

**BETONUN BAŞLANGIÇ GERİLME ŞİDDET ÇARPANI
KIRILMA PARAMETRESİ ÜZERİNE BETONUN
MALZEME PARAMETRELERİNİN ETKİSİ**

İnş. Müh. Tuba DEMİRKIRAN

**Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Doç. Dr. Ragıp İNCE
AĞUSTOS-2011**

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONUN BAŞLANGIÇ GERİLME ŞİDDET ÇARPANI KIRILMA
PARAMETRESİ ÜZERİNE BETONUN MALZEME
PARAMETRELERİNİN ETKİSİ**

Yüksek Lisans Tezi
İnş. Müh. Tuba DEMİRKIRAN
(08215104)

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Yapı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Ragıp İNCE

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 4 AĞUSTOS 2011

AĞUSTOS – 2011

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BETONUN BAŞLANGIÇ GERİLME ŞİDDET ÇARPANI KIRILMA
PARAMETRESİ ÜZERİNE BETONUN MALZEME
PARAMETRELERİNİN ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Tuba DEMİRKIRAN

(08215104)

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 4 Ağustos 2011
Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Ağustos 2011**

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Ragıp İNCE (F.Ü)
Diğer Jüri Üyeleri : Yrd. Doç. Dr. Erdinç ARICI (F.Ü)
Yrd. Doç. Dr. Kürşat E.ALYAMAÇ (F.Ü)

AĞUSTOS-2011

ÖNSÖZ

Bu çalışmaya başlamamda ve çalışmalarımın her bölümünde, bana her türlü konuda yardımcı olan, bilgi, birikim ve ilgisini asla esirgemeyen, her zaman desteğinin benimle olacağına inandığım danışman hocam Sayın Doç. Dr. Ragıp İNCE' ye tecrübesi ve yardımlarıyla tez çalışmama katkıda bulunan ve hiçbir zaman desteğini esirgemeyen Sayın Yrd. Doç. Dr. Kürşat Esat ALYAMAÇ' a sonsuz teşekkür ve saygılarımı sunarım.

Ayrıca bilgisi ve yardımlarıyla bu çalışmamda bana yol gösteren Arş. Gör. Mesut GÖR' e ve sonsuz desteğini her zaman yanımda hissettiğim Arş. Gör. Sümeyra CİHANGİROĞLU' na teşekkürü bir borç bilirim.

Son olarak, bu çalışmanın her aşamasında maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen aileme teşekkür ederim.

Tuba DEMİRKIRAN
ELAZIĞ-2011

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET	V
SUMMARY	VI
ŞEKİLLER LİSTESİ	VII
TABLolar LİSTESİ	VIII
SEMBOLLER LİSTESİ	IX
KISALTMALAR LİSTESİ	XI
1. GİRİŞ.....	1
2. MATERYAL VE METOT	3
2.1. Kırılma Mekaniği	3
2.1.1. Kırılma Mekaniğinin Tarihçesi ve Gelişimi.....	3
2.1.2. Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM).....	4
2.1.3. Lineer Olmayan Elastik Kırılma Mekaniği	7
2.2. Betonun Kırılma Mekaniği.....	9
2.2.1 Giriş.....	9
2.2.2. Betonda Kırılma Süreci Bölgesi.....	10
2.2.3 Çatlak Yayılmasını Önleyici Faktörler.....	14
2.3. Efektif Çatlak Modelleri.....	16
2.3.1. İki Parametrelili Model.....	16
2.3.2. Efektif Çatlak Modeli (EÇM).....	16
2.3.3. Çift-K Modeli	19
2.4. Betonun Kırılma Parametrelerini Etkileyen Faktörler	22
3. BULGULAR	24
4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	46
5. KAYNAKLAR.....	48
ÖZGEÇMİŞ	54

ÖZET

Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (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 Süreci Bölgesinin (KSB) varlığıdır. Bu sebeple birçok araştırmacı tarafından bu bölgeyi karakterize eden lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımı geliştirilmiştir. Bu yaklaşımlar içerisinde İki Parametrelili Model (İPM), Efektif Çatlak Modeli (EÇM) ve Çift-K gibi modeller vardır. Bu modeller, LEKM' nin aksine, beton yapılarda kırılmayı modellemek için en az iki kırılma parametresinin deneysel olarak belirlenmesine ihtiyaç duyarlar.

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.

Çift-K Modeli, beton yapılarda kırılmayı modellemek için başlangıç gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^{ini} ve kritik gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^{un} gibi iki parametre kullanmaktadır. Model K_{lc}^{ini} parametresini belirlemek için kohezif gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^c kavramından faydalanmaktadır. Diğer taraftan K_{lc}^c nin hesabında CEB-FIB şartnamesinde yer alan bazı ampirik ifadeleri kullanılmaktadır. Bu amaçla sunulan çalışmada, K_{lc}^c in hesabı için alternatif bir analitik yöntem kullanılmış ve EÇM için yapılan deneysel çalışmalar baz alınarak malzeme parametreleri ile kırılma parametreleri ($K_{lc}^{ini}, K_{lc}^{un}$) arasında ilişki kurulması amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Beton, Kırılma Mekaniği, Efektif Çatlak Modeli, Lineer Olmayan Kırılma Mekaniği, Çatlak.

SUMMARY

THE EFFECT OF CONCRETE MATERIAL PARAMETERS ON THE CONCRETE INITIAL STRESS INTENSITY FACTOR ON THE FRACTURE PARAMETER

Applications of 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 TPM and the ECM. 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.

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.

To characterize failure of concrete structures, the Double-K Model needs two fracture parameters: the unstable stress intensity factor K_{Ic}^{un} and the initiation stress intensity factor K_{Ic}^{ini} . Nevertheless, the parameter K_{Ic}^{ini} is calculated by using the cohesive stress intensity factor K_{Ic}^c which is based on some empirical expressions in CEB-FIB Code. To determine K_{Ic}^c , an alternative analytic approach used in this paper and based on the experimental studies made for ECM, it is intended to build a relationship between material parameters and fracture parameters (K_{Ic}^{ini} , K_{Ic}^{un}).

Keywords: Concrete, Fracture Mechanics, Effective Crack Model, Linear Elastic Fracture Mechanics, Crack.

ŞEKİLLER LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1. Yüklendiğinin a) Açılma modu b) Kayma modu c) Yırtılma modu	6
Şekil 2.2. Kırılma Süreci Bölgesi.....	7
Şekil 2.3. Betonda kullanılan lineer olmayan modeller	10
Şekil 2.4. Betonun basınç altında diyagramatik gerilme-şekil değıştirme eğrisi	11
Şekil 2.5. a) Çekmeye maruz bir numunenin yük-deformasyon diyagramı. b) Kırılma süreci bölgesi.	12
Şekil 2.6. Kırılma süreci bölgesinin gelişimi.	13
Şekil 2.7. Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N:non-lineer ve K:kırılma süreci bölgeleri. ...	13
Şekil 2.8. Sünek ve Yarı gevrek malzemede çatlak ucunda meydana gelen durumlar	14
Şekil 2.9. Betonda Tokluk Artışına Neden Olan Mekanizmalar.....	15
Şekil 2.10. Efektif çatlak modeli.....	17
Şekil 2.11. Çift-K modelde kırılma parametrelerinin tayini	21
Şekil 3.12. a) Betonda kırılma süreci bölgesi b) K_{lc}^c hesabı için seçilen model	24
Şekil 3.13. K_{lc}^{ini} , K_{lc}^{un} Basınç Dayanımı (f_c') arasındaki ilişki	45
Şekil 3.14. K_{lc}^{ini} , K_{lc}^{un} - w/c arasındaki ilişki	45

TABLOLAR LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1. (Nallathambi (1986), $d_{max}=2\text{mm}$, $w/c=0.5$, $f'_c=44.3\text{ MPa}$, $E=26.3\text{ GPa}$	27
Tablo 3.2. (Nallathambi (1986), $d_{max}=5\text{mm}$, $w/c=0.5$, $f'_c=42.1\text{ MPa}$, $E=29.3\text{ GPa}$	27
Tablo 3.3. (Nallathambi (1986), $d_{max}=10\text{ mm}$, $w/c=0.5$, $f'_c=40.3\text{ MPa}$, $E=32.0\text{ GPa}$	28
Tablo 3.4. (Nallathambi (1986), $d_{max}=14\text{ mm}$, $w/c=0.5$, $f'_c=40.9\text{ MPa}$, $E=32.6\text{ GPa}$	28
Tablo 3.5. (Nallathambi (1986), $d_{max}=20\text{mm}$, I.Seri, $w/c=0.5$, $f'_c=37.6\text{MPa}$ $E=33.0\text{GPa}$	28
Tablo 3.6. (Nallathambi (1986), $d_{max}=20\text{mm}$, II.Seri, $w/c=0.5$, $f'_c=38.0\text{MPa}$ $E=33.2$ GPa).....	29
Tablo 3.7. (Nallathambi (1986), $d_{max}=20\text{ mm}$	30
Tablo 3.8. (Nallathambi (1986), $d_{max}=20\text{ mm}$	31
Tablo 3.9. (Refai ve Swartz (1987), $d_{max}=19\text{ mm}$, Çentikli Kirişler.....	32
Tablo 3.10. (Refai ve Swartz (1987), $d_{max}=19\text{ mm}$, Karışım B. kırılma öncesi kirişler $f'_c=53.1\text{ MPa}$, $E=38,4\text{ GPa}$	32
Tablo 3.11. (Refai ve Swartz (1987), $d_{max}=19\text{ mm}$, Karışım C. Kırılma öncesi kirişler $f'_c=54.4\text{ MPa}$, $E=39,3\text{ GPa}$	33
Tablo 3.12. (Malwar (1987), $d_{max}=10\text{mm}$)	34
Tablo 3.13. (Ferrara (1987))	35
Tablo 3.14. (Elices ve diğ. (1987); Planas ve Elices (1986))	35
Tablo 3.15. (Alexander (1987), $d_{max}=19\text{ mm}$)	36
Tablo 3.16. (Bascoul (1987), $d_{max}=3.15\text{ mm}$).....	37
Tablo 3.17. (Catalano ve Ingraffea (1982)).....	37
Tablo 3.18. (Jeng ve Shah (1984); John ve Shah (1987))	38
Tablo 3.19. (Horwarth ve Persson (1984))	39
Tablo 3.20. (Hilsdorf ve Bramshuber (1987))	40
Tablo 3.21. Karışım Oranları (kg/m^3).....	41
Tablo 3.22. Test Verileri- Numune Detayları.....	41
Tablo 3.23. Karışım Özellikleri.....	42
Tablo 3.24. Ölçülen Test Verileri.....	42
Tablo 3.25. Kırılma Parametreleri.....	43
Tablo 3.26. Karihaloo Deneyleri	44

SEMBOLLER LİSTESİ

a_0	: İlk çatlak boyu
a_c	: Kritik çatlak boyu
a_e	: Çatlağın efektif uzunluğu
b	: Kirişin eni
C_i	: İlk komplians değeri
C_u	: Son komplians değeri
c_f	: Sonsuz modeller için kritik etkin kırılma genişlemesi
d	: Kirişin yüksekliği
d_{max}	: Maksimum agrega dane çapı
E	: Elastisite modülü
f_t	: Malzemenin çekme dayanımı
f_c	: Malzemenin basınç dayanımı
G_c	: Çatlak yayılma hızı
G_f	: Gerilme tokluğu
K_I	: Gerilme şiddet çarpanı
K_{lc}^e	: Efektif gerilme şiddet çarpanı
K_{lc}^{ini}	: Başlangıç gerilme şiddet çarpanı
K_{lc}^{un}	: Kritik gerilme şiddet çarpanı
K_{lc}^c	: Kohezif gerilme şiddet çarpanı
K_{lc}^s	: Kritik gerilme yığılma faktörü
K_{Ic}	: Açılma modu kırılma tokluğu
K_{IIc}	: Kayma modu kırılma tokluğu
K_{IIIc}	: Yırtılma modu kırılma tokluğu

P	: Uygulanan yük
P_{ini}	: İlk çatlama yükü
P_{max}	: Kırılma yükü
r_y	: Kırılma süreci bölgesi uzunluğu
w/c	: Su/çimento oranı
σ_N	: Nominal dayanım
σ	: Normal gerilme
ε	: Şekil değiştirme
τ	: Kayma gerilmesi
s	: Kirişin boyu
β	: İlk çatlak ucundaki yapışkan kuvvet değerinin oranı
w	: Çatlak açılımı deplasmanı
σ_y	: Malzemenin akma dayanımı
γ	: Yüzey enerjisi

KISALTMALAR LİSTESİ

ACI	: Amerika Beton Standartları Enstitüsü
ASTM	: Amerikan Malzeme Tecrübeleri Kurumu
BEM	: Boyut Etkisi Modeli
CMOD	: Çatlak Ağzı Açılım Deplasmanı
CTOD	: Çatlak Ucu Açılım Deplasmanı
CTOD_c	: Kritik Çatlak Ucu Açılım Deplasmanı
ÇBM	: Çatlak Bant Modeli
EÇM	: Efektif Çatlak Modeli
FÇM	: Fiktif Çatlak Modeli
GŞF	: Gerilme Şiddet Faktörü
İPM	: İki Paramatrelili Model
KSB	: Kırılma Süreci Bölgesi
KİE	: Kırılma İş Enerjisi
LEKM	: Lineer Elastik Kırılma Mekaniği
P-CMOD	: Yük-Çatlak Ağzı Açılım Deplasmanı
RILEM	: Avrupa Labaratuar Birliği
W/C	: Su/Çimento Oranı

1.GİRİŞ

Beton; çimento, su, ince ve iri agrega karışımından oluşan heterojen bir malzemedir. Ayrıca içinde farklı boyutlarda ve değişik nedenlerle oluşmuş gözenekler ve mikro çatlaklar bulunur. 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 [1].

Beton yapıların göçmesi en büyük yüke ulaşmadan önce büyük çatlakların ve çatlama bölgesinin gelişmesi ile olur. 20. yüzyılın ortasından beri temel kırılma mekaniği teorileri elde edildiği halde, henüz beton ve/veya betonarme tasarımı kırılma mekaniğine dayanmamaktadır. Kırılma mekaniği cam gibi homojen gevrek malzemeler ile homojen gevrek-sünek metallere uygulanmıştır. Bununla beraber kırılma mekaniğinin beton yapı tasarımında kullanılması önemli yararlar getirir [2].

Örneğin çatlamış bir yapı, ancak kırılma mekaniği prensipleri kullanılarak gerçekçi bir şekilde analiz edilebilir. Kırılma mekaniği temelde, malzemede var olan çentik, çatlak ve boşluk gibi gerilme yoğunluğunu arttıran kusurları ve bunlara bağlı olarak meydana gelen hasarları inceler. İlk olarak Griffith [3] tarafından temeli atılan Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) teorisi, 1960'lı yılların başında Kaplan [4] tarafından betona uygulanmıştır. Ancak daha sonra yapılan deneysel çalışmalar, Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) kanunlarının beton için yetersiz olduğunu göstermiştir [5]. Bu amaçla birçok araştırmacı tarafından teknolojik ve nümerik alanlardaki gelişmelere paralel olarak, lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları geliştirilmiştir [6-11].

Bu yaklaşımlar temelde, çatlamış bir beton kesitte gerilme transferini mümkün kılan, kırılma süreci bölgesinin varlığını dikkate alırlar. Yapı şartnameleri ve Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) tarafından ihmal edilen bu bölge, metallerde plastik bölgenin yanında çok küçük olmasına karşın, betonda 100 mm' in üzerinde değerler alarak büyük yer işgal ederler [6]. Diğer taraftan bu bölgedeki gerilmeler, metallerdeki plastik bölgeden farklı olarak sabit kalmayıp azalmaktadır. Bu davranışı karakterize etmek için Lineer Elastik Kırılma Mekaniğinin (LEKM) aksine lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları betonu modellemek için en az iki parametre kullanırlar [12].

Lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları içerisinde, İki parametrelili model [8], kritik gerilme şiddet faktörü $K_{lc}^s(\sigma_N, a_c)$ ve kritik çatlak ucu açılımı $CTOD_c(\sigma_N, a_c)$ (burada σ_N nominal dayanım ve a_c kritik çatlak boyu) gibi iki parametre ile betonun kırılmasını tahmin etmektedir. Beton bir yapıda, gerilme şiddet çarpanı K_I (burada sadece Mod I durumu dikkate alınmaktadır) ve çatlak ucu açılımı CTOD değerleri, kritik gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^s ve kritik çatlak ucu açılımı $CTOD_c$ olan kritik değerine ulaştığında göçmenin meydana geldiğini kabul etmektedir. Yaklaşım bu parametreleri deneysel olarak iki yolla belirlemektedir. Bunlar, kompiyans [8] ve pik yük metodudur [13]. Birinci yöntemde kırılma parametreleri, kapalı devre deney ekipmanı kullanarak, numunenin Yük-Çatlak Ağzı Açılımı (P-CMOD) ilişkisinden faydalanarak hesaplar [14]. İkinci yaklaşımda, birincisine nazaran daha az kapasiteli deney ekipmanına gerek duyulmasına rağmen, ya aynı boyutta farklı çentik boyu ya da farklı boyutta aynı relatif çentik boyuna sahip en az iki numunenin pik yük değerinin belirlenmesi gereklidir [15,16].

Nallathambi ve Karihaloo [9] tarafından önerilen Efektif Çatlak Modeli (EÇM) ise yapının göçmesini kırılma sağlamlığı parametresi K_{lc}^e ve efektif çatlak uzunluğu a_e gibi iki parametre ile tanımlamaktadır. Bununla beraber, metod yine kapalı devre deney ekipmanına ihtiyaç duyması ve metodun analitik çözümü zor olduğundan dolayı, pratik regresyon formülü yaygın olarak kullanılmaktadır [17].

Çift-K modelinde beton yapılarda kırılmayı modellemek için başlangıç gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^{ini} ve kritik gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^{un} gibi iki parametre kullanılmaktadır. Başlangıç gerilme şiddet çarpanı (K_{lc}^{ini}) parametresinin belirlenebilmesi için kohezif gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^c kavramından faydalanılmaktadır. Diğer taraftan kohezif gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^c 'in hesabında CEB-FIB şartnamesinde yer alan bazı ampirik ifadeler kullanılmaktadır. Bu amaçla bu tez çalışmasında, K_{lc}^c 'in hesabı için alternatif bir analitik yöntemde İnce [12] tarafından geliştirilen formül kullanılmıştır. Bu formül, EÇM için kullanılan deneysel verilere uygulanmış ve K_{lc}^{ini} ile betonun malzeme parametreleri arasında ilişki elde edilmiştir.

2. MATERYAL VE METOT

2.1. KIRILMA MEKANİĞİ

2.1.1. Kırılma Mekanikinin Tarihçesi ve Gelişimi

Kırılma mekaniği, hemen hemen tümünden kırılmayla belirlenen hasarları inceler. Ayrıca, mühendislik yapılarında kullanılan malzemelerdeki çatlak, boşluk ve delik şeklindeki hataların yük taşıma kapasitesine etkisini ve kırılmayla belirlenen hasarları inceler. Kırılmayla ilgili bir problemin ilk başarılı analizi 1920 yılında Griffith tarafından camlardaki gevrek çatlakların ilerleyişinin izlenmesiyle gerçekleştirilmiştir. Griffith, sistemin toplam enerjisindeki azalmayla önceden var olan bir çatlakın ilerlemeye başlayacağını formüle etmiştir. Griffith basit bir enerji dengesi öngörmüştür; gerilme altındaki bir sistemde çatlak ilerledikçe elastik şekil değiştirme enerjisinde bir azalma olur ki bu enerji de yeni çatlak yüzeylerinin oluşması için gerekli enerjidir. Bu teori, gevrek katılarda teorik mukavemetin tahminine yaradığı gibi kırılma mukavemetiyle hata boyutu arasındaki ilişkiyi de verir.

1950'lerin ortalarında Irwin, kırılma mekaniğinde yeni bir çıkış açmıştır. “Enerji yaklaşımı, gerilme yoğunluğu yaklaşımıyla eşdeğerdir”. Buna göre, çatlak ucunda kritik bir gerilme dağılımına erişildiğinde kırılma oluşur. Böylece kritik gerilme yoğunluğu K_c veya enerji terimleriyle G_c kritik değeri, bir malzeme özelliğidir.

G ve K 'nın eşdeğerliği, Lineer Elastik Kırılma Mekanikinin (LEKM) gelişmesine temel oluşturmuştur. Çünkü bir çatlak ucunun etrafındaki ve yakınındaki gerilme dağılımı durumu her zaman (tüm malzemeler için) aynıdır. Dolayısıyla, belirli standart numunelerle K_c 'i belirlemek için yapılan deneyler sonucunda, gerçek yapılarda ve belirli şartlar altında malzemede hangi hatalara izin verilebileceği saptanabilir. Ayrıca, gerilme şiddet çarpanı yaklaşımıyla yapılan deneyler sonucunda malzemelerin yorulma çatlak ilerleyişi veya gerilmeli korozyon çatlaması gibi kritik-altı çatlamaya olan hassasiyetleri de bir dereceye kadar tahmin edilebilir.

Yeni bir kazaya yatkın yapıların devri, kaynaklı tasarımların ortaya çıkmasıyla başlamıştır. Özellikle de 2. Dünya Savaşı'nda müttefiklerin gemi ve tankerlerinde çok sayıda hasarlarla karşılaşmıştır. Üretilen 2700 müttefik gemisinden yaklaşık 400 tanesi hasara uğramış, hasara uğrayan gemilerden 20'ye yakını ortadan ikiye bölünürken 90 tanesi de ciddi bir biçimde zarar görmüştür. Bu hasarlar genellikle çok düşük gerilmeler

altındave hatta gemiler limanda demirlemişken oluştuğundan, bu konuda geniş araştırmalar yapılmış ve sonuç olarak kırılmaların gevrek kırılma olduğu ve bundan damalzemedeki hataların ve gerilme yığılmalarının sorumlu olduğu bulunmuştur. Ayrıca kullanılan çeliklerin gevrek kırılmaya, düşük sıcaklıklarda daha yatkın olduğufark edilmiştir. Belirli bir geçiş sıcaklığının altında çelikler gevrek davranış göstermekte ve kırılma için gerekli enerji büyük ölçüde azalmaktadır [18].

Özet olarak, 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.

2.1.2. Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM)

Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) ideal homojen ve gevrek malzemelerde çatlak ilerlemesinin hesabında kullanılabilir. Çatlağa yakın bölgelerdeki gerilmeler, gerilme şiddet çarpanı, çatlak uzunluğu ve çatlağa olan mesafenin uzunluğunun bir fonksiyonu olarak hesaplanabilmektedir. Kritik enerji salınım miktarı (G_I) esas alınarak enerji yaklaşımıyla da çatlağın ilerlemesi hesaplanabilir. Kaplan [4], Lineer Elastik Kırılma Mekaniğini betondaki çatlak ilerlemesini hesap etmek için kullanan ilk araştırmacıdır.

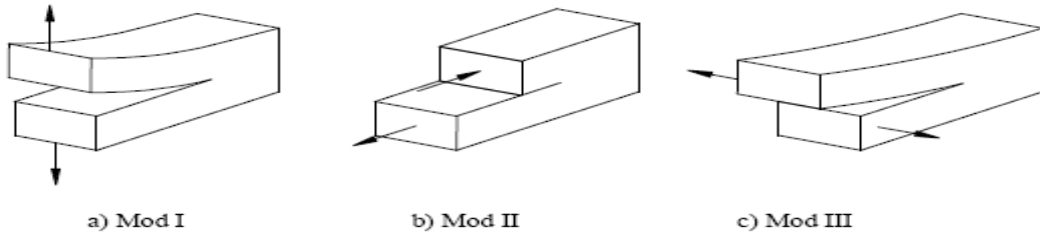
Kırılma mekaniğinde kırılma ile ilgili parametreler kırılma tokluğu veya gerilme şiddet faktörü olarak adlandırılır, " K " sembolü ile gösterilir. K , çatlak civarında gerilme alanını belirleyen bir parametre olup, bu faktör malzemenin geometrik hali, yüklenme şekli, çatlağın yerine bağlıdır. " K ", yalnız gerilme durumu ve çatlağın geometrisiyle ilgili bir parametre olup malzemenin özelliklerine bağlı değildir. Halbuki kırılma tokluğu " K_c ", malzeme özelliğiyle ilgili bir parametredir. Kırılma tokluğu " K_c " özelliğini belirlemek için gerilme şiddet faktörü " K " ölçülür. $K_c = K$ olduğunda çatlak ilerler ve kırılma olur. Kırılma tokluğu K_c numunenin kalınlığına bağlı olarak değişir ve numune kalınlığı arttıkça belli bir değere kadar azalır, bundan sonra kalınlık etkisi olmaz. Numunenin kalınlığının limit bir değerinden sonra, numune yüzeyinin etkisi kalmamakta ve esasında düzlem şekil değişimi durumu sağlanmaktadır. Düzlem şekil değiştirme durumu en şiddetli ve kritik gerilme durumunu gösterir ki, bu durumda K_{Ic} değeri düzlem gerilme durumundaki değerden küçüktür. Düzlem gerilme durumunda numunenin yüzeylerine, düzlem şekil değişimi durumunda ise numunenin merkezine gerilme uygulanmaktadır [1].

Gevrek bir malzemede çatlak ucunda yüksek bir gerilme konsantrasyonu oluşur. Çatlak veya kusur ucunda oluşan bu yüksek gerilme yığılması nedeniyle, malzemede gerilme tüm kesitte üniform olarak yayılamadan malzemenin çekme dayanımı aşılar. Hemen hemen tüm malzemeler küçük çatlaklar ve bazı kusurlar içermektedir. Malzemelerde yüklemekten bağımsız olarak önceden var olan bu çatlak ve kusurların kenarlarında oluşan gerilme yığılmalarından dolayı bu malzemelerin çekme dayanımı, teorik olarak hesaplanan çekme dayanımından daha düşüktür. Gerilme yığılması faktörü, gevrek kırılmayı tanımlayan bir kırılma kriteri olarak görev yapar [19]. Böylece, lineer elastik kırılma mekaniğine göre, gevrek malzemelerin kırılma sürecinin tanımlanması için sadece bir parametreye, I indisi açılma modunu göstermek üzere gerilme şiddet çarpanına (K_{Ic}) ihtiyaç vardır [20].

Bir malzemenin kırılma tokluğu malzemede çatlak mevcutken yük taşıyabilme kapasitesi veya plastik olarak deforme olabilmesi olarak tanımlanabilir. Malzeme tokluğu, düzlem gerilme şartlarında (K_c) kritik gerilme yoğunluğu, düzlem şekil değiştirme şartlarında (K_{Ic}) kritik gerilme şiddet faktörü ile ifade edilebilir. Bu davranışlar, Lineer Elastik Kırılma Mekaniğinde (LEKM) geçerlidir.

1950'lerin ortalarında Irwin [21] kırılma mekaniğinde yeni bir dönem başlatmıştır. Griffith'in teorisi cam gibi tam gevrek malzemelerde çatlağın yayılması için gerekli olan gerilmenin değerini vermektedir. Çatlağın 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 Şekil 2.1.'deki 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[22].

$$\begin{aligned} K_I &= \sigma \sqrt{\pi a} \\ K_{II} &= \tau \sqrt{\pi a} \\ K_{III} &= \tau \sqrt{\pi a} \end{aligned} \tag{2.1}$$



Şekil 2.1. Yüklenmenin a) Açılma modu b) Kayma modu c) Yırtılma modu

Denklemlerde σ , malzemeye uygulanan çekme gerilmesi τ , kayma gerilmesi ve a , merkezi çatlaklı yapılarda yarı çatlak uzunluğu, sınır çatlaklı durumda tam çatlak uzunluğudur [1].

K , bir malzeme sabiti olmayıp her malzeme ve aynı geometri ve de yükleme durumunda sabit olarak alınan bir değerdir. Belirli bir kritik değerde yani “ K_c ” değerine ulaştığında her malzeme için farklı bir değer alır ve kırılma tokluğu diye ifade edilir [23]. Mod I durumu için b numune genişliği, d numune karakteristiği (tez çalışmasında bu ifade beton numunelerde kesit yüksekliği, betonarme numunelerde faydalı yükseklik olarak alınacaktır) ve P_u kırılma yükü olarak alınırsa, nominal dayanım $\sigma_N = P_u / (b \times d)$ olmak üzere kritik gerilme şiddet çarpanının ifadesi;

$$K_{Ic} = \sigma_N \sqrt{\pi a} f\left(\frac{a}{d}\right) \quad (2.2)$$

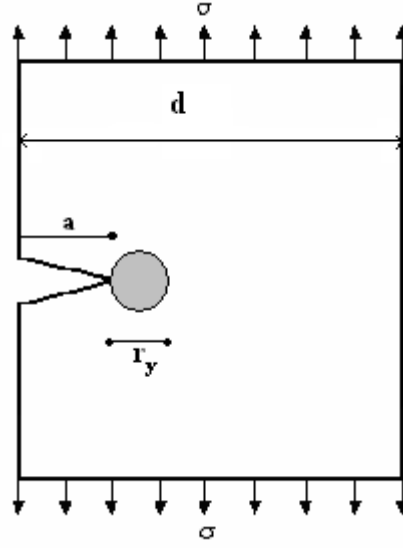
şeklindedir. Burada σ_N : Göçme anındaki nominal gerilme (MPa), $f\left(\frac{a}{d}\right)$: numune boyutları ile ilgili geometrik faktördür. Ancak, çatlak başlangıcı ve yayılma hızı mühendislik açısından çok daha önemli olduğundan, Irwin, G_c çatlak yayılma hızı kavramını ortaya atmış ve K_c ile arasındaki bağıntıyı şu şekilde vermiştir [23]:

$$G_c = \frac{K_c^2}{E} \quad (2.3)$$

Irwin (1958), çatlak hemen ucunda kırılma süreci bölgesi adı verilen bölgede gerilme dağılımının sabit ve değerinin malzemenin akma dayanımına eşit olduğunu kabul etmiştir. Şekil 2.2.'de kırılma süreci bölgesi tanımlanmıştır. Kırılma süreci bölgesinin uzunluğunu ise şu şekilde ifade etmiştir:

$$r_p = \frac{1}{\pi} \frac{K_{Ic}^2}{f_t^2} = \frac{1}{\pi} \frac{E G_c}{f_t^2} \quad (2.4)$$

burada f_t , malzemenin çekme dayanımı E , elastisite modülüdür.



Şekil 2.2.Kırılma Süreci Bölgesi

Şekil 2. 2.'der_y, kırılma süreci bölgesi uzunluğu d , levhanın genişliği a , çentik boyunu ifade etmektedir [1].

LEKM kanunları betona ilk olarak Kaplan [4] ve Glucklish [24] tarafından uygulanmış, ancak betonda çatlağın yayılcı bir tarzda gelişmesi, boyuta ve zamana bağlı olarak mukavemetin değişmesi gibi sebeplerle LEKM prensiplerinin betonu tam olarak tasvir edemeyeceğini ortaya koymuştur [25]. Bu amaçla birçok araştırmacı tarafından teknolojik ve nümerik alanlardaki gelişmelere paralel olarak, lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları geliştirilmiştir [23].

2.1.3. Lineer Olmayan Elastik Kırılma Mekaniği

Lineer elastik kırılma mekaniğine göre, bir çatlak ucundaki gerilme teorik olarak sonsuza gider. Oysaki gerçek malzeme için bu doğru değildir. Gerçek bir malzemede çatlak önünde elastik olmayan bir bölge oluşur. Bilindiği gibi beton oldukça heterojen bir yapıdadır. Betonda çatlak önünde oluşan kırılma süreci bölgesinde mikroçatlaklar, çatlak sapması, agregaların çatlak köprüleşmesi, çatlak yüzeyleri arası sürtünme, çatlağın boşluğa denk gelerek uç körelmesi ve çatlak ikizlenmesi gibi toklaşma mekanizmaları nedeniyle yeni çatlaklar oluşması için daha fazla enerji harcanması gerekmektedir. Bu toklaşma mekanizmalarının varlığı lineer elastik kırılma mekaniğinin betona uygulamasını sınırlamaktadır [20].

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-iş-enerjisi (KİE) yaklaşımı ve Bazant ve Pfeiffer [26] tarafından önerilen Boyut Etkisi Modeli (BEM) yer almaktadır. Efektif Çatlak Modelleri sınıfında ise Jenq ve Shah [8] tarafından önerilen İki Parametrelili Model (İPM) ve Efektif Çatlak Modeli (EÇM) [9] gibi iki model yaygın olarak kullanılmaktadır [23].

2.2. Betonun Kırılma Mekanikği

2.2.1 Giriş

Beton gibi yarı-gevrek malzemelerin kırılma mekanikğinde, mod I çatlak yayılması durumu için serbest kalan şekil değıştirme enerjisi İfade (2. 5) ile tanımlanabilir [27].

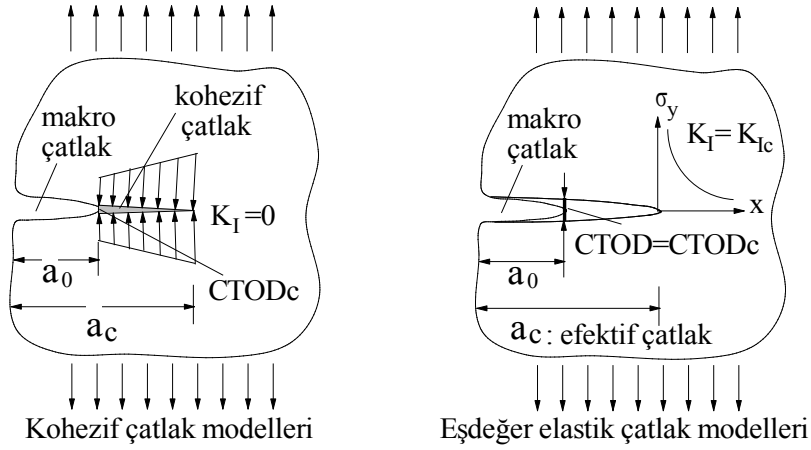
$$G_I = \frac{K_I^2}{E} + \int_0^{CTOD} \sigma(w)dw \quad (2.5)$$

burada K_I mod I çatlağı için gerilme şiddet çarpanı, w çatlak açılımı deplasmanı, $\sigma(w)$ w 'ye bağılı olarak değışen çatlak yüzeyine dik basınç gerilmesi ve $CTOD$ çatlak ucu açılımı deplasmanı değeriştir. İlk uygulamalarda kırılma süreci bölgesinin (KSB) kohezif doğasından dolayı, Şekil 2.3'te görüldüğü gibi uygulanan dış yükten oluşan toplam enerji, çatlak ucunda karşılıklı basınç gerilmeleriyle dengelenmeye çalışılmıştır [6]. Bu sebeple kohezif çatlak yaklaşımlarında, İfade (2.5)'te $K_I=0$ olduğundan, sadece ikinci terim kullanılarak beton modellenmiştir. Diğer taraftan 1980'lerin ikinci yarısından sonra önerilen diğer lineer olmayan kırılma mekanikği modellerinde, Kırılma Süreci Bölgesi (KSB) Irwin' in plastik bölge düzeltmesi kavramına benzer olarak bir efektif çatlak uzunluğu tanımlanarak beton modellenmeye çalışılmıştır [8,10]. Bu sebeple Şekil 2.3'te görüldüğü gibi, eşdeğer elastik çatlak yaklaşımlarında $\sigma(w) = 0$ olacağından İfade (2.5)'te sadece ilk terim kullanılmaktadır. Ancak efektif çatlak uzunluğu numune boyut ve geometrisine bağılı olarak değıştiğinden, bu tür modeller en az iki kırılma parametresi ile beton yapıda göçmeyi modellemektedirler.

Herhangi bir kırılma modelindeki temel amaç İfade (2. 6) de tanımlanan, pik yükte kritik çatlak uzama miktarını (kırılma süreci bölgesinin uzunluğu) belirlemektir.

$$\Delta a = a_c - a_0 \quad (2.6)$$

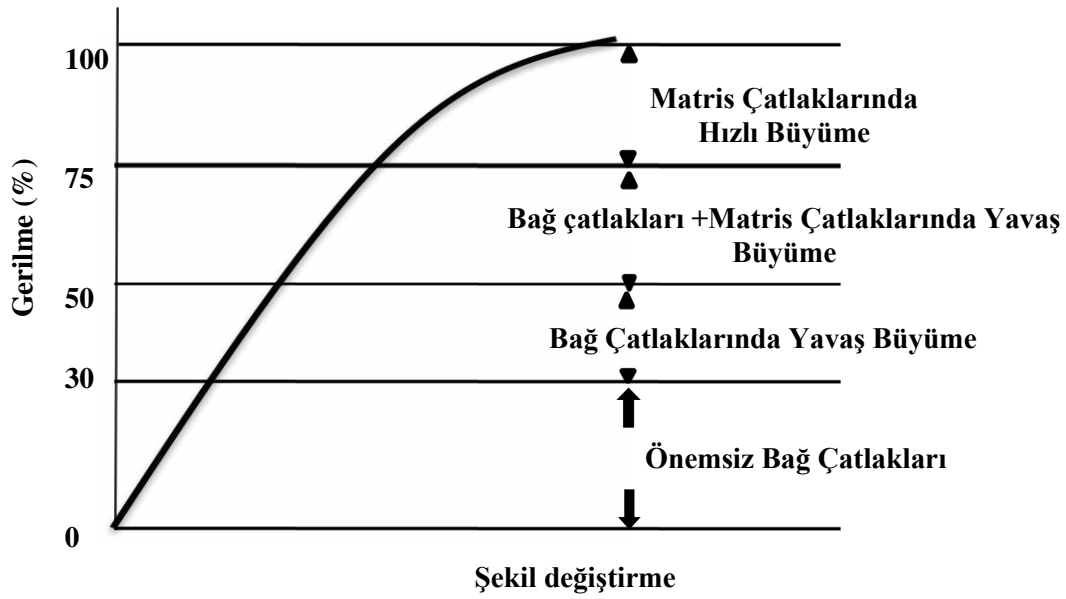
burada, a_c pik yükteki kritik çatlak boyu ve a_0 başlangıç çatlak boyudur. Bununla beraber a_c kritik çatlak boyu numune boyutunun artmasıyla azaldığından dolayı, yapının boyutuna bağılıdır. Bu sebeple, lineer olmayan kırılma mekanikği yaklaşımları, betonun kırılması için en az iki parametrenin kullanılmasını önermektedir [12].



Şekil 2.3. Betonda kullanılan lineer olmayan modeller

2.2.2. Betonda Kırılma Süreci Bölgesi

Son zamanlarda beton malzemelerinde kırılma süreci bölgesi için birçok çalışma yapıldı ve kırılma karakterlerinin beton yapılar üzerindeki etkisi modellenildi. Deneysel araştırmalar gösterdi ki, beton yapıların kırılma süreci üç farklı evre içermektedir; Çatlak başlangıcı, kararlı çatlak yayılması ve kararsız çatlak yayılması. Genellikle tüm bölge, çatlak başlangıcı ve kararsız çatlak yayılmasını kırılma süreci bölgesi olarak adlandırır. Bu üç durum betonun gerilme şekil değiştirme davranışı göz önüne alınarak Şekil 2.4.'te gösterilmiştir. Çatlağın yayılmasını ve kırılma süreci bölgesinin etkisini yansıtmasını tahmin etmek amacıyla beton malzemelerinin kırılma karakterleri üzerinde birçok model; Fiktif Çatlak Modeli (FCM) [6], Çatlak Bant Modeli (ÇBM) [7], İki Parametrelili Kırılma Modeli (İPM) [8], Efektif Çatlak Modeli (EÇM) [28,29] ve Boyut Etkisi Modeli (SEM) [30] önerilmiştir. Bu modellerde, beton malzemelerin çatlama özellikleri tanımlanarak farklı malzeme parametreleri tanımlanmıştır. Benzer olarak kırılma parametrelerine ilişkin test metotları saptanarak, Fiktif Çatlak Modeli (FÇM) G_F (Gerilme Tokluğu), İki Parametrelili Kırılma Modeli (İPM) K_{Ic}^s (kritik gerilme şiddet çarpanı) ve $CTOD_c$ (kritik çatlak ucu açılımı), Boyut Etkisi Modeli (SEM) G_f (Gerilme tokluğu) ve c_f (Etkin kırılma genişliği) RILEM tarafından önerilmiştir [11,14, 31, 32].



Şekil 2.4.Betonun basınç altında diyagramatik gerilme-şekil değiştirme eğrisi

Betonun kırılma süreci bölgesi onun lineer olmayan davranışının açıklanmasında en önemli kavramdır. Şekil 2.5.a da çekmeye maruz çentikli bir numunenin yük-deformasyon eğrisi görülmektedir. Burada AB pik yük öncesi lineer olmayan bölge, BC mikroçatlaklar sonucu oluşan çekmede yumuşama bölgesini temsil etmektedir. CD kısmı ise bu eğrinin kuyruk kısmı olup agrega kilitlenmesi ve yüzeyler arası sürtünmeden dolayı meydana gelen bölgedir.

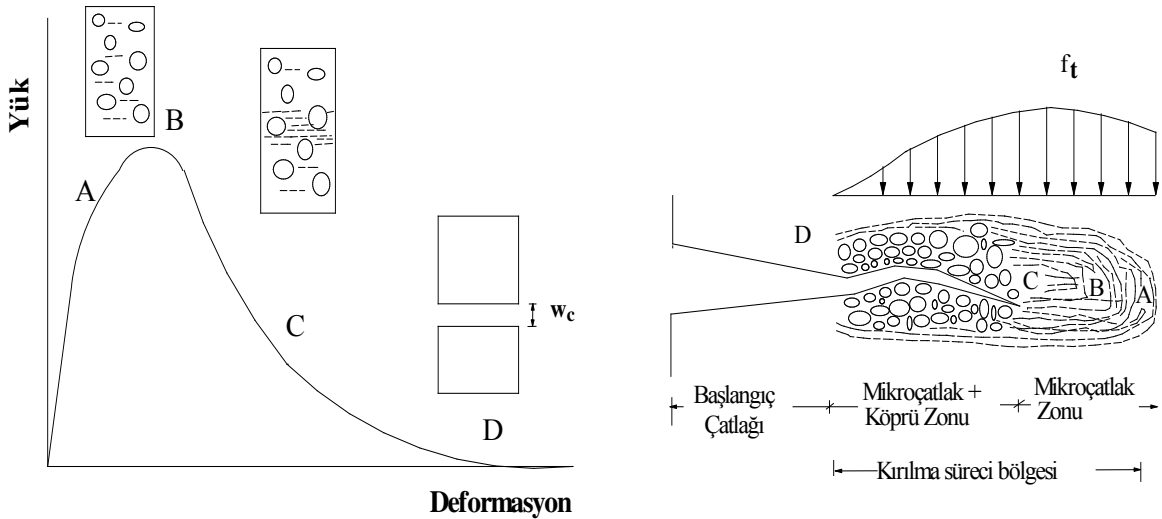
Beton, yük altında olmasa bile içinde boşluklar ve mikro çatlaklar bulunan heterojen ve yarı gevrek bir malzemedir ve düşük yükler altında lineer elastik bir davranış gösterir (O-A arası, Şekil 2.5.a). Bu bölgede gerilmeler ve şekil değiştirmeler orantılı olarak artar ve yük kalktığında şekil değiştirmeler de kalkar. Yük arttırıldığında, elastik sınır geçilir (A noktası), betonun içindeki mikro çatlaklar ve boşluklar aktif hale gelir ve yük- sehim eğrisi lineerliğini kaybeder. Özellikle agrega-çimento hamuru ara yüzeyindeki boşluk ve mikro çatlaklar büyür ve betonda kalıcı şekil değiştirmeler meydana gelir. Oluşan bu çatlaklar enerji harcadığı için yük - deformasyon eğrisi lineer olmayan bir şekilde artış gösterir (A-B arası, Şekil 2.5.a). Bu bölgede mevcut çatlakların büyümesinin yanı sıra yeni çatlaklar da oluşmaya başlar.

Meydana gelen şekil değiştirmeler, tepe yükü civarında (B noktası) kırılmanın gerçekleşeceği düzlemde birikmeye başlar (şekil değiştirme yerelleşmesi). Çatlaklar ilerlemeye devam ettikçe şekil değiştirmeler artar ve yük taşıma kapasitesi azalır. Böylece

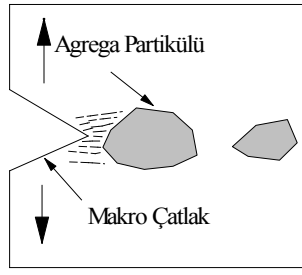
çatlaklar adım adım ilerleyerek betonun yük taşıma kapasitesinin aniden sıfıra düşmesini engeller ve tepe yükü sonrasında betona tokluk kazandırır. B-C noktaları arasında kalan bu bölgede şekil değiştirme yumuşaması görülür. Bu nedenle beton, yarı gevrek bir malzeme kabul edilir.

Irwin, (1958) metalik ve seramik malzemeler için tanımladığı kırılma süreci bölgesi beton için eğrinin BCD kısmında gelişir (Şekil 2.5.b). Bu zon ilk önce makro çatlakların yanındaki agregayı saran matris içerisindeki önemsiz mikro çatlaklarla başlar (Şekil 2.6.a). Daha sonra agrega çevresindeki zayıf bölgede büyük çatlaklar oluşur (Şekil 2.6.b), bu çatlaklar matris içerisindeki mikro çatlaklarla birleşerek makro çatlaklara erişir (Şekil 2.6.c) ve sonunda bu çatlaklar numune uzayı içerisinde birbirini keserek ve köprüler kurarak numuneyi parçalarlar (Şekil 2.6.d). [33]

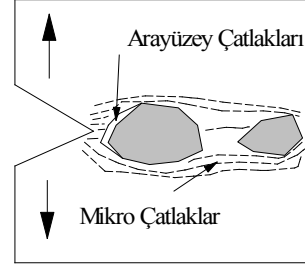
Bununla beraber kırılma süreci bölgesinin uzunluğu malzemenin granüler yapısı ile yakından ilgilidir. Örneğin cam gibi tam gevrek bir malzemede 10^{-6} mm (Bache, 1986) [34] olan bu zon normal beton için 200-500 mm (Hillerborg, 1983) [35] ve $d_a=38$ mm olan baraj betonlarında 700 mm (Brühwiller vd., 1991)[36] mertebesinde olmaktadır. Bu değişim çeşitli malzeme sınıfları için Şekil 2.7. de görülmektedir. (ACI Report 446.1R.91) [19].



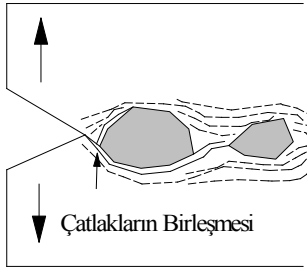
Şekil 2.5. a) Çekmeye maruz bir numunenin yük-deformasyon diyagramı. b) Kırılma süreci bölgesi.



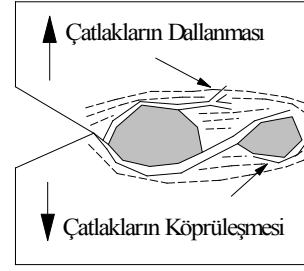
a) Önemsiz mikro çatlaklar.



b) Mikro çatlaklar+Ara yüzey çatlakları.

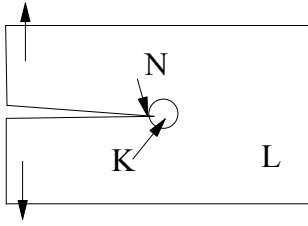


c) Çatlakların birleşmesi.

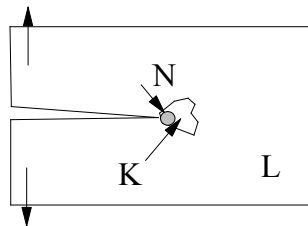


d) Çatlakların dallanması ve köprüleşmesi.

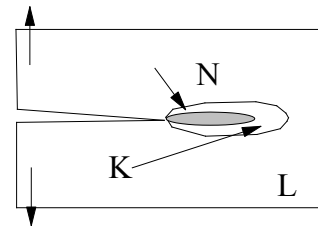
Şekil 2.6. Kırılma süreci bölgesinin gelişimi.



a) Lineer Elastik.



b) Lineer Olmayan Plastik.



c) Lineer Olmayan Tam Gevrek.

Şekil 2.7. Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N:non-lineer ve K:kırılma süreci bölgeleri.

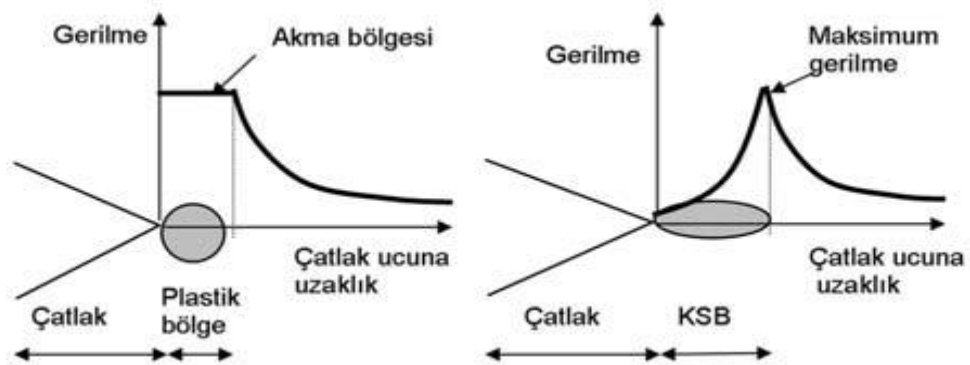
Gevrek malzemelerde çatlakın ilerlemesini ve kırılmayı tanımlamak için sadece bir malzeme parametresi, kırılma tokluğu (K_{Ic}) yeterlidir. Malzemenin kırılma tokluğu önceden çatlak içeren farklı geometrilere sahip numunelerle deneysel olarak hesaplanabilmektedir. Örneğin, çentikli kiriş numuneler üzerinde uygulanan üç noktalı eğilme deneyinde çatlak yayılmaya başlayıncaya kadar kiriş numuneye yük uygulanmakta ve maksimum yük elde edildikten sonra kullanılan numunenin boyutlarına ve yükleme durumuna bağlı olarak K_{Ic} hesaplanmaktadır [17]. LEKM, sertleşmiş çimento hamuru gibi gevrek malzemelere uygulanabilmektedir [33].

2.2.3 Çatlak Yayılmasını Önleyici Faktörler

Metalik bir malzemede kırılma öncesinde akma oluşacağı için çatlak ucunda meydana gelen gerilme artışı sonsuza gitmez ve akmanın görüldüğü plastik bir bölge oluşur (Şekil 2.8. a.). Beton gibi yarı gevrek bir malzemede de çatlak ucunda önemli oranda kalıcı şekil değiştirmeler meydana gelir. Oluşan gerilmelerin ve şekil değiştirmelerin orantılı olmadığı bu bölgeye Kırılma Süreci Bölgesi (KSB) adı verilir.

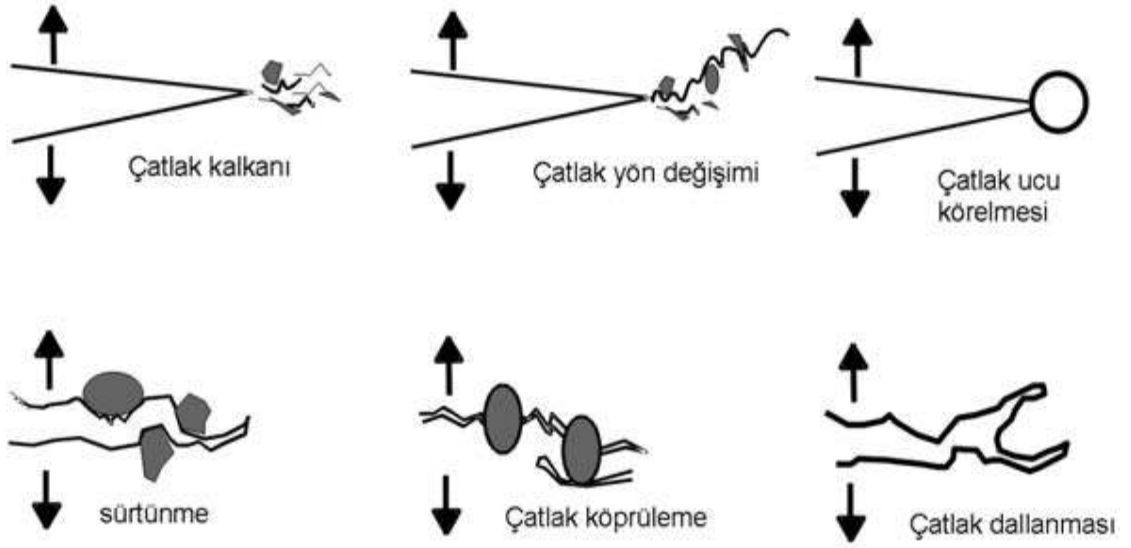
Meydana gelen şekil değiştirmeler ve mikro çatlaklar enerji yutar ve çatlak ucunda meydana gelen gerilme azalarak sonsuza gitmesi engellenir (Şekil 2.8.b.). Betonda meydana gelen kırılma süreci bölgesinin büyüklüğünden dolayı LEKM'in uygulanamayacağı birçok araştırmacı tarafından ortaya konulmuştur [37]. Böyle bir bölgenin varlığı betonda meydana gelen toklaşma mekanizmalarına bağlıdır. Agregalar, boşluk ve mikroçatlaklar içeren bir malzeme olan betonda, çatlak ilerleyişi bir takım mekanizmalar tarafından engellenir ve betonda tokluk artışına neden olur (Şekil 2.9.).

Çatlak ucundaki agregaların çatlak ilerlemesini engelleyerek çatlak kalkanı görevini yapması, çatlağın agregalara rast gelerek yön değiştirmesi, agregaların birbirlerine sürtünerek çatlağın ilerlemesini engellemesi, agregaların çatlağın bir tarafından diğer tarafına yük aktarımında bulunması, çatlak ucuna rastgelen boşlukların çatlak ucu keskinliğini azaltması veya çatlağın dallanmasına neden olması gibi mekanizmalar betonda tokluk artışına neden olur.



Şekil 2.8. Sünek ve Yarı gevrek malzemede çatlak ucunda meydana gelen durumlar [33].

(A) Sünek Bir Malzemede Çatlak Ucunda Meydana Gelen Gerilme Durumu ve Plastik Bölge, (B) Yarı Gevrek Bir Malzemede Çatlak Ucunda Meydana Gelen Gerilme Durumu ve Kırılma Süreci Bölgesi



Şekil 2.9. Betonda Tokluk Artışına Neden Olan Mekanizmalar [33].

Birçok araştırmacı betonda çatlak ucunda meydana gelen ve enerji harcanmasına neden olan bu kırılma süreci bölgesi ile ilgili incelemelerde bulunmuşlardır. Bu bölgenin boyutları betonun türüne ve beton yapının boyutlarına bağlıdır. Bu bölgenin uzunluğu çimento hamurunda 5-15 mm, harçta 100-200 mm, yüksek dayanımlı betonda 150-300 mm, normal dayanımlı betonda 200-500 mm ve baraj betonu gibi bir kütle betonunda 700 mm civarındadır [17]. Bu tür mekanizmalar nedeniyle betonun kırılması tek bir parametre ile belirlenemez. Dolayısıyla LEKM' in bir çatlağın ilerlemesi için ortaya koyduğu çatlak ucundaki gerilme yığılmalarını ifade eden kırılma tokluğu (gerilme şiddet çarpanının kritik değeri) parametresi, betonda bir çatlağın hangi şartlar altında ilerleyeceğinin tahmini konusunda yetersiz kalmaktadır [33].

Çatlağın uzamasındaki enerji dış yüklerin, yaptığı işten veya betonda depo edilen gerinim enerjisi değişiminden kaynaklanır. Bu enerji kavramından hareketle beton içerisinde çatlağın yayılmasını engelleyen en önemli etken agregadır. Zira matris içerisinde ilerleyen çatlak bir agregaya ile karşılaşır minimum enerji prensibine göre ya agregaya içerisinde yada agreganın çevresinden ilerleyecektir. Bu durum enerji gereksinimini artırır. Öte yandan hidratasyona uğramamış çimento parçacıkları agregaya gibi davranırlar [38].

2.3. Efektif Çatlak Modelleri

2.3.1 İki Parametrelili Model

Jeng ve Shah (1985) [8] tarafından da önerilen bu modelde farklı boyutlu numuneler kullanılmasına gerek yoktur. Üç noktalı çentikli kirişlerde yalnızca tek boyut kullanılması bu yöntemin avantajıdır. Betonun iki parametrelili modeli, çentik uzunluğu a_0 olan gerçek bir yapının pik yük öncesi lineer olmayan davranışı, çatlağın 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 metodu ve pik yük metodudur. Birinci yöntemde kırılma parametreleri, kapalı devre deney ekipmanı kullanarak, çentikli bir üç noktalı eğilme numunesinin Yük Çatlak Ağzı Açılımı (P-CMOD) ilişkisinden faydalananarak hesaplanır. Modeldeki kritik çatlak boyu a_c , başlangıç (C_i) ve pik yük sonrası pik yükün %95 değerinde ölçülen (C_u) gibi iki komplians değerinden faydalananarak hesaplanır. Komplians yönteminde, aynı zamanda başlangıç ve pik yükteki komplians değerlerinden (C_i ve C_u) betonun elastisite modülü de hesaplanabilir [14]. İkinci yaklaşımda, birincisine nazaran daha az kapasiteli deney ekipmanına gerek duymasına rağmen, ya aynı boyutta farklı çentik boylu ya da farklı boyutta aynı relatif çentik boyuna sahip en az iki numunenin pik yük değerinin belirlenmesi gereklidir [15,16]. Pratikte komplians yönteminde kırılma parametreleri sadece üç noktalı eğilme kirişleri kullanılarak hesaplanabilirken, pik-yük metodunda bu tip numunenin yanında çentikli silindir yarma, küp yarma [39], boşluklu silindir yarma ve eksantrik basınca maruz prizmatik numuneler kullanılabilmektedir. Özellikle silindir tipindeki numunelerin kullanımı, pik-yük metodunun mevcut yapıların kırılma mekaniğine göre analizini mümkün kılmaktadır [16].

2.3.2 Efektif Çatlak Modeli (EÇM)

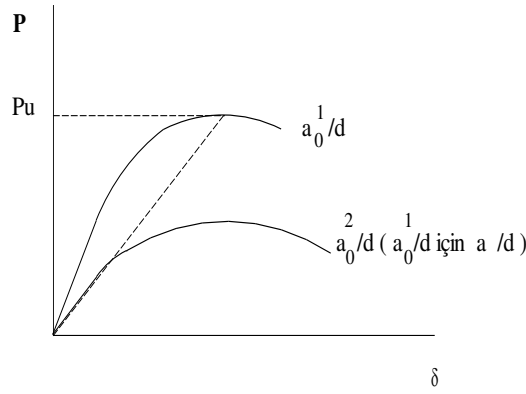
Betonun kırılmasında efektif çatlak modeli, iki parametrelili modelin prensiplerine benzer olarak Nallathambi ve Karihaloo [9] tarafından geliştirilmiştir. Ancak efektif çatlak uzunluğu a_e yükleme-boşaltma eğrisindeki komplianstan hesaplanmaz. Şekil 2.10' da görüldüğü gibi, belirli bir a_0 başlangıç 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_{lc}^e 'in kritik değeri esas alınırsa modelin iki parametrelili olduğu ortaya çıkar.

$$K_I = K_{Ic}^e, \quad a = a_e \quad (2.7)$$

buradan boyutsuz efektif çatlak uzunluğunun ifadesi:

$$\frac{a_e}{d} = \gamma_1 \left(\frac{\sigma_N}{E} \right)^{\gamma_2} \left(\frac{a_0}{d} \right)^{\gamma_3} \left(1 + \frac{d_a}{d} \right)^{\gamma_4} \quad (2.8)$$

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 2.10. Efektif çatlak modeli.

Mevcut öneride, yarı-statik yükleme koşulları altında üç noktalı eğilmede sınır çentikli kirişlerin testinin deneysel sonuçlarından kritik gerilme şiddet faktörü (K_{Ic}^e) belirlemek için direk yöntem ileri sürülmektedir. Bu öneriye göre hesaplanan kırılma parametresi K_{Ic}^e 'in numune boyutundan bağımsızdır.

Test numunelerinde örnek boyut aralıkları önerilmektedir. Kullanılan maksimum agrega boyutu 5-25 mm aralığında olabilir. Örneğin bir 20 mm maksimum agrega boyutu karışımı için numune derinliği (d) çatlama bağı boyutu en az 100mm. Genişliği 40 ila 100 mm arasında olabilir ve yükleme mesafe/derinlik oranı (S/d) 4 ila 8 arasında olabilir. Diş/derinlik oranı 0.2 ila 0.6 arasında olabilir fakat 0.3 veya 0.4 tercih edilir.

Malzeme testlerinin her tipi için en az dört numune tavsiye edilir. Kesilen veya önceden dökülen çentik (İyi yağlanmış takoz kullanılarak) genişliğinin 3 mm den daha büyük olmaması gerekir. Döküm işleminden sonra, numuneler ıslak çuval bezi ile örtülmelidir veya % 100 bağıl nem ile kür odasında muhafaza edilmelidir ve ilk 24 saat için sıcaklık $23\pm2^\circ\text{C}$ olmalıdır. 2. gün tüm numunelerin kalıpları kaldırılır ve test etmeden yaklaşık 1 saat öncesine kadar kür odasına geçirilir. Örnekler test edilmeden önce

geometrisi ölçülmelidir. Malzeme özelliklerinin hesaplanması için öncelikle şartname gereksinimleri ile ilgili olarak silindir numuneler test edilerek karışımın E modülü belirlenir [40].

2.3.2.1. Efektif Kritik Çatlak Uzunluğu (ae)

a_0/d oranlarının çeşitleri için P_i , P_{max} ve orta açıklık sehimlerine uygun gelen δ_i , δ_p değerleri okunur. Aşağıdaki denklemden numunenin E si belirlenir;

$$E = \frac{P_i}{4b\delta_i} \left(\frac{S}{d} \right)^3 \left[1 + \frac{5wS}{8P_i} + \left(\frac{d}{S} \right)^2 \left\{ 2.70 + 1.35 \frac{wS}{P_i} \right\} - 0.84 \left(\frac{d}{S} \right)^3 \right] + \frac{9}{2} \frac{P_i}{b\delta_i} \left(1 + \frac{wS}{2P_i} \right) \left(\frac{S}{d} \right)^2 F_2(\alpha_0) \quad (2.9)$$

Burada w kirişin öz ağırlığıdır, ve

$$F_2(\alpha_0) = \int_0^{\alpha_0} \beta F_1^2(\beta) d\beta, \quad (2.10)$$

$\alpha_0 = a_0/d$ ile, ve $S/d=4$ için,

$$F_1(\beta) = \frac{1.99 - \beta(1 - \beta)(2.15 - 3.93\beta + 2.70\beta^2)}{(1 + 2\beta)(1 - \beta)^{3/2}} \quad (2.11)$$

Bu oranlar dışında;

$$F_1(\beta) = A_0 + A_1\beta + A_2\beta^2 + A_3\beta^3 + A_4\beta^4 \quad (2.12)$$

$$A_0 = +0.0075 \frac{S}{d} + 1.90$$

$$A_1 = +0.0800 \frac{S}{d} - 3.39$$

$$A_2 = -0.2175 \frac{S}{d} + 15.40 \quad (2.13)$$

$$A_3 = +0.2825 \frac{S}{d} - 26.24$$

$$A_4 = +0.1450 \frac{S}{d} + 26.38$$

A_i ($i=0,1,\dots,4$) katsayıları lineer interpolasyon ile $S/d=4$ ve 8 için Brown ve Srawley tarafından verilen katsayılardan elde edilmiştir.

$$\begin{aligned} \delta_P = & \frac{P_{\max}}{4bE} \left(\frac{S}{d} \right)^3 \left[1 + \frac{5wS}{8P_{\max}} + \left(\frac{d}{S} \right)^2 \left\{ 2.70 + 1.35 \frac{wS}{P_{\max}} \right\} - 0.84 \left(\frac{d}{S} \right)^3 \right] \\ & + \frac{9}{2} \frac{P_{\max}}{bE} \left(1 + \frac{wS}{2P_{\max}} \right) \left(\frac{S}{d} \right)^2 F_2(\alpha_e), \end{aligned} \quad (2.14)$$

Kirişin rijitliğindeki azalma hem stabilçatlak büyümesinin hem de kırılma süreci bölgesinin oluşumunun bir sonucudur [40].

2.3.3. Çift-K Modeli

Lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları içerisinde, Çift-K Modeli [13], beton bir yapıda, gerilme şiddet çarpanı K_I (burada sadece Mod I durumu dikkate alınmaktadır) başlangıç gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^{ini} değerine eriştiğinde çatlağın yayılmaya başladığını ve kritik gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^{un} değerine eriştiğinde ise çatlağın ani yayıldığını kabul etmektedir. Çatlağın yayılmasını önlemek amacıyla kırılma sürecinde yarı kırılğan malzemelerde bir Çift-K kriteri önerilmiştir. Çift-K kriteri iki boyutlu-bağımsız parametreden meydana gelir. Her iki terim gerilme şiddet faktörüdür. Biri K_{lc}^{ini} ile ifade edilen ilk kırılma tokluğunu yansıtır, P_{ini} doğrudan ilk çatlama yükü olarak değerlendirilebilir ve öngörülen çatlak uzunluğu a_0 , LEKM 'in formülünde kullanılır. Diğeri ise, yine aynı formül olan LEKM 'i kullanarak, maksimum yük, P_{max} , ve etkili çatlak uzunluğu a_c 'yi ekleyerek kararsız kırılma tokluğu ile ifade edilen K_{lc}^{un} 'a değinir. İki parametrenin değerleri olan K_{lc}^{ini} ve K_{lc}^{un} , küçük boyutlu üç noktalı eğilme çentikli kirişlerden elde edilir ve büyük boyutlu basınç dayanımı numuneleri gösteriyor ki K_{lc}^{ini} ve K_{lc}^{un} u bağımsız-boyutludur. Çift-K kırılma kriteri matematiksel olarak aşağıdaki gibi tarif edilir;

- $K_I = K_{lc}^{ini}$ olduğu zaman, önceden oluşmuş olan çatlakla ilk çatlama başlar;
- $K_{lc}^{ini} < K_I < K_{lc}^{un}$ olduğu zaman, çatlak giderek gelişir;
- $K_I \geq K_{lc}^{un}$ olduğu zaman ise; çatlak istikrarsız yayılır [11];

Çatlağın ilerlemesine engel olan bir diğer etken ise çatlak ucunda yeni mikro çatlakların oluşmasıdır. Tek bir çatlağın yerine, çatlaklar birbirlerine gerilme transferi yaptığından, bu durum yeni yüzey oluşumunun yanı sıra enerji gereksinimini de artırır. Daha sonra bu yeni mikro çatlaklar birleşerek makro çatlaklar haline gelirler ve numuneyi

boydan boya kat ederler. Yukarıdaki etkenlerin dışında, beton içerisinde bulunan hava boşlukları ve gözenekler çatlak ucunda eğrilik yarıçapını arttırdığından dallanmalara sebep olurlar ve bu yüzden çatlağı engelleyici unsurlardandır [41].

K_{lc}^{un} kırılma parametresi iki parametrelili modele [6] benzer olarak RILEM [14] tarafından önerilen, komplians yönteminden hesaplanmaktadır. Komplians yönteminde kırılma parametreleri, Şekil 2.11 'de görüldüğü gibi çentikli bir üç noktalı eğilme numunesinin Yük-Çatlak Ağzı Açılımı (P-CMOD) ilişkisinden belirlenir [14]. Modeldeki kritik çatlak boyu a_c , başlangıç (C_i) ve pik yükte ölçülen sekant (C_s) gibi iki komplians değerinden faydalanarak hesaplanır (Şekil 2.11b). Sonuç olarak, başlangıç ve pik yükteki sekant komplians değerlerinden, betonun elastisite modülü eşitliğiyle a_c deneme-yanılma yöntemiyle bulunabilir:

$$E = \frac{6Sa_0V(\alpha_0)}{C_i bd^2} = \frac{6Sa_cV(\alpha_c)}{C_s bd^2} \rightarrow a_c V(\alpha_c) = \frac{a_0 V(\alpha_0) C_s}{C_i}, \alpha = \frac{a}{d} \quad (2.15)$$

K_{lc}^{un} parametresi, LEKM' e ait denklemlerle aşağıdaki şekilde hesaplanabilir:

$$K_{lc}^{un} = \frac{3P_c S}{2bd^2} \sqrt{\pi a_c} Y(\alpha_c) \quad (2.16)$$

İfade (2.15)' teki $V(\sigma)$ ve İfade (2.16)' daki $Y(\sigma)$ fonksiyonları $S/d=4$ olan kirişler için aşağıdaki gibi verilebilir [38]:

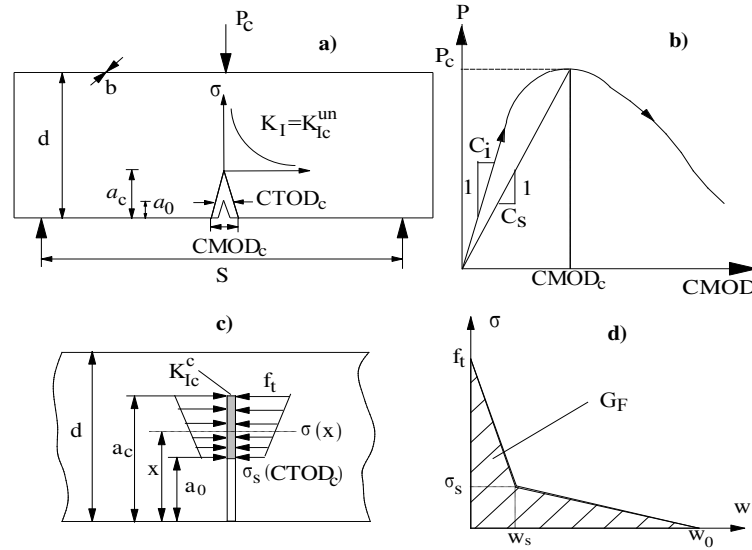
$$V(\alpha) = 0.76 - 2.28\alpha + 3.87\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha)^2} \quad (2.17)$$

$$Y(\alpha) = \frac{1.99 - \alpha(1-\alpha)(2.15 - 3.93\alpha + 2.7\alpha^2)}{\sqrt{\pi}(1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2}} \quad (2.18)$$

Başlangıç gerilme şiddet çarpanını K_{lc}^{ini} hesaplamak için ilk önce Şekil 2.11.c'de detaylandırıldığı gibi, çatlak gerisinde yer alan kohezif gerilmelerin sebep olduğu kohezif gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^c in hesaplanması gerekir. Çift-K yönteminde K_{lc}^c in değeri, Jenq ve Shah [42] tarafından tanımlanan İfade (2.19) ile hesaplanmaktadır ve bu ifade aslında, Tada v.d. [38] in önerdiği yaklaşımın basitleştirilmiş halidir.

$$K_{Ic}^c = \int_{a_0}^{a_c} \frac{2\sigma(x/a_c)}{\sqrt{\pi a_c}} F\left(\beta = \frac{x}{a_c}, \alpha = \frac{a_c}{d}\right) dx \quad (2.19)$$

$$F(\beta, \alpha) = \frac{3.52(1-\beta)}{(1-\alpha^2)^{1.5}} - \frac{4.35-5.28\beta}{(1-\alpha)^{0.5}} + \left[\frac{1.3-0.3\beta^{1.5}}{(1-\beta^2)^{0.5}} + 0.83-1.76\beta \right] [1-\alpha(1-\beta)] \quad (2.20)$$



Şekil 2.11. Çift-K modelde kırılma parametrelerinin tayini

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

c) K_{Ic}^c nin hesap şekli **d)** iki-lineer doğrudan oluşan gerilme-çatlak açılımı kanunu

Ancak İfade (2.19) un singülariteden dolayı analitik çözümü yoktur ve Gauss-Chebyshev yöntemiyle sonuç bulmak mümkündür [43]. Çatlak gerisinde oluşan gerilme dağılımının fonksiyonu $\sigma(x)$ için Şekil.11d’de görülen iki lineer doğrudan oluşan gerilme-çatlak açılımı (σ - w) bağıntısı kullanılır ve bu eğrinin altında kalan alan betonun kırılma enerjisine G_F eşittir. σ - w ilişkisinin kritik noktaları, f'_c betonun basınç mukavemeti, f_t betonun çekme mukavemeti ve d_{max} maksimum agregası olmak üzere aşağıdaki denklemlerden belirlenebilir [43]:

$$\alpha_F = 9 - d_{max}/8 \quad (2.21)$$

$$G_F = (0.00025d_{max} + 0.002)f_c^{0.7} \quad (2.22)$$

$$w_0 = \alpha_F G_F / f_t \quad (2.23)$$

$$\sigma_s = \frac{f_t}{\alpha_F} \left(2 - \frac{f_t CTOD_c}{G_F} \right) \quad (2.24)$$

Yukarıdaki ifadelerde f'_c ve f'_t [MPa], d_{max} [mm] ve G_F [N/mm] birimindedir. İfade (2.22) CEB-FIB şartnamesine [41] göre hesaplanmaktadır. Modelde Şekil 2.11d'deki $w_s = CTOD_c$ yani kritik çatlak ucu açılımına eşit alınmaktadır. Bu değer iki parametrelili modele benzer olarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir [14]:

$$CTOD_c = \frac{6P_c S a_c}{E b d^2} V \left(\frac{a_c}{d} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_0}{a_c} \right)^2 + \left(1.081 - 1.149 \frac{a_c}{d} \right) \left(\frac{a_0}{a_c} - \frac{a_0^2}{a_c^2} \right)} \quad (2.25)$$

Sonuç olarak başlangıç gerilme şiddet çarpanı süper pozisyon kaidesi gereğince İfade (2.26)'dan hesaplanabilir: [12]

$$K_{lc}^{ini} = K_{lc}^{un} - K_{lc}^c \quad (2.26)$$

2.4. Betonun Kırılma Parametrelerini Etkileyen Faktörler

Deneyssel çalışmalar betonun kırılma parametreleri üzerine dört esas parametrenin etkili olduğunu göstermiştir. Bunlar basınç dayanımı (f'_c), maksimum agrega boyutu (d_{max}), su/çimento oranı (w/c) ve agrega tipi. Bir beton karışımında betonun davranışını etkileyen en önemli parametrelerden biri su/çimento oranıdır. Basınç dayanımı ise dikkate alınırken bu ilişki ilk olarak 1918 yılında Abrams tarafından elde edilmiştir. Abrams kanunu $f'_c = \frac{K_1}{K_2^{1.5W/C}}$ diye ifade edilir. Burada f'_c ; sabit basınç dayanımı, w /çağırlık gereğidir ve çimento dökme yoğunluğu 1.5 t/m^3 olarak alınır [44]. İnce w/c , d_{max} , f'_c 'den kırılma parametreleri K_{lc}^s , K_{lc}^e ve $CTOD_c$ 'i tahmin etmek amacıyla, çok sayıda inşaat mühendisliği problemlerini çözmek için çok güçlü bir yapay sinir ağı uygulaması [45, 46].

Betonun kırılma sürecini ve kırılma parametrelerini etkileyen faktörler üzerine birçok araştırma yapılmıştır. Petersson (1980) [47], betonun kırılma enerjisinin kullanılan agreganın kalitesine büyük oranda bağlı olduğunu, normal betonlar için kırılma enerjisinin $60 - 100 \text{ N/m}$ arasında, karakteristik boyun ise $200 - 300 \text{ mm}$ arasında görüldüğünü ve betonun yaşı ilerledikçe ve su/çimento oranı azaldıkça azaldığını belirtmiştir. Petersson

(1980)'un [47] bulgularına göre, kırılmış kuvarz ve çakıl gibi kuvvetli agregalar kullanıldığında kırma kireçtaşına göre daha yüksek kırılma enerjisi elde edilmektedir. Petersson (1980) [47] bunun nedenini kırılma yolunun farklı olmasına bağlamış ve kuvvetli agregalar kullanıldığında çatlakların agrega etrafından dolaştığını, böylece daha geniş çatlak yüzeyi elde edildiğini ve daha yüksek kırılma enerjisi elde edildiğini belirtmiştir. Zayıf agregalar kullanılması durumunda ise çatlaklar agrega içerisinden geçmekte ve çatlak yüzeyi ve kırılma enerjisi daha düşük olmaktadır. Ayrıca, Petersson (1980)'un [47] ilk bulgularına göre maksimum agrega çapı arttıkça kırılma enerjisi (G_f) fazla değişmemekte, fakat karakteristik boy (l_{ch}) belirgin bir şekilde artmaktadır.

Betonun diğer mekanik parametreleri gibi kırılma parametreleri de birçok faktörden etkilenir. Bazı araştırmacılar (Taşdemir, 1996, Taşdemir v.d., 1999) [48,49] özellikle aktivitesi yüksek mineral katkıları kullanıldığında basınç dayanımındaki artışla kırılma enerjisinin artmayabileceğini belirtmişlerdir. Betonun kırılma parametrelerini etkileyen ana faktörler, su/çimento oranı, dayanım sınıfı, toplam agrega miktarı, maksimum agrega çapı, agrega tipi ve kökeni olarak sayılmaktadır. Bayramov (2004)' un [50] yaptığı araştırmalara göre su/çimento oranı arttıkça betonun basınç dayanımı, elastisite modülü ve çekme dayanımının belirgin bir şekilde azaldığı, kırılma enerjisinin azalma gösterdiği, karakteristik boyun ise arttığı yönündedir.

Bazı araştırmacılarca betonun kırılma enerjisinin basınç dayanımı arttıkça arttığı belirtilmektedir (Hilsdorf ve Brameshuber, 1991, Rao ve Prasad, 2002, Gettu v.d, 1998) [51,52,53]. Ancak, bu artışın çok az düzeyde olduğunu belirten araştırmacılar da vardır. Gettu v.d (1990) [54], basınç dayanımında % 160'lık artış olduğunda kırılma enerjisinin yalnızca % 12 arttığını belirtmişlerdir. Jensen ve Hansen (2001) [55], betonun kırılma enerjisi düzeyinin kullanılan agrega tipine bağlı olduğunu ve 50 MPa basınç dayanımı seviyesine kadar, kırılma enerjisinin betonun basınç dayanımından bağımsız olduğunu belirtmişlerdir. Zhong ve Wu (2001) [56] ise 114 MPa küp basınç dayanımına sahip betonlar için basınç dayanımı ile kırılma enerjisinin birbirinden bağımsız olduğunu öne sürmüşlerdir [57].

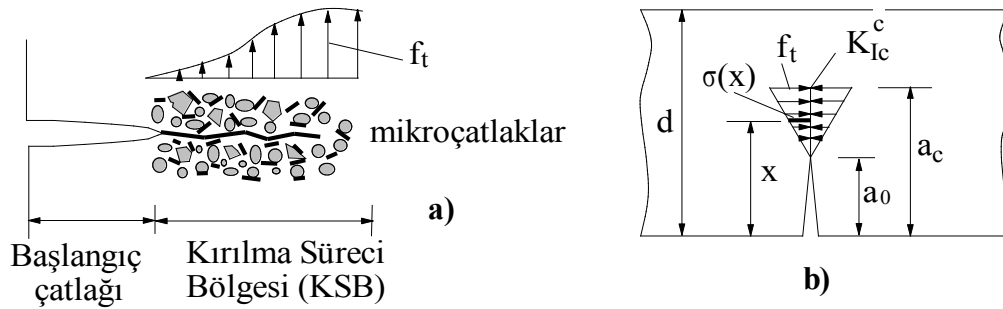
Beton hacminin yaklaşık % 60 - % 70'ini agrega fazı oluşturduğundan, agregalar ile ilgili değişkenlerin betonun kırılma parametreleri üzerine kuvvetli bir etkisi vardır. Maksimum agrega boyutu, agrega miktarı, bu tezin araştırdığı konulardan birisi olan ince agreganın kaba agregaya oranı ve agrega tipinin betonun kırılma parametreleri üzerine önemli etkisi bulunmaktadır [57].

3. BULGULAR

Materyal metod bölümünün son kısmında bahsedildiği gibi kırılma parametrelerine etki eden faktörler; basınç dayanımı (f'_c), maximum agrega boyutu (d_{max}), su/çimento oranı (w/c) ve agraga tipidir. Bu bölümde betonun başlangıç gerilme şiddet çarpanı kırılma parametresi üzerine betonun malzeme parametrelerinin etkisini daha iyi değerlendirebilmek amacıyla farklı değerler kullanılarak farklı araştırmacıların verileriyle analizler yapılmıştır. Bu analizlerde kohezif gerilme şiddet çarpanının hesabı için aşağıdaki formül kullanılmıştır [12];

$$K_{Ic}^c = \frac{f_t}{3\sqrt{\pi a_c}(a_c - a_0)} \left[\frac{(8a_c + a_0)\sqrt{a_c^2 - a_0^2} - (a_c^2 + 8a_0a_c)\arccos(a_0/a_c)}{(1 - a_c/d)^{0.3}} + \frac{3.52(a_c/d)^{1.5}(a_c - a_0)^3}{a_c(1 - a_c/d)^{1.5}} \right] \quad (3.1)$$

Şekil 3. 12a da görüldüğü gibi, uygulamada çatlak gerisindeki KSB'deki gerilme dağılımı kritik durumda çatlak ucuna doğru gittikçe azalmakta ve maksimum ordinatı betonun çekme mukavemeti f_t eşit olmaktadır. Bu gerçekten hareketle, Çift-K yöntemindeki kohezif gerilme şiddet çarpanını elde etmek için Şekil 3. 12b de görüldüğü gibi çatlak gerisinde kohezif gerilmelerin maksimum değeri betonun çekme mukavemeti f_t olan üçgen dağılım esas alınmıştır.



Şekil 3.12. a) Betonda kırılma süreci bölgesi b) K_{Ic}^c hesabı için seçilen model

Bu formülün geçerliliğini göstermek amacıyla birçok araştırmacının çalışmalarında yer alan bir dizi deneysel çalışma ve sonuçlar kullanılmıştır. Bu çalışmalarda kullanılan numuneler çentikli üç noktalı eğilme numuneleridir. Formülde mevcut olan betonun çekme mukavemeti f_t 'yi bulmak için;

$$f_t = 0.5\sqrt{f_c} \quad (3.2)$$

Formülü kullanılmıştır. Burada f_c ve f_t [MPa] birimindedir. İfade (3.1) deki a_c pik yükteki kritik çatlak boyu ve a_0 başlangıç çatlak boyudur.

f_c 'yi bulmak için ise aşağıdaki formülden yararlanılmaktadır;

$$E_c = 4734\sqrt{f_c} \quad (3.3)$$

Böylece İfade (3.1)'deki formül kullanılarak gerekli olan tüm değerler belirlenir ve sonuç olarak başlangıç gerilme şiddet çarpanı süper pozisyon kaidesi gereğince önceki bölümde bahsedilen İfade (2.26) dan hesaplanmaktadır. Tablolardaki S kirişin boyunu, b kirişin enini ve d ise kirişin yüksekliğini ifade etmektedir.

Tablo 3.1. 'de $d_{max}=2$ mm olan bir numune için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tablo 3.2.' de $d_{max}= 5$ mm olan bir numune için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir. Tablo 3.3.'te $d_{max}= 10$ mm olan bir numune için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tablo 3.4.'te $d_{max} = 14$ mm olup w/c oranı sabit tutulan basınç dayanımı değeri farklı bir numune için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

Tablo 3.5.'te $d_{max} = 20$ mm olan I. Seri w/c oranı sabit tutulan basınç dayanımı değeri farklı numuneler için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tablo 3.6.'da $d_{max} = 20$ mm olan II. Seri numuneler için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir. Tablo 3.7.'de $d_{max}= 20$ mm olan nehir agregası numuneler için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tablo 3.8.'de $d_{max} = 20$ mm olan kırma nehir çakılı numuneler için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

Tablo 3.9.'da $d_{max} = 19$ mm olan çentikli kiriş Karışım A, Karışım B, Karışım C numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir. Tablo 3.10.'da $d_{max} = 19$ mm olan Karışım B ön kırılma kiriş numuneleri için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tablo 3.11.'de $d_{max} = 19$ mm olan Karışım C ön kırılma kiriş numuneleri için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir.

Tablo 3.12.'de $d_{max} = 10$ mm olan I. Seri, II. Seri, III. Seri numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir.

Tablo 3.13.'te $d_{max} = 10$ mm olan bir numune için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir.

Tablo 3.14.'te $d_{max} = 20$ mm olan BN-I Serisi, $d_{max}=16$ mm olan BN-II Serisi numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

Tablo 3.15.'te $d_{max} = 19$ mm olan F1 Serisi, F2 Serisi, F3 Serisi numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir.

Tablo 3.16.'da $d_{max}=3.15$ mm olan öğütülmüş mermer numunesi için verilen değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tablo 16.'da f'_c değeri verilmemiştir. Bu değeri $E_c = 4734\sqrt{f'_c}$ formülünü kullanarak elde edebiliriz. $f'_c = 60,43$ MPa bulunur.

Tablo 3.17.'de $d_{max} = 6$ mm olan harç ve $d_{max} = 12.7$ mm olan beton numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir.

Tablo 3.18.'de $d_{max} = 19$ mm olan beton ve $d_{max}= 8$ mm olan yüksek dayanımlı beton numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar verilmiştir.

Tablo 3.19.'da $d_{max} = 8$ mm olan doğal kırma çakıl ve $d_{max}= 12$ mm olan doğal çakıl numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar gösterilmiştir.

Tablo 3.20.'de $d_{max}= 32$ mm olan beton ve $d_{max}= 2$ mm olan harç numuneleri için verilen farklı değerler dikkate alınarak yapılan analizde elde edilen sonuçlar sunulmuştur

Tablo 3.1.(Nallathambi (1986), $d_{max}=2\text{mm}$, $w/c=0.5$, $f'_c=44.3\text{ MPa}$, $E_c=26.3\text{ GPa}$)[58]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c MPa√m	K_{Ic}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	200	40	51	0.200	0.267	0.596	44.30	3.328	10.200	13.617	0.236	0.360
2	200	40	51	0.300	0.358	0.577	44.30	3.328	15.300	18.258	0.225	0.352
3	200	40	51	0.400	0.444	0.567	44.30	3.328	20.400	22.644	0.203	0.364
4	200	40	51	0.500	0.532	0.544	44.30	3.328	25.500	27.132	0.181	0.363
5	200	40	51	0.600	0.626	0.524	44.30	3.328	30.600	31.926	0.174	0.350
6	400	55	64	0.200	0.267	0.677	44.30	3.328	12.800	17.088	0.264	0.413
7	400	55	64	0.300	0.358	0.645	44.30	3.328	19.200	22.912	0.252	0.393
8	400	55	64	0.400	0.445	0.623	44.30	3.328	25.600	28.480	0.230	0.393
9	400	55	64	0.500	0.535	0.593	44.30	3.328	32.000	34.240	0.213	0.380
10	400	55	64	0.600	0.632	0.613	44.30	3.328	38.400	40.448	0.218	0.395
11	600	80	76	0.200	0.267	0.738	44.30	3.328	15.200	20.292	0.287	0.451
12	600	80	76	0.300	0.357	0.721	44.30	3.328	22.800	27.132	0.272	0.449
13	600	80	76	0.400	0.442	0.718	44.30	3.328	30.400	33.592	0.241	0.477
14	600	80	76	0.500	0.529	0.692	44.30	3.328	38.000	40.204	0.210	0.482
15	600	80	76	0.600	0.622	0.665	44.30	3.328	45.600	47.272	0.195	0.470

Tablo 3.2.(Nallathambi (1986), $d_{max}=5\text{mm}$, $w/c=0.5$, $f'_c=42.1\text{ MPa}$, $E_c=29.3\text{ GPa}$)[58]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c MPa√m	K_{Ic}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	200	40	51	0.200	0.275	0.602	42.10	3.244	10.200	14.025	0.245	0.357
2	200	40	51	0.300	0.369	0.582	42.10	3.244	15.300	18.819	0.242	0.340
3	200	40	51	0.400	0.458	0.571	42.10	3.244	20.400	23.358	0.230	0.341
4	200	40	51	0.500	0.552	0.541	42.10	3.244	25.500	28.152	0.229	0.312
5	400	55	64	0.200	0.274	0.663	42.10	3.244	12.800	17.536	0.272	0.391
6	400	55	64	0.300	0.366	0.666	42.10	3.244	19.200	23.424	0.264	0.402
7	400	55	64	0.400	0.457	0.624	42.10	3.244	25.600	29.248	0.255	0.369
8	400	55	64	0.500	0.547	0.618	42.10	3.244	32.000	35.008	0.243	0.375
9	400	55	64	0.600	0.641	0.617	42.10	3.244	38.400	41.024	0.242	0.375
10	600	80	76	0.200	0.272	0.759	42.10	3.244	15.200	20.672	0.292	0.467
11	600	80	76	0.300	0.366	0.712	42.10	3.244	22.800	27.816	0.288	0.424
12	600	80	76	0.400	0.455	0.703	42.10	3.244	30.400	34.580	0.272	0.431
13	600	80	76	0.500	0.547	0.666	42.10	3.244	38.000	41.572	0.265	0.401
14	600	80	76	0.600	0.643	0.656	42.10	3.244	45.600	48.868	0.271	0.385

Tablo 3.3.(Nallathambi (1986), $d_{max}= 10$ mm, $w/c=0.5$, $f'_c=40.3$ MPa, $E_c =32.0$ GPa)[58]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	200	40	64	0.200	0.281	0.623	40.30	3.174	12.800	17.984	0.280	0.343
2	200	40	76	0.200	0.280	0.678	40.30	3.174	15.200	21.280	0.303	0.375
3	200	40	76	0.300	0.376	0.649	40.30	3.174	22.800	28.576	0.305	0.344
4	200	40	102	0.200	0.308	0.790	40.30	3.174	20.400	31.416	0.417	0.373
5	200	40	102	0.300	0.376	0.710	40.30	3.174	30.600	38.352	0.353	0.357
6	200	40	102	0.400	0.465	0.729	40.30	3.174	40.800	47.430	0.338	0.391
7	200	40	102	0.500	0.558	0.718	40.30	3.174	51.000	56.916	0.337	0.381
8	400	55	64	0.200	0.281	0.682	40.30	3.174	12.800	17.984	0.280	0.402
9	600	80	76	0.200	0.280	0.742	40.30	3.174	15.200	21.280	0.303	0.439
10	600	80	76	0.300	0.375	0.735	40.30	3.174	22.800	28.500	0.302	0.433

Tablo 3.4.(Nallathambi (1986), $d_{max}= 14$ mm, $w/c=0.5$, $f'_c=40.9$ MPa, $E_c =32.6$ GPa) [58]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	400	55	102	0.200	0.284	0.718	40.90	3.198	20.400	28.968	0.364	0.354
2	400	55	102	0.300	0.382	0.698	40.90	3.198	30.600	38.964	0.371	0.327
3	400	55	127	0.200	0.286	0.735	40.90	3.198	25.400	36.322	0.411	0.324
4	400	55	127	0.300	0.381	0.751	40.90	3.198	38.100	48.387	0.411	0.340
5	400	55	127	0.400	0.474	0.736	40.90	3.198	50.800	60.198	0.409	0.327

Tablo 3.5. (Nallathambi (1986), $d_{max}= 20$ mm, I.Seri, $w/c = 0.5$, $f'_c=37.6$ MPa $E_c = 33.0$ GPa) [58]

Seri No.	Kiriş Boyutları,mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	600	80	127	0.200	0.292	0.733	37.60	3.066	25.400	37.084	0.410	0.323
2	600	80	127	0.300	0.389	0.761	37.60	3.066	38.100	49.403	0.416	0.345
3	600	80	153	0.200	0.290	0.809	37.60	3.066	30.600	44.370	0.444	0.365
4	600	80	153	0.300	0.388	0.801	37.60	3.066	45.900	59.364	0.454	0.347
5	600	80	153	0.400	0.485	0.775	37.60	3.066	61.200	74.205	0.466	0.309

Tablo 3.6. (Nallathambi (1986), $d_{max} = 20\text{mm}$, II. Seri, $w/c = 0.5$, $f'c=38.0\text{ MPa}$ $E_c = 33.2\text{ GPa}$) [58]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c	K_{lc}^{ini}
	S	b	d									
1	1000	80	140	0.200	0.293	0.743	38.00	3.082	28.000	41.020	0.435	0.308
2	1000	80	140	0.300	0.392	0.747	38.00	3.082	42.000	54.880	0.447	0.300
3	1200	80	200	0.200	0.291	0.868	38.00	3.082	40.000	58.200	0.514	0.354
4	1200	80	200	0.300	0.389	0.882	38.00	3.082	60.000	77.800	0.525	0.357
5	1200	80	200	0.400	0.484	0.865	38.00	3.082	80.000	96.800	0.532	0.333
6	1200	80	200	0.500	0.579	0.887	38.00	3.082	100.000	115.800	0.545	0.342
7	1500	80	240	0.200	0.293	0.886	38.00	3.082	48.000	70.320	0.570	0.316
8	1500	80	240	0.300	0.390	0.912	38.00	3.082	72.000	93.600	0.578	0.334
9	1500	80	240	0.400	0.489	0.863	38.00	3.082	96.000	117.360	0.602	0.261
10	1500	80	240	0.500	0.589	0.850	38.00	3.082	120.000	141.360	0.639	0.211
11	1500	80	240	0.600	0.696	0.859	38.00	3.082	144.000	167.040	0.725	0.134
12	1800	80	300	0.200	0.295	0.904	38.00	3.082	60.000	88.500	0.645	0.259
13	1800	80	300	0.300	0.394	0.918	38.00	3.082	90.000	118.200	0.663	0.255
14	1800	80	300	0.400	0.490	0.922	38.00	3.082	120.000	147.000	0.677	0.245
15	1800	80	300	0.500	0.589	0.921	38.00	3.082	150.000	176.700	0.715	0.206
16	1800	80	300	0.600	0.691	0.966	38.00	3.082	180.000	207.300	0.784	0.182
17	1500	80	300	0.300	0.394	0.923	38.00	3.082	90.000	118.200	0.663	0.260
18	1200	80	300	0.300	0.392	0.945	38.00	3.082	90.000	117.600	0.655	0.290
19	1000	80	300	0.300	0.392	0.943	38.00	3.082	90.000	117.600	0.655	0.288

Tablo 3.7.(Nallathambi (1986), $d_{max} = 20$ mm) [58]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c	K_{lc}^{ini}
	S	b	d			MPa√m					MPa√m	MPa√m
(Nehir Agregası, w/c=0.50, $f'c$ =41.3 MPa, E_c =33.0 GPa)												
1	600	80	102	0.200	0.290	0.742	41.30	3.213	20.400	29.580	0.380	0.362
2	600	80	102	0.300	0.388	0.738	41.30	3.213	30.600	39.576	0.388	0.350
3	600	80	102	0.400	0.485	0.714	41.30	3.213	40.800	49.470	0.398	0.316
4	600	80	102	0.500	0.588	0.669	41.30	3.213	51.000	59.976	0.432	0.237
5	600	80	102	0.600	0.687	0.716	41.30	3.213	61.200	70.074	0.464	0.252
(Nehir Agregası, w/c=0.55, $f'c$ =35.8 MPa, E_c =28.2 GPa)												
6	600	80	102	0.200	0.295	0.653	35.80	2.992	20.400	30.090	0.365	0.288
7	600	80	102	0.300	0.390	0.718	35.80	2.992	30.600	39.780	0.366	0.352
8	600	80	102	0.400	0.491	0.651	35.80	2.992	40.800	50.082	0.386	0.265
9	600	80	102	0.500	0.595	0.619	35.80	2.992	51.000	60.690	0.420	0.199
10	600	80	102	0.600	0.690	0.700	35.80	2.992	61.200	70.380	0.441	0.259
(Nehir Agregası, w/c=0.60, $f'c$ =30.2 MPa, E_c =23.6 GPa)												
11	600	80	102	0.200	0.298	0.598	30.20	2.748	20.400	30.396	0.341	0.257
12	600	80	102	0.300	0.396	0.635	30.20	2.748	30.600	40.392	0.349	0.286
13	600	80	102	0.400	0.495	0.616	30.20	2.748	40.800	50.490	0.363	0.253
14	600	80	102	0.500	0.606	0.555	30.20	2.748	51.000	61.812	0.412	0.143
15	600	80	102	0.600	0.703	0.633	30.20	2.748	61.200	71.706	0.440	0.193
(Nehir Agregası, w/c=0.65, $f'c$ =24.9 MPa, E_c =21.0 GPa)												
16	600	80	102	0.200	0.302	0.544	24.90	2.495	20.400	30.804	0.317	0.227
17	600	80	102	0.300	0.406	0.535	24.90	2.495	30.600	41.412	0.336	0.199
18	600	80	102	0.400	0.500	0.576	24.90	2.495	40.800	51.000	0.340	0.236
19	600	80	102	0.500	0.610	0.535	24.90	2.495	51.000	62.220	0.383	0.152
20	600	80	102	0.600	0.712	0.590	24.90	2.495	61.200	72.624	0.421	0.169

Tablo 3.8. (Nallathambi (1986), $d_{max} = 20$ mm) [58]

Seri No.	Kiriş Boyutları,mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c	K_{lc}^{ini}
	S	b	d									
(Kırma Nehir Agregası, w/c=0.50, $f'c$ =38.5 MPa, E_c = 37.4GPa)												
1	600	80	102	0.200	0.285	0.836	38.50	3.102	20.400	29.070	0.355	0.481
2	600	80	102	0.300	0.380	0.866	38.50	3.102	30.600	38.760	0.355	0.511
3	600	80	102	0.400	0.472	0.852	38.50	3.102	40.800	48.144	0.350	0.502
4	600	80	102	0.500	0.572	0.797	38.50	3.102	51.000	58.344	0.371	0.426
5	600	80	102	0.600	0.679	0.764	38.50	3.102	61.200	69.258	0.423	0.341
(Kırma Nehir Agregası, w/c=0.55, $f'c$ =34.2 MPa, E_c = 32.6GPa)												
6	600	80	102	0.200	0.289	0.751	34.20	2.924	20.400	29.478	0.344	0.407
7	600	80	102	0.300	0.383	0.816	34.20	2.924	30.600	39.066	0.342	0.474
8	600	80	102	0.400	0.479	0.772	34.20	2.924	40.800	48.858	0.348	0.424
9	600	80	102	0.500	0.581	0.719	34.20	2.924	51.000	59.262	0.374	0.345
10	600	80	102	0.600	0.684	0.732	34.20	2.924	61.200	69.768	0.414	0.318
(Kırma Nehir Agregası, w/c=0.60, $f'c$ =28.0 MPa, E_c = 28.5GPa)												
11	600	80	102	0.200	0.292	0.707	28.00	2.646	20.400	29.784	0.317	0.390
12	600	80	102	0.300	0.388	0.738	28.00	2.646	30.600	39.576	0.320	0.418
13	600	80	102	0.400	0.489	0.670	28.00	2.646	40.800	49.878	0.337	0.333
14	600	80	102	0.500	0.585	0.694	28.00	2.646	51.000	59.670	0.348	0.346
15	600	80	102	0.600	0.692	0.687	28.00	2.646	61.200	70.584	0.395	0.292
(Kırma Nehir Agregası, w/c=0.65, $f'c$ =23.8 MPa, E_c = 24.0GPa)												
16	600	80	102	0.200	0.301	0.560	23.80	2.439	20.400	30.702	0.308	0.252
17	600	80	102	0.300	0.396	0.635	23.80	2.439	30.600	40.392	0.310	0.325
18	600	80	102	0.400	0.497	0.601	23.80	2.439	40.800	50.694	0.326	0.275
19	600	80	102	0.500	0.602	0.581	23.80	2.439	51.000	61.404	0.357	0.224
20	600	80	102	0.600	0.705	0.624	23.80	2.439	61.200	71.910	0.395	0.229

Tablo 3.9. (Refai veSwartz (1987), $d_{max} = 19$ mm, Çentikli Kirişler) [29]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e MPa√m	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c MPa√m	K_{Ic}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
(Karışım A. w/c= 0.5, $f'c$ =55.8 MPa, Ec = 36.8 GPa)												
1*	381	76	102	0.290	0.382	0.743	55.80	3.735	29.580	38.964	0.461	0.282
2*	381	76	102	0.320	0.407	0.796	55.80	3.735	32.640	41.514	0.452	0.344
3*	381	76	102	0.460	0.541	0.787	55.80	3.735	46.920	55.182	0.466	0.321
4*	381	76	102	0.520	0.602	0.773	55.80	3.735	53.040	61.404	0.488	0.285
5*	381	76	102	0.620	0.720	0.724	55.80	3.735	63.240	73.440	0.599	0.125
(Karışım B. w/c= 0.5, $f'c$ =53.1 MPa, Ec= 38.4 GPa)												
6	762	76	203	0.290	0.360	0.968	53.10	3.643	58.870	73.080	0.543	0.425
7	762	76	203	0.300	0.366	1.019	53.10	3.643	60.900	74.298	0.528	0.491
8	762	76	203	0.500	0.552	0.909	53.10	3.643	101.500	112.056	0.513	0.396
(Karışım C. w/c= 0.5, $f'c$ =54.4 MPa, Ec= 39.3 GPa)												
9	1143	76	305	0.300	0.369	1.275	54.40	3.688	91.500	112.545	0.671	0.604
10	1143	76	305	0.500	0.550	1.120	54.40	3.688	152.500	167.750	0.623	0.497
11	1143	76	305	0.670	0.729	1.039	54.40	3.688	204.350	222.345	0.787	0.252

Tablo 3.10. (Refai veSwartz(1987), d_{max} =19 mm, Karış. B.ön kır.kirişler f'_c =53.1MPa, E_c =38.4GPa) [29]

Seri No.	Kiriş Boyutları,mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e MPa√m	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c MPa√m	K_{Ic}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	762	76	203	0.150	0.231	0.823	53.10	3.643	30.450	46.893	0.566	0.257
2	762	76	203	0.156	0.238	0.800	53.10	3.643	31.668	48.314	0.570	0.230
3	762	76	203	0.188	0.270	0.816	53.10	3.643	38.164	54.810	0.575	0.241
4	762	76	203	0.206	0.284	0.916	53.10	3.643	41.818	57.652	0.561	0.355
5	762	76	203	0.231	0.316	0.748	53.10	3.643	46.893	64.148	0.594	0.154
6	762	76	203	0.246	0.331	0.753	53.10	3.643	49.938	67.193	0.597	0.156
7	762	76	203	0.250	0.331	0.897	53.10	3.643	50.750	67.193	0.581	0.316
8	762	76	203	0.257	0.337	0.822	53.10	3.643	52.171	68.411	0.579	0.243
9	762	76	203	0.270	0.352	0.772	53.10	3.643	54.810	71.456	0.590	0.182
10	762	76	203	0.275	0.352	0.863	53.10	3.643	55.825	71.456	0.570	0.293
11	762	76	203	0.282	0.355	0.921	53.10	3.643	57.246	72.065	0.555	0.366
12	762	76	203	0.334	0.409	0.818	53.10	3.643	67.802	83.027	0.575	0.243
13	762	76	203	0.375	0.448	0.794	53.10	3.643	76.125	90.944	0.577	0.217
14	762	76	203	0.375	0.448	0.794	53.10	3.643	76.125	90.944	0.577	0.217
15	762	76	203	0.425	0.498	0.747	53.10	3.643	86.275	101.094	0.593	0.154
16	762	76	203	0.443	0.517	0.725	53.10	3.643	89.929	104.951	0.603	0.122
17	762	76	203	0.454	0.532	0.685	53.10	3.643	92.162	107.996	0.625	0.060
18	762	76	203	0.475	0.533	0.867	53.10	3.643	96.425	108.199	0.537	0.330
19	762	76	203	0.500	0.566	0.777	53.10	3.643	101.500	114.898	0.586	0.191
20*	762	76	203	0.563	0.628	0.773	53.10	3.643	114.289	127.484	0.608	0.165

* Değer Efektif Çatlak Model dışında yer almaktadır.

Tablo 3.11. (Refai ve Swartz (1987), $d_{max}=19$ mm, Karış. C. ön kır. Kirişler $f'_c=54.4$ MPa, $E_c=39.3$ GPa) [29]

Seri No.	Kiriş Boyutları,mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e MPa√m	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
1	1143	76	305	0.187	0.269	0.995	54.40	3.688	57.035	82.045	0.713	0.282
2	1143	76	305	0.208	0.297	0.830	54.40	3.688	63.440	90.585	0.751	0.079
3	1143	76	305	0.221	0.305	0.939	54.40	3.688	67.405	93.025	0.729	0.210
4	1143	76	305	0.250	0.333	0.937	54.40	3.688	76.250	101.565	0.731	0.206
5	1143	76	305	0.258	0.339	0.963	54.40	3.688	78.690	103.395	0.723	0.240
6	1143	76	305	0.266	0.347	0.965	54.40	3.688	81.130	105.835	0.725	0.240
7	1143	76	305	0.276	0.356	0.967	54.40	3.688	84.180	108.580	0.723	0.244
8	1143	76	305	0.313	0.393	0.928	54.40	3.688	95.465	119.865	0.733	0.195
9	1143	76	305	0.321	0.395	1.027	54.40	3.688	97.905	120.475	0.704	0.323
10	1143	76	305	0.362	0.437	0.946	54.40	3.688	110.410	133.285	0.723	0.223
11	1143	76	305	0.396	0.466	0.974	54.40	3.688	120.780	142.130	0.707	0.267
12	1143	76	305	0.411	0.474	1.057	54.40	3.688	125.355	144.570	0.672	0.385
13	1143	76	305	0.416	0.478	1.062	54.40	3.688	126.880	145.790	0.668	0.394
14	1143	76	305	0.454	0.508	1.115	54.40	3.688	138.470	154.940	0.632	0.483
15	1143	76	305	0.479	0.540	0.999	54.40	3.688	146.095	164.700	0.686	0.313
16	1143	76	305	0.500	0.565	0.945	54.40	3.688	152.500	172.325	0.721	0.224
17	1143	76	305	0.507	0.563	1.034	54.40	3.688	154.635	171.715	0.666	0.368
18	1143	76	305	0.545	0.606	0.968	54.40	3.688	166.225	184.830	0.717	0.251
19	1143	76	305	0.570	0.625	1.024	54.40	3.688	173.850	190.625	0.690	0.334

Tablo 3.12. (Malwar (1987), $d_{max} = 10\text{mm}$) [59]

Seri No.	Kiriş boyutları, mm			a ₀ /d	a _e /d	K_{lc}^e	f_c	f_t	a ₀	a _e	K_{lc}^c	K_{lc}^{ini}
	S	b	d			MPa√m	MPa	MPa			MPa√m	MPa√m
Seri I f'c=29.0 MPa, Ec= 21.7 GPa, w/c=0.60												
1	788	102	102	0.500	0.545	0.764	29.00	2.693	51.000	55.590	0.249	0.515
2	788	102	102	0.500	0.539	0.816	29.00	2.693	51.000	54.978	0.230	0.586
3	788	102	102	0.500	0.543	0.780	29.00	2.693	51.000	55.386	0.243	0.537
4	788	102	102	0.500	0.547	0.741	29.00	2.693	51.000	55.794	0.255	0.486
5	788	102	102	0.500	0.543	0.780	29.00	2.693	51.000	55.386	0.243	0.537
6	788	102	102	0.500	0.549	0.724	29.00	2.693	51.000	55.998	0.260	0.464
7	788	102	102	0.500	0.540	0.809	29.00	2.693	51.000	55.080	0.233	0.576
8	788	102	102	0.500	0.543	0.822	29.00	2.693	51.000	55.386	0.243	0.579
9	788	102	102	0.500	0.551	0.882	29.00	2.693	51.000	56.202	0.266	0.616
10	788	102	102	0.500	0.545	0.757	29.00	2.693	51.000	55.590	0.249	0.508
11	788	102	102	0.500	0.551	0.682	29.00	2.693	51.000	56.202	0.266	0.416
12	788	102	102	0.500	0.543	0.780	29.00	2.693	51.000	55.386	0.243	0.537
Seri II f'c=58.9 MPa, Ec= 24.5 GPa, w/c=0.40												
13	788	102	102	0.300	0.374	0.804	58.90	3.837	30.600	38.148	0.420	0.384
14	788	102	102	0.300	0.365	0.983	58.90	3.837	30.600	37.230	0.391	0.592
15	788	102	102	0.300	0.367	0.910	58.90	3.837	30.600	37.434	0.397	0.513
16	788	102	102	0.300	0.367	1.020	58.90	3.837	30.600	37.434	0.397	0.623
17	788	102	102	0.500	0.539	0.825	58.90	3.837	51.000	54.978	0.328	0.497
18	788	102	102	0.500	0.544	0.879	58.90	3.837	51.000	55.488	0.350	0.529
19	788	102	102	0.500	0.549	0.931	58.90	3.837	51.000	55.998	0.371	0.560
20	788	102	102	0.500	0.539	0.911	58.90	3.837	51.000	54.978	0.328	0.583
Seri III f'c=33.1 MPa, Ec= 19.7 GPa, w/c=0.55												
21	788	102	216	0.500	0.543	0.967	33.10	2.877	108.000	117.288	0.377	0.590
22	788	102	216	0.500	0.544	0.962	33.10	2.877	108.000	117.504	0.382	0.580
23	788	102	216	0.500	0.549	0.908	33.10	2.877	108.000	118.584	0.405	0.503
24	788	102	216	0.500	0.545	0.947	33.10	2.877	108.000	117.720	0.386	0.561
25	788	102	102	0.500	0.540	0.808	33.10	2.877	51.000	55.080	0.249	0.559
26	788	102	102	0.500	0.543	0.750	33.10	2.877	51.000	55.386	0.259	0.491
27	788	102	102	0.500	0.540	0.778	33.10	2.877	51.000	55.080	0.249	0.529
28	788	102	102	0.500	0.543	0.749	33.10	2.877	51.000	55.386	0.259	0.490

Tablo 3.13. (Ferrara (1987)) [60]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c	K_{lc}^{ini}	
	S	b	d			MPa√m					MPa√m	MPa√m	
$d_{max}=10$ mm, $f'c=55.5$ MPa, $E_c= 29.8$ GPa, $w/c=0.48$													
1	800	100	100	0.500	0.548	0.925	55.50	3.725	50.000	54.800	0.353	0.572	
2	800	100	100	0.500	0.548	0.934	55.50	3.725	50.000	54.800	0.353	0.581	
3	800	100	100	0.500	0.544	0.968	55.50	3.725	50.000	54.400	0.336	0.632	
4	800	100	100	0.400	0.461	0.983	55.50	3.725	40.000	46.100	0.380	0.603	
5	800	100	100	0.400	0.452	1.028	55.50	3.725	40.000	45.200	0.348	0.680	
6	800	100	100	0.400	0.456	0.976	55.50	3.725	40.000	45.600	0.362	0.614	
7	800	100	100	0.400	0.454	1.006	55.50	3.725	40.000	45.400	0.355	0.651	
8	800	100	100	0.300	0.363	1.082	55.50	3.725	30.000	36.300	0.369	0.713	
9	800	100	100	0.300	0.364	1.065	55.50	3.725	30.000	36.400	0.372	0.693	
10	800	100	100	0.300	0.364	1.057	55.50	3.725	30.000	36.400	0.372	0.685	
11	800	100	100	0.300	0.363	1.089	55.50	3.725	30.000	36.300	0.369	0.720	
12	800	100	100	0.200	0.273	1.056	55.50	3.725	20.000	27.300	0.387	0.669	
13	800	100	100	0.200	0.272	1.075	55.50	3.725	20.000	27.200	0.384	0.691	
14	800	100	100	0.200	0.272	1.062	55.50	3.725	20.000	27.200	0.384	0.678	
15	800	100	100	0.200	0.273	1.033	55.50	3.725	20.000	27.300	0.387	0.646	

Tablo 3.14. (Elices ve diğ. (1987); Planas ve Elices (1986)) [61,62]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c	K_{Ic}^{ini}
	S	b	d			(MPa√m)					MPa√m	MPa√m
BN-1 Serisi, $d_{max}=20$ mm, $f'c=36.2$ MPa, $E_c= 23.95$ GPa, $w/c=0.58$												
1	1131	100	200	0.500	0.533	0.974	36.20	3.008	100.000	106.600	0.329	0.645
2	1131	100	200	0.500	0.536	0.945	36.20	3.008	100.000	107.200	0.345	0.600
3	1131	100	200	0.500	0.543	0.869	36.20	3.008	100.000	108.600	0.379	0.490
4	1131	100	200	0.500	0.539	0.915	36.20	3.008	100.000	107.800	0.360	0.555
5	1131	100	200	0.500	0.531	1.099	36.20	3.008	100.000	106.200	0.319	0.780
6	1131	100	200	0.500	0.541	0.884	36.20	3.008	100.000	108.200	0.370	0.514
7	1131	100	200	0.500	0.551	0.793	36.20	3.008	100.000	110.200	0.416	0.377
8	1386	100	300	0.500	0.541	1.185	36.20	3.008	150.000	162.300	0.453	0.732
9	1386	100	300	0.500	0.550	1.064	36.20	3.008	150.000	165.000	0.504	0.560
10	1386	100	300	0.500	0.552	1.043	36.20	3.008	150.000	165.600	0.515	0.528
11	1386	100	300	0.500	0.541	1.185	36.20	3.008	150.000	162.300	0.453	0.732
12	1386	100	300	0.500	0.542	1.175	36.20	3.008	150.000	162.600	0.459	0.716
13	1386	100	300	0.500	0.545	1.135	36.20	3.008	150.000	163.500	0.476	0.659
14	1386	100	300	0.500	0.543	1.165	36.20	3.008	150.000	162.900	0.465	0.700
BN-2 Serisi, $d_{max}=16$ mm, $f'c=38.3$ MPa, $E_c= 34.1$ GPa, $w/c=0.58$												
15	400	100	100	0.330	0.406	0.854	38.30	3.094	33.000	40.600	0.345	0.509
16	760	100	190	0.330	0.402	1.121	38.30	3.094	62.700	76.380	0.461	0.660
17	1440	100	360	0.330	0.404	1.386	38.30	3.094	118.800	145.440	0.645	0.741

Tablo 3.15. (Alexander (1987), $d_{max}=19$ mm) [63]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_c/d	K_{lc}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_c	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
F1 Serisi, $f'c=29.0$ MPa, $E_c= 32.5$ GPa, $w/c=0.53$												
1	2000	100	500	0.200	0.281	1.688	29.00	2.693	100.000	140.500	0.664	1.024
2	2000	100	500	0.200	0.285	1.487	29.00	2.693	100.000	142.500	0.682	0.805
3	2000	100	500	0.400	0.475	1.463	29.00	2.693	200.000	237.500	0.689	0.774
4	2000	100	500	0.400	0.467	1.638	29.00	2.693	200.000	233.500	0.646	0.992
5	1200	100	300	0.200	0.275	1.527	29.00	2.693	60.000	82.500	0.492	1.035
6	1200	100	300	0.200	0.273	1.585	29.00	2.693	60.000	81.900	0.485	1.100
7	800	100	200	0.400	0.474	0.982	29.00	2.693	80.000	94.800	0.432	0.550
8	800	100	200	0.400	0.477	0.935	29.00	2.693	80.000	95.400	0.442	0.493
F2 Serisi,, $f'c=34.3$ MPa, $E_c= 33.2$ GPa, $w/c=0.53$												
9	3200	100	800	0.200	0.280	2.013	34.30	2.928	160.000	224.000	0.907	1.106
10	3200	100	800	0.400	0.484	1.529	34.30	2.928	320.000	387.200	1.010	0.519
11	3200	100	800	0.400	0.474	1.763	34.30	2.928	320.000	379.200	0.940	0.823
12	3200	100	800	0.400	0.475	1.729	34.30	2.928	320.000	380.000	0.947	0.782
F3 Serisi,, $f'c=26.3$ MPa, $E_c= 32.0$ GPa, $w/c=0.53$												
13	2000	100	500	0.200	0.284	1.417	26.30	2.564	100.000	142.000	0.645	0.772
14	2000	100	500	0.200	0.279	1.622	26.30	2.564	100.000	139.500	0.623	0.999
15	2000	100	500	0.400	0.474	1.368	26.30	2.564	200.000	237.000	0.651	0.717
16	2000	100	500	0.400	0.472	1.405	26.30	2.564	200.000	236.000	0.641	0.764
17	1200	100	300	0.200	0.284	1.147	26.30	2.564	60.000	85.200	0.500	0.647
18	1200	100	300	0.200	0.285	1.127	26.30	2.564	60.000	85.500	0.503	0.624
19	1200	100	300	0.250	0.333	1.141	26.30	2.564	75.000	99.900	0.504	0.637
20	1200	100	300	0.250	0.333	1.141	26.30	2.564	75.000	99.900	0.504	0.637
21	1200	100	300	0.250	0.329	1.252	26.30	2.564	75.000	98.700	0.490	0.762
22	1200	100	300	0.400	0.465	1.261	26.30	2.564	120.000	139.500	0.469	0.792
23	1200	100	300	0.400	0.474	1.098	26.30	2.564	120.000	142.200	0.504	0.594
24	1200	100	300	0.400	0.475	1.081	26.30	2.564	120.000	142.500	0.508	0.573
25	800	100	200	0.200	0.276	1.230	26.30	2.564	40.000	55.200	0.386	0.844
26	800	100	200	0.200	0.278	1.172	26.30	2.564	40.000	55.600	0.391	0.781
27	800	100	200	0.400	0.466	1.073	26.30	2.564	80.000	93.200	0.386	0.687
28	800	100	200	0.400	0.460	1.173	26.30	2.564	80.000	92.000	0.366	0.807

Tablo 3.16. (Bascoul (1987), $d_{max}=3.15$ mm) [64]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c	K_{Ic}^{ini}
	S	b	d			(MPa√m)					MPa√m	MPa√m
(Öğütülmüş Mermer, w/c =0.53, f'_c = -, E_c = 36.8 GPa)												
1	160	24	40	0.250	0.305	0.938	60.43	3.887	10.000	12.200	0.222	0.716
2	160	24	39	0.263	0.320	0.885	60.43	3.887	10.257	12.480	0.225	0.660
3	160	24	40	0.274	0.324	0.840	60.43	3.887	10.960	12.960	0.213	0.627
4	320	50	80	0.512	0.562	0.970	60.43	3.887	40.960	44.960	0.339	0.631
5	320	50	80	0.500	0.544	0.910	60.43	3.887	40.000	43.520	0.314	0.596
6	320	50	80	0.512	0.555	0.900	60.43	3.887	40.960	44.400	0.313	0.587
7	320	49	80	0.262	0.328	1.074	60.43	3.887	20.960	26.240	0.349	0.725
8	320	50	83	0.263	0.325	0.940	60.43	3.887	21.829	26.975	0.343	0.597
9	320	50	83	0.264	0.327	0.908	60.43	3.887	21.912	27.141	0.346	0.562
10	320	50	80	0.125	0.182	0.850	60.43	3.887	10.000	14.560	0.310	0.540
11	320	50	83	0.156	0.217	0.905	60.43	3.887	12.948	18.011	0.329	0.576
12	320	50	83	0.144	0.204	0.987	60.43	3.887	11.952	16.932	0.326	0.661

Tablo 3.17. (Catalano ve Ingraffea (1982)) [65]

Seri No.	Kiriş Boyutları,mm			a ₀ /d	a _e /d	$\frac{K_{Ic}^e}{(MPa\sqrt{m})}$	f _c MPa	f _t MPa	a ₀	a _e	K_{Ic}^c MPa√m	K_{Ic}^{ini} MPa√m	
	S	b	d										
(Harç, d _{max} =6 mm, w/c =0.44, f'c= 60.7 MPa, Ec= 33.5 Gpa)													
1	1321	102	305	0.197	0.292	1.281	60.70	3.896	60.085	89.060	0.821	0.460	
2	1321	102	305	0.211	0.288	1.160	60.70	3.896	64.355	87.840	0.731	0.429	
(Beton, d _{max} =12.7 mm, 62, w/c =0.52, f'c= 45.5 MPa, Ec= 31.0 Gpa)													
3	1321	152	305	0.205	0.285	1.367	45.50	3.373	62.525	86.925	0.646	0.721	
4	1321	152	305	0.198	0.281	1.445	45.50	3.373	60.390	85.705	0.658	0.787	
5	1321	152	305	0.202	0.271	1.476	45.50	3.373	61.610	82.655	0.594	0.882	
(Beton, d _{max} =12.7 mm, w/c =0.52, f'c= 43.4 MPa, Ec= 31.0 Gpa)													
6	1321	152	305	0.211	0.282	1.589	43.40	3.294	64.355	86.010	0.591	0.998	
7	1321	152	305	0.202	0.279	1.647	43.40	3.294	61.610	85.095	0.617	1.030	
8	1321	152	305	0.205	0.283	1.594	43.40	3.294	62.525	86.315	0.622	0.972	

Tablo 3.18. (Jeng ve Shah (1984); John ve Shah (1987)) [66,67]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
(Beton, $d_{max}=19$ mm, $w/c=0.65$, $f'_c=25.16$ MPa, $E_c=27.24$ GPa)												
1	914	86	229	0.333	0.391	1.241	25.16	2.508	76.257	89.539	0.364	0.877
2	914	86	229	0.333	0.402	1.008	25.16	2.508	76.257	92.058	0.401	0.607
3	609	57	152	0.318	0.390	0.889	25.16	2.508	48.336	58.976	0.327	0.562
4	609	57	152	0.324	0.400	0.789	25.16	2.508	49.248	60.800	0.344	0.445
5*	305	29	31	0.293	0.365	0.774	25.16	2.508	9.083	11.315	0.149	0.625
6*	305	29	31	0.293	0.373	0.656	25.16	2.508	9.083	11.563	0.158	0.498
7*	305	29	31	0.293	0.370	0.721	25.16	2.508	9.083	11.439	0.153	0.568
8*	305	29	31	0.293	0.364	0.794	25.16	2.508	9.083	11.284	0.148	0.646
(Yüksek Dayanımlı Beton, $d_{max}=8$ mm, $w/c=0.22$, $f'_c=110$ MPa, $E_c=56.55$ GPa)												
9	203	25	76	0.329	0.375	1.960	110.00	5.244	25.004	28.500	0.386	1.574
10	203	25	76	0.329	0.380	1.833	110.00	5.244	25.004	28.728	0.400	1.433

* Değer Efektif Çatlak Model dışında yer almaktadır.

Tablo 3.19. (Horwarth ve Persson (1984)) [68]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{Ic}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{Ic}^c MPa√m	K_{Ic}^{ini} MPa√m
S	b	d										
Doğal kırma çakıl, $d_{max}=8\text{mm}$, $f'_c=93.0\text{ MPa}$, $E_c=32.0\text{ GPa}$, $w/c=0.40$												
1	800	100	100	0.500	0.533	1.016	93.00	4.822	50.000	53.300	0.373	0.643
2	800	100	100	0.500	0.536	0.979	93.00	4.822	50.000	53.600	0.391	0.588
3	800	100	100	0.500	0.529	1.058	93.00	4.822	50.000	52.900	0.349	0.709
4	800	100	100	0.500	0.527	1.094	93.00	4.822	50.000	52.700	0.336	0.758
5	800	100	100	0.500	0.538	0.949	93.00	4.822	50.000	53.800	0.403	0.546
6	800	100	100	0.500	0.529	1.064	93.00	4.822	50.000	52.900	0.349	0.715
7	1131	100	200	0.500	0.533	1.330	93.00	4.822	100.000	106.600	0.528	0.802
8	1131	100	200	0.500	0.529	1.411	93.00	4.822	100.000	105.800	0.493	0.918
9	1131	100	200	0.500	0.536	1.290	93.00	4.822	100.000	107.200	0.553	0.737
10	1386	100	300	0.500	0.539	1.496	93.00	4.822	150.000	161.700	0.707	0.789
11	1386	100	300	0.500	0.539	1.486	93.00	4.822	150.000	161.700	0.707	0.779
Doğal kırma çakıl, $d_{max}=8\text{mm}$, $f'_c=28.0\text{ MPa}$, $E_c=31.0\text{ GPa}$, $w/c=0.80$												
12	800	100	100	0.500	0.560	0.707	28.00	2.646	50.000	56.000	0.283	0.424
13	800	100	100	0.500	0.556	0.733	28.00	2.646	50.000	55.600	0.273	0.460
14	800	100	100	0.500	0.545	0.838	28.00	2.646	50.000	54.500	0.242	0.596
15	800	100	100	0.500	0.553	0.764	28.00	2.646	50.000	55.300	0.264	0.500
16	800	100	100	0.500	0.559	0.714	28.00	2.646	50.000	55.900	0.280	0.434
17	800	100	100	0.500	0.566	0.656	28.00	2.646	50.000	56.600	0.299	0.357
18	1131	100	200	0.500	0.563	0.897	28.00	2.646	100.000	112.600	0.411	0.486
19	1131	100	200	0.500	0.566	0.872	28.00	2.646	100.000	113.200	0.422	0.450
20	1386	100	300	0.500	0.572	0.976	28.00	2.646	150.000	171.600	0.543	0.433
21	1386	100	300	0.500	0.571	0.983	28.00	2.646	150.000	171.300	0.539	0.444
22	1386	100	300	0.500	0.570	0.994	28.00	2.646	150.000	171.000	0.535	0.459
Doğal çakıl, $d_{max}=12\text{ mm}$, $f'_c=68.0\text{ MPa}$, $E_c=39.0\text{ GPa}$, $w/c=0.40$												
23	1131	100	200	0.500	0.554	1.289	68.00	4.123	100.000	110.800	0.589	0.700
24	1131	100	200	0.500	0.547	1.401	68.00	4.123	100.000	109.400	0.546	0.855
25	1131	100	200	0.500	0.559	1.226	68.00	4.123	100.000	111.800	0.618	0.608
26	1386	100	300	0.500	0.561	1.421	68.00	4.123	150.000	168.300	0.771	0.650
27	1386	100	300	0.500	0.570	1.275	68.00	4.123	150.000	171.000	0.833	0.442
28	1386	100	300	0.500	0.555	1.522	68.00	4.123	150.000	166.500	0.728	0.794
Doğal çakıl, $d_{max}=12\text{ mm}$, $f'_c=21.0\text{ MPa}$, $E_c=26.0\text{ GPa}$, $w/c=0.80$												
29	1131	100	200	0.500	0.575	0.684	21.00	2.291	100.000	115.000	0.393	0.291
30	1131	100	200	0.500	0.572	0.704	21.00	2.291	100.000	114.400	0.384	0.320
31	1131	100	200	0.500	0.574	0.691	21.00	2.291	100.000	114.800	0.390	0.301
32	1386	100	300	0.500	0.583	0.739	21.00	2.291	150.000	174.900	0.510	0.229
33	1386	100	300	0.500	0.577	0.786	21.00	2.291	150.000	173.100	0.489	0.297
34	1386	100	300	0.500	0.580	0.761	21.00	2.291	150.000	174.000	0.499	0.262

Tablo 3.20. (Hilsdorf ve Brameshuber (1987)) [69]

Seri No.	Kiriş Boyutları, mm			a_0/d	a_e/d	K_{lc}^e (MPa√m)	f_c MPa	f_t MPa	a_0	a_e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
(Beton, $d_{max}=32$ mm, w/c =0.54, $f'_c= 31.0$ MPa, $E_c= 32.25$ Gpa)												
1*	500	100	100	0.500	0.555	1.106	31.00	2.784	50.000	55.500	0.284	0.822
2	2000	200	400	0.500	0.571	1.291	31.00	2.784	200.000	228.400	0.655	0.636
3	4000	400	800	0.500	0.572	1.696	31.00	2.784	400.000	457.600	0.933	0.763
4	2000	400	800	0.500	0.568	1.767	31.00	2.784	400.000	454.400	0.904	0.863
(Harç, $d_{max}=2$ mm, w/c =0.54, $f'_c= 35.0$ MPa, $E_c= 25.65$ Gpa)												
5*	500	100	100	0.500	0.531	0.730	35.00	2.958	50.000	53.100	0.222	0.508
6	2000	200	400	0.500	0.564	0.967	35.00	2.958	200.000	225.600	0.656	0.311
7	4000	400	800	0.500	0.580	1.142	35.00	2.958	400.000	464.000	1.053	0.089
8	2000	400	800	0.500	0.575	1.196	35.00	2.958	400.000	460.000	1.015	0.181

* Değer Efektif Çatlak Model dışında yer almaktadır.

3.1 Efektif Çatlak Modeli ve İki Parametrelili Modelin Karşılaştırılması

Efektif Çatlak Modeli ve İki Parametrelili Model kullanılarak hesaplanan normal betonun kırılma parametreleri, bir dizi deneysel çalışmalardan tespit edildive iyi bir uyum içerisinde oldukları gözlemlendi. Bunun sebebi aynı üç noktalı eğilme numunelerden eşzamanlı yük-CMOD ve yük-sehim ölçümlerinin alınmasıdır. Bu bir dezavantaj olmasına rağmen, K_{lc}^s ve K_{lc}^e 'in oldukça iyi ilişkili olduğu tespit edildi. Kontrol etmek için bu ilişki geliştirilebilir olsun veya olmasın, üç noktalı eğilmede tüm çentikli numunelerin testleri için hem yük-sehim hem de yük-CMOD eğrilerinde bir araştırma yapıldı. Bu çalışmanın bir diğer amacı, çeşitli beton karışımları için bir karşılaştırma yapmaktır. Sonuç olarak beton dayanımı ne olursa olsun, efektif çatlak modeli kullanılarak bulunan kırılma parametrelerinin, iki parametrelili modelden farksız olduğu tespit edilmiştir [40].

Yukarıda analizleri yapılan tüm tablolar aşağıda kısa bir şekilde özetlenmiştir.

Tablo 3.21. Karışım Oranları (kg/m³) [40]

Karışım Çeşitleri	C1	C2	C3	C4	C5
Bazalt, 20 mm	1127.2	1108.5	1079.4	1027.9	952.5
Bazalt, 5 mm	393.2	386.6	376.5	358.5	332.2
Sidney Tuz	284.6	279.9	272.5	259.5	240.5
Uçucu Kül	86.7	85.2	83.0	79.0	73.2
Çimento Tipi	223.1	271.6	347.2	480.9	732.9
Su	204.7	201.3	196.0	186.7	155.2
Süper Akışkanlaştırıcı, <i>l</i>	-	-	-	-	4.0
Verim	2319.4	2333.2	2354.6	2392.6	2486.4
Agrega: Çimento	6.9	5.8	4.6	3.2	2.0
Su: Çimento	0.77	0.64	0.50	0.36	0.2
Slamp, mm	100.0	100.0	100.0	75.0	100.0

Tablo 3.22. Test Verileri- Numune Detayları [40]

Num. No	Numune Çeşitleri	Numune Boyutları, mm s * b * d	a ₀ /d
1	C1-1	800*81*203	0.296
2	C1-2	800*81*204	0.294
3	C1-3	800*81*204	0.294
4	C2-1	800*81*203	0.296
5	C2-2	800*81*203	0.296
6	C2-3	800*81*203	0.296
7	C2-4	800*81*203	0.296
8	C3-1	800*80*203	0.296
9	C3-2	800*80*203	0.296
10	C3-3	800*81*204	0.294
11	C4-1	800*82*204	0.289
12	C4-2	800*80*203	0.296
13	C4-3	800*81*204	0.294
14	C4-4	800*81*204	0.294
15	C5-1	800*80*203	0.296
16	C5-2	800*80*203	0.296
17	C5-3	800*82*203	0.289
18	C5-4	800*82*204	0.289

Tablo 3.23. Karışım Özellikleri [40]

Karışım	Basınç Dayanımı f'_c (MPa)	Elastik Modülü, (GPa)				Çekme Dayanımı f'_t (MPa)
		E^*	E_C^{**}	E^I	E^I	
C1	26.8	24.62	24.51	25.56	25.04	2.58
C2	39.0	33.80	29.56	29.87	31.56	3.11
C3	49.4	34.65	33.27	33.28	32.96	3.50
C4	67.5	37.20	38.89	37.13	38.39	4.09
C5	78.2	40.30	41.86	40.99	40.26	4.41

Tabloda belirtilen E^* deneysel sonuç iken E^{**} ampirik formüldür. $E^{**} = 4734\sqrt{f'_c}$ MPa formülü kullanılarak bulunur. f'_t ise; $f'_t = 0.5\sqrt{f'_c}$ MPa formülünden bulunur.

Tablo 3.24. Ölçülen Test Verileri [40]

No	Numune	a_0/d	P_{max} (N)	δi (mm)	δu (mm)	C_i	C_U
						$mm/N \times 10^{-5}$	
1	C1-1	0.296	3840	0.052	0.080	0.600	1.210
2	C1-2	0.294	4120	0.056	0.084	0.584	1.240
3	C1-3	0.294	4000	0.055	0.082	0.601	1.480
4	C2-1	0.296	5200	0.060	0.091	0.467	1.020
5	C2-2	0.296	5150	0.060	0.090	0.471	1.060
6	C2-3	0.296	5100	0.060	0.090	0.475	1.020
7	C2-4	0.296	5120	0.060	0.090	0.493	1.020
8	C3-1	0.296	5450	0.058	0.087	0.464	0.981
9	C3-2	0.296	5660	0.060	0.089	0.464	0.964
10	C3-3	0.294	5900	0.060	0.088	0.446	0.946
11	C4-1	0.289	6720	0.060	0.088	0.378	0.792
12	C4-2	0.296	6000	0.057	0.082	0.406	0.828
13	C4-3	0.294	6500	0.060	0.088	0.375	0.755
14	C4-4	0.294	6380	0.058	0.085	0.382	0.793
15	C5-1	0.296	7500	0.065	0.093	0.392	0.743
16	C5-2	0.296	7780	0.065	0.094	0.378	0.728
17	C5-3	0.289	8600	0.070	0.100	0.354	0.649
18	C5-4	0.289	9170	0.073	0.103	0.343	0.647

Tablo 3.25. Kırılma Parametreleri [40]

Numune	a_0/d	a_c/d	a_c/d (İfade 2.8)	a_c/d	K_{Ic}^e	K_{Ic}^s	CTODc
					(MPa√m)		Mm
C1-1	0.296	0.450	0.451	0.429	0.980	0.923	0.0471
C1-2	0.294	0.440	0.444	0.436	1.013	1.001	0.0242
C1-3	0.294	0.439	0.447	0.464	0.982	1.055	0.0284
C2-1	0.296	0.443	0.453	0.444	1.287	1.294	0.0275
C2-2	0.296	0.440	0.454	0.449	1.264	1.298	0.0266
C2-3	0.296	0.440	0.455	0.440	1.252	1.253	0.0258
C2-4	0.296	0.440	0.454	0.433	1.257	1.232	0.0253
C3-1	0.296	0.439	0.450	0.437	1.348	1.343	0.0254
C3-2	0.296	0.436	0.446	0.434	1.386	1.380	0.0263
C3-3	0.294	0.430	0.443	0.437	1.393	1.419	0.0266
C4-1	0.289	0.426	0.436	0.429	1.546	1.559	0.0257
C4-2	0.296	0.426	0.448	0.431	1.426	1.446	0.0240
C4-3	0.294	0.430	0.441	0.427	1.531	1.516	0.0232
C4-4	0.294	0.430	0.443	0.432	1.504	1.514	0.0237
C5-1	0.296	0.423	0.435	0.417	1.758	1.730	0.0267
C5-2	0.296	0.426	0.432	0.420	1.838	1.808	0.0256
C5-3	0.289	0.416	0.422	0.404	1.913	1.851	0.0257
C5-4	0.289	0.412	0.416	0.409	2.015	2.000	0.0266

Tablo 3.26. Karihaloo Deneyleri [40]

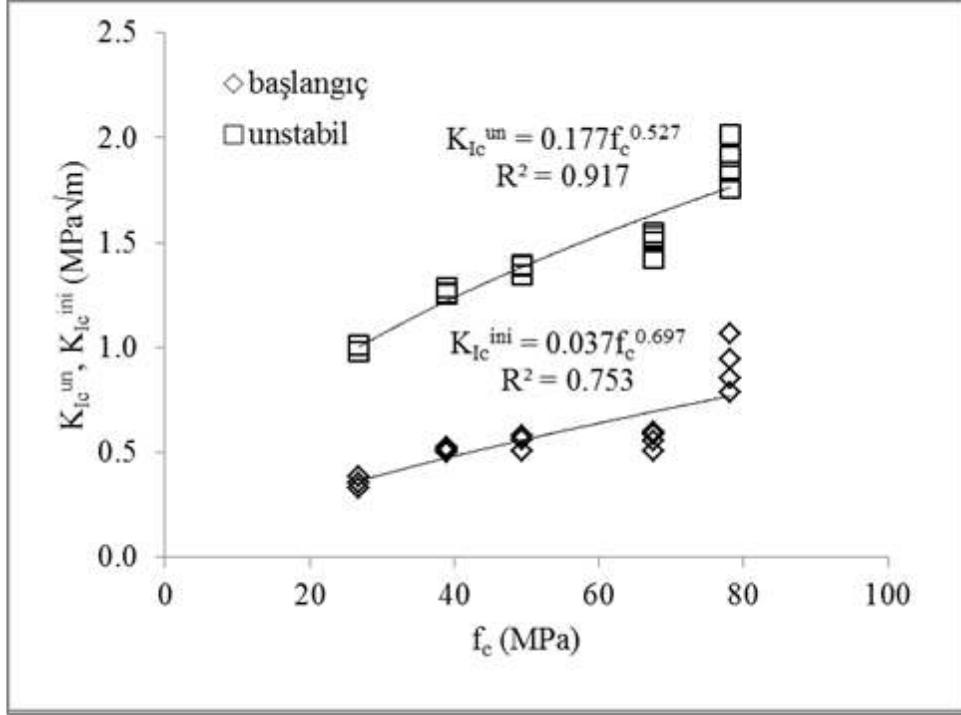
Seri No.	Kiriş Boyutları,mm			a ₀ /d	a _e /d	K_{lc}^e (MPa√m)	f _c MPa	f _t MPa	a ₀	a _e	K_{lc}^c MPa√m	K_{lc}^{ini} MPa√m
	S	b	d									
C1, w/c =0.77, f'c= 26.8 MPa, E=24.62 GPa												
1	800	81	203	0.296	0.450	0.980	26.800	2.588	60.088	91.350	0.652	0.328
2	800	81	204	0.294	0.440	1.013	26.800	2.588	59.976	89.760	0.628	0.385
3	800	81	204	0.294	0.439	0.982	26.800	2.588	59.976	89.556	0.625	0.357
C2, w/c =0.64, f'c= 39.0 MPa, E=33.80 GPa												
4	800	81	203	0.296	0.443	1.287	39.000	3.122	60.088	89.929	0.760	0.527
5	800	81	203	0.296	0.440	1.264	39.000	3.122	60.088	89.320	0.749	0.515
6	800	81	203	0.296	0.440	1.252	39.000	3.122	60.088	89.320	0.749	0.503
7	800	81	203	0.296	0.440	1.257	39.000	3.122	60.088	89.320	0.749	0.508
C3, w/c =0.50, f'c= 49.4 MPa, E=34.65 GPa												
8	800	80	203	0.296	0.439	1.348	49.400	3.514	60.088	89.117	0.839	0.509
9	800	80	203	0.296	0.436	1.386	49.400	3.514	60.088	88.508	0.826	0.560
10	800	81	204	0.294	0.430	1.393	49.400	3.514	59.976	87.720	0.811	0.582
C4, w/c =0.36, f'c= 67.5 MPa, E=37.20 GPa												
11	800	82	204	0.289	0.426	1.546	67.500	4.108	58.956	86.904	0.950	0.596
12	800	80	203	0.296	0.426	1.426	67.500	4.108	60.088	86.478	0.917	0.509
13	800	81	204	0.294	0.430	1.531	67.500	4.108	59.976	87.720	0.948	0.583
14	800	81	204	0.294	0.430	1.504	67.500	4.108	59.976	87.720	0.948	0.556
C5, w/c =0.20, f'c= 78.2 MPa, E=40.30 GPa												
15	800	80	203	0.296	0.423	1.758	78.200	4.422	60.088	85.869	0.972	0.786
16	800	80	203	0.296	0.426	1.838	78.200	4.422	60.088	86.478	0.987	0.851
17	800	82	203	0.289	0.416	1.913	78.200	4.422	58.667	84.448	0.968	0.945
18	800	82	204	0.289	0.412	2.015	78.200	4.422	58.956	84.048	0.950	1.065

Böylece yukarıdaki analizler ile betonun başlangıç gerilme şiddet çarpanı kırılma parametresi üzerine betonun malzeme parametrelerinin farklı farklı etkileri gözlemlenmiştir. Son olarak; başlangıç gerilme şiddet çarpanı ve kritik gerilme şiddet çarpanının basınç dayanımı (f'_c) arasındaki ilişki Şekil 3.13.'de gösterilmiştir. Yine aynı şekilde başlangıç gerilme şiddet çarpanı ve kritik gerilme şiddet çarpanının w/c oranı arasındaki ilişki Şekil 3.14.'te gösterilmiştir.

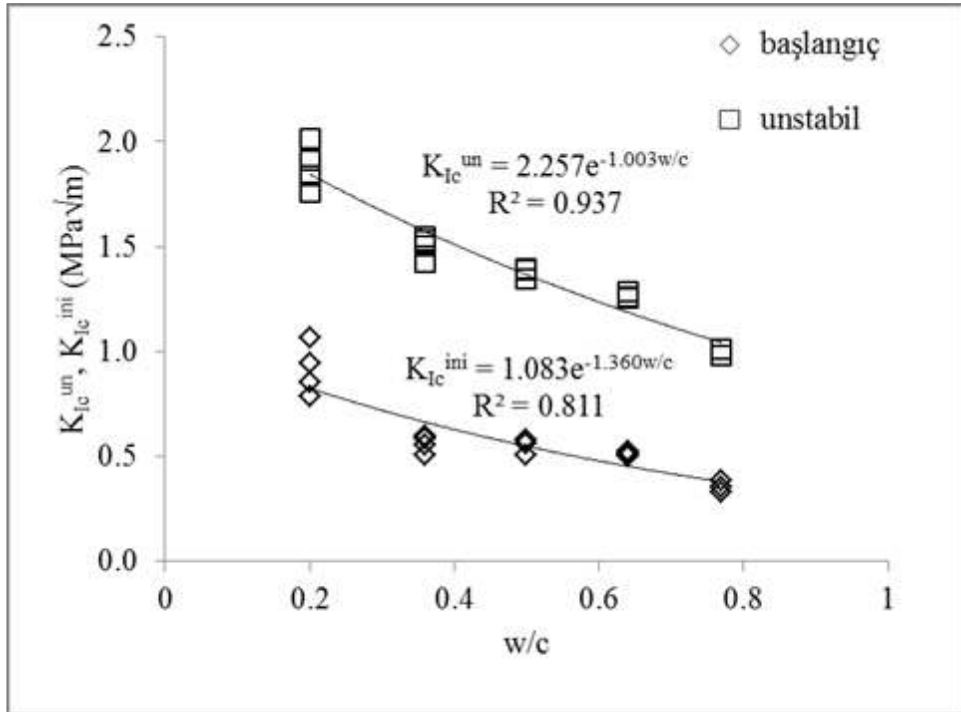
Abrams Formülleri:

$$K_{lc}^{un} = \frac{2.26}{1.95^{1.5w/c}} \quad (3.4)$$

$$K_{lc}^{ini} = \frac{1.08}{2.48^{1.5w/c}} \quad (3.5)$$



Şekil 3.13. K_{Ic}^{ini} , K_{Ic}^{un} Basınç Dayanımı (f_c) arasındaki ilişki



Şekil 3.14. K_{Ic}^{ini} , K_{Ic}^{un} - w/c arasındaki ilişki

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada öncelikle kırılma mekaniğinin tarihçesi ve gelişimi, çatlak modelleri, kırılma modelleri ve Çift-K modeli araştırılmıştır. Ayrıca betonun başlangıç gerilme şiddet çarpanı kırılma parametresi üzerine betonun malzeme parametrelerinin etkisi gözlenmiştir. Malzeme parametrelerinden, maksimum agrega çapı, çimento dozajı ve su/çimento oranı dikkate alınmıştır. Ayrıca bunların yanı sıra, agrega tipi ve agrega dayanımı gibi özelliklerin betonun kırılma mekanizması üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Yapılan analiz sonuçlarına göre;

1. Betonun kırılma süreci gerilme şiddet faktörünün kritik değeri veya kırılma tokluğu gibi tek bir kırılma parametresi ile yeterli derecede tanımlanamamaktadır. Beton da mevcut olan toklaşma mekanizmaları nedeniyle LEKM uygulanmamaktadır. Bu nedenle beton için lineer olmayan kırılma mekaniği modelleri geliştirilmiştir. Lineer olmayan kırılma mekaniği modelleri yardımıyla betonda kırılma parametreleri belirlenebilir ve seçilen malzeme özellikleri ile kırılma parametreleri arasındaki ilişkiler bulunabilir.
2. Çift-K modelinin kırılma parametreleri olan K_{lc}^{ini} ve K_{lc}^{un} tespiti için birçok belirleme yöntemi ortaya atılmıştır. K_{lc}^{ini} parametresini belirlemek için kohezif gerilme şiddet çarpanı K_{lc}^c kavramından faydalanılmıştır. Bu amaçla sunulan çalışmada, K_{lc}^c nin hesabı için alternatif bir analitik yöntem kullanılmış ve oldukça müspet sonuçlar elde edilmiştir.
3. Kırılma enerjisi ve karakteristik boy gibi betonun kırılma parametreleri üzerinde betonun su/çimento oranı, dayanım seviyesi, maksimum agrega çapı, toplam agrega miktarı ve agreganın kökeninin önemli etkisinin olduğu belirtilmektedir.
4. Yapılan bu 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 tablolarla dökülmüş ve sonuçlar grafik ortamında ifade edilmiştir.

5. Su/çimento oranı sabit iken dayanım arttıkça betonun kırılma parametreleri değerlerinin arttığı gözlenmiştir. Fakat su/çimento oranı arttıkça beton kırılma parametreleri değerlerinin azaldığı görülmektedir. Çünkü su/çimento oranı arttıkça betondaki boşluk miktarı artmakta ve dayanım azalmaktadır. Dayanım düştüğü için dolayısıyla kırılma parametreleri de azalmıştır.
6. Maksimum dane boyutu arttıkça betonun kırılma parametrelerinin arttığı görülmüştür. Bu da betonun kırılma parametrelerinin sadece dayanım parametresi ile hesaplanamayacağının bir göstergesidir.
7. Aynı su/çimento oranında oluşturulan farklı beton numunelerin kırılma parametrelerinin eşit olmadığı görülmüştür. Bu da çimento tipinin betonun kırılma parametreleri üzerinde etkisi olduğu savını desteklemektedir.
8. Betonun kırılma parametreleri çatlak yolundan büyük oranda etkilenir. Araştırmalara göre maksimum agregâ çapı küçük ise çatlaklar agregaların etrafını dolaşmayıp agregâ içinden geçmektedir. Bu durumda çatlak yolu kısalmakta, betonun kırılma enerjisi ve karakteristik boyu azalmakta ve beton daha gevrek davranmaktadır. Aynı şekilde, agregâ rijitliği arttıkça çatlaklar agregaların etrafından dolaşmakta ve böylece uzayan çatlakyolu nedeniyle beton daha sünek davranmaktadır.
9. Maksimum agregâ çapı ve çimento dozajı arttıkça betonun kırılma parametreleri de artmıştır. Fakat bu artış aşırı şekilde değildir. Dayanımın artışı betonun kırılma parametrelerini nispeten etkili bir şekilde artırmaktadır.
10. Bu çalışmada betonun başlangıç gerilme şiddet çarpanı kırılma parametresi üzerine betonun malzeme parametrelerinin tek başına etkili olmadığı anlaşılmıştır. Bu sebeple betonda sağlıklı bir kırılma analizi yapabilmek için dayanım, maksimum agregâ çapı, dozaj ve su/çimento oranının da bilinmesi gerektiği anlaşılmıştır.

5. KAYNAKLAR

- [1] **Alyamaç, K. E.,(2004).**“Betonun Kırılma Parametreleri Üzerine Malzeme Parametrelerinin Etkisi” Fırat Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Elazığ.
- [2] **Koç, V.,(2007).**, “Beton Boyut Etkisi ve Kırılma Parametrelerinin Tespiti”, Ondokuz Mayıs Üniv. Müh. Fakültesi İnşaat Mühendisliği Böl. 55139 Kurupelit/Samsun, BAÜ FBEDergisi,Cilt:9, Sayı:2, 150-166
- [3] **Griffith, A. A., (1920).** The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character, Vol.221: 163-198.
- [4] **Kaplan, M. F., (1961).** Crack Propagation and the Fracture of Concrete. Journal of ACI, 58, 591- 610.
- [5] **Kesler, C. E., Naus, D.J., Lott, J.L., (1971).** Fracture Mechanics its applicability to concrete.The Society of Material Science, Japan,**4**, 113-124
- [6] **Hillerborg, A., Modeer, M., Peterson, P. E., (1976).** Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, 6, 773-782.
- [7] **Bazant, Z. P., Oh, B. H. (1983).**“Crack Band Theory for Fracture Concrete”, Materials and Structures (RILEM), 16 (93), 155-157.
- [8] **Jenq, Y., Shah, S. P., (1985a).** Two Parameter Fracture Model for Concrete, ASCE Journal of Engineering Mechanics, 111, 1227-1241.
- [9] **Nallathambi, P. ve Karihaloo, B. L., (1986).**“Determination of Specimen-size Independent Fracture Toughness of Plain Concrete”, Magazine of Concrete Research, 38, 135, 67-76.
- [10] **Bazant, Z. P., Kazemi, M. T., (1990).**“Determination of Fracture Energy, Process Zone Length, and Brittleness Number from Size Effect with Application to Rock and Concrete”, International Journal of Fracture, 44, 111-131.

- [11] **Xu, S., ve Reinhardt, H.W.,(1999).** Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part I: Experimental investigation of crack propagation. *International Journal of Fracture*.**98**, 111-149.
- [12] **İnce, R. (2010).** Betonun Kohezif Gerilme Şiddet Çarpanının Hesabı için Basit bir Yöntem. F.Ü. Müh. Bil. Derg., 22(2), 215-223.
- [13] **Tang, T., Ouyang, C. ve Shah, S. P., (1996).** A Simple Method for Detemining Material Fracture Parameters from Peak Loads, *ACI Materials Journal*, 93 (2), 147-157.
- [14] **RILEM Recommendation (1990a).** Determination of the fracture parameters (K_{Ic}^s and $CTOD_c$) of plain concrete using three-point bend tests.*Materials and Structures*.**23(138)**, 457-460.
- [15] **İnce, R., Alyamaç, K. E. (2004).** Agrega Tipinin Betonun Kırılma Parametreleri Üzerine Etkisi. İMO XVII. Teknik Kongre ve Sergisi, (15-16-17 Nisan 2004) Bildirileri, A. Ergin ve G. Özdemir (Editörler), İstanbul, 507-510.
- [16] **Yang, S., Tang, T., Zollinger, D. G., Gurjar, A. (1997).** Splitting Tension Tests to Determine Concrete Fracture Parameters by Peak-Load Method. *Advanced Cement Based Materials*, 5,18-28.
- [17] **Karihaloo, B. L., (1995).** “Fracture Mechanics and Structural Concrete”, Longman Group Ltd., Essex, England
- [18] **Özdemir, A., (2006).** Seramik Malzemelerin Kırılma Tokluğu Değerlerinin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Teorik Olarak Belirlenmesi. Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İzmir.
- [19] **ACI Report 446.1R.91 (1989).** Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties, *Am. Conc. Ins.*, Detroit.
- [20] **Shah, S.P., Swartz, S.E., Ouyang, C. (1995).** Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials, John Wiley & Sons, Inc, 552 pp.
- [21] **Irwin, G. R, (1957).** Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, *J. Appl. Mech.* 24, 361-364,
- [22] **Jan, G. M, Van M., (2000).** “Fracture Processes of Concrete,” CRC Pres, New York, 208p.
- [23] **Gör, M.,(2011).** “Beton Küp Numunelerinin Diyagonal Yarmada-Çekme Yükleme Altında Boyut Etkisinin Lineer Olmayan Kırılma Mekaniği Prensipleriyle İncelenmesi,” Fırat Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Elazığ.

- [24] **Glucklich, J., (1963).** Fracture of plain concrete, ASCE J. Engng. Mech, 89, 127-138.
- [25] **Swamy, R N., (1979).** Fracture mechanics applied to concrete, *Developments in concrete technology-I, Applied science publishers ltd.* 221-281
- [26] **Bazant, Z. P., and Pfeiffer, P A., (1987).** Determination of fracture energy properties from size effect and brittleness number, ACI mater. J, **84**, 463-480
- [27] **Quyang, C., Taşdemir, M. A., Shah, S.P (1996).** Fracture Mechanics of concrete composites.” Proc. CMDS8, June 11-16, Varna, Ed. K.Z. Markov, World Scientific Publishing Company, 639-645.
- [28] **Karihaloo, B. L. and Nallathambi, P. (1990).** Effective crack model for the determination of fracture toughness .KsIc/ of concrete. Engineering Fracture Mechanics 35(4/5), 637–645.
- [29] **Refai, T. M. E. and Swartz, S. E. (1987).** Fracture Behavior of Concrete Beams in Three-Point Bending Considering the Influence of Size Effects. Report No. 190, Engineering Experiments Station, Kansas State University.
- [30] **Bazant, Z.P., Kim, J.K. and Pfeiffer, P.A. (1986).** Determination of fracture properties from size effect tests. Journal of Structural Engineering. ASCE, 112 (2), 289–307.
- [31] **RILEM Technical Committee 50-FMC (1985).** Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests of notched beams, proposed RILEM draft recommendations. RILEM, Materials and Structures 18(106), 285–296.
- [32] **RILEM Technical Committee 89-FMT (1990b).** Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete, proposed RILEM draft recommendations. Ibid. 23(138), 461–465.
- [33] **Taşdemir, M. A., Bayramov, F., Akkaya, Y., (2003).** Betonun Kırılma Mekanîği: Tasarımda Kullanılan Mekanik Özellikler İle Kırılma Parametreleri Arasındaki Bağlılıklar. Türkiye Mühendislik Haberleri Sayı 426, İTÜ, İnşaat Fakültesi, İstanbul.
- [34] **Bache, H. H., (1986).** In Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, Wittmann, F.H., Ed. Elsevier Science Publishers: Amsterdam, 577-586.
- [35] **Hillerborg, A., (1983).** Analysis of a single crack, In Fracture Mechanics of Concrete, ed. F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, pp. 223-249.
- [36] **Brühwiler, E., Broz, J. J., and Saouma, V. E., (1991).** Fracture model evaluation of dam concrete, J.Mater . Civil Engng, 3, 235-251,

- [37] **Shah, S. P., Ouyang, C., (1992).** Measurement and Modelling of Fracture Processes in Concrete, in *Materials Science of Concrete*, Scalny, J. (Ed.), The American Ceramic Society, Ohio, 3, 243-270.
- [38] **Tada, H., Paris, P. C., Irwin, G. R. (2000).** *The Stress Analysis of Cracks Handbook*. ASME Press.
- [39] **İnce, R., (2010).** “Determination of concrete fracture parameters based on two-parameter and size effect models using split-tension cubes”, *Engng. Fract. Mech.* 77(12), 2233-2250,
- [40] Fracture mechanics test methods for concrete, *Report of Technical Committee 89-FMT*, RILEM (Edited by S.P. Shah and A. Carpinteri), Chapman and Hall, 1–69.
- [41] **CEB-Comite (1993).** Euro-International du Beton- EB-FIP Model Code 1990, Bulletin D’Information No. 213/214, Lausanne.
- [42] **Jenq Y. S., Shah, S. P. (1985b).** A fracture toughness criterion for concrete. *Engineering Fracture Mechanic.* **21(5)**, 1055–1069.
- [43] **Xu, S., Reinhardt, H. W. (1999).** Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part II: Analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beams. *International Journal of Fracture.* 98, 151-177.
- [44] **İnce, R., Alyamaç, K. E., (2008).** “Determination of fracture parameters of concrete based on water-cement ratio”, *Indian J of. Engng. & Mater. Sci.*, 15(1), 14-22
- [45] **İnce, R., (2004).** “Prediction of fracture parameters of concrete by Artificial Neural Networks”, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol 71, 15, pp. 2143-2159.
- [46] **İnce, R., (2010).** “Artificial Neural Network-Based Analysis of Effective Crack Model in Concrete Fracture”, *Fatigue and Fract. of Engng. Mater. and Struct.* 33(9), 595-606,
- [47] **Petersson, P.E. (1980).** Fracture energy of concrete: Practical performance and experimental results. *Cement and Concrete Research*, Vol. 10, 91-101.
- [48] **Taşdemir, M. A., Lydon F.D., Barr, B.I.G., (1996).** The Tensile Strain Capacity of Concrete, *Magazine of Concrete Research*, 48, 211-218.
- [49] **Taşdemir, C., Taşdemir, M. A., Mills, N., Barr, B.I.G., Lydon, F.D., (1999).** Combined Effects of Silica Fume, Aggregate Type, and Size on Post Peak Response of Concrete in Bending, *ACI Materials Journal*, 96, 74-83.

- [50] **Bayramov, F. (2004).** *Çimento esaslı kompozit malzemelerin optimum tasarımı*, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 221 sayfa.
- [51] **Hilsdorf, H. K., Brameshuber, W., (1991).** Code-type Formulation of Fracture Mechanics Concepts for Concrete, *International Journal of Fracture*, 51, 61-72.
- [52] **Rao, G. A., Prasad, B. K. R., (2002).** Fracture Energy and Softening Behavior of High-Strength Concrete, *Cement and Concrete Research*, 32, 247-252.
- [53] **Gettu, R., Saldivar, H., & Kazemi, M.T. (1998).** Implications of the size effect method for analyzing the fracture behavior of concrete, *Int. J. Solids Structures*, Vol. 35, No. 31, 4121 – 4132.
- [54] **Gettu, R., Bazant, Z.P., & Karr, M.E. (1990).** Fracture properties and brittleness of high strength concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 6, 608 – 617.
- [55] **Jensen, E.A., & Hansen, W., (2001).** Fracture energy test for highway concrete-determining the effect of coarse aggregate on crack propagation resistance, *Transportation Research Record*, 1730, 10 – 16.
- [56] **Zhong, D., & Wu, K. (2001).** Fracture properties of high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 13, No. 1, pp.86 – 88.
- [57] **Yardımcı, M.Y (2007).** Çelik Lifli Kendiliğinden Yerleşen Betonların Reolojik, Mekanik, Kırılma Parametrelerinin Araştırılması ve Optimum Tasarımı Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Doktora Tezi
- [58] **Nallathambi, P. (1986).** Fracture behaviour of plain concretes, Doctoral Dissertation, University of Newcastle, Australia, p. 207.
- [59] **Malvar, J.L.,(1987).** Private Communication, Naval Civil Engineering Laboratory, California. See also Report from Malvar, October 1987.
- [60] **Ferrara, G., (1987).** Private Communication, Italian Electricity Board (ENEL- DSR- CRIS), Milano.
- [61] **Elices M., Corres, H. And Planas, J., (1987).** Experimental results of fracture energy of concrete for different specimen sizes, Report to RILEM TC 50-FMC, Madrid.
- [62] **Planas, J. and Elices, M., (1986)** Towards a measure of G_f : An analysis of experimental results, *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, (F.H. Wittmann, Ed.), Elsevier Science Publishers, pp. 381-390.
- [63] **Alexander, M., (1987)** Data from tests on notched concrete beams, Private Communication, University of Witwatersrand, Johannesburg.
- [64] **Bascoul, A., (1987)** Private Communication, University of Paul- Sabatier, Toulouse.

- [65] **Catalano, D.M. and Ingraffea, A.R., (1982)** Concrete fracture: A linear elastic fracture mechanics approach, Report No. 82-1, Department of Structural Engineering, Cornell University.
- [66] **Jeng, Y.S. and Shah, S.P., (1984)** Non-linear fracture parameters for cement based composites: theory and experiments, Proceedings of the NATO Advanced Workshop: Application of fracture mechanics to cementitious composites, Editor: S.P. Shah, Northwestern University, pp. 213-253
- [67] **John, R., Shah, S.P., and Jeng, Y.S., (1987)** A fracture mechanics model to predict the rate sensitivity of mode I fracture for concrete, Cem. And Conc. Research, V17, pp. 249-262.
- [68] **Horvath, R. And Persson, T., (1984)** The influence of the size of the specimen on the fracture energy of concrete, Report TUBM-5005, Lund, Sweden, p. 45.
- [69] **Hillsdorf, H.K. and Brameshuber, W., (1987)** Probengröße Benabhängigkeit bruch mechanischer Kennwerte für Beton (Size dependency of fracture mechanics parameters of concrete), Private Communication,.

ÖZGEÇMİŞ

Tuba DEMİRKİRAN, 1984 yılında Batman'da doğmuştur. İlköğretimi Batman Atatürk İlköğretim Okulu'nda, Ortaokul ve lise öğretimini ise Batman Anadolu Lisesi'nde tamamlamıştır. 2004 yılında Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazanmış ve 2008 yılında mezun olmuştur. 2009 yılı güz döneminde Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Ana Bilim Dalı'nda yüksek lisans eğitimine başlamıştır. 2008 yılında mezun olduktan kısa bir süre sonra İSDEMİR (Demir-Çelik fabrikası)'de özel bir firmada hakediş ve kesin hesap mühendisi olarak çalışmıştır. Daha sonra Batman TÜPRAŞ Rafinerisi'nde özel bir firmada şantiye şefliği yapmıştır. Son olarak Batman TEİAŞ' ta İnşaat mühendisi olarak göreve başlamış olup halen bu görevine devam etmektedir.