İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

HAFİF BETON, HARÇ VE ÇİMENTO HAMURUNDA KIRILMA PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Cemal Murat ALTUN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

OCAK 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

HAFİF BETON, HARÇ VE ÇİMENTO HAMURUNDA KIRILMA PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Cemal Murat ALTUN
(501011056)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 27 Aralık 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 27 Ocak 2005

Tez Danışmanı : **Prof.Dr. Canan TAŞDEMİR**

Diğer Jüri Üyeleri **Prof.Dr. Halit Yaşa ERSOY (M.S.Ü.)**

Doç.Dr. Yılmaz AKKAYA

OCAK 2005

ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezi, hafif beton, harç ve çimento hamurunda kırılma parametrelerinin belirlenmesi amacıyla yapılmıştır.

Tez çalışmalarım boyunca sağladıkları her türlü ilgi, destek ve yardımlarından dolayı değerli hocalarım Sayın Prof. Dr. Canan TAŞDEMİR ve , Sayın Prof. Dr. Mehmet Ali TAŞDEMİR'e teşekkürlerimi sunarım.

Tezin oluşturulmasında destek ve yardımlarından dolayı Araş. Gör.Sayın Cengiz Şengül'e, her konuda desteklerini esirgemeyen sevgili aile bireylerime ve İ.T.Ü. Yapı Malzemesi Anabilim Dalı Laboratuvar çalışanlarına çok teşekkür ederim.

Aralık, 2004 Cemal Murat ALTUN

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ ii
KISALTMALAR v
TABLO LİSTESİ vi
ŞEKİL LİSTESİ vii
SEMBOL LİSTESİ ix
ÖZET x
SUMMARY xi

1. GİRİŞ 1
1.1. Genel Bakış 1
1.2. Çalışmanın Amacı 2
1.3. Çalışmanın Ana Hatları 3

2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI 4
2.1. Hafif Beton 4
2.1.1 Hafif betonların sınıflandırılması 4
2.1.2. Hafif agregalar 6
2.2. Hafif Betonların Mekanik Özelliklerine Etki Eden Faktörler 6
2.3. Lineer Elastik Kırılma Mekaniği 9
2.4. Kırılma Süreci Bölgesi 11
2.5. Betonun Kırılma Süreci 13
2.6. Toklaşma Mekanizmaları 14
2.6.1. Mikro çatlak kalkanı 15
2.6.2. Çatlak sapması mekanizması 16
2.6.3. Çatlak kapanı mekanizması 18
2.6.4. Çatlak yüzü sıkıştırma mekanizması 19
2.7. Etkin Kırılma Tokluğu 19
2.8. Üç Noktalı Eğilme Deneyi ile Özgül Kırılma Enerjisinin Belirlenmesi 20
2.9. Gerçek Özgül Kırılma Enerjisi 21

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR 24
3.1. Kullanılan Malzemelerin Özelikleri 24
3.1.1. Çimento 24
3.1.2. Silis dumanı 25
3.1.3. Agregalar 25
3.1.4. Akışkanlaştırıcı 26
3.1.4.1. Glenium 51'in etki mekanizması ve teknik özelikleri 27
3.2. Beton, Harç ve Çimento Hamuru Üretimleri 28
3.3. Beton, Harç ve Çimento Hamuru Bileşenlerinin Hacimsel Değeri 29
3.4. Taze Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deneyleri 31
3.5. Sertleşmiş Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deneyleri 32

4. DENEY SONUÇLARI **33**
4.1. Taze Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deney Sonuçları 33
4.2. Sertleşmiş Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deney Sonuçları 33
4.2.1. Silindir numunelerde basınç deneyi 33
4.2.2. Disk numunelerin yarma deneyi sonuçları 34
4.2.3. Üç noktalı eğilme deneyi 35
4.2.3.1. Özgül kırılma enerjisi hesabı 35
4.2.3.2. Net eğilme dayanımı 36
4.2.3.3. Gerçek özgül kırılma enerjisinin hesabı 36
4.2.3.4. Karakteristik boyun belirlenmesi 36
4.2.4. Çimento hamurunun kırılma tokluğunun hesabı 37
4.3. Deney Sonuçlarının İrdelenmesi 38
4.3.1. Basınç dayanımlarının değerlendirilmesi ve irdelenmesi 38
4.3.2. Yarma-çekme dayanımlarının değerlendirilmesi ve irdelenmesi 39
4.3.3. Elastisite modüllerinin değerlendirilmesi 40
4.3.4. Kırılma enerjilerinin değerlendirilmesi 40
4.3.5 Net eğilme dayanımlarının değerlendirilmesi 41
4.3.6 Karakteristik boyun değerlendirilmesi 42
4.4 Elastisite Modülünün Mezo-Mekanik Modellenmesi 42
4.4.1 Çimento hamurunun elastisite modülü 42
4.4.2 Harcın elastisite modülü 44
4.4.3 Betonun elastisite modülü 45
4.5. Harç 1'in Kırılma Tokluğunun Hesabı 47
4.6. Kırılma Enerjisinin Mezo-mekanik Modellenmesi 47

5. SONUÇLAR **50**

KAYNAKLAR **51**

EKLER **54**

ÖZGEÇMİŞ **61**

KISALTMALAR

LEKM	: Lineer Elastik Kırılma Mekaniği
LEFM	: Linear Elastic Fracture Mechanics
FÇM	: Fiktif Çatlak Modeli
SD	: Silis Dumanı
LVDT	: Linear Variable Displacement Transducer
KSB	: Kırılma Süreci Bölgesi
RILEM	: Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures)
HCP	: Hardened Cement Paste
SLC	: Structural Lightweight Concrete

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 2.1.	Hafif beton sınıfları.....	5
Tablo 2.2.	Üç noktalı eğilme deneyinde A_i katsayılarına ait değerler.....	8
Tablo 2.3.	Kırılma süreci bölgesinin tipik değeri.....	10
Tablo 3.1.	Portland çimentonun fiziksel özelikleri.....	24
Tablo 3.2.	Portland çimentonun kimyasal özelikleri.....	25
Tablo 3.3.	Portland çimentonun basınç ve eğilme dayanımı.....	25
Tablo 3.4.	Ponza taşı hafif agregaların fiziksel özelikleri.....	26
Tablo 3.5.	Deniz kumunun ve silis ununun fiziksel özelikleri.....	26
Tablo 3.6.	Agregaların elek analizi sonuçları.....	26
Tablo 3.7.	Glenium 51'in teknik özelikleri.....	27
Tablo 3.8.	Beton,harç ve çimento hamuru bileşimleri ve özelikleri.....	29
Tablo 3.9.	1 m^3 betondaki bileşenlerin hacimsel değerleri.....	30
Tablo 3.10.	Deney türü ve elde edilecek parametreler.....	32
Tablo 4.1.	Taze beton, harç ve çimento hamuru deney sonuçları.....	33
Tablo 4.2.	Ortalama elastisite modülleri ve ortalama silindir basınç dayanımları.....	34
Tablo 4.3.	Disk numunelerinin yarma-çekme dayanımları.....	34
Tablo 4.4.	Sertleşmiş beton, harç ve çimento hamuru deney sonuçları	37
Tablo 4.5.	Sertleşmiş beton deneyleri sonuçları.....	38
Tablo 4.6.	Mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan elastisite modülleri……..	46
Tablo 4.7.	Mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan kritik çatlak açılma değerleri ve kırılma enerjileri.....	49
Tablo E.1.	Numunelerin silindir basınç deneyi sonuçları.....	59
Tablo E.2.	Numunelerin yarma-çekme dayanımı deneyi sonuçları.....	59
Tablo E.3.	Numunelerin üç noktalı eğilme deneyi sonuçları.....	60

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Hafif betonların sınıflandırılması..... 5
Şekil 2.2 : Farklı çimento dozajları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri… 7
Şekil 2.3 : Farklı ponza taşı agregasının hacim oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri……..... 8
Şekil 2.4 : Farklı hacim oranları için agrega tipleri ile elastisite modülünü değişimi..... 9
Şekil 2.5 : Uniform çekme altında gerilme akım çizgileri..... 10
Şekil 2.6 : Yarı gevrek bir malzemede çatlak ucunda meydana gelen gerilme durumu ve kırılma süreci bölgesi..... 12
Şekil 2.7 : Değişik türdeki malzemelerin kırılma davranışları..... 12
Şekil 2.8 : Yarı gevrek bir malzemede çekme deneyi sonucu çıkan tipik yük-sehim eğrisi..... 14
Şekil 2.9 : Kırılma süreci bölgesindeki bazı toklaşma mekanizmaları..... 15
Şekil 2.10 : Esas çatlak önünde mikro çatlak kalkanı mekanizmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi..... 16
Şekil 2.11 : Çatlak yolunun agreganın etrafından veya içinden geçmesi..... 17
Şekil 2.12 : Çatlak sapmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi..... 17
Şekil 2.13 : Çatlak kapanı mekanizmasının şematik gösterimi..... 18
Şekil 2.14 : Üç noktalı eğilme deneyi..... 20
Şekil 2.15 : Yük-sehim eğrisinin şematik gösterimi..... 21
Şekil 2.16 : Tek çentikli deney numunesinde enerji dağılımı..... 22
Şekil 3.1 : Agrega referans ve karışım eğrileri..... 28
Şekil 3.2 : 1 m^3 betonu oluşturan bileşenlerin şematik gösterimi..... 30
Şekil 3.3 : 1m^3 beton, harç 2, harç 1 ve çimento hamurunda malzeme konsantrasyonlarının şematik gösterimi..... 31
Şekil 4.1 : Çimento hamuru, harç1, harç 2 ve betona ait ortalama silindir basınç dayanımları..... 39
Şekil 4.2 : Çimento hamuru, harç 1, harç 2 ve betona ait ortalama disk yarma-çekme dayanımları..... 39
Şekil 4.3 : Çimento hamuru, harç 1, harç 2 ve betona ait ortalama elastisite modülleri 40
Şekil 4.4 : Kırılma enerjilerinin karşılaştırılması..... 41
Şekil 4.5 : Net eğilme dayanımlarının karşılaştırılması..... 42
Şekil 4.6 : Deneysel olarak bulunan sonuçlar ile mezo-mekanik modellerle hesaplanan elastisite modüllerinin karşılaştırılması .....…….. 46
Şekil 4.7 : Betona ait çekme-şekil değiştirme eğrisi..... 48
Şekil 4.8 : Deneysel olarak bulunan kırılma enerjileri ile mezo-mekanik modellerle hesaplanan kırılma enerjilerinin karşılaştırılması..... 49

Şekil A.1 **:** Derin çentik açılmış beton numunelere ait yük sehim eğrileri..... 54
Şekil A.2 **:** Sığ çentik açılmış beton numunelere ait yük sehim eğrileri..... 54
Şekil B.1 **:** Derin çentik açılmış harç 2 numunelere ait yük sehim eğrileri.... 55
Şekil B.2 **:** Sığ çentik açılmış harç 2 numunelere ait yük sehim eğrileri..... 55
Şekil C.1 **:** Derin çentik açılmış harç 1 numunelere ait yük sehim eğrileri.... 56
Şekil D.1 **:** Üç noktalı eğilme deneyi düzeneği..... 57
Şekil D.2 **:** Üç noktalı eğilme deneyi düzeneğinde LVDT ile sehim ölçümü 57
Şekil D.3 **:** Yarma-çekme deneyi düzeneği..... 58
Şekil D.4 **:** Yarma-çekme deneyi sonucu kırılan beton disk numunesi..... 58

SEMBOL LİSTESİ

$\mathbf{l_{ch}}$: Karakteristik boy
$\mathbf{E}$: Elastisite Modülü
$\mathbf{G_F}$: Gerçek özgül kırılma enerjisi
$\mathbf{G_f}$: Özgül kırılma enerjisi
$\mathbf{f_t'}$: Eksenel çekme dayanımı
$\mathbf{f_{st}'}$: Disk yarma-çekme dayanımı
$\mathbf{D}$: Disk çapı
$\mathbf{b}$: Disk derinliği
$\mathbf{K_{IC}}$: Kırılma Tokluğu
K_{IC}^{ch} : Çimento hamurunun kırılma tokluğu
$\mathbf{M_{maks}}$: Eğilme sonucu oluşan maksimum moment
$\mathbf{a}$: Çentik boyu
$\mathbf{B}$: Prizma numunelerin genişliği
$\mathbf{S}$: Mesnetler arası açıklık
$\mathbf{M_1}$: Yükleme sonucu oluşan moment
$\mathbf{M_2}$: Numunenin kendi ağırlığı ile oluşan moment
$\mathbf{l_p}$: Kırılma süreci bölgesinin uzunluğu
$\mathbf{P}$: Üç noktalı eğilme deneyinde numuneye etkitilen yük
$\mathbf{W_0}$: Yük-sehim eğrisi altında kalan alan
$\mathbf{\delta_0}$: Kirişin göçme anında açıklığın orta noktsında meydana gelen sehim
$\mathbf{a_1}$: Çatlak referans genişliği
$\mathbf{m_ç}$: Çimento ağırlığı
$\mathbf{\rho_ç}$: Çimentonun özgül ağırlığı
$\mathbf{V_{hava}}$: Havanın hacmi
$\mathbf{f_{net}}$: Net eğilme dayanımı
$\mathbf{F_{maks}}$: Üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen maksimum kuvvet
$\mathbf{L}$: Kiriş numunesinin boyu
$\mathbf{g}$: Yerçekimi ivmesi
$\mathbf{E_m}$: Sürekli fazın elastisite modülü
$\mathbf{V}$: Dağılı fazın hacim oranı
$\mathbf{\Theta}$: Geometri fonksiyonu
$\mathbf{\eta_u}$: Hidrate olmamış çimento tanelerinin biçim faktörü
$\mathbf{E_u}$: Hidrate olmamış çimento tanelerinin elastisite modülü
$\mathbf{h}$: Hidrotasyon derecesi
$\mathbf{E_r}$: Harcın elastisite modülü
$\mathbf{V_s}$: İnce agreganın hacim oranı
$\mathbf{A_f}$: İnce agreganın narinliği
$\mathbf{E_c}$: Betonun elastisite modülü

HAFİF BETON, HARÇ VE ÇİMENTO HAMURUNDA KIRILMA PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

ÖZET

Genellikle, taşıyıcı hafif betonlar için hafif agregalar kullanılmaktadır fakat yapay olanları henüz Türkiye'de ve dünyanın diğer bölgelerinde mevcut değildir. Bundan dolayı, söz konusu bölgelerde yapay hafif agrega endüstrisi gelişmeden önce, ponza taşı ve volkanik tüf gibi bol reserve sahip olan doğal hafif agregalar orta derecede taşıyıcı hafif beton üretiminde kulanılması düşünülebilinir.

Hafif agregaların hafif betonların kırılmasında önemli rol oynadıkları bilinmektedir. Ancak, literatürde hafif betonların kırılma davranışı üzerine çok az bilgi bulunmaktadır. Çalışmanın esas amacı uygun deneyler ve bir mezo-mekanik yaklaşımla ile hafif agregaların betonun mekanik davranışına ve kırılma özelliklerine etkisini daha iyi anlayabilmektir. Bu amaçla, ponza taşlı hafif beton, bunun kaba ve ince harç fazı (içinde hafif ponza taşı olan veya olmayan), ve ayrıca sertleşmiş çimento hamuru üretildi. Bütün karışımlarda etkin su-bağlayıcı oranı 0.30'da sabit tutuldu. RILEM 50-FMC Teknik Komitesinin önerilerine uygun olarak sadece çok sığ (çentik/derinlik oranı, a/W=0.05) ve derin çentik (a/W=0.5) kullanarak gerçek kırılma enerjisinin belirlenmesi için deneyler yapıldı. Sertleşmiş çimento hamurunda Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) geçerli olduğu kabul edildi. Kritik gerilme şiddet çarpanı, çentikli kiriş numuneler kullanılarak belirlendi. Ponza taşı olmayan ince harcın etkin gerilme şiddet çarpanı, mevcut mezo-mekanik bağıntılarda uygun toklaşma mekanizmaları kullanılarak hesaplandı. Sertleşmiş çimento hamurunun ve ince harcın gerçek kırılma enerjileri ve ayrıca betonun, kaba ve ince harcın elatisite modülleri mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak hesaplandı. Karışımların sünekliği karakteristik boy cinsinden hesaplandı.

Deneysel sonuçlara, gerçek kırılma enerjisi hesaplarına ve mezo-mekanik modele dayanarak şu sonuçlara varılabilir: i) Gevrek bir malzeme olan sertleşmiş çimento hamurundan yarı gevrek malzeme olan ince harca ve hafif agrega içeren kaba harç ile betona nasıl dönüştüğünün daha iyi anlaşılması için bu çalışmada mezo mekanik bağıntılar kullanılmıştır. ii) Hafif betonlarda kırılma parametrelerinin belirlenmesi için toklaşma mekanizmaları önemli olduğundan daha ileri mezo-mekanik bağıntılar gereklidir. iii) Hafif betonun basınç mukavemetinde önemli derecede azalma olasına karşın ponza taşı hafif agregası orta derecede taşıyıcı hafif beton üretiminde kullanılabilinir. İnce harç fazının basınç dayanımının sertleşmiş çimento hamuru fazından daha büyük olduğu da görülmektedir. iv) Ponza taşı içeren kaba harcın karakteristik boyu hafif betondan daha düşüktür. Böylece, hafif betonun, kaba ve ince harç fazları ve sertleşmiş çimento hamuru fazı ile karşılaştırıldığında daha sünek olduğu sonucuna varılabilir. v) Betonun, kaba ve ince harç fazlarının ve sertleşmiş çimento hamurunun elastisite modüllerinin deneysel değerleri ile tahmin edilen değerleri iyi uyum sağlamıştır.

DETERMINATION OF FRACTURE PARAMETERS OF LIGHTWEIGTH CONCRETE, MORTAR AND CEMENT PASTE

SUMMARY

Generally, lightweight aggregates are used for structural lightweight concrete (SLC), but artificial ones are not yet available in Turkey and other parts of the world. Therefore, before an artificial lightweight aggregate industry is developed in these areas, the abundant natural lightweight aggregate reserves such as pumice and volcanic tuff should be considered for possible utilization in the production of moderate structural lightweight concrete.

It is well known that lightweight aggregates play an important role in the fracture of lightweight concrete. There is, however, little information available in the literature on the fracture behaviour of lightweight concrete. The main objective of this work is to gain a better understanding of the effect of lightweight aggregate on the mechanical behaviour and fracture properties of concrete using appropriate experiments and a meso-mechanical approach. For this purpose, a lightweight concrete with pumice, its coarse and fine mortar phases (with and without pumice lightweight aggregate, respectively), and hardened cement paste (HCP) phase were prepared. In all mixtures, the effective water-binder ratio was kept constant at 0.30. The test for determining the true fracture energy was performed in accordance with the recommendation of RILEM 50-FMC Technical Committee with the only exception of using very shallow (notch to dept ratio, a/W=0.05) and deep notches (a/W=0.5). The critical stress intensity factor of the HCP, at which linear elastic fracture mechanics (LEFM) is valid, was determined from the notched beam specimens. The effective stress intensity factor of fine mortar without pumice lightweight aggregate was calculated using appropriate toughening mechanisms in the available meso-mechanical relationships. The true fracture energies of hardened cement paste and fine mortar, and the moduli of elasticity of fine mortar, coarse mortar and concrete were also calculated from meso-mechanical relationships. From these, the ductility of the mixtures was calculated in terms of the characteristic length.

Based on the experimental results and the calculations of true fracture energy and meso-mechanical model, the following conclusions can be drawn: i) The meso-mechanical relations used in this study are very useful tools for gaining a better understanding of how a brittle hardened cement paste transforms a quasi-brittle lightweight concrete or fine and coarse mortars. ii) Since the toughening mechanisms are important for the determination of fracture parameters in lightweight concretes, the further meso-mechanical relations are necessary. iii) Although there is a substantial decrease in the compressive strength of lightweight concrete, the moderate structural lightweight concrete can be obtained using pumice lightweight aggregate. It is also shown that the compressive strength of fine mortar is greater than that of hardened cement paste phase. iv) The characteristic length of coarse

mortar with pumice was less than that of concrete. Thus, it can be concluded that the lightweight concrete prepared was more ductile compare to its fine and coarse mortar phases, and also its hardened cement paste. v) There is a good agreement between experimental and predicted values of Modulus of Elasticity of lightweight concrete, and those of its fine and coarse mortar phases, and also its hardened cement paste phases.

1. GİRİŞ

1.1 Genel Bakış

Hafif betonların yüksek mukavemetli yapısal beton olarak kullanılması ile ilgili araştırmaların beton teknolojisinde her zaman önemli bir yeri vardır [1]. İnşaat mühendisliğinde normal beton çok yaygın uygulama alanı bulan bir malzemedir. İyi bir taşıyıcı olmasına karşın birim ağırlığı büyük olan normal beton, taşıyıcı sistem düğüm noktalarında zorlanmalara neden olmaktadır. Normal betonun bu sakıncası belli bir dayanımı sağlamak kaydı ile, birim ağırlığının düşürülmesini gerek kılmaktadır. Hafif beton, bina ağırlığının azalması ve taşıma maliyetlerinin düşmesi gibi ekonomik ve teknik üstünlükleri ile normal betonlardan daha avantajlıdır. Normal agrega yerine hafif agrega kullanılması ile elde edilen hafif betonlar, normal betonun yüksek olan ısı geçirgenliğini de düşürmektedir. Ayrıca betonda ses yutuculuğu da hafif agrega ile artmaktadır [2].

Hafif betonların düşük yoğunluk avantajları sayesinde yapıların daha narin ve ekonomik yapılmasına olanak sağlanmakta ve bu nedenle de kullanımı gün geçtikçe artmaktadır [3].

Hafif betonların normal betonlardan üstün yanları yanında bazı sakıncaları da vardır. Bu betonların üstün yanları ve sakıncaları aşağıdaki gibi özetlenebilir [4, 5].

Üstünlükleri :

i) Hafif beton kullanarak yapının kendi ağırlığı azaltılır, böylece deprem yükleri ve temele gelen yükler azaltılarak maliyet düşer,

ii) Hava boşlukları nedeniyle ısı ve ses yalıtımı yüksektir,

iii) Yangına karşı dayanıklıkları normal betona göre daha yüksektir.

iv) Birim ağırlığındaki azalma beton kalıbındaki basıncı azaltmaktadır.

v) Mukavemet/ağırlık oranı yüksektir.

vi) Taşıma maliyetlerin daha düşüktür.

Sakıncaları :

i) İçerdikleri boşluk nedeniyle normal betonlardan daha düşük mukavemete sahip olup, yüksek mukavemetli beton uygulamalarında kullanılamamaktadır,

ii) Vibrasyon kullanımı sonucu ayrışma sorunu ortaya çıkmaktadır,

iii) Aşınmaya karşı dayanıksızdırlar,

iv) Rutubete ve suya karşı yalıtım gereklidir,

v) Rötre ve sünmeleri genellikle yüksektir.

Betonların kırılma parametrelerini ve gevrekliğini belirlemede birçok model vardır: Bunlar i) Fiktif Çatlak Modeli (Hillerborg ve diğ., 1976), ii) Boyut Etkisi Kanunu (Bazant ve Kazemi, 1990), iii) 2 Parametreli Kırılma Modeli (Jeng ve Shah, 1985) ve iv) Efektif Çatlak Modeli (Nallathambi ve Karihaloo, 1990). İlk 3 model RILEM Teknik Komitesinin tavsiyeleridir. Her bir model betonun gevrekliğini bulmak için bir yol sağlamaktadır. Sünekliğin belirlenmesinde, fiktif çatlak modelindeki karakteristik boy ($l_{ch}=EG_F/(f_t`)$), betonarme yapıların sayısal analizlerinde ve ayrıca yeni bağlayıcı malzemelerin tasarımında başarıyla kullanılmıştır [6].

En son çalışmalar, fiktif çatlak modeline dayanılarak bulunan betonun özgül kırılma enerjisinin malzeme boyutuna bağımlı olduğunu göstermiştir. Bugün ise boyuttan bağımsız kırılma enerjisi, sığ ve derin çentik açılmış, aynı geometriye sahip numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyi ile bulunabilmektedir [7].

1.2 Çalışmanın Amacı

Bu çalışmada, ponza taşı agregası ile üretilen hafif betonlar ile bu betonun harç ve çimento hamuru fazlarının kırılma parametrelerinin bulunması ile sığ ve derin çentik açılmış aynı geometriye sahip numuneler üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyleri ile boyuttan bağımsız kırılma enerjisinin hesaplanması amaçlanmıştır. Beton fazından kademeli olarak agrega çıkartılarak harç ve çimento hamuru fazları üretilerek mezo-mekanik modelleme ile hesaplanan elastisite modülü, kırılma tokluğu ve kırılma enerjileri ile deneysel sonuçlar karşılaştırılacaktır.

1.3 Çalışmanın Ana Hatları

Bu çalışmada, ponza taşı agregası ile hafif beton üretildi. Daha sonra beton fazından sırasıyla agrega bileşenleri çıkartılarak betonun harç ve hamur fazları üretildi. Üretilen deney numuneleri su küründe bekletildi. Her faz için ϕ10 x 20 cm. lik silindir numuneleri, ϕ 15 x 6 cm. lik disk numuneleri ve 10 x 10 x 50 cm. lik prizma numuneleri üretildi. Silindir numunelerinden basınç mukavemeti ve elastisite modülü, disk numunelerinden çekme mukavemeti ve prizma numunelerinden ise kırılma enerjileri ve net eğilme dayanımları bulundu. Derin ve yüzeysel çentikler açılmış prizma numuneleri üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyleri sonucu bulunan kırılma enerjileriyle Abdalla ve Karihaloo'nun [7] önerdiği metoda göre boyuttan bağımsız kırılma enerjisi hesaplandı.

Elastisite modülü mezo-mekanik modeller ile teorik olarak hesaplandıktan sonra silindirik basınç deneyinde elde edilen elastisite modülleri ile karşılaştırıldı. Çimento hamuru ile harç fazlarının kırılma toklukları ve kırılma enerjileri mezo-mekanik modeller ile teorik olarak hesaplandı ve deneysel sonuçlarla karşılaştırıldı.

2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

2.1 Hafif Beton

2.1.1 Hafif betonların sınıflandırılması

Hafif betonların sınıflandırılması, genel olarak hem mukavemet koşullarına hem de birim ağırlık koşullarına göre yapılmaktadır. Yalıtım betonlarından taşıyıcı betonlara kadar bütün hafif betonların özellikle birim ağırlık bakımından sınıflandırılmasında değişik kabuller vardır [4].

Hem birim ağırlık hem de mukavemete bağlı olarak yapılan sınıflamaya göre ASTM 330 [8] standardında 28 günlük silindir basınç dayanımının 17 MPa'dan büyük olması, birim ağırlığının ise 1840 kg/m^3 değerini aşmaması öngörülür.

TS 2511'e [9] göre taşıyıcı hafif beton, havada kurumuş haldeki birim ağırlığı 1900 kg/m3 den az olan ve en az BS14 dayanım sınıfındaki betondur.

Birim ağırlıklarına göre Türk Standartlarında betonların sınıflandırılması şöyledir [9]:

i) Hafif Betonlar: Birim ağırlık < 1900 kg/m^3

ii) Yarı Hafif Betonlar: 1900 kg/m ≤ Birim ağırlık < 2100 kg/m^3

iii) Normal Betonlar: 2100 kg/m ≤ Birim ağırlık ≤ 2400 kg/m^3

Buna karşın DIN 1045'e göre betonlar birim ağırlıklarına göre şöyle sınıflandırılırlar.

i) Hafif Betonlar: Birim ağırlık < 2000 kg/m^3

ii) Normal Betonlar: 2000 kg/m^3 ≤ Birim ağırlık < 2800 kg/m^3

iii) Ağır Betonlar: Birim ağırlık ≥ 2800 kg/m^3

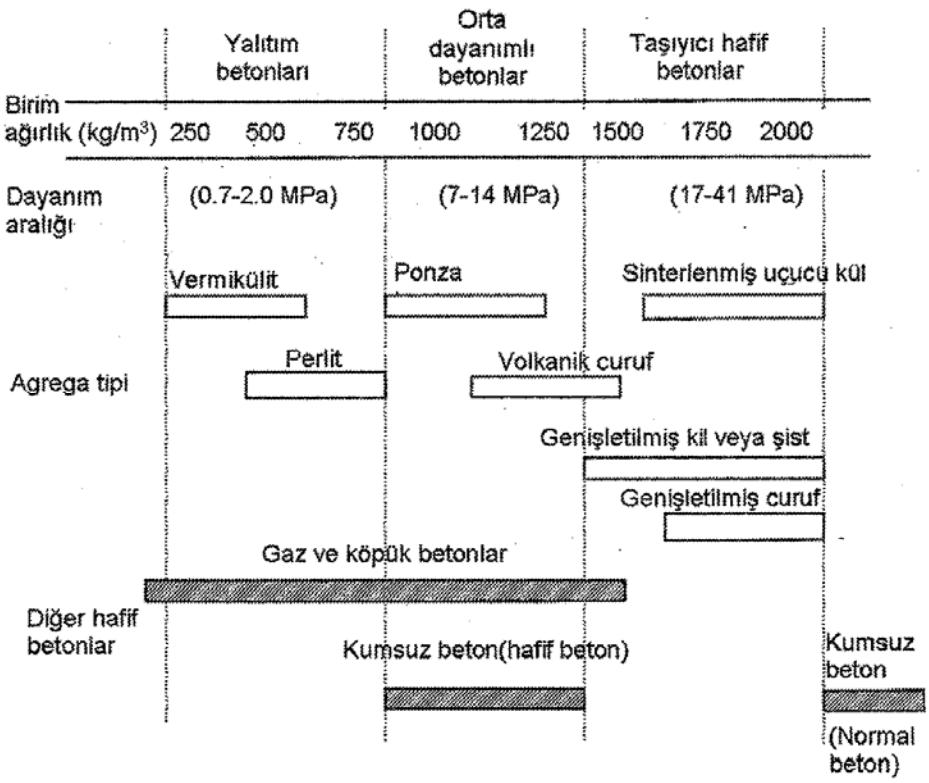
Farklı fonksiyonlarda kullanılan hafif betonları birim ağırlıklarına göre üç ayrı gruba ayırmak olasıdır [2].

a) Yalıtım Betonları: 300 kg/m^3 ≤ Birim ağırlık < 800 kg/m^3,

b) Orta Mukavemetli Hafif Betonlar: 800 kg/m^3 ≤ Birim ağırlık < 1400 kg/m^3

c) Taşıyıcı Hafif Betonlar: Birim ağırlık ≥ 1400 kg/m^3

Ponza taşı agregalı hafif betonlar şekil 2.1'de görüldüğü gibi orta dayanımlı betonlardır. Yalıtım betonları ise perlit ve vermikülit hafif agregasıyla üretilen betonlardır. Gaz ve köpük betonları hem yalıtım hem de orta dayanımlı beton olarak adlandırılır [11].



Şekil 2.1. Hafif betonların sınıflandırılması [11]

Tablo 2.1. Hafif beton sınıfları [11]

Hafif Beton Sınıfı	Birim Ağırlık (kg/m^3)	Basınç Dayanım Aralığı (MPa)
S1	800	1-7
S2	800-1200	7-10
S3	1000-1400	10-14
S4	1300-1800	14-25
S5	1500-1800	25-40
S6	1800-2000	40-70

Hafif Betonların birim ağırlıkları geniş bir aralıkta değişmektedir. Bu betonların basınç dayanımlarını da göz önüne alarak Tablo 2.1'deki gibi sınıflandırma yapılabilir. S1 sınıfındaki hafif betonlar esas olarak ısı yalıtımının sağlanmasında, kısmen de taşıyıcı olarak yararlanılır. S2 ve S3 betonları orta yalıtımlı betonlar olup yalıtım özellikleri de vardır. S4, S5 ve S6 betonları ise taşıyıcı hafif betonlardır [11].

Taşıyıcı olarak tasarlanamayan S1 ve S2 sınıfı hafif betonlar duvar malzemesi olarak kullanılarak yapının ağırlığı azaltılarak deprem yükleri azaltılmış olunur [11].

2.1.2 Hafif agregalar

Hafif agregaları doğal (ponza, volkanik cüruf, diatomit) ve yapay (genişletilmiş kil, killi şist, perlit, obsitiyen, vermikülit) olmak üzere iki ana gruba ayrılır [1] ve birim ağırlıklarına ve kullanım alanlarına göre şöyle sınıflandırabilir [4, 12]:

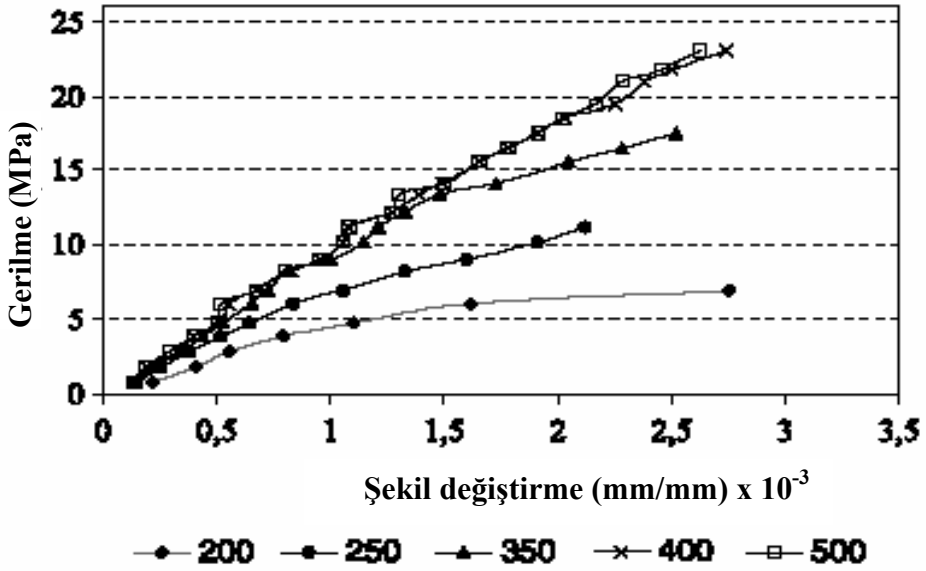
a) Yalıtım betonları: Birim ağırlığı < 400 kg/m^3

b) Yalıtım ve orta mukavemetli hafif betonlar: 400 kg/m^3 ≤ Birim ağırlık < 650 kg/m^3

c) Taşıyıcı hafif betonlar: Birim ağırlık ≥ 650 kg/m^3

2.2 Hafif Betonların Mekanik Özelliklerine Etki Eden Faktörler

Şahin, R. ve diğ.'nin [13] çimento dozajının ve ponza taşı agregasının hacim oranının değiştirilmesi ile üretilen hafif betonlar üzerinde yaptıkları çalışmalar sonucunda çimento dozajının artmasıyla betonun özgül ağırlığı ve basınç mukavemeti artmaktadır. Şekil (2.2)'da görüldüğü gibi çimento dozajının 200'den 250, 300, 350, 400 ve 500 kg/m^3'e arttırılmasıyla hafif betonun basınç dayanımı sırasıyla %88, %113, %164, %232 ve %265 artmıştır. Farklı çimento dozajları ile üretilen betonlarda yapılan basınç deneyleri ile elde edilen gerilme-şekil değiştirmeleri eğrilerinden görüldüğü gibi çimento dozajının artmasıyla elastisite modülü de artmaktadır. Tüm karışımlarda maksimum agrega boyutu 16 mm ile sınırlandırılmıştır.

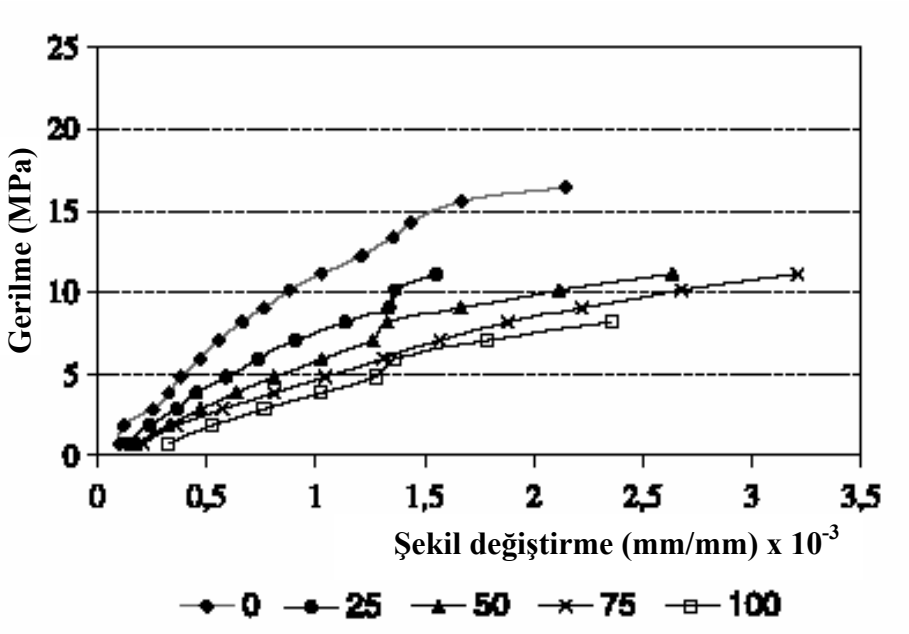


Şekil 2.2. Farklı çimento dozajları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri [13]

Ramamurty ve Narayanan'nın [14] yaptığı çalışmalar sonucunda betonun özgül ağırlığının artmasıyla basınç dayanımını arttığı gözlenmiştir.

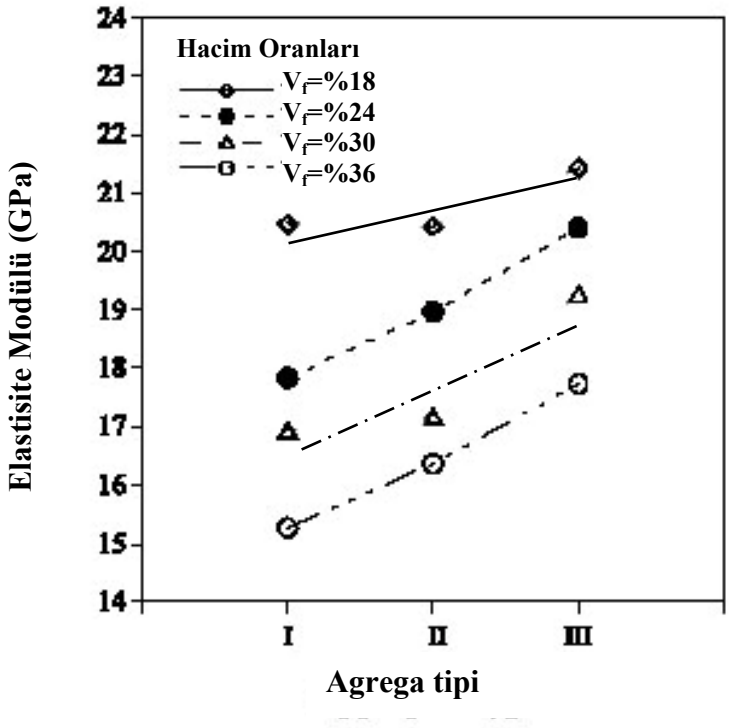
Şahin, R. ve diğ.'nin [13] yaptıkları çalışmada karışımların elastisite modülünün agreganın cinsine, su/bağlayıcı oranına ve çimento dozajına bağlı olarak değiştiği görülmüştür. Su/bağlayıcı oranının değişmesiyle elastisite modülü 12 GPa ile 16 GPa arasında değiştiği gözlenmiştir.

Şekil (2.3)'da görüldüğü gibi hafif betonlarda ponza taşı agregasının hacim oranının arttırılmasıyla betonun basınç dayanımda azalma meydana gelmektedir. Gerilme-şekil değiştirme eğrilerinden de görüldüğü gibi agrega hacim oranının artmasıyla elastisite modülü de azalmaktadır [13].



Şekil 2.3. Farklı ponza taşı agregasının hacim oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri [13]

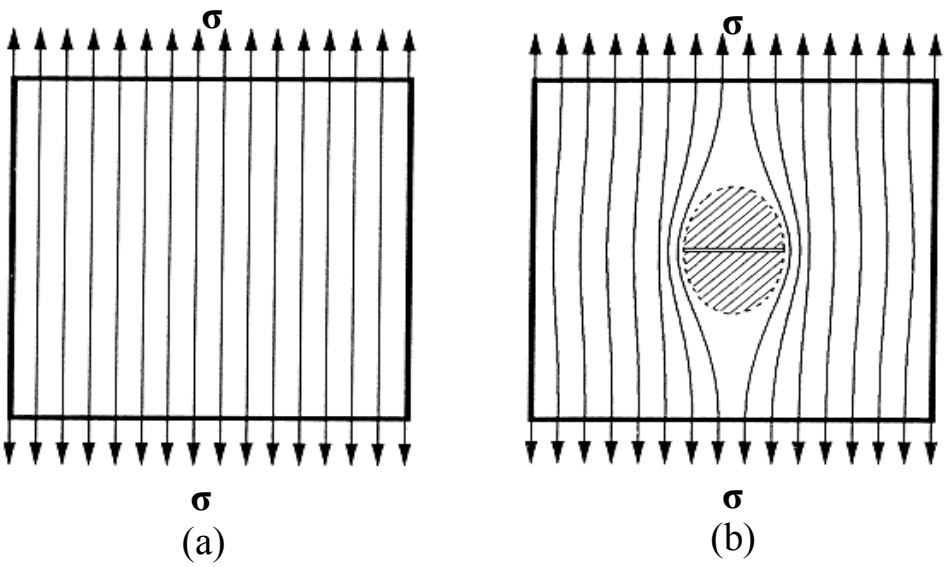
Chi, J.M. ve diğ. [15] hafif betonların dayanımlarına agreganın etkisini araştırmak için yaptıkları çalışmada agrega türünü ve hacmini, su/bağlayıcı oranını değiştirerek ürettikleri beton numunelerde basınç deneyleri yapmışlardır. Şekil (2.4)'de görüldüğü gibi karışımlarda kullanılan farklı dayanımlara sahip hafif agrega tipleri için agrega hacim oranlarının sırasıyla %18, %24, %30 ve %36 olması ile hafif betonların elastisite modüllerinin azaldığı görülmüştür. Kullanılan agrega tiplerinin dayanımları sırasıyla A1, A2 ve A3 için sırasıyla 6.01, 7.53 ve 8.57 MPa'dır. Ayrıca yapılan çalışmada %18 hacim oranına sahip karışımlarda betonun basınç dayanımının ve elastisite modülünün agrega tipinden bağımsız olduğu ve su/bağlayıcı oranı ile kontrol edildiği gözlenmiştir.



Şekil 2.4. Farklı hacim oranları için agrega tipleri ile elastisite modülünü değişimi [15]

2.3 Lineer Elastik Kırılma Mekaniği

Kırılma mekaniği kısaca, bir çatlağın çevresindeki gerilmeleri ve şekil değiştirmeleri inceleyen bilim dalıdır. Yük altında bulunan ve içinde boşluk içeren bir malzemede, süreksizlik nedeniyle boşluk ucunda gerilme yığılması meydana gelir (Şekil 2.2). Yükleme nedeniyle meydana gelen gerilme akımı çatlağın etrafını dolanmak zorunda kaldığından çatlağın ucunda gerilme yığılmasının artmasına, çatlağın alt ve üst yüzlerinde ise gerilme gevşemesine (taranmış alan) neden olmaktadır. Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM)'ne göre, çatlak ucunda meydana gelen bu gerilme yığılması çatlak keskinleştikçe sonsuza gitmektedir [16].



Şekil 2.5. Uniform çekme altında gerilme akım çizgileri (a). Yük altında çatlak veya boşluk içermeyen bir malzemede gerilme akımı. (b) çatlak veya boşluk gibi süreksizlik içeren bir malzemede meydana gelen gerilme akımı ve süreksizlik ucunda meydana gelen gerilme yığılmaları [16].

Aslında çatlak önündeki her zaman bir elastik olmayan bölge mevcuttur ve gerilmelerin sonsuza gitmesini engeller. Bu bölge kırılma süreci bölgesi olarak tanımlanır. Malzeme ne kadar gevrekse bu bölgenin uzunluğu da o kadar kısa olur [17].

LEKM, sertleşmiş çimento hamuru gibi gevrek malzemelere uygulanabilmektedir. Gevrek malzemede çatlağın ilerlemesini ve kırılmayı tanımlamak için sadece malzemenin kırılma tokluğu (K_{IC}) yeterlidir [16].

Kırılma tokluğunun belirlenmesinde kullanılan üç noktalı eğilme deneyinde, çentikli kiriş numunelerinin kullanılmasının üstünlüğü, üretimin ekonomik ve deney düzeneğinin diğer yöntemlere göre daha kolay olmasıdır. LEKM ile gevrek bir malzeme olan sertleşmiş çimento hamurunda, kırılma tokluğu denklem (2.1) yardımı ile bulunabilir [18].

$$K_{IC} = 6YM_{maks.}\sqrt{a}/(BW^2) \qquad (2.1)$$

Burada;

Y = Geometri fonksiyonu

$M = M_1 + M_2$

M_1 = Maksimum yükten dolayı oluşan eğilme momenti, $M_1 = P_{maks}$ x S/4

M2 = Prizma numunelerinin kendi ağırlığından oluşan eğilme momenti

B = Prizma numunelerin derinliği

a = Çentil derinliği

S = Mesnetler arası mesafedir.

Geometri fonksiyonu olarak Brown ve Srawlwy'in önerdiği denklem (2.2) kullanılırsa ve M2 ihmal edilirse kırılma tokluğunu veren denklem (2.3) elde edilir [18].

$$Y\left(\frac{a}{W}\right) = A_0 + A_1(a/W) + A_2(a/W)^2 + A_3(a/W)^3 + A_4(a/W)^4 \qquad (2.2)$$

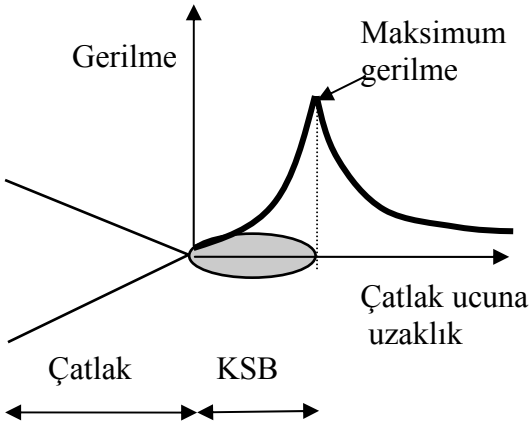
Tablo 2.2. Üç noktalı eğilme deneyinde A_i katsayılarına ait değerler [8]

S/W	A_0	A_1	A_2	A_3	A_4
8	1.96	-2.75	13.66	-23.98	25.22
4	1.93	-3.07	14.53	-25.11	25.80

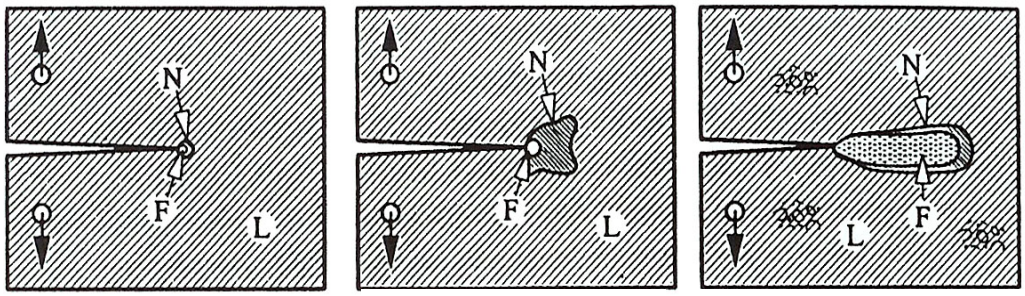
$$K_{IC} = \frac{3PS}{2BW^{3/2}}\left[1.93(\frac{a}{W})^{1/2} - 3.07(\frac{a}{W})^{3/2} + 14.53(\frac{a}{W})^{5/2} - 25.11(\frac{a}{W})^{7/2} + 25.80(\frac{a}{W})^{9/2}\right] \qquad (2.3)$$

2.4 Kırılma Süreci Bölgesi

Beton gibi yarı gevrek bir malzemede çatlak ucunda önemli oranda kalıcı şekil değiştirmeler meydana gelir. Şekil değiştirmelerle gerilmelerin orantısız olduğu bu bölge, Kırılma Süreci Bölgesi (KSB) olarak adlandırılır [16]. Çatlak ucunda meydana gelen gerilmeler ve şekil değiştirmeler enerji yutar ve Şekil (2.3)'te görüldüğü gibi çatlak ucunda meydana gelen gerilmeler azalarak sonsuza gitmesi engellenir.



Şekil 2.6. Yarı gevrek bir malzemede çatlak ucunda meydana gelen gerilme durumu ve kırılma süreci bölgesi [16]



(a) Lineer elastik (b) Nonlineer elastik (c) Nonlineer yarı-gevrek

Şekil 2.7. Değişik türdeki malzemelerin kırılma davranışları: (a) lineer elastik malzeme, (b) sünek malzeme, (c) yarı gevrek malzeme [18]

Şekil (2.4)'te L lineer elastik bölgeyi, N lineer olmayan bölgeyi ve F ise kırılma süreci bölgesini tanımlamaktadır. Kırılma süreci bölgesinin uzunluğu (l_p); malzemenin kırılma enerjisine (G_F), elastisite modülüne (E) ve tek eksenli çekme dayanımına (f_t') bağlı olarak denklem 2.4'teki gibi hesaplanır.

$$l_p \approx \frac{G_F E}{f_t^2} \tag{2.4}$$

Tablo (2.3)'te görüldüğü gibi malzeme gevrek halden sünek hale dönüştükçe kırılma süreci bölgesinin uzunluğu artmaktadır. Betonda kırılma süreci bölgesinin uzun olması nedeniyle cam gibi gevrek malzemelerdeki gibi LEKM uygulanamamaktadır [18].

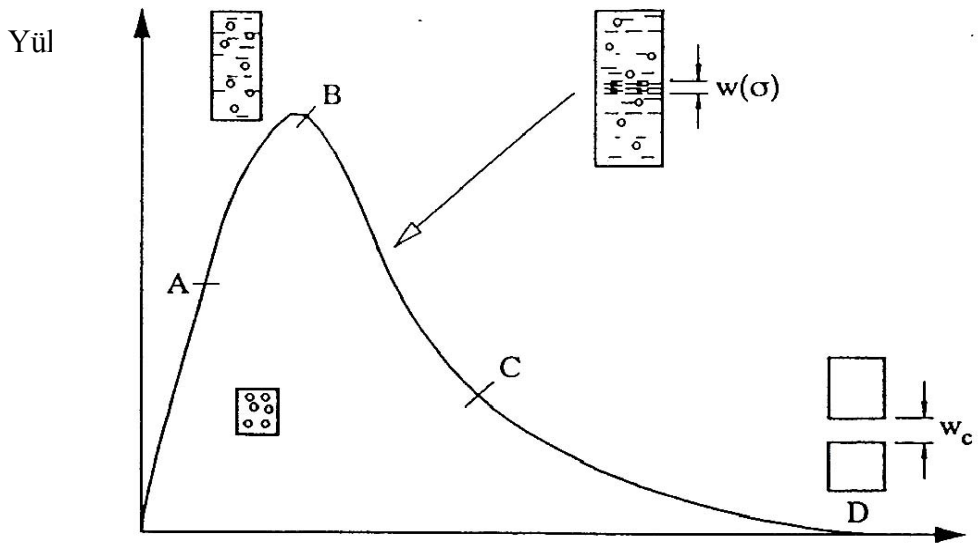
Tablo 2.3. Kırılma süreci bölgesinin tipik değeri [19]

Malzeme	l_p (mm)
Cam	10^{-6}
Sertleşmiş çimento hamuru	5-15
Harç	100-200
Yüksek dayanımlı beton (50-100 Mpa)	150-300
Normal dayanımlı beton	200-500
Baraj betonu (Maksimum agrega boyu=38m)	700

Betonda kırılma süreci bölgesinin uzunluğunu belirlemek için onlarca deney metodu vardır. Kırılma süreci bölgesi bir malzeme özelliği olmasa da numune geometrisine ve yükleme hızına bağlıdır [20].

2.5 Betonun Kırılma Süreci

Beton mikro çatlaklar ve boşluklar içeren heterojen ve yarı gevrek bir malzemedir. Şekil (2.5)'ta çentikli bir beton numunesini tek eksenli çekme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrisi verilmiştir. Yarı gevrek bir malzeme olan beton düşük yükler altında elastik bir davranış gösterir (OA arası, şekil 2.5). Bu bölgede yükler elastik sınırı (A noktası) geçmediği sürece şekil değiştirmeler orantılı olarak artar ve yükün kalkmasıyla şekil değiştirmelerde kalkar. Yük elastik sınırı geçtiğinde, betonun içindeki boşluklar ve mikro çatlaklar aktif hale gelir ve yük-sehim eğrisi lineerliğini kaybeder. Agrega-çimento arasında oluşan çatlaklar enerji harcamaya başlaması ve betonda kalıcı şekil değişimleri meydana gelmesiyle yük-sehim eğrisi nonlineer bir şekilde artış gösterir (A-B arası, şekil 2.5). Tepe noktasından sonra kırılmanın gerçekleşeceği düzlemde şekil değiştirmeler birikmeye başlar ve çatlaklar ilerledikçe şekil değiştirmeler artar. Çatlaklar adım adım ilerleyerek betonun yük taşıma kapasitesi aniden sıfıra düşmez. (BC) noktaları arasıda kalan kısmı mikro çatlaklar nedeniyle, (CD) noktaları arasında kalan kısmı ise, agrega kilitlenmeleri ve diğer sürtünme etkileri sonucunda şekil değiştirme yumuşaması meydana gelir. Bu nedenle beton, yarı gevrek bir malzeme kabul edilir [16, 18].

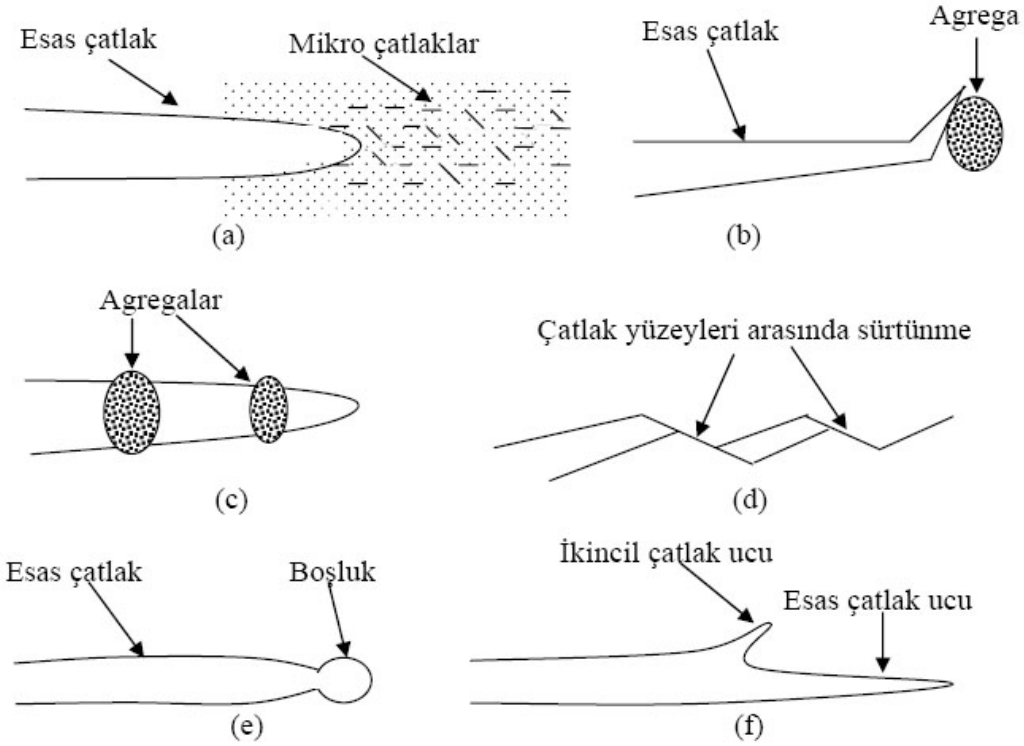


Şekil 2.8. Yarı gevrek bir malzemede çekme deneyi sonucu çıkan tipik yük-sehim eğrisi

2.6 Toklaşma Mekanizmaları

Betonda makro çatlağın önünde elastik olmayan bir bölge olan kırılma süreci bölgesi (KSB) vardır. Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) çatlak ucunda gerilmenin sonsuzluğa gittiğini tahmin eder. Ancak betonda meydana gelen KSB'nin büyüklüğünden dolayı LEKM'nin uygulanamayacağı birçok araştırmacı tarafından ortaya konulmuştur. Böyle bir bölgenin varlığı betonda meydana gelen toklaşma mekanizmalarına bağlıdır. Bazı mekanizmalar, agrega, boşluk ve mikro çatlaklar içeren bir malzeme olan betonda çatlak ilerleyişini engeller ve betonda tokluk artışına neden olur [11, 21].

Şekil 2.9 da görüldüğü kırılma süreci bölgesindeki bazı toklaşma mekanizmaları gösterilmektedir. 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 aktarması, çatlak ucuna rasgelen boşlukların çatlak ucu keskinliğini azaltması veya çatlağın dallamasına neden olması gibi mekanizmalar betonda tokluk artışına neden olur [22].



Şekil 2.9. Kırılma süreci bölgesindeki bazı toklaşma mekanizmaları: (a) Mikro çatlak kalkanı, (b) Çatlak sapması, (c) Agrega köprülenmesi, (d) Çatlak yüzeyleri arasında sürtünme (Kapan mekanizması), (e) Çatlak ucu bozulması, (f) Çatlak dallanması [21].

2.6.1 Mikro çatlak kalkanı

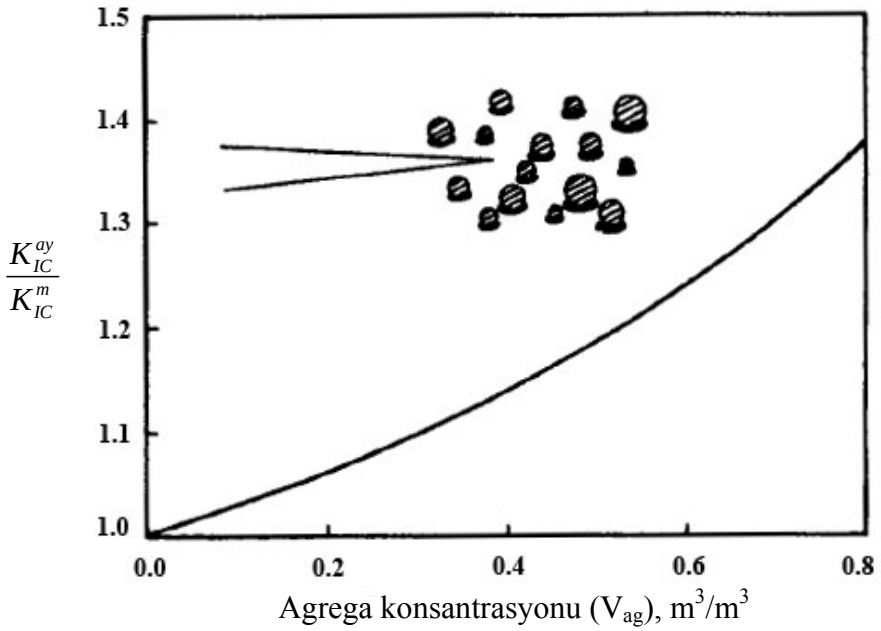
Mikro çatlama genelde fiziksel çatlak ucunun önünde agrega/harç ara yüzeyinde meydana gelmektedir. İri agregaların altında terleme sonucu oluşan boşluklar betonda zayıf bölgelere neden olmaktadır. Buna ek olarak, malzemede rötre sonucu mikro çatlaklar ve kusurlar meydana gelir. Esas çatlak ucu önündeki mikro çatlaklar hasar görmemiş malzemenin etkin elastisite modülünü azaltmaktadır. Bu nedenle, çatlak ucundaki gerilme şiddet faktörünün azalmasına da sebep olmakta ve malzeme hasar görmemiş malzemeye göre daha tok davranış göstermektedir. Böyle bir toklaşmaya mikro çatlak kalkanı denir. Mikro çatlak oluşumu ve yayılması ek bir dış enerjiye gereksinim duymaktadır [22].

Betonda agrega-harç arayüzeylerinin mikro çatlamasından dolayı oluşan etkin kırılma tokluğu (K_{IC}^{ay}), agrega konsantrasyonu (V_{ag}) ve arayüzey çatlaması oluşmamış malzemenin (çimento esaslı matrisin) kırılma tokluğuna (K_{IC}^{m}) bağlı olup Denklem (2.5)'e göre hesaplanmaktadır [23].

$$\frac{K_{IC}^{ay}}{K_{IC}^{m}} = \sqrt{\frac{1}{1-(\frac{\pi^2}{16})*V_{ag}*(1-\upsilon^2)}} \tag{2.5}$$

Burada, π=3,14 ve ν=0,2 ise Poisson oranıdır.

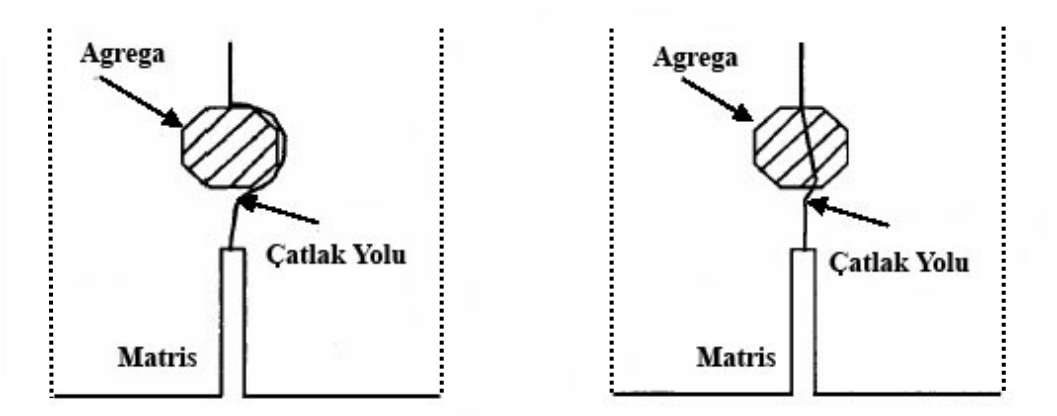
Mikro çatlak kalkanı mekanizmasından dolayı malzemedeki etkin tokluk artışının agrega konsantrasyonu ile değişimi Şekil 2.10'da verilmektedir.



Şekil 2.10. Esas çatlak önünde mikro çatlak kalkanı mekanizmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi [23]

2.6.2 Çatlak sapması mekanizması

Normal dayanımlı betonlarda çatlak yolu sertleşmiş çimento hamuruna göre daha dolambaçlı bir yol izler. Çatlak yolunun dolaylı olmasının nedeni çatlak sapması mekanizmasıdır [23]. Normal dayanımlı betonlarda, agreganın elastisite modülü ve dayanımı matrisinkinden fazla ise ve matris-agrega arayüzeyi dayanımı düşük ise, matris çatlağı agregaya geldiğinde, çatlak agreganın kenarından sapmaya ve yayılmaya başlar (Şekil 2.11a). Buna karşın hafif betonlarda agreganın dayanımı matrisin dayanımından daha zayıf olduğundan, çatlak, agreganın içinden yayılabilir ve daha az kırılma yüzeyi oluşabilir. Ayrıca, yüksek dayanımlı betonlarda da çatlağın daha kısa yoldan, agreganın ortasından geçmesi olasıdır. Çünkü YDB'larda matris-agrega arayüzeyi NDB'larınkine göre daha güçlüdür (Şekil 2.11b).



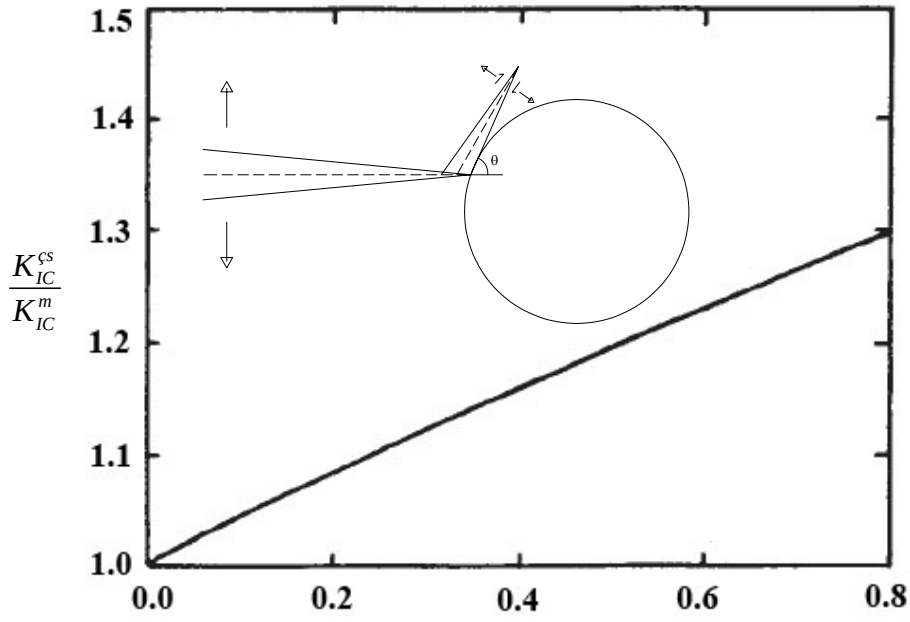
(a) (b)

Şekil 2.11. (a) Çatlak yolunun agreganın etrafından; (b) veya içinden geçmesi

Çatlak sapması mekanizmasının betonun etkin kırılma tokluğuna sağladığı katkı, Fiber ve diğ.'nce [24] önerilen Denklem (2.6) ile hesaplanmaktadır.

$$\frac{K_{IC}^{çs}}{K_{IC}^{m}} = \sqrt{1.0 + 0,87 * V_{ag}} \tag{2.6}$$

Burada, $K_{IC}^{çs}$ ve V_{ag} sırasıyla, çatlak sapmasına göre etkin tokluk ve agrega konsantrasyonudur. Çatlak sapmasından dolayı malzemedeki etkin tokluk artışının agrega konsantrasyonu ile değişimi Şekil 2.12'de verilmektedir [23].



Şekil 2.12. Çatlak sapmasından dolayı malzemedeki etkin tokluğun agrega konsantrasyonu ile değişimi

2.6.3 Çatlak kapanı mekanizması

Betonda matris çatlakları agregaya doğru ilerlediği zaman bazen ne agreganın içinden geçer ne de saparlar. Böylece, çatlak yayılmasına karşın kapan bölgesi oluşur. Bu mekanizmaya çatlak kapanı denir. Bu durum oluştuğunda çatlak yüzleri sıfır açılma deplasmanı ile kısıtlanmaktadır [25].

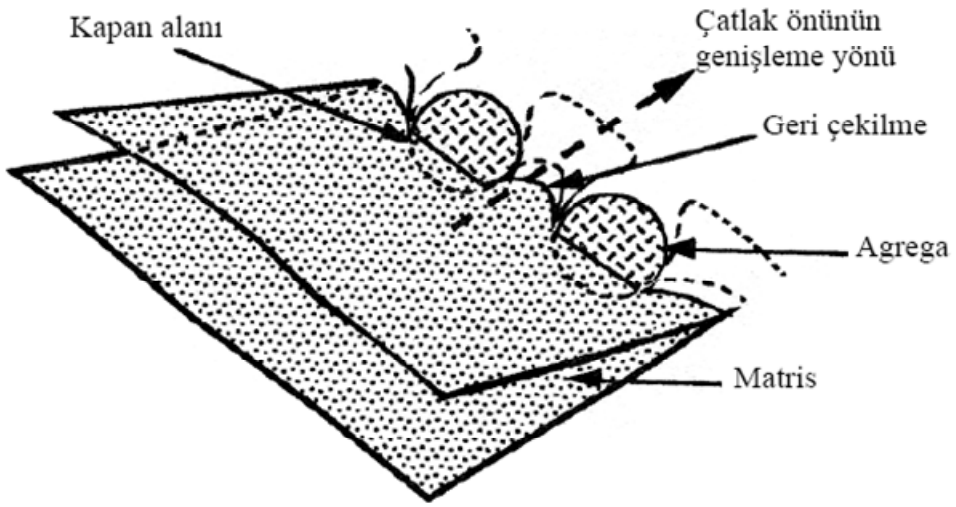
Çatlak kapanı mekanizması meydana gelebilmesi için aşağıdaki üç şartın aynı anda sağlanması gerekmektedir [26].

1. Agreganın tokluğu matrisin tokluğundan daha yüksek olmalıdır. Böylece, çatlağın agreganın içinden geçmesi önlenebilecektir.

2. Agrega-matris arası bağlar kuvvetli olmalıdır. Böylece, matris-agrega arayüzeylerin kırılması ve çatlak sapması meydana gelmemektedir.

3. Agreganın elastisite modülü matrisin elastisite modülüne eşit veya daha büyük olmalıdır. Böylece, açılma deplasmanı çatlak önü boyunca önlenmektedir.

Yüksek dayanımlı betonların yapısı çatlak kapanı mekanizmasının (şekil 2.13) oluşmasına daha yakın olup küçük tane boyutuna sahip agregalar daha çok kapan alanı oluşturur.



Şekil 2.13. Çatlak kapanı mekanizmasının şematik gösterimi [25]

Çatlak kapanı mekanizmasının, kırılma tokluğuna katkısı, agrega konsantrasyonu (Vag) ve matris fazın kırılma tokluğu(K_{IC}^{m}) kullanılarak, denklem (2.7) ile hesaplanır.

$$\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}} = \left\{ 1 - \frac{(1-V_{ag}) * (\pi/4)}{\ln\left[\dfrac{1+\cos(\pi * V_{ag}/4)}{\sin(\pi * V_{ag}/4)}\right]} \right\}^{-1} \tag{2.7}$$

2.6.4 Çatlak yüzü sıkıştırma mekanizması

Çatlak yüzü sıkıştırma mekanizması, çatlak kapanı mekanizmasını takiben oluşur. Bozulmamış agrega dizinlerinin oluşması ile çatlak yüzleri sıkışmakta ve çatlak ucu gerilme şiddet faktörü azalmaktadır.

Çatlak yüzü sıkıştırma toklaşma mekanizması yüksek dayanımlı betonun etkin kırılma tokluğunun ($K_{IC}^{çy}$) agrega konsantrasyonu (V_{ag}), ortalama agrega tane çapı (g_{ort}), agreganın çekme dayanımı ($f_{t,a}$) ve matrisin kırılma tokluğuna (K_{IC}^{m}) bağlı olup denklem (2.8) ile hesaplanmaktadır [23].

$$\frac{K_{IC}^{çy}}{K_{IC}^{m}} = \sqrt{\left(\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}}\right)^{2} + \frac{E(\pi/2) f_{t,a}^{2} g_{ort} V_{ag} (1-\sqrt{V_{ag}})(1-V_{ag})(1-\upsilon_{m}^{2})}{E_{m}(1-\upsilon^{2})(K_{IC}^{m})^{2}}} \tag{2.8}$$

Çatlak kapanının çalışmadığı durumda $\left(\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}}\right)$=1 kabul edilir. Betonun elastisite modülü (E) ile matris fazın elastisite modülü (E_m) arasındaki ilişki; $\upsilon = \upsilon_m$ koşulunda, agrega konsantrasyonuna bağlı olarak aşağıda verilmiştir [23].

$$\frac{E}{E_{m}} = 1 - \frac{\pi^{2}}{16}(1-\upsilon^{2}) V_{ag} \tag{2.9}$$

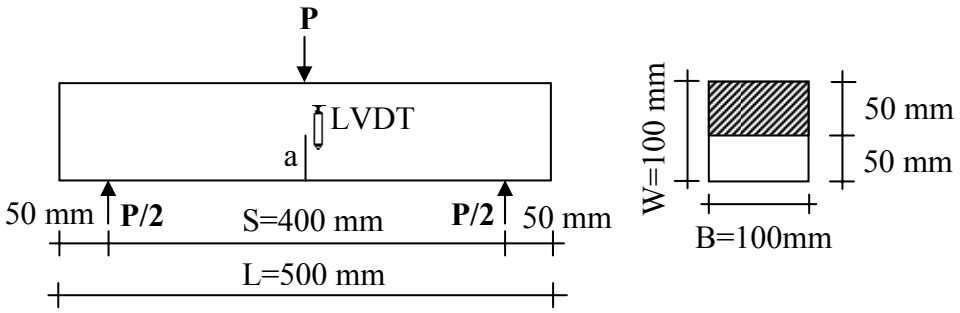
2.7 Etkin Kırılma Tokluğu

Beton ve harca ait etkin kırılma tokluğunun hesaplanmasında, kırılma sürecinde meydana gelen toklaşma mekanizmaları dikkate alınır. Etkin kırılma tokluğu, mevcut her bir kırılma mekanizmasının kırılma tokluğunun matris fazınınkine oranı ile matris fazın kırılma tokluğunun çarpımı olarak aşağıdaki gibi bulunur.

$$K_{IC} = K_{IC}^{m} \cdot \left(\frac{K_{IC}^{çs}}{K_{IC}^{m}} \right) \cdot \left(\frac{K_{IC}^{ay}}{K_{IC}^{m}} \right) \cdot \left(\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}} \right) \tag{2.10}$$

2.8 Üç Noktalı Eğilme Deneyi ile Özgül Kırılma Enerjisinin Belirlenmesi

Kırılma enerjisi, çatlak oluşu için birim alan başına gerekli enerji miktarıdır. RILEM 50-FMC Komitesi [22] kırılma enerjisinin belirlenmesinde üç noktalı eğilme deneyinin kullanılmasını önermektedir. Önerilen üç noktalı eğilme deneyinin çentikli numuneler üzerindeki uygulaması şematik olarak şekil (2.14)'da gösterilmektedir.



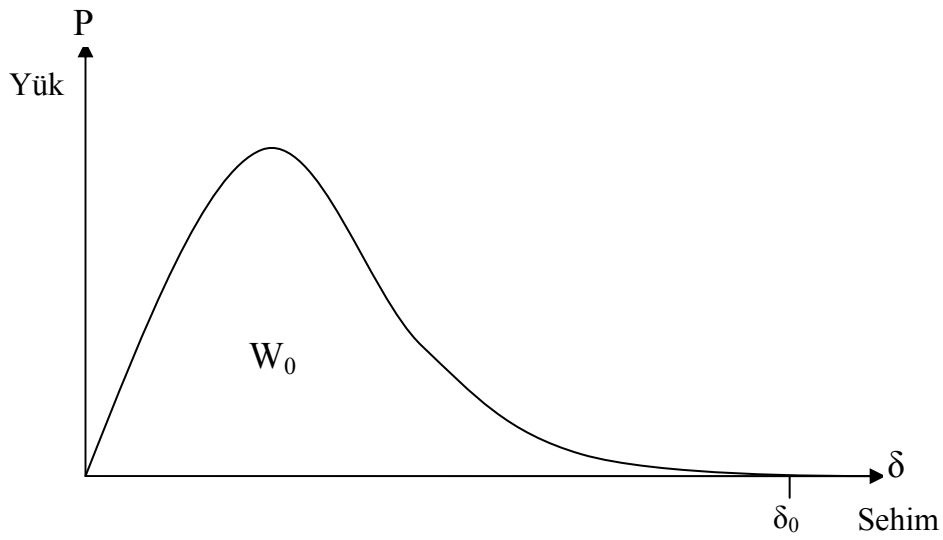
Şekil 2.14. Üç noktalı eğilme deneyi

Şekil (2.14)'da şematik olarak gösterilen deney numunesinde, L, B, W sırasıyla kiriş numunesinin uzunluğunu, genişliğini, derinliğini, S mesnetler arası uzaklığını, P orta noktaya etkiletilen yükü ve a ise çentik derinliğini ifade eder.

Kırılma enerjisinin hesaplanması için kurulacak düzeneğe göre; numune derinliği (W), maksimum agrega çapının 6 katından büyük ve çentik derinliği ile numune derinliği oranı (a/W) 0.5 olmalıdır. Mesnetler arası uzaklık ile numune derinliği oranı (S/W), 4 ila 8 arasında olmalı ve sehim hızı kontrol edilerek kapalı döngü ile çalışan makine ile deney yapılmalıdır Ayrıca üç noktalı eğilme deneyi sırasında, numunenin orta noktasındaki düşey deplasman ile bu deplasmanlardaki yük değerlerini tam kırılma gerçekleşene kadar kayıt edilerek yük-deplasman eğrisi çizilmelidir. Böylece kırılma enerjisi denklem (2.11) yardımıyla hesaplanabilmektedir. [18].

$$G_f = \frac{W_0 + mg\delta_0}{A_{lig.}}, \ N/m \tag{2.11}$$

Bu denklemde, W_0 üç noktalı eğilme deneyi sonucu oluşan yük-sehim eğrisi altında kalan alanı (Şekil 2.15), g yerçekimi ivmesini, δ_0 göçme sırasında kiriş ortasındaki sehimi, A_{lig} etkin kesit alanını, m ise mesnetler arasında kalan kısımdaki numune ağırlığı ile yükleme aparatı ağırlığının iki katının toplamıdır.



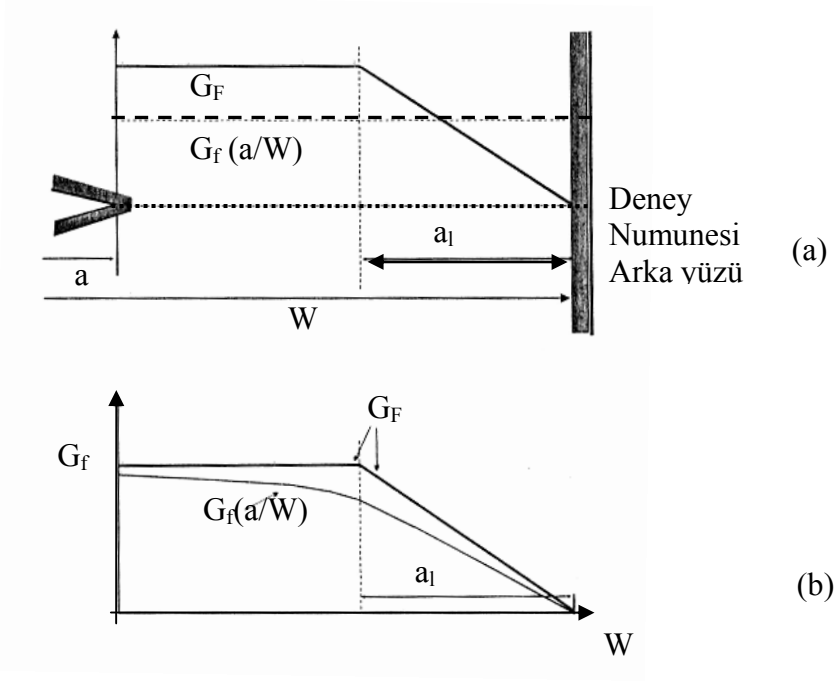
Şekil 2.15. Yük-sehim eğrisinin şematik gösterimi [18]

2.9 Gerçek Özgül Kırılma Enerjisi

Özgül kırılma enerjisi (G_f), çatlamış betonlu binaların analizleri için kullanılan en önemli parametredir. Özgül kırılma enerjisinin bulunmasında yapılan deneysel çalışmalar boyut ve geometrik şekil etkisi yüzünden hep tartışma konusu olmuştur. Boyuttan bağımsız bir kırılma enerjisi elde etmek için boyut ve geometrik şekil etkisinin, yük-sehim eğrisindeki yük azalma bölgesinin de göz önünde tutulmasının gerekliliği anlaşılmış ve özgül kırılma enerjisinin çatlak yolu boyunca sabit kalmadığı ifade edilmiştir [7].

Yapılan çalışmalara göre serbest yüzeyin etkisi çatlak oluşumu bölgesinde hissedilmekte olup, çatlak ilerledikçe, yeni çatlakların oluşumu için gerekli enerji de azalacaktır. Şekil (2.16)'da görüldüğü gibi başlangıçta çatlak oluşumu için gerekli enerjideki azalma oranı düşük bir sevide iken bu oran çatlağın serbest yüzeye yaklaşması ile artmaktadır. Bu yüzden özgül kırılma enerjisin değişimini Şekil (2.16)'da görüldüğü gibi bi-lineer bir yaklaşımla gösterilmektedir. Bu iki doğrunun

kesişim noktası ile numune arka yüzü ile arasındaki mesafe çatlak referans genişliği (a_l) olarak adlandırılır. Çatlak referans genişliği hem malzeme özelliklerine hem de numune geometrisine bağlı bir parametredir. Genellikle çatlak referans genişliği numunenin çentik dışında kalan kısmından (W-a) daha küçüktür [6, 7].



Şekil 2.16. Tek çentikli deney numunesinde enerji dağılımı

Bi-lineer ifadelere dayanarak boyuttan bağımsız kırılma enerjisi, deneyle bulunan özgül kırılma enerjisini kullanarak, denklem (2.12)'de gösterildiği gibi hesaplanabilir.

$$G_f(a/W) = \begin{cases} G_F \times \left[1 - \dfrac{a_1/W}{2(1-a/W)}\right]; & 1-a/W > a_1/W \\ G_F \times \dfrac{(1-a/W)}{2(a_1/W)}; & 1-a/W \le a_1/W \end{cases} \quad (2.12)$$

Böylece çentikli betonun boyuttan bağımsız kırılma enerjisi elde edilmektedir. Denklem (2.12)'de boyut etkisinden bağımsız kırılma enerjisini ve a_l'i en doğru şekilde hesaplamak için, en küçük kareler metodu kullanılmıştır.

Karihaloo ve Abdalla [7], boyut etkisinden bağımsız kırılma enerjisi üzerine yaptıkları çalışmada, gerçek özgül kırılma enerjisinin ve çatlak referans genişliğinin hesaplanması için sadece iki farklı çentik boyuna sahip numunelerin yeterli olduğunu

belirtmişlerdir. Karihaloo ve Abdalla'ın önerdikleri yöntemde, üç noktalı eğilme deneyinde çentik derinliği oranları (α=a/W) 0.05 ve 0.5 olan numunelerden elde edilen özgül kırılma enerjileri, boyut etkisinde bağımsız kırılma enerjisinin hesaplanması için yeterli olmaktadır [7].

Denklem (2.13) ile çatlak referans genişliğini hesaplayarak denklem (2.14) yardımı ile gerçek özgül kırılma enerjisi hesaplanabilir [7, 27].

$$a_1 = \frac{2W(G_f(0,5) - G_f(0,05)}{\frac{G_f(0,5)}{1-0,05} - \frac{G_f(0,05)}{1-0,5}} \tag{2.13}$$

$$G_F = \frac{G_f(a/W)}{1 - \frac{1}{2} \times \frac{a_1/W}{1-a/W}} \tag{2.14}$$

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Tez çalışması kapsamında İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda hafif beton, hafif harç, harç ve çimento hamuru fazlarından oluşan toplam 4 seri üretim yapılmıştır

Üretilen betonlarda CEM I 42.5 sınıfı çimento kullanılmıştır. Üretimlerde bağlayıcı madde olarak çimentonun yanında ek olarak silis dumanı kullanılmıştır. Silis dumanının miktarı çimento dozajının %10'u olarak belirlenmiştir. Üretimlerde akışkanlığı sağlamak için hiper akışkanlaştırıcı katkı maddesi kullanılmıştır. Akışkanlaştırıcı katkı maddesinin miktarı üretim sırasında yapılan işlenebilme deneylerine bağlı olarak ve ayrışmayı dikkate alarak, her üretim için farklı miktarlarda kullanılmıştır.

3.1 Kullanılan Malzemelerin Özellikleri

3.1.1 Çimento

Üretimlerde Lafarge-Aslan Çimento Fabrikası'na ait CEM I tipinde çimento kullanılmıştır. Çimentonun basınç dayanımı ve fiziksel özellikleri İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda yapılan deneylerden, kimyasal özellikler ise üretici firmadan elde edilmiştir. Çimentonun fiziksel ve kimyasal özellikleri ile basınç ve eğilme dayanımları sırasıyla Tablo (3.1), Tablo (3.2) ve Tablo (3.3)'te verilmiştir.

Tablo 3.1. Portland çimentonun fiziksel özellikleri

Özgül Ağırlık (gr/cm^2)		3,17
Priz Süresi	Başlangıç	02:15
	Bitiş	03:30
Hacim Sabitliği (mm^2)		2
İncelik	Özgül Yüzey (cm^2/gr)	3320
	200 μm elek üstünde kalan (%)	0,0
	90 μm elek üstünde kalan (%)	0,6

Tablo 3.2. Portland çimentonun kimyasal özellikleri

		Standartlar (%)	Analiz Sonuçları (%)
CaO			64,03
SiO_2			20,44
Al_2O_3			5,29
Fe_2O_3			3,02
MgO		maks.% 2,7	1,67
Cl		maks.%6	0,01
K_2O			0,64
SO_3		maks.% 3,5	2,93
Çözünmeyen Kalıntı		maks.% 1,5	0,70
Kızdırma Kaybı		maks.% 4	1,76
Tayin Edilemeyen			0,22
Serbest Kireç			0,75
Modül Hesaplamaları	C3S		54,45
	C3A		8,91
	MS		2,46
	MA		1,75

Tablo 3.3. Portland çimentonun basınç ve eğilme dayanımı

Gün	Basınç Dayanımı (N/mm^2)	Eğilme Dayanımı (N/mm^2)
7	43,3	7,7
28	53.6	8.2

3.1.2 Silis dumanı

Deneylerde çimentoya ek olarak filler ve puzolanik etkisi bulunan silis dumanı da kullanılmıştır. Silis dumanının miktarı çimento dozajının %10'u olarak belirlenmiştir. Helyum piknometresi ile yapılan ölçümde silis dumanının özgül ağırlığı 2,24 gr/cm^3 bulunmuştur.

3.1.3 Agregalar

Deneylerde iri agrega olarak ponza taşı kullanıldı. Tüm agregalar 9.52 mm'lik elekten geçirilerek en büyük agrega boyutu 9.52 mm ile sınırlandırıldı. Ponza taşı hafif agregaları 2-4 ve 4-9,52 mm'lik iki gruba ayrıldı. Beton üretiminde, homojenliği sağlamak için ponza taşı hafif agregalarının suda yüzenleri kullanıldı ve daha sonra fırın kurusu duruma getirilerek üretime hazır hale getirildi. Üretimlerde

30 dakikalık su emdirilmiş ponza taşları kullanıldı. Ponza taşı hafif agregalara ait fiziksel özellikler Tablo (3.4)'te verilmiştir.

Tablo (3.5)'te ise deniz kumunun ve silis ununun fiziksel özellikleri verilmiştir. Agregaların elek analizleri Tablo (3.6)'da gösterilmektedir.

Tablo 3.4. Ponza taşı hafif agregaların fiziksel özelikleri

Ponza Taşı Hafif Agregaları, mm	Özgül ağırlık (kg/m^3)	24 saatlik su emme (%)	30 dakikalık su emme (%)	Kuru Gevşek birim ağırlık (kg/m^3)
2-4	1070	42.1	25,6	410
4-9,52	990	49.0	29,7	400

Tablo 3.5. Deniz kumunun ve silis ununun fiziksel özelikleri

Agrega	Özgül ağırlık (g/cm^3)	Su emme (%)	Laboratuvar ortamında agrega bünyesindeki su (%)	Net su emme (%)
Deniz kumu	2,60	1,6	0,8	0,8
Silis unu	2,62	0,4	0,07	0,33

Tablo 3.6. Agregaların elek analizi sonuçları

Elek Boyutu (mm)	Elekten Geçen %				
	4-9.52 mm Ponza	2-4 mm Ponza	Deniz Kumu	Silis unu	Karışım
16	100,0	100,0	100	100,0	100,0
8	61,2	100,0	100	100,0	80,6
4	0	100,0	100	100,0	52,7
2	0	0	100	100,0	38,2
1	0	0	81,5	100,0	30,3
0,5	0	0	55,5	100,0	21,0
0,25	0	0	19,0	96,6	9,7

3.1.4 Akışkanlaştırıcı

Beton üretimleri sırasında su ihtiyacını yüksek oranda azaltan, prefabrik beton ve hazır beton endüstrisi için geliştirilmiş, yeni nesil hiper akışkanlaştırıcı katkı malzemesi olan Glenium 51 kullanılmıştır. Glenium 51 modifiye edilmiş polikarboksilik eter esaslı, erken ve nihai yüksek mukavemet ve dayanıklılığa gereksinim duyulan, mükemmel yüzey görünümü elde etmek için kullanılan klor içermeyen beton katkı maddesidir.

3.1.4.1 Glenium 51'in etki mekanizması ve teknik özelikleri

Glenium 51'in geleneksel süper akışkanlık verici katkı maddelerinden (NSF veya MSF esaslı) farkı, çimento dağılımının etkinliğini büyük ölçüde artıran, yeni etki mekanizmasıdır. Geleneksel, melamin ve naftalin sülfonatlar gibi süper akışkanlaştırıcılar, çimento granülleri tarafından emilen polimer esaslı katkılardır. Bu katkılardaki polimerler beton karıştırma işleminin en erken aşamasında granüllerin yüzey alanlarının çevresini kuşatırlar. Polimer zincirlerinin sülfonik grupları, çimento partikül yüzeylerinin negatif yükünü artırır ve bu partikülleri elektriksel itme ile dağıtırlar. Bu elektrostatik mekanizma, çimento hamurunun dağılmasına neden olur ve bunun olumlu bir sonucu da, belirli beton işlenebilirliğinin daha az su karışımı ile elde edilmesini sağlamasıdır [10].

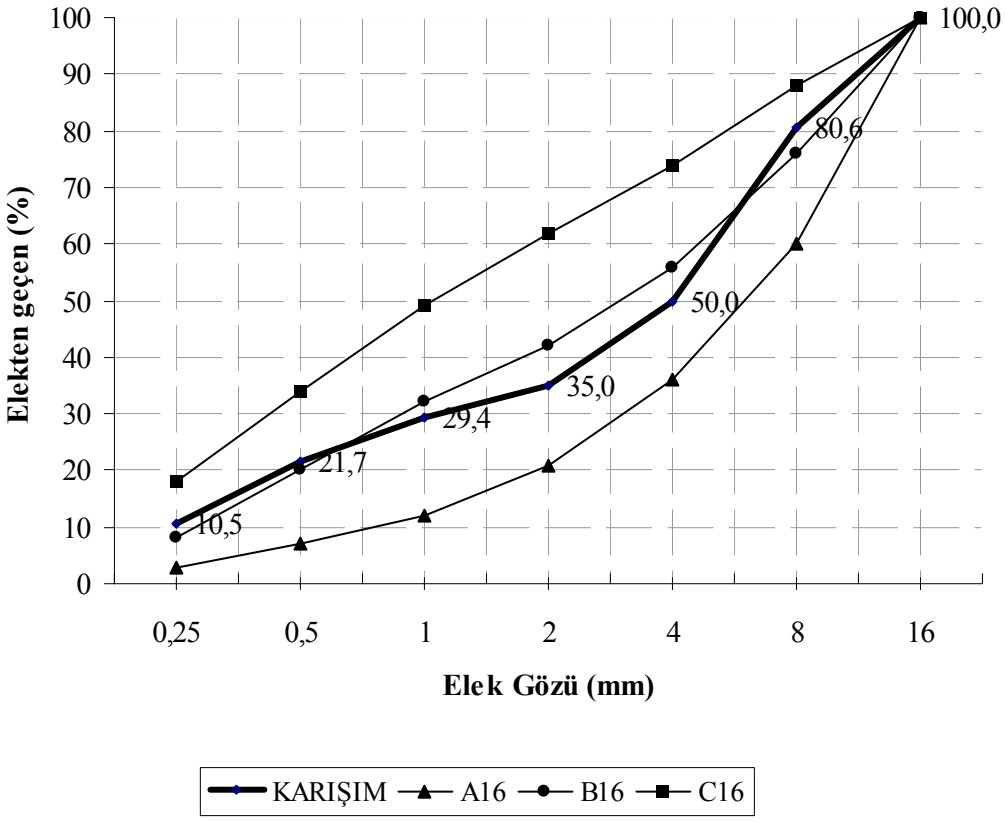
TS EN 934-2 'ye göre yüksek oranda su azaltıcı/süper akışkanlaştırıcı katkı ve sertleşmeyi hızlandırıcı katkı sınıflarına uygundur. Glenium 51 geleneksel süper akışkanlık verici katkı maddelerine göre değişik bir kimyasal yapıya sahiptir. Glenium 51, uzun kenar zincirli karboksilik eter polimerlerinden oluşur. Karıştırma işleminin başlangıcında, geleneksel süper akışkanlaştırıcılarda olduğu gibi, elektrostatik dağılma mekanizmasını harekete geçirir. Bu işlemle su içeriği büyük ölçüde azalan akışkan bir beton elde edilir. Ancak polimer omurgasına bağlıyan zincirler, çimento partiküllerinin dağılma ve yayılma yeteneğini büyük ölçüde stabilize eden bir engel oluşturur. Tablo (3.7)'da Glenium 51'e ait teknik özelikler verilmiştir [10].

Tablo 3.7. Glenium 51'in teknik özelikleri

Yoğunluk (g/cm3) (20°C)	1,08-1,14
Klor % (EN 480-10)	<0,1
Renk	Amber
Homojenite	Homojen
Kimyasal İçeriği	Polikarboksilik Eter Zincirleri

3.2 Beton, Harç ve Çimento Hamuru Üretimleri

Deneyler beton üretimiyle başlamış, daha sonraki günlerde betondan 4-9,52 mm ponza taşı çıkartılarak harç 2 fazı üretilmiştir. Harç 2'den 2-4 mm ponza taşı çıkartılarak harç 1 fazı üretilmiş ve daha sonra da çimento hamuru üretimi yapılmıştır. Üretilen fazda bulunmayan agrega hacimleri beton bileşiminden çıkartılmış ve geriye kalan malzeme hacmi $1m^3$'e oranlanarak kullanılacak malzeme miktarları bu oran kadar arttırılmıştır. Hafif beton üretiminde kullanılan agregaların karışım oranları 4-9.52 mm ponza taşı %50, 2-4 mm ponza taşı %15, deniz kumu %30 ve silis unu %5 olarak seçilmiştir. Karışımın granülometri eğrisi Şekil (3.1)'de gösterilmektedir. Tablo (3.8)'de üretimlerin $1m^3$ için gerçek bileşim değerleri verilmiştir.



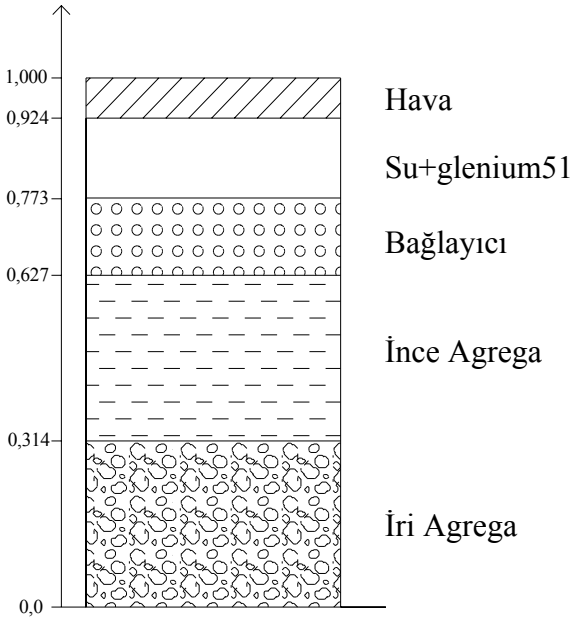
Şekil 3.1. Agrega referans ve karışım eğrileri

Tablo 3.8. Beton, harç ve çimento hamuru bileşimleri ve özelikleri

Bileşen	Beton	Harç 2	Harç 1	Hamur
Çimento (kg)	404	619	722	1426
Silis dumanı (kg)	40	62	72	143
4-9,52 mm Ponza (kg)	249	-	-	-
2-4 mm Ponza (kg)	76	116	-	-
Deniz kumu (kg)	551	844	984	-
Silis unu (kg)	93	142	166	-
Katkı (kg)	19.0	7.6	6.5	0.2
Etkin Su (kg)	133	204	238	471
Ön Emdirme Suyu	91	29	-	-
Etkin su / çimento	0,33	0,33	0,33	0,33
Etkin su / bağlayıcı	0,30	0,30	0,30	0,30
Hava (%)	7.6	6.3	5.3	1.5
Birim ağırlık (kg/m^3)	1656	2023	2190	2039

3.3 Beton, Harç ve Çimento Hamuru Bileşenlerinin Hacimsel Değeri

Sıkıştırılmış taze betonu oluşturan bağlayıcı, iri agrega, ince agrega, su, akışkanlaştırıcı ve havanın hacim oranlarının toplamı 1 olup (denklem 3.1), bileşenlerin hacim oranları Şekil (3.2)'de gösterilmektedir. Hacim oranlarında gösterilen bağlayıcı; çimento ve silis dumanının toplamını, iri agrega; 4-9,52 mm ponza taşını, ince agrega; 2-4 mm ponza taşı, deniz kumu ve silis ununun toplamını temsil etmektedir. Üretimde kullanılan ön emdirme suyunun hacmi ise ponza taşının içinde gösterilmiştir.



Şekil 3.2. 1 m^3 betonu oluşturan bileşenlerin şematik gösterimi

$$\frac{m_{Ç}}{\rho_{Ç}}+\frac{m_{SD}}{\rho_{SD}}+\frac{m_{su}}{\rho_{su}}+\frac{m_{ak.}}{\rho_{ak.}}+\frac{m_{P1}}{\rho_{P1}}+\frac{m_{P2}}{\rho_{P2}}+\frac{m_{DK}}{\rho_{DK}}+\frac{m_{S.unu}}{\rho_{S.unu}}+V_{hava}=1 \qquad (3.1)$$

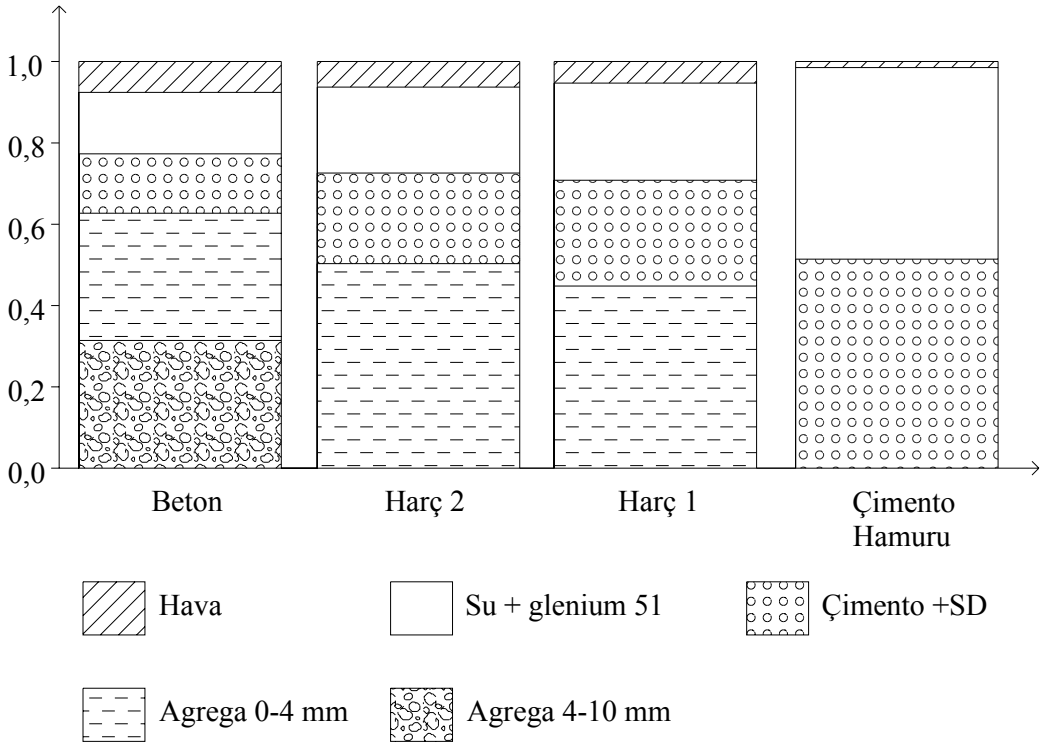
Yukarıdaki denklemde $m_{Ç}$, m_{SD}, m_{su}, $m_{ak.}$, m_{P1}, m_{P2}, m_{dk}, $m_{s.unu}$ sırasıyla çimentonun, silis dumanının, etkin suyun, akışkanlaştırıcının, 4-9,52 mm ponza taşının, 2-4 mm ponza taşının, deniz kumunun, silis dumanının 1 m^3 beton içindeki ağırlıklarını, V_{hava} 1m^3 betondaki hava hacmini, ρ ile gösterilen semboller ise özgül ağırlıkları ifade etmektedirler.

Tablo 3.9. 1 m^3 karışımdaki bileşenlerin hacimsel değerleri

Bileşen		Beton	Harç 2	Harç 1	Çimento Hamuru
Bağlayıcı	Çimento	0,128	0,195	0,228	0,450
	Silis dumanı	0,018	0,028	0,032	0,064
Etkin su		0,133	0,204	0,238	0,471
İri Agrega	4-9,52 mm Ponza	0,314	-	-	-
İnce Agrega	2-4 mm Ponza	0,094	0,151	-	-
	Deniz kumu	0,188	0,302	0,379	-
	Silis unu	0,031	0,050	0,063	-
Katkı		0,018	0,007	0,006	-
Hava		0,076	0,063	0,053	0,015

Tablo (3.9)'da görüldüğü üzere, betonda iri agreganın hacim oranı 0,314 olup harç 2 fazında ince agrega oranı 0.503'tür. Harç 1 fazında ise ince agreganın toplam hacme oranı 0,442'dir.

Şekil (3.3)'te beton, harç2, harç1 ve çimento hamurundaki bileşenlerin karşılaştırılması gösterilmektedir.



Şekil 3.3. 1m^3 beton, harç 2, harç 1 ve çimento hamurunda malzeme konsantrasyonlarının şematik gösterimi

3.4 Taze Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deneyleri

Taze karışımlar üzerinde birim ağırlık ve işlenebilme özelliği deneyleri yapılmıştır. Taze haldeki birim ağırlığı bulunmasında silindir şeklinde ölçü kabı kullanılmıştır. Ölçü kabına kıvama göre ya üç defada şişleme, ya da sarsma tablasında vibrasyona tabi tutularak doldurulmuş, sonra üst yüzü çelik mastarla düzlenmiştir. Ölçü kabı terazide tartılarak birim ağırlığı bulunmuş ve gerçek malzeme ile hava miktarı hesaplanmıştır. İşlenebilme özelliği için ise kesik koni (Abrams Konisi)'si kullanılmıştır. Kesik koni içerisine beton üç tabakada, her defasında 25 kez standart şiş ile şişlenerek doldurulmuş, sonra üst yüz düzlenerek koni itina ile kaldırılmıştır. Beton konide oluşan çökme değerleri ölçülerek karışımın kıvamı belirlenmiştir.

3.5 Sertleşmiş Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deneyleri

Sertleşmiş beton, harç ve çimento hamuru deneyleri 28 günlük numuneler üzerinde yapılmıştır. Dört farklı karışım için 12 adet10×10×50 cm boyutunda prizma, 4 adet 10Ø×20 cm boyutunda silindir ve 6 adet 15Ø×6 cm boyutunda disk deney numuneleri elde edilmiştir.

Kür havuzundan çıkarılan prizma numunelerin 6 tanesine 5 mm'lik yüzeysel çentik diğer 6 tanesine 50 mm'lik derin çentik açılmış, daha sonra bu numunelere deformasyon kontrollü yükleme yapılarak kırılma enerjileri elde edilmiştir. Deneyden önce prizmatik numunelerin ağırlıkları ölçülmüş ve etkin kırılma alanları bulunmuştur.

Silindir numunelerinin basınç mukavemetini ve elastisite modülünü bulmadan önce, bozuk olan kısımlarına başlık yapılarak silindire gelen yüklerin eksensel düzlemde olması sağlanmıştır. Disk numunelerden ise yarma dayanımları elde edilmiştir.

Tablo 3.10. Deney türü ve elde edilecek parametreler

Deney Türü	Deney numunesi tipi	Numune boyutları (mm)	Mekanik Özellikler
Basınç	Silindir	Ø100×200	→ Basınç dayanımı → Elastisite modülü
Disk	Disk	Ø150×60	→ Yarma çekme-dayanımı
Üç noktalı eğilme	Prizma	500×100×100	→ Kırılma enerjisi → Net eğilme dayanımı

4. DENEY SONUÇLARI

4.1 Taze Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deney Sonuçları

Üretim sırasında taze halde birim ağırlık ve çökme (slump) deneyleri yapıldı. Birim ağırlık, darası alınmış ölçü kabı yardımıyla bulundu. Çökme deneyi üst çapı 13 cm alt çapı 20 cm olan kesik koni ile düz bir zemin üzerinde yapıldı. Sonuçları Tablo (4.1)'de verilmektedir.

Tablo 4.1. Taze beton, harç ve çimento hamuru deney sonuçları

Deney numunesi	Birim Ağırlık (kg/dm^3)	Çökme (cm)
Hafif Beton	1,66	13
Harç 2	2,02	15
Harç 1	2,19	15
Çimento Hamuru	2,04	20

4.2 Sertleşmiş Beton, Harç ve Çimento Hamuru Deney Sonuçları

4.2.1 Silindir numunelerde basınç deneyi

23±2°C'lik su küründe bekletilen silindir numunelere başlık yapıldıktan sonra 28. günde tek eksenli basınç deneyi uygulandı. Basınç deneyinde İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'ndaki 500 kN'luk J.Amsler presi kullanıldı. Tek eksenli basınç deneyinde 0,001 mm hassasiyetli komparatör yardımıyla elastisite modülü ve maksimum silindir basınç dayanımları bulundu. Basınç deneyi sonunda elde edilen ortalama elastisite modülleri ve ortalama silindir basınç dayanımları Tablo (4.2)'te verilmektedir..

Tablo 4.2. Ortalama elastisite modülleri ve ortalama silindir basınç dayanımları

Deney numunesi	Silindir basınç dayanımı (N/mm^2)	Elastisite Modülü (N/mm^2)
Hafif Beton	24,0	14800
Harç 2	56,5	28000
Harç 1	79,4	34000
Çimento Hamuru	66,8	24000

4.2.2 Disk numunelerin yarma deneyi sonuçları

23±2°C'lik su küründe beklemiş disk numunelere 28. günde yarma-çekme deneyi uygulandı. Deney 1000 kN'luk J.Amsler presi ile yapıldı. Yarma deneyinde 15 mm eninde 3 mm kalınlıkta çıtalar kullanılarak tepe yükünün çizgisel olarak dağılması sağlandı. Çizgisel yük boyunca basınç gerilmelerine dik yönde çekme gerilmeleri oluşur ve oluşan çekme gerilmeleri etkisiyle numune ortadan yarılarak kırılır. Oluşan bu yatay çekme gerilmesi (f_{st}), Denklem (4.1) yardımı ile hesaplanabilir:

$$f_{st} = \frac{2 \times P_{maks}}{\pi \times D \times b}, \text{ N/mm}^2 \qquad (4.1)$$

Yukarıdaki denklemde, P_{maks} deneyde numunenin kırılmasını sağlayan maksimum tepe yükünü, D disk numunesinin çapını ve b ise disk numunesinin kuvvet doğrultusuna dik doğrultudaki kalınlığını ifade etmektedir. Yarma deneyinin sonuçları ve numunelerle ilgili bilgiler Tablo (4.3)'te verilmektedir.

Tablo 4.3. Disk numunelerinin yarma-çekme dayanımları

Deney numunesi	D (mm)	b (mm)	Yarma-çekme dayanımı (N/mm^2)
Hafif Beton	150	60	3,41
Harç 2	150	60	6,54
Harç 1	150	60	8,10
Çimento hamuru	150	60	5,83

Yarma deneyi uygulanan disk numunelerde basınç presinin tablası ile numune arasına 3 mm kalınlığında ve çapın 1/12'si genişliğinde çıta kullanıldı.

4.2.3 Üç noktalı eğilme deneyi

500×500×100 mm boyutlarındaki prizma numunelere 28 gün sonra 23±2°C'lik su havuzundan alındıktan sonra RILEM TC 50-FMC'in önerdiği şekilde üç noktalı eğilme deneyi uygulandı. Numunelere eğilme deneyi öncesi elmas uçlu spiral testere yardımıyla 5 mm derinlikte yüzeysel çentik ve 50 mm derinlikte derin çentik açıldı. Çentikli prizma numunelerinin orta bölgesine bağlanan LVDT yardımı ile yüklere karşı gelen deplasmanlar ölçülerek, Instron marka 5500 kapalı çevrimli deplasman kontrollü deney cihazıyla, bilgisayar ortamında gerçek zamanlı yük-deformasyon eğrisi elde edildi. Beton prizma numuneleri 0,0175 mm/dak.'lık deformasyon hızı ile yüklenmiştir.

Üç noktalı eğilme deneyi ile elde edilen farklı çentik boylarına ait yük-deformasyon eğrileri ile her iki çentik derinliği için net eğilme dayanımları ve özgül kırılma enerjileri hesaplandı. Abdalla ve Karihaloo ve diğ. [7] önerdikleri yönteme göre aynı geometriye sahip fakat farklı çentik boylarındaki numunelerin boyuttan bağımsız gerçek kırılma enerjisi elde edildi. Elde edilen bu değerler ile karakteristik boy hesaplandı.

50 mm çentikli çimento hamuru numunelerinin üç noktalı eğilme deneyleri sonucu bulunan maksimum eğilme kuvvetine göre çimento hamurunun kırılma tokluğu hesaplandı. Üç noktalı eğilme deneyi sonucu bulunan kırılma parametreleri tablo (4.4)'te, prizma numunelerinin yük-deformasyon eğrileri ise ekler bölümünde verilmektedir.

4.2.3.1 Özgül kırılma enerjisi hesabı

RILEM TC 50-FMC'ye göre yapılan üç noktalı eğilme dayanımından elde edilen veriler denklem 4.2'de yerine konularak deney numunelerinin özgül kırılma enerjisi (G_f) bulundu.

$$G_f = \frac{W_0 + mg\delta_0}{A_{lig}}, \text{ N/m} \qquad (4.2)$$

Yukarıdaki denklemde W_0 yük-sehim grafiğinin altında kalan alanı, g yerçekimi ivmesini, δ_0 göçme sırasındaki sehimi, A_{lig} etkin kesit alanını ifade eder. Denklem (4.2)'de kullanılan m değeri ise denklem (4.3)'de ifade edilmiştir.

$$m=m_1+2m_2, \text{ kg} \tag{4.3}$$

Denklem (4.3)'teki m_1 ve m_2 değerleri sırasıyla mesnetler arası numune ağırlığı ve deney cihazına bağlı olmayan yükleme aparatının ağırlığı olup m_2'nin değeri 311,5 gramdır.

4.2.3.2 Net eğilme dayanımı

Net eğilme dayanımı üç noktalı eğilme dayanımında bulunan maksimum yükün ($P_{maks.}$) kullanılmasıyla bulundu.

$$f_{net} = \frac{3P_{maks.}S}{2b(d-a)^2}, \text{ MPa} \tag{4.4}$$

Burada, S, b, d, a sırasıyla, mesnet açıklığını, numunenin genişliğini, numunenin yüksekliğini ve çentik boyunu ifade etmektedir.

4.2.3.3 Gerçek özgül kırılma enerjisinin hesabı

Gerçek kırılma enerjisi derin çentik ve yüzeysel çentik açılmış prizma numunelere ait kırılma enerjileri yardımıyla denklem (4.5) kullanılarak bulundu.

$$G_F = \frac{G_f(a/W)}{1-\frac{1}{2}\cdot\frac{a_l/W}{1-a/w}} \tag{4.5}$$

Denklem (4.4)'deki a_l değeri, derin çentik ve yüzeysel çentik açılmış numunelerin kırılma enerjilerinin yardımıyla denklem (4.6)'e göre hesaplanır.

$$a_l = \frac{2W(G_f(0,5)-G_f(0,05))}{\frac{G_f(0,5)}{1-0,05}-\frac{G_f(0,05)}{1-0,5}} \tag{4.6}$$

4.2.3.4 Karakteristik boyun belirlenmesi

Hillerborg [21] tarafından önerilen ve sünekliğin bir göstergesi olan karakteristik boy (l_{ch}) , aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplandı.

$$l_{ch} = \frac{G_F E}{f_t^{'2}}, \text{ mm} \tag{4.7}$$

Burada, G_F, E, $f_t^{'2}$ sırasıyla, kırılma enerjisi, elastisite modülü ve tek eksenli çekme dayanımıdır. Yapılan çalışmada, tek eksenli çekme dayanımı yerine yarma-çekme dayanımı kullanıldı. Tablo (4.4)'te sertleşmiş deney sonuçları verilmektedir. Çimento hamuru fazında tüm numunelerin ve harç 1 fazında ise sığ çentikli numunelerin üç noktalı eğilme deneylerinde çatlak açılım hızı kontrol edilemediği için kırılma enerjileri hesaplanamadı.

Tablo 4.4. Sertleşmiş beton, harç ve çimento hamuru deney sonuçları

Mekanik ve kırılma özellikleri		**Hafif Beton**	**Harç 2**	**Harç 1**	**Çimento Hamuru**
Basınç Mukavemeti (f_c'), MPa		24.0	56.5	79.4	66.8
Elastisite Modülü (E), GPa		14.8	28.0	34.0	24.0
Yarma-çekme dayanımı (f_{st}), MPa		3.4	6.5	8.0	5.8
Net Eğilme Dayanımı (f_{net}), MPa	a/W=0.05	3.1	4.5	6.1	2.2
	a/W=0.5	3.6	5.1	6.2	3.4
Kırılma Enerjisi (G_f), N/m	a/W=0.05	65	83	-	-
	a/W=0.5	53	82	93	-
Hesaplanan	Gerçek Kırılma Enerjisi (G_F), N/m	78	84	-	-
	Geçiş Bağı Boyu (a_l), mm	32	2.8	-	-
	Karakteristik Boy (l_{ch}), mm	100	55	-	-

4.2.4 Çimento hamurunun kırılma tokluğunun hesabı

Gevrek bir malzeme olan çimento hamurunun kırılma tokluğu (K_{IC}^{ch}), üç noktalı eğilme deneyi ile belirlenebilmektedir. 0,2 < a/w < 0,6 koşulunu sağlayan deney numuneleri için çimento hamurunun kırılma tokluğu aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır [19]. Çalışmada, yukarıdaki koşulu sağlayan derin çentikli (a/W=0,5) numunelerin eğilme deneyinden elde edilen değer, çimento hamurunun kırılma tokluğunun hesaplanmasında kullanıldı.

$$K_{IC}^{çh} = \frac{3PS}{2BW^{3/2}}\left[1{,}93(\frac{a}{W})^{1/2} - 3{,}07(\frac{a}{W})^{3/2} + 14{,}53(\frac{a}{W})^{5/2} - 25{,}11(\frac{a}{W})^{7/2} + 25{,}8(\frac{a}{W})^{9/2}\right] \quad (4.8)$$

Yukarıdaki denklemde W, B, S sırasıyla prizmatik deney numunesine ait derinliği, genişliği, mesnetler arası uzaklığı; a çentik derinliğini, P'de maksimum yükü ifade etmektedir.

Çimento hamurunun kırılma tokluğu, su-çimento oranına (w/c) bağlı, teorik bir ifadeyle de bulunabilinir [15, 21]. Su-çimento oranı olarak, etkin suyun toplam bağlayıcıya oranı olan 0,30 alındı.

$$K_{IC}^{çh} = 0{,}6125 - 0{,}85\frac{w}{c} \quad (4.9)$$

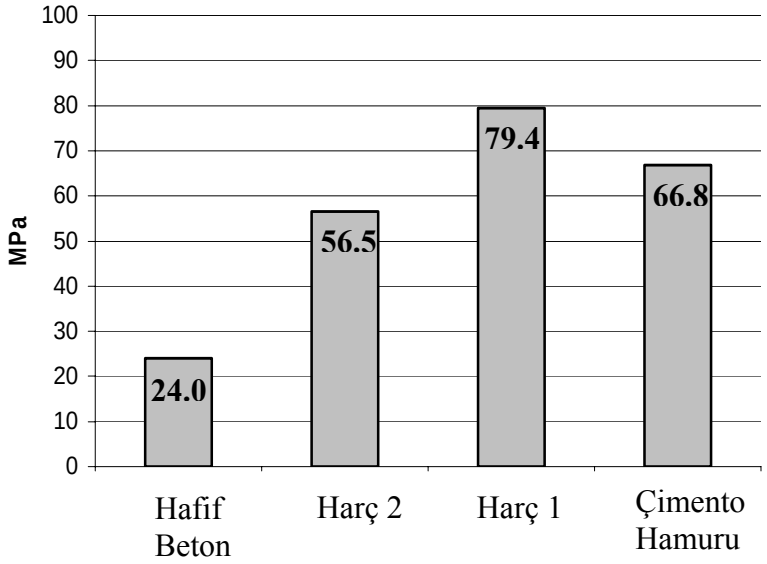
Tablo 4.5. Çimento hamurunun kırılma tokluğu

Çimento hamurunun kırılma tokluğu ($MPa\sqrt{m}$)	Deneysel	0,71
	Teorik	0,36

4.3 Deney Sonuçlarının İrdelenmesi

4.3.1 Basınç dayanımlarının değerlendirilmesi ve irdelenmesi

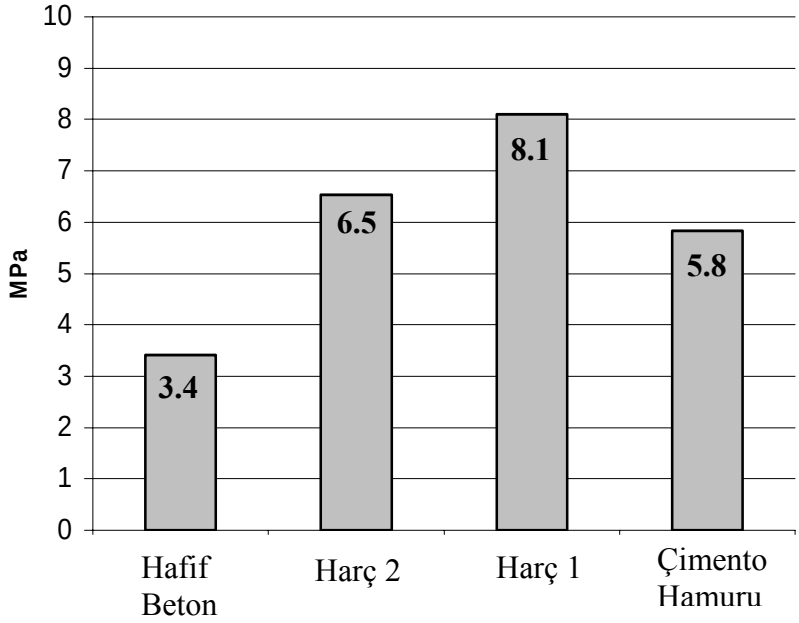
Şekil (4.1)'de görüldüğü üzere, silindir basınç dayanımı çimento hamurundan harç 1 fazına geçişte artmaktadır. Harç 1 fazında karışıma eklenen agrega bileşenleri basınç dayanımının artmasına neden oldu. Harç 2 fazına geçişte bileşime ince ponza taşı agregası girince, basınç dayanımı düşmekte ve bu düşüş betonda da bileşene iri ponza taşı agregasının katılmasıyla devam etmektedir. Bu davranış ponza taşının yüksek boşluk oranına sahip olması ve rijitliğinin de oldukça düşük olmasıyla açıklanabilir. Bunun sonucu olarak; agrega-çimento temas yüzeyi dayanımı agraga daaynımından daha yüksek olduğu için basınç altında, betonda düşey doğrultuda ilerleyen çatlaklar içinden geçer. Agreganın mukavemeti de hamurdan (veya harçtan) daha düşük olduğu için mukavemette azalma olur.



Şekil 4.1. Çimento hamuru, harç1, harç 2 ve betona ait ortalama silindir basınç dayanımları

4.3.2 Yarma-çekme dayanımlarının değerlendirilmesi ve irdelenmesi

Şekil (4.2)'de disk yarma-çekme deneyine ait değerler gösterilmektedir. Çimento hamurundan harç 1 fazına doğru artan disk yarma-çekme dayanımı beton fazına doğru azalmaktadır.

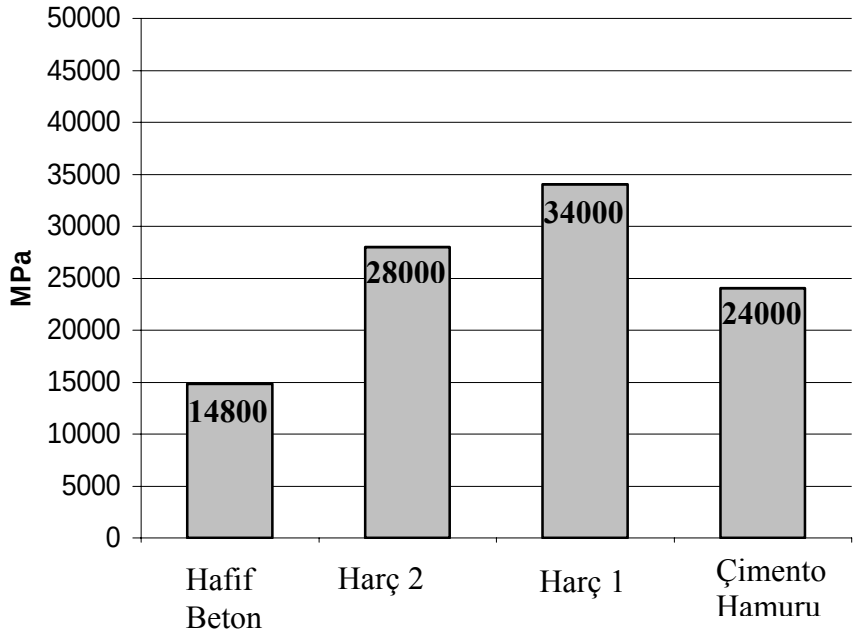


Şekil 4.2. Çimento hamuru, harç 1, harç 2 ve betona ait ortalama disk yarma-çekme dayanımları

Benzer sonuçlar, Yıldırım ve diğ.'nin [23] agrega konsantrasyonunun betonun mekanik özelliklerine etkisini inceleyen çalışmalarında da görülmektedir. Çimento hamuru fazına ince ve iri agrega eklenmesiyle elde edilen betonun disk yarma-çekme dayanımı % 41 azalmaktadır.

4.3.3 Elastisite Modüllerinin Değerlendirilmesi

Elastisite modüllerine ait değerler Şekil (4.3)'te verilmektedir. Çimento hamuruna eklenen ince agrega ile oluşturulan harç 1 fazının elastisite modülü artmakta, harç 1 fazından sonra karışıma katılan ponza taşının hacim konsantrasyonunun artmasıyla elastisite modülü azalmaktadır. Daha önce yapılan çalışmalar betonun elastik davranışını etkileyen en önemli faktörlerden birinin agreganın cinsi olduğunu göstermektedir. Bu çalışmada da ponza taşının elastisite modülü matris fazından düşük olduğu için agrega konsantrasyonunun artmasıyla elastisite modülü azalmaktadır.



Şekil 4.3. Çimento hamuru, harç 1, harç 2 ve betona ait ortalama elastisite modülleri

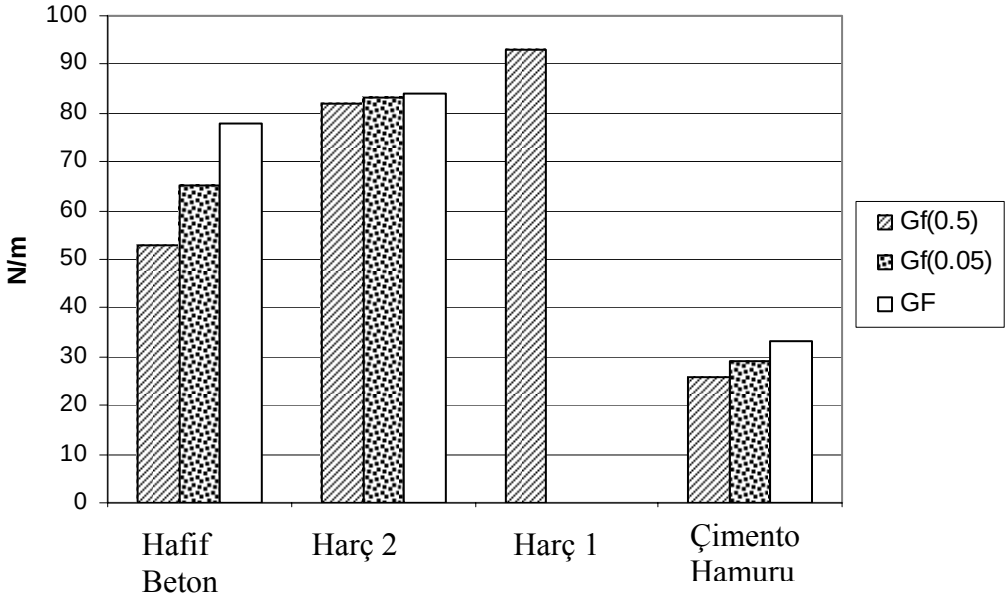
4.3.4 Kırılma enerjilerinin değerlendirilmesi

Kırılma enerjisinin hesaplanmasında kullanılan üç noktalı eğilme deneyinde çimento hamurunun sığ ve derin çentikli numulerinden, harç 1 fazında ise sığ çentikli numunelerden sonuç alınamadı. Bu prizmatik numunelerde çatlak kontrolü yükün

maksimum olduğu noktadan sonra yapılamayarak, numunelerin aniden kırılmasına neden oldu. Diğer fazlardan harç 2 ve beton numunelerinde yapılan deneylerdeki sonuçlar beklenildiği gibi çıktı.

Aldıkaçtı'nın [30] çimento hamuru fazı üzerinde yaptığı deneyler sonucu elde ettiği kırılma enerjileri ile bu çalışma kapsamında bulunan kırılma enerjileri karşılaştırmak amacı ile Şekil 4.4'te birlikte verildi.

Şekil 4.4'te görüldüğü gibi çimento hamurunda harç 1 fazına doğru kırılma enerjisi artmakta olup, karışıma ponza taşı agregası eklenmesiyle, kırılma enerjilerinde düşüş gerçekleşti. Bunun nedeni, agrega matris arayüzeyinin agrega rijitliğinden fazla olması ve çatlakların ponza taşı içinden ilerlemesidir.

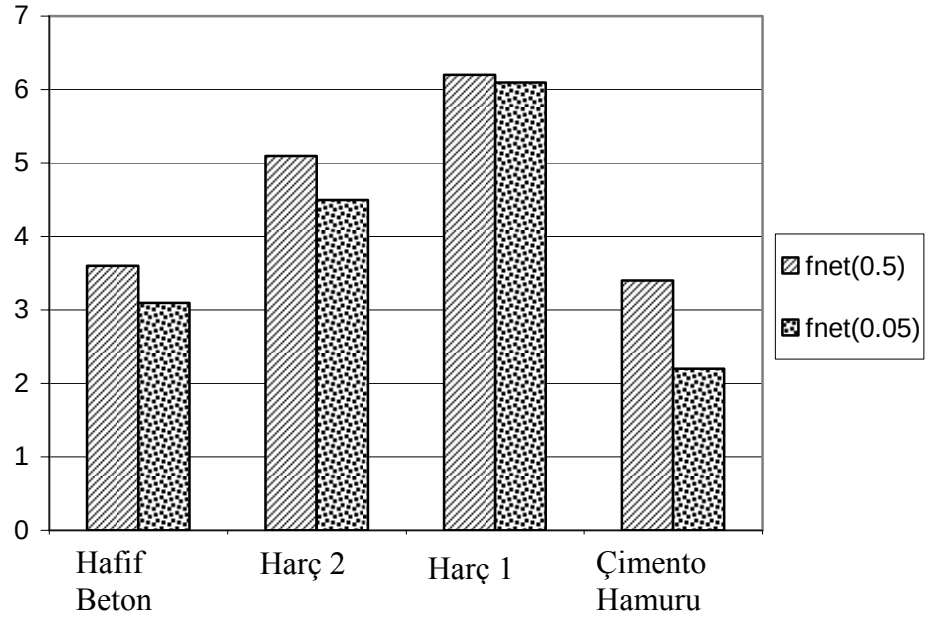


Şekil 4.4. Kırılma enerjilerinin karşılaştırılması

4.3.5 Net eğilme dayanımlarının değerlendirilmesi

Üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen net eğilme dayanımları Tablo (4.4)'de verilmiştir. Bu değerler incelendiğinde, her iki çentik oranı için çimento hamurundan harç 1'e gelince net eğilme dayanımlarının arttığı, harç 1 fazından betona gidildikçe azaldığı görülmektedir. Ayrıca Şekil 4.5 incelendiğinde, derin çentik açılmış numunelerden elde edilmiş net eğilme dayanımlarının, sığ çentikli numunelere göre daha büyük olduğu görülmektedir. Bunun nedeni; derin çentikli

numunelerde etkin kesit alanı daha küçüktür, böylece bu numunelerde malzeme kusurları daha az olmaktadır.



Şekil 4.5. Net eğilme dayanımlarının karşılaştırılması

4.3.6 Karakteristik boyun değerlendirilmesi

Sünekliğin bir ölçüsü olan karakteristik boy gerçek kırılma enerjilerine göre hesaplandı. Bu çalışmada çimento hamurunun ve harç 1'in gerçek kırılma enerjileri hesaplanamadığı için çimento hamurunun karakteristik boyu Aldıkaçtı'nın [30] çalışmasından alındı. Karakteristik boy çimento hamurunda 41 mm, harç 2 fazında 55 mm, betonda ise 100 mm bulundu (Tablo 4.4). Çimento hamuruna agrega eklenmesiyle karakteristik boyda % 140'lık bir artış oldu. Böylece gevrek bir malzeme olan çimento hamurdan daha sünek bir malzeme olan hafif beton elde edildi.

4.4 Elastisite Modülünün Mezo-Mekanik Modellenmesi

4.4.1 Çimento hamurunun elastisite modülü

Nielsen'in yalın betonlar için önerdiği modelde, elastisite modülü mezo-mekanik bağıntılar kullanılarak hesaplandı. Çimento hamuru, harç ve beton gibi kompozitler iki fazlı malzeme olarak kabul edilerek elastisite modülleri denklem (4.10) kullanılarak bulundu [31].

$$E = E_m \frac{n + \Theta + V\Theta(n-1)}{n + \Theta - V(n-1)} \tag{4.10}$$

Bu ifadede, E_m sürekli fazın elastisite modülü, V dağılı fazın hacim oranı, Θ dağılı fazın konfigürasyonunu tanımlamak için kullanılan geometri fonksiyonu, n ise dağılı fazın elastisite modülünün sürekli fazın elastisite modülüne oranıdır.

Bu çalışmada, su-çimento oranının suyun özgül ağırlığının çimentonun özgül ağırlığına oranının 1,2 katından daha küçük olduğundan (0.33<0,38), çimento hamuru, hidrate olmuş çimento jeli ve içinde dağılı biçimde bulunan hidrate olmamış çimento taneleri yığını gibi kabul edildi. Böylece, hidrate olmamış çimento tanelerinin hacmi aşağıdaki gibi hesaplandı.

$$V = \frac{1 - 0{,}83(w/c)(\rho_c / \rho_w)}{1 + (w/c)(\rho_c / \rho_w)} \tag{4.11}$$

$$\Theta = 0{,}5 \cdot \left[\eta_u \sqrt{1-V} \cdot (1-n) + \sqrt{\eta_u{}^2 (1-V)(1-n)^2 + 4n} \right] \tag{4.12}$$

$$n = \frac{E_u}{E_m} \tag{4.13}$$

Yukarıdaki denklemlerde ρ_w, ρ_c, η_u, E_u ve E_m sırasıyla, suyun özgül ağırlığı, hidrate olmamış çimento tanelerinin özgül ağırlığı ve hidrate olmamış çimento tanelerinin biçim faktörü, hidrate olmamış çimento tanelerinin elastisite modülü ve hidrate olmuş çimento jelinin elastisite modülü olup ρ_w=1000 kg/m^3, ρ_c=3170 kg/m^3 ve η_u=1'dir. Hidrate olmuş çimento jelinin elastisite modülü (E_m) hidrotasyon derecesi h'a bağlı olarak bulunabilinir. Çimento hamuru için elastisite modülü denklem (4.15)'de $E=E_p$ yazılarak bulunur.

$$E_m = 27200 \times h \tag{4.14}$$

$$E_p = E_m \frac{n + \Theta + V\Theta(n-1)}{n + \Theta - V(n-1)} \tag{4.15}$$

4.4.2 Harcın elastisite modülü

Harcın elastisite modülü (E_r) hesaplanırken, sürekli fazın elastisite modülü olarak daha önce hesaplanan çimento hamurunun elastisite modülü (E_m=E_p), V yerine de V_s yani ince agreganın hacim oranı kullanılır. Böylece, harç fazının elastisite modülünün bulunması için denklem (4.15) aşağıdaki gibi düzenlenir ve bu denklemde n ince agreganın elastisite modülünün (E_f) çimento hamurunun elastisite modülüne oranıdır. Harç 1 fazında kullanılan deniz kumuna ait elastisite modülü, Müller-Rochholz formülü ile denklem (4.16)'te gösterildiği gibi agreganın özgül ağırlığı (ρ_{ag}) kullanılarak bulunabilinir [31]. Hesaplarda harç 2 ve beton fazında kullanılan ponza taşı agregasının elastisite modülü 4000 MPa alındı.

$$E_{ag} = 8{,}1\rho_{ag}^2 \tag{4.16}$$

$$n = \frac{E_f}{Ep} \tag{4.17}$$

Harç için dağılı fazın geometri fonksiyonu aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\Theta = \frac{1}{2}\left[q + \sqrt{q^2 + 4n}\right] \tag{4.18}$$

$$q = \eta_f (1 - V_s) + n\eta_f (V_s - 1) \tag{4.19}$$

$$\eta_f = \frac{3A_f (1 + A_f)}{1 + A_f + 4A_f^2} \tag{4.20}$$

Bu denklemlerde kullanılan η_f ve A_f sırasıyla ince agreganın biçim faktörü ile narinliği olup A_f =1'dir. Böylece, harcın elastisite modülü (E_r) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$E_r = E_p \frac{n + \Theta + V_s\Theta(n-1)}{n + \Theta - V_s(n-1)} \tag{4.21}$$

4.4.3 Betonun elastisite modülü

Çimento hamuru, harç 1 ve harç 2 fazlarının elastisite modülleri sırasıyla hesaplandıktan sonra betonun elastisite modülü, sürekli fazın elastisite modülü olarak yukarıda bulunan harcın elastisite modülü ($E_m=E_p$) ve dağılı fazın hacim oranı olarak iri ponza taşı agregasının hacim oranı ($V=V_c$) kullanılarak denklem (4.22) ile elde edilebilir.

$$E = E_r \frac{n + \Theta + V_c \Theta (n-1)}{n + \Theta - V_c (n-1)} \tag{4.22}$$

Yukarıdaki denklemde n değeri aşağıdaki gibi bulunur:

$$n = \frac{E_c}{E_r} \left(1 - \beta^{\frac{7,5}{5+\frac{E_c}{E_r}}} \right) \tag{4.23}$$

Yukarıdaki denklemde E_c ponza taşı agregasının elastisite modülü, E_r harcın elastisite modülü ve β ise kopan agreganın yüzey alanıdır. Betonun elastisite modülünün hesaplanmasında kullanılan diğer parametreler aşağıdaki denklemler yardımıyla bulunabilinir.

$$\eta_c = \frac{3A_c(1+A_c)}{1+A_c+4A_c^2} \tag{4.24}$$

$$q = \eta_c (1-V_c) + n\eta_c (V_c - 1) \tag{4.25}$$

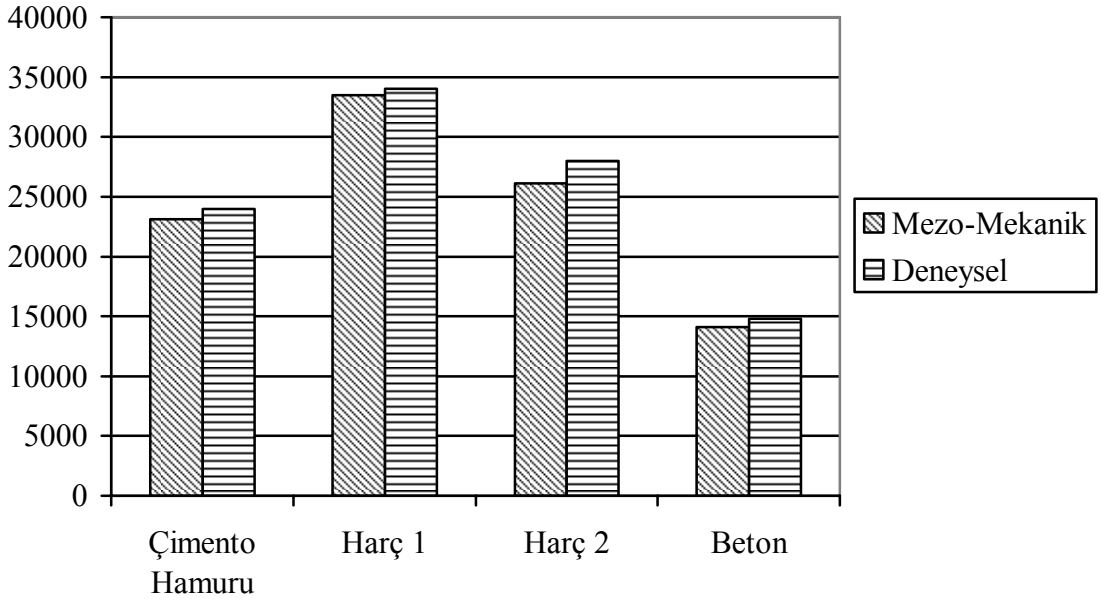
$$\Theta = \frac{1}{2}\left[q + \sqrt{q^2 + 4n} \right] \tag{4.26}$$

Yukarıdaki denklemlerde η_c iri agreganın biçim faktörü ve A_c iri agreganın narinliğidir. Tablo 4.6'da elastisite modülü hesaplanmasında kullanılan parametrelerin değerleri ve mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan elastisite modülleri verilmektedir.

Tablo 4.6 Mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan elastisite modülleri

Elastisite modülü hesaplanmasında kullanılan parametreler			Elastisite modülü (MPa)
Çimento hamuru	η_u: Hidrate olmamış çimento tanelerinin biçim faktörü	1	E_p=23100
	h: Hidrotasyon katsayısı	0,75	
	E_u: Hidrate olmamış çimento tanelerinin elastisite modülü (GPa)	75	
Harç 1	V_{f1}: İnce agreganın hacim oranı	0,442	E_{r1}=33500
	A_{f1}: İnce agreganın narinliği	1	
Harç 2	V_{f2}: İnce agreganın hacim oranı	0,151	E_{r2}=26100
	A_{f2}: İnce agreganın narinliği	1	
Beton	V_c: İri agreganın hacim oranı	0,314	E=14100
	A_c: İri agreganın narinliği	1	
	β: Agreganın toplam yüzey alanına bağıl olarak kopan agrega tanelerinin yüzey alanı	0,6	

Şekil 4.6'da görüldüğü gibi elastisite modülü mezo-mekanik modellerle iyi bir biçimde tahmin edilmektedir. Çimento hamuru için her iki yöntemle elde edilen değerlerin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 4.6 Deneysel olarak bulunan sonuçlar ile mezo-mekanik modellerle hesaplanan elastisite modüllerinin karşılaştırılması

4.5 Harç 1'in Kırılma Tokluğunun Hesabı

Mezo-mekanik bağıntılar normal betonlar için geliştirilmiş olduğundan bu çalışmada kırılma tokluğu ve kırılma enerjisi sadece çimento hamuru ve harç 1 fazları için hesaplanabilmektedir. Harç 1 fazında çatlak kapanı (denklem (4.28)) ile agrega köprülenmesi mekanizmalarının (denklem (4.29)) çalıştığı varsayıldı ve etkin kırılma tokluğunu, K_{IC}, denklem 4.27 aşağıdaki gibi hesaplandı.

$$K_{IC} = K_{IC}^{m} \cdot \left(\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}} \right) \cdot \left(\frac{K_{IC}^{çy}}{K_{IC}^{m}} \right) \tag{4.27}$$

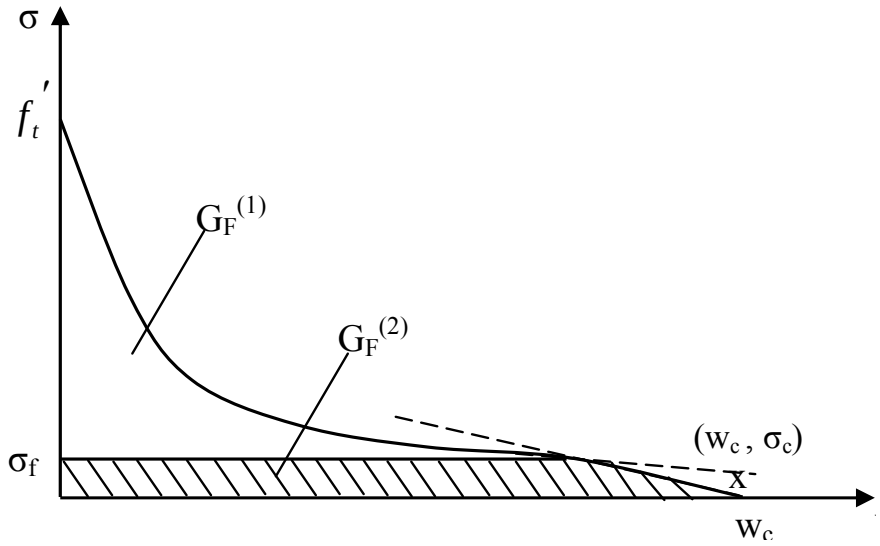
$$\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}} = \left\{ 1 - \frac{(1-V_{ag}) * (\pi/4)}{\ln\left[\frac{1+\cos(\pi * V_{ag}/4)}{\sin(\pi * V_{ag}/4)} \right]} \right\}^{-1} \tag{4.28}$$

$$\frac{K_{IC}^{çy}}{K_{IC}^{m}} = \sqrt{\left(\frac{K_{IC}^{k}}{K_{IC}^{m}} \right)^{2} + \frac{E(\pi/2) f_{t,a}^{2} g_{ort} V_{ag} (1-\sqrt{V_{ag}})(1-V_{ag})(1-\upsilon_{m}^{2})}{E_{m}(1-\upsilon^{2})(K_{IC}^{m})^{2}}} \tag{4.29}$$

Denklem (4.29)'de Poisson oranları $\upsilon=\upsilon_m=0{,}2$, ponza taşı hafif agregaların çekme dayanımı $f_{t,a}=4{,}0$ MPa alındı ve ortalama agrega boyu maksimum agrega boyuna (g) bağlı olarak $g_{ort.}=0{,}25\times g$ şeklinde hesaplandı. Harç 1 fazında ince agreganın hacim oranı (V_{ag}) 0,44 olup kırılma tokluğu (K_{IC}) 0,662 $MPa\sqrt{m}$ olarak bulundu.

4.6 Kırılma Enerjisinin Mezo-mekanik Modellenmesi

Kırılma enerjisi için mezo-mekanik bağıntılar Huang ve Li [23] ve Karihaloo [17] tarafından geliştirilmiştir. Çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisi birbirinden ayrı iki yumuşama eğrisi ile ayrılmıştır. Şekil 4.7'de verilen çekme-şekil değiştirme yumuşaması eğrisinde $0 \le \sigma \le \sigma_f$ arasında kalan ve $G_f^{(2)}$ ile gösterilen ikinci bölge kimi araştırmacılar tarafından ihmal edilse de toplam kırılma enerjisinde $G_f^{(2)}$ ihmal edilmez değerdedir. Böylece kırılma enerjisi denklem (4.30)'e göre hesaplanabilir [23,31].



Şekil 4.7 Betona ait çekme-şekil değiştirme eğrisi [27]

$$G_F = G_F^{(1)} + G_F^{(2)} = \int_{\sigma=\sigma_f}^{f_t'} w(\sigma)d\sigma + \int_{\sigma=0}^{\sigma_f} w(\sigma)d\sigma \tag{4.30}$$

$$G_F^{(1)} = \frac{(K_{IC})^2(1-\upsilon^2)}{E(1-V_{ag})} \times \left\{ \frac{1}{3}\left[\left(\frac{K_f}{\sqrt{\frac{2}{\pi}}K_{IC}} \right)^3 - 1 \right] - \ln\left(\frac{K_f}{\sqrt{\frac{2}{\pi}}K_{IC}} \right) \right\} \tag{4.31}$$

$$G_F^{(2)} = \int_{\sigma=0}^{\sigma_f} \left(\sqrt{\eta g} - \frac{g}{3\tau V_{ag}}\sigma \right) d\sigma = \sqrt{\eta}K_f - \frac{K_f^2}{(6\tau V_{ag})} \tag{4.32}$$

Burada, E, ν, K_{IC}, V_{ag}, η, g ve τ sırasıyla, etkin elastisite modülü, etkin Poisson oranı (ν=0,2), etkin kırılma tokluğu, toplam agrega konsantrasyonu, agreganın yüzey alanı parametresi (η = 10x10^{-6} m), maksimum agrega boyutu ve agrega-harç arayüzeyi kayma dayanımıdır (τ=2,5 MPa) [31].

$K_f = \sqrt{g}\sigma_f$, σ'nın en büyük değerine bağlı olarak değişmektedir. Eğer $G_F^{(2)}$ çözümü mevcut değilse, $K_f = K_c$ kabulü yapılır ve kırılma enerjisini $G_F = G_F^{(1)} + \sqrt{\eta}K_c$ gibi hesaplanır. Gerilme-çatlak açılımı bağıntısı denklem (4.33) kullanılarak ve $w = w_c = \sqrt{\eta g}$ kabul yapılarak hesaplanabilinir [31].

$$w = \frac{(K_{IC})^2}{E(1-V_{ag})} \cdot \frac{1}{f_t^{'}(\frac{\sigma}{f_t^{'}})} \cdot \left[1-\left(\frac{\sigma}{f_t^{'}}\right)^3\right] \tag{4.33}$$

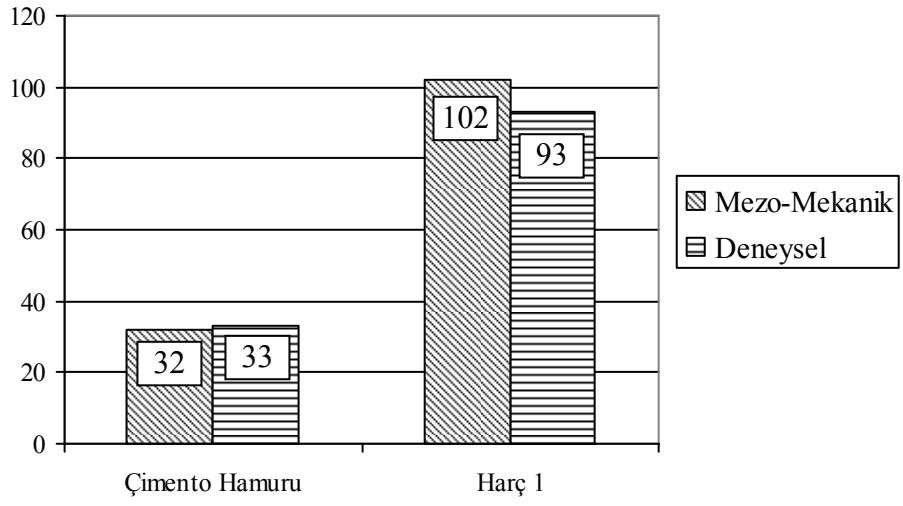
Tek eksenli çekme gerilmesi, maksimum agrega boyu ve toklaşma mekanizmaları göz önünde tutularak bulunan etkin kırılma tokluğuna (K_{IC}) bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanabilinir [23].

$$f_t^{'} = \frac{K_{IC}}{\sqrt{\frac{\pi \cdot g}{2}}} \tag{4.34}$$

Hesaplanan kırılma enerjisi değerleri Tablo 4.7'de verilmekte olup kırılma enerjisinin mezo-mekanik bağıntılar ile deneysel sonuçların karşılaştırılması şekil 4.8 gösterilmektedir.

Tablo 4.7 Mezo-mekanik bağıntılarla hesaplanan kritik çatlak açılma değerleri ve kırılma enerjileri

	W_c (mm)	σ_f (MPa)	$G_F^{(1)}$ N/m	$G_F^{(2)}$ N/m	G_F N/m
Çimento Hamuru	0,01	0,57	26,2	5,7	31,9
Harç 1	0,14	0,16	87,5	15,0	102,5



Şekil 4.8 Deneysel olarak bulunan kırılma enerjileri ile mezo-mekanik modellerle hesaplanan kırılma enerjilerinin karşılaştırılması

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada aynı etkin su/bağlayıcı oranına sahip, ponza taşı ile üretilen beton, harç ve çimento hamuru üzerinde yapılan üç noktalı eğilme, yarma-çekme ve silindir basınç deneyleri sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılabilinir:

- Gevrek bir malzeme olan sertleşmiş çimento hamurundan yarı gevrek malzeme olan ince harca ve hafif agrega içeren kaba harç ile betona nasıl dönüştüğünün daha iyi anlaşılması için bu çalışmada mezo mekanik bağıntılar kullanılmıştır.

- Hafif betonlarda kırılma parametrelerinin belirlenmesi için tokalaşma mekanizmaları önemli olduğundan daha ileri mezo-mekanik bağıntılar gereklidir.

- Hafif betonun basınç mukavemetinde önemli derecede azalma olasına karşın ponza taşı hafif agregası orta derecede taşıyıcı hafif beton üretiminde kullanılabilinir. İnce harç fazının basınç dayanımının sertleşmiş çimento hamuru fazından daha büyük olduğu da görülmektedir.

- Ponza taşı içeren kaba harcın karakteristik boyu hafif betondan daha düşüktür. Böylece, hafif betonun, kaba ve ince harç fazları ve sertleşmiş çimento hamuru fazı ile karşılaştırıldığında daha sünek olduğu sonucuna varılabilir.

- Betonun, kaba ve ince harç fazlarının ve sertleşmiş çimento hamurunun elastisite modüllerinin deneysel değerleri ile tahmin edilen değerleri iyi uyum sağlamıştır.

KAYNAKLAR

[1] **Chang, T.P., Shieh, M.M.,** 1996. Fracture Properties of lightweight concrete, *Cement and Concrete Research*, **26**, 181-188.

[2] **Taşdemir, M.A.,** 1982. Taşıyıcı hafif betonların elastik ve elastik olmayan davranışları, *Doktara Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[3] **Miled, K., Le Roy, R., Sab., K., Boulay., C., 2004**. Compressive behavior of an idealized EPS lightweight concrete: size e.ects and failure mode, *Mechanics of Materials,* **66**, 1031-1046

[4] **Neville, A., M.,**1977. Properties of concrete, Pitman Publishing Limited, London.

[5] **Kılıç, A., Atiş, C. D., Yaşar, E., Özcan, F.,** 2003. High-strength lightweight concrete made with scoria aggregate containing mineral admixtures, *Cement and Concrete Research,* **33**, 1595-1599

[6] **Karihaloo, B.L., Abdalla, H.M. and Imjai, T.**, 2003, A simple method for determining the true specific fracture energy of concrete, *Magazine of Concrete Research*, **55**, 471-481.

[7] **Abdalla, H.M. and Karihaloo, B.L.,** 2003. Determination of size-independent specific fracture energy of concrete from three-point bend and wedge splitting tests, *Magazine of Concrete Research*, **55**, 133-141.

[8] **ASTM C 330-69**, Standart Specification for lightweight aggregates for structures concrete.

[9] **TS 2511**, 1977. Taşıyıcı hafif betonların karışım hesap esasları, T.S.E.

[10] **http://www.yks-yapkim.com/MBTturkey/Products/Category_01/**

[11] **Taşdemir, C.**, 2003. Hafif betonların ısı yalıtım ve taşıyıcılık özellikleri, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, **427**, 57-61.

[12] **Topçu, İ.B.,** 1988. Hafif beton özelliklerinin kompozit malzeme olarak incelenmesi, *Doktara Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[13] **Şahin, R., Demirboğa, R., Uysal, H., Gül, R.**, 2003. The effects of different cement dosages, slumps and pumice aggregate ratios on the compressive strength and densities of concrete, *Cement and Concrete Research*, **33**, 1245-1249.

[14] **Ramamurty, K., Narayanan, N.,** 2000. Factors influencing the density and compressive strength of aerated concrete, *Magazine of Concrete Research*, **52** (3), 163– 168.

[15] **Chi, J.M., Huang, R., Yang, C.C., Chang J.J.,** 2003. Effect of aggregate properties on the strength and stiffness of lightweight concrete, *Cement and Concrete Composites*, **25**, 197– 205.

[16] **Akkaya, Y., Bayramov, F. ve Taşdemir, M.A.**, 2003. Betonun kırılma mekaniği: tasarımda kullanılan mekanik özelikler ile kırılma parametreleri arasındaki bağıntılar, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, **426**, 70-75.

[17] **Shah, S.P., Ahmad, S.H.,** 1994. High performance concrete and applications, Printed in Great Britain for Edward Arnold, pp. 161-166.

[18] **Karihaloo, B.L.**, 1995. Fracture mechanics and structural concrete, Longman Group Limited, Essex.

[19] **Eser, F.Ö.**, 2002. Betonun kırılma parametrelerinin değişik yöntemlerle belirlenmesi, *Doktara Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[20] **Shah, S.P., Carpinteri, A.,** 1991. Fracture Mechanics Test Methods for Concrete, Chapman and Hall, London

[21] **Taşdemir, M.A., Karihaloo, B.L.,** 2001. Effect of aggregate volume fraction on the parameters of concrete : a meso-mechanical approach, *Magazine of Concrete Research*, **53**, 405-415.

[22] **RILEM Technical Committee 50-FMC,** 1985, Draft Recommendation: Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams, *Materials and Structure*, **18**, 287-291.

[23] **Huang, J. and Li, V.C.,** 1989. A meso-mechanical model of the tensile behaviour of concrete. Part II: modelling of post-peak tension softening behaviour, *Composite*, **20**, 370-378.

[24] **Faber, K.T., Evans, A.G. and Dory, M. D.,** 1983. A statical analyse of crack deflection as a thoughening mechanism in ceramic material, *In Fracture Mechanics of Ceramic*, **Vol.6**, eds R.C. Brant et al, 77-91.

[25] **Li, V.C. and Huang, J.,** 1990. Crack trapping and bridging as toughening mechanisms in high strength concrete, *In Micromechancis of Failure of Quasi-Brittle Materials,* Eds. S.P. Shah, S.E. Swartz and M.L. Ming, Elsevier Applied Science, London, 579-588.

[26] **Li, V.C. and Maalej, M.,** 1996. Toughening in cement based composite. Part I: cement, mortar, and concrete, *Cement and Concrete Composite*, **18**, 223-237.

[27] **Bayramov, F., Akçay, B., Ağar, A.Ş., Atahan, H.N., Şengül, C. and Taşdemir, M.A.**, 2004. Determination of the true specific fracture energy of concrete, 6th International Congress on Advances in Civil Engineering, Boğaziçi University, Istanbul, Turkey, 6-8 October 2004.

[28] **Nauss, D.J., and Lott, J.L.**, 1969. Fracture toughness of portland cement concrete, *ACI Journal*, **66 (6),** 481-489.

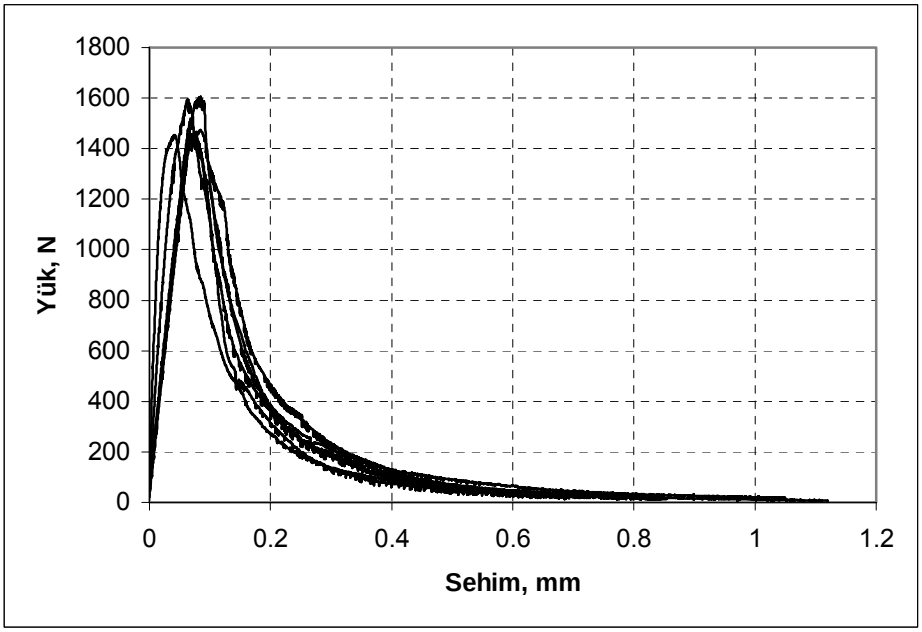
[29] **Yıldırım, H., Taşdemir, M.A. and Oktar, O.N.,** 1995. Efect of aggregate concentration on the strength and the tensile strain capacity of concrete, *ERMCO-95: 11th European Ready Mixed Concrete Congress*, Istanbul, 471-480.

[30] **Aldıkaçtı, K.V.,** 2004. Beton, harç ve çimento hamurunda kırılma enerjisinin belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi,* İ.T.Ü. Fen Bil. Enstitüsü, İstanbul.

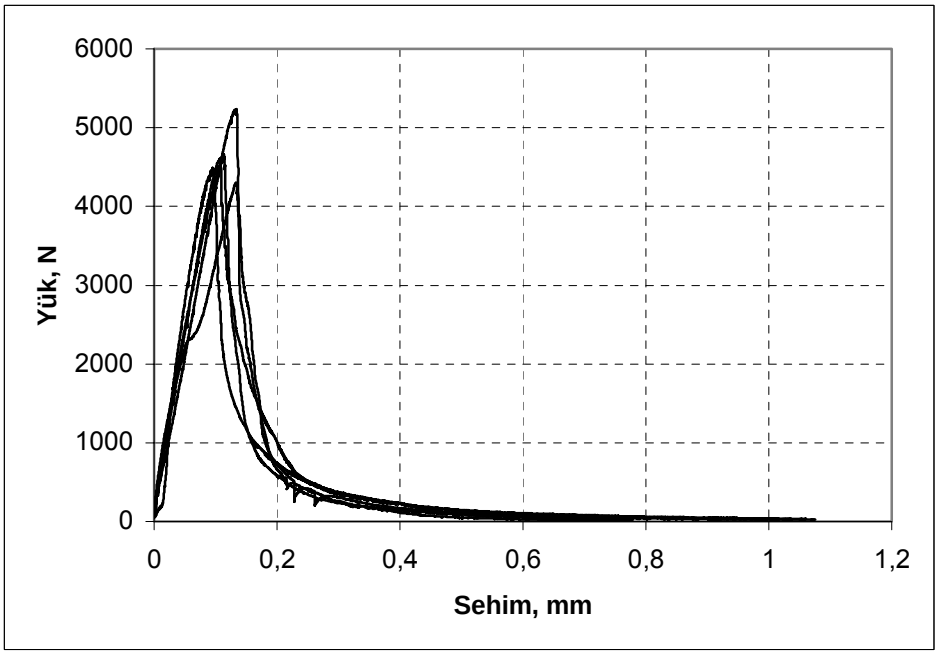
[31] **Lange-Kornbak, D. and Karihaloo, B.L.,** 1999. Role of microstructural parameters in the properties of plain concrete, *Concrete Science and engineering*, **1**, 238-252.

EKLER

EK A: Beton numunelere ait üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrileri

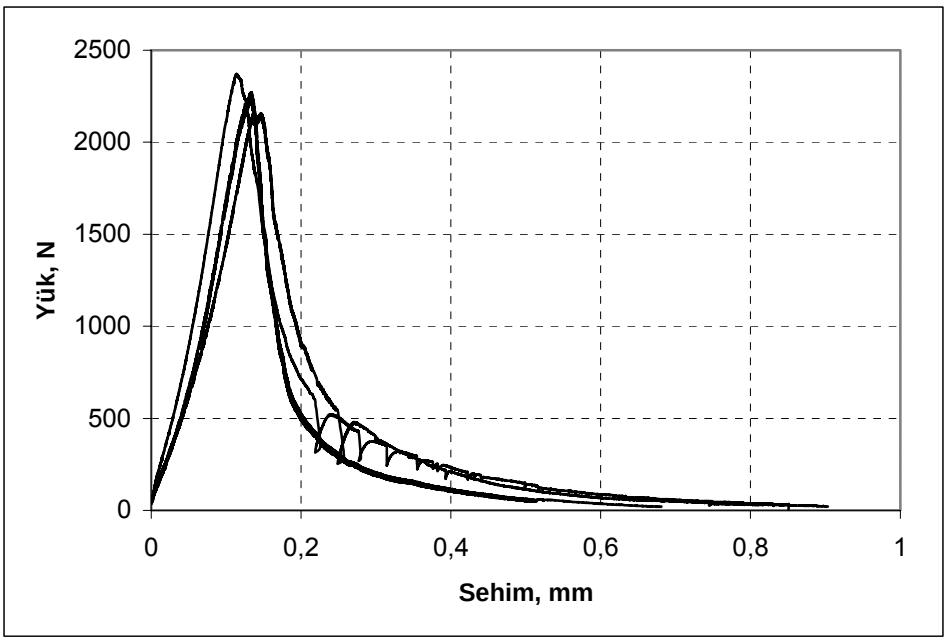


Şekil A.1. Derin çentik açılmış beton numunelere ait yük sehim eğrileri.

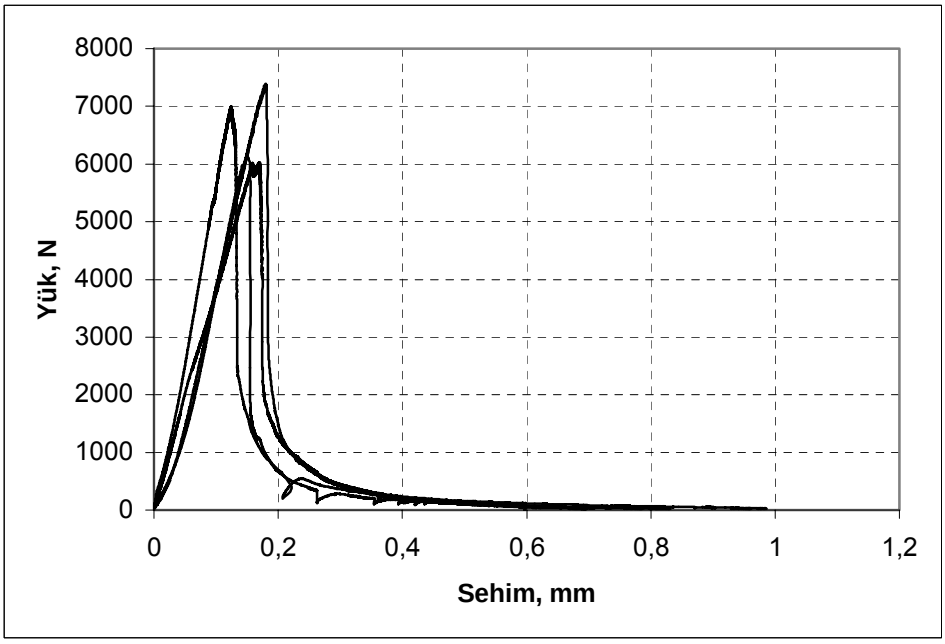


Şekil A.2. Sığ çentik açılmış beton numunelere ait yük sehim eğrileri.

EK B: Harç 2 numunelere ait üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrileri

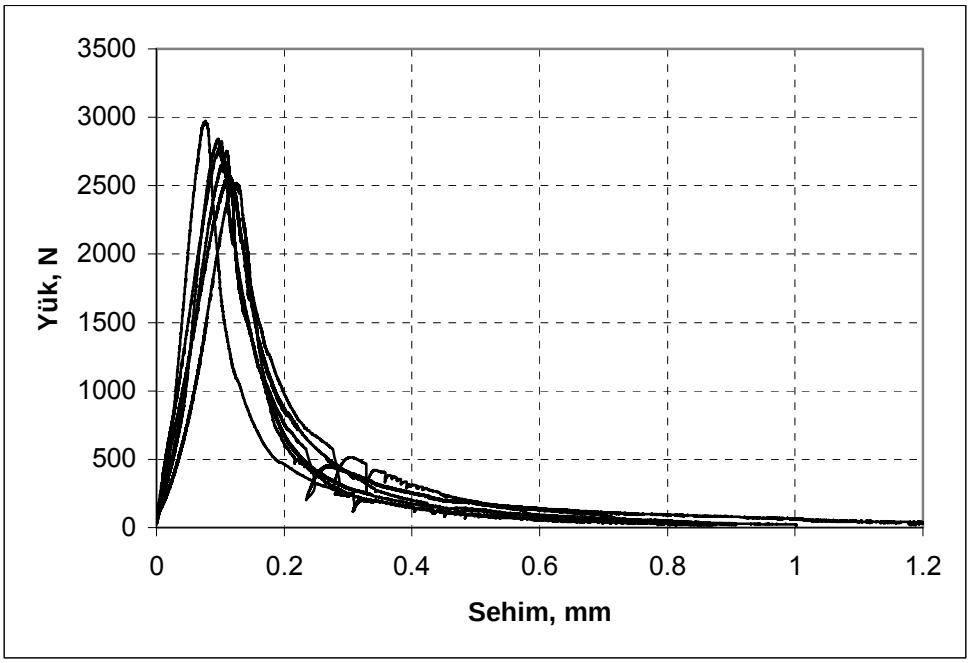


Şekil B.1. Derin çentik açılmış harç 2 numunelere ait yük sehim eğrileri.



Şekil B.2. Sığ çentik açılmış harç 2 numunelere ait yük sehim eğrileri.

EK C: Harç 1 numunelere ait üç noktalı eğilme deneyinden elde edilen yük-sehim eğrileri

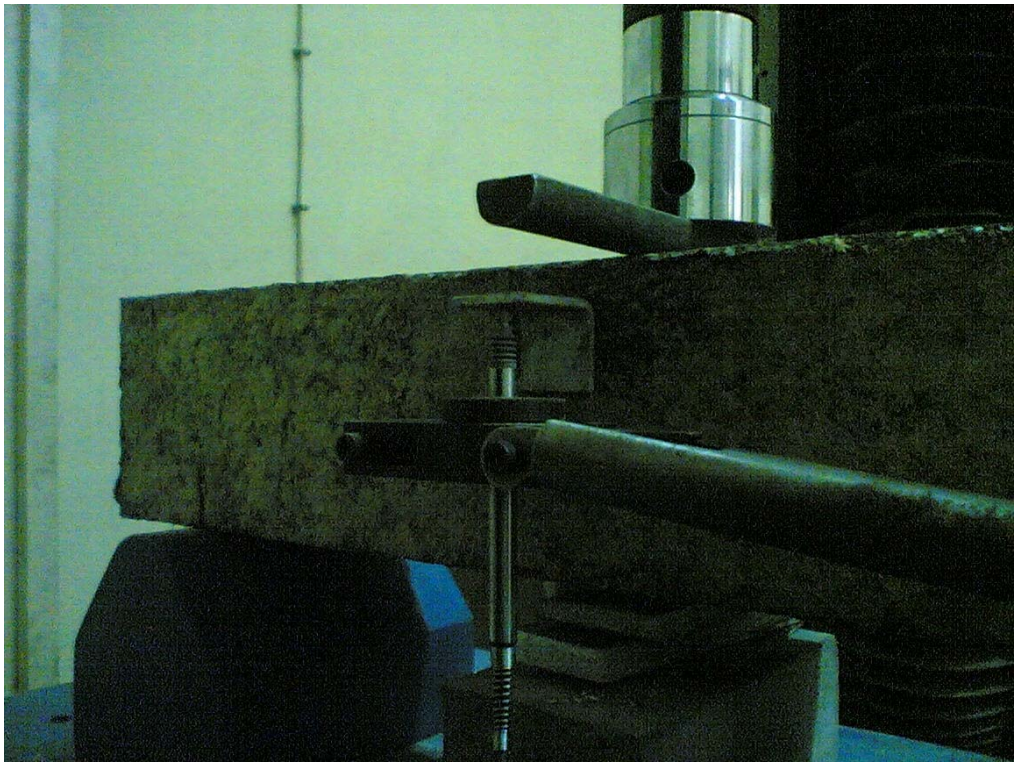


Şekil C.1. Derin çentik açılmış harç 1 numunelere ait yük sehim eğrileri.

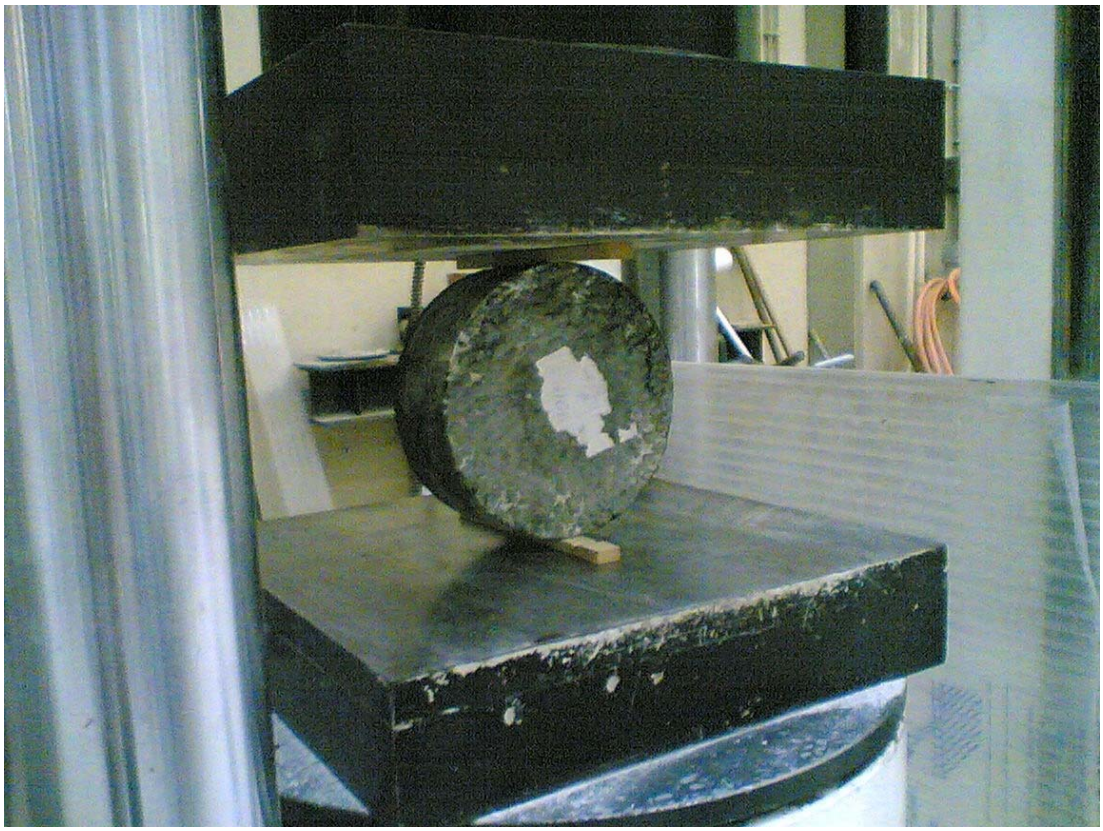
EK D: Deney düzenekleri ve deney numunelerine ait fotoğraflar



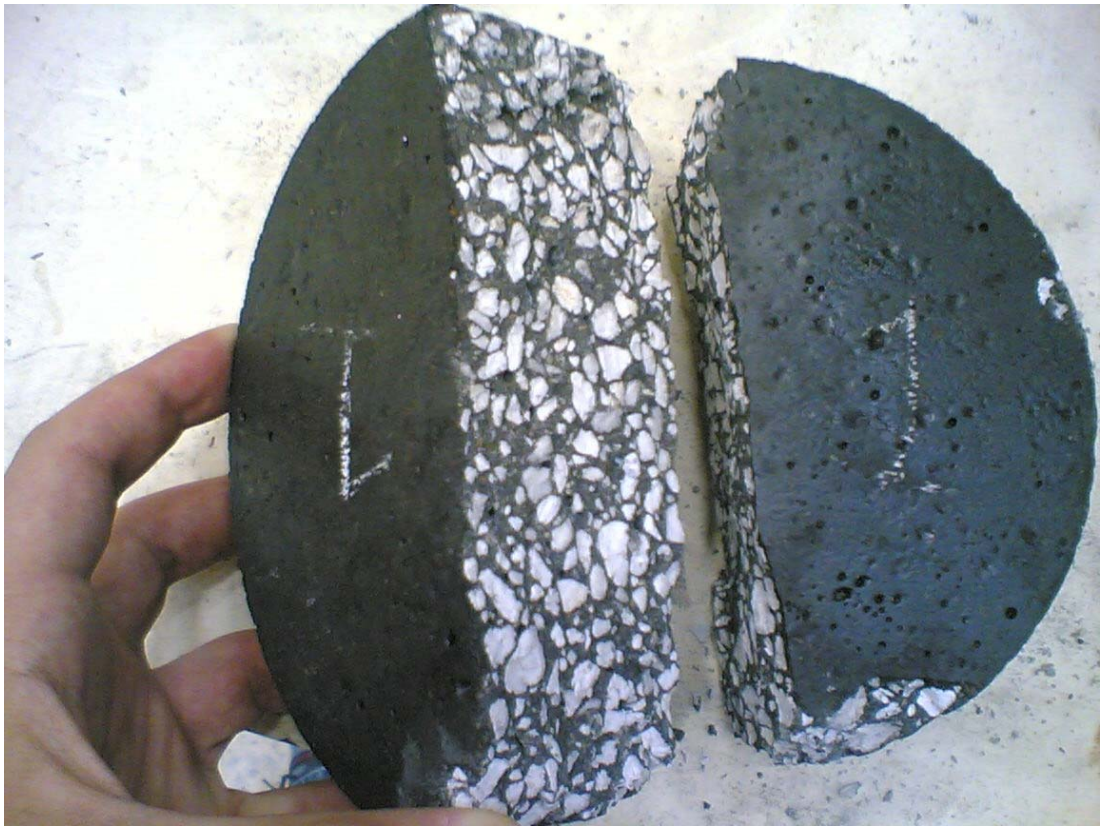
Şekil D.1. Üç noktalı eğilme deneyi düzeneği.



Şekil D.2. Üç noktalı eğilme deneyi düzeneğinde LVDT ile sehim ölçümü



Şekil D.3. Yarma-çekme deneyi düzeneği.



Şekil D.4. Yarma-çekme deneyi sonucu kırılan beton disk numunesi

EK E: Deney sonuçları

Tablo E.1. Numunelerin silindir basınç deneyi sonuçları

	Numune No	Maks. Yük (kN)	Silindir Dayanımı (N/mm^2)	Elastisite Modülü (N/mm^2)
Hafif Beton	SA1	194,2	24,7	17292
	SA2	218,2	27,8	15449
	SB1	163,5	20,8	14048
	SB2	183,3	23,4	14856
Harç 2	SC1	512,6	65,3	-
	SC2	479,4	61,1	26011
	SD1	369,9	47,1	28957
	SD2	408,4	52,0	29021
Harç 1	SE1	626,6	79,8	35894
	SE2	615,0	78,3	34659
	SF1	588,6	75,0	32604
	SF2	662,1	84,3	32933
Çimento Hamuru	SG1	560,9	71,5	23507
	SG2	581,4	74,1	25086
	SH1	461,8	58,8	23025
	SH2	488,5	62,2	24350

Tablo E.2. Numunelerin yarma-çekme dayanımı deneyi sonuçları

	Numune No	Kalınlık (mm)	Maks. Yük (kN)	Çap (mm)	Yarma-Çekme Dayanımı (N/mm^2)
Hafif Beton	PA1	61,4	51,0	150	3,53
	PA2	61,8	52,0	150	3,57
	PA3	62,0	50,5	150	3,46
	PB1	60,0	39,4	150	2,79
	PB2	59,5	46,5	150	3,32
	PB3	59,0	44,1	150	3,17
Harç 2	PC1	60,0	99,4	150	7,03
	PC2	60,0	85,2	150	6,03
	PC3	60,0	94,1	150	6,66
	PD1	60,0	64,5	150	4,56
	PD2	61,0	93,4	150	6,50
	PD3	61,0	93,0	150	6,47
Harç 1	PE1	60,0	121,3	150	8,58
	PE2	60,0	113,7	150	8,05
	PE3	60,0	114,5	150	8,10
	PF1	61,0	82,0	150	5,71
	PF2	60,0	79,4	150	5,62
	PF3	61,0	110,0	150	7,66
Çimento Hamuru	PG1	61,0	45,9	150	3,20
	PG2	61,0	85,3	150	5,94
	PG3	61,0	77,1	150	5,37
	PH1	61,0	86,1	150	5,99
	PH2	61,0	56,5	150	3,93
	PH3	61,0	86,6	150	6,03

Tablo E.3. Numunelerin üç noktalı eğilme deneyi sonuçları

	Numune No	Numune ağırlığı (kg)	Çentik Derinliği (mm)	Numune Derinliği (mm)	Maks. Yük (N)	Net Eğilme Dayanımı (MPa)	Özgül Kırılma Enerjisi (N/m)
Hafif Beton	A1	8,38	49	100	1455	3,64	41
	A2	8,32	49	102	1595	3,99	43
	A3	8,44	49	103	1466	3,66	44
	B1	8,67	51	102	1449	3,34	44
	B2	8,17	51	101	1605	3,70	53
	B3	8,30	51	104	1473	3,40	46
	A4	8,52	94	101	4491	3,05	56
	A5	8,35	94	101	5233	3,55	62
	A6	8,32	94	102	4303	2,92	56
	B4	8,53	94	103	4373	2,97	61
	B5	8,36	94	102	4612	3,13	54
	B6	8,39	94	101	4663	3,17	65
Harç 2	C1	10,88	54	106	2562	5,27	51
	C2	10,45	54	102	2270	4,67	50
	C3	11,06	54	103	2465	5,07	70
	D1	10,64	52	103	2522	5,60	62
	D2	10,35	52	100	2370	5,26	72
	D3	11,08	52	102	2157	4,79	68
	C4	10,48	95	102	7390	4,91	83
	C5	10,44	95	102	7068	4,70	-
	C6	10,37	95	101	6624	4,40	68
	D4	10,39	94	100	6996	4,75	75
	D5	10,32	94	100	6120	4,16	62
	D6	10,44	94	101	6025	4,09	80
Harç 1	E1	11,36	51	102	2822	6,51	80
	E2	11,42	51	102	2972	6,86	67
	E3	11,19	51	102	2519	5,81	66
	F1	11,10	53	101	2566	5,48	79
	F2	11,40	53	102	2842	6,07	85
	F3	11,49	52	104	2669	5,92	87
	E4	11,91	95	101	9067	6,03	-
	E5	11,52	95	101	9579	6,37	-
	E6	11,23	95	100	9535	6,34	-
	F4	11,18	94	101	8546	5,80	-
	F5	11,11	94	100	8425	5,72	-
	F6	11,95	90	101	6792	5,03	80

ÖZGEÇMİŞ

Yazar, 27 Mayıs 1979 tarihinde İstanbul'da doğdu. Lise öğrenimini 1997 yılında Özel Üsküdar Fen Lisesinde, Yüksek öğrenimini 2001 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde tamamladı.Yazar, aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi yüksek lisans programına kayıt oldu.