4.7 Kritik gerilme şiddet çarpanı, basınç mukavemeti ilişkisi [65]

Şekil 4.8 Kritik çatlak ucu açılımı, basınç mukavemeti ilişkisi [65]

Şekil 5.1 Çelik Kalıplar

Şekil 5.2 Deneylerde kullanılan agregaların fiziksel özellikleri

a) Agregaların özgül ağırlıkları , b) Agregaların 500 devirdeki aşınmaları,

c) Agregaların donma-çözünme oranları, d) Agregaların donma-çözünme oranları,

e) Agregaların su emme oranları

Şekil 5.3 Doğal1 malzemesinin elek analizi

Şekil 5.4 Doğal2 malzemesinin elek analizi

Şekil 5.5 Doğal3 malzemesinin elek analizi

Şekil 5.6 Kırmataş malzemesinin elek analizi

Şekil 5.7 Kalıplara yerleştirilmiş beton numuneler

Şekil 5.8 Betonda malzeme karışım miktarları ($d_{max} = 31.5 \text{ mm}$)

Şekil 5.9 Betonda malzeme karışım miktarları ($d_{max} = 16.0 \text{ mm}$)

Şekil 5.10 Betonda malzeme karışım miktarları ($d_{max} = 8.0 - 4.0 \text{ mm}$)

Şekil 5.11 Ultrasonik test cihazının numune üzerindeki kullanım şekilleri

Şekil 5.12 5000 kN'luk hidrolik ve donanımı

Şekil 5.13 Üç noktalı yüklemeye maruz kiriş

Şekil 5.14 Kırılmış kirişlerin kırılma düzlemleri ($d_{max} = 16 \text{ mm}$, 550 doz)

Şekil 5.15 Kırılmış kirişlerin kırılma düzlemleri ($d_{max} = 16 \text{ mm}$, 350 doz)

Şekil 5.16 Kiriş Enkesiti ($d_{max} = 31.5 \text{ mm}$)

Şekil 5.17 Kiriş Enkesiti ($d_{max} = 31.5 \text{ mm}$)

Şekil 5.18 Kiriş Enkesiti ($d_{max} = 8.0 \text{ mm}$)

Şekil 5.19 Küp Numuneler

Şekil 5.20 Kırık kirişlere basınç deneyinin uygulanışı (2000 kN'luk hidrolik)

Şekil 5.21 İlk döküm serilerin genel görünüşü

Şekil 5.22 İkinci döküm serilerin genel görünüşü

Şekil 6.1 Betonun Kırılma Parametreleri

Şekil 6.2 $K_{IC}^S - f_c$ grafiği

Şekil 6.3 $CTOD_c - f_c$ grafiği

Şekil 6.4 $K_{IC}^S - d_{max}$ grafiği

Şekil 6.5 $CTOD_c - d_{max}$ grafiği

Şekil 6.6 $K_{IC}^S - \text{doz}$ grafiği

Şekil 6.7 $CTOD_c - \text{doz}$ grafiği

Şekil 6.8 $K_{IC}^S - W/C$ grafiği

Şekil 6.9 $CTOD_c - W/C$ grafiği

ÇİZELGELER (TABLOLAR) LİSTESİ

Tablo 4.1 Kiriş deney numuneleri ve analiz sonuçları [53]

Tablo 4.2 Silindir deney numuneleri ve analiz sonuçları [53]

Tablo 4.3 Komplians ve Pik Yük Metotlarının karşılaştırılması [53]

Tablo 5.1 Maksimum dane çapına göre karışım oranları

Tablo 5.2 Çimentoların fiziksel ve kimyasal özellikleri

Tablo 5.3 Elastisite modülü ve beton test çekici değerleri

Tablo 5.4 Üç noktadan yükleme ve basınç deneyi sonuçları

a) A1, A2, A3 ve A4 isimli serilerin deney sonuçları

b) A5, A6, A7, A8, B1, B2, B3, B4, B5 ve B6 isimli serilerin deney sonuçları

c) B7, C1, C2 v3 C3 isimli serilerin deney sonuçları

Tablo 6.1 Betonun Kırılma Parametresi (LEKM)

Tablo 6.2 Betonun kırılma parametreleri ve malzeme parametreleri

Tablo 6.3 Farklı yöntemlerle elde edilmiş betonun kırılma parametrelerinin karşılaştırılması

SİMGELER LİSTESİ

- a : Eliptik boşluğun bir boyutu
 a_0 : İlk çatlak boyu
 a_c : Kritik çatlak boyu
 a_c^1 : 15 mm.lik çentiğin kritik çatlak boyu
 a_c^2 : 30 mm.lik çentiğin kritik çatlak boyu
 Δa : Yüke bağlı olarak çatlakta meydana gelen artma miktarı
 a_e : Çatlağın efektif uzunluğu
 b : Eliptik boşluğun bir boyutu
 C_i : İlk kompians değeri
 C_u : Son kompians değeri
 c_f : Sonsuz modeller için kritik etkin kırılma genişlemesi
 ζ_{UA} : Çatlak ucu açılımı
 $CMOD$: Çatlak ucu açılım deplasmanı
 $CTOD_c$: Kritik çatlak ucu açılımı
 d_{max} : Maksimum agrega dane çapı
 E : Elastisite modülü
 f_t , malzemenin çekme dayanımı
 f'_c : Silindir basınç mukavemeti
 G_C : Çatlak yayılma hızı
 G_f : Gerilme tokluğu
 K_I : Gerilme yığılma faktörü
 K_{IC}^s : Kritik gerilme şiddet çarpanı
 $\overline{K_{IC}^s}$: Ortalama kritik gerilme şiddet çarpanı
 K_{IC}^e : Efektif çatlak uzunluğuna karşılık gelen K_{IC} nin kritik değeri
 K_t : Gerilme yığılma faktörü
 P_{max} : Kırılma yükü
 r_y : Kırılma süreci bölgesi uzunluğu
 Q : Gevreklik Katsayısı
 S : Mesnet aralığı
 s : standart sapma
 t : Kırılma zamanı

y : Lineer regresyon sonucu elde edilen doğru denklemi

W : Sonsuz levhanın genişliği

W/C : Su(çimento oranı

w_t : Sıfır gerilmedeki çatlak ucu açılımı

σ_N : Nominal dayanım

σ : Normal gerilme

σ_m : Eliptik boşluk çevresindeki maksimum gerilme

ε : Şekil değiştirme

γ : Yüzey enerjisi

τ : Kayma gerilmesi



KISALTMALAR LİSTESİ

ACI : Amerika Beton Standartları Enstitüsü

BEM : Boyut Etkisi Modeli

EÇM : Efektif Çatlak Modeli

EPKM : Elastik-Plastik Kırılma Mekaniği

İPM : İki Parametrelili Model

KIE : Kırılma İşi Enerjisi

LEKM : Lineer Elastik Kırılma Mekaniği

PZÇ : Puzzolanik çimento

PÇ : Portland çimentosu

RILEM : Avrupa Labaratuar Birliğı

SDÇ : Sulfata dayanıklı çimento

W/Ç : Su / Çimento oranı

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

BETONUN KIRILMA PARAMETRELERİ ÜZERİNE MALZEME PARAMETRELERİNİN ETKİSİ

Kürşat Esat ALYAMAÇ

Fırat Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

2004, Sayfa : 82

Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği (LEKM) betona ilk olarak 1961 de Kaplan tarafından uygulanmıştır. 1972 de Kesler ve arkadaşları tarafından yapılan çalışmalar LEKM nin betonda geçerli olmadığını ortaya koymuştur. Bunun en önemli sebebi LEKM tarafından ihmal edilen Kırılma İşlem Süreci Bölgesinin (KİSB) varlığıdır. Bu sebeple birçok araştırmacı tarafından bu bölgeyi karakterize eden lineer olmayan kırılma mekanikliği yaklaşımı geliştirilmiştir.

Bu yaklaşımlar içerisinde Hayali Çatlak Modeli, Çatlak Bant Modeli, İki Parametrelili Model (İPM), Efektif Çatlak Modeli, Boyut Etkisi Modeli ve Pik-Yük Metotları vardır. Bu modeller, LEKM nin aksine, beton yapılarda kırılmayı modellemek için en az iki kırılma parametresinin deneysel olarak belirlenmesi ihtiyaç duyarlar. İPM, beton bir yapıda gerilme şiddet çarpanı K_I ve çatlak ucu açılımı CUA değerleri onların kritik değerlerine K_{Ic}^s ve $CTOD_c$ eriştiğinde yapının göçtüğünü kabul eder.

Deneysel çalışmalar, betonun kırılma parametreleri üzerine basınç mukavemeti, maksimum agrega çapı, su/çimento oranı ve agrega tipi olmak üzere dört malzeme parametresinin etkili olduğunu göstermektedir. Bununla beraber çimento tipi ve dozajın da en az diğerleri kadar kırılma parametreleri üzerine etkili olduğu bilinmektedir.

Bu çalışmada betonun kırılma parametreleri üzerine yukarıda tanımlanan tüm malzeme parametrelerinin etkisi İPM e göre araştırılmış ve K_{Ic}^s üzerine betonun basınç mukavemetinin etkili olduğu gözlenirken, $CTOD_c$ üzerinde betonun içsel yapısıyla ilgili malzeme parametrelerinin daha etkili olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler : Beton, Kırılma Mekanikliği, İki Parametrelili Kırılma Modeli, Pik-Yük Metod.

ABSTRACT

Master Thesis

EFFECT OF MATERIALS PARAMETERS ON FRACTURE PARAMETERS OF CONCRETE

Kürşat Esat ALYAMAÇ

Fırat University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

2004, Page : 82

Applications of Linear Elastic Fracture Mechanics (LEFM) to concrete were initiated by Kaplan in 1961 and continued until Kesler and co-workers' study in 1972 in which it was concluded that LEFM was not valid for cementitious materials. This inapplicability of LEFM is due to the fracture process zone (FPZ) which is ignored by LEFM. For this reason, several investigators have developed non-linear fracture mechanics approaches to characterize FPZ.

These approaches primarily involve the fictitious crack model, the crack band model, the two-parameter model (TPM), the effective crack model, the size effect model and the peak load method. Contrary to LEFM, in which a single fracture parameter is used such as the critical stress intensity factor, these models need at least two experimentally determined fracture parameters to characterize failure of concrete structures. A concrete structure fails according to TPM when the stress intensity factor K_I and the crack opening displacement $CTOD$ reach their critical values, K_{Ic}^s and $CTOD_c$.

Experimental studies have shown that fracture parameters of concrete are particularly influenced by the four material parameters compressive strength, maximum aggregate size, water-cement ratio and aggregate type. It is noted that fracture parameters of concrete can also be affected by other material parameters such as type of cement, cement content.

In this thesis study, all of the above material properties on the fracture parameters of concrete were investigated according to TPM. Finally, it was concluded that K_{Ic}^s depends on the compressive strength of concrete while $CTOD_c$ is strongly related to the internal structure of concrete.

Keywords: Concrete, Fracture Mechanics, Two-parameter Model, Peak-load Method.

1. GİRİŞ

Mühendislik yapılarında kullanılacak olan malzemelerin özelliklerini çok iyi bilmek gerekir. Bu özelliklerin en önemlilerinden biri de mekanik mukavemettir. Malzemelerin dayanımı, kullanıldıkları yapı birimi için yeterli olmalıdır. Fakat malzemelerde teorik olarak hesaplanan dayanım, pratikte elde edilememektedir. Bu da önemli bir sorun olan, malzemelerin akma yoluyla değil, kırılma diye bilinen gevrek davranış sonucu dayanımlarını yitirmelerinin bir sonucudur.

Bu sorun beton ve betonarme yapılar içinde geçerlidir. Özellikle beton ve betonarme yapılarda hasara yol açıp, yüksek oranlarda can ve mal kaybına sebep olabilecek bu sorunun giderilebilmesi için konunun ayrıntılı bir şekilde incelenip, analiz edilmesi gerekir. Beton ve betonarme yapıların göçme analizi için birçok lineer ve lineer olmayan yaklaşımlar kullanılmaktadır. Ancak özellikle sismik yüklemelere maruz beton/betonarme yapılarda göçme meydana gelmeden taşıyıcı sistemlerde yerleşen çatlak veya çatlaklar oluşabilmekte ve malzeme yumuşama adı verilen mukavemet kaybına uğrayabilmektedir. Çatlamış bir yapı, ancak Kırılma Mekanikliği Prensipleri kullanılarak gerçekçi bir şekilde analiz edilebilir.

Kırılma Mekanikliği Bilimi malzemede varolan çentik, çatlak ve boşluk gibi gerilme yığılmasını artıran kusurları ve bunlara bağlı olarak meydana gelen hasarları inceler.

İlk olarak Griffith [1] tarafından Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği'nin (LEKM) temeli atılmıştır. Özellikle II. Dünya Savaşı sırasında meydana gelen beklenmedik mühendislik kazaları nedeniyle kırılma mekanikğine olan ilgi her geçen gün artmıştır. 1950'li yıllarda metallere uygulanan Kırılma Mekanikliği Prensipleri 1960'lı yıllardan itibaren betona uygulanmıştır.

Beton; çimento, su, ince ve iri agrega karışımından oluşan heterojen bir malzemedir. Ayrıca içinde farklı boyutlarda ve değişik nedenlerle oluşmuş gözenekler (boşluklar) ve mikroçatlaklar bulunur. Çimentonun suyla reaksiyonundan jel ve kristaller oluşur. Jel gözenekleri ortalama $15-20 \text{ \AA}$ boyutlarındadır. Ayrıca beton içinde sıkıştırma boşlukları bulunur. Burada şu söylenebilir: Su/Çimento oranı azaldıkça toplam gözenek hacmi de azalır. Su/Çimento oranının değişimi, kür süresi, kritik çatlak boyu, agrega tipi, agrega hacmi ve agrega boyutu betonun kırılma olayında etkili olan faktörlerdir. Betonun tüm bu parametreleri çeşitli araştırmacılar tarafından irdelenmiştir.

Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği Prensipleri 1961 yılında Kaplan [2] ve 1963 yılında Glucklich [3] tarafından betona uygulanmış, fakat betonda çatlağın yayılmacı bir tarzda gelişmesi, boyuta ve zamana bağlı olarak mukavemetin değişmesi gibi sebeplerle LEKM

Prensiplerinin betonu tam tasvir edemeyeceği yani betonun tek bir kırılma parametresi ile ifade edilemeyeceği ortaya konulmuştur [4,5].

Betonun lineer olmayan Kırılma Mekanikliği yaklaşımları temelde; çatlamış bir beton kesitte gerilme transferini mümkün kılan, kırılma süreci bölgesinin varlığını dikkate alırlar. Yapı şartnameleri ve LEKM tarafından ihmal edilen bu bölge, metallerde plastik zonun yanında çok küçük olmasına karşın, betonda 100 mm'nin üzerinde değerler alarak büyük yer işgal ederler [6]. Diğer taraftan bu bölgedeki gerilmeler, metallerdeki plastik bölgeden farklı olarak sabit kalmayıp azalmaktadırlar [7].

Betonun lineer olmayan kırılma davranışını karakterize etmek için önerilen metotlar, Kohezif Çatlak Modelleri ve Efektif Çatlak Modelleri olarak iki kategoride sınıflandırılmaktadır. Kohezif çatlak modelleri içerisinde Hillerborg [6] tarafından önerilen Kırılma İş Enerjisi yaklaşımı, Bazant ve Pfeiffer [8] tarafından önerilen Boyut Etkisi Modeli yer almaktadır. Efektif Çatlak Modelleri sınıfında ise Jeng ve Shah [9] tarafından önerilen İki Parametrelili Model, Nallathambi ve Karihaloo [10] tarafından önerilen Efektif Çatlak Modeli gibi iki ayrı model yaygın olarak kullanılmaktadır.

Kırılma Mekanikğine göre herhangi bir yapıyı analiz edebilmek için ise ilk önce malzemenin kırılma parametrelerinin hesaplanması gerekir. Yapılan araştırmalar göstermektedir ki, betonun kırılma parametreleri, agrega tipine, maksimum agrega çapına, su/çimento oranına ve betonun mukavemeti gibi faktörlere bağlıdır. Bununla beraber bu faktörlerin kırılma parametreleri üzerine olan etki seviyeleri henüz daha bir araştırma konusudur ve literatürdeki mevcut deneysel veriler böyle bir analizin yapılması için yetersiz sayıdadır. Bütün bunlara ilave olarak kırılma parametrelerini, kısıtlı sayıda malzeme parametrelerine bağlayan birkaç ampirik formül araştırmacılar tarafından önerilse de birçok uygulama için yetersiz hatta anlamsız sonuçlarla karşı karşıya kalınmaktadır [11].

Bu tez çalışmasında, düşük ($f'_c < 16$ MPa), normal ($16 \leq f'_c < 30$ MPa) ve yüksek ($f'_c \geq 30$ MPa) dayanımlı olmak üzere maksimum agrega çapı $d_{max} = 4, 8, 16, 32$ mm ve agrega tipi doğal ve kırmataş olan çeşitli beton karışımları kullanılmıştır. Burada su/çimento oranı betonun mukavemetinde direkt olarak etkili olduğu için bağımlı bir değişken olarak kullanılmıştır.

Kontrollü olarak yukarıda sınırları tanımlanan tüm malzeme parametreleri değiştirilerek, genişlik x yükseklik x uzunluk, $b \times d \times L = 150 \times 150 \times 450$ mm ve relatif çentik boyları $\alpha_0 = 0.1, 0.2, 0.3$ olan kirişler üzerinde yükleme açıklığı $S = 380$ mm olmak üzere, üç noktalı eğilme yüklemesi yapılarak, kırılma parametreleri kritik gerilme şiddet çarpanı (K_{IC}^S) ve kritik çatlak ucu açılımı ($CTOD_c$) lineer olmayan kırılma metotlarında İki Parametrelili Modele (Pik Yük Metodu) göre tespit edilmiştir. İki Parametrelili Model Komplians Metot ve Pik Yük

Metodu gibi iki geçerli çözüm sistemine sahiptir. Fakat Komplians Metot kapalı devre deney ekipmanı gerektirir, sonuçlara da zor ve zaman alıcı bir şekilde ulaşılır. Bu nedenlerden dolayı bu tez çalışmasında deney sonuçları İki Parametrelili Modelin Pik Yük Metodu esaslarıyla belirlenmiştir. Üç noktalı eğilme yüklemesinden sonra kırılan her bir numune parçası üzerinde basınç deneyi yapılarak, basınç mukavemetleri tayin edilmiştir. Ayrıca ultrasonik test cihazıyla kırış numunelerin uzun ve kısa doğrultudaki elastisite modülleri belirlenmiştir. Böylece numunelerin gerçeğe yakın elastisite modülü değerleri çalışmada kullanılmıştır. Yine her bir numunenin yüzey sertliği ölçülerek, dayanımlarını kontrol etme imkanı bulunmuştur.

Kırılma yükleri Pik Yük Metodu ile analiz edilmiş ve kırılma parametreleri K_{IC}^S ve $CTOD_c$ ve gevreklik indeksi Q değeri hesaplanmıştır. Daha sonra elde edilen değerler grafik ortamda incelenmiştir. Betonun kırılma parametrelerinin her birinin değerinin ayrı ayrı dayanım, maksimum agrega çapı, çimento dozajı ve su/çimento oranı gibi malzeme parametreleri ile değişimi bulunmuş ve değerlendirilmiştir. Lineer regrasyon yardımıyla yapılan bu değerlendirmenin sonuçları irdelenmiştir.. Ayrıca bu tez çalışmasında yapılan deneyler sonunda bulunan sonuçlar, daha önce yapılan nümerik çalışmaların sonuçlarıyla da karşılaştırılmıştır.

2. KIRILMA MEKANİĞİ

2.1 Kırılma Mekanizmasının Tarihsel Gelişimi

İnsanların yerleşik hayata geçtikleri ilk zamanlarda önemli veya büyük yapılar genellikle taş veya kaya bloklarla inşa edilmiştir. Teknolojinin gelişmesiyle yapılar özellikle betonarme ve çelikten inşa edilmeye başlanılmıştır. Bu yapılar inşa edilirken, beklenmedik durumlarla karşılaşmış, büyük mühendislik kazaları meydana gelmiştir. Hatta İkinci Dünya Savaşı'nda yapılan gemiler hiç kullanılmadan tahrip olmuş, füzeler hedeflerine ulaşmadan havada infilak etmiştir. Bu olaylar insanları malzemenin özelliklerini ayrıntılı bir şekilde araştırmaya yöneltmiştir. Ayrıca meydana gelen bu feci mühendislik kazaları ve daha önce olan olaylar bilimimizin malzeme kusurları konusunda ciddi bir eğilim göstermesine sebep olmuştur.

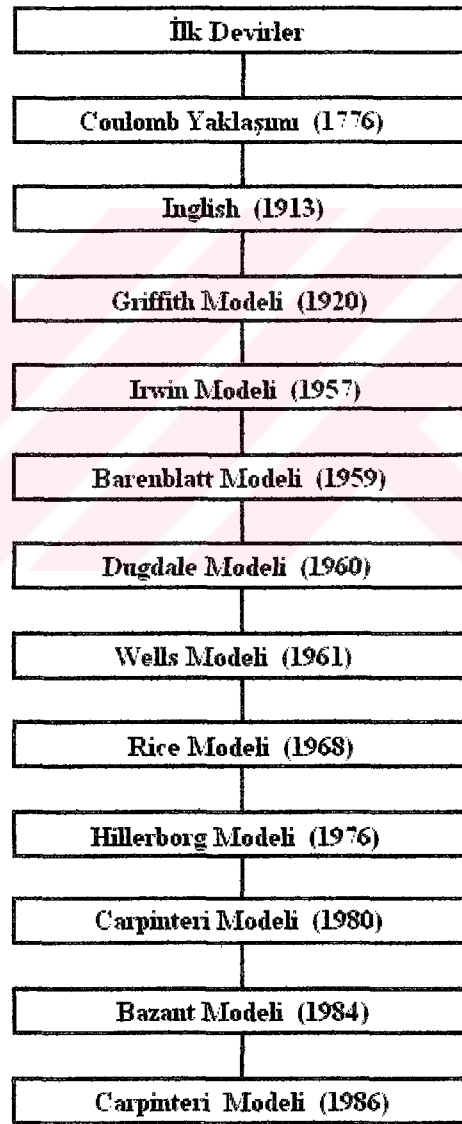
Tarih boyunca insanlar karşılaştıkları problemler neticesinde akıllarında soru işaretleri oluşmuş ve bu problemleri çözerek, günümüz teknolojisine gelinmiştir. Eski zamanlarda yaşayan insanlar yapılarını genellikle taş bloklarla inşa ettiklerinden, taş ve kayaların yük altındaki davranışı konusunda bazı problemler yaşamışlardır. İlk olarak Galilei [12] tarafından, “niçin kütleler kırılır”, sorusuna cevap aranmıştır. Galilei'nin bu düşünceleri aynı zamanda boyut etkisi teorisinin ilk adımlarıdır. Daha sonra Coulomb [13] basınç altındaki kayaların kırılması konusunda araştırmalarıyla, malzeme kusurlarının bulunmasına dolayısıyla Kırılma Mekanizmasına öncülük etmiştir.

Kırılma Mekanizması konusunda ilk adım olarak kabul edebileceğimiz çalışma İngiliz'e aittir. İngiliz [14] sonsuz bir levhada eliptik bir boşluk çevresindeki gerilme durumunu incelemektedir. Daha sonra Griffith [1] kırılma mekanizmasının en önemli adımını atmıştır. Griffith, sistemin toplam enerjisindeki azalmayla, önceden var olan bir çatlakın ilerlemeye başlayacağını formüle etmiştir.

Griffith bu çalışmasıyla Lineer Elastik Kırılma Mekanizması'nın temelini atmıştır. 1950'li yılların ortalarında ise Irwin [15] kırılma mekanizmasında yeni bir dönem başlatmıştır. Irwin, “çatlak ucunda kritik bir gerilme dağılımına ulaşıldığında, kırılma oluşur”, diyerek LEKM'nin gelişmesine temel oluşturmuştur. 1959 da Barenblatt [16], Irwin'in yaklaşımındaki kırılma süreci bölgesindeki gerilme dağılımının Irwin'in aksine $q(x)$ gibi bir fonksiyon olduğunu kabul edip, matematiksel olarak probleme yaklaşmıştır. Barenblatt'ın bu çalışmasını başta Dugdale [17] olmak üzere birçok araştırmacı geliştirmiş ve farklı malzemelere uygulamışlardır.

LEKM çatlak ucunda sınırlı miktarda deformasyon olduğu durumlarda kullanılabilir. Çatlak ucunda önemli deformasyonlar olduğu durumlarda Elasto-Plastik Kırılma Mekanizması

(EPKM) kullanılmaktadır[71]. EPKM, 1961 yılında Wells'in [18] Çatlak Ucu Açılımı (ÇUA) üzerine yaptığı çalışmalarla başlar. 1968 yılında ise Rice [19] çatlak açılım deplasmanını kendi adıyla anılan J İntegrali yaklaşımıyla bulmuştur. Kırılma mekaniği en büyük gelişimleri 1980'li yılların başlarında göstermiştir. 1976 yılında Hillerborg tarafından kırılma enerjisi yaklaşımı geliştirilmiştir. 1980 yılında Carpinteri [20] Gevreklik indeksi kavramıyla, 1984 yılında da Bazant'ın [71] boyut etkisi teoremiyle kırılma mekaniği büyük gelişmeler kaydetmiştir. 1986 yılında ise Carpinteri [22] Enerji Miktarı teoremiyle yapısal davranışı sünek ve gevrek malzeme için incelemiştir [72].

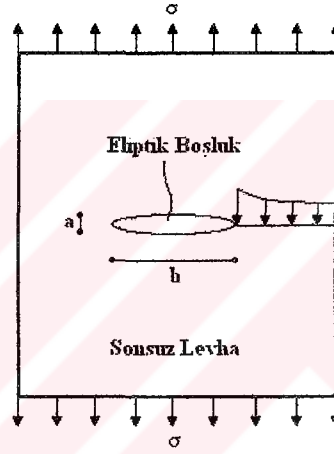


Şekil 2.1 : Kırılma Mekaniğinin gelişim basamakları

Günümüzde teknolojinin hızla ilerlemesiyle malzemede varolan; çentik, çatlak, delik ve kılcal boşluk gibi kusurlar her geçen gün biraz daha giderilmektedir. Böylece malzeme kusurları azaldıkça dayanım artmakta ve daha sağlam yapılar inşa edilmektedir. Geçmişten günümüze cam, seramik, çeşitli metaller, beton ve betonarme üzerinde kırılma mekaniği prensipleri uygulanmıştır.

2.1.1 Lineer Elastik Kırılma Mekaniği

Coulomb'un 1776 yılındaki yaklaşımları, araştırmacıları malzeme kusurları düşüncesine yönlendirmiştir. 1913 yılında English, sonsuz bir levhada eliptik bir boşluk çevresindeki gerilme durumunu incelemiştir. English'in teorisi elastisite teorisi tabanlıdır.



Şekil 2.2 : Eliptik boşluğa sahip sonsuz bir levha

English σ gerilmesi altındaki sonsuz bir levhanın sahip olduğu eliptik boşluk etrafındaki maksimum gerilmeyi formüle etmiştir.

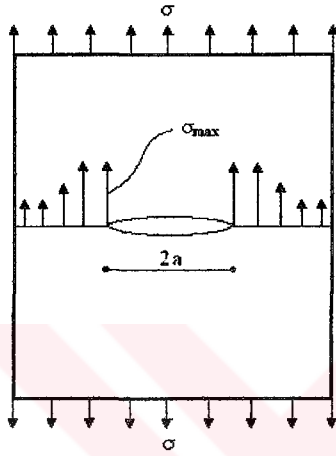
$$\sigma_m = K_t \cdot \sigma \quad (2.1)$$

$$K_t = 1 + 2 \cdot \left(\frac{a}{b} \right) \quad (2.2)$$

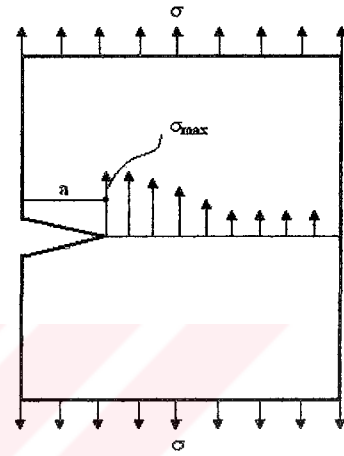
Verilen bu matematiksel modelde a ve b eliptik boşluğun boyutları, σ_m eliptik boşluk çevresindeki maksimum gerilme, σ sonsuz levhaya uygulanan gerilme, K_t ise gerilme yığılma

faktörüdür. İngiliz teorisinde tanımladığı matematiksel modelin tüm malzemeler için geçerli olduğunu düşünmüştür. Gevrek veya sünek olması fark etmemektedir.

İngiliz'in çalışmaları kırılma mekaniğine temel teşkil etmiştir. 1920'li yıllarda Griffith, İngiliz'in teorisini daha da geliştirmiş ve LEKM'nin temellerini atmıştır. Griffith cam lifler üzerinde yapmış olduğu deneylerde, teorik mukavemetin, elastisite modülünün %10'u ($E/10$) civarında olduğunu ve malzemenin gerçek mukavemeti ile arasındaki bu uçurumun bünyesindeki kusurlardan kaynaklandığını tespit etmiştir.



Şekil 2.3a : Çatlak ucundaki gerilme yığılması



Şekil 2.3b : Çentik ucundaki gerilme yığılması

Malzemeye uygulanan gerilmenin oldukça düşük olmasına rağmen bu bölgesel alandaki gerilme yığılması nedeni ile teorik kohezif mukavemete erişilebilir. Nitekim Griffith 'in cam liflerin dayanımlarının normal plaka camlarına nazaran çok mukavemetli olduğunu ortaya koyması bunun açık ıspatıdır.

$$\sigma^2 \geq \frac{2\gamma E}{\pi a}, \quad (2\gamma = G) \quad (2.3)$$

Burada γ yüzey enerjisi, E elastisite modülü, a çatlak boyu ve σ levhaya uygulanan gerilmedir. Griffith kırılmaya devrine göre çok ilgi gören bir konu olan enerji ile yaklaşmıştır, gerilme altındaki bir sistemde çatlak ilerledikçe elastik şekil değiştirme enerjisinde bir azalma olur, bu da yeni çatlak yüzeylerinin oluşması için gerekli enerjidir. Bu teori gevrek katılarda teorik mukavemetin tahminine yaradığı gibi kırılma mukavemetiyle kusur boyutu arasındaki ilişkiyi de verir.

Griffith yaklaşımı, 1944 de Zener ve Hollomon [23] tarafından metalik malzemelerin gevrek kırılmasına da uygulanmıştır.

1950'lerin ortalarında Irwin [15] kırılma mekaniğinde yeni bir dönem başlatmıştır. Griffith'in teorisi cam gibi tam gevrek malzemelerde çatlakların yayılması için gerekli olan gerilmenin değerini vermektedir. Çatlakların yayılmadan öncesi veya sonrası hakkındaki herhangi bir bilgiyi içermemektedir. Irwin, seramik lifler üzerinde yapmış olduğu deneylerde teorik mukavemetin $E/10$ civarında olmadığını görmüş ve teoriyi metalleri de (plastik şekil değiştirme yeteneğine sahip malzemeler) içine alarak genişletmiştir. Daha sonra sırasıyla açılma (çekme), kayma ve burulma durumlarına karşılık gelen üç yükleme durumu mod I, mod II, mod III, genel kırılma modlarını ve bunların kombinasyonundan oluşan karışık modun kanunlarını ve K adı verilen gerilme şiddet çarpanını ortaya koymuştur [70].

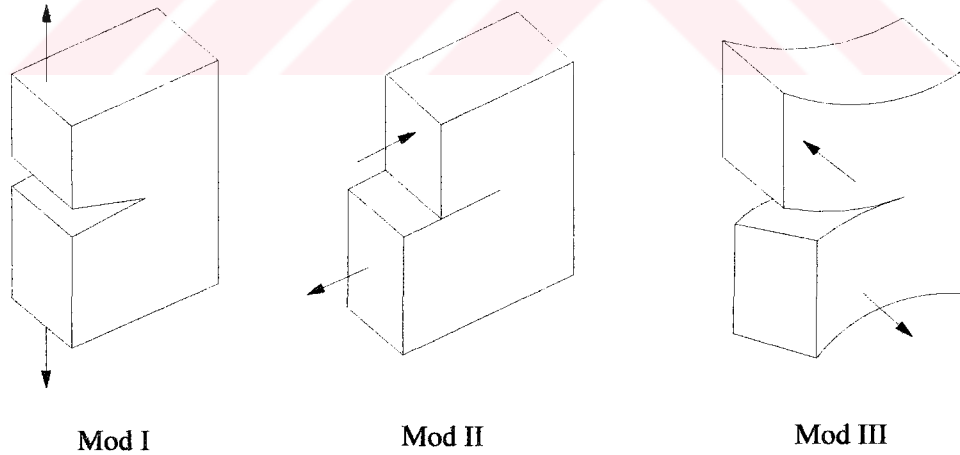
$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}$$

$$K_{II} = \tau\sqrt{\pi a}$$

$$K_{III} = \tau\sqrt{\pi a}$$

(2.4)

Denklemlerde σ , malzemeye uygulanan çekme gerilmesi τ , kayma gerilmesi ve a , yarı çatlak uzunluğudur.



Şekil 2.4 Kırılma Modları

Gerilme şiddet çarpanı, geometriye ve yükleme durumuna bağlı bir sabittir. Yani her malzeme eşit geometriye ve yükleme durumuna maruz kalırsa, bu değer sabit olacaktır. Dolayısıyla gerilme şiddet çarpanı bir malzeme sabiti değildir. K_c , belirli bir kritik değer olan K_c .

değerine ulaştığında kırılma tokluğu adını alır ve her malzeme için farklı bir değer alır. Mod I durumu için b numune genişliği, d numune yükseklik boyutu ve P kırılma yükü olarak alınırsa, nominal dayanım $\sigma_N = P/(b.d)$ olmak üzere kritik gerilme şiddet çarpanının ifadesi;

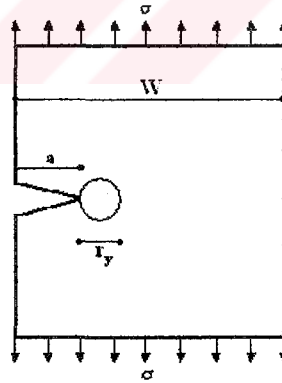
$$K_{IC} = \sigma_N \sqrt{\pi a f \left(\frac{a}{d} \right)} \quad (2.5)$$

şeklindedir.

Ancak, çatlağın başlangıcı ve yayılma hızı mühendislik açısından daha önemli olduğundan, Irwin, G_C çatlak yayılma hızı kavramını ortaya koymuş ve K_{IC} ile arasındaki bağıntıyı şu şekilde vermiştir:

$$G_c = \frac{K_{IC}^2}{E} \quad (2.6)$$

Irwin sünek malzemelerde yeni çatlak yüzeylerinin oluşması için gerekli enerjinin, plastik deformasyon sırasında yapılan iş yanında genellikle önemsiz derecede olduğunu savunmuştur. Böylece çatlak yayılma hızı kavramını tanımlamıştır.



Şekil 2.5 : Kırılma Süreci Bölgesi

Şekil 2.5'te r_y , kırılma süreci bölgesi uzunluğu W , levhanın genişliği a , çentik boyunu ifade etmektedir. Irwin, çatlağın hemen ucunda kırılma süreci bölgesi adı verilen bölgede gerilme dağılımının sabit ve değerinin malzemenin akma dayanımına eşit olduğunu kabul etmiştir.

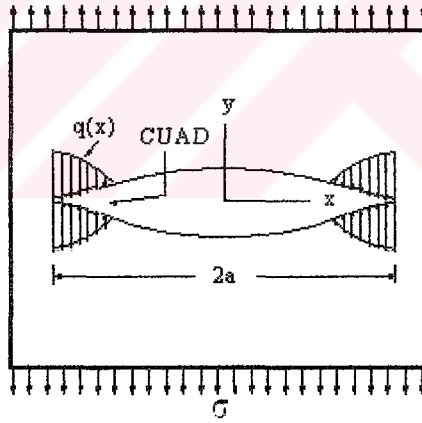
$$r_y = \frac{1}{\pi} \frac{K_{IC}^2}{f_t^2} = \frac{1}{\pi} \frac{E G_c}{f_t^2} \quad (2.7)$$

Bu denklemde f_t , malzemenin çekme dayanımı E , elastisite modülüdür. Irwin'in, “enerji yaklaşımı, gerilme yoğunluğu yaklaşımıyla eşdeğerdir”, teoremi diğer birçok araştırmacıya da başlangıç noktası olmuştur.

LEKM, çatlak ucunda sınırlı plastik deformasyonun olduğu durumlarda geçerli olduğundan, çatlak ucunda önemli ölçüde plastik deformasyon söz konusu olduğunda Elastik-Plastik Kırılma Mekanikliği devreye girer (EPKM).

2.1.2 Elastik-Plastik (Lineer Olmayan) Kırılma Mekanikliği

1960'lı yılların başında Irwin'in aksine Dugdale ve Barenblatt gibi bazı araştırmacılar, çatlağın ucundaki kırılma süreci bölgesindeki gerilme dağılımının, Şekil 2.6 da görüldüğü gibi $q(x)$ gibi bir fonksiyon olduğunu kabul edip, matematiksel olarak probleme yaklaşmışlardır.



Şekil 2.6 : Barenblatt'ın kohezif çatlak modeli

EPKM, Wells'in 1961 yılında çatlak açılması (COD) üzerine yaptığı çalışmalarla başlar. Daha sonra Billby, Cotrell, Swindon [24] ve Dugdale, Barenblatt'ın teorisini ince elastik-plastik levhalara uygulamışlar ve çatlak ucunda Çatlak Ucu Açılım Deplasmanı (CTOD) terimini ortaya atmışlardır.

Çatlak açılım deplasman metotlarından biride Rice tarafından geliştirilen J integrali yaklaşımıdır [19]. Ana prensip iki boyutlu bir çatlak durumu için çatlağı çevreleyen bir yol boyunca hesaplanan şekil değiştirme enerjisinin yoğunluğunu bulmak üzere oluşturulmuştur.

Green fonksiyonu (Bu fonksiyon kapalı bir alanı, alanı çevreleyen eğri üzerinden giderek bulur.) ana prensiptir.

1970’li yıllardan sonra ise Hillerborg [25] ve Carpinteri’nin [26] yaptığı çalışmalar sonucu CTOD, kritik bir değeri olan w_c ’ye ulaştığında ise çatlağın ani olarak ilerleyeceğini ve bunun bir malzeme sabiti olarak kullanılabileceğini ispatlamışlardır. G_c ile w_c arasındaki ilişkide denklemdeki gibi tanımlanmıştır. Denklemde σ_y akma dayanımıdır.

$$G_c = \sigma_y w_c \quad (2.8)$$

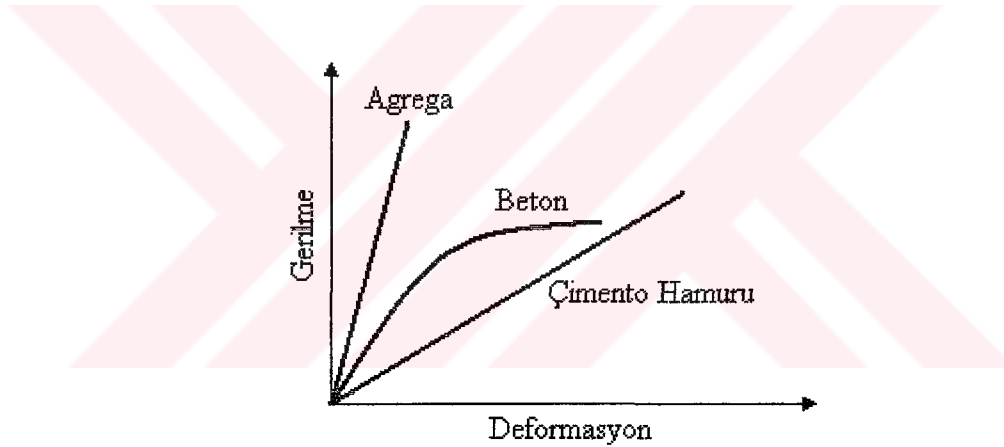


3. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ

3.1 Betonda Lineer Elastik Kırılma Teorisi

Betonun iç yapısının farklı düzeylerde heterojen olduğu ve herhangi bir yük uygulamasından önce bile bünyesinde bazı mikro çatlaklar ve gözenekler bulunduğu bilinmektedir. Dolayısıyla betonda belirli bir gerilme durumu altında kırılma, bu mikro çatlaklardan en kritik olanlarının, en kritik gerilme yığılma noktalarını seçerek, tek başına veya diğer çatlaklarla birleşerek dengesiz yayılması sonucu olacaktır. Bu sırada diğer çatlaklar oluşmaya ve yayılmaya devam edecektir.

Beton bileşenleri içerisinde en elastik malzeme agregadır (Şekil 3.1). Çimento hamuru da oldukça elastik ve doğrusal bir gerilme-birim deformasyon bağıntısı göstermekte, ancak bağıntı harçta biraz betonda daha fazla doğrusallıktan sapmaktadır.



Şekil 3.1 : Beton ve bileşenleri için tipik gerilme-deformasyon eğrileri

Betonda gerilme, kırılma dayanımının %30'una ulaştığında önce iri agregalar harç ara yüzeyindeki çatlaklar en büyük çekme gerilmesine dik olarak çoğalmaya ve büyümeye başlar. Basınç yükü altında da önce arayüz çatlakları büyür ve hamur içinde yük doğrultusunda çatlaklar oluşturur. Bu çatlaklar birleşerek kritik boyaya ulaşırlar ve hızlı yayılma ile yüke paralel veya eğik olarak cismi parçalarlar. Çekmeye oranla basınçta daha çok çatlak oluşması ve daha yavaş çatlak yayılması görülür. Bununla beraber eksenel yüke ek olarak yanal basınç uygulandığında hamur içindeki çekme gerilmelerinin azalması ve ara yüzeyde sürtünmenin artması dolayısıyla dayanım artışı gözlenmektedir [27].

Betonda çatlak önleyici bölgelerin çoğunlukla yük uygulanmadan önce mikro çatlakların oluştuğu bölgeler olması ilginçtir. Genelde beton özelliklerini belirleyen malzeme özellikleri ve karışım oranları, taze betonun homojen olarak karılıp yerleştirilmesi, yeterince sıkıştırılması ve kür edilmesi gibi faktörlerde doğal olarak çatlak oluşması ve yayılmasını yakından etkileyecektir.

Betonun kısaca özetlenen bu karmaşık iç yapısı, kırılma mekanizması ve heterojenliği dolayısıyla betonda kırılmanın, kırılma mekaniği prensipleri ile incelenmesi 1961 yılına kadar gecikmiş ve bu konuda ilk çalışma Kaplan [2] tarafından yapılmıştır.

Kaplan, betondan yaptığı, farklı boyutlarda ve değişik çentik boylarına sahip olan kırımları orta ve üçte bir noktalarından yükleyerek G_c değerlerini hesaplamıştır. Hesaplarında deneysel ve analitik yöntemler kullanılmıştır. Kaplan çalışmalarının sonucunda Griffith [1] teorisinin betona uygulanabileceğini savunmuştur.

Glucklich [3], Griffith'in teorisinin, homojen bir malzeme için geçerli olduğunu, beton gibi heterojen bir malzemeye değiştirilerek uygulanması gerektiğini savunmuştur.

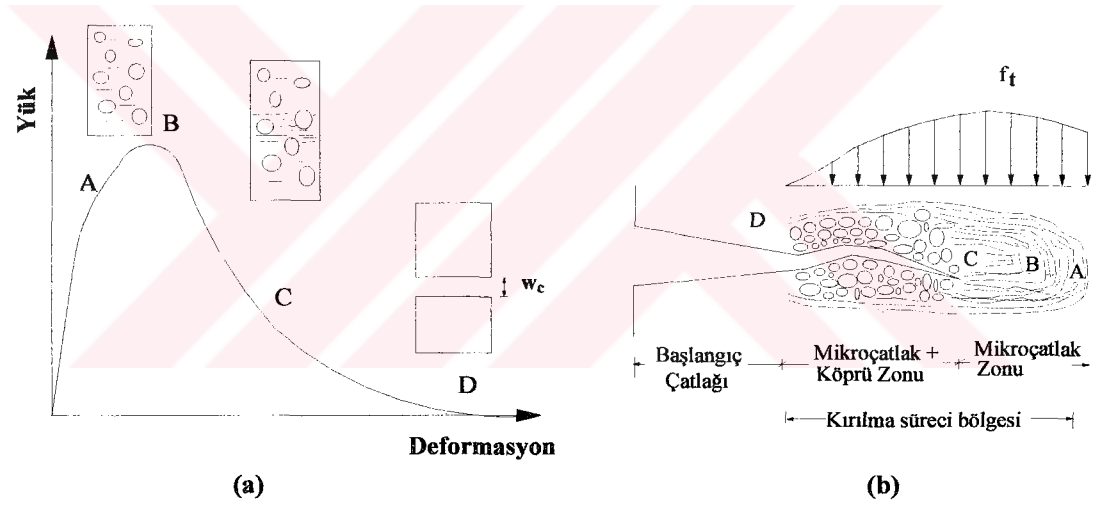
Kaplan ve Glucklich'in çalışmalarından sonraki yıllarda kırılma mekaniğinin betona uygulanması ilgi kazanmıştır [2]. Çeşitli araştırmacılar Kaplan'ın çalışmasına benzer olarak kırılma mekaniği parametrelerini belirlemişlerdir. Kullanılan numune tiplerine ve deney metoduna bağlı olarak analitik bağıntılar ile parametrelerin hesaplanma yöntemleri farklılık göstermiş, bu arada su/çimento oranı, agrega büyüklüğü ve miktarı gibi beton değişkenlerinin etkileri de araştırılmıştır.

Romualdi ve Baston [28], Zaitsev [29], Swamy [5] tarafından da çeşitli araştırmalar yapılmıştır. Bu araştırmalarda kritik kırılma parametresi olarak K_{IC} 'yi (veya G_{IC}) kullanmışlardır. Bu parametreleri çentikli paneller ve kırımlar üzerinde yapmış oldukları deneylerde tespit etmişlerdir. Bu araştırmalar ve daha sonraki Brown [30], Shah ve McGarry [31], Walsh [32], Swamy ve Rao [5], Higgins ve Bailey [33], Mindess ve Nadeau [34], Walsh [35], Gjorv vd.[36], Rossi vd. [37] tarafından yapılan araştırmalarda, deney numunesinin boyutları, şekli ve başlangıçtaki çentik uzunluğuna bağlı olarak K_{IC} değerinin sürekli olarak değişmesinden bu sabit değerin beton gibi heterojen bir malzeme için tutarlı bir malzeme sabiti olmadığı anlaşılmıştır. Ayrıca numune kalınlığı ve çentik genişliğinin, K_{IC} üzerine etkisinin çok az olduğu tespit edilmiştir.

Ancak maksimum agrega çapının numune karakteristik boyutuna oranının küçük olduğu durumlarda (~ 0.01) davranışın LEKM e daha çok yaklaştığını ve K_{IC} nin sabit bir değer etrafında çok küçük salınımlar yaptığı Ohgishi vd. [38] ve Tian vd. [39] tarafından tespit edilmiştir.

3.2 Betonda Lineer Olmayan Kırılma Mekanikliği Yaklaşımları

Betonun heterojen yapısı kırılma mekaniğinin temel kavramlarına tam olarak uygunluk göstermediği açık olarak görülmektedir. Bu sebeple ilk defa Nakayama [40] ve Tattersall [41] ve Toppin [42] tarafından seramikler üzerine uygulanan kırılma enerjisi yaklaşımından hareketle Hillerborg vd. [6,43], betonun kırılma enerjisinin ölçümünde G_F 'in etkili bir metot olduğunu göstermiştir. G_F , en genel kullanımı ile, çekme yüklemesine maruz bir numune betonunda oluşan hasar bölgesinde absorbe edilen enerjinin çatlamış kesite oranı şeklinde tarif edilebilir [44]. Ancak direkt çekme deneyini stabil olarak yapmak çok zordur ve sadece çok iyi donatılmış laboratuarlarda bu test yapılabilir. Çentikli numuneler üzerinde eğilme deneyleri yapmak çok daha kolaydır. Bu tip bir deneyin genel fikri, numune iki eşit parçaya bölündüğü zaman absorbe edilen enerji miktarıdır. Bu enerji kırılma kesit alanına bölündüğü zaman G_F kırılma enerjisi tayin edilir.



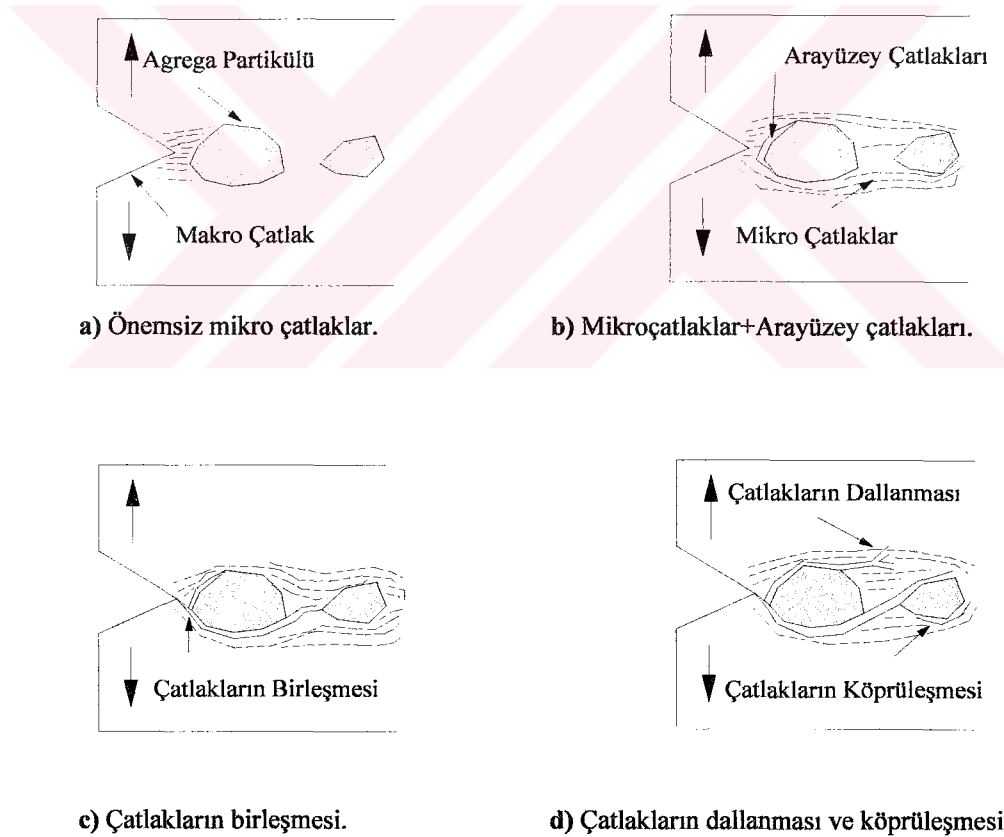
Şekil 3.2 a) Çekmeye maruz bir numunenin yük-deformasyon diyagramı.

b) Kırılma süreci bölgesi

Irwin'in tanımladığı betonun kırılma süreci bölgesi betonun nonlineer davranışının açıklanmasında en önemli kavramdır. Şekil 3.2'de de çekmeye maruz çentikli bir numunenin gerilme şekil değiştirme eğrisi görülmektedir [45]. Burada AB pik yük öncesi nonlineer bölge, BC mikroçatlaklar sonucu oluşan çekmede yumuşama bölgesini temsil etmektedir. CD kısmı ise bu eğrinin kuyruk kısmı olup agrega kilitlemesi ve yüzeyler arası sürtünmeden dolayı meydana gelen bölgedir.

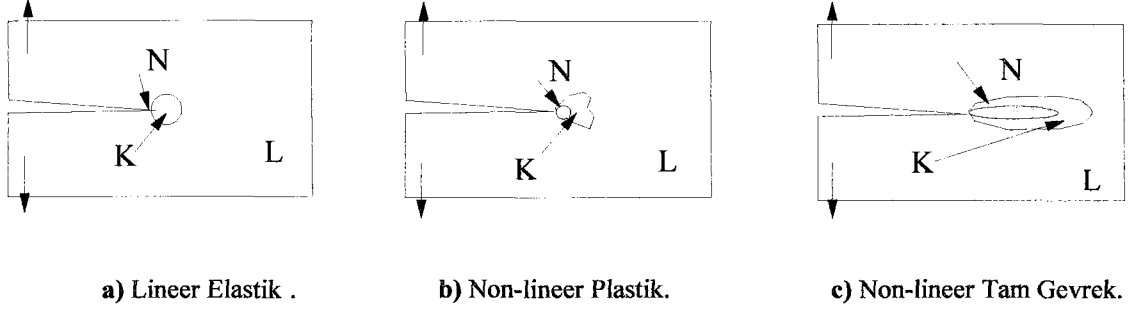
Irwin, metalik ve seramik malzemeler için tanımladığı kırılma süreci bölgesi beton için eğrinin BCD kısmında gelişir (Şekil 3.2b). Bu zon ilk önce makroçatlağın yanındaki agregayı saran matris içerisindeki önemsiz mikroçatlaklarla başlar (Şekil 3.3a). Daha sonra agrega çevresindeki zayıf bölgede büyük çatlaklar oluşur (Şekil 3.3b), bu çatlaklar matris içerisindeki mikroçatlaklarla birleşerek makroçatlağa erişir (Şekil 3.3c) ve sonunda bu çatlaklar numune uzayı içerisinde birbirini keserek ve köprüler kurarak numuneyi parçalarlar (Şekil 3.3d) [45]. Beton için Gettu ve Shah [46], Irwin'in ifade (2.7) deki tanımına benzer olarak kırılma süreci bölgesi uzunluğunu şu şekilde tanımlamışlardır:

$$l_p = \frac{E G_F}{f_t^2} \quad (3.1)$$



Şekil 3.3 Kırılma süreci bölgesinin gelişimi.

Bununla beraber kırılma süreci bölgesinin uzunluğu malzemenin granüler yapısı ile yakından ilgilidir. Örneğin cam gibi tam gevrek bir malzemede 10^{-6} mm [47] olan bu zon, normal beton için 200-500 mm [43] ve $d_{\max}=38$ mm (maksimum agrega çapı) olan baraj betonlarında 700 mm [48] mertebesinde olmaktadır.



Şekil 3.4 Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N:non-linear ve K:kırılma süreci bölgeleri.

Görüldüğü gibi betonun lineer olmayan kırılma teorileri temelinde, çatlamış bir beton kesitte gerilme transferini mümkün kılan, kırılma süreci bölgesinin varlığını dikkate almaktadırlar. LEKM tarafından ihmal edilen Şekil 3.4 de görüldüğü gibi bu bölge, metallerde plastik zonun yanında çok küçük olmasına karşın, betonda 100 mm'nin üzerinde değerler alarak büyük yer işgal etmektedirler [25].

Betonun lineer olmayan kırılma davranışını karakterize etmek için önerilen metotlar, Kohezif Çatlak Modelleri ve Efektif Çatlak Modelleri olarak iki kategoride sınıflandırılmaktadır.

Kohezif çatlak modelleri içerisinde Hillerborg [25] tarafından önerilen kırılma-işi-enerjisi (KİE) yaklaşımı ve Bazant ve Pfeiffer [8] Boyut Etkisi Modeli (BEM) yer almaktadır. Efektif Çatlak Modelleri sınıfında ise Jenq ve Shah [9] tarafından önerilen İki Parametrelili Model (İPM) ve Efektif Çatlak Modeli (EÇM) [10] gibi iki model yaygın olarak kullanılmaktadır.

3.2.1 Kohezif Çatlak Modelleri

3.2.1.1 Kırılma İşi Enerjisi (KİE)

KİE yaklaşımı, kırılma enerjisi G_f ve kritik çatlak ucu açılımı w_c gibi iki parametre içermektedir ve bu parametreler betonu sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesinde kullanılır. BEM modeli, sonsuz boyutlu bir numunede geçerli olan kırılma enerjisi G_f ve efektif çatlak uzunluğu c_f olmak üzere iki parametre içermektedir. Bu parametreleri tesbit etmek için

geometrik olarak birbirine benzer en az üç farklı boyda numunelere ait göçme yüklerinin bulunması gerekir.

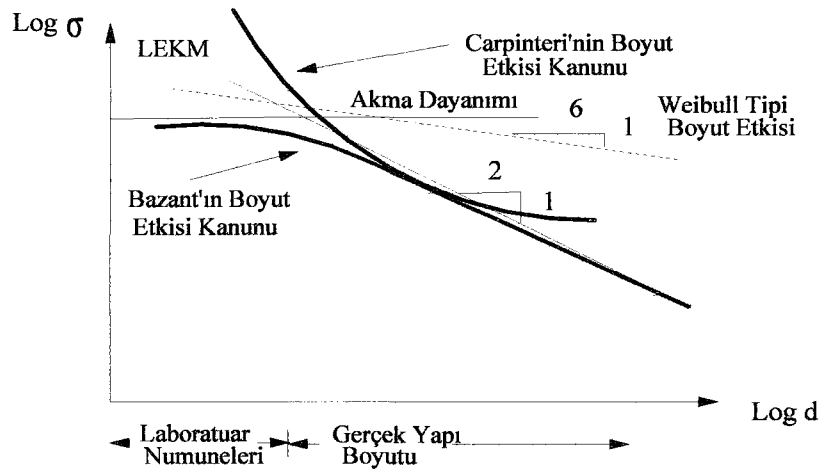
3.2.1.2 Boyut Etkisi Modeli (BEM)

Griffith [1], boyutları mikron mertebesinde olan cam lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde teorik mukavemetin $E/10$ civarında olduğunu tespit etmiştir. Ancak elemanter düzeyde dayanımın böyle olmadığını gören Griffith aradaki farkın cam numune üzerindeki çentiklerden kaynaklandığını açıklamıştır. Weibull [49] hiçbir malzemenin kusursuz olamayacağı görüşünden hareket ederek konuya istatistiksel yöntemlerle yaklaşmış ve numune boyutunun büyümesi ile içerisindeki kusurların bulunma olasılığının arttığını ortaya koymuştur. Diğer taraftan Şekil 3.5 da görüldüğü gibi Weibull tipi boyut etkisi, logaritmik ölçekte nominal dayanım ile numune boyutu arasındaki lineer bağıntı $-1/6$ lık bir eğime sahip olurken, LEKM de ise bu eğim ifade 2.5 nin türetilmesi ile,

$$\text{Log } \sigma_N = -\frac{1}{2} \text{Log } d + C \quad (3.2)$$

$-1/2$ lik bir değer almaktadır.

Ancak betonun heterojen yapısı yukarıda tanımlanan iki teoriye tam olarak uymamaktadır. Bu sebeple Bazant [21] ve Carpinteri [20] tarafından betonun mekanik davranışına ve doğasına daha uygun deterministik yöntemler geliştirilmiştir.



Şekil 3.5 Boyut etkisi teorileri.

Bazant [21], numunede pik yükte global serbest kalan enerji ve boyut analizi (Buckingham pi teoremi) kavramlarını kullanarak nominal dayanım ile numune boyutu arasındaki ilişkiyi Denklem 3.3 de vermiştir.

$$\sigma_N = B \left(1 + \frac{d}{d_0} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

Burada B ve d_0 ampirik sabitlerdir. Denklem 3.3 de B ve d_0 deney verilerinin , $Y = 1/\sigma_N^2$ ve $X = d$ olmak üzere lineer regrasyon sonucu elde edilen $Y = AX + C$ doğrusunun sabitlerinden $B = 1/\sqrt{C}$ ve $d_0 = C/A$ şeklinde elde edilir. Carpinteri, pik yükteki çatlak yüzeyinde meydana gelen hasarı fraktal geometrisi ile açıklayarak boyut etkisi teorisine geometrik olarak yaklaşmıştır. Nominal dayanım ile numune boyutu arasındaki ilişkiyi:

$$\sigma_N = f_t \left(1 + \frac{l_{ch}}{d} \right)^{1/2} \quad (3.4)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada f_t ve l_{ch} ampirik sabitlerdir. Denklem 3.4 f_t ve l_{ch} deney verilerinin , $Y = \sigma_N^2$ ve $X = 1/d$ olmak üzere lineer regrasyon sonucu elde edilen $Y = AX + C$ doğrusunun sabitlerinden $f_t = \sqrt{A}$ ve $l_{ch} = C/A$ şeklinde elde edilir.

Şekil 3.5 ten görüldüğü gibi Bazant'ın boyut etkisi teorisi küçük boyutlarda, boyut etkisiz dayanım kriterine ve büyük boyutlarda ise LEKM boyut etkisine asimtot almaktadır ve sınırlı bir boyut aralığında geçerlidir. Diğer taraftan Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi orta ölçekte Bazant'ın boyut etkisi teorisi ile çakışmakta ve diğerinin aksine sınırsız bir boyut aralığında geçerli olmaktadır.

3.2.2 Efektif Çatlak Modelleri

3.2.2.1 İki Parametrelili Model (İPM)

Jenq ve Shah [9] tarafından geliştirilen betonun iki parametrelili modeli, çentik uzunluğu a_0 olan gerçek bir yapının pik yük öncesi nonlinear davranışı çatlakın efektif uzunluğu a_e ($a_e > a_0$) olan eşdeğer elastik bir yapı vasıtası ile kurulur. Bu tez çalışmasında deneysel çalışmaların kırılma mekaniğine göre analiz ve çözümleri iki parametrelili modele göre yapılmıştır. Bu nedenle bu yöntem Bölüm 4'te ayrıntılı bir şekilde incelenmiştir.

3.2.2.2 Efektif Çatlak Modeli

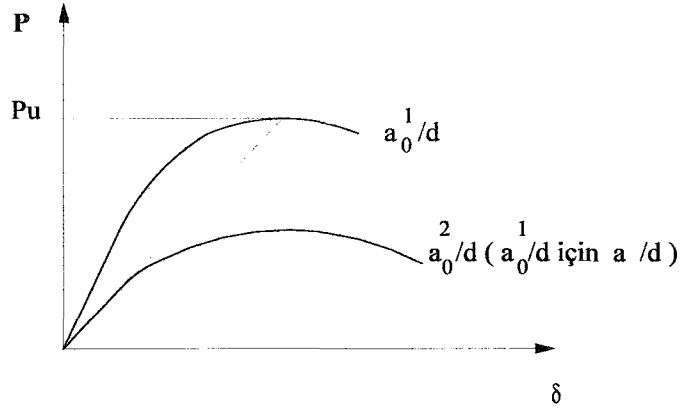
Betonun kırılmasında efektif çatlak modeli iki parametrelili modelin prensiplerine benzer olarak Nallathambi ve Karihaloo [10] tarafından geliştirilmiştir. Ancak efektif çatlak uzunluğu a_e yükleme-boşaltma eğrisindeki komplianstan hesaplanmaz. Şekil 3.6 dan görüldüğü gibi, belirli bir a_0 başlangıç çatlak uzunluğuna sahip numunenin pik yüke karşılık gelen sekant modülü, farklı bir a_0 başlangıç çatlak uzunluklu kirişin dinamik modülüne eşdeğer olduğu duruma karşılık gelen a_0 başlangıç çatlak uzunluğunun değeri efektif çatlak uzunluğu olarak kabul edilir. Burada efektif çatlak uzunluğuna karşılık gelen K_{Ic}^e nin kritik değeri esas alınırsa modelin iki parametrelili olduğu ortaya çıkar.

$$K_I = K_{Ic}^e, \quad a = a_e \quad (3.5)$$

Buradan boyutsuz efektif çatlak uzunluğunun ifadesi:

$$\frac{a_e}{d} = \gamma_1 \left(\frac{\sigma_N}{E} \right)^{\gamma_2} \left(\frac{a_0}{d} \right)^{\gamma_3} \left(1 + \frac{d_a}{d} \right)^{\gamma_4} \quad (3.6)$$

şeklindedir. Burada $\gamma_1=0.088\pm0.004$, $\gamma_2=-0.208\pm0.010$, $\gamma_3=0.451\pm0.013$ ve $\gamma_4=1.653\pm0.109$ dur.



Şekil 3.6 Efektif çatlak modeli.

3.2.3 R eğrisi kavramı

Malzemelerin kırılma direncini dikkate alan bu modelde $K-\Delta a$ eğrilerinden faydalanılır. Burada Δa yüke bağlı olarak çatlakta meydana gelen artma miktarıdır. R eğrisi analizi adı verilen bu modelde $K-\Delta a$ ilişkisi, numune boyutu ve ilk çatlak derinliğinden bağımsız olması nedeni ile son derece kullanışlıdır. Bu kavramı ilk önce Irwin [15] önermiş ve Kraft vd. [50] metallere uygulamışlardır. Betonda R eğrisini deneysel olarak Wecharatana ve Shah [51] ve Bazant vd. [52] tarafından incelenmiştir. Ouyang vd. [53] R eğrisini beton için iki parametrelili bir model olarak önermişler ve boyut etkisi teorisi ile bağdaştırıp ölçek kavramından hareketle sonsuz boyuttaki bir yapının kırılma direncini ekstrapolasyonla elde etmişlerdir.

3.4 Betonarmenin Kırılma Mekanikliği

Betonun kırılma mekanikliğinde yapılan gelişmeler betonarmenin kırılma mekanikliğine ışık tutmuştur. Özellikle dizayn şartnamelerine hitap edecek çalışmalar daha büyük bir yer almaktadır. Bunların arasında şartnamelerde çok önemli bir yeri olan minimum donatı oranının tayini [54] ve betona gömülü başlıklı ankrajlı çekip çıkarma deneyine ait çalışmalar verilebilir [55-56]. Bunlara ilave olarak yapılan çalışmanın konusu olan, kayma donatısız kirişlerin davranışı literatürde en çok rastlanan konular arasında yer almaktadır. Bu tür çalışmalar genellikle boyut etkisi teorisi kullanılarak yapılmaktadır [57-58].

4. İKİ PARAMETRELİ MODEL

Jenq ve Shah [9] tarafından geliştirilen betonun iki parametrelili modeli, çentik uzunluğu a_0 olan gerçek bir yapının pik yük öncesi nonlineer davranışı çatlakın efektif uzunluğu a_e ($a_e > a_0$) olan eşdeğer elastik bir yapı vasıtası ile kurulur. İki parametrelili modelde çözüme iki yoldan ulaşılmaktadır. Bunlar komplians metot ve pik yük metodudur.

4.1. Komplians metot

Kritik çatlak uzunluğu Şekil 4.1 de görüldüğü gibi pik yük P_u komşuluğunda ölçülen C_u kompliansı ile hesaplanabilir. Bu değer pik yükten sonra yaklaşık olarak $0.95 P_{max}$ değerine karşılık gelir. Bu modele göre gerçek bir yapıda kırılmanın başlangıcı kritik gerilme şiddet çarpanı K_{Ic}^s veya kritik çatlak ucu açılımı deplasmanı $CTOD_c$ nin tespiti ile mümkün olabileceğini kabul edilir.

$$K_I = K_{Ic}^s, \quad CTOD = CTOD_c \quad (4.1)$$

Yani $\partial K_I / \partial a < 0$ ise çatlak stabil olarak büyür, $\partial K_I / \partial a \geq 0$ ise çatlak stabil olmayan bir şekilde gelişir. Şekil 4.1 deki diyagramda başlangıç elastisite modülü:

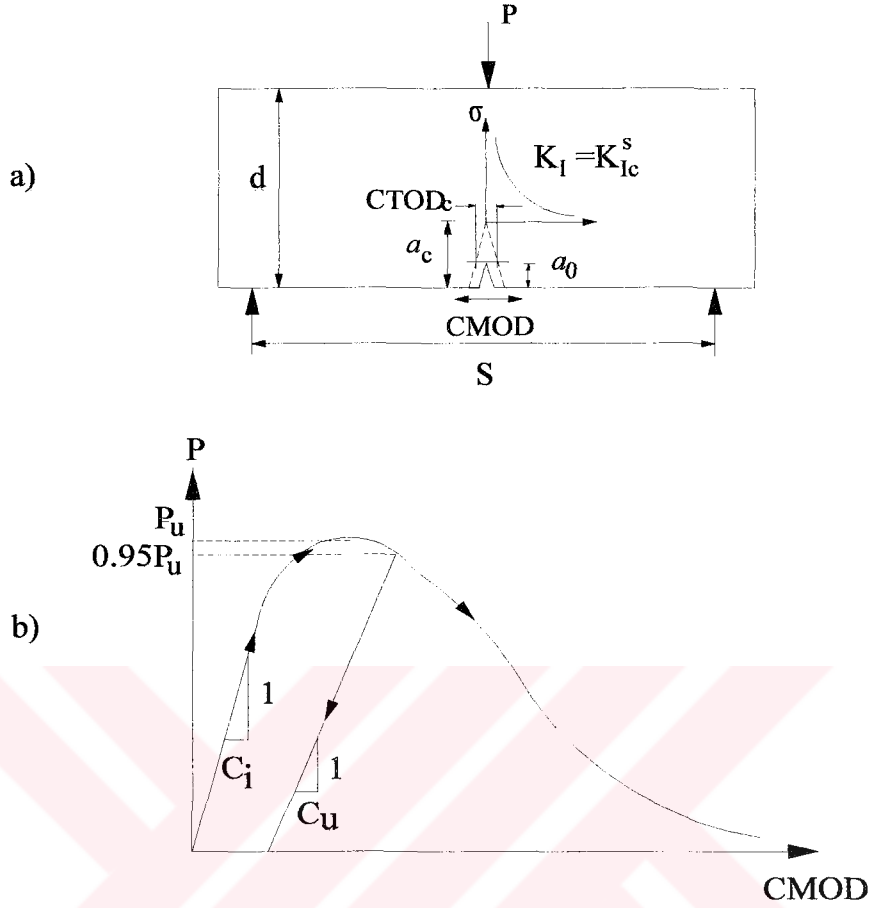
$$E = 6S a_0 V_1(\alpha) / (C_i b d^2) \quad (4.2a)$$

$$V_1 = 0.76 - 2.28\alpha + 3.87\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + 0.66/(1 - \alpha)^2 \quad (4.2b)$$

ile hesaplanabilir. Burada a_0 başlangıçtaki çentik uzunluğu, C_i başlangıç kompliansı ve $\alpha = a_0/d$ dir. Kritik çatlak ucu açılımı deplasmanı ise:

$$CTOD_c = \frac{6P_u S a_e}{E b d^2} V_1(\alpha) \left\{ (1 - \beta^2) + (-1.149\alpha + 1.081)(\beta - \beta^2) \right\}^{1/2} \quad (4.3)$$

şeklindedir. Burada $\alpha = a_0/d$ ve $\beta = a_e/a_0$ dir.



Şekil 4.1 İki parametrelı modelde kırılma parametrelerinin tayini

a) çentikli üç noktalı eğilme numunesi b) tipik bir P-CMOD diyagramı.

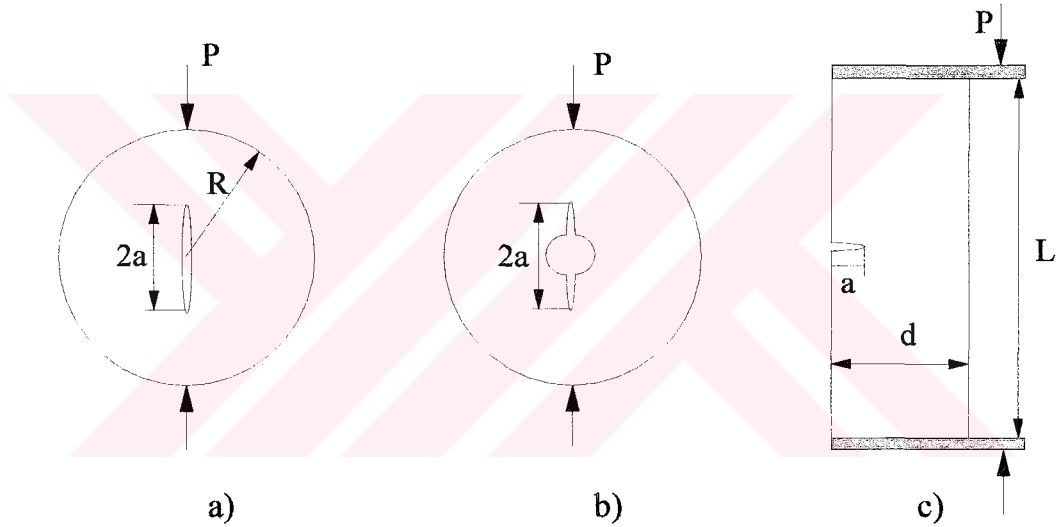
Bu yöntemde kırılma parametreleri, kapalı devre deney ekipmanı kullanarak, Şekil 4.1 de görüldüğü gibi çentikli bir üç noktalı eğilme numunesinin (ki bu çalışmada da bu tip numuneler kullanıldı) Yük-Çatlak Ağızı Açılımı (P-CMOD) ilişkisinden faydalanarak hesaplanır. Modeldeki kritik çatlak boyu a_c , başlangıç (C_i) ve pik yük sonrası pik yükün %95 değerinde ölçülen (C_u) gibi iki complians değerinden faydalanarak hesaplanır (Şekil 4.1b).

Kapalı devre deney ekipmanının kullanılması oldukça ayrıntılı bir işlem gerektirir. Fakat pik yük metodunda bu tip gereçlere ihtiyaç duyulmaz.

4.2. Pik yük metodu

Bu yaklaşımda, birincisine nazaran daha az kapasiteli deney ekipmanına gerek duyulmasına rağmen, “ya aynı boyutta farklı çentik boylu yada farklı boyutta aynı relatif çentik

boyuna sahip” en az iki numunenin pik yük değerinin belirlenmesi gereklidir [69]. Bu tez çalışmasında da kullanılan bu metot, hem üç noktalı eğilmeye maruz kirişlerle hem de silindir numunelerle uygulanabilir [53]. Gerçekte bir yapıdan kiriş örnekleri alıp, incelemek teknik bakımdan imkansızdır. Bunun için bina yapımında kullanılan malzemenin kırılma davranışını incelemek için farklı geometrideki modeller geliştirmek gerekir. Kırılma mekaniğinde kullanılan en çok üç noktalı eğilmeye maruz kiriş numuneler kullanılır. RILEM tarafından da bu deneylere standart getirilmiştir [59]. Daha sonra Brühwiller ve Wittman [48] tarafından silindir numuneler kırılma mekaniği deneylerinde kullanılmıştır. Silindirler, silindir yarma deneyine tabi tutularak, kırılma yükleri bulunmuş ve yine analizlerle malzeme kırılma parametreleri elde edilmiştir.



Şekil 4.2 Pik-Yük metodunda kullanılan farklı numune tipleri a) çentikli silindir yarma b) boşluklu silindir yarma c) eksantrik yüklü çentikli prizma.

Tang, Ouyang, Shah [53] çalışmalarında silindir ve kiriş numunelerle yapılan deneyler sonucunda malzeme (beton) kırılma parametrelerini tespit etmişlerdir.

İki Parametrelilik Pik Yük Metodu diğer tüm kırılma mekaniği prensipleri içerisinde en az ekipman gerektiren ve sonuca oldukça hızlı ulaşılmasını sağlayan bir yöntemdir. Bu nonlineer yöntem a_c , kritik çatlak boyu ve σ_N , nominal gerilme değerlerinin parametrik denklemlere dönüşmesiyle başlar.

$$K_I^1(\sigma_N^1, a_{c_c}^1) = K_{IC}^S \quad (4.4)$$

$$CTOD^1(\sigma_N^1, a_{c_c}^1) = CTOD_C \quad (4.5)$$

$$K_I^2(\sigma_N^2, a_{c_c}^2) = K_{IC}^S \quad (4.6)$$

$$CTOD^2(\sigma_N^2, a_{c_c}^2) = CTOD_C \quad (4.7)$$

En az iki farklı modelin olması tavsiye edilmektedir. Ya aynı boyuta, farklı çentik uzunluklarına sahip iki model ya da farklı boyuta aynı çentik uzunluğuna sahip numuneler kullanılmalıdır. Denklemlerden elde edilen K_{IC}^S ve $CTOD_C$ değerleri modelin boyut ve geometrisine göre birer ayırt edici malzeme parametresidir.

Gerilme yoğunluk faktörü,

$$K_I = \sigma_N \sqrt{\pi a} N_I(\alpha, \beta) \quad (4.8)$$

σ_N , nominal dayanım (α, β) , fonksiyon sabitleri olarak ifade edilebilir. Üç noktalı eğilmeye maruz giriş numuneler için N_I fonksiyonu $N(\alpha)$ olarak ifade edilirse,

$$N(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{1.83 - 1.65\alpha + 4.76\alpha^2 - 5.3\alpha^3 + 2.51\alpha^4}{(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{1.5}} \quad (4.9)$$

kiriş numuneler için kritik gerilme yoğunluk faktörü,

$$K_{IC}^S = \sigma_N \sqrt{\pi a_c} N(\alpha) \quad (4.10)$$

olarak ifade edilir. Nominal dayanım ise P_{max} , kırılma yükü s , mesnet aralığı b , numune kalınlığı ve d , numune karakteristik boyutu (yüksekliği) olmak üzere,

$$\sigma_N = \frac{3Ps}{2bd^2} \quad (4.11)$$

hesaplanır. Kritik çatlak ucu açılım deplasmanı değeri de denklem 4.12 ve 4.13 yardımıyla hesaplanır. ($\alpha = a_c / d$)

$$CTOD_c = \frac{4a_c \sigma_N V(\alpha)}{E} \sqrt{\left(1 - \frac{a_0}{a_c}\right) + [1.081 - 1.149\alpha] \left(\frac{a_0}{a_c} - \left(\frac{a_0}{a_c}\right)^2\right)} \quad (4.12)$$

$$V(\alpha) = 0.65 - 1.88\alpha + 3.02\alpha^2 - 2.69\alpha^3 + \frac{0.68}{(1 - \alpha)^2} \quad (4.13)$$

Denklem 4.10, 4.9 ve 4.11, denklem 4.12 ise denklem 4.11 ve 4.13 yardımıyla elde edilmişlerdir. Bu denklemler sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla bulunmuşlardır. Deney numunelerinde analiz yapılırken bu denklemlerin kullanılabilmesi için $S/d = 2.5$ olmalıdır.

Boyutları belli olan numuneler üç noktalı eğilme deneyine tabi tutulduğunda P_{max} , kırılma yükleri (pik yükler) belirlenir. Daha sonra numune boyutları ve P_{max} değeri yardımıyla K_{IC}^S ve $CTOD_c$ değerleri hesaplanır. Bu iki değer bulunacağı denklem 4.10 ve 4.12 de bilinmeyen değer kritik çatlak uzunluğu a_c dir. Başlangıç çentik uzunlukları için bulunan K_{IC}^S - $CTOD_c$ eğrileri birbirini kesmezler. Bunlar kullanılarak, optimizasyon tekniği ile uygun tek bir eğri elde edilir. Bu eğrinin elde edildiği değer a_c değeridir. Böylece malzemenin özellikleri ve geometrisine göre o malzemenin kırılma parametreleri belirlenmiş olur.

Tang, Ouyang ve Shah [53] yapmış oldukları çalışmada kiriş ve silindir numunelerin kırılma parametrelerini komplians metot ve pik yük metoduna göre tespit etmişlerdir. Birbirine yaklaşık olarak eşit olan sonuçlar, pik yük metodunun da betonun kırılma parametrelerinin tespitinde kullanılabileceğini açıkça ortaya koymuştur.

1996'da yapılan bu çalışmada [53] sırasıyla su, çimento ve agrega 1:2.5:5 oranlarında karıştırılmış ve yaklaşık dayanımı 33.8 MPa, maksimum agrega çapı $d_{max}=3$ mm olan ve 21 gün kür şartları uygulanan çentikli beton numuneler elde edilmiştir. Kiriş numunelerin özellikleri Tablo 4.1 de, silindir numunelerin özellikleri ise Tablo 4.2 de gösterilmiştir.

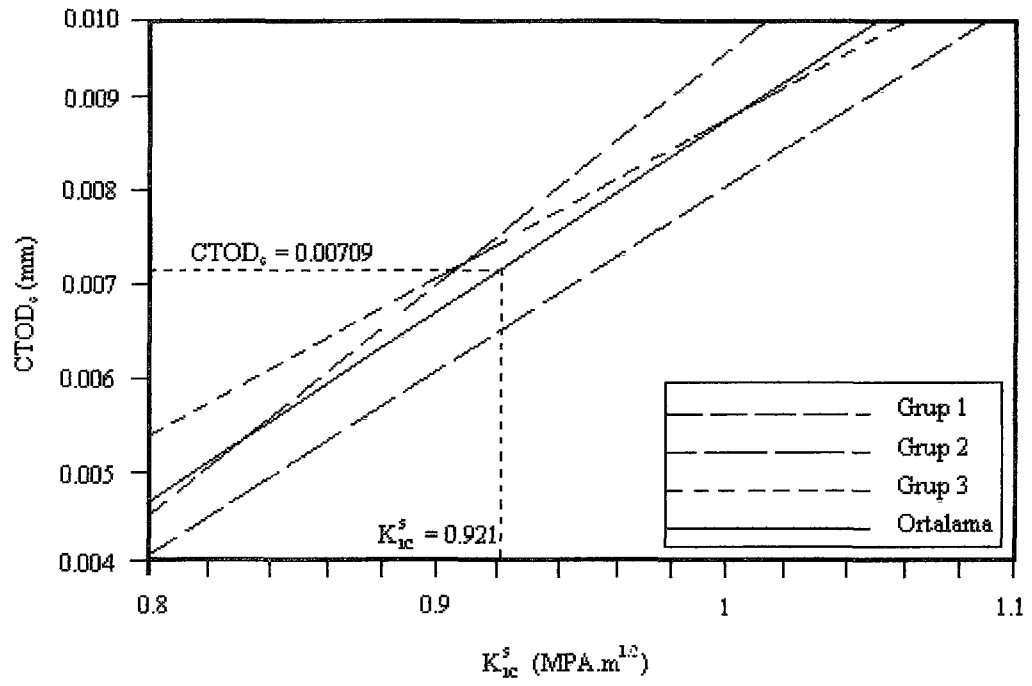
Tablo 4.1 Kiriş deney numuneleri ve analiz sonuçları [53]

Deney Numuneleri	Test No	Boyutlar (mm)			a_0 mm	E GPa	P_{max} N	K_{IC}^S MPa.m ^{1/2}	CTOD _c mm
		s	d	b					
Grup 1	1	203	50.8	50.8	10.2	27.8	784.1	0.911	0.0103
	2	203	50.8	50.8		27.8	717.2	0.768	0.0073
Grup 2	3	203	50.8	50.8	17.8	27.8	547.5	0.827	0.0073
	4	203	50.8	50.8		27.8	535.0	0.787	0.0065
	5	203	50.8	50.8		27.8	653.4	1.033	0.0102
Grup 3	6	203	50.8	50.8	25.4	27.8	430.9	0.894	0.0050
	7	203	50.8	50.8		27.8	387.0	0.962	0.0062
	8	203	50.8	50.8		27.8	450.7	0.740	0.0022

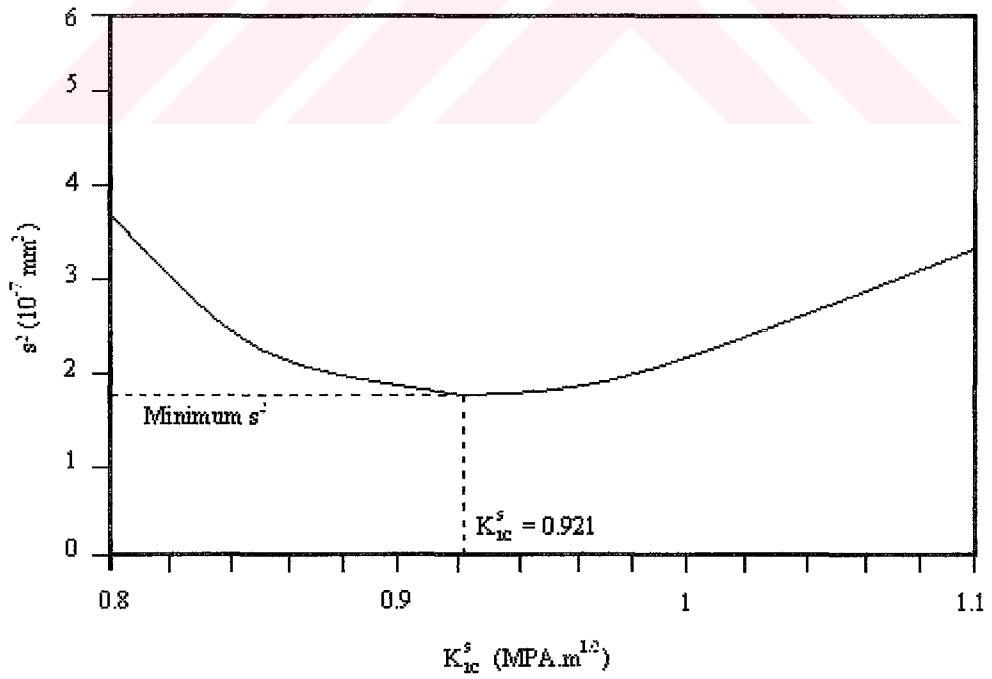
Tablo 4.2 Silindir deney numuneleri ve analiz sonuçları [53]

Deney Numuneleri	Test No	Boyutlar (mm)		$2a_0$ mm	E GPa	P_{max} N
		d	b			
Grup 1	1	102	31.8	10.2	27.8	23.6
Grup 2	2	102	31.8	17.8	27.8	23.3
	3	102	31.8		27.8	19.8
Grup 3	4	102	31.8	25.4	27.8	18.0
	5	102	31.8		27.8	17.3
	6	102	31.8		27.8	17.1

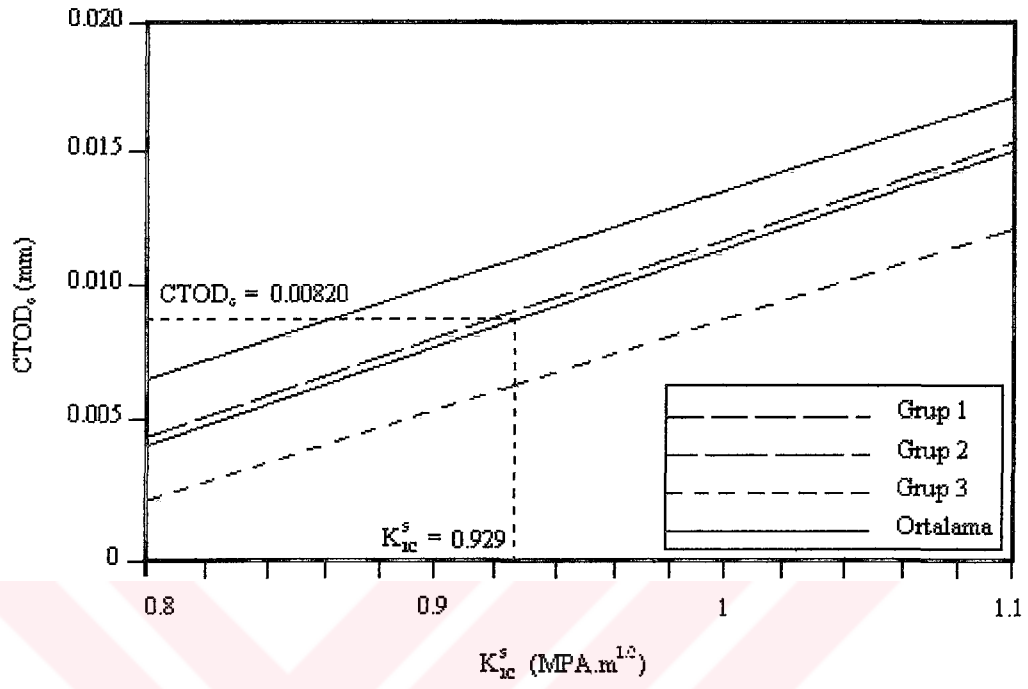
Çentik boyları 10.2 – 17.8 – 25.4 ve yaklaşık elastisite modülü 27.8 GPa olarak kabul edilen beton numunelerin ortalama pik yük metotları tablolarındaki gibidir. Ortalama pik yük değerlerine göre CTOD_c- K_{IC}^S eğrisi her bir deney numunesi grubu için çizilmiştir. 1996'daki bu çalışmada CTOD_c- K_{IC}^S eğrisinin çizilebilmesi için ortak bir K_{IC}^S değeri belirlenmiştir. Bu K_{IC}^S değeri de minimum standart sapmada elde edilen değerdir.



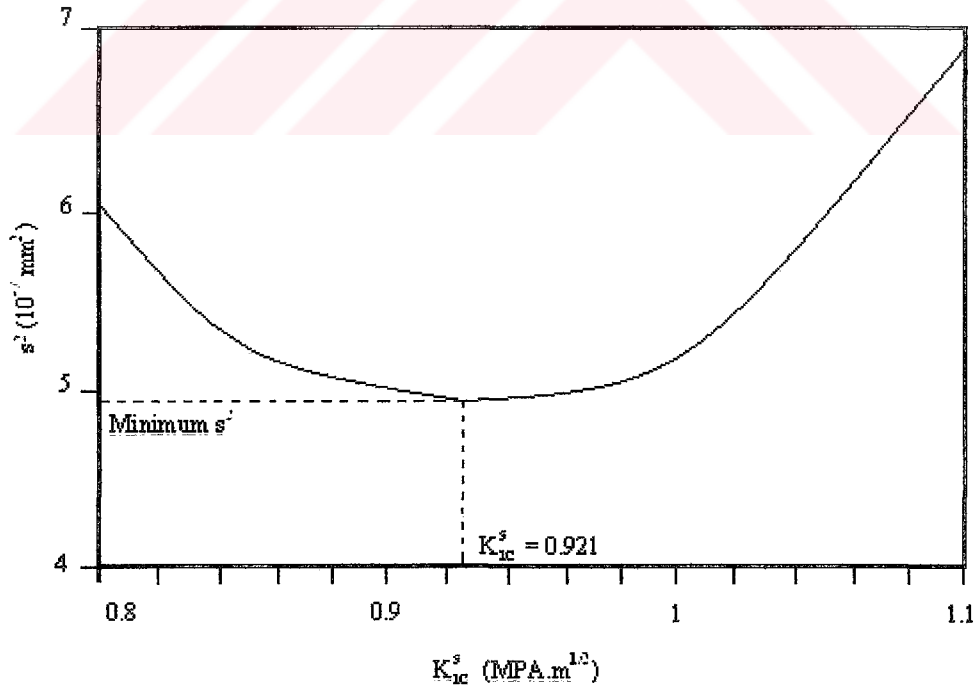
Şekil 4.3 Silindir numuneler için CTOD_c-K_{IC}^S eğrisi, [53].



Şekil 4.4 Silindir numuneler için K_{IC}^S ile s² arasındaki bağıntı, [53].



Şekil 4.5 Kiriş numuneler için $CTOD_c$ - K_{IC}^S eğrisi, [53].



Şekil 4.6 Kiriş numuneler için K_{IC}^S ile s^2 arasındaki bağıntı, [53].

Tablo 4.3 Komplians ve Pik Yük Metotlarının karşılaştırılması [53]

Test metodu	Modeller	K_{IC}^S	CTOD _c	Notlar
Komplians	Kiriş	0.883	0.00754	7 testin ortalaması
Pik yük	Kiriş	0.929	0.00820	8 testin ortalaması
Pik yük	Silindir	0.921	0.00709	6 testin ortalaması

Komplians metot ve pik yük metodu ile bulunan değerlerin yaklaşık birbirine eşit olması pik yük metodunu da betonun kırılma parametrelerinin tespitinde geçerli kılmaktadır. Tablo 4.3'ten de açıkça görüleceği gibi pik yük metodu uygulama kolaylığının yanında kesin sonuçlarda vermektedir.

Ayrıca gevreklik indeksi, Q değeri tüm seriler için hesaplanmıştır. Elastisite modülü ve betonun kırılma parametreleri yardımıyla bulunan bu değer özellikle deprem kuşağı üzerinde bulunan ve önemli depremler yaşayan ülkemizde malzemenin sünek davranışı, çok büyük önem arz etmektedir.

$$E = 4785\sqrt{f_c} \quad (4.14)$$

$$Q = \left(\frac{E \cdot CTOD_c}{K_{IC}^S} \right)^2 \quad (4.15)$$

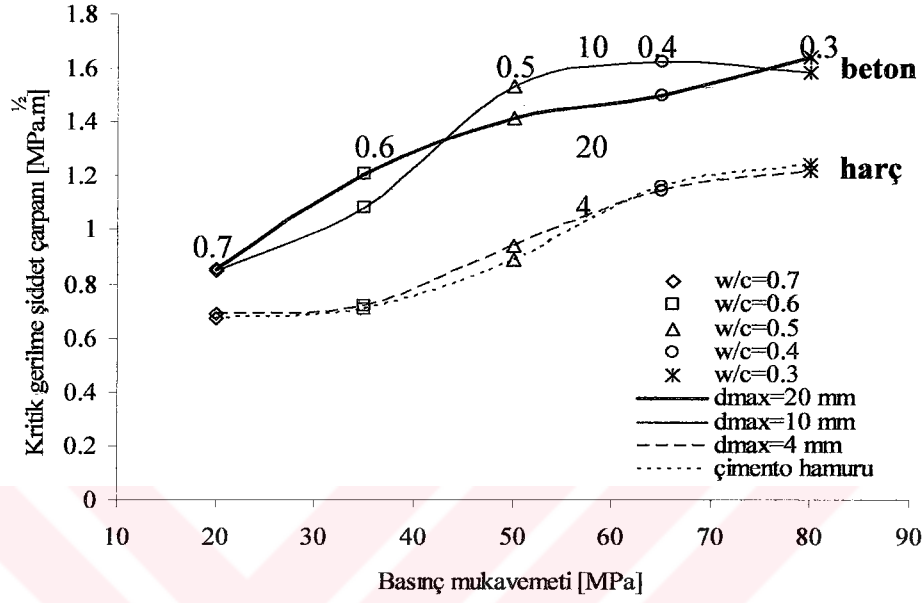
Bu tez çalışması için yapılan araştırmalarda, şimdiye kadar araştırmacıların kırılma parametrelerini sadece betonun dayanımı ile ilişkilendirdikleri görülmüştür [60]. Hem literatürdeki çalışmalar bu ilişki için yetersiz sayıdadır hem de kırılma parametrelerinin özelliklerini sadece dayanıma bağlamak betonun kırılma mekanizmasının anlaşılmasında yetersiz kalmaktadır. Denklem 4.16 ve 4.17 de görüldüğü gibi literatürdeki formüllerde dayanım kullanarak kırılma parametreleri elde edilmektedir.

$$K_{IC}^S = 0.06f_c^{0.13} \quad (4.16)$$

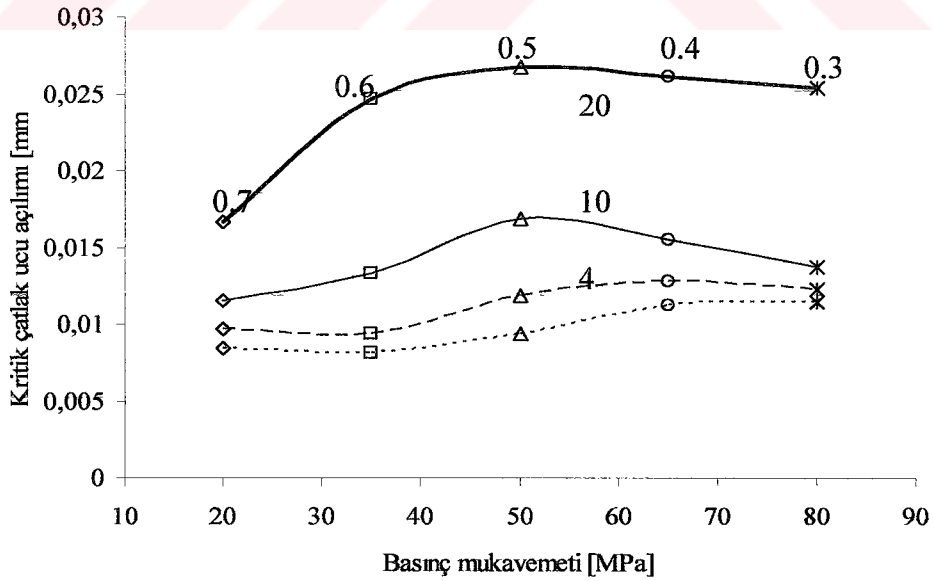
$$CTOD_c = 0.00602f_c^{0.75} \quad (4.17)$$

İnce çalışmasında ise betonun kırılma parametrelerini yapay sinir ağları yöntemini kullanarak belirlemeye çalışmıştır [65]. Bu çalışma da literatürde yer alan deneysel çalışmaların sonuçlarını kullanarak, yapay sinir ağları yöntemi yardımıyla betonun kırılma parametrelerinin

basınç mukavemetine göre değişimini, maksimum agrega dane çapına ve su/çimento oranına bağlı olarak Şekil 4.7 ve 4.8 de belirlemeye çalışmıştır. Bu çalışmada da betonun kırılma parametrelerinin sadece dayanım ile belirlenemeyeceği açıkça belirtilmiştir.



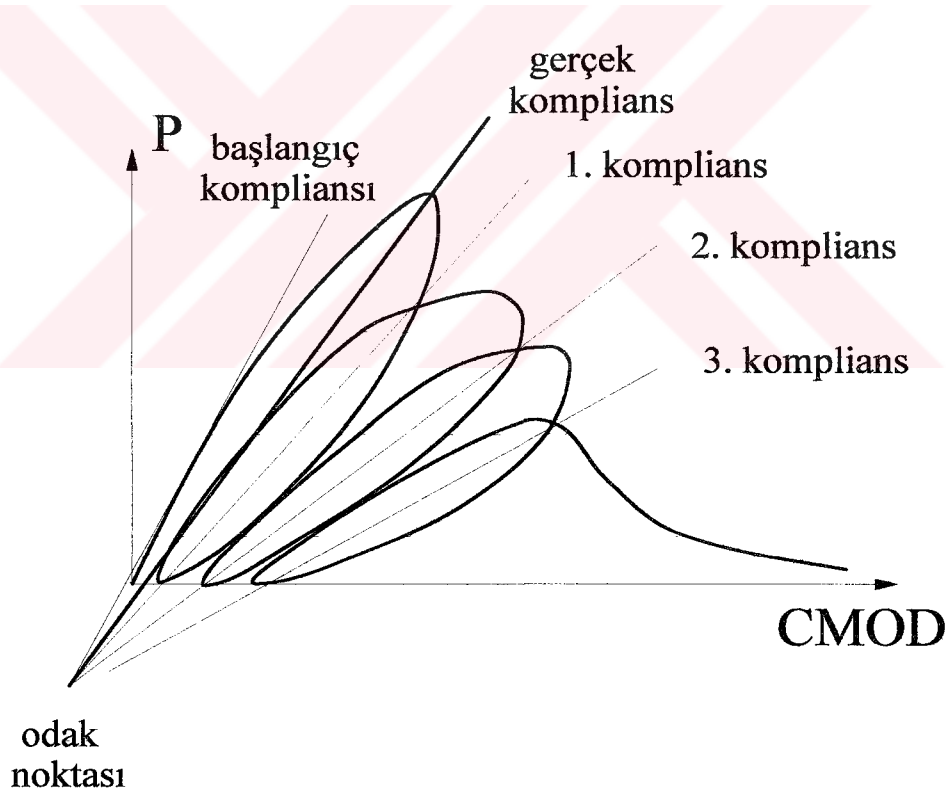
Şekil 4.7 Kritik gerilme şiddet çarpanı, basınç mukavemeti ilişkisi [65]



Şekil 4.8 Kritik çatlak ucu açılımı, basınç mukavemeti ilişkisi [65]

4.2.1. Odak Noktası Yöntemi

RILEM tarafından önerilen İki Parametrelili Metotta, Şekil 4.9 da görüldüğü gibi pik yük sonrası pik yükün % 95 inde ölçülen komplians değeri, gerçekte bulunması gereken pik yükteki komplians değerinden biraz büyük olduğundan, RILEM tarafından önerilen yöntemdeki kırılma parametreleri, gerçekteki değerlerinden biraz büyük olarak elde edilmektedir. Nitekim istatistik tabanlı olan, Pik-yük metodu ile yapılan ölçümler bunu kanıtlamaktadır. Taşdemir v.d [66], Lee ve William [67]'ın basınç altındaki beton silindir numuneler üzerinde yaptıkları yükleme-boşaltma deneylerinde gerilme-şekil değiştirme diyagramlarında gözlemlenen kompliansların kesişim noktaları prensibini, üç noktalı eğilme numunelerine uygulayarak İki parametrelili metotta oluşacak hatayı minimize etmeye çalışmışlardır. Şekil 4.9 da detaylandırıldığı gibi, yöntem prensip olarak, üç noktalı bir eğilme numunesinin P-CMOD diyagramında pik yük sonrası oluşturulan üç komplians değerinin kesişim noktasından pik yüke doğru çizilen doğrunun, gerçek komplians değerini vereceğidir.



Şekil 4.9 Odak yöntemi

5. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

5.1 Giriş

Kaplan [2] tarafından betona kırılma mekaniğinin uygulanmasından sonra araştırmacılar bu konu üzerine yoğunlaşmışlardır. Artık metallere uygulanan kırılma mekaniği prensipleri betona da uygulanmaya başlanmıştır. İlk uygulamalar, metallere uygulanan deney yöntemlerinin beton için eksik ve bazen geçersiz olduğunu göstermiştir. Bu nedenle ilk önce numune özellikleri ve deney yöntemleri belirlenmiş ve geliştirilmiştir. Daha sonra deneysel çalışmalarla birlikte istatistiksel yöntemler ve matematiksel modeller geliştirilmiştir.

Kırılma mekaniğinin betona en uygun şekilde uygulanabilmesi ve en doğru sonuçların elde edilmesi için deneysel yöntemler üzerinde çalışmalar yoğunlaştırılmıştır. Sonuç olarak metallerde olduğu gibi standart bir deney yönteminin oluşturulması ve bu yöntemle betonun kırılma parametrelerinin belirlenmesi en sağlıklı sonuçları ortaya konması amaçlanmıştır.

Betonun kırılma mekaniği konusundaki bilgiler, şu anda beton bir yapının tasarımına imkan verecek ölçüde değildir. Fakat yapılan her çalışma ile bu hedefe bir adım daha yaklaşılmaktadır. Deneysel çalışmaların çeşitliliği, kırılma parametrelerinin özelliklerini, değişim aralıklarını daha iyi ortaya koyacak ve betonun kırılma mekanizmasının anlaşılmasında birinci etken olacaktır.

Yapılan tez çalışmasında kırılma parametrelerinin belirlenmesi için dayanımın yanında maksimum agrega çapı d_{max} , çimento dozajı, çimento mukavemeti, agrega mukavemeti ve su/çimento oranı W/C , gibi değişkenler kullanılmıştır. Kırılma parametrelerinin tüm bu değişkenler altındaki değişimi incelenmiş ve sonuçlar grafik ortamda ifade edilmiştir.

5.2 Deney Numunelerinin Hazırlanışı

Pik yük metodunun ana prensibi ya aynı çentik boyuna sahip farklı boyuttaki numuneler ya da farklı çentik boylarına sahip aynı boyuttaki numunelerin kullanılmasıdır. Bu çalışmada farklı çentik boyuna fakat aynı boyuta sahip numuneler kullanılmıştır. Beton numuneler için standartlara uygun malzemelerle yine standartlara uygun şekilde hazırlanan karışımlar kullanılmıştır [61-62].

5.2.1. Kalıplar

Numune boyutları $S/d = 2.5$ olacak şekilde 150x150x450 mm boyutlarında seçilmiştir. Numune kalıpları çelikten imal edilmiştir.

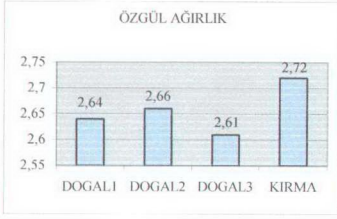


Şekil 5.1 Çelik Kalıplar

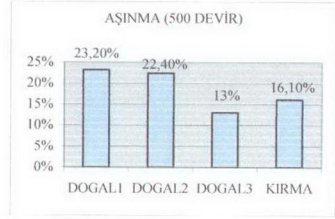
Çentikler kalıplara, numunelerin tam ortasına gelecek şekilde yerleştirilmiştir. Çentiklerin yanal stabilitesi için Şekil 5.1 de kalıpların üzerinde de görülen ahşap elemanlar imal edilmiştir. Ahşap elemanlarda kalıplara 5 cm'lik mengenelerle tutturulmuştur. Ayrıca çentiklerin düşey stabilitesi için çentikler kalıplara metal tellerle bağlanmıştır.

5.2.2. Agregalar

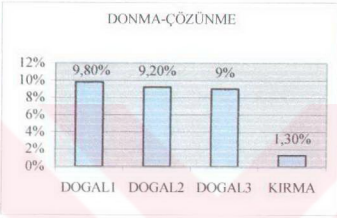
Bu tez çalışmasında TS 706'ya uygun agrega tipi ve karışımları kullanılmıştır [61]. Çalışmada 3 çeşit nehir malzemesi (doğal malzeme), 1 çeşit kırmataş agrega kullanılmıştır. Bu agregaların fiziksel özelliklerinden özgül ağırlıkları, su emme oranları, kil miktarları, 500 devirdeki aşınmaları ve donma-çözünme oranları Şekil 5.2'de görüldüğü gibi tespit edilmiştir.



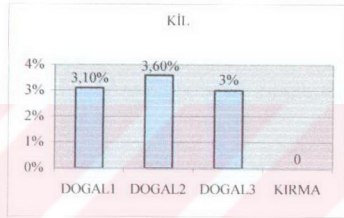
a) Agregaların özgül ağırlıkları



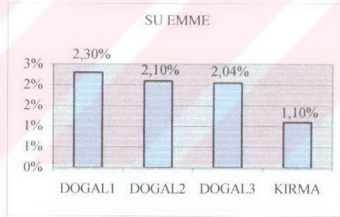
b) Agregaların 500 devirdeki aşınmaları



c) Agregaların donma-çözünme oranları



d) Agregaların donma-çözünme oranları



e) Agregaların su emme oranları

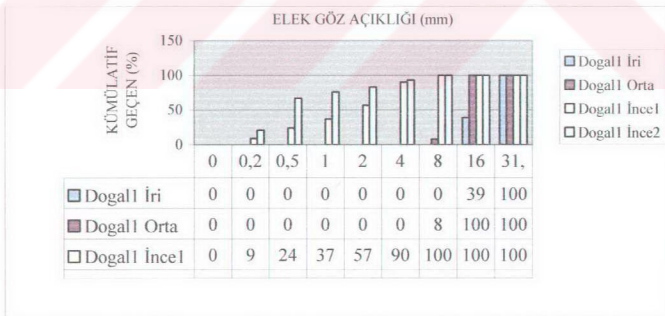
Şekil 5.2 Deneylerde kullanılan agregaların fiziksel özellikleri

Fiziksel özelliklere dikkat edilirse, özgül ağırlığı büyük, 500 devirdeki aşınması küçük olan kırmataş agrega ile oluşturulacak betonun dayanımı, özgül ağırlığı daha küçük, 500 devirdeki aşınması daha büyük olan doğal agrega ile oluşturulacak betonun dayanımından daha büyük olacağı aşikardır.

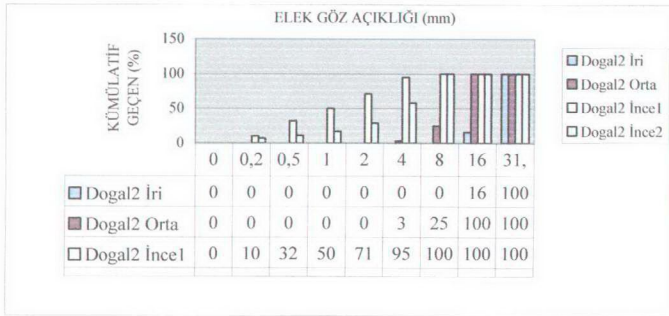
Beton karışımında kullanılacak olan agregaların granülometreleri de TS 706'ya uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Beton karışımındaki agregalar tüvenan halde değil, ocaktan yıkanıp, elendikten sonra kullanılmıştır. Elek analizleri Şekil 5.3, Şekil 5.4, Şekil 5.5 ve Şekil 5.6'da, iri, orta ve ince olarak sınıflandırılan bu malzemelerin karışım oranları ise Tablo 5.1 de verilmiştir.

Tablo 5.1 Maksimum dane çapına göre karışım oranları

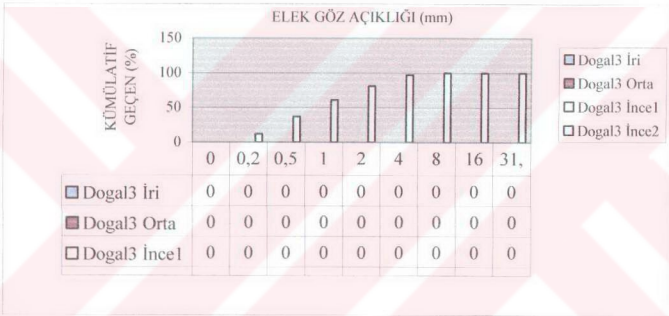
Karışımın Çeşidi (d_{max} 'a göre)	Dane Büyüklükleri			
	İri 16-32 mm	Orta 16-8 mm	İnce1 8-0 mm	İnce2 4-0 mm
31,5 mm	22	25	16	37
16,0 mm	0	50	50	0
8,0 mm	0	0	63	37
4,0 mm	0	0	100	0



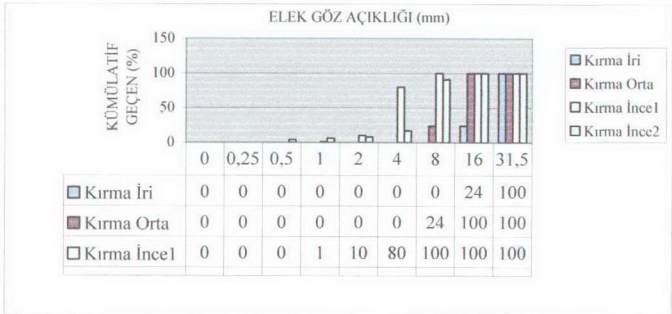
Şekil 5.3 DogalI malzemesinin elek analizi



Şekil 5.4 Dogal2 malzemesinin elek analizi



Şekil 5.5 Dogal3 malzemesinin elek analizi



Şekil 5.6 Kırmataş malzemesinin elek analizi

5.2.3. Çimento

Bu çalışmada agrega parametrelerinin yanında çimentoda çeşit ve miktar bakımından değiştirilerek, betonun kırılma mekanizmasında çimentonun rolü de belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada SDC (Sülfata dayanıklı çimento) [63], PÇ (Portland Çimentosu), PZÇ (Puzzolanik Çimento) çeşitleri kullanılmıştır.

Bu çimentoları üreten fabrikalardan, çimentoların fiziksel ve kimyasal özelliklerinin laboratuvar sonuçları alınmıştır. Bu sonuçlar Tablo 5.2 de gösterilmiştir.

Tablo 5.2 Çimentoların fiziksel ve kimyasal özellikleri

Adı	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K.K.	Blaine	Öz.Ağ	f _{ce}
PÇ 42.5	21,12	5,62	3,24	62,94	2,73	1,79	1,78	3382	3,07	51,7
PZÇ 32.5/B	29,86	8,88	6,07	41,22	3,16	2,11	3,39	5047	2,95	34,4

5.2.4. Beton Karışımı

Maksimum dane çapı 31.5, 16.0, 8.0 ve 4.0 mm olan bölüm 5.2.2 de ifade edilen agregalarla, çökme (slump) değeri 12-14 cm olan taze betonlarla döküm yapılmıştır. Beton karışımlar su kaybı olmaması için büyük tavalarda yapılarak zeminle teması kesilmiştir. Karışımlar elle hazırlanmıştır. Bir seri için yani 6 adet kirişin ve 3 adet küp numunenin betonu aynı karışımdan dökülmüştür.

Bazı serilerde su azaltıcı (mukavemet artırıcı) katkıları kullanılmıştır. Katkılar serilere çimento ağırlığının %0.8-2.5 miktarı aralığında katılmıştır. Hazırlanan beton numuneler 2 gün kalıpta bekletildikten sonra, kalıptan alınarak, 28 gün süre ile 25 °C sıcaklıktaki kür havuzunda bekletilmişlerdir. Kür havuzundan çıkarılmış serilerin genel görünüşü Şekil 5.19 ve 5.20 de görülebilir.

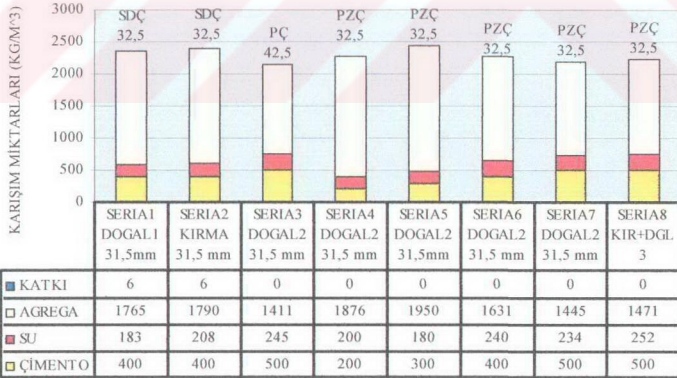
Numuneler kür havuzundan çıkarıldıktan sonra eğilme-çekme yüklerinin, basınç mukavemetlerinin, elastisite modülünün bulunması için bir dizi deneye tabi tutulurlar. Bu deneyler sonunda bulunan sonuçların analiziyle betonun kırılma parametreleri tespit edilecektir.

Ayrıca her bir seri 6 adet numuneden (150x150x450 mm) oluşmaktadır. Bir de serilerin dayanımlarını belirlemek için 3'er adet küp numune (150x150x150 mm) (şahit numune olarak) dökülmüştür.

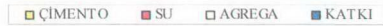


Şekil 5.7 Kalıplara yerleştirilmiş beton numuneler

KULLANILAN TOPLAM MALZEME MİKTARLARI

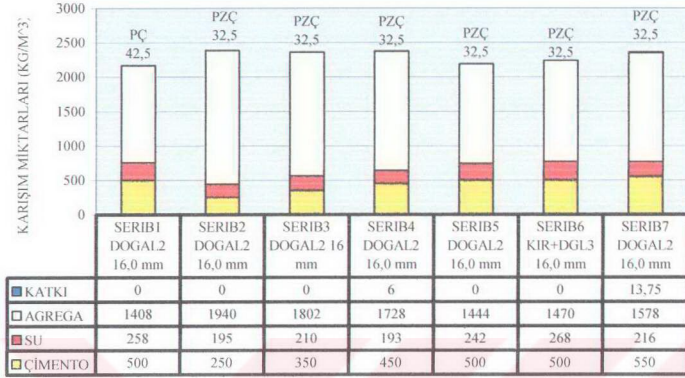


DENEY NUMUNELERİ



Şekil 5.8 Betonda malzeme karışım miktarları ($d_{max} = 31.5 \text{ mm}$)

KULLANILAN TOPLAM MALZEME MİKTARLARI

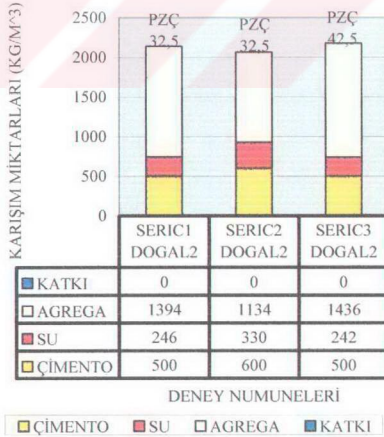


DENEY NUMUNELERİ

ÇİMENTO SU AGREGA KATKI

Şekil 5.9 Betonda malzeme karışım miktarları ($d_{max} = 16,0$ mm)

KULLANILAN TOPLAM MALZEME MİKTARLARI



DENEY NUMUNELERİ

ÇİMENTO SU AGREGA KATKI

Şekil 5.10 Betonda malzeme karışım miktarları ($d_{max} = 8,0 - 4,0$ mm)

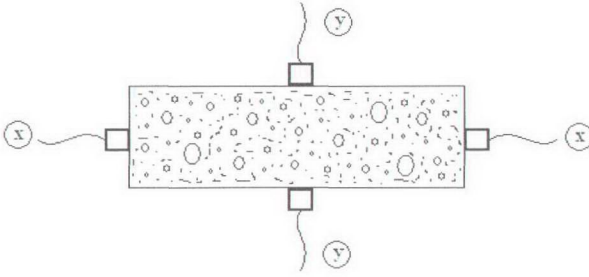
5.3. Numunelere Uygulanan Deneyler

5.3.1. Ultrasonik Test

Sunulan tez çalışmasında ultrasonik test cihazı yardımıyla elastisite modülü belirlenmiştir (Şekil 5.11). Hem numunenin enine doğrultusunda hem de boyuna doğrultusunda ölçümler yapılmıştır. Daha sonra denklem 4.14'te de görüldüğü gibi ACI (Amerika Beton Enstitüsü) tarafından belirlenen formülle de beton numunelerin elastisite modülleri belirlenmiştir [64]. Bu üç değerde değerlendirilerek analiz için kullanılacak elastisite modülü değerleri belirlenmiştir. Tüm bu değerler Tablo 5.3 de gösterilmiştir. Tablodaki değerler MPa olarak verilmiştir.

Tablo 5.3 Elastisite modülü ve beton test çekici değerleri

Seri Adı	f'_c [MPa]	E_x [MPa]	E_y [MPa]	E (ACI) [MPa]	E (Analiz) [MPa]	R (Y.Sertliği)
SERIA1	41.00	----	----	29.61	29.61	----
SERIA2	38.30	----	----	30.64	30.64	----
SERIA3	38.99	31.86	22.97	29.88	28.24	42
SERIA4	3.85	11.67	9.04	9.39	10.03	26
SERIA5	21.80	24.36	28.53	22.34	25.08	36
SERIA6	26.10	14.89	16.69	24.45	18.68	36
SERIA7	27.60	26.57	24.43	25.14	25.14	40
SERIA8	37.69	27.94	29.23	29.38	29.38	41
SERIB1	41.96	42.63	25.89	31.00	33.17	43
SERIB2	16.00	15.98	16.60	19.14	17.24	36
SERIB3	22.76	18.44	18.21	22.83	19.83	39
SERIB4	39.71	19.03	20.03	30.15	30.15	44
SERIB5	32.01	29.61	25.72	27.07	27.07	40
SERIB6	34.49	28.10	32.66	28.7	29.61	38
SERIB7	41.93	17.73	18.20	30.98	22.31	44
SERIC1	29.75	32.16	22.59	26.10	26.95	40
SERIC2	31.76	19.96	17.86	26.97	21.59	38
SERIC3	24.10	22.50	18.20	23.49	21.39	36



Şekil 5.11 Ultrasonik test cihazının numune üzerindeki kullanım şekilleri

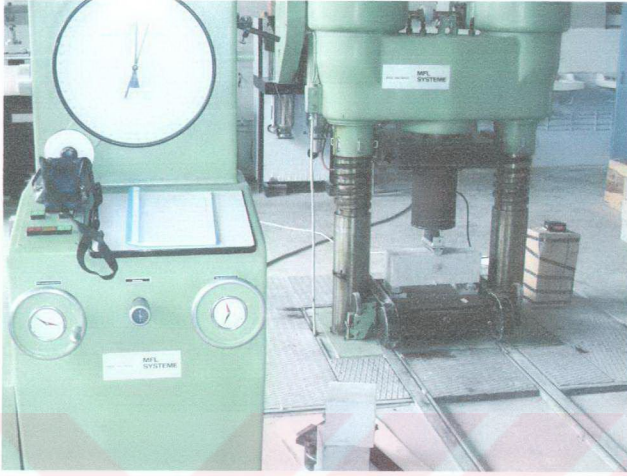
5.3.2. Beton Test Çekici

Dökülen tüm numunelerin yüzey sertliği mekanik beton test çekici ile ölçülmüştür. Böylece numunelerin dayanımları bu yöntemle de bulunmuş ve ultrasonik yöntemle karşılaştırma yapılmıştır. Yüzey sertliği değerleri de Tablo 5.3'te verilmiştir.

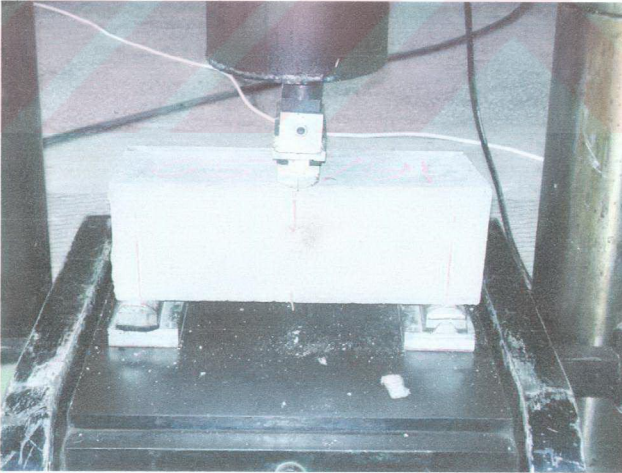
5.3.3. Kirişleri Üç Noktadan Yükleme

150x150x450 mm boyutlarında, her bir seri için 6 adet oluşturulan beton kiriş numuneler üç noktadan yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deneyde önemli olan kiriş numunelerin kırıldığı maksimum yüküdür. Bu yük “pik yük” olarak isimlendirilmektedir. Ayrıca her bir kirişin kırılması için geçen süre belirlenmiştir. Şekil 5.12 ve 5.13’de de görüldüğü gibi her bir kiriş 5000 kN’luk hidrolik altında ayrı ayrı kırılmıştır.

Hidrolikte kırılan numunelerde dikkat edilmesi gereken önemli noktalardan biride kirişlerdeki kırılma düzlemleridir. Numunelerde üstte mesnet alta çentik hizasından düşey doğrultuda adeta bir çizgi gibi kırılma düzlemi oluşmaktadır. Şekil 5.14 ve 5.15’ten de kirişlerin kırılma düzlemleri incelenebilir.



Şekil 5.12 5000 kN'luk hidrolik ve donanımı



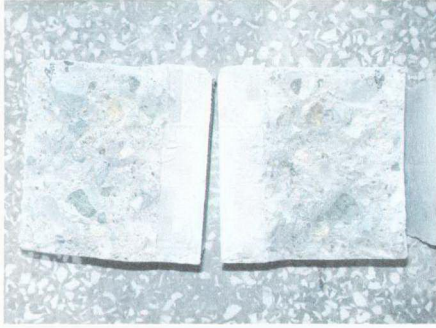
Şekil 5.13 Üç noktalı yükleme maruz kiriş



Şekil 5.14 Kırılmış kirişlerin kırılma düzlemleri ($d_{max} = 16$ mm, 550 doz)



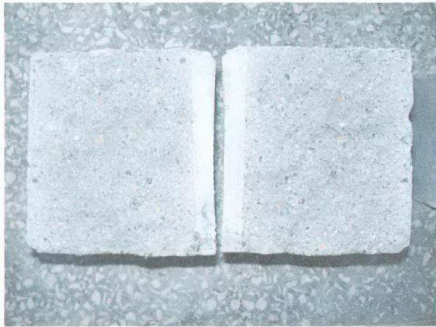
Şekil 5.15 Kırılmış kirişlerin kırılma düzlemleri ($d_{max} = 16$ mm, 350 doz)



Şekil 5.16 Kiriş Enkesiti ($d_{\max} = 31.5 \text{ mm}$)



Şekil 5.17 Kiriş Enkesiti ($d_{\max} = 31.5 \text{ mm}$)



Şekil 5.18 Kiriş Enkesiti ($d_{\max} = 8.0 \text{ mm}$)

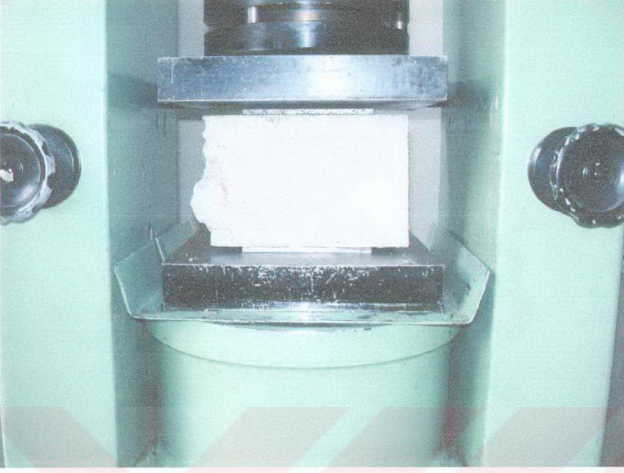
Bir kirişin kırılan iki parçası kırılma yüzeyleri yukarıya gelecek şekilde yan yana konulup incelendiklerinde, agregaya dayanımının beton dayanımına etkisi açıkça görülmektedir. Dayanımı düşük olan agregalar kendileri de kırılma düzlemi üzerinde kırılmışlardır. Şekil 5.16, 5.17 ve 5.18 incelendiğinde dayanımı yüksek agregaların betondan sıyrılarak çıktığını ama kırılmadığını, dayanımı düşük agregaların ise kırılma düzlemi içerisinde kırıldıkları açıkça görülmektedir. Bu da agregaya çeşidinin yani agregaya parametrelerinin betonun kırılma mekanizması üzerinde ne derece etkili olduğunu göstermektedir. Aynı şekillerde ayrıca agregaya dayanımının hem ince hem de iri malzemede ortaya çıktığı ayrıntılı olarak görülmektedir.

5.3.4. Basınç Deneyi

Her bir seri için beton dayanımını belirlemek amacıyla 3 adet 150x150x150 mm boyutlarında küp şahit numuneler (Şekil 5.19) dökülmüştür. Bu numuneler 2000 kN'luk hidrolikte basınç deneyine tabi tutulmuş ve kirişlerin dayanımları tespit edilmiştir. Ayrıca kırılan her kiriş parçası üzerinde de basınç deneyi uygulanmıştır. Küp numunelerle, yaklaşık boyutları 150x150x225 mm olan kırık kirişlerin dayanımları beklendiği gibi aynı çıkmıştır. Kırık kirişlerin dayanımları bulunurken yükleme 150x150 mm'lik plakalarla yapılmıştır (Şekil 5.20).



Şekil 5.19 Küp Numuneler



Şekil 5.20 Kırık kirişlere basınç deneyinin uygulanışı (2000 kN'lık hidrolik)



Şekil 5.21 İlk döküm serilerin genel görünüşü



5.22 İkinci döküm serilerin genel görüntüsü

Üç noktadan yükleme ve basınç deneyinden elde edilen P_{max} , pik yük değeri a_0 , ilk çentik boyu f_c , silindirik basınç mukavemeti ve t , kırılma zamanı değerleri Tablo 5.4 a,b,c'de verilmiştir.

Tablo 5.4 Üç noktadan yükleme ve basınç deneyi sonuçları

a) A1, A2, A3 ve A4 isimli serilerin deney sonuçları

SERİ ADI	P_{max} [kN]	a_0 [mm]	t [sn]	f_c [MPa]	SERİ ADI	P_{max} [kN]	a_0 [mm]	t [sn]	f_c [MPa]
SERIA1 (1)	17.3	17	120	41.00	SERIA2 (2)	24.2	16	300	38.30
	17.2	16	150			23.5	17	360	
	19.6	32	194			20.1	31	270	
	19.8	31	145			20.0	30	270	
SERIA3 (3)	13.0	13.4	55	38.99	SERIA4 (4)	3.5	16.0	75	03.85
	13.5	14.7	77			4.1	16.5	75	
	10.8	28.6	88			2.8	31.5	100	
	13.8	28.5	81			3.3	31.0	90	
	11.9	37.2	72			2.6	38.0	30	
	11.8	41.2	71			2.9	38.5	30	

b) A5, A6, A7, A8, B1, B2, B3, B4, B5 ve B6 isimli serilerin deney sonuçları

SERİ ADI	P _{max} [kN]	a ₀ [mm]	t [sn]	f _c [MPa]	SERİ ADI	P _{max} [kN]	a ₀ [mm]	t [sn]	f _c [MPa]
SERIA5 (5)	17.0	16.5	70	24.40	SERIA6 (6)	12.5	19.0	44	26.10
	16.8	16.5	76			10.5	19.0	75	
	13.7	32.0	58			10.1	32.0	100	
	15.9	31.5	97			8.9	32.0	71	
	11.8	38.0	76			9.2	36.0	68	
	12.1	38.5	43			7.8	40.0	57	
SERIA7 (7)	15.5	14.5	80	27.60	SERIA8 (8)	16.3	13.3	68	37.69
	12.4	13.3	70			17.4	13.5	61	
	13.0	19.1	75			13.2	28.9	55	
	12.8	28.8	88			13.8	28.5	52	
	11.0	37.0	58			11.9	36.1	65	
	10.1	36.4	62			12.9	38.0	71	
SERIB1 (9)	13.3	13.8	59	41.96	SERIB2 (10)	9.5	16.0	70	16.0
	13.1	14.0	107			9.1	16.5	60	
	12.6	28.2	71			8.0	31.0	90	
	12.6	29.6	59			8.5	32.0	60	
	12.5	37.6	47			7.7	38.5	60	
	12.1	38.7	52			7.2	39.5	55	
SERIB3 (11)	10.4	17.0	80	22.76	SERIB4 (12)	21.2	16.0	180	39.71
	10.0	17.1	95			20.4	16.0	160	
	8.9	33.1	73			18.4	32.0	90	
	9.0	33.1	70			17.1	31.0	120	
	7.6	39.0	66			14.8	39.0	70	
	6.7	40.0	54			15.2	38.0	90	
SERIB5 (13)	13.6	14.0	84	32.01	SERIB6 (14)	15.8	18.3	62	34.49
	15.7	13.4	172			20.3	13.4	73	
	12.5	28.5	58			14.0	29.8	63	
	13.3	28.6	65			17.0	28.7	73	
	10.5	36.2	50			12.4	36.9	62	
	12.6	35.9	89			14.3	36.5	67	

e) B7, C1, C2 v3 C3 isimli serilerin deney sonuçları

SERİ ADI	P _{max} [kN]	a ₀ [mm]	t [sn]	f _c [MPa]	SERİ ADI	P _{max} [kN]	a ₀ [mm]	t [sn]	f _c [MPa]
SERIB7 (15)	19.6	17.0	110	41.93	SERIC1 (16)	11.5	18.0	90	29.75
	22.4	16.0	150			12.6	14.0	75	
	15.6	33.0	90			10.8	30.0	70	
	18.8	32.0	150			10.6	29.0	120	
	14.4	39.0	85			9.5	37.0	55	
	16.7	38.0	140			8.8	37.0	75	
SERIC2 (17)	10.6	14.0	71	31.76	SERIC3 (18)	9.3	15.0	60	24.10
	9.8	14.0	68			9.5	17.0	65	
	9.6	30.0	98			7.9	29.0	95	
	9.3	30.0	66			9.3	31.0	87	
	8.0	37.0	45			9.4	37.0	78	
	7.9	37.0	56			8.7	37.0	71	

6. ANALİZ

6.1. Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği Prensipleri Kullanılarak Analiz

1960'lı yıllardan itibaren kırılma mekanikliği prensipleri betona uygulanmaya başlanmıştır. Fakat betonun K_{IC} gibi tek bir parametre ile ifade edilemeyeceği anlaşılmıştır. Bu tez çalışmasında da deney sonuçları lineer olmayan kırılma mekanikliğinin yanında LEKM prensipleri ile incelenmiştir. Bu incelemede Tablo 6.1 de görüldüğü gibi bir serinin kendi içindeki ve diğer serilerle arasındaki serilerle çentik boylarının, kırılma parametreleri arasındaki uyumsuzluk dikkat çekicidir. Bu da betonun kırılma mekanizmasının tek bir parametre ile ifade edilemeyeceğini açıkça göstermektedir.

Tablo 6.1 Betonun Kırılma Parametresi (LEKM)

Seri Adı	P_{max} [N]	a_0 [mm]	σ_N [MPa]	$N(\alpha)$ Denklem 4.9	K_{IC} [MPa $\sqrt{mm}$] Denklem 4.10
SERIA1	17250	31.50	2.692	0.930	0.788
	19700	16.50	3.075	0.937	0.656
SERIA2	20050	30.50	3.129	0.928	0.899
	23850	16.50	3.722	0.937	0.794
SERIA3	13250	13.55	2.095	0.947	0.409
	12300	28.55	1.945	0.928	0.540
	11850	39.20	1.874	0.954	0.627
SERIA4	3800	16.25	0.601	0.938	0.127
	3050	31.25	0.482	0.931	0.141
	2750	38.25	0.435	0.950	0.143
SERIA5	16900	16.50	2.672	0.937	0.570
	14500	31.75	2.293	0.932	0.675
	11950	38.25	1.890	0.950	0.622
SERIA6	11500	19.01	1.818	0.932	0.414
	9500	32.01	1.502	0.933	0.444
	8500	40.01	1.344	0.957	0.456

SERIA7	13950	13.90	2.206	0.945	0.436
	12900	28.85	2.040	0.928	0.570
	10550	36.70	1.668	0.945	0.535
SERIA8	16850	13.40	2.664	0.947	0.518
	13500	28.70	2.135	0.928	0.595
	12400	37.05	1.961	0.946	0.633
SERIB1	13200	13.90	2.087	0.945	0.412
	12600	28.90	1.992	0.928	0.557
	12300	38.15	1.945	0.950	0.639
SERIB2	9300	16.25	1.471	0.938	0.312
	8250	31.50	1.305	0.932	0.382
	7450	38.99	1.178	0.953	0.393
SERIB3	10200	17.01	1.613	0.936	0.349
	8950	33.01	1.415	0.935	0.426
	7150	40.01	1.131	0.957	0.384
SERIB4	20800	15.99	3.289	0.939	0.692
	17750	31.50	2.807	0.932	0.823
	15000	38.50	2.372	0.951	0.784
SERIB5	14650	13.70	2.317	0.946	0.455
	12900	28.55	2.040	0.928	0.567
	11550	36.05	1.827	0.943	0.579
SERIB6	18050	15.80	2.854	0.939	0.597
	15500	29.25	2.451	0.929	0.690
	13350	36.70	2.111	0.945	0.677
SERIB7	21500	16.50	3.397	0.937	0.726
	17200	32.50	2.720	0.934	0.811
	15550	38.00	2.459	0.949	0.806
SERIC1	12050	16.01	1.906	0.939	0.401
	10700	29.50	1.692	0.929	0.478
	9150	37.01	1.447	0.946	0.467
SERIC2	10200	14.01	1.613	0.945	0.320
	9450	30.01	1.494	0.929	0.426
	7950	37.01	1.257	0.946	0.405

SERIC3	9400	16.01	1.486	0.939	0.313
	8900	30.01	1.407	0.929	0.402
	8700	37.01	1.376	0.946	0.444

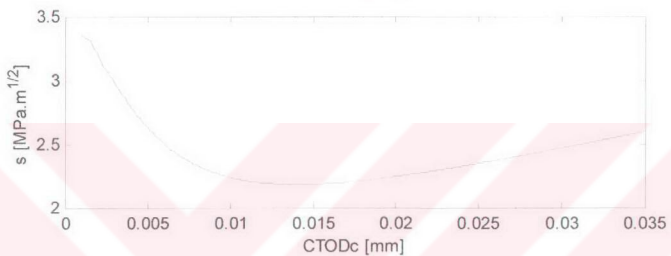
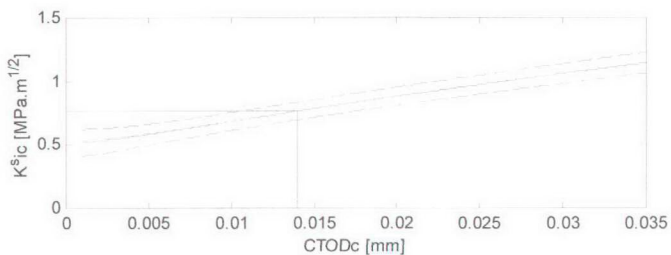
6.2. Lineer Olmayan Kırılma Mekanikliği Prensipleri Kullanılarak Analiz

Betonun kırılma mekanizmasının en iyi lineer olmayan kırılma mekanikliği prensipleri ile ifade edileceğini Bölüm 4 de belirtilmişti. K_{IC}^S ve $CTOD_C$ arasında, tek boyutlu ara değer hesabı yapılarak eğri uydurma işlemi gerçekleştirilmiştir. Betonun kırılma parametrelerinin denklemleri Bölüm 4.2 de verilmişti. Böylece kritik çatlak boyu a_c değerinde, kritik gerilme şiddet çarpanı, K_{IC}^S ve kritik çatlak ucu açılım deplasmanı, $CTOD_C$ bulunmuştur. Bir seride her bir çentik boyu için bulunan K_{IC}^S 'ler arasındaki fonksiyonun minimum olduğu yer $CTOD_C$ değerini vermektedir. Bu minimum değer standart sapmanın minimum değeridir.

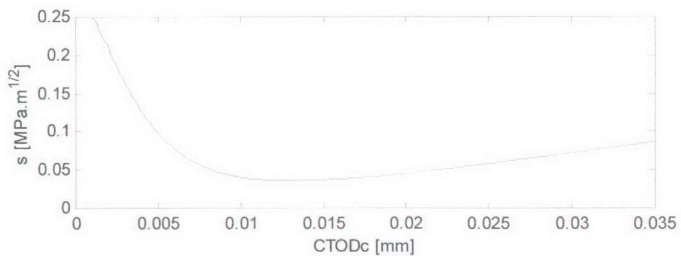
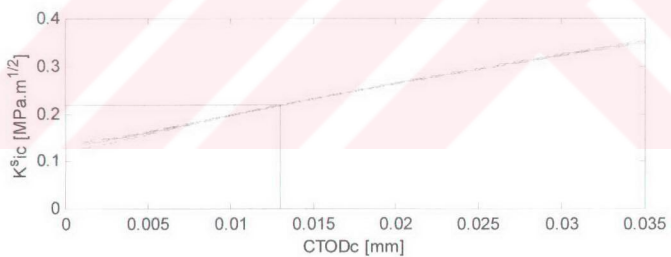
$$s(CTOD_C) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_{IC}^S - K_{IC1}^S)^2}{n-1}} \quad (6.1)$$

K_{IC}^S ile $CTOD_C$ arasındaki ilişki Şekil 6.1 de verilmiştir. Çalışmada oluşturulan tüm beton numuneler için bulunan kırılma parametreleri değerleri de Tablo 6.2 de görülmektedir. Grafiklerle ifade edilen kırılma parametrelerinin tablo 6.2 de sayısal değerleri verilmiştir. Bu çalışmada optimizasyon çalışması sonucu elde edilen kırılma parametreleri bazı kriterlerle de karşılaştırılmıştır. Denklem 4.16 ve 4.17 de verilen formüller sadece dayanımı esas alarak, betonun kırılma parametrelerini hesaplamaktadır. Tablo 6.3 de bu çalışmada yapılan deneylerin analiz sonuçları, Denklem 5.1 ve 5.2'den elde edilen sonuçlar ve yapay sinir ağı yaklaşımı kullanılarak elde edilen betonun kırılma parametreleri değerleri karşılaştırılmıştır [65].

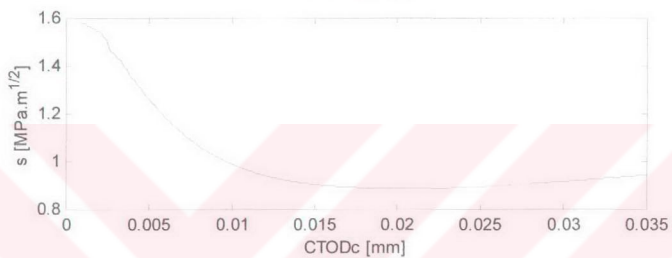
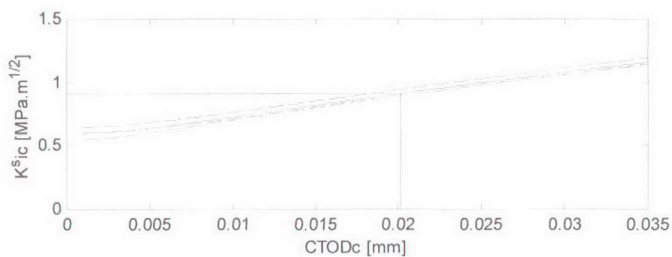
Tez çalışmasının ana konusu olan malzeme parametrelerinin, betonun kırılma parametreleri üzerindeki etkisini görmek için Şekil 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8 ve 6.9 grafik olarak oluşturulmuştur. Grafiklere dayanım, maksimum agrega çapı, çimento dozajı ve su/çimento oranı ile K_{IC}^S ve $CTOD_C$ değerleri işlenmiş daha sonra lineer regresyon yardımıyla eğri uydurulmuştur [68]. Böylece betonun kırılma parametrelerinin, malzeme parametreleriyle nasıl değiştiği belirlenmeye çalışılmıştır.



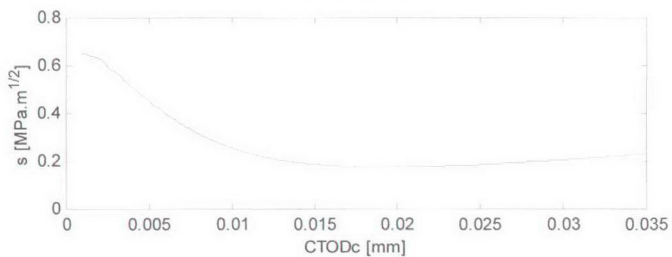
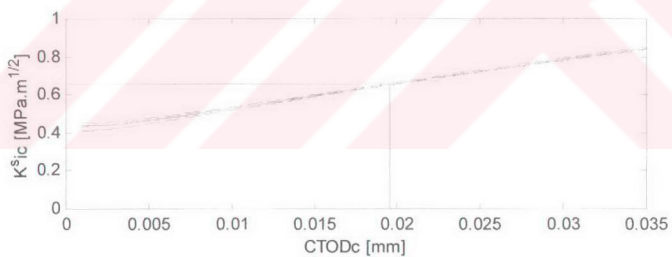
a) SERIA3



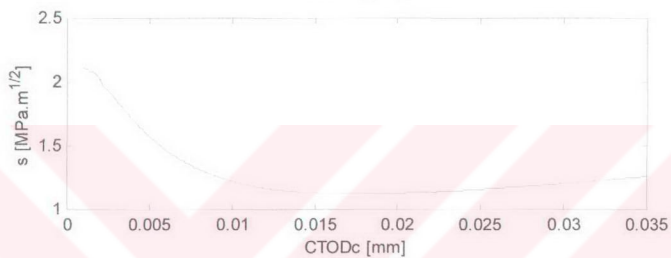
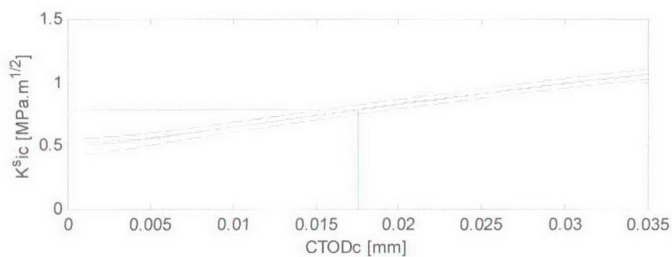
b) SERIA4



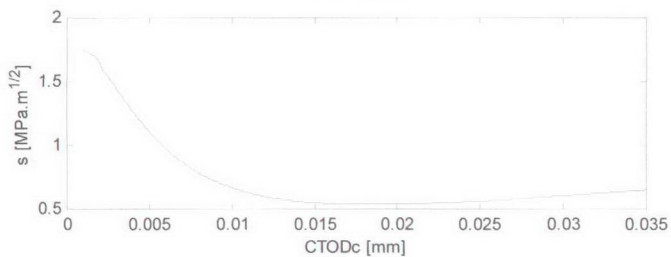
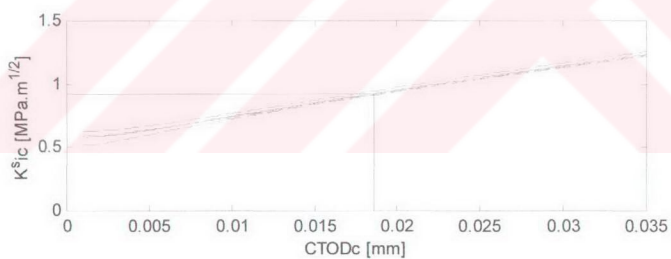
e) SERIA5



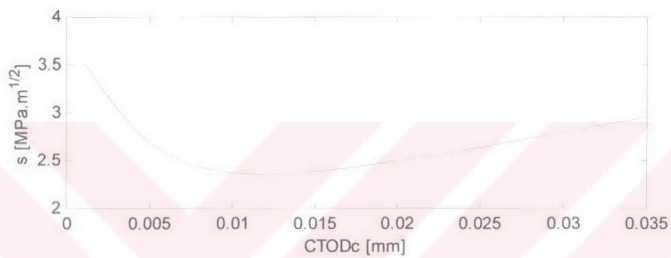
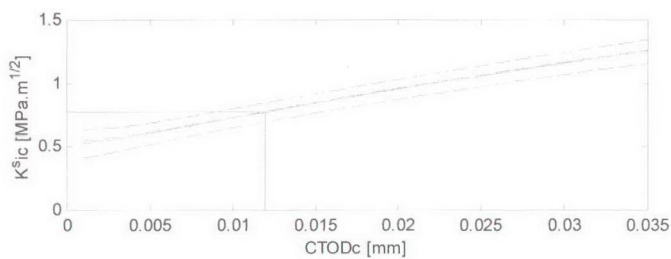
d) SERIA6



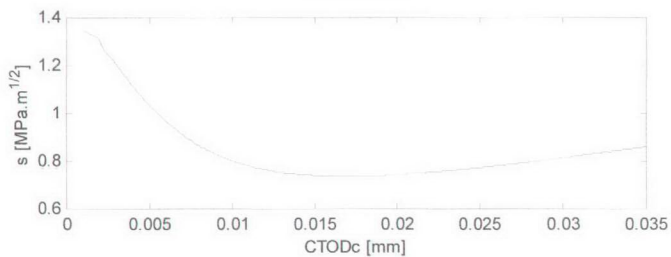
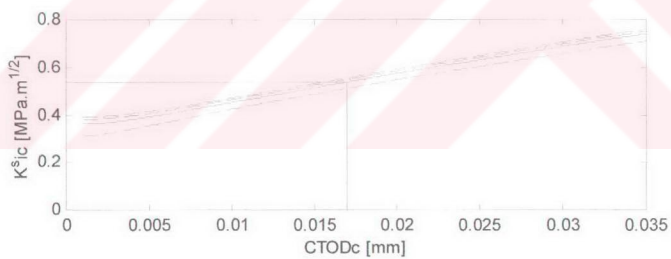
e) SERIA7



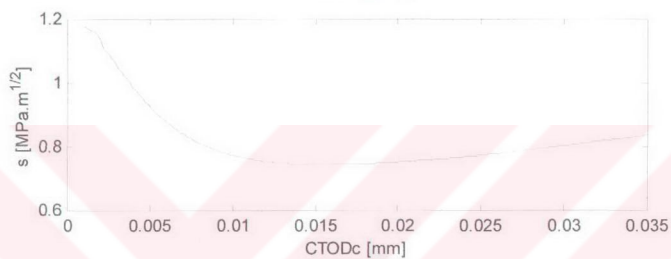
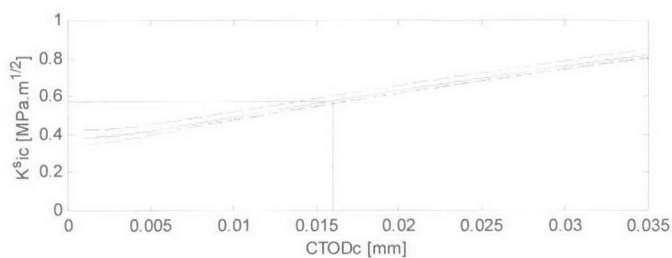
f) SERIA8



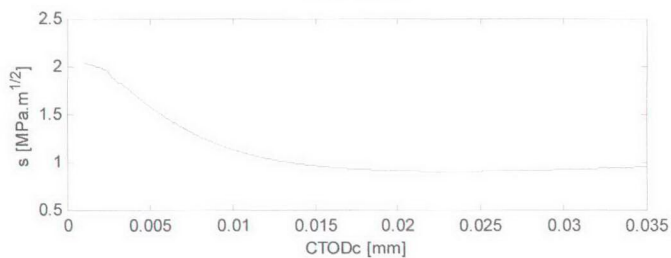
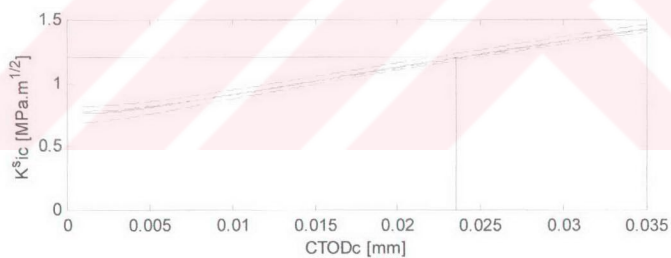
g) SERIB1



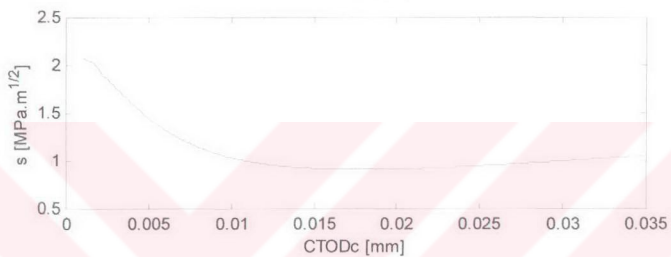
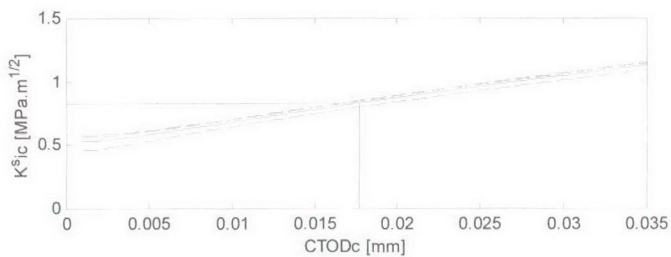
h) SERIB2



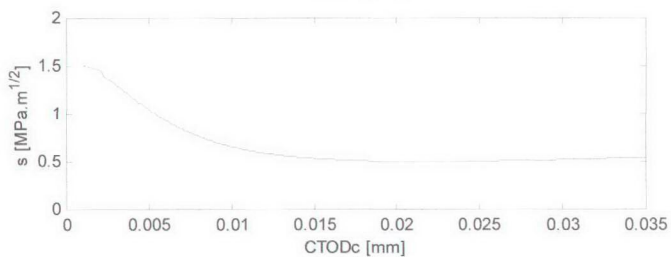
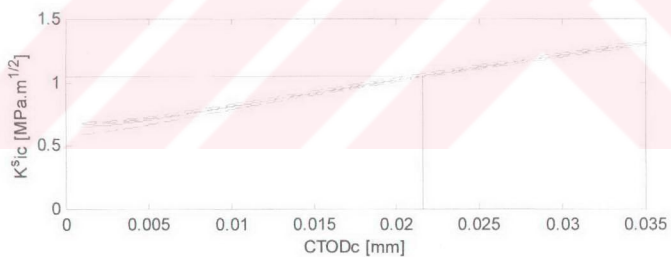
k) SERIB3



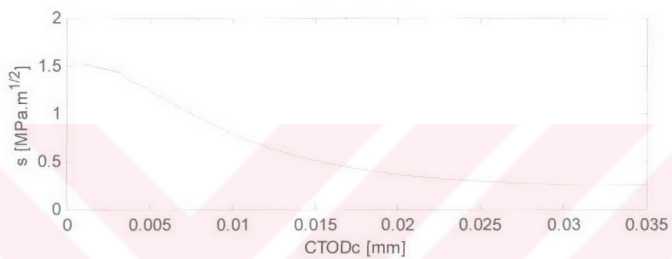
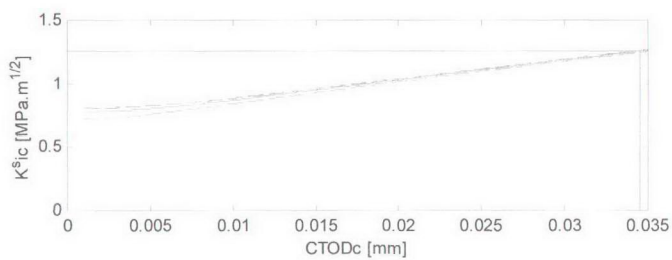
l) SERIB4



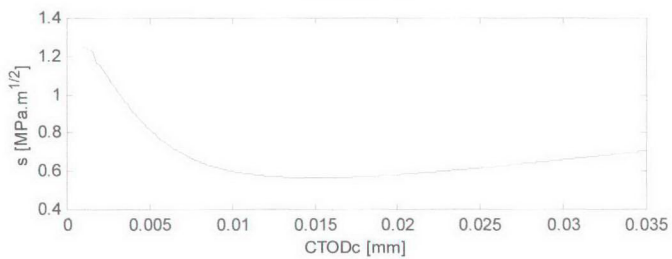
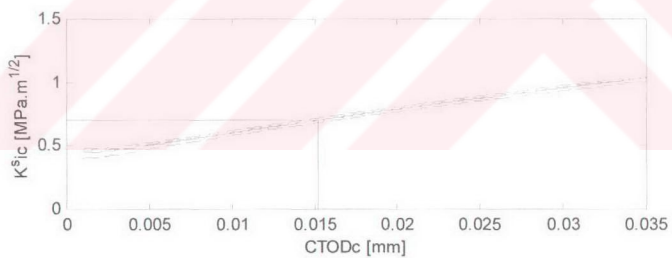
m) SERIB5



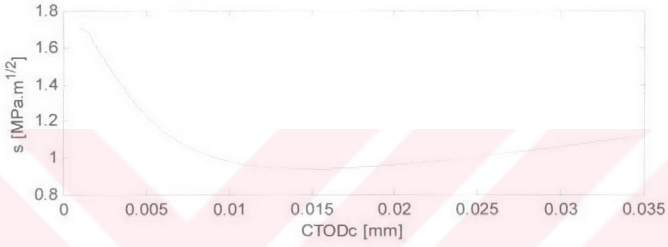
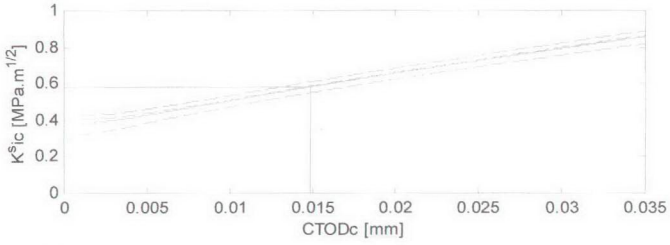
n) SERIB6



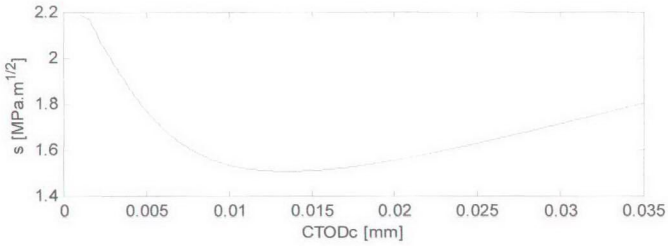
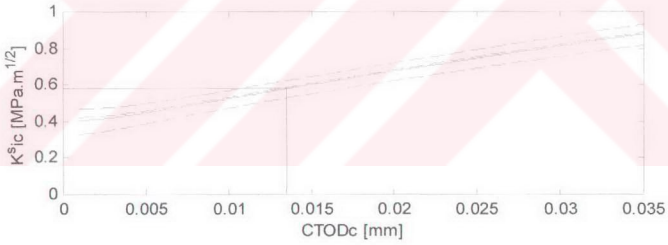
o) SERIB7



p) SERIC1



r) SERIC2



s) SERIC3

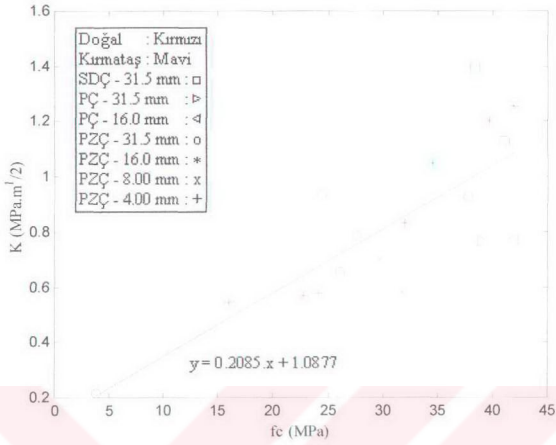
Şekil 6.1 Betonun Kırılma Parametreleri

Tablo 6.2 Betonun kırılma parametreleri ve malzeme parametreleri

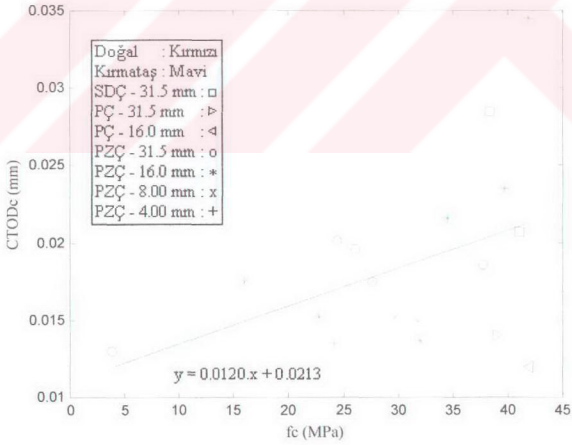
Seri Adı	f_c [MPa]	d_{max} [mm]	W/C	doz	K_{IC}^S [MPa $\sqrt{m}$]	CTOD _c [mm]	Q [mm]
SERIA1	41.00	31.5	0.46	400	1.1280	0.0207	316
SERIA2	38.30	31.5	0.52	400	1.3930	0.0285	367
SERIA3	38.99	31.5	0.49	500	0.7646	0.0140	267
SERIA4	3.85	31.5	1.00	200	0.2174	0.0130	360
SERIA5	21.80	31.5	0.60	300	0.9352	0.0201	301
SERIA6	26.10	31.5	0.60	400	0.6555	0.0196	312
SERIA7	27.60	31.5	0.47	500	0.7858	0.0175	314
SERIA8	37.69	31.5	0.51	500	0.9258	0.0186	348
SERIB1	41.96	16.0	0.52	500	0.7753	0.0120	264
SERIB2	16.00	16.0	0.78	250	0.5465	0.0175	305
SERIB3	22.76	16.0	0.60	350	0.5701	0.0152	280
SERIB4	39.71	16.0	0.43	450	1.2011	0.0235	348
SERIB5	32.01	16.0	0.49	500	0.8319	0.0137	331
SERIB6	34.49	16.0	0.54	500	1.0515	0.0216	370
SERIB7	41.93	16.0	0.40	550	1.2571	0.0345	375
SERIC1	29.75	8.0	0.49	500	0.7002	0.0152	343
SERIC2	31.76	8.0	0.55	600	0.5815	0.0149	306
SERIC3	24.10	4.0	0.48	500	0.5782	0.0135	250

Tablo 6.3 Farklı yöntemlerle elde edilmiş betonun kırılma parametrelerinin karşılaştırılması

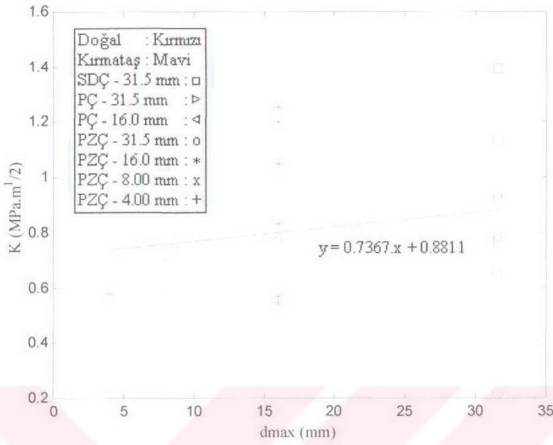
Seri Adı	Teorik Formüller		Yapay sinir ağırları		Deneyssel (Tez)	
	K_{IC}^S	CTOD _c	K_{IC}^S	CTOD _c	K_{IC}^S	CTOD _c
SERIA1	0.9722	0.0098	1.346	0.0276	1.1280	0.0207
SERIA2	0.9237	0.0097	1.336	0.0275	1.3930	0.0285
SERIA3	0.9362	0.0097	1.340	0.0275	0.7646	0.0140
SERIA4	0.1649	0.0072	0.800	0.0146	0.2174	0.0130
SERIA5	0.6587	0.0091	1.199	0.0254	0.9352	0.0201
SERIA6	0.6928	0.0092	1.230	0.0259	0.6555	0.0196
SERIA7	0.7225	0.0093	1.263	0.0264	0.7858	0.0175
SERIA8	0.9127	0.0097	1.395	0.0226	0.9258	0.0186
SERIB1	0.9892	0.0098	1.345	0.0277	0.7753	0.0120
SERIB2	0.4800	0.0086	0.800	0.0133	0.5465	0.0175
SERIB3	0.6252	0.0090	0.889	0.0137	0.5701	0.0152
SERIB4	0.9491	0.0097	1.454	0.0194	1.2011	0.0235
SERIB5	0.8075	0.0095	1.169	0.0167	0.8319	0.0137
SERIB6	0.8539	0.0095	1.195	0.0193	1.0515	0.0216
SERIB7	0.9887	0.0098	1.533	0.0192	1.2571	0.0345
SERIC1	0.7643	0.0094	0.753	0.0081	0.7002	0.0152
SERIC2	0.8027	0.0095	0.827	0.0089	0.5815	0.0149
SERIC3	0.6526	0.0091	0.693	0.0066	0.5782	0.0135



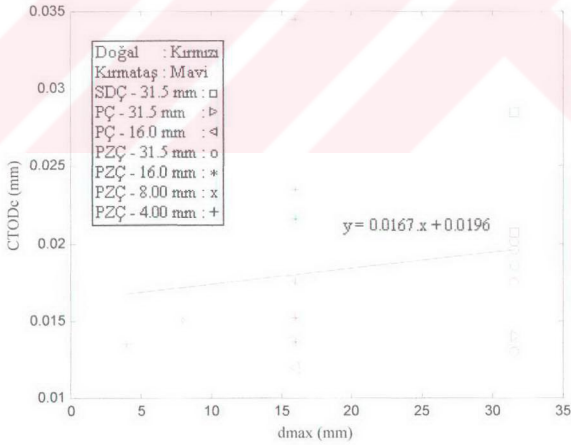
Şekil 6.2 K_{IC}^S - f_c grafiği



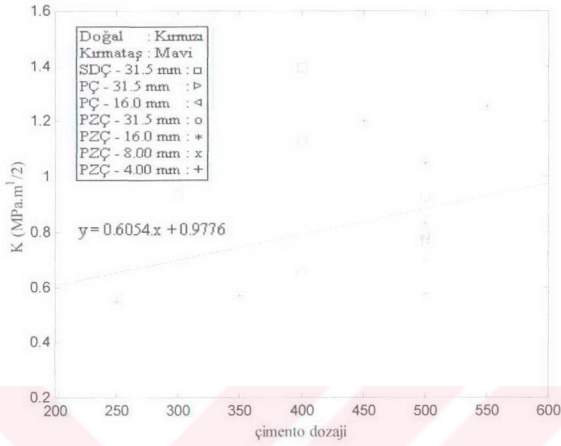
Şekil 6.3 CTOD_c - f_c grafiği



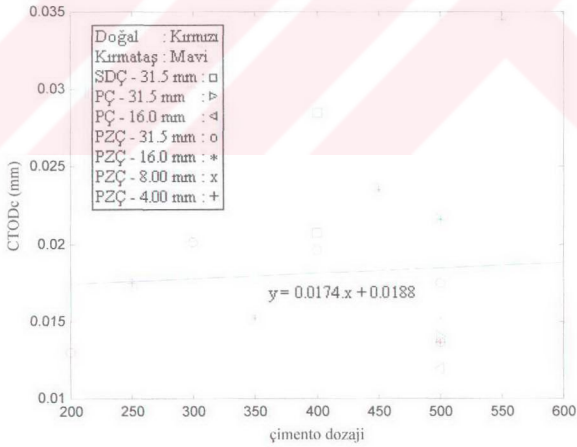
Şekil 6.4 K_{IC}^S - d_{max} grafiği



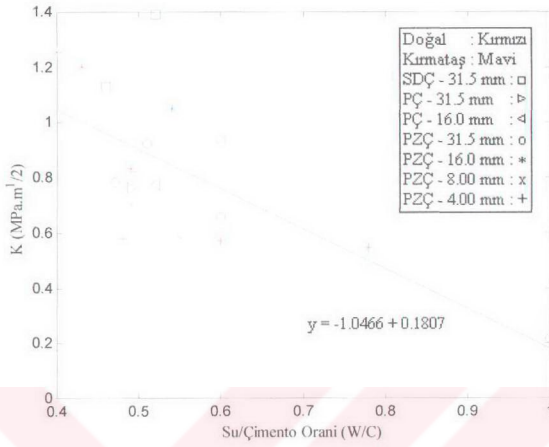
Şekil 6.5 CTOD_c - d_{max} grafiği



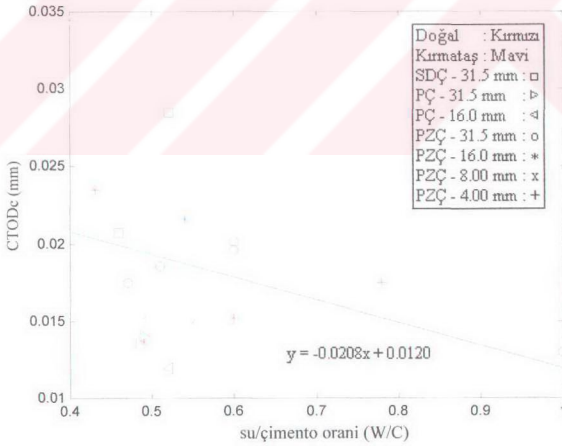
Şekil 6.6 K_{IC}^S - doz grafiği



Şekil 6.7 CTOD_c - doz grafiği



Şekil 6.8 K_{IC}^S - W/C grafiği



Şekil 6.9 CTOD_c - W/C grafiği

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada malzeme parametrelerinden, maksimum agrega çapı, çimento dozajı ve su/çimento oranı dikkate alınmıştır. Ayrıca bunların yanı sıra çimento çeşidi, agrega tipi ve agrega dayanımı gibi özelliklerin betonun kırılma mekanizması üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçların analizi sonucunda;

1. Dayanım arttıkça betonun kırılma parametreleri değerlerinin arttığı görülmüştür. Fakat çalışmanın bu noktadaki en önemli sonucu eşit dayanımdaki farklı maksimum dane boyutuna sahip betonların kırılma parametrelerinin aynı olmamasıdır.
2. Maksimum dane boyutu arttıkça betonun kırılma parametrelerinin arttığı görülmüştür. Bu da betonun kırılma parametrelerinin sadece dayanım parametresi ile hesaplanamayacağını ispatıdır.
3. Beton karışımındaki çimento dozajı arttıkça, betonun kırılma parametrelerinin arttığı görülmüştür. Bununla beraber çimento dozajı arttığında betonun dayanımı da artar. Dolayısıyla dozajla birlikte parametrelerinde artması, bu iki savın doğruluğunu ortaya koymaktadır.
4. Su/Çimento oranı arttıkça beton kırılma parametreleri değerlerinin azaldığı görülmektedir. Çünkü su/çimento oranı arttıkça betondaki boşluk miktarı artmakta ve dayanım azalmaktadır. Dolayısıyla dayanım düştüğü için kırılma parametreleri de azalmıştır.
5. Kırmataş agreganın, nehir agregasından daha sünek davrandığı görülmüştür. Bu da kırmataş agrega ile dökülecek betonların daha sünek davranacağı, yani betonun daha çok enerji absorbe edeceği anlamına gelmektedir. Bu oran %16 civarındadır.
6. Eşit çimento dozajında ve eşit su/çimento oranında oluşturulan beton numunelerin kırılma parametrelerinin eşit olmadığı görülmüştür. Bu da çimento tipinin betonun kırılma parametreleri üzerinde etkisi olduğu savını desteklemektedir.
7. Maksimum agrega çapı ve çimento dozajı arttıkça betonun kırılma parametreleri de artmıştır. Fakat bu artış ani bir şekilde değildir. Dayanım ve su/çimento oranının artışı betonun kırılma parametrelerini nispeten ani bir şekilde artırmaktadır.

Bu çalışmada betonun kırılma parametrelerinin sadece dayanıma değil, dayanımı ilgilendiren diğer parametrelere de bağlı olduğunu ortaya koymaktadır. Bu nedenle betonda sağlıklı bir kırılma analizi yapabilmek için dayanım, maksimum agrega çapı, doz ve su/çimento oranının bilinmesi gereklidir.

KAYNAKLAR

1. Griffith, A. A., The Phenomena of rupture and flow in solids, Phil. Trans, Roy, Soc., A221, 163-198, 1920.
2. Kaplan, M. F., Crack propagation and the fracture of concrete, J. Of ACI, 58, 591-610, 1961.
3. Glucklich, J., Fracture of plain concrete, ASCE J. Engng. Mech, 89, 127-138, 1963.
4. Swamy, R. N., Fracture phenomena of hardened paste, mortar and concrete, Soc Mater Sci (Japan), IV, 132-142, 1972.
5. Swamy, R. N.. and Rao C. K., Fracture mechanism in concrete systems under uniaxial loading, Cement Concr Res, 3, 413-427, 1973.
6. Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P. E., Analsis of crack formation and growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement & Concrete Research, 6, 773-782, 1976.
7. ACI Report 446.1R.91, Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties, Am. Conc. Ens, Detroit, 1989.
8. Bazant, Z. P. and Pheppier, P. A., Determination of fracture energy properties from size effect and brittleness number, ACI mater, J., 84, 463-480, 1987.
9. Jeng, Y. S. and Shah, S. P., A two-parameter model for concrete, ASCE J. Eng. Mech., 111, 1227-1241, 1985.
10. Nallathambi, P. and Karihaloo, B. L., Determination of the specimen size independent fracture toughness of plain concrete, Magazine of Concrete Res., 38, 67-76, 1986.
11. John, Y. S., and Shah, S. P., "Fracture mechanics analysis of high strength concrete," Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 1, 4, pp. 185-198, 1989.
12. Galilei, G., Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze, Elzeviri, Leida, 1638. (English translation, two new sciences, The Macmillan Company, N. Y., 1933.)
13. Coulomb, C. A., Remarque sur la rupture des corps, Memories presentes par divers savants al'Academie, vol 7, 1776.
14. English, C. E., Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners, transactions of the Institue of Naval Architects, Vol. 55, pp. 219-241, 1913.
15. Irwin, G. R., Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, J. Appl. Mech., 24, 361-364, 1957.
16. Barenblatt, G. I., On equilibrium cracks forming during brittle fracture, (Rusça) Prikladnaya Matematika i Mekhanika (PMM), 23, 434-444, 1959.

17. Dugdale, D. S., Yielding of steel sheets containing slits, *J. Mech. Phys. Solids*, 8, 100-104, 1960.
18. Wells, A. A., Unstable crack propagation in metals: cleavage and fast fracture, proceedings of the crack propagation symposium, vol. 1, p. 84, UK, 1961.
19. Rice, J. R., A path independent integral and the approximate analysis of strain concentration by notches and cracks, *J. of Applied Mechanics*, June, 1968.
20. Carpinteri, A., Valente, S., Ferrara, G., and Imperato, L., Experimental and numerical fracture modeling of a gravity dam, In *Proceeding FRAMCOS* (ed. Z. P. Bazant) Elsevier publishers, 351-360, 1992.
21. Bazant, Z. P., Kim, J. K., and Pfeiffer, P. A., Determination of fracture properties from size effect tests, *ASCE J. Struct. Engng*, 112, 289-307, 1986.
22. Carpinteri, A., Scaling laws and renormalization groups for the strength and toughness of disordered materials, *Int. J. Solids Struct*, 31, 291-302, 1994.
23. Zener, C., and Holloman, J.H., "Effect of Strain Rate upon Plastic Flow of Steel," *J. Appl Phys.*, 15, 22-32, 1944.
24. Bilby, B. A., Cottrell, A. H., and Swinden, K. H., The spread of plastic yield from a notch, *Proc Roy Soc London*, A272, 304-314, 1963.
25. Hillerborg, A., Influence of beam size on concrete fracture energy determined according to a draft RILEM recommendation, Report TVBM-3201, Div Bldg Mater. Lund Inst. Tech, Sweden, 1985.
26. Carpinteri, A., Scaling laws and renormalization groups for the strength and toughness of disordered materials, *Int. J. Solids Struct*, 31, 291-302, 1994.
27. Yeğinobalı A., Tokyay M., *Betonun Kırılma Mekanikliği Konusundaki Çalışmaların Değerlendirilmesi*, Birinci Ulusal Kırılma Konferansı, Ankara, 1981.
28. Romualdi, J. P., and Batson, G. B., Mechanics of crack arrest in concrete, *ASCE J. Engng. Mech*, 89, 147-168, 1963.
29. Zaitsev, Ju, V., Deformation and failure of hardened cement paste and concrete subjected to short term load, *Cement Concr. Res*, 1, 123-137, 1971.
30. Brown, J. H., Measuring the fracture toughness of cement paste and mortars, *Cement Concr. Rec*, 3, 475-480, 1972.
31. Shah, S. P., and McGarry, F. J., Griffith fracture criterion and concrete, *ASCE J. Engng. Mech*, 97, 1663-1676, 1971.
32. Walsh, P. F., Fracture of plain concrete, *Indian Concr. J*, 46, 469-470, 1972.
33. Higgins, D. D., and Bailey, J. E., Fracture measurements on cement paste, *J. Mater Sci*, 1, 1976.

34. Mindess, S., and Nadeau, J. S., Effect of notch width on K_{IC} for mortar and concrete, *Cement Concr. Res*, 6, 529-534, 1976.
35. Walsh, P. F., Crack initiation in plain concrete, *Mag. Concr. Res*, 28, 37-41, 1976.
36. Gjorv, O. E., Sorensen, S. I., and Arnesen, A., Notch sensitivity and fracture toughness of concrete, *Cement Concr. Res*, 7, 333-344, 1977.
37. Rossi, P., Acker, P., and Francois, D., Measurements of the fracture toughness K_{IC} of concrete, In *FRACTURE' 84*, Eds. Valluri, S R et. al., Pergamon Press, Oxford, 4, 2833-2839, 1984.
38. Ohgishi, S., Ono, H., Takatsu, M., and Tanahashi, I., Influence of test conditions on fracture toughness of cement paste and mortar, In *G-23*, 281-290, 1986.
39. Tian, M., Huang, S., Liu, E., Wu, L., Long, K., and Yang, Z., Fracture toughness of concrete, In *G-23*, 299-306, 1986.
40. Nakayama, J., Direct measurement of fracture energies of brittle heterogeneous materials, *J. Am. Ceram. Soc*, 48, 583-587, 1965.
41. Tattersall, H. G., and Tappin, G., The work of fracture and its measurement in metals, ceramics and other materials, *J. Mater. Sci*, 1, 296-301, 1966.
42. Clarke, F. J. P., Tattersall, H. G., and Tapin, G., "Toughness of Ceramics and Their Work of Fracture," *Proceedings of the British Ceramic Society*, Vol. 6, 163-172, 1966.
43. Hillerborg, A., Influence of beam size on concrete fracture energy determined according to a draft RILEM recommendation, Report TVBM-3201, Div Bldg Mater. Lund Inst. Tech, Sweden, 1985.
44. İnce, R., 1994, Çimento bazlı malzemelerin kırılmasında (non-lineer kırılma mekanığı) boyut tesirinin yapay sinir ağları ile incelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, F.Ü. Fen Bil. Ens, 140.
45. Karihaloo, B. L., 1995, *Fracture mechanics and structural concrete*, Longman Scientific & Technical Press, London.
46. Gettu, R., and Shah, S. P., *Fracture mechanics and high strength concrete*, In *G-45*, 1-75, 1992.
47. Bache, H. H., *Fracture mechanics in design of concrete and concrete structures*, In *G-23*, 577-586, 1986.
48. Brühwiler, E., Broz, J. J., and Saouma, V. E., *Fracture model evaluation of dam concrete*, *J. Mater. Civil Engng*, 3, 235-251, 1991.
49. Weibull, W., *A Statistical Theory of the Strength of Materials*, Royal Swedish Inst. for Engng. Res, Stockholm, 1939.

50. Kraft, J. M., Sullivan, A. M., and Boyle, R. W., Effect of dimensions on fast fracture instability of notched sheets, In Proc of the Crack Propagation Symposium, Cranfield Collage of Aeronautics, UK, 1, 8-28, 1961.
51. Wecharatana, M., and Shah, S. P., Predictions of nonlinear fracture process zone in concrete, ASCE J. Engng. Mech, 109, 1231-1246, 1983.
52. Bazant, Z. P., and Lin F. B., Nonlocal smeared cracking model for concrete fracture, J. of Struct. Engng., 114(11), 2493-2510, 1988.
53. Tang, T., Ouyang, C., and Shah, S. P., A Simple Method for Determining Material Fracture Parameters from Peak Loads, ACI Materials Journal, 93 (2), 147-157, 1996.
54. Bosco, C., Carpinteri, A., and Debernardi, P. G., Minimum reinforcement in high strength concrete, ASCE J. Struct. Engng, 116, 427-437, 1990.
55. Elfgrén, L., Ohlsson, U., and Gylltoft, K., Anchor bolts analysed with fracture mechanics, In G-28, 269-275, 1989.
56. Elfgrén, L., Guinea, G. V., and Planas, J., Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Influence of cutting the P-d tail, Mater. Struct, 25, 237-334, 1992.
57. Arslan, A., and Ince, R., The neural network approximation to the size effect in fracture of cementitious materials, Engineering Fracture Mechanics, 54 (2), 249-261, 1996.
58. Bazant, Z. P., and Kazemi, M. T., Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups, ACI Struct. J. 88, 268-276, 1991.
59. RILEM Recommendation, "Determination of the fracture parameters (K_{IC}^S ve CTOD_c) of plain concrete using three-point bend tests," Materials & Structures, Vol. 23, 138, 1990, pp. 457-460.
60. Tada, H., Paris, P. C., and Irwin, G. R., "Stress analysis of cracks handbook," St. Louis: Paris Productions, 1987.
61. TS 706, Beton Agregaları, TSE, Ankara, 1980.
62. TS 802, Beton Karışım Hesapları, TSE, Ankara, 1985.
63. İnce, R., Alyamaç, K. E., "Agrega Tipinin Betonun Kırılma Parametreleri Üzerine Etkisi," Türkiye İnşaat Mühendisliği XVII. Teknik Kongre ve Sergisi Özet Bildiriler Kitabı, İstanbul, 2004, s. 507-510.
64. ACI-318-83 Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit
65. İnce R., "Prediction of fracture parameters of concrete by Artificial Neural Networks", Engineering Fracture Mechanics", Vol 71, 15, 2004, pp. 2143-2159
66. Tasdemir, C., Tasdemir, M. A., Mills, N., Barr B. G., Lydon, F. D., "Combined Effects of Silica Fume, Aggregate Type, and Size on Post Peak Response of Concrete in Bending," ACI Mat. Journ., Vol. 96, 1, pp 74-83, 1999.

67. Lee, Y. H., and William, K., "Mechanical Properties of Concrete in Uniaxial Compression," ACI Mat. Journ., Vol. 94, 6, pp 457-471, 1997.
68. Bazant Z. P and Becq-Giraudon, E., Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testinh standart, Cement&Concrete Research, 32, 529-556, 2002.
69. Yang, S., Tang, T., Zollinger, D. G., and Gurjar, A., "Splitting tension tests to determine concrete fracture parameters by peak-load method," Advenced Cement Based Materials, Vol. 5, 1997, pp. 18-28.
70. Jan G. M. Van Mier, 2000, "Fracture Processess of concrete," CRC Pres, New York, 208p.
71. Anderson, T. L., 1995, "Fracture Mechanics," CRC Pres, New York, 53 p.
72. Ceriolo L., Angelo Di Tommaso, "Fracture Mechanics Of Brittle Materials: A Historical Point Of View," 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, 1998, Budapest.
73. Kesler, C. E., Naus, D. J. and Lott J. L., Fracture mechanics its applicability to concrete, J. of ACI, 58, 591-610, 1961.

ÖZGEÇMİŞ

Kürşat Esat ALYAMAÇ, 1980 yılında Elazığ'da doğmuştur. İlk öğretimini Atatürk İlkokulu ve Mezre Orta Okulu'nda, orta öğretimini Balakgazi Yabancı Dil Ağırlıklı Lisesi'nde tamamlamıştır. 2002 yılında Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden birincilikle mezun olmuştur. Aynı yıl güz döneminde Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Ana Bilim Dalı'nda yüksek lisans eğitimine başlamıştır. Yüksek Lisans eğitimine devam ederken, 2003 yılının Aralık Ayı'nda yüksek lisans yaptığı ana bilim dalına araştırma görevlisi olarak atanmıştır. Halen araştırma görevlisi görevini sürdürmekte olan ALYAMAÇ, evli ve bir çocuk babasıdır.